

学校代号 10731

学 号 072081402039

分 类 号 TU398

密 级 公 开



硕士学位论文

火灾后钢管混凝土组合框架 力学性能研究

学位申请人姓名 张 鹏 鹏

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 王文达 副教授

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 钢与组合结构

论文提交日期 2010年4月21日

学校代号：10731

学 号：072081402039

密 级：公开

兰州理工大学硕士学位论文

火灾后钢管混凝土组合框架力学能 研究

学位申请人姓名：张 鹏 鹏

导师姓名及职称：王文达 副教授

培 养 单 位：兰州理工大学

专 业 名 称：结构工程

论文提交日期：2010 年 4 月 21 日

论文答辩日期：2010 年 6 月 03 日

答辩委员会主席：莫庸 教授级高工

**Behavior of Concrete-filled Steel Tubular Composite Frame
after Exposure to Fire**

By

ZHANG Pengpeng

B.E. (Qingdao Agriculture University) 2007

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

April, 2010

兰州理工大学

学位论文原创性声明

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，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权兰州理工大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于

- 1、保密，在_____年解密后适用本授权书。
- 2、不保密。

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名： 日期： 年 月 日

导师签名： 日期： 年 月 日

目 录

摘 要	I
ABSTRACT	II
第1章 绪 论	1
1.1 研究背景	1
1.1.1 钢管混凝土的特点与应用	1
1.1.2 火灾与钢管混凝土的性能	2
1.2 研究意义	4
1.3 相关课题研究现状	4
1.3.1 常温下钢管混凝土节点与框架研究	6
1.3.2 温度场研究	12
1.3.3 火灾下钢管混凝土结构研究	14
1.3.4 火灾后钢管混凝土结构研究现状	17
1.4 研究方法和研究内容	19
第2章 钢管混凝土柱-钢梁框架温度场分析	21
2.1 概述	21
2.2 温度场有限元模型的建立	21
2.2.1 基本原理	21
2.2.2 火灾模型	23
2.2.3 有限元模型	24
2.2.4 材料热工参数	26
2.3 算例分析	27
2.3.1 钢管混凝土构件	27
2.3.2 钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点	31
2.3.3 钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁平面框架	32
2.4 钢管混凝土柱-钢梁框架温度场分布	34
2.5 本章小结	36
第3章 火灾后钢管混凝土柱框架的力学分析模型	38
3.1 概述	38
3.2 有限元模型的建立	38
3.2.1 材料的本构关系模型	38
3.2.2 单元类型选取	43
3.2.3 网格划分形式	44
3.2.4 接触面模型	44

3.2.5 边界条件及加载方式	45
3.2.6 求解	45
3.3 实验算例验证	46
3.3.1 常温下的钢管混凝土构件	46
3.3.2 常温下的钢管混凝土柱-钢梁连接节点	48
3.3.3 常温下的钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能	50
3.3.4 火灾下的钢管混凝土构件	51
3.3.5 火灾后的钢管混凝土构件	52
3.3.6 火灾后的钢管混凝土柱-钢梁连接节点	53
3.3.7 火灾后的钢管混凝土柱-钢梁框架	54
3.4 本章小结	59
第4章 参数分析与火灾后组合框架简化$P-\Delta$曲线	60
4.1 概述	60
4.2 火灾后组合框架典型算例	60
4.3 组合框架的 $P-\Delta$ 曲线影响因素参数分析	62
4.3.1 柱截面含钢率	62
4.3.2 柱钢材屈服强度	62
4.3.3 柱核心混凝土强度	63
4.3.4 柱轴压比	63
4.3.5 柱长细比	63
4.3.6 梁柱线刚度比	64
4.3.7 梁柱强度比	65
4.3.8 柱防火保护层厚度	65
4.4 火灾后钢管混凝土框架 $P-\Delta$ 曲线简化模型	65
4.5 本章小结	68
结论与展望	69
参考文献	71
致 谢	80
附录A 攻读学位期间所发表的学术论文目录	81

摘要

随着钢管混凝土结构在工程中应用的日益增多，尤其是近年来火灾频发，使深入研究钢管混凝土结构火灾后的力学性能变得越来越重要。

本文主要对火灾后钢管混凝土组合框架的力学性能进行了研究，具体进行了以下几方面的工作：

(1) 选择合适的热工参数模型，运用 ABAQUS 建立钢管混凝土柱-钢梁框架温度场有限元分析模型，建立模型模拟现有试验，并将模拟结果与试验数据对比验证模型的有效性。同时建立钢管混凝土柱-钢梁框架的受火模型，简要分析了框架在不同时刻的温度场分布。

(2) 选取合理的材料本构关系、单元模型和求解方法，考虑钢管与混凝土之间的约束效应以及接触面模型，建立火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能有限元分析模型，并模拟现有试验以验证模型的有效性。利用前述模型，建立火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能分析模型，并简要对比分析火灾后与常温下钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能区别。

(3) 利用上述有限元模型，建立火灾后钢管混凝土柱-钢梁混凝土楼板组合框架典型算例，并对可能影响火灾后组合框架荷载-位移关系的主要因素，如：钢管钢材强度、核心混凝土强度、柱截面含钢率、柱的长细比、柱轴压比、防火保护层厚度、梁柱线刚度比、梁柱强度比等参数进行分析，得到了各参数对火灾后钢管混凝土组合框架荷载-位移曲线的影响规律。并在此基础上提出了火灾后钢管混凝土组合框架荷载-位移骨架曲线的简化模型。

关键词：火灾后；钢管混凝土；组合框架；有限元；力学性能；参数分析

Abstract

With the increasing use of concrete-filled steel tubular (CFST) structure in engineering, especially fire disaster happens frequently in recent years, it is severely significant to further the research on the mechanical behavior of CFST structure after exposure to fire.

The paper describes the research studies on the mechanical behaviors of CFST composite frame after exposure to fire. The main achievements can be summarized as follows:

(1) Accurate thermal model was assumed, and CFST column to steel beam composite temperature field FEM model was also developed. The results obtained from the FEM model were verified against those experimental results. Meanwhile, the temperature distribution was analysed with the CFST composite model under fire.

(2) Reasonable material model, element type and solution method were assumed. The mechanical behavior model of CFST columns to steel beam composite frame was developed considering the restrained effect and interface model of steel tube and concrete. The results obtained from the FEM model were verified against experimental results. And comparison of mechanical behavior between CFST frame at ambient temperature and post fire was also analysed.

(3) Typical examples of CFST composite frame were modeled using the FEM model. Parametric analysis was performed to investigate the mechanical behavior of the composite frame after exposure to fire. The strength of steel tube, the concrete strength of column, the steel ratio of column, slenderness ratio, the axial compression ratio, the depth of fire protection, the beam to columns linear stiffness ratio and the beam to column strength ratio were considered as parameters. The influence of parameters to the load to displacement curve of CFST composite frame after exposure to fire was received. A simplified $P-\Delta$ curve model was also given.

Key words: post fire; concrete filled steel tube (CFST); composite frame; finite element method (FEM); mechanical behavior; parameters analysis

第1章 绪论

1.1 研究背景

近年来，火灾频发对人类的生命财产安全带来了严重危害，因此结构的抗火性能逐渐成为建筑结构研究所面临的一个重大课题。钢管混凝土结构因其一系列优点被越来越广泛的应用到现代建筑结构中，但是由于推广时间较短，对其性能的研究与钢结构和钢筋混凝土结构相比还相对较少，尤其是高温后钢管混凝土结构的力学性能研究的报道更是不多见。

1.1.1 钢管混凝土的特点与应用

钢管混凝土是指在钢管中填充混凝土而形成的、且钢管及其核心混凝土能共同承受外荷载作用的结构构件。按截面形式的不同，可分为圆形钢管混凝土，方、矩形钢管混凝土和多边形钢管混凝土等（韩林海，2007^[1]）。本文研究的对象为工程中常用的圆形和方形截面钢管混凝土。

钢管和混凝土组合成钢管混凝土，在受力过程中相互作用，可弥补各自的缺点，充分发挥两者的优点。首先，钢管的约束作用使混凝土强度得以提高，塑性和韧性大为改善；其次，混凝土的填充支撑作用避免或延缓了钢管的失稳屈曲，从而保证钢材性能的充分发挥（韩林海，2007^[1]；钟善铜，2003^[2]）。



图 1.1 台北 101 大厦

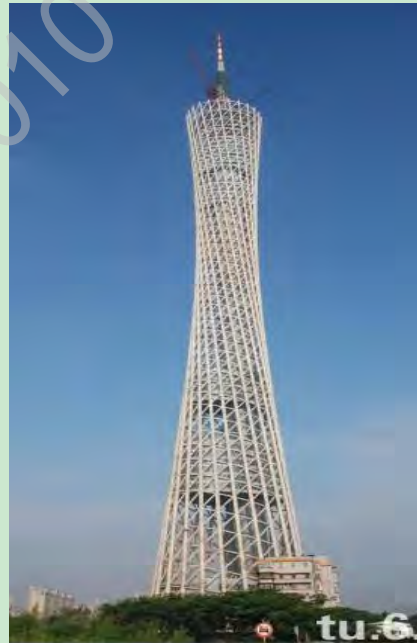


图 1.2 广州海心塔

钢管混凝土具有承载力高、塑性和韧性好、施工方便、耐火性能良、抗震性能佳和经济效益好等特点，因此被越来越多地应用于各类建筑结构，如多高层建筑、工业厂房、桥梁等（韩林海，2007^[1]；韩林海等，2009^[3]）。国内很多有名的建筑也应用了钢管混凝土结构，取得了良好的经济效益和建筑效果。如图 1.1 是

2003年10月建成的当时世界第一高度的摩天大楼——台北101大厦（原名台北国际金融中心），建筑高度508m，地下5层，地上101层，结构采用了截面为 $3\text{m} \times 2.4\text{m}$ 矩形钢管混凝土柱。图1.2为2009年竣工的广州新电视塔——海心塔，结构外筒是由24根圆形钢管混凝土柱斜交形成的网格筒体，其中塔身主体454米，天线桅杆156米，总高度610m，为世界第一高塔。据不完全统计，国内采用钢管混凝土结构的多层、高层建筑已有近三十座（韩林海，2007^[1]），除了上述两座，其中有代表性的还有：深圳赛格广场大厦（76层，291.6m高，采用圆钢管混凝土）、杭州瑞丰国际商务大厦（28层，89.7m高，采用方钢管混凝土）和武汉国际证券大厦（71层，249.3m高，采用矩形钢管混凝土）等，如图1.3所示。



(a) 深圳赛格广场大厦 (b) 杭州瑞丰国际商务大厦 (c) 武汉国际证券大厦

图 1.3 钢管混凝土典型建筑

各国研究者和研究机构也都先后展开了对钢管混凝土结构的深入研究并制定了相关的设计规范，如美国规程 ACI318-05、ANSI/AISC360-05、英国标准 BS5400、日本规程 AIJ 以及欧洲规范 Eurocode4 等。我国近十几年来也先后颁布了几本有关钢管混凝土结构设计方面的规程，如国家建筑材料工业局标准 JGJ01-89、中国工程建设标准化协会标准 CECS28: 90 和 CECS159: 2004、中华人民共和国电力行业标准 DL/T5085-1999、中华人民共和国军用标准 GJB4142-2000 等。

1.1.2 火灾与钢管混凝土的性能

火灾是各种灾害中发生最频繁且极具毁灭性的灾害之一，它严重威胁着人类的生命财产安全。其中，建筑火灾发生次数最多损失最大，约占全部火灾的80%左右，对人类的危害最严重也最直接。近些年来建筑火灾的次数和造成的损失都呈上升趋势。

从1980年到1988年，美国平均每年发生火灾250万余起，死亡6000人，伤30000人，仅1980年就发生火灾300万起，造成的直接经济损失为62.5亿美元，同年日本发生火灾6万多起，直接经济损失为1460亿日元。从1989到1991三年间，美国每年因火灾造成的直接经济损失分别为92亿美元、82亿美元和100亿

美元，日本为 4500 亿日元、5200 亿日元和 7900 亿日元。据统计，我国 20 世纪 50 年代平均火灾直接经济损失 0.5 亿元，60 年代 1.5 亿元，70 年代 2.5 亿元，80 年代 3.2 亿元，90 年代 10.0 亿，进入 21 世纪，火灾损失更为严重（李国强等，2006^[4]）。21 世纪前 5 年间中国的年均火灾损失为 15.5 亿元。世界上发达国家每年火灾损失额达几亿至几十亿美元，占国民经济总产值的 0.2-1.0%（王卫华，2009^[5]）。尤其是 2001 年震惊世界的“911”事件给人们心中留下了永远无法抹去的伤痛，其最直接的危害是造成了 2749 人死亡和 1000 多亿美元的经济损失。2009 年 2 月 9 日我国中央央视新址大楼北配楼发生火灾，虽然未造成人员伤亡，仅烧毁设备的经济损失就高达几十亿。图 1.4 是近年国内外发生的一些建筑火灾的图片。



图 1.4 生活中的建筑火灾图片

火灾对人类社会的危害如此严重，为了避免人员伤亡，最低限度地减轻经济损失，许多国家都建立起建筑结构抗火性能研究的大型实验室。目前，国内外大量研究者已对钢筋混凝土结构的火灾下和火灾后性能进行了比较系统的研究，并取得了大量的研究成果。由于钢管混凝土结构推广时间较短，对其性能的研究远不如钢结构和钢筋混凝土结构那样深入，特别是对高温后力学性能研究的报道更少。

火灾作用下，由于钢管和核心混凝土之间的相互作用，使钢管混凝土具有良好的耐火性能（林晓康，2006^[6]）。原因在于：首先，钢管内存在大量的混凝土。混凝土的热容比钢材大得多，导热系数却比钢材小得多。所以，发生火灾时，外部钢管虽然升温较快，但内部混凝土升温滞后，因而温度不高的混凝土仍具有承载力，使钢管混凝土能经受较长的火灾燃烧时间而不破坏；对外部钢管而言，由于其热量充分被核心混凝土吸收，也使外部钢管温度升高的幅度低于纯钢结构，可有效地提高钢管混凝土构件的耐火极限和防火水平。其次，当构件遭受火灾作用时，由于钢管的保护作用，核心混凝土在高温下并没有像钢筋混凝土那样发生剥落和崩裂，而钢管虽然在高温下已软化，丧失强度而失去承载力，但是由于内部混凝土的存在，保证了钢管不发生失稳和局部屈曲。所以二者能够相互贡献，协同互补，共同工作，提高了钢管混凝土构件的整体性，使之具有很好的耐火性

能。

在火灾作用后，混凝土受到钢管的约束效应不会产生劈裂，仍可保持一定的承载力。钢管的强度随着外界温度的降低可以得到不同程度的恢复，截面的力学性能比高温下有所改善，结构的整体性比火灾中也有所提高。同时，火灾后承载力这不仅为结构的修复加固提供了一个较为安全的工作环境，也可使施工简便，减少工作量，降低维修费用。

1.2 研究意义

随着高层和超高层在世界各地的蓬勃发展，钢管混凝土结的应用也越来越广泛。然而日益频发的建筑火灾却给人类带来了极大的危害，尤其是高层建筑的层数多、高度高、体积大、人员密集，其火灾的危险性比普通建筑大得多。这给土木工程师们提出了一些新的问题，如何通过设计来提高结构的防火、抗火能力，可靠地评估火灾后钢管混凝土柱的损伤程度并进行加固处理将成为国内外研究者所研究的热门课题。因此，研究火灾作用后钢管混凝土的性能，确定其经历火灾后强度、刚度等基本力学性能指标的变化，具有重要意义。

近些年来，已有很多国内外学者对火灾下的钢管混凝土结构进行过研究，并且取得了很多研究成果。但是对于火灾后钢管混凝土的性能研究仍然相对较少。早期进行的结构火灾试验多是单个构件试验，这些研究成果的取得为人们认识整体结构在火灾下的力学性能打下了坚实基础，但也有其不足之处。

钢管混凝土构件在结构中一般是作为以承受竖向荷载为主的柱构件，在结构体系中的受力特性必将受到其他周围构件以及整体结构体系的影响，其力学性能和工作机理与单个构件有一定的区别。实际上，不同构件通过节点联系形成框架体系而相互作用，协同工作。在受火过程中单个构件抗力下降，会在体系之内引起内力重分布 (Armer and Moore, 1994^[7])。此外，升温过程中材料的膨胀和降温过程中材料的收缩都会在体系内部产生内力，甚至引起柱失稳和梁发生局部屈曲 (Bailey 等, 1996^[8])。因此，单个构件 (包括节点) 的性能并不能很好地反映出结构的整体受力情况。

为了全面地了解钢管混凝土结构的火灾后力学性能，以便准确地对火灾后钢管混凝土结构进行灾后评估，并确定合理的灾后修复加固措施，在以往有关常温下钢管混凝土框架力学性能、钢管混凝土耐火性能以及火灾后力学性能评估研究的基础上，对钢管混凝土框架火灾后的力学性能进行研究是非常必要的。

本文将直接从研究钢管混凝土框架结构的整体作用入手，通过可靠的有限元模拟方法对火灾后钢管混凝土框架的力学性能进行分析，以期为进一步深入研究火灾后钢管混凝土结构，或进行损伤评估和修复加固提供参考。

1.3 相关课题研究现状

钢管混凝土由于其力学特性应用于建筑工程中一般是作为建筑物的柱，与其

他构件，如钢-混凝土组合梁或钢筋混凝土梁、压型钢板-混凝土组合楼板或钢筋混凝土楼板等一起可组成钢管混凝土框架结构体系。典型的钢管混凝土框架主要由三部分组成，即钢管混凝土框架柱、框架梁和梁柱节点。这三部分各自的力学性能直接影响和决定着框架的力学性能（王文达，2006^[9]）。

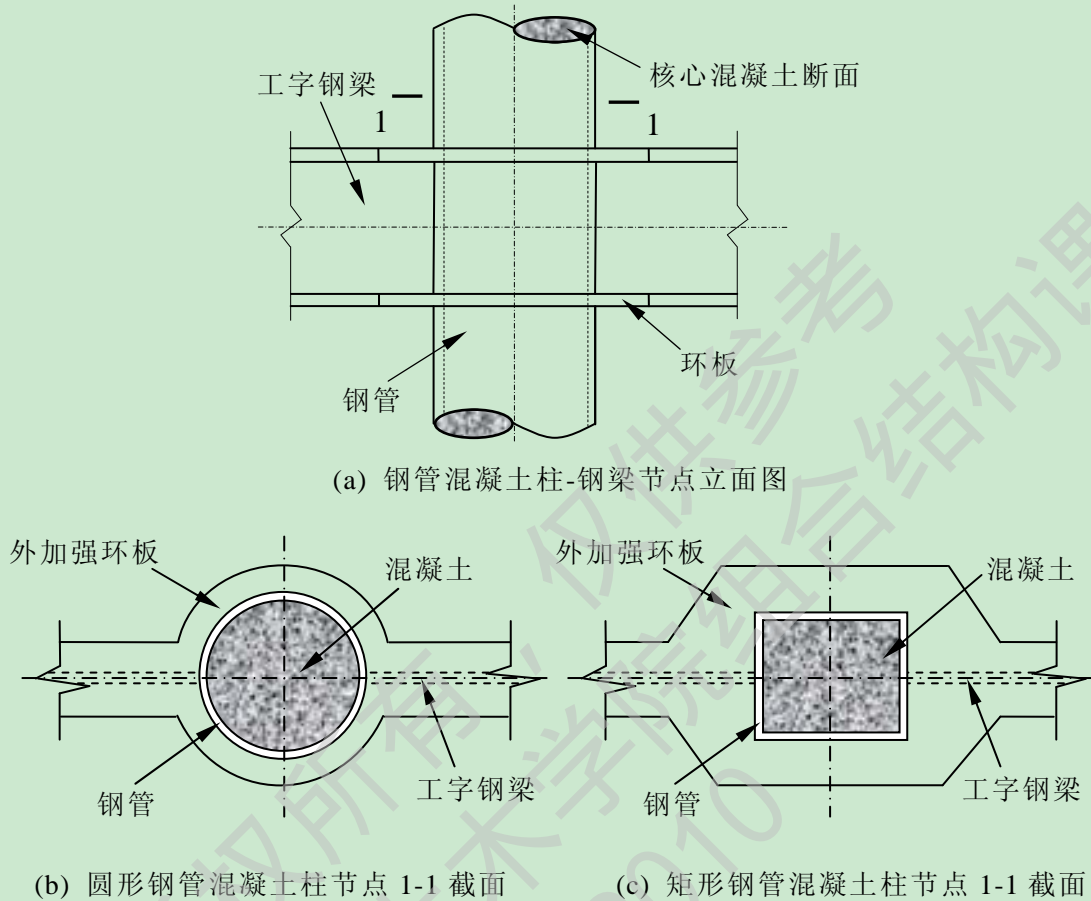


图 1.5 钢管混凝土柱-钢梁节点示意图



图 1.6 实际工程中的钢管混凝土柱-钢梁框架（韩林海等，2009^[3]）

图 1.5 给出了钢管混凝土柱和钢梁组成的节点示意图。图 1.6 为韩林海等（2009）^[3]中某工程中采用钢管混凝土柱和钢梁的框架结构。

节点是结构受力的关键部位，梁和柱的内力通过节点传递，因此节点工作的安全可靠是保证框架结构正常工作的前提。要研究框架的整体受力性能首先必须

了解节点的受力性能。同时，研究火灾后钢管混凝土的性能也必须了解其在常温下和火灾下的力学性能。因此，为了更好的了解火灾后钢管混凝土框架的性能，本文查阅了相关课题文献，在总结国内现有火灾试验和理论研究的基础上，对常温下钢管混凝土节点与框架力学性能、温度场、火灾下钢管混凝土结构力学性能、火灾后钢管混凝土结构力学性能四个方面进行了综述。

1.3.1 常温下钢管混凝土节点与框架研究

1.3.1.1 常温下钢管混凝土节点研究

根据框架梁材料的不同，节点可以分为钢管混凝土柱-钢梁节点和钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点，不同的框架梁的材料和构造方式，节点的受力特点和构造也不同。依据受力特点，钢管混凝土结构的梁柱节点可分为铰接节点、半刚性节点、刚性节点。刚性节点是我国建筑工程中应用最为广泛的一种节点形式，该类节点构造要点是：在受力过程中，梁柱轴线的夹角始终保持不变，梁端的弯矩、轴力和剪力通过合理的构造措施安全可靠地传给钢管混凝土柱身（霍静思，2005^[10]）。根据设计原则和连接处力的传递形式，节点可以分为加强环式节点、钢筋贯通式节点、锚定板式节点、十字板式节点、钢筋环绕式节点、劲性环梁节点、单双梁式节点等等多种形式。目前加强环式节点在国内外应用较多，对其常温下性能也有较深入研究。

Choi 等（1995a）^[11]对有无加强环板、与钢管有无焊接的外加强环板、无焊接的改进 T 型外加强环板等不同构造措施下的 11 个钢管混凝土柱-钢梁连接节点进行了单调或反复荷载作用下的力学性能对比研究。Choi 等（1995b）^[12]进行了 21 个试件在上述构造措施情况下节点局部抗拉性能的试验研究。结果表明，焊接外加强环板等类型的节点都有很好的延性、承载能力、刚度，以及饱满的滞回曲线。

Shim 等（1995）^[13]以加强环板开口尺寸和厚度、节点区是否浇筑混凝土等为主要参数，进行了钢管混凝土柱和 H 型钢梁节点的静力和滞回性能试验研究。试验结果表明，所有的节点试件滞回性能稳定，尤其是内加强环板节点具有良好的刚度和耗能能力；圆形孔开口试件比方形孔开口试件有更高的强度和塑性变形能力，开口率达到 50% 时强度也几乎不会降低。

Alostaz 和 Schneider（1996）^[14]利用三维非线性有限元方法分析了钢管混凝土柱-钢梁节点在不同构造措施情况下的抗震性能。节点的构造措施类型主要有外加强环板式节点、简单焊接节点、预埋焊接变形钢筋式节点、内埋铆钉式节点、穿心腹板加内埋铆钉式节点、穿心钢梁式节点、穿心翼缘板式节点等，并考虑钢管径厚比、轴压比及梁的弯矩剪力比等参数对节点力学性能的影响。

Kawaguchi 等（1997）^[15]通过对钢管混凝土柱-钢梁连接穿心外加强环板式框架在轴压力和反复水平荷载作用下的承载能力和变形能力试验研究，表明该类框架具有很好的抗地震作用能力。

Fu 等 (1998) [16] 对圆钢管混凝土柱和 H 型钢梁内外环加强环板的空间梁柱节点进行了拟静力试验。试验表明, 节点有很好的力学性能, 并采用屈服线理论对梁柱节点的塑性强度及极限强度进行计算分析。

Oh 等 (1998) [17] 对冷弯钢管混凝土柱与 H 型钢梁连接节点的滞回性能进行了试验研究, 节点采用 T 形加劲件加穿心弯起钢板来加强其刚度。试验结果表明, 除了 T 形加劲件较小的节点外, 其余节点都表现了良好的变形能力, 对于中震区, 可以只用穿心弯起板加强以抵抗地震荷载。

Cheng 等 (2000) [18] 研究了钢管宽厚比、管内是否灌混凝土以及节点类型 (外环板式和穿心外环板节点) 对节点力学性能的影响, 试验验证了外环板形式节点可以很好地传递钢梁内力。

Chiew 等 (2001) [19] 进行了 8 个不同构造措施的钢管混凝土柱-钢梁节点在单调荷载作用下力学性能的试验研究和有限元分析, 并以构件几何参数、节点细部加劲构造等为参数, 分析了加强环板、剪切板和钢筋贯通等对刚性节点强度的影响。结果表明, 采用外加强环板和钢筋贯通的构造措施可以将大部分剪力直接传递给核心混凝土, 因此可避免钢管由于受剪力过大而过早地发生局部屈曲。

张大旭和张素梅 (2001) [20] 对圆钢管混凝土外加强环节点的动态性能进行了试验研究, 包括强柱弱梁和削弱节点区两类节点, 轴压比为 0.4-0.68。基于试验结果, 张素梅和张大旭 (2001) [21] 对钢管混凝土梁柱节点梁端荷载-位移滞回曲线进行了理论分析, 建立了节点恢复力模型, 按照传统和改进两种分析方法, 编制数值计算程序进行节点荷载-位移滞回曲线分析, 理论计算结果与试验数据吻合良好。

Kim 等 (2002) [22] 进行了 6 个较大尺寸钢管混凝土柱-H 型钢梁带 T 形外加劲件节点滞回性能的试验研究, T 形加劲件由水平和竖向组件焊接而成。试验实测的滞回曲线饱满, 试件有三种破坏形态, 即水平组件抗剪破坏、竖向组件受拉破坏和钢梁屈曲破坏。其中, 钢梁屈曲应是合适的破坏模态, 因为这种情况可在梁端形成塑性铰, 提高节点变形能力和耗能能力。该类节点的应用还需要做进一步的研究。

吕西林等 (2002) [23] 对带内隔板的方钢管混凝土柱与钢梁连接节点的设计方法进行了研究。其节点形式是: 在方钢管内钢梁翼缘高度处焊内隔板, 钢梁翼缘与钢管壁焊接以传递梁端弯矩; 钢梁腹板与方钢管外壁 (或预设钢牛腿) 用高强螺栓连接或焊接以传递梁端剪力, 即所谓的“栓焊混合连接”节点。利用提出的计算公式对试验结果进行了验算, 发现计算结果具有较好的精度, 在此基础上对此类节点提出了设计构造建议。

Johansson (2003) [24] 应用有限元软件 ABAQUS 对抗剪腹板直接与钢管壁焊接和腹板穿过钢管两种构造形式的节点进行了理论分析, 目的在于研究当应用高强混凝土时, 如何提高荷载传递的要求以保证组合效应的实现。研究结果表明, 计算结果与已有的试验结果吻合较好。随着混凝土强度的提高, 直接焊接到钢管

上的连接方式不能满足节点区荷载传递的要求，而采用腹板穿心式节点，则可以把荷载有效地传递给核心混凝土。

陈娟（2004）^[25]利用 AYSYS 软件对加强环板钢管混凝土柱节点性能进行了研究，用 6 个节点试验对有限元模型进行了校核，并在此基础上进行了参数分析。研究表明，加强环式钢管混凝土柱节点在梁端作用下存在着相对转动。加强环的形式对节点刚度有一定影响。在所有影响节点刚度的参数中，梁的截面高度影响最大，而梁腹板厚度几乎没有影响。

周天华（2004）^[26]进行了方钢管混凝土柱-钢梁连接节点的实验研究，六个节点分为栓焊连接和全对接焊接两组。用 ANSYS 对带内隔板方钢管混凝土柱-钢梁节点进行建模，模拟分析单调和低周反复加载下节点的受力性能，考察了轴压比、混凝土强度等因素对节点受力性能的影响。

吕西林等（2005）^[27]介绍了《矩形钢管混凝土结构技术规程 CECS159: 2004》中矩形钢管混凝土柱与钢梁连接节点的设计方法，包括规程推荐的几种梁柱连接方式、相应节点形式的设计方法以及构造方面的规定。

王文达等（2006）^[28]进行了 8 个方钢管混凝土柱-钢梁外加强环式节点试件在恒定轴力和水平往复荷载作用下的滞回性能试验研究，考察了钢管混凝土柱轴压比和环板宽度对节点力学性能的影响。结果表明：柱轴压比对节点的水平承载力和抗震性能影响较大，随着轴压比的增大，节点的水平极限承载力下降，位移延性和耗能能力降低；不同环板宽度节点的滞回曲线均为饱满的梭形，强度和刚度退化不明显。

陈曦和王湛（2007）^[29]利用有限元软件 ANSYS 对加强环式钢管混凝土节点梁柱连接的刚度进行了有限元分析。通过对节点域各个参数的分析，确定了影响梁柱连接刚度的重要因素，并给出了通用的节点梁柱连接刚度 $M-\theta$ 计算公式。

王静峰等（2007）^[30]对王文达等（2006）^[28]中的试验进行了有限元分析。经分析给出了有限元计算中钢材和混凝土的本构关系模型、钢管及其核心混凝土之间界面模型等确定方法，并建议了合理的环板宽度设计方法，理论计算结果与试验结果吻合较好。

Wang 等（2008）^[31]对钢管混凝土柱-钢梁外加强环板节点，在轴向压力和水平荷载共同作用下进行了试验研究和理论分析，其中包括了 5 个变截面和 3 个基本节点。研究表明，在相同荷载作用下变截面节点与基本节点相比较，横向水平荷载和位移曲线并无明显变化，耗能得到明显改善。

Han 等（2009）^[32]描述了循环荷载作用下薄壁钢管混凝土梁柱节点的 8 个试验，选取了柱的横截面类型和轴压力水平作为试验参数。此外，选取 2 个钢管混凝土梁柱节点试验已进行对比。每个钢管混凝土梁柱节点构件都由钢管混凝土柱及柱上方的梁构成，作为建筑的内部节点。对试验结果进行分析，评测了不同的参数对于梁柱节点性能的影响。结果表明，薄壁钢管混凝土柱显示出了卓越的抗震性能和良好的适应性，特别适用于地震区使用。

聂建国和徐桂银（2009）^[33]建立了方钢管混凝土柱节点抗剪受力模型，研究了方钢管混凝土柱节点的受剪屈服问题。该模型在试验的基础上，将方钢管混凝土柱节点抗剪受力过程分为协同工作、共同工作、屈服强化和极限变形4个阶段，抗剪受力由钢管腹板和节点核心区混凝土共同承担，其中核心区混凝土又以平面抗剪和压杆模式分别对抗剪承载力做出贡献。该模型与试验结果吻合良好，可对方钢管混凝土柱节点的受剪和变形等性能进行分析研究。

陈庆军等（2010）^[34]为了研究柱钢管不全贯通式钢管混凝土柱-梁节点的偏压性能，探讨了偏压试验中的节点试件的破坏形态、极限承载力及变形能力等情况，并采用有限元软件进行参数分析。试验及分析结果表明，节点具有较好的延性，节点方案是可行的。有限元分析可较好地模拟偏压试件的变形及极限承载力、裂缝开展及钢筋应变分布规律。

1.3.1.2 常温下钢管混凝土框架研究

在钢管混凝土结构中，钢管混凝土柱与钢梁（或钢筋混凝土框架梁、钢-混凝土组合梁等）组成的框架结构是最常用的结构形式之一。以往对钢管混凝土的研究主要集中在构件上，成果也基本反映在相关的设计规程中，对框架体系整体性能的研究并不多。作为框架中的结构中的框架柱，其受力要受到体系中其他构件的约束和影响，因此十分有必要对结构体系进行试验研究和理论分析，以便合理地了解钢管混凝土结构在结构体系中的力学性能。

Matsui（1985）^[35]介绍了由宽翼缘钢梁和方钢管混凝土柱组成的单层框架的拟静力试验结果，试验中改变柱的宽厚比参数、节点的加强环类型以及加载历史。试验得出的滞回曲线饱满，没有明显的刚度退化现象。同时，由于钢管混凝土柱内部混凝土的支撑作用延缓了钢管的屈服，该试验得出钢管混凝土柱的外钢管的宽厚比限值可以放大到空钢管的1.5倍。

Hajjar 和 Molodan（1998）^[36]、Hajjar 和 Schiller（1998）^[37]分别提出了两种用于分析方钢管混凝土结构滞回性能的理论模型，一种是考虑材料几何和物理非线性的纤维模型法，用非线性滑移面模型模拟钢管和混凝土之间的滑移，计算时将钢管混凝土截面划分成若干网格，利用网格形心处纤维的应力-应变关系计算整个构件的动力反应；另一种是采用三维力空间的边界模型来模拟钢与混凝土的几何及物理非线性，给出了相应的钢材和混凝土在往复荷载下的应力-应变关系，进而分析钢管混凝土构件的滞回特性，计算结果得到试验结果的验证。

张文福（2000）^[38]介绍了四榀圆钢管混凝土柱-钢梁组成的单层跨框架的低周反复荷载试验，采用外加强环板的刚性节点构造。结果表明，圆钢管混凝土框架滞回曲线的稳定性好，没有明显的刚度退化，说明此类结构体系具有良好的抗震性能。并提出了适合循环加载条件的核心混凝土本构关系模型，该模型考虑了三向应力及裂面接触效应，采用切线刚度矩阵方法对钢管混凝土构件进行了全过程分析，根据非线性有限元基本理论，基于 AUL 表述，提出了适合钢管混凝土框架的梁-柱单元列式，进行了单层钢管混凝土框架荷载-位移全过程分析。

宗周红等(2002)^[39]通过对一榀由钢管混凝土柱和组合楼盖经由半刚性连接构成的组合框架 1:3 比例模型的拟静力、拟动力试验和弹塑性地震反应分析,研究了此类结构在地震作用下的动力响应,恢复力特性和耗能性能。其中输入的地震波先采用 EI-Centrol 波,后采用 Kobe 波,模拟结构经历不同的地震作用试验测试结果显示:累积损伤导致结构底层刚度的较大弱化,结构基频下降;钢管混凝土柱屈服,角区混凝土开裂,结构呈现较好的变形延性。试验表明了,钢-混凝土组合框架结构具有良好的抗震性能。

王来等(2003)^[40]通过对两跨三层方钢管混凝土柱-钢梁平面框架结构模型在顶层柱顶承受恒定竖向荷载和顶层梁端承受水平低周往复荷载下的抗震性能试验研究。试验结果和理论分析表明:方钢管混凝土框架结构水平承载能力较高,在低周往复荷载作用下的变形能力较强,其抗震性能明显优于钢筋混凝土结构。

周栋梁等(2004)^[41]采用钢筋混凝土环梁连接的两层两跨钢筋混凝土梁-钢管混凝土柱框架进行了拟动力试验和静力试验。为了研究环梁在地震作用下的破坏形态,大部分节点设计成“弱环梁、强框架梁”,少量节点设计成“强环梁、弱框架梁”。试验发现,小震作用下框架基本处于弹性状态,层间位移角小于 1/1500,刚度降低很少;中震作用下,钢筋混凝土环梁和框架梁有微裂缝,结构刚度降低约 30%;大震作用时,框架梁和环梁的钢筋屈服,层间位移角仍小于 1/100,在单调递增的水平力作用下,层间位移角达到 1/34,部分环梁和框架梁破坏,但框架整体的承载力仍未下降,能够实现“强柱弱梁”和实现塑性铰形成于框架梁端的“强连接、弱构件”的抗震设计要求。破坏形态与框架梁尺寸、环梁尺寸、环梁箍筋以及环筋与框架梁纵筋的相对配筋量有关。试验结果表明,采用钢筋混凝土环梁连接的钢筋混凝土梁-钢梁混凝土柱框架具有良好的抗震性能。

卢明奇(2005)^[42]建立了钢管混凝土框架的三维非线性有限元分析模型,通过与在低周反复荷载作用下的方钢管混凝土框架结构试验所得的滞回曲线进行对比,可见该模型的计算结果较为精确,可以应用于框架的结构分析中。利用此模型对在低周反复荷载作用下的柱轴压比不同的钢管混凝土框架结构进行有限元分析,对比研究了其滞回曲线和位移延性系数,得出了随着框架柱轴压比的增大,框架延性降低的结论。

周栋梁等(2005)^[43]通过有限元分析研究了环梁连接的转角刚度和环梁区域框架梁等效宽度及其影响因素,结果表明环梁宽度和框架梁宽度对转角刚度和等效宽度影响较大。框架内力、位移计算以及两层两跨框架结构的静力试验和拟动力试验表明,环梁连接的钢管混凝土柱-RC 梁框架可以采用梁柱直接刚性连接的模型进行弹性分析。

许成祥和徐礼华(2006)^[44]基于低周反复荷载作用下钢管混凝土框架结构抗震性能模型试验,对钢管混凝土框架结构的柱脚延性进行研究。结果表明,钢管混凝土框架结构在低周水平反复荷载作用下,柱脚处钢管的环向应变屈服是框架柱塑性铰形成的判别标准;柱脚延性系数要大于整体框架的延性系数。

邓志恒等(2006)^[45]通过5个框架节点的试验,研究节点的破坏形态、延性、滞回特性及抗剪切性能。试验结果表明,所提出的钢管混凝土核心柱预应力梁框架节点设计方法是可靠的,该节点形式具有很好的延性和耗能能力,由于柱为钢管混凝土核心柱,大大提高了节点核心区的抗剪承载力。

王文达(2006)^[9]进行了4组12榀圆形及方形截面钢管混凝土柱-钢梁平面框架在恒定轴力和水平往复荷载下的试验研究,主要研究了该类框架的力学性能和破坏规律。试验结果表明,钢管混凝土框架具有良好的抗震耗能能力。同时采用了ABAQUS有限元软件,进行了荷载-位移全过程分析,理论计算与试验结果总体上吻合良好。此基础上分析了框架的工作机理,明晰了钢管混凝土框架的破坏模式及受力全过程中构件截面上应力分布等微观机理。还进行了参数分析得到各参数对框架力学性能的影响规律。在简化二阶分析的基础上提出了钢管混凝土框架荷载-位移实用恢复力模型和位移延性系数的简化计算方法。

许成祥和彭少民(2007)^[46]基于一榀两跨三层钢管混凝土柱-钢梁框架结构模型的抗震性能试验,建立了反复荷载作用下的刚度退化规律。选用合理的本构模型,考虑钢与混凝土的粘结滑移作用以及节点加强等因素的影响,应用钢管混凝土分离模量理论,对钢管混凝土框架在反复荷载作用下的抗震性能进行了非线性有限元分析。并讨论了套箍系数对框架结构抗震性能的影响。

孙修礼等(2007)^[47]以钢管混凝土统一理论为基础,从截面层次的恢复力模型出发,钢管混凝土柱构件选用三线型弯矩-曲率滞回模型;钢梁采用双线型弯矩-转角滞回模型;钢筋混凝土梁选用三线型弯矩-转角滞回模型。使用非线性分析程序DARC分析钢梁-钢管混凝土柱和钢筋混凝土梁-钢管混凝土柱两类框架结构的骨架曲线,程序结果得到了试验结果验证。并进一步研究了轴压比、含钢率、混凝土强度和钢材强度等对结构骨架曲线的影响。

杜国锋等(2007)^[48]利用有限元软件进行数值模拟,编制了APDL参数化语言设计程序,输入El-Centro地震波和天津地震波,对8层钢管混凝土柱-H钢梁框架结构进行了地震反应数值分析。将两种地震波作用下结构加速度和位移反应结果与试验结果对比,符合较好。

王文达和韩林海(2008)^[49]在考虑材料非线性和几何非线性的基础上进行了钢管混凝土柱-钢梁平面框架结构力学性能的非线性有限元分析。分析表明,基于非线性纤维梁-柱单元理论的分析方法可以反映钢管混凝土框架在受力过程中构件屈服和塑性分别沿截面和杆长两个方向扩展的分布塑性特征,并考虑初始缺陷和残余应力等,因此可较好地反映钢管混凝土框架的力学性能。并在此基础上进行了参数分析,为有关研究和工程应用提供参考。

杜国锋等(2008)^[50]利用单输入单输出(SISO)模态试验方法和数值模拟方法,对一榀钢管混凝土柱-H钢梁框架结构模型的动力特性进行测试分析,结果表明,用两种方法得到结构的频率和振型符合较好。前者适用于钢管混凝土框架结构模型的动力特性分析,得到的阻尼比参数能为后者提供参考;后者得到的振型、

频率等动力特性参数能为结构抗震设计提供依据,在一定程度上又可以代替前者。

王文达和韩林海(2009a)^[51]为快速得到钢管混凝土柱-钢梁框架的荷载-位移曲线,提出了一种简化二阶弹塑性分析方法。通过建立基于塑性铰理论的梁柱单元方程,采用变刚度法进行了钢管混凝土框架的二阶弹塑性分析。简化计算结果与有关试验结果及非线性有限元计算结果总体上吻合较好,在此基础上,给出了单层钢管混凝土框架的荷载-位移曲线的实用计算方法。

王文达和韩林海(2009b)^[52]为研究钢管混凝土框架抗震性能,进行了钢管混凝土柱-钢梁平面框架往复加载时荷载-位移滞回关系的计算。考虑了材料和几何非线性,基于非线性纤维梁-柱单元理论,在 OpenSees 求解平台上,建立了数值计算模型,核心混凝土的应力-应变关系考虑了钢管约束效应。结果表明,在一定范围内理论计算结果与试验结果吻合较好。

田淑明等(2010)^[53]为评估结构在大震下的抗震性能,探讨了当前设计方法与抗震性能目标间的对应关系,利用 CANNY09 对某钢管混凝土框架-混凝土核心筒混合超高层结构进行了整体弹塑性分析,并对结果进行校核。结果表明,目前所采用的中震或大震设计方法能有效增加结构的抗震可靠性,但尚存在不同类别构件设计结果与设防目标不协调的问题,主要包括弹性阶段位移指标的选取等原因,文中对这些原因进行了讨论并给出了处理建议,为相关设计提供参考。

综上所述,对常温下钢管混凝土节点和框架的研究相对较早,已有大量国内外学者在常温下钢管混凝土构件研究的基础上对节点和框架在常温下的静力性能和滞回性能等方面都开展了不同程度的研究工作,并取得了越来越深入的成果,这些都为进行本文火灾后钢管混凝土框架力学性能研究提供了良好的条件和基础。

1.3.2 温度场研究

要想了解火灾下和火灾后钢管混凝土框架的性能,必须确定高温下钢管混凝土构件截面的温度分布。国内外已有众多研究者对钢、混凝土及组合结构的热传导问题进行了研究,对钢管混凝土结构和钢筋混凝土结构的温度场也进行了专门的研究。下面针对当前一些国内外钢管混凝土和钢筋混凝土结构的温度场研究进行一下简要叙述。

Lie 和 Chabot(1990)^[54]研究了 5 根不同直径不同壁厚的圆钢管混凝土柱的耐火试验,并得到了 5 根裸钢管混凝土柱在 CAN4-S101 曲线升温作用下的温度场分布。

Lie(1994)^[55]研究了内配钢筋的圆形钢管混凝土柱在 CAN4-S101 升温曲线作用下的温度场分布和耐火极限,并给出了高温下的钢材和混凝土的热工参数和高温力学模型,并运用试验验证,以期数值模拟能有效代替昂贵的火灾试验。

时旭东和过镇海(1996)^[56]采用时间空间的递推的方法编制了二维钢筋混凝土构件截面温度场的计算程序,得到试验数据验证。

Iding 等(1997)^[57]和 Becker(2002)^[58]等对火灾下钢筋混凝土构件截面的

温度场分布进行了计算，同时编制了瞬态温度场分析程序 FTRE-T3。

徐蕾和韩林海（1999）^[59]采用有限元法，分别计算了方形截面钢管混凝土柱以及钢管高强混凝土柱在高温下的温度场，计算结果与试验结果吻合良好，并考虑了不同防火保护层厚度和钢管尺寸对温度场的影响。

齐晗兵（2003）^[60]采用有限差分法计算了高温（火灾）作用下的各种截面（圆形截面、方形截面、矩形截面等）钢管混凝土处于各种边界条件（单面受火、双面受火、三面受火、四面受火）下的温度场。通过对计算结果与标准火灾试验测试数据进行比较，对钢管混凝土的物理模型及数学模型进行了修正。

李刚等（2004）^[61]通过模拟真实火灾环境，对 4 榀无粘结预应力混凝土框架进行了火灾试验，测出了在火环境下结构的温度场分布情况，并使用计算机自编模拟温度场，得到试验结果有效验证。

余志武等（2004）^[62]采用傅里叶变换法，推导出火灾下钢筋混凝土的板内温度场的计算公式，并编制了计算程序。

温海林等（2005）^[63]合理地确定了火灾情况下钢管混凝土柱受火模型，运用 ANSYS 有限元软件，采用增大混凝土比热的办法考虑温度滞后现象，较准确计算了四面均匀受火下钢管混凝土柱的温度场。

余志武等（2006）^[64]编制了截面温度场非线性有限差分程序，通过算例分析验证程序的正确性，并对保护层钢筋混凝土梁的温度场分析。结果表明，保护层能有效提高钢筋混凝土梁的耐火极限。

郑永乾等（2007）^[65]进行了火灾下钢-混凝土组合节点的温度场实验，并利用有限元分析软件 ANSYS 对温度场进行分析，获得了节点温度场的分布规律，计算结果与试验结果吻合良好。

王卫华和陶忠（2007）^[66]采用 ABAQUS 有限元软件建立了带楼板单层单跨钢管混凝土平面框架温度场有限元模型，并得到已有钢筋混凝土、钢管混凝土温度场试验结果的有效验证。并在此基础上，分析了 ISO-834 标准火灾作用下钢管混凝土柱和钢筋混凝土楼板的温度场分布。

江莹和韩林海（2009）^[67]建立了包括升温 and 降温段的火灾下钢管混凝土柱-钢梁或钢筋混凝土梁连接节点温度场的有限元计算模型。分析结果表明，模拟结果与现有试验结果吻合较好。

傅传国等（2009）^[68]分析了钢筋混凝土框架节点在 ISO-834 标准升温曲线下的温度场分布，探讨了使用 ABAQUS 软件进行钢筋混凝土框架梁节点组合件温度场分析的方法、参数取值以及精度等问题，分析结果得到试验结果有效验证。同时还分析了框架节点在三面受火与四面受火情形下的温度场分布特点，比较两种情况下的温度场分布规律。

王卫华和陶忠（2009a）^[69]进行了四榀单层单跨的圆形钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁带楼板组合框架在火灾下的温度场试验，研究了组合框架中的钢管混凝土柱和钢筋混凝土梁温度场分布的特点，并对比不同防火涂料厚度、不同梁高等情

况下的温度-受火时间关系曲线。结果表明,有限元方法计算的组合框架温度场与试验结果吻合较好。王卫华和陶忠(2009b)^[70]基于 ABAQUS 模拟软件,建立圆形截面核心混凝土柱的有限元模型并进行其耐火极限的计算,模型计算结果得到了国内外相关试验的有效验证,并对火灾下轴向变形-受火时间的全过程进行了分析。

综上所述,国内外已有较多学者采用各种方式对钢、混凝土或者钢与混凝土组合结构的温度场进行计算,尤其是通用有限元软件能更好的模拟实际情况建模,计算也比较容易实现,并得到较多学者研究的有效验证。为本文火灾温度场的模拟提供了条件和基础。

1.3.3 火灾下钢管混凝土结构研究

随着实际应用中的不断增加,钢管混凝土面临着经历长期高温作用或者突发火灾事故后承载力降低、结构安全性降低等问题。高温下,钢管混凝土的组成材料本身热工性能和力学性能发生劣化,构件截面也会产生不均匀温度场引起温度应力,使其整体受力性能与常温下性能有较大差别。为明析钢管混凝土火灾下的性能,越来越多的学者开始研究钢管混凝土的耐火性能。目前,对钢管混凝土构件的耐火性能的研究比较多,对钢管混凝土框架节点火灾下性能研究比较少。

Klingsch(1985^[71], 1991^[72])报道了近百个钢管配筋混凝土和钢筋劲性混凝土柱(核心混凝土内配置型钢)耐火极限的试验报告。并采用有限元法计算了截面的温度场分布,在此基础上用纤维模型法计算了构件的耐火极限。

British Steel Tubes and Pipes(1990)^[73]进行了大量的方形、矩形和圆形截面钢管混凝土构件耐火试验研究,并基于试验结果提出了构件耐火极限和防火保护设计方法。

Lie 和 Chabot(1990)^[54]、Lie(1994)^[55]报道了 5 个圆钢管混凝土柱和 2 个在核心混凝土中配置钢筋的圆钢管混凝土柱的耐火极限的试验结果,并采用有限差分法计算了钢管混凝土柱横截面的温度场。利用纤维模型法计算了钢管混凝土柱的耐火极限和火灾下构件的轴向变形曲线,理论计算结果得到试验结果验证。

Hass(1991)^[74]报道了 35 个圆形和 8 个方形截面钢管混凝土柱耐火极限的试验结果。主要考察了截面类型(圆形与方形)、核心中配置钢筋与否以及荷载施加方式(轴心受压和偏心受压)等因素。

Lie 和 Chabot(1992)^[75]报道了 38 个圆形和 6 个方形截面钢管混凝土柱耐火极限的试验结果。试件两端固接或两端铰接,骨料有钙质和硅质两种。结果表明,混凝土骨料类型对钢管混凝土耐火极限有一定的影响,钙质混凝土构件耐火极限的实测结果离散性较小,而硅质混凝土构件耐火极限的结果离散性相对较大。

Lie 和 Stringer(1994)^[76]采用与 Lie 和 Chabot(1990)^[54]相同的数值模型对 Lie 和 Chabot(1992)^[75]的方、圆钢管混凝土柱耐火极限试验结果进行分析,结果表明混凝土骨料类型对钢管混凝土柱耐火极限有较大影响,钙质混凝土构件的耐火极限要高于硅质混凝土构件耐火极限。在系统分析荷载比、截面尺寸、构件

长度、混凝土强度、骨料类型等重要参数对钢管混凝土耐火极限影响规律的基础上,提出了圆钢管混凝土和方钢管混凝土耐火极限简化计算公式。

Sakumoto 等(1994)^[77]进行了带防火保护层钢管混凝土柱耐火极限试验研究,构件钢管采用了耐火钢和普通钢两种。结果表明,钢管采用耐火钢或钢管外壁涂有防火保护层都可以使钢管混凝土柱的耐火极限有不同程度的提高。

Kodur 和 Lie (1996)^[78]报道了 2 个内填钢纤维混凝土的圆钢管混凝土柱耐火极限试验结果。Kodur 和 Sultan (2000)^[79]报道了 4 个圆形和 2 个方形截面钢管高强混凝土柱耐火极限的试验结果。试验主要考察混凝土强度和核心混凝土类型。结果表明,在其它条件相同的情况下,钢管高强混凝土柱的耐火极限要低于普通钢管混凝土柱的耐火极限,在核心混凝土中配置钢筋或钢纤维可以有效地提高钢管混凝土柱的耐火极限。

Kodur (1999)^[80]提供了一种可计算圆钢管混凝土和方钢管混凝土柱耐火极限的简化公式。该公式中考虑了火灾作用下作用在构件上荷载的大小、混凝土骨料类型、构件有效计算长度、截面尺寸和混凝土强度等影响。简化计算公式得到试验结果的有效验证。

Kim 等(2000)^[81]报道了 10 个圆形和 10 个方形截面钢管混凝土柱耐火极限试验结果。结果表明,在其它条件相同的情况下,混凝土强度越高,构件的耐火极限越低;构件的截面尺寸越大,耐火极限越高。并采用有限元软件 ANSYS 对火灾下钢管混凝土柱的力学性能进行了分析,计算结果得到试验验证。

韩林海和徐蕾(2000)^[82]进行了三个带保护层的方钢管混凝土柱在标准火灾下的耐火极限试验研究。研究表明,火灾下方钢管混凝土柱的性能与圆钢管混凝土的类似,有较好的耐火性能。对钢结构防火保护层的确定方法用于方钢管混凝土保护层确定总体上偏保守。

Zha (2003)^[83]运用有限元分析了火灾下圆钢管混凝土柱截面温度场分布和耐火极限。研究结果表明,在其它条件相同的情况下,增加截面尺寸或在核心混凝土里配置钢筋可以提高钢管混凝土柱的耐火极限。

Renaud 等(2003)^[84]提出了一种用于分析火灾下钢管混凝土力学性能的理论模型,该模型考虑了火灾下构件的几何非线性和材料的非线性行为,并模拟了钢管与核心混凝土之间的粘结滑移。计算结果得到试验结果的有效验证。

侯景军和陈明祥(2004)^[85]运用有限元软件 ABAQUS 建立方钢管混凝土柱三维有限元模型,采用热-力耦合的方法进行轴心受压柱耐火极限的非线性分析,并对影响方钢管混凝土轴心受压柱耐火极限的各因素进行了参数分析。

CIDECT (2004)^[86]指出了 Eurocode4 中钢管混凝土柱抗火设计方法的不足,采用 Renaud 等(2003)^[84]报道的有限元计算模型,并对 33 个裸钢管混凝土柱耐火极限试验结果进行了计算,理论计算结果和试验结果吻合较好。在参数分析的基础上,该报告提出了轴心受压和偏心受压钢管混凝土柱抗火承载力的简化计算方法。CIDECT (2004) 还给出了钢管混凝土柱截面温度场的数值计算结果和实

用计算表格，并且计算时考虑了钢管与混凝土之间的接触热阻。

徐蕾和姚熊亮（2006）^[87]对方钢管混凝土的耐火极限影响因素进行了分析。在标准升温曲线升温作用下，截面尺寸、构件长细比、截面配筋率和钢筋强度对构件耐火极限影响较大，其中，配筋率的影响远大于其余因素。

近年来，韩林海课题组对在钢管中灌素混凝土的钢管混凝土柱耐火性能也进行了大量理论与试验研究，并已取得一系列研究成果，如：韩林海（1997）^[88]，Han（2001）^[89]，Han等（2003）^[90]，韩林海和杨有福（2004）^[91]等。在对钢管混凝土构件截面温度场计算，合理地确定组成钢管混凝土的钢材及其核心混凝土热-力学性能，并合理地考虑钢管和核心混凝土间相互作用的基础上，先后对圆形截面和方、矩形截面钢管混凝土柱在 ISO-834 标准升温曲线下的力学性能进行了试验与理论研究，分析了材料强度、构件截面含钢率、截面尺寸、长细比及荷载偏心距等参数对构件耐火极限的影响。目前已完成全部耐火试验与理论分析工作，获得了耐火极限和防火保护层厚度的适用计算方法。

丁发兴等（2007）^[92]对已有火灾下钢管混凝土柱的试验资料进行双重非线性有限元分析并考察钢管混凝土柱初始缺陷对其抗火性能的影响。分析结果表明，火灾下钢管混凝土柱的轴向变形-火灾时间曲线的计算结果基本上反映钢管混凝土柱的变形特性，而计算的耐火极限基本上是试验结果的上限；同时随着火灾下钢管混凝土柱初始缺陷的增大，相同火灾时间下，跨中侧向挠度变形逐渐增大，耐火极限逐渐降低，而对轴向变形影响相对较小。

Yang 和 Han（2008）^[93]研究了中空夹层钢管混凝土构件的耐火性能和抗火计算方法，计算了其截面温度场的分布规律，在此基础上分析了典型参数对中空夹层钢管混凝土的内、外钢管温度-时间关系曲线的影响规律。基于参数分析结果，给出了不同耐火极限情况下防火保护层的实用计算方法。

王卫华和陶忠（2009b）^[70]基于 ABAQUS 模拟软件，建立圆形截面核心混凝土柱的有限元模型并进行其耐火极限的计算，模型计算结果得到了国内外相关试验的有效验证。并对火灾下轴向变形-受火时间的全过程进行了分析。

杨有福（2009）^[94]基于数值方法对火灾下方形耐火钢管混凝土柱的温度场和耐火极限进行了模拟，得到试验结果有效验证。然后利用数值方法计算分析了截面边长、截面含钢率等几个参数对方形耐火钢管混凝土柱耐火极限的影响规律，以及对火灾下构件承载力系数比值的影响。

综上所述，高温下钢管混凝土结构的力学性能研究存在以下问题（王卫华，2009^[51]）：

（1）结构整体的研究成果偏少。而建筑结构通常为高次超静定结构，当某些构件发生了严重破坏，构件所承受的荷载将通过内力重分布逐渐转移给其他构件，使结构整体不至于立刻倒塌。因此，构件耐火性能与结构整体耐火性能差别较大，同时在火灾下，结构未受火的部分也可能由于温度应力或者内力重分布而可能出现安全性降低问题。

(2) 研究成果还主要停留在定性阶段, 定量的研究成果相对较少。主要通过试验或数值计算探讨有关因素对构件和结构火灾行为及灾后定性的影响趋势, 而总结出使用的简化计算公式或定量图表, 结果有待进一步深入和加强。

1.3.4 火灾后钢管混凝土结构研究现状

对高温后钢管混凝土力学性能的研究大致有两类: 一类是对恒高温后钢管混凝土力学性能的研究, 另一类是对标准火灾后钢管混凝土力学性能的研究。前者容易操作, 可以通过这类研究了解温度对钢管混凝土的影响, 但不能反映实际火灾中的情况。后者更贴近实际, 能较好地反映钢管混凝土在高温作用后性能改变的实际情况。

1.3.4.1 恒高温后钢管混凝土构件

杨华(2000)^[95]和 Han 等(2002a)^[96]通过对钢管混凝土试件在恒高温作用后荷载-变形关系全过程的分析, 并确定了适合恒高温作用后钢管混凝土的钢材和核心混凝土的应力-应变关系。

余志武等(2003)^[97]进行了 48 根恒高温后钢管高性能混凝土短柱的试验研究, 探讨了火灾温度、恒温持续时间、含钢率等因素对高温后钢管高性能混凝土短柱极限强度、峰值应变等的影响。试验结果表明, 随着火灾温度的升高和恒温时间的增加, 高温后钢管混凝土短柱极限承载力整体上呈降低趋势, 且温度高于 500℃后, 其下降速度更快, 而在其它条件相同时, 高温后钢管高性能混凝土短柱的极限承载力随含钢率的增加略有提高。

赵文艳等(2003)^[98]给出了恒高温后方钢管混凝土压弯构件荷载-变形关系曲线的数值计算方法。分析表明, 高温作用后钢管混凝土结构承载力有所降低。

栾波(2003)^[99]报道了 20 个圆钢管混凝土短柱在恒高温作用后承载力的试验结果。结果表明, 钢管混凝土在恒高温作用后, 其轴压承载力发生了明显的下降变化。文中还对恒高温(600℃)作用后的方钢管混凝土短柱进行加固, 加固方法为直接在钢管外壁包裹 FRP, 结果表明, 加固后试件极限荷载提高幅度不大, 但对应峰值应变有相当程度的提高, 延性有较大增强。

姜绍飞等(2004)^[100]进行了 15 个恒高温作用后方钢管混凝土双向偏压构件的力学性能的试验研究, 并对影响构件残余力学性能的因素进行了分析。结果表明, 高温后方钢管混凝土双向偏压构件仍有较高承载力和较好的延性。影响承载力的主要因素是温度。

李明(2005)^[101]进行了 16 个恒高温作用后方钢管混凝土柱的双向偏压力学性能的试验研究。结果表明, 当温度低于 400℃时, 其力学性能几乎没有受到损伤或损伤很小, 随后损伤逐渐加重。对于方钢管混凝土双向偏压试件, 其剩余承载力不受荷载偏心角的影响。

丁发兴和余志武(2006)^[102]确定了恒高温后混凝土与钢材的力学性能指标以及应力-应变关系, 建立了恒高温后圆钢管混凝土的轴压计算模型, 提出其组合

弹性模量理论计算公式和组合应力-应变关系曲线的理论表达式,并对恒高温后钢管混凝土轴压短柱受力性能进行了弹塑性全过程分析,计算结果与试验结果吻合良好。

近年来,课题组对火灾后钢管混凝土构件的力学性能进行了大量的试验研究和理论分析,韩林海(2007)^[1]通过对49个钢管混凝土短试件在恒高温作用后荷载-变形全过程分析,确定了适合恒高温作用后钢管混凝土的钢材和核心混凝土应力-应变关系模型,并发现约束效应系数和温度是影响高温后钢管混凝土核心混凝土应力-应变关系曲线特性的主要因素。

1.3.4.2 标准火灾后钢管混凝土构件

韩林海课题组多年来经过研究进行了不同截面钢管混凝土柱火灾后剩余承载力试验研究,并对可能影响钢管混凝土火灾后剩余承载力的因素进行了分析,取得了一系列研究成果,如:韩林海等(2001)^[103], Han 等(2002b)^[104], Han 和 Huo(2003)^[105]等。结果表明,火灾后钢管混凝土构件的破坏形态与常温下的情况类似,但承载力降低、变形增大,刚度也有所降低。防火涂料的隔热作用减小了构件承载力损失。影响火灾后钢管混凝土剩余承载力的主要因素有:火灾持续时间、构件截面尺寸、构件长细比以及防火保护层厚度。

王娜(2003)^[106]采用数值方法给出了受火后钢管混凝土抗弯刚度的简化计算公式,以及裸钢管混凝土和带保护层钢管混凝土高温后极限承载力的影响系数。另外,文中利用时程分析法对火灾前后多层钢管混凝土框架的弹塑性地震反应进行了计算。

Han 和 Lin(2004)^[107]进行了钢管混凝土柱在 ISO-834 标准升温曲线火灾作用后的滞回性能试验。试验结果表明,钢管混凝土柱火灾后仍有较高的耗能能力和良好的延性,圆钢管混凝土比方钢管混凝土有更好的耗能能力。

林晓康和韩林海(2006)^[108]采用数值计算方法,对 ISO-834 标准火灾作用后方钢管混凝土压弯构件荷载-位移滞回关系曲线进行理论分析,计算结果与试验结果吻合较好,并比较各规程在进行火灾后方钢管混凝土压弯构件往复荷载作用下极限承载力计算时的差异。在此基础上,对该类构件荷载-位移关系骨架曲线进行了参数分析,选用的参数包括含钢率、钢材屈服极限、混凝土抗压强度、轴压比、长细比、受火时间。

霍静思和韩林海(2006a)^[109]在数值计算结果的基础上,对火灾作用后钢管混凝土轴压强度承载力和抗弯承载力指标问题进行讨论,给出其简化公式,计算结果得到试验结果验证,并通过分析火灾后荷载-变形全过程关系各阶段的力学指标,提出了火灾后轴压 $\sigma-\varepsilon$ 关系和纯弯 $M-\phi$ 关系全过程曲线的实用计算方法。该简化计算结果也得到试验的有效验证。

韩林海(2007)^[1]和 Yang 等(2007)^[110]提出数值方法并编制了计算程序 NFEACFST,对包括升降温段的火灾全过程下钢管混凝土构件受力性能进行了分析。

姜绍飞等（2008）^[111]设计了双向压弯构件试验加载和量测装置，对 14 根高温后矩形钢管混凝土双向压弯构件的残余力学性能进行了试验测试，并对温度、长细比、加载偏心角度、截面高宽比和套箍系数等参数进行了研究。研究表明，温度、长细比、加载偏心角度、套箍系数、截面高宽比是影响高温后矩形钢管混凝土双向偏压构件承载力及延性的主要因素，高温后该类构件仍有较高承载力，具有较好的延性。

朱磊等（2010）^[112]定义了空心钢管混凝土受火后轴压承载力与常温承载力比值 K ，通过对 K 的研究，分析 K 的规律，利用有限元软件建立模型对规律验证，结合常温轴压承载力公式，为相关设计提供依据。

1.3.4.3 标准火灾后钢管混凝土连接节点

霍静思（2005）^[10]进行了 14 个钢管混凝土结构节点的火灾后力学性能试验研究，试验主要以受火时间、轴压比和梁柱线刚度比为参数。结果表明，随着柱轴压比的增大，节点的刚度、延性和耗能能力都有所降低；随着受火时间的延长，节点变形能力增强，节点延性和耗能能力有所增大；随着梁-柱线刚度比的提高，延性和耗能都有所提高。文中还提出了可以进行火灾后钢管混凝土结构节点荷载-位移全过程分析的非线性有限元模型，得到试验的有效验证。

霍静思和韩林海（2006b）^[113]进行了外加强环板型钢管混凝土柱-钢梁节点在恒定轴压力和水平往复荷载作用下的滞回性能试验研究，考察了试验参数对该类节点延性和耗能指标的影响规律。并对该类节点火灾后的节点刚性和节点域剪切变形性能进行了分析。试验结果表明，试验参数范围内的该类节点时间都具有良好的抗震性能，火灾后仍可视为刚性节点，并且可以不计节点域剪切变形对结构变形的影响。

综上所述，高温后钢管混凝土结构研究特点与高温下的钢管混凝土结构研究特点类似，对静力性能和动力性能已经大量的理论和试验研究，并取得了有价值的研究成果，但大部分都是针对构件，对于火灾后整体性能研究报道偏少，尤其是迄今也尚未见到有关钢管混凝土结构框架火灾后力学性能研究方面的报道。这也正是本文研究的创新点所在。

1.4 研究方法和研究内容

钢管混凝土已经在工程中得到了广泛的应用。为了更好地认识该类建筑结构中梁-柱框架在火灾下的力学性能，促进钢管混凝土更好的应用和发展，进行火灾后钢管混凝土力学性能分析，是进行有关结构体系性能化抗火设计的重要前提和基础。

通过相关课题的研究现状，可以看出，与常温和高温下钢管混凝土基本构件、节点及框架性能的研究进展相比，对火灾后的性能研究仍有待深入。以往研究者只对火灾后的钢管混凝土单个构件或节点进行了研究，而火灾后温度对框架整体

性能的影响与单个构件或节点有所不同，且迄今尚未见到火灾后钢管混凝土框架的研究报道，因此，需要对火灾后梁柱框架进行研究，进行必要的分析和探讨。

本文在阅读大量相关文献的基础上，针对本文研究目标，借鉴部分研究者的研究方法，利用了相关的一些研究成果，对本课题进行了研究探讨。

基于上述分析，本文拟采用有限元软件 ABAQUS 对火灾后钢管混凝土柱-钢梁钢筋混凝土板组合框架力学性能展开分析，具体将进行以下几个方面的研究内容：

(1) 选择合适的热工模型，建立钢管混凝土柱-钢梁框架温度场有限元分析模型，并进行算例分析，验证模型有效性。简要分析钢管混凝土框架在不同时刻的温度场分布情况。

(2) 选取合理的材料本构关系、单元模型和求解方法，考虑钢管与混凝土之间的约束效应以及接触面模型，建立火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能有限元分析模型，并模拟已有试验数据，与试验结果对比以验证模型有效性。简要分析火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能。

(3) 利用上述有限元模型，建立火灾后钢管混凝土柱-钢梁钢筋混凝土楼板组合框架典型算例，并对影响火灾后组合框架荷载-位移关系的主要因素，如：钢管钢材强度、核心混凝土强度、柱截面含钢率、柱的长细比、柱轴压比、防火保护层厚度、梁柱线刚度比、梁柱强度比等参数进行分析，在此基础上提出火灾后钢管混凝土组合框架荷载-位移骨架曲线简化模型。

第 2 章 钢管混凝土柱-钢梁框架温度场分析

2.1 概述

在火灾过程中，结构的温度分布随时间而发生变化。因此，进行火灾作用后结构性能的理论研究必须先确定其在火灾下的温度场，这是火灾作用后各种性能研究的前提和基础。在火灾情况下钢管混凝土-钢梁框架结构的温度场分布的准确分析对于确定其火灾作用后的力学性能有着十分重要的理论意义。

本章采用有限元软件 ABAQUS 进行温度场的研究。首先建立了火灾下钢管混凝土柱-钢梁框架的温度场计算模型，选用合理的钢材和混凝土热工参数，对部分现有的温度场试验进行模拟。通过模拟计算值与试验实测数据对比，验证采用材料参数和有限元模型的有效性。同时进行了必要的算例分析，分析了钢管混凝土柱-钢梁框架带混凝土楼板和不带楼板两种情况的温度场分布，并进行了简单分析。

2.2 温度场有限元模型的建立

2.2.1 基本原理

钢材和混凝土的导热系数、比热等热工参数在温度作用下往往不是常数，而是温度的函数。因此，火灾下构件截面的热传导是一个非线性瞬态问题，它的热传导微分方程是一个非线性抛物线型偏微分方程（韩林海，2007^[1]）。

1. 传热导方程

传热过程由传导、对流和辐射三种基本方式组成。一般结构在遭受火灾时，热空气主要通过对流和辐射向结构表面传递热量，而结构内部以导热方式传递热量。

(1) 热传导

热传导为完全接触的两个物体之间或同一个物体的不同部分之间由于温度梯度而引起的内能交换。热传导遵循傅立叶定律（孔祥谦，1998^[14]）：

$$q_i = -k \cdot dT / dx \quad (2.1)$$

式中， q_i —热流密度， W/m^2 ；

k —导热系数， $W/(m \cdot ^\circ C)$ ；

T —温度， $^\circ C$ 。

一般火灾发生时，钢管混凝土中的混凝土早已过了其凝固期，水化热量很少且已散发殆尽，可以认为其本身无内热源。对于无内热源的钢管混凝土柱，其热传导方程可以表示为：

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = k \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) \quad (2.2)$$

式中, c —比热, $\text{kJ/kg} \cdot ^\circ\text{C}$;

T —温度, $^\circ\text{C}$;

t —时间, h ;

k —导热系数, $\text{W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$;

ρ —容重, kg/m^3 。

(2) 热对流

热对流是指固体的表面与它周围的流体之间, 由于温差的存在一起的热量交换。对流用牛顿冷却方程来描述:

$$q_i = \alpha_1 \cdot (T_s - T_B) \quad (2.3)$$

式中, α_1 —对流换热系数, 计算时标准火灾受火面取 $25\text{W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$, 未受火面取 $4\text{W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$;

T_s —固体表面的温度, $^\circ\text{C}$;

T_B —周围接触流体的温度, $^\circ\text{C}$ 。

(3) 热辐射

热辐射指物体发射电磁能, 并被其他物体吸收转变为热能的热量交换过程。在工程上, 通常考虑两个或两个以上物体之间的热辐射, 系统中每个物体同时辐射同时吸收热量。辐射过程可用下式计算:

$$q_i = \varepsilon\sigma[(T + 273)^4 - (T_f + 273)^4] \quad (2.4)$$

式中, ε —综合辐射系数, 计算时取 0.5;

σ —Stefan-Boltzmann 常数, 其数值为 $5.67 \times 10^{-8} \text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}^4$;

T_f —火焰温度, $^\circ\text{C}$ 。

2. 定解条件

热传导方程的定解条件包括两种, 初始条件和边界条件。

(1) 初始条件

火灾前, 钢管混凝土构件一般都处于环境温度状态下, 假设整个结构杆件截面均匀, 且等于环境温度 T_0 , 则初始条件可以表示为:

$$T(x, y, z, t = 0) = T_0 \quad (2.5)$$

(2) 边界条件

火灾情况下, 钢管混凝土构件受火面的边界条件一般为第三类边界条件, 未受火面可看做第一类边界条件。本文采用第三类边界条件, 钢管混凝土构件受火面与环境温度之间通过热辐射和对流传热, 边界条件可表示为:

$$-k \frac{\partial T}{\partial n} = \alpha_1(T - T_f) + \varepsilon\sigma[(T + 273)^4 - (T_f + 273)^4] \quad (2.6)$$

式中, n —构件表面法线向量;

α_1 —对流传热系数, 取 $25\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$;

T_f —火焰温度, $^\circ\text{C}$;

ε —综合辐射系数, 取 0.5;

σ —Stefan-Boltzmann 常数，其数值为 $5.67 \times 10^{-8} \text{W/m}^2 \cdot \text{K}^4$ 。

3. 求解方法

求解这类微分方程，常用方法有有限差分法和有限元法等。目前实际应用时常采用有限单元和有限差分的混合解法，即在空间域内用有限单元网格划分，而在时间域内则用有限差分网格划分。这是一种成功的结合，因为它充分利用了有限单元法在空间域划分中的优点和有限差分法在时间推进中的优点。

2.2.2 火灾模型

建筑物的真实火灾往往比较复杂，难以用统一的简单数学模型加以准确描述。国内外的研究机构相继制定了标准的火灾温度-时间曲线，供抗火试验和抗火设计使用。目前采用最多的是国际标准化协会组织制定的 ISO-834 (1980) [115] 标准升(降)温曲线，如图 2.1 所示，其数学表达式为：

升温段：($t \leq t_h$)

$$T = T_0 + 345 \log_{10} (8t + 1) \quad (2.7)$$

降温段：($t > t_h$)

$$T = \begin{cases} T_h - 10.417(t - t_h) & t_h \leq 30 \text{ min.} \\ T_h - 4.167(3 - \frac{t_h}{60})(t - t_h) & 30 \text{ min.} < t_h \leq 120 \text{ min.} \\ T_h - 4.167(t - t_h) & t_h \geq 120 \text{ min.} \end{cases} \quad (2.8)$$

式中， T —温度， $^{\circ}\text{C}$ ；

t —火灾作用时间， min. ；

t_h —升降温临界时间， min. ；

T_0 —室温， $^{\circ}\text{C}$ ，取为 20°C ；

T_h —升降温临界温度， $^{\circ}\text{C}$ ：

$$T_h = T_0 + 345 \log_{10} (8t_h + 1) \quad (2.9)$$

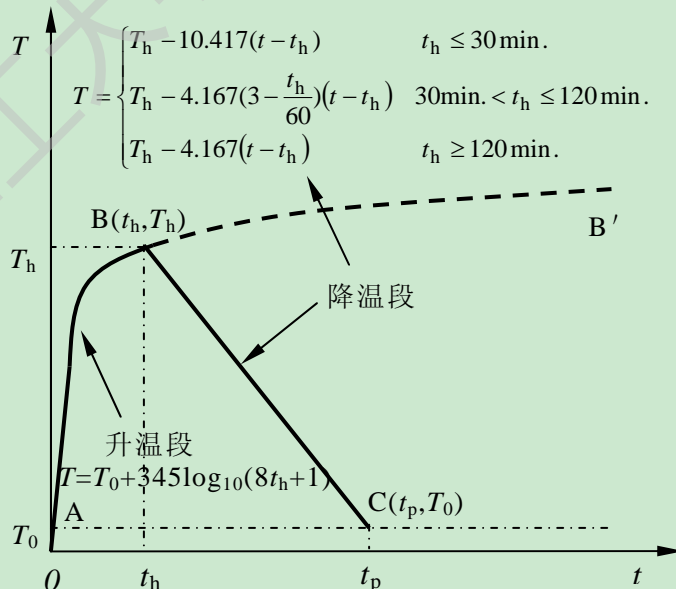


图 2.1 ISO-834 标准升温曲线

图 2.1 中，粗实线部分代表 ISO-834 升（降）温曲线，B 点为升温 and 降温的转折点，AB 段为升温段，BC 段为降温段。 t_p 代表外界温度降至室温的时刻，单位为 min.。可以根据研究的具体内容来选取 ISO-834 标准曲线的某一段进行模拟。我国《建筑构件耐火试验方法 GB/T9978-1999》也是采用这条曲线作为建筑火灾标准升温曲线。

本文研究火灾后钢管混凝土柱-组合框架的性能，按照 ISO-834 标准曲线升温，认为自然冷却降至常温。因此，本文中火灾模型只使用 ISO-834 标准曲线中的升温段。

2.2.3 有限元模型

ABAQUS 提供了三种热分析模块：无耦合传热分析（Uncoupled heat transfer analysis）、顺序热力耦合的热-应力分析（Sequentially coupled thermal-stress analysis）、相继耦合的热-应力分析（Fully coupled thermal-stress analysis）。在进行火灾后钢管混凝土力学性能研究时，本文采用了顺序耦合的热-应力分析，即首先用无耦合的热分析求解出标准火灾作用下构件温度场的分布。在温度场分析之后重新进入前处理，进行结构分析，设置结构分析的材料属性，并将进行的热分析单元转化为相应的结构单元，读入热分析中的节点温度，然后进行相应的计算。顺序热力耦合方法将热分析和结构分析作为独立的过程计算，便于分析检查（郑永乾，2007^[116]；林晓康，2006^[6]）。

而本章的内容即用无耦合的热分析求解出标准火灾下的温度场分布，为下一步的结构分析提供温度场数据。无耦合热分析中 ABAQUS 可以进行瞬态温度（Transient analysis）和静态温度场（Steady-state analysis）两类问题求解。火灾下的钢管混凝土热传导问题是一个非线性瞬态问题。

一般在进行钢管混凝土温度场分析时，近似地认为温度沿构件长度方向不变化，只沿截面径向有变化，可以简化为二维温度场问题。但在进行火灾后钢管混凝土结构分析时，必须调用各节点的温度，因此，必须建立三维温度场有限元计算模型。

1. 材料的热工参数

材料的热工参数是求解温度场的重要前提之一，传热分析所需材料参数有钢和混凝土的传热系数、比热、密度等。材料的热工参数选择详见 2.2.4 节内容。

2. 单元选取与网格划分

进行有限元热分析建模时，钢管、核心混凝土、钢梁和混凝土楼板都采用八节点三维实体热分析单元 DC3D8。钢筋采用采用三维桁架单元 T3D2。

网格划分采用映射网格划分，即模型截面的网格划分在沿长度方向是相同的。图 2.2 为典型的钢管混凝土柱-钢梁混凝土框架模型的网格划分。

3. 界面处理

热分析中，构件间滑移很小，对温度影响不大，所以暂不考虑构件间的相对滑移。因此，在本文的框架有限元热分析建模中，混凝土楼板、钢梁与钢管混凝土

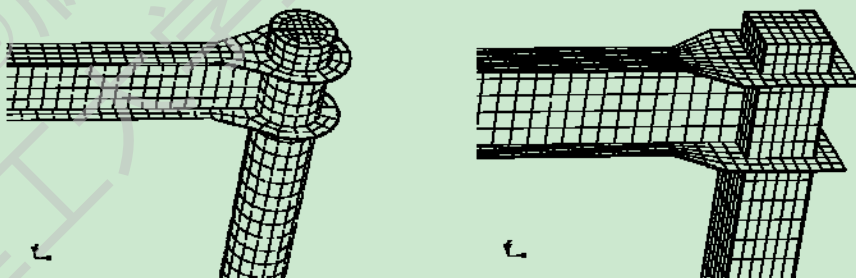
土柱之间的连接全都用绑定 (Tie) 约束。温度场分析有限元模型假定钢管和混凝土完全接触, 不考虑相对滑移, 用绑定 (Tie) 约束将钢管内表面和混凝土的外表面束缚在一起。



(a) 圆形钢管混凝土柱框架



(b) 方形钢管混凝土框架



(c) 框架柱顶区域网格划分示意

图 2.2 钢管混凝土柱-钢梁框架网格划分图

4. 加载与求解

Step 中选择瞬态分析, 设置总的加载时间及时间步长。总加载时间可以根据构件时间升温时间确定, 时间步长选择固定时间, 以便在输出结果文件中确定每个时刻对应的温度场。

荷载 (Load) 中, 设定初始温度 (20°C) 于构件各个节点, 按照 ISO-834 标

准升温曲线进行升温加载。钢管混凝土柱端离受火边界较远，可采用核心混凝土与盖板束缚在一起，也可不设热边界条件，即按柱端绝缘考虑，梁板下部空间的钢管混凝土柱周围和混凝土梁板表面按照第三类边界条件考虑对流传热和热辐射，混凝土楼板上表面和钢管混凝土柱在板上方突起部分考虑与周围空气流体发生对流传热和辐射传热，受火构件表面的对流传热系数取 $25\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$ 、热辐射系数取 0.5，背火构件表面的对流系数取 $4\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$ 、热辐射系数取 0.5，其余侧面为绝缘边界条件。所建模型的属性设置中设置相应的 Stefan-Boltzmann 常数 ($5.67 \times 10^{-8}\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}^4$) 和绝对零度 (-273°C)。

5. 后处理

为了在结构分析中调用温度场分析结果，必须在输入文件 (*.inp) 中写入命令 “MODE FILE, NT”，计算结果产生一个节点温度文件 (*.fil)，将升温过程中构件所有节点的温度存入输出文件 (*.fil) 中。

2.2.4 材料热工参数

国内外众多学者对材料的热工参数进行了研究，不同的结构抗火设计规范和学者对钢材和混凝土的热工性能有不同的模型描述。

江莹 (2008)^[117] 运用多位研究者给出的多种热工模型建立钢管混凝土温度场模型进行计算。得到的各种计算结果相差不太大。而且，总体上利用 Lie (1994)^[55] 的热工模型的计算结果相比较其他模型结果与试验值更为接近。因此本文选取 Lie (1994)^[55] 提出的钢材和混凝土的热工模型。

1. 钢材热工模型：

(1) 导热系数：

$$k_s = \begin{cases} -0.022T + 48 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 900^\circ\text{C} \\ 28.2 & T > 900^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{W}/(\text{m} \cdot \text{K}) \quad (2.10)$$

(2) 比热：

$$\left. \begin{aligned} \rho_s c_s &= (0.004T + 3.3) \times 10^6 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 650^\circ\text{C} \\ \rho_s c_s &= (0.068T - 38.3) \times 10^6 & 650^\circ\text{C} \leq T \leq 725^\circ\text{C} \\ \rho_s c_s &= (-0.086T + 73.35) \times 10^6 & 725^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \\ \rho_s c_s &= 4.55 \times 10^6 & T > 800^\circ\text{C} \end{aligned} \right\} \quad (2.11)$$

(3) 钢材的容重随温度变化比较小，一般取为 $\rho_s = 7850\text{kg}/\text{m}^3$ 。

2. 混凝土（钙质）热工模型：

(1) 导热系数：

$$k_c = \begin{cases} 1.355 & 0^\circ\text{C} < T \leq 293^\circ\text{C} \\ -0.001241T + 1.7162 & T > 293^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{W}/(\text{m} \cdot \text{K}) \quad (2.12)$$

(2) 比热：

$$\left. \begin{aligned}
 \rho_c c_c &= 2.566 \times 10^6 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \\
 \rho_c c_c &= (0.1765T - 68.034) \times 10^6 & 400^\circ\text{C} \leq T \leq 410^\circ\text{C} \\
 \rho_c c_c &= (-0.05043T + 25.00671) \times 10^6 & 410^\circ\text{C} \leq T \leq 445^\circ\text{C} \\
 \rho_c c_c &= 2.566 \times 10^6 & 445^\circ\text{C} \leq T \leq 500^\circ\text{C} \\
 \rho_c c_c &= (0.01603T - 5.44881) \times 10^6 & 500^\circ\text{C} \leq T \leq 635^\circ\text{C} \\
 \rho_c c_c &= (0.016635T - 100.90225) \times 10^6 & 635^\circ\text{C} \leq T \leq 715^\circ\text{C} \\
 \rho_c c_c &= (-0.22103T + 176.07343) \times 10^6 & 715^\circ\text{C} \leq T \leq 785^\circ\text{C} \\
 \rho_c c_c &= 2.566 \times 10^6 & T > 785^\circ\text{C}
 \end{aligned} \right\} \quad (2.13)$$

本文参考韩林海（2007）^[1]中所述的水蒸气对混凝土比热的影响，假定混凝土中所含水分占总质量的 5%，然后对上述混凝土的比热公式作如下修改：

$$\rho_c' C_c' = \begin{cases} 0.95\rho_c C_c + 0.05\rho_w C_w & T < 100^\circ\text{C} \\ \rho_c C_c & T \geq 100^\circ\text{C} \end{cases} \quad (2.14)$$

(3) 混凝土的容重暂按不变考虑，取为 $\rho_c=2400\text{kg/m}^3$ 。

上述模型中， T 为温度， $^\circ\text{C}$ ； ρ' 和 C' 为考虑水蒸气影响时混凝土的容重和比热； ρ_c 和 C_c 为没有考虑水蒸气影响时核心混凝土的容重和比热； ρ_w 和 C_w 分别为水的容重和比热。 $\rho_w C_w=4.2 \times 10^6\text{J}/(\text{m}^3 \cdot ^\circ\text{C})$ 。

钢材的热膨胀系数与温度基本上呈正比关系，但变化幅度不大，而且几乎与其所受的应力大小无关。而混凝土的热膨胀系数也很小。因此，本文模型中忽略钢材和混凝土的热膨胀。

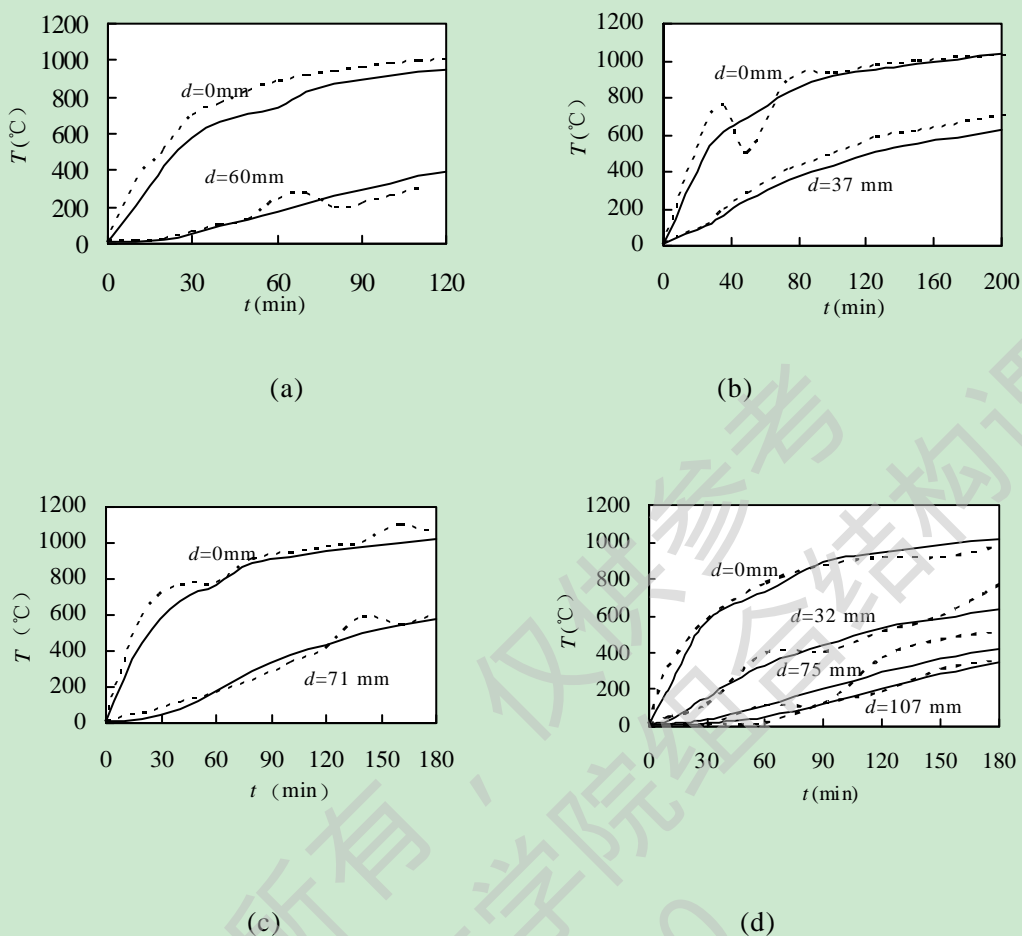
本文研究的火灾模型认为降温段属于自然冷却降温，因此，降温段的热工性能不具体研究。

2.3 算例分析

目前研究尚缺乏钢管混凝土柱-钢梁框架温度场的试验结果。为了验证本文计算方法和所建模型的有效性，对收集到的试验结果进行了验算分析，包括钢管混凝土构件、钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点、钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁平面框架等。在这些算例中，火灾模型采用升温段。

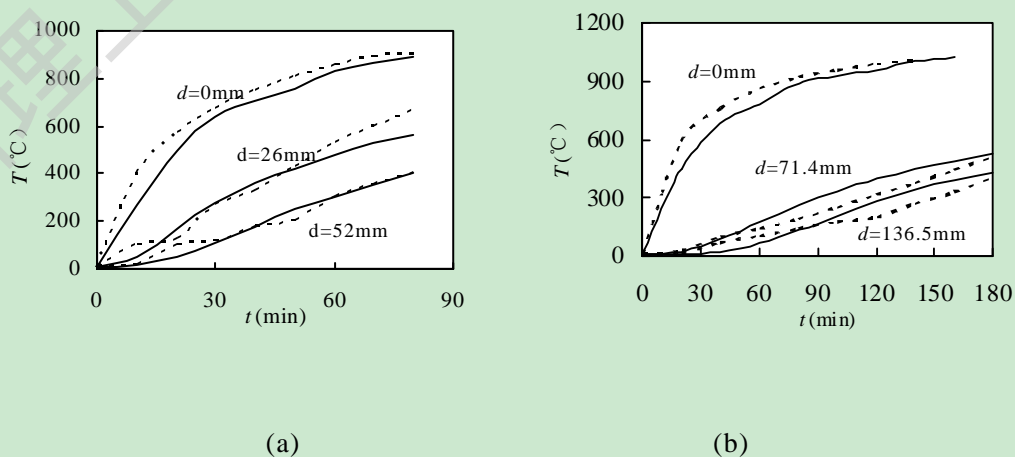
2.3.1 钢管混凝土构件

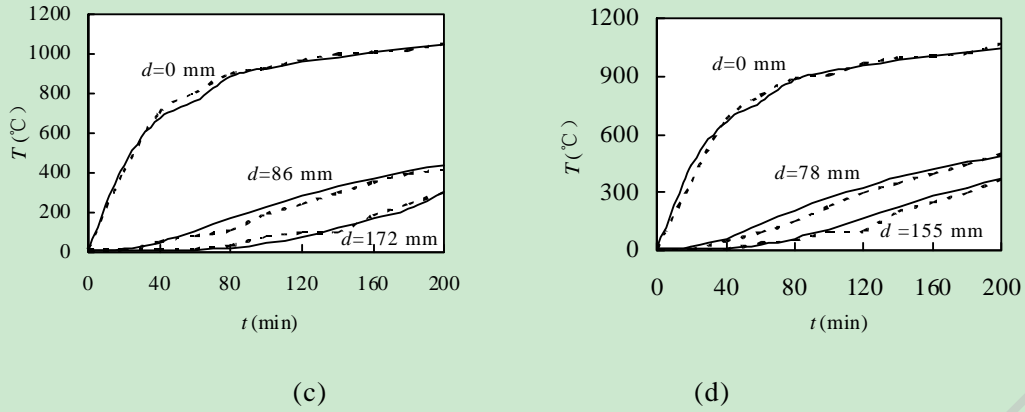
图 2.3 和 2.4 是利用上述方法所建温度场的模拟计算结果与试验结果对比情况。试验结果出自 Lie（1994）^[55]和 Lie 和 Chabot（1992）^[75]所进行的钢管混凝土温度场试验。其中 d 为测点到钢管的垂直距离。构件升温按照加拿大设计规程 CAN4-S101 规定的曲线进行。试验测得值用虚线表示，ABAQUS 有限元软件模拟计算值用实线表示。由结果可见，计算值与试验值基本吻合良好。



- (a) $B \times t = 254 \text{ mm} \times 6.35 \text{ mm}$ (Lie 和 Chabot, 1992^[75])
 (b) $B \times t = 305 \text{ mm} \times 6.35 \text{ mm}$ (Lie 和 Chabot, 1992^[75])
 (c) $B \times t = 203 \text{ mm} \times 6.35 \text{ mm}$ (Lie 和 Chabot, 1992^[75])
 (d) $B \times t = 300 \text{ mm} \times 6.35 \text{ mm}$ (AIJ, 2008^[118])

图 2.3 方钢管混凝土构件截面 $T-t$ 关系计算结果与试验结果对比





- (a) $D \times t = 219 \text{ mm} \times 4.78 \text{ mm}$ (Lie 和 Chabot, 1992^[75])
- (b) $D \times t = 273 \text{ mm} \times 6.35 \text{ mm}$ (Lie, 1994^[55])
- (c) $D \times t = 355.6 \text{ mm} \times 6.35 \text{ mm}$ (Lie 和 Chabot, 1992^[75])
- (d) $D \times t = 323.9 \text{ mm} \times 6.35 \text{ mm}$ (Lie 和 Chabot, 1992^[75])

图 2.4 圆钢管混凝土构件截面 $T-t$ 关系计算结果与试验结果对比

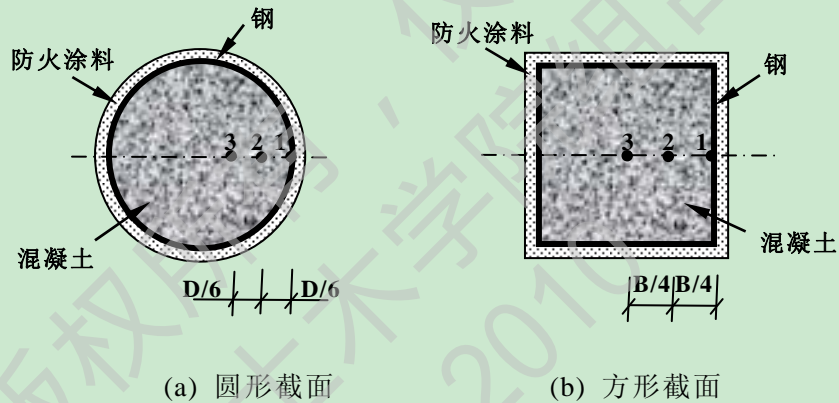
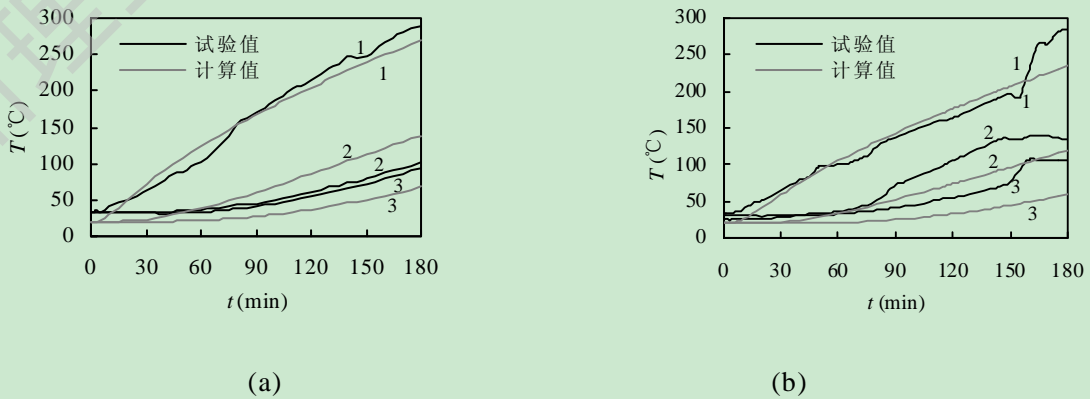
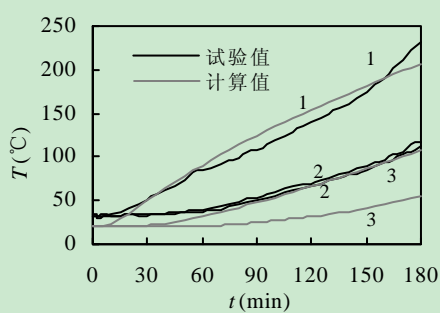


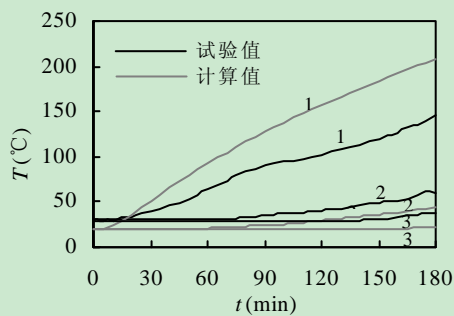
图 2.5 构件典型的截面形式以及特征点位置

图 2.5 为韩林海 (2007)^[1] 温度场试验研究中钢管混凝土构件的典型截面形式和特征点位置示意图。试验按照 ISO-834 规定的标准升温曲线升温，防火涂料为厚涂型防火涂料。图 2.6 和图 2.7 是利用本文模型的计算值与试验值的对比情况。总体吻合良好。





(c)



(d)

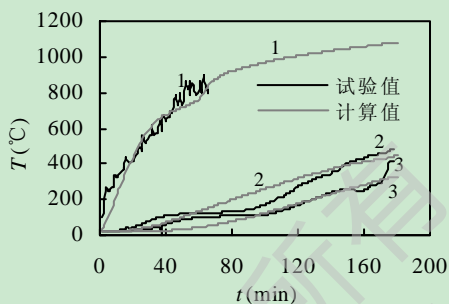
(a) $D \times t = 400\text{mm} \times 6\text{mm}$, 防火保护层厚 25mm

(b) $D \times t = 400\text{mm} \times 6\text{mm}$, 防火保护层厚 30mm

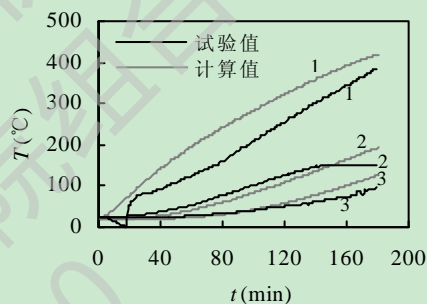
(c) $D \times t = 400\text{mm} \times 6\text{mm}$, 防火保护层厚 35mm

(d) $D \times t = 800\text{mm} \times 6\text{mm}$, 防火保护层厚 30mm

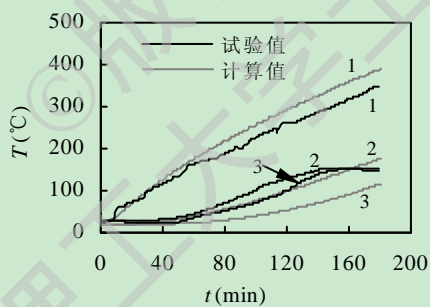
图 2.6 圆钢管混凝土温度(T)-升温时间(t)关系曲线



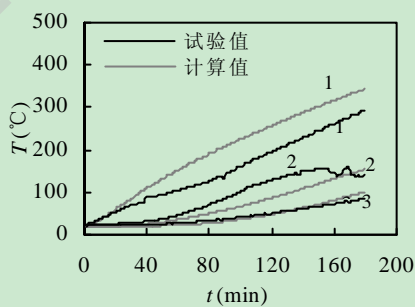
(a)



(b)



(c)



(d)

(a) $B \times t = 299\text{mm} \times 5\text{mm}$, 无防火保护层

(b) $B \times t = 299\text{mm} \times 5\text{mm}$, 防火保护层厚 14mm

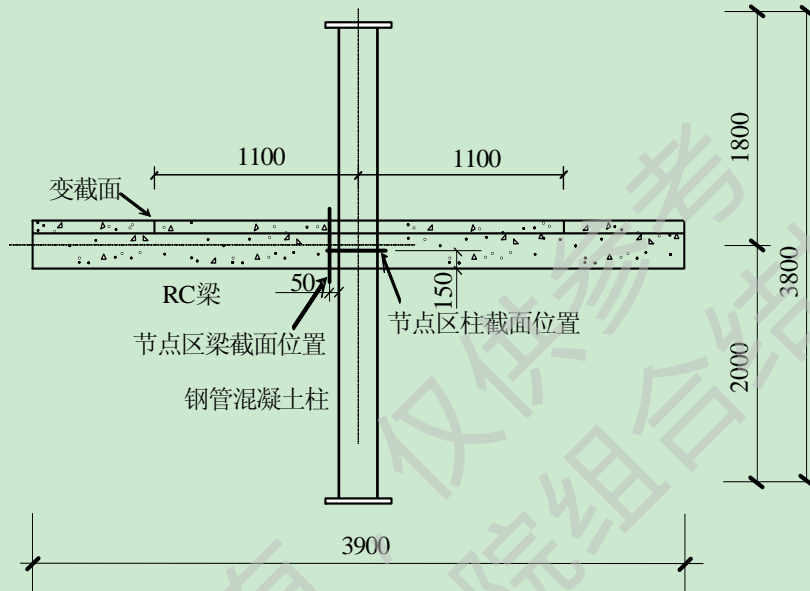
(c) $B \times t = 299\text{mm} \times 5\text{mm}$, 防火保护层厚 16mm

(d) $B \times t = 299\text{mm} \times 5\text{mm}$, 防火保护层厚 19mm

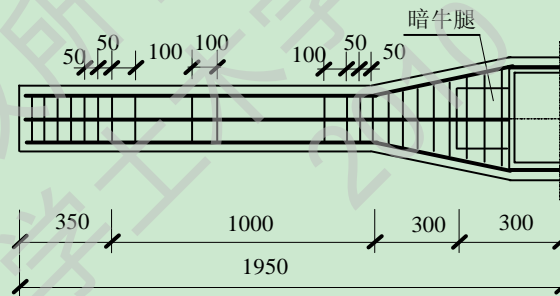
图 2.7 方钢管混凝土温度(T)-升温时间(t)关系曲线

2.3.2 钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点

图 2.8 所示为郑永乾（2007）^[116]中方形钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点试验的试件 JS2 尺寸图。柱长度为 3800mm，截面 $B \times t = 300\text{mm} \times 5.83\text{mm}$ ，柱防火层厚度 14mm；梁长度为 3900mm，截面为 $300\text{mm} \times 200\text{mm}$ ；牛腿为工字钢，截面为 $200\text{mm} \times 140\text{mm} \times 9.3\text{mm}$ ；混凝土楼板端部与柱轴线的距离为 1100mm，宽度 1000mm。



(a) 节点立面图



(b) 混凝土梁平面图

图 2.8 钢管混凝土柱-混凝土梁节点 JS2 尺寸图（郑永乾，2008^[116]）

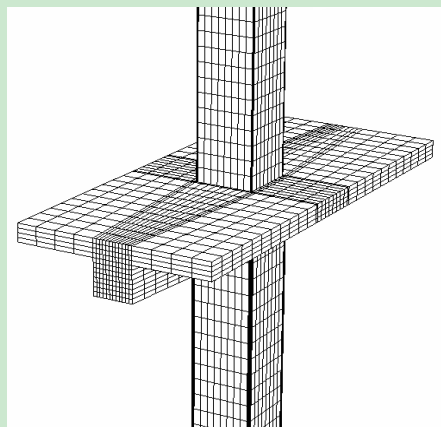


图 2.9 钢管混凝土柱-混凝土梁节点网格划分示意图

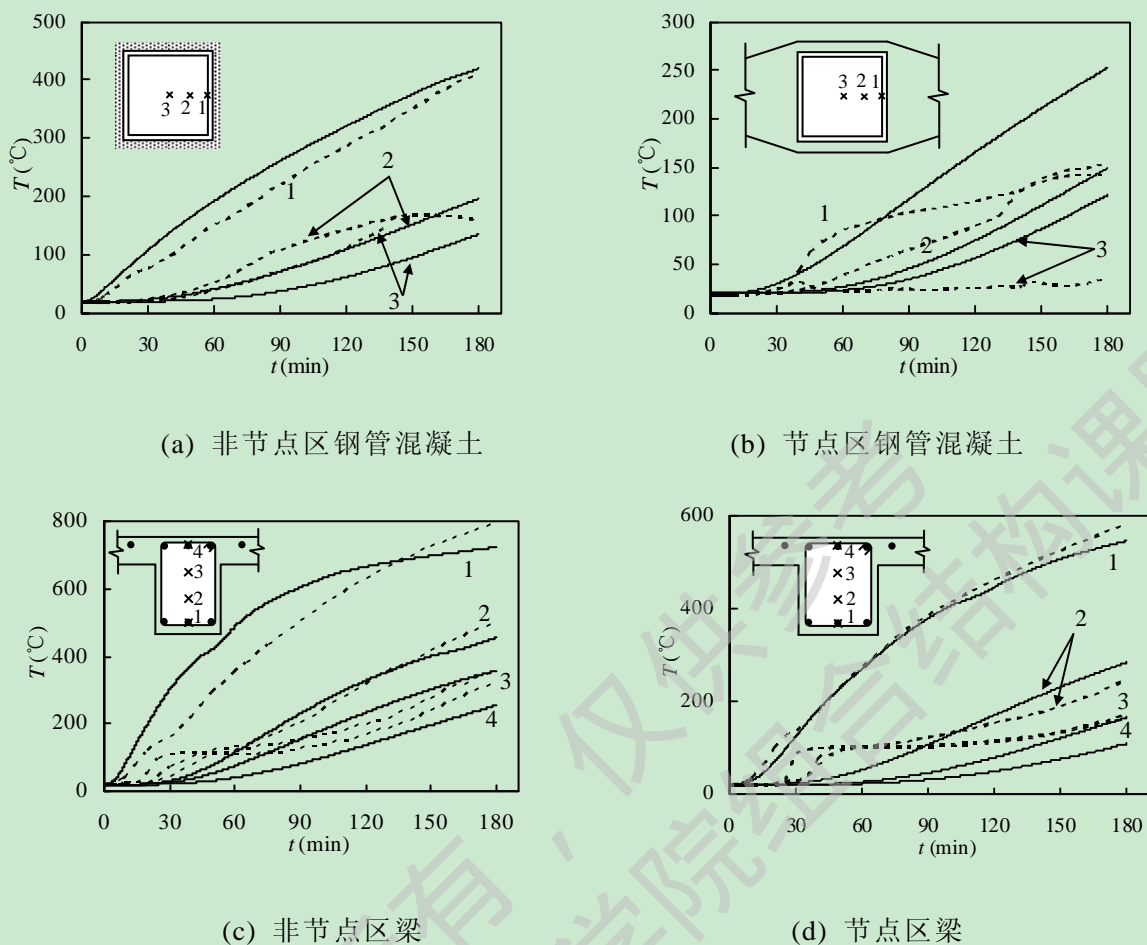


图 2.10 节点 JS2 测点温度 ABAQUS 计算结果与试验结果比较

图 2.9 展示了节点模型的网格划分。图 2.10 是该节点算例特征点 $T-t$ 曲线的试验与计算结果比较，虚线为试验结果，实线为 ABAQUS 数值计算结果。计算结果与试验结果总体趋势基本吻合。节点区梁柱温度比非节点区低，梁上部温度比下部低。

2.3.3 钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁平面框架

图 2.11 为王卫华 (2009) [5] 中一榀圆钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架试验件 CFRC-1。圆形钢管混凝土柱长度为 1930mm，截面为 140mm×3.85mm，防火层厚度为 7mm；钢梁长度为 2800mm，截面为 180mm×100mm；牛腿为工字钢，截面为 40mm×30mm×4mm；钢筋混凝土楼板端部与柱轴线的距离为 200mm，宽度为 600mm。

图 2.12 展示了圆钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架模型的网格划分和边界条件。图 2.13 是该框架算例特征点 $T-t$ 曲线的试验与计算结果比较的，试验结果用虚线表示，ABAQUS 数值模拟计算结果用实线表示。计算结果与试验结果总体趋势基本吻合。柱节点区温度比非节点区低，梁上部温度比下部低。

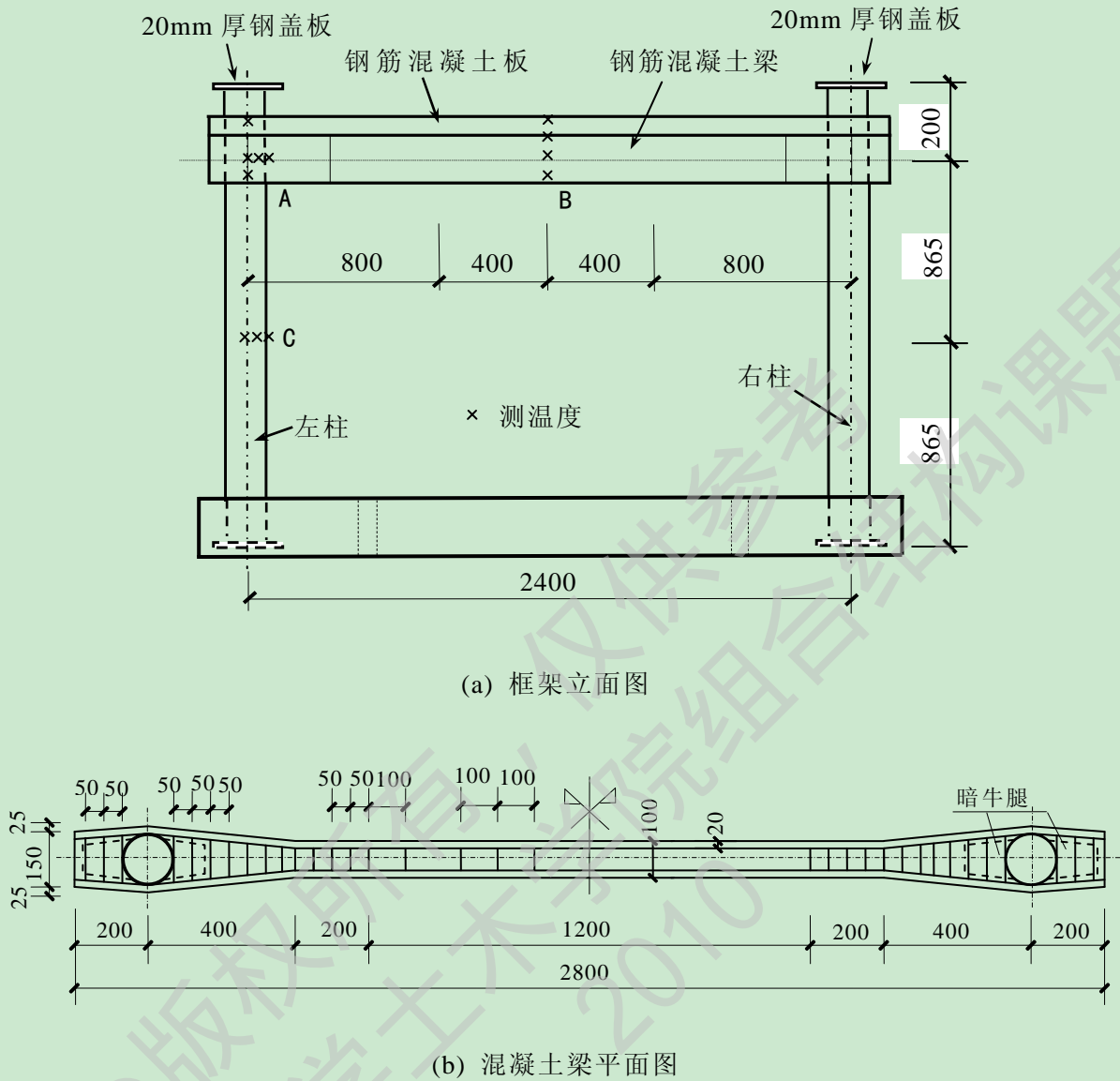


图 2.11 圆钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架尺寸图 (王卫华, 2009^[51])

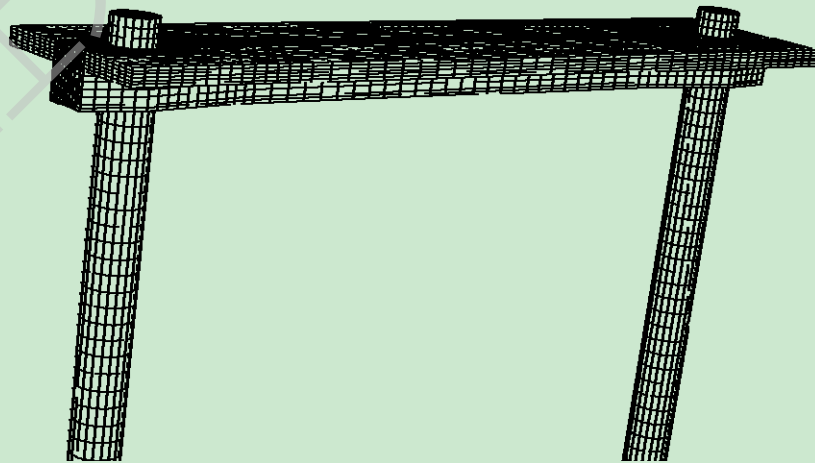


图 2.12 圆钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架网格划分示意图

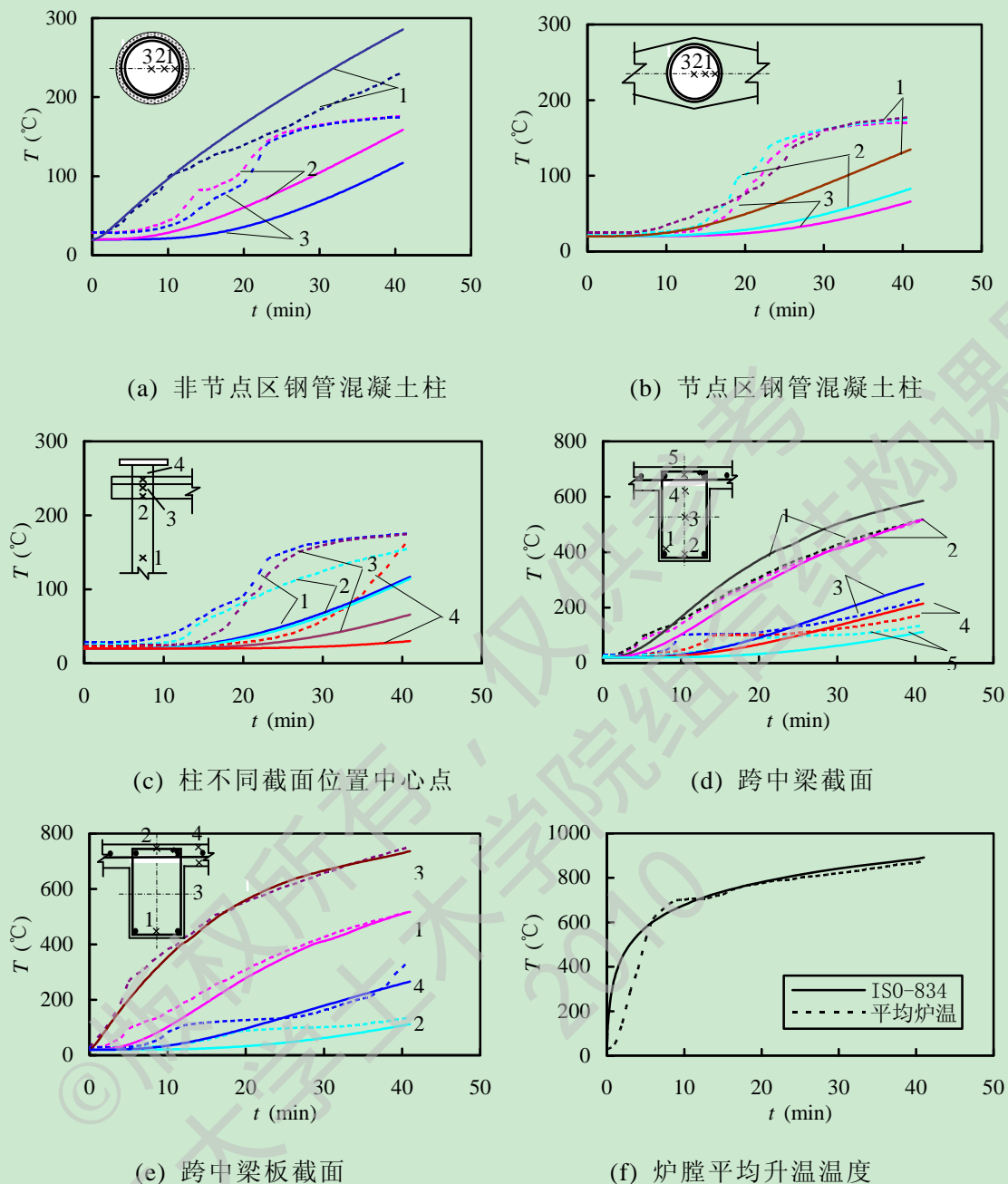


图 2.13 试件 CFRC-1 计算与实测温度-时间曲线对比

2.4 钢管混凝土柱-钢梁框架温度场分布

通过以上算例分析可以看出，ABAQUS 模拟结果与试验结果基本吻合良好。鉴于现在还缺少火灾下钢管混凝土柱-钢梁框架的温度场试验数据。为了能更好地了解钢管混凝土柱-钢梁框架的温度场温度特点，本文分别建立了方、圆钢管混凝土柱-钢梁框架算例，按照 ISO-834 标准升温曲线升温，进行温度场计算。

算例按照王文达（2006）^[9]的钢管混凝土柱-钢梁框架试验，以此为尺寸参照选取标准算例的计算条件。即：方钢管混凝土柱截面 $B \times t = 120\text{mm} \times 3.46\text{mm}$ ，C60 混凝土，Q345 钢材，含钢率 $\alpha = 0.126$ ，梁尺寸取 $160\text{mm} \times 80\text{mm} \times 3.44\text{mm} \times 3.44\text{mm}$ ，

环板 200mm×40mm；圆钢管混凝土柱截面 $D \times t = 140\text{mm} \times 2.00\text{mm}$ ，C60 混凝土，Q345 钢材，含钢率 $\alpha = 0.06$ ，梁尺寸取 150mm×70mm×3.44mm×3.44mm，环板宽度为 40mm；混凝土楼板厚度为 180mm。按照 ISO-834 标准火灾升温 90 分钟。

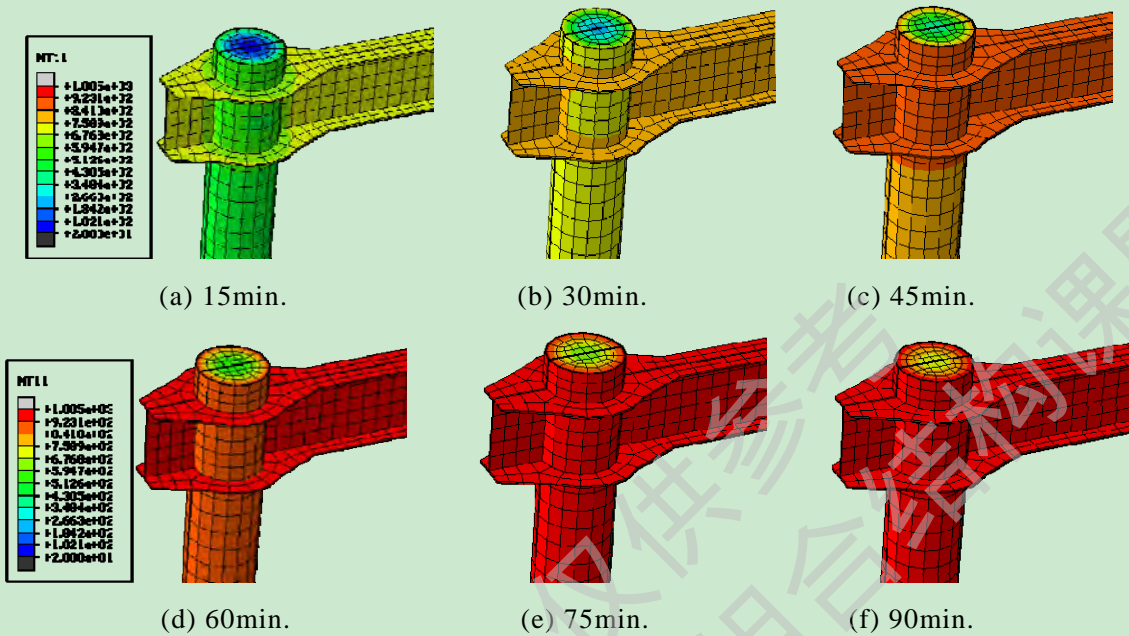


图 2.14 圆截面钢管混凝土框架不同时刻温度场

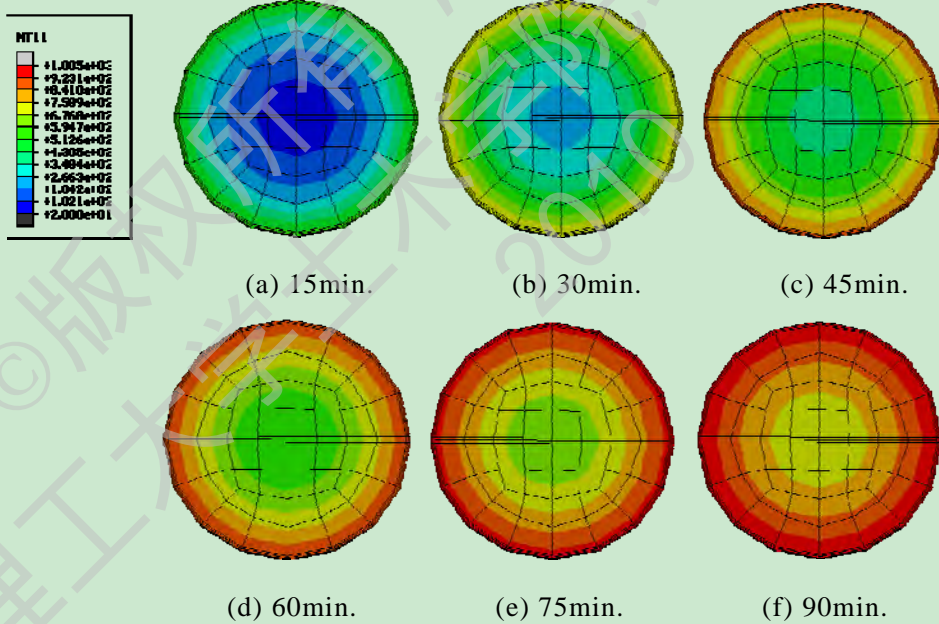
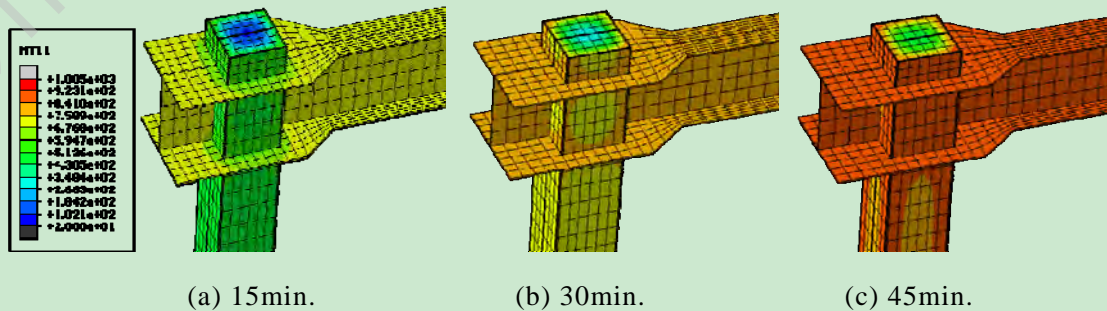


图 2.15 圆截面钢管混凝土柱不同时刻温度场



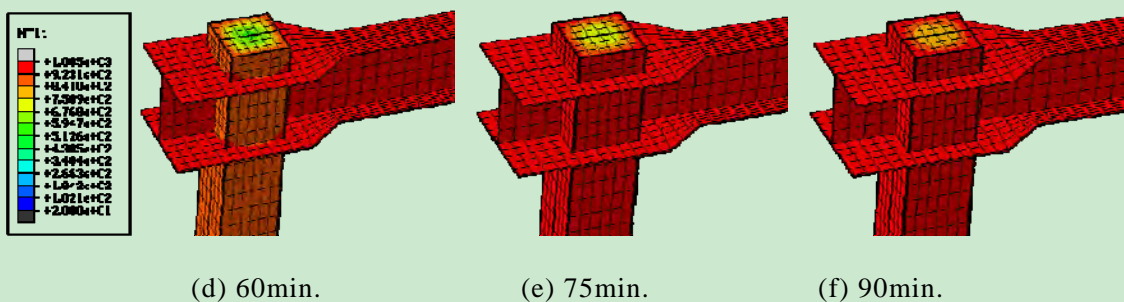
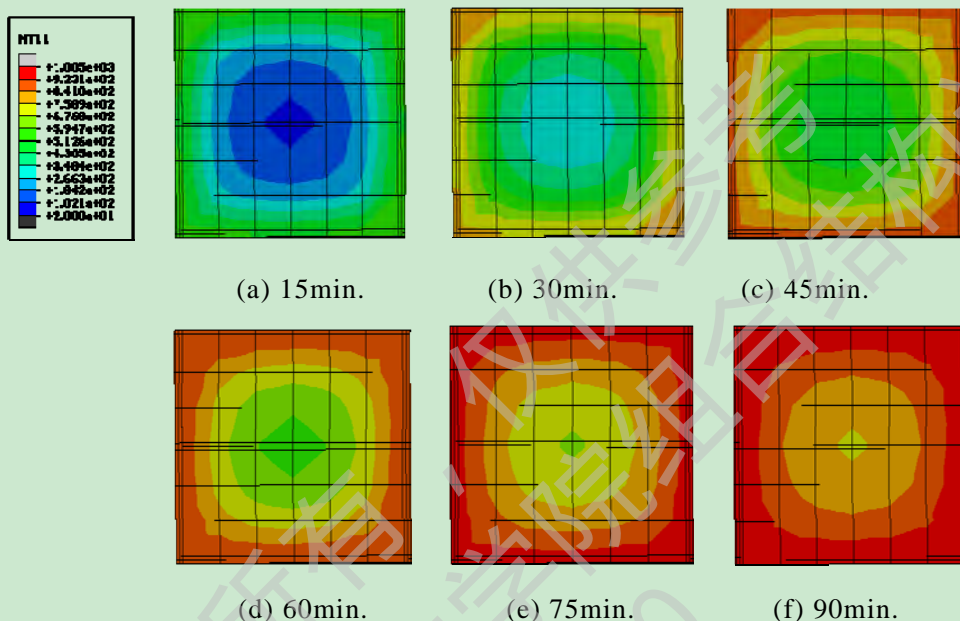


图 2.16 方截面钢管混凝土框架温度场



2.17 方截面钢管混凝土柱温度场

图 2.14 和 2.16 分别为圆、方截面钢管混凝土柱-钢梁框架柱顶附近在火灾下不同时刻时的温度场情况。图 2.15 和 2.17 分别是圆、方截面钢管混凝土柱在火灾下不同时刻时的温度场情况。从图表中可以看出，框架节点区域升温速度比非节点区域升温速度较慢，这是因为节点区域由于钢梁和钢管混凝土柱连接为一体，热容比较大，使总体温度降低。而钢管混凝土柱由于内部混凝土的惰性对钢管混凝土的影响，升温速度又比钢梁慢。从柱截面温度场图可以看出，受火初期温度较低，但升温较快，温度场云图表现为颜色变化大，受火后期温度已经较高，升温变缓慢，颜色变化小。

2.5 本章小结

对本章进行工作简要总结如下：

(1) 本章利用 ABAQUS 有限元软件，确定合理的模型边界条件、单元类型等，选定合适的材料热工参数，考虑水蒸气的影响，建立了钢管混凝土柱-钢梁框架的温度场模型。

(2) 通过模拟已有研究者所做试验中的钢管混凝土多个柱构件、钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点、钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁平面框架温度场分析，通过

计算数值与试验数值的对比，验证模型的有效性。

(3) 在前面温度场有限元模型的基础上，建立了钢管混凝土柱-钢梁框架算例，进行 ISO-834 标准火灾升温模拟，得到其温度场并简单分析。为下一步火灾后力学性能分析提供温度场数据。

©版权所有，仅供参考
兰州理工大学土木学院组合结构课题组
2010

第 3 章 火灾后钢管混凝土框架的力学分析模型

3.1 概述

火灾试验中, 结构在高温下的力学性能很难进行直接测量和记录, 而且受火灾试验的费用和条件所限, 无法进行大批量大尺寸的钢管混凝土框架试验, 不能全面地反映各参数对钢管混凝土框架的影响, 因此, 有必要进行钢管混凝土框架的有限元理论分析。

目前, 对钢管混凝土框架结构火灾后力学性能的研究还比较缺乏。为了进一步深入认识火灾后框架的力学性能, 本章基于 ABAQUS 有限元软件, 在确定了合适的材料本构关系、单元类型和单元划分、接触面模型以及计算方法的基础上, 建立了火灾后钢管混凝土柱-组合框架的有限元力学分析模型。为了验证模型有效性, 本文进行了常温下、火灾下、恒高温后和火灾后的钢管混凝土算例分析, 以模拟火灾过程中的各个阶段。

同时, 因为暂时没有收集到火灾后钢管混凝土框架的试验数据, 本文模拟了火灾后节点和常温下框架的试验, 在此基础上建立火灾后框架的标准算例进行分析, 得到火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架的力学性能。

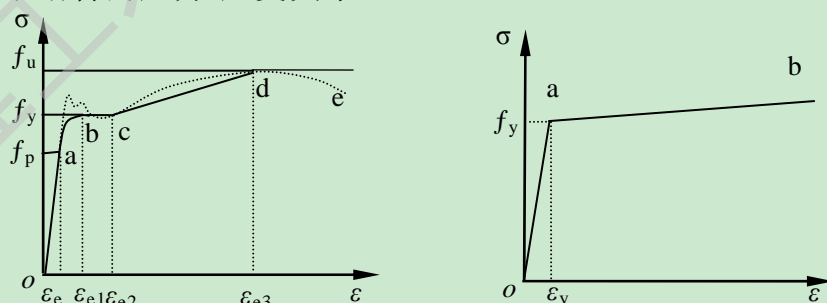
3.2 有限元模型的建立

3.2.1 材料的本构关系模型

钢管混凝土由钢管和混凝土两种材料共同组成。在受力过程中, 两种材料相互作用, 一般都处于复杂应力状态。合理地选取钢材和混凝土的本构关系模型是钢管混凝土力学性能数值分析的必要条件。

3.2.1.1 钢材

1. 常温下钢材的应力-应变关系



(a) 低碳软钢

(b) 高强钢材

图 3.1 常温下低碳钢与高强钢的材料本构关系曲线

对于 Q235、Q345、Q390 等建筑工程中常用的低碳软钢, 一般采用二次塑流

模型。钢材的应力-应变关系一般可分为弹性段(oa)、弹塑性段(ab)、塑性段(bc)、强化段(cd)和二次塑流段(de) (韩林海, 2007^[11])。如图 3.1(a)所示, 图中虚线曲线为钢材实际的应力-应变关系曲线, 实线为简化的应力-应变曲线, 其中 f_p 、 f_y 、 f_u 分别为钢材的比例极限、屈服极限和抗拉强度极限。其应力-应变关系模型的数学表达式如下:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_e \\ -A\varepsilon_s^2 + B\varepsilon_s + C & \varepsilon_e < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e1} \\ f_y & \varepsilon_{e1} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e2} \\ f_y [1 + 0.6 \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{e2}}{\varepsilon_{e3} - \varepsilon_{e2}}] & \varepsilon_{e2} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e3} \\ 1.6f_y & \varepsilon_s > \varepsilon_{e3} \end{cases} \quad (3.1)$$

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

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

对于高强钢材, 一般采用图 3.1(b)所示的双线性模型, 即弹性段(oa)和强化段(ab)。强化段的模量可取 $0.01E_s$, E_s 为钢材的弹性模量。

在 ABAQUS 中, 钢材采用等向弹塑性模型, 满足 Von Mises 屈服准则。模型采用相关流动法则。建立有限元模型时, 钢材弹性模量取 $2.06 \times 10^5 \text{MPa}$, 弹性阶段泊松比取 0.3。

2. 高温下钢材的应力-应变关系

关于描述高温下钢材应力-应变关系的模型有多种, 选择合理的高温下钢材的力学性能是研究钢管混凝土结构或构件高温力学性能的基础。本文选用 Lie 和 Chabot (1990)^[54]、Lie (1994)^[55] 提出的模型, 用应力强度(σ_s)和应变强度(ε_s)的关系式给出了高温下钢材的应力-应变关系模型, 其表达式如下:

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f(T, 0.001)}{0.001} \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_p \\ \frac{f(T, 0.001)}{0.001} \varepsilon_p + f[T, (\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001)] - f(T, 0.001) & \varepsilon_s > \varepsilon_p \end{cases} \quad (3.2)$$

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

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

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

其中 T 为当前温度, $^{\circ}\text{C}$ 。

图 3.2 为利用上述模型计算的 Q345 钢材在不同温度下的应力-应变关系曲线图。在高温下, 钢材弹性模量降低, 而泊松比基本不变。普通结构钢的弹性模量取值为 (李国强等, 2006^[4]):

$$\begin{aligned}
 E_T / E &= \frac{7T_s - 4780}{6T_s - 4760} & 20^\circ\text{C} \leq T_s \leq 600^\circ\text{C} \\
 E_T / E &= \frac{1000 - T_s}{6T_s - 2800} & 600^\circ\text{C} \leq T_s \leq 1000^\circ\text{C}
 \end{aligned} \quad (3.3)$$

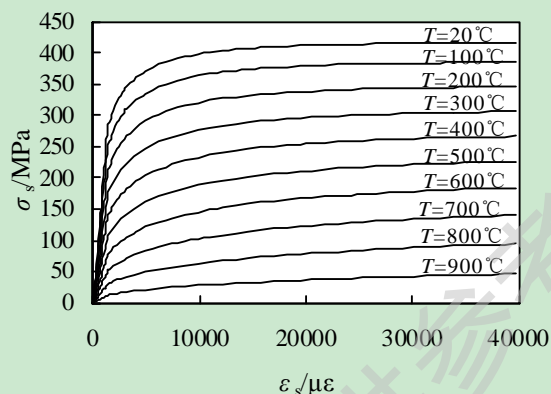


图 3.2 高温下钢材应力-应变关系

3. 高温后钢材的应力-应变关系

本文研究范围内认为框架经历标准火灾后经自然冷却降至常温，因此对降温段材性不予考虑。在高温状态下，钢材内部金相结构发生变化，其强度和弹性模量随着温度的升高会不断降低。经过高温及冷却后，其强度有较大程度的恢复。

韩林海（2007）^[1]在进行火灾后钢管混凝土构件力学性能研究时，对于自然冷却的结构钢的应力-应变关系采用双折线模型，并取得较满意的结果。本文用 ABAQUS 进行火灾后钢管混凝土力学性能分析时钢材也采用该双折线模型，其数学表达式如下：

$$\sigma = \begin{cases} E_s(T_{\max})\varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_y(T_{\max}) \\ f_y(T_{\max}) + E'_s(T_{\max})[\varepsilon - \varepsilon_y(T_{\max})] & \varepsilon > \varepsilon_y(T_{\max}) \end{cases} \quad (3.4)$$

式中，高温作用后的屈服极限 $f_y(T_{\max})$ 按照下式确定：

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

$$\varepsilon_y(T_{\max}) = f_y(T_{\max}) / E_s(T_{\max})$$

T_{\max} 为历史遭受的最高温度， $^\circ\text{C}$ 。

弹性段取 $E_s(T_{\max}) = E_s = 2.06 \times 10^5 \text{MPa}$ ，强化段取 $E'_s(T_{\max}) = E_s(T_{\max})$ 。图 3.3 为 Q345 钢火灾后 σ - ε 关系曲线。在高温冷却后，钢材弹性模量和泊松比与常温相比基本不变，本文中取常温值。

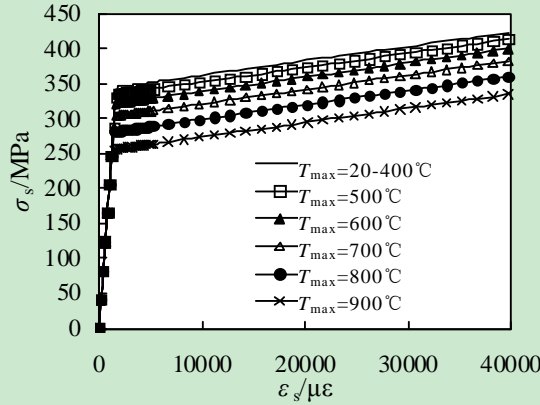


图 3.3 高温后钢材的应力-应变关系曲线

3.2.1.2 混凝土

1. 常温下混凝土的应力-应变关系

与普通混凝土相比，钢管混凝土中核心混凝土由于受到钢管的被动约束，其材料的塑性性能发生了变化，主要表现在两点：一是对应峰值应力的应变增加，二是混凝土应力的下降段变得平缓。韩林海（2007）^[1]考虑到核心混凝土受钢管被动约束的特点，并经过大量算例的验证分析，修正了混凝土单轴应力-应变关系的峰值应变和下降段，采用与约束效应系数 ξ 有关的函数表达式，提出了可应用于 ABAQUS 有限元分析的核心混凝土等效应力-应变关系模型。本文采用韩林海（2007）^[1]中的应力-应变关系模型，其数学表达式如下：

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_o (x-1)^\eta + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (3.5)$$

式中： $x = \varepsilon / \varepsilon_0$ ； $y = \sigma / \sigma_0$ ； $\sigma_0 = f_c (\text{N/mm}^2)$ ； $\varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800 \xi^{0.2} \times 10^{-6}$ ； $\varepsilon_c = (1300 + 12.5 f_c) \times 10^{-6}$ ，其中 f_c 以 N/mm^2 为单位计；

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

$$\beta_o = \begin{cases} \left(2.36 \times 10^{-5} \right)^{0.25 + (\xi - 0.5)^7} f_c^{0.5} \times 0.5 \geq 0.12 & (\text{圆钢管混凝土}) \\ \frac{f_c^{0.1}}{1.2 \sqrt{1 + \xi}} & (\text{方、矩形钢管混凝土}) \end{cases}$$

采用 ABAQUS 软件提供的混凝土塑性损伤模型。其中，弹性模量 $E_c = 4730 (f_c)^{0.5}$ ，式中 f_c 为混凝土圆柱体抗压强度，以 MPa 为单位。泊松比取为 $\mu_c = 0.2$ 。

ABAQUS 软件中的混凝土塑性损伤模型提供了三种描述方法：第一种为应力

-应变关系曲线；第二种为应力-位移关系曲线；第三种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。本文采用第三种方法，用应力-断裂能来考虑混凝土受拉破坏。断裂能 G_f 是混凝土材料的一种性质，定义为每单位面积内产生一条连续裂缝所需的能量值。 σ_{f0} 是混凝土的破坏应力。当 $f_c=20\text{MPa}$ 时，破坏能 G_f 取为 40N/m ；当 $f_c=40\text{MPa}$ 时，破坏能 G_f 取为 120N/m 。中间数值可由线性插值求得 (Hillerborg 等, 1976^[119])。破坏应力 σ_{f0} 可按式 $\sigma_{f0}=0.26(1.25f_c)^{2/3}$ 确定 (沈聚敏等, 1993^[120])。

高温下混凝土断裂能取值方面的研究报道非常少。Ding 和 Wang (2007)^[121] 通过有限元参数分析，发现高温下混凝土受拉强度对钢管混凝土构件的耐火极限影响很小。因此，本文在有限元模型中对高温下混凝土受拉性能的取值暂与常温下一致。

2. 高温下混凝土的应力-应变关系

由于高温下影响钢管混凝土结构本构关系的因素比常温下更多，而且在高温下进行混凝土多轴本构试验也较难实现。王卫华 (2009)^[5] 采用常温下的表达式，将其中 f_y 、 f_c' 和 ε_0 等参数设定为随温度变化，经过大量算例试算验证分析最终确定了应用于有限元分析的高温下核心混凝土应力-应变关系表达式。本文选用该模型，其数学表达式如下：

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & x \leq 1 \\ \frac{x}{\beta(x-1)^\eta + x} & x > 1 \end{cases} \quad (3.6)$$

式中， $x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0^T}$ ； $y = \frac{\sigma}{\sigma_0^T}$ ； $\sigma_0^T = f_c' / [1 + a(\frac{T-20}{1000})^b]$ ；

$$a = 0.017f_c' + 7.83; \quad b = -0.016f_c' + 3.77;$$

$$\varepsilon_0^T = \varepsilon_c(T) + 800 \cdot \xi^{0.2} \cdot 10^{-6} \cdot [1 + 0.18 \times (\frac{T-20}{100})^{2.2}];$$

$$\varepsilon_c(T) = (1300 + 12.5f_c') \cdot 10^{-6} \cdot [1 + 0.18 \times (\frac{T-20}{100})^{2.2}]$$

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

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

$$\xi = \alpha f_y(T) / f_{ck}; \quad \alpha = A_s / A_c。$$

国内外研究混凝土高温徐变的资料相对较少，目前几乎都是采用近似计算。江莹 (2008)^[117] 总结多位研究者的研究成果发现，高温徐变对钢管混凝土耐火极

限、力学应变影响很小。因此本文计算暂不考虑高温下混凝土的高温徐变及瞬态热应变。

3. 高温后混凝土的应力-应变关系

高温后钢管混凝土有类似于混凝土高温后力学性能的现象，即随着温度的升高，峰值应力降低，峰值应变增加，应力-应变关系曲线趋于扁平。

本文选用林晓康（2006）^[6]中提出的高温后混凝土应力-应变关系曲线，该曲线在进行火灾后钢管混凝土力学性能研究时，参考了有关研究者对混凝土高温作用后力学性能的研究成果，对韩林海（2007）^[11]中混凝土模型的峰值应力及峰值应变进行了修正，结果如下：

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_0(x-1)^\eta + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (3.7)$$

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

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

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

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

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

f_c' 为常温下混凝土圆柱体轴心抗压强度，N/mm²；

T_{\max} 为历史遭受最高温度，℃。

如图 3.5 是按照上述模型计算的混凝土在不同温度作用后的应力-应变关系曲线。算例条件为：Q345 钢、C60 混凝土、含钢率为 0.1。由图可以看出，随着温度的增加，核心混凝土峰值应力降低，峰值应变增加，整个曲线趋于扁平。

3.2.2 单元类型选取

在火灾后模型中，需要把前面温度场模型的分析结果导入力学模型中，因此，力学模型的分析单元类别要与温度场分析模型一致，钢梁、混凝土板、钢管、核心混凝土、栓钉各部件单元均采用实体单元 C3D8R，钢筋采用三维桁架 T3D2 单元。

3.2.3 网格划分形式

网格划分密度在有限元计算过程中很重要，如果网格过于粗糙，结果可能包含严重的错误，如果过于细致，将耗费过多的计算时间。因此在模型生成时应结合网格试验确定合理的网格密度。为保证计算精度，网格三向尺寸不应相差过大。

为了计算火灾后框架的力学性能，方便将温度场顺利传导入力学模型，力学模型的网格划分保持与温度场计算模型网格划分一致。在后面的力学性能分析中将会给出网格划分示意图。

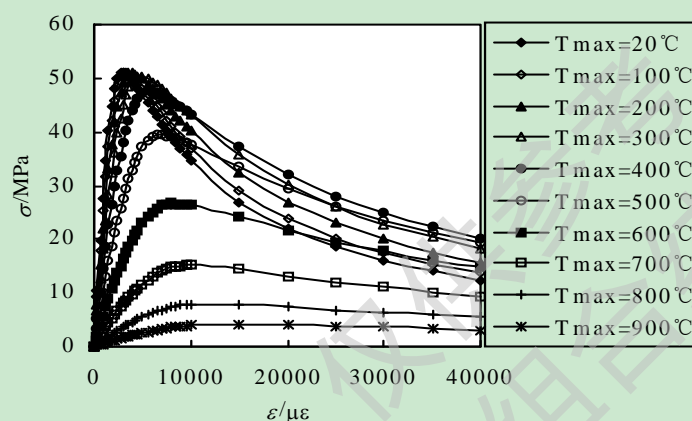


图 3.5 不同温度作用下的混凝土应力-应变关系

3.2.4 接触面模型

钢管与混凝土的界面模型由界面法线方向的接触和切线方向的粘结滑移构成。本文中钢管与混凝土界面法线方向的接触采用硬接触，即垂直于接触面的压力可以完全地在界面间传递。界面切向力模拟采用库仑摩擦模型，界面可以传递剪应力，直到剪应力达到临界值 τ_{crit} ，界面之间产生相对滑动，在滑动过程中界面剪应力保持为 τ_{crit} 不变。

对于高温后钢管与核心混凝土之间的滑移与常温下有所不同，关于这方面还没有专门的文献论述。郑永乾（2007）^[116]对型钢混凝土构件的钢材与混凝土之间接触滑移进行分析，结果表明滑移对型钢混凝土构件在高温下的性能影响很小。Ding 和 Wang（2007）^[121]经过有限元分析，认为由于高温下钢管与核心混凝土的热膨胀系数不同，钢管与混凝土接触界面上会发生分离，因此有无考虑滑移对高温下钢管混凝土构件的性能影响不大。此外，由于目前尚缺乏有关试验资料，因此在本文的研究范围内，高温下与高温后接触面模型均暂按照常温下的情况进行确定。

在力学分析模型中，钢管和混凝土接触面采用界面单元来模拟钢管与混凝土之间的摩擦力，定义钢管和混凝土各自接触面（钢管为主控表面，混凝土为从属表面），并设置其有交互作用来模拟接触面的分离及摩擦行为。

加载的刚性垫块和钢管混凝土柱之间采用 ABAQUS 中的 Tie 约束，保证刚性垫块和钢管混凝土柱之间的荷载位移能完全传递。对钢管与环板、钢梁与环板的

接触面选用 Tie 约束，混凝土楼板与钢梁之间的采用界面模型。而钢筋则是在主体单元混凝土中定义嵌入单元。

3.2.5 边界条件及加载方式

为保证均匀加载，在有限元计算模型加载端设置一刚度很大的垫块模拟加载端板，采用三维实体单元（C3D8R）模拟，其弹性模量取为 $1 \times 10^{12} \text{MPa}$ ，泊松比取为 0.0001。

框架的约束条件参考了王文达（2006）^[9]中框架的约束条件。钢管混凝土柱脚采用固接。在柱顶施加轴向荷载，梁端施加水平荷载。在 ABAQUS 中边界条件设定为：两柱钢管采用嵌固边界，而核心混凝土有柱底板限制了其轴向位移，因此其边界条件只需约束轴向位移。

火灾后框架的荷载分为两类，柱顶部的轴向荷载及框架梁端的水平荷载。又加上在计算过程中需要将温度场导入，因此在 ABAQUS 中需要设置三个分析步。具体处理方法如下：首先在框架的两个柱顶同时同步施加轴向荷载，并且设置为一个荷载步。第二步保持轴向荷载不变，导入温度场计算，模拟火灾过程。第三步，在框架梁端施加水平方向的荷载，采用位移加载的方式，以便得到框架荷载-位移曲线下降段。轴向力施加为集中力荷载（CLOAD），荷载通过加载垫板进行传递。加载垫板定义为弹性材料，弹性模量定义为 $E=10^{12} \text{N/mm}^2$ ，泊松比为 $\mu=0.001$ 。

3.2.6 求解

本文计算包括有限元分析的三类问题，即钢材与混凝土的材料非线性问题，几何非线性问题，以及钢管与混凝土在受力过程中界面接触条件发生变化引起的边界条件非线性问题。

求解方法大致可归纳为三类：迭代法、增量法以及增量迭代混合法。增量迭代法综合了增量法和迭代法的优点，即仍将荷载划分为若干级增量，但荷载分级数较增量法大大减小了；对每一个荷载增量，进行迭代计算，使得每一级增量中的计算误差可控制在很小的范围内。本文采用增量迭代法求解，采用自动增量步长法，便捷而有效地求解非线性问题。所谓自动增量步长，即若连续两个增量步少于 5 次迭代时收敛，ABAQUS 将自动将增量大小提高 50%，为避免增量步过大，可设定最大增量步长。在默认情况下，如果经过 16 次迭代的解仍不能收敛或者结果显示出发散，ABAQUS/Standard 放弃当前增量步，并将增量步的值设置为原来值的 25%，重新开始计算。利用比较小的荷载增量来尝试找到收敛的解答。若此增量仍不能使其收敛，ABAQUS/Standard 将再次减小增量步的值。在中止分析之前，ABAQUS/Standard 默认地允许至多五次减小增量步的值。使用自动增量步长求解应提供一合理的初始增量大小，以避免默认初始增量为 1，在高度非线性问题中必须反复减小增量大小，浪费 CPU 时间。

ABAQUS/Standard 提供三种牛顿方法进行迭代计算，即牛顿法、修正牛顿法

和拟牛顿法。本文采用牛顿法（Newton-Raphson）进行迭代计算。

ABAQUS/Standard6.5 提供了三种热分析模块：无耦合的热分析（Uncoupled heat transfer analysis）、相继耦合的热-应力分析（Sequentially coupled thermal-stress analysis）和完全耦合的热-应力分析（Fully coupled thermal-stress analysis）。本文采用了相继耦合的热-应力分析，即首先用无耦合的热分析求解出标准火灾作用下构件温度场的分布，然后将相应的热分析单元转化为相应的结构单元，读入热分析中的单元温度，设置结构分析中高温后材料属性，进行结构计算（林晓康，2006^[6]）。

结构计算中，根据环境温度和加载方式的不同又分为几种加载路径，如图 3.6 所示。本文力学性能计算采取了 1-2-3-5-9 的加载路径。

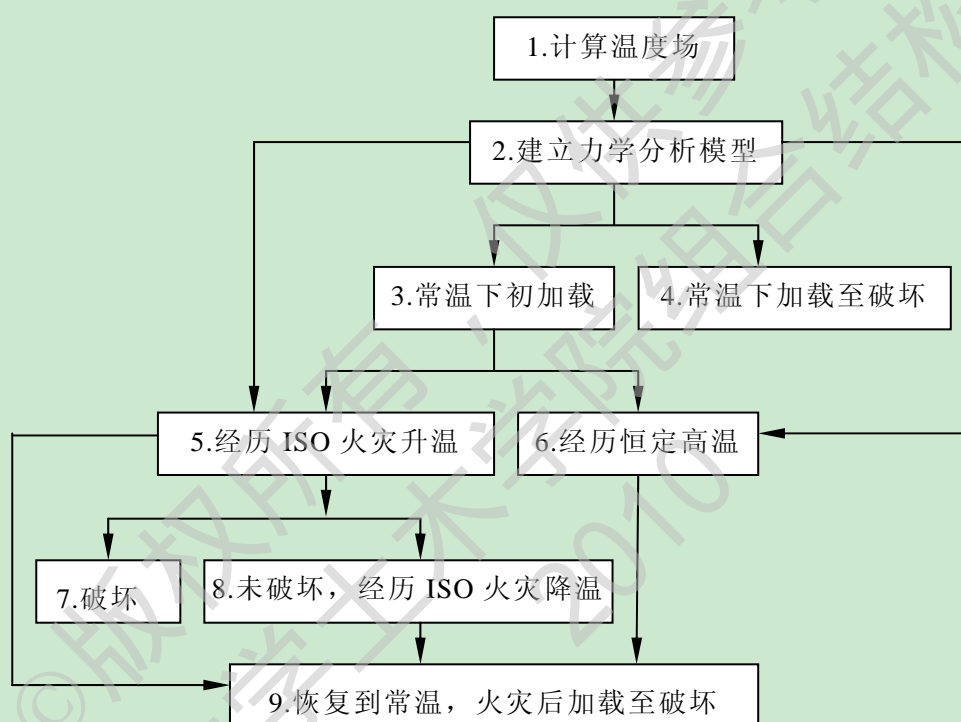


图 3.6 加载路径示意图

3.3 试验算例验证

为了验证模型的有效性，在本节中选取了不同的环境温度情况下，钢管混凝土构件、钢管混凝土柱-钢梁节点和钢管混凝土柱-钢梁框架的算例进行计算分析。

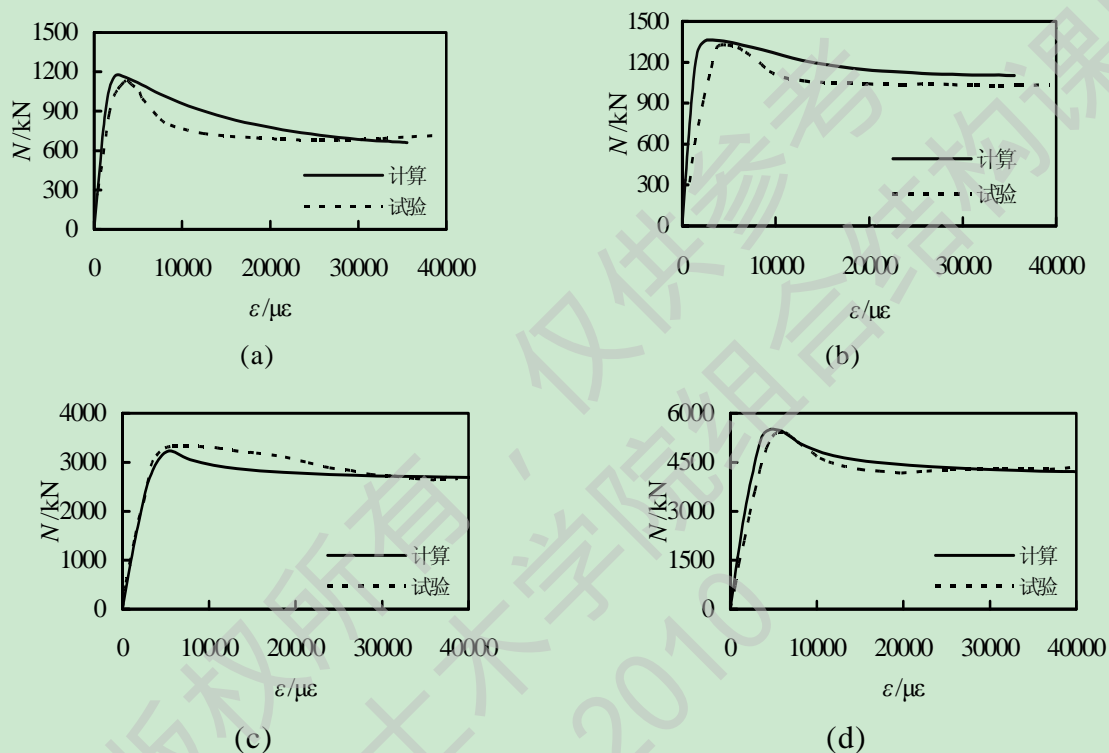
3.3.1 常温下的钢管混凝土构件

常温下钢管混凝土构件加载路径为图 3.6 中的 2-4 路径，在建立力学分析模型后直接在常温下加载至破坏。

对于轴心受压构件的几何模型和荷载边界条件为三轴对称，可取 1/8 模型进行分析。在钢管混凝土构件的三个对称面上施加对称边界条件，考虑到端板的约束作用，在端部钢管边缘施加法向位移约束。采用位移增量法的加载方式。如图

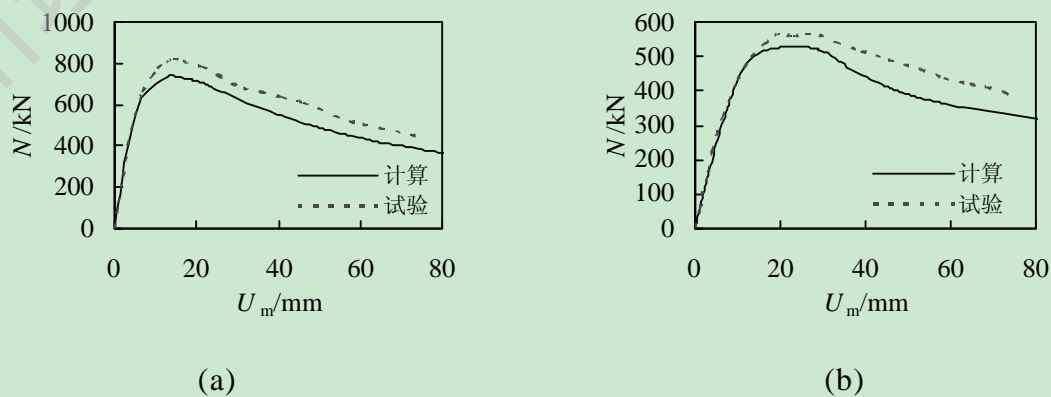
3.7 为钢管混凝土轴压构件的荷载(N)-应变(ϵ)曲线,可以看出,计算值与实测值符合良好。

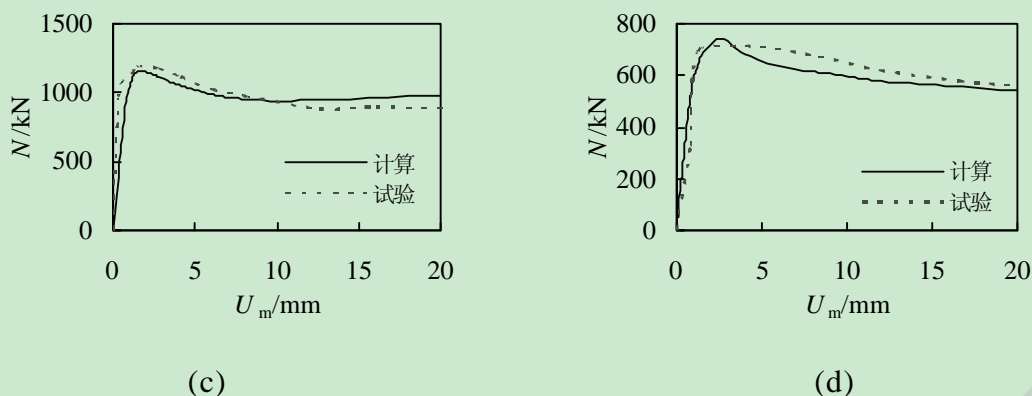
对于偏心受压构件可以取 1/4 模型进行分析。计算时,在钢管混凝土构件的两个对称面上施加对称边界条件,在加载端板的加载线上约束 x 、 y 方向的位移。在刚性块与构件的接触面上定义偏心加载线,采用位移增量法加载。图 3.8 为钢管混凝土偏压构件的荷载(N)-变形(U_m)曲线,可见计算值与试验实测值符合良好。 U_m 为构件的跨中挠度。



- (a) $B \times t \times L = 150\text{mm} \times 2\text{mm} \times 450\text{mm}$; $f_y = 348\text{MPa}$; $f_{cu} = 43.2\text{MPa}$ (Tomii 等, 1977^[122])
- (b) $B \times t \times L = 150\text{mm} \times 4.3\text{mm} \times 450\text{mm}$; $f_y = 300\text{MPa}$; $f_{cu} = 33\text{MPa}$ (Tomii 等, 1977^[122])
- (c) $B \times t \times L = 119\text{mm} \times 6.47\text{mm} \times 357\text{mm}$; $f_y = 835\text{MPa}$; $f_{cu} = 84.7\text{MPa}$ (Nishiyama 等, 2002^[123])
- (d) $B \times t \times L = 175\text{mm} \times 6.47\text{mm} \times 525\text{mm}$; $f_y = 835\text{MPa}$; $f_{cu} = 84.7\text{MPa}$ (Nishiyama 等, 2002^[123])

图 3.7 钢管混凝土轴压构件荷载(N)-应变(ϵ)曲线





- (a) $B \times t \times L = 140 \text{ mm} \times 3.84 \text{ mm} \times 2558.2 \text{ mm}$; $f_y = 330.1 \text{ MPa}$; $f_{cu} = 35.1 \text{ MPa}$; $e/r = 0.21$ (韩林海, 2007^[11])
- (b) $B \times t \times L = 140 \text{ mm} \times 3.84 \text{ mm} \times 2558.2 \text{ mm}$; $f_y = 330.1 \text{ MPa}$; $f_{cu} = 35.1 \text{ MPa}$; $e/r = 0.57$ (韩林海, 2007^[11])
- (c) $B \times t = 149.8 \text{ mm} \times 4.27 \text{ mm}$; $\lambda = 13.8$; $f_y = 411.6 \text{ MPa}$; $f_{cu} = 38.97 \text{ MPa}$; $e = 25 \text{ mm}$ (Matsui 等, 1995^[124])
- (d) $B \times t = 149.8 \text{ mm} \times 4.27 \text{ mm}$; $\lambda = 13.8$; $f_y = 411.6 \text{ MPa}$; $f_{cu} = 38.97 \text{ MPa}$; $e = 75 \text{ mm}$ (Matsui 等, 1995^[124])

图 3.8 钢管混凝土偏压构件荷载(N)-变形(U_m)曲线

3.3.2 常温下的钢管混凝土柱-钢梁连接节点

常温下节点模型加载路径与常温下构件模型加载路径相同,为图 3.6 中的 2-4 路径,在建立力学分析模型后,构件在常温下直接加载至破坏。本文常温下的钢管混凝土柱-钢梁节点算例选取承担竖向和水平荷载的钢管混凝土平面框架的中柱节点进行分析,从相应的梁柱反弯点处截取梁柱节点,如图 3.9。其中 H 为上下框架柱反弯点之间距离, L 为左右框架梁反弯点之间距离, N 为柱上作用的轴力, V 为梁上反弯点处的剪力, P 为柱反弯点处剪力, Δ 为柱反弯点处的水平侧移。节点边界条件及加载简图如图 3.10。

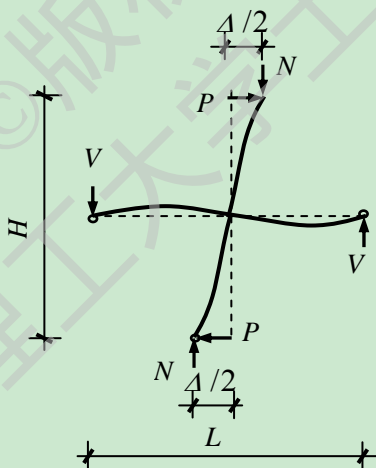
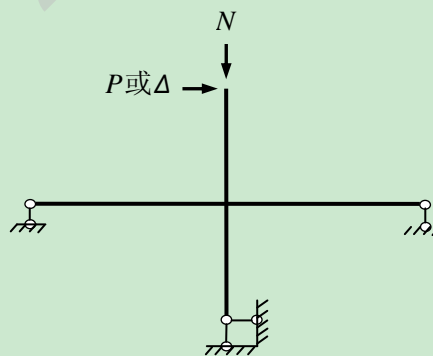


图 3.9 中柱节点图



3.10 节点边界条件及加载简图

常温下节点模型加载路径与常温下构件模型加载路径相同,为图 3.6 中的 2-4 路径,在建立力学分析模型后,构件在常温下直接加载至破坏。本文常温下的钢管混凝土柱-钢梁节点算例选取承担竖向和水平荷载的钢管混凝土平面框架的中柱节点进行分析,从相应的梁柱反弯点处截取梁柱节点,如图 3.9。其中 H 为上

下框架柱反弯点之间距离， L 为左右框架梁反弯点之间距离， N 为柱上作用的轴力， V 为梁上反弯点处的剪力， P 为柱反弯点处剪力， Δ 为柱反弯点处的水平侧移。节点边界条件及加载简图如图 3.10。

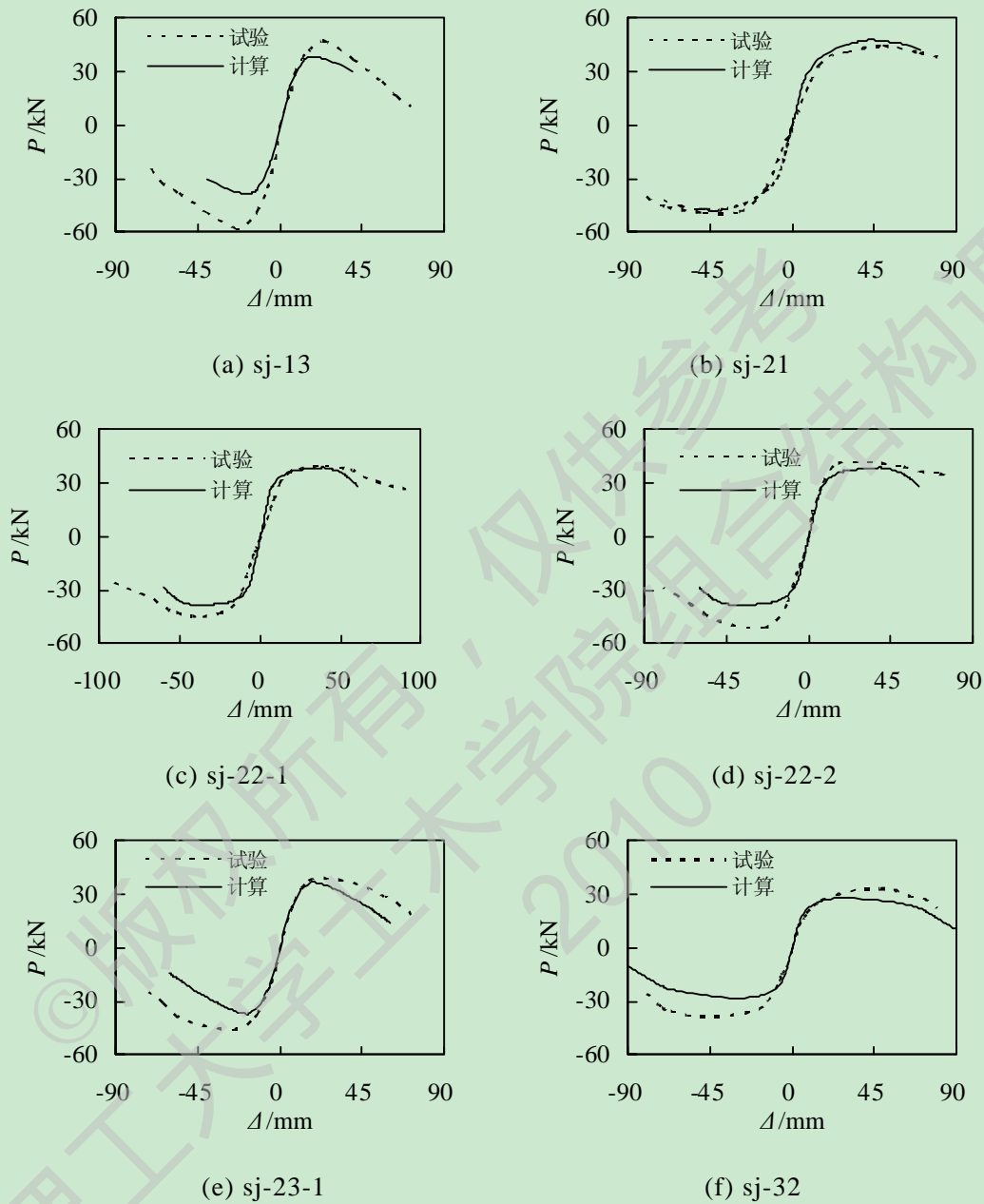


图 3.11 钢管混凝土柱-钢梁节点荷载(P)-变形(Δ)曲线

本文常温下的算例节点为王文达 (2006) [9] 中钢管混凝土柱-钢梁连接外加强环板节点中的节点 sj-13、sj-21、sj-22-1、sj-22-2、sj-23-1、sj-32。具体尺寸与材料性详见王文达 (2006) [9]。试验加载时，轴力加在柱子的顶部，水平位移加在距离柱子顶部 75mm 处；柱子底部有试验底座，底部支座是铰接。加载过程与压弯构件一样，先加轴力，在保持轴力不变的情况下加水平位移。先采用荷载增量法，后采用位移增量法。

由于滞回试验骨架线与单调加载荷载-变形曲线差别不大，因此暂将试验骨架

线与单调加载荷载-变形计算曲线进行比较。图 3.11 为节点算例的试验值与计算值的 $P-\Delta$ 曲线对比。总体符合良好。

3.3.3 常温下的钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能

常温下框架模型加载方式与常温下节点模型加载路径相同。建立力学模型以后，在常温下加载至破坏。加载路径为 3.6 中的 2-4。本文常温下的钢管混凝土柱-钢梁框架算例选取王文达（2006）^[9]中的框架 SF-11, SF-12, CF-11, CF-12。加载过程与节点加载一样，先在框架的两根柱顶同时同步加轴向荷载，然后在保持轴力不变的情况下于梁端施加水平位移。采用位移加载法以得到下降段的荷载-位移曲线。如图 3.12 为框架的加载和边界条件示意图。

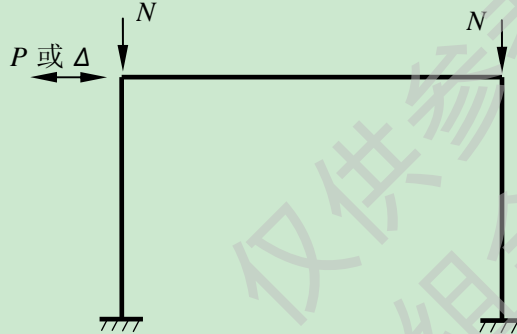


图 3.12 框架加载和边界条件示意图

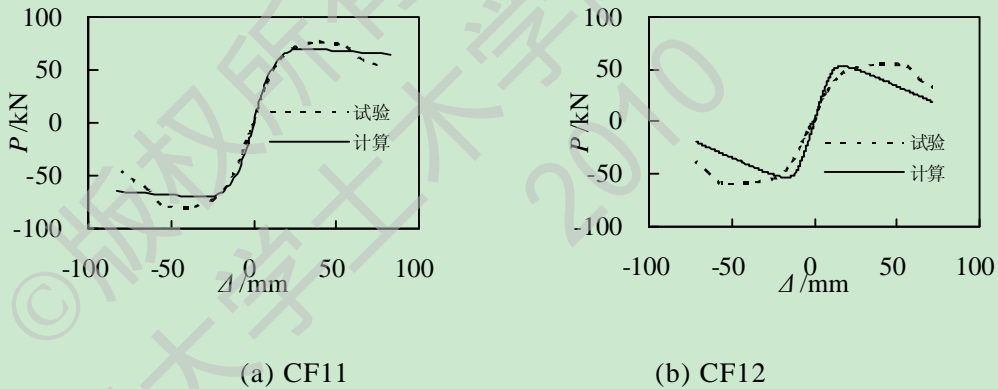


图 3.13 圆钢管混凝土柱-钢梁框架 $P-\Delta$ 曲线

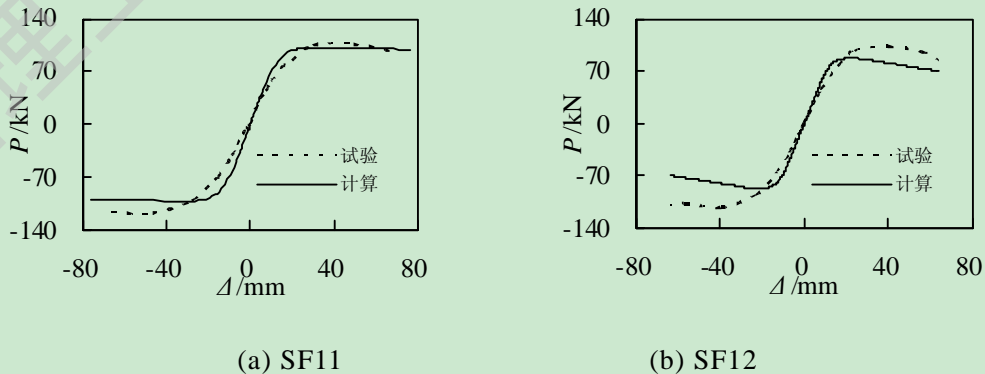


图 3.14 方钢管混凝土柱-钢梁框架 $P-\Delta$ 曲线

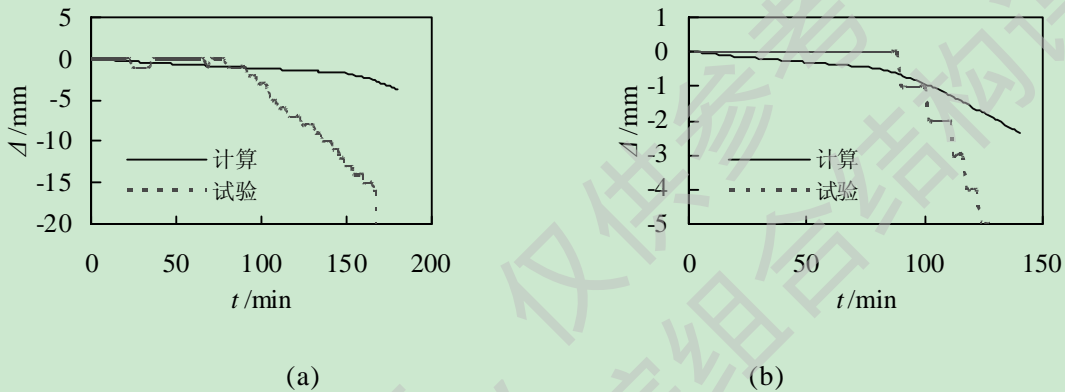
选用试验骨架线与单调加载荷载-变形计算曲线进行比较。图 3.13 和图 3.14

分别为方、圆钢管混凝土柱-钢梁框架算例的试验值与计算值的 $P-\Delta$ 曲线对比, 总体吻合良好。

3.3.4 火灾下的钢管混凝土构件

火灾下钢管混凝土构件算例加载路径为图 3.6 中的 1-2-3-5-7 路径, 在建立力学分析模型后, 对构件进行加载, 随后经历 ISO 火灾升温直到构件破坏。

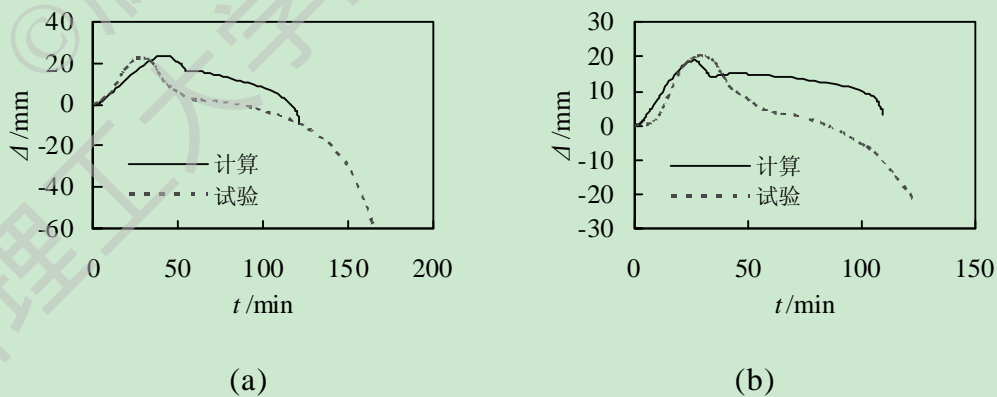
图 3.15 和图 3.16 为钢管混凝土轴压构件耐火极限算例的轴向变形(Δ)-升温时间(t)曲线。由于高温试验较为复杂, ABAQUS 计算结果与试验值的 $\Delta-t$ 曲线略有不同, 但总体趋势较吻合, 耐火极限值也较为接近。



(a) $B \times t \times L = 219 \text{ mm} \times 5.3 \text{ mm} \times 3770 \text{ mm}$; $f_y = 246 \text{ MPa}$; $f_{cu} = 17.8 \text{ MPa}$; $N_F = 950 \text{ kN}$; 防火层厚度 $a = 17 \text{ mm}$ (韩林海, 2007^[11])

(b) $B \times t \times L = 350 \text{ mm} \times 7.7 \text{ mm} \times 3770 \text{ mm}$; $f_y = 284 \text{ MPa}$; $f_{cu} = 17.8 \text{ MPa}$; $N_F = 2700 \text{ kN}$; 防火层厚度 $a = 11 \text{ mm}$ (韩林海, 2007^[11])

图 3.15 方钢管混凝土轴向变形(Δ)-升温时间(t)关系



(a) $D \times t \times L = 355.6 \text{ mm} \times 12.7 \text{ mm} \times 3750 \text{ mm}$; $f_y = 350 \text{ MPa}$; $f_{cu} = 25.4 \text{ MPa}$; $N_F = 1050 \text{ kN}$ (Lie 和 Chabot, 1990^[54])

(b) $D \times t \times L = 273.1 \text{ mm} \times 5.56 \text{ mm} \times 3750 \text{ mm}$; $f_y = 350 \text{ MPa}$; $f_{cu} = 29 \text{ MPa}$; $N_F = 525 \text{ kN}$ (Lie 和 Chabot, 1990^[54])

图 3.16 圆钢管混凝土轴向变形(Δ)-升温时间(t)关系

3.3.5 火灾后的钢管混凝土构件

火灾后钢管混凝土构件加载路径为图 3.6 中的 1-2-5-9 路径, 构件经历 ISO-834 标准火灾升温, 恢复常温后加载至破坏。标准火灾后钢管混凝土构件模型需要先建立温度场模型进行运算, 随后将温度场数据导入力学模型中作为初始条件, 结合高温后的材性, 对构件的力学性能进行有限元分析。火灾后钢管混凝土构件模型与常温下构件有限元模型基本类似。

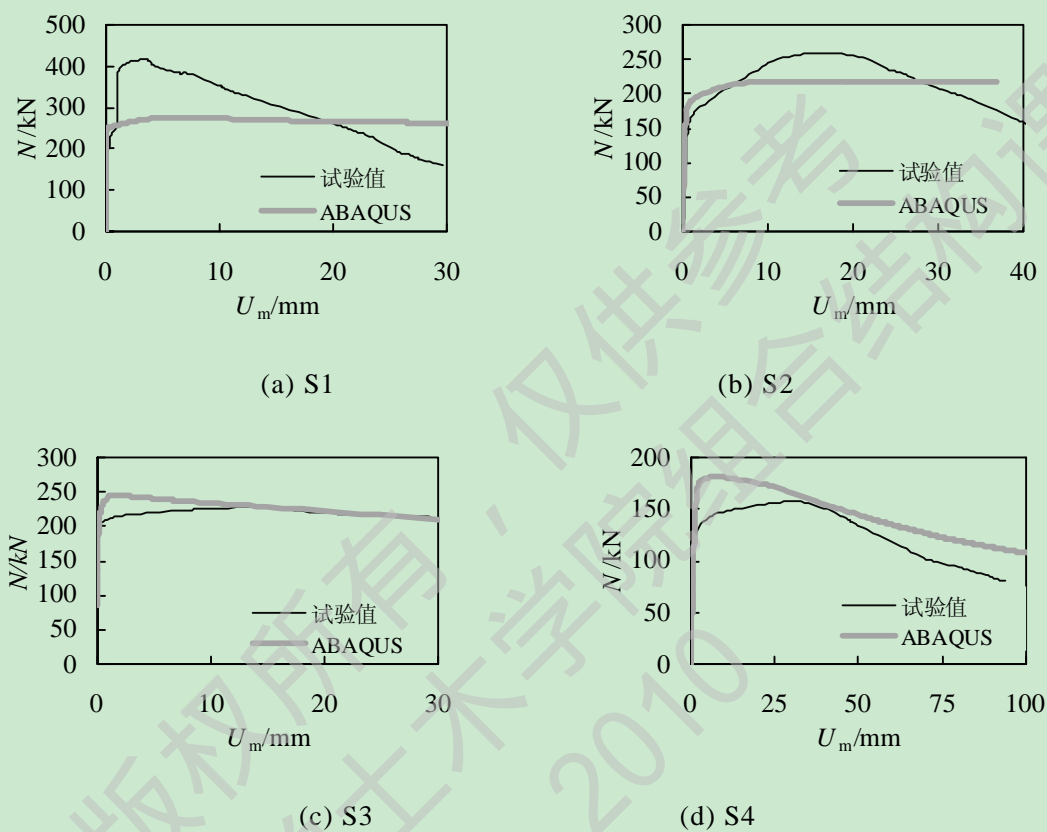
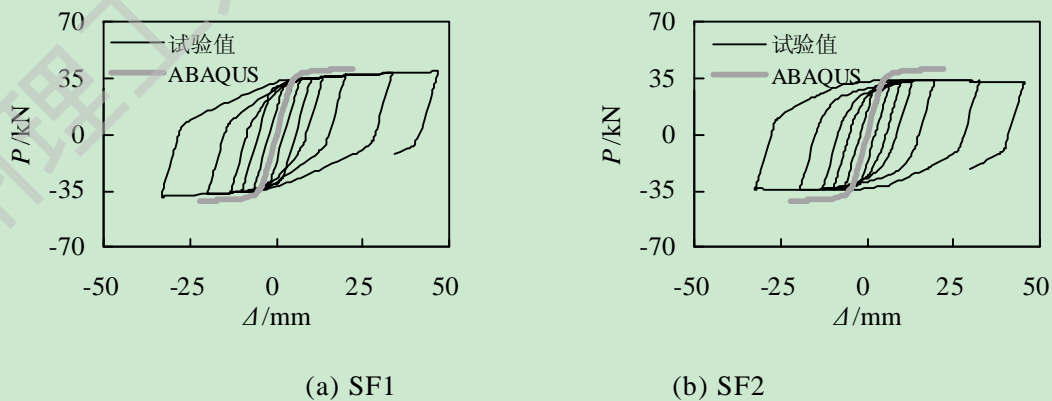


图 3.17 火灾后钢管混凝土偏压构件荷载(N)-变形(U_m)曲线



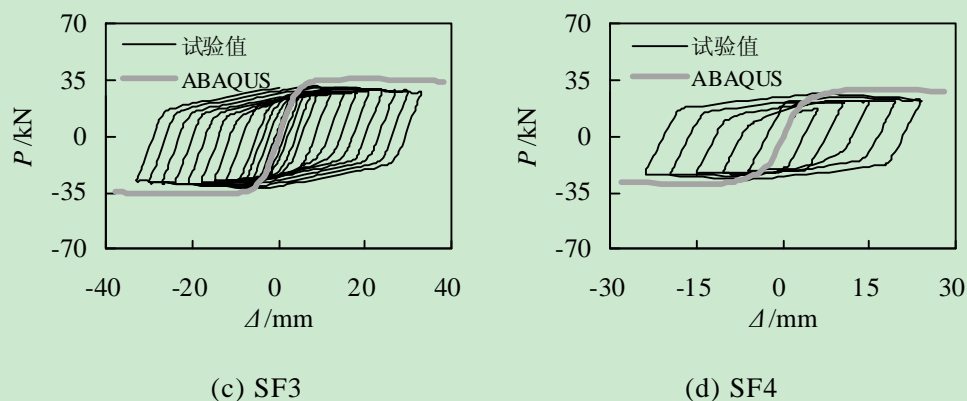


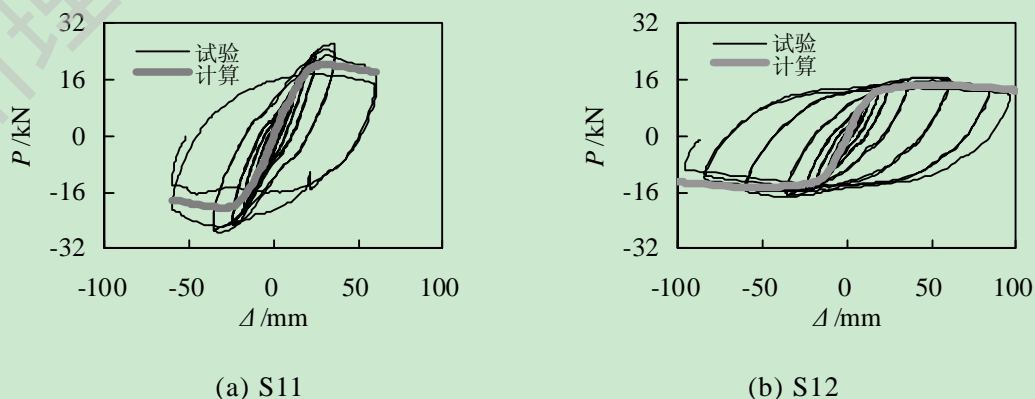
图 3.18 火灾后钢管混凝土压弯构件 $P-\Delta$ 曲线

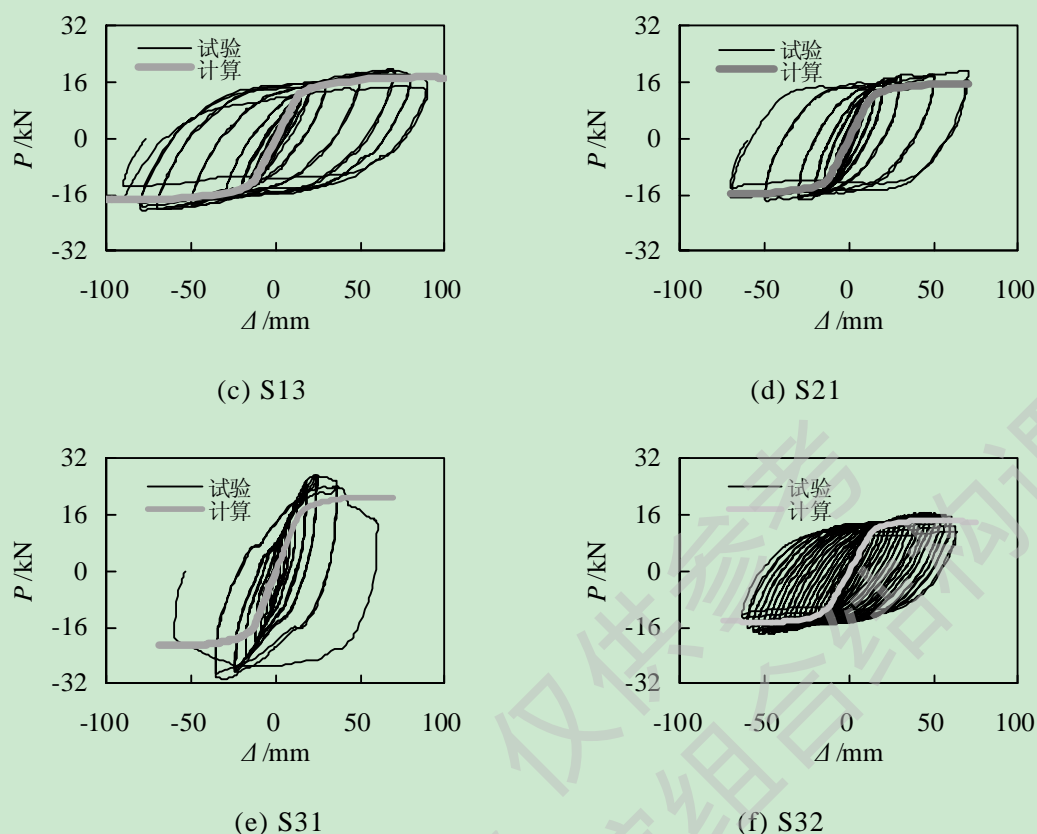
本文选用了韩林海(2007)^[1]中火灾后的钢管混凝土偏压构件和压弯构件 S1、S2、S3、S4、SF1、SF2、SF3、SF4 (具体尺寸和材性详见出处), 建立了火灾后钢管混凝土偏压构件模型和压弯构件模型, 并与算例进行了比较。由于滞回试验骨架线与单调加载荷载-变形曲线差别不大, 因此暂将试验骨架线与单调加载荷载-变形计算曲线进行比较。如图 3.17 和 3.18 分别是偏压构件荷载(N)-变形(U_m)曲线和压弯构件荷载(P)-变形(Δ)曲线。ABAQUS 计算值与试验实测值吻合较好。

3.3.6 火灾后的钢管混凝土柱-钢梁连接节点

火灾后节点算例选取霍静思(2005)^[10]中的钢管混凝土柱-钢梁连接外加强环板节点试件 S11、S12、S13、S21、S31、S32, 尺寸与材性详见出处。火灾后钢管混凝土柱-钢梁连接节点模型与常温下节点模型类似, 需要考虑温度对材性的影响。火灾后节点模型加载路径与火灾后构件加载路径相同, 为图 3.6 中的 1-2-5-9 路径, 节点经历 ISO-834 标准火灾升温, 恢复常温后加载至破坏。

如图 3.19 为节点算例 $P-\Delta$ 曲线的数值模拟值与试验实测值比较。暂将试验骨架线与单调加载荷载-变形计算曲线进行比较。计算曲线与试验曲线趋势相同, 线性段符合较好, 计算承载力略低。造成差异的原因可能是试验的铰接支座不如计算模型模拟得理想, 以及有限元模型中采用的钢材双折线强化应力-应变关系与试验有所不同。此外, 往复荷载的作用也会和单调荷载的情况有所差异。



图 3.19 火灾后钢管混凝土柱-钢梁节点 $P-\Delta$ 曲线

3.3.7 火灾后的钢管混凝土柱-钢梁框架

火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架模型与常温下框架模型类似，还要考虑温度对材性的影响。其加载路径与火灾后构件、节点的加载路径相同，为图 3.6 中的 1-2-5-9 路径，首先常温加载，持载经历 ISO-834 标准火灾升温，然后恢复常温后加载至破坏。

通过前面算例分析可以看出，ABAQUS 的模拟结果与试验结果基本吻合良好，模型有效。现在还缺少火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架的试验数据。为了能较好地了解火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架的力学性能特点，本文在王文达（2006）^[9]尺寸基础上，分别建立了火灾后方、圆钢管混凝土柱-钢梁框架模型，以此为算例计算火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架的力学性能。

标准算例的计算条件为：方钢管混凝土柱截面 $B \times t = 120\text{mm} \times 3.46\text{mm}$ ，C60 混凝土，Q345 钢材，含钢率 $\alpha = 0.126$ ，梁尺寸取 $160\text{mm} \times 80\text{mm} \times 3.44\text{mm} \times 3.44\text{mm}$ ，环板 $200\text{mm} \times 40\text{mm}$ ；圆钢管混凝土柱截面 $D \times t = 140\text{mm} \times 2.00\text{mm}$ ，C60 混凝土，Q345 钢材，含钢率 $\alpha = 0.06$ ，梁尺寸取 $150\text{mm} \times 70\text{mm} \times 3.44\text{mm} \times 3.44\text{mm}$ ，环板宽度为 40mm ；混凝土楼板厚度为 180mm 。升温按照 ISO-834 标准火灾升温 90 分钟。

图 3.20 所示为火灾后钢管混凝土框架的 $P-\Delta$ 曲线与常温下的钢管混凝土框架 $P-\Delta$ 曲线的对比。由图可以看出，由于经历了高温作用，火灾后框架材性下降较大，承载力和刚度明显低于常温框架。但是火灾后框架有明显的加强段提高了火

灾后框架的极限承载力。火灾后框架的位移延性明显比常温下增大。图 3.21 所示为受火时间相同时，不同轴压比作用于火灾后钢管混凝土框架得到的荷载位移曲线对比。由图可见，轴压力变大，刚度和承载力有明显下降。轴压比 $n=0.3$ 时火灾后框架承载力、刚度均比轴压比 $n=0.07$ 时火灾后框架承载力、刚度降低了 20% 以上。极限荷载对应的变形增大，即框架的变形能力提高， $P-\Delta$ 曲线下降段也比较平缓。

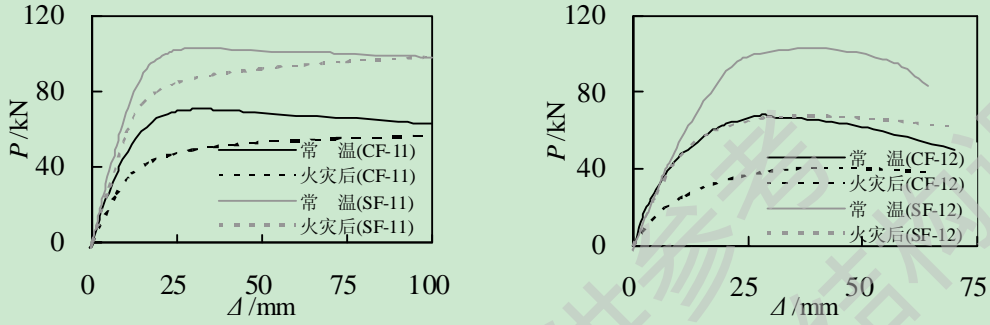


图 3.20 常温与后灾框架 $P-\Delta$ 曲线对比

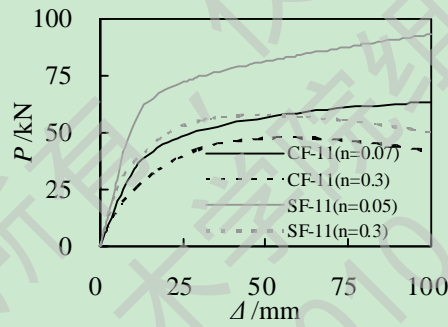
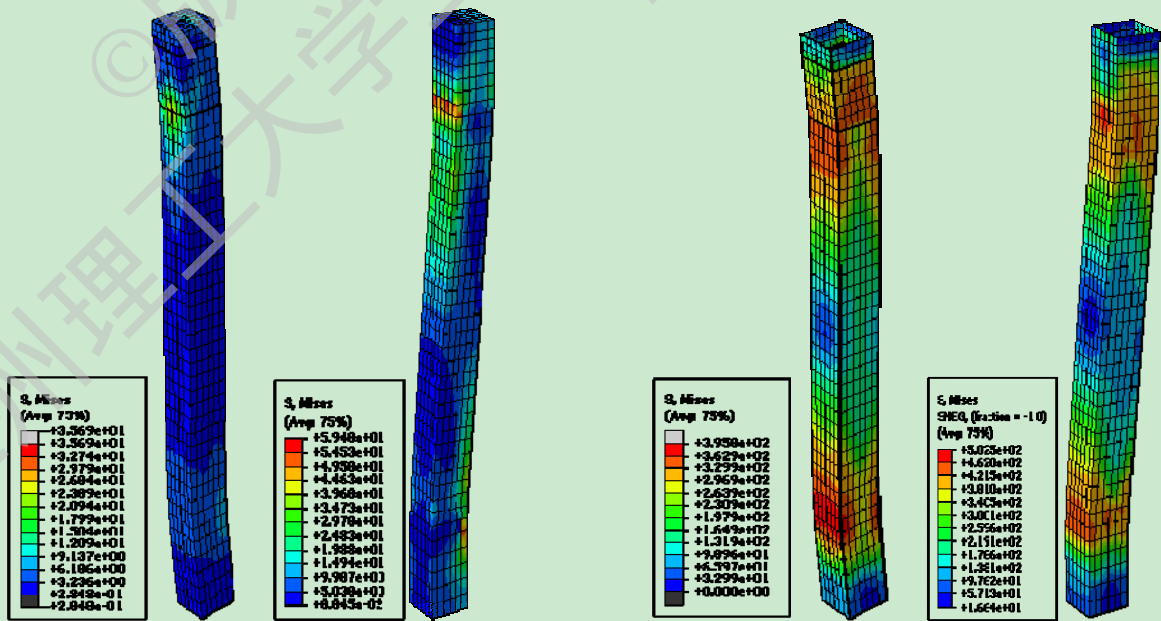
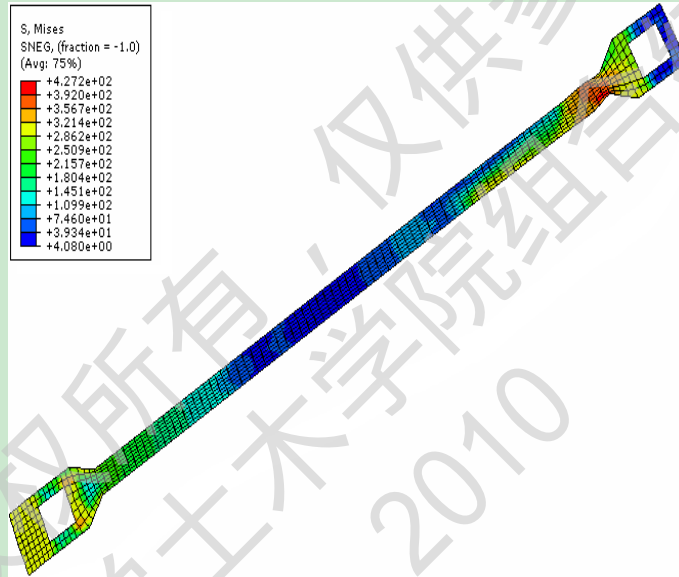
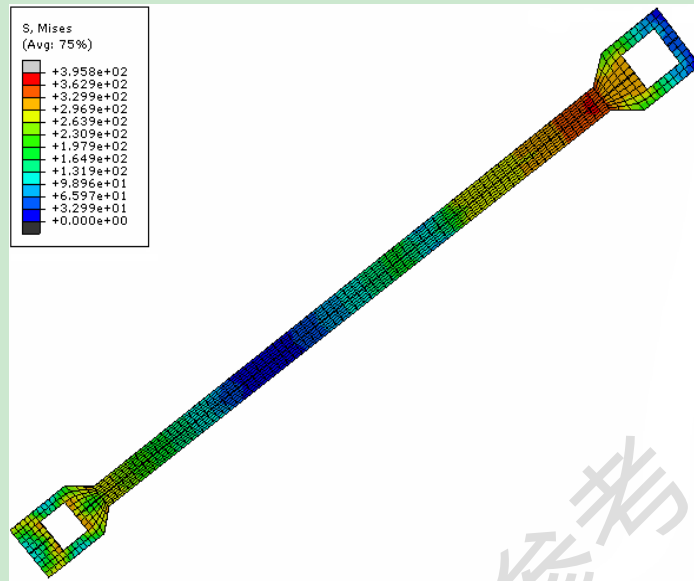


图 3.21 轴压比不同时火灾后框架 $P-\Delta$ 曲线

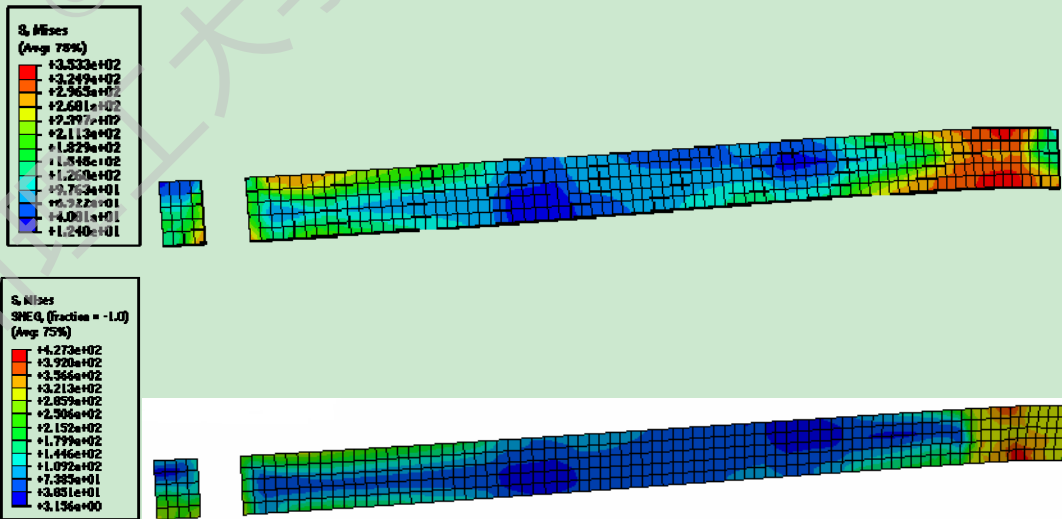


(a) 方形混凝土柱

(b) 方形钢管

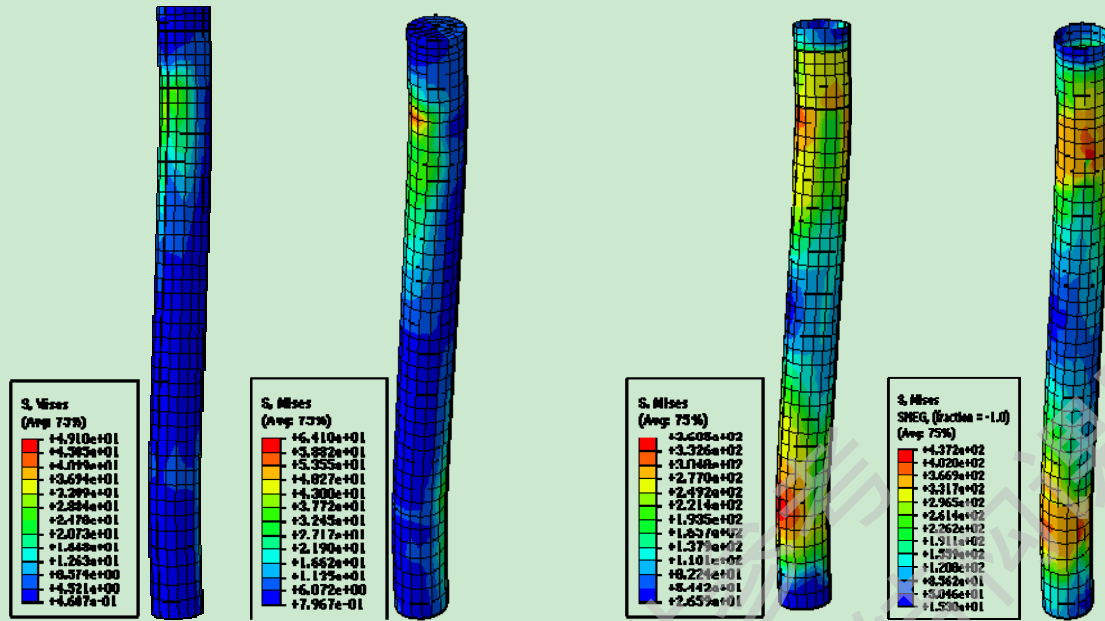


(c) 钢梁翼缘



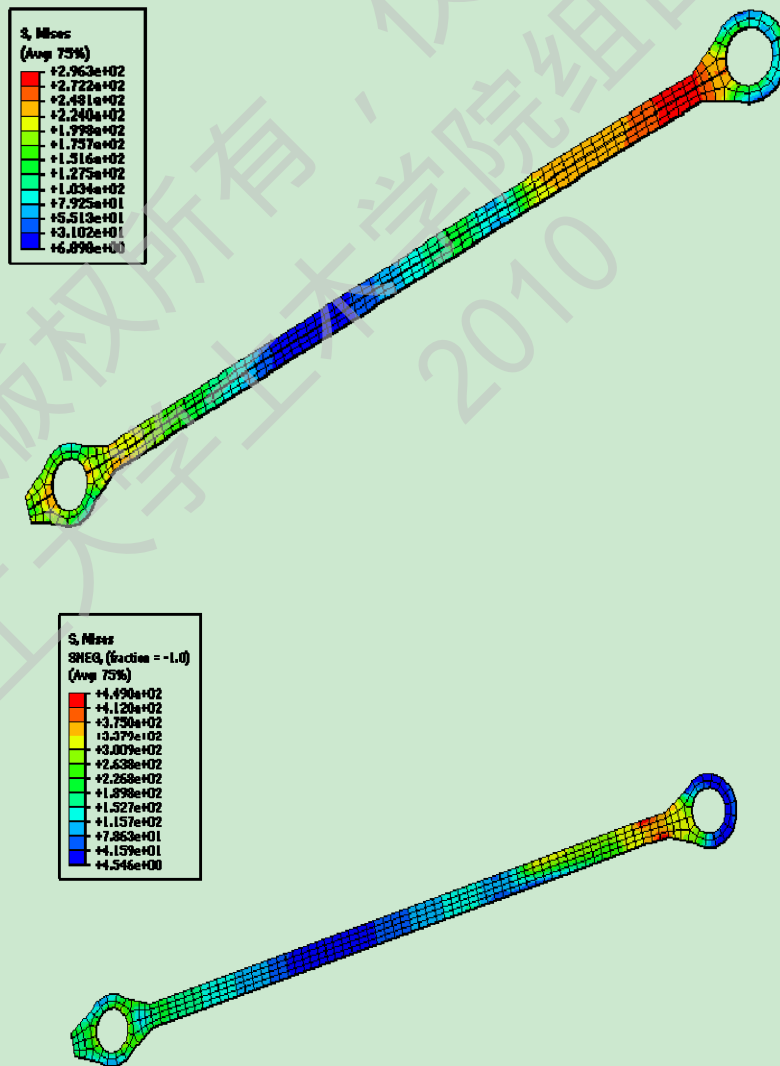
(d) 钢梁腹板

图 3.22 方形截面钢管混凝土柱-钢梁框架各部件火灾前后受力云图对比

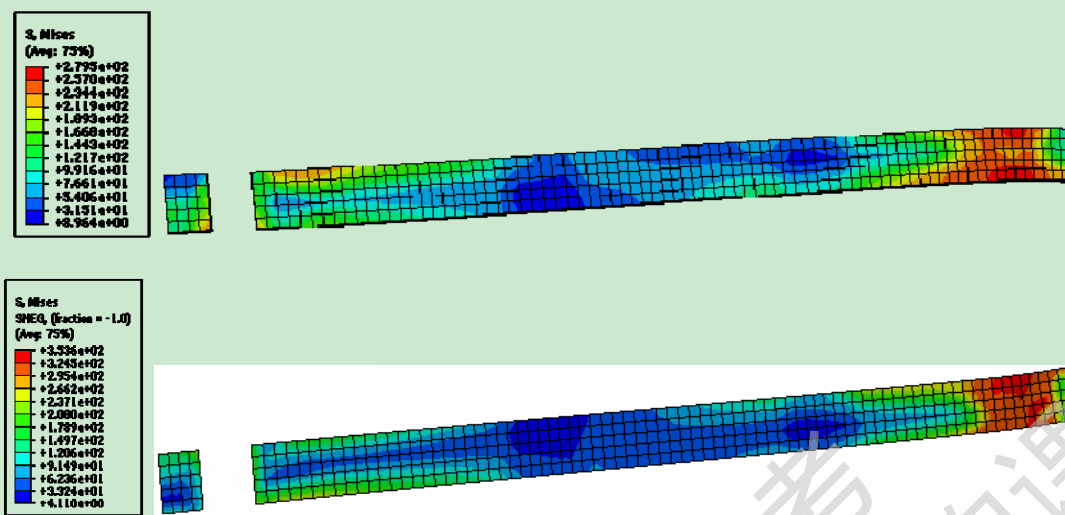


(a) 圆形混凝土柱

(b) 圆形钢管



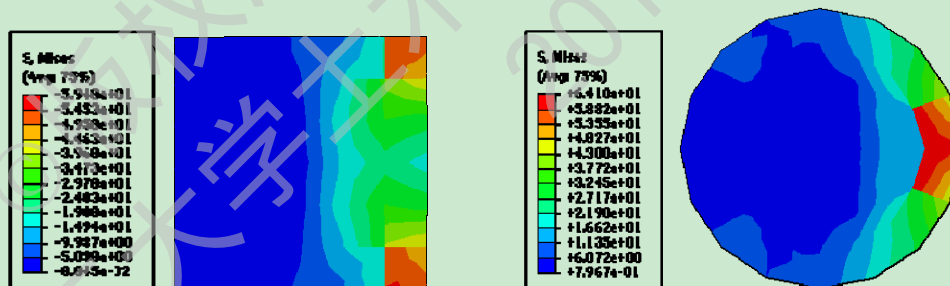
(c) 钢梁翼缘



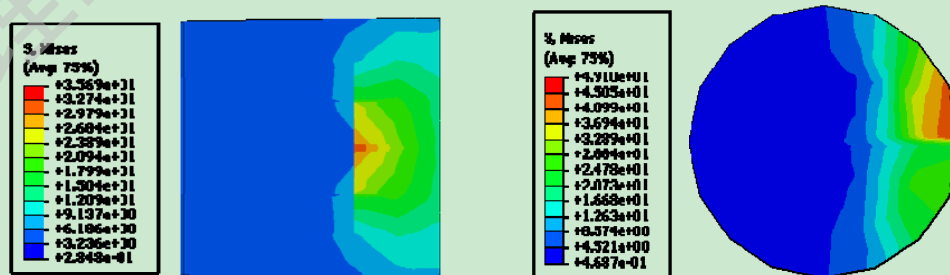
(d) 钢梁腹板

图 3.23 圆形截面钢管混凝土柱-钢梁框架各部件火灾前后受力云图对比

图 3.22 和 3.23 分别为方、圆形截面钢管混凝土柱-钢梁框架各部件在火灾后和常温下的应力分布云图对比。火灾后应力云图在前，常温下应力云图在后。从图表中可以看出，火灾后框架各部件的最大应力明显低于常温下各部件的最大应力。钢管和钢梁连接处应力最大，是最先发生屈服的的地方。腹板和翼缘靠近节点处也是应力最大的地方，也会先发生屈服。节点附近和柱底出现塑性铰，其应力最大。图 3.24 所示为达到极限承载力时的混凝土柱在火灾前后的应力对比云图。从图表中很明显可以看出，相对于常温下（左侧）的混凝土柱，火灾后（右侧）混凝土柱的承载力明显降低。



(a) 常温下混凝土柱应力云图



(b) 火灾后混凝土柱应力云图

图 3.24 达到极限承载力时混凝土柱截面火灾前后的应力云图对比

3.4本章小结

对本章工作进行简要归纳如下：

(1) 本章利用 ABAQUS 有限元软件，确定合理的模型边界条件、单元类型等，选定不同受火情况下材料的性能，建立了火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架的力学分析模型。并通过模拟已有研究者所做试验中的常温下、火灾下和火灾后钢管混凝土构件，节点、框架等，通过计算数值与试验数值的对比，验证模型的有效性。

(2) 在模型有效性的基础上，建立了火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架算例，进行 ISO-834 标准火灾升温 90 分钟后的力学性能分析，并与常温下同尺寸的钢管混凝土柱-钢梁框架进行简单对比分析。

第4章 参数分析与火灾后组合框架简化 $P-\Delta$ 曲线

4.1 概述

通过上一章的分析,说明利用有限元软件ABAQUS建立的火灾后钢管混凝土柱组合框架模型是适用的,可以通过此模型对钢管混凝土柱-钢梁钢筋混凝土楼板组合框架进行非线性分析,从而得到框架组成部分的一些力学性能指标,但此分析方法比较复杂,不便于工程应用。

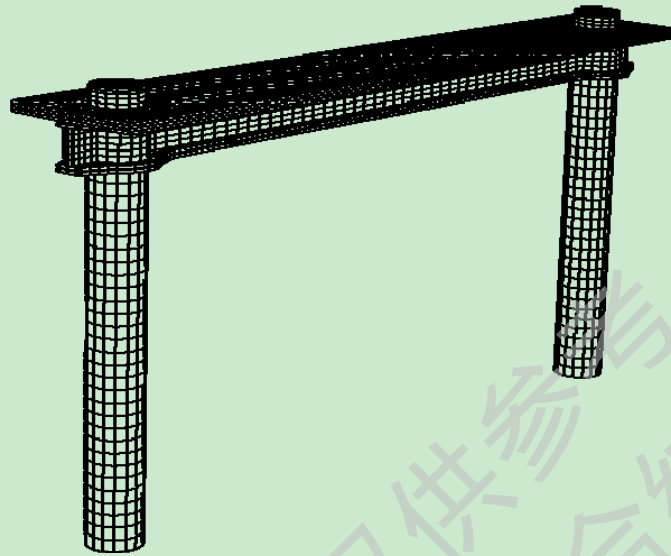
本章利用非线性有限元软件对影响火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架的荷载-位移曲线的主要因素,如:钢管钢材强度、核心混凝土强度、柱截面含钢率、柱的长细比、柱轴压比、防火保护层厚度、受火时间、梁柱线刚度比、梁柱强度比等进行参数分析,确定各影响因素的影响规律,进一步为确定火灾后钢管混凝土组合框架荷载-位移曲线简化模型提供条件,为工程实践提供参考。

4.2 火灾后组合框架典型算例

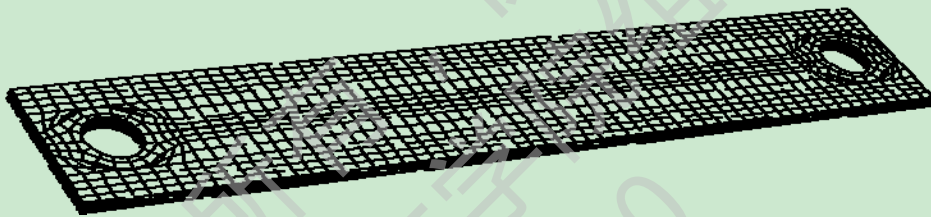
火灾后钢管混凝土柱-钢梁组合平面框架的力学性能与其组成部分密切相关,钢管混凝土框架柱和框架梁都会对框架的力学性能产生影响。框架中的钢管混凝土柱为压弯构件,框架梁也是压弯或拉弯构件。韩林海(2007)^[1]通过试验研究及理论计算表明,影响钢管混凝土混凝土压弯构件水平荷载-水平($P-\Delta$)关系曲线的可能因素主要有柱截面含钢率(α)、钢材屈服强度(f_y)、柱核心混凝土抗压强度(f_{cu})、轴压比(n)和构件长细比(λ),对于矩形截面构件,则还可能会有截面宽高比(β),而且上述因素对于圆钢管混凝土和方、矩形钢管混凝土 $P-\Delta$ 关系曲线的影响规律基本类似。因此,对于火灾后钢管混凝土柱平面组合框架而言,除了上述影响因素外,尚应考虑框架梁柱线刚度比($i=EI_{beam}/EI_{column}$)和梁柱强度比(k_m)综合来反映,即定义 $k_m=M_{yb}/M_{yc}$,其中 M_{yb} 为钢梁的屈服弯矩,按《钢结构设计规GB50017-2003》中压弯构件的相关条件确定; M_{yc} 为钢管混凝土柱的屈服弯矩,按《钢管混凝土结构技术规程 DBJ13-51-2003》中的压弯构件的相关条文确定。同时,在火灾温度场的影响下,钢管外侧会不同厚度的防火保护层,对结构耐火极限影响不同,因此,防火保护层厚度(a)也会影响火灾后钢管混凝土组合框架的 $P-\Delta$ 曲线。

韩林海等(2009)^[3]研究指出钢结构框架中框架柱的杆端边界条件及框架上的荷载分布形式等都会影响其承载力,框架柱的边界条件将直接影响其计算长度,而框架梁上的荷载分布形式,也将影响到框架梁塑性的发展和塑性铰位置等,对于钢管混凝土柱组合框架而言,也会出现类似情况。针对本文的研究情况,暂不考虑不同框架柱边界条件和框架梁上荷载分布,只针对类似于王文达(2006)^[9]试验基础上的组合框架进行参数分析,即研究对象仅限于柱底固接的钢管混凝土

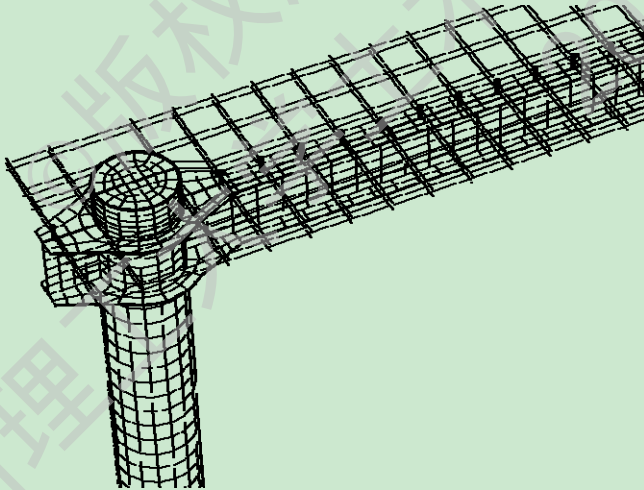
柱-钢梁钢筋混凝土楼板单层单跨框架，竖向荷载和水平荷载均作用在节点上，框架梁、柱上均没有其他横向荷载，而且梁柱节点为刚接。有限元模型及网格划分如图 4.1 所示。



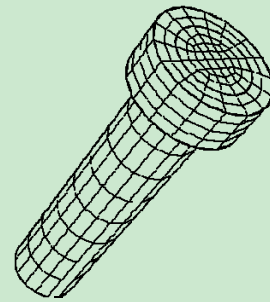
(a) 组合框架有限元模型及网格划分示意图



(b) 混凝土楼板网格划分示意图



(c) 组合框架除去楼板的网格划分示意图



(d) 栓钉网格划分示意图

图 4.1 框架有限元模型及网格划分示意图

本章主要是通过有限元计算寻求各参数的影响规律，必须首先确定典型构件。典型构件的基本信息如下：钢管混凝土柱采用圆形柱 $D \times t=400 \times 9.31 \text{mm}$ ，方形柱 $B \times t=400 \times 9.31 \text{mm}$ ，含钢率 $\alpha=0.1$ ，Q345钢材，C60混凝土，柱高 $H=3 \text{m}$ 。钢梁采用Q345钢材，圆形柱框架钢梁截面为 $H320 \times 160 \times 7 \times 7 \text{mm}$ ，方形柱框架钢梁截面为

H360×180×8×10mm，跨度 $L=6\text{m}$ ，混凝土楼板厚80mm，宽度1120mm，轴压比取0.4，梁柱线刚度比取0.8。受火时间为90分钟。

4.3 组合框架的 $P-\Delta$ 曲线影响因素参数分析

在进行钢管混凝土组合框架力学性能参数分析时，选取如下参数进行：钢管混凝土柱截面含钢率 α 、柱钢材屈服强度 f_y 、柱核心混凝土抗压强度 f_{cu} 、柱轴压比 n 、长细比 λ 、梁柱线刚度比 i 、梁柱强度比 k_m 、防火保护层厚度 a 。

进行参数分析时，依据工程常用参数范围进行，即钢管混凝土柱截面含钢率 $\alpha=0.05-0.2$ ，柱钢材屈服强度 $f_y=235-420\text{N/mm}^2$ ，柱核心混凝土抗压强度 $f_{cu}=30-90\text{N/mm}^2$ ，柱轴压比 $n=0-0.8$ ，长细比 $\lambda=20-80$ ，梁柱线刚度比 $i=0.25-2$ ，梁柱强度比 $k_m=0.4-0.8$ ，防火保护层厚度 $a=9-17\text{mm}$ ，受火时间均为90分钟。分析时，只改变其中的一个参数而保持其它参数不变。

4.3.1 柱截面含钢率

图 4.2 给出了火灾后圆、方形钢管混凝土柱组合框架在不同的柱截面含钢率 α 下的 $P-\Delta$ 关系曲线。结果表明，随着含钢率的提高，框架弹性阶段刚度和水平承载力都有较明显提高，下降段略有减小，但含钢率总体上主要影响曲线的数值，对 $P-\Delta$ 关系曲线的形状影响则不大。方形截面柱框架与圆形截面柱框架的规律类似。

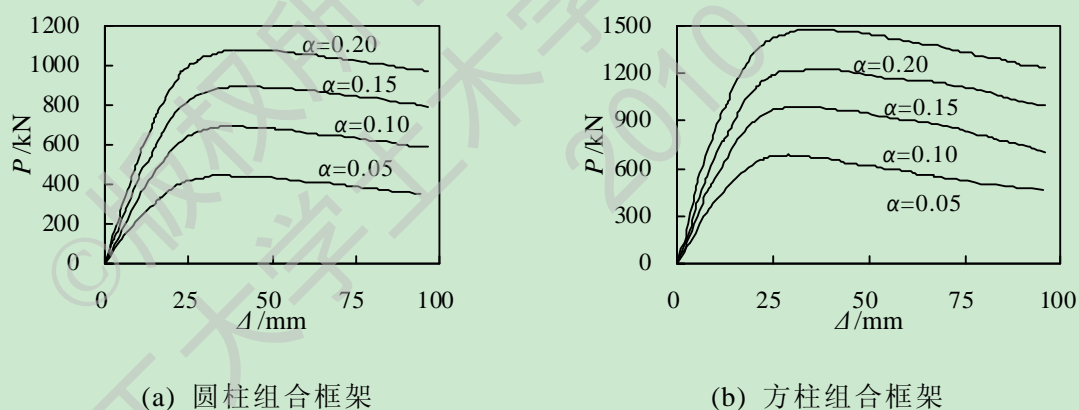


图 4.2 柱截面含钢率 α 对火灾后钢管混凝土框架 $P-\Delta$ 关系曲线的影响

4.3.2 柱钢材屈服强度

图 4.3 所示为钢管混凝土柱钢材屈服强度对火灾后框架 $P-\Delta$ 骨架关系曲线的影响。对比结果表明，框架柱钢材屈服强度对火灾后框架 $P-\Delta$ 骨架关系曲线的初始弹性阶段和下降阶段的曲线形状影响不大，但对弹性阶段后期接近进入弹塑性阶段的刚度有一定影响，随着 f_y 的增大，钢管混凝土框架柱的约束效应系数提高，框架的水平承载力和接近进入弹塑性状态时的刚度有所提高，但位移延性有减小趋势。方形截面柱框架与圆形截面柱框架的规律类似。

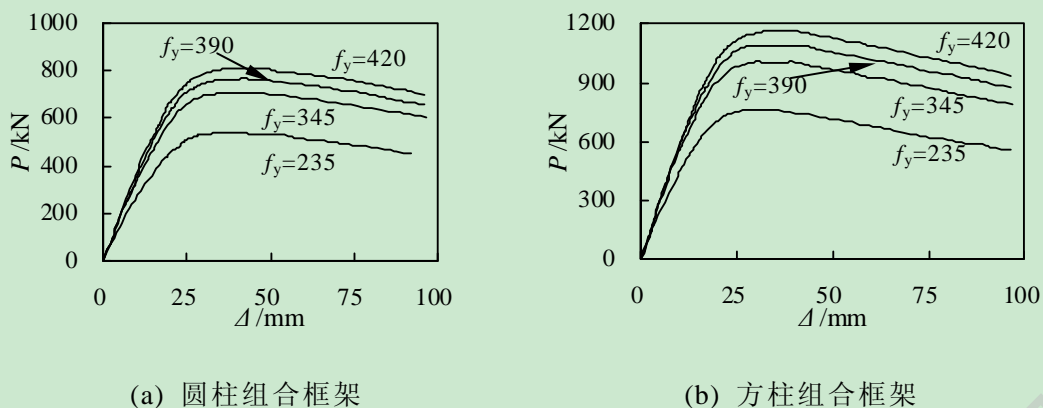


图 4.3 柱钢材强度 f_y 对火灾后钢管混凝土框架 $P-\Delta$ 关系曲线的影响

4.3.3 柱核心混凝土强度

图 4.4 所示为钢管混凝土柱核心混凝土强度对火灾后框架 $P-\Delta$ 骨架关系曲线的影响。可见，混凝土强度的改变对火灾后框架弹性阶段刚度的水平承载力有一定影响，随着 f_{cu} 的增大，框架弹性刚度和承载力也都增大，但曲线下降趋势明显，即位移延性有减小趋势。方形截面柱框架与圆形截面柱框架的规律类似。

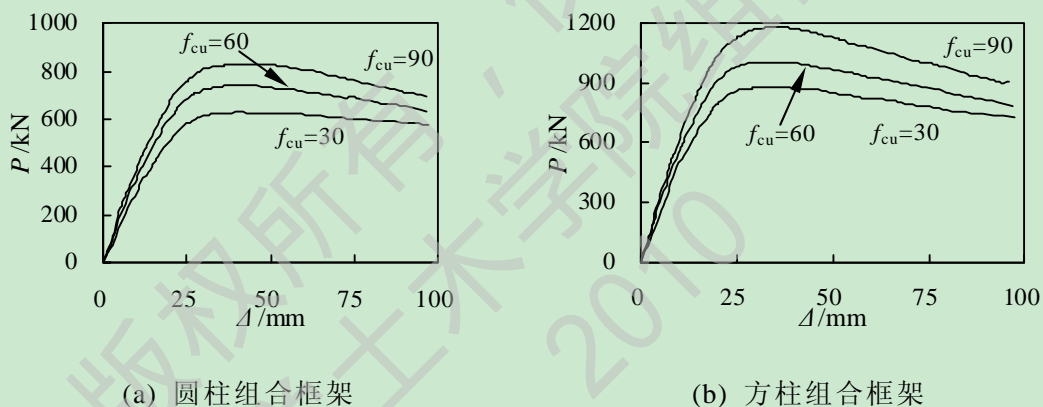


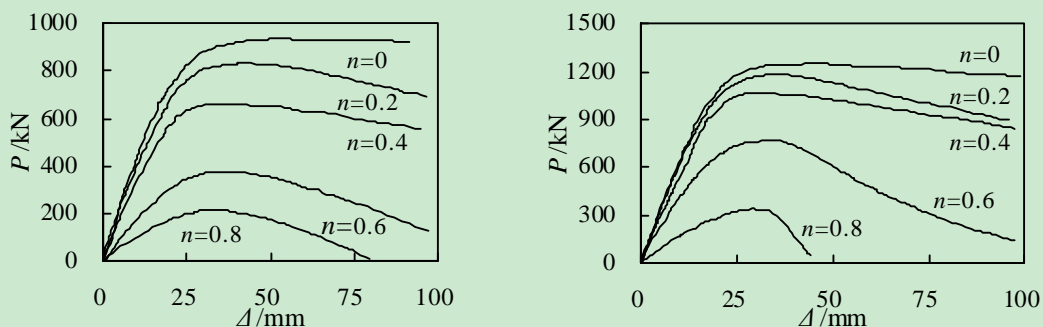
图 4.4 柱核心混凝土 f_{cu} 对火灾后钢管混凝土框架 $P-\Delta$ 关系曲线的影响

4.3.4 柱轴压比

图 4.5 所示为不同柱轴压比对火灾后框架 $P-\Delta$ 骨架关系曲线的影响。由图可见，轴压比 n 对曲线的形状影响较大：轴压比越大，框架的水平承载力越小，强化阶段的刚度也越小。当轴压比达到一定数值时，曲线会出现下降段，随轴压比的增大下降幅度增大，位移延性逐渐减小。轴压比较小时，对曲线弹性阶段的刚度几乎没有影响。这是因为在弹性阶段构件的变形很小， $P-\Delta$ 效应并不明显。当轴压比超过 0.5 以后，框架弹性阶段的刚度随轴压比的增大有明显下降。

4.3.5 柱长细比

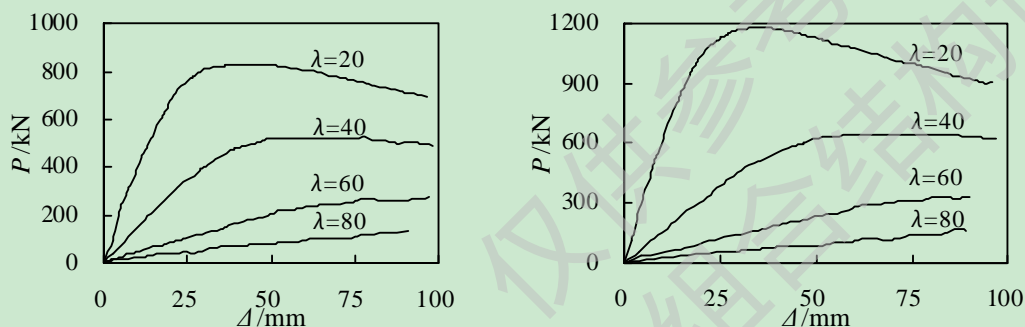
图 4.6 所示为不同框架柱长细比对火灾后框架 $P-\Delta$ 骨架关系曲线的影响。由图可见，框架柱长细比 λ 既影响曲线的数值又影响曲线的形状。随着 λ 增大，弹性阶段和强化阶段的刚度越来越小，水平承载力也有较大幅度减小。



(a) 圆柱组合框架

(b) 方柱组合框架

图 4.5 柱轴压比 n 对火灾后钢管混凝土框架 $P-\Delta$ 关系曲线的影响



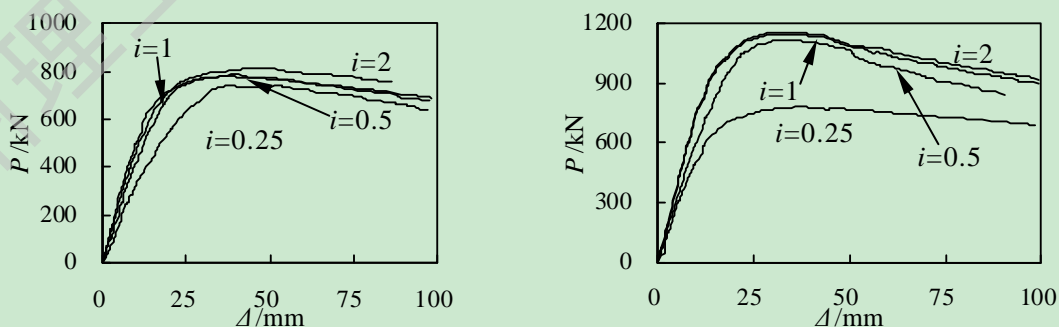
(a) 圆柱组合框架

(b) 方柱组合框架

图 4.6 柱长细比 λ 对火灾后钢管混凝土框架 $P-\Delta$ 关系曲线的影响

4.3.6 梁柱线刚度比

梁柱线刚度比反映了框架梁对框架柱的约束程度。框架柱作为下端固定、上端被框架约束的压弯构件，在受力过程中，由于上部约束程度的不同，框架柱发生侧移和转角的能力也会有差异，从而直接影响到框架柱的计算长度，使得框架承载力发生了一定的变化。图 4.7 所示为采取不同梁柱线刚度比对火灾后组合框架 $P-\Delta$ 骨架关系曲线的影响。可见，框架梁柱线刚度比对其承载力和刚度有一定影响，随着梁柱线刚度比的增加，框架的弹性刚度有所提高，但承载力增加不明显。



(a) 圆柱组合框架

(b) 方柱组合框架

图 4.7 梁柱线刚度比 i 对火灾后钢管混凝土框架 $P-\Delta$ 关系曲线的影响

4.3.7 梁柱强度比

图 4.8 所示为不同梁柱强度比对火灾后组合框架 $P-\Delta$ 骨架关系曲线的影响。可见，随着梁柱强度比的增加，框架的弹性刚度和水平承载力都明显的提高，但对于其下降阶段的曲线形状没有明显影响，且基本上峰值荷载对应的位移相同，可见梁柱强度比对框架的延性没有明显影响。

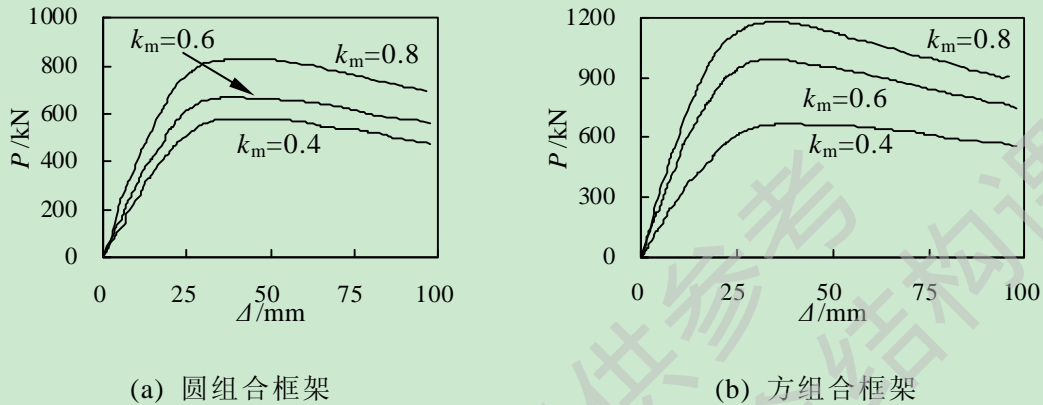


图 4.8 梁柱强度比 k_m 对火灾后钢管混凝土框架 $P-\Delta$ 关系曲线的影响

4.3.8 柱防火保护层厚度

图 4.9 所示为不同柱防火层厚度对火灾后组合框架 $P-\Delta$ 骨架关系曲线的影响。由图可以看出，随着柱防火层厚度的增加，框架的弹性刚度和水平承载力都有明显的提高，位移延性有所提高，但并不明显。

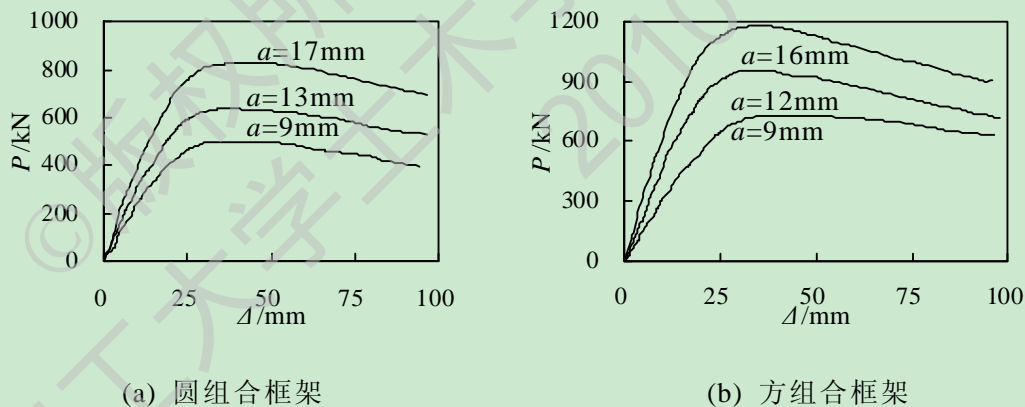


图 4.9 柱防火保护层厚度 a 对火灾后钢管混凝土框架 $P-\Delta$ 关系曲线的影响

4.4 火灾后钢管混凝土框架 $P-\Delta$ 曲线简化模型

采用数值模拟方法可以较为准确地计算火灾后钢管混凝土框架的 $P-\Delta$ 曲线，从而较深入地了解该类结构的工作特点，但由于数值模拟过程较为复杂，不便应用于工程中。本文在参考王文达和韩林海（2008）^[125]中常温下的钢管混凝土柱-钢梁框架的 $P-\Delta$ 曲线简化模型的基础上，给出了火灾后钢管混凝土框架 $P-\Delta$ 曲线的简化模型。

结合王文达和韩林海（2008）^[125]中常温下钢管混凝土柱-钢梁框架 $P-\Delta$ 曲线

的简化模型和火灾后钢管混凝土柱组合框架 $P-\Delta$ 曲线特征，采用三折线型来模拟火灾后钢管混凝土框架骨架曲线，如图 4.10 所示，模型可以分为弹性段 OA，弹塑性段 AB 和下降段 BC。A 点为曲线弹性段的终点，B 点为曲线峰值点，水平荷载值为 P_m ，对应的水平位移为 Δ_p 。A 点水平荷载大小取 $0.6P_m$ ($P_A=0.6P_m$)。

三折线模型中的每一段直线的方程如下：

$$P = f(\Delta) = \begin{cases} K_a \Delta & 0 \leq \Delta \leq \Delta_A \\ P_A + K_2(\Delta - \Delta_A) & \Delta_A \leq \Delta \leq \Delta_p \\ P_m + K_T(\Delta - \Delta_p) & \Delta_p < \Delta \end{cases} \quad (4.1)$$

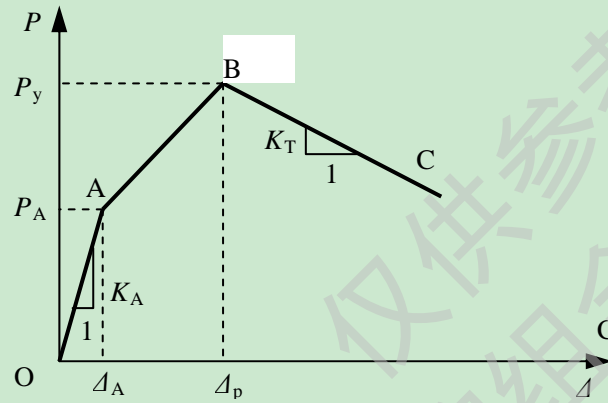


图 4.10 火灾后钢管混凝土柱组合框架 $P-\Delta$ 骨架曲线模型

式中， P_A 和 Δ_A 分别为 A 点对应得荷载及位移； K_2 为第二段直线的刚度，各参数之间的关系如下：

$$\Delta_A = P_A / K_a = 0.6P_y / K_a \quad (4.2)$$

$$K_2 = \frac{P_m - P_A}{\Delta_p - \Delta_A} = \frac{0.4P_m}{\Delta_p - 0.6P_m / K_a} \quad (4.3)$$

可见，只要确定了 K_a 、 Δ_p 、 P_m 及 K_T ，图 4.10 所示的 $P-\Delta$ 骨架曲线模型即可确定。参考王文达和韩林海（2008）^[125] 中的方法，结合火灾后钢管混凝土材性特点，具体参数计算公式如下。

1. 弹性阶段刚度 K_a

其中的有关参数为：

$$K_a = 2 \left(\frac{12i_c}{L_c^2} - \frac{6nN_u}{5L_c} \right) - 2 \frac{\left(\frac{6i_c}{L_c} - \frac{nN_u}{10} \right)^2}{4i_c + 3i_b - \frac{2nN_u L_c}{15}} \quad (4.4)$$

其中的有关参数为： i_b 为梁线刚度； i_c 为柱线刚度； n 为柱轴压比； N_u 为柱轴压承载力； L_c 为框架柱高度。其中火灾后框架柱的弹性抗弯刚度依据韩林海（2007）^[1] 确定，即对于圆钢管混凝土框架柱 $EI_c = E_s I_s + 0.6E_c I_c$ ；对于方、矩形钢管混凝土框架柱 $EI_c = E_s I_s + 0.2E_c I_c$ 。其中， E_c 和 E_s 分别为火灾后混凝土钢管的弹性

模量， I_c 和 I_s 分别为核心混凝土与外钢管的截面惯性矩。

2. 最大水平荷载 $P_m=2P_c$ ，其中 P_c 为相应火灾后框架柱水平承载力，可按照 DBJ13-51-2003 中压弯构件确定，但注意此时框架柱的计算长度系数可按霍静思 (2005) [10] 中公式计算，公式如下：

$$\mu = \sqrt{\frac{7.5K_1K_2 + 4(K_1 + K_2) + 1.52}{7.5K_1K_2 + K_1 + K_2}} \quad (4.5)$$

其中 K_1 、 K_2 确定也按照霍静思 (2005) [10] 确定。

3. B 点位移 Δ_p

Δ_p 由以下公式确定：

$$\Delta_p = \Delta_A + \frac{\left(4i_c - \frac{2nN_u L_c}{15} + 3i_b\right) k_m M_{pc}}{\left(\frac{6i_c}{L_c} - \frac{nN_u}{10}\right) 3i_b} + \frac{4i_c - \frac{2nN_u L_c}{15}}{\left(\frac{12i_c}{L_c^2} - \frac{6nN_u}{5L_c}\right) \left(4i_c - \frac{2nN_u L_c}{15}\right) - \left(\frac{6i_c}{L_c} - \frac{nN_u}{10}\right)^2} \left(\frac{M_{pc} - M_{1c}}{L_c}\right) \quad (4.6)$$

其中， M_{1c} 由下式确定：

$$M_{1c} = \left(-\frac{6i_c}{L_c} + \frac{nN_u}{10}\right) \frac{\left(4i_c - \frac{2nN_u L_c}{15} + 3i_b\right) k_m M_{pc}}{\left(\frac{6i_c}{L_c} - \frac{nN_u}{10}\right) 3i_b} + \left(2i_c + \frac{nN_u L_c}{30}\right) \frac{k_m M_{pc}}{3i_b} \quad (4.7)$$

M_{pc} 为钢管混凝土框架柱抗弯极限承载力，依据 DBJ13-51-2003 中钢管混凝土压弯构件相关条文确定， Δ_A 由公式(4.2)确定。

4. 第三段刚度 K_T

K_T 有下面的公式确定：

$$K_T = 2 \left(p \left(\frac{12EI_c}{L_c^3} - \frac{6nN_u}{5L_c} \right) - \frac{p \left(\frac{6EI_c}{L_c^2} - \frac{nN_u}{10} \right)^2}{4EI_c - \frac{2nN_u L_c}{15}} - (1-p) \frac{nN_u}{L_c} \right) \quad (4.8)$$

其中 EI_c 为柱抗弯刚度， p 为火灾后钢管混凝土柱弯矩-曲率模型中的强化段模量系数，依据韩林海 (2007) [11] 中钢管混凝土构件弯矩-曲率模型确定。

运用该简化模型模拟前面设计的火灾后组合框架典型算例，并将简化模型 $P-\Delta$ 曲线与前面的理论曲线进行对比。可见，弹性阶段与下降段结果吻合较好，弹塑性阶段有一定偏差，但作为简化模型，两者总体吻合较好，满足一般工程应用要求。

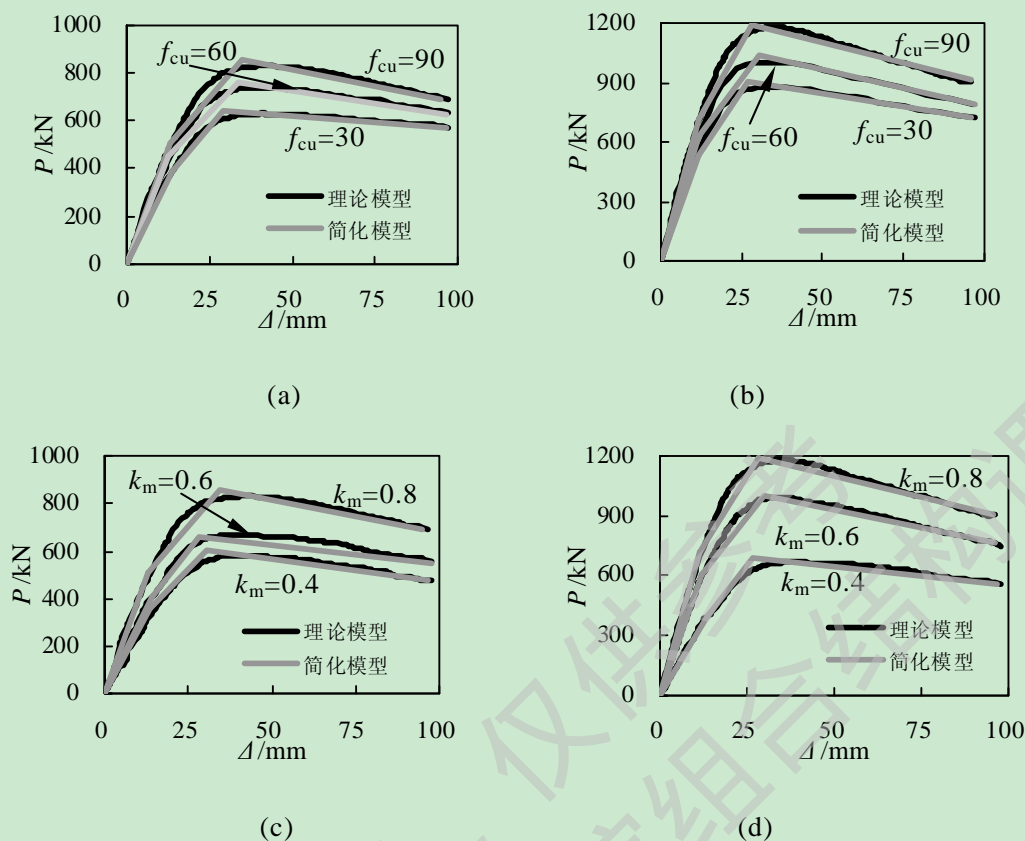


图 4.11 火灾后组合框架理论模型与简化骨架模型对比

4.5 本章小结

对本章工作进行简要归纳如下：

本章建立火灾后钢管混凝土柱-钢梁钢筋混凝土楼板组合框架典型算例，并对可能影响火灾后组合框架 $P-\Delta$ 关系的主要因素，如：钢管钢材强度、核心混凝土强度、柱截面含钢率、柱的长细比、柱轴压比、防火保护层厚度、梁柱线刚度比、梁柱强度比参数进行分析，得到了各参数对火灾后钢管混凝土组合框架 $P-\Delta$ 位移曲线的影响规律，并在此基础上提出了火灾后钢管混凝土组合框架荷载-位移骨架曲线的简化模型。

结论与展望

1. 结论

钢管混凝土结构目前在建筑工程中得到了广泛应用，然而对该类结构火灾后的力学性能研究尚不够深入，尤其是火灾后框架的整体作用与单个构件、节点不同，需要进一步深入研究。

本文主要对火灾后钢管混凝土柱-钢梁钢筋混凝土板组合框架的力学性能进行了研究，运用 ABAQUS 对其进行了理论模拟以及一系列的参数分析，得到以下结论：

(1) 选择合适的热工模型，运用 ABAQUS 建立钢管混凝土柱-钢梁框架温度场有限元分析模型，模拟现有试验数据，建立了钢管混凝土构件、钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点、钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁平面框架，模拟结果与试验数据吻合良好，验证了模型的有效性。并建立钢管混凝土柱-钢梁框架的模型，简要分析了框架在不同时刻的温度场分布。

(2) 选取合理的钢筋和混凝土材料本构关系、单元模型和求解方法，考虑钢管与混凝土之间的约束效应以及接触面模型，建立火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能有限元分析模型，并模拟现有试验中常温下的钢管混凝土构件、节点、框架力学性能，火灾下的钢管混凝土构件，以及火灾后钢管混凝土构件、节点力学性能，模拟结果与试验数据吻合良好，验证了模型的有效性。利用前述模型，建立火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能分析模型，并简要对比分析火灾后与常温下钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能。

(3) 利用上述有限元模型，建立火灾后钢管混凝土柱-钢梁钢筋混凝土楼板组合框架典型算例，并对可能影响火灾后组合框架荷载-位移关系的主要因素，如：钢管钢材强度、核心混凝土强度、柱截面含钢率、柱的长细比、柱轴压比、防火保护层厚度、梁柱线刚度比、梁强度比参数进行分析，得到了各参数对火灾后钢管混凝土组合框架荷载-位移曲线的影响规律。并在此基础上提出了火灾后钢管混凝土组合框架荷载-位移骨架曲线的简化模型。

2. 展望

由于本文进行的火灾后框架力学性能尚只是初步研究，为了对该类结构火灾后的力学性能以及火灾后修复加固后的力学性能进行研究，以更好地为该类工程结构确定火灾后修复加固措施。作者认为还应进行以下几个方面的工作：

(1) 本文只是在现有常温下框架和火灾后构件、节点的力学性能基础上理论

研究了火灾后组合框架的力学性能，尚缺乏试验研究，以及试验与理论分析的对比和完善。同时，火灾后钢管混凝土框架的承载力使用方法及其火灾后的滞回性能仍有待进一步深入研究。

(2) 因为结构在荷载和火灾双重作用下将发生内力重分布，是火灾后钢管混凝土的构件具有不同程度的初应力，因此，考虑经历“持载-受火升温-降温-持载”全过程火灾作用和外荷载的共同作用对钢管混凝土组合框架结构的影响，即把结构在火灾后的力学性能研究结构在荷载和火灾的作用作为一个连续的过程加以研究。为了更好地评价钢管混凝土框架结构在受火全过程中的性能以及火灾后的鉴定和修复加固工作，还需要开展更多的研究工作。

(3) 通过对火灾后钢管混凝土框架的振动台试验和弹塑性地震反应分析，探讨在多种灾害情况下该类结构的抗震性能以及火灾后经过修复加固后的力学性能。

参考文献

- [1] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践(第二版). 北京: 科学出版社, 2007.
- [2] 钟善铜. 钢管混凝土结构. 北京: 清华大学出版社, 2003.
- [3] 韩林海, 陶忠, 王文达. 现代组合结构和混合结构-试验、理论和方法. 北京: 科学出版社, 2009.
- [4] 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.
- [5] 王卫华. 钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁平面框架结构耐火性能研究: [博士学位论文]. 福州: 福州大学, 2009.
- [6] 林晓康. 火灾后钢管混凝土压弯构件的滞回性能研究: [博士学位论文]. 福州: 福州大学, 2006.
- [7] Armer, G.S.T., and Moore, D.B.. Full-scale testing on complete multistory structures. *The Structural Engineer*, 1994, 72(2): 30-31.
- [8] Bailey, C.G., Burgess, I.W., and Plank, R.J.. Computer simulation of a full-scale structural fire test. *The Structural Engineer*, 1996, 74(6): 93-100.
- [9] 王文达. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架的力学性能研究: [博士学位论文]. 福州: 福州大学, 2006.
- [10] 霍静思. 火灾作用后钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能研究: [博士学位论文]. 福州: 福州大学, 2005.
- [11] Choi, S.M., Shin, I.B., Eom, C.H., and Kim, D.J.. An experimental study on the strength and stiffness of concrete filled steel column connections with external stiffener rings. *Proceeding of 4th Pacific Structural Steel Conf.*, Pergamon, U.K., 1995a(2): 1-8.
- [12] Choi, S.M., Shin, I.B., Eom, C.H., Kim, D.K., and Kim, D.J.. Elasto-plastic behavior of the beam to concrete filled circular steel column connections with external stiffener rings. *Building for the 21st Century*, Y.C. LOO(Editor). Griffith University Gold Coast Campus, Australia, 1995b: 451-456.
- [13] Shim, J.S., Han, D.J., and Kim, K.S.. An experimental study on the structural behaviors of h-shaped steel beam-to-concrete filled steel square tubular column connections. *Building for the 21st Century*, Y.C. LOO(Editor). Griffith University Gold Coast Campus, Australia, 1995: 41-48.
- [14] Alostaz, Y.M., and Schneider, S.P.. Analytical behavior connections to

- concrete-filled steel tubes. *Journal of Constructional Steel Research*, 1996, 40(2): 95-127.
- [15] Kawaguchi, J., Morino, S., and Sugimoto, T.. Elasto-plastic behavior of concrete-filled steel tubular frames composite construction. *Composite construction in steel and concrete III*, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Irsee, Germany, 1997, 272~281.
- [16] Fu, G., Morita, K., and Ebato, K.. Structural behavior of beam-to-column connection of concrete filled circular tube column and H-beam space subassembly. *Journal of Structural Construction Engineering*, 1998, 508(7): 157-164.
- [17] Oh, Y.S., Shin, K.J., and Moon, T.S.. Test of concrete-filled box column to H-beam connections. *Proceeding of fifth Pacific Structural Steel Conference*, Seoul, Korea, 1998: 881-886.
- [18] Cheng, C.T., Hwang, P.S., Lu, L.Y., and Chung, L.L.. Connection Behavior of Steel Beam to Concrete-Filled Circular Steel Tubes. *Proceeding of 6th ASCCS Conference*, Los Angeles, U.S.A., 2000: 581-589.
- [19] Chiew, S.P., Lie, S.L., and Dai, C.W.. Moment resistance of steel I-beam to CFT column connections. *Journal of structural Engineering*, 2001, 127(10): 1164-1172.
- [20] 张大旭, 张素梅. 钢管混凝土梁柱节点动力性能试验研究. *哈尔滨建筑大学学报*, 2001, 34(1): 21-27.
- [21] 张素梅, 张大旭. 钢管混凝土梁与柱节点荷载-位移滞回曲线理论分析. *哈尔滨建筑大学学报*, 2001, 34(4): 1-6.
- [22] Kim, Y.J., Shin, K.J., Oh, Y.S., and Moon, T.S.. Experimental results of CFT column to H-beam full-scale connections with external T-stiffeners. *SEWC2002*, Yokohama, Japan, 2002, T1-3-d-1: 1-6.
- [23] 吕西林, 李学平, 余勇. 方钢管混凝土柱与钢梁的连接节点设计方法. *同济大学学报*, 2002, 30(1): 1-5.
- [24] Johansson, M.. Composite action in connection regions of concrete-filled steel tube columns. *Steel and Composite Structures*, 2003, 3(1): 47-64.
- [25] 陈鹃, 王湛, 袁继雄. 加强环式钢管混凝土柱-钢梁节点的刚性研究. *建筑结构学报*, 2004, 25(4): 43-49.
- [26] 周天华. 方钢管混凝土柱-钢梁框架节点抗震性能及承载力研究: [博士学位论文]. 西安: 西安建筑科技大学, 2004.
- [27] 吕西林, 李学平, 余勇. 矩形钢管混凝土柱与钢梁的连接节点设计方法. *建筑结构*, 2005, 35(1): 7-9.

- [28] 王文达, 韩林海, 游经团. 方钢管混凝土柱-钢梁外加强环板节点滞回性能的试验研究. 土木工程学报, 2006, 39(9): 17-25.
- [29] 陈曦, 王湛. 加强环式钢管混凝土节点梁柱连接刚度的有限元分析. 四川建筑科学研究, 2007, 33(5): 9-11.
- [30] 王静峰, 韩林海, 江莹. 方钢管混凝土柱-钢梁外加强环节点的非线性有限元分析. 沈阳建筑大学学报, 2007, 23(2): 177-181.
- [31] Wang, W.D., Han, L.H., and Uy, B.. Experimental Behaviour of steel Reduced Beam Section to Concrete-Filled Circular Hollow Section Column Connections. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(5): 493-504.
- [32] Han, L.H., Qu, H., Tao, Z., and Wang, Z.F.. Experimental Behaviour of Thin-walled Steel Tube Confined Column to RC Beam Joints Under Cyclic Loading. Steel Construction, 2009, 24(8): 84-94.
- [33] 聂建国, 徐桂银. 方钢管混凝土柱节点抗剪受力分析. 清华大学学报(自然科学版), 2009, 49(6): 782-786.
- [34] 陈庆军, 蔡健, 钟国坤, 杨春, 吴轶. 非贯通式钢管混凝土柱-梁节点偏压性能. 广西大学学报(自然科学版), 2010, 35(1): 50-55.
- [35] Matsui, C.. Strength and behavior of frames with concrete filled square steel tubular columns under earthquake loading. Proceeding of 1st International Speciality Conference on Concrete Filled Steel Tubular Structures. Harbin, China, 1985: 104-111.
- [36] Hajjar, J.F., Molodan, A., and Schiller, P.H.. A distributed plasticity model for cyclic analysis of concrete-filled steel tube beam-columns and composite frames. Engineering Structures, 1998, 20(4-6): 398-412.
- [37] Hajjar, J.F., Schiller, P.H., and Molodan A.. A distributed plasticity model for concrete-filled steel tube beam-columns with interlayer slip. Engineering Structures, 1998, 20(8): 663-676.
- [38] 张文福. 单层钢管混凝土框架恢复力特性研究: [博士学位论文]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2000.
- [39] 宗周红, 林东欣, 房贞政, 邱法维. 两层钢管混凝土组合结构框架结构抗震性能试验研究. 建筑结构学报, 2002, 23(2): 27-35.
- [40] 王来, 王铁成, 陈倩. 低周反复荷载下方钢管混凝土框架抗震性能的试验研究. 地震工程与工程振动, 2003, 23(3): 113-117.
- [41] 周栋梁, 钱稼如, 方小丹, 江毅. 环梁连接的 RC 梁-钢管混凝土柱框架试验研究. 土木工程学报, 2004, 37(5): 7-15.
- [42] 卢明奇. 有限元法研究钢管混凝土框架的滞回性能. 武汉大学学报(工学版),

- 2005, 38(4): 59-62.
- [43] 周栋梁, 钱稼茹, 方小丹. RC 环梁连接的钢管混凝土柱-RC 梁框架计算模型研究. 工程力学, 2005, 22(6): 117-12.
- [44] 许成祥, 徐礼华. 钢管混凝土框架结构的柱脚延性试验研究. 武汉理工大学学报, 2006, 28(1): 55-58.
- [45] 邓志恒, 王晓燕, 张喜德, 范业庶. 钢管混凝土核心柱预应力梁框架节点试验研究. 工业建筑, 2006, 36(9): 71-74.
- [46] 许成祥, 彭少民. 采用分离模量分析钢管混凝土框架结构的抗震性能. 武汉理工大学学报, 2007, 29(II): 28-33.
- [47] 孙修礼, 梁书亭, 段友利. 钢管混凝土框架骨架曲线研究. 地震工程与工程振动, 2007, 27(1): 99-103.
- [48] 杜国锋, 许成祥, 余俊凯. 钢管混凝土框架模型地震反应有限元分析. 四川建筑科学研究, 2007, 23(5): 103-105.
- [49] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土框架结构力学性能非线性有限元分析. 建筑结构学报, 2008, 29(6): 75-83.
- [50] 杜国锋, 徐礼华, 许成祥, 池寅. 钢管混凝土框架模态试验及数值模拟. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2008, 24(5): 353-356.
- [51] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土框架力学性能的简化二阶弹塑性分析. 清华大学学报(自然科学版), 2009, 49(9): 23-26.
- [52] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架的滞回关系. 清华大学学报(自然科学版), 2009, 49(12): 1934-1938.
- [53] 田淑明, 聂建国, 尚志海, 谭晋鹏, 王立军. 钢管混凝土框架-混凝土核心筒混合结构弹塑性分析. 建筑结构, 2010, 40(2): 17-21.
- [54] Lie, T.T., and Chabot, M.. A method to predict the fire resistance of circular concrete filled hollow steel columns. *Journal of Fire Protection Engineering*, 1990, 2(4): 111-126.
- [55] Lie, T.T.. Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete. *Journal of Structure Engineering, ASCE*, 1994, 120(5): 1489-1509.
- [56] 时旭东, 过镇海. 钢筋混凝土结构的温度场. 工程力学, 1996, 13(1): 35-43.
- [57] Iding, R.B., and Bresler, Z.. Nizamuddin, FIRES-T3. A Computer Program for the Fire Response of Structures-Thermal. Report No.UCB FRG77-15, Fire Research Group, Structure Engineering and Structure Mechanic, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, Oct, 1997.
- [58] Becker, R.. Structure behavior of simple steel structures with non-uniform longitudinal temperature distributions under fire condition. *Fire Safety Journal*,

Vol.37, No.5, Jul.2002.

- [59] 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.
- [60] 齐晗兵. 高温(火灾)作用下钢管混凝土温度场研究: [硕士学位论文]. 大庆: 大庆石油学院, 2003.
- [61] 李刚, 陆洲导, 许立新. 无粘结预应力混凝土框架火灾下的温度场反应分析. 四川建筑科学研究, 2004, 30(1): 4-6.
- [62] 余志武, 王中强, 蒋丽忠. 火灾下钢筋混凝土的板的温度场分析. 铁道科学与工程学报, 2004, 1(1): 58-61.
- [63] 温海林, 余志武, 丁发兴. 高温下钢管混凝土温度场的非线性有限元分析. 铁道科学与工程学报, 2005, 2(5): 32-35.
- [64] 余志武, 李超群, 丁发兴. 三面受火下带保护层钢筋混凝土梁温度场非线性分析. 铁道科学与工程学报, 2006, 2(4): 1-7.
- [65] 郑永乾, 杨有福, 韩林海. 用 ANSYS 分析钢-混凝土组合柱的温度场. 工业建筑, 2006, 36(8): 74-77.
- [66] 王卫华, 陶忠. 钢管混凝土平面框架温度场有限元分析. 工业建筑, 2007, 37(12): 39-43.
- [67] 江莹, 韩林海. 火灾钢管混凝土结构梁-柱节点温度场的有限元分析. 工业建筑, 2009, 39(4): 22-27.
- [68] 傅传国, 王广勇, 王玉镯. 火灾下钢筋混凝土框架节点温度场分析. 山东建筑大学学报, 2009, 24(1): 1-8.
- [69] 王卫华, 陶忠. 钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架结构温度场试验研究. 工业建筑, 2009, 39(4): 18-21.
- [70] 王卫华, 陶忠. 火灾下圆钢管混凝土柱的有限元计算. 工业建筑, 2009, 39(4): 28-32.
- [71] Klingsch, W.. New Developments in fire resistance of hollow section structures. Symposium on Hollow Structural Sections in Building Construction, ASCE, Chicago Illinois, 1985: 1-34.
- [72] Klingsch, W.. Optimization of cross sections of steel composite columns. Proceedings of the Third International Conference on Steel-Concrete Composite Structures (II), ASCCS, Fukuoka, 1991: 99-105.
- [73] British Steel Tubes and Pipes. Design for SHS fire resistance to BS5950: Part8. London, U.K, 1990.
- [74] Hass, R.. On realistic testing of the fire protection technology of steel and cement supports. Translation BHPR/NL/T/1444, Melbourne, Australia, 1991.

- [75] Lie, T.T., and Chabot, M.. Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with plain concrete. Ottawa, Canada: NRC-CNRC Internal Report, 1992, No. 611.
- [76] Lie, T.T., and Stringer, D.C.. Calculation of the fire resistance of steel hollow structural section columns filled with plain concrete. Canadian Journal of Civil Engineering, 1994, 21(3): 382-385.
- [77] Sakumoto, Y., Okada, T., Yoshida, M., and Tasaka, S.. Fire resistance of concrete-filled fire-resistant steel-tube columns. Journal of Materials in Civil Engineering, 1994, 6 (2): 169-184.
- [78] Kodur, V.K.R., and Lie, T.T.. Fire resistance of circular steel columns filled with fiber-reinforced concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1996, 122 (7): 776-782.
- [79] Kodur, V.K.R., and Sultan, M.A.. Enhancing the fire resistance of steel columns through composite construction. Proceedings of the 6th ASCCS Conference, ASCCS, Los Angeles, U.S.A., 2000: 279-286.
- [80] Kodur, V.K.R.. Performance-based fire resistance design of concrete-filled steel columns. Journal of Constructional Steel Research, 1999, 51 (1): 21-36.
- [81] Kim, D.K., Choi, S.M., and Chung, K.S.. Structural characteristics of CFST columns subject to fire loading and axial force. Proceedings of the 6th ASCCS Conference, ASCCS, Los Angeles, USA, 2000: 271-278.
- [82] 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.
- [83] Zha, X.X.. FE analysis of fire resistance of concrete filled CHS columns. Journal of Constructional Steel Research, 2003, 59 (6): 769-779.
- [84] Renaud, C., Aribert, J.M., and Zhao, B.. Advanced numerical model for the fire behaviour of composite columns with hollow steel section. Steel and composite structure, 2003, 3 (2): 75-95.
- [85] 侯景军, 陈明祥. 方钢管混凝土轴心受压柱耐火极限的有限元分析. 建筑技术开发, 2004, 31(8): 5-6,13.
- [86] CIDECT. Improvement and extension of the simple calculation method for fire resistance of unprotected concrete filled hollow columns. CIDECT Research Project 15Q, Final report, 2004.
- [87] 徐蕾, 姚熊亮. 方钢管配筋混凝土柱耐火极限影响因素分析及实用计算方法研究. 工业建筑, 2006, 36(11): 37-41.
- [88] 韩林海. 钢管混凝土在高温作用下温度场的非线性有限元分析. 哈尔滨建筑

- 大学学报, 1997, 30(4): 15-22.
- [89] Han, L.H.. Fire performance of concrete filled steel tubular beam-columns. *Journal of Constructional Steel Research-An International Journal*, 2001, 57(6): 695-709.
- [90] Han, L.H., Yang, Y.F., and Xu, L.. An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete-filled SHS and RHS columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 2003, 59(4): 427-452.
- [91] 韩林海, 杨有福. 现代钢管混凝土结构技术. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- [92] 丁发兴, 余志武, 蒋丽忠. 火灾下圆钢管混凝土柱非线性有限元分析. *计算力学学报*, 2007, 24(6): 840-845.
- [93] Yang Y.F., Han L.H.. Concrete-filled double-skin tubular columns under fire. *Magazine of Concrete Research*, 2008, 60(3): 211-222.
- [94] 杨有福. 火灾下方形耐火钢管混凝土柱的性能. 第五届全国钢结构防火及防腐技术研讨会暨第三届全国钢结构抗火会议交流会, 2009, 济南: 291-297.
- [95] 杨华. 恒高温作用后钢管混凝土轴压力学性能研究: [硕士学位论文]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学土木工程系, 2000.
- [96] Han, L.H., Yang, H., and Cheng, S.L.. Residual strength of concrete filled RHS stub columns after exposure to high temperatures. *Advances in Structural Engineering-An International Journal*, 2002, 5(2): 123-134.
- [97] 余志武, 丁发兴, 林松. 高温后钢管高性能混凝土轴压短柱力学性能研究. *铁道学报*, 2003, 25(4): 71-79.
- [98] 赵文艳, 王娜, 张文福. 火灾后方钢管混凝土侧向力-位移曲线的理论分析. *大庆石油学院学报*, 2003, 27(1): 74-77.
- [99] 栾波. 火灾后钢管混凝土短柱力学性能研究: [硕士学位论文]. 沈阳: 沈阳建筑大学, 2004.
- [100] 姜绍飞, 李明, 付春, 刘德清. 高温后方钢管混凝土双向偏压构件试验. *沈阳建筑大学学报*, 2004, 20(4): 280-283.
- [101] 李明. 恒高温后方钢管混凝土双向偏压柱的力学性能研究: [硕士学位论文]. 沈阳: 沈阳建筑大学, 2005.
- [102] 丁发兴, 余志武. 恒高温后圆钢管混凝土轴压短柱弹塑性分析. *建筑科学与工程学报*, 2006, 23(1): 34-38.
- [103] 韩林海, 杨有福, 霍静思. 钢管混凝土柱火灾后剩余承载力的试验研究. *工程力学*, 2001, 18(6): 100-109.
- [104] Han, L.H., Yang, Y.F., Yang, H., and Huo, J.S.. Residual strength of

- concrete-filled RHS columns after exposure to the ISO-834 standard fire. *Thin-walled Structures*, 2002, 40(12): 991-1012.
- [105] Han, L.H., Huo, J.S.. Concrete-filled hollow structural steel columns after exposure to ISO-834 fire standard. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 2003, 129(1): 68-78.
- [106] 王娜. 火灾后钢管混凝土框架柱的力学性能分析及应用:[硕士学位论文]. 大庆石油学院, 2003.
- [107] Han, L.H., and 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.
- [108] 林晓康, 韩林海. 火灾后方钢管混凝土压弯构件滞回性能理论分析. *地震工程与工程振动*, 2005, 25(3): 104-109.
- [109] 霍静思, 韩林海. 火灾作用后钢管混凝土轴压与纯弯荷载-变形关系曲线实用计算方法探讨. *工业建筑*, 2006, 36(11): 6-10.
- [110] Yang, H., Han, L.H., and Wang, Y.C.. Effects of heating and loading histories on post-fire cooling behaviour of concrete-filled steel tubular columns, *Journal of Constructional Steel Research*, 2008, 64 (5): 556-570.
- [111] 姜绍飞, 牛德生, 于海清. 高温后矩形钢管混凝土双向压弯构件力学性能试验研究. *建筑结构学报*, 2008, 29(5): 13-19.
- [112] 朱磊, 查晓雄, 张记生. 空心钢管混凝土柱遭受火灾后轴压承载力研究. *山西建筑*, 2010, 36(8): 1-2.
- [113] 霍静思, 韩林海. 火灾作用后钢管混凝土柱-钢梁节点滞回性能试验研究. *建筑结构学报*, 2006, 27(6): 28-38.
- [114] 孔祥谦. 有限单元法在传热学中的应用. 北京: 科学出版社, 1998.
- [115] International Standard ISO-834. Fire resistance tests-elements of building construction, Amendment 1, Amendment 2, 1980.
- [116] 郑永乾. 钢-混凝土组合构件及梁柱节点耐火性能研究:[博士学位论文]. 福州: 福州大学, 2007.
- [117] 江莹. 火灾后方钢管混凝土柱-钢梁连接节点的力学性能分析:[硕士学位论文]. 北京: 清华大学, 2008.
- [118] AIJ. Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures. Architectural Institute of Japan (AIJ), Tokyo, Japan, 2008.
- [119] Hillerborg, A., Modeer, M., and Petersson, P.E.. Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements, *Cement and Concrete Research*, 1976, 6(6): 773-782.

- [120] 沈聚敏, 王传志, 江见鲸. 钢筋混凝土有限元与板壳极限分析. 北京: 清华大学出版社, 1993.
- [121] Ding, J., and Wang, Y.C.. Realistic modelling of the thermal and structural behaviour of unprotected concrete filled tubular columns in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 2008, 64(10): 1086-1102.
- [122] Tomii, M., Yoshimaro, K., and Morishita, Y.. Experimental Studies on Concrete Filled Steel Tubular Stub Column under Concentric Loading. *Proceedings of the International Colloquium on Stability of Structures under Static and Dynamic Loads*, SSRC/ASCE. Washington, USA, 1977, 718-741.
- [123] Nishiyama, I., Morino, S., Sakino, K., Nakahara, H., Fujimoto, T., Mukai, A., Inai, E., Kai, M., Tokinoya, H., Fukumoto, T., Mori, K. Yoshika, K., Mori, O., Yonezawa, K., Mizuaki, U., and Hayashi, Y.. Summary of research on concrete-filled structural steel tube column system carried out under the US-Japan cooperative research program on composite and hybrid structures. *BRI Research Paper No. 147*, Building Research Institute, Japan, 2002.
- [124] Matsui, C., Tsuda, K., and Ishibashi, Y.. Slender concrete filled steel tubular columns under combined compression and bending. *Structural Steel, PSSC95, 4th Pacific Structural Steel Conference, Vol.3, Steel-Concrete Composite Structures*, Singapore, 1995, 29-36.
- [125] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土框架实用荷载-位移回复力模型研究. *工程力学*, 2008, 25(11): 62-69.

致 谢

本文是在恩师王文达副教授的悉心指导下完成的。在学习过程中，无论从论文的选题、理论及有限元软件的学习再到论文的完成及修改，都得到了老师极大的帮助。在此向老师表示衷心的感谢。他严谨细致，一丝不苟，精益求精的作风以及持续学习的精神是我以后工作和生活中的榜样。

感谢课题组秦庚、文天鹏、陈宇超三位师兄在学习过程中的帮助，感谢课题组郭智峰、夏秀丽、靳焱在学习中的讨论和交流。大家的共同探讨、相互鼓励的同窗之谊使我研究生阶段的学习和生活积极、温馨而有序。

感谢清华大学宋天谕、谭清华、王广勇和王卫华四位博士在写论文期间给与的指点和帮助，让我尽快解决课题中的一些问题，节约了时间。

最后，衷心的感谢我的父母在我学习过程中给予的支持、鼓励和爱。

本论文得到教育部科学技术重点项目（210228）、甘肃省自然科学基金（096RJZA100）和兰州理工大学博士基金（SB04200801）的资助，特此致谢！

张鹏鹏

2010年4月

附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录

在学期间发表的学术论文：

- [1] 王文达, 张鹏鹏. Research on the behavior of composite frame with CFST columns and steel beam after exposure to fire. 4th International Conference on Protection of Structures Against Hazards, p367-374, 24-25 Oct 2009, Beijing, China.
- [2] 张鹏鹏, 王文达. 火灾后钢管混凝土框架力学性能的初步研究. 第五届全国钢结构防火与防腐技术研讨会暨第三届全国结构抗火学术交流会论文集, 2009年10月, 济南.
- [3] 王文达, 陈宇超, 张鹏鹏, 任庆新. 矩形钢管混凝土构件扭转性能的初步研究. 哈尔滨工业大学学报, 2010, 42(sup1): 26-29(EI收录期刊).
- [4] 王文达, 陈宇超, 张鹏鹏. 矩形钢管混凝土构件扭转性能及设计方法研究, 公路交通科技, 2010, 27(10): (录用)(CSCD收录期刊).

参加科研项目：

- [1] 教育部科学技术研究重点项目(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”, 王文达主持, 第二参加人, 2010.1-2012.12。
- [2] 甘肃省自然科学基金(096RJZA100)“火灾后钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架的力学性能研究”, 王文达主持, 第三参加人, 2009.8-2011.12。
- [3] 甘肃省高等学校基本科研业务费专项(0904ZTB147)“钢管混凝土组合框架体系抗震关键技术研究”, 王文达主持, 第六参加人, 2009.11-2011.12。
- [4] 兰州理工大学博士基金(SB04200801)“常温及火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能研究”, 王文达主持, 第三参加人, 2008.1-2010.12。
- [5] 甘肃省高等学校研究生导师科研项目(0703B-05): “钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能研究”, 王文达主持, 第四参加人, 2009.12结题。