

学校代号 10731

学 号 102081402020

分 类 号 TU398

密 级 公开



硕士学位论文

基于火灾全过程的钢-混凝土组合 楼盖力学性能研究

学位申请人姓名 包 延 红

培 养 单 位 兰州理工大学

导师姓名及职称 徐 蕾 教授 王文达 教授

学 科 专 业 结 构 工 程

研 究 方 向 钢-混凝土组合结构

论文提交日期 2013 年 5 月

学校代号: 10731

学 号: 102081402020

密 级: 公开

兰州理工大学硕士学位论文

基于火灾全过程的钢-混凝土组合 楼盖力学性能研究

学位申请人姓名: 包 延 红

导师姓名及职称: 徐 蕾 教授 王文达 教授

培 养 单 位: 兰州理工大学

专 业 名 称: 结 构 工 程

论文提交日期: 2013 年 5 月

论文答辩日期: 2013 年 6 月

答辩委员会主席: 莫 庸 教授级高工

Behavior of steel-concrete composite floor system
after exposure to overall stage of fire

By

BAO Yanhong

B.E.(Lanzhou University of Technology) 2010

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structural Engineering

in the

School of Civil Engineering

of

Lanzhou University of Technology

Supervisor

Professor Xu Lei

May, 2013

兰州理工大学学位论文原创性声明和使用授权说明

原创性声明

本人郑重声明：所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 研究背景.....	1
1.2 研究意义.....	1
1.3 相关课题的研究现状.....	2
1.3.1 常温下钢-混凝土组合楼板力学性能研究.....	2
1.3.2 温度场研究.....	3
1.3.3 火灾下构件及结构的力学性能研究.....	4
1.3.4 钢-混凝土组合楼盖的粘结试验研究.....	7
1.3.5 钢-混凝土组合结构火灾后力学性能研究.....	8
1.3.6 钢-混凝土组合结构火灾全过程的力学性能研究.....	9
1.3.7 框架结构连续性倒塌的研究.....	10
1.4 本文的研究方法和研究内容.....	10
第 2 章 钢-混凝土组合楼盖温度场理论分析.....	11
2.1 概述.....	11
2.2 温度场有限元计算模型.....	11
2.2.1 火灾基本原理.....	11
2.2.2 火灾模型的合理选取.....	12
2.2.3 有限元模型的建立.....	13
2.2.4 材料热工参数.....	15
2.3 温度场算例分析.....	21
2.3.1 钢筋混凝土柱.....	22
2.3.2 钢管混凝土柱.....	22
2.3.3 钢筋混凝土楼板.....	23
2.3.4 钢-混凝土组合楼板.....	23
2.3.5 压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板.....	24
2.3.6 钢-混凝土组合楼盖温度场研究分析.....	25
2.4 本章小结.....	32
第 3 章 钢-混凝土组合楼盖火灾全过程作用力学性能研究.....	33
3.1 前言.....	33
3.2 有限元模型的建立.....	33
3.2.1 网格划分及单元类型.....	33
3.2.2 接触面模型.....	33
3.2.3 边界条件和加载方式.....	33

3.2.4 求解	33
3.3 材料本构关系	34
3.3.1 钢材	34
3.3.2 混凝土	37
3.4 算例验证	40
3.4.1 火灾下钢筋混凝土柱的力学性能分析	40
3.4.2 火灾下钢管混凝土柱的力学性能分析	40
3.4.3 火灾下简支钢筋混凝土楼板的力学性能分析	41
3.4.4 简支钢-混凝土组合楼板的抗火性能分析	42
3.4.5 连续组合楼板在不同受火工况下的抗火性能分析	43
3.4.6 火灾后钢管混凝土柱的力学性能	45
3.4.7 火灾后钢筋混凝土连续板承载力的研究	46
3.4.8 火灾全过程作用钢管混凝土轴压柱的力学性能分析	47
3.4.9 火灾全过程作用钢-混凝土组合楼盖力学性能分析	47
3.5 本章小结	50
第 4 章 钢-混凝土组合楼盖火灾全过程作用后力学性能参数分析	51
4.1 概述	51
4.2 钢-混凝土组合楼盖典型算例	51
4.2.1 火灾升温时间比(t_0)	52
4.2.2 火灾荷载比	52
4.2.3 混凝土强度等级	53
4.2.4 钢梁强度等级	53
4.2.5 压型钢板强度等级	54
4.2.6 混凝土厚度	54
4.2.7 压型钢板厚度	55
4.3 本章小结	55
结论与展望	57
参考文献	59
致 谢	65
附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录	66

摘要

目前,钢-混凝土组合楼盖已应用于高层以及超高层建筑中。近年来,火灾的频发给钢-混凝土组合楼盖的实用性和安全性造成了严重的影响。因此,研究基于火灾全过程的钢-混凝土组合楼盖的力学性能势在必行。

本文主要对基于火灾全过程的钢-混凝土组合楼盖的力学性能进行了研究分析,具体进行以下工作:

(1) 选择合理的热工材料参数,借助于有限元软件 ABAQUS 平台,参考实际工程,建立钢-混凝土组合楼盖温度场有限元模型。对现有相关试验数据进行模拟,将模拟结果与试验结果进行对比分析,间接验证钢-混凝土组合楼盖温度场模型的正确性。在此基础上,对钢-混凝土组合楼盖温度场进行了研究分析。

(2) 在火灾全过程的各个阶段选择相应的材料本构模型,参考实际条件,定义有效的边界条件、接触方式、网格类型,建立基于火灾全过程的钢-混凝土组合楼盖力学模型。结合现有相关试验数据进行模拟分析,验证钢-混凝土组合楼盖力学模型的正确性和可行性。在力学模型正确的基础上,分别进行了常温下和基于火灾全过程的钢-混凝土组合楼盖的力学性能分析。

(3) 利用上述所建的钢-混凝土组合楼盖有限元模型,建立基于火灾全过程作用后的钢-混凝土组合楼盖典型算例,并对可能影响钢-混凝土组合楼盖火灾全过程作用后力学性能的影响因素,如:火灾升温时间比、混凝土抗压强度等级、钢梁屈服强度、压型钢板屈服强度、混凝土厚度和压型钢板厚度等参数进行了分析,得出了各个参数对钢-混凝土组合楼盖火灾全过程作用后力学性能的影响规律。

关键词: 火灾全过程; 钢-混凝土组合楼盖体系; 有限元模型; 力学性能; 参数分析

Abstract

At present, steel-concrete composite floor system has been widely used in high-rise buildings and super-high-rise buildings. In recent years, fire disasters happened frequently, and caused a serious impact on the practicality and safety for steel-concrete composite floor. So it becomes imperative to research the mechanical behaviors of steel-concrete composite floor based on the overall stage of fire.

In this paper, the mechanical behaviors of steel-concrete composite floor based on the overall stage of fire have been analyzed. The main achievements can be summarized as follows:

(1) Reasonable thermal modal was chosed. Based on the finite element software ABAQUS platform, the FEM of steel-concrete composite floor temperature field was developed according to the actual conditions. Due to verify the accuracy of the steel-concrete composite floor temperature field model, the existing tests was simulated, and the results obtained from the FEM were verified against the experimental results. On this basis, a brief analysis of steel - concrete composite floor temperature field was done.

(2) Based on chosing the appropriate material models, defining the boundary conditions, interface model and mesh types, the mechanical model of steel-concrete composite floor after exposing to overall stage of fire was established. According to the existing test datas, the accuracy and feasibility of the steel-concrete composite floor mechanical model were verified. The mechanical behaviors of the steel-concrete composite floor at ambient temperature and overall stage of fire were also analyzed.

(3) According to the FEM, parametric analysis were performed to investigate the mechanical behaviors of steel-concrete composite floor after exposure to overall stage of fire, such as the heating time ratio, the concrete compressive strength, the strength of steel beams, the strength of profiled steel sheet, the thickness of the concrete and the thickness of profiled steel sheet. The influences of parameters to the mechanical behaviors of steel-concrete composite floor after exposure to overall stage of fire were obtained.

Key words: overall stage of fire; steel-concrete composite floor system; finite element method (FEM); mechanical behavior; parametric analysis

第 1 章 绪 论

1.1 研究背景

近年来，火灾频发给人的生命安全和财产安全造成了极大的损失，因此研究建筑结构的抗火性能势在必行。



图 1.1 上海胶州路大楼火灾^[1]



图 1.2 中央电视台新址附近发生大火^[2]



图 1.3 浙江景宁一老街大火^[3]



图 1.4 湖北襄阳酒店火灾灭火^[4]

钢-混凝土组合楼盖体系由钢梁、压型钢板、钢筋和混凝土多种形式的材料组合而成，这种楼盖形式是我国多高层钢结构民用建筑和多层钢结构厂房建筑中应用得最广泛的楼盖形式。目前组合楼盖抗火设计仍然是以少数在给定荷载下的试件通过耐火检测测得的耐火时间为依据进行的，这种方法还不能反映实际工程中的各种因素对组合楼盖抗火性能的影响，本文研究的目的是利用有限元分析软件 ABAQUS 模拟火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系的力学性能，并分析影响钢-混凝土组合楼盖体系的影响因素，综合考虑各种影响因素，提出适用于工程的简化实用计算公式，为钢-混凝土组合楼盖体系火灾后损伤评估和修复加固提供科学的依据。

1.2 研究意义

目前，钢-混凝土组合楼盖是大量应用于高层民用建筑和工业厂房的结构体系，该类结构除了具有轻型钢结构的若干优点之外，还具有较大的刚度，较高的承载力和较好的耐火性能。近年来，随着钢-混凝土组合楼盖体系在工程中日益广泛的应用，对该类结构体系在火灾下的力学性能的研究也已展开，但对考虑火灾全过程作用后钢-混凝土

组合楼盖体系力学性能的研究还很少见。

当建筑物受到火灾作用后，由于材料性能劣化，将导致结构安全性的降低，对钢-混凝土组合楼盖体系进行火灾损伤评估，以便制订相应的修复策略，对于保证该类结构体系在剩余服役期内安全地承受各种规定的荷载，是十分重要的。目前国内外对这方面的研究还很少见，还无法合理地火灾作用后钢-混凝土组合楼盖进行损伤评估和修复加固提供依据，因此，开展这一课题的研究，较为全面和深入地认识火灾全过程作用下钢-混凝土组合楼盖体系的力学性能，确定其经历火灾全过程作用后残余承载力和残余变形等基本力学性能指标，提出适用于实际工程的实用计算公式，为钢-混凝土组合楼盖火灾后的损伤评估和修复加固提供较为科学的依据，具有十分重要的意义。

1.3 相关课题的研究现状

为了更好地理解火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系力学性能的研究，本文进行了大量的相关文献阅读与分析，主要包括常温下钢-混凝土组合楼板力学性能研究、温度场研究、火灾下钢-混凝土组合结构的力学性能研究、钢-混凝土组合楼盖的粘结试验研究、钢-混凝土组合结构火灾后力学性能研究和钢-混凝土组合结构火灾全过程作用的力学性能研究等内容。

1.3.1 常温下钢-混凝土组合楼板力学性能研究

近年来，国内外有很多学者对常温下钢-混凝土组合楼板的力学性能进行了试验研究和理论分析。

毛小勇等(2001)^[5]采用数值方法对肋筋模板钢-混凝土组合板进行了理论分析和简化承载力计算的研究，并将简化计算结果和试验结果进行对比分析。

陈世鸣(2002)^[6]对3组压型钢板-混凝土组合楼板分别进行了承载能力的试验研究。结果表明连续组合楼板的承载能力高于简支组合楼板的承载能力，界面抗剪能力对组合楼板的承载能力起控制作用。

张燕坤等(2007)^[7]对6块足尺压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板进行了试验研究分析，主要分析端部栓钉和横向抗剪筋对组合楼板极限承载力的影响。试验表明横向抗剪钢筋对组合板的极限承载力影响较大，端部栓钉也能提高组合板的极限承载力。

潘红霞等(2007)^[8]对8块压型钢板-混凝土组合楼板进行了纵向受剪承载力的试验研究。研究了压型钢板-混凝土组合楼板的相对滑移和裂缝发展形式，以及栓钉和抗剪钢筋对压型钢板-混凝土组合楼板抗剪承载力的影响。

张燕坤等(2008)^[9]对6块压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板进行了受弯承载力的试验研究。主要研究了抗剪连接件和栓钉对压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板正截面承载力的影响，并分析了压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板的受力性能和破坏机理，推出了压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板正截面承载力的使用公式。

张燕坤等(2008)^[10]对6块压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板进行了足尺试件的试验研究。研究分析了压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板的受力性能和破坏机理；试验研

究表明端部栓钉和横向抗剪钢筋对组合楼板的力学性能有很大的影响。

王先铁等(2011)^[11]对 18 块闭口型压型钢板-混凝土组合楼板进行了纵向抗剪性能的试验研究。主要研究了试件的破坏形态、裂缝发展趋势、试件的破坏过程以及根据试验推导了纵向承载力的简化计算公式。试验结果表明组合板的厚度、剪跨比对纵向承载力有很大的影响。

1.3.2 温度场研究

要进行火灾全过程作用下钢-混凝土组合楼盖的力学性能研究,必须理解温度场的研究。国内、外有很多学者对温度场进行了研究和分析。

陆洲导等(1993)^[12]对 12 根钢筋混凝土简支梁进行了不同加温方式下的耐火试验研究。并分别研究了不同升温曲线、加温方法、加载荷载的大小、净保护层厚度对试验构件挠度的影响,最后编制了有限元分析程序对试验挠度进行了数值研究。

Lie 和 Chabot(1990)^[13]对 5 根不同直径不同壁厚的圆钢管混凝土柱进行了耐火试验研究,提取了 5 根裸钢管混凝土柱在 CAN4-S101 升温曲线作用下的温度场分布,并编制有限元分析程序进行了模拟研究,并将模拟结果与试验结果进行对比分析。

Lie(1994)^[14]研究了内配钢筋的圆形钢管混凝土柱在 CAN4-S101 升温曲线作用下的温度场分布和耐火极限。给出了高温下钢材和混凝土材料的热工参数,建立了温度场有限元模型进行数值计算,并将计算结果与试验结果进行对比分析。

李国强等(1999)^[15]对火灾下组合楼板温度场进行了理论分析,并分析了影响组合楼板温度场的因素。最后给出标准火灾下温度场计算的简化公式,并将用简化公式计算的温度场结果跟用有限元程序计算的标准火灾下温度场结果进行了对比。

Bailey 等(2000)^[16]在英国进行了足尺八层钢结构火灾试验中楼板变形情况的试验研究。研究表明,楼板在大变形下产生的薄膜效应,使楼板在火灾下的承载力可比基于小挠度破坏准则的承载力高出许多。

胡克旭和徐朝晖(2001)^[17]首先对压型钢板-混凝土组合楼板在火灾下的温度场计算进行了理论分析。然后用有限差分法编制了有限元程序,并用自己编制的有限元程序进行了火灾下的压型钢板-混凝土组合板的温度场数值计算,最后将数值计算的结果和试验结果进行了对比分析。

毛小勇和韩林海(2002)^[18]应用有限元程序分析了钢-混凝土组合板的温度场,采用数值算法计算了组合板的耐火极限,并分析了影响组合板耐火极限的因素。最后将温度场和耐火极限的计算结果和试验结果进行对比分析。

毛小勇等(2002)^[19]应用有限元和有限元差分相结合的方法,计算压型钢板组合板和肋筋模板组合板的温度场,并将计算结果与试验结果进行了比较。同时采用数值计算的方法计算了组合板的耐火极限,并分析有关影响组合板耐火极限的参数。

陈礼刚等(2004)^[20]采用数值模拟和试验相结合的方法对钢筋混凝土楼板的防火性能进行了研究分析。在钢筋混凝土楼板温度场试验研究基础之上,借助于有限元分析软件 ANSYS 这个平台,选取合理的钢材和混凝土热工参数模型,定义正确的网格类型,对钢筋混凝土楼板温度场进行了数值计算。

毛小勇和肖岩 (2005) [21] 采用不同的方法对轻钢-混凝土组合梁的防火性能进行了研究分析。首先, 选取合理的材料热工参数模型, 借助于有限元分析软件 ANSYS 这个平台, 对标准升温曲线作用下的轻钢-混凝土组合梁进行了温度场的数值计算; 其次, 对轻钢-混凝土组合梁的承载力变化情况进行了分析研究, 并对可能影响轻钢-混凝土组合梁的温度场分布和承载力变化的因素进行了研究分析。

林向棋 (2006) [22] 采用有限元软件 ANSYS 对火灾下的钢筋混凝土柱温度场进行了数值模拟计算, 并将计算结果和试验结果进行了对比分析。最后分析了界面尺寸和水泥砂浆保护层对温度场的影响。

韩金生等 (2006) [23] 对标准火灾下由 YX76-344-688 压型钢板组成的组合楼板进行了温度场的试验研究, 并用有限差分法对其进行了模拟。考虑水分的影响提出了改进的有限差分法进行模拟计算, 最后提出了在不同升温方式下的界面温度场的实用分析方法。

董建莉等 (2006) [24] 用有限元方法对火灾下压型钢板-混凝土组合楼板的温度场进行了数值模拟, 并将计算结果与试验结果进行了对比。

张怀章等 (2006) [25] 采用 ANSYS 有限元分析软件对火灾下的压型钢板-混凝土组合楼板的温度场进行了数值模拟, 并将模拟结果和试验结果进行对比分析。

Song 等 (2011) [26] 对经历标准火灾全过程曲线作用的型钢混凝土柱-型钢混凝土梁节点温度场进行了试验研究和有限元模拟研究, 并将模拟结果与试验结果进行了对比分析。研究表明, 在火灾全过程中型钢混凝土柱-型钢混凝土梁节点区域的温度低于非节点区域的温度, 而且在火灾全过程中节点不同位置出现最高温度的时刻不一样, 节点区域最高温度出现在火灾降温过程中。

1.3.3 火灾下构件及结构的力学性能研究

目前, 国内外有很多学者对火灾下构件或者体系的力学性能进行了试验研究和数值模拟。

Lie 等 (1984) [27] 通过选取合理的热工参数和力学参数模型, 对火灾下的钢筋混凝土柱进行了试验研究和防火性能的理论计算方法的研究。并将计算结果和试验结果进行了对比分析。

Lie 和 Irwin (1993) [28] 对矩形截面的钢筋混凝土柱防火性能的计算方法进行了理论研究, 并把计算结果和试验结果进行了对比分析。

Ralph 和 Leen (1995) [29] 对钢-混凝土组合楼板在火灾下的热学性能和力学行为进行了理论推导和分析并把最新的研究成果引入到欧洲规范 4。

陈一欧等 (1998) [30] 对 5 块不同规格的压型钢板组合楼板进行了耐火试验研究, 主要研究组合楼板在 1.5~2.0 小时的耐火时限中板背温和板挠度变形的发展规律。结果表明由于混凝土的吸热和散热作用以及压型钢板和混凝土的共同作用使压型钢板升温较慢, 保证了组合板的耐火要求。

Mohamed 等 (1999) [31] 对组合楼板的耐火性能进行了试验研究。主要对两块组合楼板进行了耐火性能的足尺试验研究, 研究了组合楼板的破坏形式。

韩林海和徐蕾(2000)^[32]对带保护层的3个方钢管混凝土柱进行了耐火极限的试验研究,主要研究了构件截面尺寸和保护层厚度对方钢管混凝土柱耐火极限的影响。

Ma和Makelainen(2000)^[33]利用有限元分析软件ABAQUS对组合扁梁楼盖火灾下的力学性能进行了分析研究。首先,利用有限元方法进行建模对单个简支组合扁梁楼盖的耐火极限进行计算,并将计算结果与已有的试验结果进行了对比分析,来证明所建模型的正确性。在此基础上,对一榀框架组合楼盖体系和三榀两跨的框架楼盖体系进行了研究分析。研究表明,框架体系的耐火性能优于单个组合扁梁楼盖的耐火性能,说明组合楼盖体系周围约束对组合楼盖的抗火性能起到了有利作用。

韩林海和毛小勇(2001)^[34]对压型钢板-混凝土组合楼板的耐火极限进行了理论研究。分析了影响耐火极限的有关因素,并进行了耐火极限的理论计算。最后将理论计算结果跟试验结果进行对比分析。

蒋首超(2001)^[35]进行了钢-混凝土组合楼盖抗火性能的试验研究。首先对高温下钢与混凝土材料特性进行了研究,并进行了高温下压型钢板-混凝土粘结强度试验研究。结合钢-混凝土组合楼盖体系抗火性能非线性有限元分析方法,进行了火灾下钢-混凝土组合楼盖结构性能试验和理论研究。最后将计算结果与试验结果进行了对比分析。

毛小勇(2002)^[36]进行了轻钢-混凝土组合梁、组合板的静力及抗火性能研究。首先进行了轻钢-混凝土组合梁的静力非线性分析及试验研究;然后进行轻钢-混凝土组合板的静力非线性分析及试验研究;最后进行了轻钢-混凝土组合梁、组合板的抗火性能试验研究。将计算结果和试验结果进行了对比分析。

徐朝晖等(2002)^[37]采用非线性分析方法,编制有限元分析程序对钢-混凝土组合楼板进行了火灾下的抗火性能的分析。并将用自己有限元分析程序计算的结果和试验结果进行了对比分析。

李国强和贺军利(2002)^[38]根据任意应力-温度途径下的混凝土受压本构关系、编制有限元分析程序、通过大量的算例计算推理分析,给出了火灾下钢管混凝土构件的温度内力的简化计算公式。

Huang等(2004)^[39]对压型钢板-混凝土组合楼板经历不同受火工况后耐火性能进行了理论分析。分析表明钢梁涂防火涂料后的抗火性能对压型钢板-混凝土组合楼板的薄膜效应起着很重要的作用。

Bailey(2004)^[40]提出了一种新的方法来考虑火灾下压型钢板-混凝土组合楼板的薄膜效应。用新的方法计算组合楼板的薄膜作用,将计算结果和试验结果进行了对比分析。

蒋首超等(2004)^[41]对4个钢-混凝土组合楼盖试件分别进行了不同荷载情况下的火灾试验研究。分析了火灾作用下组合楼盖在不同荷载情况下的破坏模式、温度升温趋势、位移。并用自己研发的有限元软件对所做的试验进行数值模拟计算,并将计算结果和试验结果进行对比分析。

尹晓东等(2005)^[42]对闭口式压型钢板-混凝土组合楼板进行了耐火试验研究。试验表明闭口式压型钢板-混凝土组合楼板具有较好的耐火性能。

李国强等(2006)^[43]对钢结构和钢-混凝土组合结构进行了抗火性能的研究。主要

研究了建筑火灾的特点、高温下材料特性的变化、钢结构构件和钢-混凝土组合构件的抗火计算方法和设计方法。

徐蕾和刘玉彬(2006)^[44]采用理论分析方法提出了方钢管配筋混凝土柱的理论计算模型。并用有限元计算程序对可能影响方钢管配筋混凝土柱的影响因素进行了分析,最后提出了可供实际工程参考的方钢管配筋混凝土柱耐火极限的简化计算方法。

百力更等(2006)^[45]对压型钢板-组合楼板的耐火性能和破坏模式进行了探讨。通过试验测试了混凝土和压型钢板不同位置处的温度,并对所测得到温度进行对比,得出受混凝土保护作用的钢板升温较慢,混凝土对组合楼板的抗火性能起到有益的作用。对压型钢板-组合楼板耐火性能的影响因素进行了分析,得出影响组合楼板耐火性能的因素很多,应符合《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99-98)的相关规定。

蒋首超等(2006)^[46]利用非线性有限元分析程序对火灾作用下钢-混凝土组合楼板的抗火性能进行了分析。分别对压型钢板的厚度、组合板的厚度、支座负钢筋、混凝土的强度等级、荷载大小等影响组合楼板耐火性能的因素进行了分析、归纳、总结,提出了组合楼板抗火性能简化的计算公式。

韩金生等(2006)^[47]对3块简支组合楼板和4块连续组合楼板在恒载升温条件下进行了火灾试验研究,并且对板的破坏机构、变形、内力重分布进行了试验分析。试验观察结果表明:简支板的耐火性能很差,连续组合楼板因为中间支座存在负钢筋其耐火性能较好;连续板在升、降温阶段板内会出现剧烈的内力重分布现象;连续板在不同的受火工况下其板内内力重分布也不同并且板内塑性铰的出现位置、时间及次序对连续板的耐火性能也有影响。

韩金生等(2007)^[48]进行了3块压型钢板-混凝土简支组合楼板恒载条件下的火灾试验研究。分析了压型钢板-混凝土简支组合楼板的破坏模式和裂缝发展形式,并对影响压型钢板-混凝土简支组合楼板耐火极限的跨度和抗剪连接件这两种影响因素进行了分析。

郑永乾(2007)^[49]对火灾下型钢混凝土构件及梁柱连接节点进行了试验研究分析。并用ABAQUS有限元分析软件对所做的试验进行了模拟分析,将分析结果和试验结果进行了对比分析,提出了火灾下节点耐火性能的实用计算方法。

Yu等(2008)^[50]用有限元方法对火灾下各项异性组合板的耐火性能进行了非线性分析,并把分析结果和试验结果进行了对比。

王卫华(2008)^[51]进行了钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁平面框架结构耐火性能的试验研究和数值模拟。分析了平面框架的耐火极限、破坏模式和裂缝发展形式,并将数值模拟结果和试验结果进行了对比分析。

杨秀萍等(2009)^[52]采用ANSYS有限元软件对简支压型钢板-混凝土组合楼板和连续压型钢板-混凝土组合楼板火灾下的响应进行了模拟分析。并将模拟结果和试验结果进行了对比分析,最后分析了支座负钢筋的长度和直径对压型钢板-混凝土组合楼板耐火性能的影响。

杨秀萍等(2009)^[53]通过有限元模拟分析了在不同受火工况下压型钢板-混凝土组

合楼板的破坏机理、组合楼板中心处挠度-温度变化以及支座负钢筋截断处的挠度-温度变化曲线；并且将有限元分析结果和实验结果进行对比。

张佳和毛小勇（2010）^[54]对一根小偏压型钢混凝土柱进行了考虑火灾全过程的抗火试验研究，对小偏压型钢混凝土柱的破坏过程和机理、温度场分布、轴向位移-时间曲线、跨中挠度-时间曲线进行了分析研究。

劳裕华等（2010）^[55]采用解析法推导了火灾下压型钢板-混凝土组合板的支座约束刚度、截面刚度及内力的计算公式，并通过有关的算例计算和分析验证，提出了火灾下组合楼板的内力计算公式。

Guo 和 Bailey（2011）^[56]对压型钢板-混凝土组合楼板进行了火灾升温阶段和降温阶段的试验研究。研究了考虑火灾升温阶段和降温阶段之下压型钢板-混凝土组合楼板的破坏模式，受力机理，位移变化。

Tan 等（2012）^[57]对钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点的抗火性能进行了试验研究和数值模拟，并探讨了钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点火灾下的破坏模式。

王新堂等（2012）^[58]对压型钢板-陶粒混凝土组合楼板进行了火灾下的试验研究和火灾后力学性能的试验研究。研究表明火灾后压型钢板-陶粒混凝土组合楼板的承载能力降低，刚度明显的下降，栓钉的存在对压型钢板-陶粒混凝土组合楼板的抗火性能有不利的作用。

王新堂等（2012）^[59]对 5 块不同参数的轻骨料混凝土组合楼板进行了火灾响应和火灾后性能试验研究。试验升温曲线按照自己设定的升温曲线进行升温，其中 4 块组合楼板进行了火灾下温度场研究和火灾下板的变形研究，火灾下这 4 块楼板并未加载破坏，而是对其进行了火灾后力学性能的研究分析；1 块组合楼板作为对比，只进行了常温下加载破坏的试验研究。研究结果表明：钢-混凝土轻骨料组合楼板经历火灾时承载能力降低，刚度下降，但是，火灾作用后钢-混凝土组合楼板仍然具有一定的承载能力。

苗吉军等（2012）^[60]对地震造成损伤后的混凝土框架结构进行了耐火性能试验研究。主要研究了地震造成的裂缝对框架结构耐火性能的影响，研究表明地震损伤对框架结构的升温规律和热传导性产生了很大的影响，框架结构经历地震损伤后耐火性能和变形恢复能力降低了很多。

史健勇等（2011）^[61]采用理论分析和有限元相结合的方法对基于整体的大空间钢结构性能化防火设计进行了研究和分析，分析了适用于大空间特征的火灾模型和环境温度。

1.3.4 钢-混凝土组合楼盖的粘结试验研究

在钢-混凝土组合楼板的组合作用中，粘结作用起着非常重要的作用，国内外很多学者做了这方面的研究工作。

蒋首超等（2003）^[62]对常温下和高温下的压型钢板-混凝土组合楼板分别进行了粘结破坏试验研究。结果表明压型钢板与混凝土之间的粘结强度随着温度的升高而降低，最后给出了高温下压型钢板-混凝土粘结强度的简化计算公式。

蒋首超等（2004）^[63]采用有限元方法模拟了钢梁与组合板之间的滑移问题、压型钢

板与混凝土之间的粘结滑移问题。并编制了相关的分析程序，用分析程序进行了常温下和高温下的粘结滑移计算，且将计算结果与试验结果进行对比分析。

甄毅等（2007）^[64]在理论分析、基本假定的基础上推出了压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板的粘结滑移公式。并通过对 7 块足尺压型钢板-混凝土组合楼板在试用阶段的静力试验研究，验证了滑移公式的正确性。分析了在不同荷载作用下组合板的变形、内力、应变以及粘结滑移性能。

1.3.5 钢-混凝土组合结构火灾后力学性能研究

在钢-混凝土组合结构火灾全过程作用下的力学性能研究中，钢-混凝土组合结构火灾后力学性能起着重要的作用，有很多学者做了这方面的研究工作。

霍静思和韩林海（2002）^[65]用数值分析的方法对标准火灾后钢管混凝土柱的承载力、荷载-位移关系曲线进行了分析研究。分析了影响标准火灾后钢管混凝土柱承载力的影响因素，提出了标准火灾后钢管混凝土柱承载力的简化计算方法。

杨华（2003）^[66]进行了火灾下(后)钢管混凝土柱力学性能的试验研究和理论分析研究。在选取合理的钢材和混凝土两种不同材料的热工参数和力学模型之后，用自己编制的有限元分析程序对所做的试验进行了模拟分析。并将模拟计算结果与试验结果进行了对比，最后进行参数分析，归纳出钢管混凝土耐火性能的简化计算公式。

霍静思和韩林海（2003）^[67]用数值分析方法对标准火灾后钢管混凝土纯弯构件的荷载-位移关系进行了研究分析，并将数值计算结果与试验结果进行了对比。最后探讨了火灾后钢管混凝土纯弯构件抗弯承载力和抗弯刚度的简化计算方法。

李明等（2003）^[68]对火灾后钢管混凝土柱残余承载力的预测方法进行了探讨。主要对火灾后残余承载力的两种求解方法进行了对比分析，一种是通过试验回归分析的简化实用计算方法，另一种是基于神经网络的残余承载力的求解方法。

霍静思（2005）^[69]采用有限元分析方法对火灾作用后钢管混凝土柱-钢梁节点的力学性能进行了研究分析。并将计算结果与试验结果进行对比分析，对钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能的影响因素进行归纳总结，最后提出了火灾作用后钢管混凝土柱-钢梁节点剩余承载力的实用简化计算公式。

李晓康（2006）^[70]对火灾后钢管混凝土压弯构件的滞回性能进行了试验研究和模拟分析。并将模拟的结果和试验结果进行了对比分析，最后对影响火灾后钢管混凝土压弯构件滞回性能的影响因素进行了分析，提出了实用的简化计算方法。

江莹（2008）^[71]用有限元分析软件对火灾后方钢管混凝土柱-钢梁连接节点的力学性能进行了模拟研究，并将模拟结果和试验结果进行对比分析，分析了影响火灾后方钢管混凝土柱-钢梁连接节点的影响因素。

Yang 等（2008）^[72]考虑了火灾升温 and 降温作用对钢管混凝土柱火灾后力学性能的影响，并确定了钢管混凝土柱在升温阶段和降温段的材料本构关系，建立了考虑火灾升温 and 降温作用的钢管混凝土柱火灾后的有限元模型，对钢管混凝土柱火灾后的力学性能进行了分析。

张鹏鹏和王文达（2009）^[73]对火灾后钢管混凝土框架的力学性能进行了初步研究。

文中通过合理选取钢材和混凝土材料的热工参数和火灾后本构模型,用有限元软件 ABAQUS 模拟钢管混凝土框架火灾下的力学性能,并将计算结果与试验结果进行对比,验证选取数值模型的正确性。在此基础上,用有限元模型计算钢管混凝土框架火灾后的力学性能。

张鹏鹏 (2010) [74]进行了钢管混凝土柱-钢梁框架火灾后力学性能的研究。通过合理选取钢材和混凝土材料的热工参数,结合有限元方法建立了温度场模型,并用现有相关试验数据进行温度场模型的验证。然后在温度场模型正确的基础之上,选取合理的材料本构模型,建立火灾后钢管混凝土框架的力学模型,并结合现有相关试验数据进行力学模型的验证。最后,对影响火灾后钢管混凝土框架的影响因素进行了参数分析,并结合常温下钢管混凝土框架承载能力的计算公式,提出了火灾后钢管混凝土框架简化的荷载-位移关系曲线。

李俊华 (2012) [75]对 6 个火灾后型钢混凝土柱和 2 个常温下型钢混凝土柱进行了力学性能的试验对比研究。试验表明火灾后型钢混凝土柱有一定的承载力,但是与常温下型钢混凝土柱相比,火灾后型钢混凝土柱的轴压刚度、抗弯刚度、承载力均有不同程度的降低。

1.3.6 钢-混凝土组合结构火灾全过程的力学性能研究

谢建 (2008) [76]采用有限元软件 ABAQUS,选取合理的钢材和混凝土材料热工参数和力学参数,定义正确的边界条件及网格划分,建立火灾全过程作用下的钢管混凝土短柱的热-力耦合有限元模型,对力和高温共同作用下钢管混凝土短柱力学性能进行了分析研究。

侯进学和毛小勇 (2010) [77]对 2 根偏压型钢混凝土柱进行了火灾全过程试验研究。试验表明在火灾升、降温过程中,试验时的火灾荷载比、火灾持续时间对构件的破坏模式、轴向变形、挠度有很大的影响,型钢的添加增加了混凝土柱的塑性变形能力。

Song 等 (2010) [78]采用有限元方法,确定了火灾全过程中不同阶段的材料本构关系,建立了考虑火灾全过程的钢管混凝土柱有限元模型。并将考虑火灾全过程的有限元计算结果与单个钢管混凝土柱在火灾不同阶段的力学性能进行了对比研究,研究表明,钢管混凝土柱火灾全过程后承载力下降不明显,而与承载力相对应的应变增加了很多。

王景玄 (2011) [79]采用有限元分析软件 ABAQUS 模拟了火灾全过程钢管混凝土组合框架的力学性能,并对可能影响火灾后钢管混凝土组合框架力学性能的影响因素进行了研究分析。

王景玄等 (2012) [80]采用 ABAQUS 有限元软件对火灾全过程钢管混凝土柱进行了数值模拟。选取合理的热工参数和力学模型,模拟火灾全过程中钢管混凝土柱的力学性能。

王景玄等 (2012) [81]采用有限元分析软件 ABAQUS 对钢管混凝土组合框架力学性能进行了初步研究。通过选取合理的材料热工模型和力学参数,建立钢管混凝土组合框架数值模型,并与现有相关试验验证模型的正确性,在此基础上,对钢管混凝土组合框架的力学性能进行了初步探讨。

1.3.7 框架结构连续性倒塌的研究

李易等(2012)^[82]采用理论分析和有限元数值模拟相结合的方法,对混凝土框架结构火灾连续倒塌性能进行了数值模拟的研究。最后得出适用于火灾倒塌分析的数值模型,能够更为准确的研究火灾作用全过程中结构破坏的机理。

综上所述,国内外已经有很多学者进行了常温下钢-混凝土组合楼板力学性能研究、温度场研究、火灾下钢-混凝土组合结构的力学性能研究。目前,国内外对火灾全过程钢-混凝土组合楼盖力学性能的研究还很少见,还无法合理地为钢-混凝土组合楼盖火灾后的损伤评估和修复加固提供依据。因此,开展这一课题的研究,较为全面和深入地认识火灾全过程中钢-混凝土组合楼盖体系的力学性能;确定钢-混凝土组合楼盖经历火灾全过程作用后的残余承载力和残余变形等基本力学性能指标。提出火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系简化的实用计算公式,为钢-混凝土组合楼盖体系火灾后的损伤评估和修复加固提供较为科学的依据,具有十分重要的意义。

1.4 本文的研究方法和研究内容

钢-混凝土组合楼盖是目前大量应用于高层民用建筑和工业厂房的结构体系,该类结构除了具有轻型钢结构的若干优点之外,还具有较大的刚度,较高的承载力和较好的防火性能。近年来,钢-混凝土组合楼盖体系火灾下的力学性能研究也已展开,但对基于火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖力学性能的研究还很少见。

通过对相关课题的研究现状对比分析,发现基于火灾全过程的钢-混凝土组合楼盖的力学性能研究对组合结构的抗火设计提供重要的基础和前提,火灾后钢-混凝土组合楼盖剩余承载力等力学性能的研究为火灾后建筑结构的损伤评估和修复加固提供科学的依据。

本文在阅读大量相关文献的基础之上,拟采用有限元分析软件 ABAQUS 对火灾全过程作用钢-混凝土组合楼盖的力学性能进行研究分析,具体将进行以下几方面的研究:

(1) 选取合适的热工参数,划分正确的网格类型,建立钢-混凝土组合楼盖温度场有限元分析模型。通过现有相关试验数据进行模型验证,验证模型的正确性,在此基础上,进行钢-混凝土组合楼盖温度场分析。

(2) 选择合理的材料本构模型、网格单元类型、边界条件、求解方法,考虑压型钢板与混凝土之间的粘结作用,建立基于火灾全过程的钢-混凝土组合楼盖的力学数值模型,并通过已有的相关试验数据进行模拟分析,验证模型的正确。在此基础上,对火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖进行力学分析。

(3) 利用上述数值模型,建立基于火灾全过程作用后的钢-混凝土组合楼盖典型算例。并对可能影响火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖力学性能的主要影响因素进行归纳分析,归纳出钢-混凝土组合楼盖火灾全过程作用后剩余承载力的简化计算公式,为实际工程提供参考建议。

第 2 章 钢-混凝土组合楼盖温度场理论分析

2.1 概述

火灾试验是研究钢梁-混凝土组合楼板组合楼盖火灾全过程力学性能的最直接、最真实的研究方法，但是火灾试验的费用比较昂贵以及需要大量的时间投入，而且火灾试验无法得到全面影响参数的分析。

因此，本文基于通用有限元分析软件 ABAQUS，通过选取合理的钢材和混凝土材料热工参数、划分合理的网格类型，定义正确的边界条件以及不同材料之间的接触形式，建立钢-混凝土组合楼盖温度场数值模型。通过现有相关试验数据的模拟分析，验证数值模型的正确性，在此基础上，对钢-混凝土组合楼盖温度场进行了模拟分析。

2.2 温度场有限元计算模型

2.2.1 火灾基本原理

1. 热传导方式

当建筑物发生火灾时，热空气和构件表面的传热方式主要通过热辐射和热对流，而固体构件的内部通过热传导进行传热。

(1) 热传导

热传导为完全接触的两个物体之间或同一个物体的不同部分之间由于温度梯度而引起的内能交换。热传导遵循傅里叶定律（孔祥谦，1998^[83]）：

$$q_i = -k \cdot dT/dx \quad (2-1)$$

式中， q_i —热流密度， W/m^2 ；

k —导热系数， $W/(m \cdot ^\circ C)$

T —温度， $^\circ C$ 。

一般情况，沿着构件长度方向的热传导可忽略不计，这样构件中的热传导是一个二维传热问题。求解得到的是构件截面上的二维温度场分布，其热传导方程可以表示为：

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

式中， c —比热， $kJ/kg \cdot ^\circ C$

T —温度， $^\circ C$ ；

t —时间， h ；

k —导热系数， $W/(m \cdot ^\circ C)$

ρ —容重， kg/m^3 。

(2) 热辐射

火灾发生时，有一部分热量以热辐射的方式从空气传递给构件表面，其方程表达式为：

$$q_i = \varepsilon \sigma [(T + 273)^4 - (T_f + 273)^4] \quad (2-3)$$

式中, ε —综合辐射系数, 通常取 0.5;

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

T_f —火焰温度, $^{\circ}\text{C}$ 。

因此, 在利用 ABAQUS 有限元软件进行温度场模型的计算时, 在热传导(Heat transfer)模块进行温度属性定义, 在所建模温度场模型的属性设置中定义 Stefan-Boltzmann 常数($5.67 \times 10^{-8} \text{W/m}^2 \cdot \text{K}^4$)和绝对零度($-273 \text{ } ^{\circ}\text{C}$)

(3) 热对流

火灾发生时, 热量会以热对流的方式由热空气传向构件表面, 其数学表达式为:

$$q_i = \alpha_1 \cdot (T_s - T_B) \quad (2-4)$$

式中, α_1 —对流换热系数, 用标准火灾升温曲线计算时, 受火面取 $25 \text{W}/(\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$ 未受火面取 $4 \text{W}/(\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$

T_s —固体表面的温度, $^{\circ}\text{C}$;

T_B —周围接触流体的温度, $^{\circ}\text{C}$ 。

2. 定解条件

在温度场模型中, 热传导方程的求解需要两种条件, 即: 初始条件和边界条件。

(1) 初始条件

火灾发生前, 建筑物的构件或者体系一般处于常温环境状态下(T_0), 在温度场模型中计算时, 构件或者体系的初始条件为:

$$T(x, y, z, t=0) = T_0 \quad (2-5)$$

(2) 边界条件

火灾作用过程中, 钢-混凝土组合楼盖与周围环境发生热对流和热辐射, 其受火面的边界条件可以认定为第三类边界条件。在钢-混凝土组合楼盖温度场模型计算时, 其边界条件的具体表达式如下:

$$-k \frac{\partial T}{\partial n} = \alpha_1 (T - T_f) + \varepsilon \sigma [(T + 273)^4 - (T_f + 273)^4] \quad (2-6)$$

式中, n —构件表面法线向量;

α_1 —对流换热系数, 取 $25 \text{W}/(\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$

T_f —火焰温度, $^{\circ}\text{C}$;

ε —综合辐射系数, 取 0.5;

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

2.2.2 火灾模型的合理选取

对于一般室内火灾, 火灾的破坏具有突然性, 非常复杂。各国和各个研究机构对火灾的模型采用不同的表达式, 我国采用国际标准组织制订的 ISO-834 (1999)^[84]标准升温、降温曲线, 如图 2.1 所示, 其数学表达式为:

升温阶段 (ABB', $t \leq t_h$):

$$T = T_0 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (2-7)$$

降温阶段 (BC, $t_h < t \leq t_p$):

$$T = \begin{cases} T_h - 10.417(t - t_h) & (t_h \leq 30 \text{ min}) \\ T_h - 4.167(3 - \frac{t_h}{60})(t - t_h) & (30 \text{ min} < t_h \leq 120 \text{ min}) \\ T_h - 4.167(t - t_h) & (t_h \geq 120 \text{ min}) \end{cases} \quad (2-8)$$

火灾后阶段 (CD, $t_p < t$)

$$T = T_0 \quad (2-9)$$

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 —初始温度, $^{\circ}\text{C}$, 一般取 20°C

T_h —升降温临界温度, $^{\circ}\text{C}$, 按式(2-7)计算得到;

t_p —温度降至常温的时刻, min 。

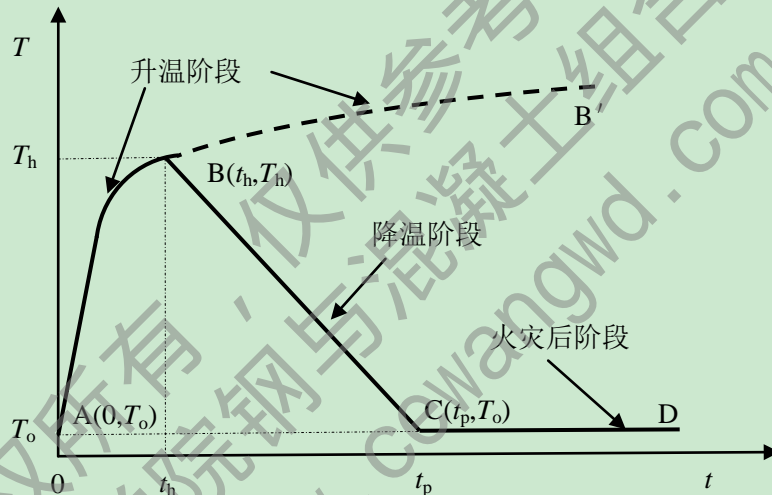


图 2.1 ISO-834 标准 $T-t$ 关系曲线图

本文在研究钢-混凝土组合楼盖火灾全过程作用过程中的温度作用时, 采用上述 ISO-834 中的粗实线部分, 即先按照国际标准升温曲线 AB 段进行升温, 升温时间为 90min; 然后按照国际标准降温曲线 BC 进行降温, 最后经历火灾升降温作用之后, 整个钢-混凝土组合楼盖降温恢复到常温(T_0)。

2.2.3 有限元模型的建立

本章基于 ABAQUS 有限元软件平台, 选取合理的材料热工参数和正确的网格类型, 建立钢-混凝土组合楼盖体系基于火灾全过程的温度场模型。

1 材料的热工参数

在温度场模型中, 材料热工参数选取的不同, 造成计算结果差别很大。温度场模型中材料热工参数主要有钢材和混凝土材料的传热系数、比热、密度、膨胀系数, 详细选取见本章 2.2.4 节内容。

2 单元选取与网格划分

进行温度场建模时, 压型钢板、混凝土、栓钉、钢梁、厚涂型防火涂料采用三维八节点实体单元, 即 DC3D8; 钢筋采用二节点杆单元, 即 DC1D2; 单元类型都采用热分

析单元。

网格划分是采用 Structured 网格划分技术，钢-混凝土组合楼盖局部要细化网格。图 2.2~2.6 是钢-混凝土组合楼盖中，压型钢板、栓钉、混凝土、钢梁保护层、钢梁的网格划分示意图。

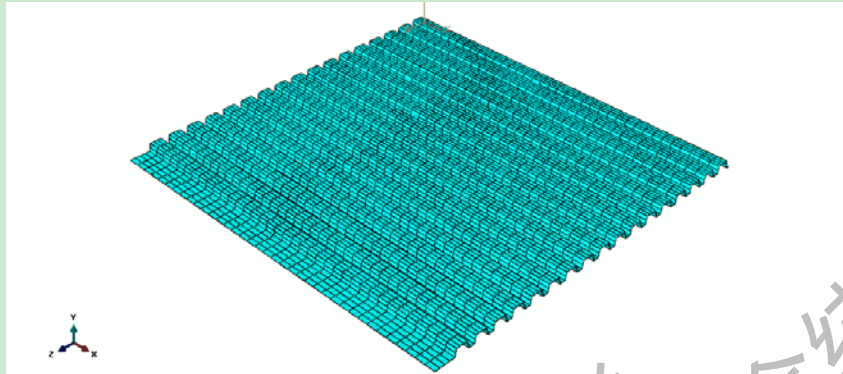


图 2.2 压型钢板网格划分示意图

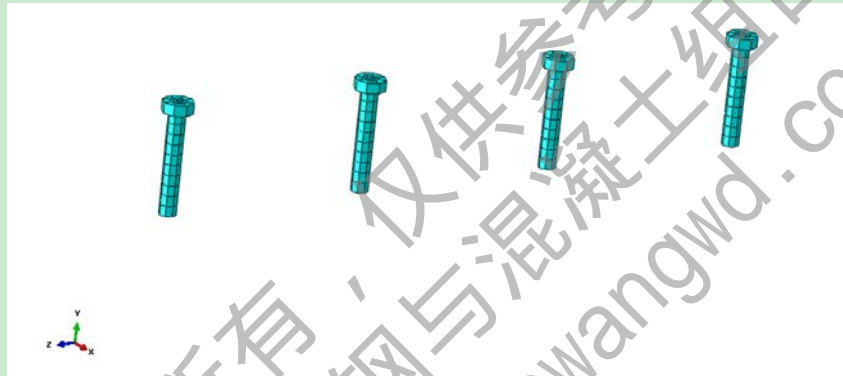


图 2.3 栓钉网格划分示意图

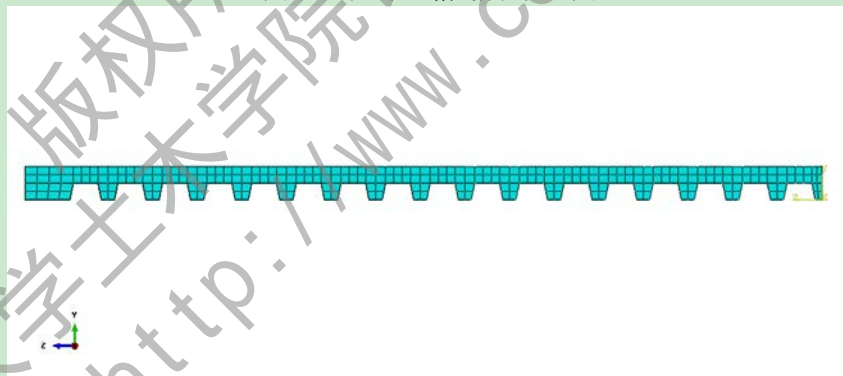


图 2.4 混凝土正截面网格划分示意图

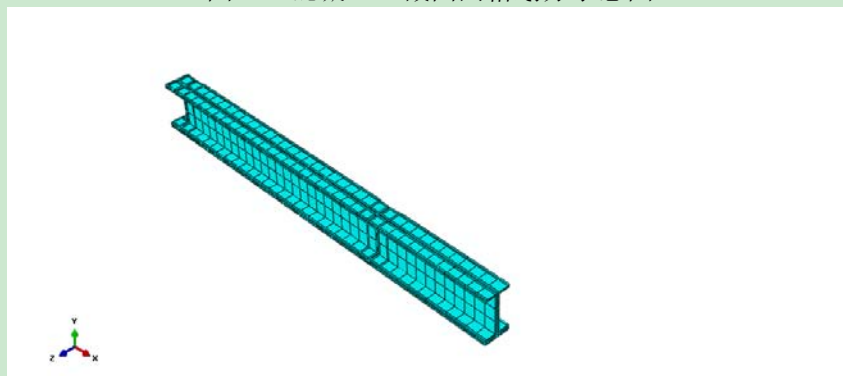


图 2.5 钢梁保护层网格划分示意图

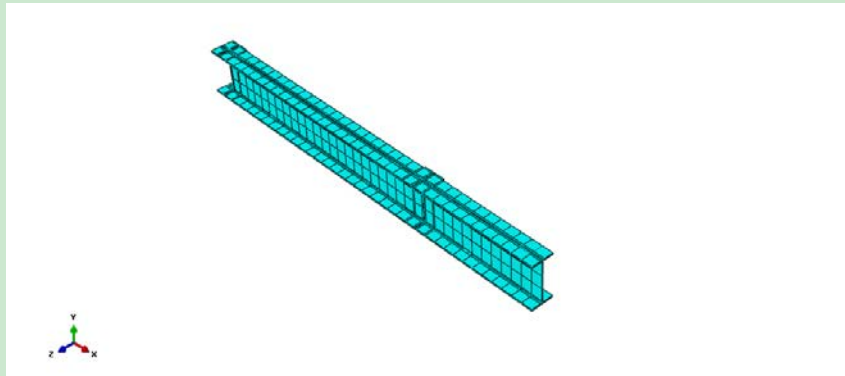


图 2.6 钢梁网格划分示意图

3 界面处理

在钢-混凝土组合楼盖热分析模型中，为了不同材料之间能够更好的传递热量，防火保护层内表面和钢梁外表面采用绑定(Tie)约束；钢梁上表面和压型钢板底部采用绑定(Tie)约束；压型钢板上表面和混凝土下表面采用(Tie)约束；钢筋、栓钉与混凝土都采用绑定(Tie)约束。

4 加载与求解

在 step 中定义钢-混凝土组合楼盖温度场模型总的升降温时间；在 interaction 中定义 ISO-834 国际标准升降温温度-时间关系曲线幅值，并且定义钢-混凝土组合楼盖受火面的热对流系数为 $25\text{W/m}\cdot\text{°C}$ 热辐射系数为 0.5；在 load 模块中定义钢-混凝土组合楼盖模型初始温度为 20°C 钢-混凝土组合楼盖温度场模型属性中设置 Stefan-Boltzmann 常数为 $5.67\times 10^{-8}\text{W/m}^2\cdot\text{K}^4$ ，绝对零度为 -273°C

5 后处理

为了能够将钢-混凝土组合楼盖温度场计算结果，能够准确的导入到钢-混凝土力学模型中，需在温度场计算模型输入文件(*.inp)中写入命令“NODE FILE, NT”，计算结果会产生一个节点温度文件(*.fil)，将火灾作用过程中的节点温度存入到输出文件(*.fil)中，以便在钢-混凝土组合楼盖力学模型 load 模块中调用温度场模型计算结果。

2.2.4 材料热工参数

钢-混凝土组合楼盖温度场有限元模型中，钢材和混凝土材料热工参数的选取对温度场计算结果和力学计算结果有重要的影响。钢材和混凝土材料的热工参数主要包括：热膨胀系数、导热系数、比热容和密度。国内外有很多学者对钢材和混凝土材料的热工参数进行了大量的研究和分析，详细列举如下：

(1) 钢材的热膨胀系数

钢材的热膨胀系数对结构（构件）产生两个方面的效应，即变形与附加应力。表 2-1 详细列出了不同国家对钢材热膨胀系数的研究成果。表 2-1 的数学表达式中， α_s 为钢材的热膨胀系数，单位为 $\text{m}/(\text{m}\cdot\text{°C})$ ； T_s 为火灾发生时，钢材所经历的当前温度。

表 2-1 钢材的热膨胀系数

来源	数学表达式
EC3(1993) ^[85] 与 EC4(1994) ^[86]	$\alpha_s = \begin{cases} 0.8 \times 10^{-8} (T_s - 20) + 1.2 \times 10^{-5} & 20^\circ\text{C} \leq T_s \leq 750^\circ\text{C} \\ 0 & 750^\circ\text{C} < T_s \leq 860^\circ\text{C} \\ 2.0 \times 10^{-5} & 860^\circ\text{C} < T_s \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases}$ <p>在简化计算时, 可按钢材的热传导系数与温度无关考虑, 直接取为常数: $\alpha_s = 1.4 \times 10^{-5}$</p>
英国 BS5950(1990) ^[87]	$\alpha_s = 1.4 \times 10^{-5}$
美国 AISC ^[88]	$\alpha_s = (11 + 0.062T_s) \times 10^{-6}$ $20^\circ\text{C} \leq T_s \leq 600^\circ\text{C}$
澳大利亚 AS4100(1990) ^[89]	$\alpha_s = (11.4 + 0.01T_s) \times 10^{-6}$ $20^\circ\text{C} \leq T_s \leq 600^\circ\text{C}$
日本《建筑物综合防火设计 规范》(1994) ^[90]	$\alpha_s = (11.0 + 5.75 \times 10^{-3} T_s) \times 10^{-6}$
《钢结构设计规范》	$\alpha_s = 1.2 \times 10^{-5}$
Lie 和 Chabot(1990) ^[13] Lie(1994) ^[14]	$\alpha_s = \begin{cases} (0.004T + 12) \times 10^{-6} & T < 1000^\circ\text{C} \\ 16 \times 10^{-6} & T \geq 1000^\circ\text{C} \end{cases}$

(2) 钢材的导热系数

热传导系数(又称导热系数)是指在单位温度梯度条件下, 单位面积上在单位时间内所传递的热量, 其单位为 W/(m·K)或 W/(m·°C)。各国结构抗火设计规范对结构钢的热传导系数的取值如表 2-2, 数学表达式中 λ_s 为钢材的导热系数, T_s 为火灾发生时钢材所经历的当前温度。

表 2-2 钢材的导热系数

来源	数学表达式
EC3(1993) ^[85] 与 EC4(1994) ^[86]	$\lambda_s = \begin{cases} 54 - 3.33 \times 10^{-2} T_s & 20^\circ\text{C} \leq T_s \leq 800^\circ\text{C} \\ 27.3 & 800^\circ\text{C} < T_s \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases}$ <p>或:</p> $\lambda_s = 45$
英国 BS5950(1990) ^[87]	<p>或:</p> $\lambda_s = 37.5$ $\lambda_s = 52.57 - 1.541 \times 10^{-2} T_s - 2.155 \times 10^{-5} T_s^2$
日本《建筑物综合防火设计规范》 (1994) ^[90]	$\lambda_s = 52.08 - 5.05 \times 10^{-5} T_s^2$
Lie 和 Chabot(1990) ^[13] Lie(1994) ^[14]	$\lambda_s = \begin{cases} -0.022T_s + 48 & 0^\circ\text{C} \leq T_s \leq 900^\circ\text{C} \\ 28.2 & T_s > 900^\circ\text{C} \end{cases}$

(3) 钢材的比热容

比热容(简称比热)是指单位质量的物质温度升高或降低 1°C 时所吸收或释放的热量, 其单位为 J/(kg·°C)或 J/(kg·K)。各国结构抗火设计规范对结构钢比热的取值如表 2-3,

表 2-3 数学表达式中 C_s 为钢材的比热，单位为 $J/(kg \cdot ^\circ C)$ 或 $J/(kg \cdot K)$ ； T_s 为火灾发生时钢材经历的当前温度。

表 2-3 钢材的比热容

来源	数学表达式
EC3(1993) ^[85] 与 EC4(1994) ^[86]	$C_s = \begin{cases} 425 + 7.73 \times 10^{-1} T_s - 1.69 \times 10^{-3} T_s^2 + 2.22 \times 10^{-6} T_s^3 & 20^\circ C \leq T_s \leq 600^\circ C \\ 666 - \frac{13002}{T_s - 738} & 600^\circ C < T_s \leq 735^\circ C \\ 545 + \frac{17820}{T_s - 731} & 735^\circ C < T_s \leq 900^\circ C \\ 650 & 900^\circ C < T_s \leq 1200^\circ C \end{cases}$
或:	$C_s = 600$
英国 BS5950(1990) ^[87]	$C_s = 520$
或:	$C_s = 470 + 20 \times 10^{-2} T_s + 38 \times 10^{-5} T_s^2$
日本《建筑物综合 防火设计规范》 (1994) ^[90]	$C_s = 483 + 8.02 \times 10^{-4} T_s^2$
Lie 和 Chabot(1990) ^[13] Lie(1994) ^[14]	<p>把钢材的比热和容重放在一起考虑的:</p> $\rho_s c_s = \begin{cases} (0.004T + 3.3) \times 10^6 & 0^\circ C \leq T \leq 650^\circ C \\ (0.068T - 38.3) \times 10^6 & 650^\circ C < T \leq 725^\circ C \\ (-0.086T + 73.35) \times 10^6 & 725^\circ C < T \leq 800^\circ C \\ 4.55 \times 10^6 & T > 800^\circ C \end{cases}$

(4) 钢材的密度

钢材的密度随温度的变化很小，一般可取为常数： $\rho_s=7850kg/m^3$ 。

(5) 混凝土的热膨胀系数

由于混凝土是热惰性材料，传热性能较差，在较短时间里很难使整个钢-混凝土组合楼盖截面的温度均匀分布，截面上各点膨胀也不均匀，钢-混凝土组合楼盖的膨胀变形实际上是平均膨胀变形。造成混凝土截面受热不均匀、各点变形不一致的因素有很多，如：混凝土本身的骨料类型、构件本身的尺寸和加热速率等。表 2-4 列出了国内外一些文献所采用的混凝土热膨胀系数的表达式，单位为 $m/(m \cdot ^\circ C)$ 。混凝土的热膨胀系数受温度的影响很大。

表 2-4 混凝土的热膨胀系数

来源	数学表达式
EC4(1994) ^[86]	普通混凝土: $\Delta l/l = \begin{cases} 2.3 \times 10^{-11} T^3 + 9 \times 10^{-6} T - 1.8 \times 10^{-4} & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 700^\circ\text{C} \\ 14 \times 10^{-3} & 700^\circ\text{C} < T \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases}$ 或: $\Delta l/l = 18 \times 10^{-6} (T - 20)$ 轻骨料混凝土: $\Delta l/l = 8 \times 10^{-6} (T - 20)$
Lie 和 Chabot(1990) ^[13] Lie(1994) ^[14]	$\alpha_c = (0.008T + 6) \times 10^{-6}$
陆洲导(1989) ^[91]	$\Delta l/l = \begin{cases} 10^{-6} T & 0^\circ\text{C} < T \leq 400^\circ\text{C} \\ 2.5 \times 10^{-5} T - 0.006 & 400^\circ\text{C} < T \leq 700^\circ\text{C} \end{cases}$
李引擎等(1991) ^[92]	$\alpha_c = 1.0 \times 10^{-5}$

(6) 混凝土的导热系数

混凝土的热传导系数与组成混凝土的骨料类型、水分含量和混凝土的配合比有关。对于一个确定的组成来说，材料中的水分含量便成为影响混凝土热传导系数的主要因素。表 2-5 列出了不同文献所采用的混凝土热传导系数表达式，其单位为 W/(m·K)或为 W/(m· °C)

表 2-5 混凝土的热传导系数

来源	数学表达式
EC4(1994) ^[86]	普通混凝土: $\lambda_c = 0.012 \left(\frac{T}{120}\right)^2 - 0.24 \left(\frac{T}{120}\right) + 2 \quad 20^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C}$ 或: $\lambda_c = 1.60 \quad 20^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C}$ 轻骨料混凝土: $\lambda_c = \begin{cases} 1.0 - (T/1600) & 20^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \\ 0.5 & T > 800^\circ\text{C} \end{cases}$
Lie 和 Chabot(1990) ^[13] Lie(1994) ^[14]	硅质: $\lambda_c = \begin{cases} -0.00085T + 1.9 & 0^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \\ 1.22 & T \geq 800^\circ\text{C} \end{cases}$ 钙质: $\lambda_c = \begin{cases} 1.355 & 0^\circ\text{C} < T \leq 293^\circ\text{C} \\ -0.001241T + 1.7162 & T \geq 293^\circ\text{C} \end{cases}$

来源	数学表达式	
Kodur 等 ^[93] 高强混凝土	硅质: $\lambda_c = (2 - 0.0011T) \times 0.85$	$0^\circ\text{C} \leq T \leq 1000^\circ\text{C}$
	钙质: $\lambda_c = \begin{cases} (2 - 0.0013T) \times 0.85 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 300^\circ\text{C} \\ (2.21 - 0.002T) \times 0.85 & 300^\circ\text{C} < T \leq 1000^\circ\text{C} \end{cases}$	
陆洲导(1989) ^[91]	$\lambda_c = 1.6 - \frac{0.6}{850}T$	
李引擎等(1991) ^[92]	$T(^{\circ}\text{C})$	λ_c
	0	1400
	500	800
	1000	500

(7) 混凝土的比热容和密度

混凝土的比热与混凝土的温度、骨料类型、配合比和水分有关。混凝土的容重由于自由水的蒸发。在 100℃ 以后有所降低，一般在计算时，可将混凝土的密度取为常数：2400kg/m³。国内外许多文献在考虑混凝土的比热容和密度是将二者放在一起考虑的，表 2-6 列出了国内外许多文献对混凝土的比热容和密度的数学表达式，其中混凝土的比热容的单位为 J/(kg·K) 或 J/(kg·℃)；将混凝土的比热容和密度放到一起是单位为：J/(m³·K) 或 J/(m³·℃)

表 2-6 混凝土的比热

来源	数学表达式	
EC4(1994) ^[86]	普通混凝土: $C_c = -4\left(\frac{T}{120}\right)^2 + 80\left(\frac{T}{120}\right) + 900$	$20^\circ\text{C} \leq T < 1200^\circ\text{C}$
	或: $C_c = 1000$	
	轻骨料混凝土: $C_c = 840$	
Lie 和 Chabot(1990) ^[13] Lie(1994) ^[14]	硅质:	
	$\rho_c c_c = \begin{cases} (0.005T + 1.7) \times 10^6 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 200^\circ\text{C} \\ 2.7 \times 10^6 & 200^\circ\text{C} < T \leq 400^\circ\text{C} \\ (0.013T - 2.5) \times 10^6 & 400^\circ\text{C} < T \leq 500^\circ\text{C} \\ (-0.013T + 10.5) \times 10^6 & 500^\circ\text{C} < T \leq 600^\circ\text{C} \\ 2.7 \times 10^6 & T > 600^\circ\text{C} \end{cases}$	

来源	数学表达式
Lie 和 Chabot(1990) ^[13] Lie(1994) ^[14]	钙质： $\rho_c c_c = \begin{cases} 2.566 \times 10^6 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \\ (0.1765T - 68.034) \times 10^6 & 400^\circ\text{C} < T \leq 410^\circ\text{C} \\ (-0.05043T + 25.00671) \times 10^6 & 410^\circ\text{C} < T \leq 445^\circ\text{C} \\ 2.566 \times 10^6 & 445^\circ\text{C} < T \leq 500^\circ\text{C} \\ (0.01603T - 5.44881) \times 10^6 & 500^\circ\text{C} < T \leq 635^\circ\text{C} \\ (0.16635T - 100.90225) \times 10^6 & 635^\circ\text{C} < T \leq 715^\circ\text{C} \\ (-0.22103T + 176.07343) \times 10^6 & 715^\circ\text{C} < T \leq 785^\circ\text{C} \\ 2.566 \times 10^6 & T > 785^\circ\text{C} \end{cases}$
Kodur 等 ^[93] 高强混凝土	硅质： $\rho_c c_c = \begin{cases} (0.005T + 1.7) \times 10^6 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 200^\circ\text{C} \\ 2.7 \times 10^6 & 200^\circ\text{C} < T \leq 400^\circ\text{C} \\ (0.013T - 2.5) \times 10^6 & 400^\circ\text{C} < T \leq 500^\circ\text{C} \\ (-0.013T + 10.5) \times 10^6 & 500^\circ\text{C} < T \leq 600^\circ\text{C} \\ 2.7 \times 10^6 & T > 600^\circ\text{C} \end{cases}$
Kodur 等 ^[93] 高强混凝土	钙质： $\rho_c c_c = \begin{cases} 2.45 \times 10^6 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \\ (0.0260T - 12.850) \times 10^6 & 400^\circ\text{C} < T \leq 475^\circ\text{C} \\ (0.0143T - 6.295) \times 10^6 & 475^\circ\text{C} < T \leq 650^\circ\text{C} \\ (0.1894T - 120.11) \times 10^6 & 650^\circ\text{C} < T \leq 735^\circ\text{C} \\ (-0.2630T + 212.40) \times 10^6 & 735^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \\ 2.00 \times 10^6 & 800^\circ\text{C} < T \leq 1000^\circ\text{C} \end{cases}$
陆洲导(1989) ^[91]	$C_c = 0.2 + \frac{0.1}{850}T$
李引擎等(1991) ^[92]	$C_c = 0.22$

本文在计算钢-混凝土楼盖温度场模型时，参考以往研究者所做的研究工作，钢材和混凝土的热工参数选取 Lie 和 Chabot(1990)^[13]及 Lie(1994)^[14]中给出的数学表达式，没有考虑材料的热膨胀系数，具体表达式如下：

1. 钢材的热工参数

(1) 导热系数：

$$\lambda_s = \begin{cases} -0.022T_s + 48 & 0^\circ\text{C} \leq T_s \leq 900^\circ\text{C} \\ 28.2 & T_s > 900^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{W/(m}\cdot\text{K)} \quad (2-10)$$

(2) 比热：

$$\rho_s c_s = \begin{cases} (0.004T + 3.3) \times 10^6 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 650^\circ\text{C} \\ (0.068T - 38.3) \times 10^6 & 650^\circ\text{C} < T \leq 725^\circ\text{C} \\ (-0.086T + 73.35) \times 10^6 & 725^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \\ 4.55 \times 10^6 & T > 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{J}/(\text{kg} \cdot \text{K}) \quad (2-11)$$

(3) 密度:

钢材的密度一般按常数取为: $\rho_s=7850\text{kg}/\text{m}^3$ 。

2.混凝土(钙质)热工参数:

(1) 导入系数:

$$\lambda_c = \begin{cases} 1.355 & 0^\circ\text{C} < T \leq 293^\circ\text{C} \\ -0.001241T + 1.7162 & T \geq 293^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{W}/(\text{m} \cdot \text{K}) \quad (2-12)$$

(2) 比热:

$$\rho_c c_c = \begin{cases} 2.566 \times 10^6 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \\ (0.1765T - 68.034) \times 10^6 & 400^\circ\text{C} < T \leq 410^\circ\text{C} \\ (-0.05043T + 25.00671) \times 10^6 & 410^\circ\text{C} < T \leq 445^\circ\text{C} \\ 2.566 \times 10^6 & 445^\circ\text{C} < T \leq 500^\circ\text{C} \\ (0.01603T - 5.44881) \times 10^6 & 500^\circ\text{C} < T \leq 635^\circ\text{C} \\ (0.16635T - 100.90225) \times 10^6 & 635^\circ\text{C} < T \leq 715^\circ\text{C} \\ (-0.22103T + 176.07343) \times 10^6 & 715^\circ\text{C} < T \leq 785^\circ\text{C} \\ 2.566 \times 10^6 & T > 785^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{J}/(\text{kg} \cdot \text{K}) \quad (2-13)$$

在钢-混凝土组合楼盖温度场计算时,考虑混凝土中水蒸气对混凝土比热的影响,参考李国强等(2006)^[43]中对混凝土中水分的描述,假设混凝土中所含水分的质量百分比为5%,对混凝土的比热修改如下:

$$\rho'_c c'_c = \begin{cases} 0.95\rho_c c_c + 0.05\rho_w c_w & T < 100^\circ\text{C} \\ \rho_c c_c & T \geq 100^\circ\text{C} \end{cases} \quad (2-14)$$

$$\rho_w c_w = 4.2 \times 10^6 \text{ J}/(\text{m}^3 \cdot ^\circ\text{C}) \quad (2-15)$$

式中, ρ'_c 和 c'_c 为考虑水蒸气影响时混凝土的容重和比热; ρ_c 和 c_c 为没有考虑水蒸气影响时核心混凝土的容重和比热; ρ_w 和 c_w 分别为水的容重和比热。

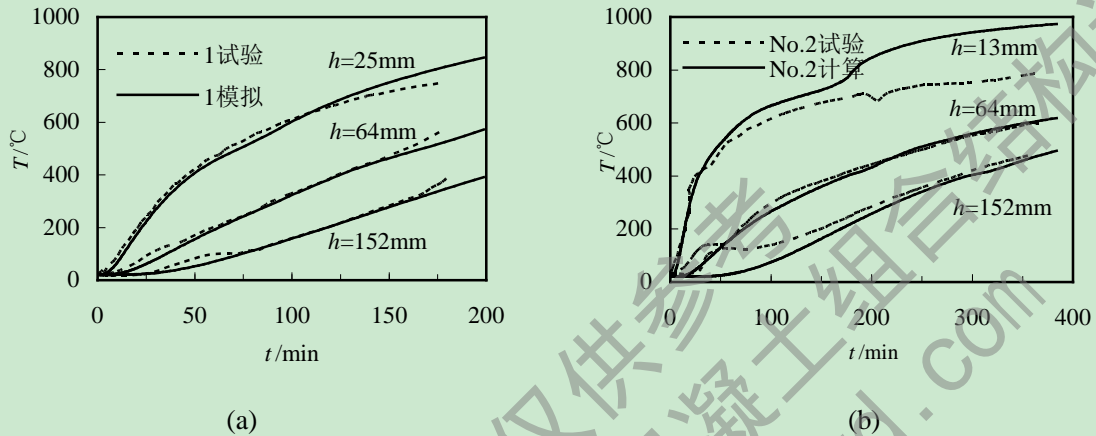
(3) 密度:混凝土的密度在计算时,为了计算的方便,一般取为常数: $\rho_c=2400\text{kg}/\text{m}^3$ 。

2.3 温度场算例分析

试验研究钢-混凝土组合楼板组合楼盖的温度场是最有效、最直接的研究方法,但试验费用及其昂贵和试验时间比较长使得每个温度场研究采用试验研究是不现实的。本文采取对钢-混凝土组合楼板组合楼盖进行数值计算。为了验证建立有限元模型的方法正确,首先对收集到的试验数据进行了建模分析计算,主要进行了钢筋混凝土柱、钢管混凝土柱、钢筋混凝土板、钢-混凝土组合楼板的温度计算,并将计算结果和试验结果进行了对比分析。

2.3.1 钢筋混凝土柱

图 2.7 是利用有限元方法计算的温度场结果和试验结果对比情况。试验结果分别来自 Lie(1984)^[27]中(Column 1)和 Lie(1993)^[28]中(Column No.2)所做的矩形截面普通混凝土柱的试验研究。受火时间为 380min。其中 h 为平行于矩形截面短边边长中心轴线上从钢筋混凝土柱的外表面到内部中心点的距离。构件升温曲线选取美国升温曲线 ASTM-E-119。试验值用虚线表示，有限元软件 ABAQUS 计算的用实线表示。由图可见，计算值与试验值吻合良好。



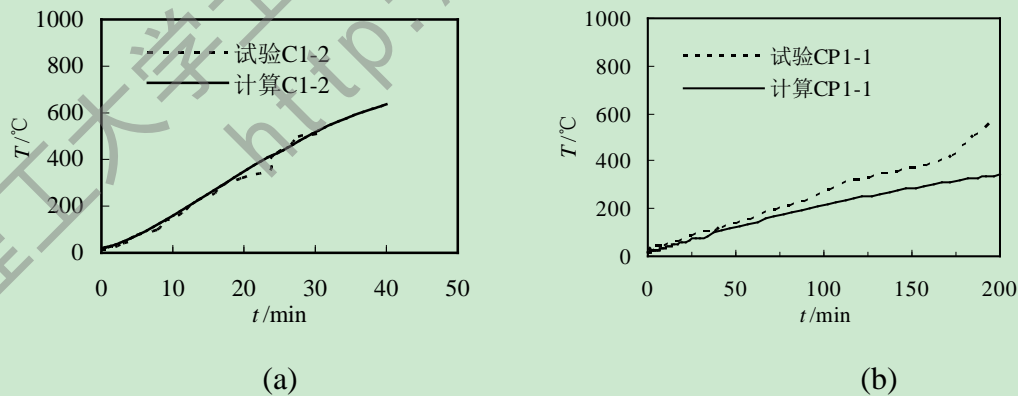
(a) $B \times B = 305\text{mm} \times 305\text{mm}$ (Lie, Lin, Allen 和 Abrams, 1984^[27])

(b) $D \times B = 457\text{mm} \times 305\text{mm}$ (Lie 和 Irwin, 1993^[28])

图 2.7 矩形截面钢筋混凝土柱温度(T)-时间(t)关系曲线试验与计算结果对比

2.3.2 钢管混凝土柱

图 2.8 是圆钢管混凝土柱钢管外表面温度场有限元计算结果和试验结果对比情况。试验结果出自韩林海 (2007)^[94]中圆钢管混凝土柱 C1-2 和 CP1-1，受火时间为 40min。其中升温曲线采取国际标准升温曲线 ISO-834，防火涂料采用厚涂型防火涂料，图中实线为计算曲线，虚线为试验曲线。由图可见，计算结果与试验结果吻合良好。



(a) $D \times t = 478\text{mm} \times 8\text{mm}$;

(b) $D \times t = 478\text{mm} \times 8\text{mm}$, 防火保护层厚度为 15mm

图 2.8 圆钢管混凝土柱钢管外表面温度(T)-时间(t)关系曲线试验和模拟对比

2.3.3 钢筋混凝土楼板

图 2.9 是陈礼刚 (2004) [95] 温度场试验研究中钢筋混凝土楼板截面测温测点的布置示意图, 图中表出了试验时钢筋混凝土板的温度测点。试验采用 ISO-834 标准升温曲线, 受火时间为 120min。图 2.10 是用有限元模型计算的温度场结果与试验结果对比图。可见温度场在个别点处相差较大, 这是由于温度场具有较大的离散型, 同时试验时布置测点也可能存在一定的误差, 但温度场升温趋势是一致的。

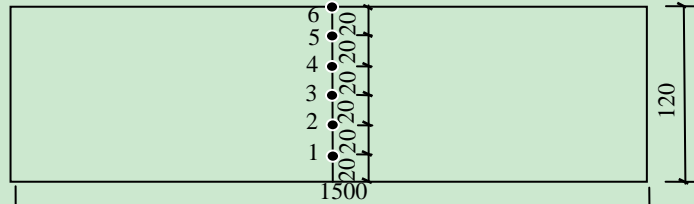


图 2.9 钢筋混凝土板的测温点布置(单位: mm)

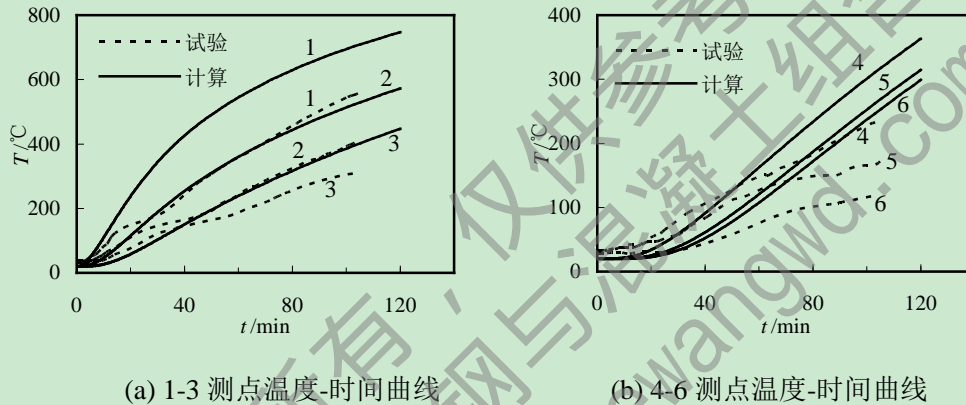


图 2.10 钢筋混凝土板温度-时间曲线试验与计算对比情况

2.3.4 钢-混凝土组合楼板

图 2.11 是韩金生 (2006) [23] 温度场试验研究中钢-混凝土组合楼板测温点布置示意图。试验采用 ISO-834 标准升温曲线, 受火时间为 90 min。图 2.12 为用有限元方法对组合楼板截面升温结束时刻温度场分布的计算结果, 由于混凝土的吸热作用, 在火灾作用下, 组合楼板底部的温度高于顶部的温度, 使组合楼板形成明显的温度梯度。当火灾发生时, 火灾把热量传递给压型钢板, 压型钢板把热量传递给底部混凝土, 由于混凝土的吸热作用使压型钢板的温度不会升高的太快, 压型钢板的强度也不会立刻降低, 混凝土对压型钢板起到了保护作用。火灾作用下, 在钢-混凝土组合楼板混凝土厚度较小处, 混凝土吸收的热量较多, 使同一高度处, 混凝土厚度较小处温度高于其它地方, 热量由中间向水平方向温度较低处传递; 相反, 在混凝土厚度较大处, 热量由两边向中间传递。以上热量传递只是火灾下钢-混凝土组合楼板热量传递中的一部分, 热量主要还是由受火板底处传向板顶。图 2.13 是用有限元方法计算的测点处温度与试验温度结果对比情况, 由图可见, 计算的温度和试验的温度上升趋势是一致的, 总体吻合良好。

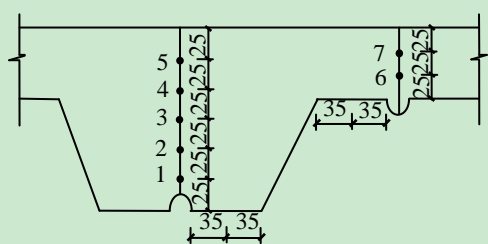


图 2.11 组合板的测温点布置

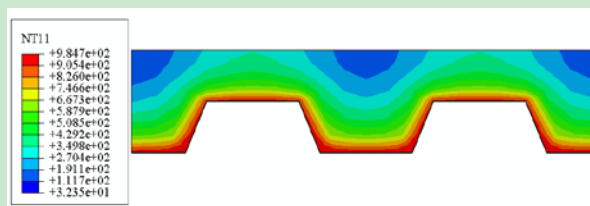
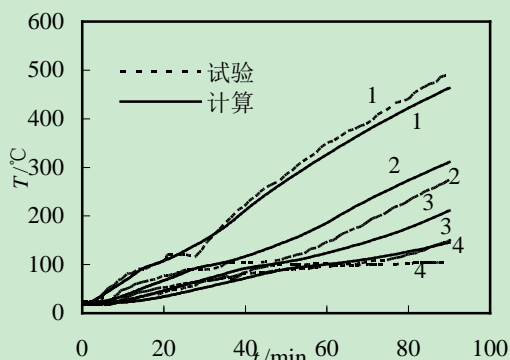
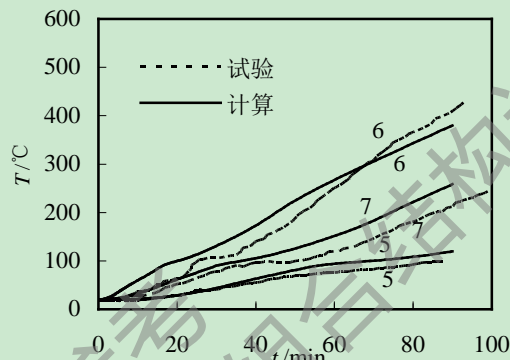


图 2.12 组合楼板截面温度分布(受火时间 90 min)



(a) 1~4 测点温度-时间曲线



(b) 5~7 测点温度-时间曲线

图 2.13 组合楼板 $T-t$ 关系计算结果与试验结果对比情况

2.3.5 压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板

王新堂等(2012)^[58]对 5 块采用不同参数的轻骨料混凝土组合楼板进行了火灾下和火灾后力学性能试验研究。5 块轻骨料混凝土组合楼板主要改变了混凝土的厚度和栓钉的设置来研究火灾下轻骨料混凝土的位移响应和火灾后轻骨料混凝土组合楼板的残余承载力,其中 4 块轻骨料混凝土组合楼板进行火灾下升温 and 自然冷却后的加载破坏试验研究,1 块轻骨料混凝土组合楼板作为对比,进行了常温下加载破坏的试验研究。升温曲线采用自己设定的升温曲线,达到 700℃后维持恒温不变。本文采用有限元建模方法对其温度场试验研究进行了模拟分析,建模时考虑了组合楼板的对称性在宽度方向上选取一半进行建模,主要参数列于表 2-7,具体参数见王新堂等(2012)^[58]。图 2.14 为试验时两种不同厚度的混凝土组合楼板横截面上测温点的布置情况。

图 2.15 是试验时炉内实际升温曲线与自己设定的炉温曲线对比情况。由图可见,自己设定的炉温曲线只是给出了火灾下的升温曲线,没有给出降温阶段,而且温度达到 700℃以后保持不变;试验时,炉内温度按照试验要求加热到 700℃时也保持不变,当受火时间达到试验预定的受火时间时就不在给炉内加热,炉内自然降温,图中给出了炉内自然降温过程中温度-时间变化曲线,这点与自己设定的炉温曲线不同;总体上炉内实际升温曲线与自己设定的炉温曲线吻合良好。图 2.16(a)是组合楼板 B1 升温结束时刻板的温度云图,由图可见组合楼板在板厚度方向上温度梯度很明显,板底温度最高,板顶温度最低。图 2.16(b)时楼板 B1 试验温度与计算温度对比情况,计算温度用实线表示,试验温度用虚线表示。由图可见试验温度与计算温度吻合良好,只有个别点处试验温度与计算温度相差很大,这可能是由于试验时温度测点布置不是那么精确造成的。

表 2-7 轻骨料混凝土组合楼板主要参数

编号	板厚/mm	荷重块等效荷载/(kN/m ²)	有无栓钉	初挠度/mm	受火时间/min	最高平均炉温/°C
B-1	136	3	无	2.04	50	700
B-2	136	3	有	1.97	70	700
B-3	156	3	有	1.69	70	700
B-4	156	3	无	1.72	70	700
B-5	136	3	无	2.05	0	未受火

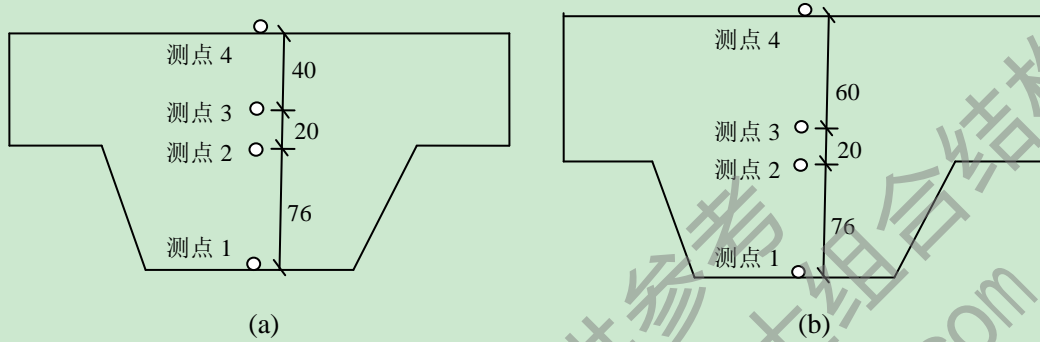


图 2.14 两种不同厚度混凝土组合楼板截面测温点布置情况

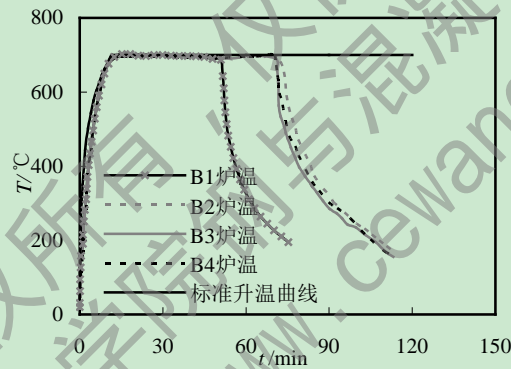
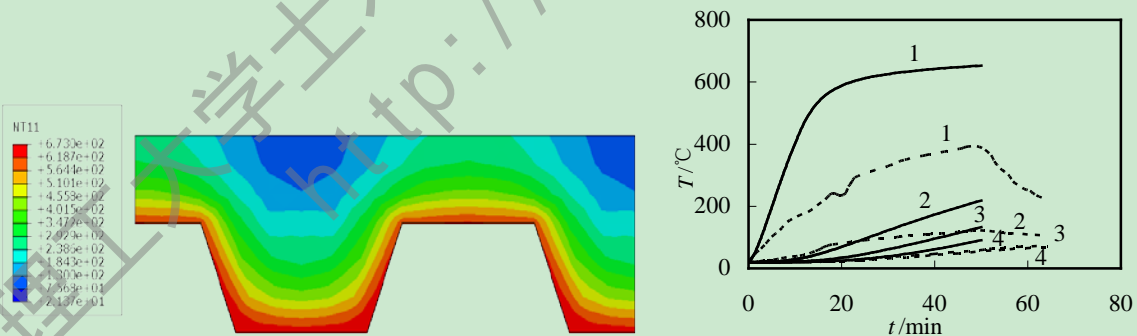


图 2.15 标准升温曲线与炉温曲线对比



(a) 板 B1 升温结束时刻温度分布云图

(b) 板 B1 计算温度与试验温度对比情况

图 2.16 板 B1 温度-时间曲线变化图

2.3.6 钢-混凝土组合楼盖温度场研究分析

通过前面算例分析表明，高温下的构件及结构体系截面温度场计算曲线与试验曲线吻合良好。这说明用 ABAQUS 分析软件用来分析高温下构件及结构体系的截面温度分

布规律是正确的。基于此，本文参考兰州某机车厂实际工程，用 PKPM 设计了一个机车厂三层三跨的框架结构图。图 2.17 是本文设计的某机车厂框架结构图，纵向柱距为 7.2m，除楼梯间距略小外，横向柱距为 6.9m，在进行钢-混凝土组合楼盖温度场分析时，我选用了标准层中跨的楼盖进行了温度场分析，具体详细参数和尺寸如下：

压型钢板选用工程常用性型号为 YX75-200-600 的压型钢板，厚度为 1.2mm，材料强度为 Q235。楼板尺寸为 7.4m×7.1m，考虑了火灾下楼板对钢梁的保护作用，建模时将楼板尺寸向四周延长了 0.1m。楼板下部布置两根次梁，四周布置主梁，为了计算方便在计算建模时将主、次梁统一选取热轧 H 型钢 HN400×200×8×13(mm)，钢材屈服强度为 Q345。为了保证钢-混凝土组合楼盖满足一级耐火等级的要求，主、次梁都涂用 15mm 厚的非膨胀性防火涂料，涂料的有关参数为：密度为 $\rho=500\text{kg/m}^3$ ；比热容 $C=1000\text{J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$ ；导热系数 $\lambda=0.10\text{W}/(\text{K}\cdot\text{m})$ 。两个正交方向抗裂钢筋直径均为 6mm，间距均为 200mm，负弯矩配筋为 $\phi 8@150$ 。为了满足组合楼盖抗剪承载能力的要求，沿着钢梁表明中线单排布置 $\phi 16@200$ 的栓钉，栓钉屈服强度为 Q345。升温曲线采用国际标准升温曲线 ISO-834^[84]，升温时间为 90min。钢-混凝土组合楼盖的平面布置如图 2.18。

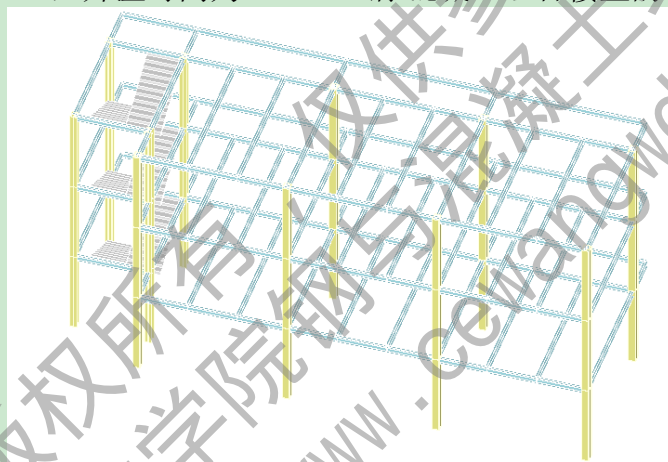


图 2.17 某机车厂框架结构图

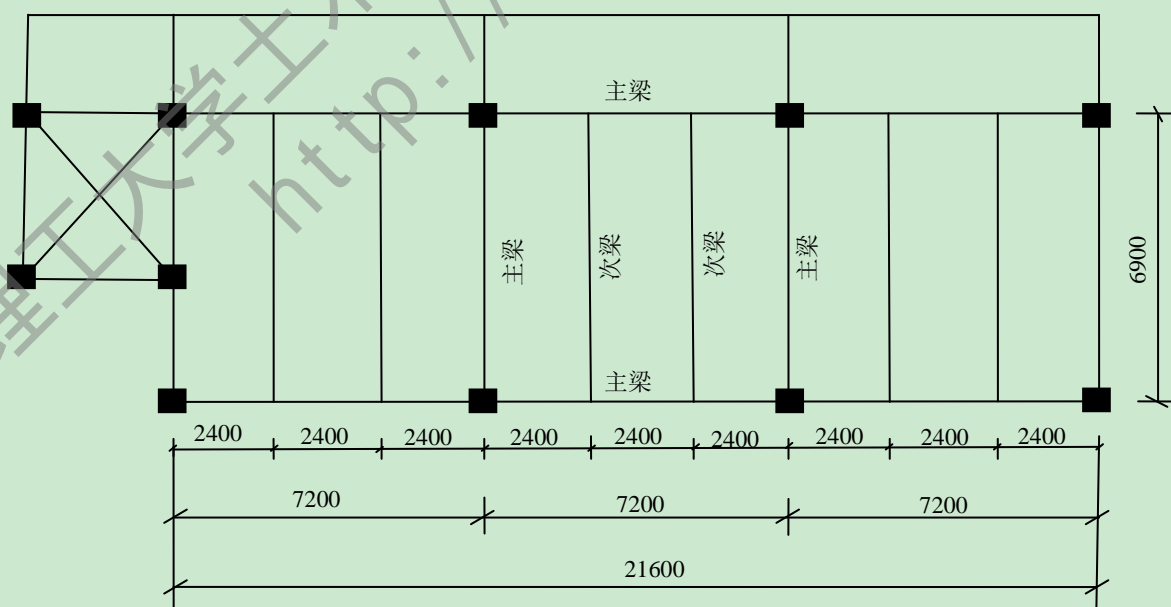


图 2.18 钢-混凝土组合楼盖平面布置图 (单位：mm)

图 2.19 是运用有限元分析软件 ABAQUS，按照上述设计方法，考虑结构体系的对称性，所建立的钢-混凝土组合楼盖 1/4 模型在火灾全过程中温度随时间的变化规律。升温曲线选取国际标准升温曲线 ISO-834，升温 90min 后开始降温，降温 2100min 后恢复到常温。由图中可见，在火灾升温过程中，钢-混凝土组合楼板下部布置的钢梁，由于涂了防火涂料，当下部受火灾作用时，受防火涂料的防火作用，钢梁的温度上升的很慢，传致上部混凝土的热量也很慢，所以梁上部的混凝土组合楼板的温度低于同一水平面其他位置处板的温度；钢-混凝土组合楼盖边缘处的温度低于板其他地方的温度，温度呈现出滞后性。同样，在降温过程中也发生类似的温度滞后性，即在火灾升、降温过程中，钢-混凝土组合楼板边缘处温度的传递慢于钢-混凝土组合楼板中心处的位置，温度呈现出滞后性。

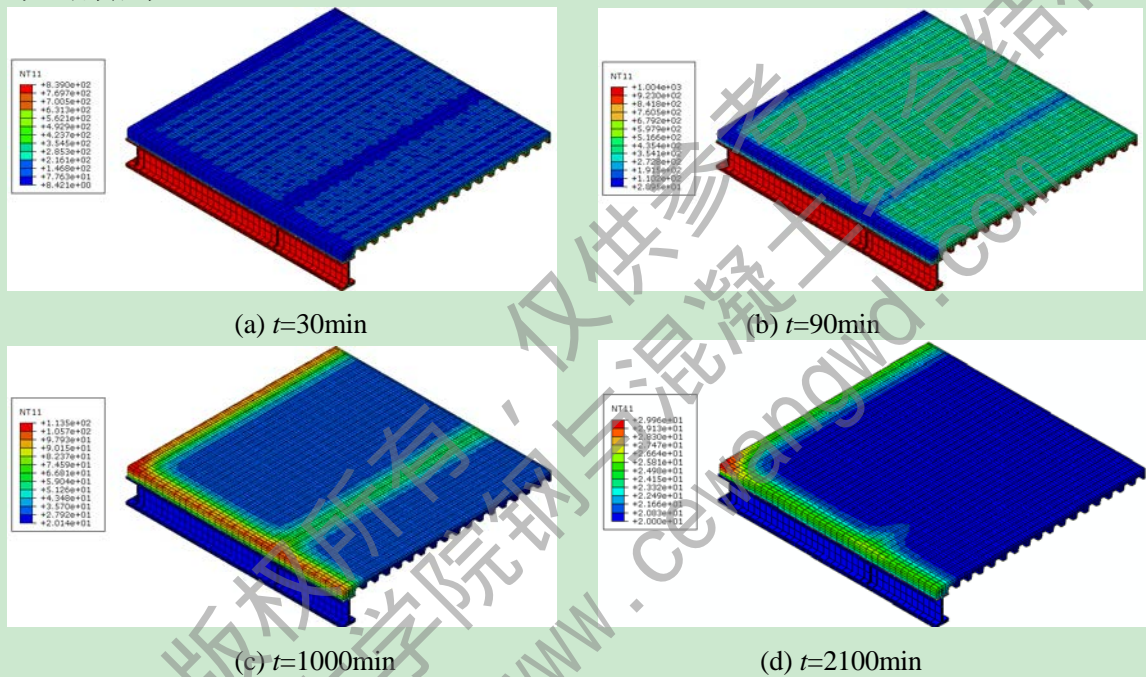


图 2.19 钢-混凝土组合楼盖 1/4 模型不同时刻温度-时间变化云图

同样，在钢梁上部布置的钢筋，温度也呈现出明显的滞后性，如图 2.20

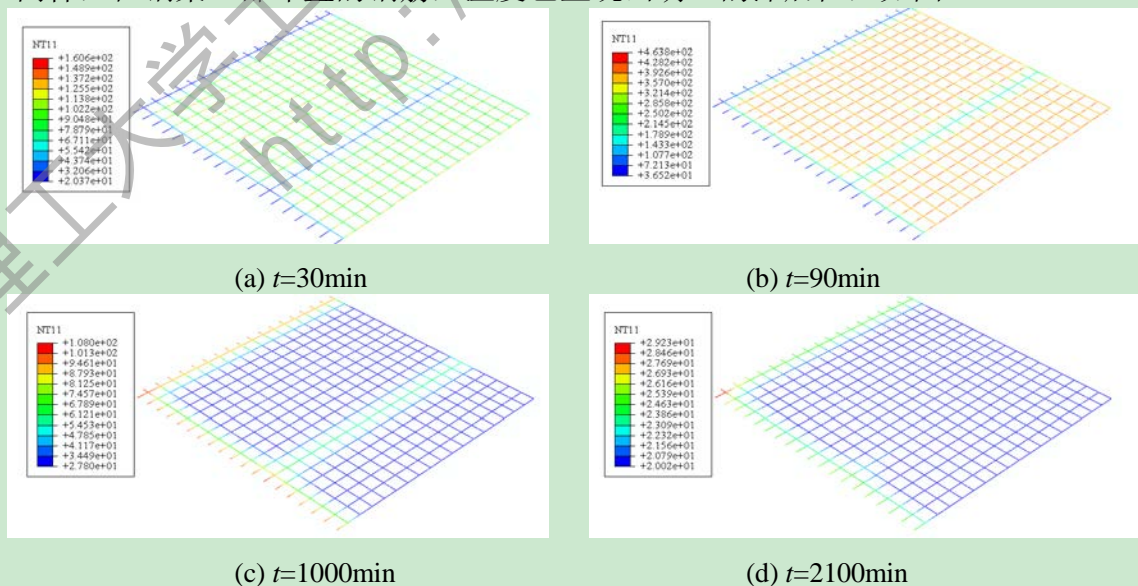


图 2.20 钢-混凝土组合楼盖 1/4 模型上部分布钢筋温度-时间变化云图

压型钢板的温度变化与钢筋的变化类似，也是受底部钢梁的影响，钢梁上面压型钢板的温度传递落后于同一水平面处其他位置处压型钢板的温度，温度呈现出滞后性能，压型钢板温度云图见图 2.21。

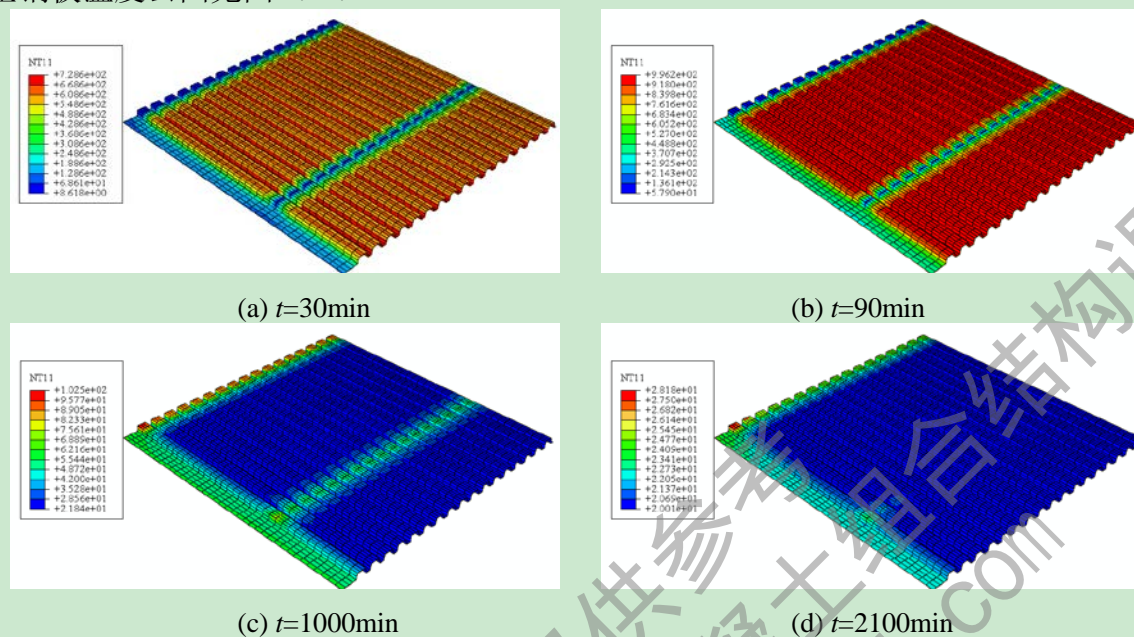


图 2.21 压型钢板 1/4 模型温度-时间变化云图

由图 2.19、2.20、2.21 均可看出，受钢梁的影响，在火灾升、降温过程中，钢梁上部混凝土、钢筋、压型钢板处的温度传递慢于同一水平面其他位置处的温度。在同一高度处次梁上部的温度不同于边梁上部的温度，这和钢-混凝土组合楼盖的受火面积有关。主、次梁相交点处的上部温度不同于边梁和次梁，为了详细研究钢-混凝土组合楼盖中同一高度处温度-时间的变化规律，在混凝土上表面不同位置取 4 个点进行火灾全过程温度-时间曲线分析。如图 2.22 所示：a 点是混凝土上表面与边梁中心线平行的一个点；b 点是混凝土上表面与主、次梁交点平行的一点；c 点是混凝土上表面组合楼板跨中的一点；d 点是混凝土上表面与次梁中心线平行的一点。图 2.23 是与图 2.22 对应特征点的火灾全过程中温度-时间曲线。由图可见，温度出现的最大值，c 点高于 d 点、d 点高于 a 点、a 点高于 b 点，这反应了一点点的最高温度与底部受火面积和温度所传递的途径有关。但是，温度达到最高值时所需要的时间不一样，c 点小于 d 点、d 点小于 a 点、a 点小于 b 点，这说明受钢梁的影响，钢梁上部的混凝土温度达到最大值时所需要的时间比同一高度处混凝土板中的其他点处的时间要多，钢梁上部的混凝土温度呈现出滞后性，这和前面的温度云图所得到的结果一致。在火灾全过程中，计算的时候升温时间 90min，然后经历 2010min 的降温恢复到常温。由图 2.23 可见，当外界温度经过 90min 的升温进入到降温阶段时。混凝土上表面继续升温，最高温度时刻并非在升温时间 90min 时出现，而出现在外界温度降温时间段内，即混凝土的温度比标准升温曲线对应的温度呈现出滞后性，但经过 2100min 的升、降温时间，混凝土表面基本恢复到常温。以上分析表面，混凝土最高温度时刻出现在降温阶段，与之相对应的混凝土强度降低，混凝土的损伤也出现在火灾降温阶段，构件或者体系的破坏也会发生在降温阶段。所以，研究火灾全过程中火灾降温阶段构件或者体系的力学性能很有必要，以往研究者忽略了火灾降温

过程中构件或者体系的力学性能研究。

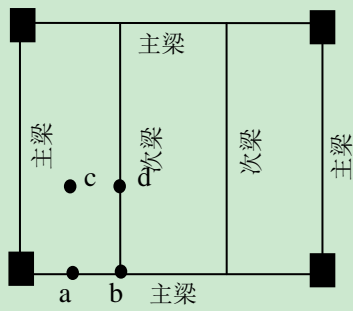


图 2.22 位置点的选取

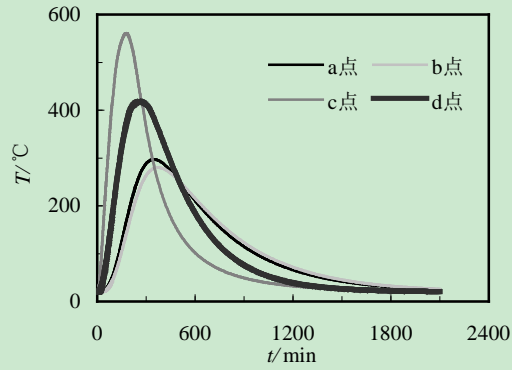


图 2.23 火灾全过程温度-时间曲线

以上所研究的是同一高度处的温度由于底部受火面积的不同和热量传播路径的不同所造成的温度滞后性能。在火灾发生时，当构件或者体系底部受火时，热量主要由底部受火面传致顶部非受火面，在构件截面上形成明显的温度梯度。图 2.24 是钢梁和钢梁保护层火灾全过程中温度-时间变化云图分布规律。图 2.25 是钢梁及钢梁上的保护层温度特征点的布置，其中 a 点是钢梁保护层受火面上的一点、b 点是钢梁底部翼缘与保护层相接触的一点、c 点是钢梁腹板与保护层相接触的一点、d 点是钢梁上翼缘与压型钢板相接触的一点。图 2.26 是与图 2.25 相对应的各特征点火灾全过程温度-时间变化曲线图。由图 2.25、2.26 可见在整个火灾全过程中，钢梁全截面的温度基本一样，传热均匀，变化趋势一致。由图 2.26 可见，钢梁上面的三个温度特征点在火灾全过程中温度基本重合，钢梁保护层的温度高于钢梁特征点的温度，钢梁保护层对钢梁起到了很好的温度保护作用。

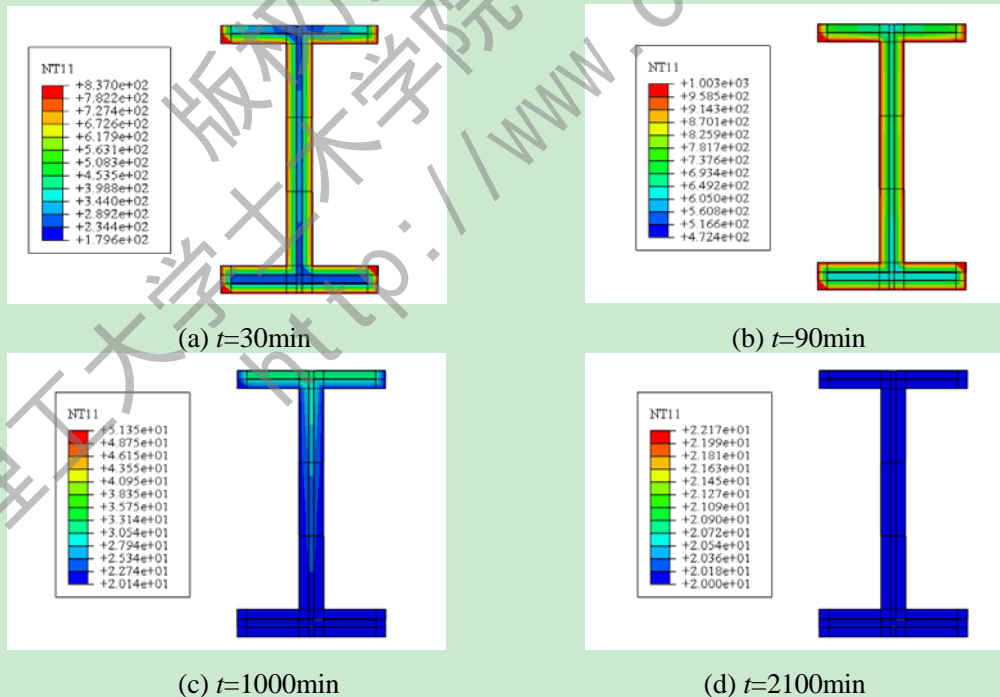


图 2.24 钢梁及钢梁保护层温度-时间变化云图

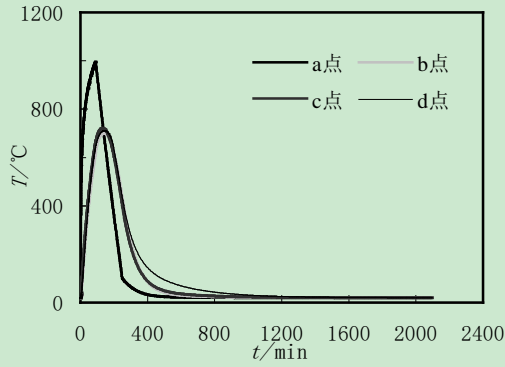
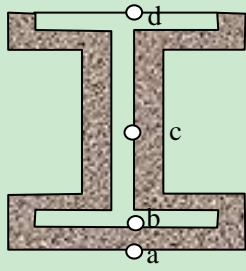


图 2.25 钢梁及保护层温度测点

图 2.26 火灾全过程温度-时间变化曲线图

图 2.27 是火灾全过程中钢-混凝土组合楼板正截面的温度-时间变化云图。图 2.28 是选取一块压型钢板宽度范围内的钢-混凝土组合楼板界面特征点的示意图,其中 a 点是压型钢板波峰与混凝土之间的接触点、b 点是压型钢板波峰所对应的混凝土上表面的特征点、c 点压型钢板波谷与混凝土接触面之间的中间点、d 点是压型钢板波谷与混凝土上表面之间的中间点、e 点与压型钢板波谷对应的混凝土上表面选取的特征点。图 2.29 是火灾全过程中与钢-混凝土组合楼板界面上特征点对应的温度-时间全过程曲线。

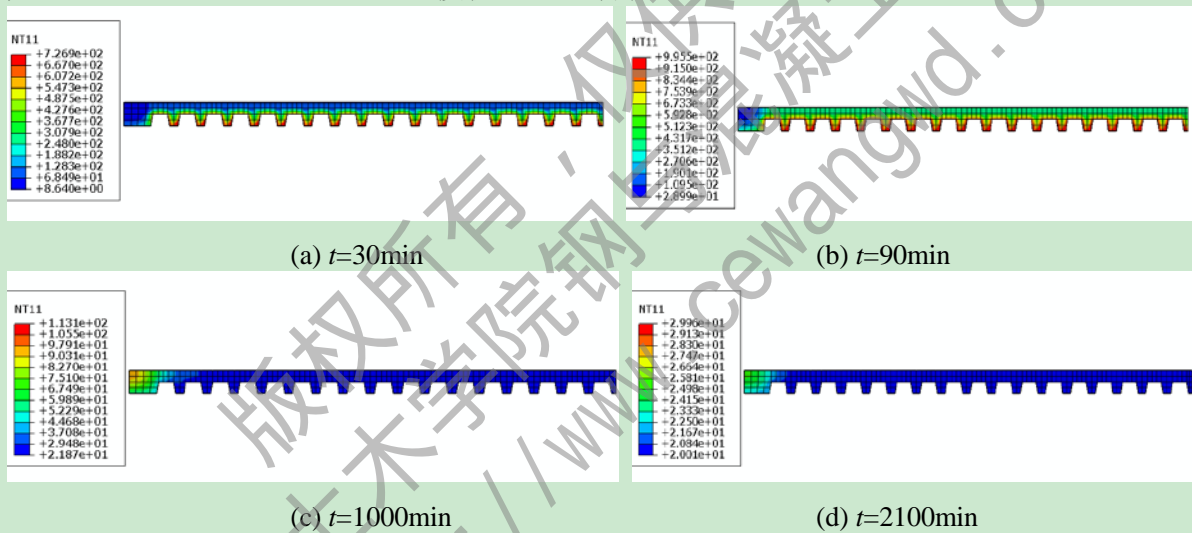


图 2.27 火灾全过程中压型钢板-混凝土组合楼板温度-时间变化云图

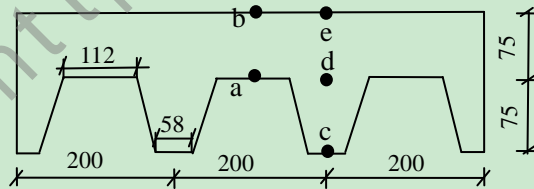


图 2.28 钢-混凝土组合楼板界面温度测点示意图

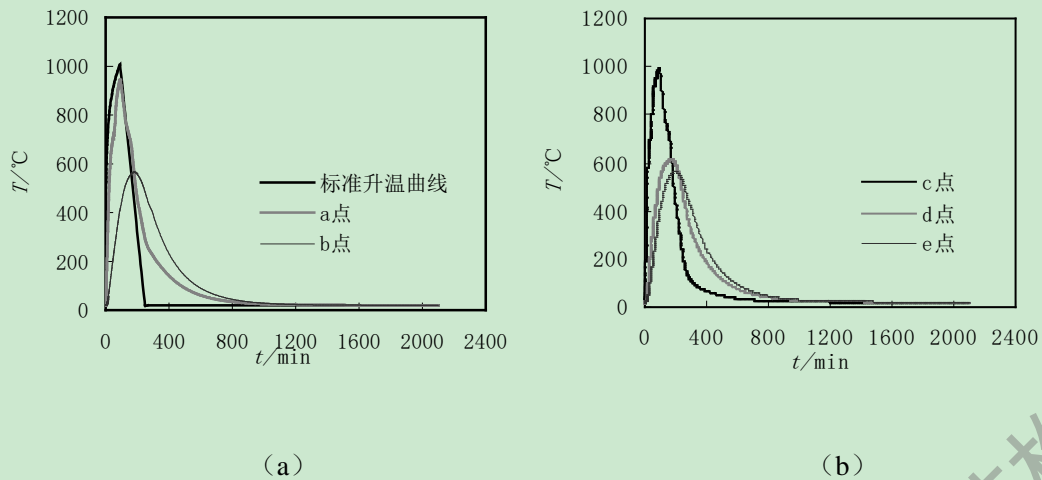


图 2.29 钢-混凝土组合楼板界面火灾全过程温度-时间曲线图

由图 2.27、2.28、2.29 可见，在火灾升温阶段，钢-混凝土组合楼板底部温度高于混凝土上表面的温度。在钢-混凝土界面上形成明显的温度梯度，即钢-混凝土组合楼板底部温度高于顶部温度。如图 2.29 中，在温度-时间变化曲线上升阶段，a 点温度高于 b 点；c 点温度高于 d 点，d 点温度高于 e 点。在火灾降温过程中，钢-混凝土组合楼板的温度与升温阶段的情况相反，顶部温度高于底部温度。如图 2.29 中，在温度-时间变化曲线下降段，b 点温度高于 a 点温度；e 点温度高于 d 点温度，d 点温度高于 c 点温度。在降温阶段，钢-混凝土组合楼板界面上温度同样呈现出明显的梯度，经过长时间的降温，钢-混凝土组合楼板界面温度最后恢复到常温。综合分析以上 3 图，还可得出，在整个火灾全过程中，与国际升温曲线相比，钢-混凝土组合楼板界面出现最高温度的时刻要慢于国际标准升温曲线出现最高温度的时刻，且在钢-混凝土组合楼板界面上，离组合楼板下表面越远，出现最高温度的时刻越慢，温度呈现出滞后性能。如图 2.29(a) 中，出现最高温度所对应的的时间，b 点大于 a 点，a 点大于标准升温曲线；在图 2.29(b) 中，出现最高温度所对应的的时间，e 点大于 d 点，d 点大于 c 点。在钢-混凝土组合楼板界面同一高度处，火灾全过程当中，压型钢板波峰上面的混凝土出现的最高温度高于同一水平位置压型钢板波谷上面的混凝土的最高温度，且与最高温度相对应的时刻，压型钢板波峰上面的混凝土小于同一高度处压型钢板波谷上面的混凝土。即图 2.29 中，a 点最高温度高于 d 点最高温度，且达到最高温度所需要的时间，a 点小于 d 点；b 点最高温度高于 e 点最高温度，且达到最高温度所需要的时间，b 点小于 e 点。总之，在火灾全过程中，组合楼板界面上的所有节点温度出现的最高温度低于标准升温曲线作用下的最高温度，且达到最高温度所需要的时间，组合楼板界面上的温度节点大于国际标准升温曲线最高温度所对应的的时间，温度呈现出滞后性能。在钢-混凝土组合楼板底部有钢梁处，其界面温度受底部钢梁及其上所涂防火涂料的影响，温度滞后性能现象更明显。

2.4 本章小结

对本章所做的工作，总结如下：

(1) 本章在合理选取钢材和混凝土材料热工参数基础上，利用 ABAQUS 有限元分析平台，合理地定义温度场传热模式、网格划分，建立了钢-混凝土组合楼盖温度场分析模型。

(2) 通过模拟现有的温度场相关试验数据，如：钢筋混凝土柱、钢管混凝土柱、钢筋混凝土楼板、钢-混凝土组合楼板、钢-混凝土轻骨料组合楼板，并将模拟结果与试验数据进行了对比分析，验证了有限元模型的正确性。

(3) 在温度场有限元模型正确的基础上，建立了钢-混凝土组合楼盖温度场有限元模型，并对经历 ISO-834 标准升温曲线火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖温度场进行了研究分析，得到火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖温度场数据，为钢-混凝土组合楼盖火灾全过程作用的力学性能研究分析做基础。

(4) 由钢-混凝土组合楼盖温度场分析可以看出：当升温结束时，组合楼板中的温度并不会立刻降低，而是出于上升过程，温度呈现出滞后性能；混凝土的温度上升速度较压型钢板的上升速度慢，对压型钢板起到了很好的保护作用；温度分布沿着钢-混凝土组合楼板高度由低到高呈现出滞后性能。

第 3 章 钢-混凝土组合楼盖火灾全过程作用力学性能研究

3.1 前言

目前,对结构或构件的抗火性能和火灾后力学性能的研究有试验研究和数值模拟两种方法。由于试验研究费用昂贵、时间耗费长,火灾后的试验研究无法得到全面的力学性能分析。因此,本课题基于有限元软件,通过选取合理的力学性能参数,正确的网格划分、边界条件,火灾不同阶段材料本构模型以及不同构件之间的接触形式,建立钢-混凝土组合楼盖有限元分析模型,进行火灾全过程作用钢-混凝土组合楼盖力学性能的研究分析,研究结果可供工程实践提供理论指导。

3.2 有限元模型的建立

3.2.1 网格划分及单元类型

为了能够在钢-混凝土组合楼盖体系力学模型计算时顺利的导入温度场结果,则要求钢-混凝土组合楼盖力学模型的网格划分必须与温度场模型保持一致,具体网格形式参加温度场模型的网格划分。

钢-混凝土组合楼盖力学模型中,钢梁、栓钉、压型钢板和混凝土采用实体建模,单元类型采用 C3D8;钢筋采用 truss 单元,单元类型采用三维 trussT3D2 单元。

3.2.2 接触面模型

能够有效的模拟实际工程中各个构件之间的接触方式,钢-混凝土组合楼盖力学模型中,钢梁、栓钉和压型钢板三者之间通过 Tie 连接,这与实际工程中栓钉穿透压型钢板焊接在钢梁上的情形是一致的;压型钢板与混凝土之间通过面面接触连接到一起,钢筋通过 embedded 定义到整个模型中。

3.2.3 边界条件和加载方式

参考实际工程中钢-混凝土组合楼盖的运用,在进行钢-混凝土组合楼盖力学性能分析时,在钢-混凝土组合楼盖中柱子作用的位置采取固结方式模拟实际工程中钢-混凝土组合楼盖的边界条件。在钢-混凝土组合楼盖上表面采用均布荷载的加载方式,模拟实际生活当中真实作用在楼盖表面上的荷载。

3.2.4 求解

本文在进行钢-混凝土组合楼盖火灾全过程作用力学性能研究分析时采用热-力耦合的方法。即先进行钢-混凝土组合楼盖火灾作用过程中的温度场运算,然后把温度场计算结果导入到力学模型中,设置钢-混凝土组合楼盖在火灾作用不同阶段及不同温度下的材料属性,进行热-力耦合共同作用下钢-混凝土组合楼盖力学性能分析。

在进行钢-混凝土组合楼盖体系在不同温度和不同火灾作用阶段的力学性能分析时有几种加载路径,本文采取的加载路径为 1-2-3-5-8-10-11,钢-混凝土组合楼盖详细加载

示意图如图 3.1 所示。

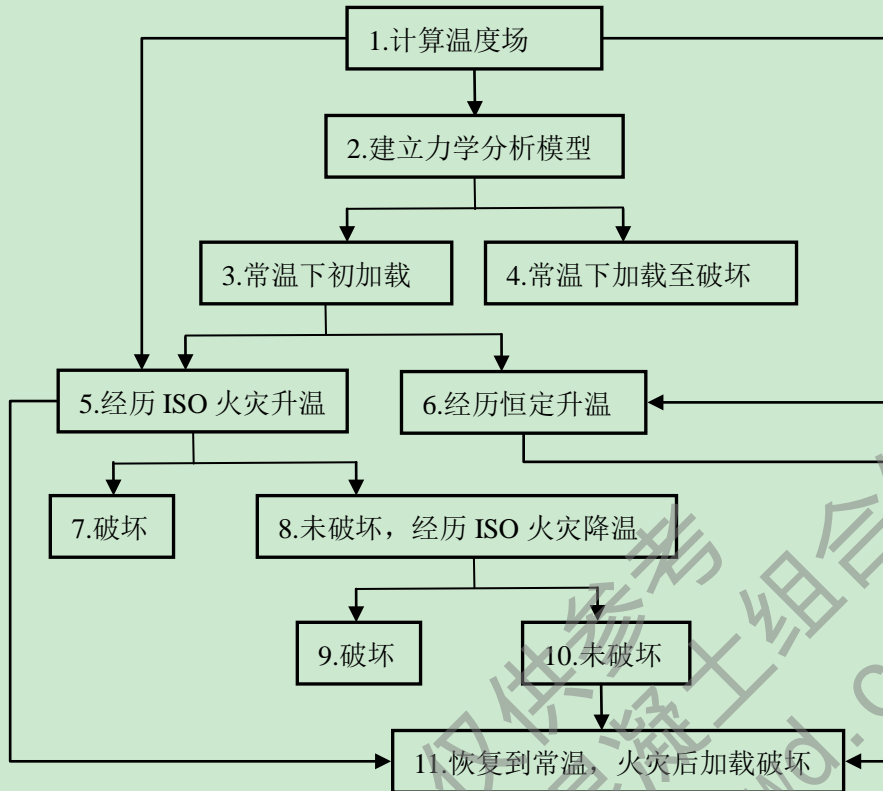


图 3.1 钢-混凝土组合楼盖加载示意图

3.3 材料本构关系

钢-混凝土组合楼板组合楼盖由钢和普通混凝土两种材料组成。在火灾发生时，由于火灾持续时间的不同，造成钢-混凝土组合楼盖材料性质的差异。在有限元计算中材料性质的差异会引起计算结果与实际情况不符。因此，用有限元软件进行火灾全过程作用钢-混凝土组合楼盖力学性能研究时，能够合理确定在火灾不同阶段、不同温度作用下材料的本构关系尤为重要。

3.3.1 钢材

1 常温下钢材的应力-应变关系

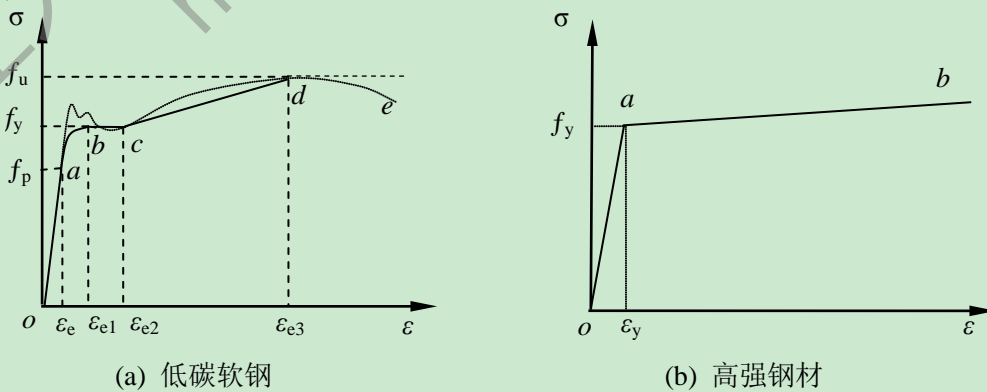


图 3.2 常温下低碳钢与高强钢材的材料本构关系曲线图

对于 Q235 钢、Q345 钢、和 Q390 钢等建筑中常用的低碳软钢及低合金结构钢，钢材的应力-应变关系采用二次塑流模型，具体分为弹性段(oa)、弹塑性短(ab)、塑性段(bc)、强化段(cd)、和二次塑流(de)等五个阶段（钟善桐，1994^[96]），如图 3.2(a)所示，图中的点划线为钢材实际的应力-应变关系曲线，实线所示为简化的应力-应变关系曲线，其中， f_p 、 f_y 和 f_u 分别为钢材的比例极限、屈服强度和抗拉强度极限（韩林海，2007^[94]）。钢材的应力-应变关系模型具体计算式如下：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_e \\ -A\varepsilon_s^2 + B\varepsilon_s + C & \varepsilon_e < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e1} \\ f_y & \varepsilon_{e1} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e2} \\ f_y \left[1 + 0.6 \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{e2}}{\varepsilon_{e3} - \varepsilon_{e2}} \right] & \varepsilon_{e2} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e3} \\ 1.6f_y & \varepsilon_s > \varepsilon_{e3} \end{cases} \quad (3-1)$$

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

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

对于高强钢材，一般采用图 3.2(b)所示的双线性模型，即弹性段(oa)和强化段(ab)。强化段的弹性模量取 $0.01E_s$ ， E_s 为钢材的弹性模量（韩林海，2007^[94]）。

2 高温下钢材的应力-应变关系

描述高温下钢材的应力-应变关系的本构模型很多，如：Ramberg-Osgood 模型、Dounas 模型、Rubert-Schauman 模型、Furumura 模型、EC3 模型（李国强等，2006^[43]）。合理的确定高温下钢材的本构关系对有限元的计算时间和计算精度影响很大。因此，本文在参考以往研究者的研究工作基础之上，选取 Lie 和 Chabot（1990）^[13]、Lie（1994）^[14]提出的模型，用应力强度和应变强度的关系式给出了高温下钢材的应力-应变关系模型，具体数学表达式如下：

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f(T,0.001)}{0.001} \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_p \\ \frac{f(T,0.001)}{0.001} \varepsilon_p + f\left[T, (\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001)\right] - f(T,0.001) & \varepsilon_s > \varepsilon_p \end{cases} \quad (3-2)$$

式中： $\varepsilon_p = 4 \times 10^{-6} f_y$ ； $f(T,0.001) = (345 - 0.276T) \times \left\{ 1 - e^{[-30+0.03T]\sqrt{0.001}} \right\}$ ；

$$f\left[T, (\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001)\right] = \left\{ 1 - e^{[-30+0.03T]\sqrt{\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001}} \right\} \times (345 - 0.276T)。$$

其中 T 为当前温度， $^{\circ}\text{C}$ 。

高温下钢材的屈服强度 f_{yh} 、弹性模量 E_{sh} 和屈服应变 ε_{yh} 按照如下选取，而泊松比按常温下取值。图 3.3 是按照以上应力-应变本构关系所绘的 Q345 钢在升温过程中的应力-应变关系曲线图。

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

$$E_{sh}(T) = \frac{f(T,0.001)}{0.001} = (50000 - 40T) \times \left\{ 1 - e^{[-30+0.03T]\sqrt{0.001}} \right\} \times 6.9$$

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

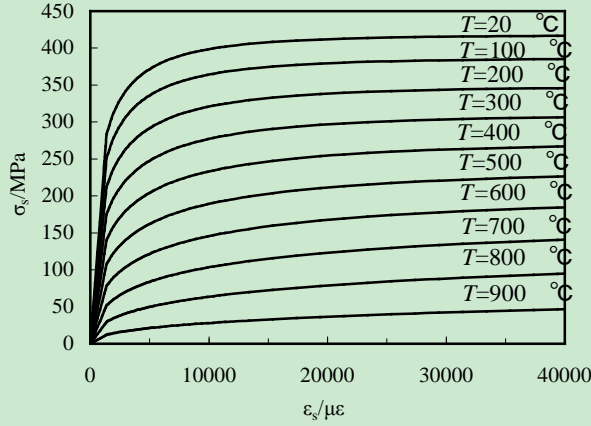


图 3.3 高温下 Q345 钢材的应力-应变关系曲线图

3 降温阶段钢材的应力-应变关系

火灾发生的过程中，火灾温度先升高后降低，最后恢复到常温。与火灾温度变化相一致，材料的温度也是先升高后经历降温恢复到常温阶段，在材料降温阶段，钢材的强度、弹性模量、应力-应变关系不仅与当前温度有关，还与材料所经历的最高温度有关。目前，对于钢材在降温阶段的弹性模量、强度、应力-应变关系的研究报道还很少见。

本文在确定钢材降温阶段的力学性能时，参考宋天谕 (2010)^[97] 中钢材的力学性能，即考虑了降温阶段钢材应力-应变关系强化阶段材性的恢复。钢材降温阶段的应力-应变关系模型采用与高温后阶段相似的表达式，降温阶段钢材的屈服强度、屈服应变和强化段的应力值以当前温度为自变量在升温阶段和高温后阶段的值之间插值获得，具体表达式如下：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_{sc}(T, T_{max}) \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yc}(T, T_{max}) \\ \sigma_{sh}(T_{max}) - \frac{T_{max} - T}{T_{max} - T_o} [\sigma_{sh}(T_{max}) - \sigma_{sp}(T_{max})] & \varepsilon_s > \varepsilon_{yc}(T, T_{max}) \end{cases} \quad (3-3)$$

式中： T 为当前温度； T_{max} 为历史最高温度； T_o 为常温，取 20°C ；

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

$f_{yc}(T, T_{max})$ 为降温过程中钢材的屈服强度，

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

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

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

$f_{yh}(T_{max})$ ， $\varepsilon_{yh}(T_{max})$ 和 $\sigma_{sh}(T_{max})$ 为升温过程中钢材的屈服强度、屈服应变和强化阶段的应力，具体表达式参考高温下钢材应力-应变的关系式；

$f_{yp}(T_{max})$ ， $\varepsilon_{yp}(T_{max})$ 和 $\sigma_{sp}(T_{max})$ 为高温后钢材的屈服强度、屈服应变和强化阶段的应力，具体表达式参考高温后钢材的应力-应变关系式。

4 高温后钢材的应力-应变关系

从本质上来说，高温过火冷却后钢材力学性能的变化是由于高温作用所导致的钢材

微观结构的变化（李国强等，2006^[43]）。高温下钢材的金相结构发生变化，导致钢材的屈服强度和弹性模量降低；高温后，随着温度的降低，钢材的屈服强度和弹性模量慢慢恢复。

有很多研究者在研究钢材高温后特性的时候，对钢材的应力-应变采用双折线模型，如：韩林海（2007）^[94]。本文在计算高温后钢材的特性时，参考韩林海（2007）^[94]中钢材高温后本构关系，也采用双折线模型来表达高温后钢材的应力-应变关系，具体表达式如下：

$$\sigma = \begin{cases} E_s(T_{\max})\varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_y(T_{\max}) \\ f_y(T_{\max}) + E'_s(T_{\max})[\varepsilon - \varepsilon_y(T_{\max})] & \varepsilon > \varepsilon_y(T_{\max}) \end{cases} \quad (3-4)$$

式中，高温作用后钢材的屈服极限 $f_y(T_{\max})$ 按照下式确定：

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

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

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

弹性段钢材的弹性模量取 $E_s(T_{\max})=E_s=2.06 \times 10^5 \text{MPa}$ ，强化段钢材的弹性模量取 $E'_s(T_{\max})=0.01E_s(T_{\max})=2.06 \times 10^5 \text{MPa}$ 。高温冷却后，钢材的泊松比和常温下钢材的泊松比相比，基本不变，取为 0.3。图 3.4 是按上述应力-应变关系曲线式，所绘的 Q345 钢火灾后应力-应变关系曲线图。

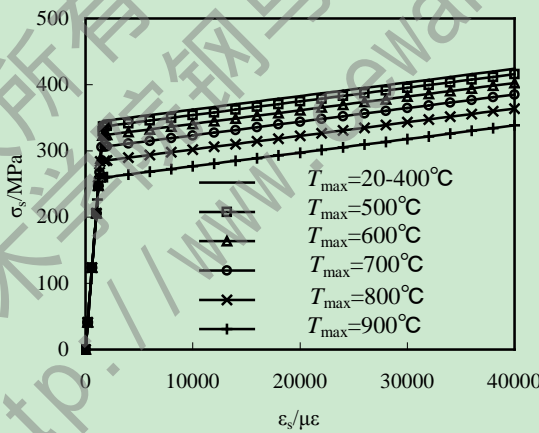


图 3.4 Q345 钢材高温后应力-应变关系曲线图

3.3.2 混凝土

1 常温和高温下混凝土的力学性能

混凝土的力学性能主要包括混凝土的受压性能、弹性模量、泊松比、受拉性能。高温下，混凝土的粗骨料和水泥砂浆之间的作用因温度的影响而与常温下不同，导致混凝土的力学性能与常温下发生变化。Han(2009)^[98]等在对型钢混凝土柱-型钢混凝土梁节点的耐火极限研究时，采用了 Lie(1994)^[14]中给出的混凝土应力-应变关系曲线，取得了较好的计算结果。本文也采用 Lie(1994)^[14]中混凝土的应力-应变关系表达式，在结构高温计算时，为了在不同阶段材料能更好的收敛，混凝土在常温和高温下的应力-应变关系

采用统一的表达式，具体表达式如下：

$$\sigma_c = \begin{cases} f'_c(T) \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{oh} - \varepsilon_c}{\varepsilon_{oh}} \right)^2 \right] & \varepsilon_c \leq \varepsilon_{oh} \\ f'_c(T) \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{oh}}{\varepsilon_{oh}} \right)^2 \right] & \varepsilon_c > \varepsilon_{oh} \end{cases} \quad (3-5)$$

式中： $\varepsilon_{oh} = 0.0025 + (6T + 0.04T^2) \times 10^{-6}$ ；

$$f'_c(T) = \begin{cases} f'_c & 0^\circ\text{C} < T \leq 450^\circ\text{C} \\ f'_c \left[2.011 - 2.353 \left(\frac{T - 20}{1000} \right) \right] & 450^\circ\text{C} \leq T \leq 874^\circ\text{C} \\ 0 & T > 874^\circ\text{C} \end{cases}$$

其中 σ_c 和 ε_c 为混凝土的应力和应变， ε_{oh} 为混凝土的峰值应变， $f'_c(T)$ 为温度 T 时混凝土圆柱体的抗压强度。

混凝土开裂应力 σ_{to} 按照沈聚敏等（1993）^[99] 中混凝土的抗拉强度表达式选取，具体计算式如下：

$$\sigma_{to} = 0.26 \times (1.25 f'_c)^{2/3} (1 - T/1000) \quad 20^\circ\text{C} \leq T \leq 1000^\circ\text{C} \quad (3-6)$$

式中： f'_c 的单位为 MPa。

上式中，当 $T=20^\circ\text{C}$ 为常温下混凝土的应力-应变关系，常温下混凝土的弹性模量 E_c 按照陈肇元等（1992）^[100] 和 GB50010-2010(2010)^[101] 中相关表格查的，泊松比为 0.2。高温下，混凝土的弹性模量选取受压混凝土应力-应变关系曲线过原点切线的斜率，混凝土的泊松比在 150°C 时开始变化， 400°C 是下降为常温时的 50%， 1200°C 时泊松比为 0(Izzuddin 等，2002^[102])。

图 3.5 是按照上述普通混凝土应力-应变关系式所绘的 C40 普通混凝土高温下受压应力-应变关系曲线图。

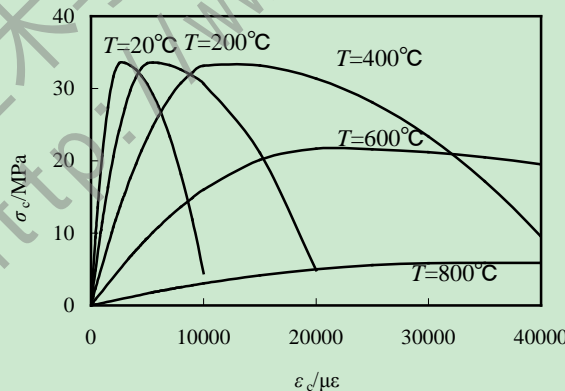


图 3.5 C40 普通混凝土高温下应力-应变关系曲线图

在 ABAQUS 中计算时，混凝土采用塑形损伤模型，混凝土的膨胀角为 30° ，流动偏心率为 0.1，混凝土双轴等压屈服强度与单轴抗压强度比值为 1.16，拉压子午线上第二应力不变量比值为 $2/3$ ^[97]。

2 高温后混凝土应力-应变关系

吴波（2003）^[103] 进行了钢筋混凝土在火灾下及火灾后力学性能的试验研究，通过

对钢筋混凝土试验结果的整理和分析，提出了普通混凝土火灾后的应力-应变关系，并指出火灾后混凝土的应力-应变关系和火灾所经历的历史最高温度有关。本文火灾后普通混凝土的应力-应变关系选取吴波（2003）^[103]中的应力-应变关系模型，具体表达式如下：

$$\sigma = \begin{cases} f_{cr}(T) \left[-1.371 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{0r}(T)} \right)^3 + 1.741 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{0r}(T)} \right)^2 + 0.628 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{0r}(T)} \right) \right] & 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{0r}(T) \\ f_{cr}(T) \frac{0.6742 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{0r}(T)} \right) - 0.2173 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{0r}(T)} \right)^2}{1 - 1.3258 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{0r}(T)} \right) + 0.7827 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{0r}(T)} \right)^2} & \varepsilon > \varepsilon_{0r}(T) \end{cases} \quad (3-7)$$

式中： σ 和 ε 分别为应力和应变； $\varepsilon_{0r}(T)$ 为温度 T 作用后混凝土峰值应力所对应的峰值应变，可按下式计算：

$$\varepsilon_{0r}(T) = \begin{cases} \varepsilon_0 & T \leq 200^\circ\text{C} \\ \left[0.8103 + 0.4224 \left(\frac{T}{1000} \right) + 2.6315 \left(\frac{T}{1000} \right)^2 \right] \varepsilon_0 & T > 200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (3-8)$$

$f_{cr}(T)$ 为高温后混凝土抗压强度，可按下式计算：

$$f_{cr}(T) = \begin{cases} \left[1.0 - 0.58194 \left(\frac{T-20}{1000} \right) \right] f_c & T \leq 200^\circ\text{C} \\ \left[1.1459 - 1.39255 \left(\frac{T-20}{1000} \right) \right] f_c & T > 200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (3-9)$$

根据以上高温后混凝土的应力-应变关系所绘 C40 混凝土高温后的应力-应变关系如图 3.6 所示：

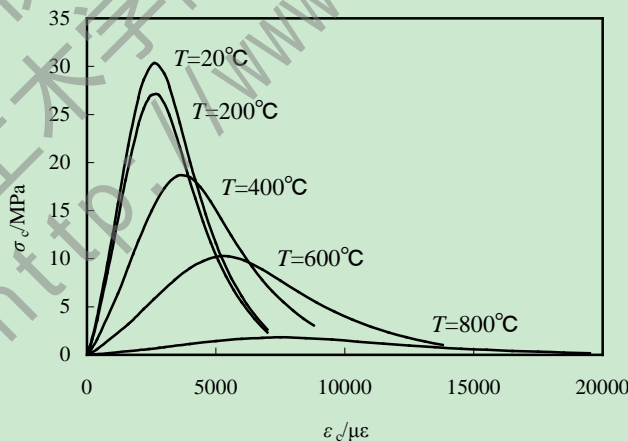


图 3.6 混凝土高温后应力-应变关系曲线图

由图 3.6 可见，随着温度的升高，混凝土的峰值应变增加，峰值应力降低。

3 降温阶段混凝土应力-应变关系

对于降温阶段混凝土材料的力学性能研究尚未见到专门报道，但一般认为高温后混凝土的材性不会像钢材那样得到恢复，反而比高温下更为劣化 Yang 等（2008）^[104]。本文在选取降温阶段混凝土的应力-应变关系时参考 Yang 等（2008）^[104]，即降温阶段混

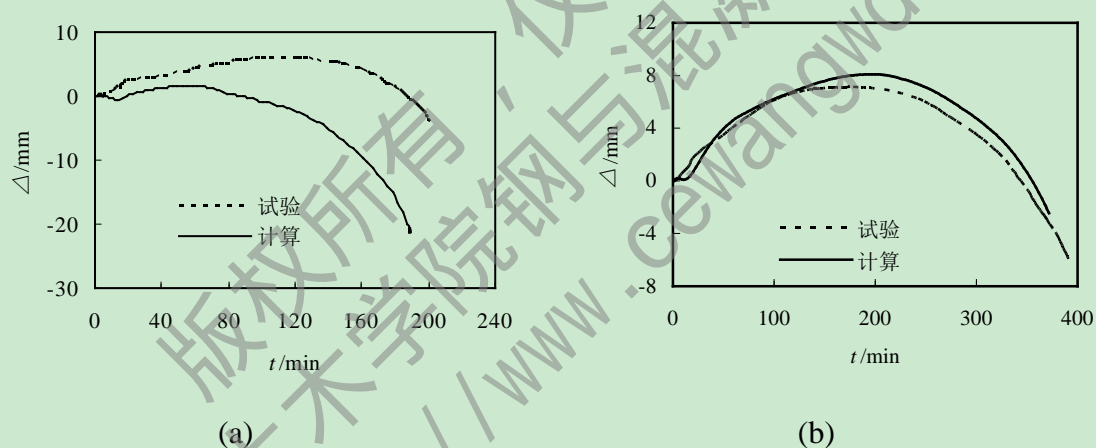
凝土的应力-应变关系不考虑混凝土材料的恢复，采用和高温后混凝土材料相同的应力-应变表达式，混凝土降温阶段详细的应力-应变关系表达式参考混凝土高温后应力-应变关系。

3.4 算例验证

目前，有许多学者对火灾下钢-混凝土组合楼盖力学性能进行了试验研究和理论研究，但是对火灾全过程作用钢-混凝土组合楼盖力学性能的研究还没有进行。本文基于有限元软件，对火灾全过程作用钢-混凝土组合楼盖的力学性能进行建模分析。为了验证有限元模型的正确性，利用所建的有限元模型，对火灾下钢筋混凝土柱、钢管混凝土柱、钢筋混凝土楼板、钢-混凝土组合楼板的力学性能进行了计算分析。并将计算结果和试验结果进行了对比分析，间接的证明所采用的建模方法正确。

3.4.1 火灾下钢筋混凝土柱的力学性能分析

对 Lie 等 (1984)^[27] 及 Lie 和 Irwin (1993)^[28] 中火灾下矩形截面的钢筋混凝土柱试验进行了数值计算。图 3.7 是计算结果与试验结果的对比情况，实线为计算值，虚线为试验值，由图可见模拟结果和试验结果吻合相近，耐火极限很接近。



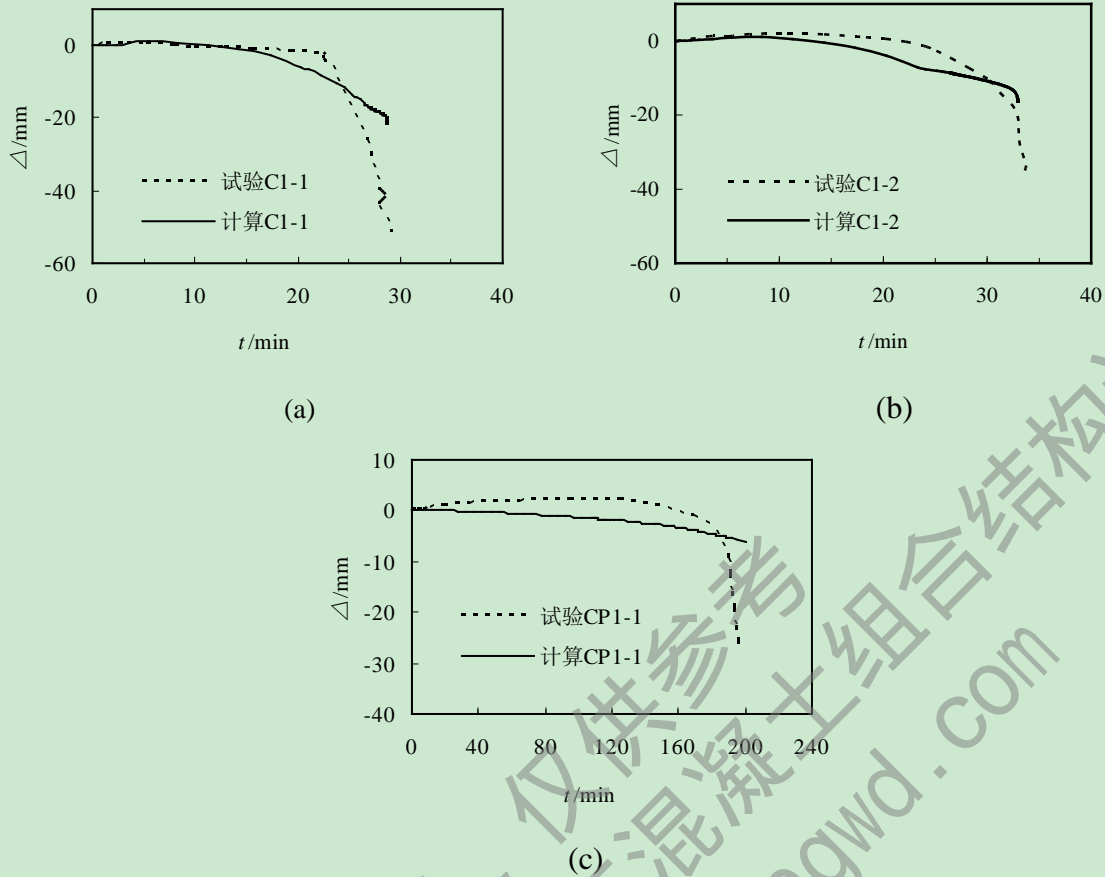
(a) $B \times B \times L = 305\text{mm} \times 305\text{mm} \times 3760\text{mm}$; $f_y = 444\text{MPa}$; $f_{yb} = 427\text{MPa}$; $f_c = 36.1\text{Mpa}$; $N_F = 1067\text{kN}$ (Lie 等, 1984^[27])

(b) $D \times B \times L = 457\text{mm} \times 305\text{mm} \times 3734\text{mm}$; $f_y = 444\text{MPa}$; $f_{yb} = 427\text{MPa}$; $f_c = 42.5\text{MPa}$; $N_F = 1413\text{kN}$ (Lie 和 Irwin, 1993^[28])

图 3.7 矩形截面钢筋混凝土柱受火时轴向位移(Δ)-时间(t)关系曲线

3.4.2 火灾下钢管混凝土柱的力学性能分析

对韩林海 (2007)^[94] 中火灾下圆钢管混凝土柱试验进行了模拟计算。图 3.8 是计算结果与试验结果的对比情况，图中虚线是试验曲线，实线是计算曲线，升温曲线采用国际标准升温曲线 ISO-834，防火涂料采用厚涂型防火涂料。由图可见，计算结果和试验结果吻合良好。



- (a) $D \times t \times L = 478\text{mm} \times 8\text{mm} \times 377\text{mm}$; $f_y = 293\text{MPa}$; $f_{cu} = 41.3\text{MPa}$; 火灾荷载比 $n = 0.59$ (韩林海, 2007^[94])
- (b) $D \times t \times L = 478\text{mm} \times 8\text{mm} \times 3770\text{mm}$; $f_y = 293\text{MPa}$; $f_{cu} = 41.3\text{MPa}$; 火灾荷载比 $n = 0.499$; $e = 71.7\text{mm}$ (韩林海, 2007^[94])
- (c) $D \times t \times L = 478\text{mm} \times 8\text{mm} \times 3770\text{mm}$; $f_y = 293\text{MPa}$; $f_{cu} = 41.3\text{MPa}$; 火灾荷载比 $n = 0.59$; 防火保护层厚度为 15mm (韩林海, 2007^[94])

图 3.8 圆钢管混凝土柱轴向位移(Δ)时间(t)曲线

3.4.3 火灾下简支钢筋混凝土楼板的力学性能分析

对陈礼刚(2004)^[95]中的三块简支钢筋混凝土楼板(B2、B3、和 B4)试验进行了受火性能的计算分析。试验时升温曲线采用 ISO-834 标准升温曲线, 受火时间为 120 min。图 3.9 是钢筋混凝土板跨中挠度-温度曲线计算结果与试验结果对比情况, 试验时挠度-温度曲线中温度采用的是炉温曲线, 计算时挠度-温度曲线中的温度采用的国际标准升温曲线下的温度; 由于试验时的炉温中检测到的温度和国际标准升温曲线中的温度之间有一定的差别, 导致计算挠度-温度曲线和试验挠度-温度曲线存在一定的差别, 但计算的挠度-温度曲线和试验的挠度-温度曲线趋势是一致的。由图 3.9 可见, 对于简支钢筋混凝土板, 保护层厚度越小, 火灾下楼板跨中挠度越大。

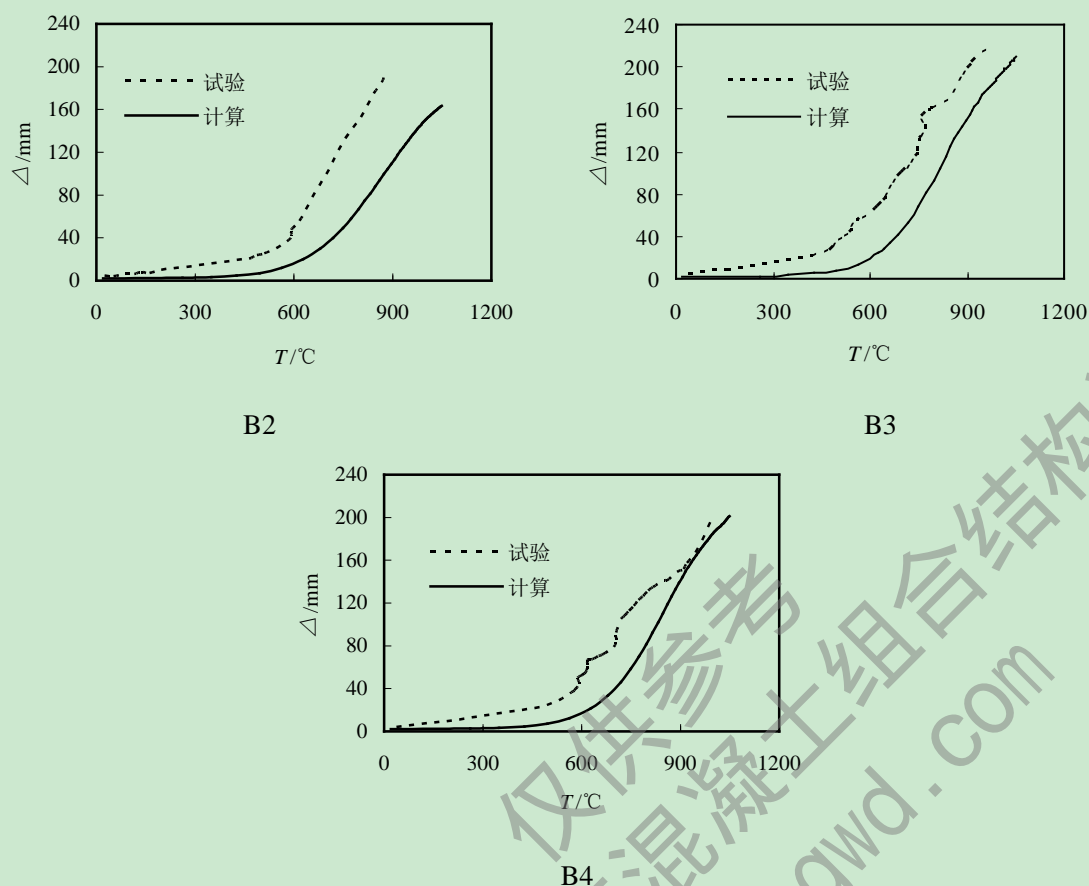


图 3.9 简支钢筋混凝土板跨中挠度-温度曲线计算结果与试验结果对比情况

B2: $B \times h \times L = 1500 \times 120 \times 4300 \text{mm}$; $f_y = 338 \text{MPa}$; $f_{cu} = 38.33 \text{MPa}$; $a = 20 \text{mm}$; $q = 2.0 \text{kN/m}^2$; $10 \phi 10$ (陈礼刚, 2004^[95])

B3: $B \times h \times L = 1500 \times 120 \times 4300 \text{mm}$; $f_y = 338 \text{MPa}$; $f_{cu} = 38.33 \text{MPa}$; $a = 15 \text{mm}$; $q = 2.0 \text{kN/m}^2$; $15 \phi 10$ (陈礼刚, 2004^[95])

B4: $B \times h \times L = 1500 \times 120 \times 4300 \text{mm}$; $f_y = 338 \text{MPa}$; $f_{cu} = 38.33 \text{MPa}$; $a = 20 \text{mm}$; $q = 2.0 \text{kN/m}^2$; $15 \phi 10$ (陈礼刚, 2004^[95])

3.4.4 简支钢-混凝土组合楼板的抗火性能分析

对韩金生(2007)^[48]中简支组合楼板的试验研究进行了模拟分析。具体尺寸与材性详见韩金生(2007)^[48]。图 3.10 是简支板跨中挠度-时间关系曲线计算结果与试验结果的对比情况, 图中虚线是试验曲线, 实线是计算结果, 由图可见, 计算结果和试验结果稍有不同, 但是耐火极限很接近。

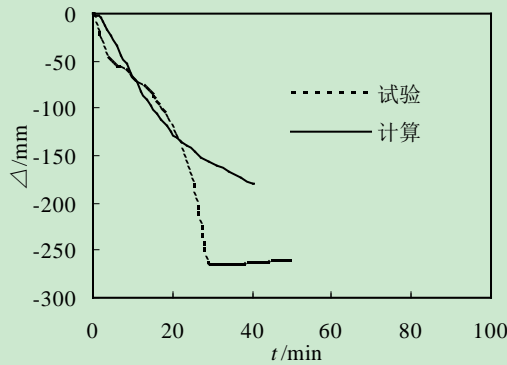


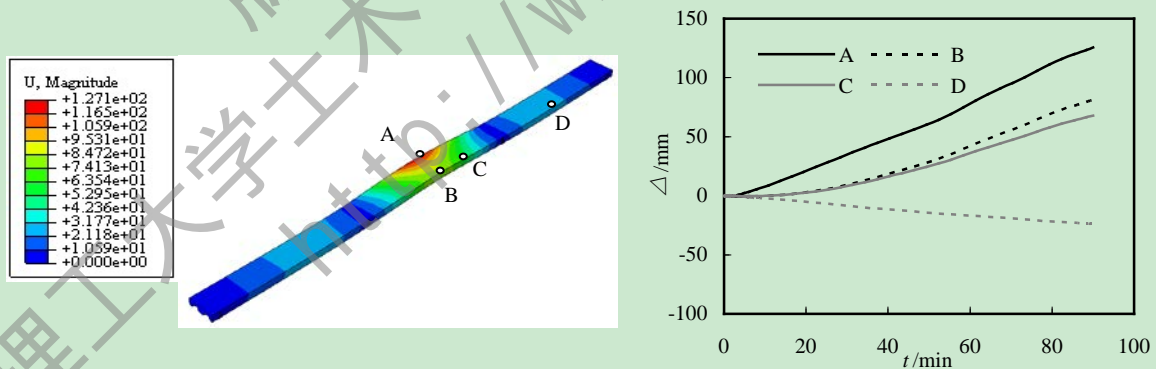
图 3.10 板跨中挠度-时间曲线计算结果与试验结果的对比

3.4.5 连续组合楼板在不同受火工况下的抗火性能分析

韩金生(2006)^[47]进行了三跨连续组合楼板在中跨受火、右边跨受火、右边跨和中跨同时受火三种工况下抗火性能的试验研究。受火曲线采用 ISO-834 国际标准升温曲线,受火时间均为 90min。本文对韩金生(2006)^[47]中三跨连续组合楼板在三种受火工况下的力学性能分别进行了模拟分析, 详细如下:

3.4.5.1 中跨受火时的抗火性能分析

图 3.11(a)是三跨连续组合楼板在中跨受火结束时刻计算得到的板变形图,图(b)是分别提取三跨连续组合楼板上几个特征点所绘的位移-时间曲线图。其中, A 点是三跨连续板中跨跨中边缘的特征点, B 点是中跨跨中中心点处的特征点, C 点是中跨负筋截断处的特征点, D 点是右边跨跨中中心点处的特征点。由图可见, 当三跨连续组合楼板中间跨受火时, 由于中间支座的约束, 造成中间跨混凝土下部受压, 上部受拉, 最终导致中跨楼板上翘, 边跨下弯。其中, 中跨边缘的挠度大于中跨中心点处的挠度, 这主要是由于中跨边缘处没有受到约束, 受火变形更大造成的。



(a) 板的变形图

(b) 板的位移-时间曲线图

图 3.11 中跨受火时板的变形和挠度曲线

3.4.5.2 右边跨受火时板的抗火性能分析

图 3.12 是三跨连续组合楼板右边跨受火时计算得到的板变形和挠度-时间曲线图, 其中图 3.12(a)是楼板升温结束时刻板的变形图, 其中 B 点、E 点、F 点分别为中跨跨中中心点处、边跨负筋截断处、边跨跨中靠右处的特征点, (b)图是与(a)图相对应的特征点

处的挠度-时间变化曲线。由图 3.12 可见，三跨连续组合楼板边跨受火时，边跨跨中靠右处的挠度最大，负筋截断处次之，中跨跨中几乎没有变形，这主要是由中间支座的约束引起的，即由于中间支座的约束使边跨受火时对中跨影响很小。

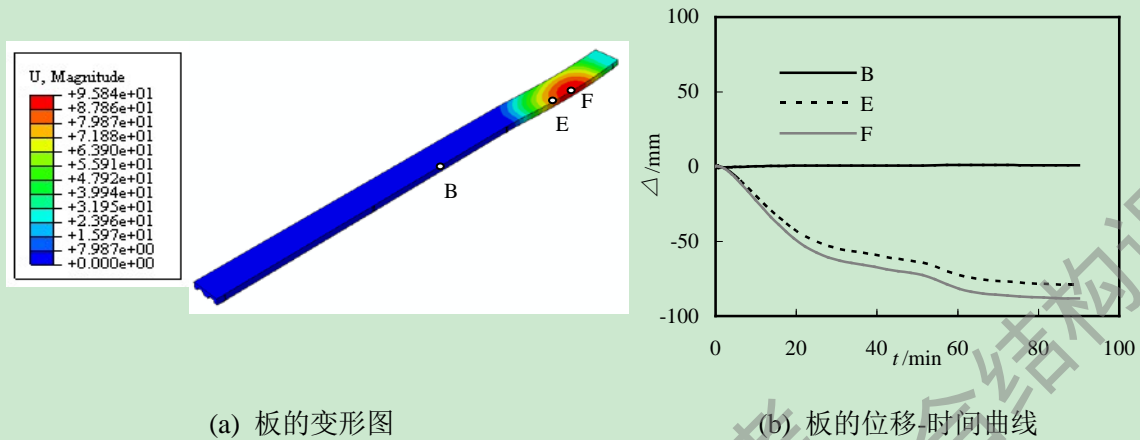


图 3.12 右边跨受火时板的变形和挠度-时间曲线

3.4.5.3 中跨和右边跨同时受火时板的抗火性能分析

图 3.13 为钢-混凝土三跨连续楼板中跨和边跨同时受火时板的变形和挠度-时间变化曲线图。图 3.13(a)中 B 点、C 点、D 点、G 点、H 点分别是中跨跨中中心点、中跨跨中负筋截断处、右边跨跨中中心点、中跨跨中边沿点处、左边跨跨中中心点处的特征点，图(b)是与图(a)相对应的挠度-时间变化曲线图。由图可见两跨同时受火时板受火跨跨中变形和负筋截断处的变形均大于单跨受火时的变形，且两跨同时受火时中跨最大的变形在跨中负筋截断处而不是跨中中心点处，与单跨受火不同。负筋布置在组合楼板的顶部，右边跨和中跨同时受火灾作用时，由于混凝土的保护作用和火灾作用区域不同，导致中间两个支座处温度不同，负筋强度降低的程度也不同。两跨都受火灾作用的支座处负筋强度降低的多，所以中跨跨中靠右负筋截断处楼板变形较大。

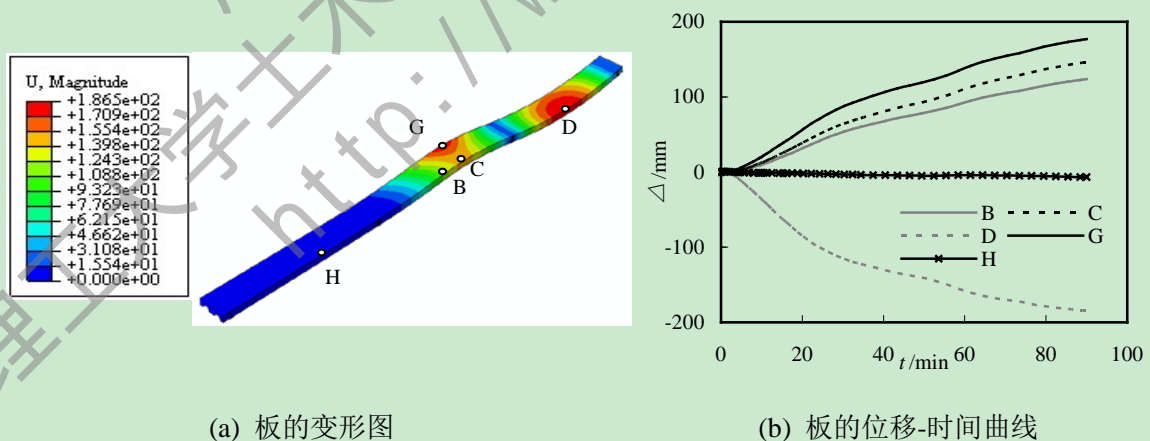


图 3.13 中跨和右边跨同时受火时板的变形和挠度-时间关系曲线图

3.4.5.4 本文计算板的变形和试验时板的变形对比

图 3.14 是三跨连续组合板在不同受火工况下计算结果与试验结果进行对比的情况，其中图 3.14(a)为韩金生等(2006)^[47]试验中三跨连续板在升温结束后板的变形图，其中

CS1 为中跨受火时板的变形图、CS2 为边跨受火时板的变形图、CS3 为中跨和边跨同时受火时板的变形图。图 3.14(b)是利用有限元模型对试验中钢-混凝土三跨连续组合楼板的变形进行计算的结果。将本文计算结果与试验结果相比，只有中跨受火时计算变形和试验变形稍有不同，这主要是因为计算时支座约束和试验时支座约束不同引起的，边跨受火和两跨同时受火时计算变形和试验结果完全吻合，并且由试验和计算结果均可看出，火灾下钢-混凝土连续组合楼板受火跨的抗火性能对不受火跨的抗火性能影响很小。

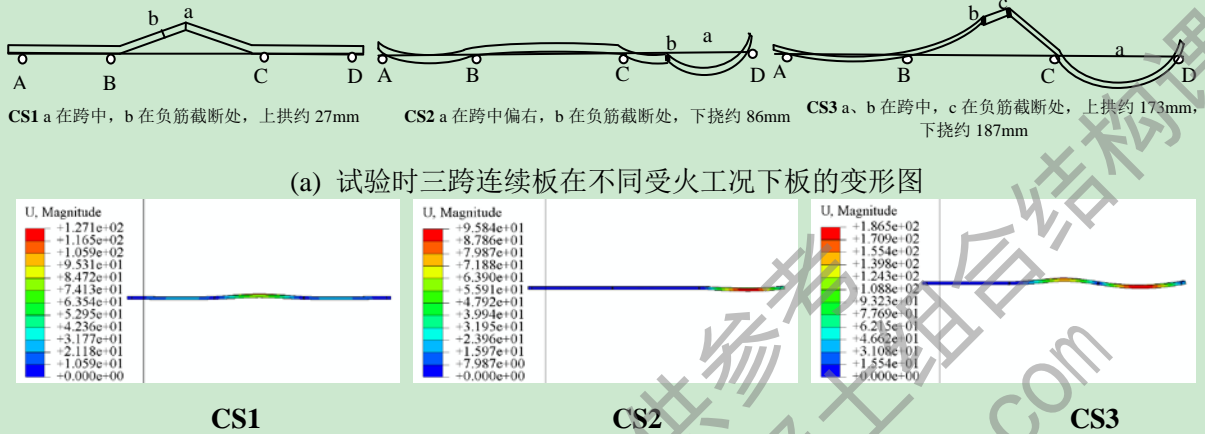
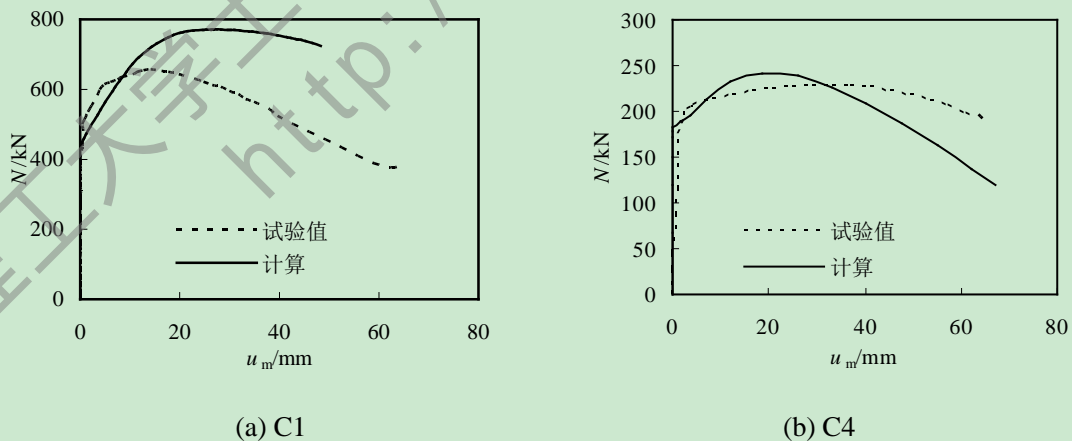


图 3.14 三跨连续板升温结束时刻计算变形与试验变形对比图

3.4.6 火灾后钢管混凝土柱的力学性能

韩林海等 (2001) [105] 对经历标准火灾作用后的 6 个圆形截面和 6 个方形截面钢管混凝土柱进行了承载能力的试验研究, 研究分析了标准火灾作用后钢管混凝土柱的承载力变化规律。本文用有限元建模的方法对试验中火灾后的钢管混凝土柱进行了计算分析, 升温曲线还是采取国际标准升温曲线, 具体参数见韩林海等 (2001) [105]。图 3.15 是用有限元计算的结果与试验结果对比情况, 图中实线为试验值, 虚线为计算值。由图可见, 火灾后钢管混凝土柱具有一定的承载力, 计算结果与试验结果吻合良好。



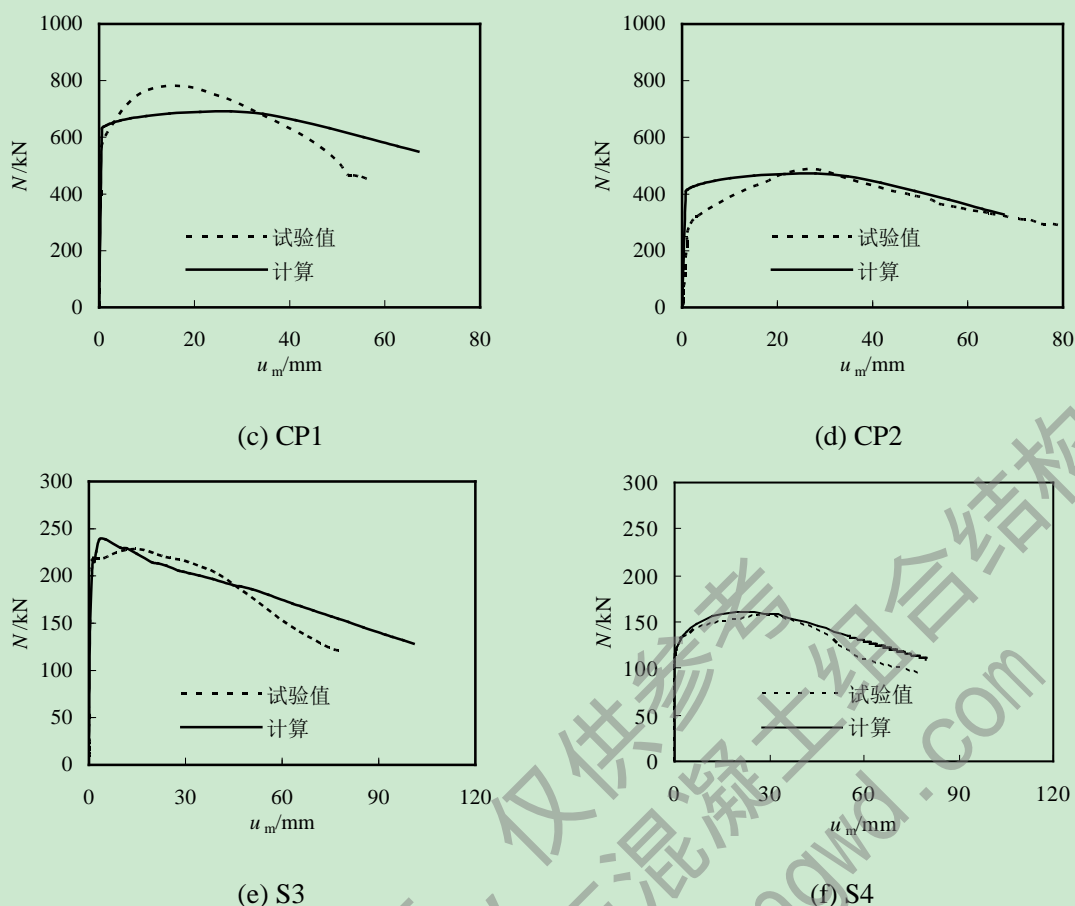


图 3.15 钢管混凝土柱火灾后支座反力-跨中挠度曲线图

3.4.7 火灾后钢筋混凝土连续板承载力的研究

项凯等(2009)^[106]进行了火灾后钢筋混凝土连续板承载力的研究,文中对5块钢筋混凝土连续楼板进行了试验研究。其中四块楼板先按照国际标准升温曲线进行升温,升温到一定的时间进行自然降温,恢复到室温进行火灾后钢筋混凝土连续楼板的加载试验研究;一块楼板作为对比只进行常温下的静力加载试验研究。本文利用有限元建模的方法选取项凯等(2009)^[106]中的静力加载板和受火70min后的两块连续楼板进行了模拟分析,并将模拟结果与试验结果进行了对比分析,如图3.16所示。

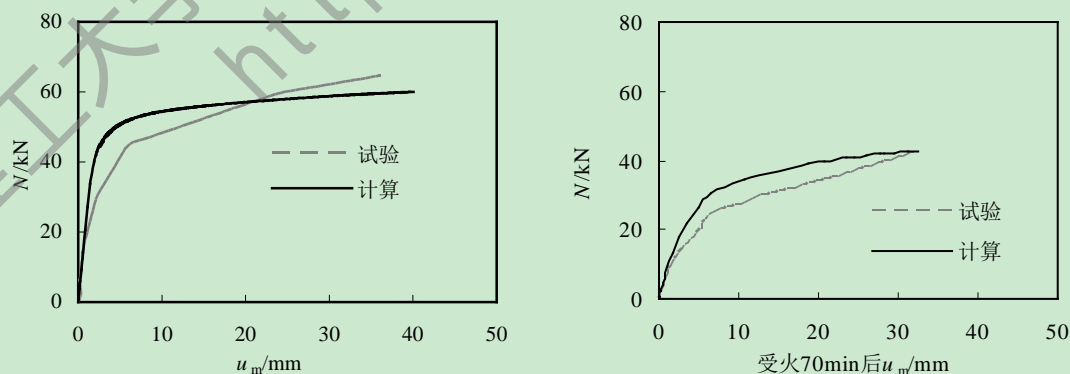


图 3.16 板跨中界面荷载-挠度曲线

由图3.16可见,火灾后钢筋混凝土连续楼板的刚度下降,屈服荷载和极限荷载降低,火灾后板的承载力降低。有限元计算结果和试验结果吻合良好,说明有限元建模方法正

确，能够模拟火灾后钢筋混凝土连续楼板的极限承载力。

3.4.8 火灾全过程作用钢管混凝土轴压柱的力学性能分析

火灾全过程包括常温下加载、恒载下升温、恒载下降温、火灾后加载至破坏四个阶段。对钢管混凝土柱先进行常温下加载，然后在恒载条件下按国际标准升、降温曲线进行升温和降温，冷却后进行加载破坏。本算例选取钢管混凝土柱截面尺寸为：圆(方)钢管混凝土 $D(B) \times t_s \times L = 400\text{mm} \times 9.3\text{mm} \times 1200\text{mm}$ ，钢材的屈服强度为 Q345，混凝土强度等级为 C60，升温时间为 29min，圆钢管施加荷载为 5830kN，方钢管施加荷载为 4704kN。提取钢管混凝土柱施加的荷载-轴向应变曲线进行分析，图 3.17 是分别提取圆、方钢管混凝土柱荷载-轴向应变曲线图。

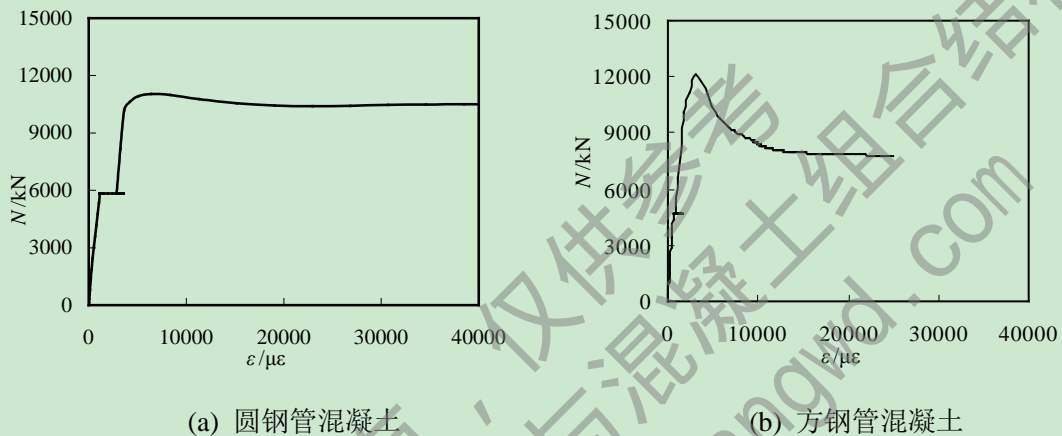


图 3.17 钢管混凝土柱火灾全过程荷载-应变曲线关系图

从图中可以看出在钢管混凝土火灾全过程中，在常温阶段荷载和应变成线性关系及荷载增加引起轴向应变增加；在火灾升温阶段，维持荷载不变，柱端先膨胀，随后随着材料强度的降低，柱端被压缩；在火灾降温阶段，随着钢材强度的恢复，轴向变形有部分的恢复；火灾后钢管混凝土柱加载破坏。以上结果趋势和 Song 等 (2010)^[78]中结果一致。

3.4.9 火灾全过程作用钢-混凝土组合楼盖力学性能分析

火灾全过程作用钢-混凝土组合楼盖力学性能研究分析包括常温下钢-混凝土组合楼盖加载，然后再恒定荷载下经历国际标准升、降温作用，最后经历降温恢复到常温进行常温下加载破坏。

通过前面算例分析证明，基于 ABAQUS 软件平台，建立有限元模型对构件或体系用热-力耦合的方法进行火灾下、火灾后力学性能的研究和分析是合理的，并将模拟结果与试验结果进行了对比，发现吻合良好，证明有限元所建模型有效，分析方法合理。基于上述分析，本文建立钢-混凝土组合楼盖有限元模型，结合第二章的钢-混凝土组合楼盖温度场分析，进行了基于火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖力学性能分析。

有限元模型详细信息如下：压型钢板选用工程常用性型号为 YX75-200-600 的压型钢板，厚度为 1.2mm，材料强度为 Q235；为了计算的方便和体系的安全性，主、次钢梁都选用热轧 H 型钢 HN400×200×8×13(mm)，钢材强度为 Q345；两个正交方向布置

HPB300 的抗裂钢筋，直径均为 6mm，间距均为 200mm，负弯矩配筋为 $\phi 8@150$ ；为了满足组合楼盖抗剪承载能力的要求，沿着钢梁表明中线单排布置 $\phi 16@200$ 的栓钉，栓钉强度等级为 Q345。升温曲线采用国际标准升温曲线 ISO-834 (1999) [84]，升温时间为 90min。基于组合楼盖体系的对称性，为了节约计算时间，本文建立了钢-混凝土组合楼盖 1/4 模型。

对钢-混凝土组合楼盖体系进行力学性能分析时，选取钢-混凝土组合楼板中心点和次梁中点为研究点，即图 3.18 中的 a 点和 b 点，对其两点进行荷载-挠度曲线以及挠度-时间曲线的对比分析。图 3.19 是基于火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖荷载-挠度曲线与常温下钢-混凝土组合楼盖体系荷载-挠度曲线对比图。图 3.20 是火灾全过程作用中组合楼盖挠度-时间变化曲线图。

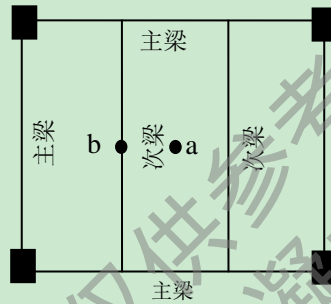


图 3.18 钢-混凝土组合楼盖测点的布置

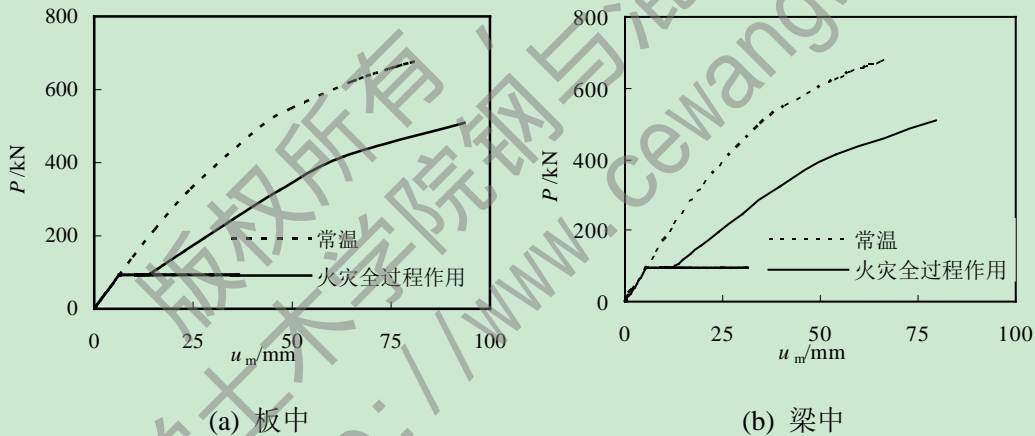


图 3.19 常温与火灾全过程作用过程中荷载-挠度变化曲线对比图

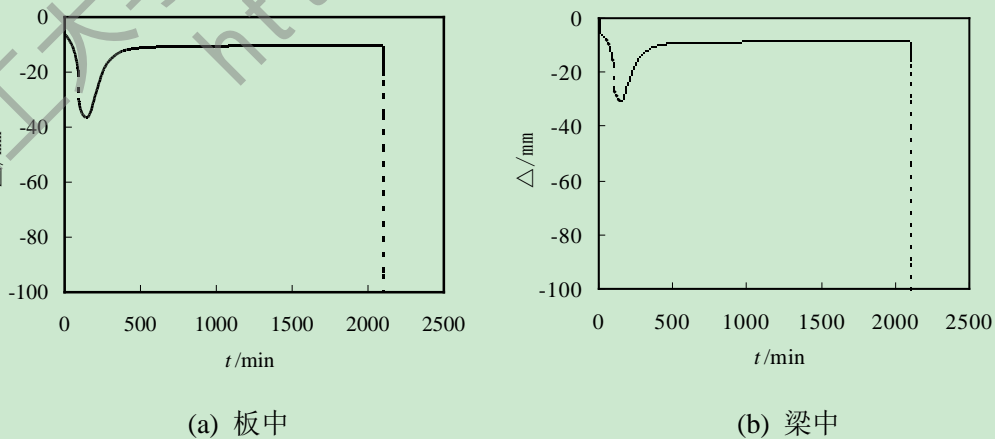
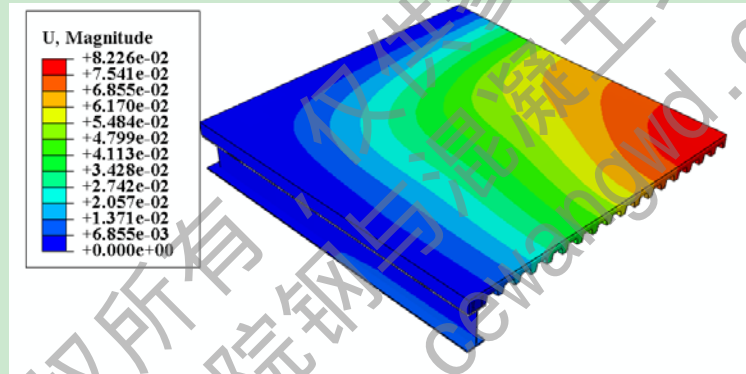


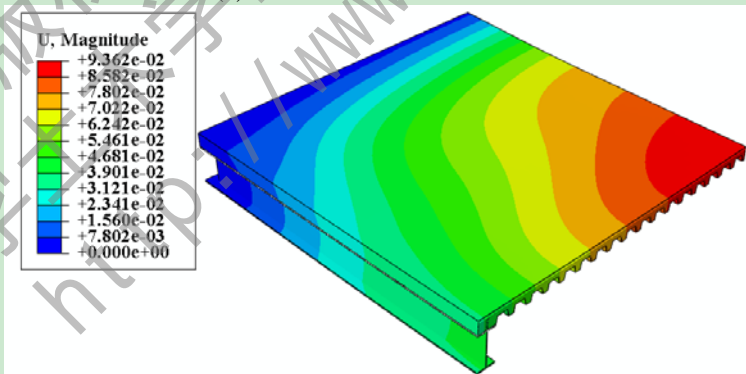
图 3.20 钢-混凝土组合楼盖挠度-时间变化曲线图

通过图 3.19 可以看出,与常温下钢-混凝土组合楼盖相比,经历火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖刚度减小,承载能力降低。但是,由于火灾作用时,混凝土是一种热惰性材料,混凝土的吸热和传热对压型钢板和钢梁起到了保护作用,使压型钢板和钢梁的温度慢慢升高,承载力和刚度慢慢降低,经历火灾全过程作用后的钢-混凝土组合楼盖仍然具有较高的承载力。由图 3.19 也可以看出,在同一荷载大小下,板跨中的挠度大于梁跨中的挠度,钢-混凝土组合楼盖发生破坏时由于板跨中挠度过大,而不适于继续承载发生破坏。在计算过程中,对钢-混凝土组合楼盖在火灾的各个阶段取极限承载力时,依据李国强等(2006)^[43]中对梁和板构件发生变形的要求,取板跨中挠度达到 $L/30$ 时的荷载为板的极限承载力, L 为板的计算长度。本文钢-混凝土组合楼盖发生破坏时,依据上述判断标准,板的挠度达到 80mm 是钢-混凝土组合楼盖因为变形过大不适于继续承载,板被加载破坏。

图 3.21 是钢-混凝土组合楼盖在常温下和火灾全过程作用后加载破坏时板变形图。由图中可以看出,钢-混凝土组合楼盖在常温下加载破坏和在火灾后加载破坏都是由于板跨中挠度过大,不适于继续承载而破坏。



(a) 常温加载破坏时变形图



(b) 火灾后加载破坏时变形图

图 3.21 钢-混凝土组合楼盖常温下加载破坏和火灾后加载破坏时板变形对比图

图 3.22 是钢-混凝土组合楼盖火灾全过程作用过程中荷载-楼盖中心点处挠度曲线图。由图可以看出,在常温加载阶段,楼盖中心点处挠度随着荷载的增大而增大,荷载与挠度呈现正比关系,即图中 OA 段;在火灾升温阶段,荷载保持不变,板跨中挠度由于火灾的作用继续增大,即图中 AB 段;在火灾降温过程中,由于在降温过程中,钢材的材性慢慢恢复,使得钢梁的变形慢慢恢复,钢梁作用在钢-混凝土组合板底,钢梁的恢复促使板变形减小,即图中 BC 段;在火灾作用过程中,实现了恒载升温、恒载降温

作用；在火灾作用后，钢-混凝土组合楼盖加载破坏，在加载初期，钢-混凝土组合楼盖发生弹性变形，即图中 CD 段，达到 D 点，钢-混凝土组合楼盖发生屈服，进入塑性变形阶段；最后经历塑性发展阶段 DE 段，到达 E 点，钢-混凝土组合楼盖加载破坏。

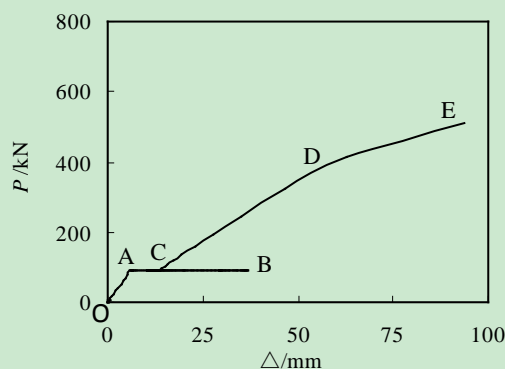


图 3.22 钢-混凝土组合楼盖火灾作用过程中荷载-挠度曲线图

3.5 本章小结

对本章所做的工作归纳如下：

(1) 本章在合理确定钢材和混凝土材料在不同受火阶段、不同温度时刻本构模型的基础上，利用有限元软件 ABAQUS，定义与实际情况相符的边界条件；合理划分网格，建立了考虑火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖力学模型。并通过计算已有相关试验：火灾下钢管混凝土柱、火灾下钢筋混凝土柱、火灾下钢筋混凝土楼板、火灾下钢-混凝土组合楼板、火灾后钢管混凝土柱、火灾后钢筋混凝土板等试验结果，将计算结果与试验结果进行对比，对模型进行验证。

(2) 对钢-混凝土组合楼盖进行火灾全过程作用的力学性能分析，发现由于混凝土材料的热惰性，混凝土对钢材起到了保护作用使得火灾作用下钢-混凝土组合楼盖承载力不至于立刻降低。火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖仍然具有较高的承载力，但与常温下钢-混凝土组合楼盖相比，火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖刚度和承载力均有降低。

第4章 钢-混凝土组合楼盖火灾全过程作用后力学性能参数分析

4.1 概述

通过前面第二章对钢-混凝土组合楼盖温度场研究分析和第三章对基于火灾全过程的钢-混凝土组合楼盖力学性能分析,表明采用有限元方法对钢-混凝土组合楼盖的力学性能进行分析时合理的。为了对钢-混凝土组合楼盖在不同参数之下的力学性能有更进一步的研究分析,本章基于前两章分析基础之上,基于 ABAQUS 软件平台,利用有限元方法,对可能影响钢-混凝土组合楼盖力学性能的参数进行研究分析,以便为实际工程提供参考建议。

影响钢-混凝土组合楼盖极限荷载-板中挠度的可能参数有:火灾升温时间比、火灾荷载比、混凝土材料的抗压强度等级、钢梁屈服强度等级、混凝土厚度、压型钢板屈服强度等级和厚度。

4.2 钢-混凝土组合楼盖典型算例

基于火灾全过程的钢-混凝土组合楼盖的力学性能与其组成成分有很大的关系。本文对可能影响钢-混凝土组合楼盖火灾全过程作用后力学性能的因素:火灾升温时间比、火灾荷载比、混凝土抗压强度等级、钢梁屈服强度、压型钢板屈服强度、混凝土厚度、压型钢板强度等级和厚度等参数进行分析,各个参数的选取如下所示:

- (1) 火灾升温时间比: 0.2, 0.4, 0.6, 0.8;
- (2) 火灾荷载比: 0.3, 0.4, 0.5, 0.6;
- (3) 混凝土强度等级: C20, C25, C30;
- (4) 钢梁强度等级: Q235, Q345, Q390, Q420;
- (5) 压型钢板强度等级: Q235, Q345, Q390;
- (6) 混凝土厚度: 75mm, 90mm, 100mm;
- (7) 压型钢板厚度: 1.2mm, 1.6mm, 2.3mm。

进行以上相关参数分析时,其变化范围主要依据《钢-混凝土组合楼盖结构设计与施工规程》(YB 9238-92)^[107]和实际工程中相关参数的应用,即钢-混凝土组合楼盖火灾升温时间比为 0.2~0.8,火灾荷载比为 0.3~0.6,混凝土强度等级为 C20~C30,钢梁强度等级为 Q235~Q420,压型钢板强度等级为 Q235~Q390,混凝土厚度为 75mm~100mm,压型钢板厚度为 1.2mm~2.3mm。其中,钢-混凝土组合楼盖火灾全过程作用后力学性能分析时标准算例的选取如下:火灾升温时间比为 0.6、火灾荷载比为 0.5,混凝土强度等级为 C30、钢梁强度等级为 Q345、压型钢板强度等级为 Q235、混凝土厚度为 75mm 和压型钢板厚度为 1.2mm。

4.2.1 火灾升温时间比(t_0)

图 4.1 为在不同升温时间比作用下(t_0)钢-混凝土组合楼盖体系考虑火灾全过程作用后荷载-楼盖中心点处挠度关系曲线图。基本算例同前,升温时间比(t_0)变化为: 0.2、0.4、0.6、0.8; 其中升温时间比(t_0)定义为:

$$t_0 = \frac{t_h}{t_R} \quad (4-1)$$

式中: t_h 为火灾升温时间; t_R 为钢-混凝土组合楼盖体系的耐火极限, 由于目前缺乏钢-混凝土组合楼盖体系耐火极限的研究, 本文中在计算钢-混凝土组合楼盖体系的耐火极限时参考李国强等(2006)^[43]中关于构件耐火极限的确定方法。

由图 4.1 可见, 随着火灾升温时间比(t_0)的增大, 钢-混凝土组合楼盖体系的刚度降低, 极限承载力也降低, 当升温时间比取为 0.8 时, 钢-混凝土组合楼盖体系在降温段发生了破坏。这说明火灾升温时间比对火灾全过程作用后的钢-混凝土组合楼盖体系的承载力影响很大, 这主要是由于在火灾升降、温过程中钢-混凝土组合楼盖体系的材料性能随着温度的作用而降低造成的。

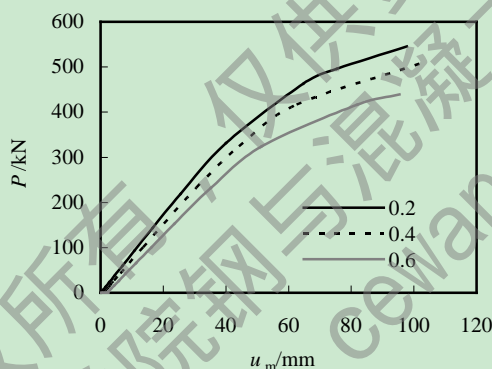


图 4.1 升温时间比对经历火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系力学性能的影响

4.2.2 火灾荷载比

图 4.2 为不同荷载比对钢-混凝土组合楼盖体系经历火灾全过程作用后力学性能影响的曲线图。基本算例同前,火灾荷载比为: 0.3, 0.4, 0.5, 0.6。

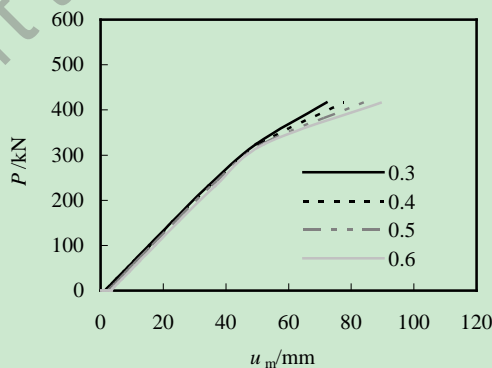


图 4.2 不同荷载比对经历火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系力学性能影响

由图 4.2 可见, 火灾荷载比对经历火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系力学性

能影响很小。随着荷载比的增大，钢-混凝土组合楼盖体系承载力降低，跨中挠度增大，但是影响效果不是很明显。

4.2.3 混凝土强度等级

图 4.3 为混凝土取不同抗压强度等级时，经历火灾全过程作用后的钢-混凝土组合楼盖体系荷载-楼盖中心处挠度关系曲线图。基本算例同前，其中混凝土强度等级分别为 C20、C25、C30。

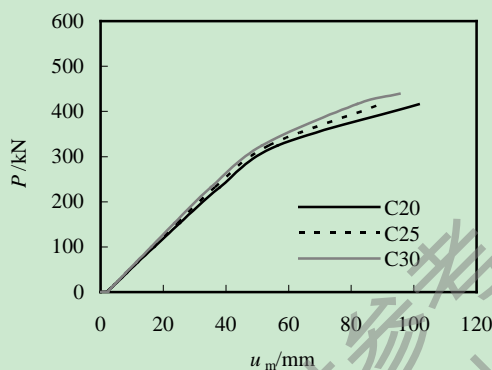


图 4.3 不同强度等级的混凝土对经历火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系力学性能的影响

由图 4.3 可见，随着混凝土抗压强度等级的降低，经历火灾全过程作用后的钢-混凝土组合楼盖体系刚度降低，极限承载力也降低。这主要是因为钢-混凝土组合楼盖体系中的材料是由混凝土和钢材组成的，混凝土抗压强度等级降低，混凝土的弹性模量也随着降低，引起钢-混凝土组合楼盖体系的刚度降低。而且，由上图可见，随着混凝土强度等级的降低，钢-混凝土组合楼盖体系经历火灾全过程作用后的极限承载力降低，但是降低的幅度不是太明显，这主要是有两方面的条件造成的。一、因为钢-混凝土组合楼盖体系中所用的混凝土抗压强度等级差别不是太大；二、因为混凝土材料的热惰性比较好，混凝土材料在经历火灾全过程作用后的极限承载力降低幅度不是很明显。

4.2.4 钢梁强度等级

图 4.4 为钢梁取不同屈服强度等级下，经历火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系荷载-楼盖中心点处挠度关系曲线图。基本算例同前，钢梁强度等级分别为 Q235、Q345、Q390 和 Q420。

由图 4.4 可见，钢梁的屈服强度对经历火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖的力学性能影响很大，随着钢梁屈服强度等级的增大，钢-混凝土组合楼盖体系的承载力增大。由图 4.4 可以看出，在不同钢梁屈服强度等级作用下，经历火灾全过程作用后的钢-混凝土组合楼盖体系在弹性段的弹性模量是基本不变的，这是由于钢梁的弹性模量是一样造成的；同时，随着钢梁屈服强度等级的增大，钢-混凝土组合楼盖体系破坏时的极限承载力也增加。

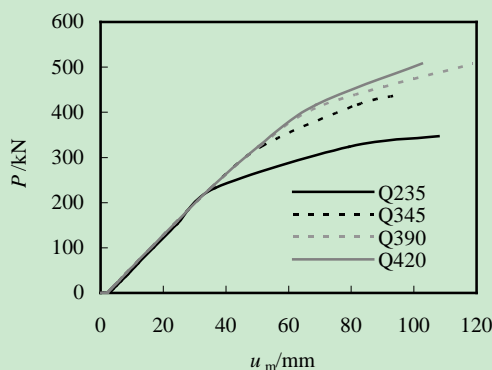


图 4.4 不同强度等级的钢梁对经历火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系力学性能的影响

4.2.5 压型钢板强度等级

图 4.5 为压型钢板取不同屈服强度等级时, 经历火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖体系荷载-楼盖中心点处挠度关系曲线图。基本算例同前, 其中压型钢板强度等级为 Q235, Q345, Q390。

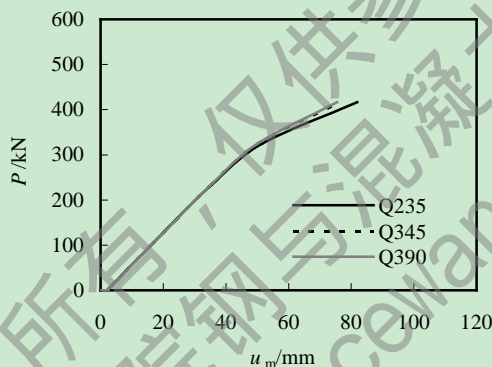


图 4.5 不同强度等级的压型钢板对经历火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系力学性能的影响

由图 4.5 可见, 不同屈服强度等级的压型钢板对经历火灾全过程作用钢-混凝土组合楼盖体系的力学性能影响很小。压型钢板屈服强度等级不同时, 钢-混凝土组合楼盖体系荷载-楼盖中心点处挠度基本没有变化。

4.2.6 混凝土厚度

图 4.6 为不同厚度的混凝土对经历火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系的荷载-楼盖中心点处挠度关系曲线图。基本算例同前, 混凝土厚度分别取为: 75mm, 90mm, 100mm。

由图 4.6 可见, 混凝土厚度对经历火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖体系力学性能影响很大。随着混凝土的厚度增加, 钢-混凝土组合楼盖体系的承载力和刚度都增大, 这主要是因为混凝土厚度的增加引起了钢-混凝土组合楼盖体系整体性能的改善。

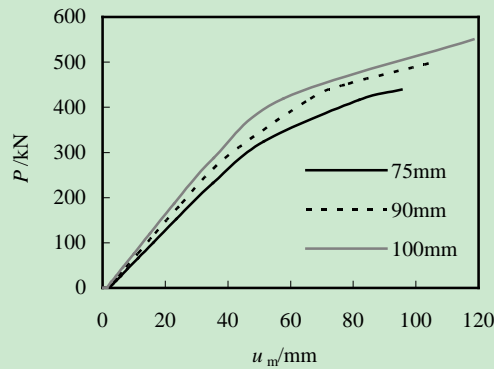


图 4.6 不同厚度的混凝土对经历火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系力学性能的影响

4.2.7 压型钢板厚度

图 4.7 为不同厚度的压型钢板对经历火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系的荷载-楼盖中心点处挠度关系曲线图。基本算例同前，压型钢板厚度分别为 1.2mm，1.6mm，2.3mm。

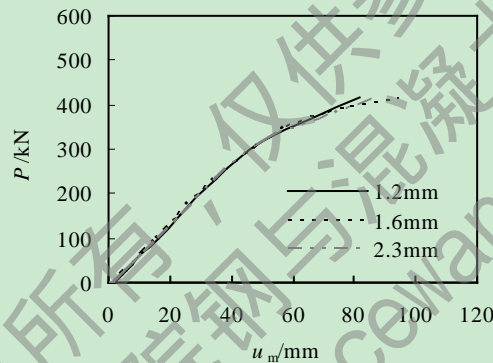


图 4.7 不同厚度的压型钢板对经历火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系力学性能的影响
由图 4.7 可见，压型钢板的厚度对经历火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖体系的力学性能影响很小。钢-混凝土组合楼盖中压型钢板取不同厚度时，极限荷载和楼盖中心点处挠度基本不变。

综上所述，钢-混凝土组合楼盖体系影响因素中，火灾升温时间比、混凝土抗压强度等级、钢梁的屈服强度等级和混凝土厚度对经历火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖体系的力学性能影响很大，火灾荷载比、压型钢板屈服强度和压型钢板厚度对经历火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖体系的力学性能影响很小。

4.3 本章小结

本章所做的工作如下：

建立了基于火灾全过程作用后的钢-混凝土组合楼盖典型算例，对可能影响火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖力学性能的主要因素，如：火灾升温时间比、火灾荷载比、混凝土抗压强度等级、钢梁屈服强度、压型钢板屈服强度、混凝土的厚度和压型钢板的厚度等参数进行了分析研究。研究表明，火灾升温时间比、混凝土抗压强度等级、钢梁的屈服强度等级和混凝土板的厚度对火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖的力学

性能影响很大；火灾荷载比、压型钢板的屈服强度和厚度对经历火灾全过程作用后的钢-混凝土组合楼盖体系影响很小；工程应用当中应该注要考虑火灾升温时间比、混凝土抗压强度等级、钢梁的屈服强度等级和混凝土板的厚度对火灾作用后的钢-混凝土组合楼盖体系的影响。

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

1 结论

钢-混凝土组合楼盖已经广泛的应用于高层以及超高层建筑中，然而对于钢-混凝土组合楼盖体系经历火灾全过程作用后力学性能的研究还处于初步探索阶段。目前，对于钢-混凝土组合楼板、钢-混凝土组合梁和钢梁等构件的耐火性能和火灾后力学性能的研究分析进行的不少。但是，由上述构件组成的钢-混凝土组合楼盖体系基于火灾全过程作用后的力学性能与构件的力学性能不同，需要进行研究分析。

本文利用有限元软件 ABAQUS，参考实际工程中钢-混凝土组合楼盖体系，建立合理的有限元模型，对基于火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖体系进行了模拟分析，可初步得到如下结论：

(1) 选择合理的材料热工模型，定义正确的网格类型，运用有限元分析软件 ABAQUS，建立基于火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖体系温度场模型。模拟现有相关试验数据：钢筋混凝土柱、钢筋混凝土楼板、钢管混凝土柱、钢-混凝土组合楼板和压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板，将模拟数据与试验数据进行对比分析，验证了模型的有效性。在有限元模型正确的基础上，对钢-混凝土组合楼盖体系进行了温度场研究分析，分析表明：钢梁由于保护层的保护作用温度低于火灾的温度；压型钢板由于上部混凝土的吸热作用温度也不会上升的太快，屈服强度也不会立刻降低，混凝土对压型钢板起到了保护作用。

(2) 选取钢材和混凝土在火灾全过程作用各个阶段的本构模型，定义与实际相符的边界条件、接触方式，选择合理的网格类型，建立了钢-混凝土组合楼盖力学模型。模拟现有相关试验数据：火灾下钢筋混凝土柱、火灾下钢管混凝土柱、火灾下简支钢筋混凝土楼板、简支钢-混凝土组合楼板、连续组合楼板、火灾后钢管混凝土柱和火灾后钢筋混凝土连续楼板，将模拟数据与试验数据进行对比，验证了有限元力学模型的正确性。在有限元模型正确的基础之上，对基于火灾全过程作用的钢-混凝土组合楼盖体系进行了力学性能的研究分析，分析表明：火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖的力学性能与常温下钢-混凝土组合楼盖相比，刚度明显降低，承载力下降。但是，火灾全过程作用后钢-混凝土组合楼盖体系仍然具有一定的承载能力。

(3) 基于上述有限元模型，建立火灾全过程作用后的钢-混凝土组合楼盖体系典型算例，对可能影响钢-混凝土组合楼盖体系火灾作用后的影响因素：火灾升温时间比、混凝土抗压强度等级、钢梁屈服强度、压型钢板屈服强度、混凝土厚度和压型钢板厚度进行了数值模拟研究分析。分析表明：火灾升温时间比、混凝土抗压强度等级、钢梁屈服强度和混凝土厚度对基于火灾全过程作用后的钢-混凝土组合楼盖体系力学性能影响很大；压型钢板屈服强度和厚度对火灾全过程作用后的钢-混凝土组合楼盖体系力学性能影响不是太大。

2 展望

本文是基于有限元分析软件 ABAQUS，对基于火灾全过程作用后的钢-混凝土组合楼盖体系的力学性能进行了研究分析，要想得到更加全面、更加具体的钢-混凝土组合楼盖体系的力学性能的研究成果。在本文研究的基础之上，可以进行一下几方面的研究工作：

(1) 本文是基于有限元分析软件 ABAQUS，对钢-混凝土组合楼盖体系基于火灾全过程作用后力学性能进行了研究分析，在研究过程中只是找到了构件的试验研究成果，并进行模型分析，从而间接的证明了有限元模型的有效性；没有找到钢-混凝土组合楼盖体系的试验研究成果，对钢-混凝土组合楼盖体系的抗火性能和火灾后修复加固性能有个更加全面的理解和分析，有必要进行钢-混凝土组合楼盖体系的试验研究。

(2) 本文中钢-混凝土组合楼盖体系有限元模型是用实体建模方法进行计算分析的，这种模型计算速度慢，耗费时间长。有必要对该类结构体系进行杆单元和壳单元有限元建模的开发研究，从而节约计算时间，达到事半功倍的效果。

(3) 在本文研究的基础上，可结合地震作用，研究钢-混凝土组合楼盖体系火灾作用后的抗震性能，从而为该类结构体系在火灾作用后的修复加固提供理论基础。

参考文献

- [1] 新华网. 上海胶州路大楼火灾已导致 42 人遇难. (2011-11-16).
<http://news.nen.com.cn/guoneiguoji/184/3643684.shtml>.
- [2] 金羊网. 中央电视台新址配楼发生大火. (2009-02-09).
http://www.ycwb.com/news/2009-02/09/content_2061257.htm.
- [3] 凤凰网. 浙江景宁一老街大火 殃及 17 民房 1 人死亡. (2013-4-16)
http://news.ifeng.com/mainland/detail_2013_04/16/24274618_0.shtml
- [4] 凤凰网. 湖北襄阳酒店火灾致 14 人遇难 47 人受伤. (2013-4-15)
http://news.ifeng.com/gundong/detail_2013_04/15/24227629_0.shtml
- [5] 毛小勇, 韩林海, 郑坚, 李枫岩, 陈学敏. 肋筋模板钢-混凝土组合板的理论分析和承载力简化计算. 钢结构, 2001, 16(51): 19-22.
- [6] 陈世鸣. 压型钢板-混凝土组合楼板的承载能力研究. 建筑结构学报, 2002, 23(3): 19-26.
- [7] 张燕坤, 靳海江, 宋小软, 姜德民, 刘阳花. 压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板试验研究. 第 16 届全国结构工程学术会议论文集. 北京: 中国力学学会工程力学编辑部, 2007, II-238—II-241.
- [8] 潘红霞, 何敏娟, 蔡飞, 米佳. 压型钢板-混凝土组合楼板纵向受剪承载力试验研究. 建筑结构学报, 2007, 28(3): 116-121.
- [9] 张燕坤, 刘阳花, 宋小软. 压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板受弯承载力试验研究. 工业建筑, 2008, 38(3): 83-85.
- [10] 张燕坤, 靳海江, 姜德民, 刘阳花. 轻骨料混凝土组合楼板力学性能试验研究. 北方工业大学学报, 2008, 20(1): 80-84.
- [11] 王先铁, 罗古秋, 郝际平, 周观根, 白连平, 程志敏, 吴治国. 闭口型压型钢板-混凝土组合楼板纵向抗剪性能试验研究. 西安建筑科技大学学报, 2011, 43(3): 335-341.
- [12] 陆洲导, 朱伯龙, 周跃华. 钢筋混凝土筒支梁对火灾反应的试验研究. 土木工程学报, 1993, 26(3): 47-54.
- [13] Lie, T.T., and Chabot, M.. A method to predict the fire resistance of circular concrete filled hollow steel columns. Journal of Fire Protection Engineering, 1990, 2(4): 111-126.
- [14] Lie, T.T.. Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1994, 120(5): 1489-1509.
- [15] 李国强, 殷颖智, 蒋首超. 火灾下组合楼板的温度场分析. 工业建筑, 1999, 29(12): 47-49.
- [16] Bailey, C.G., Moore, D.B.. The Structural Behavior of Steel Frames with Composite Floor Slabs Subjected to Fire. The Structural Engineer, 2000, 78(11): 19-27.
- [17] 胡克旭, 徐朝晖. 火灾下压型钢板-混凝土组合楼板温度场分析. 同济大学学报, 2001, 29(6): 644-647.
- [18] 毛小勇, 韩林海. 钢-混凝土组合板耐火性能的研究. 哈尔滨建筑大学学报, 2000, 33(1): 31-36.
- [19] 毛小勇, 张耀春, 韩林海. 标准升温下钢-混凝土组合板的抗火性能. 建筑结构学报, 2002, 23(2): 55-60.

- [20] 陈礼刚, 胡文福, 辛庆德. 火灾下钢筋混凝土板温度分布. 火灾科学, 2004, 13(4): 241-244.
- [21] 毛小勇, 肖岩. 标准升温下轻钢-混凝土组合梁的抗火性能研究. 湖南大学学报 (自然科学版), 2005, 32(2): 64-70.
- [22] 林向棋. 火灾下钢筋混凝土温度场的计算. 福建工程学院院报, 2006, 4(3): 291-294.
- [23] 韩金生, 董毓利, 程文灏, 徐赵东, 丛术平. 火灾下钢-混凝土组合楼板截面温度场的试验研究. 建筑结构, 2006, 36(8): 82-86.
- [24] 董建莉, 高立堂, 韩金生. 压型钢板-混凝土组合楼板火灾下温度场的数值模拟. 青岛理工大学学报, 2006, 27(4): 19-22.
- [25] 张怀章, 杨秀萍, 郝淑英. 压型钢板-混凝土组合楼板温度场有限元模拟. 天津理工大学学报, 2006, 22(4): 13-15.
- [26] Song, T.Y., Han, L.H., Yu, H.X.. Temperature Field Analysis of SRC-Column to SRC-Beam Joints Subjected to Simulated Fire including Cooling Phase. *Advances in Structural Engineering*, 2011, 14(3): 353-366.
- [27] Lie, T.T., Lin T.D., Allen D.E., Abrams M.S.. Fire Resistance of Reinforced concrete columns. Ottawa: National Research council Canada, Division of Building Research, NRCC 12797, 1984.
- [28] Lie, T.T., Irwin. R.J.. Method to calculate the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross section. *ACI Structural Journal*, 1993, 90(1): 52-60.
- [29] Ralph Hamerlinck, Leen Twilt. Fire Resistance of Composite Slabs. *J. Construct Steel Research*, 1995, 33: 71-85.
- [30] 陈一欧, 程懋, 刘季康. 压型钢板组合楼板耐火性能的试验研究. 建筑结构学报, 1998, 19(5): 22-27.
- [31] Mohamed, A.H., Halim Abdel, Hakmi, M.R., O'Leary D.C.. Fire resistance of composite floor slabs using a model fire test facility. *Engineering Structures*, 1999, 21: 176-182.
- [32] 韩林海, 徐蕾. 带保护层方钢管混凝土柱耐火极限的试验研究. 土木工程学报, 2000, 33(6): 63-69.
- [33] Ma Zhongcheng and Makelainen Pentti. Behavior of composite slim floor structure in fire. *Journal of Structural Engineering*, 2000, 126(7): 830-837.
- [34] 韩林海, 毛小勇. 压型钢板组合板耐火极限的理论研究. 消防科学与技术, 2001, 5: 4-6.
- [35] 蒋首超. 钢-混凝土组合楼盖抗火性能理论与试验研究: [博士学位论文]. 上海: 同济大学, 2001.
- [36] 毛小勇. 轻钢-混凝土组合梁、组合板的静力及抗火性能研究: [博士学位论文]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2002
- [37] 徐朝晖, 陆洲导, 王李果. 压型钢板-混凝土组合楼板抗火性能非线性分析. 建筑结构学报, 2002, 23(5): 73-77.
- [38] 李国强, 贺军利. 火灾下钢管混凝土构件温度内力分析与实用计算. 建筑钢结构进展, 2002, 4(3): 36-39.
- [39] Huang Zhaohui, Burgess, Ian W., Plank, Roger J.. Fire resistance of composite floor subject to compartment fires. *Journal of Constructional Steel Research*, 2004, 60: 339-360.

- [40] Bailey C.G. Membrane action of slab/beam composite floor system in fire. *Engineering Structures*, 2004, 26: 1691-1703.
- [41] 蒋首超, 李国强, 周宏宇, 王琦. 钢-混凝土组合楼盖抗火性能的试验研究. *建筑结构学报*, 2004, 25(3): 45-50.
- [42] 尹晓东, 郭彦林, 马智刚, 玄俊男. 闭口式压型钢板-混凝土组合楼板耐火试验研究. *建筑结构*, 2005, 35(1): 53-54.
- [43] 李国强, 韩林海, 楼国彪, 蒋首超. 钢结构及钢-混凝土组合结构抗火设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.
- [44] 徐蕾, 刘玉彬. 方钢管配筋混凝土柱的耐火性能. *建筑科学*, 2006, 22(3): 21-25.
- [45] 百力更, 马德志, 周疆. 压型钢板-组合楼板耐火试验和破坏模式的探讨. *钢结构*, 2006, 84(21): 78-81.
- [46] 蒋首超, 李国强, 周昊圣, 吕毅. 钢-混凝土组合楼板使用抗火设计方法. *建筑结构*, 2006, 36(8): 87-90.
- [47] 韩金生, 程文灏, 徐赵东, 董毓利, 吕俊利. 压型钢板-混凝土组合楼板火灾行为试验分析. *工业建筑*, 2006, 36(3): 87-90.
- [48] 韩金生, 董毓利, 徐赵东, 程文灏. 简支组合楼板的火灾试验研究. *特种结构*, 2007, 24(2): 70-73.
- [49] 郑永乾. 型钢混凝土构件及梁柱连接节点耐火性能研究: [博士学位论文]. 福州: 福州大学, 2007.
- [50] Yu Xinmeng, Huang Zhaohui, Burgess Ian, Plank Roger. Nonlinear analysis of orthotropic composite slabs in fire. *Engineering Structures*, 2008, 30: 67-80.
- [51] 王卫华. 钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁平面框架结构耐火性能研究: [博士学位论文]. 福州: 福州大学, 2009.
- [52] 杨秀萍, 张怀章, 姚斌. 压型钢板-混凝土组合楼板火灾响应分析. *武汉大学学报(工学版)*, 2009, 42(1): 119-123.
- [53] 杨秀萍, 张怀章, 蔡凯武. 组合楼板连续板不同受火工况的有限元分析. *天津理工大学学报*, 2009, 25(6): 5-9.
- [54] 张佳, 毛小勇. 小偏压型钢混凝土柱抗火试验研究. *苏州科技学院学报(工程技术版)*, 2010, 23(3): 59-61.
- [55] 劳裕华, 百力更, 邵永健, 朱聘儒. 火灾下压型钢板组合板的内力分析. *工程力学*, 2010, 27(3): 107-111.
- [56] Guo S. and Bailey C.G. Experimental behavior of composite slabs during the heating and cooling fire stages. *Engineering Structures*, 2011, 33: 563-571.
- [57] Tan Qinghua, Han Linhai, Yu Hongxia. Fire performance of concrete filled steel tubular (CFST) column to RC beam joints. *Fire Safety Journal*, 2012, 51: 68-84.
- [58] 王新堂, 周明, 王万祯. 压型钢板-陶粒混凝土组合楼板火灾响应及火灾后受力性能试验研究. *建筑结构学报*, 2012, 33(2): 10-17.
- [59] 王新堂, 周明, 王万祯. 轻骨料混凝土组合楼板的火灾响应及火灾后性能研究. *自然灾害学报*, 2012, 21(2): 200-206.

- [60] 苗吉军, 王俊富, 刘才玮, 刘延春, 齐波. 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.
- [61] 史健勇, 孙旋, 刘文利, 李引擎. 基于整体的大空间钢结构性能化防火设计方法研究. 土木工程学报, 2011, 44(5): 69-78.
- [62] 蒋首超, 李国强, 李明菲. 高温下压型钢板-混凝土粘结强度的试验. 同济大学学报, 2003, 31(3): 273-276.
- [63] 蒋首超, 李国强, 楼国彪, 孙元杰. 钢-混凝土组合楼盖抗火性能的数值分析方法. 建筑结构学报, 2004, 25(3): 38-43.
- [64] 甄毅, 程殊伟, 邓文华. 压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板滑移性能分析. 工业建筑, 2007, 37(Sup.): 579-581.
- [65] 霍静思, 韩林海. 火灾作用后钢管混凝土柱的承载力研究. 土木工程学报, 2002, 35(4): 25-35.
- [66] 杨华. 火灾作用下(后)钢管混凝土柱力学性能研究: [博士学位论文]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2003.
- [67] 霍静思, 韩林海. 标准火灾后钢管混凝土抗弯力学性能研究. 哈尔滨工业大学学报, 2003, 35(Sup.): 88-92.
- [68] 李明, 姜绍飞, 许丕元. 火灾后钢管混凝土的残余承载力预测方法的比较. 哈尔滨工业大学学报, 2003, 35(Sup.): 133-135.
- [69] 霍静思. 火灾作用后钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能研究: [博士学位论文]. 福州: 福州大学, 2005.
- [70] 林晓康. 火灾后钢管混凝土压弯构件的滞回性能研究: [博士学位论文]. 福州: 福州大学, 2006.
- [71] 江莹. 火灾后方钢管混凝土柱-钢梁连接节点的力学性能分析: [硕士学位论文]. 北京: 清华大学, 2008.
- [72] Yang, H., Han, L.H., Wang, Y.C.. Effects of heating and loading histories on post-fire cooling behavior of concrete-filled steel tubular columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(5): 556-570.
- [73] 张鹏鹏, 王文达. 火灾后钢管混凝土框架力学性能初探. 第五届全国钢结构防火与防腐技术研讨会及第三届结构抗火学术交流会, 2009, 济南: 314-319.
- [74] 张鹏鹏. 火灾后钢管混凝土组合框架力学性能研究: [硕士学位论文]. 兰州: 兰州理工大学, 2010.
- [75] 李俊华, 唐跃峰, 刘明哲. 火灾后型钢混凝土柱受力性能试验研究. 建筑结构学报, 2012, 33(2): 56-63.
- [76] 侯进学, 毛小勇. 考虑升降温作用的高温后型钢混凝土偏压柱受力性能试验研究. 苏州科技学院院报, 2010, 23(4): 21-25.
- [77] 谢建. 力和高温共同作用下钢管混凝土短柱力学性能分析: [硕士学位论文]. 北京: 清华大学, 2008.
- [78] Song T Y, Han L H and Yu H X. Concrete filled steel tube stub columns under combined temperature and loading [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66(3): 369-384.
- [79] 王景玄. 考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架力学性能研究: [硕士学位论文]. 兰州: 兰州理

- 工大学, 2011.
- [80] 王景玄, 王文达, 张鹏鹏. 考虑火灾全过程的钢管混凝土柱数值模拟. 哈尔滨工业大学, 2012, 44(Sup.1): 266-269.
- [81] 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): 84-88.
- [82] 李易, 陆新征, 叶列平, 任爱珠. 混凝土框架结构火灾连续倒塌数值分析模型. 工程力学, 2012, 29(4): 96-103.
- [83] 孔祥谦. 有限单元法在传热学中的应用. 北京: 科学出版社, 1998.
- [84] ISO-834. Fire resistance tests-elements of building construction-Part 1: General requirements[S]. Switzerland: International Organization for Standardization, 1999.
- [85] European Committee for Standardization, ENV1993-1-2, Eurocode3, Design of Steel Structures, Part1.2: Structural Fire Design, 1993.
- [86] European Committee for Standardization, ENV1993-1-2, Eurocode4, Design of Composite and Concrete Structures, Part1.2: Structural Fire Design, 1994.
- [87] British Standards Institution(BSI), BS5950, The Structural Use of Steelwork in Building, Part8: Code of Practice for Fire Resistant Design, 1990.
- [88] American Society of Civil Engineering(ASCE), Manuals and Reports on Engineering Practice No.78, Structural Fire Protection, ASCE, New York.
- [89] Standards Association of Australian(SAA), AS100-1990, Steel Structures, 1990.
- [90] 孙金香, 高伟译: 建筑物综合防火设计, 天津科技翻译出版公司, 天津, 1994.
- [91] 陆洲导. 钢筋混凝土梁对火灾反应的研究: [博士学位论文]. 上海: 同济大学, 1989.
- [92] 李引擎, 马道贞, 徐坚. 建筑结构防火设计计算和构造处理[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1991.
- [93] Kodur,V. K. R., Wang, T. C., Cheng, F. P.. Predicting the fire resistance behavior of high strength concrete columns[J].Cement and Concrete Composites, 2004, 26(2): 141-153.
- [94] 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.
- [95] 陈礼刚. 钢筋混凝土板受火性能的试验研究: [博士学位论文]. 西安: 西安建筑科技大学, 2004.
- [96] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 哈尔滨: 黑龙江科学技术出版社, 1994.
- [97] 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: [博士学位论文]. 北京: 清华大学, 2010.
- [98] Han L H, Zheng Y Q and Tan Z. Fire performance of steel-reinforced concrete beam-column joints [J]. Magazine of Concrete Research, 2009, 61(7): 409-428.
- [99] 沈聚敏, 王传志, 江见鲸. 钢筋混凝土有限元与板壳极限分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 1993.
- [100] 陈肇元, 朱金铨, 吴佩刚. 高强混凝土及其应用[M]. 北京: 清华大学出版社, 1992.
- [101] 中华人民共和国国家标准 GB 50010-2010. 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [102] Izzuddin B A, Elghazouli A Y and Tao X Y. Realistic modeling of composite floor slabs under fire

- conditions [C]. Proceedings of 15th ASCE Engineering Mechanics Conference. Columbia University, New York, 2002.
- [103] 吴波. 火灾后钢筋混凝土结构的力学性能[M]. 北京: 科学出版社, 2003.
- [104] Yang H, Han L H and Wang Y C. Effects of heating and loading histories on post-fire cooling behavior of concrete-filled steel tubular columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(5): 556-570.
- [105] 韩林海, 杨有福, 霍静思. 钢管混凝土柱火灾后剩余承载力的试验研究. 工程力学, 2001,18(6): 100-109.
- [106] 项凯, 余江滔, 陆洲导. 火灾后钢筋混凝土连续板承载力的试验研究. 西安建筑科技大学学报, 2009,41(5): 650-654.
- [107] YB 9238-92, 钢-混凝土组合楼盖结构与施工规程[S]. 1992.

致 谢

首先感谢我的导师徐蕾教授和王文达教授，感谢你们三年来在我学习和生活等各个方面给予无微不至的关怀和孜孜不倦的教诲。

毕业论文能够顺利完成，与徐老师和王老师的精心指导和严格要求分不开，不管从论文的立题、计算和撰写都给予了精心的指导，倾注了大量的心血。在学术上您对学生高标准、严要求，不允许一丝一毫的粗心大意。在修改论文时，小到标点符号，大到论文的结构都浸透着您的心血。导师渊博的知识、丰富的阅历、高深的学术造诣、踏实勤奋的敬业精神和严谨求实的治学作风是我学习的榜样，更难得可贵的是导师高尚的人格情操和坦荡无私的胸怀，更令我终身敬仰。师恩深重，终生难忘，在此表示衷心的感谢！

感谢课题组张鹏鹏老师、王景玄、夏磊、付博啸师兄和周小燕、谢娜、王凤师姐在学习过程中的帮助，感谢课题组魏国强、王亚伟、孙战伟、黄秋秋和未晓丽在学习中的讨论和交流，感谢师弟李华伟、杨全全、张海龙、王明涛、宋子龙、车向龙和师妹肖会霞、杨金娟、韩祎、张敏在学习中的讨论和提供的帮助，正是由于大家的讨论和帮助使我在学习中少走弯路、节约时间，能够顺利的完成学业。

感谢我的父母和朋友们，在我攻读硕士学位期间给予的支持和帮助，您们是我最坚强的后盾和精神上的支柱。

本论文得到国家民委科研项目(09DL01)和教育部科学技术研究重点项目(210228)的资助，在此表示感谢！

包延红

2013年5月

附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录

在学期间发表的学术论文：

- [1] 徐蕾, 包延红, 王文达. 钢-混凝土连续组合楼板抗火性能的数值模拟. 自然灾害学报, 2013, 22(2): 76-83.

参加的科研项目：

- [1] 国家民委科研项目(编号: 09DL01): “钢-混凝土组合楼盖火灾后性能研究”, 主要参加人, 2009.9-2011.12.
- [2] 教育部科学技术研究重点项目(编号: 210228): “考虑火灾全过程作用的钢管混凝土组合框架工作机理研究”, 主要参加人, 2010.1-2012.12.