

学校代号 10731

学 号 112081402020

分 类 号 TU398

密 级 保密



硕士学位论文

非均匀受火时钢管混凝土组合框架 力学性能研究

学位申请人姓名 肖 会 霞

培 养 单 位 兰州理工大学

导师姓名及职称 王 文 达 教授

学 科 专 业 结 构 工 程

研 究 方 向 钢与混凝土组合结构

论文提交日期 2014年5月

学校代号: 10731

学 号: 112081402020

密 级: 保密

兰州理工大学硕士学位论文

非均匀受火时钢管混凝土组合框架力学性能研究

学位申请人姓名: 肖会霞

导师姓名及职称: 王文达 教授

培 养 单 位: 兰州理工大学

专 业 名 称: 结构工程

论文提交日期: 2014年5月

论文答辩日期: 2014年6月6日

答辩委员会主席: 黎海南 教授级高工

**Research on mechanical behavior of steel-concrete composite
frame with CFST columns exposure to non-uniform fires**

By

XIAO Huixia

B.E.(Lanzhou University of Technology) 2011

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structural Engineering

in the

School of Civil Engineering

of

Lanzhou University of Technology

Supervisor

Professor Wang Wenda

May, 2014

兰州理工大学学位论文原创性声明和使用授权说明

原创性声明

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

作者签名：

日期： 年 月 日

学位论文版权使用授权书

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

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 钢管混凝土结构的特点及应用.....	1
1.1.1 钢管混凝土结构的概述及其特点.....	1
1.1.2 钢管混凝土结构的发展及应用.....	1
1.2 课题的研究意义.....	3
1.3 相关课题的研究现状.....	4
1.3.1 均匀受火时构件、节点的抗火性能的研究.....	4
1.3.2 非均匀受火时构件、节点抗火性能的研究.....	8
1.3.3 常温下钢管混凝土框架力学性能的研究.....	9
1.3.4 高温作用下（后）框架力学性能的研究.....	9
1.3.5 多尺度建模方法的应用.....	12
1.4 文献综述小结.....	13
1.5 课题研究内容.....	13
1.6 拟解决的关键性问题.....	14
第 2 章 非均匀受火时钢管混凝土柱力学性能分析	16
2.1 引言.....	16
2.2 钢材及混凝土的热工性能.....	16
2.2.1 钢材的导热系数、比热及热膨胀系数.....	16
2.2.2 混凝土的导热系数、比热及热膨胀系数.....	17
2.2.3 升温方式.....	19
2.3 温度场模型计算.....	19
2.3.1 均匀受火算例计算.....	20
2.3.2 非均匀受火算例计算.....	20
2.4 材料本构模型.....	21
2.4.1 不同阶段钢材的本构模型.....	22
2.4.2 不同阶段核心混凝土的本构模型.....	24
2.5 力学模型验证.....	26
2.5.1 均匀受火的钢管混凝土构件模型验证.....	26
2.5.2 非均匀受火的钢管混凝土构件模型验证.....	27
2.6 算例分析.....	28
2.6.1 单面受火的方钢管混凝土柱力学性能分析.....	28
2.6.2 三面受火的方钢管混凝土柱力学性能分析.....	28

2.6.3 单面面受火的矩形钢管混凝土柱力学性能分析	29
2.6.4 三面受火的矩形钢管混凝土柱力学性能分析	29
2.7 参数分析	30
2.7.1 单面受火的方钢管混凝土柱参数分析	30
2.7.2 三面受火的方钢管混凝土柱参数分析	32
2.7.3 单面受火的矩形钢管混凝土柱参数分析	33
2.7.4 三面受火的矩形钢管混凝土柱参数分析	35
2.8 本章小结	37
第 3 章 局部受火时多层多跨钢管混凝土组合框架耐火性能分析	39
3.1 引言	39
3.2 钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁组合框架模型验证	39
3.2.1 温度场模型验证	39
3.2.2 力学模型验证	41
3.3 算例概况	42
3.4 多尺度在组合框架抗火性能分析中的应用	44
3.4.1 多尺度思想的基本原理	45
3.4.2 采用多尺度法建立多层多跨钢管混凝土组合框架	46
3.5 局部受火时钢管混凝土组合框架变形及破坏机理分析	47
3.5.1 钢管混凝土组合框架温度场模型的分析	47
3.5.2 钢管混凝土组合框架火灾下力学性能分析	49
3.5.3 钢管混凝土组合框架受火全过程力学性能分析	53
3.6 本章小结	56
第 4 章 不同火灾工况下钢管混凝土组合框架受力分析	58
4.1 引言	58
4.2 不同受火工况下组合框架受力分析	58
4.3 不同火灾工况下组合框架的变形及破坏机理分析	60
4.3.1 中跨火灾作用下组合框架变形及破坏机理分析	60
4.3.2 边跨、两跨火灾作用下组合框架变形及破坏机理分析	62
4.3.3 三跨火灾作用下组合框架变形及破坏机理分析	64
4.4 本章小结	65
结论与展望	67
结论	67
展望	67
参考文献	69
致 谢	73
附录 A 攻读硕士学位期间发表的学术论文目录	74

摘 要

目前钢管混凝土以其自身的诸多优点越来越多地在高层及超高层建筑中得到应用，火灾是普遍威胁公众安全和社会发展的主要灾害之一，研究火灾对结构性能的影响具有十分重要的意义。实际生活中火灾多发生在结构体系的局部，有必要进一步研究非均匀受火对钢管混凝土组合框架力学性能的影响，并分析非均匀受火时框架体系的变形及破坏机理。对于非均匀受火时钢管混凝土组合框架力学性能的研究，本文主要从以下几个方面进行分析：

(1) 在选取合理的钢材及混凝土热工材性的基础之上，采用 ABAQUS 建立了单面、三面受火的方（矩）形钢管混凝土柱经历常温加载、恒载升降温、高温后加载的火灾全过程有限元分析模型，分析其在受火后的变形及承载力变化规律，并为分析非均匀受火的组合框架力学性能奠定基础。

(2) 对已有的钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架试验进行有限元模拟，验证建模方法的合理性。采用 MIDAS 软件对本文分析的组合框架进行设计，选取空间框架中的一榀横向框架作为分析对象进行研究。本文分析了底层中跨发生火灾时组合框架的耐火性能及其经历火灾全过程后的力学性能。

(3) 采用 ABAQUS 软件建立九层三跨的钢管混凝土平面组合框架有限元模型，分析组合框架在典型的火灾工况下的变形及破坏机理。其中对于受火部分采用实体单元 (C3D8) 建模，非受火部分采用梁单元 (B31) 建模，界面处采用耦合 (Coupling) 方式定义接触。采用顺序热力耦合的方式，将温度场模型计算结果导入力学模型进行分析。

关键词：钢管混凝土；组合框架；非均匀受火；温度场；力学性能；多尺度建模

Abstract

At present, concrete filled steel tube (CFST) structure with its many advantages has got application in more and more high and ultra-high buildings, fire disaster is one of the common disasters which will pose a threat to public safety and social development in our daily life, study the effect of fire on the structure performance is of great significance. However, Fire happens in the local area of the structures, it is necessary to further study on the mechanical behavior of steel-concrete composite frame after exposure to non-uniform fires and analyze the deformation and failure mechanism of the frame with non-uniform fire. For the research by non-uniform fire in steel concrete composite frame mechanics performance, the main research works are as follows:

(1) On the basis of the reasonable selection of thermal and mechanical materials, using ABAQUS to build concrete filled steel tube column models under one side and three side fire loading including loading at ambient, heating, cooling and post-fire, and analyze its the change rules of deformation and bearing capacity after the fire. It is to lay a foundation for the further research of non-uniform fire in steel concrete composite frame mechanics performance.

(2) By building the existing test finite model of concrete-filled steel tube column frame of the reinforced concrete beam, the rationality of the modeling method is validated. With MIDAS software to design the steel concrete composite frame in this paper, and select a part of the frame for analyses. What's more, this article has analyzed the fire performance and mechanical performance of overall stage fire on the typical fire condition when the fire occurred in the middle part of the composite plane frame.

(3) Using ABAQUS software build a 9-story 3 bay finite element model of steel concrete composite plane frame, analyses are carried on different typical fire conditions of deformation and failure mechanism. The part which is exposure to fire is used entity unit (C3D8) modeling, the other part which is not affected by the fire adopts beam element (B31) modeling. The interface definition contact is with coupling methods. In a sequential thermal and mechanical coupling way, the temperature calculation results are used in the mechanical model analysis.

Key Words: concrete filled steel tube; composite frame; non-uniform fire; thermal model; mechanical model; multi-scale method

第 1 章 绪 论

1.1 钢管混凝土结构的特点及应用

随着社会的不断发展，钢管混凝土结构以其承载力高、抗震性能好、耐火性能好及施工方便等诸多优点，越来越多地应用于高层及超高层建筑中。

1.1.1 钢管混凝土结构的概述及其特点

钢管混凝土作为组合结构中的一种，如图 1.1 所示，是指在钢管中填充混凝土而形成、且钢管及核心混凝土能共同承受外荷载作用的结构构件；依据截面形式可以将其分为圆钢管混凝土，方、矩形钢管混凝土和多边形钢管混凝土等(韩林海，2007^[1])。其中，圆钢管混凝土的受力性能较好。



图 1.1 钢管混凝土结构示意图

由于核心混凝土受到外部钢管的约束作用，使得核心混凝土处于三向受压的应力状态，这使得混凝土的强度得到了显著提高，并改善了其塑性及韧性性能。同时由于混凝土的存在防止了钢管的局部屈曲，从而保证了钢材和混凝土性能的充分发挥，且受力合理。在施工的过程中，钢管可以作为浇筑混凝土的永久模版，从而节省了模版费用，加快了施工速度。钢管混凝土结构最大的不足在于其节点处连接很复杂，施工难度大。总之，钢管混凝土结构的特点可以归纳为：承载力高、塑性韧性好、抗震性能好、制作和施工方便、工期大大缩短、耐火性能好等优点。

1.1.2 钢管混凝土结构的发展及应用

钢管混凝土框架结构是指由矩形、菱形等柱网布置的钢管混凝土柱，与横向、纵向

型钢混凝土梁、钢梁、钢筋混凝土梁通过节点刚性连接后形成的组合结构。钢管混凝土是在螺旋配筋混凝土的基础上演变和发展起来的，早期主要应用在桥墩和工业厂房柱等结构中，但在钢管中填充混凝土主要是出于防止钢管内壁锈蚀以及改善其防火性能的要求，并未考虑混凝土的受力。另一方面由于当时混凝土浇筑工艺尚未成熟，还比较落后，使得钢管混凝土技术在当时并未得到广泛应用。

前苏联在十九世纪五六十年代对钢管混凝土结构进行了大量研究，并在工业建筑和拱桥中进行应用。在英国、德国和法国，主要研究方钢管混凝土、矩形钢管混凝土及圆钢管混凝土结构，其中混凝土或为素混凝土，或在核心混凝土中配置钢筋或型钢。目前的设计规程主要有英国标准 BS5400(2005)^[4]以及欧洲规范 EC4(2005)^[5]等。在美国和加拿大，同样主要是以研究圆钢管混凝土和方钢管混凝土为主，其设计规程 ACI318-05(2005)^[6]和 ANSI/AISC360-05(2005)^[7]，给出了钢管混凝土的设计规定。

我国从 1959 年开始研究钢管混凝土的基本性能，1963 年成功应用于北京地铁站工程，70 年代在冶金、电力等一些工业建筑中得到应用，进入 80 年代以后，在之前的研究基础上，有了更为系统的研究和应用，进一步在多层建筑的框架结构中得到应用。特别是在 90 年代以后，在各超高层建筑中的应用，如深圳赛格广场中的应用。我国的研究者也在钢管混凝土的力学性能研究上取得了一定的成就，并在各领域得到了成功的应用。随着对钢管混凝土研究的不断深入，国内外的工程实例也越来越多，并且获得了良好的经济效益和社会效应。

在高层和超高层中的应用如：1999 年建成的深圳赛格广场 291.6m，70 层，如图 1.2，采用了圆钢管混凝土技术；2001 年建成的杭州瑞丰国际商务大厦 89.7m，28 层，如图 1.3，采用了方钢管混凝土技术；2004 年建成的台北世界贸易中心 508m，101 层，采用了矩形钢管混凝土技术，如图 1.4 所示。



图 1.2 深圳赛格广场



图 1.3 杭州瑞丰国际商务大厦



图 1.4 台北 101 大厦

目前我国研究者已在钢管混凝土领域里取得了一定的研究成果，如：韩林海(2007^[1]，2009^[2])，近十几年我国颁布的钢管混凝土的相关规程主要有：中国工程建设标准化协会标准《钢管混凝土结构设计与施工规程 CECS28: 90》(1992)^[8]，《矩形钢管混凝土结构技术规程 CECS159: 2004》(2004)^[9]，甘肃省工程建设标准《钢管混凝土结构技术规

程 DB62/T25-3041-2009》(2009)^[10]。

1.2 课题的研究意义

火灾是火失去控制而蔓延的一种灾害性燃烧现象(李国强, 2006^[3])。在各种灾害中, 火灾是最常见、也是最普遍地威胁公众安全和社会发展的主要灾害之一。随着人类文明的进步, 人类能够对火进行合理的利用和有效的控制, 为人类日常生活所用, 确实属于文明进步的重要标志。人们在用火的时候, 要学会如何有效利用火的同时, 又能避免灾害的发生, 尽可能地减少和预防火灾的发生, 降低其对人类生活所造成的危害, 这一点至关重要。

火灾在人类进化和生产发展过程中起过巨大的作用, 然而失去控制的火将会给人类生命财产造成巨大的危害。1980年, 美国发生火灾 300 万起, 直接经济损失 62.5 亿美元; 同年, 日本发生火灾 6 万起, 直接经济损失 1460 亿日元。据统计, 我国 20 世纪 50 年代平均火灾直接损失 0.5 亿元, 60 年代为 1.5 亿元, 70 年代为 2.5 亿元, 80 年代 3.2 亿元, 90 年代 10 亿元。进入 21 世纪, 火灾损失更为严重(李国强, 2006^[3])。

火灾的类型较多, 可以分为建筑火灾、森林火灾、交通工具火灾等, 其中建筑火灾发生频率高, 且损失最大, 约占全部火灾的 80% 左右。2001 年, 美国的世贸大厦火灾, 如图 1.5 所示, 说明了突发事件引发的火灾对钢结构的危害。2003 年, 衡阳电影院火灾, 造成 20 名消防员牺牲。2009 年, 中央电视台火灾, 由于违规燃放烟花引发火灾。2011 年, 沈阳皇朝万鑫酒店也是因为违规燃放烟花引燃保温材料而引发火灾, 如图 1.6 所示。2012 年, 天津蓟县莱德商厦火灾及近期的陕西延安国贸大厦火灾, 如图 1.7 所示, 都造成了巨大的损失。这些发生在生活中的火灾事故都充分证明了对火灾研究的重要性。



图 1.5 美国世贸大厦火灾 图 1.6 沈阳皇朝万鑫酒店火灾 图 1.7 延安国贸大厦火灾

近年来随着建筑物的高层化, 用途的复合化, 钢管混凝土结构以其自身的优势, 应用越来越广泛, 其防火性能的研究也越来越重要。在实际生活中, 火灾往往发生在局部, 因而只有框架的中柱受火是均匀的。然而目前对于均匀受火的构件及结构已有一定的成

果, 但非均匀受火的情况仍有待进一步研究。本课题采用 ABAQUS 有限元分析, 考虑升温、降温、火灾后等火灾全过程, 分析其破坏机理, 为评估火灾后钢管混凝土组合框架的剩余承载力和修复加固提供参考。因此, 不断完善钢管混凝土构件、节点及结构的抗火理论具有十分重要的意义。

1.3 相关课题的研究现状

目前对钢管混凝土基本构件抗火性能的研究已较为成熟, 而对钢管混凝土框架的研究相对较少, 特别是对钢管混凝土框架非均匀受火时的力学性能研究更是少之又少, 故为了研究非均匀受火时钢管混凝土组合框架的力学性能, 阅读了相关文献, 并进行了分析与综述, 主要包括均匀受火时构件的抗火性能与设计; 非均匀受火时构件的抗火性能与设计; 常温下钢管混凝土框架力学性能; 高温作用后框架结构的力学性能四个方面的内容。

1.3.1 均匀受火时构件、节点的抗火性能的研究

目前, 国内外对构件及节点均匀受火时的抗火性能及设计方法研究较早, 很多学者做了大量的试验研究和理论分析, 包括构件及节点受火后的温度场、变形以及火灾后承载力等的分析, 相应的理论体系也比较完善。这为本文对非均匀受火框架的力学性能分析奠定了坚实的基础。

Lie 和 Irwin(1995)^[11]对 3 个矩形配筋钢管混凝土柱的抗火性能进行了理论及试验研究, 分析了构件温度分布及变形, 并提出了数学计算模型。结果表明, 该计算模型是对以前方钢管混凝土数据的进一步拓展, 而且适应于截面周长、柱长、配筋率等重要参数的分析; 温度变化、轴向变形的计算结果与试验结果吻合较好。

Kodur 和 Lie(1996)^[12]对两个纤维加强的圆钢管混凝土柱的抗火性能进行了数值分析和试验研究, 分析了柱子的温度变化、变形等。结果表明, 数值计算结果与试验结果吻合较好, 数值模型可以很好的预测纤维加强的圆钢管混凝土柱的抗火性能; 采用纤维加强比在同等承载力下的钢筋加强具有更好的经济性; 数值模型也可以用来进行其它的轻质或硅酸盐骨料的钢管混凝土柱的抗火性能分析。

韩林海(1997)^[13]采用了已有的热工性能计算公式, 导出了钢管混凝土柱表面温度计算公式, 并编制了有限元程序 TFACFST, 并利用该程序分析了钢管混凝土柱的直径及保护层对高温下钢管混凝土柱的性能的影响。结果表明, 该程序计算简单方便且适用性强, 在同一时刻, 柱直径越大, 钢管表面温度越低。随着保护层厚度的增加, 钢管表面的温度幅值依次下降。

韩林海和徐蕾(2000)^[14]进行了 3 个带保护层的方钢管混凝土柱在标准升温曲线作用下的耐火极限与耐火性能的试验研究。结果表明, 火灾下方钢管的受力性能与圆钢管类

似；钢结构的防火措施过于保守，不适用于钢管混凝土柱；由于核心混凝土的作用，使得钢管混凝土柱具有更好的防火性能。

Zhao 和 Aribert(2000)^[15]在计算假定的基础上提出了两跨连续组合梁跨中正弯矩、梁端负弯矩及许用荷载的简化计算方法。针对三个临界截面，对比分析了计算结果与试验结果。结果表明，外伸简支组合梁的计算结果略低于试验结果，随着温度的升高，临界截面从跨中移至梁端；完全剪切的无保护连续组合梁，临界截面在支座附近的截面，且支撑附近存在钢梁的局部屈曲；保护的部分剪切连接连续组合梁，钢梁的温度整体较低，没有出现钢梁的局部屈曲。

韩林海等(2001)^[16]对 6 个圆形截面与 6 个方形截面钢管混凝土柱，依据 ISO-834 和 GB9978-88 规定的标准升温曲线升温后承载力的试验分析，研究钢管混凝土柱升温作用后的力学性能和剩余承载力的变化规律，考虑了长细比、偏心率、有无保护层等因素的影响。结果表明：长细比越大，钢管混凝土柱的承载力下降幅度越大；无保护层的钢管混凝土柱的承载力比有保护层的钢管混凝土柱的承载力下降快；荷载偏心率对柱的承载力影响不大。

韩林海(2001)^[17]通过对钢管混凝土柱的防火性能的研究，由于钢管和混凝土的协同工作，使其具有较好的耐火性能。相比于钢结构与钢筋混凝土构件，钢管混凝土构件的截面力学特性比高温下有一定程度的恢复。结果表明，构件的防火性能与构件截面尺寸、长细比、受火时间及保护层厚度等因素有关。

杨华和韩林海(2003)^[18]采用有限元程序 NFACFST 分析了圆钢管混凝土柱和矩形钢管混凝土柱耐火极限的影响因素，并与国内外实验结果进行了对比。结果表明，对圆钢管混凝土柱和矩形钢管混凝土柱，截面边长对耐火极限呈正比变化，轴压比与长细比对耐火极限呈反比变化，其它因素影响不大。

Han 等(2003)^[19]对 13 个圆钢管混凝土柱的防火性能进行了试验研究和数值计算，分析了截面尺寸、荷载偏心率、保护层厚度、荷载偏心率等因素对柱防火性能的影响，并回归得出了简化计算公式。结果表明，钢管混凝土构件的防火性能优于钢结构构件；截面尺寸、保护层厚度、长细比等对柱防火性能影响较大，计算结果与试验结果吻合较好。

杨有福和韩林海(2004)^[20]进行了 8 个轴压或偏压矩形钢管混凝土柱在标准升温曲线作用下耐火极限的试验研究，并提出了矩形钢管混凝土柱的耐火极限与防火层厚度的简化计算公式。结果表明，截面尺寸和防火保护层厚度对构件的耐火极限影响较大，偏心率影响很小；适当的防火保护即可使构件达到规范要求。

霍静思和韩林海(2004)^[21]对 ISO-834 作用后 4 个钢管混凝土轴压短构件的轴压刚度与 4 个钢管混凝土纯弯构件的抗弯刚度进行了试验研究，并用数值分析的方法预测其变化规律。结果表明，火灾后钢管混凝土轴压构件和纯弯构件仍具有良好的承载力和抵抗变形的能力；方钢管构件易发生局部屈曲，性能要次于圆钢管构件的性能；数值计算结果与试验结果吻合较好。

Bailey(2004)^[22]研究了火灾下组合梁中板的薄膜效应，考虑了钢梁与板的组合作用，

提出了新的设计方法,并与 Cardington 实验结果进行了对比。假定其变形符合下界屈服线模式,忽略了未采取防火保护梁的悬链效应。结果表明,以前的简化方法结果相对保守,未考虑钢梁对薄膜效应中拉应力的贡献;并且以前的方法计算简单,可用于手算,而本文提出的方法适用于计算机中的简单模型。

Kodur(2005)^[23]研究了 6 个圆钢管混凝土柱的防火性能,对比分析了钢管中填充普通素混凝土与高强混凝土,在混凝土中添加钢纤维、普通钢筋对构件承载力、延性及防火性能的影响。结果表明,填充高强混凝土后构件的承载力得到了提高,延性降低,防火性能降低,破坏突然;添加钢纤维后,构件的延性提高,荷载密度较小,防火性能较好;加入钢筋后,构件的荷载密度较高,变形性能不好,破坏较快。

温海林等(2005)^[24]应用 ANSYS 有限元软件,计算了四面均匀受火的钢管混凝土柱的温度场,假定钢管与混凝土是完全接触。采用增大混凝土比热的方法,考虑由于混凝土中自由水、结合水、等物质将发生分解而吸热,造成温度滞后的现象。计算结果与实测结果吻合较好。

林晓康和韩林海(2005)^[25]采用数值分析方法,对 7 个圆钢管混凝土柱火灾后的滞回性能进行了研究,由于受火的影响,钢管混凝土柱的强度和刚度均有不同程度的损失,综合考虑了各影响因素。结果表明,钢管混凝土柱的荷载滞回曲线无明显回缩现象,但柱的强度和刚度却有所降低。

郑永乾等(2006)^[26]采用 ANSYS 有限元软件分析了圆形和矩形钢管混凝土、型钢混凝土及中空夹层等钢与混凝土组合柱的截面温度场,并且对比了不同测点的温度变化,与试验结果吻合较好。结果表明,混凝土的温度变化滞后于钢材的变化,且中空夹层钢管混凝土柱的空心率越高,内、外钢管表面的温度越高。

丁发兴等(2007)^[27]采用了火灾下钢管混凝土拉、压材料数值热力耦合本构模型及相应的计算方法,并基于连续介质力学,推导了火灾下结构的 U.L.列式虚功增量方程提出了较合理的火灾下钢管混凝土柱双重非线性有限元分析理论,编制了 NACFSTLF 非线性有限元程序,对试验结果进行了仿真分析,同时考虑了柱初始缺陷的影响。分析表明,在火灾进程前期,即柱轴向变形从膨胀至压缩到“反弯点”位置,柱轴向变形计算结果与试验结果符合较好。

李国强和周宏宇(2007)^[28]对主梁式和次梁式的组合梁进行了防火性能的试验研究,分析了组合梁的不同测点的温度变化及跨中挠度。结果表明,混凝土板的升温滞后于型钢梁的温度变化,由于混凝土板的作用,型钢梁的截面温度分布不均匀;高温热膨胀不一致及外荷载作用,在梁端出现了混凝土的剪切破坏。

李国强等(2007)^[29]对约束的连续梁和简支梁进行了试验研究,连续梁采用全截面焊接,简支梁采用高强摩擦型螺栓连接。结果表明,升温后钢梁下翼缘和腹板均发生了严重屈曲,防火保护层脱落;组合梁中一次出现了轴压力平稳增大、急剧降低、轴向拉力,进而产生了悬链效应;组合梁的破坏经历了升温膨胀阶段、跳跃阶段和悬链效应阶段。

董毓利和王德军(2008)^[30]对 2 种不同连接方式、2 种不同受火方式的 4 个框架组合

梁进行了试验研究,分析了各种工况下组合梁的温度及挠度变化。结果表明,由于混凝土与钢材的热工性能的差异,混凝土升温滞后于钢材,且在 100°C 时混凝土出现一个平缓平台;组合梁背火面出现纵向裂缝,且在梁端背火面处出现了以横向裂缝为主的不规则裂缝。

韩金生等(2009)^[31]对无防火保护的配筋钢管混凝土柱进行了试验研究,分析了柱的温度变化、变形及耐火极限,并提出了配筋钢管混凝土柱耐火极限的简化计算方法。结果表明,配筋后钢管混凝土柱中钢筋的温度相对较低,可以充分发挥作用,柱的耐火极限有显著提高;数值分析结果与试验结果吻合较好,数值简化计算精度基本可以满足工程应用的要求。

徐蕾和刘玉彬(2009)^[32]在以前对钢管混凝土柱耐火极限的研究基础上,提出了外包防火涂料和内配钢筋的钢管混凝土抗火设计的实用方法。结果表明,简化计算结果、数值计算结果及实验结果吻合较好;截面尺寸、构件长细比及配筋率对配筋钢管混凝土柱的耐火极限影响较大,配筋率影响最明显;钢管混凝土耐火性能与钢结构的明显不同,不能直接套用钢结构中的相关公式。

Chung 等(2009)^[33]分析了高温下无防火保护的偏压方钢管混凝土柱的力学性能,在30分钟左右,钢材的屈服强度和刚度明显下降,钢管混凝土柱的极限弯矩承载力呈现显著下降的趋势。

江莹和韩林海(2009)^[34]采用 ABAQUS 分析了考虑升温 and 降温段的钢管混凝土柱-钢梁节点的温度场,并对比了采用不同热工参数的计算结果与试验结果,二者相差不大。结果表明,随着外界温度的降低,截面内部温度并不随着降温段的开始立即降低,反而有上升,离外表面越远温度滞后现象越明显;梁柱节点区的温度场与梁柱构件的温度场有明显不同。

李国强等(2011)^[35]分析了梁端轴向约束作用下平端板螺栓连接组合节点的抗火性能,对比分析了梁端有无轴向约束的组合节点的性能。结果表明,火灾作用下组合节点温度场分布不均匀,组合节点均出现梁下翼缘屈曲,但二者在梁下翼缘屈曲后的受力行为不同。如若周围结构能够提供足够的轴向约束和足够大的结构变形,可考虑对梁和节点不做防火保护。

宋天诣(2010)^[36]采用了 ABAQUS 有限元软件,编制了材料本构关系模型转换及钢材高温蠕变的子程序,进行了受火后组合框架梁-柱节点力学性能的试验研究和有限元分析。结果表明,节点内的温度变化滞后于外界温度变化,因而节点在降温段材性劣化更加严重。

林晓康(2006)^[37]采用了 ABAQUS 有限元软件分析了钢管混凝土柱在标准火灾作用后的力学性能,并进行了试验研究。在往复荷载作用下,对于考虑升降温过程的钢管混凝土柱的滞回曲线没有明显捏缩,但是水平极限承载力影响较为明显,且滞回曲线不再对称。

Du 等(2013)^[38]采用 ANSYS 分析了 CES 偏心受压柱经历升降温后柱的温度-时间关

系及柱跨中侧向变形,并进行了相应的参数分析。结果表明,柱内部温度变化明显滞后于外界温度变化;在降温阶段柱的侧向变形仍在增加且增量大于升温段;火灾荷载比、升温时间、长细比等对柱的变形影响较为明显。

1.3.2 非均匀受火时构件、节点抗火性能的研究

构件均匀受火时的抗火性能研究为非均匀受火时的研究奠定了基础。在实际生活中,框架的火灾一般发生在局部,而只有框架中柱属于均匀受火的情况,边柱有的是三面受火,有的是单面受火,角柱则为相邻两面受火。研究表明非均匀受火时构件的力学性能与均匀受火时明显不同,所以必须进一步对非均匀受火时的结构及构件的力学性能进行研究,以下是对非均匀受火构件的理论分析与试验研究的简要综述。

杨华等(2007)^[39]研究了三面火灾作用下方钢管混凝土柱的温度场,并与以往的试验结果进行对比。结果表明,三面受火时,方钢管混凝土柱的截面温度最低区向背火面偏移,这与四面受火在截面中心的情形不同,因此会产生附加偏心荷载;升温时间、截面边长以及保护层种类和厚度依然是影响三面受火时钢管混凝土柱抗火性能的主要因素。

毛小勇等(2010)^[40]进行了两个三面受火型钢混凝土柱耐火极限的试验研究,分析了荷载比、偏心率等因素对型钢混凝土柱抗火性能的影响。结果表明,荷载比的增大对构件的耐火极限影响很大;达到耐火极限时型钢的温度较低;混凝土的爆裂对构件截面温度场的影响很大。

杨华等(2010)^[41]运用 ANSYS 分析软件建立了单面火灾作用下矩形钢管混凝土柱截面温度场计算模型,对单面火灾和四面火灾作用下截面温度分布形式进行了对比分析,前者截面温度整体较低,材料损伤程度较轻,截面温度分布呈单轴对称,产生初始挠度与附加偏心距,明显区别于四面火灾作用下构件的耐火性能。升温时间、截面尺寸、保护层种类及厚度对矩形钢管混凝土温度场影响较大。

杨华等(2011)^[42]采用 ABAQUS 有限元软件,分析了三面受火矩形钢管混凝土柱的温度场、耐火极限及高温全过程的耐火机理,并与四面受火的情况进行了对比。结果表明,三面受火时柱子的温度较低,截面温度场呈单轴对称,但耐火极限较四面受火时有所提高;在高温全过程中轴向变形类似,构件先向受火面挠曲,随着温度的升高转向了背火面。

吕学涛等(2012)^[43]采用 ABAQUS 有限元软件分析了相对两面受火的方钢管混凝土柱的耐火极限及其影响因素,并做了参数分析。结果表明,荷载比、截面边长及长细比对柱的耐火极限影响较大;截面温度场呈双轴对称,热膨胀变形不产生侧向挠曲;并回归得出了方钢管混凝土柱相对两面火灾作用下承载力影响系数的计算公式。

Yang 等(2013)^[44]对 4 个三面受火和 2 个单面受火的方钢管混凝土柱进行了试验研究,分析了它们的温度分布、轴向变形及侧向变形,并将试验结果与数值计算结果进行对比。结果表明,截面温度分布不均匀,低温区偏向背火面,单面受火柱的耐火极限比

三面受火时要大；非均匀受火时柱多发生失稳破坏；目前规范对于均匀受火柱的抗火性能结果偏高。

吕学涛等(2013)^[45]采用 ANSYS 有限元软件分析了单面、相对两面、三面及四面受火时柱的轴向及侧向变形，并进行了相应的参数分析。结果表明，随着受火面的减少，耐火极限有一定程度的提高，但在特殊情形下，柱的耐火极限将小于均匀受火的情形。

1.3.3 常温下钢管混凝土框架力学性能的研究

钢管混凝土框架结构以其承载力高、塑性韧性好、抗震性能好、制作和施工方便等诸多优点，越来越多地应用于实际工程中。由于整个结构体系对于单个构件变形的约束作用，且存在内力重分布，所以单个构件的力学性能研究与在体系中对构件的研究不同，前者结果偏于保守。目前，许多研究者采用有限元软件，对于钢管混凝土结构的静力及动力研究，已有一定的成果。

王文达和韩林海(2008)^[46]对由钢管混凝土柱和钢梁组成的钢管混凝土框架的力学性能进行非线性有限元分析，考虑了材料非线性和几何非线性，钢材采用二次塑性模型，混凝土采用考虑约束效应的应力应变关系。采用了梁柱非线性纤维单元理论分析方法，反映了钢管混凝土框架的受力性能。结果表明，钢管混凝土框架的水平承载力随着柱截面含钢率、钢管的屈服极限、混凝土强度、梁柱线刚度比的增大而提高。轴压比、长细比越大，框架的水平承载力越小。

Han 等(2008)^[47]采用 ABAQUS 有限元软件分析了钢梁与方钢管混凝土柱组合框架在轴力及循环水平荷载作用下框架的力学性能，并与试验结果进行了对比，二者吻合较好。结果表明，组合框架有较好的抗震性能，框架的梁端先于柱底出现塑性铰；轴压比的增大不利于框架的延性及水平承载力；框架的水平承载力随着梁柱线刚度比的增大而增大。

查晓雄等(2009)^[48]分析了钢管混凝土框架结构火灾下的整体耐火性能、钢管混凝土构件在实际边界约束条件下及不同受火条件对其耐火性能的影响。结果表明，钢管混凝土柱的受火方式，包括火的强度和作用方向，由于它可能导致附加的弯曲和弯曲方向的改变，所以是一个很重要的影响因素。而对于整个框架体系，边柱和中柱的耐火极限几乎相同。由于框架的内力重分配和与其他构件的相互作用，中柱的抗火能力得到了提高，但它的位移却比单根柱大。

1.3.4 高温作用下（后）框架力学性能的研究

高温作用后的框架结构的力学性能与常温时明显不同，未受火部分与受火部分的变形差异及未受火部分对受火部分的约束，使得板中存在薄膜效应，梁中增加了轴力而产生悬链效应。以下是对高温作用后框架结构力学性能的简要综述。

时旭东和过镇海(2000)^[49]对 5 榀三面受火的钢筋混凝土门式框架进行了试验研究，

分析了框架的变形、塑性铰、内力重分布及破坏特征等。结果表明，框架的抗火能力与荷载温度途径有关，梁柱线刚度比小的框架具有较好的耐火性能；恒载值大的框架柱的轴向变形更大；高温下框架的破坏特征与常温下明显不同。

Both 等(2000)^[50]研究了多层多跨的钢框架在自然火灾下的力学性能，在两个 Cardington 试验的基础上，将试验结果与数值计算结果进行对比分析。Cardington 试验 1 表明单个构件与在整个框架中的构件的抗火性能明显不同，前者偏于保守；Cardington 试验 2 分析了火灾发生位置对整体结构的最高温度及结构性能有显著影响；分析结果可以作为结构修复及评估的参考。

蒋首超等(2004)^[51]对 3 榀单层双跨的钢框架进行了抗火试验研究，阐述了不平衡力法的非线性分析原理，并用不平衡力法分析了框架 3 的梁跨中挠度及 3 榀框架的耐火极限。结果表明，3 榀框架的破坏位置均在框架的温度最高处，但破坏机理各不相同；应用不平衡力法计算值与试验值吻合较好。

王卫华和陶忠(2007)^[52]采用 ABAQUS 建模，对单层单跨钢管混凝土平面框架在 ISO-834 作用下的温度场进行有限元分析，考虑了钢筋混凝土板的作用，钢筋混凝土梁的左右、下底面受火，钢管混凝土柱均匀受火。结果表明，梁截面只在较小的宽度(约 1/2 梁宽)内才会对邻近的板的温度分布有影响；T 形梁截面最大温差在 500℃ 以上，因此，在力学分析时应重视由于不均匀温度场产生的温度应力；沿柱纵向的截面温度场分布也不均匀，与以往的柱构件均匀受火有所不同。

董毓利和李晓东(2007)^[53]采用自制的火灾试验炉，对 2 榀两层两跨的钢框架进行抗火性能试验，对比分析非均匀受火时钢柱、组合梁的温度分布及框架柱中点和柱顶变形。结果表明，混凝土的温度低于钢梁下翼缘及腹板温度，并在 100℃ 附近有一平缓平台。钢筋混凝土板对钢梁有约束作用，同时，钢框架未受火部分对受火部分也有约束作用，受火室中边柱与中柱的变形不对称。

丁发兴和余志武(2007)^[54]采用制 NACFSTLF 有限元程序，分析了局部楼层火灾下三跨六层的足尺圆钢管混凝土柱与钢筋混凝土 T 梁框架结构抗火性能。结果表明，局部楼层火灾下，底层中柱承载力降低而失稳破坏，是整个体系的薄弱环节；局部楼层受火对本楼层梁的水平膨胀变形影响较大，且对本楼层及以上的框架梁、柱的竖向变形影响较大；轴压比大的柱发生火灾时框架的耐火极限更小；局部楼层火灾下，各楼层的内力均发生了变化，尤其是受火楼层以上的各楼层的内力变化更大。

董毓利和李晓东(2007)^[55]对 2 榀两层两跨组合钢框架在两种不同受火工况下的抗火性能进行了试验研究，并分析了框架的梁、板和柱的温度分布以及框架的水平和竖向位移。结果表明，钢柱四面受火时，钢柱截面的温度分布基本均匀，而钢梁上翼缘温度低于下翼缘温度，混凝土的升温滞后于钢梁；试验后混凝土板上由于对钢梁的约束作用而产生了裂缝；受火跨边柱与中柱的变形不对称。

董毓利(2008)^[56]对 2 种不同连接方式的 4 榀不同的火灾工况下组合钢框架的变形性能进行了试验研究，其中包括，梁板柱受火，节点不受火；梁板受火，柱与节点不受火。

结果表明, 钢材和混凝土的温度差异很大; 连接方式二的抗火性能优于连接方式之一, 跨度不大时宜采用方式二进行连接; 混凝土的温度变化滞后于钢材; 组合梁的抗火性能由于钢柱。

王卫华和陶忠(2009)^[57]对 4 榀单层单跨的圆形钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁组合框架在火灾下的温度场进行试验, 考虑了不同的防火保护层厚度及不同梁高的影响, 并考虑了楼板的作用, 并用 ABAQUS 进行了数值模拟, 结果吻合较好。试验结果表明, 框架节点区的测点的升温曲线比非节点区的升温曲线要滞后很多, 节点区钢管内的核心混凝土的升温曲线的温度平台较大。

董毓利(2009)^[58]对 3 榀两层两跨组合钢框架在单室受火、同跨受火和底层受火三种不同工况下的抗火性能进行了试验研究, 分析了三个框架的温度场分布及变形性能。分析结果表明, 混凝土板对钢梁有约束作用, 钢梁的温度分布不均匀; 框架中不受火的部分对受火部分也存在约束作用, 使得受火跨边柱与中柱的变形不对称, 同样也产生了内力重分布, 因而各层中柱柱顶的位移变化不同。

王广勇和韩林海(2010)^[59]采用 ABAQUS 有限元软件分析了三层三跨钢筋混凝土平面框架在 9 种火灾工况下的耐火极限、变形及破坏机制, 并分析了轴压比对框架破坏形式的影响。结果表明, 轴压比小于 0.68 时, 框架只发生受火梁的局部破坏, 而轴压比较大时则会引起受火跨边柱达到耐火极限而发生框架的整体破坏; 受火过程中, 梁底受压, 梁顶受拉, 梁内出现明显的轴压力。

张鹏鹏(2010)^[60]采用 ABAQUS 有限元软件分析了火灾后单层单跨的钢管混凝土组合框架的力学性能, 依据标准升温曲线升温, 并自然冷却降至常温。结果表明, 高温下框架的承载力和刚度明显低于常温框架; 火灾作用后混凝土受到钢管的约束仍具有一定的承载力, 截面的力学性能比高温下有所恢复, 火灾后框架有加强段, 进而极限承载力得到了提高, 火灾后框架的位移延性明显大于常温框架。

王景玄(2011)^[61]采用 ABAQUS 有限元软件研究了单层单跨钢管混凝土组合框架火灾全过程的力学性能, 对框架进行了温度场、力学模型及相应的参数分析。结果表明, 由于高温作用后框架的力学性能明显不同于常温的性能, 由于楼板作用使得框架的整体温度低于单个构件; 高温使得钢材和混凝土有一定程度的劣化, 变形增大; 火灾后钢材的材性有所恢复, 变形最终趋于平缓。

廖艳芬等(2011)^[62]采用 CFD 软件 FLUENT 对三层三跨的钢筋混凝土框架的一个单室房间进行火灾模拟, 分析了不同高度不同跨受火后框架的温度场及变形。结果表明, 板最先发生破坏, 板的变形大于梁的变形; 随着火灾发生高度的增加, 柱的侧向位移逐渐增加; 随着受火跨高度的增加, 破坏发生越晚。

李易等(2011)^[63]在纤维梁单元及分层壳单元的基础上开发了钢筋混凝土框架火灾倒塌分析的程序, 验证了其计算精度, 并采用该程序分析了八层钢筋混凝土框架的受火倒塌过程。结果表明, 5 层角开间着火后, 轴力较大的中柱先发生破坏, 结构进行内力重分布, 然后是角柱和边柱, 最后受火楼板不能保持稳定而失去承载力, 结构发生连续性

倒塌。

王景玄等(2012)^[64]采用 ABAQUS 分析了单层单跨圆形钢管混凝土柱与组合梁平面框架经历火灾全过程的防火性能,由于楼板的吸热作用,框架的整体温度相对较低,楼板的温度变化滞后于钢梁。考虑受火全过程的组合框架柱的水平承载力低于常温下的承载力,在降温段,框架柱柱顶的变形有所回升。

王广勇等(2012)^[65]采用 ABAQUS 有限元软件对三层三跨的钢管混凝土组合框架进行研究,分析了在三种不同工况下钢管混凝土组合框架的温度场及力学性能。结果表明,钢梁在不同的保护层厚度时温度的分布形式不同,高温使钢梁的强度降低,破坏形式由常温下的弯曲破坏变为弯扭破坏;在不同的工况下,跨度较大的受火边跨梁变形较大;对于整个框架,在受火条件下梁先于柱发生破坏。

苗吉军等(2012)^[66]对 3 榀足尺单层单跨钢筋混凝土框架进行了震后火灾试验研究, KJ1 与 KJ2 的震后损伤指标 ω 分别为 0.5 和 0.1, KJ3 无损伤,对 3 榀框架进行对比分析。结果表明,损伤后混凝土的热传导性增强;损伤越严重,框架的恢复性越差,承载力降幅越大,截面的温度也越高;梁的受弯承载力降幅最大。

Quiel 和 Marjanishvili(2012)^[67]采用 SAP2000 分析了 5 层的钢框架办公楼突发事件后经历火灾导致连续性倒塌的结构性能,应用梁单元针对局部边柱的破坏而引发结构的连续性倒塌的问题进行数值模拟分析。结果表明,没有防火措施的钢框架可以保持结构整体稳定 11 分钟;采取适当防火措施的钢框架可以维持 30 分钟到 90 分钟;强调了结构经历多重灾害研究的重要性,进而防止连续性倒塌,维护结构安全。

傅传国等(2009)^[68]基于 ABAQUS 平台分析了不同火灾工况下三层三跨的钢筋混凝土框架损伤机制,并编制了梁单元火灾分析子程序。结果表明,受火后,梁中出现了明显的轴力;高温后结构会不断进行内力重分布,受火部分所受周围约束越大,结构越易出现塑性铰;结构抗火设计应考虑火灾发生的最不利位置。

王卫华(2008)^[69]采用 ABAQUS 有限元软件对钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁组合框架及钢管混凝土柱-型钢混凝土梁组合框架进行了火灾下的试验研究及理论分析,并将二者的结果进行对比。对梁柱截面、节点区、非节点区的温度变化规律及框架变形规律进行了对比分析。结果表明,框架的破坏形态依据破坏截面的位置可以大致分为两类,柱先于梁破坏称为 I 类破坏形态,反之,则为 II 破坏形态。

王广勇和李玉梅(2013)^[70]采用 ABAQUS 有限元软件建立了三层三跨的钢管混凝土柱钢梁组合框架模型,分析了在局部火灾作用时 9 种工况下的框架破坏模式。结果表明,局部火灾作用下,组合框架破坏形式分为梁先于柱发生破坏与柱先发生破坏两种形态。

1.3.5 多尺度建模方法的应用

陆新征等(2008)^[71]介绍了多尺度建模的原理及如何实现精细单元与宏观单元之间的界面连接,并编制的用户子程序。并采用多尺度法建立了构件、节点及框架的有限元模

型，验证了多尺度建模法可以实现不同单元之间的变形协调。

林旭川等(2010)^[72]介绍了不同尺度之间界面连接，给出了横向、轴向及转角的约束方程。通过编制子程序，采用多尺度建模法对钢-混凝土混合框架结构进行了弹塑性时程分析，验证了多尺度建模的合理性及高效性。

1.4 文献综述小结

通过以上综述，可以看出，当前国内外学者对于均匀受火时构件的试验研究与理论分析已经较多，而对于框架结构受火后的试验研究及非均匀受火的试验研究和理论分析则较少，钢管混凝土组合框架力学性能的研究就更少了。特别是框架结构火灾试验成本太高，试验很少，所以通过数值模拟对非均匀受火时钢管混凝土组合框架力学性能的分析十分重要。

1.5 课题研究内容

通过以上对国内外研究成果的综述，大部分研究成果都是以单个构件均匀受火为主，对于非均匀受火的情形试验研究及理论分析都较少，对于钢管混凝土框架抗火性能的研究也较少。本文在已有研究成果的基础之上，拟拓展以下内容：

- (1) 通过对国内外结构抗火研究成果的综述，理清课题思路及论文的整体框架；
- (2) 选择合理的钢材及混凝土热工材性、合理的单元形式及接触方式。采用 ABAQUS 有限元软件进而确定非均匀受火时钢管混凝土组合框架的温度场，分析钢管混凝土柱，钢梁截面温度变化规律，并与已有的试验结果进行对比分析；
- (3) 选择合理的钢材及混凝土本构关系、边界条件，采用 ABAQUS 对钢管混凝土组合框架进行力学模型分析。考虑多层多跨的钢管混凝土框架不同位置发生火灾对框架力学性能的影响，并与已有的试验数据进行对比分析，总结非均匀受火时钢管混凝土框架的变形规律及其破坏机理。
- (4) 通过对非均匀受火钢管混凝土组合框架温度场及力学模型的分析，对影响计算结果的参数进行分析，如火灾荷载比、防火保护层厚度、含钢率、柱的长细比、升温时间、钢材强度、混凝土强度等。

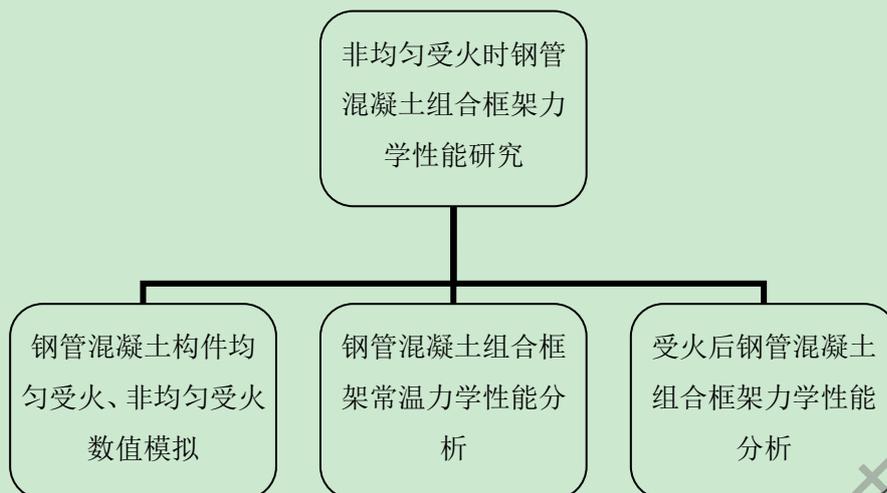


图 1.8 课题研究的技术方法

1.6 拟解决的关键性问题

- (1) 确定钢材、混凝土合理的材料热工性能、本构关系及边界条件；
- (2) 采用 ABAQUS 有限元软件建立多层多跨的钢管混凝土组合框架，确定合理的单元形式，选取最佳的网格尺寸。做好不同构件之间的约束处理、分析步的设置等；

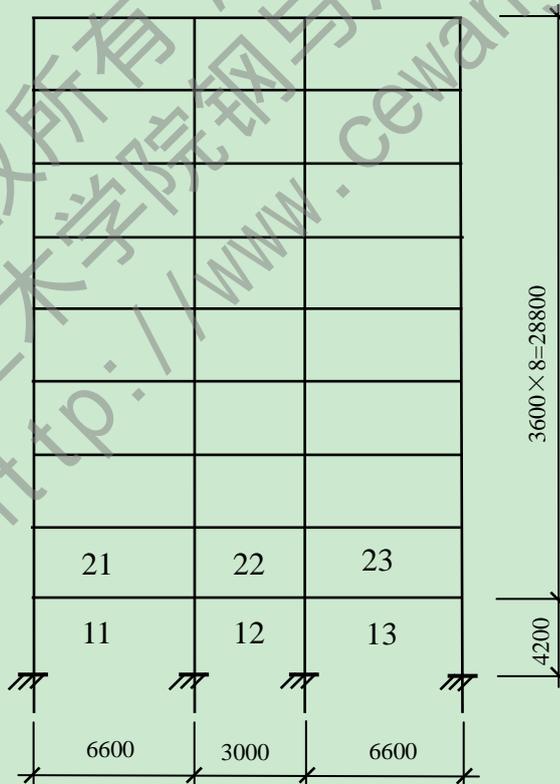


图 1.9 火灾发生工况示意图

- (3) 由于火灾工况较多，火灾发生的位置随机性也大，故对组合平面框架的每一

跨进行编号，如图 1.9 所示。在不同楼层、不同跨发生火灾对结构影响也各不相同。对不同火灾工况下框架结构力学性能的进行分析，考虑到实体建模计算量大，拟采用多尺度建模，降低计算成本，提高计算效率。

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

第 2 章 非均匀受火时钢管混凝土柱力学性能分析

2.1 引言

基于 ABAQUS 有限元平台, 采用顺序热力耦合的方式分析钢管混凝土柱在非均匀受火后的力学性能。为了更好的了解钢管混凝土柱经历火灾全过程后的力学性能, 首先准确分析框架非均匀受火后的截面温度分布规律具有十分重要的意义。

在合理的选取钢材及混凝土热工参数的前提下, 建立了方钢管混凝土柱及矩形钢管混凝土三面受火时有限元分析模型。采用已有的非均匀火灾下钢管混凝土试验结果对本文分析模型进行验证。

2.2 钢材及混凝土的热工性能

进行截面温度场分析, 首先必须确定材料的热工性能, 包括钢材和混凝土的导热系数、比热、密度及热膨胀系数。国内外许多学者已对材料热工性能进行了研究, 目前国际上主要采用的热工模型有: 欧洲规范 EC4^[5]、加拿大 Lie^[11]提出的计算模型及我国文献中的计算模型。本文计算公式采用加拿大 Lie 提出的计算模型。热量的传递方式由两个过程组成: 周围环境通过热辐射和热对流将热量传递给构件表面; 热量通过热传导的方式由构件表面传递到构件内部。

2.2.1 钢材的导热系数、比热及热膨胀系数

(1) 钢材的导热系数

导热系数是指单位温度梯度下通过等温面单位面积的热流速度, 单位 $W/(m \cdot ^\circ C)^{[1]}$ 。钢材的导热系数随着温度的升高而降低, 当温度超过一定数值后, 钢材的导热系数几乎保持不变。导热系数与温度的关系表达式如下:

$$k_s = \begin{cases} -0.022T + 48 & [W/m \cdot ^\circ C] & 0^\circ C \leq T \leq 900^\circ C \\ 28.2 & [W/m \cdot ^\circ C] & T > 900^\circ C \end{cases} \quad (2.1)$$

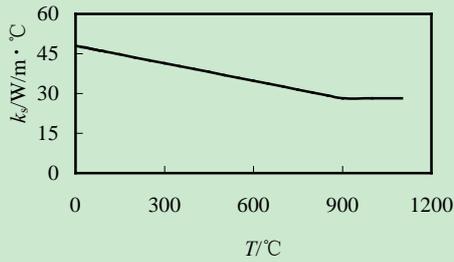


图 2.1 钢材导热系数-温度关系曲线

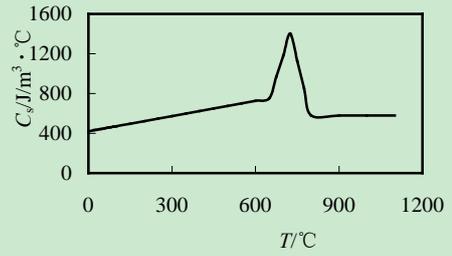


图 2.2 钢材比热-温度关系曲线

(2) 钢材的容重和比热

容重是指单位体积物体的质量，单位 kg/m^3 ；比热是指单位质量的物体温度升高一度所需吸收的热量，单位 $\text{J}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})$ ^[1]。由于钢材的容重随温度变化不大，故忽略温度的影响，一般取 7850kg/m^3 。比热、容重与温度的关系表达式如下：

$$\begin{aligned} \rho_s &= 7850\text{kg/m}^3 \\ \rho_s c_s &= (0.004 \cdot T + 3.3) \times 10^6 \quad [\text{J}/\text{m}^3 \cdot ^\circ\text{C}] \quad 0^\circ\text{C} \leq T \leq 650^\circ\text{C} \\ \rho_s c_s &= (0.068 \cdot T - 38.3) \times 10^6 \quad [\text{J}/\text{m}^3 \cdot ^\circ\text{C}] \quad 650^\circ\text{C} < T \leq 725^\circ\text{C} \\ \rho_s c_s &= (-0.086 \cdot T + 73.35) \times 10^6 \quad [\text{J}/\text{m}^3 \cdot ^\circ\text{C}] \quad 725^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \\ \rho_s c_s &= 4.55 \times 10^6 \quad [\text{J}/\text{m}^3 \cdot ^\circ\text{C}] \quad T > 800^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (2.2)$$

(3) 钢材的热膨胀系数

热膨胀系数是指单位长度的物体温度每升高一度物体的伸长量，单位 $\text{m}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$ ^[1]。钢材的热膨胀系数随着温度升高逐渐增大，热膨胀系数与温度的关系表达式如下：

$$\begin{cases} \alpha_s = (0.04 \cdot T + 12) \times 10^{-6} \quad [\text{m}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})] & T < 1000^\circ\text{C} \\ \alpha_s = 16 \times 10^{-6} \quad [\text{m}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})] & T > 1000^\circ\text{C} \end{cases} \quad (2.3)$$

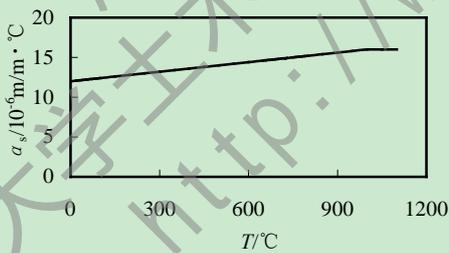


图 2.3 钢材热膨胀系数-温度关系曲线

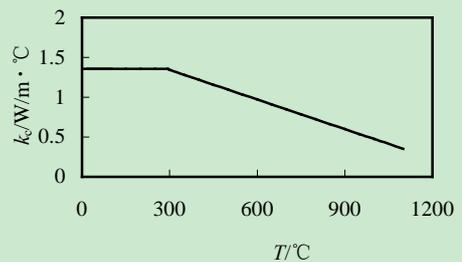


图 2.4 钙质混凝土导热系数-温度关系曲线

2.2.2 混凝土的导热系数、比热及热膨胀系数

(1) 混凝土的导热系数

本文采用钙质混凝土，混凝土的导热系数受其组成成分的影响较大，主要是骨料的成分和水分含量。在 100°C 时由于水分的蒸发，对导热系数的影响比较明显。混凝土导

热系数与温度关系表达式如下：

$$k_c = \begin{cases} 1.355 & [W/m \cdot ^\circ C] \quad 0^\circ C \leq T \leq 293^\circ C \\ -0.001241T + 1.7162 & [W/m \cdot ^\circ C] \quad T > 293^\circ C \end{cases} \quad (2.4)$$

(2) 混凝土的容重和比热

混凝土的比热主要受其组成成分、含水量、配合比、温度等因素的影响。虽然水分的蒸发使混凝土的容重降低，但是相对而言影响不大，一般取 $2400\text{kg}/\text{m}^3$ 。混凝土容重、比热与温度的关系表达式如下：

$$\begin{aligned} \rho_c c_c &= 2.566 \times 10^6 & [J/(m^3 \cdot ^\circ C)] & \quad 0^\circ C \leq T \leq 400^\circ C \\ \rho_c c_c &= (0.1765T - 68.034) \times 10^6 & [J/(m^3 \cdot ^\circ C)] & \quad 400^\circ C < T \leq 410^\circ C \\ \rho_c c_c &= (-0.05043T + 25.00671) \times 10^6 & [J/(m^3 \cdot ^\circ C)] & \quad 410^\circ C < T \leq 445^\circ C \\ \rho_c c_c &= 2.566 \times 10^6 & [J/(m^3 \cdot ^\circ C)] & \quad 445^\circ C < T \leq 500^\circ C \\ \rho_c c_c &= (0.01603T - 5.44881) \times 10^6 & [J/(m^3 \cdot ^\circ C)] & \quad 500^\circ C < T \leq 635^\circ C \\ \rho_c c_c &= (0.16635T - 100.90225) \times 10^6 & [J/(m^3 \cdot ^\circ C)] & \quad 635^\circ C < T \leq 715^\circ C \\ \rho_c c_c &= (-0.22103T + 176.07343) \times 10^6 & [J/(m^3 \cdot ^\circ C)] & \quad 715^\circ C < T \leq 785^\circ C \\ \rho_c c_c &= 2.566 \times 10^6 & [J/(m^3 \cdot ^\circ C)] & \quad T > 785^\circ C \end{aligned} \quad (2.5)$$

由于温度小于 100°C 时，水分蒸发对混凝土比热的影响较大，故对其进行修正，表达式如下：

$$\begin{cases} \rho_c c_c' = 0.95\rho_c c_c + 0.05\rho_w c_w & [J/(m^3 \cdot ^\circ C)] \quad T < 100^\circ C \\ \rho_c c_c' = \rho_c c_c & [J/(m^3 \cdot ^\circ C)] \quad T \geq 100^\circ C \end{cases} \quad (2.6)$$

$$\rho_w c_w = 4.2 \times 10^6 \quad [J/(m^3 \cdot ^\circ C)] \quad T < 100^\circ C$$

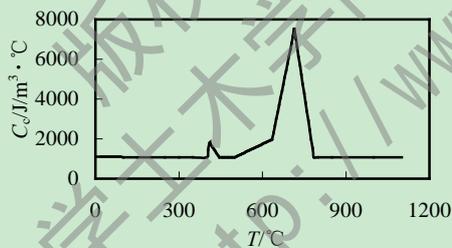


图2.5 钙质混凝土比热-温度关系曲线

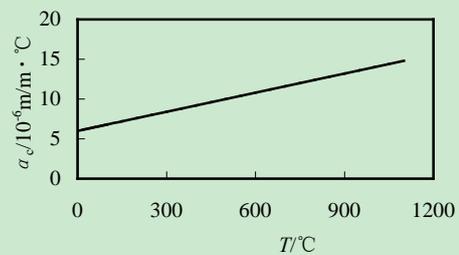


图2.6 钙质混凝土热膨胀系数-温度关系曲线

(3) 混凝土的热膨胀系数

由于混凝土的热惰性，温度变化较钢材而言，相对滞后。截面的温度分布亦不均匀，构件也不能自由膨胀变形，选取平均膨胀变形作为构件的膨胀变形。其热膨胀系数与温度关系表达式如下：

$$\alpha_c = (0.008T + 6) \times 10^{-6} \quad [m/(m \cdot ^\circ C)] \quad (2.7)$$

结构的截面温度场的分析是进行力学分析的前基础，不同的截面温度分布形式，结

构的力学性能不同。结构在局部火灾作用下，温度的分布是非均匀的，截面的最低温度区不再会在截面中心，而是偏向背火面。不均匀的温度分布，材料的损伤程度亦不同，进而结构的破坏形式也不再是材料破坏。本文通过对已有构件及结构的温度场结果数值模拟，进行模型验证：包括火灾下、火灾后以及火灾全过程的研究成果的数值模拟。

2.2.3 升温方式

实际火灾过程中，升温方式与建筑结构的通风情况、火灾荷载及可燃物的燃烧性质等因素有关。真实火灾过程往往比较复杂，为了方便采用数学模型对火灾过程的分析，国内外制定了相应的统一标准：加拿大规程 CAN4-S101 升温曲线和国际 ISO-834 标准升温曲线。本文采用后者的升温方式，其表达式如下：

1) 升温段：(ABB', $t \leq t_h$):

$$T = T_0 + 345 \log_{10}(8 \cdot t + 1) \quad (2.14)$$

2) 降温段：(BC, $t_h \leq t \leq t_p$):

$$T = \begin{cases} T_h - 10.417 \cdot (t - t_h) & t_h \leq 30 \text{ min} \\ T_h - 4.167 \cdot (3 - \frac{t_h}{60}) \cdot (t - t_h) & 30 \text{ min} < t_h \leq 120 \text{ min} \\ T_h - 4.167 \cdot (t - t_h) & t_h > 120 \text{ min} \end{cases} \quad (2.15)$$

3) 火灾后阶段(CD, $t_p \leq t$)

$$T = T_0$$

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_p —温度降至常温的时刻，min。

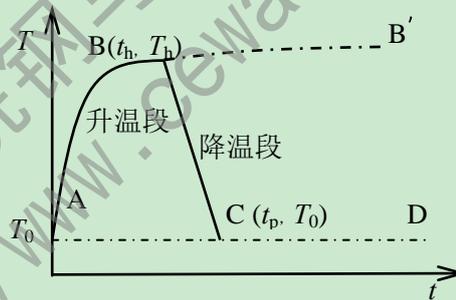


图 2.7 ISO-834 标准升温曲线

2.3 温度场模型计算

ABAQUS 中自带的热力耦合分析方式有顺序热力耦合和完全热力耦合两种，本文采用顺序热力耦合的分析方式，先进行温度场分析，再将温度场结果导入力学分析模型。下面进行单面、两面、三面和四面受火的构件及结构温度场分析，并与文献中的结果进行验证。现选取文献中如下构件进行有限元分析，详细信息如下表所示：

表 2.1 模型验证构件详细信息

试件编号	截面尺寸 (mm)	f_y (MPa)	f_{cu} (MPa)	保护层厚度 (mm)	N_F (kN)
C1-1	478×8	293	41.3	0	4700
CP1-1	478×8	293	41.3	15	4700
R2	300×200×5.74	352	59.3	0	2280
S2	300×300×5.8	361.7	59.3	0	2121
S4	300×300×5.74	299.1	59.3	0	1693
S5	300×300×5.74	299.1	59.3	0	2976.6

2.3.1 均匀受火算例计算

均匀受火时，构件截面温度分布比较均匀，呈双轴对称，截面的低温区亦在截面中心部位。本文对现有的温度场结果进行数值模拟，截面温度云图及截面上不同节点的温度-时间曲线如下图所示：

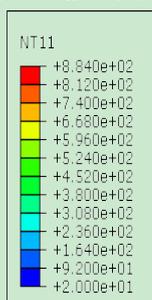


图 2.8 C1-1 截面温度云图

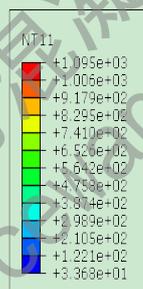


图 2.9 CP1-1 截面温度云图

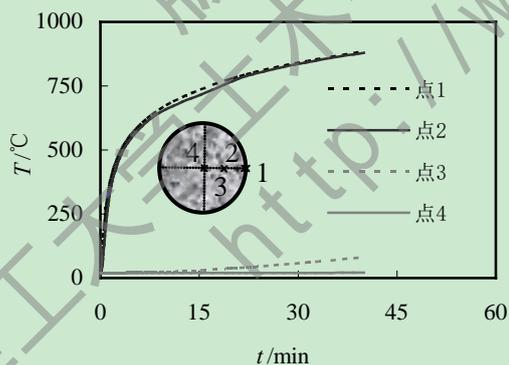


图 2.10 C1-1 柱中截面温度-时间关系曲线

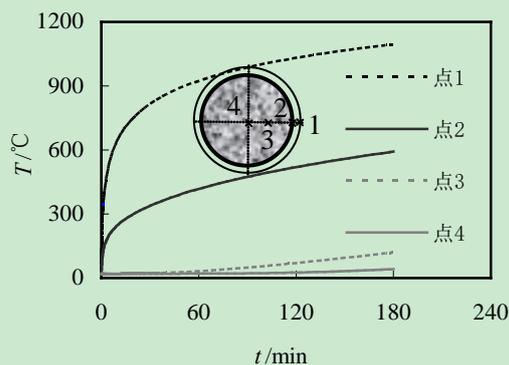


图 2.11 CP1-1 柱中截面温度-时间关系曲线

2.3.2 非均匀受火算例计算

非均匀受火时，构件截面温度分布与均匀受火的情形有明显差别，截面温度分布不

规则，并且低温区由截面中心位置向着非受火面移动。方、矩形钢管混凝土柱截面温度云图及温度变化曲线如下图所示：

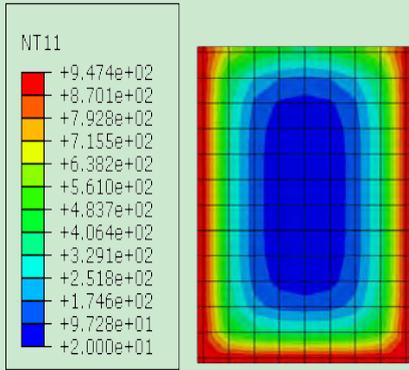


图 2.12 R2 框架柱温度云图

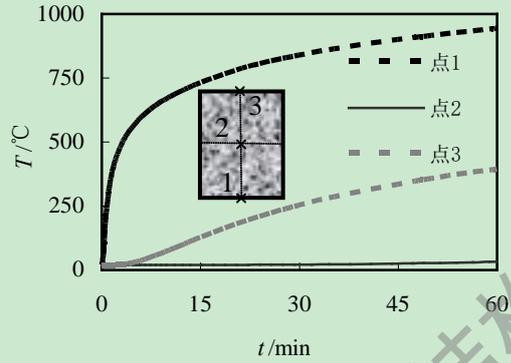


图 2.13 R2 柱中截面温度-时间关系曲线

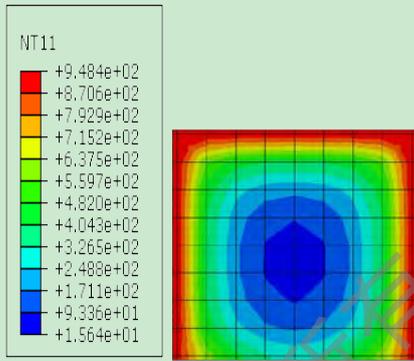


图 2.14 S2 框架柱温度云图

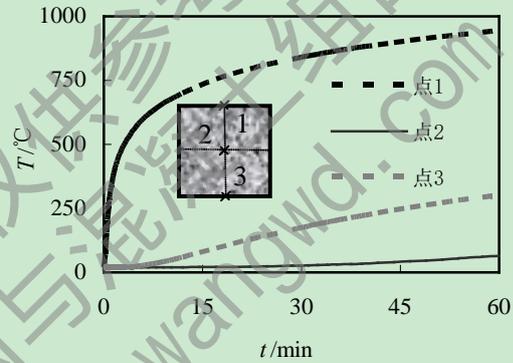


图 2.15 S2 柱中截面温度-时间关系曲线

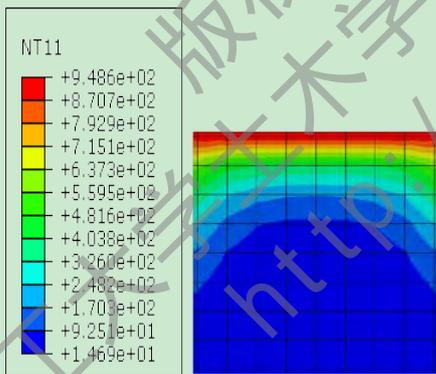


图 2.16 S5 框架柱温度云图

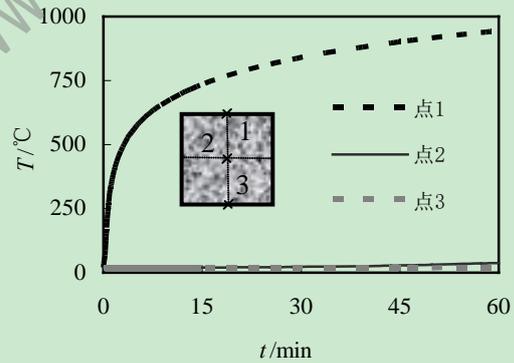


图 2.17 S5 柱中截面温度-时间关系曲线

2.4 材料本构模型

对于经历了常温、恒载升降温及火灾后的钢管混凝土结构及构件进行有限元分析，选择合适的材料本构模型至关重要，具体如下所示：

2.4.1 不同阶段钢材的本构模型

(1) 常温段

常温加载步是对构件及结构进行火灾全过程耐火性能分析的第一步。在实际工程中，钢材的种类很多，对于有明显屈服台阶的低碳钢，多采用韩林海(2007)^[1]钢材的二次塑流模型；对于无明显屈服台阶的高强钢材，多采用双折线模型。常温段钢材的弹性模量 $E_s=2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ，泊松比 $\nu_s=0.3$ 。本文中钢材均采用二次塑流模型，其应力-应变关系式如下：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_e \\ -A\varepsilon_s^2 + B\varepsilon_s + C & \varepsilon_e < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e1} \\ f_y & \varepsilon_{e1} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e2} \\ f_y [1 + 0.6 \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{e2}}{\varepsilon_{e3} - \varepsilon_{e2}}] & \varepsilon_{e2} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e3} \\ 1.6f_y & \varepsilon_s > \varepsilon_{e3} \end{cases} \quad (2.16)$$

其中， $\varepsilon_e=0.8f_y/E_s$ ， $\varepsilon_{e1}=1.5\varepsilon_e$ ， $\varepsilon_{e2}=10\varepsilon_{e1}$ ， $\varepsilon_{e3}=100\varepsilon_{e1}$ ，
 $A=0.2f_y/(\varepsilon_{e1}-\varepsilon_e)^2$ ， $B=2A\varepsilon_{e1}$ ， $C=0.8f_y+A\varepsilon_e^2-B\varepsilon_e$

(2) 升温段

本文采用韩林海(2007)^[1]中由 Lie 提出的钢材在升温段的本构模型，该模型能较好的模拟火灾下钢管混凝土构件的力学性能，并在算例中已得到试验验证。由于升温是钢材的泊松比受温度影响较小，故其值仍为 0.3，升温过程中钢材的弹性模量 E_{sh} ，屈服强度和屈服应变分别为 f_{yh} 和 ε_{sh} 。钢材在升温阶段的应力-应变关系式如下：

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f(T,0.001)}{0.001} \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_p \\ \frac{f(T,0.001)}{0.001} \varepsilon_p + f[T, (\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001)] - f(T,0.001) & \varepsilon_s > \varepsilon_p \end{cases} \quad (2.17)$$

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

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

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

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

$$E_{yh}(T) = \frac{f(T,0.001)}{0.001} = (50000 - 40T) \times \{1 - \exp[(-30 + 0.03T)\sqrt{0.001}]\} \times 6.9$$

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

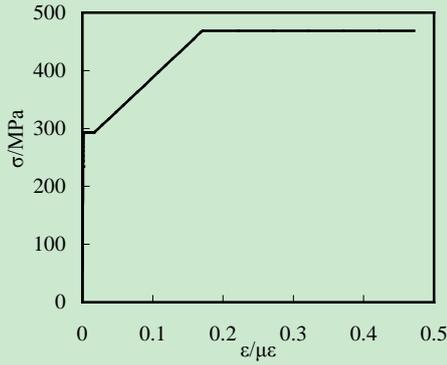


图 2.18 常温段钢材应力-应变关系曲线

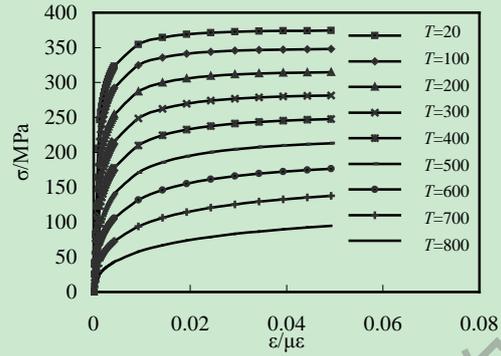


图 2.19 升温段钢材应力-应变关系曲线

(3) 降温段

降温段材料的力学性能会有不同程度的恢复，降温段材料的力学性能与其曾经经历的历史最高温度和当前温度都有关，而目前国内外对于降温段钢材的本构模型的研究不多。本文采用宋天谥(2010)^[36]博士论文中的本构模型，其应力-应变关系表达式如下：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_{sc}(T, T_{max})\varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yc}(T, T_{max}) \\ \sigma_{sh}(T_{max}) - \frac{T_{max} - T}{T_{max} - T_0} [\sigma_{sh}(T_{max}) - \sigma_{sp}(T_{max})] & \varepsilon_s > \varepsilon_{yc}(T, T_{max}) \end{cases} \quad (2.18)$$

其中， T 为当前温度， T_0 为常温，取值为 20°C ， T_{max} 为历史最高温度；

$E_{yh}(T, T_{max}) = \frac{f_{yh}(T, T_{max})}{\varepsilon_{yh}(T, T_{max})}$ ，为降温段钢材的弹性模量；

$f_{yc}(T, T_{max})$ 为降温段钢材的屈服强度， $\varepsilon_{yc}(T, T_{max})$ 为降温段钢材的屈服应变；

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

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

其中， $f_{yh}(T_{max})$ ， $\sigma_{yh}(T_{max})$ ， $\varepsilon_{yh}(T_{max})$ 分别为降温段钢材的屈服强度、强化段应力 及屈服应变；

$f_{yp}(T_{max})$ ， $\sigma_{yp}(T_{max})$ ， $\varepsilon_{yp}(T_{max})$ 分别为高温后钢材的屈服强度、强化段应力及屈服应变；

(4) 高温后

经历了降温段，钢材的力学性能已有一定的恢复。本文采用韩林海(2007)^[1]中钢材的双折线本构模型，其表达式如下：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_{sp}(T_{max})\varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yp}(T_{max}) \\ f_y(T_{max}) + E_{sp}(T_{max})[\varepsilon_s - \varepsilon_{yp}(T_{max})] & \varepsilon_s > \varepsilon_{yp}(T_{max}) \end{cases} \quad (2.19)$$

其中, T_{\max} -历史最高温度

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

弹性段 $E_{sp}(T_{\max}) = E_s = 2.06 \times 10^5 \text{ MPa}$, 强化段 $E'_{sp}(T_{\max}) = 0.01E_{sp}(T_{\max})$

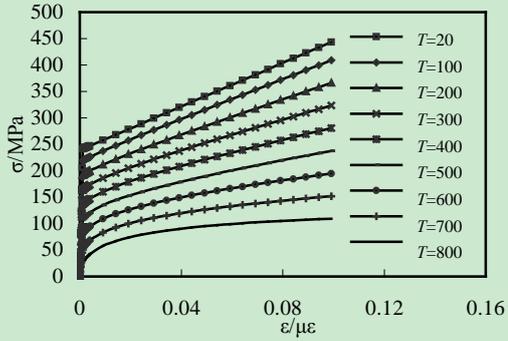


图 2.20 降温段钢材应力-应变关系曲线

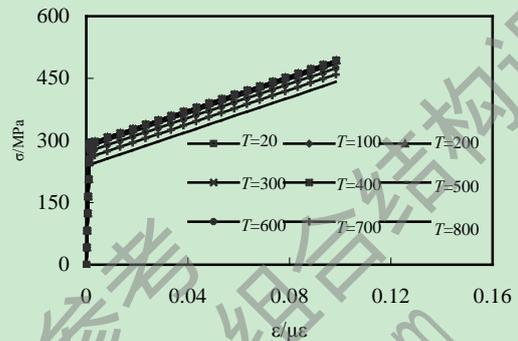


图 2.21 高温后钢材应力-应变关系曲线

2.4.2 不同阶段核心混凝土的本构模型

(1) 常温段

由于在钢管混凝土结构中, 混凝土受到钢管的约束, 其力学性能有很大程度的提高, 混凝土属于约束混凝土。本文采用韩林海(2007)^[1]中考虑约束效应的核心混凝土的本构模型, 其表达式如下:

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & x \leq 1 \\ \frac{x}{\beta_0(x-1)^\eta} & x > 1 \end{cases} \quad (2.20)$$

其中, $x = \varepsilon/\varepsilon_0$, $\varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800\xi^{0.2} \times 10^{-6}$, $\varepsilon_c = (1300 + 12.5f_c) \times 10^{-6}$

$$\text{约束效应系数 } \xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}}$$

$y = \sigma/\sigma_0$, $\sigma_0 = f_c$, f_c 以 N/mm^2 为单位

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

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

(2)升温段

升温过程中核心混凝土的力学性能会不断劣化，本文采用韩林海(2007)^[1]中考虑约束效应的核心混凝土本构模型，模型已得到试验结果及大量数值模拟结果的验证，其具体表达式如下：

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & x \leq 1 \\ \frac{x}{\beta(x-1)^\eta} & x > 1 \end{cases} \quad (2.21)$$

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

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

$$y = \frac{\sigma}{\sigma_0^T}, \quad \sigma_0^T = \frac{f_c'}{1 + a(\frac{T-20}{1000})^b}, \quad a = 0.017f_c' + 7.83, \quad b = -0.016f_c' + 3.77$$

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

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

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

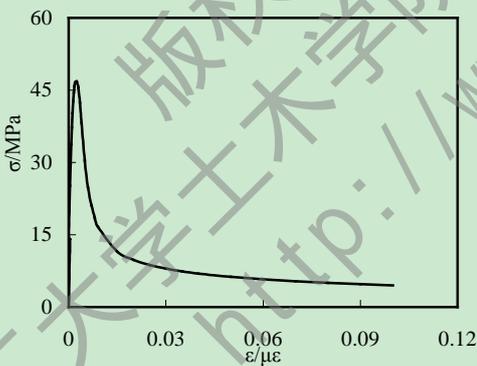


图 2.22 常温段混凝土应力-应变关系曲线

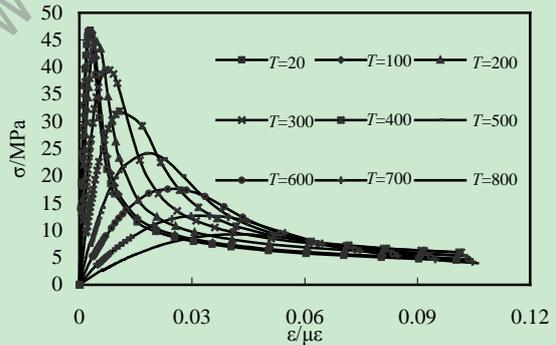


图 2.23 升温段混凝土应力-应变关系曲线

(3)降温段

降温段的本构模型不仅与当前温度有关，而且与历史最高温度有关，但是降温段混凝土的力学性能并未恢复，故直接采用高温后核心混凝土的本构模型，只与历史最高温度有关。其表达式如高温后关系式所示。

(4)高温后

混凝土高温后力学性能与混凝土的历史最高温度有关，林晓康通过对常温下核心混

凝土本构模型的修改，得到了高温后核心混凝土的应力-应变关系。本文采用林晓康(2006)^[37]中混凝土的本构模型，其具体表达式如下：

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & x \leq 1 \\ \frac{x}{\beta_0(x-1)^\eta} & x > 1; \end{cases} \quad (2.22)$$

其中， $x = \varepsilon/\varepsilon_0$ ， $\varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800\xi^{0.2} \times 10^{-6}$ ， $y = \sigma/\sigma_0$ ；

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

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

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

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

T_{\max} -历史最高温度， ξ -常温下钢管混凝土的约束效应系数。

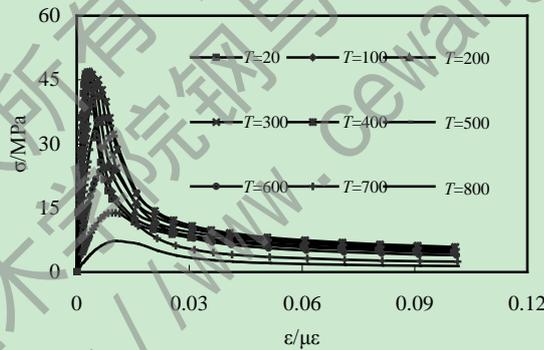


图 2.24 高温后混凝土应力-应变关系曲线

2.5 力学模型验证

在温度场计算结果的基础上，对钢管混凝土构件在火灾作用下的力学性能进行分析，并与已有的实验结果和理论成果对比。

2.5.1 均匀受火的钢管混凝土构件模型验证

下图所示为均匀受火的圆钢管混凝土柱火灾下轴向变形与升温时间关系曲线，构件的详细信息见表 2.1，柱受火高度为 3000mm，柱长 3810 mm。可以看出在升温初期，

柱的变形以膨胀为主；随着升温时间的增加，压缩变形大于膨胀变形；最后达到柱的极限承载力而发生破坏；本文计算结果与试验结果吻合良好。

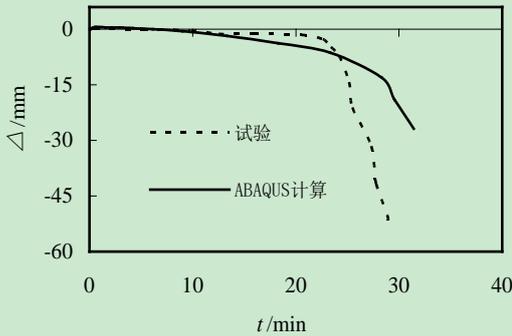


图 2.25 C1-1 轴向变形-时间关系曲线

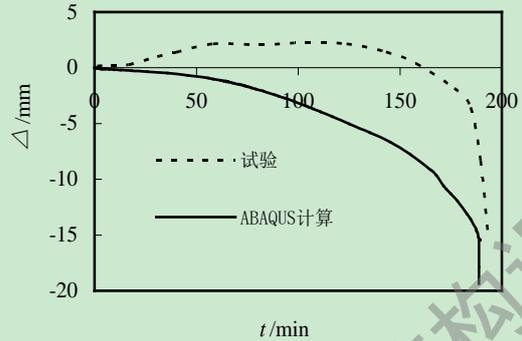


图 2.26 CP1-1 轴向变形-时间关系曲线

2.5.2 非均匀受火的钢管混凝土构件模型验证

目前关于钢管混凝土构件非均匀受火试验研究报告均以耐火试验为主，尚未见关于火灾全过程的试验。因此，本文对杨华等(2011)^[42]与 Yang 等(2013)^[44]文献中的试验结果进行模拟计算，以验证本文中建模方法的合理性。试件 S2 与 R2 为三面受火，S4 与 S5 为单面受火。

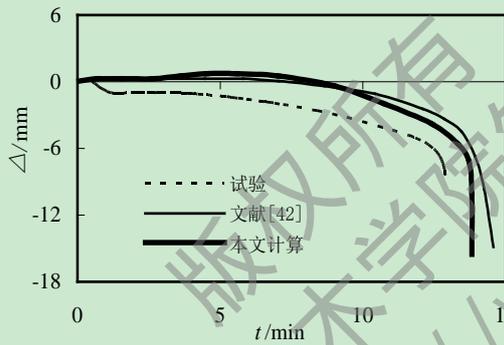


图 2.27 R2 轴向变形-时间关系曲线

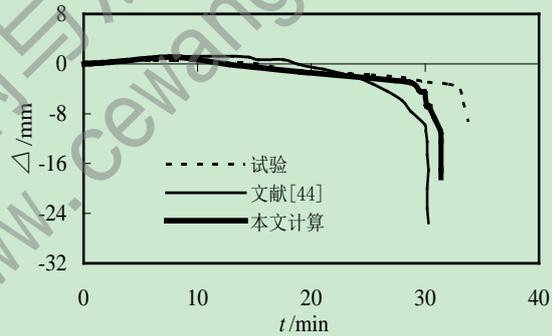


图 2.28 S2 轴向变形-时间关系曲线

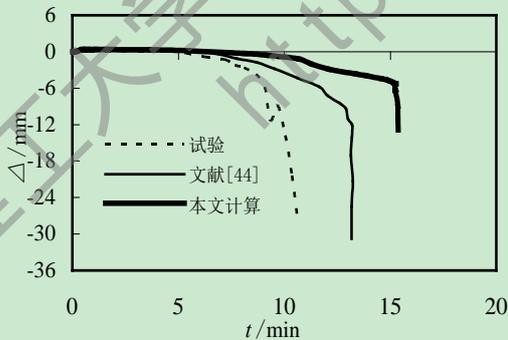


图 2.29 S4 轴向变形-时间关系曲线

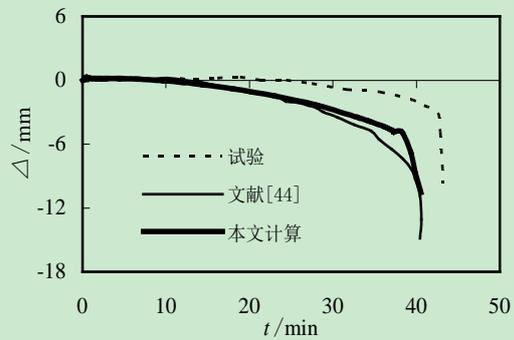


图 2.30 S5 轴向变形-时间关系曲线

其中构件的总长度均为 3810mm，受火高度为 3010mm，柱顶的不受火高度为 550mm，柱底为 250mm。从图中可以看出，计算曲线与试验曲线结果总体吻合良好，

因而本文的建模方法合理可行。

2.6 算例分析

本文选取了单面和三面受火的方、矩形钢管混凝土柱作为研究对象, 对其进行火灾全过程力学性能的分析, 详细信息如下所示。其中, AB 段代表常温加载段, BC 段代表恒载升降温段, CD 代表了高温后加载段。

2.6.1 单面受火的方钢管混凝土柱力学性能分析

参考文献[44]中钢管混凝土构件的相关尺寸信息, 选取三面受火钢管混凝土构件尺寸为: $B \times t \times L = 300\text{mm} \times 5.74\text{mm} \times 3000\text{mm}$, 钢材屈服强度 $f_y = 299.1\text{N/mm}^2$, 混凝土立方体抗压强度 $f_{cu} = 59.3\text{N/mm}^2$, 保护层厚度 7mm, 柱顶轴向荷载 $N = 2976.6\text{kN}$, 考虑 $L/1000$ 的初始偏心。

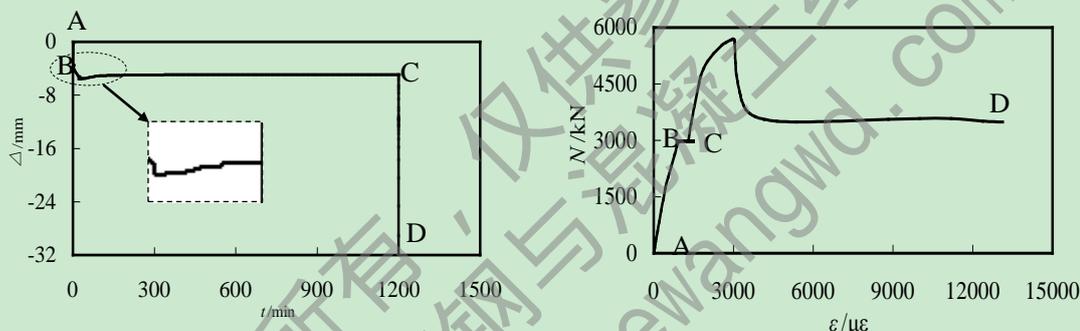


图 2.31 轴向变形-时间关系曲线

图 2.32 轴向荷载-时间关系曲线

图 2.31 所示为单面受火时方钢管混凝土柱轴向变形-时间关系曲线, 从图中可以看出, 在常温加载(AB 段)时柱子的变形较为明显, 升温段变形也较大, 经历了降温段后柱子的变形有一定程度的恢复, 而在火灾后加载(CD 段)时变形急剧增加。图 2.32 是单面受火时方钢管混凝土柱轴向荷载-应变关系曲线, 从图中可以看到与常温加载不同的是曲线的持载平台。这是由于升降温段柱是恒载升降温, 而在降温阶段随着温度的下降, 钢材的材性有一定的恢复, 柱子的变形有回缩, 这与图 2.31 中分析的现象一致。

2.6.2 三面受火的方钢管混凝土柱力学性能分析

参考文献[44]中有关钢管混凝土构件信息, 选取三面受火钢管混凝土构件尺寸为: $B \times t \times L = 300\text{mm} \times 5.8\text{mm} \times 3000\text{mm}$, 钢材屈服强度 $f_y = 361.7\text{N/mm}^2$, 混凝土立方体抗压强度 $f_{cu} = 59.3\text{N/mm}^2$, 保护层厚度 7mm, 柱顶轴向荷载 $N = 3186\text{kN}$, 考虑 $L/1000$ 的初始偏心。

图 2.33 所示为三面受火时方钢管混凝土柱轴向变形-时间关系曲线。从图中可以看出, 受火初期由于高温作用使得钢材和混凝土的材性有一定程度的劣化, 因此轴向变形较大。进入降温段后柱顶轴向变形有一定的回升趋势, 主要是由于钢材材性在降温过程

材性有一定程度的恢复所引起的，最后柱顶轴向变形趋于平缓直至火灾后加载破坏，柱顶轴向变形急剧增大。图 2.34 所示为经历不同受火阶段轴向荷载-轴向应变关系曲线。可见在升温 and 降温过程中曲线存在持载平台段，而且轴向变形也有一定的恢复。

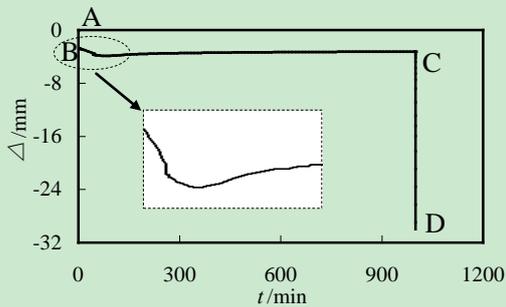


图 2.33 轴向变形-时间关系曲线

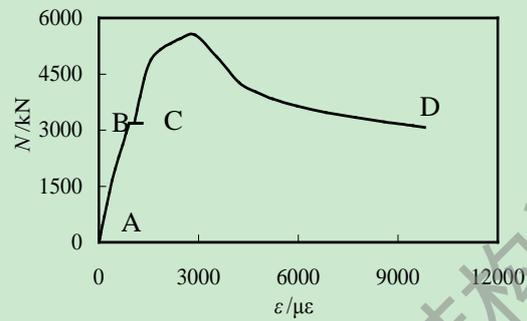


图 2.34 轴向荷载-时间关系曲线

2.6.3 单面受火的矩形钢管混凝土柱力学性能分析

本文选取截面尺寸为 $D \times B \times t \times L = 300 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} \times 3000 \text{ mm}$ 的矩形钢管混凝土柱进行力学性能分析，其中柱的保护层厚度为 7mm，混凝土强度等级为 $f_{cu} = 40 \text{ MPa}$ ，钢材的强度为 $f_y = 345 \text{ MPa}$ 。经过 ISO-834 火灾下耐火性能分析，单面受火时钢管混凝土柱耐火极限为 136min，故在全过程分析时升温时间比 $t_0 = 0.4$ ，即升温时间为 54min，柱轴向荷载 $N = 1664 \text{ kN}$ ，考虑 $l/1000$ 的初偏心。具体结果如下图所示。

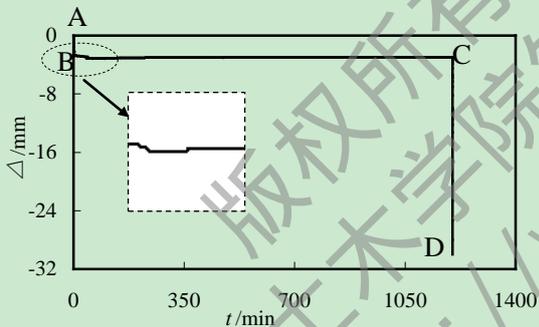


图 2.35 轴向变形-时间关系曲线

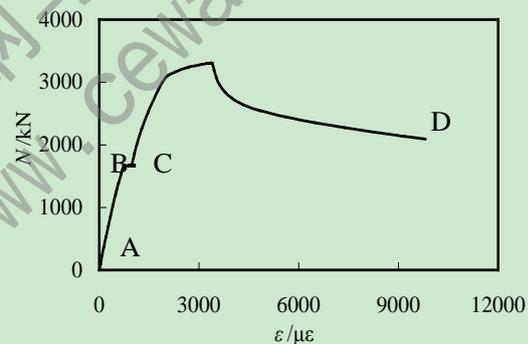


图 2.36 轴向荷载-时间关系曲线

如图 2.35 和图 2.36 所示，矩形钢管混凝土柱的变形及承载力的变化规律与方钢管混凝土柱类似，均经历了常温加载(AB 段)、恒载升降温(BC 段)及高温后加载(CD 段)四个过程。由图 2.35 可以看出柱子经历了降温段后，变形有一定程度的恢复，因为柱受火面积不大，故而恢复程度不明显。此时柱极限承载力为 3304 kN，与常温下极限承载力 $N_u = 4160 \text{ kN}$ 相比，受火后承载力下降了约 20.6%，变形恢复了约 0.18mm。

2.6.4 三面受火的矩形钢管混凝土柱力学性能分析

同样选取与单面受火时构件相同的尺寸分析三面受火时钢管混凝土柱力学性能，经

历火灾下耐火性能分析后,三面受火时矩形钢管混凝土柱耐火极限为 98min,由此可见,受火面增加后构件的耐火极限降低。算例升温 40min,加载条件同单面受火柱,此处不再赘述。

由图 2.37 可以看出柱子经历了降温段后,变形有一定程度的恢复。此时柱的极限承载力为 3295 kN,要比单面受火时略低,与常温下极限承载力 $N_u=4160$ kN 相比,受火后承载力下降了约 20.8%。变形恢复了约 0.6mm,三面受火时钢管混凝土柱变形恢复要比单面受火明显,后期延性要比方钢管的稍差。

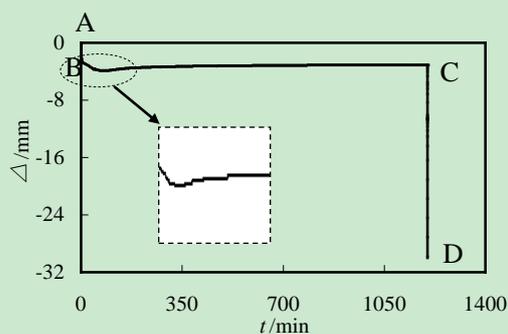


图 2.37 轴向变形-时间关系曲线

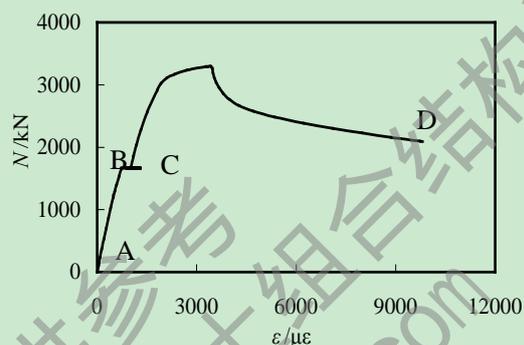


图 2.38 轴向荷载-时间关系曲线

2.7 参数分析

针对前面对于单面及三面受火的方、矩形钢管混凝土柱算例全过程力学性能分析,现参考有关实际工程中的钢管混凝土构件受火参数影响,选取不同参数进行分析,以得到钢管混凝土构件受火参数的变化规律。

2.7.1 单面受火的方钢管混凝土柱参数分析

本文选取火灾荷载比($n=0.2\sim 0.8$),升温时间比($t_0=0.2\sim 0.8$),长细比($\lambda=20\sim 50$),保护层厚度($a=5\sim 15$)等进行三面受火方钢管混凝土柱受火全过程力学性能参数分析。其具体计算如下所示:

(1) 长细比(λ)

本文进行长细比参数分析时,保持柱截面尺寸不变,改变柱的高度。从图 2.39 和图 2.40 可以看出,随着长细比的增加,经历升温后柱轴向变形逐渐增加;极限承载力及延性均有明显的下降趋势。由于非均匀温度场产生的附加偏心作用使得长细比对单面受火的钢管混凝土柱承载力及变形影响都较为明显。长细比小于 40 时,变形变化较明显,但承载力变化不明显;长细比大于 40 时,变形变化不明显,承载力显著下降。

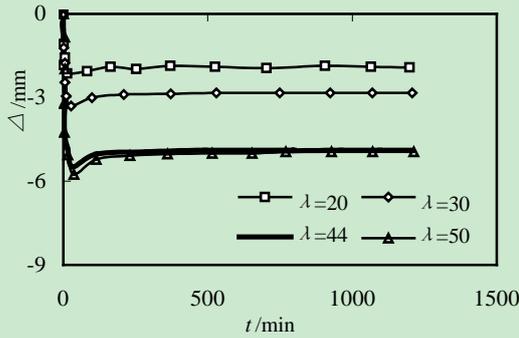


图 2.39 轴向变形-时间关系曲线

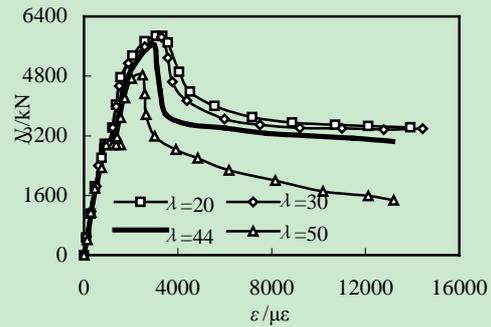


图 2.40 轴向荷载-时间关系曲线

(2) 火灾荷载比(n)

从图 2.41 可以看出,随着火灾荷载比的增加,柱的轴向变形也随之增加;在经历降温段后柱子的变形均有不同程度的恢复,大约恢复了 10%左右。由图 2.42 可知,火灾荷载比的增加对柱的极限承载力及后期延性影响不明显,由于荷载比的不同,柱的升降温平台位置也随着柱的火灾荷载比的增加逐渐升高。

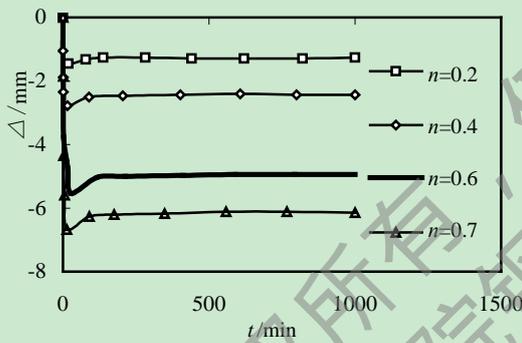


图 2.41 轴向变形-时间关系曲线

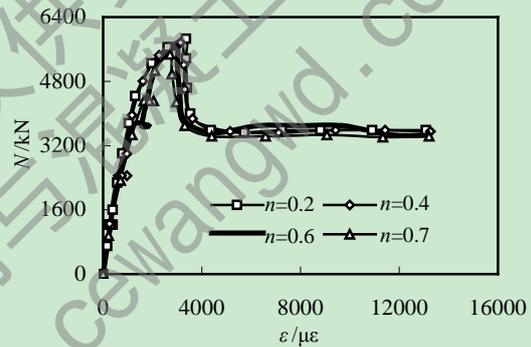


图 2.42 轴向荷载-时间关系曲线

(3) 升温时间比(t_0)

从图中可以看出升温时间对单面受火的方钢管混凝土柱变形及承载力影响均不明显,由于单面受火时材料的损伤程度较轻,加之降温段后钢材材性的恢复,升温时间比的影响不明显。随着升温时间比的增大,柱的变形稍有增加,降温后也均有一定程度的恢复,变形恢复大约为 12%;而承载力及延性只有略微差异。

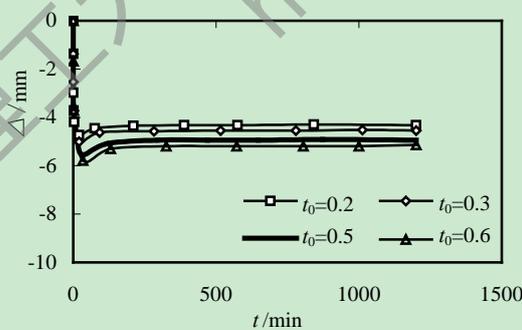


图 2.43 轴向变形-时间关系曲线

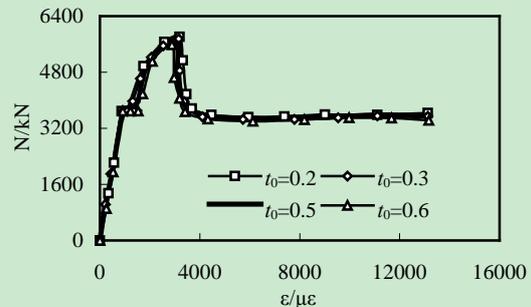


图 2.44 轴向荷载-时间关系曲线

2.7.2 三面受火的方钢管混凝土柱参数分析

(1) 保护层厚度(a)

由图 2.45 及图 2.46 可以看出,当保护层厚度 $a=5\text{mm}$ 时,钢管混凝土柱的轴向变形较大,并且柱子的承载力及延性也最差。随着保护层厚度的增加,构件的变形也随之减小,承载力及延性也有一定的提高。 $a=10\text{mm}$ 和 $a=15\text{mm}$ 时,钢管混凝土柱的极限承载力和位移延性差别不大。当 $a=10\text{mm}$ 时,构件的极限承载力与常温下的承载力基本相同。总体上保护层厚度对曲线形状影响不明显。

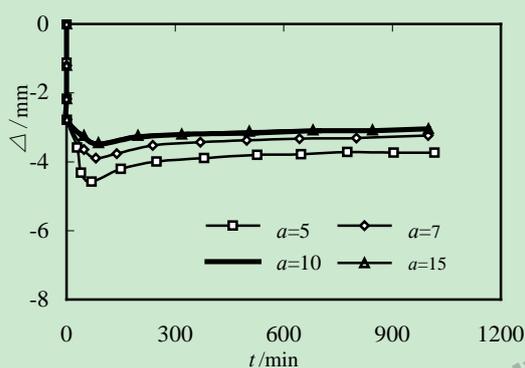


图 2.45 轴向变形-时间关系曲线

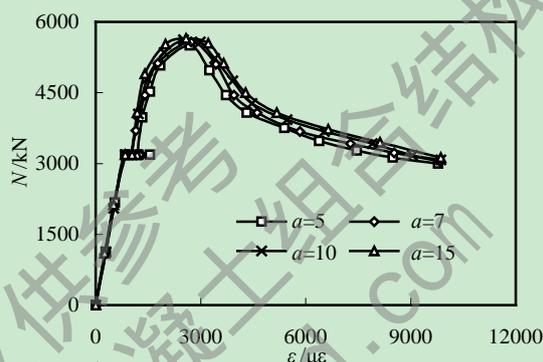


图 2.46 轴向荷载-应变关系曲线

(2) 长细比(λ)

由图 2.47 及图 2.48 可以看出长细比对三面受火的方钢管混凝土柱变形和承载力影响比较明显,三面受火与均匀受火不同之处在于温度场不再是双轴对称,材性的损伤程度也会不均匀,因而会产生附加偏心的作用,所以长细比的影响就更加明显。随着长细比的增加,初始刚度和极限承载力均有所下降,而且后期位移延性也有明显下降。当长细比 $\lambda=50$ 时,此时构件初始刚度和极限承载力都很低。

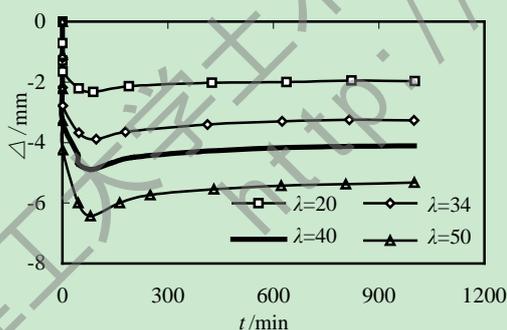


图 2.47 轴向变形-时间关系曲线

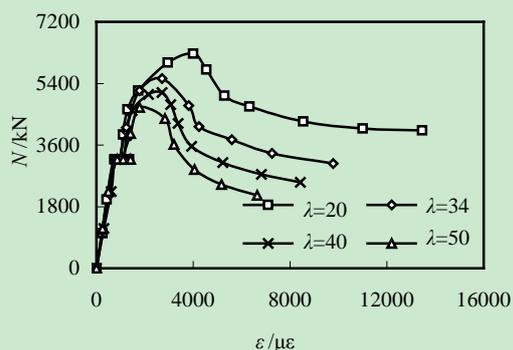


图 2.48 轴向荷载-应变关系曲线

(3) 升温时间比(t_0)

由图 2.49 可以看出升温时间比对构件的变形影响也较为明显。降温段后,钢材的材性得到了一定的恢复,变形有一定的回缩,且火灾荷载比越大,其轴向变形恢复越多。由图 2.50 可以看出,升温时间比 $t_0=0.2$ 和 $t_0=0.4$ 时承载力下降不是很明显,但延性下降

明显；随着升温时间的继续增加，极限承载力下降比较明显，延性下降也很显著。

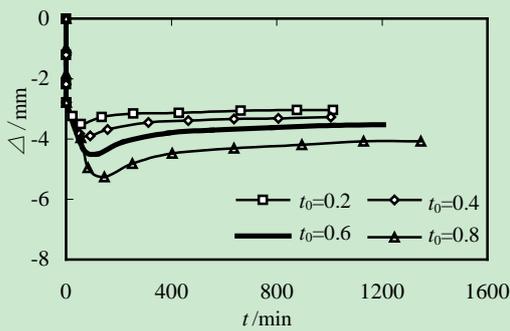


图 2.49 轴向变形-时间关系曲线

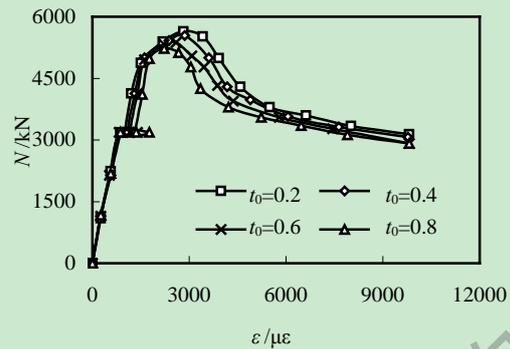


图 2.50 轴向荷载-应变关系曲线

(4) 火灾荷载比(n)

火灾荷载比的增加对柱轴向变形影响较为明显，但由图 2.51 可以看出，火灾荷载比对经历火灾全过程的方钢管混凝土柱承载力及延性影响不是很明显。随着火灾荷载比的增大，升降温平台的位置逐渐升高；经历升降温后加载时，构件的承载力及延性随着火灾荷载比的增大略有下降，但整体下降幅度不是很大。

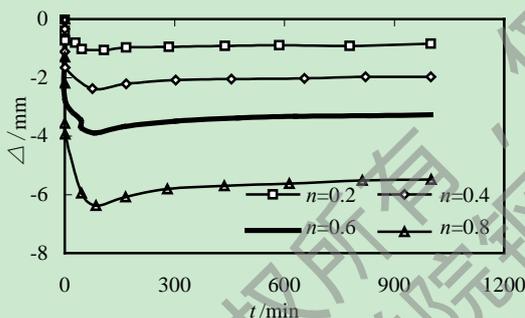


图 2.51 轴向变形-时间关系曲线

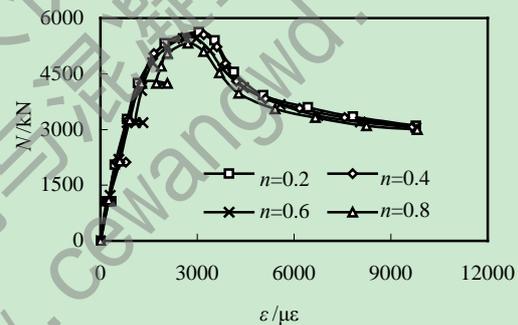


图 2.52 轴向荷载-应变关系曲线

2.7.3 单面受火的矩形钢管混凝土柱参数分析

参考有关实际工程中钢管混凝土构件受火参数影响，本文选取火灾荷载比($n=0.2\sim 0.7$)，升温时间比($t_0=0.2\sim 0.8$)，长细比($\lambda=30\sim 60$)，保护层厚度($a=0\sim 10\text{mm}$)等进行单面受火的矩形钢管混凝土柱全过程力学性能参数分析。其具体计算结果如下所示：

(1) 长细比(λ)

由图 2.53 可知，随着长细比的增加，经历升温后的轴向最大变形值也随之增加，矩形钢管混凝土柱的轴向变形变化没有方钢管混凝土柱缓和，随着温度的升高，曲线变化趋势较陡；，由于受火面积小，因而钢材的材性虽有恢复，但恢复不大；随着长细比的增加，承载力有很明显的下降趋势。单面受火的矩形钢管混凝土柱的轴向变形规律同单面受火的方钢管混凝土柱，长细比小于 40 时变形增加不明显，承载力下降较为明显；长细比大于 40 时，变形增加不明显，承载力下降也很明显。

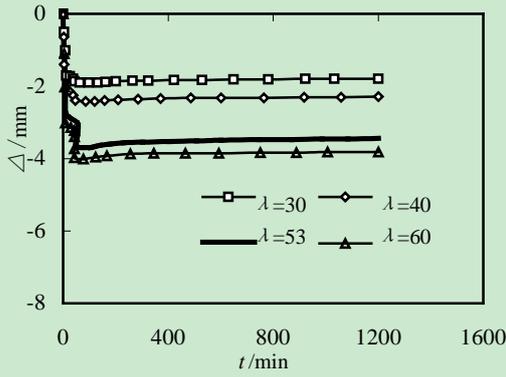


图 2.53 轴向变形-时间关系曲线

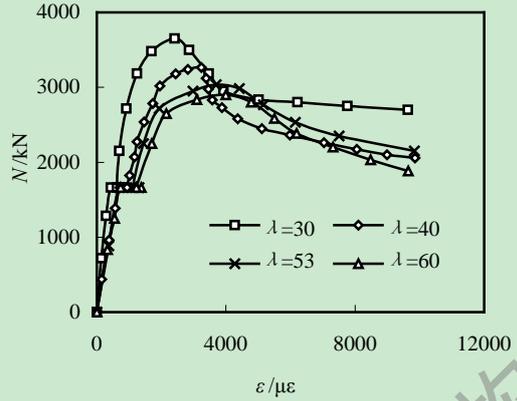


图 2.54 轴向荷载-应变关系曲线

(2) 火灾荷载比(n)

火灾荷载比的增加对钢管混凝土柱的轴向变形影响较为明显，由图 2.55 可以看出，随着火灾荷载比增加，轴向变形逐渐增大，从图 2.56 中也可以看出，轴向变形增加的趋势。由于受火面少，材料损伤程度较轻，故对构件的承载力影响不大。由于受火后柱承载力较常温时下降了 20%，故火灾荷载比最大取值为 $n=0.7$ ，火灾荷载比的变化对承载力影响不明显，只是恒载升降温平台位置改变，这与方钢管混凝土柱变化规律相同。

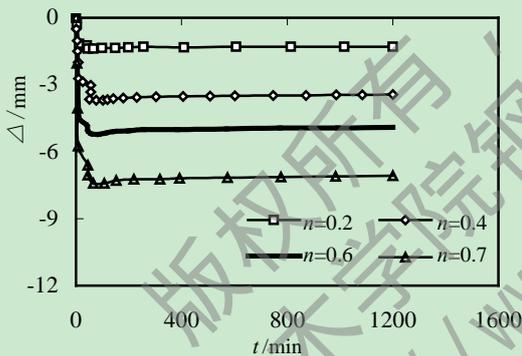


图 2.55 轴向变形-时间关系曲线

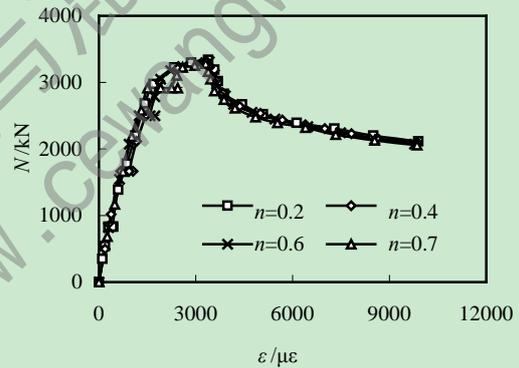


图 2.56 轴向荷载-应变关系曲线

(3) 升温时间比(t_0)

升温时间比的影响同火灾荷载比，由于只是单面受火，柱轴向变形随升温时间比增加变化不明显；可以看到升温后，矩形钢管混凝土柱变形急剧增加，经历降温后，轴向变形有一定的平缓的恢复，随着降温时间的增加，变形区域平缓。由于受火面少，钢管混凝土柱截面温度整体不是很高，因而承载力的下降也不明显，经历升降温后，钢管混凝土柱的刚度略有下降，但下降幅度不大。

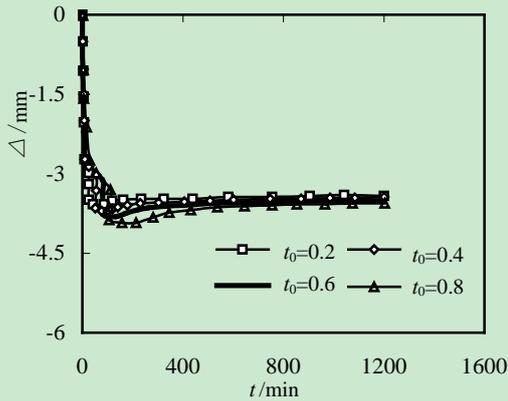


图 2.57 轴向变形-时间关系曲线

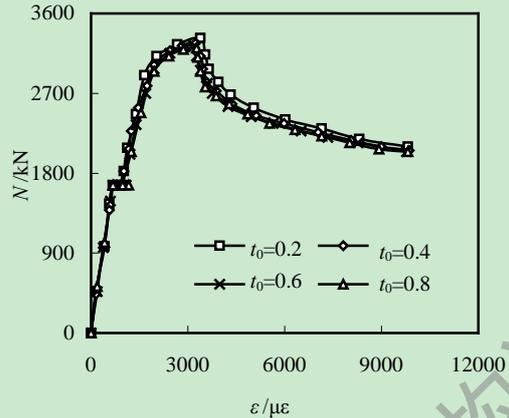


图 2.58 轴向荷载-应变关系曲线

(4) 保护层厚度(a)

由图 2.59 可知, 升温后对无保护层的裸钢管混凝土柱轴向变形最大, 且其变化速率也最快; 当 $a=5\text{mm}$ 时, 轴向变形略小于裸钢管混凝土柱, 此时承载力增加值约为 2.4%; 当 $a=7\text{mm}$ 时, 轴向变形略有减小, 但承载力增加明显, 承载力与裸钢管混凝土柱相比, 提高值约为 5.2%。

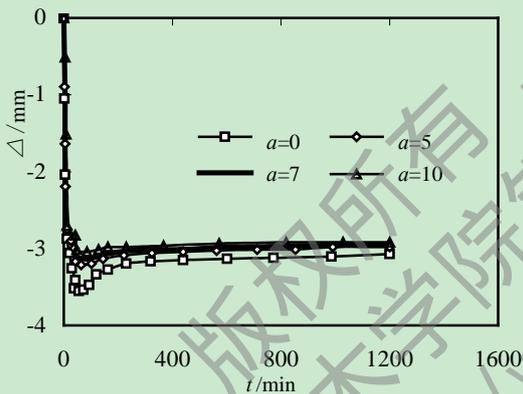


图 2.59 轴向变形-时间关系曲线

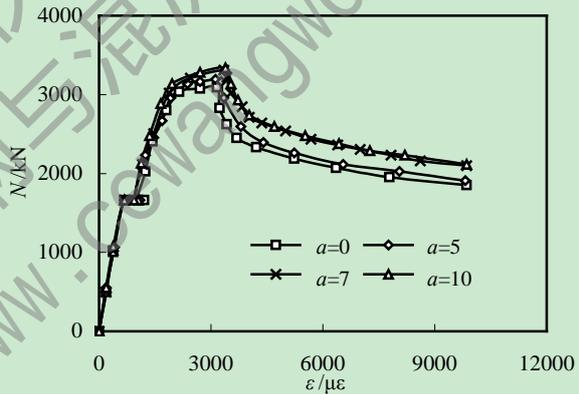


图 2.60 轴向荷载-应变关系曲线

2.7.4 三面受火的矩形钢管混凝土柱参数分析

本文选取火灾荷载比($n=0.2\sim 0.6$), 升温时间比($t_0=0.2\sim 0.8$), 长细比($\lambda=30\sim 60$), 保护层厚度($a=5\sim 15$)等进行三面受火方钢管混凝土柱受火全过程力学性能参数分析。其具体计算如下所示:

(1) 火灾荷载比 (n)

由图 2.61 可以看出, 火灾荷载比对经历火灾全过程的矩形钢管混凝土柱承载力及延性影响不是很明显, 但对柱轴向变形影响较为明显, 升降温后加载时柱的刚度也略有下降, 构件的承载力及延性随着火灾荷载比的增大略有下降, 但整体下降幅度不是很大。主要是因为添加保护层后柱的温度要比无保护层柱的温度低很多, 加之降温后钢材材性

得到了一定恢复，因而柱的承载力及延性下降不明显。

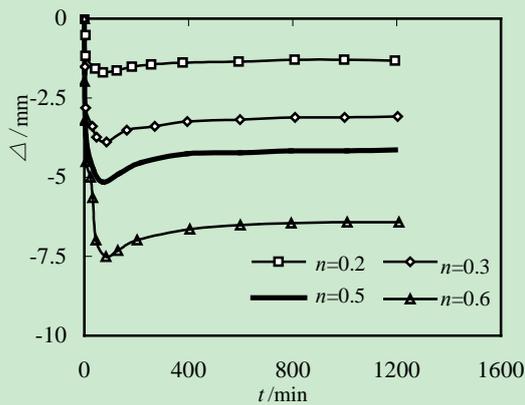


图 2.61 轴向变形-时间关系曲线

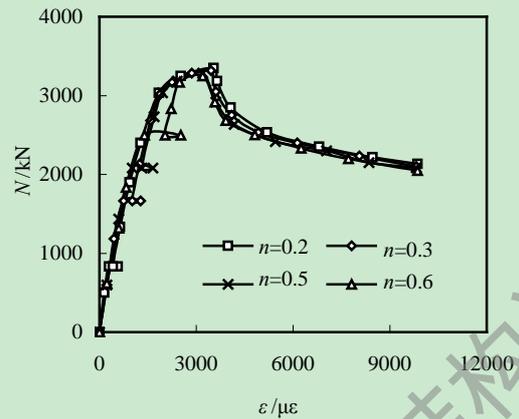


图 2.62 轴向荷载-应变关系曲线

(2) 长细比(λ)

与方钢管长细比参数分析类似，保持柱截面尺寸不变，改变柱的高度。从图 2.64 可以看出，随着长细比的增加，柱轴向变形、极限承载力及延性均有明显的下降趋势。这主要是因为非均匀温度场产生的附加偏心作用使得长细比对三面受火的矩形钢管混凝土柱承载力下降更加明显。

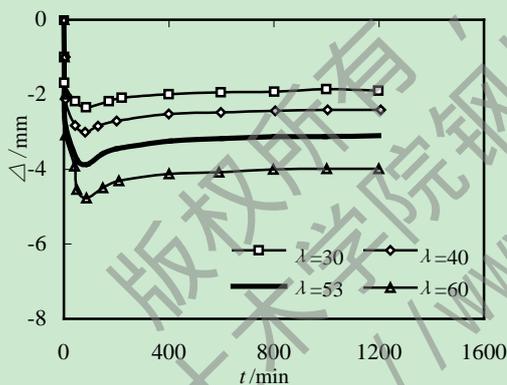


图 2.63 轴向变形-时间关系曲线

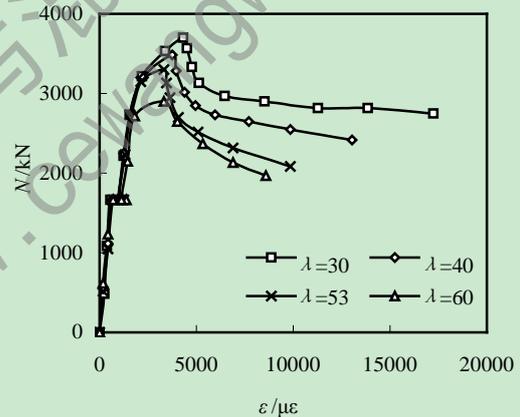


图 2.64 轴向荷载-应变关系曲线

(3) 保护层厚度 (a)

由图 2.66 可以看出，当保护层厚度 $a=5\text{mm}$ 时，柱的轴向变形最大，并且柱子的承载力及延性也最差，极限承载力较常温的极限承载力下降了 25%。随着保护层厚度的增加，构件的变形也随之减小，承载力及延性也有一定的提高。 $a=7\text{mm}$ 时，柱的承载力略低于 $a=10\text{mm}$ 时柱的承载力及延性；当 $a=10\text{mm}$ 和 $a=15\text{mm}$ 时，二者基本无差别；这与三面受火的方钢管混凝土柱类似，当 $a=10\text{mm}$ 时，构件的极限承载力与常温下的承载力基本相同。

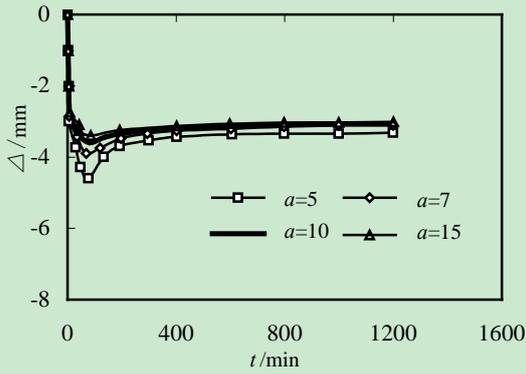


图 2.65 轴向荷载-应变关系曲线

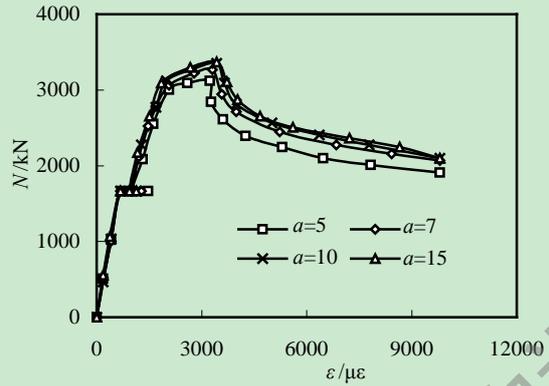


图 2.66 轴向荷载-应变关系曲线

(4) 升温时间比(t_0)

由图 2.68 可以看出升温时间比对构件的变形影响也不是很明显。降温段后，钢材的材性得到了一定的恢复，变形有一定的回缩，承载力下降及延性退化不明显。由于添加了保护层，柱子整体温度较无保护层低，加之标准升温曲线后期温度变化比较平缓，所以整体承载力下降不明显。

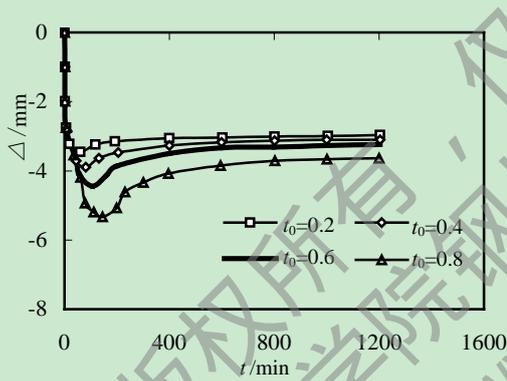


图 2.67 轴向变形-时间关系曲线

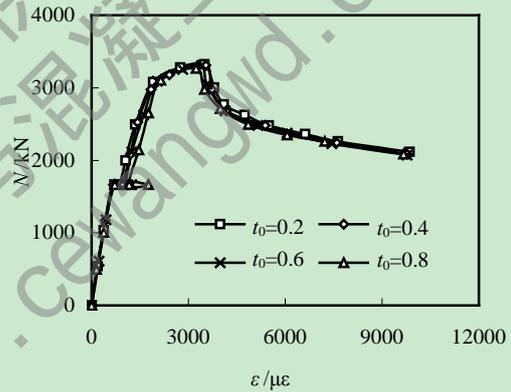


图 2.68 轴向荷载-应变关系曲线

2.8 本章小结

本章对单面及三面受火的方、矩形钢管混凝土柱进行了火灾下与火灾全过程力学性能分析，并进行了相应的参数分析，在此基础上得到了如下结论：

(1) 非均匀受火时，钢管混凝土柱截面的温度呈现非均匀分布；经过参数分析可知，非均匀温度分布对长细比较大的钢管混凝土柱更易产生附加偏心作用，使其承载力显著下降；

(2) 对于单面及三面受火的方、矩形钢管混凝土柱，由于其受火面少，材料损伤程度比四面均匀受火轻，因此升温时间比、火灾荷载比对其影响不明显。

(3) 对于非均匀受火的方、矩形钢管混凝土柱添加保护层后，可以降低构件的截面温度，从而使钢管混凝土柱的耐火性能得到了改善；

(4) 经历恒载降温后，考虑钢材材性的恢复，加之添加了保护层，受火后加载柱子的承载力及延性下降不明显。

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

第3章 局部受火时多层多跨钢管混凝土组合框架耐火性能分析

3.1 引言

由于结构体系中各构件之间的相互作用，单个构件与处于结构体系中的构件在受火后的承载力与力学性能方面均存在一定程度的差异，所以有必要对整个框架体系非均匀受火后的力学性能进行分析研究。

目前对于受火后构件及组合框架的理论分析已有一定的成果，但由于火灾试验的特殊性及成本较高，因而试验较少，而对于非均匀受火的组合框架的研究就更少了。本文采用王卫华博士论文中的试验结果对本文建模方法的合理性进行验证。在合理选取材料热工参数及不同阶段热力本构关系的前提下，建立了非均匀受火的组合框架温度场及力学模型，分析了受火后的组合框架的力学性能。

3.2 钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁组合框架模型验证

本文采用 ABAQUS 有限元软件，建立了王卫华(2008)^[69]博士论文中的 CFRC-1 框架模型。模型的详细尺寸如下：柱 $D \times t = 140 \times 3.85$ ，梁 $b \times h = 180 \times 100$ （单位：mm），其中柱的保护层厚度为 7mm，混凝土强度等级为 $f_{cu} = 47.4 \text{MPa}$ ，钢管钢材的强度为 $f_y = 412 \text{MPa}$ ， $\phi 8$ 箍筋 $f_y = 388.4 \text{MPa}$ ， $\phi 12$ 钢筋 $f_y = 445 \text{MPa}$ ， $\phi 16$ 钢筋 $f_y = 427.7 \text{MPa}$ 。其中，钢管，垫板及梁板柱混凝土均采用 C3D8 的三维实体单元，钢筋采用 T3D2 的 Truss 单元。

3.2.1 温度场模型验证

温度场模型中钢管与混凝土、钢筋与混凝土及节点区连接均采用 Tie 绑定约束，建立升温分析步 Step1，在荷载 Load 定义预定义场 1，即环境温度 $T_0 = 20^\circ\text{C}$ 赋予组合框架各节点，按照 ISO-834 标准升温曲线升温。其中钢管混凝土柱为均匀受火，钢筋混凝土梁板的左右及底面为受火面，上面为背火面，其余均为绝热面。定义受火面的对流传热系数 $h = 25 \text{W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ 、热辐射系数 $\epsilon = 0.5$ ；背火面辐射与对流综合考虑，对流传热系数 $h = 9 \text{W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ 。

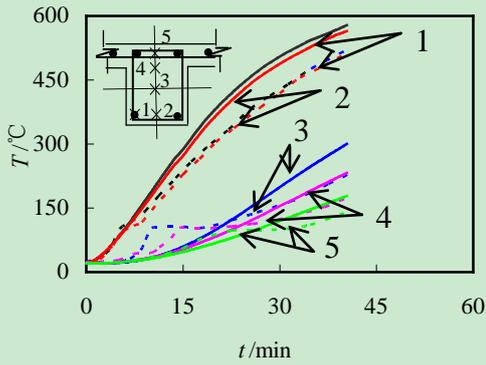


图 3.1 跨中梁截面不同点温度示意图

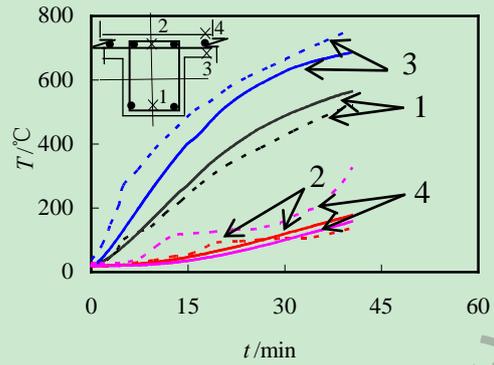


图 3.2 跨中梁板截面不同节点温度示意图

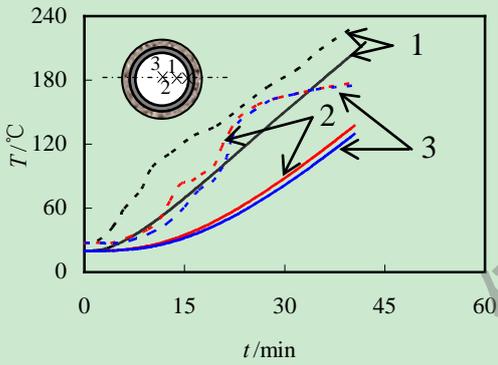


图 3.3 非节点区柱不同点温度示意图

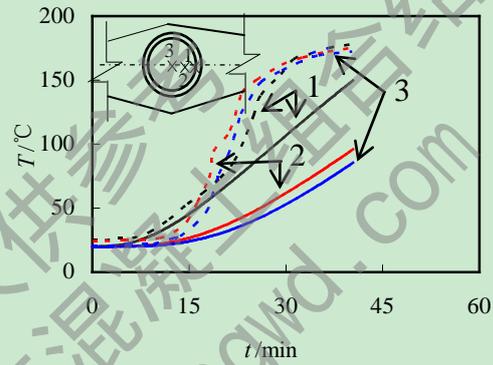


图 3.4 节点区柱不同节点温度示意图

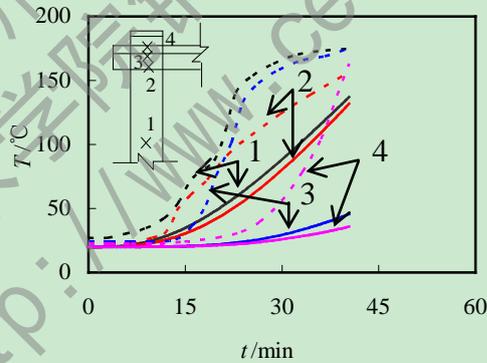


图 3.5 柱不同截面中心点温度示意图

具体计算结果如图 3.1-图 3.5 所示，同一测点曲线颜色相同，测点编号亦与文献中编号一致，虚线为试验测量结果，实线为本文有限元计算结果。由图中计算结果可知，梁截面中各点的计算温度与试验测量数值吻合较好；由于柱截面核心混凝土内部水分的不断蒸发和迁移，使得试验曲线中混凝土节点在 100℃ 附近存在一个平台，节点区尤为明显，而鉴于 100℃ 以下混凝土力学性能下降很少及水分迁移影响的复杂性，故忽略了此影响，因而有限元温度计算值与试验测量值吻合度不是很好。但本文有限元计算结果与文献中的模拟结果吻合良好，由于数据曲线过密不利于显示和标注，暂时只选取试验

结果进行对比。总体而言，温度场模型计算结果吻合较好。

3.2.2 力学模型验证

按照前述的建模方法建立钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁组合框架力学分析模型，钢管、混凝土及垫板采用三维实体单元(C3D8)，钢筋采用桁架单元(Truss)。其中柱钢管与混凝土之间采用面面接触(Surface to surface)，梁板中的钢筋与混凝土采用嵌入约束(Embedded)，在荷载 Load 导入温度场分析结果进行力学分析。为了方便计算，分析步设置及网格划分要与温度场设置保持一致。轴向位移计侧向位移测点布置图如图 3.6 及图 3.7 所示，1 具体计算结果如图 3.8、图 3.9 所示。

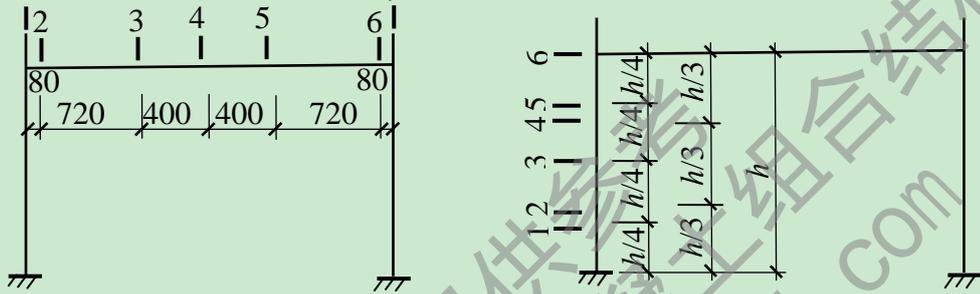


图 3.6 组合框架轴向位移测点布置示意图

图 3.7 组合框架柱侧向位移测点布置示意图

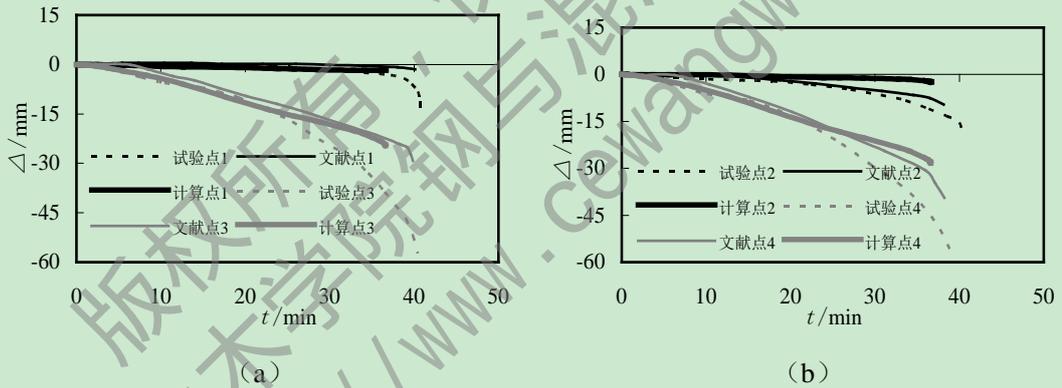


图 3.8 组合框架竖向位移-时间关系曲线

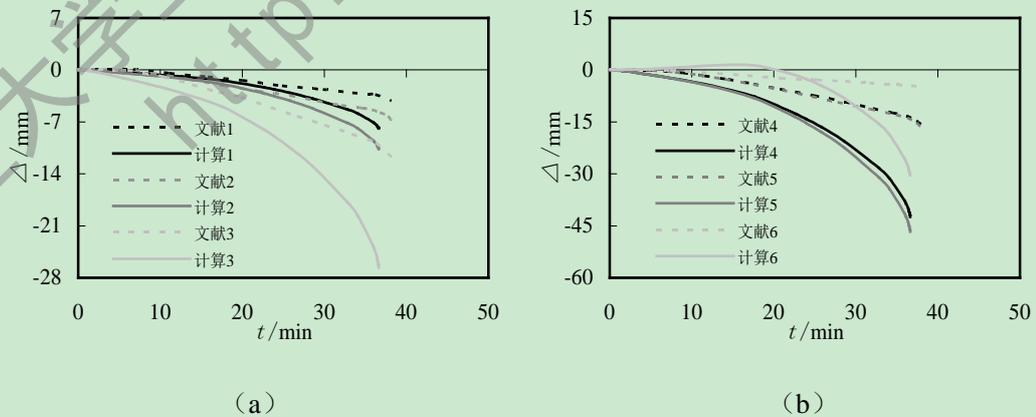


图 3.9 组合框架侧向位移-时间关系曲线

由于结构对称，故只选取一半测点进行对比。图中虚线为实验结果，细实线为文献

中计算结果，粗实线为本文计算结果。由图 3.8 可知，竖向变形有限元计算结果小于试验结果，但文献结果与本文计算结果吻合较好，总体而言，各测点竖向变形结果与试验结果基本吻合。如图 3.9 所示，是钢管混凝土柱侧向位移测点文献有限元计算结果与本文有限元计算结果对比图。由图可知，本文计算结果大于文献结果，但整体变形趋势基本吻合。综上所述，本文建模方法合理可行。

3.3 算例概况

本文按照规范的要求设计了一栋 9 层的方钢管混凝土柱-组合梁组合框架办公楼，结构总高 33m，一层的层高为 4.2m，其余层高均为 3.6m，如图 3.11 所示。结构平面布置如图 3.10 所示。抗震设防烈度 8 度，设计地震加速度值 0.2g，设计地震分组第三组，II 类场地。具体设计荷载如下所示：

(1) 屋面荷载

恒载：

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

防水卷材： 0.2 kN/m^2

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

找坡层： $0.14 \times 10 = 1.4 \text{ kN/m}^2$

120mm 钢筋混凝土板结构层： $0.12 \times 25 = 3 \text{ kN/m}^2$

吊顶、抹灰： 0.7 kN/m^2

合计： 6.2 kN/m^2

活载：

上人屋面： 2 kN/m^2

(2) 楼面荷载

恒载：

20mm 厚大理石面层： $0.02 \times 28 = 0.56 \text{ kN/m}^2$

30mm 厚水泥砂浆找平层： $0.03 \times 30 = 0.6 \text{ kN/m}^2$

120mm 钢筋混凝土板结构层： $0.12 \times 25 = 3 \text{ kN/m}^2$

吊顶、抹灰： 0.7 kN/m^2

合计： 4.86 kN/m^2

活载：

办公间： 2 kN/m^2

走道： 2.5 kN/m^2

(3) 外墙荷载

300mm 厚空心砌块填充墙： $(3.6 - 0.5) \times (0.04 \times 20 + 0.3 \times 12) \times 0.7 = 9.548 \text{ kN/m}^2$

(4) 内墙荷载

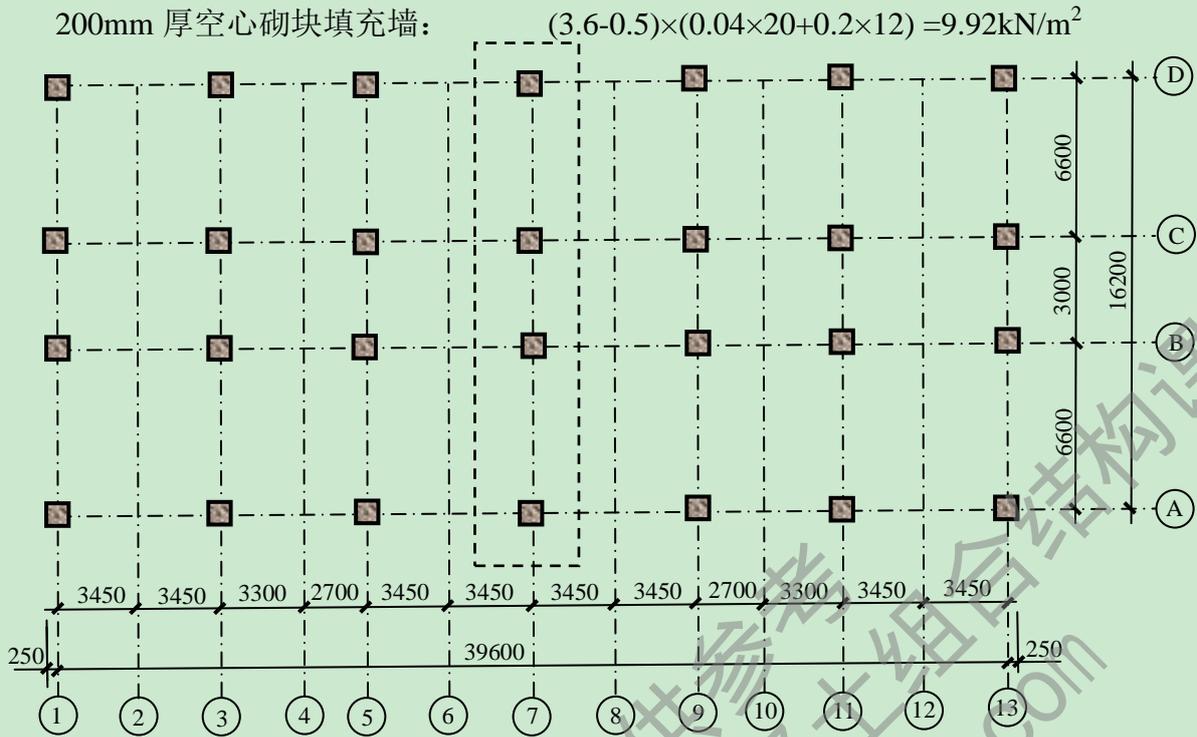


图 3.10 钢管混凝土组合框架平面布置示意图

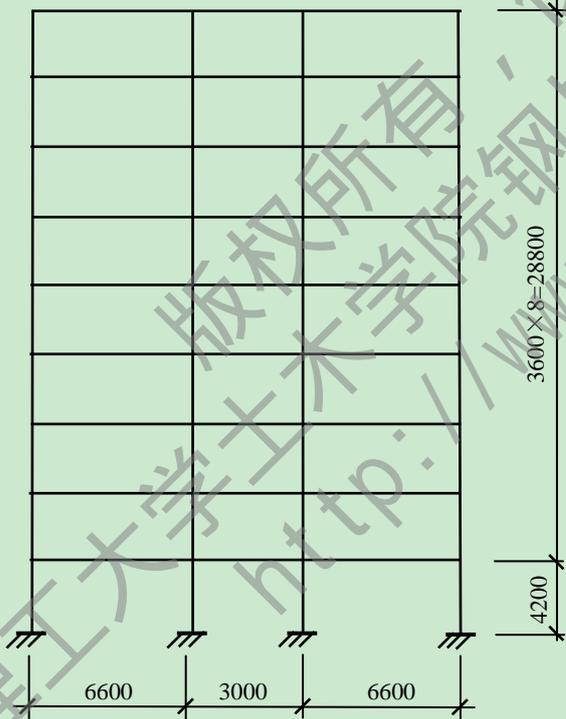


图 3.11 结构立面布置图

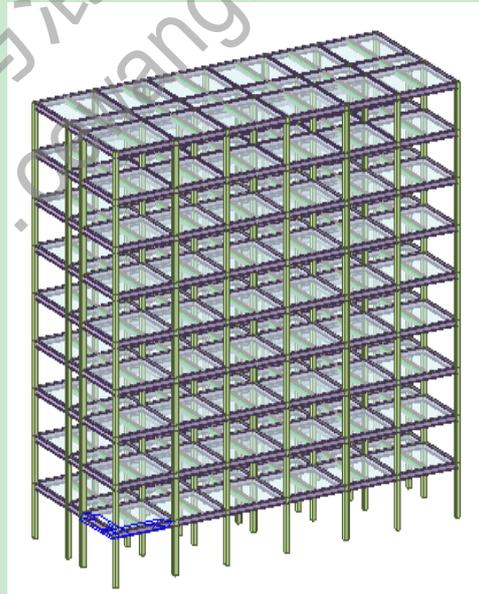


图 3.12 MIDAS 三维效果图

本文采用 MIDAS Building 软件中的结构大师进行设计，软件主要包括结构大师、基础大师、建模师和绘图师四个模块，同时还在程序中为初学者提供学习向导，建模方便快捷，建模效果图如图 3.12 所示。选用钢管混凝土柱、钢梁及钢筋混凝土板建立钢管

混凝土组合框架模型。经过分析设计，最终确定柱截面为 $D \times t = 500\text{mm} \times 500\text{mm} \times 16\text{mm}$ ，梁截面为 $\text{HW}502\text{mm} \times 470\text{mm} \times 20\text{mm} \times 25\text{mm}$ ，主梁与次梁截面相同。钢材均采用 Q345，柱混凝土采用 C40，板混凝土采用 C30，板中钢筋采用 HPB235。

采用 MIDAS 软件设计结构方便快捷，结果简单明了，既能以文本的形式输出结果，又能以电子表格、图标的方式输出验算结果。文中以纵向地震作用为例验算结构的层间位移角，以表格及图表的形式示意。同样可以输出结构在横向地震、纵横向风荷载作用下的层间位移验算结果。由图表的结果均可以看出，结构设计满足要求。

表 3.1 地震作用下层间位移角验算结果

楼层	层高	荷载工况	最大层间位移	最大层间位移角	允许层间位移角	验算结果
9F	3.6	RS_90	0.003	1/1376	1/400	OK
8F	3.6	RS_90	0.004	1/897	1/400	OK
7F	3.6	RS_90	0.005	1/716	1/400	OK
6F	3.6	RS_90	0.006	1/631	1/400	OK
5F	3.6	RS_90	0.006	1/579	1/400	OK
4F	3.6	RS_90	0.007	1/538	1/400	OK
3F	3.6	RS_90	0.007	1/505	1/400	OK
2F	3.6	RS_90	0.007	1/495	1/400	OK
1F	4.2	RS_90	0.006	1/686	1/400	OK

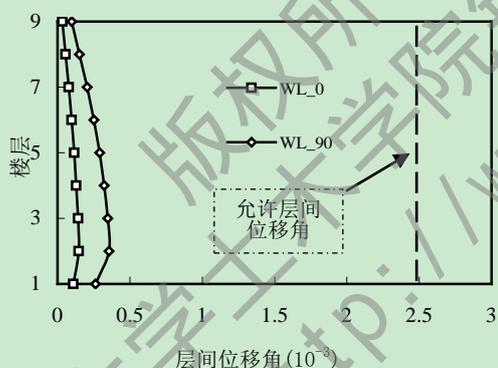


图 3.13 风荷载作用下层间位移角示意图

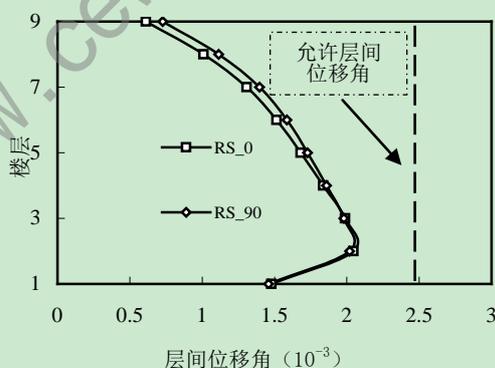


图 3.14 地震作用下层间位移角示意图

3.4 多尺度在组合框架抗火性能分析中的应用

目前对于有限元分析方法主要有基于梁单元的宏观模型法及基于三维实体单元的微观模型法。对于结构体系的分析，大多采用宏观模型，计算量较小，计算效率高；而对于需要反映结构微观变化时，多采用微观模型，但计算量大，计算效率较低；多尺度法结合了二者的优势，对于需要反映结构体系微观变化的部分可以采用微观模型，其余

部分采用宏观单元，从而提高了计算效率。因此，多尺度法是在计算精度与计算量之间的一个均衡选择，在尽量保证计算精度的前提下，减小计算量。在日常生活中，火灾多发生在结构体系的局部区域，因而可以采用多尺度法建立结构体系的有限元模型，对于受火区域采用微观模型，非受火区域采用宏观模型。

3.4.1 多尺度思想的基本原理

多尺度法实质是通过宏观模型与微观模型之间的界面连接法，使精细的微观模型顺利地植入宏观模型。陆新征等(2008)^[71]已对多尺度建模做了很多研究，指出多尺度法是在有限的计算条件下，尽可能地提高有限元分析的精度。采用耦合的方式定义接触建立参考点和模型某一特定区域的约束，在 ABAQUS 中有自带的耦合方式有：运动耦合(Kinematic)和分布耦合(Continuum distributing, Structural distributing)。曹金凤(2009)^[72]中提到默认的运动耦合被约束的 6 个自由度都被选中，就如同把约束区域和控制点之间焊接一样，被约束的区域为刚性的，但约束区域的每个节点的位移并不等同于与参考点的位移，只是随着参考点的运动而产生相应的位移。

本文中采用 ABAQUS 有限元软件中的耦合约束实现不同单元之间的连接，如图 3.15 所示，选取了圆形钢管混凝土柱及方形钢管混凝土柱为例建立了多尺度分析模型，计算结果如图 3.16、图 3.17 所示。

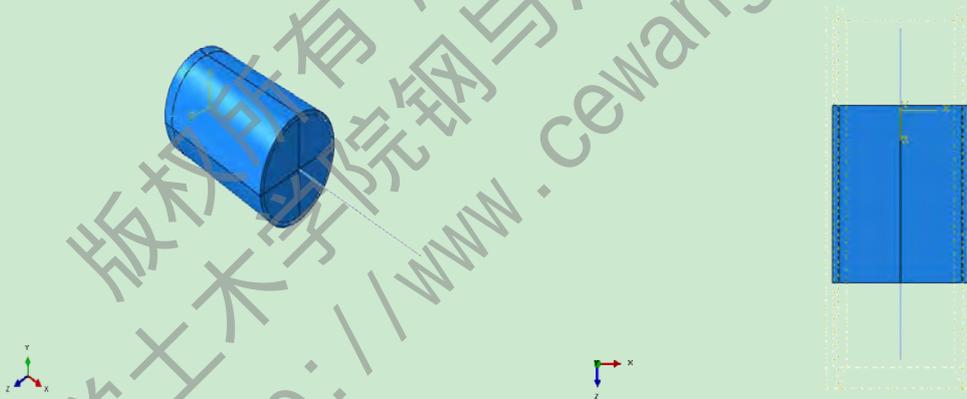


图 3.15 钢管混凝土柱多尺度建模示意图

本文中选用了文献[1]中的试验结果进行对比分析。由图 3.16 可以看出，实体单元建模的分析结果与文献中作者的计算结果吻合较好，而梁单元及多尺度建模方法与试验结果的刚度和后期延性吻合较好，多尺度建模结果介于实体单元与梁单元之间，总体吻合良好。由图 3.17 可知，对于方钢管混凝土柱，梁单元法计算结果偏高，实体单元建模与多尺度建模计算结果与试验结果吻合较好。因此，本文中对于需要反映精细变化的部位采用实体单元建模，其余部位采用梁单元建模，在保证计算精度的前提下，提高有限元分析的效率。多尺度计算是在保证计算精度的前提下，最大限度降低计算代价的有效途径，在众多学科领域及工程问题中都得到了广泛应用（林旭川等，2010^[73]）。

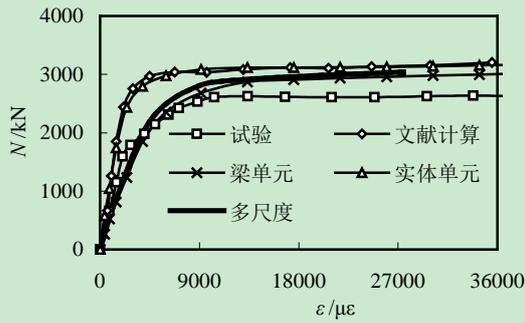


图 3.16 sccs9-3 钢管混凝土柱不同方法对比图

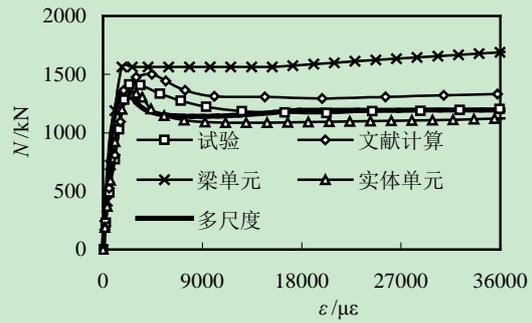


图 3.17 sczs2-1-5 钢管混凝土柱不同方法对比图

3.4.2 采用多尺度法建立多层多跨钢管混凝土组合框架

本文采用 MIDAS 设计了 8 层钢管混凝土组合框架办公楼，选取轴线 7 所在位置处的一榀横向框架作为研究对象，采用 ABAQUS 有限元软件建立 8 层钢管混凝土平面框架模型，分析其在火灾作用下的变形及破坏机理。实体单元建模可以反映结构在外部因素作用下的微观变化，但由于实际生活中火灾多发生在局部，且计算条件的限制，故只对火灾作用区域采用实体单元建模，而结构的其他部位采用梁单元建模，降低计算成本，提高计算效率。

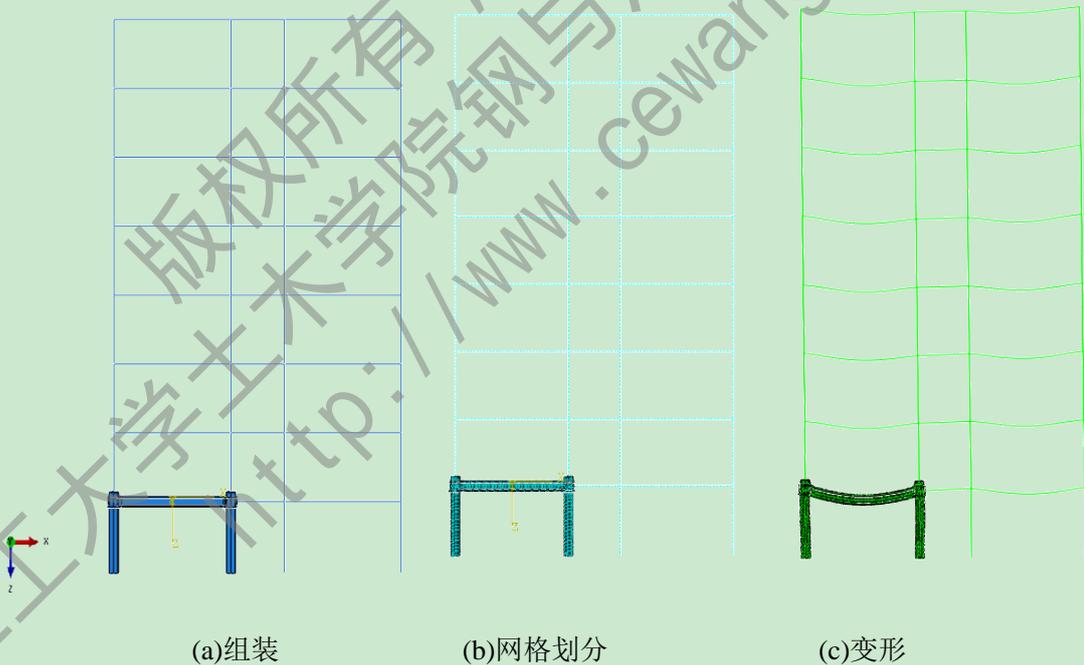


图 3.18 钢管混凝土组合框架多尺度建模示意图

对于本文中的组合框架，对于需要反映局部变化的部位采用实体单元（C3D8）建模，其余部位采用梁单元（B31）建模，常温下建模后组合框架的组装、网格划分及变形如图 3.18 所示。多尺度建模关键在于宏观单元与微观单元之间的界面处理，如何保证其界面处的变形协调。本文中对实体单元与梁单元界面处定义耦合约束（Coupling），保

证实体单元与梁单元在界面处的变形协调。由图 3.18 中的框架变形可知，二者在界面处可以实现良好的内力传递及变形协调。

3.5 局部受火时钢管混凝土组合框架变形及破坏机理分析

对于框架结构，火灾多发生在结构的局部区域，受火部位不同，框架梁及框架柱的受火边界也各不相同。边柱为单面受火或三面受火，角柱为相邻两面受火，而只有中柱为四面均匀受火，若为相邻两跨受火，则中柱也可能为相对两面受火；框架梁为三面受火。本章选取在一层边跨（11 跨）发生火灾时的典型火灾工况进行分析，如图 3.19 所示。此时火灾发生在一层边跨，钢管混凝土柱为内侧三面受火，钢梁底面受火。

3.5.1 钢管混凝土组合框架温度场模型的分析

对于九层三跨的钢管混凝土平面框架，对每一跨及每跨的构件进行编号如图 3.19 所示。本章考虑只在 11 跨发生火灾时对结构的影响，故对 11 跨采用三维实体单元建模，并依照 ISO-834 标准升温曲线升温。框架的详细信息如下：钢管混凝土柱： $D \times t = 500\text{mm} \times 500\text{mm} \times 16\text{mm}$ ；钢梁：HW502mm \times 470mm \times 20mm \times 25mm，外加强环板宽度为 125mm，1 层层高 4.2m，2~8 层层高均为 3.6m。钢管混凝土组合框架破坏形态可分为柱先于梁发生破坏和梁先于柱发生破坏两种形式，前者对结构更为不利，故本章选取最不利破坏形式进行分析，钢管混凝土柱保护层厚度 $a = 7\text{mm}$ ，钢梁保护层厚度为 $a = 20\text{mm}$ ，使结构处于第一种破坏形态。

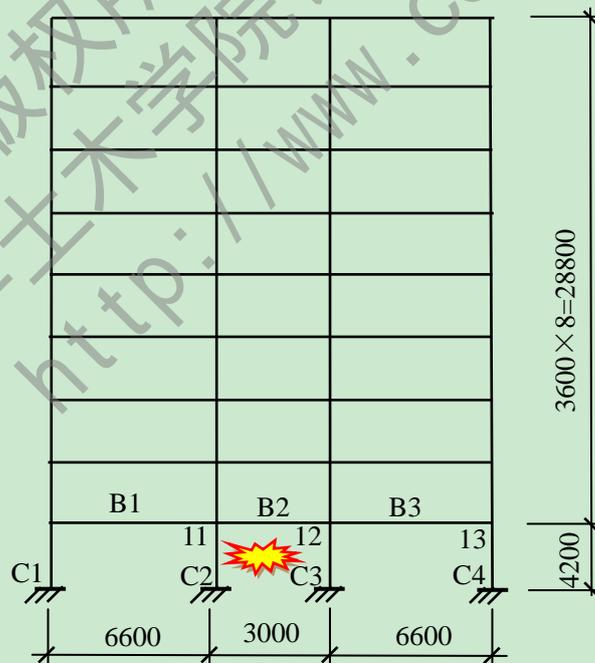


图 3.19 钢管混凝土组合框架火灾工况示意图

在温度场建模过程中,钢管与混凝土、钢梁与钢管混凝土柱、钢梁与保护层及钢管与混凝土之间均采用 Tie 约束,不考虑二者之间的滑移。采用 ISO-834 标准升温曲线,受火面考虑热对流和热辐射作用,对流传热系数取 $25 \text{ W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$,综合辐射系数取 0.5;非受火面综合考虑对流和辐射作用,对流传热系数取 $9 \text{ W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$;Stefan-Boltzmann 常数取 $5.67 \times 10^{-8} \text{ W}/\text{m}^3 \cdot \text{K}^4$,绝对零度 -273°C [61]。如图 3.20 所示,12 跨受火时 C2 柱和 C3 柱均为三面受火,B12 梁底面受火。可以看出升温 300min 后,受火面的温度明显高于背火面,柱截面的温度呈现单轴对称分布,受火后梁截面分度由下翼缘向上逐渐降低。

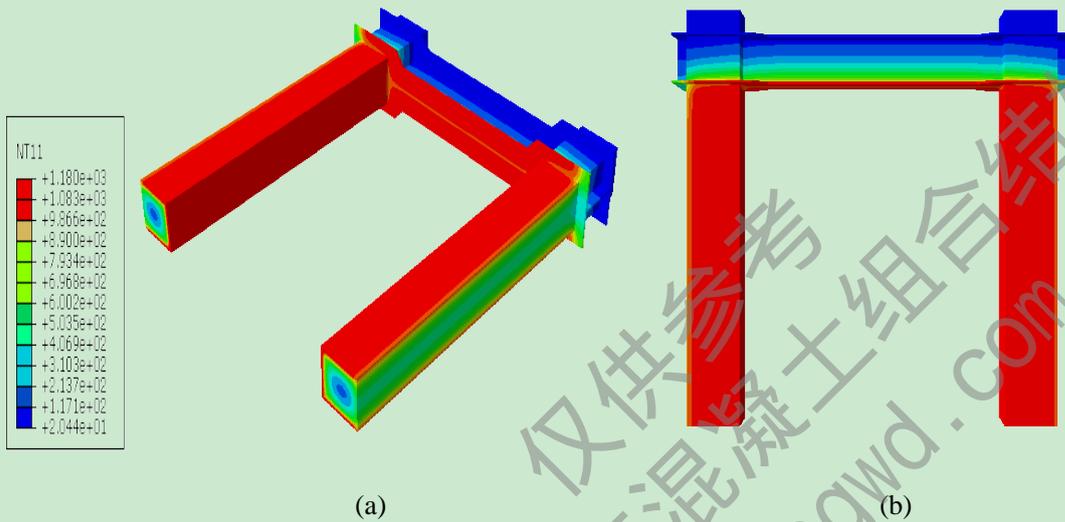


图 3.20 钢管混凝土框架温度场示意图

由图 3.21 可以看出,梁跨中截面的受火面和背火面的温度差异还是比较大的,受火下翼缘温度最高位 314°C ,非受火面的温度最高只有 64°C 。由于梁上添加了 20mm 的保护层,故而梁截面温度相对较低。

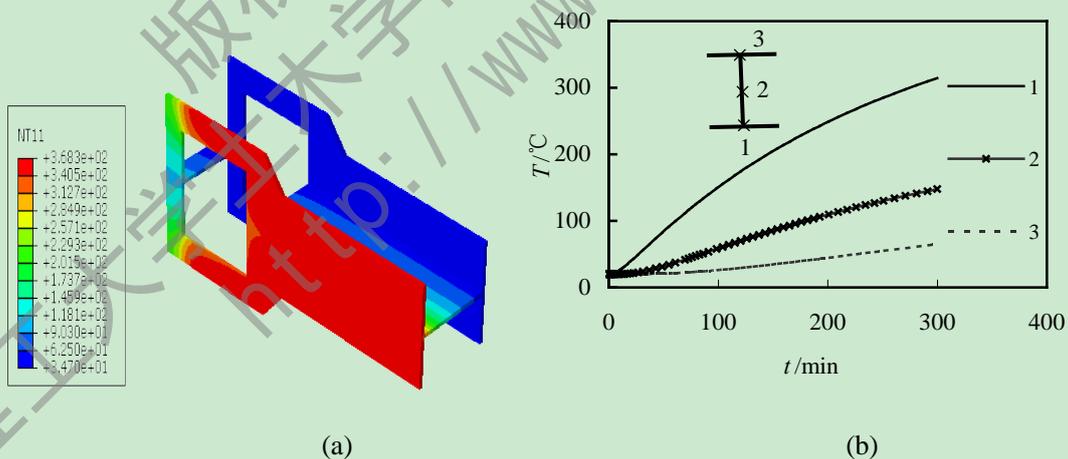


图 3.21 梁跨中截面温度分布示意图

图 3.22 为柱中截面(H/2)温度分布,由于柱为三面受火,因而其温度分布也呈现了单轴对称分布。由于柱为方钢管混凝土柱,在其截面受火面的边角(点 4)处温度达到了 722°C ,明显高于其他部位。在第二章的分析中可以看到,非均匀的温度分布会对长细比较大柱的力学性能产生明显的影响,但对于短柱或长细比较小的柱影响不明显。本

章算例中柱为 $\lambda=30$ 的长柱，在力学性能分析中可以看出非均匀的温度分布对其耐火性能的影响。

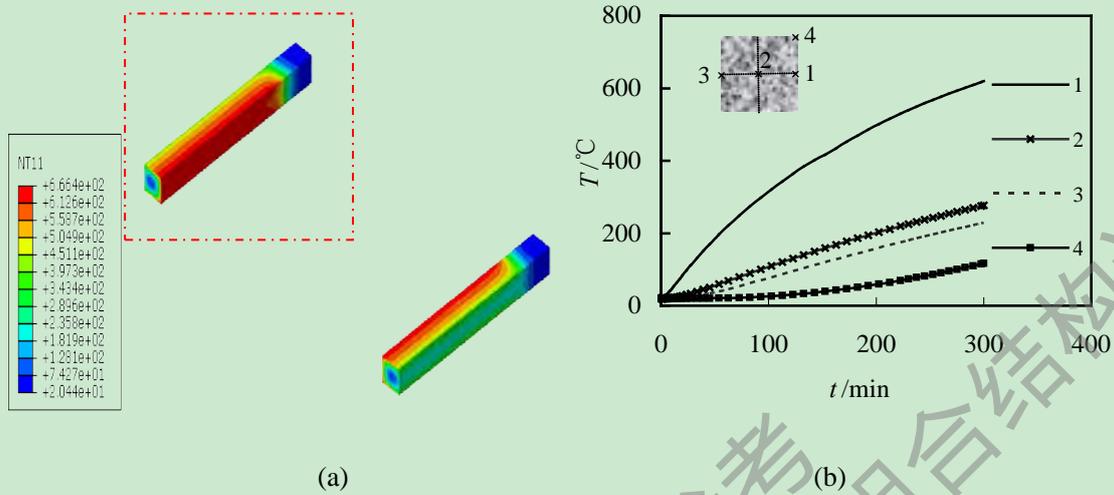


图 3.22 混凝土柱中截面(H/2)温度分布示意图

由图 3.23 可知，受火面点 2 的最高温度为 660℃，背火面的温度与受火面相比，温度较低，图 3.23(b)为图(a)中框选的左柱截面温度变化示意图，由图可以看出，背火面点 3 的最高温度为 55℃，角点处点 1 的温度最高，达到了 942℃。柱的保护层 $a=7\text{mm}$ ，所以总体而言，柱截面温度明显高于梁截面，添加保护层可以有效降低截面温度。

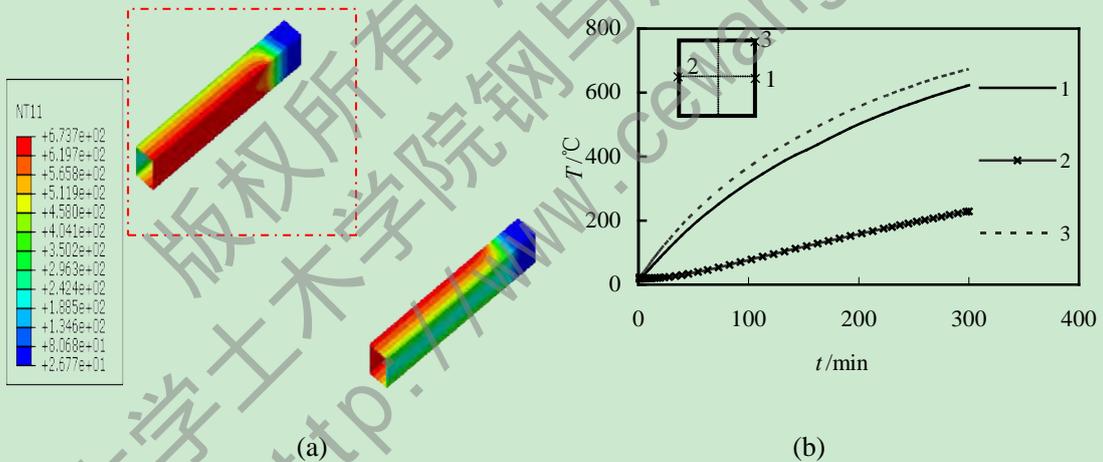


图 3.23 钢管柱中截面(H/2)温度分布示意图

综上所述，受火面的温度明显高于背火面，由于保护层厚度的差异，梁截面温度低于柱截面温度；钢管混凝土柱的钢管和混凝土的柱中截面处受火面的边角处温度高于其他部位；由于钢梁受火较少，且保护层厚度较大，故节点区的温度较低。

3.5.2 钢管混凝土组合框架火灾下力学性能分析

受火区域的框架，即实体建模部分，钢材采用二次塑流模型，由式 2.16 和式 2.17 计算钢材常温段及升温段的材性，混凝土采用塑性损伤模型，由式 2.20 和式 2.21 计算

混凝土常温段及升温段的材性；非受火区域，即梁单元建模部分，混凝土采用韩林海(2007)^[1]提出的基于纤维模型法的混凝土弥散本构模型，钢材采用二次塑流模型。

本文选取图 3.10 中轴线 7 所在位置的一榀横向框架进行分析，如图 3.24 所示，在各层均施加均布荷载，即屋面板和楼板传递至梁上的荷载。其中，屋面均布荷载 $q_1=71\text{kN/m}$ ，楼面均布荷载 $q_2=59\text{kN/m}$ ；同时依据火灾荷载比，在柱顶施加集中力。

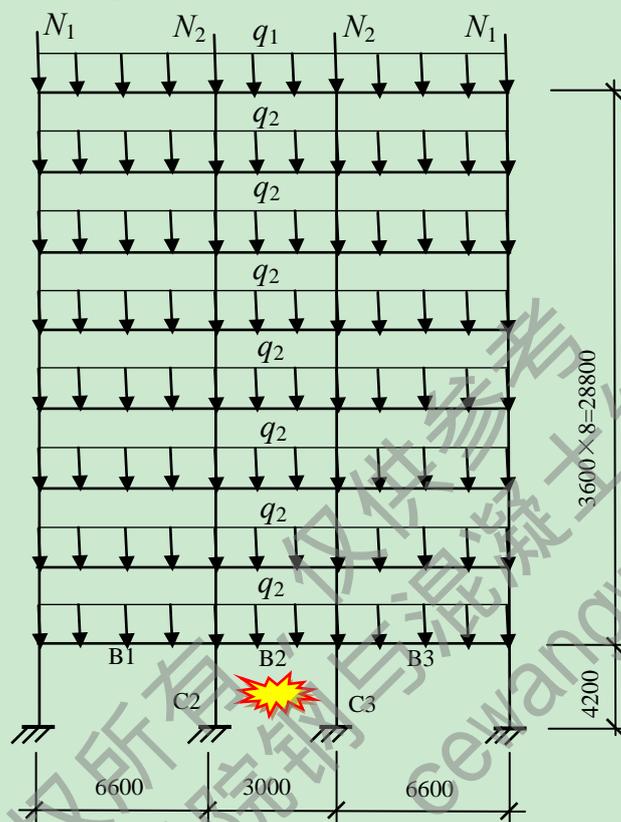


图 3.24 钢管混凝土组合框架加载方式示意图

钢管混凝土框架中受火跨（12 跨）钢管与混凝土之间采用面面接触（Surface to Surface），钢梁与钢管之间采用绑定约束（Tie）；C2 柱与 C3 柱实体单元与梁单元之间采用耦合约束（Coupling），钢梁 B1 与 B2、B2 与 B3 之间也采用耦合约束。

发生火灾时，受火构件会因温度升高而产生膨胀变形，升温初期，膨胀变形大于压缩变形，构件整体呈现膨胀趋势；随着温度的升高，材料损伤加重，进而压缩变形大于膨胀变形。ISO-834(1989)中建议的构件压缩变形量达到 $0.01H$ ，或者轴向压缩速率大于 $3H\text{mm/min}$ （ H 为柱的高度，以 m 计），柱即达到破坏^[1]。ISO-834(1999)中规定梁受火后的跨中挠度达到极限值 $L^2/(4h)$ ，梁即达到破坏，目前还未报道关于框架耐火极限的判定标准，在此先以构件判别标准作为组合框架的耐火极限的判别标准。

经历了常温加载及升温后，组合框架的变形如图 3.25 所示，由于框架结构对称，框架柱 C2、C3 变形基本相同，大致都是压缩、膨胀和破坏三个阶段。在组合框架中由于柱属于轴压长柱，并未考虑初始偏心，因而框架柱最终在柱端被压鼓了，特别实在在节点区的下方部位及柱底表现的比较明显，这与常温下的轴压长柱的破坏形态一致。

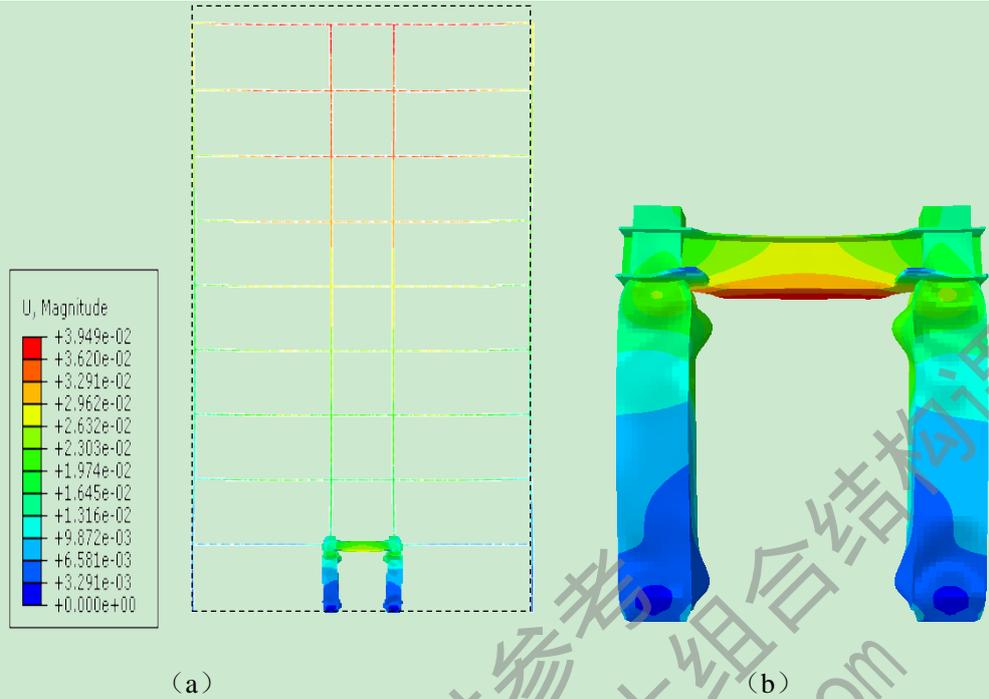


图 3.25 组合框架变形示意图

在图 3.26 中，可以看到量化的框架柱的轴向变形趋势。升温初期以膨胀变形为主，升温 30 分钟内，框架柱的膨胀变形逐渐增加；随后出现了一个变形平台，主要由于周围未受火构件对受火区域的柱子产生了约束效应，使得其变形区域平缓；随着温度的继续升高，材料的损伤程度增加，柱的变形以压缩为主，压缩变形逐渐增加直至最后破坏。整个过程中受火区域的左右柱，即柱 C2、C3 的变形基本相同，曲线也基本重合。

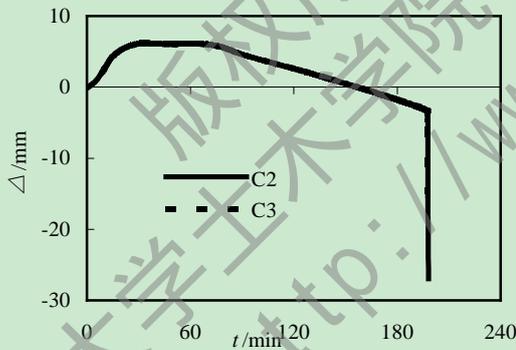


图 3.26 C2、C3 柱轴向变形-时间关系曲线

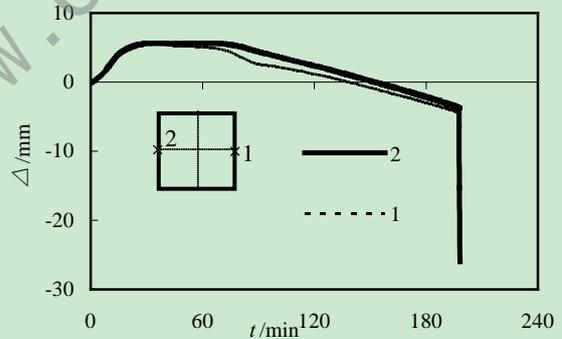


图 3.27 C2 柱受火区与非受火区变形关系曲线

图 3.27 为 C2 柱受火区节点和截面相对应的非受火区节点的轴向变形与时间关系对比曲线，其中，截面的上下面和右面为受火面，左面为非受火面，即点 1 位于受火面上，点 2 位于非受火面。可以看出，由于非受火区节点温度低于受火区节点，升温初期非受火区节点的膨胀变形略小于受火区节点，随着温度的升高，由于受火区材料损伤更严重，因而受火区节点的压缩变形要比非受火区节点的变形增长快，最后达到破坏。

如图 3.28 所示，混凝土从开始升温至最后破坏的过程中，C2 柱的混凝土柱中截面

(H/2)受火后不同时刻截面的应力变化。由图可知,升温开始时刻全截面应力分布较为均匀;升温至 15 分钟时,截面应力呈现明显的非均匀分布,此时临近受火面的混凝土区域应力大于非受火面区域的应力;升温至 100min 后,受火区的混凝土由于材性的损伤逐渐退出工作,此时的应力逐渐转移至非受火区域的混凝土承担,此时非受火区的混凝土应力要大于受火区的混凝土应力;随着温度的继续升高,应力较大区域逐渐向非受火区转移,直至最后柱发生破坏。

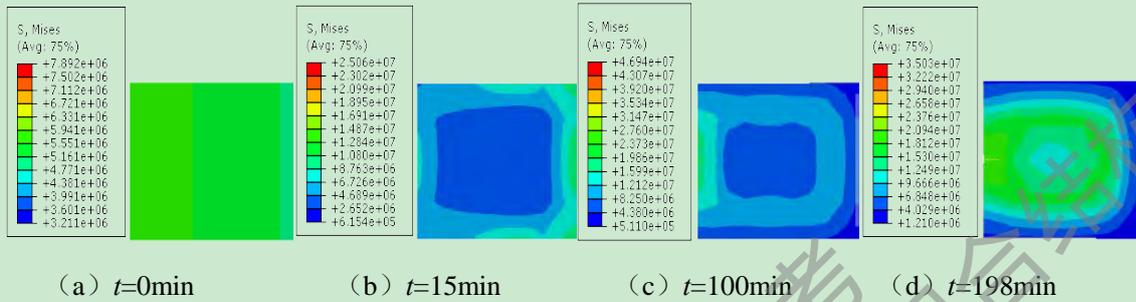


图 3.28 C2 柱混凝土中截面(H/2)升温不同时刻应力云图

与图 3.28 相对应,图 3.29 为 C2 柱的钢管中截面(H/2)受火后不同时刻截面的应力变化。在升温的整个过程中,钢管的中截面呈现与混凝土类似的变化规律。由图可知,同一时刻,钢管截面的应力要高于混凝土截面的应力。由于钢管处于外围位置,钢管的温度要高于混凝土,因而 材性损伤也更为严重。

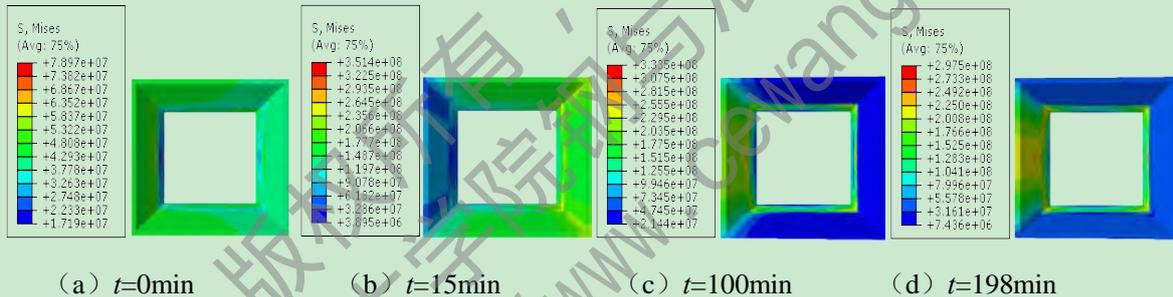


图 3.29 C2 柱钢管中截面(H/2)升温不同时刻应力云图

图 3.30 为中跨梁的上下翼缘挠度与时间关系曲线,其中下翼缘受火而上翼缘不受火,加之梁的保护层厚度也较大,因而在整个升温过程中,梁的挠度不大。可以看出,下翼缘挠度的增长速率要大于上翼缘。由于钢管混凝土组合框架的边跨跨度 $L_1=6600\text{mm}$,中跨跨度 $L_2=3000\text{mm}$,因而中跨部分的刚度相对边跨的刚度要大,本文中组合框架的钢管混凝土柱中钢管壁厚也较大,加之钢材的线膨胀系数要大于混凝土,因而在升温后,框架的膨胀变形也较大,C2、C3 柱的产生膨胀变形时,而且梁的荷载比也不大,而柱的变形带动梁 B12 产生了向上的位移。

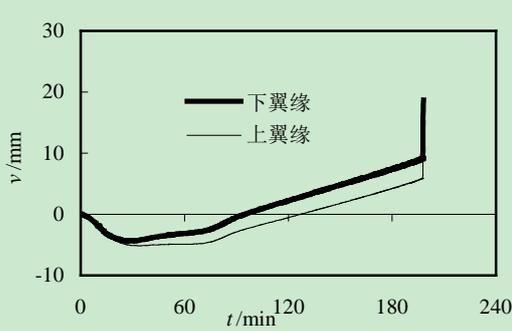


图 3.30 梁 B12 跨中截面挠度-时间关系曲线

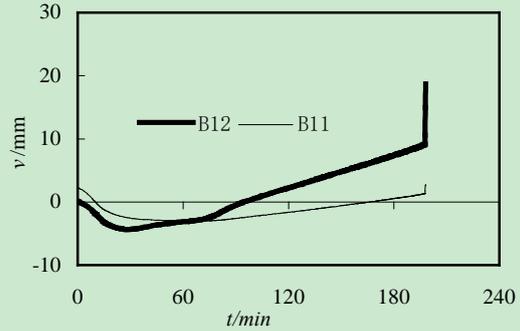


图 3.31 梁 B11 与 B12 跨中截面挠度-时间关系曲线

3.5.3 钢管混凝土组合框架受火全过程力学性能分析

前面分析了一层的中跨发生火灾后的钢管混凝土组合框架耐火性能，实际生活中降温段对于结构体系及构件安全的危害不亚于升温段，有许多结构及构件并非是在升温段发生破坏，而是在降温段发生破坏，因此有必要分析组合框架的受火全过程力学性能，下面对于经历了常温加载、恒载升降温及高温后加载的组合框架进行分析。

图 3.32 为顶层加载点处的柱轴向变形与时间关系曲线，其中，AB 段为常温加载段，BC 段为恒载升降温段，CD 段为火灾后加载段。在常温段及火灾后加载段分析步时间较短，故变形呈现直线下降；随着温度的升高，在升温段柱顶的轴向变形逐渐增大；进入降温段初期，变形变化比较剧烈，出现了尖角，随着温度的继续降低，变形有所恢复，恢复了大约 12.5%；与王景玄(2014)^[75]中平面框架柱顶位移与时间关系曲线得到的结果相似，整体变形趋势与单个方钢管混凝土柱火灾全过程变形趋势类似。

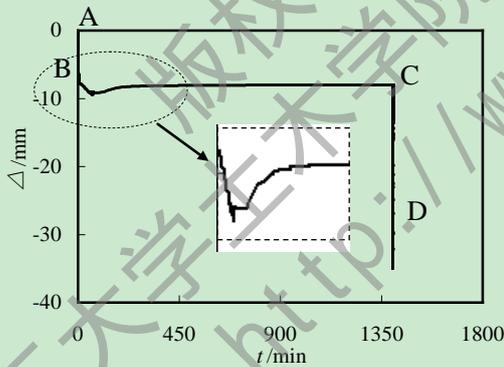


图 3.32 C92 柱轴向变形-时间关系曲线

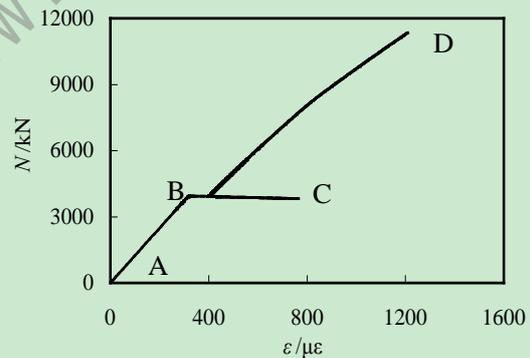


图 3.33 C12 柱轴向荷载-应变关系曲线

图 3.33 为底层受火柱轴向荷载和应变关系曲线，与图 3.32 相对应，均可以看到框架底层柱 C12 经历常温加载(AB)，恒载升降温(BC)和火灾后(CD)四个阶段。在升降温阶段，由于在顶层柱顶施加集中荷载，底层柱的轴力在恒载升降温段的轴力有浮动现象，但浮动的幅度不超过 1000kN；由于框架受到周围构件的约束，与单个构件的受力不同的是，框架中的构件存在内力重分布，受损及破坏严重的构件会存在卸载的情形，其变形和内力变化与单个构件存在明显差异；总体变形趋势与单个柱在火灾全过程中的力学

表现大体相同，内力变化存在略微差异。

图 3.34 为平面框架受火全过程中不同时刻梁单元建模部分的轴力变化示意图，其中 SF 代表 section force and moment; $t=0\text{min}$ 即常温加载段与升温段的界限, $t=60\text{min}$ 为升温段和降温段界限, $t=1400\text{min}$ 为降温段与火灾后加载的界限; 图中的黑灰色部分为实体建模部分, 即受火部分。由图可知, 与受火区域相邻的构件的 SF1 力与非受火区明显不同, 柱在升温段受拉, 柱中的轴力变化较为明显; 随着受火区域温度的不断升高, 构件会产生明显的膨胀变形, 柱的受压轴力数值减小; 随着温度的降低, 构件的膨胀变形也逐渐减小, 钢材的材性得到一定程度的恢复, 轴力数值开始增大, 但总体上大于常温加载段和升温段, 小于火灾后加载段; 由于在九层柱顶施加轴向集中力, 各层柱中的轴力在不同阶段变化各不相同, 与受火区域临近的柱轴力符号与其余各层不同。

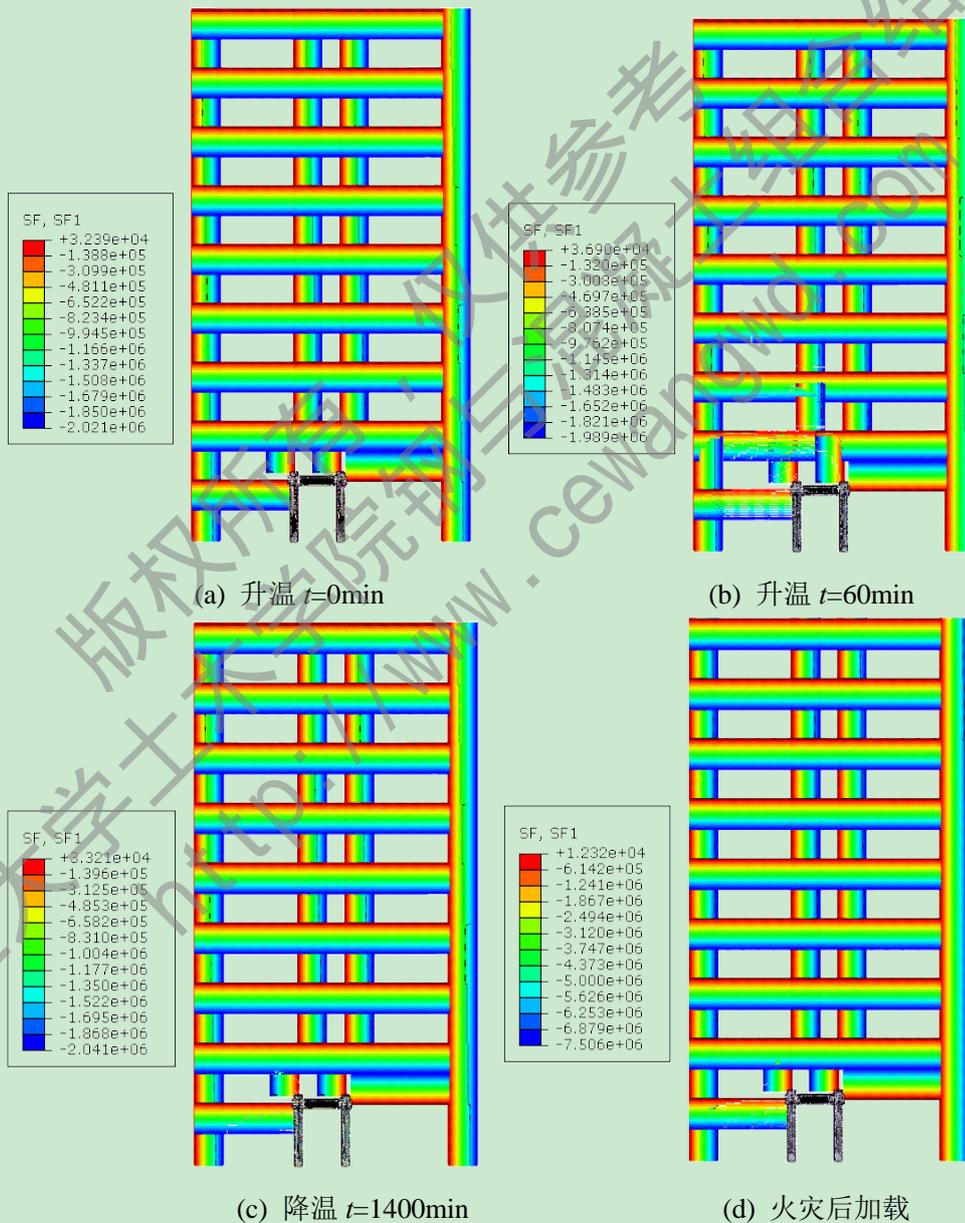


图 3.34 平面框架不同时刻截面轴力 SF1 变化示意图

图 3.35 为平面框架梁的剪力与时间变化关系示意图，各符号的含义同上，SF2 为梁单元 N2 方向的力。由于充分考虑了空间框架对平面框架的约束效应，约束了框架平面外变形，因而只考虑了平面内的内力变化，没有考虑 N1 方向的内力变化。梁剪力的变化规律与轴力类似，与受火区域相邻的楼层，内力的变化与其余楼层不同。升温段剪力呈现增加的趋势，降温段剪力有所减小，但数值要大于常温加载段和火灾后加载段的剪力的数值。

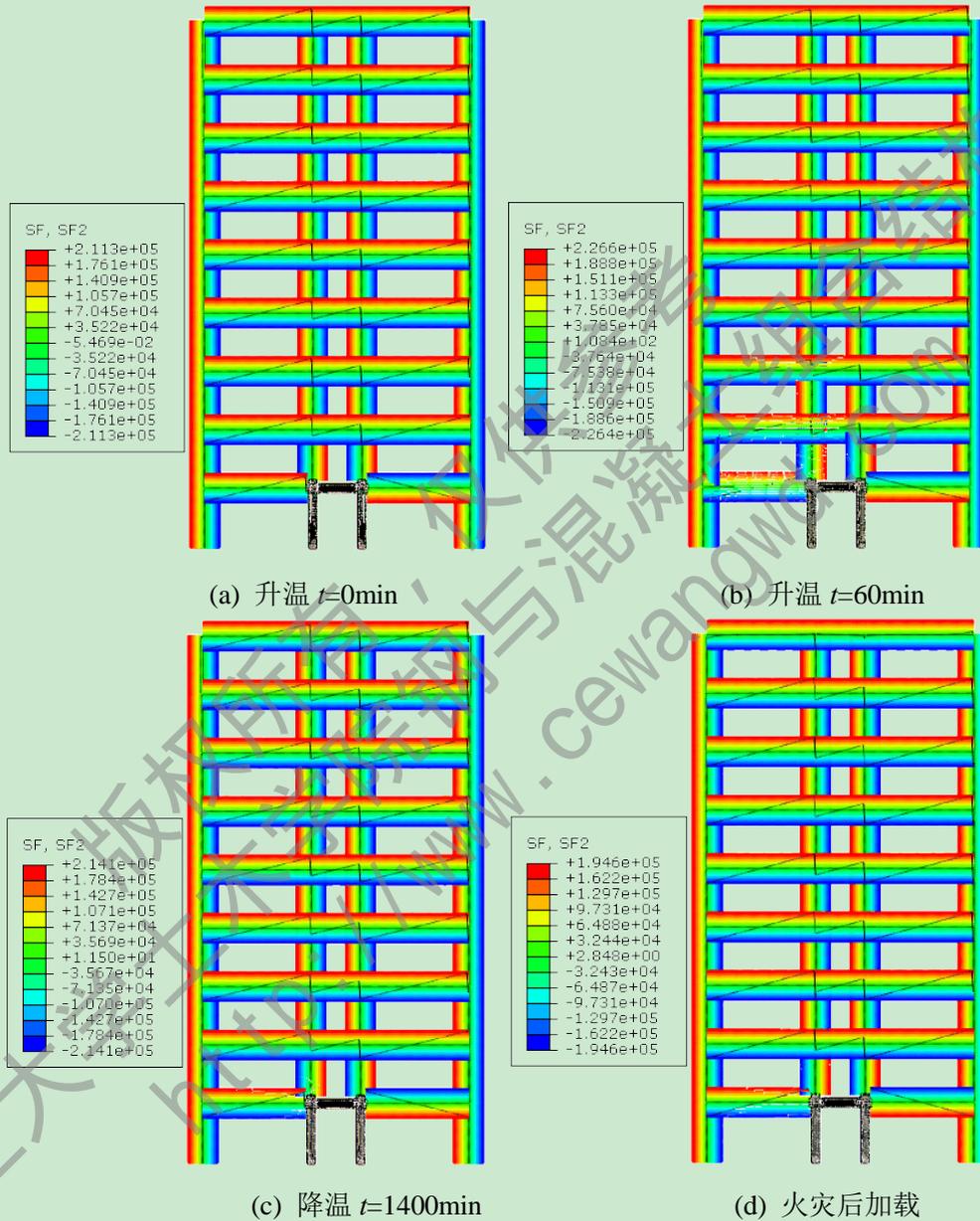


图 3.35 平面框架不同时刻截面剪力 SF2 变化示意图

图 3.35 为平面框架受火全过程中不同时刻梁柱弯矩的变化示意图，SM 为 section moment, SM1 则代表了轴向的弯矩。在整个过程中，与受火区域临近的梁柱内力变化受到影响较大，弯矩整体的变化趋势与剪力变化类似。梁跨中正弯矩与支座负弯矩数值在升温段最大，其次是降温段，最后是常温段和火灾后加载段；在常温加载段、恒载升

降温段顶层柱的柱顶弯矩数值最大，同时中跨的梁端负弯矩急剧增加；由于边跨的跨度较大，其跨中的弯矩受温度影响也较大，弯矩数值明显增加。

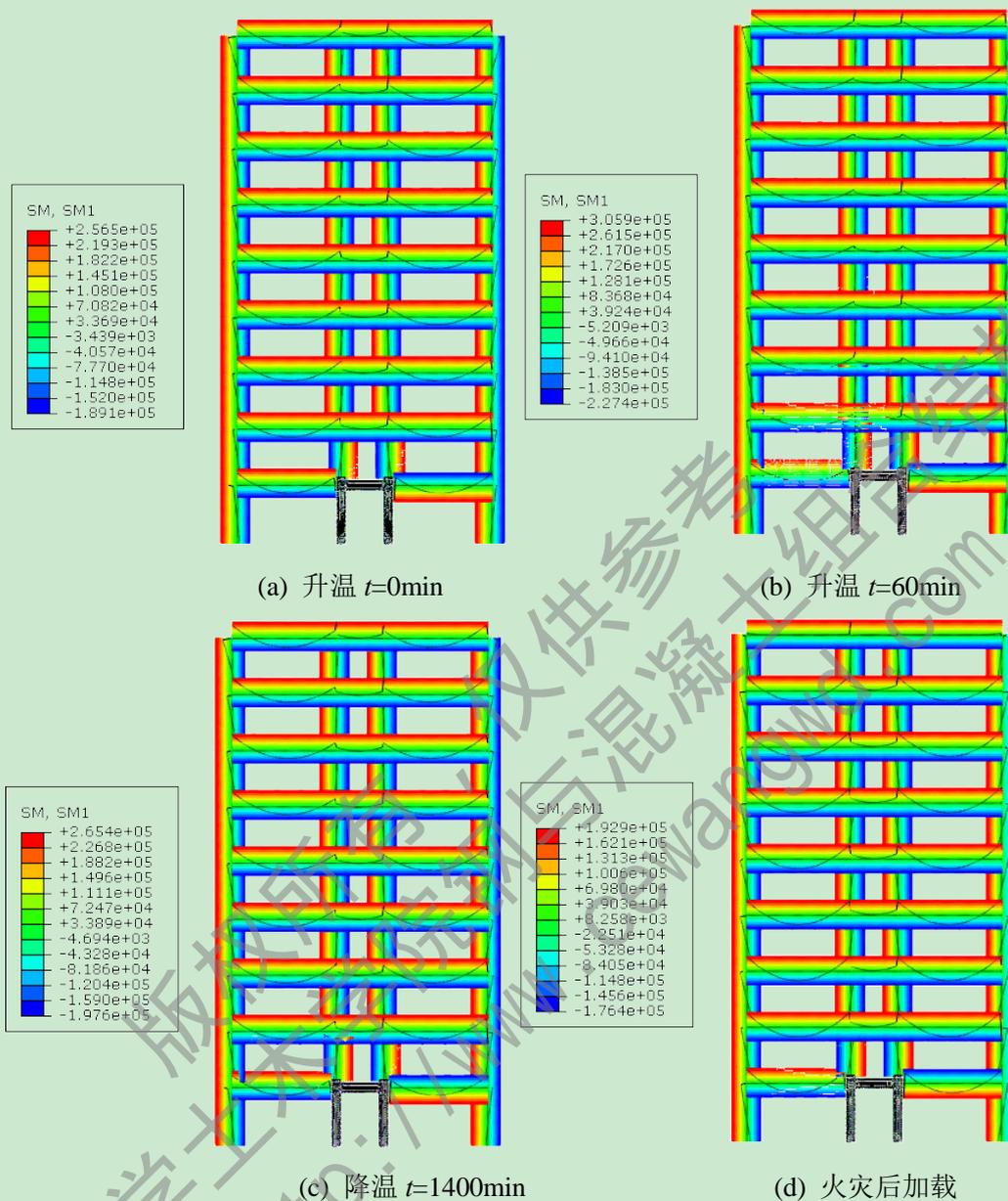


图 3.36 平面框架不同时刻截面弯矩 SM1 变化示意图

3.6 本章小结

本章主要进行了钢管混凝土组合框架设计及非均匀受火时钢管混凝土组合框架耐火性能分析，可以得到以下几点结论：

(1) 采用 MIDAS 软件进行钢管混凝土组合框架设计，并采用多尺度建模法建立了钢管混凝土组合框架常温下的力学分析模型，结果表明，多尺度建模法有效可行，可以

进行在计算条件受限时对结构体系的受力分析，在保证计算精度的前提下，降低计算成本，提高结构体系分析效率。

(2) 采用多尺度法建立非均匀受火的钢管混凝土组合框架有限元模型，非均匀受火后的构件，截面温度场分布不再完全对称，轴压长柱也会因为非均匀分布的温度场分布而产生弯曲破坏。受火后由于材性的损伤，构件的变形也更为明显，由于受到周围未受火构件的约束，其力学性能要优于单独构件的力学性能。

(3) 对于受火全过程的钢管混凝土平面组合框架，其变形趋势与单个构件的变形类似，但是其内力变化不同于单个构件，在升降温阶段出现了轻微的浮动现象；与受火区域相邻的梁柱构件内力的变化不同于其余各楼层，总体而言，在底层火灾工况作用时，升温段框架的内力较大，结构也最危险。

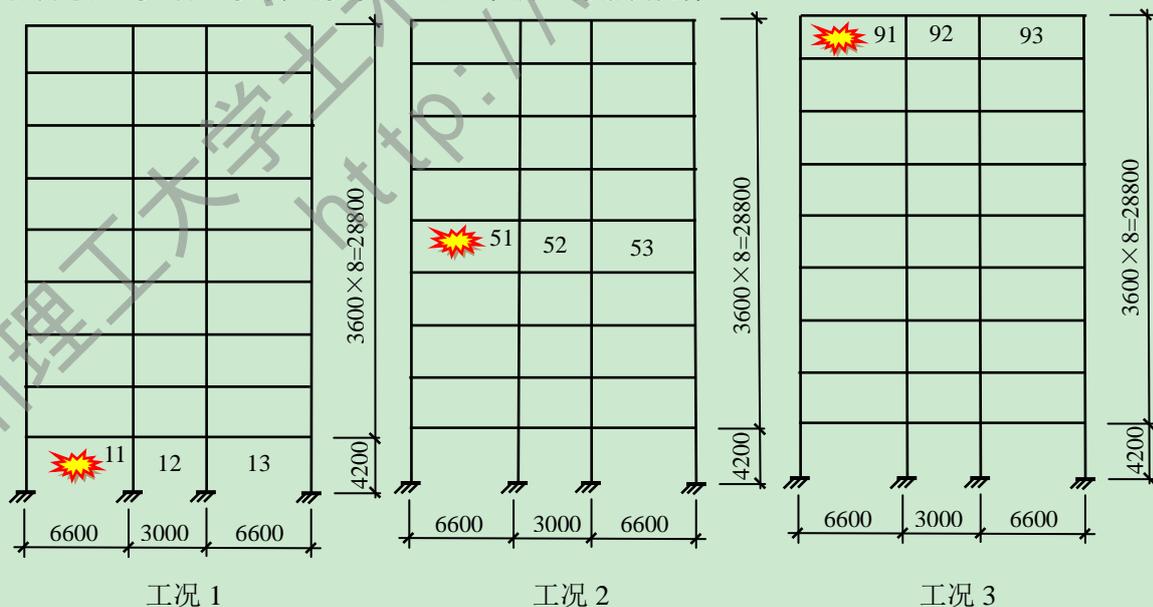
第 4 章 不同火灾工况下钢管混凝土组合框架受力分析

4.1 引言

处于结构体系中的构件由于受到周围其他构件的约束，它在受火后的力学性能会与单个构件存在差异，因而需要继续研究体系中构件受火后的力学性能。第 3 章进行了钢管混凝土组合框架设计，分析了典型火灾工况之一的组合框架力学性能。由于火灾的随机性和偶然性较大，火灾可能会发生在框架体系的任何一个部位，即不同火灾工况的作用。为了进一步研究不同火灾工况下的火灾对钢管混凝土组合框架力学性能的影响，本章主要对以下几种火灾工况进行分析。

4.2 不同受火工况下组合框架受力分析

本文对平面组合框架的每一跨进行编号，即 ij 跨 ($1 \leq i \leq 9, 1 \leq j \leq 3$)。如火灾发生在一跨，即称为 F_{ij} ，如火灾同时发生在两跨，则称为 F_{ij-ij} ，三跨的情形类似，称为 $F_{ij-ij-ij}$ 。对于每一层构件也进行编号，由左至右，梁的编号依次为 B_{ij} ，柱编号依次为 C_k ($1 \leq k \leq 4$)。对于九层三跨的钢管混凝土平面框架而言，由于结构对称，单跨发生火灾时，火灾的情形可以大致分为边跨和中跨，底层、中间层和顶层等 6 种工况；如果边跨和中跨同时发生火灾可以分为底层、中间层和顶层等 3 种工况；如果火灾同时在三跨发生，则工况类似于两跨发生火灾的情形，共有 3 种火灾工况。总体而言对于平面框架而言，共有 12 种火灾工况，如图 4.1 所示。由于计算条件限制，本文仅选取其中几种典型火灾工况进行分析，以期可以得出受火后组合框架的变形规律。



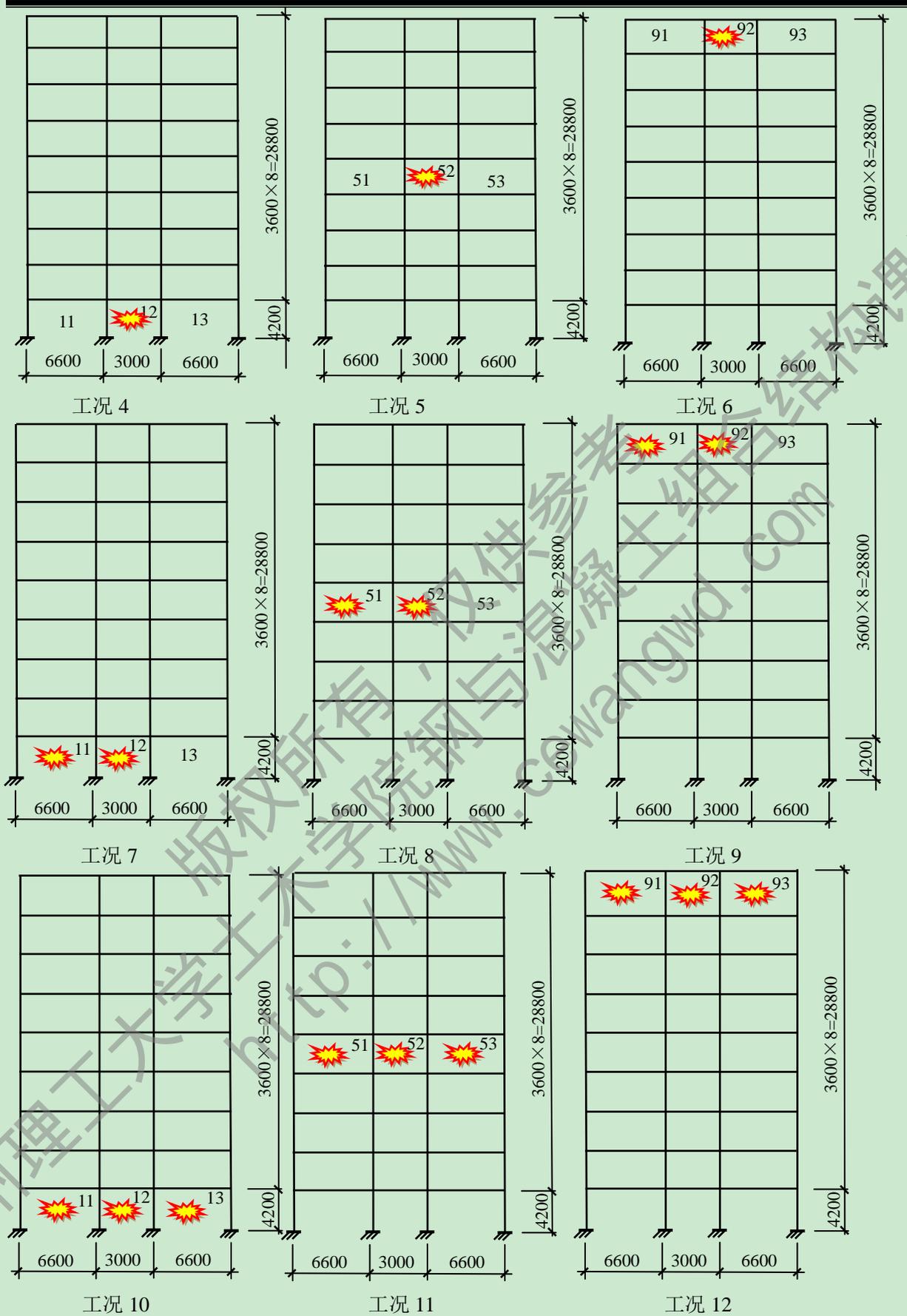


图 4.1 火灾工况示意图

4.3 不同火灾工况下组合框架的变形及破坏机理分析

对于组合框架受火后的力学性能分析，火灾作用位置的改变对结构的影响也会不同。构件受的约束越多，受火后框架的周围构件亦会对其提供越多的有效支撑，约束其变形，因而不同位置的火灾作用下，组合框架的耐火性能也有变化。由于计算条件限制，本文选取上述火灾工况中的几种典型工况进行分析。

4.3.1 中跨火灾作用下组合框架变形及破坏机理分析

火灾发生在中跨时对应于图 4.1 中的工况 4、工况 5 和工况 6，由于钢管混凝土组合框架左右对称，火灾发生位置位于结构的对称轴位置，而框架左右未受火部分均会对中间受火部分产生约束作用，约束组合框架受火部分的变形，为其提供有效的约束效应。

由图 4.2 可以看出，不同火灾工况下，组合框架耐火极限各不相同。工况 4 作用下，即 F_{12} ，火灾发生在框架的一层第二跨，柱在 198min 时变形增长较快，达到耐火极限；工况 5 属于火灾发生在中间层，即 F_{52} ，此时框架受火部分受到周围未受火构件的约束，其耐火极限最大，为 517min；工况 6 时，火灾发生在顶层中跨，即 F_{92} ，此时框架的耐火极限位于三者中间，为 300min。在进行平面框架耐火性能分析时，设置了相应的边界条件，考虑了空间框架对其的有效支撑，不考虑框架平面外发生破坏的情形。由图中结果可以看出，在升温开始后，膨胀变形增长较大，此后由于受到周围未受火构件的约束，都存在一个变形平台段，此后压缩变形逐渐大于膨胀变形，占主导地位，最终柱发生破坏，达到耐火极限。

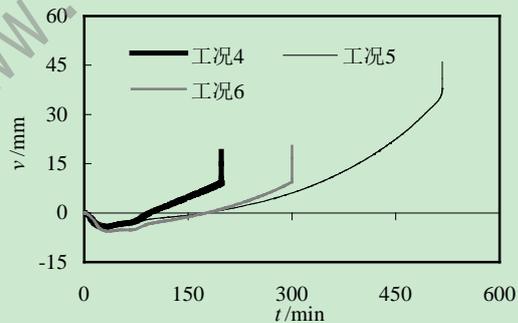
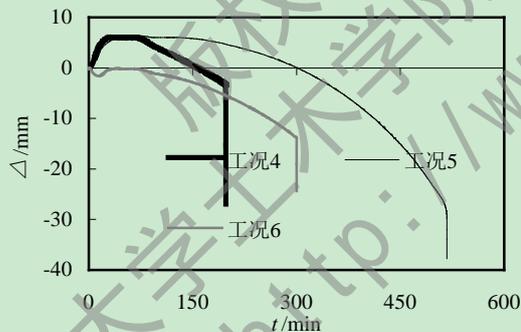


图 4.2 不同工况下 C2 柱轴向变形-时间关系曲线 图 4.3 不同工况下梁跨中挠度-时间关系曲线

由于中跨的跨度与边跨相比不大，所以框架的中跨部分属于结构中刚度较大的部分，钢梁的变形趋势基本上跟随钢管混凝土柱的变化而变化。由图 4.3 可知，由于梁的保护层厚度较大，梁截面温度相对较低，材料损伤程度没有柱严重，总体而言，梁的变形不大，尚未达到破坏。升温开始后，柱截面的温度较高，膨胀变形增加很快，此时梁截面的温度较低，加之梁的荷载比也不大，梁跟随柱的膨胀变形，产生了相应的变形，但是梁的变形曲线中并不存在变形平台。

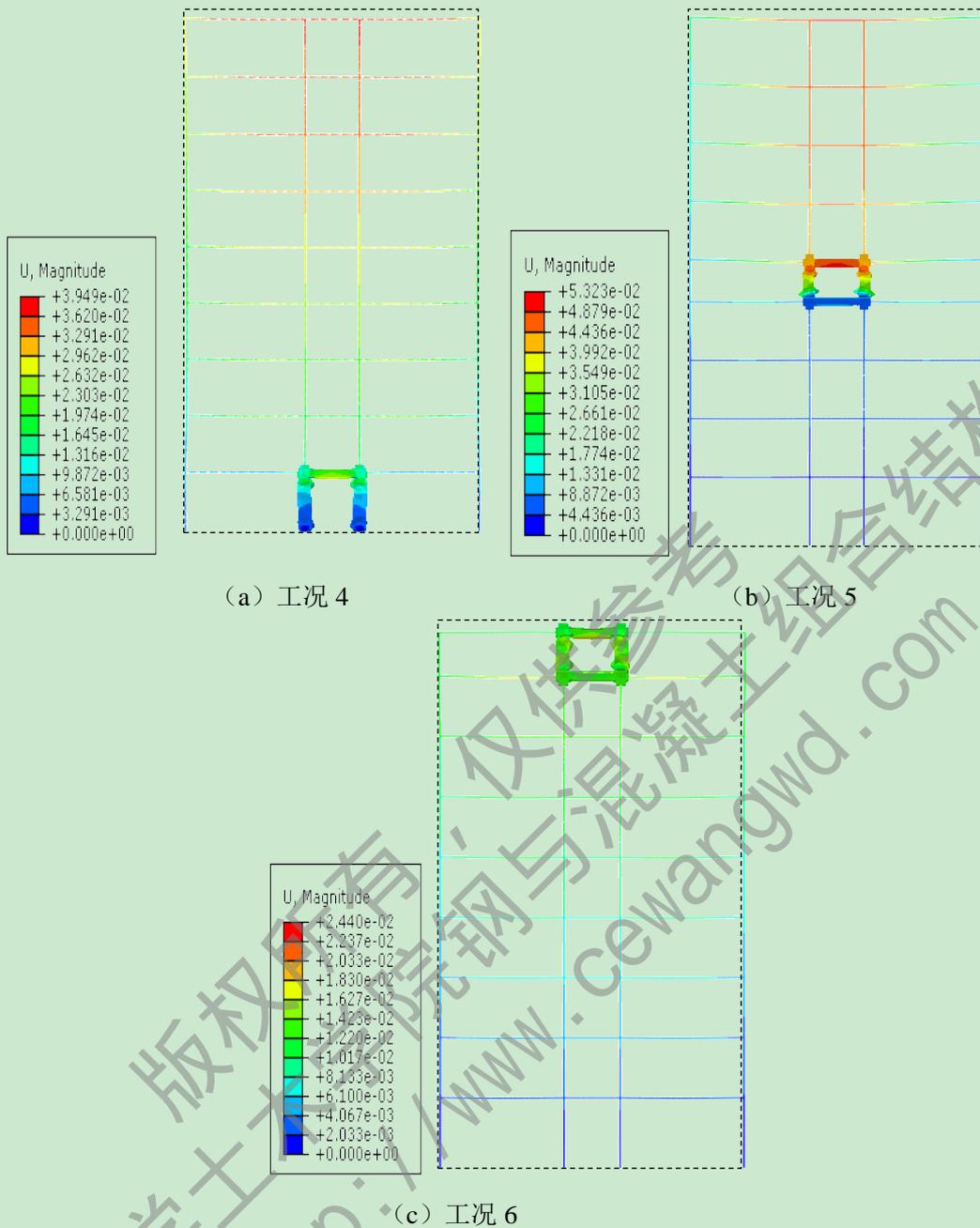


图 4.4 不同火灾工况下框架竖向变形示意图

由图 4.4 所示，不同火灾工况下，框架的竖向变形各不相同。受火后结构的材料由于温度的升高而裂化，底层发生火灾时，会影响底层以上的所有各层的变形，底层柱发生破坏后，结构会产生内力重分布；中间层发生火灾时，对其上部构件影响较大，对底层影响较小；顶层发生火灾时，对其下部构件及周围梁的影响较小。三种工况下，框架最终的破坏形态均属于柱端被压鼓而发生破坏。

综上所述，在中跨发生火灾时，由于结构左右对称，组合框架两边未受火的部分对受火部分的约束作用相同，此时的非均匀受火的附加偏心效应不明显，最终结构均以框架柱被压鼓而达到破坏。工况 4 的耐火极限最小，其对结构体系的危害亦越大，说明底层火灾对结构影响较大。

4.3.2 边跨、两跨火灾作用下组合框架变形及破坏机理分析

平面组合框架受火的部分升温后，钢材及混凝土均会产生膨胀变形。由于结构受火的部分位于边跨，受火膨胀后，框架的左边受火部分会产生向上的膨胀变形，结构产生了轻微倾斜，结构重心位置改变，加之在框架柱顶端施加了集中力，结构高度也较大，产生了附加偏心距，产生了二阶效应，促使结构的倾斜程度更大；火灾荷载比越大，结构的二阶效应越明显，倾斜程度越大。框架的两跨受火时也呈现了类似的规律，单跨受火时，结构倾斜程度更为严重。为了研究此类工况下结构的耐火性能，选取了三层组合框架进行分析，将实际的九层荷载进行转化，转化为在三层结构上的荷载。图 4.5 至图 4.7 为边跨和两跨受火后结构的变形示意图，由此可以看出，两种工况下结构的变形各不相同。

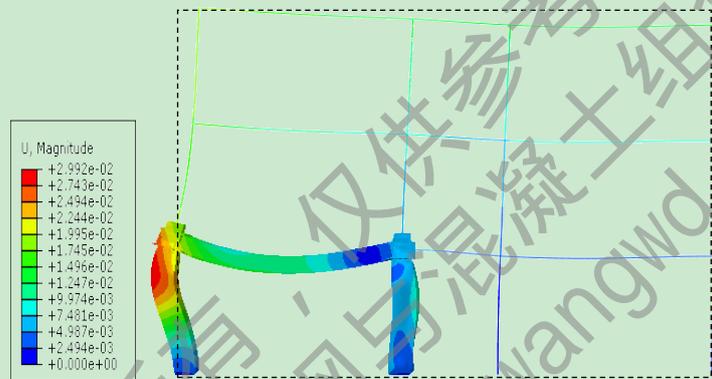


图 4.5 工况 1 框架变形示意图

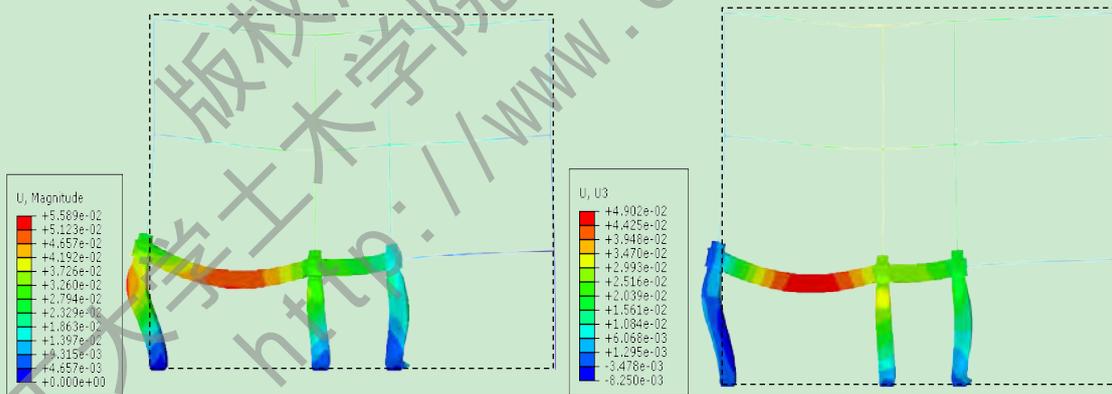


图 4.6 工况 7 框架变形示意图

图 4.7 工况 7 框架竖向变形示意图

由图 4.5 可知，对应图 4.1 中的火灾工况 1，此时结构只有边跨受火，边柱 C1、中柱 C2 均为三面受火，但此时两柱的变形却存在很大差异，C1 柱的偏心效应更明显，产生了明显的弯曲，主要是因为两柱的周边约束情况不同，由此可见受火后的组合框架的变形与其周围的约束情况有很大关系。工况 7 作用时，边柱 C1 和中柱 C3 为三面受火，中柱 C2 为四面均匀受火。由图 4.6 可以看出，三面受火的边柱 C1 和中柱 C3 均产生了

弯曲，只是边柱的弯曲更加明显。由图 4.7 可知，边柱 C1 的膨胀变形大于中柱 C3，主要是因为未受火部分的构件的约束作用抑制了柱的膨胀变形。由此可以看出，如果此时周围构件可以提供有限约束，构件的膨胀变形就会受到抑制。

工况 1 时，即 F₁₁，边柱 C1 的膨胀变形较为明显，中柱 C2 的压缩变形要更明显，由图 4.8 可以看出，升温后中柱 C2 的变形经历了压缩、膨胀和压缩破坏三个阶段。由于受火部分所占比例相对较小，在加上中柱 C2 受到周边构件的有效约束，膨胀变形不是很大，最终框架柱发生破坏，达到耐火极限。

图 4.9 所示为两跨受火时，即 F₁₁₋₁₂，边柱 C1、中柱 C2 和中柱 C3 的轴向变形与时间的关系曲线。由图可知，在此种工况下，柱 C1 和柱 C2 为三面受火，柱 C2 为四面均匀受火，其材料损伤也最为严重，膨胀变形及压缩变形的增加也最为明显，在柱 C1 和柱 C3 还未达到破坏时，中柱的压缩量已达到耐火极限的规定而发生破坏。

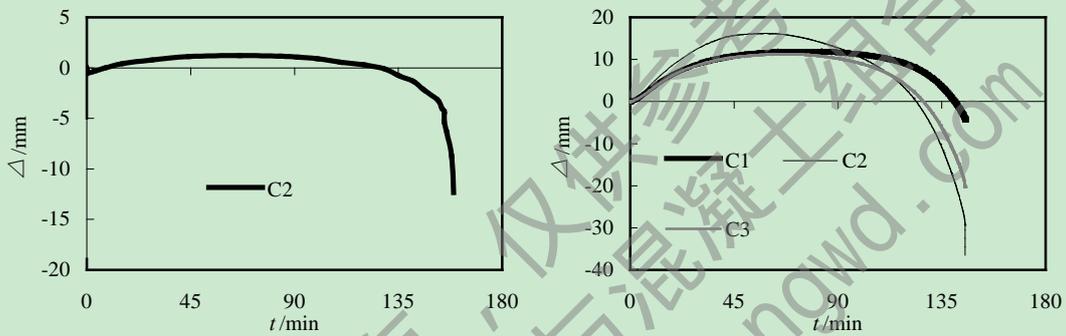


图 4.8 工况 1 框架柱竖向变形-时间关系曲线 图 4.9 工况 7 框架竖向变形-时间关系曲线

如图 4.10 所示，工况 7 作用下，可以看出边柱 C1 和中柱 C3 的侧向变形与时间关系曲线。由图可知，框架柱 C1 的侧向变形增长速率要比中柱 C3 增长的快很多，而且边柱的侧向变形约为中柱的 2.2 倍，中柱由于非均匀受火亦产生了侧向变形，但其增长较为平缓，由此可见周围构件约束作用的重要性。

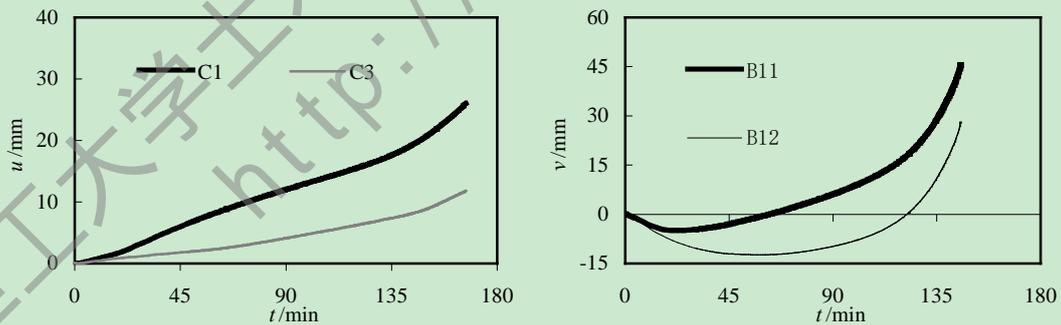


图 4.10 工况 7 下框架柱侧向变形-时间关系曲线 图 4.11 工况 7 下框架梁挠度-时间关系曲线

前面已经分析了框架柱的变形趋势，现在分析框架梁的变形，如图 4.11 所示。由于梁的荷载比较小，且保护层厚度较大，梁截面的温度较低，材料损伤较轻，框架梁的变形尚未达到破坏。其中，B11 为边跨梁，B12 为中跨梁，由于边跨梁 B11 的跨度为中跨

梁 B12 的 2.2 倍，因而其变形的增加要比中跨的梁 B12 快很多；除此之外，中跨梁 B12 部分位于平面框架结构中刚度较大的区域，因而中跨的梁 B12 的变形会受中跨柱的变形影响较大，基本是随着中跨柱 C2、C3 的变形而产生相应的变形。

4.3.3 三跨火灾作用下组合框架变形及破坏机理分析

前面已经分析了中跨、中跨不同楼层、边跨及两跨同时发生火灾时，组合框架的变形规律，可以看出不同的火灾工况作用下，组合框架的变形及破坏形式亦各不相同。三跨发生火灾时，结构的变形形态也呈现对称分布，如图 4.12 所示。其中，边柱 C1 和 C4 为三面受火，中柱 C2 和 C3 为四面均匀受火，因而中柱的材料损伤更为严重，而边柱由于非均匀的温度分布，柱最终产生了向非受火面的弯曲。从图中还可以看出，中柱的压缩变形由于其材料损伤较为严重，其压缩变形也大于边柱的压缩变形。在工况 10 作用下，即 F₁₁₋₁₂₋₁₃，两个组合框架边柱为由于截面的非均匀温度稳步产生的附加偏心作用而产生了受弯破坏；中柱由于温度升高，结构的材料裂化而产生的受压破坏。

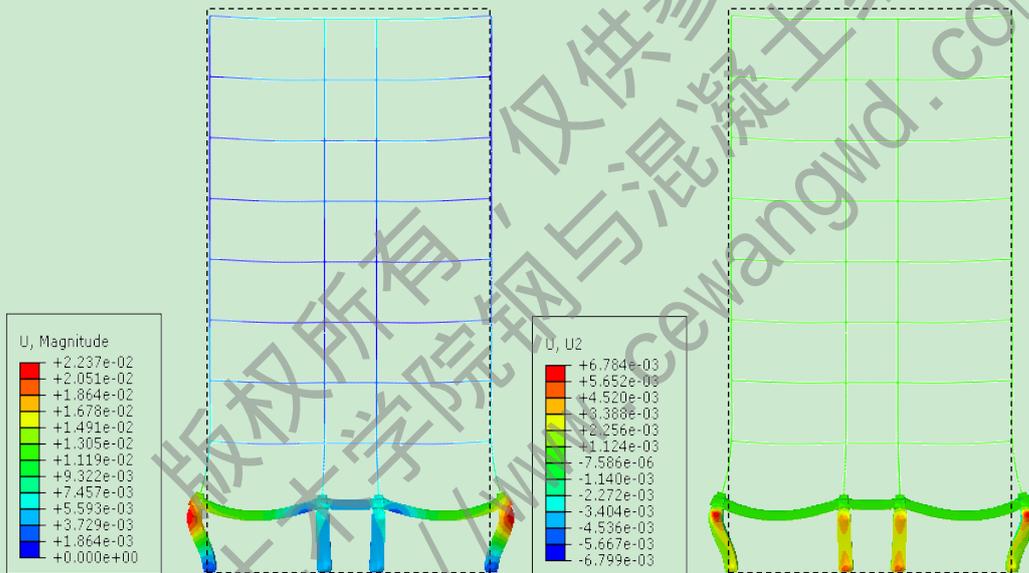


图 4.12 工况 10 框架竖向变形示意图

图 4.13 工况 10 框架竖向变形示意图

图 4.13 为框架在工况 10 作用下，U₂ 方向的变形示意图。由图可以看出，组合框架中柱的柱端均有被压鼓的现象，与图 4.12 相对应，组合框架的中柱由于材料损伤较为严重，最终被压鼓而产生破坏；组合框架的边柱产生了弯曲变形，但其柱端节点下方区域也产生鼓曲变形。常温下的轴压长柱在外荷载作用下，最终因为两端被压鼓而产生破坏。在经历了升温以后，温度分布的不同也就产生了升温后柱的变形差异，这一点从中柱和边柱的变形及破坏形态上可以看出来。因此，温度的分布形式可以影响柱的破坏形态，但是温度的非均匀分布对于长柱的影响更为明显，也与其周围的约束情况有关系。

由于结构的变形左右对称，因此只选取边柱 C1 和中柱 C2 的变形进行分析，如图 4.14 所示。由图可知，中柱 C2 膨胀变形增加比边柱 C1 要快，压缩变形的增长速率

也比边柱快，这主要是因为中柱为四面受火，截面温度比边柱高，因而膨胀变形就会较大，温度高自然会引起材料损伤更为严重，因而中柱的压缩变形增长也会更快。边柱的长细比为 30，属于轴压长柱，但由于其三面受火，故而由于温度的非均匀分布而产生了附加偏心效应，使得柱产生了弯曲变形，但其轴向变形没有中柱的变形大。

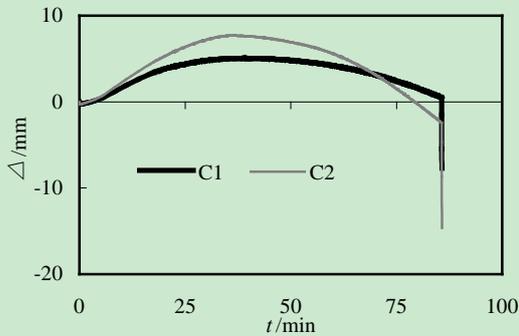


图 4.14 工况 10 下框架竖向变形示意图

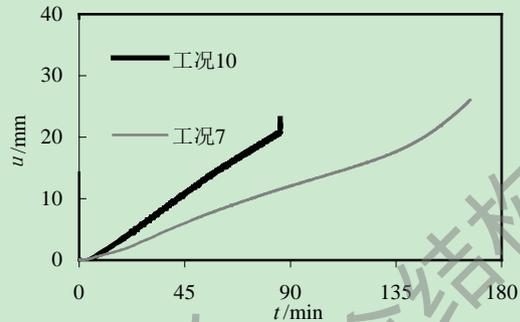


图 4.15 边柱侧向变形对比示意图

图 4.15 为边柱的侧向变形-时间关系曲线，与工况 7 相比，工况 10 作用下，边柱的侧向变形几乎为线性增加，与工况 7 相比，增长更快。这主要是因为三跨同时受火时，受火面积增大，有效的约束就会减少，随着温度的不断升高，材料的损伤亦逐渐增加，变形亦随之越来越大。

4.4 本章小结

本章主要进行了不同火灾工况下，非均匀受火的钢管混凝土组合框架耐火性能分析，可以得出以下几点结论：

(1) 在中跨或者三跨同时发生火灾时，组合框架的变形也对称；在边跨或者两跨发生火灾时，结构的变形不再对称，由于受火部分膨胀变形的差异，结构的整体变形趋势也产生了变化。

(2) 非均匀受火后，组合框架的构件截面温度分布也呈现非均匀分布，非均匀的温度分布会使轴压长柱产生附加偏心作用，使其产生弯曲变形；若周围存在可以提供约束作用的有效构件，则其变形也会受到约束，周围构件的约束情况也可以影响框架的变形及破坏形态。

(3) 组合框架中四面受火的钢管混凝土中柱由于截面温度较高，材料损伤严重，故其膨胀变形要大于三面受火的边柱，除此之外，中柱的压缩变形增长速率要大于边柱；四面均匀受火的钢管混凝土轴压长柱的破坏形态都属于柱被压鼓而产生破坏，三面受火的边柱由于非均匀的温度分布而产生了弯曲破坏，三面受火的中柱也产生了弯曲变形，但由于其周围存在有效的约束构件，侧向变形要小于非均匀受火的边柱。

(4) 总体而言，受火部分面积越大，组合框架的耐火性能越差，对结构体系的危害也越大，耐火极限也越小；在中跨发生火灾时，结构的耐火性能相对没有其他火灾工

况危险，三跨同时发生火灾时，结构的耐火极限最小；同一跨不同层发生火灾时，底层发生火灾时最危险，顶层的火灾工况次之，最后为中间层的火灾工况。

版权所有，仅供参考

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

结论与展望

结论

本文采用 ABAQUS 有限元软件建立了非均匀受火的方、矩形钢管混凝土柱有限元模型，并建立了九层三跨的钢管混凝土平面组合框架，以下是对本文研究工作和得出结论的总结，具体如下：

(1) 通过对课题相关文献的阅读并进行了相关综述，了解了国内外目前对于构件及结构体系抗火性能的研究现状，明确了课题思路。在选取合理的钢材及混凝土热工材性基础上，对于均匀与非均匀受火时钢管混凝土柱的试验结果进行数值模拟，非均匀受火时构件的温度场分布有明显不同，呈现单轴或不规则分布，且温度的非均分布对于长细比较大的构件会产生附加偏心效应。

(2) 对单面和三面受火的方、矩形钢管混凝土柱进行了受火全过程的分析，并做了相应的参数分析。结果表明，对于经历常温加载，恒载升降温及火灾后加载的钢管混凝土柱，长细比的影响最为明显；由于受火面减少，材料损伤降低，故保护层厚度和升温时间比对构件的承载力影响不明显；火灾荷载比对经历火灾全过程的钢管混凝土柱变形影响较大，但对于承载力的影响不明显。

(3) 采用 MIDAS 设计软件进行了本课题的钢管混凝土平面组合框架设计，并采用 ABAQUS 有限元软件进行了受火后的耐火性能及经历受火全过程的力学性能分析。结果表明，底层中跨发生火灾时，结构的变形对称，由于非受火构件的约束，结构构件的破坏形式受非均匀分布的温度的影响不明显。经历了降温段后，柱的变形有明显的恢复，这与第二章中得到的结论一致，由于受火后结构发生了内力重分布，受火轴压柱的内力变化与单个构件不同。

(4) 通过对不同火灾工况作用时框架的耐火性能的分析可知，组合框架的中跨及三跨同时发生火灾时，整个结构的变形对称，边跨及两跨发生火灾时，由于受火部分的膨胀变形，使得结构的变形不再对称，偏向结构体系的非受火一方；非均匀受火时构件的温度呈现非均匀分布，非均匀的温度分布会对长柱产生明显的附加偏心效应，使得轴压长柱产生弯曲变形；若受火构件周围存在有效的支撑，则构件的变形就会受到约束，耐火性能就会有所改善。

展望

以上为本文在硕士研究生期间所做的非均匀受火时钢管混凝土组合框架力学性能分析，为了能更加全面的分析钢管混凝土组合框架非均匀受火时的力学性能，本人认为

可以从以下几个方面进行分析：

(1) 由于试验条件及成本的限制，本文只是基于 ABAQUS 有限元分析结果，并没有相应的试验结果进行直接验证，只是采用相关试验进行间接验证，希望后期条件成熟时可以进行钢管混凝土组合框架的相关试验研究。

(2) 由于结构体系计算量较大，本文只对钢管混凝土平面框架进行了分析，并未进行空间组合框架受火后的力学性能进行分析，因此后期可以进行空间组合框架力学性能的相关分析。

(3) 对于结构体系的分析对计算机的计算条件有更高的要求，本文仅采用多尺度建模法来降低计算量，提高计算效率。采用梁单元建模可以减少计算量，因此可以进行 ABAQUS 的二次开发，编制相应的子程序，在梁单元中输入温度，采用梁单元建立可以分析温度效应的框架体系，在降低计算成本的前提下，提高计算效率。

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] 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.
- [3] 李国强, 韩林海, 楼国彪, 等. 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.
- [4] British Standard. BS5400 Steel, concrete and composite bridges, Part5, Code of practice for design of composite bridges. British Standard Institution, 2005.
- [5] Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures-part1-2, general rules-structural fire design. EN1994-1-2:2005, European committee for standardization, Brussels, 2005.
- [6] ACI 318-05. Building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills(MI), American Concrete Institute, Detroit, U.S.A., 2005.
- [7] ANSI/AISC360-05. Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction (AISC), An American National Standard, Chicago, U.S.A., 2005.
- [8] 中国工程建设标准化协会标准 CECS28:90. 钢管混凝土结构设计与施工规程. 北京: 中国计划出版社, 1992.
- [9] 中国工程建设标准化协会标准 CECS159:2004. 矩形钢管混凝土结构技术规程. 北京: 中国计划出版社, 2004.
- [10] 甘肃省工程建设地方标准 DB62/T25-3041-2009. 钢管混凝土结构技术规程. 兰州, 2009.
- [11] Lie, T.T., Irwin, R.J. . Fire resistance of rectangular steel columns filled with bar-reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 1995, 121(5): 797-805.
- [12] Kodur, V.K.R.. Achieving fire resistance through steel-concrete. *Composite Construction. Structures Congress*, 2005: 1-6.
- [13] 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): 16-22.
- [14] 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): 64-69.
- [15] Zhao, B., Aribert, J.M.. Simple calculation method of fire resistance of continuous composite steel and concrete beams. *Composite Construction in Steel and Concrete IV Conference*, 2000: 780-792.
- [16] 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): 101-109.
- [17] 韩林海. 钢管混凝土柱耐火性能和抗火设计的特点. *安全与环境学报*, 2001, 1(4): 37-40.
- [18] 杨华, 韩林海. 钢管混凝土柱耐火极限的计算分析. *哈尔滨工业大学学报*, 2003, 35(增刊): 94-96.

- [19] Han, L.H., Zhao, X.L., Yang, Y.F., Feng, J.B.. Experimental study and calculation of fire resistance of concrete-filled hollow steel columns. *Journal of Structural Engineering*, 2003, 129(3): 346-356.
- [20] 杨有福, 韩林海. 矩形钢管混凝土柱的耐火性能和抗火设计方法. *建筑结构学报*, 2004, 25(1): 25-35.
- [21] 霍静思, 韩林海. ISO-834 标准火灾作用后钢管混凝土轴压刚度和抗弯刚度的研究. *工业建筑*, 2004, 34(1): 21-25.
- [22] Bailey, C.G. Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire. *Engineering Structures*, 2004, 26(12): 1691-1703.
- [23] Kodur, V.K.R., Lie, T.T.. Fire resistance of circular steel column filled with fiber-reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 1996, 122(7): 776-782.
- [24] 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): 33-35.
- [25] 林晓康, 韩林海. 火灾作用后圆钢管混凝土柱荷载-位移滞回性能研究. *建筑结构学报*, 2005, 26(3): 19-29.
- [26] 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.
- [27] 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): 842-845.
- [28] 李国强, 周宏宇. 钢-混凝土组合梁抗火性能试验研究. *土木工程学报*, 2007, 40(10): 20-26.
- [29] 李国强, 王银志, 郝坤超. 约束组合梁抗火性能试验研究. *自然灾害学报*, 2007, 16(6): 93-98.
- [30] 董毓利, 王德军. 框架组合梁抗火性能试验. *哈尔滨工业大学学报*, 2008, 40(2): 179-182.
- [31] 韩金生, 董毓利, 徐赵东. 钢管混凝土柱抗火性能研究. *建筑结构学报*, 2009, 30(S2): 265-270.
- [32] 徐蕾, 刘玉彬. 钢管混凝土柱的抗火措施. *工业建筑*, 2009, 39(4): 14-17.
- [33] Chung, K.S., Park, S.H., Choi, S.M.. Fire resistance of concrete filled square steel tube columns subjected to eccentric axial load. *International Journal of Steel Structures*, 2009, 9(1):69-76.
- [34] 江莹, 韩林海. 火灾下钢管混凝土结构梁-柱节点温度场的有限元分析. *工业建筑*, 2009, 39(4): 22-27.
- [35] 李国强, 李饶婷, 楼国彪. 梁端受框架约束的平端板连接组合节点抗火性能试验研究. *建筑结构学报*, 2011, 32(4): 125-133.
- [36] 宋天诣. 火灾后钢-混凝土组合框架梁-柱节点的力学性能研究. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2010.
- [37] 林晓康. 火灾后钢管混凝土压弯构件的滞回性能研究. 福州: 福州大学, 2006.
- [38] Du, E.F., Shu, G.P., Mao, X.Y.. Analytical Behavior of Eccentrically Loaded Concrete Encased Steel Columns Subjected to Standard Fire including Cooling Phase. *International Journal of Steel Structures*, 2013, 13(1): 129-140.
- [39] 杨华, 张素梅, 王玉银. 三面火灾作用下方钢管混凝土柱温度场研究. *哈尔滨工业大学学报*, 2007, 39(2): 216-219.

- [40] 毛小勇, 高伟华, 李丽丽, 等. 三面受火型钢混凝土柱耐火极限试验研究. 自然灾害学报, 2010, 19(6): 93-96.
- [41] 杨华, 吕学涛, 张素梅. 单面受火的矩形钢管混凝土柱截面温度场分析. 天津大学学报, 2010, 43(5): 393-399.
- [42] 杨华, 刘发起, 吕学涛, 等. 三面受火的矩形钢管混凝土柱受力机理与耐火极限. 建筑钢结构进展, 2011, 13(6): 57-63.
- [43] 吕学涛, 杨华, 张素梅. 相对两面受火方钢管混凝土耐火极限. 工业建筑, 2012, 42(6): 148-152.
- [44] Yang, H., Liu, F.Q., Zhang, S.M., 等. Experimental investigation of concrete-filled square hollow section columns subjected to non-uniform exposure. *Engineering Structures*, 2013, 48: 292-312.
- [45] 吕学涛, 杨华, 张素梅. 非均匀火灾作用下方钢管混凝土柱受力机理研究. 建筑结构学报, 2013, 3(34): 35-44.
- [46] 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.
- [47] Han, L.H., Wang, W.D., Zhao, X.L.. Behaviour of steel beam to concrete-filled SHS column frames: Finite element model and verifications. *Engineering Structures*, 2008, 30(6): 1647-1658.
- [48] 查晓雄, 余敏, 王洪欣. 钢管混凝土框架结构和轻型集成房屋结构体系防火性能的研究. 建筑钢结构进展, 2009, 11(4): 48-56.
- [49] 时旭东, 过镇海. 高温下钢筋混凝土框架的受力性能试验研究. 土木工程学报, 2000, 33(1): 36-45.
- [50] Both, C., Fellingner, J.H.H., Berg, G.V.D., Twilt, L.. Multi-storey steel-framed buildings under natural fire conditions. *Composite Construction in Steel and Concrete IV*, 2000: 804-815.
- [51] 蒋首超, 李国强, 叶绮玲. 火灾下钢框架结构非线性反应分析与试验研究. 工业建筑, 2004, 34(8): 66-69.
- [52] 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): 39-42.
- [53] 董毓利, 李晓东. 单室受火对双层双跨组合钢框架抗火性能的影响. 实验力学, 2007, 22(1): 28-37.
- [54] 丁发兴, 余志武. 局部楼层火灾下圆钢管混凝土框架结构抗火性能非线性有限元分析. 哈尔滨工业大学学报, 2007, 39(增刊 2): 477-480.
- [55] 董毓利, 李晓东. 同跨受火时两层两跨组合钢框架抗火性能的试验研究. 建筑结构学报, 2007, 28(5): 14-23.
- [56] 董毓利. 两种组合钢框架火灾变形性能的试验研究. 工程力学, 2008, 25(2): 197-203, 208
- [57] 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.
- [58] 董毓利. 两层两跨组合钢框架抗火性能的试验研究. 建筑钢结构进展, 2009, 11(3): 38-50.
- [59] 王广勇, 韩林海. 局部火灾下钢筋混凝土平面框架结构的耐火性能研究. 工程力学, 2010, 27(10): 81-89.

- [60] 张鹏鹏. 火灾后钢管混凝土组合框架力学性能研究. 兰州: 兰州理工大学, 2010.
- [61] 王景玄. 考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架力学性能. 兰州: 兰州理工大学, 2011.
- [62] 廖艳芬, 漆雅庆, 马晓茜. 钢筋混凝土框架抗火性能的有限元分析. 消防科学与技术, 2011, 30(12): 1100-1105.
- [63] 李易, 陆新征, 任爱珠, 等. 某八层混凝土框架结构火灾连续倒塌模拟. 工程力学, 2011, 28(增刊 I): 53-59.
- [64] 王景玄, 张鹏鹏, 王文达. 考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架力学性能初步研究. 防灾减灾工程学报, 2012, 32(1): 85-88.
- [65] 王广勇, 刘广伟, 刘晓阳. 方钢管混凝土柱-钢梁平面框架耐火性能研究. 防灾减灾工程学报, 2012, 32(增刊): 41-44.
- [66] 苗吉军, 王俊富, 刘才玮, 等. 损伤后混凝土框架结构火灾试验研究. 建筑结构学报, 2012, 33(2): 1-9.
- [67] Quiel, S.E., Marjanishvili, S.M.. Fire resistance of a damaged steel building frame designed to resist progressive collapse. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2012, 26(4): 402-409.
- [68] 傅传国, 王广勇, 王玉镭. 火灾作用下钢筋混凝土框架结构的损伤机制. 西南交通大学学报, 2009, 44(5): 697-703.
- [69] 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. 福州: 福州大学, 2008.
- [70] 王广勇, 李玉梅. 局部火灾下钢管混凝土柱-钢梁平面框架耐火性能. 工程力学, 2013, 30(10): 236-243, 263.
- [71] 陆新征, 林旭川, 叶列平. 多尺度有限元建模方法及其应用. 华中科技大学学报, 2008, 25(4): 76-80.
- [72] 林旭川, 陆新征, 叶列平. 钢-混凝土混合框架结构多尺度分析及其建模方法. 计算力学学报, 2010, 27(3): 469-475, 495.
- [73] 曹金凤, 石亦苹. ABAQUS 有限元分析常见问题解答. 北京: 机械工业出版社, 2009.
- [74] 王景玄, 王文达. 不同火灾工况下钢梁-钢管混凝土柱平面框架受火全过程分析. 建筑结构学报, 2014, 35(3): 102-109.
- [75] 王景玄, 王文达. 考虑火灾全过程的钢管混凝土平面框架受力性能分析. 振动与冲击, 2014, 33(11): 124-129, 135.

致谢

光阴似箭，日月如梭。转眼之间三年的硕士生活就要结束了，在这三年里有太多值得回忆的人和事。在这里，有我尊敬的导师王老师，还有与我一起度过三年硕士生活的朋友。三年里，感谢王老师给我们提供优越的学习环境，感谢王老师的谆谆教导，还有那些在我学习中给予帮助的朋友们，因为你们，我的硕士生活才会如此多彩。

研究生的学习生活枯燥而充实，从选题、资料收集，到后来课题思路及论文框架的确定，再到论文的撰写，王老师都给予了很多指导，使我受益匪浅。在课题组里王老师严谨的学术精神及一丝不苟的工作态度给我留下了深刻的印象，也为我以后的工作树立了优秀的榜样；在这里，大家都认真地分析并进行着自己的课题，置身其间，耳濡目染，使我对科研有了更进一步的认识。三年的硕士生活，让我认识到了不断求学及团结协作的重要性，同时也提升了自己自学能力。

衷心地感谢我的导师王老师，感谢您在课题上给予的指导，感谢您给我们提供优越的学习资源，使我在三年的学习生活中知识结构及学习能力有了进一步的提高。感谢 MIDAS 全体工作人员，让我可以有机会应用 MIDAS 软件进行我课题结构体系的设计，感谢你们对于我咨询的问题的耐心解答。同时我还要感谢我们课题组大家庭的每一位成员与我一起度过这充实又快乐的三年学习生活，特别感谢王景玄师兄及包延红师兄给予的课题指导及帮助，感谢师兄魏国强、孙占伟和王亚伟，师姐未晓丽和黄秋秋在学习中的帮助；感谢李华伟在软件学习上给予的帮助，感谢杨全全、王明涛、张海龙在相互交流学习中给予的帮助，还有我的室友杨金娟在学习和生活中的帮助；感谢师弟宋子龙、车向龙，师妹韩祎、张敏在学习中的交流和帮助；三年里与大家一起在课题组里的学习时光，将是我人生中永远珍视的记忆。最后我还要感谢永远在背后默默支持我学业的家人，因为有你们的支持，我才可以一直不断求学，进而完成我的学业。

最后，再次向所有给予我帮助及关心的亲人、导师及朋友表示衷心的感谢。衷心感谢百忙之中抽空评阅本论文的专家和老师们！

本文得到国家自然科学基金（51268038）、教育部科学技术研究重点项目（210228）和兰州理工大学“红柳杰出人才培养计划”（J201305）的资助，特此致谢！

肖会霞

2014年5月

附录 A 攻读硕士学位期间发表的学术论文目录

在校期间发表的学术论文

- [1] 肖会霞, 王景玄, 王文达. 三面受火的方钢管混凝土柱火灾全过程力学性能分析. 防灾减灾工程学报. 待刊.

在学期间参与的科研项目:

- [1] 国家自然科学基金(编号: 51268038): “局部火灾下钢管混凝土组合框架连续倒塌机理与设防对策”, 主要参加人, 在研。
- [2] 教育部科学技术研究重点项目(编号: 210228): “考虑火灾全过程作用的钢管混凝土组合框架工作机理研究”, 主要参加人, 完成。
- [3] 兰州理工大学“红柳杰出人才培养计划”(编号: J201305): 钢与混凝土组合结构体系综合防灾技术研究, 主要参加人, 在研。