

学校代号 10532

学 号 S160100149

分 类 号 TU375.4

密 级 公 开



湖南大学  
HUNAN UNIVERSITY

## 硕士学位论文

# 高温下装配式混凝土框架子结构抗连续倒塌性能试验研究

学位申请人姓名 王振生

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 廖莎副教授 周云教授

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 装配式结构

论文提交日期 2019年6月16日

学校代号：10532

学 号：S160100149

密 级：公开

湖南大学硕士学位论文

# 高温下装配式混凝土框架子结构抗连续 倒塌性能试验研究

国家重点研发计划项目(2016YFC0701400, 2016YFC0701308)

湖南省重点研发计划项目(2017SK2220)

长沙市科技计划项目(kq1706019)

学位申请人姓名：王振生

导师姓名及职称：廖莎副教授 周云教授

培 养 单 位：土木工程学院

专 业 名 称：结构工程

论 文 提 交 日 期：2019 年 6 月 16 日

论 文 答 辩 日 期：2019 年 6 月 19 日

答 辩 委 员 会 主 席：易伟建教授

Experimental study on progressive collapse of precast concrete frame  
structures under fire

by

WANG Zhensheng

June, 2019

B.E. (Hunan University) 2015

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structural Engineering

in the

Graduate School

of

Hunan University

Supervisor

Associate Professor LIAO Sha

June, 2019



## 摘 要

建筑火灾已成为影响建筑寿命的最大威胁之一，装配式结构由于其质量好、节能环保、节约人力等优势在工程中已得到广泛应用。偶然荷载如爆炸、撞击、燃气泄漏、车祸往往引起不同程度的火灾，严重影响人民群众生命和财产安全。结构在遭遇偶然荷载受损后，高温受力性能值得研究。火灾引起的结构连续性倒塌，主要是由于结构在高温作用下的承载力下降所致。深入研究装配式梁柱节点高温下和高温后力学性能，对于以后的结构设计，防火设计及火灾后评估具有重要意义。研究装配式混凝土梁柱子结构高温下和高温后抗连续倒塌试验受力性能，讨论高温作用下构件荷载转换机制，主要工作如下：

(1) 按照规范设计了 8 个梁柱子结构试件，装配式试件梁柱分别采用机械套筒连接、90 度弯折锚固连接、键槽钢筋搭接、世构体系节点连接等方式连接。完成了梁柱子结构试件高温下及高温后试验。

(2) 获取高温作用下试件截面温度场随试件变化曲线，为装配式梁柱子结构高温受力分析提供依据。分析对每个试件的荷载位移曲线，柱变形曲线及梁端轴力变化，研究了预制钢筋混凝土梁柱节点的高温应力机理，并进一步分析了梁柱节点的高温抗倒塌力学性能。

(3) 对不同升温加载路径下试件受力性能，破坏形态进行对比，探究不同升温加载途径下，装配式混凝土梁柱子结构承载力及破坏模式异同。对装配式梁柱子结构破坏形态进行分析，同时对试验中构件转动性能进行分析，探究装配式梁柱子结构高温下及高温后变形性能。

(4) 进行了两榀全装配式(PC)试件进行静载试验研究。其中装配式结构在梁柱节点处采用高强螺栓-延性杆-锚固板的连接方式，其中 PC1 试件未设置牛腿，PC2 试件采用暗牛腿，另外结合一榀本团队开展的现浇框架结构 RC 试件进行对比研究。对两个试件分别进行了中柱移除状态下的竖向加载拟静力试验，并对加载过程中测试所获得的结构极限承载力、应变响应、变形性能及失效破坏模式依次进行了分析。

**关键词：**装配式混凝土；防连续倒塌；火灾作用；梁柱节点；力学性能

## Abstract

Building fire has become one of the biggest threats to the life of buildings. The precast concrete structure has been widely used in engineering because of its good quality, energy saving and environmental protection, and manpower saving. Accidental loads such as explosions, impacts, gas leaks, and car accidents cause fire disasters. After the structure is damaged by accident, the high temperature stress performance is worth studying. Structural collapse may be initiated by a stability mechanism as a result of geometry changes caused by thermal expansion effects, particularly when temperatures are not high enough to generate significant reduction in material properties. In-depth study of the mechanical properties of the precast beam-column joints under high temperature is of great significance for future structural design, fire protection design and post-fire evaluation. In this paper, the precast concrete beam column substructure is taken as the research object. The main work is as follows:

(1) In this paper, a space frame structure is designed by PKPM. Eight half-scale beams-column substructure specimens were designed. Each specimen contains one column and two half beams. The precast specimen beam and column were respectively connected by mechanical sleeves joint, 90 bend anchored joint, lap-spliced joint and scope system joint. The test of the beam-column structure specimen under high temperature was completed.

(2) Recording the temperature field of the precast beam-column joints under different fire scenario, and obtaining the temperature variation law of each measuring point of the section, which provides a basis for the high-temperature stress analysis of the precast beam-column structure. The load-displacement curve, column deformation curve and axial force variation of the beam were analyzed. The high-temperature stress mechanism of the precast reinforced concrete beam-column joints was analyzed, and the high-temperature collapse mechanical properties of the beam-column joints were further analyzed.

(3) Comparing the mechanical properties and failure modes of the specimens under different fire scenario and exploring the similarities and differences of the bearing capacity and failure modes of the fabricated concrete beam columns under different heating loading paths. The failure mode of the fabricated beam-column

substructure is analyzed. The position and order of the plastic hinges of the joints are compared at high temperature and high temperature. At the same time, the rotational performance of the components in the test is analyzed to explore the high temperature and high temperature of the fabricated beam and column structure. Post-deformation performance.

(4) To research the progressive collapse resistance performance of fully assembled precast concrete frame structure, two half-scale precast concrete (PC) specimens were designed. The PC specimens were built by high-strength bolt and anchor plate with ductile rod connections in the beam-column joint region, where PC1 was designed without corbel component while the hided corbel was employed in PC2. The static load test was conducted for the specimens under mid-column loss scenario, and the structure response of ultimate loading capacity, strain response, deformation performance and failure mode were discussed, respectively.

**Key Words:** Precast concrete structure; Progressive collapse; Beam-column connection; Exposure to fire

## 目 录

学位论文原创性声明 .....	I
学位论文授权使用授权书 .....	I
摘要 .....	II
<b>第 1 章 绪 论</b> .....	<b>1</b>
1.1 选题背景及意义 .....	1
1.2 装配式混凝土框架结构抗连续倒塌研究进展 .....	2
1.2.1 装配式混凝土节点研究进展 .....	2
1.2.2 混凝土结构抗连续倒塌研究进展 .....	4
1.2.3 装配式框架节点抗连续倒塌研究 .....	6
1.3 装配式结构节点在高温下研究进展 .....	7
1.3.1 节点高温研究进展 .....	7
1.3.2 装配式混凝土结构在高温下研究进展 .....	9
1.4 本文研究背景 .....	11
<b>第 2 章 装配式梁柱子结构高温抗连续倒塌试验设计</b> .....	<b>12</b>
2.1 引言 .....	12
2.2 试验目的 .....	12
2.3 原型结构设计 .....	12
2.4 结构设计 .....	13
2.5 试验加载测量方案 .....	18
2.5.1 试验升温设备 .....	18
2.5.2 加载装置 .....	19
2.5.3 试验测量方案 .....	22
<b>第 3 章 高温后梁柱子结构抗连续倒塌试验结果分析</b> .....	<b>25</b>
3.1 引言 .....	25
3.2 高温后试验现象及试件形态 .....	25
3.2.1 PC1 试件 .....	25
3.2.2 PC2 试件 .....	26
3.2.3 PC3 试件 .....	26
3.2.4 PC4 试件 .....	27
3.2.5 小结 .....	28

3.3 升温反应 .....	28
3.3.1 炉内升温曲线 .....	28
3.3.2 温度场测试结果与分析 .....	29
3.3.3 轴力-温度-和轴力-时间试件关系曲线 .....	31
3.4 荷载-位移曲线及轴力-位移曲线 .....	32
3.4.1 PC1 试件 .....	32
3.4.2 PC2 试件 .....	33
3.4.3 PC3 试件 .....	34
3.4.4 PC4 试件 .....	35
3.4.5 荷载-位移及轴力-位移曲线对比分析 .....	36
3.5 弯矩-转角及弯矩-轴力曲线 .....	39
3.5.1 PC1、PC2 试件弯矩转角曲线 .....	39
3.5.2 PC3、PC4 试件弯矩转角曲线 .....	40
3.6 试件裂缝发展及破坏模式 .....	42
3.6.1 PC1 试件裂缝发展及破坏模式 .....	42
3.6.2 PC2 试件裂缝发展及破坏模式 .....	44
3.6.3 PC3 试件裂缝发展及破坏模式 .....	46
3.6.4 PC4 试件裂缝发展及破坏模式 .....	48
3.7 试验结果讨论 .....	50
3.8 本章小结 .....	51
<b>第 4 章 高温下梁柱子结构抗连续倒塌试验结果分析 .....</b>	<b>52</b>
4.1 引言 .....	52
4.2 升温反应 .....	52
4.2.1 炉内升温曲线 .....	52
4.2.2 温度场测试结果与分析 .....	53
4.2.3 轴力温度关系 .....	54
4.3 荷载-位移曲线及轴力-位移曲线 .....	55
4.3.1 PC5 试件 .....	55
4.3.2 PC6 试件 .....	56
4.3.3 PC7 试件 .....	57
4.3.4 PC8 试件 .....	58
4.3.5 荷载-位移曲线对比 .....	59
4.4 转角弯矩曲线及弯矩轴力曲线 .....	60
4.4.1 PC5、PC6 试件 .....	60

4.4.2 PC7、PC8 试件	62
4.5 高温下试件裂缝及破坏模式	63
4.5.1 PC5 试件	63
4.5.2 PC6 试件	64
4.5.3 PC7 试件	65
4.5.4 PC8 试件	65
4.6 试验结果讨论	66
4.7 本章小结	67
第 5 章 延性杆连接节点的全装配式混凝土框架子结构抗连续倒塌试验研究	68
5.1 引言	68
5.2 试件设计与试验装置	68
5.2.1 试件的设计与制作	68
5.2.2 试验装置	71
5.3 试验方案	73
5.3.1 试验测量方案	73
5.3.2 试验加载方案	74
5.4 试验结果	76
5.4.1 荷载位移曲线及边节点侧移曲线	76
5.4.2 边柱反弯点约束刚度	78
5.4.3 截面应变变化	79
5.4.4 结构变形	81
5.4.5 结构失效特征	83
5.4.6 试验结果讨论	86
5.5 本章小结	86
结论与展望	87
参考文献	89
致谢	94
附录 A (攻读学位期间所发表的学术论文)	95

# 第1章 绪 论

## 1.1 选题背景及意义

装配式建筑是指建筑的部分或全部构件在建筑的装配厂生产，然后通过相应的运输方式运至施工现场。构件通过可靠的安装和安装机械进行组装，成为具有使用功能的建筑物施工方法。在许多发达国家中，装配式混凝土建筑是建筑工业化最重要的方式，它具有提高施工质量、缩短施工工期、节约人力、减少能源消耗等优点。由于可以通过工厂标准化制造，装配式建筑在质量、效率、环保、等方面较传统建筑方式有明显的优势，大力推广装配式建筑是建筑业工业化和建筑产业化不可逆转的趋势。对比传统现浇建筑，预制建筑可以将建设周期缩短 25-30%，节约用水 50-60%，节约大约 80%的木材，减少建筑能耗约 20%，减少建筑垃圾 70%-80%，并大幅减少施工扬尘和噪声污染。

国务院 71 号文件中明确提出“发展装配式建筑是建造方式的重大变革”，主要是指从传统粗放建造方式向新型工业化建造方式的转变，这是新时代我国建筑业从高速增长阶段向高质量发展阶段转变的必然要求,是推进供给侧结构性改革、培育新产业新动能、促进建筑业转型升级的重要举措。有利于节约资源能源、减少环境污染，装配式建造与传统建造方式相比具有一定的先进性和科学性，这一新的建造方式不仅表现在建造技术上，更重要体现在企业的经营理念、组织内涵和核心能力方面发生了均根本性变革，是一场生产方式的革命。

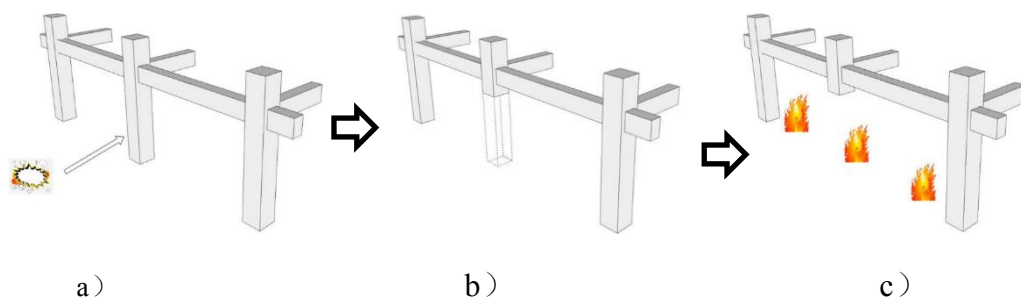


图 1.1 多灾害场景

美国纽约“9.11”世贸中心遭恐怖袭击后而发生倒塌，造成了死亡 2797 人、损失 360 亿美元的举世震惊惨案；湖南衡阳“11.3”大火造成的建筑倒塌事故，原因就是大厦西北部柱子受损，继而引起结构连续倒塌，导致 20 名消防官兵牺牲，创造了新中国一次火灾事故消防官兵牺牲之最。针对结构面临多灾害耦合的现实，框架结构在极端事件(如爆炸或撞击)后发生火灾，容易造成结构的连续性倒塌。本文中所考虑的多灾害场景如图 1.1 所示，依次为:1.爆炸或撞击等偶然荷载作用

在结构上。2. 框架柱失效，荷载重新分配。3. 在偶然荷载作用位置发生火灾。偶然荷载火灾事故往往先造成结构局部破坏，再引起结构连续性倒塌。频发的建筑火灾倒塌事故，为新时期的科学研究提出了严峻的挑战。随着温度的升高，混凝土的质量损失逐渐增大而抗压强度整体呈下降趋势，800℃的高温作用后混凝土抗压强度基本丧失，相比于常温其损失程度高达 85.4%<sup>[1]</sup>。高温后钢筋屈服强度、极限强度在 100~400℃ 范围内变化不大甚至极限强度略有提高，当超过 400℃ 后强度有所降低，在 600℃ 时屈服强度下降 15%、极限强度下降 12%，高温下黏结强度变化趋势与混凝土抗拉强度衰减趋势基本一致，但高于 200℃ 时黏结强度退化趋势明显缓于混凝土抗拉强度，高温后的钢筋屈服强度退化比极限强度更加严重<sup>[2]</sup>。研究和探讨各类结构建筑在火灾作用下的破坏倒塌特征及规律，对于减少此类火灾事故中的人员伤亡和财产损失具有重要的现实意义。装配式混凝土结构较传统现浇结构而言，区别主要在于梁、板等构件的连接方式。开展针对装配式混凝土框架节点高温受力性能研究与分析，对装配式结构防火和连续性倒塌机理具有重要意义。

## 1.2 装配式混凝土框架结构抗连续倒塌研究进展

### 1.2.1 装配式混凝土节点研究进展

1950 年左右，欧洲一些国家开始使用工业化方式建造了大量住宅。对此，各国学者对于装配式混凝土结构开始进行大量的研究。

1995 年 Restrepo 等<sup>[3]</sup>进行了 6 个框架子结构低周往复试验，2 个试件节点处后浇混凝土，其余四个采用跨中后浇混凝土连接，探究不同连接区域框架子结构的延性、刚度及耗能性能。试验表明：此类预制构件在性能上可以等同现浇结构。

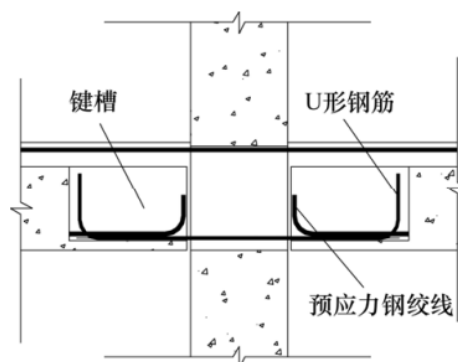


图 1. 结构体系节点图<sup>[3]</sup>

2005 年 Joshi 等<sup>[4]</sup>进行了 4 个梁柱节点试验，其中 2 个现浇节点，2 个装配式节点。装配式节点形式分别为 U 型钢筋锚固和钢筋焊接形式。试验结果表明：低周往复试验下，U 型钢近锚固形式节点性能弱于现浇节点，而焊接连接节点性能

强于现浇节点。

2006年朱洪进<sup>[5]</sup>进行了不同键槽长度的 Scope(世构)体系中节点(如图 1.2)的低周往复加载试验,分析了不同键槽长度的世构体系滞回曲线、节点延性、耗能情况和刚度变化等情况,对节点的受力机制、破坏类型、失效方式、节点中钢筋滑移情况及塑性铰长度进行讨论。试验表明:世构体系节点抗震性能满足抗震需求。

2006年 Ertas 等<sup>[6]</sup>进行了 5 个混凝土框架节点低周往复试验,其中包括 1 个现浇试件 4 个装配式试件。装配式节点连接形式包括组合梁后浇混凝土及螺栓连接形式。试验结果表明:试验中所采用的装配式节点形式均能达到计算的极限承载力。

2009年蔡建国等<sup>[7]</sup>对一种从法国引进的新型预制预应力混凝土框架结构体系-世构体系(Scope system)进行了相关研究,该体系节点构造由预制预应力叠合梁和预制柱组成,通过键槽内的 U 形钢筋将两者连接。作者通过对三个采用该体系的 U 形钢筋长短不同的梁柱节点进行低周往复试验,并采用 OpenSees 分析软件对一榀两跨三层的框架进行抗震性能分析。研究结果表明:该体系梁柱节点耗能能力强,试验滞回曲线饱满,具有理想的抗震性能;同时 U 形钢筋长短的不同对于采用该体系的梁柱节点屈服荷载影响不大。

2010年窦祖融等<sup>[8]</sup>进行了 2 个足尺 PC 梁柱节点低周往复试验。试验结果表明:剪跨比减小,试验耗能能力提高。

2011年陈适才等<sup>[9]</sup>进行了一个足尺预制梁-柱-胶合板 PC 试件低周往复试验,研究 PC 试件的破坏模式、延性及耗能情况。试验结果与现浇试件进行比较,并运营 OpenSees 对 PC 节点进行数值模拟,分析 PC 试件承载能力。

2013年 Im 等<sup>[10]</sup>进行了 6 个带 U 型键槽的 PC 梁柱节点静力试验,比较了梁配筋、梁端钢筋长度及梁端增设角钢对试件受力影响。试验表明:装配式试件受力性能类似于现浇试件,但由于节点核心区钢筋滑移,节点刚度和耗能能力相对现浇有所欠缺,可通过节点处构造如增设角钢、增大梁配筋率等改善。

2014年 Parastesh 等<sup>[11]</sup>提出了一种通过在梁端键槽内与钢筋搭接再后浇混凝土的节点,节点处增设角钢,减少节点核心区剪切裂缝,避免发生突然破坏。试验证明:该类节点形式延性及耗能能力良好。

2014年 Ha 等<sup>[12]</sup>进行了三个梁柱节点试件试验,提出一种梁底部连接钢筋为封闭 U 型预应力钢绞线形式节点构造,试验表明:在梁端设置附加钢筋及 U 型封闭预应力钢绞线后,节点的性能可以达到等同现浇。

2015年 Yuksel 等<sup>[13]</sup>进行了 PC 湿节点连接形式及 PC 干节点连接形式试件的低周反复试验。试验表明:两类预制节点在层间位移角 2%时具有较好的耗能能力,节点区域在层间位移角 3%时发生破坏。

2016年郭正兴等<sup>[14]</sup>提出一种新型框架节点(如图1.3)。梁端键槽中的箍筋是加密的,钢绞线的一端深入节点的核心区域,一端锚固在预制梁式键槽中。试验研究表明:改进的梁柱节点结构可以有效提高组合整体梁柱节点的承载力。

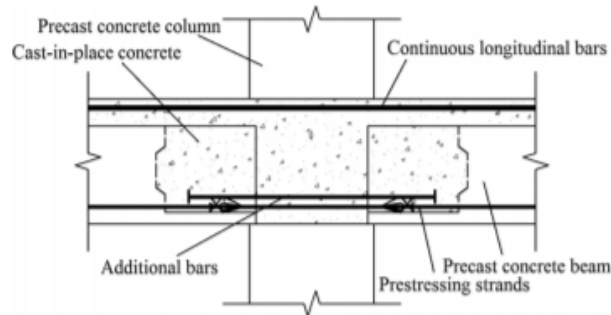


图 1.3 键槽钢绞线节点形式[12]

2016年Eom等<sup>[15]</sup>进行了五个足尺梁柱节点低周往复试验,提供3类新型U型槽形式装配式节点,试验变量为键槽内附加钢筋的配筋和构造。试验表明:试验中采用的装配式节点延性性能较好。

2019年曹徐阳等<sup>[16]</sup>基于OpenSees软件研究了装配式节点数值模拟方法,提出适用于湿式连接节点与干式连接节点的两类分析模型,并同时考虑如键槽、预应力、耗能件等局部构造措施的影响。为验证该文提出模型的有效性与准确性,进行了10个不同类型的装配式节点低周反复加载试验的数值模拟,并给出各类型的建模参数取值。计算结果表明:文中提出的模拟方法不仅可以准确地反映如峰值承载力、刚度退化等,同时可以预测局部材料的微观受力状态与行为,为今后的装配式混凝土节点建模分析提供参考。

装配式梁柱连接的研究主要围绕湿节点展开,大量研究发现,采用湿节点连接的装配式结构承载力展现出“等同现浇”的良好性能。

### 1.2.2 混凝土结构抗连续倒塌研究进展

英国Ronan Point公寓1968年爆炸引起连续倒塌引发工程界及学术界对结构抗连续倒塌的重视。迄今为止,国内外学者对框架结构的连续倒塌问题进行了卓有成效的研究。

2008年Yi等<sup>[17]</sup>进行了一个缩尺三层四跨结构柱失效情况下抗连续倒塌研究,试验表明:基于塑性极限状态的框架的计算容量约为测试的破坏容量的70%,并对框架荷载重分布的连续倒塌力机理进行了探讨。

2009年Su等<sup>[18]</sup>进行了12个RC框架结构试件在竖向荷载作用下防连续倒塌能力。试验表明:提高框架梁的配筋和框架梁的高度能提高压拱效应阶段试件承载力。

2011年何庆锋和易伟建<sup>[19]</sup>进行了5个两端铰支的约束梁试验,试验变量为钢

筋配筋、钢筋等级和加载速率，试验结果表明：试件的配筋率和钢筋强度等级显著影响梁柱子结构的悬索效应并能提高其抗倒塌能力，而加载速率对构件抗倒塌性能影响不大。

2011年 Li 等<sup>[20]</sup>对两个钢筋混凝土框架结构进行数值模拟分析。通过数值模拟验证了改拉进结法，并验证了改进的拉结法的准确性。

2011年 Sasani 等<sup>[21]</sup>进行试验和数值模拟研究钢筋混凝土结构四个相邻柱的同时移除后的响应。在分析研究中，使用了结构的非线性模型，其解释了梁和板的轴向-弯曲相互作用。结果表明：分析结果与试验数据吻合良好。

2011年李易<sup>[22]</sup>建立了 RC 框架结构连续倒塌抗力需求分析的理论框架，为抗连续倒塌设计提供理论依据和计算方法。并改进了现有线性静力拆除构件法中基于经验的抗力需求计算方法。

2011年 Hai 等<sup>[23]</sup>进行了两种足尺框架子结构在柱移出过程中抗连续倒塌试验。试件区别在于抗震等级设置不同。对试件的关键点位移、梁端转角和钢筋应变进行了测试。结合数值模拟结果对试件性能进行讨论。

2013年 Qian 等<sup>[24]</sup>进行了 7 个缩尺的梁柱结构的连续倒塌研究，试验变量为梁横向配筋率、构造条件。在试验中，在角节点处发现了剪切破坏。在角节点严重失效之前，空心效应在载荷再分配机制中起主要作用。在角节点严重失效后，悬臂梁的重新分布机制发挥了重要作用。

2014年 YU 等<sup>[25]</sup>进行了 4 个中柱失效情况下的 RC 框架结构试验，研究了各种构造形式如梁中部增设钢筋层、节点区域底部钢筋剥落、梁端增设铰链。结果表明：采用部分铰链形式能通过增强悬链线效应延缓构件连续性倒塌破坏。

2014年 Qian 等<sup>[26]</sup>进行了试验变量为有无楼板的对比试验。试验结果表明：带楼板的 RC 板承受连续倒塌位移的六成以上，显著提高了构件的抗连续倒塌能力。

2016年 Ren 等<sup>[27]</sup>对梁板系统的 7 个子结构试件进行了研究梁板结构在抗连续抗倒塌时的荷载传递机制。试验变量为梁高度，板宽和板厚。对柱进行了准静态试验，分析不同变量下结构受力性能异同。

2016年 Lu 等<sup>[28]</sup>设计了 5 个 1/3 缩尺的梁板楼板系统子结构，并通过试验方法研究了在侧柱拆除条件下对连续坍塌的力学行为。试验结果表明：梁-板结构承载力在小变形下增加了 146%，在大变形下增加了 98%。

2016年 Pham 等<sup>[29]</sup>利用有限元软件 Ls-Dyna，分别采用准静态加载和动态加载的方法，研究爆炸作用下结构在连续倒塌时的性能。仿真结果表明，增加结构边界约束刚度能提升其抗连续倒塌承载力。

2017年 Yu 等<sup>[30]</sup>对四种不同类型钢筋混凝土框架结构进行了连续倒塌试验。试件设计分为抗震结构和非抗震结构。试验表明：梁柱节点是构件悬链线效应的最

关键部位,梁转角过大内部纵筋可能会失效,钢筋断裂是因为连接处的局部旋转,周围约束会提升构件悬链线能力。

2017年Lim等<sup>[31]</sup>通过对五种钢筋混凝土框架结构的连续倒塌试验,研究了转动能力和水平约束对悬链线效应发展的影响,通过对五个框架的测试和分析,量化并讨论改善转动性能和不充分的约束对悬索效应的影响。并提供了改善节点提高悬链线效应的实用建议。

2019年周云等<sup>[32]</sup>成功校核了Qian论文中ABAQUS软件建立的框架子结构精细有限元分析模型的准确性。在模型校核的基础上,通过改变平面框架两侧边跨的约束,分析了两侧边跨约束对所研究子结构防连续倒塌承载力的影响。最后建立了多层空间框架结构模型,研究了框架底层柱移除过程中结构的承载能力,分析发现楼层数的增加,成倍地提高框架结构承载力。

上述研究可以看出,目前学术界对于结构抗连续倒塌的研究主要集中在子结构性能试验及数值分析方面的研究。

### 1.2.3 装配式框架节点抗连续倒塌研究

节点作为整个建筑框架中的薄弱位置,连接性能的好坏是整个建筑安全性能的关键所在。对此国内外专家学者提出了多种节点的连接形式,并进行了一系列研究分析。

2014年Nimse等<sup>[33]</sup>进行了节点形式分别为钢制暗牛腿和混凝土牛腿的框架结构节点试验。研究了不同节点形式构件的极限承载力、挠度曲线等。试验结果表明,试验中所采用的节点连接形式的极限承载力和节点转动能力均优于现浇构件。

2015年Kang等<sup>[34]</sup>进行5个缩尺PC框架子结构抗连续倒塌静载试验,构件采用预制梁和预制柱拼接节点区域后浇混凝土方式,研究了90度弯钩和键槽内钢筋搭节点形式及键槽内后浇混凝土结合面粗糙度对试件承载力影响。试验表明:增加配筋率能显著提高构件承载能力,装配式节点构造形式是影响压拱效应和悬链线效应的重要因素。

2015年Kang等<sup>[35]</sup>进行了2个PC试件抗连续倒塌试验。梁柱接头和后浇构件采用ECC(高韧性复合材料)。在大变形条件下,ECC材料的高拉伸应变能力减缓了梁中裂缝的发展,特别是在顶部纵向钢筋端柱末端附近。研究了ECC在缓解连续倒塌方面的有效性。

2016年Qian等<sup>[36]</sup>进行了一系列不同节点连接类型的PC框架结构连续倒塌试验,研究不同类型的梁板连接和节点类型在抗连续倒塌中的表现。结果表明:焊接连接方式破坏是脆性的,并不适合于装配式结构,整体连接子结构表现出等同现浇性能,预制空心板与整体板性能相似。

2016年 Kang 等<sup>[37]</sup>进行了4类钢筋锚固形式的PC框架子结构抗连续倒塌研究。试验结果表明:预制混凝土框架结构能够在初始加载阶段发展压缩拱形作用,在边柱和梁柱节点的抗倒塌设计中,压拱效应及悬索效应对节点水平力的影响必须考虑其中。

2017年 Elsanadedy 等<sup>[38]</sup>采用 Ls-Dyna 有限元软件,对常用的预制梁柱节点连接方式进行了抗连续倒塌数值模拟。结果表明:通过在框架梁上端安装角钢,用螺母连接销杆和角钢,提高了节点的连接性能,提高了这种连接的承载能力。但试件的延性较差。

2018年曾奕<sup>[39]</sup>进行了四榀不同周边约束的梁柱结构抗连续倒塌性能试验。其中一榀为装配式结构三榀为现浇结构。试验表明:抗弯承载力装配式与现浇大致相似,但悬索效应阶段受力性能、变形能力均弱于现浇结构。

2018年 Feng 等<sup>[40]</sup>利用 OpenSees 有限元软件建立了预制框架子结构模型,研究了子结构的抗连续倒塌性能。在该模型中,光纤梁元件用于模拟框架梁和框架柱,并且二维节点单元用于模拟梁柱节点。通过改变弹簧的载荷-位移关系来模拟锚固肋长度的滑移关系。

2018年陈太平<sup>[41]</sup>进行了三种框架子结构倒塌试验,其中节点形式两个为全装配式一个为现浇节点,试验结果表明:装配式节点承载力偏低,延性不足。

上述研究表明,目前装配式结构抗连续倒塌研究主要针对湿节点,研究主要集中在构件层面。

### 1.3 装配式结构节点在高温下研究进展

高温作用下,节点性能往往发生退化,钢材在经历高温作用后,其弹性模量及抗拉强度均会下降,而混凝土在经历高温作用后,其弹性模量和抗压强度等性能也会下降。高温作用下,混凝土及钢筋受力性能及协同工作性能劣化,严重威胁到建筑安全。

#### 1.3.1 节点高温研究进展

梁柱节点是结构连接中最重要的形式,是结构安全的关键。一旦梁柱节点失效,可能引起整个结构的损坏。结构遭受火灾作用后,梁柱节点性能更是整个结构安全性的关键。

2006年郭士雄<sup>[42]</sup>采用理论分析和试验研究的方法,分析了约束刚度、荷载比、荷载类型、长跨比、温度分布等因素对约束梁的影响,研究了火灾下约束梁及梁端节点破坏问题。分析了梁节点破坏机理,提出了提高节点承载力的措施。

2009年王科<sup>[43]</sup>进行了钢筋混凝土足尺框架节点的耐火性能试验。研究了接头的试件温度场分布、破坏特性和耐火极限。试验表明:当足尺试件达到耐火极限

时,梁的外端达到最大挠度。节点的核心温度明显低于柱子的核心温度。最大弯矩截面不是梁的破坏面,塑性铰向破坏严重的梁段移动。

2009年 Han 等<sup>[44]</sup>对钢筋混凝土梁柱节点进行了试验研究。试验探究了温度场分布、耐火极限、破坏形式以及节点耐火极限的实用计算方法,并进行了有限元分析。

2009年王玉镯<sup>[45]</sup>进行了钢筋混凝土框架节点抗火性能试验。分析对比了试件节点火灾后的损伤,并分析了影响节点损伤的原因,得到火灾后损伤模型。

2008-2010年王广勇等<sup>[46,47]</sup>进行了一个十字节点火灾试验与数值模拟,节点破坏是梁端的弯曲破坏,受火试验过程中,梁端出现了塑性铰。由于梁柱连接处的温度较梁柱中部较低,发现高温下梁端塑性铰外移。

2010年刘池<sup>[48]</sup>进行了磷酸镁混凝土框架节点的耐火性能试验,试验结果与普通现浇混凝土进行了对比。试验结果表明:该类型框架节点耐火极限与普通现浇混凝土基本相同,但该类型节点混凝土高温爆裂现象更为严重。

2009-2010年傅传国等<sup>[49,50]</sup>进行了一系列钢筋混凝土框架节点耐火性能试验,分析了试件截面温度场分布、变形特点、耐火极限等。试验结果表明:梁端竖向位移增长趋势初期较缓慢后期增加迅速,部分试件破坏为脆性破坏。

2010年杨颖<sup>[51]</sup>使用 ANSYS 有限元软件建模得到该梁柱节点在高温下的温度场,并对可能影响节点温度场分布的因素进行了参数化分析,建立了标准升温曲线下求解节点耐火极限的有限元模型,得到了不同参数节点在火灾下的极限耐火时间。

2013年刘文超<sup>[52]</sup>为了探究 RC 框架节点在氯离子侵蚀后的反应及承载力的退化进行了节点耐火性能试验。观察了节点梁柱截面的变形特征、损伤破坏模式和温度分布,研究了不同氯离子侵蚀条件下对节点耐火性能的影响。

2016年谭炎<sup>[53]</sup>进行了高温作用下梁柱子结构抗连续倒塌试验。分析试件温度场变化、荷载位移曲线、水平轴向力等数据。研究子结构受力行为受力机理,研究高温条件下子结构抗连续倒塌性能。

2016年陈华伟<sup>[54]</sup>利用 ABAQUS 有限元软件对钢管混凝土节点升温过程中的温度场进行数值模拟,在利用试验验证模型思路准确的基础上,利用 ABAQUS 有限元软件设计了 3 个钢管混凝土柱和 7 个方钢管混凝土柱-钢梁穿筋节点耐火计算模型,得到相应耐火极限的同时并对此类节点的耐火性能进行了分析。

2016年 Song 等<sup>[55]</sup>进行了火灾后梁柱组合节点试验与数值模拟,试验表明:温度变化和荷载加载路径不同对试件承载力有显著影响,并通过数值模拟与试验分析给出了火灾后剩余刚度系数和剩余承载力系数计算公式。

2016年 Haremza 等<sup>[56]</sup>通过试验研究了受到局部火灾导致柱损失的行为,并预测螺栓复合梁柱节点高温下的响应。

2016年舒赣平等<sup>[57]</sup>对四种十字形钢框架T形钢半刚性节点进行了耐火试验。试验主要研究了钢厚度、螺栓直径和楼板对节点抗火性能的影响。结果表明：钢节点在火灾作用下的破坏模式主要取决于钢与高强螺栓的相对承载力。承载能力相对较弱的部位先损坏，混凝土楼板可大大提高节点的耐火性能。

2017年李俊华等<sup>[58]</sup>对四个钢筋混凝土梁柱节点的火灾后试验和两个常温试件的低周反复荷载试验，以研究其滞回性能、延性性能、耗能性能等。分析了刚度退化的规律。分析了火灾时间和轴压比对火灾后这些节点抗震性能的影响。结果表明：高温试件与常温试件的破坏过程和破坏形态大体相同。火灾试件在加载初始阶段刚度下降、等效阻尼比增大。轴压比对火灾后节点的抗震性能产生一定影响。

2018年Li等<sup>[59]</sup>进行了六个梁柱子结构试验，其中包括两个高温下试件三个高温后试件以及一个常温试件，研究不同锚固长度对试件抗连续倒塌性能影响。试验表明：锚固长度越长，试件抗连续倒塌性能越好。

上述研究表明，现有的试验研究对结构耐火性能及火灾后剩余承载力研究较多，数值分析主要研究结构的耐火极限研究。针对混凝土试件的高温下抗连续倒塌性能研究相对较少。

### 1.3.2 装配式混凝土结构在高温下研究进展

预制构件在施工现场安装造成连接区域形成薄弱面，造成装配式建筑整体性较差，高温对装配式建筑受力性能影响更为显著。

2001年，Cooke<sup>[60]</sup>进行了14个预制钢筋混凝土楼板高温耐火试验，试验研究了保护层厚度、混凝土类型、荷载、板类别及升温曲线对中跨弯曲挠度及板端轴向位移的影响。试验表明：设计活荷载1.5kN/m对偏转影响非常小，升温路径对混凝土板挠度变形影响极大，轻质混凝土与普通混凝土相同条件下挠度增加约30%，具有拱腹保护的板的中跨挠度大约是未受保护板的四分之一。

2006年Mehmet等<sup>[61]</sup>对烧毁后土耳其Kahramanmaras装配式混凝土结构棉线厂进行研究分析，利用超声波试验机等仪器对现场进行测定。火灾期间的温度估计在800°C-900°C左右。在这种高温下，15mm的混凝土保护层是不够的。应该增加保护层厚度，应使用耐火骨料和耐火水泥，对可能暴露在火中的表面应使用陶瓷板和石棉等绝缘材料进行隔热。

2015年Shakya等<sup>[62]</sup>进行了6个预制空心板的耐火试验，测试变量包括混凝土中的骨料类型，轴向约束条件等，试验表明：轴向约束能提高耐火性能，荷载水平对预制板的耐火性能有着显著影响。与碳酸盐骨料混凝土板相比，硅质骨料混凝土板更容易受到火灾引起的剥落。火灾下作用，碳酸盐骨料混凝土板比硅质骨料混凝土板更容易发生剪切开裂。

2017年王换丽<sup>[63]</sup>采用 ABAQUS 有限元软件对装配整体式柱在火灾下和火灾后的力学性能进行研究。分析了轴压比、偏心比、防火层、火灾模式、钢箍厚度、配筋比、螺栓直径等因素对组合整体螺栓和钢箍连接框架柱耐火性能的影响。受构件轴向变形和耐火性能的影响。建立了相同工况下的现浇柱的有限元分析模型，并与组合柱的耐火性能进行了比较。

2018年谢云翎<sup>[64]</sup>进行了 94 个不同温度下的“Z”型装配式试件（图 1.4）的剪切推出试验，获得试件在不同温度下破坏形式、抗剪承载力及荷载-滑移曲线，分析试验温度、界面粗糙度、界面植筋率、后浇混凝土强度四种参数对混凝土叠合面抗剪性能的影响。试验结果表明，温度越高，装配式试件抗剪承载力越低，合理设置粗糙面能增大试件承载力。

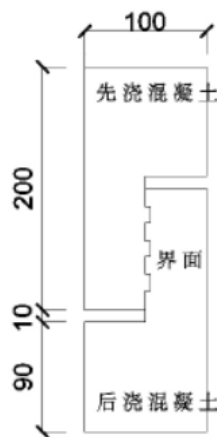


图 1.4 “Z”型装配式试件示意图[62]

2018年张海耀<sup>[65]</sup>进行了 108 个高温后装配式试件的界面抗剪试验，研究温度、混凝土强度、粗糙度、钢筋强度、植筋率对装配式试件抗剪承载力的影响。试验表明，随着温度的升高，试件抗剪承载力减小，在一定的植筋范围内，抗剪承载力增大。

2018年李智<sup>[66]</sup>采用 ABAQUS 有限元软件建立了梁在高温作用下的有限元模型。分析了预制梁与现浇梁的耐火性能差异。讨论了现浇部位的混凝土强度、型钢的屈服强度和型钢的截面尺寸。装配式梁耐火性能的影响。研究表明，现浇梁的耐火性能优于装配式梁。

2018年邓曦<sup>[67]</sup>对 12 个 14mm 钢半套灌浆接头进行了高温下静态拉伸试验，并对 39 个 14mm 钢半套灌浆接头进行了高温静态拉伸试验。在同一批次中加工了 27 个灌浆材料试块，用于高温和高温后的弯曲和压缩试验。试验结果表明：灌浆段钢筋在高温和高温后相对于套管滑动，在 600°C 高温负荷或高温水冷负荷下，试样注浆加固将被拔出。。

2018年顾为健<sup>[68]</sup>建立了 PC 框架节点模型，分析了轴向约束刚度比、梁长宽高、柱高、柱段长度等几何参数对试件受力性能的影响。比较了混凝土节点与现

浇节点对耐火性能的影响。研究表明：不同参数下，PC节点与RC节点耐火极限几乎相同。

2019年Zhang等<sup>[69]</sup>进行了12个的半灌注套管连接试件在25°C至600°C温度下静态拉伸试验。在试验中，火灾后半灌注套管连接的失效模式只是钢筋拉伸断裂，而不是粘结失效。半灌注套管连接的一些后火拉伸性能明显受峰值温度和混凝土覆盖层的影响。

目前关于装配式高温性能的研究方兴未艾，针对装配式节点高温下防连续倒塌的研究较少。因此，研究装配式结构高温下连续倒塌性能很有必要。

## 1.4 本文研究背景

近年装配式结构由于其独特优势，在我国发展迅速。装配式结构区别与现浇结构的重要特征之一便是节点连接方式。建筑火灾作为最常见的灾害形式，严重影响到人民群众的生命安全。目前国内外鲜见针对装配式框架节点在高温作用下抗倒塌性能的研究。对于预制装配式梁柱节点在高温作用下抗倒塌性能的研究具有重要意义。

本论文是基于国家重点研发计划项目(2016YFC0701400, 2016YFC0701308)、湖南省重点研发计划项目(2017SK2220)和长沙市科技计划项目(kq1706019)资助，为了研究预制装配式混凝土梁柱子结构在高温作用下抗连续倒塌性能，采用试验方法对常见的四种节点形式进行了研究。讨论节点高温作用下的受力性能。文章主要研究内容为：

(1) 依据《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)和《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)设计了一栋8层(6×8跨)预制混凝土框架结构。为了研究其高温作用下受力性能，按照1/2比例缩尺浇筑四种装配式梁柱子结构，节点形式分别为分别为：机械套筒连接、90度弯折锚固、键槽钢筋搭接搭接、世构(Scope)体系节点。

(2) 完成四类不同类型节点在高温下和高温后抗连续倒塌试验，通过对预制装配式混凝土梁柱节点截面温度场的测试，获取截面温度变化。比较不同节点截面的温度变化规律。分析了高温作用下各梁柱子结构荷载位移曲线、梁端轴力位移曲线温度梁端轴力曲线等，分析不同类型节点在高温作用下的受力性能。

(3) 比较了各装配式梁柱子结构破坏形态，分析了不同节点构造形式高温作用下破坏规律，结合弯矩转角关系，对预制装配节点的安全性和可靠性进行评估，并给出改善建议。

(4) 进行了基于延性杆连接的全装配式框架子结构倒塌试验，对构件依次开展了中柱失效情况下的竖向推覆拟静力试验，对结构的极限承载能力、应变响应、位移变形能力及失效破坏模式进行讨论。分析全装配式节点到倒塌性能。

## 第2章 装配式梁柱子结构高温抗连续倒塌试验设计

### 2.1 引言

梁柱子结构是框架结构中重要节点之一，当多灾害发生后，偶然荷载造成中柱失效，引起相邻梁柱节点内力重分布，节点处顶部变为受压状态，底部变为受拉状态。多灾害引发火灾后，结构材料性能在高温作用劣化，容易引起结构连续倒塌。针对以上问题，本文对采用四种不同类型装配式混凝土梁柱连接节点形式的构件进行在高温作用下的抗连续倒塌试验，以研究不同节点形式在高温作用下抗连续倒塌性能。

### 2.2 试验目的

装配式结构在我国大力发展开来，但由于其预制梁柱拼接再后浇连接产生的薄弱区，装配式混凝土框架结构在高温下承载能力和受力性能是工程界一个亟需解决的问题，目前并未出台的装配式混凝土结构高温抗连续倒塌的设计规范。研究装配式混凝土梁柱子结构高温抗连续倒塌受力性能具有极其重要的工程意义。本文以装配式梁柱子结构为研究对象，主要研究目的如下：

(1)研究节点采用机械套筒锚固、90度弯折锚固、键槽钢筋搭接连接、世构体系形式的梁柱子结构，研究高温下及高温后抗连续倒塌受力性能，对比高温下和高温后梁柱子结构的受力性能变形性能及破坏模式，揭示不同受火方式构件受力机制，分析荷载转换差异；

(2)对比不同节点形式装配式试件的承载能力，分析各装配式试件最终破坏模式的异同，对比不同节点形式试件，评价目前不同装配式混凝土框架梁柱连接节点形式的受力性能。

(3)对比装配式节点在高温下及高温后两种路径下承载力及极限位移，解释两种路径下连续倒塌机理差异，对比试件裂缝情况及破坏模式，分析高温后及高温下对装配式试件性能的影响。

### 2.3 原型结构设计

多灾害情况的发生如煤气爆炸、恐怖袭击和车辆撞击等偶然荷载作用造成柱失效后，继而引起火灾，建筑物发生连续倒塌，严重威胁到人民群众的生命和财产安全。本文设计了一栋纵向为8跨，横向为6跨的8层钢筋混凝土框架原型结构，如图2.1所示。该框架横向柱距为6.3m，纵向柱距为6.3m，层高4.8m空间结构，其柱截面尺寸为600mm×600mm，梁截面尺寸为300mm×600mm，楼板厚

度为 120mm，标准层板厚为 100mm。

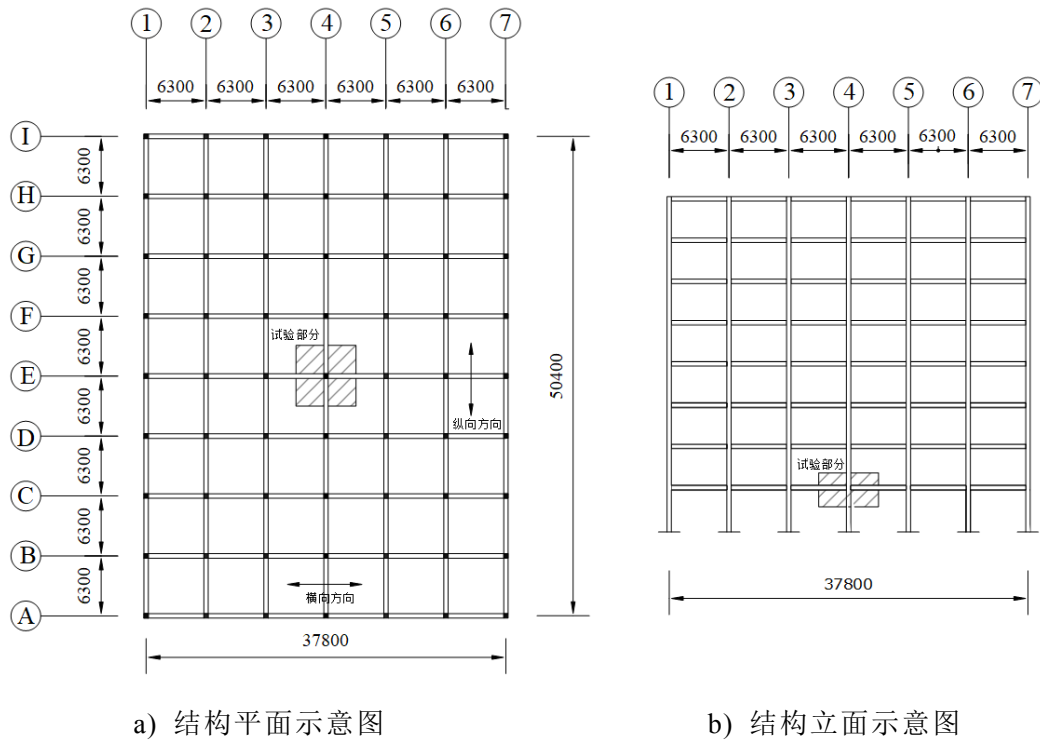


图 2.1 原型结构图 (单位 mm)

框架原型结构按照《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)<sup>[70]</sup>和《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)<sup>[71]</sup>的相关规定进行设计，使用了盈建科结构设计软件中的建筑结构计算模块进行建模计算。恒、活荷载按照《建筑结构荷载规范》(GB 50009-2012)<sup>[72]</sup>规定分别取值为 5.0kN/m 和 2.0kN/m，环境类别设定为二类 a，设计地震分组为第二组，框架抗震等级为一级，结构考虑 8 度设防。

## 2.4 结构设计

完成设计配筋后，提取图 2.1 阴影部分所示的梁柱子结构作为试验研究对象，采用 1/2 比例缩尺设计了两个试件，制作了装配式梁柱子结构试验模型。总共 8 个试件，包括 2 个机械套筒连接节点 (PC1、PC5) 试件、2 个 90 度弯钩连接节点 (PC2、PC6) 试件、2 个键槽钢筋搭接连接节点 (PC3、PC7) 试件、2 个世构体系连接节点 (PC4、PC8) 试件。子结构试件的详细尺寸见表 2.1，梁柱子结构试件的框架柱截面尺寸为 300mm×300mm，框架梁尺寸为 150mm×300mm，试件总长度为 2840mm。其中箍筋均采用 HPB300 级钢筋其余受力钢筋均采用 HRB400 级钢筋。

表 2.1 试件详细信息表

试件 编号	试件尺寸				纵向钢筋			横向箍筋	受热方式
	柱截面 /(mm <sup>2</sup> )	中柱高 /(mm)	梁截面 /(mm <sup>2</sup> )	梁净长 /(mm)	柱纵 向筋	梁纵 向筋	键槽 钢筋		
PC1	300×300	1200	150×300	1270	4T20	4T18	—	R8@100	高温后
PC2	300×300	1200	150×300	1270	4T20	4T18	—		高温后
PC3	300×300	1200	150×300	1270	4T20	4T18	2T14		高温后
PC4	300×300	1200	150×300	1270	4T20	4T18	2T14		高温后
PC5	300×300	1200	150×300	1270	4T20	4T18	—		高温下
PC6	300×300	1200	150×300	1270	4T20	4T18	—		高温下
PC7	300×300	1200	150×300	1270	4T20	4T18	2T14		高温下
PC8	300×300	1200	150×300	1270	4T20	4T18	2T14		高温下

注：表中 T14 表示直径为 14mm 的变形钢筋，R8 表示直径为 8mm 的光圆钢筋。

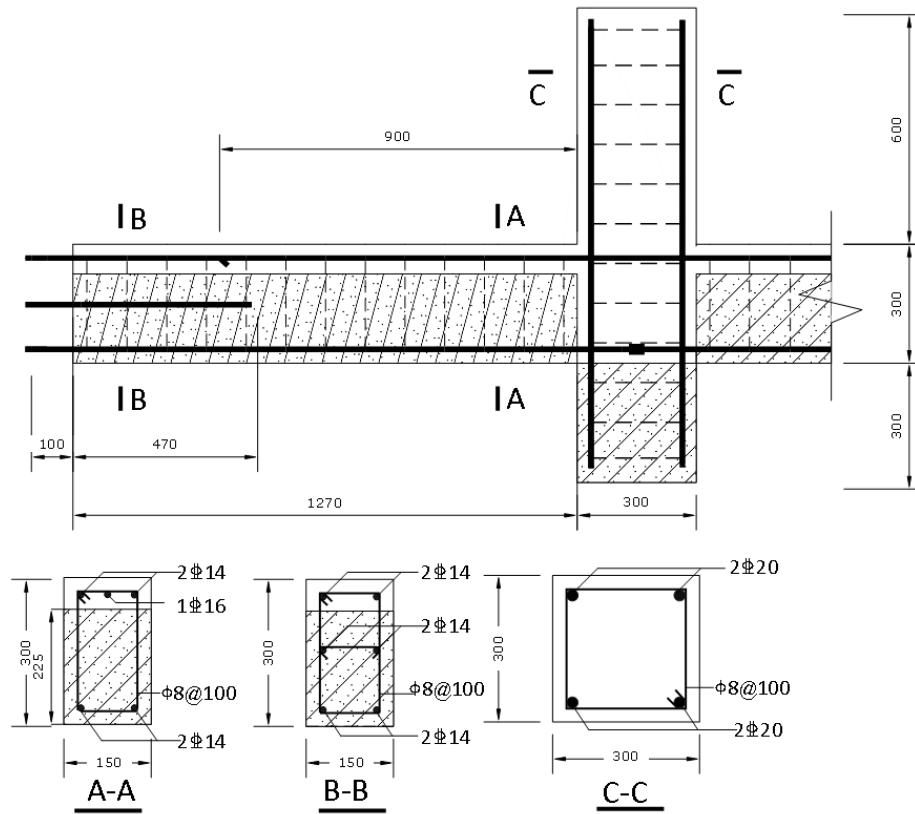
现浇构件以及新型装配式构件所用纵筋均为 HRB400 级，箍筋均为 HPB300 级。按照《金属材料室温拉伸试验方法》(GB/T228-2010)<sup>[78]</sup>的相关规定，选取同一批次的钢筋 3 根，长度为 500mm，在建材实验室使用电液伺服万能试验机对钢筋试件进行试验，如图 2.8 所示，测量其屈服强度( $f_y$ )以及抗拉强度( $f_u$ )等相关参数。其结果见表 2.2。

预制部分及后浇部分采用的是 C40 强度等级的混凝土，在浇筑时均制作有 3 个立方体试块（150mm×150mm×150mm）以及 3 个圆柱体试块（H=300mm，D=150mm），在同等条件下进行标准养护。根据《混凝土强度检测评定标准》(GB/T50107-2010)<sup>[79]</sup>，在实验的同一天进行轴压试验，试验结果数据取平均值，结果见表 2.2。

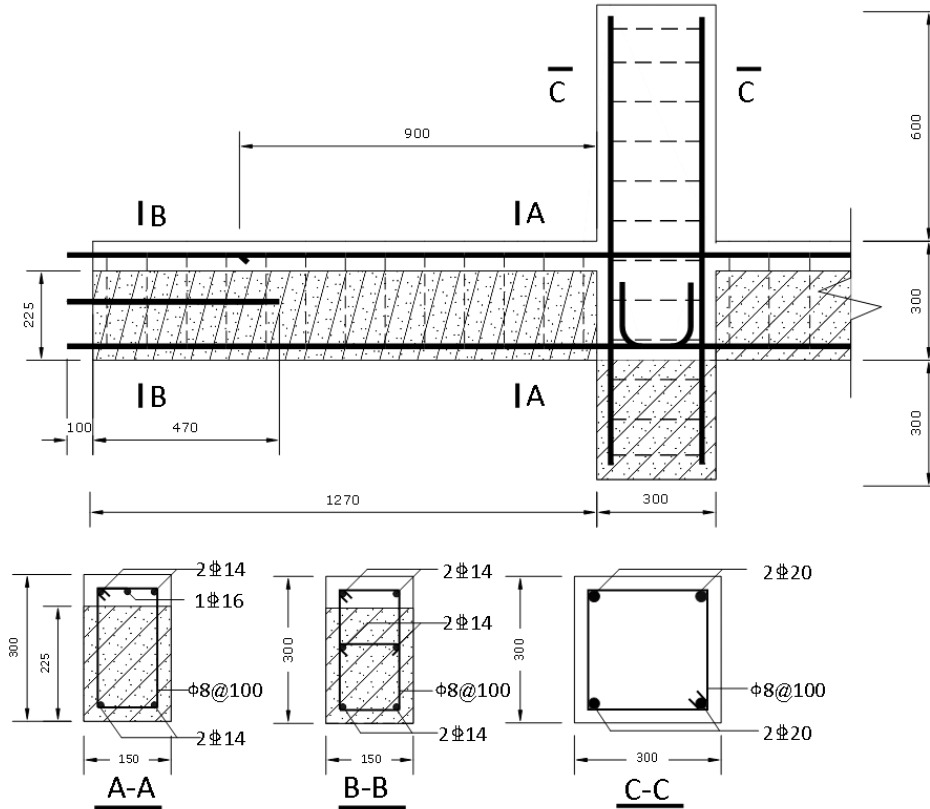
表 2.2 钢筋及混凝土的力学性能参数

项目	钢筋类型	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	伸长率
钢筋	R8	362	517	$\delta=25.3\%$
	D14	465	615	$\delta=22.3\%$
混凝土	预制混凝土			
	立方体(边长 150mm)	34.4 MPa		
	后浇混凝土			
	立方体(边长 150mm)	36.41MPa		

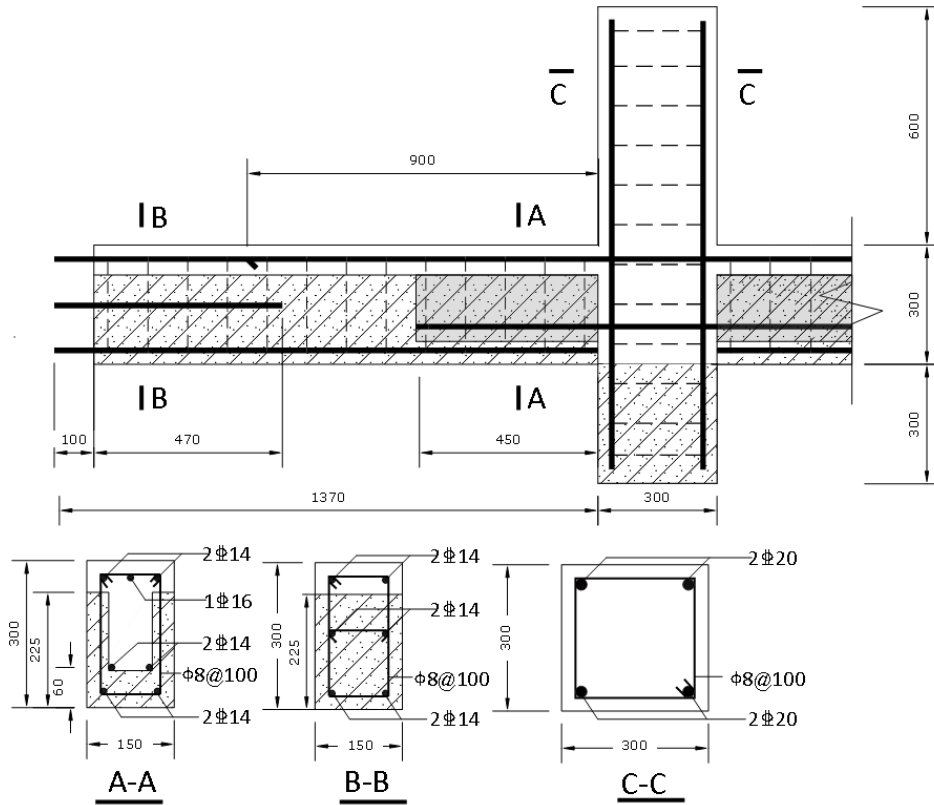
根据 PKPM 计算结果，考虑试件配筋实际情况，最终确定梁柱子结构试验模型结构详细配筋如图 2.2。



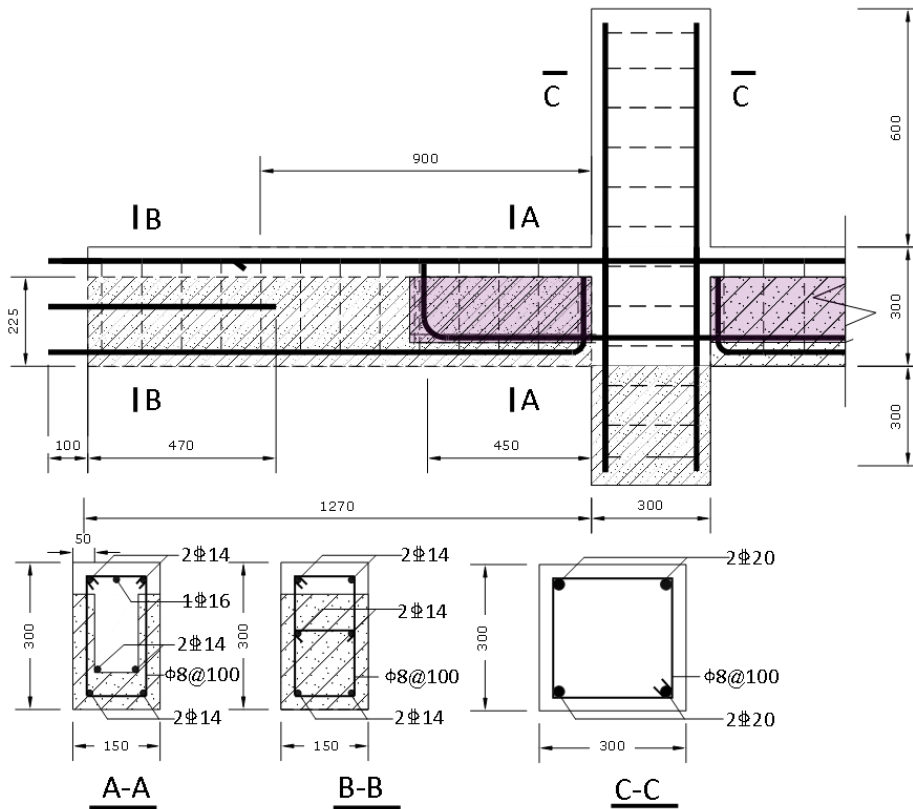
a) 机械套筒连接节点试件 (PC1、PC5)



b) 90度弯钩连接节点试件 (PC2、PC6)



c) 键槽搭接连接节点试件 (PC3、PC7)



d) 世构体系连接节点试件 (PC4、PC8)

图 2.2 框架子结构尺寸及详细配筋图 (单位 mm)

本实验共设计了四种节点连接方式，不同节点之间主要是预制梁之间连接方式不同。预制梁端部按照规范设置粗糙面。

PC1、PC5 试件节点形式为《装配式混凝土建筑技术标准》(GB/T51231-2016)<sup>[73]</sup>中机械套筒连接如图 2.2a)，采用直螺纹机械套筒，两个预制梁底部钢筋通过直螺纹套筒相连。直螺纹套筒如图 2.3(a)所示，试验使用直螺纹套筒外径 25mm，长度 45mm，符合规范《钢筋机械连接用套筒》(JG/T 163-2013)<sup>[74]</sup>要求，图 2.3b)为节点核心区机械套筒连接完成图。

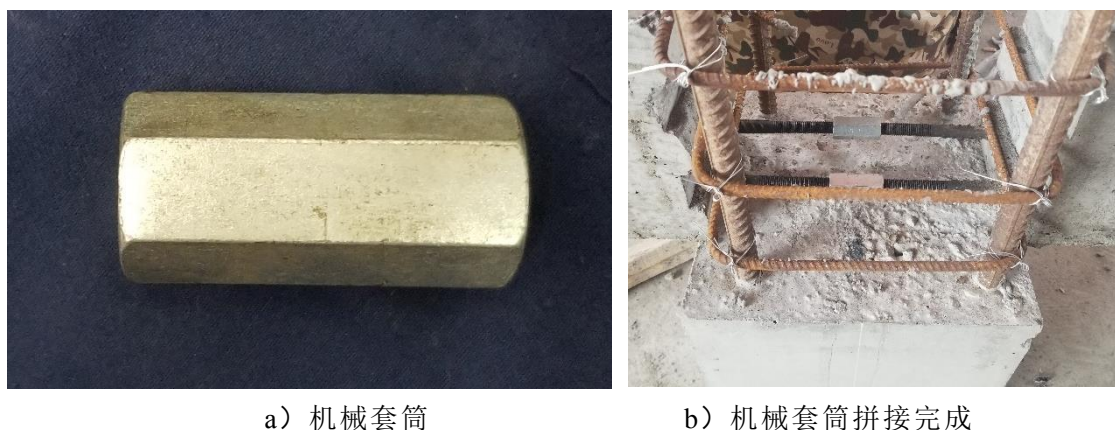


图 2.3 机械套筒连接

PC2、PC5 试件节点采用规范中规定 90 度弯折锚固形式连接如图 2.2b)，其中 90° 弯折锚固按照规范[70]要求平直段长度取 195mm，弯折后直段长度取 170mm。节点下部钢筋采用 90 度弯折形式插入节点内部，预制梁弯起钢筋在节点区域错开。

PC3、PC7 节点为键槽内搭接钢筋形式连接如图 2.2c)，节点连接由预制梁端键槽与键槽内搭接的直钢筋组成，顶部通过通长钢筋连接。预制键槽构造采用《预制预应力混凝土装配整体式框架结构技术规程》(JGJ224-2010)<sup>[75]</sup>规定要求。钢筋锚固长度满足规范[70]要求。

PC4、PC8 节点形式采用法国世构体系如图 2.2d)，世构体系梁柱采用预制混凝土形式，节点连接由三部分组成，分别为梁端键槽、U 型钢筋及现浇混凝土，如图所示，预制混凝土梁的下部纵筋在梁端键槽内搭接，在键槽内布置 U 型钢筋。预制键槽构造采用《预制预应力混凝土装配整体式框架结构技术规程》(JGJ224-2010)<sup>[75]</sup>规定要求。

装配式梁柱子结构分两阶段浇筑，第一阶段，按照标准[73]要求梁浇筑高度为 225mm，柱浇筑高度 300mm，即预制部分，图 2.4 为预制梁图。第二阶段，对预制梁柱进行拼接，拼接完成后如图 2.5 所示。第三阶段，对拼接连接好的梁柱进行第二次浇筑，浇筑梁 75mm，柱 900mm，组成一个整体。预制梁柱与后浇梁柱均采用 C40 混凝土制作。每个构件设计的细部构造，除了在节点处连接构造设置有所不同，其他构造细节基本保持一致。试件编号、节点详情、配筋率及受火

方式见表 2.1。



图 2.4 预制梁示意图



图 2.5 预制部分拼接完成示意图

## 2.5 试验加载测量方案

### 2.5.1 试验升温设备

试验升温采用多功能结构试验高温炉，主要由炉体及高温控制柜如图 2.6a) 组成，高温炉底部由 4 块  $480\text{mm} \times 800\text{mm} \times 150\text{mm}$  保温板组合而成，炉体为 4 块  $800\text{mm} \times 800\text{mm} \times 150\text{mm}$  加热板如图 2.6b) 组合而成，炉顶用保温棉密封，加热板加热元件为内部陶瓷纤维板上的电热丝，加热板外部为金属保护层，加热板设有热电偶，用于测量每块板升温温度。升温控制柜对高温炉加热方式进行控制，通过触摸显示屏设定升温程序对升温曲线进行设定，高温炉温度信息通过电脑进行显示和保存。对于高温试验炉，升温曲线按照 ISO-834 曲线设定，高温试验炉按最大功率加热。高温试验炉配合液化气喷火可以模拟标准升温曲线，但考虑到安全问题，没有使用液化气喷火，造成实际升温曲线与标准升温曲线出现偏差。



a)高温试验炉控制柜

b)组合电加热板

图 2.6 试验升温炉

### 2.5.2 加载装置

抗连续倒塌试验装置由三大部分组成，分别为试验底座、高温试验炉及电液伺服多通道加载仪。梁柱子结构试件通过梁端 40mm 厚钢板用螺栓固定在两端转动铰支座上，连接钢板如图 2.7a) 所示，两端铰支座内装有水平荷载传感器，利用 DH3821 采集仪测量试验过程中梁柱子结构梁端水平反力，铰支座细节如图 2.7b) 所示。水平荷载传感器通过前后两个六角螺帽固定在竖向钢板上，铰支座通过底部螺栓固定在型钢柱上，为了防止支座与型钢柱试验过程中滑移，在每个支座与钢柱之间焊接了两块钢板组成水平夹具，钢板通过四根 36mm 螺杆连接，每个钢板上部设置三个螺帽，用于固定铰支座。试验过程中，可以测量梁端水平荷载。



a) 梁端钢板连接

b) 梁端铰支座

图 2.7 加载装置细节照片

试验前取出梁端铰支座内荷载传感器如图 2.8a) 所示，在微型控制恒加载压力试验机上进行数据标定，如图 2.8b) 所示。



a) 荷载传感器图示

b) 荷载传感器标定

图 2.8 荷载传感器

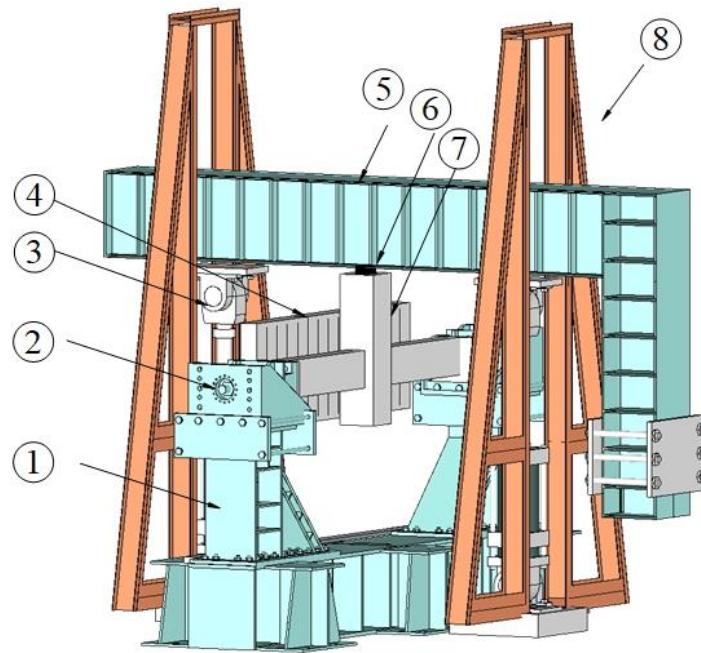
本试验加载采用计算机控制 JAW-2000K 电液伺服加载系统，加载 L 型横梁两端各有一个作动器，竖向量程为 500mm，最大施加荷载为 1000kN。通过计算机软件控制作动器使加载横梁保持竖向加载，计算机控制作动器软件界面如图 2.9 所示。



图 2.9 作动器控制台

试验装置如图 2.10 所示，该试验装置主要由加载底座、高温试验炉及作动器组成。加载底座使试件两端约束为梁端铰支座提供支持力；高温试验炉模拟火灾升温情况；作动器在中柱柱头施加竖向荷载。

加载装置与设计完全相符，如图 2.11 所示。梁端铰支座确保试件在平内运动，加载过程中，为了保证中柱柱头始终竖向受力，在柱头与横梁之间放置球铰与 10mm 厚钢板。



注：①加载支承台座；②可滑动铰支座；③竖向作动器；④高温试验炉；⑤L型加载横梁；⑥活动球铰；⑦加载试件；⑧支承反力架

图 2.10 加载装置设计图



图 2.11 现场试验装置图

### 2.5.3 试验测量方案

为了获取高温试验中装配式混凝土梁柱子结构的承载能力、变形性能，测取炉内温度、试件截面温度、中柱竖向荷载、中柱竖向位移和梁端轴向力，详细测点布置与测点编号如图 2.12 所示。

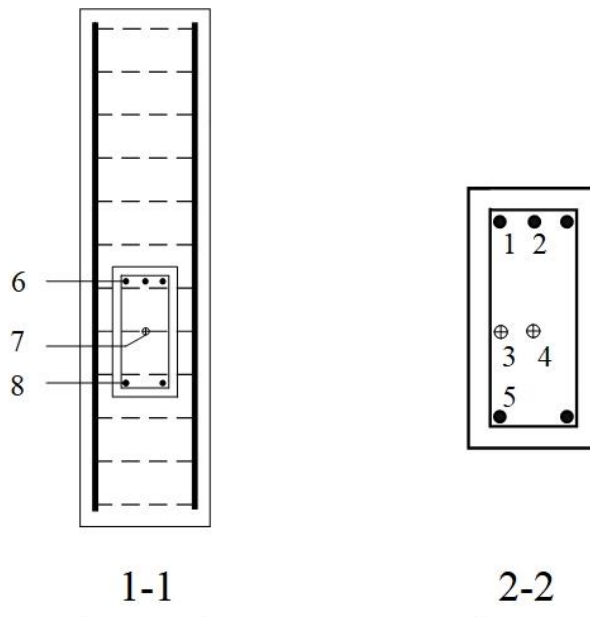
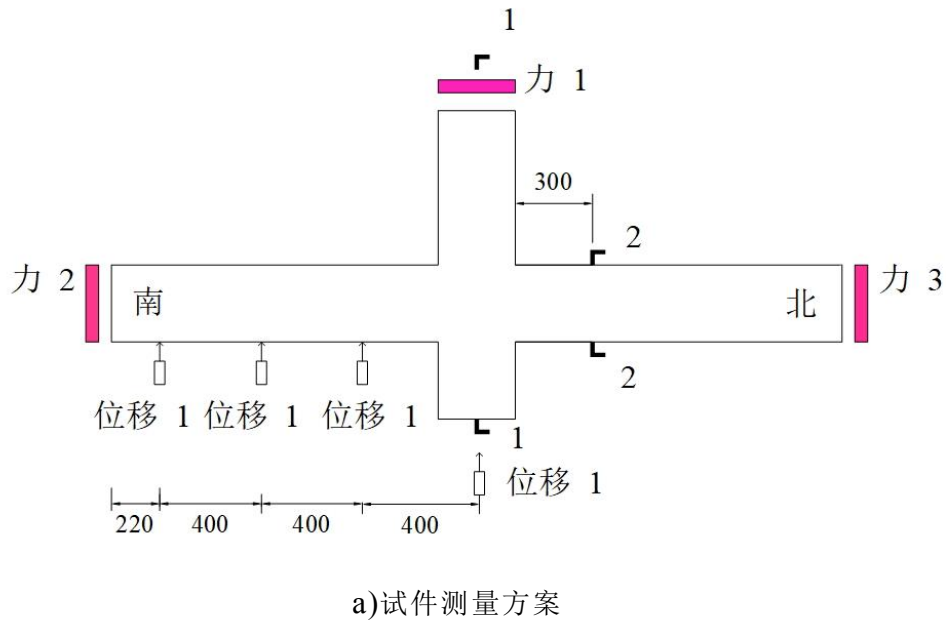


图 2.12 梁柱子结构测量方案

图 2.12a) 为梁柱子结构试件荷载与位移测量示意图。测量加载过程中中柱竖向位移、中柱竖向荷载和梁端轴向力。图 2.12b) 为试件截面热电偶布置图，1 号测点热电偶测量梁上部纵筋温度，2 号测点对测量梁上部中间钢筋温度，3 号测点测量梁侧边箍筋温度，4 号测点测量梁中心点温度，5 号测点测量梁底部纵筋温

度, 6号测点测量节点核心区梁中上部纵筋温度, 7号测点测量节点核心区中心温度, 8号测点测量节点核心区梁下部温度。热电偶于混凝土浇筑前预先埋设在指定位置, 试验采用的热电偶规格为3mm的K型铠装热电偶如图2.13a), 测量误差为 $\pm 2.5^{\circ}\text{C}$ 。热电偶通过安柏AT4208手持多路温度测试仪记录温度变化, 测试仪如图2.13b)所示。

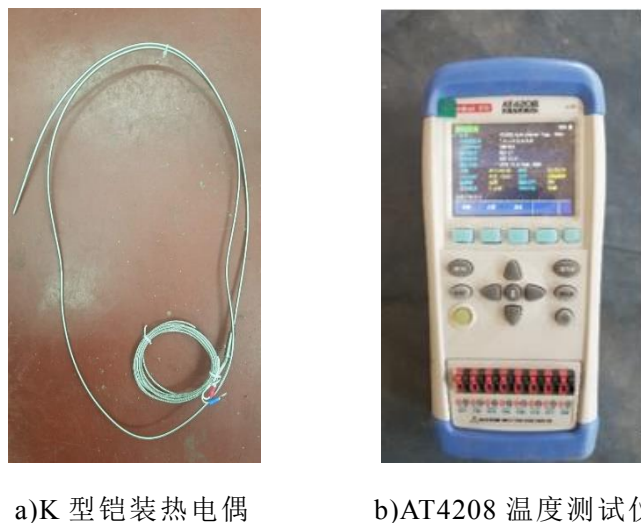


图 2.13 热电偶采集仪器

## 2.6 试验过程

本次试验共八个构件其中 PC1、PC2、PC3、PC4 为高温后试验, 高温后实验分三个阶段, 第一阶段为升温阶段, 试件安装就位后, 将升温试验炉打开, 按照 ISO-834 曲线设定炉内升温曲线; 利用多通道数字采集仪, 记录热电偶温度变化; 打开 DH3821 采集仪, 记录梁端轴力等变化; 开启高温试验炉, 开始升温过程。试验过程中, 每隔 0.5min 就记录一次试件截面热电偶温度变化。第二阶段为降温阶段, 升温试件达到 2h 后, 关闭高温试验炉, 进行自然冷却降温, 10min 后, 去除试件侧面及顶部保温棉, 温度降至  $300^{\circ}\text{C}$  左右时, 将试验炉侧面升温板拆除, 利用外部电风扇加速降温, 同时记录过程中各测点数据变化。第三阶段为加载阶段, 待温度降至室温后, 利用中柱柱头进行加载, 加载过程利用位移控制, 以  $6\text{mm}/\text{min}$  的速度加载, 每加载 6mm 持荷 5min, 进行试件裂缝及试验现象的观察与记录。试件 PC5、PC6、PC7、PC8 为高温下试验, 高温下试验过程分两个阶段, 第一阶段为升温阶段, 试验过程与高温后试验相同, 第二阶段为加载阶段, 升温 2h 后直接进行竖向加载试验, 加载过程采用位移控制, 加载以  $6\text{mm}/\text{min}$  速度进行。当试件承载力急剧下降或钢筋发生断裂时终止试验。

## 2.7 本章小结

为探究装配式梁柱子结构高温作用下抗连续倒塌受力机理，本章设计一栋装配式建筑，从结构中提取出底层两根半梁一根柱的框架子结构作为研究对象，设计了四种不同节点连接形式的装配式试件，进行了高温作用下抗连续倒塌试验研究，对试验的方案、加载装置、加载过程进行了介绍。本章具体内容如下：

(1) 设计一栋纵向 8 跨横向 6 跨的 8 层钢筋混凝土框架结构，利用 PKPM 对结构进行配筋，提取结构底层框架子结构进行抗连续倒塌试验研究，按照 1/2 比例设计了四种装配式混凝土梁柱连接节点，对节点构造进行详细介绍，对试件设计制作及材料性能试验进行了详细介绍。

(2) 介绍了试验加载与测量装置，包括底座、高温试验炉等并对试验装置进行说明，介绍了试验方案，并对试验过程进行了详细说明。

## 第3章 高温后梁柱子结构抗连续倒塌试验结果分析

### 3.1 引言

随着装配式建筑在我国的迅猛发展，对高温后装配式混凝土结构抗连续倒塌性能的研究具有更重要的工程意义。本章在装配式混凝土框架结构高温后试验基础上，通过对其试验现象以及数据进行分析，比较了试件荷载位移曲线、裂缝发展规律和破坏模式，探讨了装配式梁柱子结构高温后抗连续倒塌性能。

### 3.2 高温后试验现象及试件形态

高温试验炉升温曲线按照 ISO-834 设定，装配式混凝土试件 PC1-PC4 在高温试验炉中升温 120min，关闭升温炉后自然降温，待温度降到 700℃左右去掉试验炉上部及侧面保温棉，温度降至 200℃左右去掉一侧加热板加速降温。记录试验过程中试验现象，观察降温后试件形态变化。高温后试件在温度降至室温后，用蓝色笔画出温度裂缝，相应地，加载过程中产生的裂缝用黑色笔画出，以此观察裂缝在不同过程中分布与发展规律。

#### 3.2.1 PC1 试件

在装配式混凝土试件 PC1 试验过程中发现，高温炉内升温 15min 时，炉内开始有水蒸气溢出，随着温度的升高，炉顶及试件两侧有大量水蒸气冒出，50min 后水蒸气逐渐减少，60min 后几乎看不到水蒸气冒出。说明升温过程中，混凝土试件内存在的残余水分蒸发。



a) 高温后整体形态

b) 高温后裂缝分布

图 3.1 PC1 试件高温后形态

降温后打开试验炉 PC1 试件形态如图 3.1 所示，发现试件保持较好的完整性，试件侧面呈灰白色，上表面呈暗灰色，梁侧面有粗骨料剥落，试件表面有大量细

微龟裂裂缝，梁表面出现竖向裂缝，柱表面出现横向裂缝，间距均接近箍筋间距，由于混凝土与钢筋导热性能不同，升降温过程中钢筋与混凝土之间不协调变形造成的。同时还发现先浇混凝土与后浇混凝土叠合面上出现水平裂缝，由于装配式结构叠合面上下混凝土高温过程中变形不协调造成。

### 3.2.2 PC2 试件

PC2 试件升温约 10min 左右炉内开始有水蒸气溢出，升温过程中，加载横梁上凝结了大量水珠，试件梁端也有小水珠滴落。升温约 50min 后水蒸气逐渐减少，说明此时装配式构件内水分已经完成迁移并蒸发完毕。开炉后试件形态如图 3.2 所示，发现 PC2 试件保持较好完整性，试件侧面呈灰白色，上表面呈暗灰色，梁侧面有粗骨料掉落痕迹，除高温龟裂裂缝外，梁表面与柱表面沿箍筋方向有温度裂缝产生，由于钢筋与混凝土升降温过程中导热性能差异所致，与 PC1 相比 PC2 混凝土叠合面上温度裂缝相对较少。



a) 高温后整体形态

b) 高温后裂缝分布

图 3.2 PC2 试件高温后形态

### 3.2.3 PC3 试件

试件 PC3 升温约 10min 左右炉内开始有水蒸气溢出，随温度的升高，炉顶及梁端保温棉密封处由大量水蒸汽冒出，加载横梁上凝结了大量水珠，试件梁端也有小水珠滴落，60min 到 90min 内高温炉内陆续发出清晰的噼啪响声。开炉后形态如图 3.3 所示，发现 PC3 梁上侧发生混凝土爆裂，如图 3.3 所示，部分混凝土脱落，造成混凝土爆裂剥落的原因可能有两种，一是试件混凝土内部水分受到高温作用气化产生的孔隙水压力超过混凝土抗拉强度造成的脆性破坏。二是试件表面混凝土在高温作用下受热膨胀但混凝土受到约束产生的破坏。一侧梁完整性遭到破坏。梁柱表面均产生沿箍筋方向温度裂缝及大量的高温龟裂裂缝。混凝土在高温作用下的破裂形式中，高温爆裂是最猛烈的形式，混凝土高温爆裂温度范围一般是 300℃到 600℃之间。



a) 高温后整体形态



b) 高温后裂缝分布



c) 梁顶混凝土爆裂

图 3.3 PC3 试件高温后形态

### 3.2.4 PC4 试件

PC4 试件升温约 13min 左右炉内开始有水蒸气溢出，加载横梁上凝结了大量水珠，试件梁端也有小水珠滴落。开炉后试件如图 3.4 所示，发现试件侧面呈灰白色，上表面呈暗灰色，除高温龟裂裂缝外，梁表面与柱表面沿箍筋方向有温度裂缝产生，由于钢筋与混凝土升降温过程中导热性能差异所致，与 PC3 类似 PC4 梁上侧混凝土也发生爆裂剥落现象。



a) 高温后整体形态



b) 高温后裂缝分布



c) 梁顶混凝土爆裂

图 3.4. PC4 试件高温后形态

### 3.2.5 小结

从 PC1-PC4 试件高温后形态总结出以下规律：

(1) 装配式混凝土试件降温后试件完整性保持良好，PC3 和 PC4 试件梁身加热过程中混凝土出现轻微爆裂现象，试件保持完整性。

(2) 开炉后观察 PC 试件形态，发现试件均有不同程度向上反拱现象，这是是件受热膨胀，梁端受到约束导致。

(3) 试件加热过程中均出现水汽溢出现象，但随着温度升高，加热时间增长，水汽慢慢消失。

(4) 试件表面在高温后出现裂缝主要为龟裂裂缝，梁表面及柱表面产生裂缝主要沿箍筋分布。

(5) 试件在高温后表面颜色变为灰白色，上表面变为暗灰色。

## 3.3 升温反应

采用高温试验炉对试件进行升温，升温曲线按照 ISO-834 曲线设定，但由于加热板功率及试件周围密封性原因，升温曲线无法完全与 ISO-834 曲线拟合。升降温过程利用装配式试件混凝土浇筑前截面预埋热电偶对截面温度进行测量，炉温采用加热板中心自带热电偶进行记录。

### 3.3.1 炉内升温曲线

图 3.5 为试件 PC1、PC2、PC3、PC4 试验过程中炉膛内加热板自带热电偶实测温度曲线与 ISO-834 曲线对比图，由图 3.5，火灾炉升温前期升温速率较快，当高温试验炉升温约 10min 时，试验炉内温度达到 495℃左右，高温试验炉炉内温度低于 ISO-834 曲线温度，PC2、PC3 和 PC4 升温 120min 后最高温度接近 900℃，升温趋势较好地拟合标准升温曲线，由于密闭性原因 PC1 试件升温过程中最高温度达到 790℃左右，但整体升温趋势仍与标准升温曲线类似。

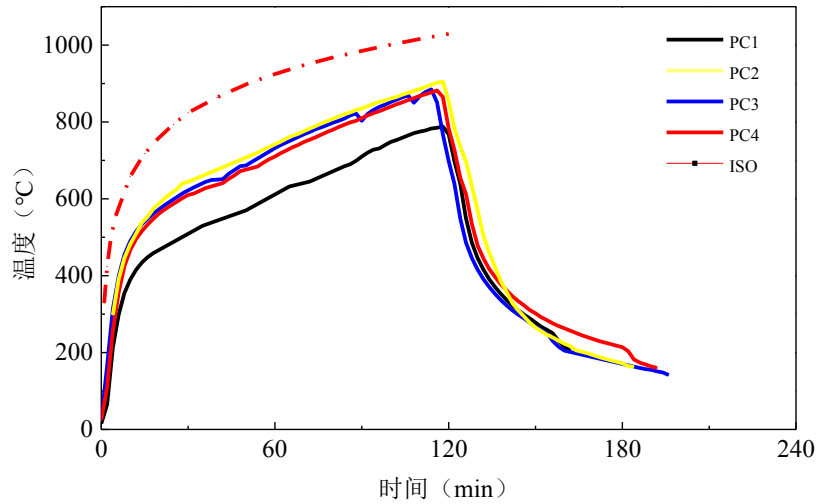
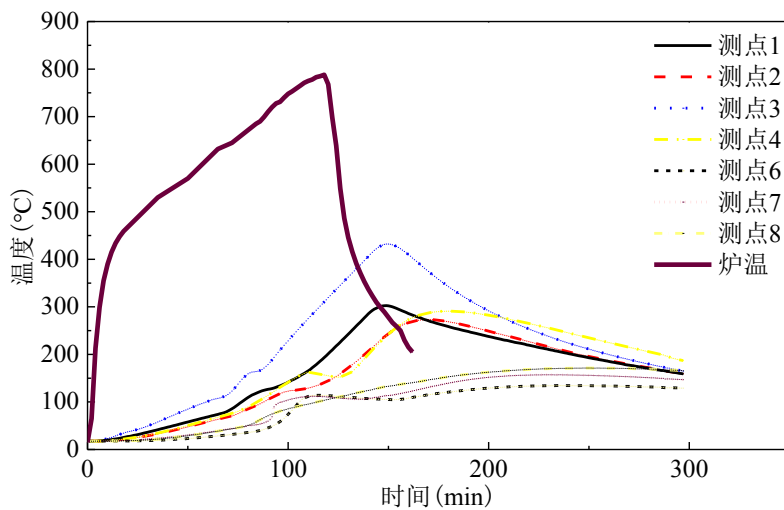


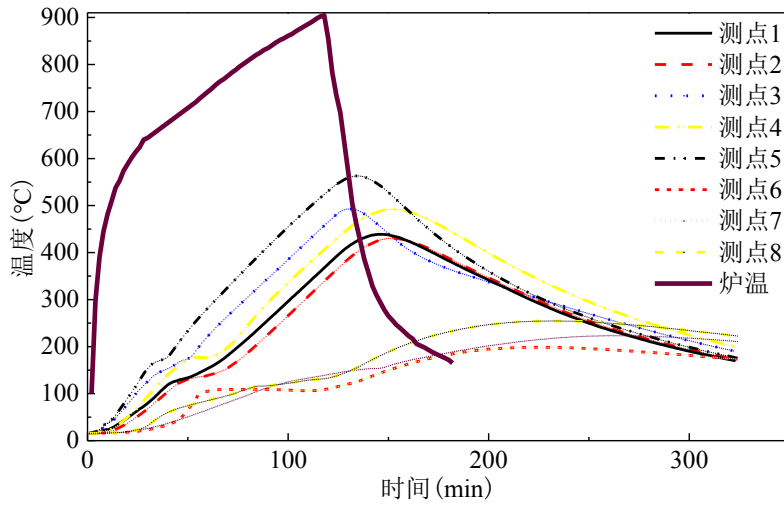
图 3.5 炉内升温曲线

### 3.3.2 温度场测试结果与分析

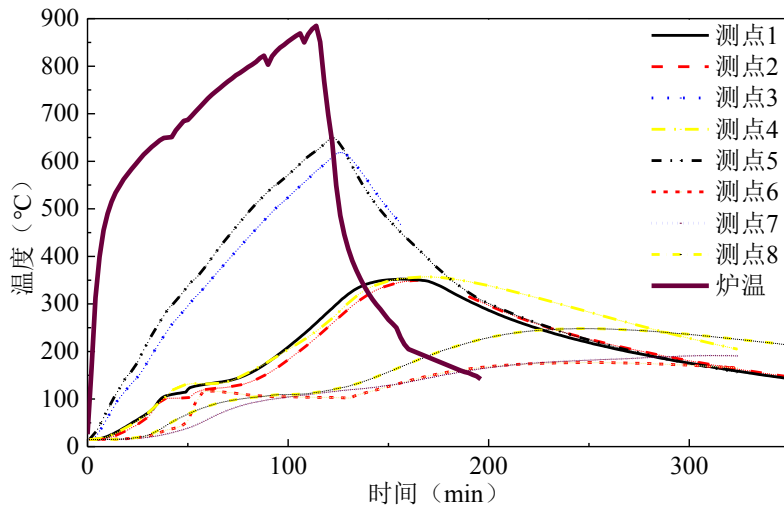
高温作用下试件截面温度场分布对试件受力性能影响很大,为了测量准确性,试验过程中热电偶伸出试件外部分用防火面包裹。图 3.6 给出升温过程中各试件截面内部不同测点温度变化曲线,表 3.1 给出各试件测点内部温度峰值。其中,PC1 试件 5 号测点试件浇筑过程中热电偶损坏,试验过程中读取数据异常,所以该测点数据并未显示在图表中。



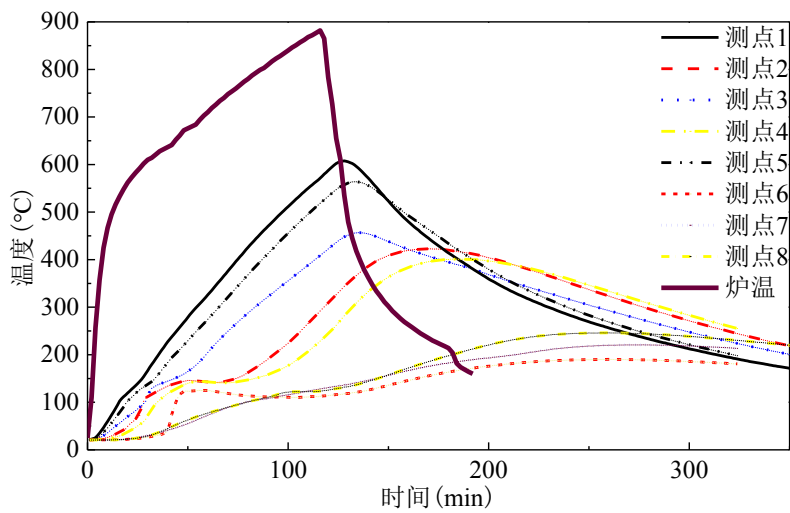
a) PC1 试件



b) PC2 试件



c) PC3 试件



d) PC4 试件

图 3.6 试件截面温度场

表 3.1 PC1-PC4 试件不同测点最高温度

试件 编号	1 号 测点	2 号 测点	3 号 测点	4 号 测点	5 号 测点	6 号 测点	7 号 测点	8 号 测点
PC1	302.5	273.2	432.1	290.9	-	134.5	157.3	171.4
PC2	438.9	430.6	492.9	492.4	563.1	198.6	223.4	254.7
PC3	352.3	349.9	618	357.2	650.1	176.9	191.6	248.4
PC4	607.2	422.8	456.9	401.1	563.8	190.3	220.9	246.2

从图 3.6 及表 3.1 数据可以看出：

(1) 升温过程中，各测点温度变化均呈增大趋势，测点距离受火面越近升温速率越快。部分测点升温曲线出现异常，如 PC4 试件 3 号测点与其他试件同位置相比温度增长速度偏低，可能是因为在混凝土浇筑过程中热电偶的位置偏移导致。

(2) 各个截面温度大部分在 130°C-160°C 附近有一个温度平台，且该测点位置越靠近试件中心该现象约明显。这是由于当温度达到 100°C 以后，水蒸气迁徙造成，而中心测点水蒸气挥发较慢且只能往外逸出，所以截面中心该现象更加明显。

(3) 整体来看，截面中心温度远低于侧面温度，侧面温度低于底面温度，以 PC4 试件为例，测点 1 与测点 5 距离受火面距离一致，但测点 1 最高温度为 607.2°C，测点 5 最高温度为 563.8°C，说明混凝土截面在高温作用下截面温度场分布不均匀。

### 3.3.3 轴力-温度-和轴力-时间试件关系曲线

图 3.7 为高温后试验时间升降温过程中梁端轴向力随炉温的变化规律，可以看出随着温度的升高，试件受热产生轴向压力，550°C 以前，轴力随温度升高变化较慢，550°C 到 900°C 左右轴向压力随温度增高发展速度较快。降温过程中，900°C 下降到 300°C，轴力下降缓慢，300°C 以后轴力下降速度较快。其中 PC1 试件由于密闭性原因，升温温度低于其他 PC 试件，相应的，PC1 试件梁端轴力也相对较低。

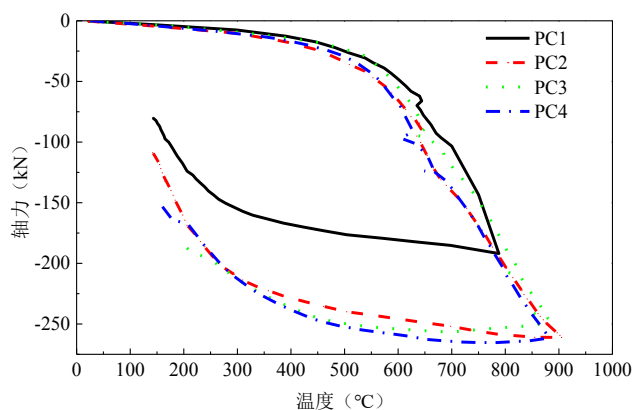


图 3.7 梁端轴力温度关系

### 3.4 荷载-位移曲线及轴力-位移曲线

图 3.8 为试件梁端及中柱位移及荷载测试示意图。试件荷载位移曲线是判断结构受力阶段反映，梁端轴向力的变化是划分压拱效应与悬索效应的重要依据。

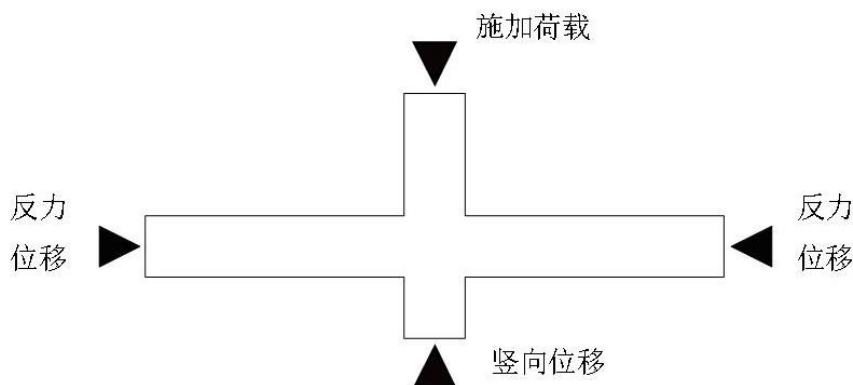


图 3.8 梁柱子结构位移荷载测试图

#### 3.4.1 PC1 试件

图 3.9 为 PC1 试件荷载位移曲线。表 3.2 为 PC1 试件加载过程中受力性能描述。

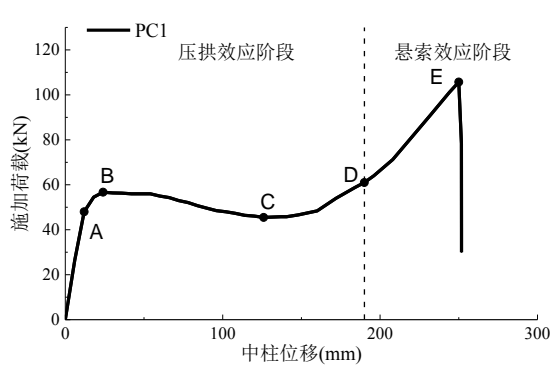


图 3.9 PC1 试件荷载位移曲线

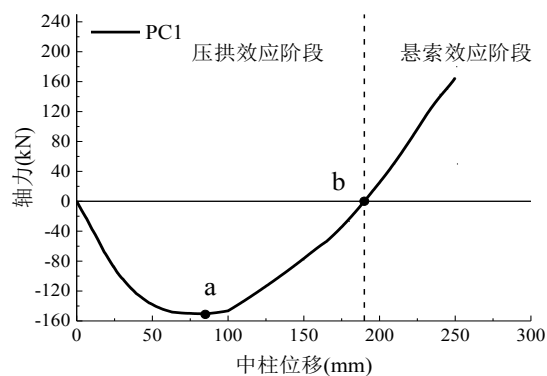


图 3.10 PC1 试件轴力位移曲线

图 3.9 中可以看出，试验受力主要分两个阶段，压拱效应阶段和悬索效应阶段。OD 段为压拱效应阶段，梁端约束反力为压力，DE 为悬索效应阶段，梁端约束反力为拉力。压拱效应分为弹性阶段（OA）、弹塑性阶段（AB）、塑性铰发展阶段（BD）。中柱竖向位移 12mm 以内，梁经历弹性范围内的弯曲变形，梁身无裂缝产生，此阶段为弹性阶段。当中柱位移超过 12mm 后，梁截面下边缘混凝土出现开裂，梁中性轴上移，进入弹塑性阶段。中柱位移超过 24mm 后进入塑性铰发展阶段，裂缝开始向受压区发展，梁端压力逐渐减小，拱效应逐渐消失，中柱竖向位移达到 190mm 时梁端压力变为零，进入悬索效应阶段，试件承载力上升，梁端拉力逐渐增加，当中柱位移达到 251.7mm 时，靠近中柱北侧梁端下部钢筋断裂，

构件失去承载能力。PC1 试件受力过程可看出，压拱效应峰值之后试件承载力有所下降，但悬索效应峰值荷载远高于压拱效应峰值荷载。

表 3.2 PC1 加载过程中受力性能描述

曲线	关键点 /mm	荷载 /kN	受力描述
荷载 位移	A (12)	48.0	梁出现首条受拉裂缝。
	B (24)	56.7	压拱效应阶段荷载峰值点。
	C(126)	45.5	峰值荷载之后，中柱施加荷载逐渐减小，此时中柱柱头荷载降为最小值，此后荷载又逐渐增大。
	D (190)	61.1	梁端压力变为零，此后压力转变为拉力，为压拱效应和悬索效应的分界点。
	E (250.1)	105.7	悬索效应荷载峰值点，靠近中柱北侧梁端下部两根钢筋断裂。
轴力	a (85)	50.3	梁端水平压力达到最大值 151kN。
位移	b (190)	61.1	梁端压力变为零，相对应于荷载位移曲线 D 点。

图 3.10 为试件加载过程中梁端轴力随加载位移变化曲线，梁端轴力先表现为压力，竖向位移达到 85mm 时达到轴向压力峰值 151kN，竖向位移为 190mm 时为轴向压力与轴向拉力分界点，此时轴向压力转变为轴向拉力，试件进入悬索效应阶段。

### 3.4.2 PC2 试件

图 3.11 为 PC2 试件荷载位移曲线，表 3.3 为 PC2 试件加载过程中受力性能描述。

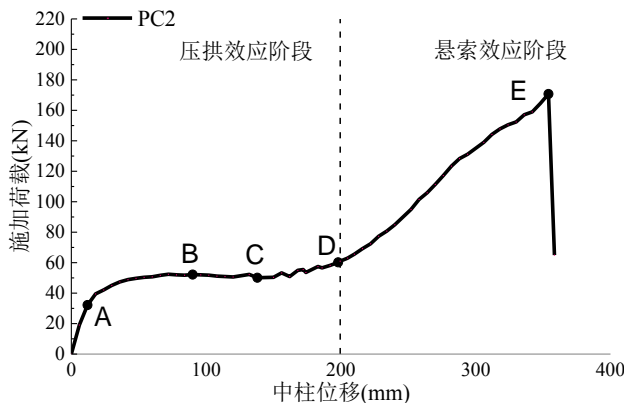


图 3.11 PC2 试件荷载位移曲线

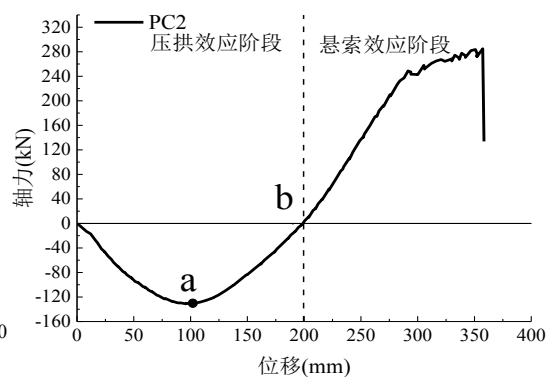


图 3.12 PC2 试件轴力位移曲线

表 3.3 PC2 加载过程中受力性能描述

曲线	关键点 /mm	荷载 /kN	受力描述
	A (12)	32.2	梁身出现首条裂缝。
	B (90)	52.2	压拱效应阶段荷载峰值点。
荷载 位移 曲线	C(138)	50.1	峰值荷载之后，中柱施加荷载慢慢减小，此时中柱柱头荷载降至最小值，此点过后荷载又慢慢增大。
	D (199.5)	63.0	梁端压力变为零，此后压力转变为拉力，为压拱效应和悬索效应的分界点。
	E (354)	170.7	悬索效应荷载峰值点，此点过后近中柱南侧梁端下部两根钢筋断裂。
轴力	a (96)	51.6	梁端水平压力达到最大值 131kN。
位移	b (199.5)	63	梁端压力变为零，相对应于荷载位移曲线 D 点。

从图中曲线可以看出，整个试验过程主要分为压拱效应和悬索效应两个阶段，OD 为压拱效应作用阶段，梁端轴力表现为为压力，DE 为悬索效应，梁端水平力为拉力。压拱效应分三个阶段，OA 段中柱竖向位移 12mm 以内为弹性阶段，梁发生线弹性范围内的变形，AB 段为弹塑性阶段，梁身出现混凝土开裂，梁截面中性轴上移，BD 段为塑性较发展阶段，梁端压力逐渐减小为零，梁身裂缝向受压区发展。DE 段为悬索效应阶段，试件承载能力随变形增加而增大，南侧梁内钢筋断裂，试件失去承载能力。从 PC2 整个受力过程来看，压拱效应峰值过后荷载位移曲线下降段比较平缓，悬链线效应发展充分，悬链线阶段峰值远高于压拱效应峰值。

图 3.12 为试件加载过程中梁端轴力随加载位移变化曲线，梁端轴力先表现为压力，竖向位移达到 96mm 时达到轴向压力峰值 131kN，竖向位移为 199.5mm 时为轴向压力与轴向拉力分界点，试件进入悬索效应阶段。

### 3.4.3 PC3 试件

图 3.13 为 PC3 试件荷载位移曲线，表 3.4 为 PC3 试件加载过程中受力性能描述。

从图中可以看出，PC3 试件受力过程主要经历压拱效应阶段（OD）和悬链线效应阶段（DE）。其中压拱效应阶段中 OA 段为弹性阶段，弹性阶段中，混凝土未开裂，试件经历弹性受力。AB 段为弹塑性阶段，弹塑性阶段中，试件梁身开始出现裂缝。BD 段为塑性较发展阶段。D 点以后梁端水平力变为拉力，进入悬索效应阶段。可以看出 PC3 试件压拱效应峰值过后荷载下降较严重，塑性较发展阶段试件承载力较低。悬链线效应发展充分，悬链线效应荷载峰值远高于压拱效应荷

载峰值。

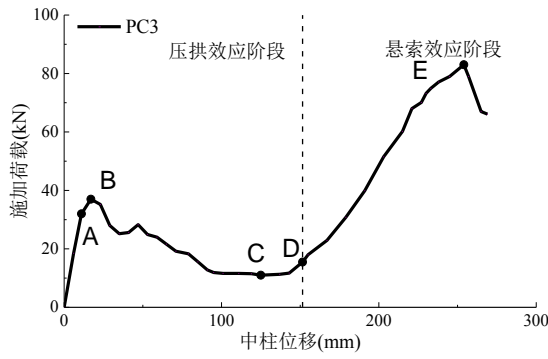


图 3.13 PC3 试件荷载位移曲线

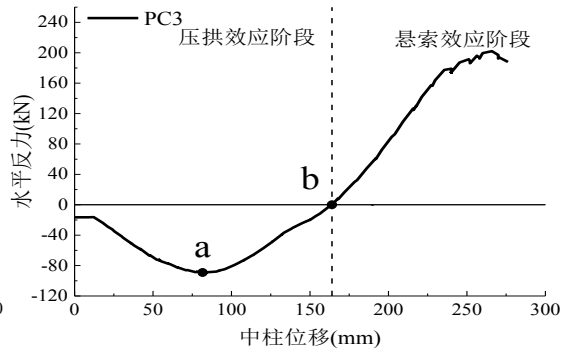


图 3.14 PC3 试件轴力位移曲线

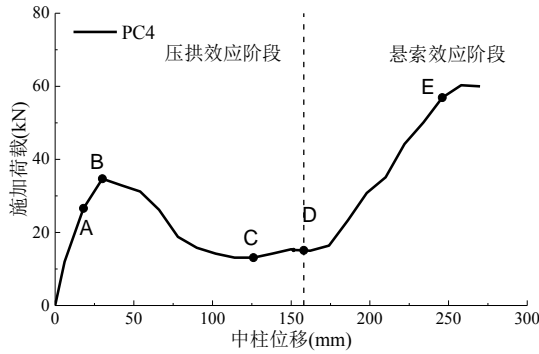
表 3.4 PC3 加载过程中受力性能描述

曲线	关键点 /mm	荷载 /kN	受力描述
荷载 位移 曲线	A (11)	32	梁身出现首条裂缝。
	B (17)	37	压拱效应阶段荷载峰值点。
	C(125)	11	峰值荷载之后,随着中柱竖向位移的增加,中柱施加荷载逐渐减小,此时施加荷载降为最小值,此后荷载又逐渐增大。
	D (154)	17.5	梁端压力变为零,此后压力转变为拉力,为压拱效应和悬索效应的分界点。
	E (254)	83	悬链线效应峰值。
轴力 位移	F (269)	66	键槽内钢筋滑移失效。
	a (83.9)	51.6	梁端水平压力达到最大值 89.8kN。
	b (154)	17.5	梁端压力变为零,对应荷载位移曲线 D 点。

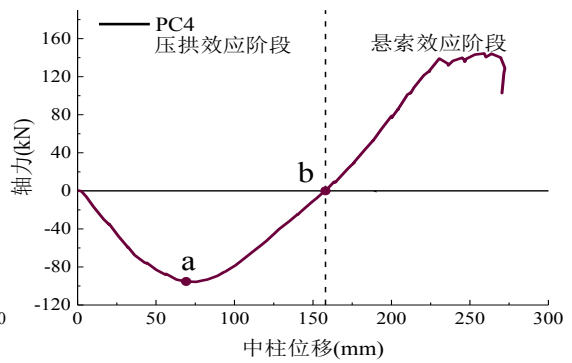
试件加载过程中梁端轴力与中柱竖向加载位移关系曲线如图 3.14 所示,压拱效应阶段,梁端轴力表现为压力,试件中柱位移达到 78mm 时,梁端轴向压力达到峰值 88.6kN,中柱位移增加至 154mm 时,梁端轴力转变为拉力。

### 3.4.4 PC4 试件

图 3.15 为 PC4 试件荷载位移曲线,表 3.5 为 PC4 试件加载过程中受力性能描述。



3.15 PC4 试件荷载位移曲线



3.16 PC4 试件轴力位移曲线

表 3.5 PC4 加载过程中受力性能描述

曲线	关键点 /mm	荷载 /kN	受力描述
荷载 位移 曲线	A (18)	26.6	梁身第一次出现裂缝。
	B (30)	34.7	压拱效应阶段荷载峰值点。
	C (126)	13.1	峰值荷载之后,随着中柱竖向位移的增加,中柱施加荷载逐渐减小,此时施加荷载降为最小值,此后荷载又逐渐增大。
	D (158)	14	梁端压力变为零,此后压力转变为拉力,为压拱效应和悬索效应的分界点。
	E (258)	60.3	悬链线阶段峰值。
	F (270)	60	U 型钢筋滑移失效。
轴力 位移	a (75.6)	51.6	梁端水平压力达到最大值 95.7kN。
	b (158)	14	梁端压力变为零,对应荷载位移曲线 D 点。

从图中可以看出, PC4 试件受力过程主要经历压拱效应阶段 (OD) 和悬链线效应阶段 (DE)。压拱效应阶段中 OA 段为弹性阶段, AB 段为弹塑性阶段, BD 段为塑性较发展阶段。D 点以后梁端水平力变为拉力,进入悬索效应阶段。可以看出 PC4 试件压拱效应峰值过后荷载下降趋势明显,塑性较发展阶段试件承载力较低。悬链线效应发展充分,悬链线效应荷载峰值远高于压拱效应荷载峰值。

图 3.16 为试件 PC4 加载过程中梁端轴力随中柱竖向位移变化关系曲线,可以看出,梁端先表现为压力,竖向位移达到 102.1mm 时,轴向压力达到峰值,竖向位移达到 158mm 时,梁端压力变为拉力,试件进入悬索效应阶段。

### 3.4.5 荷载-位移及轴力-位移曲线对比分析

图 3.17 为高温后试件荷载位移曲线对比示意图。本文中 RC 数据引用文献[59]高温后 PC 试件受力过程与 RC 试件相似,主要经历压拱效应阶段和悬索效应阶段。PC1、PC2 试件受力充分,其中 PC1 试件压拱效应作用阶段峰值荷载为 56.7kN,

悬索效应作用阶段峰值荷载为 105.7kN, 较压拱效应作用阶段峰值荷载提升了约 86%。PC2 试件压拱效应作用阶段峰值荷载为 52.2kN, 悬索效应作用阶段峰值荷载为 170.7kN, 较压拱效应荷载峰值提升了约 118.5%。节点采用键槽形式连接的 PC3、PC4 试件破坏均为键槽内钢筋滑移失效, PC3 试件压拱效应作用阶段峰值荷载为 37kN, 悬索效应作用阶段峰值荷载为 83kN, 较压拱效应峰值荷载提升了约 124%。PC4 试件压拱效应作用阶段峰值荷载为 34.7kN, 悬索效应作用阶段峰值荷载为 60kN, 较压拱效应峰值荷载提升了约 78%。

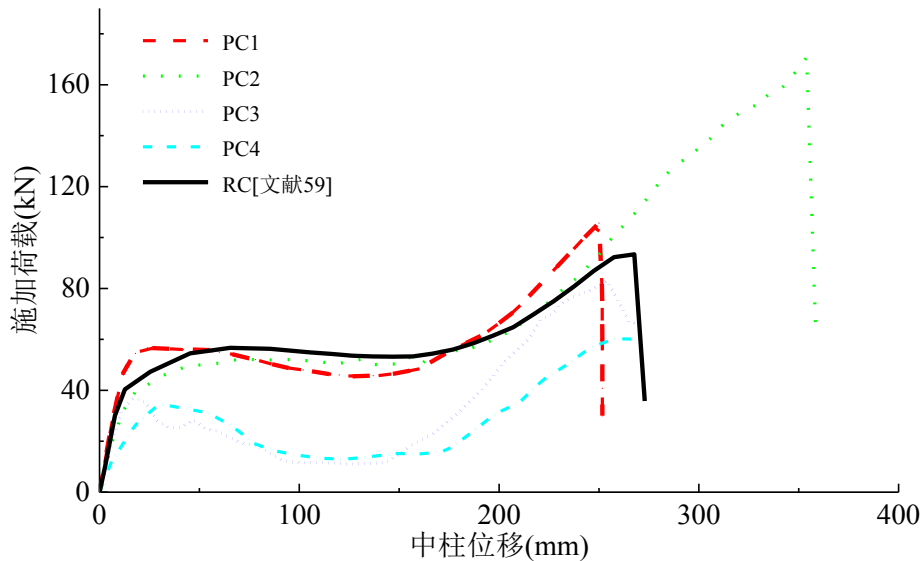


图 3.17 高温后试件荷载位移曲线对比图

表 3.6 为高温后试件试验结果, 表中可以看出相较于 PC1、PC2 采用键槽方式的 PC3、PC4 承载力略低, 其中 PC1 试件压拱效应峰值最高, PC4 试件拱效应峰值最低, 参考文献[57]的现浇构件试验数据, 现浇 RC 构件拱效应峰值为 56.8kN, 试件 PC1、PC2、PC3、PC4 压拱效应峰值荷载分别为 RC 构件压拱效应峰值荷载的 99.8%、91.9%、65.1%、61.1%, 压拱效应峰值过后, PC1、PC2 试件荷载与 RC 结构类似, 发展比较平缓基本保持稳定, 相比之下, 采用键槽方式的 PC3、PC4 下降明显。装配式试件在悬链线阶段承载力有显著提升, 其中 RC 试件悬链线峰值为 95.1kN, PC1、PC2、PC3、PC4 试件悬链线阶段峰值分别为 RC 构件的 110.4%、178.3%、86.7%、63.0%。试件破坏时 RC 构件位移为 265mm, PC1、PC2、PC3、PC4 试件破坏时位移分别为 RC 构件的 94.4%、133.5%、95.8%、97.4%。

图 3.18 为试件梁端水平反力与中柱竖向位移之间关系曲线, 水平反力负表示梁端表现为压力, 正值梁端表现为拉力。试件在受力过程中, 梁端先产生轴向压力, 轴向压力在中柱竖向位移约 75mm 达到峰值, 此后压力逐渐减小到零后梁端产生逐渐轴拉力。中柱加载后, 受到弯矩作用影响导致试件混凝土开始开裂, 随

着裂缝的发展，子结构产生压拱效应，梁端产生轴向压力，支座在梁身变形下向外移动，随着中柱位移的不断增加，裂缝向受压区发展，子结构逐渐出现悬索效应，梁端产生轴向拉力，支座向内运动。

表 3.6 试验结果汇总表

试件 编号	压拱效应峰值		最低点* /kN	回原点* /mm	悬索效应峰值		水平轴力 峰值/kN	破坏形式
	荷载 /kN	位移 /mm			荷载 /kN	位移 /mm		
RC	56.7	65.5	53.2	198	93.4	267.6	114/150	梁钢筋拉断
PC1	56.7	24	45.5	190	105.7	250.1	151/165	梁钢筋拉断
PC2	52.2	90	50.1	199	170.7	354	131/270	梁钢筋滑移+拉断
PC3	37	17	11	164	83	254	89/193	梁钢筋滑移
PC4	34.7	30	13.1	158	60.3	258	95/140	梁钢筋滑移

注：“最低点”表示压拱效应峰值荷载过后下降至最小值时的荷载；“回原点”表示水平轴力由受压转变为受拉的临界点时的中柱竖向位移.RC 数据引用自文献[57]

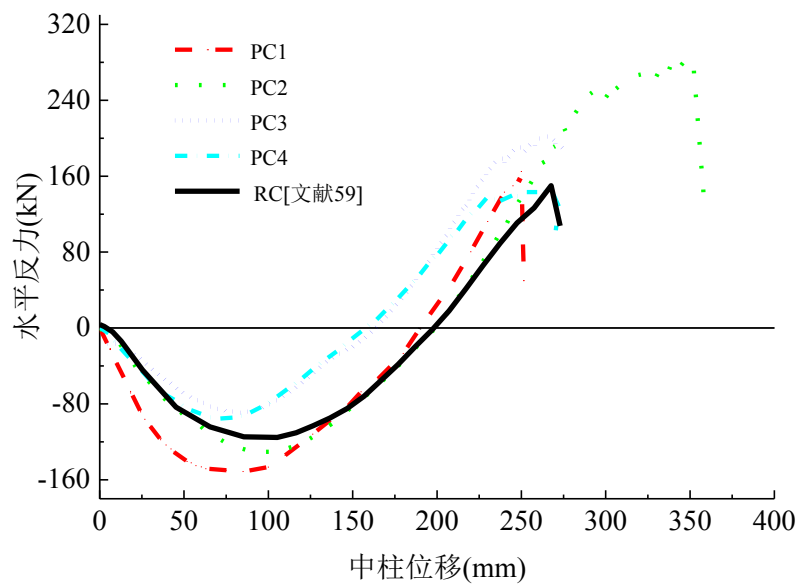


图 3.18 高温后试件轴力位移曲线对比图

表 3.6 列出了轴向压力轴向拉力的最大值，现浇试件 RC 轴向压力最大值为 114kN，之后逐渐减小到 0，转为轴向拉力后继续增大，轴向拉力最大值为 150kN，装配式试件 PC1 轴向压力最大值为 151kN，轴向拉力最大值为 165kN，与 RC 试件类似。PC2 试件轴向压力最大值为 131kN，轴向拉力最大值为 270kN，说明 PC2 悬索效应阶段发展充分。PC3、PC4 试件轴向拉力最大值分别为 89kN 与 95kN，轴向拉力最大值分别为 193kN 和 140kN。说明装配式连接中直螺纹套筒连接与 90 度弯钩连接受力性能优于键槽连接方式。

### 3.5 弯矩-转角及弯矩-轴力曲线

对高温后 PC 系列试件弯矩转角图及弯矩轴力图进行分析, 探究装配式梁柱子结构不同节点形式对试件转动性能的影响。弯矩考虑  $N-\delta$  效应在梁柱界面交界处产生的二阶弯矩, 取  $M = R \cdot L_n - N \cdot \delta$ 。其中  $R$  为支座竖向反力,  $L_n$  为中柱与梁交界面到铰接点的距离,  $N$  为水平力,  $\delta$  为中柱竖向位移。

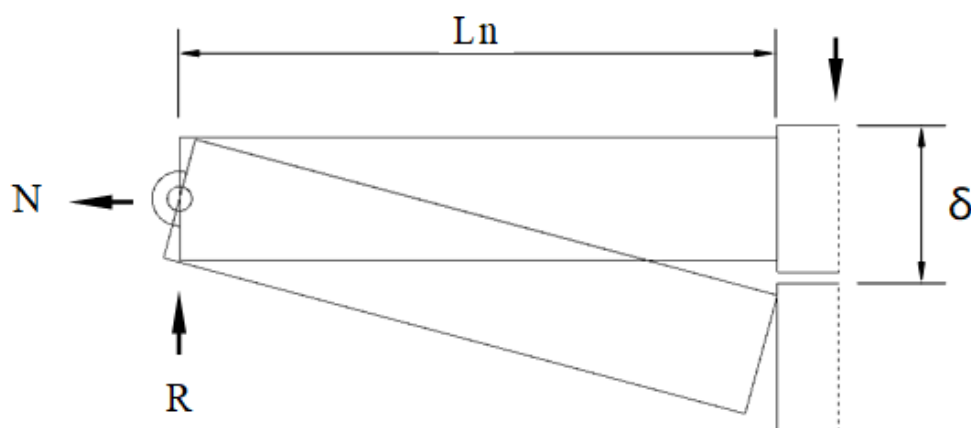


图 3.19 弯矩计算示意图

#### 3.5.1 PC1、PC2 试件弯矩转角曲线

图 3.20 件 PC1、PC2、RC 试件弯矩转角曲线对比图, 由图中可以看出, 转角较小时, 试件弯矩线性增加, 梁柱交界面抗弯刚度最大, 随着转角逐渐增大, 弯矩增长速率开始变慢, 达到峰值后, 随着转角增大, 弯矩开始慢慢减小, 当梁下部纵筋被拉断时, 弯矩急剧下降。装配式试件 PC1 与 PC2 峰值弯矩分别为  $51.4\text{kN}\cdot\text{m}$ 、 $54.5\text{kN}\cdot\text{m}$ , 分别为现浇试件峰值弯矩的  $94.8\%$ 、 $100.5\%$ 。对于装配式结构 PC1、PC2 试件弯矩转角关系与 RC 试件发展趋势相同, PC1 试件呈现了几乎和 RC 试件相同的发展规律, 最终破坏也是梁底钢筋被拉断, PC2 试件前期发展趋势与 RC 试件相同, 但随着转角逐渐增大, 底部 90 度弯钩锚固钢筋出现滑移, 反而呈现出更好的延性, 最终破坏也是底部钢筋被拉断。

图 3.21 试件 PC1、PC2、RC 梁柱交界处弯矩轴力关系。由图可以看出, 试件主要经历四个阶段, 抗弯阶段、压弯强化阶段、压弯退化阶段、拉弯阶段。可以看出, RC、PC1、PC2 试件曲线发展趋势类似。抗弯阶段, 弯矩增长较快, 但轴向压力增长速率较慢。压弯强化阶段, 弯矩增长速率变慢, 而轴向压力增长速率变快。压弯退化阶段, 轴向压力与弯矩达到峰值后均逐渐减小。随着水平反力变

为正值，试件进入拉弯状态。此时，试件进入悬索受力机制。RC 轴向拉力极值为 150kN，PC1 试件轴向拉力极值为 165kN，而 PC2 轴向拉力极值为 270kN，说明 PC2 试件高温后悬索效应发挥更充分。

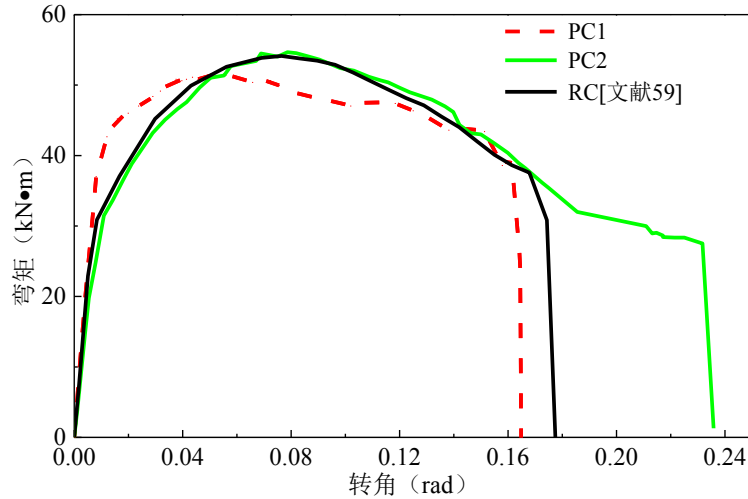


图 3.20 PC1、PC2 弯矩转角曲线

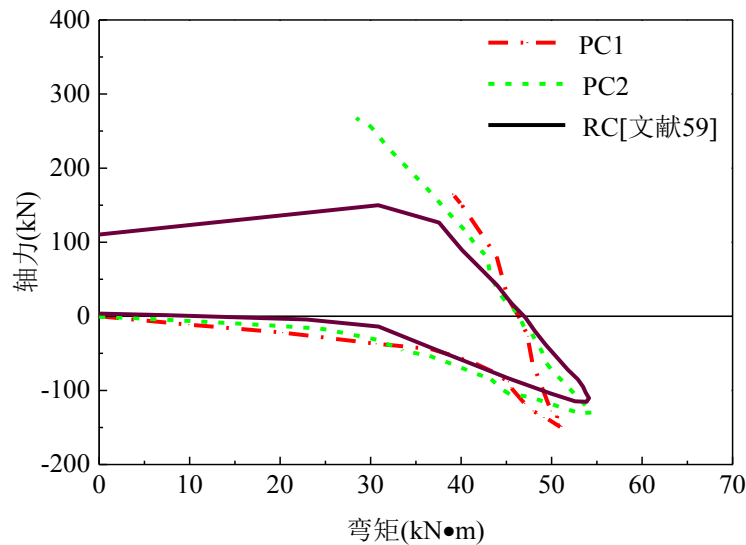


图 3.21 PC1、PC2 试件弯矩轴力曲线

### 3.5.2 PC3、PC4 试件弯矩转角曲线

图 3.22 为 PC3、PC4 和 RC 试件弯矩转角曲线。由图可以看出，试件转角较小时，PC3、PC4 弯矩线性增加，达到峰值后弯矩逐渐下降。当转角小于 0.02 时，PC3、PC4 试件弯矩增长趋势与 RC 试件类似，弯矩达到峰值之后，采用键槽的装配式试件弯矩承载力下降明显，其中 PC3、PC4 试件峰值弯矩分别为 29.5kN·m 和 31.3kN·m，分别为现浇试件弯矩峰值的 55%和 58%。可以看出，本试验中采用的键槽连接的节点形式试件，高温后抗连续倒塌性能弱于 RC 试件。

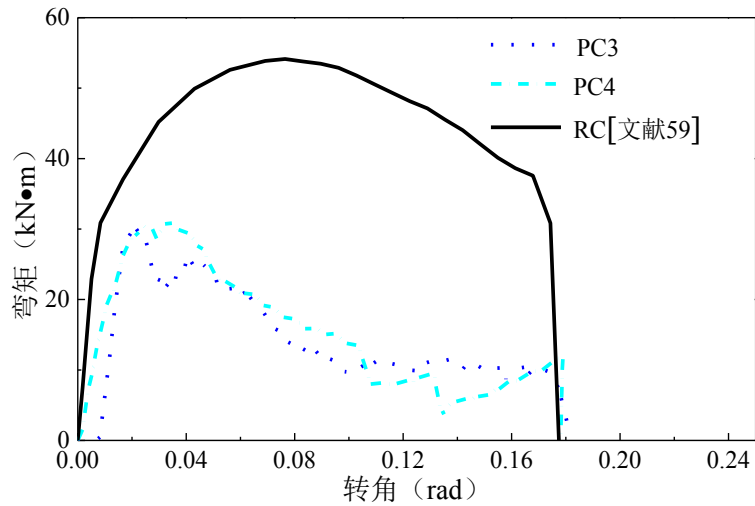


图 3.22 PC3、PC4 试件转角弯矩曲线

图 3.23 为 PC3、PC4 试件弯矩轴力曲线图形，可以看出 PC3、PC4 试件经历了压弯阶段、压弯退化阶段、拉弯阶段。装配式试件 PC3、PC4 弯矩与轴力曲线相似，压弯阶段，结构弯矩与梁端压力呈现线性增长趋势，与试件 PC1、PC2 不同的是，试件 PC3、PC4 的  $N-M$  曲线为凹函数，说明加载初期，装配式试件 PC3、PC4 轴向压力增长迅速，加载期间，采用键槽连接的试件加载前期不足以提供足够的弯矩来抵抗竖向荷载，压拱机制提前介入分担了承受的荷载，文献[53]也呈现出此现象。随后试件进入压弯退化阶段，由于中柱竖向承载力急剧降低，竖向变形还在增大，所以呈现出轴向压力增大而截面弯矩减小的现象，最终试件进入拉弯阶段，PC3、PC4 试件最终破坏是键槽内钢筋滑移失效。

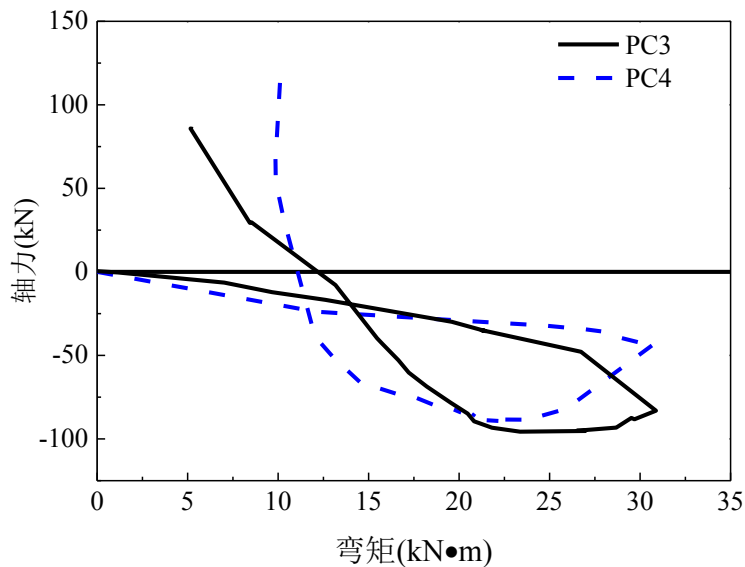


图 3.23 PC3、PC4 试件弯矩轴力曲线

## 3.6 试件裂缝发展及破坏模式

### 3.6.1 PC1 试件裂缝发展及破坏模式

#### 3.6.1.1 压拱效应阶段裂缝图

图 3.24 为 PC1 试件压拱效应阶段过程中裂缝图。PC1 试件加载位移至 12mm 时,梁柱区域节点下部温度裂缝开始扩展,如图 3.23a),此刻柱头竖向荷载为 48kN。继续加载,梁端沿温度裂缝扩展出新的裂缝,并慢慢发展。当中柱位移达到 24mm 时,达到压拱效应峰值荷载 56.7kN。此时 PC1 试件两侧梁身裂缝呈现左右对称状态,裂缝集中在梁柱交界面均垂直于梁轴线如图 3.23b)所示。随着中柱位移增大,裂缝开始逐渐向两端发展,当中柱位移为 126mm 时,中柱柱头荷载由峰值降为 45.5kN,此阶段加载产生的裂缝主要集中在柱头至  $L/3$  内,出现较宽的斜裂缝,如图 3.23c)。

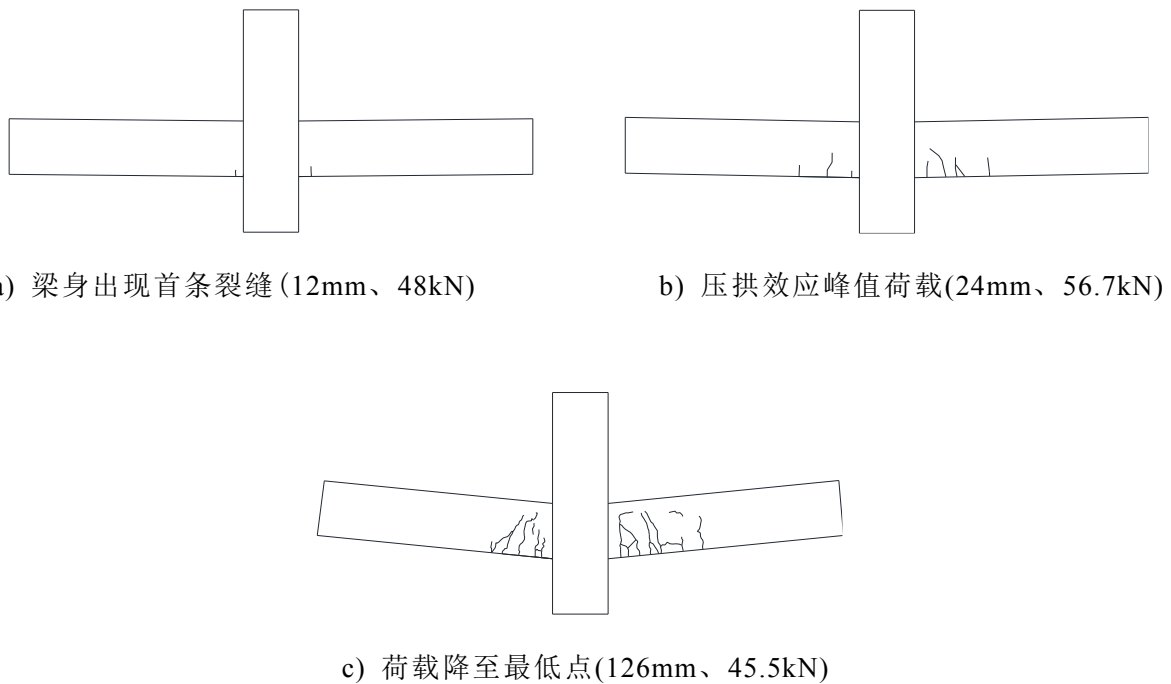


图 3.24 PC1 试件压拱作用效应阶段裂缝图

#### 3.6.1.2 悬链线效应阶段裂缝图

图 3.25 为 PC1 试件悬链线效应阶段过程中裂缝图。图 3.25a)中柱位移为 190mm,是梁端轴向压力转为轴向拉力的分界点,此时裂缝主要集中在柱头至  $L/3$  处继续沿梁高延伸并变宽,继续加载,裂缝开始向梁端发展,中柱位移达到 251mm 时,北侧靠近中柱梁低纵筋同时被拉断试件梁身出现通长裂缝如图 3.245)所示。

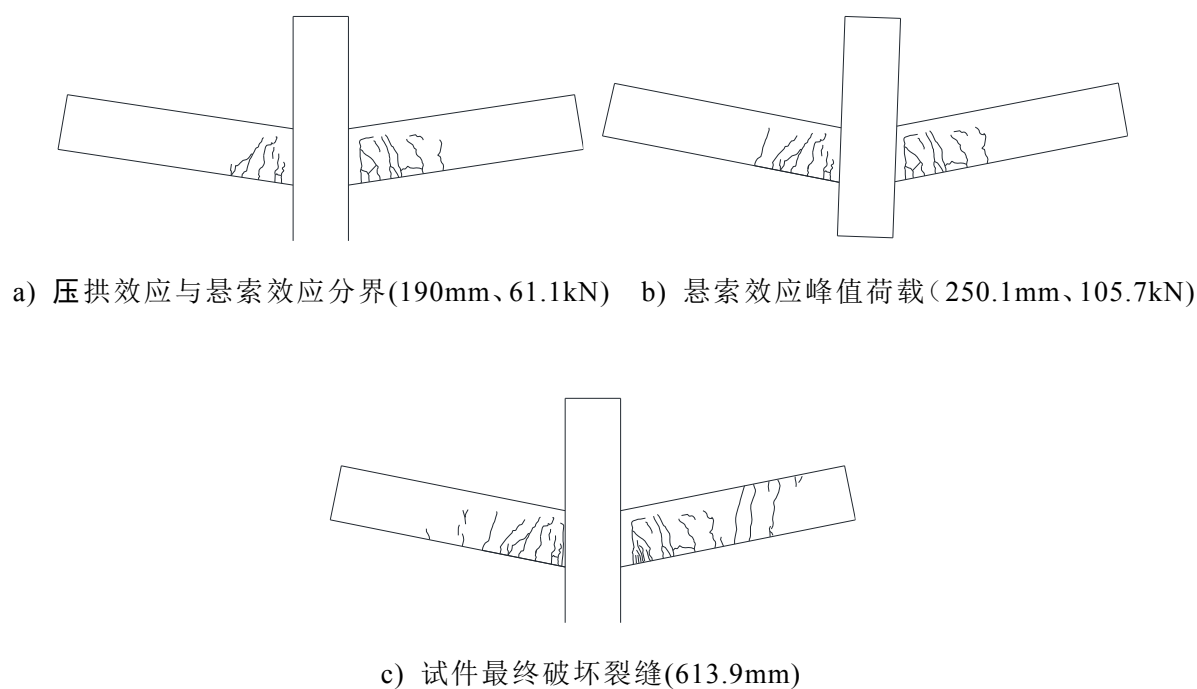


图 3.25 PC1 试件悬索作用效应阶段裂缝图

图 3.25c)为 PC1 试件最终破坏裂缝分布图。可以看出，在试件梁身均出现了竖向贯穿裂缝，压拱效应阶段没有出现裂缝 2L/3 截面的也出现了裂缝，为梁在悬索作用下受到了轴向的拉力所致。北侧梁身裂缝发展更加密集、数量更多。裂缝在梁身分布均匀，是由于试件最终破坏是中柱北侧钢筋断裂造成。加载过程中混凝土剥落严重，说明高温后钢筋混凝土粘结性能变差。

### 3.6.1.3 PC1 试件破坏模式

图 3.26 为 PC1 试件破坏模式照片。试件破坏时中柱北侧梁下部两根钢筋断裂。梁身产生了较多的裂缝，中柱与梁接触面附近尤为严重，这是由于梁钢筋断裂后，混凝土迅速张开，并且高温作用后钢筋混凝土性能变差。两侧梁近中柱端上侧混凝土均被压溃脱落。



图 3.26 PC1 试件破坏模式图

### 3.6.2 PC2 试件裂缝发展及破坏模式

#### 3.6.2.1 压拱效应阶段裂缝图

图 3.27 为 PC2 试件压拱效应过程中的裂缝分布图。PC2 试件加载至 12mm 时，梁柱交界面处出现首条裂缝，如图 3.27a)所示，此时中柱竖向荷载为 32.2kN。继续加载，梁柱交界面裂缝沿温度裂缝开始发展，中柱位移达到 90mm 时，达到压拱效应峰值荷载 52.2kN，此时梁身裂缝垂直于梁轴线方向，如图 3.27b)所示。之后中柱位移达到 138mm 时，峰值荷载稍有降低为 50.1kN，此时柱头到梁 L/3 处裂缝变宽，并且出现梁底向梁顶的斜向裂缝，如图 3.27c)所示。

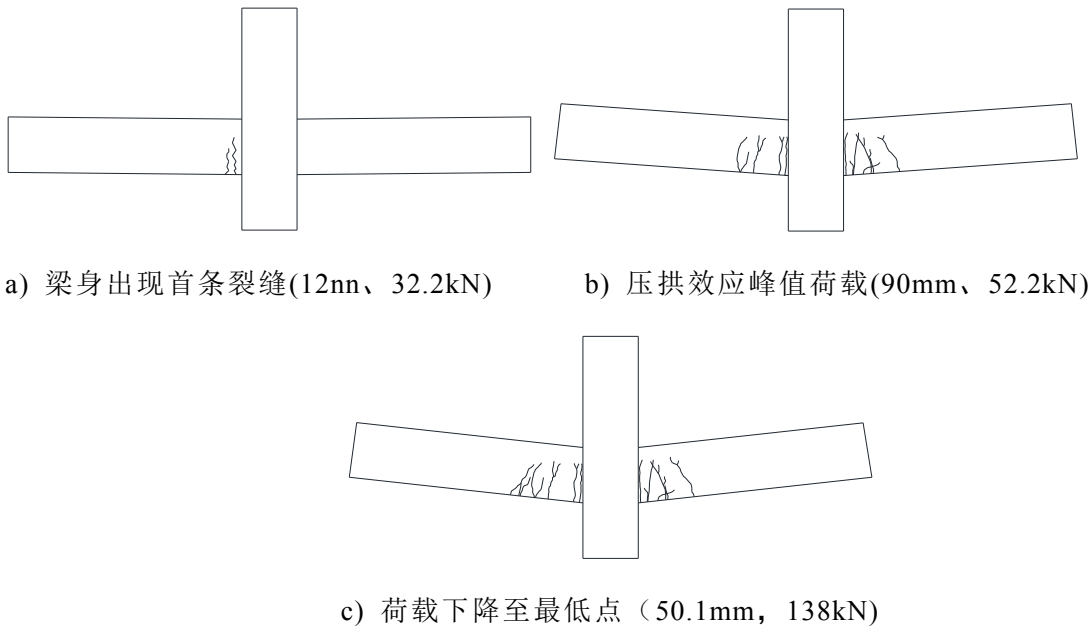


图 3.27 PC2 试件压拱效应裂缝图

#### 3.6.2.2 悬索效应阶段裂缝图

图 3.28 为 PC2 梁柱子结构悬链线阶段裂缝发展图。图 3.28a)中柱位移为 199.5mm，是梁端轴向压力转为轴向拉力的分界点，裂缝集中在柱头至 L/3 梁处继续沿梁高延伸。随着中柱竖向位移的增加，裂缝开始向梁端发展，中柱位移达到 354mm 时，施加荷载升高至第二峰值荷载 170.7kN，南侧靠近中柱梁低纵筋同时被拉断试件梁身出现通长裂缝，梁身裂缝发展均匀，拱效应阶段没有出现裂缝的梁端区域也出现了大量裂缝，说明梁在悬索作用下轴心受拉。由于南侧梁底钢筋断裂，造成南侧裂缝发展更加密集，但南北两侧裂缝出现时间基本一致，说明试件受力约束时对称的，如图 3.28b)所示。

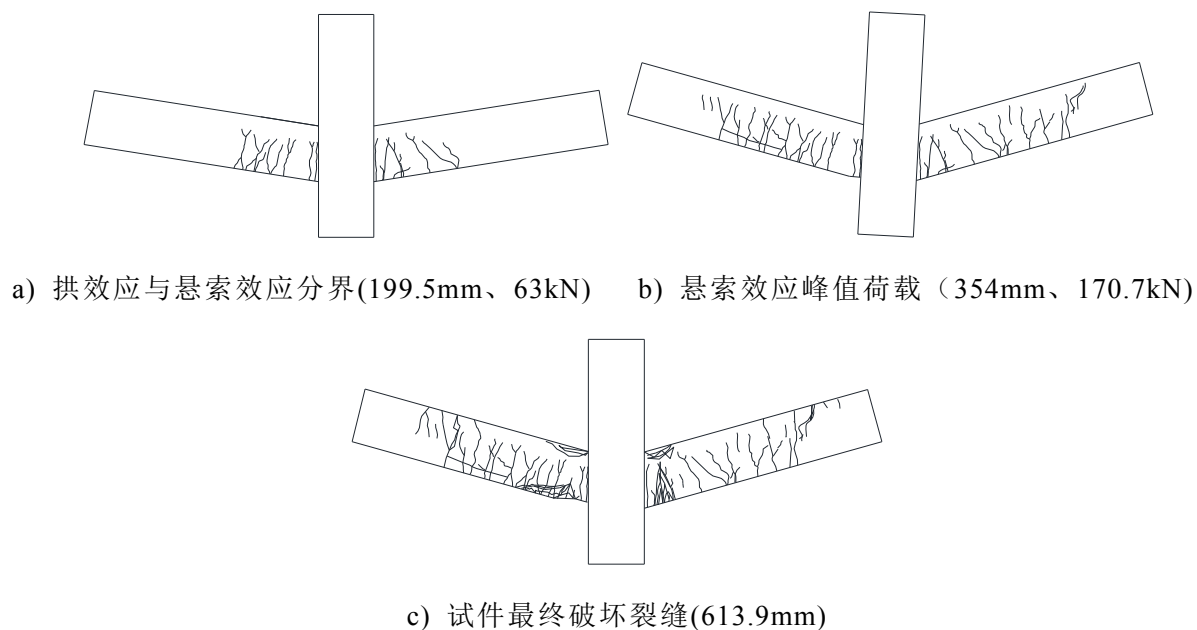


图 3.28 PC2 试件悬索效应裂缝图

### 3.6.2.3 PC2 试件破坏模式

图 3.29a)为 PC2 试件破坏模式图。中节点南侧梁下表面混凝土全部脱落，梁底钢筋完全暴露。靠近中柱两侧的梁上部混凝土被完全压溃。梁柱交界面处出现一条很宽的裂缝，试件加载过程中梁底 90°锚固钢筋出现滑移现象，这也解释了 PC2 试件悬索效应阶段受力性能强于 RC 试件的原因，试件最终破坏是南侧梁底纵筋被同时拉断造成，图 3.29b)为节点核心区钢筋断裂图。



a) PC2 试件破坏模式图



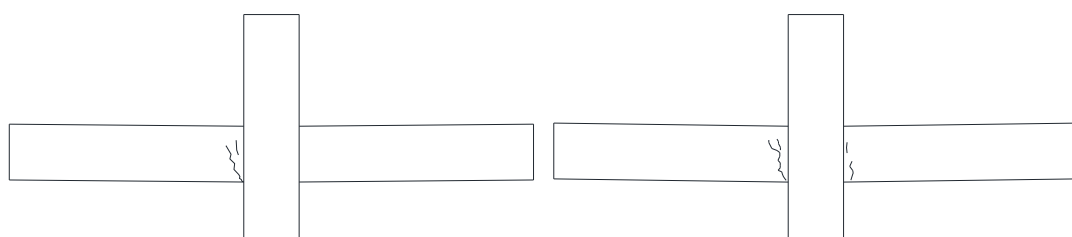
b) 90° 锚固钢筋滑移

图 3.29 PC2 试件破坏模式图

### 3.6.3 PC3 试件裂缝发展及破坏模式

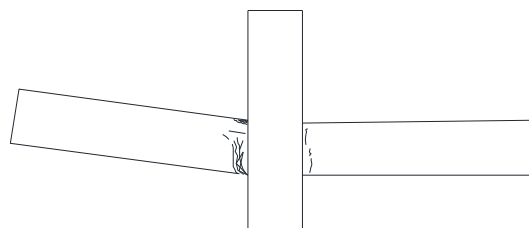
#### 3.6.3.1 压拱效应阶段裂缝图

图 3.30a)为 PC3 试件框架梁开裂图。PC3 试件加载至 11mm 时，梁下侧出现首条裂缝，此时加载荷载为 32kN。加载位移 17mm 时，加载荷载达到拱效应阶段峰值 37kN,此时裂缝主要出现在中柱于南侧梁交界处，如图 3.30b) 所示。随着中柱位移的增加，拱效应阶段荷载逐渐减小，南侧梁柱交界处裂缝扩张，梁身没有新的裂缝产生。加载至 125mm 时，中柱荷载降为 11kN，此时南侧梁柱交界面处现浇混凝土完全开裂，完全露出后浇键槽内混凝土，梁身裂缝较少，如图 3.30c) 所示。



a) 框架梁开裂(11mm、32kN)

b) 压拱效应峰值荷载(17mm、37kN)



c) 荷载下降至最低点(95.95mm、96.9kN)

图 3.30 PC3 试件拱效应阶段裂缝图

### 3.6.3.2 悬链线阶段裂缝图

当中柱竖向位移加载至 154mm 时，中柱施加荷载为 17.5kN，为拱效应与悬索效应分界点，如图 3.31a) 所示，中柱于南侧梁交界处裂缝宽度继续扩展，梁顶部混凝土压溃脱落，北侧梁裂缝较少且发展不明显。继续加载，梁端 2L/3 截面附近出现斜裂缝，加载位移至 254mm 时，承载力达到悬索效应峰值 83kN，如图 3.31b) 所示，中柱与南侧梁交界处裂缝发展，南侧梁端混凝土叠合面处混凝土开裂并沿叠合面延伸。

图 3.31c) 为 PC3 试件破坏时裂缝图，键槽内钢筋滑移失效，承载力突然降低，此时试件梁混凝土叠合层出现较大裂缝，中柱与南侧梁交界处开裂严重，混凝土脱落，箍筋外露，南北两侧均出现贯穿裂缝，但两侧试件梁裂缝发展不均匀，南侧钢筋滑移失效造成南侧梁身裂缝发展数量多宽度大。

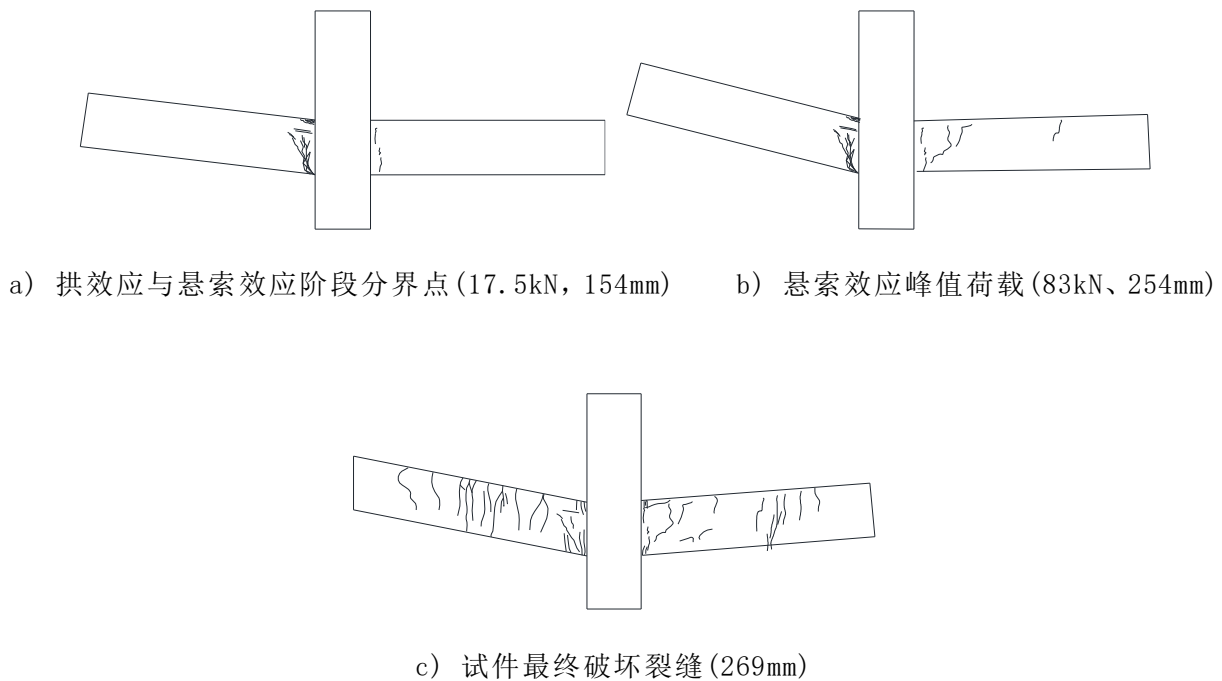


图 3.31 PC3 试件悬索效应阶段裂缝图

### 3.6.3.3 PC3 试件破坏模式

图 3.32 为 PC3 试件破坏模式图。南北两侧梁顶混凝土被压溃脱落，北侧梁柱交界面处出现一条较宽裂缝，南侧梁柱交界面处裂缝开展宽度有 13mm，箱型键槽整体脱出，梁上部混凝土沿叠合面开裂严重，南侧键槽内钢筋滑移导致承载力迅速降低，构件失效。

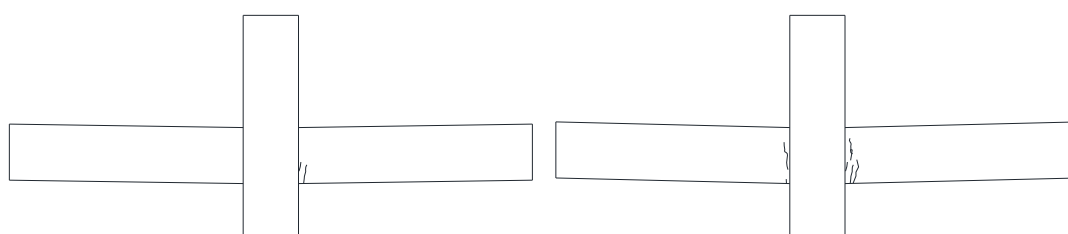


图 3.32 PC3 试件破坏模式图

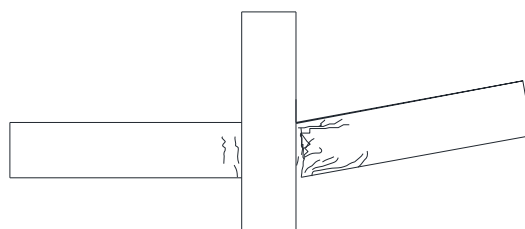
### 3.6.4 PC4 试件裂缝发展及破坏模式

#### 3.6.4.1 压拱效应阶段裂缝图

PC4 试件框架梁开裂图如图 3.33 所示。试件加载至 18mm 施加荷载为 26.6kN 时，北侧梁靠近中柱下侧出现首条裂缝，如图 3.33a)所示。加载位移 30mm 时，达到拱效应阶段峰值 34.7kN,此时，裂缝主要出现并发展在中柱于北侧梁交界处，继续加载，拱效应阶段峰值荷载荷载减小，北侧梁柱交界处裂缝扩张，梁身没有新的裂缝产生，如图 3.33b)所示。加载至 126mm 时，中柱荷载下降至最低点为 14kN，如图 3.33c)所示，此时北侧梁柱交界面处现浇混凝土完全开裂，交界面处梁上侧混凝土被压溃掉落，键槽内混凝土外露，裂缝比较少主要在北侧梁柱交界面处扩张，北侧梁靠近中柱端沿着混凝土叠合面开裂。



a) 试件梁开裂(26.6kN, 18mm)    b) 压拱效应峰值荷载 34.7kN, 30mm)

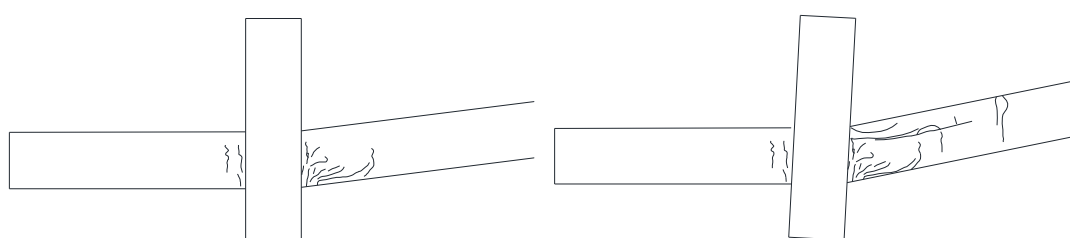


c) 荷载下降至最低点(13.1kN, 126mm)

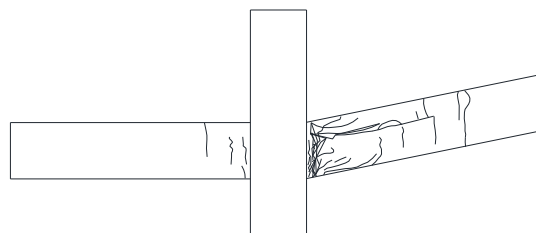
图 3.33 PC4 试件悬索效应阶段裂缝图

### 3.6.4.2 悬链线阶段裂缝图

当中柱位移达到 158mm 中柱施加荷载为 14kN 时，为压拱效应与悬链线效应分界点，北侧梁柱交界面裂缝继续扩展箍筋露出，北侧梁叠合面裂缝向梁端发展且变宽，键槽内混凝土外露如图 3.34a)。加载至 258mm 时达到悬索效应峰值荷载 60.3kN，此时南侧梁几乎无裂缝，裂缝主要发展在北侧梁身，梁柱交界面处裂缝开裂严重，且与梁上侧叠合面裂缝相连在一起，键槽内混凝土及底部钢筋外露，北侧梁身从混凝土叠合面处开裂。图 3.34c)为 PC4 破坏时裂缝图，中柱位移达到 258mm 后，位移继续增加，中柱柱头施加荷载降低，试件梁身变形主要在中节点北侧，梁身裂缝延伸，产生数条贯穿裂缝，北侧近中柱梁端叠合面处裂缝延伸并扩展，键槽内混凝土及钢筋露出。



a) 拱效应与悬索效应阶段分界点(14kN, 158mm)    b) 悬索效应峰值荷载(60.3kN、258mm)



c) 试件最终破坏裂缝(270mm)

图 3.34 PC4 试件悬索效应阶段裂缝图

### 3.6.4.3 PC4 试件破坏模式

试件 PC4 最终破坏图如 3.35 所示，PC4 试件破坏为北侧键槽内混凝土被拉出，北侧梁与中柱接触面处出现很大裂缝，北侧近中柱梁端混凝土叠合面处裂缝张开，北侧梁身出现贯穿裂缝但数量比较少，中柱与南侧梁交界处几乎没有破坏，中柱平面内顺时针转动。



图 3.35 PC4 试件破坏模式图

### 3.7 试验结果讨论

经过对四个 PC 试件试验结果包括升温反应、荷载-位移曲线、轴力-位移曲线、弯矩-转角曲线、弯矩-轴力曲线等对比分析，研究了装配式梁柱子结构高温后受力性能。得到如下讨论：

(1)采用直螺纹套筒连接的 PC1 试件，试件压拱效应峰值荷载与 RC 试件相似，试件最终变形及破坏形态也与现浇构件类似，显示出了“等同现浇”的性能。

(2)采用 90° 弯折锚固节点的 PC2 试件，试验中压拱效应峰值荷载与 RC 试件类似，但悬索效应峰值及最终变形能力均优于 RC 试件，试验过程中弯折钢筋出现滑移，梁底纵筋被拉断导致试件最终破坏。

(3)试验过程中 PC1、PC2 两侧梁裂缝发展类似，在混凝土叠合面处未发展出较宽裂缝，叠合面处未出现明显破坏形态，说明节点处设置的粗糙面使预制部分与后浇部分结合良好。

(4)采用键槽形式连接的 PC3、PC4 试件在试验中受力过程明显区别于 RC 试件，键槽形式连接试件其压拱效应峰值荷载较低，且峰值过后，试件承载力急剧下降。PC3、PC4 试件两边梁裂缝发展不一致，加载过程中均出现柱头偏移情况，试件破坏在梁柱交界面处开始，逐渐在混凝土叠合面处产生，键槽内混凝土箱型脱出，说明预制部分与后浇部分混凝土协同工作性能较差，此类节点预制部分与后浇部分协同性能需进一步加强，如采用更有效的粗糙面设置、键槽内混凝土结合面设置粗糙面等。

(5)不同节点形式对高温后试件受力性能影响很大，本实验采用的四类节点中，高温后受力性能，90°弯折锚固节点性能最好，直螺纹套筒连接性能次之，键槽形式连接的两类节点受力性能相对较差。

### 3.8 本章小结

本章对四梁柱子结构高温后倒塌试验的结果进行了整理分析，对包括极限荷载、极限位移和破坏模式等结果进行了探讨研究，可以得到以下结论：

(1) 本试验高温炉采用电加热方式，升温过程中，各测点温度变化均呈增大趋势，测点距离受火面越近升温速率越快。截面测点温度在 100°C左右会存在一个温度平台，约靠近截面中心此现象越明显。

(2) 通过对四个试件结果的分析，揭示了子结构在移除中柱过程中的受力性能。试件整个受力过程包括压拱效应阶段和悬索效应阶段，尤其是悬索效应阶段的发展，为结构提供防倒塌保障

(3) 装配式试件承载力展现出显示出了“等同现浇”的性能，展示出较了结构防连续倒塌能力。装配式试件 PC1、PC2、PC3、PC4 拱效应峰值荷载分别为 RC 构件的 99.8%、91.9%、65.1%、61.1%，装配式试件 PC1、PC2、PC3、PC4 试件极限位移分别为 RC 构件的 94.4%、133.5%、95.8%、97.4%。展示出较好延性性能。

(4) 现浇试件最终的破坏模式是梁端钢筋被拉断，不能继续承载，钢筋性能得到充分的发挥。装配式试件 PC1 试件破坏模式是梁端钢筋被拉断，PC2 破坏模式为钢筋发生滑移最终被拉断，PC3、PC4 试件破坏模式为键槽内钢筋滑移失效。

## 第4章 高温下梁柱子结构抗连续倒塌试验结果分析

### 4.1 引言

为了研究不同升温-加载路径下装配式混凝土结构抗连续倒塌受力性能,本章基于装配式混凝土梁柱子结构在高温下试验,对四个试件的荷载位移曲线、梁端轴力破坏模式等试验结果进行整理分析,对比极限承载能力和极限位移值的大小。探讨装配式试件高温下荷载转换机制及力学性能变化。

### 4.2 升温反应

高温下试件材料性能劣化严重,高温对混凝土与钢筋之间的粘结性能影响更为严重,高温下试验炉内升温曲线按照 ISO-834 曲线设置,升温 120min 后,为保证试验安全关闭高温炉电源立即进行竖向加载试验,记录试验过程中炉温,预埋热电偶温度、中柱施加荷载及竖向位移、梁端轴力等数据。

#### 4.2.1 炉内升温曲线

图 4.1 为试件 PC5、PC6、PC7 和 PC8 在升温试验过程中炉膛内实测温度曲线与 ISO-834 标准升温曲线对比,火灾炉升温前期升温速率较快,当升温时间达到 10min 时,炉内平均温度达到 460°C 左右,升温后期炉内平均温度低于 ISO-834 标准升温曲线,PC 系列试件升温 120min 后炉内最高温度约为 900°C,升温趋势较好地拟合标准升温曲线。

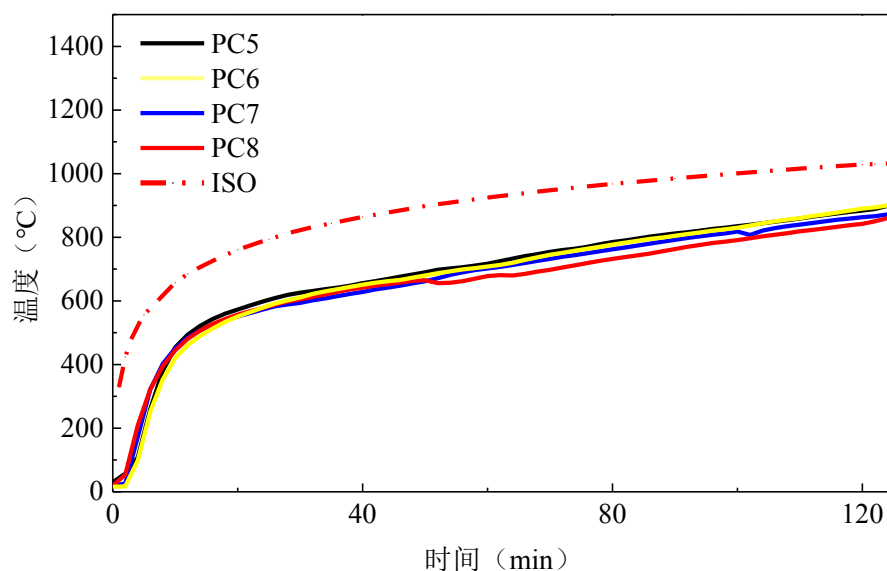
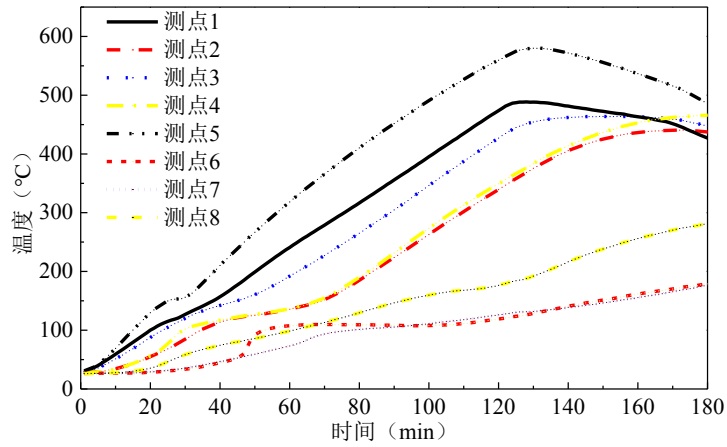


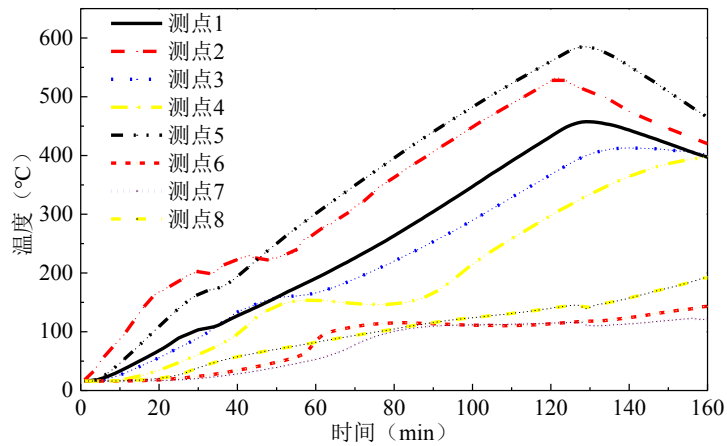
图 4.1 高温下试件升温曲线图

### 4.2.2 温度场测试结果与分析

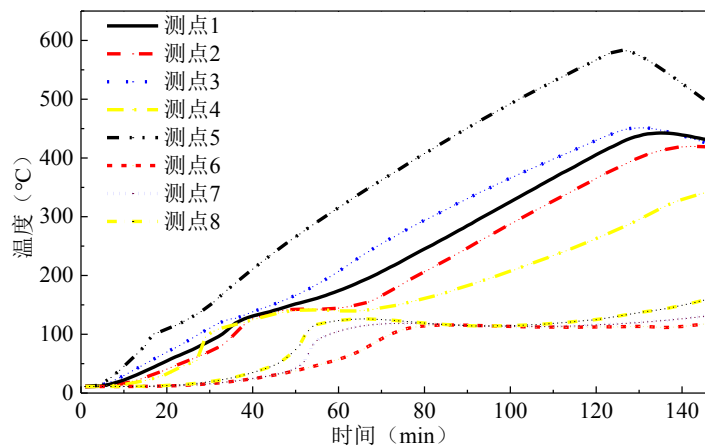
PC 试件的温度场对高温下试件的受力性能影响尤为重要。图 4.2 给出各试件截面内部不同测点温度变化曲线，表 4.1 给出各试件测点内部温度峰值。



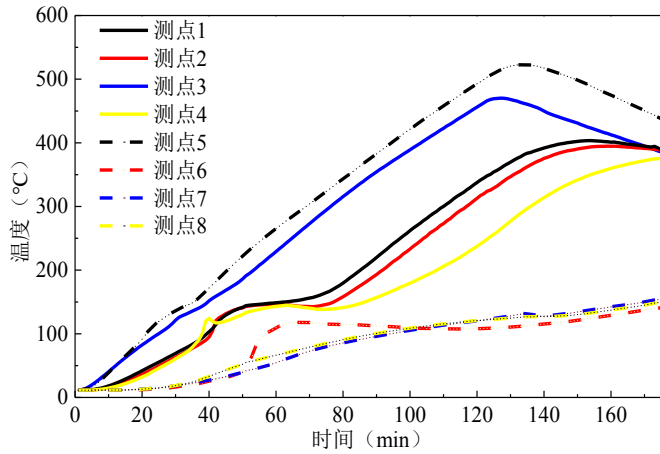
a) PC5 试件



b) PC6 试件



c) PC7 试件



d) PC8 试件

图 4.2 试件截面温度场

表 4.1 PC1-PC4 试件不同测点最高温度

试件 编号	1 号 测点	2 号 测点	3 号 测点	4 号 测点	5 号 测点	6 号 测点	7 号 测点	8 号 测点
PC5	488.5	440.6	463.9	466	580	201.4	209.7	296.6
PC6	457.5	531.6	413	402.1	585	155.4	127.4	201.1
PC7	442.6	419.7	451.3	342.4	583.4	118.5	131.4	159.6
PC8	403.4	394.8	470.2	376.4	522.8	142.5	142.5	152.7

由热电偶温度场可以看出，试件升温 120min 后，进行抗连续倒塌试验过程中，虽然关闭升温炉，但试验内部温度变化不大，表明试验很好的模拟了高温下试验工况。

从表 4.1 及图 4.2 中数据可以看出：

(1) 升温过程中，各测点温度均呈现增大趋势，距离受火面近的测点升温快，部分测点升温曲线出现异常，可能时因为在混凝土浇筑过程中热电偶的位置偏移导致。

(2) 截面温度与高温后试件类似，大部分在 130°C-160°C附近有一个温度平台，且该测点位置越靠近试件中心该现象约明显。

(3) 整体来看，截面中心温度远低于侧面温度，侧面温度低于底面温度，说明混凝土截面在高温作用下截面温度场分布不均匀，混凝土保护层厚度能减缓钢筋温度增长速度。

### 4.2.3 轴力温度关系

高温下试验轴力与温度变化展现出与高温后相似规律，如图 4.3 所示，总体来看，梁端轴力随温度升高而增大，高温炉内温度在 550°C之前，轴力增长速度较慢，550°C之后，轴力增长速度加快。不同试件增长趋势及轴力峰值类似。

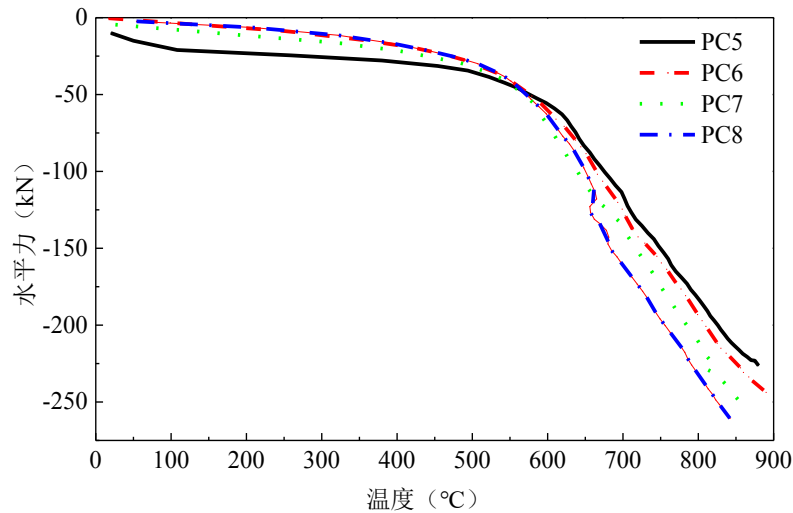


图 4.3 梁端轴力温度关系

### 4.3 荷载-位移曲线及轴力-位移曲线

#### 4.3.1 PC5 试件

图 4.4 为 PC5 试件的荷载位移曲线，图中可以看出，PC5 试件受力过程经历压拱效应阶段，其中 OA 段为弹性阶段，AB 段为塑性阶段，B 点以后为下降段。中柱位移 18mm 内为弹性阶段，试件承载力随中柱位移增加呈现线性增加状态，当中柱位移增加至 36mm 时，中柱施加荷载达到压拱效应峰值 67.1kN，从图中可以看出，荷载位移曲线达到峰值后下降比较陡峭，下降至最低点后荷载并未进入强化阶段，即没有进入悬链线效应阶段。

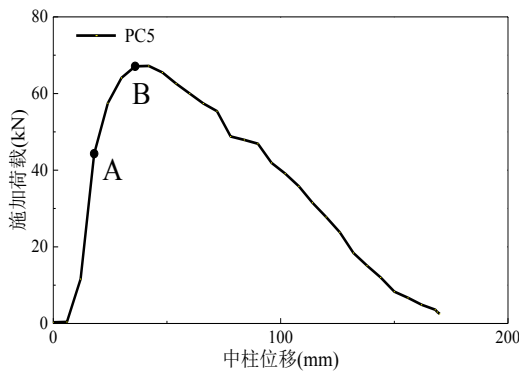


图 4.4 PC5 试件荷载位移曲线

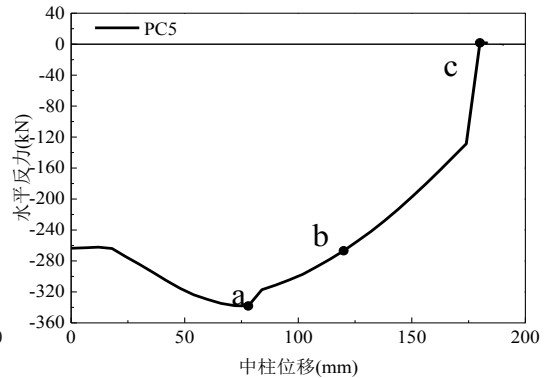


图 4.5 PC5 试件轴力位移曲线

图 4.5 为 PC5 试件加载过程中中柱位移与梁端轴力关系，可以看出，开始加载时，梁端轴向压力比较大，随着中柱位移增大，梁端轴向压力呈现出先增大后减小的趋势，最终破坏时，梁端轴向力减小到 0。整体变化规律与高温后试件类似。试件最终破坏时，梁端轴向力由-128.6kN 变为 1.69kN。

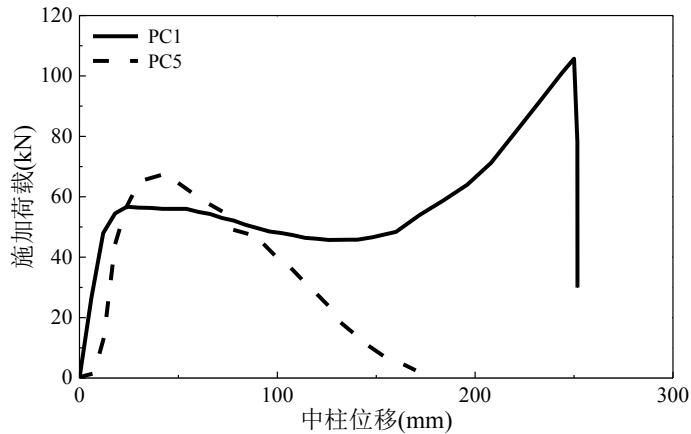


图 4.6 PC1、PC5 试件荷载位移曲线对比

图 4.6 为 PC1 与 PC2 试件荷载位移曲线对比图，高温后试件 PC1 经历了压拱效应和悬索效应两个阶段，而高温下试件 PC5 只经历了压拱效应阶段，PC5 试件压拱效应峰值荷载为 67.1kN，比 PC1 试件压拱效应峰值 56.7kN 提高了 18.3%。试件破坏时，PC1 试件竖向位移为 251.7mm，相比于 PC5 试件破坏时的竖向位移 170mm 提高了 48%，高温下机械套筒节点连接试件虽然提高了压拱效应峰值但试件变形能力大大降低。

### 4.3.2 PC6 试件

图 4.7 为 PC6 试件荷载位移曲线，可以看出 PC6 试件经历了压拱效应和悬索效应两个阶段，其中 OA 段即中柱竖向位移加载至 18.7mm 为弹性阶段，此阶段梁主要经历线弹性范围内的变形，AB 段为弹塑性阶段，B 点为压拱效应峰值，此时中柱竖向位移为 43.9mm，中柱柱头荷载为 67.7kN，压拱效应峰值过后荷载曲线下落比较陡峭，竖向位移为 170.4mm 时，竖向荷载达到最小值 25.4kN 后，荷载逐渐升高，进入强化阶段即悬链线阶段，悬链线阶段峰值荷载为 55.3kN，此时中柱竖向位移为 264.1mm。

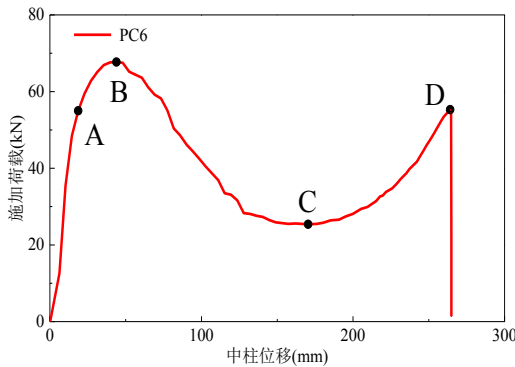


图 4.7 PC6 试件荷载位移曲线

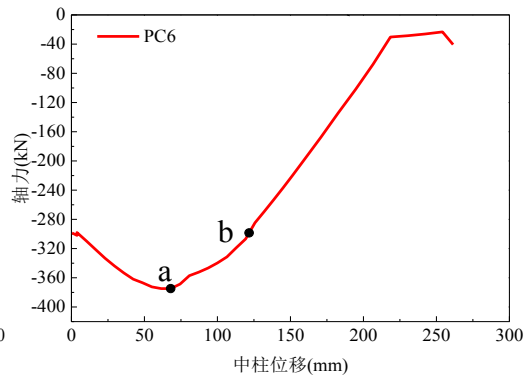


图 4.8 PC6 试件轴力位移曲线

图 4.8 为 PC6 试件加载过程中梁端轴向力变化，可以看出，梁端轴向力始终

未压力，呈现出先增加后减小的发展趋势，试件开始竖向加载时，高温作用在梁端产生轴向压力初始值 298.5kN，其中 a 点为轴向压力峰值 374.8kN，此时竖向位移为 68mm，b 点为轴向压力回到初始加载值的点，此时中柱竖向位移为 121.7mm。

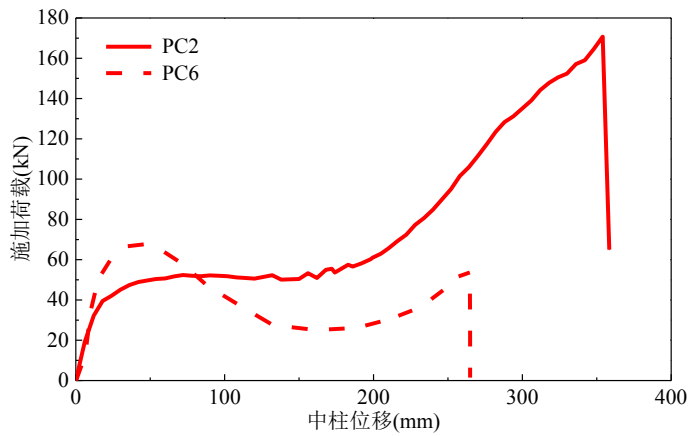


图 4.9 PC2、PC6 试件荷载位移曲线对比

图 4.9 为 PC2 与 PC6 试件荷载位移曲线对比图，可以看出，高温下试件与高温后试件均经历了压拱效应和悬索效应两个阶段，高温下 90°弯钩试件压拱效应峰值为 67.7kN，比高温后压拱效应峰值 52.4kN 高出 29.2%，高温后悬索效应峰值为 170.7 kN，比高温下悬索效应峰值 55.3kN 高出 208%，其中高温后试件达到悬索效应峰值荷载时位移为 354mm，比高温下试件悬索峰值荷载位移 264.1mm 高出 34%。

### 4.3.3 PC7 试件

图 4.10 为 PC7 试件高温下荷载位移曲线，可以看出，高温下 PC7 试件主要经历压拱效应一个阶段，其中加载位移为 0mm-6.69mm 的 OA 段为弹性阶段，6.69mm-45.15mm 的 AB 段为弹塑性阶段，B 点达到压拱效应峰值荷载 72.3kN，B 点以后试件承载力急剧下降。

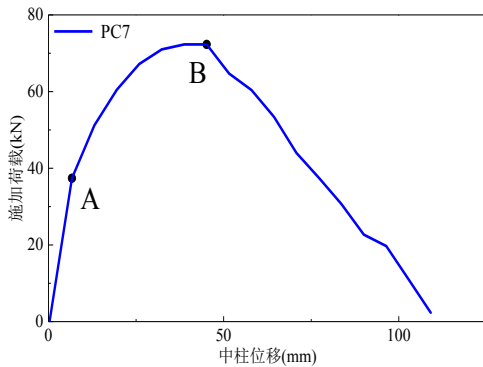


图 4.10 PC7 试件荷载位移曲线

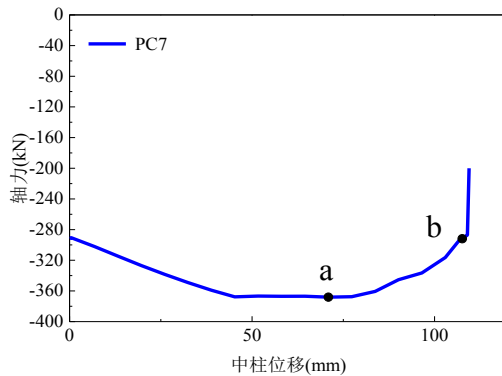


图 4.11 PC7 试件轴力位移曲线

图 4.11 为 PC7 试件加载过程中梁端轴力与中柱竖向位移关系曲线，可以看

出，梁端轴力在试验过程中始终表现为轴向压力，发展趋势为先增大后减小，加载初始阶段由于高温作用，梁端轴向压力为 291kN，当竖向位移加载至 70.91 时，轴向压力达到峰值 368kN，中柱竖向位移达到 109mm 时，梁端轴向压力突然减小。

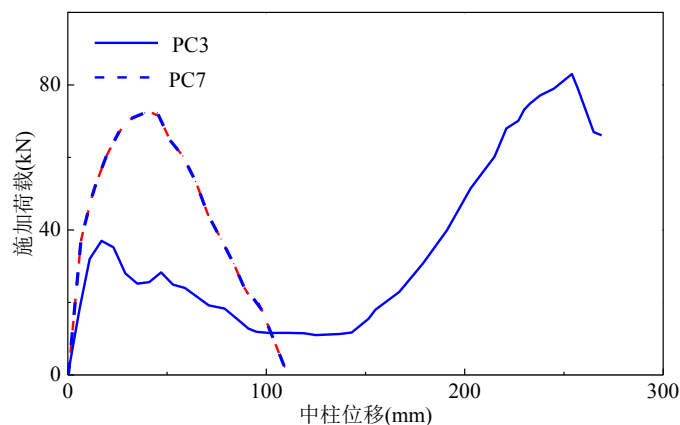


图 4.12 PC3、PC7 试件荷载位移曲线对比

图 4.12 为键槽直钢筋搭接连接节点形式高温后及高温下荷载位移曲线对比图，PC3 为高温后加载，PC7 为高温下加载。可以看出，高温后试件加载过程经历了压拱效应和悬索效应两个阶段，高温下试件加载过程只经历压拱效应阶段。高温下试件压拱效应峰值高出高温后试件 95.4%，但高温后试件破坏时极限位移为高温下试件的 146%，可以看出高温显著影响键槽钢筋搭接节点试件的变形能力。

#### 4.3.4 PC8 试件

图 4.13 为 PC8 试件高温下荷载位移曲线，可以看出，PC8 试件在中柱加载过程中经历了压拱效应和悬索效应两个阶段，其中中柱竖向位移为 0mm-6mm 的 OA 段为弹性阶段，试件梁主要经历弹性变形，中柱竖向位移为 6mm-36mm 的 AB 段为弹塑性阶段，B 点达到压拱效应峰值荷载 70.6kN，中柱继续施加荷载，试件进入塑性铰发展阶段。拱效应峰值过后，中柱荷载下降比较陡峭，中柱位移进行到 162mm 时，荷载达到最小值，此时柱头荷载为 15.4kN，随着中柱位移增加，荷载逐渐上升，进入悬索效应阶段，当中柱位移达到 240mm 时，达到悬索效应峰值 43.6kN。

图 4.14 为 PC8 试件加载过程中梁端轴向力随加载位移变化曲线，可以看出，梁端轴力在加载过程中首先呈现出逐渐增大的轴向压力，随着中柱位移增加，轴向压力逐渐增大到峰值后又减小至 0，最终呈现为逐渐增大的轴向拉力。图中 a 点为轴向压力峰值点，此时中柱竖向位移为 51.8mm，梁端轴向压力为 369.3kN。b 点轴向压力由峰值减小到初始轴向压力，此时中柱位移为 119mm。c 点为轴向压

力转化为轴向拉力的临界点，此时中柱竖向位移为 213mm。

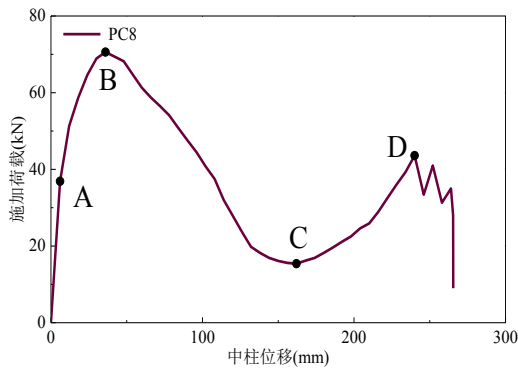


图 4.13 PC8 试件荷载位移曲线

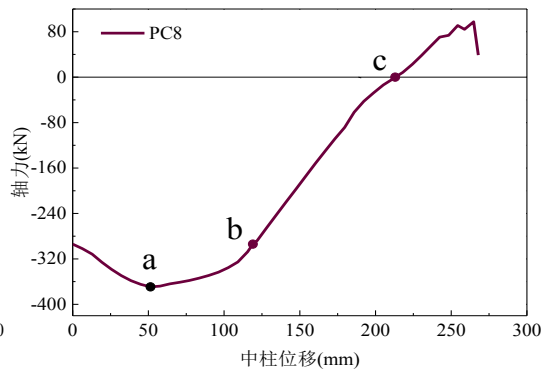


图 4.14 PC8 试件轴力位移曲线



图 4.15 PC4、PC8 试件荷载位移曲线对比

图 4.15 为世构体系连接节点形式高温后及高温下荷载位移曲线对比图，PC4 为高温后加载，PC8 为高温下加载。可以看出，高温后及高温下试件加载过程经历了压拱效应和悬索效应两个阶段，高温下试件压拱效应峰值 70.6kN，高温后试件压拱效应峰值仅为 34.7kN，高温下悬索效应荷载峰值为 43.6kN，低于高温后悬索效应峰值 60.3kN，悬索效应峰值时，高温下试件极限位移为 252mm，高温后试件极限位移为 258mm。

#### 4.3.5 荷载-位移曲线对比

图 4.16 为高温下系列装配式混凝土梁柱子结构荷载位移曲线对比示意图，可以看出 PC5 和 PC7 试件加载过程荷载达到峰值后迅速下降，直到试件破坏，可认为其受力过程主要经历压拱效应一个阶段。而 PC6 和 PC8 试件加载过程中试件达到压拱效应峰值后荷载下降，但随着加载继续进行，柱头荷载又增长至第二峰值，可认为其受力过程分为压拱效应与悬索效应两个阶段。PC6 试件压拱效应峰值荷载为 67.7kN，悬索效应峰值荷载为 55.3kN，是压拱效应荷载峰值地 82%。PC8 试件压拱效应峰值荷载为 70.6kN，悬索效应峰值荷载为 43.6kN，是压拱效应

峰值荷载的 62%。相比之下, PC5 和 PC7 试件近经历压拱效应一个阶段, 压拱效应峰值荷载分别为 67.2kN 和 72.3kN。可以看出, 高温下试件压拱效应峰值过后荷载位移曲线下降较为陡峭。PC5 和 PC7 试件破坏时极限位移较小, 分别为 170mm 和 109.2mm, 相比之下, PC6 和 PC8 试件破坏时极限位移分别为 264.9mm 和 265.5mm。结果表明, 高温下抗连续倒塌试验中采用 90 度弯钩节点连接和采用世构体系节点连接的 PC 试件受力性能优于采用直螺纹套筒节点连接和键槽搭接节点连接的 PC 试件。

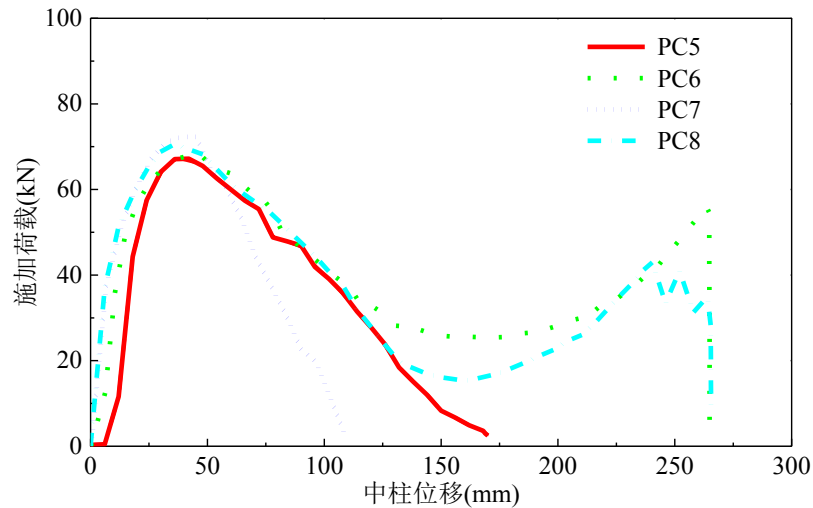


图 4.16 高温下试件荷载位移曲线对比

## 4.4 转角弯矩曲线及弯矩轴力曲线

### 4.4.1 PC5、PC6 试件

图 4.17 为 PC5、PC6 试件在加载过程中梁柱交界面处弯矩转角关系曲线, 可以看出, 试件转角较小时, 弯矩呈现出线性增加趋势, 此阶段梁柱交界面处抗弯刚度最大。此后, 随着转角增加, 梁截面抗弯刚度开始下降。界面弯矩达到峰值后, 弯矩开始下降, PC5、PC6 试件, 当梁底纵筋被拉断后, 弯矩急剧下降。试件 PC5、PC6 峰值弯矩分别为 68.3kN·m、70.1 kN·m。极限转角分别为 0.120rad 和 0.171rad。

图 4.18 为 PC1、PC2、PC5、PC6 试件转角弯矩曲线对比图, 可以看出, 高温下 PC 试件峰值弯矩大于高温后 PC 试件峰值弯矩, 这与初始加载时, 高温下试件梁端轴向压力有关。达到弯矩承载力峰值后, 高温下试件弯矩承载力退化比较快, 高温后试件转动能力优于高温下试件。

图 4.19 为 PC5、PC6 试件弯矩水平反力变化曲线图, 由图可知, 试件在加载过程中梁端轴力始终表现为压力, 加载过程可以分为压弯阶段和压弯退化阶段。在压弯阶段, 由于高温作用对试件产生了初始轴向压力, 试件在加载初始阶段就

处于压弯受力状态。从图中可以看出，压弯过程中，PC5 和 PC6 试件弯矩和轴向压力曲线增长趋势较接近，在压弯退化阶段，PC5 与 PC6 试件弯矩与轴力均逐渐减小，由荷载位移曲线知 PC6 试件进入悬索效应阶段，但 PC6 试件加载后期并未进入到拉弯阶段，说明高温产生轴向初始压力对试件受力影响大。

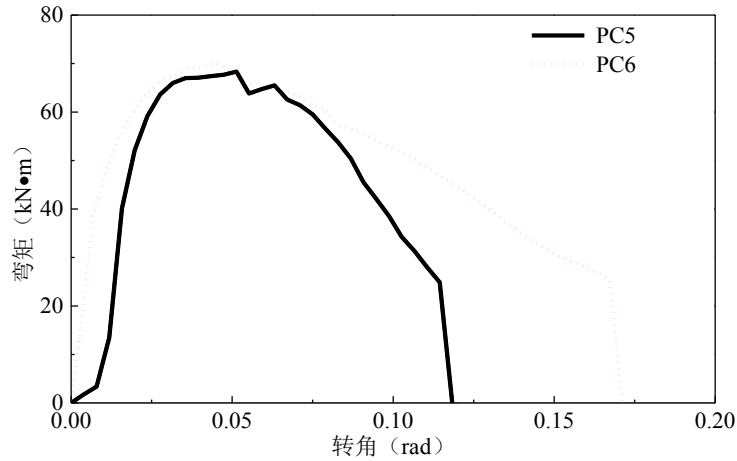


图 4.17 PC5、PC6 试件转角弯矩曲线

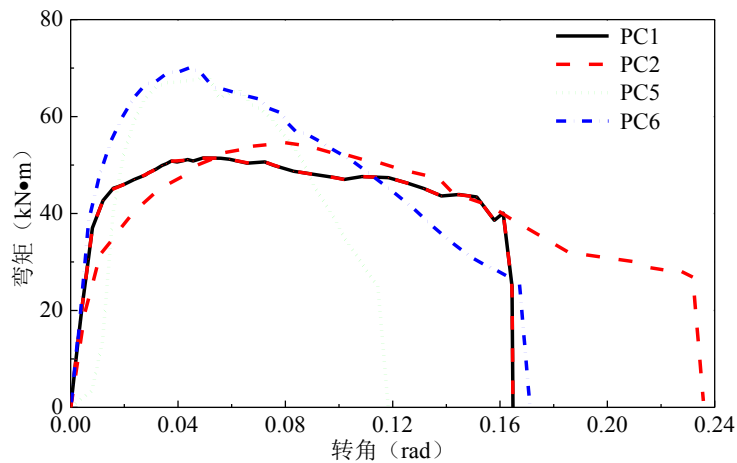


图 4.18 PC1、PC2、PC5、PC6 试件弯矩转角曲线对比

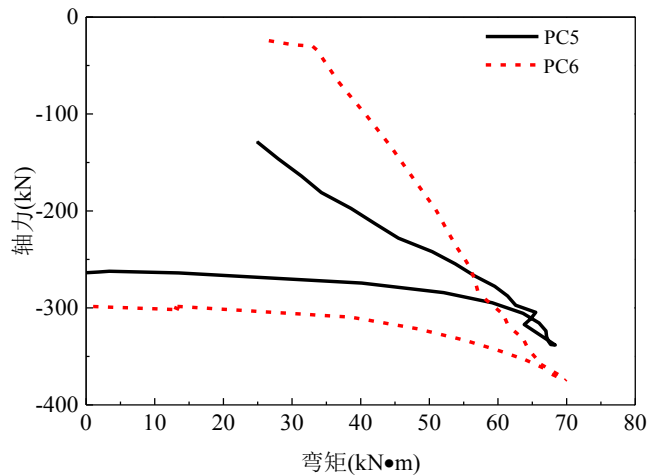


图 4.19 PC5、PC6 试件弯矩轴力曲线

#### 4.4.2 PC7、PC8 试件

图 4.20 为 PC7、PC8 试件转角弯矩变化曲线图，可以看出，试件 PC7、PC8 加载初期，弯矩随转角变化趋势相似，主要呈现线性增加趋势，弯矩达到峰值后，PC7 试件弯矩下降速率显著高于 PC8 弯矩下降速率，说明 PC7 试件弯矩承载力退化严重，PC8 试件转动能力优于 PC7 试件。PC7 试件与 PC8 试件峰值弯矩分别为  $71.1\text{kN}\cdot\text{m}$  和  $70.1\text{kN}\cdot\text{m}$ 。极限转角分别为  $0.075\text{rad}$  和  $0.176\text{rad}$ 。

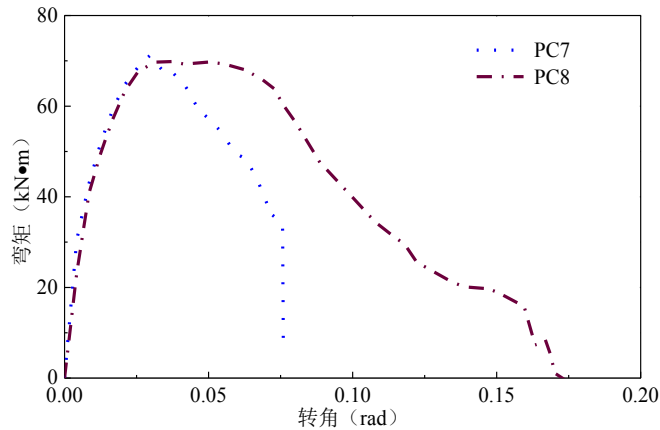


图 4.20 PC7、PC8 试件转角弯矩曲线

图 4.21 为采用键槽形式节点连接的试件转角弯矩变化曲线图。可以看出，高温下试件弯矩承载力峰值远高于高温后试件，高温下试件弯矩峰值过后承载力急剧下降。总体来讲，高温后试件转动能力优于高温下试件，但键槽内采用 U 型钢筋连接的 PC8 试件转动能力较好，最终破坏时极限转角为  $0.176\text{rad}$ 。

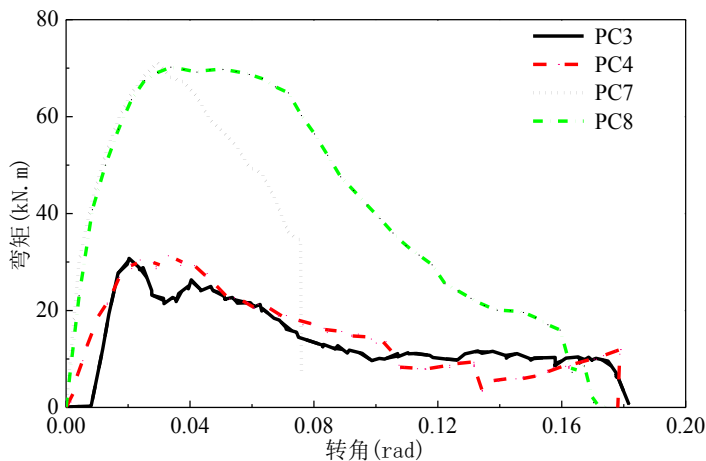


图 4.21 键槽形式节点弯矩转角曲线对比

图 4.22 为 PC7、PC8 试件弯矩与轴向反力变化关系曲线图，可以看出 PC7 试件加载过程分为压弯阶段和弯矩退化阶段，PC8 试件加载过程压弯阶段、弯矩退化阶段和拉弯阶段三个阶段。其中，压弯阶段 PC7、PC8 试件弯矩与轴力曲线发展路径比较接近，弯矩退化阶段，PC7 试件由于键槽内钢筋滑移失效，迅速破坏。

而 PC8 试件，弯矩退化阶段后进入了拉弯阶段，梁端轴力变为拉力。

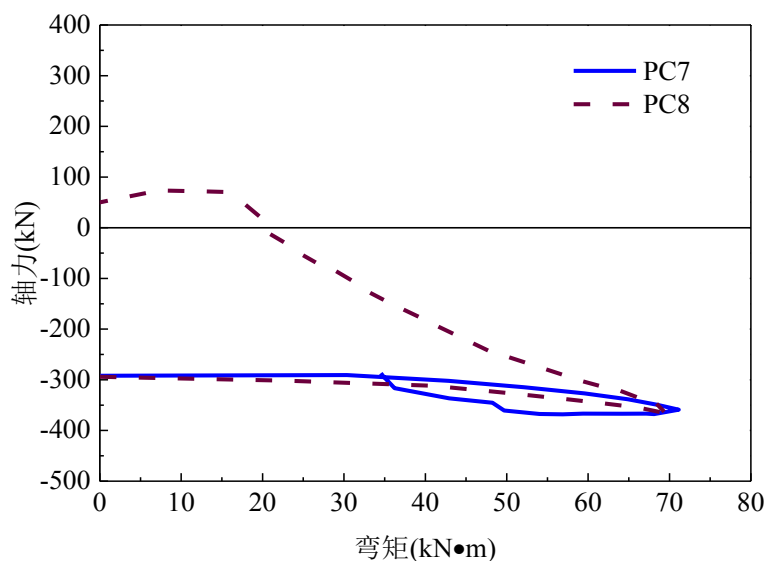


图 4.22 PC7、PC8 试件弯矩轴力曲线

## 4.5 高温下试件裂缝及破坏模式

### 4.5.1 PC5 试件

图 4.23 为 PC5 试件破坏模式图。试件破坏时中节点南侧梁底两根纵向钢筋同时被拉断，纵筋断裂位置距离梁柱交界面大概 200mm，加载过程中未出现明显滑移现象。中节点南侧梁顶部混凝土压溃，裂缝主要在南侧梁柱连接区域，北侧梁没有较宽的裂缝，中柱平面内逆时针偏转。



a) PC5 试件最终破坏形态



b) 南侧梁柱连接处

c) 北侧梁身

图 4.23 PC5 试件破坏模式图

#### 4.5.2 PC6 试件

图 4.24 为 PC6 试件破坏模式图，PC6 试件最终破坏是中节点北侧梁底纵筋断裂造成的，破坏时中节点北侧梁底混凝土脱落严重，底部纵筋暴露，顶部混凝土压溃脱落，这是因为钢筋被拉断后，混凝土迅速张开，且高温下混凝土钢筋粘结性能较差造成。中节点南侧梁底裂缝发展较宽，顶部混凝土压溃，整体来看，PC6 试件梁端裂缝发展比较均匀，与 PC2 试件类似，试件加载过程中，钢筋发生滑移，但试件最终破坏是北侧梁底钢筋被拉断造成。



a) PC6 试件最终破坏形态



b) 南侧梁柱连接处

c) 北侧梁柱连接处

图 4.24 PC6 试件破坏模式图

### 4.5.3 PC7 试件

图 4.25 为 PC7 试件最终破坏模式，试件的最终破坏是中节点北侧键槽内钢筋滑移失效造成的，试件破坏时中柱平面内顺时针转动较大，南侧梁裂缝主要为高温造成的温度裂缝，破坏主要集中在北侧梁柱交接面处，可以看出，梁柱界面处混凝土开裂严重，键槽内混凝土露出，中柱北侧梁上侧混凝土压溃。



a) PC7 试件最终破坏形态



b) 北侧梁柱连接处

c) 南侧梁身

图 4.25 PC7 试件破坏模式图

### 4.5.4 PC8 试件

图 4.26 为 PC8 试件破坏模式图，试件的最终破坏是北侧键槽内钢筋滑移造成，试件破坏时中柱平面内顺时针偏转。试件破坏时，南侧梁上部发生混凝土爆裂，南侧梁柱交界面处由一条从上到下的裂缝，北侧梁破坏较严重，北侧梁柱交界面处裂缝扩张，中节点南侧梁顶部混凝土被压溃脱落，键槽内混凝土露出，可以看出，试件破坏时，南侧破坏主要在先浇混凝土与后浇混凝土交界面上，说明高温作用下，先浇混凝土与后浇混凝土协同工作性能较差。但相比于 PC7 节点，世构体系节点产生了悬索效应，键槽内 U 型钢筋产生滑移。试件破坏后内部钢筋形态也说明了这也一点如图 4.25c) 所示。



a) U型钢筋滑移失效



b) 梁上部混凝土爆裂



c) U型钢筋滑移失效

图 4.26 PC8 试件破坏模式图

## 4.6 试验结果讨论

对四个 PC 试件试验结果对比分析，得到对 PC 试件如下讨论：

(1)试验过程中采用  $90^\circ$  弯折锚固的 PC6 试件与采用世构体系连接的 PC8 节试件加载过程中进入了悬索阶段，而采用直螺纹套筒连接的 PC5 试件与采用键槽钢筋搭接的 PC7 试件加载过程中仅存在压拱效应阶段。

(2)试件 PC5、PC6 最终破坏是梁底钢筋被拉断，并未发生在梁混凝土叠合层与梁柱交界面处，说明此两类连接方式中，设施粗糙面使预制部分与后浇部分结合良好。

(3)采用键槽形式连接的试件 PC7、PC8 最终破坏均为键槽内钢筋滑移失效，且最终破坏位置为梁柱交界面处，键槽内混凝土露出，靠近中柱梁端混凝土叠合面发生破坏，试件最终破坏时中柱均发生平面内偏转，两侧梁裂缝发展不一致，说明此两类节点需更有效的粗糙面设置。

(4)高温下试验，不同节点形式展现出受力性能差异较大，本实验中采用的四类节点形式，高温下试验，采用  $90^\circ$  弯折锚固与世构体系节点受力性能最好，采

用直螺纹套筒连接与键槽钢筋搭接节点受力性能较差。

## 4.7 本章小结

本章对四各梁柱子结构高温下倒塌试验的结果进行了整理分析，对包括极限荷载、极限位移破坏模式等结果进行了探讨研究，可以得到以下结论：

(1) 介绍了高温下试件升温反应，包括炉内升温曲线、升温过程中截面温度变化和升温过程中轴力变化。高温下试件升温曲线整体趋势与 ISO-834 标准升温曲线相似。升温过程中，各测点温度变化均呈增大趋势，测点距离受火面越近升温速率越快。

(2) 90° 弯折锚固试件与世构体系节点连接试件整个受力过程包括压拱效应阶段和悬索效应阶段，尤其是悬索效应阶段的发展，为结构提供防倒塌保障，而采用直螺纹套筒连接和键槽内钢筋搭接的节点受力过程主要经历压拱效应阶段，承载能力相对不足。

(3) 高温下试件压拱效应承载力较高，压拱效应发展充分，但悬索效应发展不充分，极限位移相对较小，试件延性不足。

(4) PC5、PC6 试件最终破坏形式是梁底钢筋被拉断，PC7、PC8 试件破坏模式为键槽内钢筋滑移失效，失去承载力。

# 第5章 延性杆连接节点的全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌试验研究

## 5.1 引言

全装配式节点也称为干连接节点，是框架梁与框架柱全部预制，通过焊接或螺栓进行连接的一种节点形式，相较于装配式湿节点连接，干节点连接方式预制率更高，施工周期更短。现有的装配式结构抗连续倒塌性能的研究主要围绕湿节点展开。各国对全装配式试件性能的研究还处于起步阶段，尚未形成统一的全装配式规范。研究全装配式框架结构抗连续倒塌性能及全装配式节点传力机制具有重要的工程意义。因此，对于全装配式框架结构的抗连续倒塌研究显得尤为重要。

## 5.2 试件设计与试验装置

### 5.2.1 试件的设计与制作

为研究全装配式混凝土框架结构的抗连续性倒塌性能，按照《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)和《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)要求，设计了一栋四开间七层的空间框架结构，如图 5.1 所示。其中结构横向柱距为 6.0m，纵向柱距为 7.5m，单层层高为 3.6m；梁截面尺寸为 400mm×600mm，柱截面尺寸为 700mm×700mm；整体结构考虑 7 度设防。

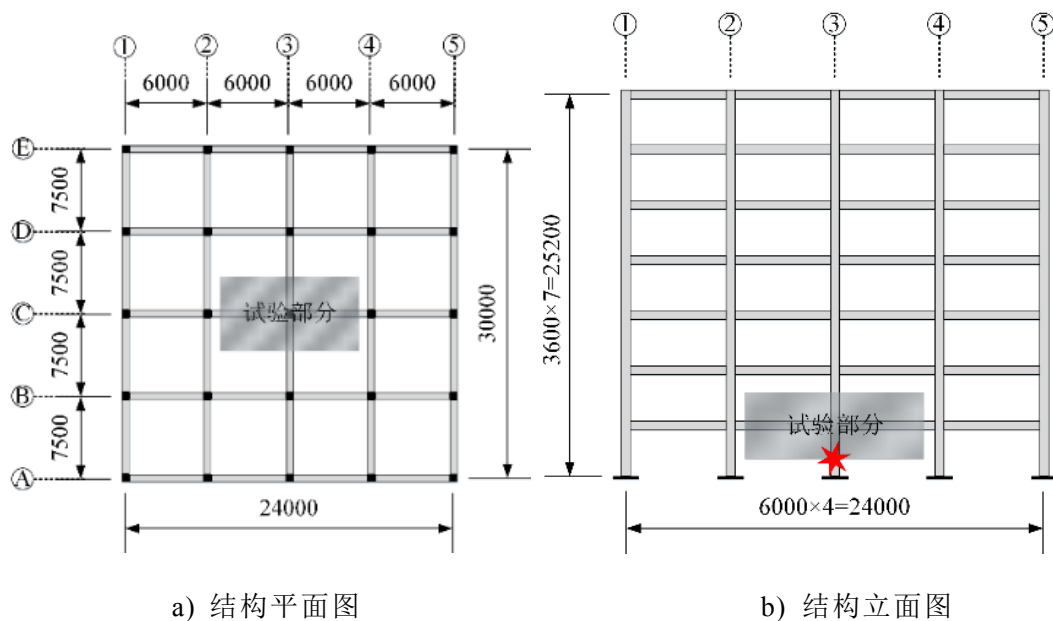
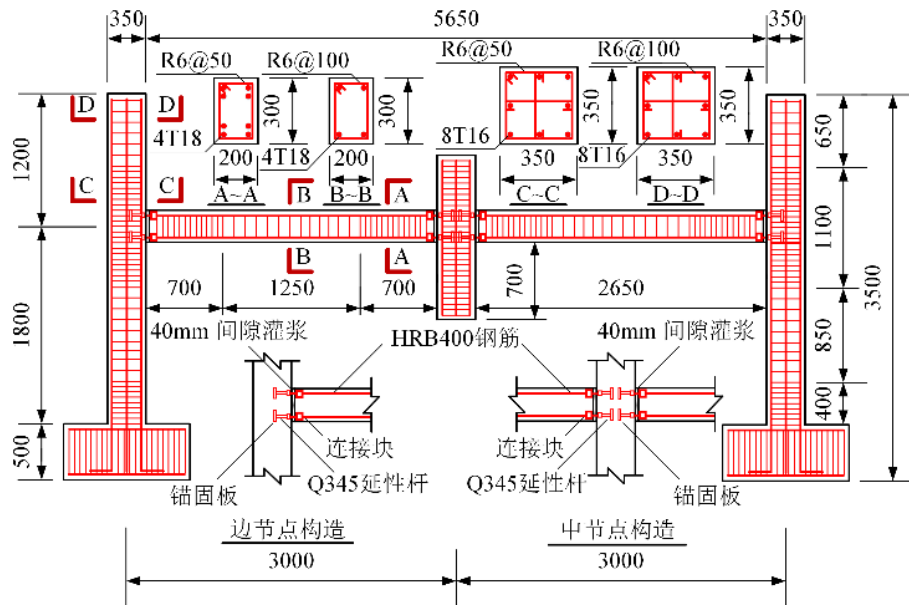
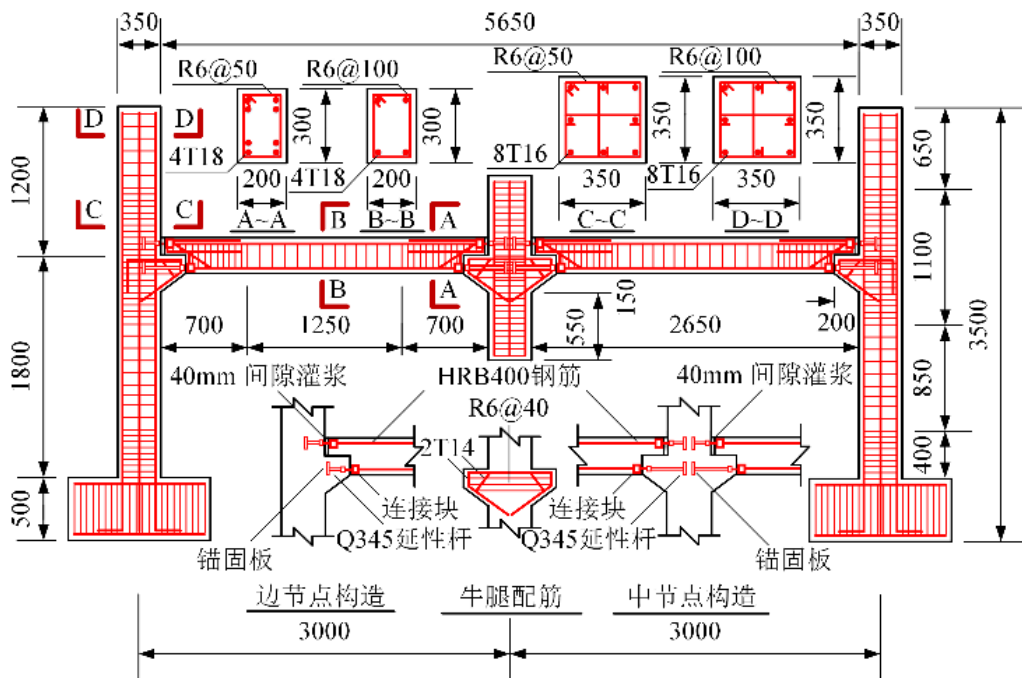


图 5.1 原型结构

在原型结构设计完成后，通过提取图 1 中阴影所示部分作为研究对象，按照 1/2 缩尺比例进行框架子结构试件设计。本试验共设计试件 2 个，全装配式(PC1, PC2)试件如图 5.2a)b), 另外本团队还进行过 1 个现浇(RC)框架子结构试验图 5.2(c) 所示（引用文献[41]）。该装配式混凝土构件采用高强螺栓-延性杆-锚固板的节点连接方式，其中 PC1 试件为未设置牛腿框架子结构，PC2 试件则采用暗牛腿框架子结构。延性杆一侧端部经抽丝后与锚固板进行连接，另一侧端部则设置为带有螺纹的连接帽，高强螺栓经穿过连接块后与其进行相连。同时，将梁端纵向受力钢筋端部打磨后与连接块相连。



a) PC1



b) PC2

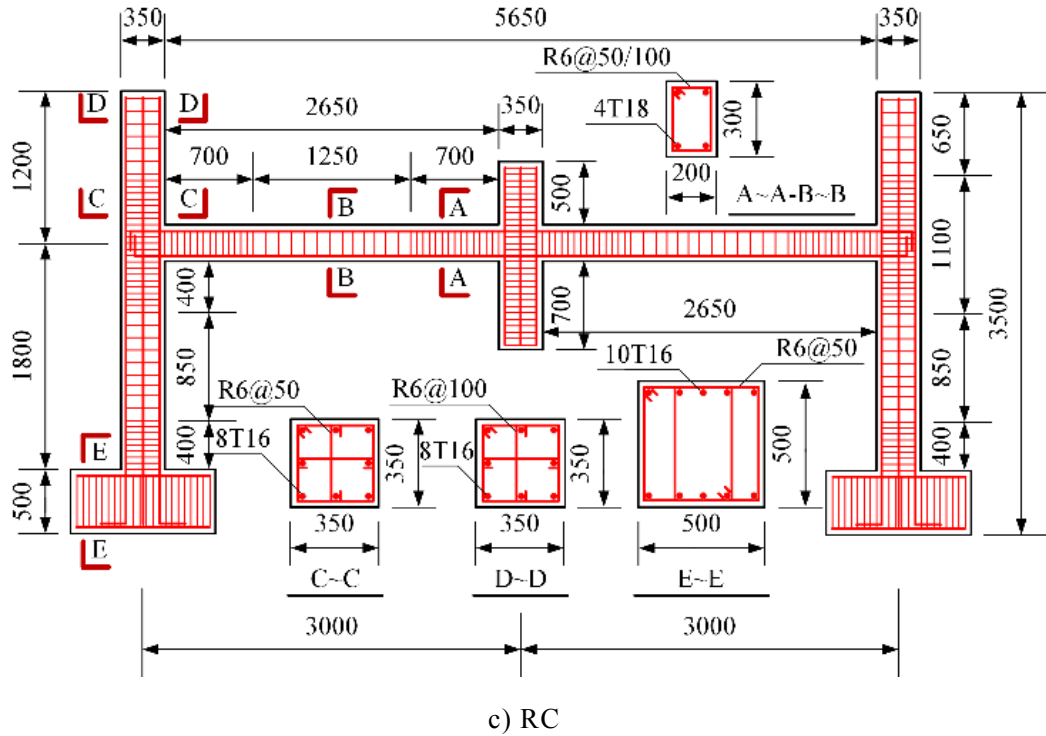


图 5.2 测试结构尺寸详图

待测试件的梁截面设置为  $200\text{mm} \times 300\text{mm}$ ，柱端截面为  $350\text{mm} \times 350\text{mm}$ ；同时，在边柱底部设有截面尺寸为  $500\text{mm} \times 500\text{mm}$  的地梁以进行整体固定。试件梁长度为  $2650\text{mm}$ ，中柱柱高为  $1500\text{mm}$ ，边柱高度设置为  $3000\text{mm}$ 。构件纵向钢筋等级为 HRB400，横向箍筋等级为 HPB300。RC 试件梁柱内纵向受力钢筋配筋情况与 PC 试件相同，PC 试件节点连接方式详见图 5.3。其中，锚固板的平面尺寸为  $150\text{mm} \times 50\text{mm}$ 、厚度设置为  $20\text{mm}$ ；延性杆强度等级为 Q345，直径设置为  $18\text{mm}$ ，长度分为  $110\text{mm}$  及  $240\text{mm}$  两种类型；其端部连接帽的内径为  $20\text{mm}$ 、外径为  $40\text{mm}$ ，长度则设置为  $30\text{mm}$ 。连接块材料采用 ZG270-500 型钢铸件，其平面尺寸为  $200\text{mm} \times 50\text{mm}$ 、厚度为  $50\text{mm}$ ；同时，根据国际标准选用 8.8 级 M22 高强螺栓。除此之外，为考虑安装误差，在预制梁柱界面相接处预留  $10\text{mm}$  的缝隙，待梁柱拼接完毕以后填充高强灌浆料。试件详细配筋如表 5.1 所示。试验前对钢筋和混凝土进行了材性试验，钢筋材性试验按照《金属材料室温拉伸试验方法》(GB/T228-2010)，在材料检测室里微机控制电液伺服万能试验机上完成。混凝土按照《混凝土强度检测评定标准》(GB/T50107-2010)，在微型控制恒加载压力试验机上进行。将浇筑当天预留的  $150\text{mm}$  的立方体试块进行测试，每 3 个试块为一组取平均值，钢筋及混凝土的力学性能指标如表 5.2 所示。

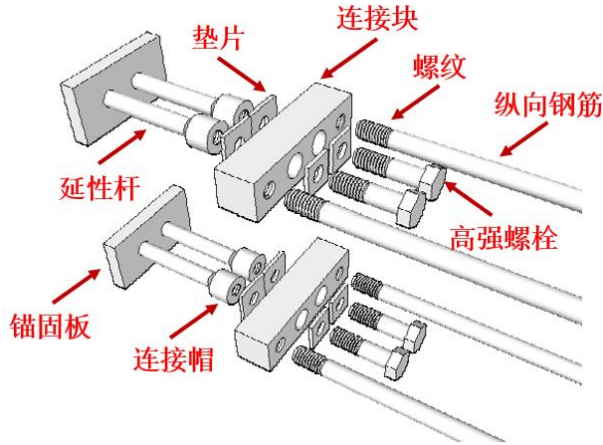


图 5.3 装配式试件节点连接详图

表 5.1 试件详细信息表

试件 编号	试件尺寸				纵向钢筋			横向箍筋		
	柱截面 /(mm <sup>2</sup> )	边柱高 /(mm)	梁截面 /(mm <sup>2</sup> )	梁净长 /(mm)	柱纵 向筋	梁纵 向筋	牛腿 纵筋	柱箍筋	梁箍筋	牛腿
RC	350×350	3000	200×300	2650	8T16	4T18	—	R6@50	R6@50	—
PC1	350×350	3000	200×300	2630	8T16	4T18	4T14	/100	/100	—
PC2	350×350	3000	200×300	2630	8T16	4T18	4T14			R6@40

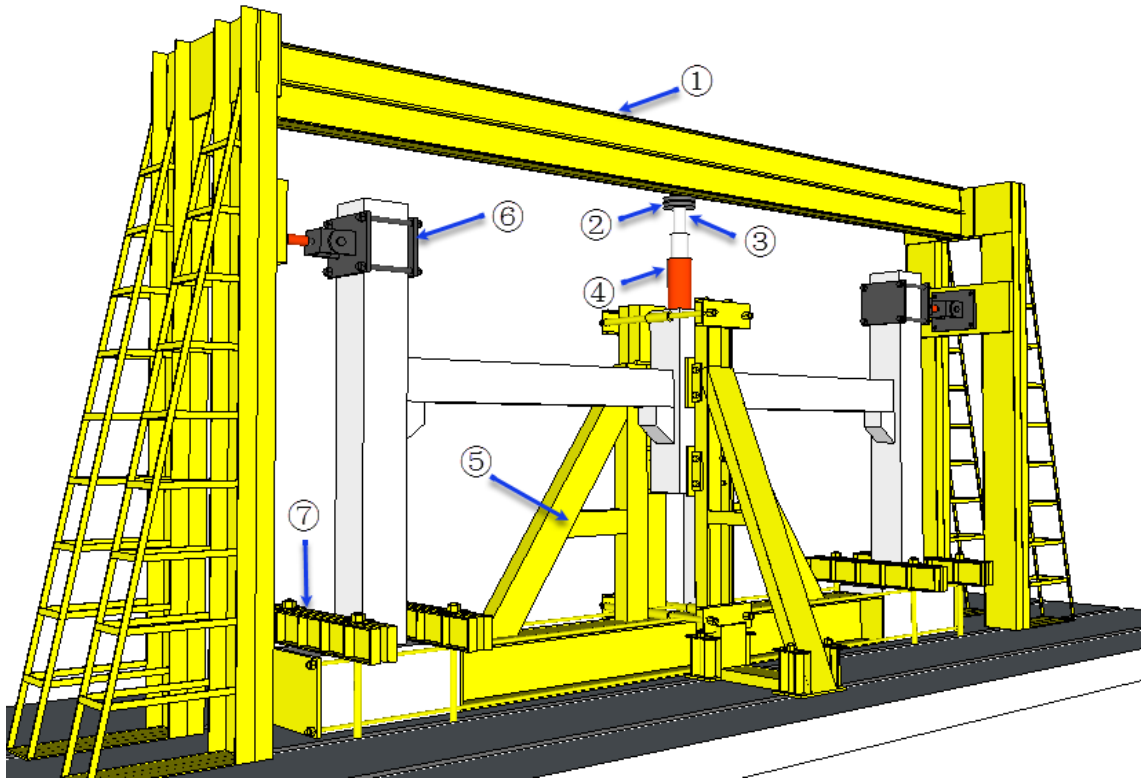
注：T16 为 d=16mm 的变形钢筋，R6 为 d=6mm 的光圆钢筋

表 5.2 钢筋及混凝土的力学性能指标实测值

材料	钢材类型	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	伸长率
钢筋	R6	385	460	$\delta_5=26\%$ , $\delta_{10}=21\%$
	D14	465	616	$\delta_5=25\%$ , $\delta_{10}=22\%$
	D16	505	630	$\delta_5=28\%$ , $\delta_{10}=23\%$
	D18	485	622	$\delta_5=24\%$ , $\delta_{10}=21\%$
	D20	493	629	$\delta_5=27\%$ , $\delta_{10}=19\%$
延性杆	Q345	330	510	$\delta=39.8\%$
混凝土	RC:	27.4 MPa		
	PC1:	27.1 MPa		
	PC2:	27.5 MPa		
灌浆料	PC1:	43.4 MPa		
	PC2:	40.8 MPa		

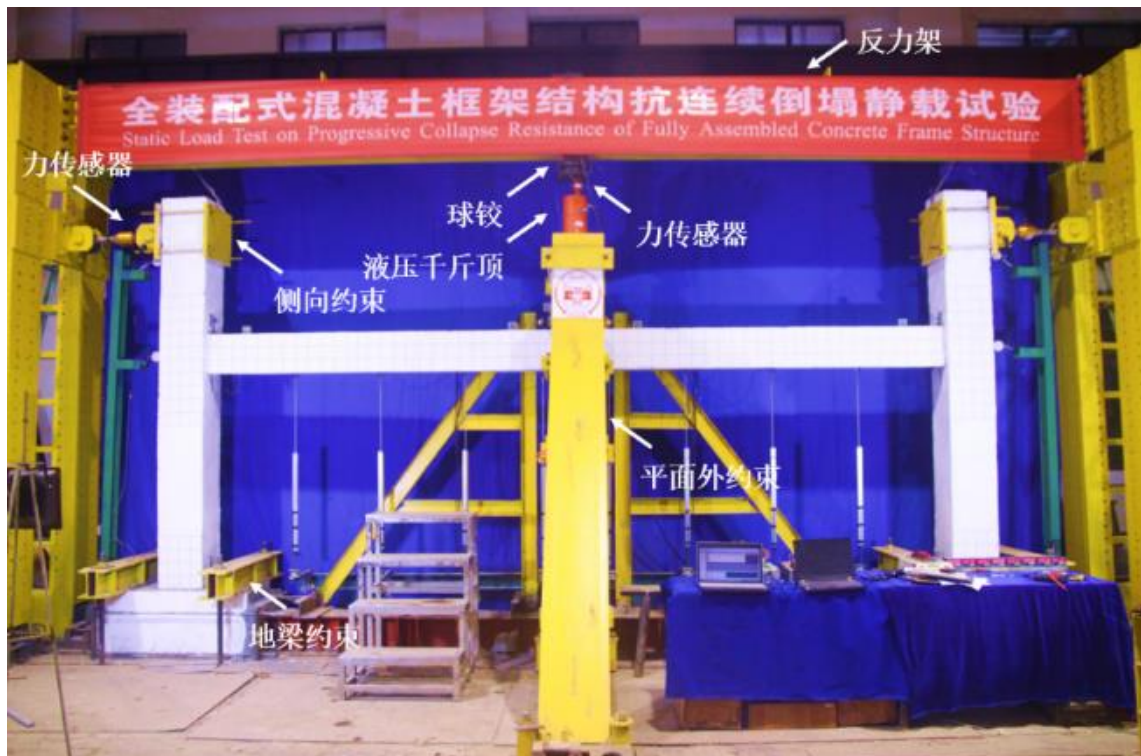
### 5.2.2 试验装置

试验装置示意图如图 5.4 所示，该装置包括试件加载钢架、边柱反弯点约束、中柱约束和框架结构基础约束。加载钢架在试验过程中既可以提供竖向加载反力又可以为边柱约束提供支撑，中柱约束保证了中柱发生平面内竖向运动。基础约束是为了更好地模拟工程中基础情况。



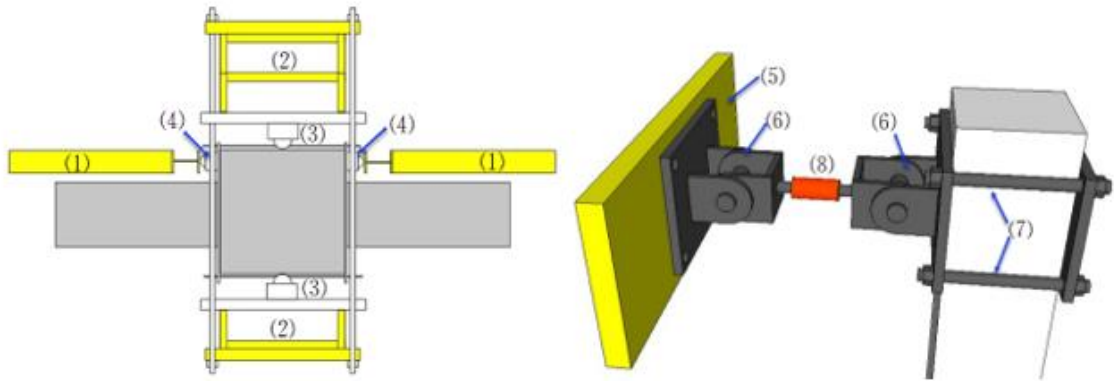
注：①加载钢架；②加载球铰；③荷载传感器；④千斤顶；⑤中柱约束装置；⑥边柱反弯点约束；⑦地梁约束

a) 加载装置设计图



b) 试验现场安装照片

图 5.4 试验装置图



a) 中柱约束装置俯视图

b) 边柱反弯点约束图

注：(1)中柱平面内约束支撑；(2)中柱平面外约束支撑；(3)大球铰；(4)小球铰；(5)锚固板；(6)铰形转动连接；(7)锚固高强螺杆；(8)30t 荷载传感器。

图 5.5 柱支撑约束图

图 5.5 (a) (b) 分别为中柱约束装置图与边柱反弯点约束图，为了保证中柱试验过程中竖直向下运动，设置了平面内约束支撑装置，即试件通过小球铰与钢制成接触，保证中柱竖直向下运动。平面外约束为中柱两侧大球铰与钢支撑保证中柱平面内运动。

### 5.3 试验方案

#### 5.3.1 试验测量方案

框架结构试验的观测内容包括中柱上下端及南北两侧反弯点处反力、中柱竖向位移、框架梁竖向位移、框架边柱水平侧移及梁柱局部转角、节点延性杆应变和梁钢筋应变。

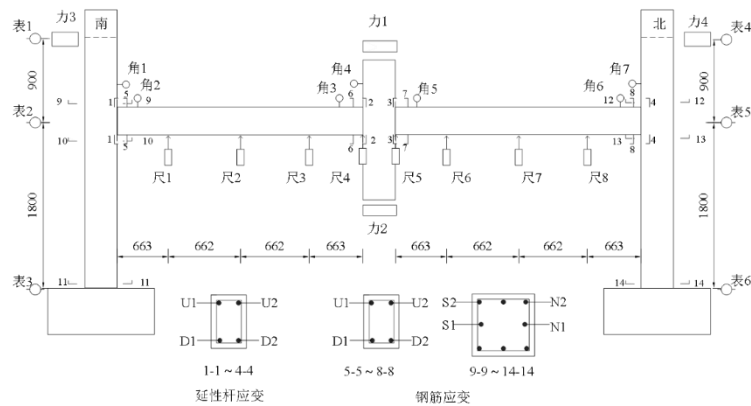


图 5.6 试件测量方案

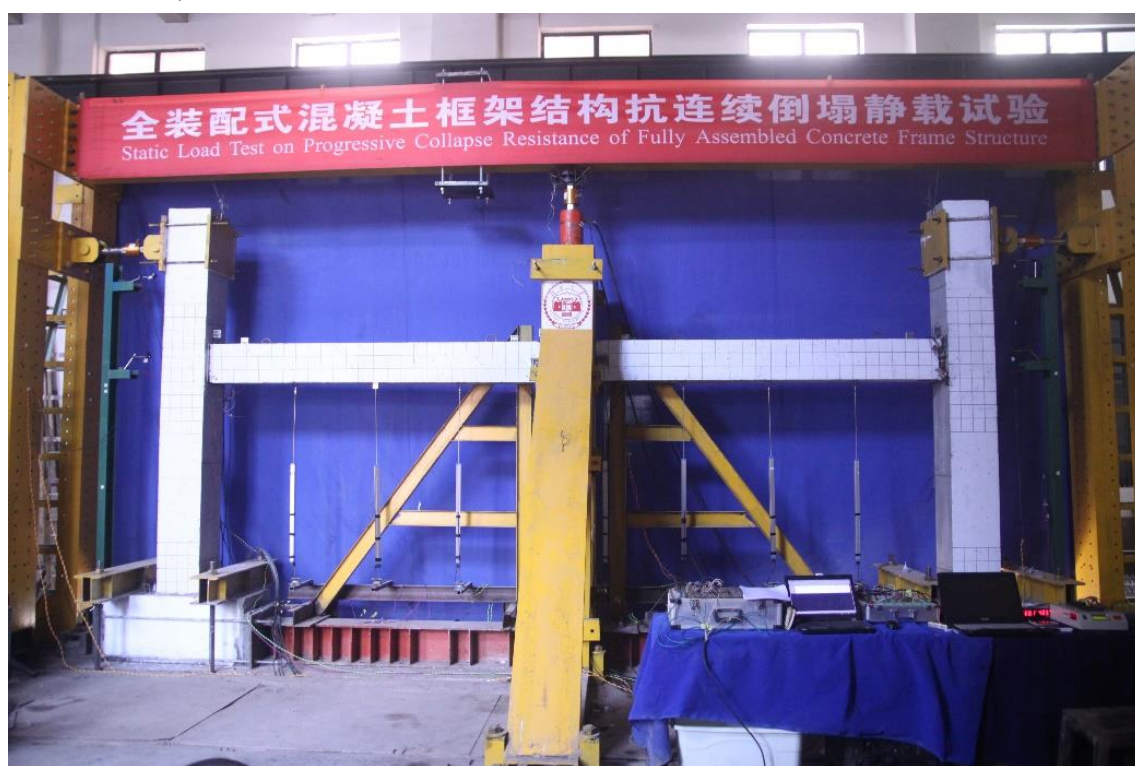
通过框架梁竖向位移可以获得试件加载过程中各个阶段变形情况，中柱测量

的荷载与位移关系是评判框架结构承载力特征的重要曲线。边柱位移曲线是判别试件受力机制的重要曲线。试验还测取了延性杆位置即梁钢筋应变，作为判别试件受力的重要依据。详细测试布置和编号如图 5.6 所示。

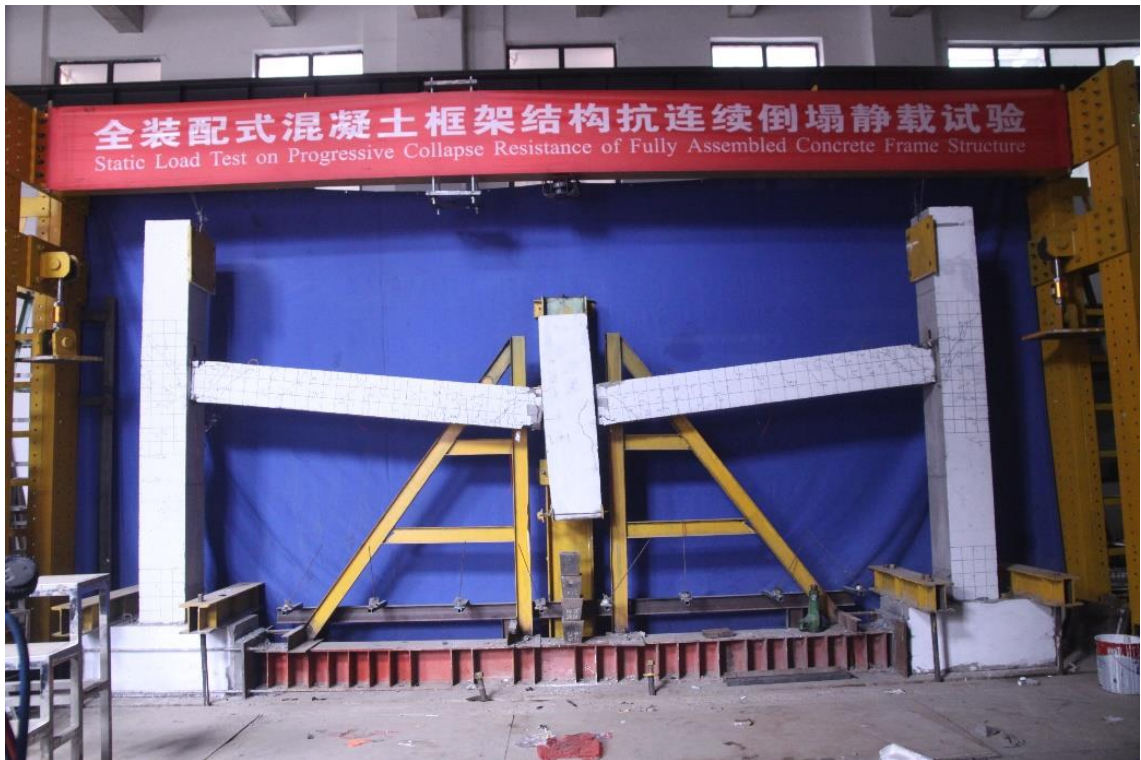
### 5.3.2 试验加载方案

框架结构试件安装完成后，在中柱下部放置机械千斤顶，模拟中柱支撑作用，中柱上部放置 30t 液压式千斤顶，用于中柱竖向加载，试验前确保测量数据仪器设备正常工作。

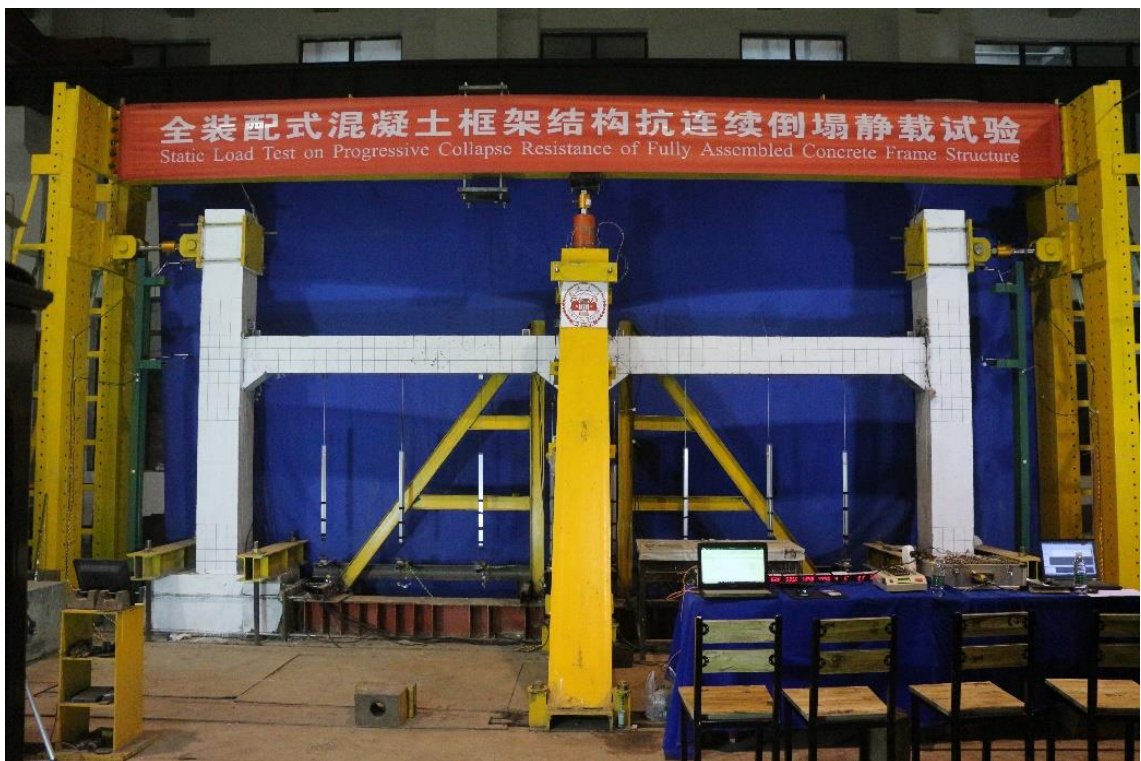
试验加载过程分为两个阶段，中柱底部千斤顶卸载为第一阶段。试验开始后，分级卸载下部千斤顶荷载，过程中记录每级试验数据，观察并描绘试件裂缝及形态变化。第二阶段为中柱柱头加载阶段，下部千斤顶卸载完毕后，通过放置在上部的千斤顶对试件逐级加载，直至试件失去承载能力。试验过程中记录每级试验数据，观察并描绘试件裂缝及形态变化。试验前期加载段为力控制，卸载阶段 3kN 一级，加载阶段 5kN 一级。试件达到峰值后采用位移控制。每次加载后试件持荷 5min，然后进行数据采集及观察形态变化描绘裂缝工作。图 5.7 为全装配式框架结构试验过程图，5.7a) 为 PC1 试件安装完成、试验开始前期的照片，图 5.7b) 为试件完成后试件最终破坏时的照片。图 5.7c) 为 PC2 试件安装就位、试验开始前照片，图 5.7d) 为 PC2 试件试验完成后破坏照片。



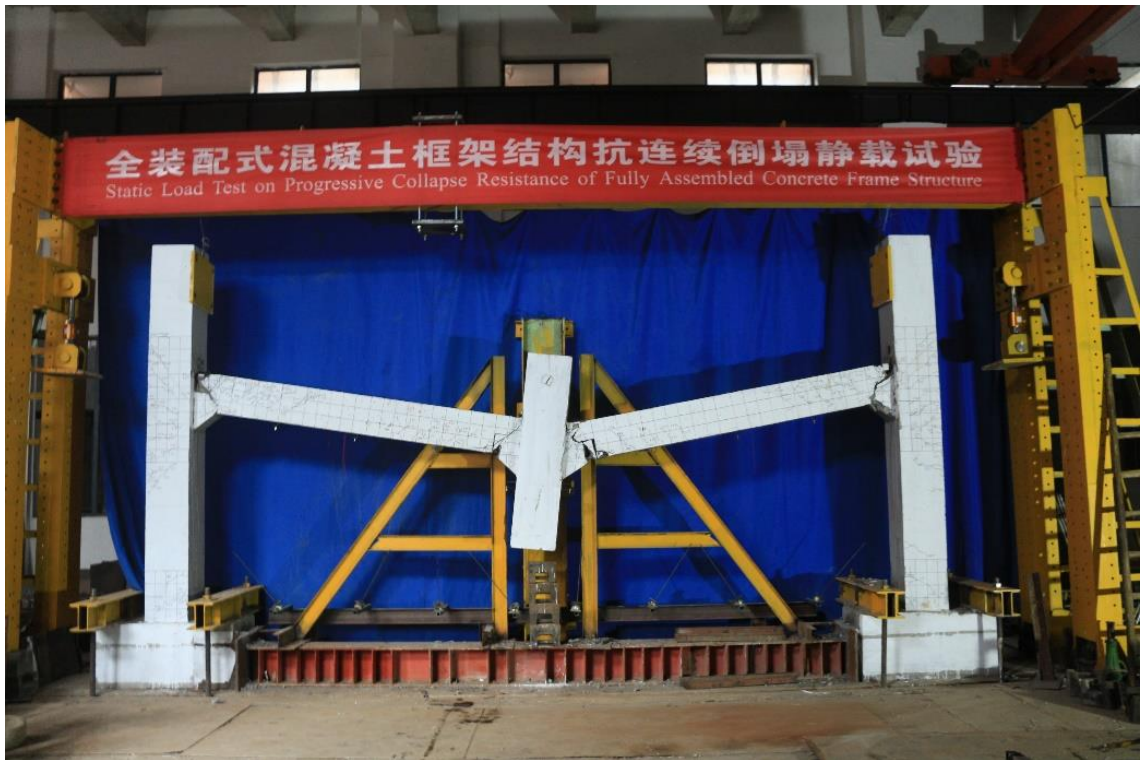
a) PC1 试件安装就位图



b) PC1 试件破坏图



c) PC2 试件安装就位图



d) PC2 试件破坏图

图 5.7 PC 试件试验过程图

## 5.4 试验结果

### 5.4.1 荷载位移曲线及边节点侧移曲线

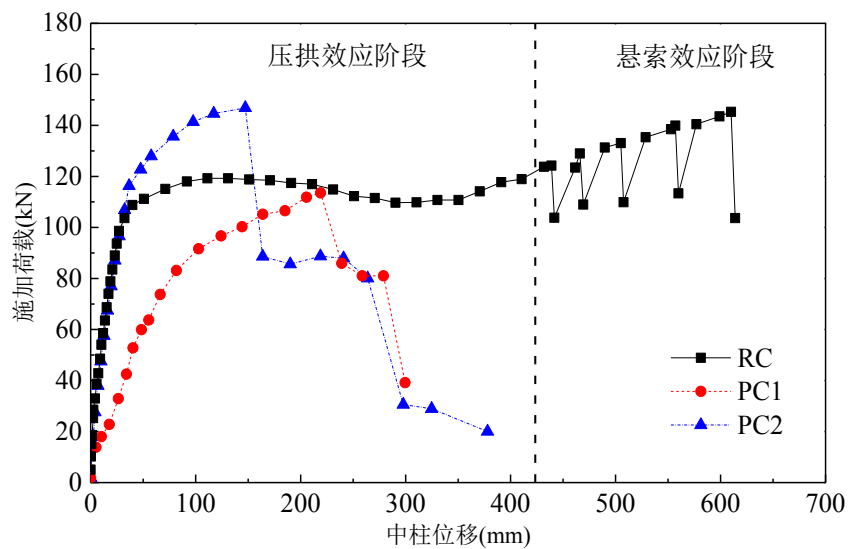


图 5.8 试件荷载位移曲线对比

通过记录试件顶部所施加的竖向荷载及相应产生的中柱竖向位移，对整体结

构的受力性能进行分析,其中所有关于 RC 试件的数据曲线引用文献[39]。如图 5.8 所示。相比 RC 试件,PC 试件在整个受力过程中只存在压拱效应阶段。对于装配式结构而言,PC1 试件在压拱效应阶段的峰值荷载约为 113.6kN,略低于 RC 试件的峰值荷载,但其持荷过程却发展地相对不够充分;PC2 试件在加载过程中同样未形成悬链线效应,但其压拱阶段峰值荷载却达到 146.9kN,远高于相应 RC 试件的极限承载力。当外部施加荷载达到最大值时,由于节点处延性杆发生断裂,从而导致试件的荷载-位移曲线发生突然下降。

该装配式试件的荷载-位移曲线大概可以分为四个阶段:

(1)第一阶段为弹性阶段,即试件混凝土未发生开裂,构件处于弹性受力状态;  
(2)第二阶段为弹塑性阶段,即混凝土框架梁端部位置已经出现裂缝,但纵向受力钢筋并未产生屈服现象;

(3)第三阶段为塑性铰发展阶段,该阶段过程中试件框架梁端纵筋已经发生屈服;

(4)第四阶段为失效阶段,即延性杆开始产生紧缩断裂,直至试件发生破坏。虽然该试验所设计的装配式试件的破坏区域均集中在节点延性杆处,但 PC2 试件的峰值荷载为 146.9kN 比 PC1 试件的峰值荷载 113.6kN 高约 29.3%左右,且 PC2 试件失效后的中柱竖向位移为 378.1mm 比 PC1 试件的 278.9mm 高约 48.6%左右。该现象表明 PC2 试件可凭借其暗牛腿构造良好的抗压能力有效提升试件的极限承载力。

测试所得的结构特征响应值如表 5.3 所示。与现浇试件相比,该类型装配式试件的承载能力相对较低,其中 PC1 和 PC2 试件的峰值荷载分别为 RC 试件在压拱效应阶段峰值荷载的 95%和 123%。当达至峰值荷载后,PC 试件中所承受荷载迅速下降,且并未产生悬链线效应,其抗倒塌极限承载能力远低于相应 RC 试件。

表 5.3 试验结果汇总表

试件编号	压拱效应峰值	最终破坏
	荷载/kN	位移/mm
PC1	113.6	278.9
PC2	146.9	378.1

针对所设计的框架子结构,本试验过程中测试所得到的试件边节点侧移曲线如图 5.9 所示。边节点向框架外侧的移动用负值表示,正值表示向框架内侧的移动。所测试构件的边节点均先呈现出向外的水平位移,并在中柱发展至 200mm 时达到向外侧位移最大值;随后位移逐渐减小。PC 试件分别在向外的位移减小至 6.01mm 及 7.05mm 时,整体结构因延性杆断裂而失去承载能力,并未产生向内的水平位移。

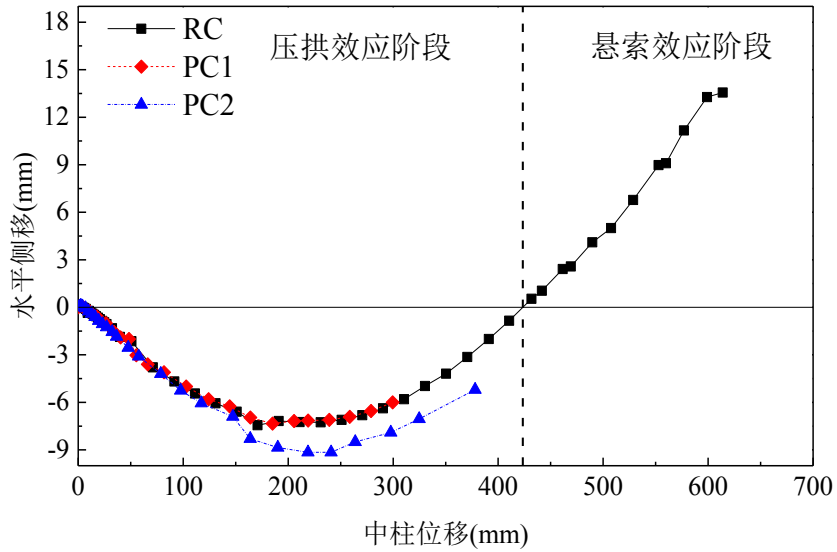


图 5.9 试件边节点侧移对比图

整个加载过程中，PC1 试件向外的最大水平位移为 7.11mm，PC2 试件则为 9.15mm。然而 PC 试件并没有产生向平面框架内侧发展的水平位移，表明其在抗倒塌过程中并未产生悬链线效应。

#### 5.4.2 边柱反弯点约束刚度

测试所得框架结构边柱反弯点处的水平约束反力响应情况如图 5.10 所示。其中现浇试件和装配式试件在试验前期均先产生了水平压力，但现浇试件在加载后期产生水平拉力。其中现浇试件水平约束的最大压力为 40.8kN，小于装配式试件 PC1 和 PC2 的 58.8kN 和 96.9kN。

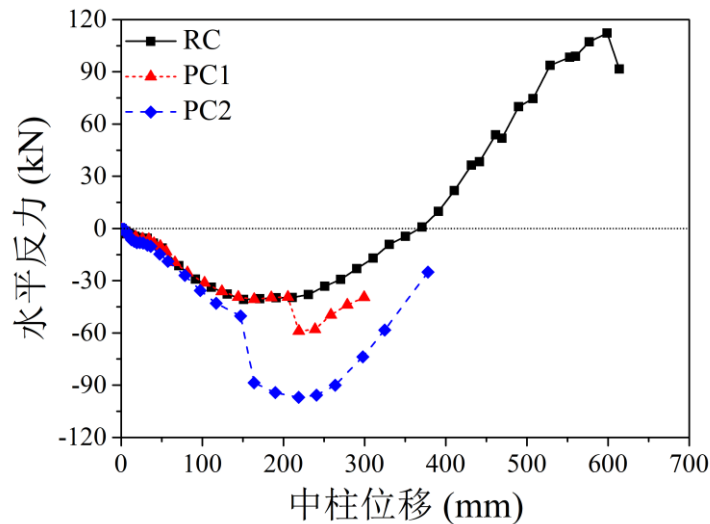


图 5.10 边柱反弯点荷载曲线

测试所得框架结构反弯点处水平位移如图 5.11 所示。PC 试件只产生了向外部的位移，且 PC1 试件与 PC2 试件的峰值位移相差不大。其中，装配式试件

PC1 和 PC2 向外的最大水平位移 6.96mm 和 6.90mm；RC 试件向内的水平约束位移最终发展至 11.09mm。

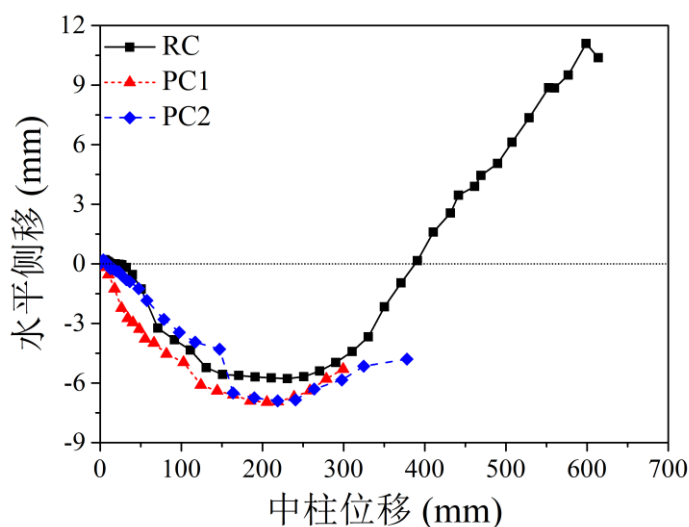


图 5.11 边柱反弯点侧移曲线

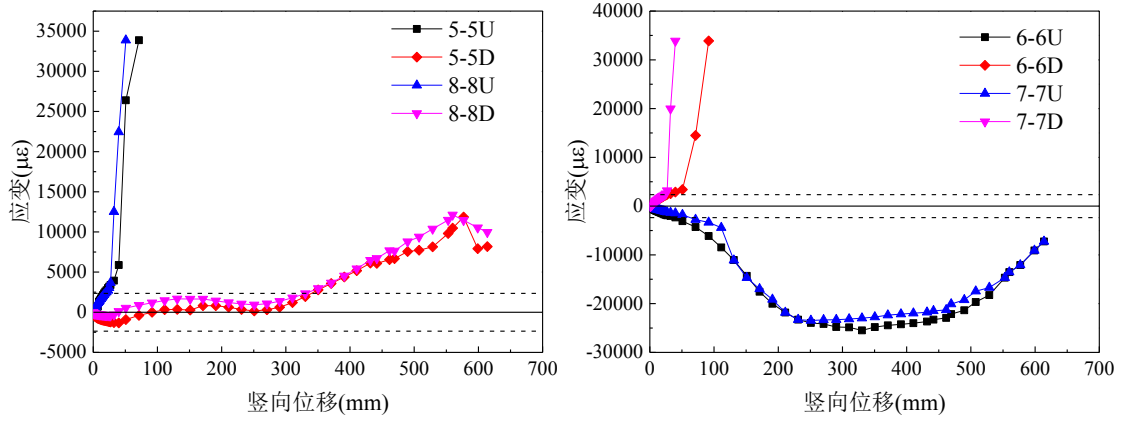
### 5.4.3 截面应变变化

对加载过程中试件梁端钢筋应变响应进行观测，结果如图 5.12 所示，对加载过程中试件梁端延性杆应变响应进行观测，结果如图 5.13 所示。

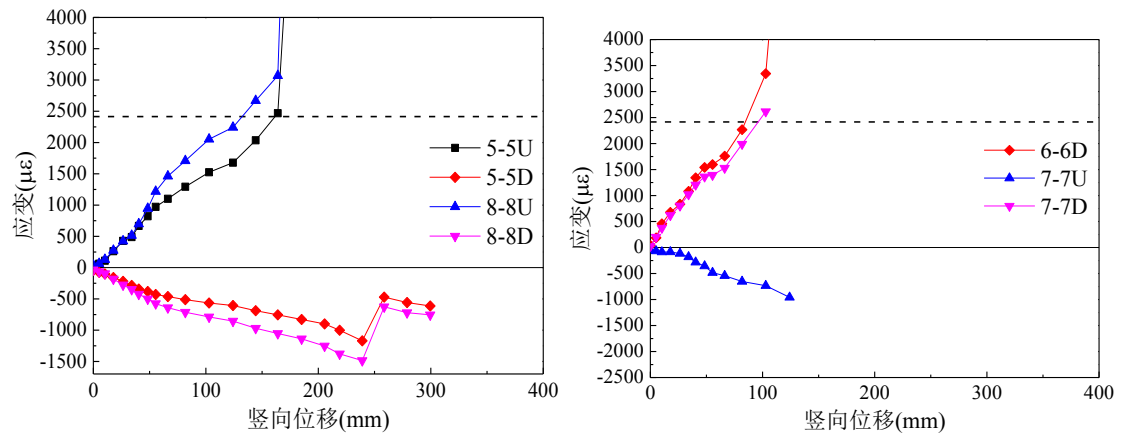
在试验加载过程中，PC1 试件边节点梁端上部纵筋为受拉状态、下部则呈现受压状态，该位置截面处上部延性杆呈现受拉状态。当结构进入压拱效应阶段后，受拉应变均达到屈服状态。中节点截面处梁端纵筋呈现出上部受压、下部受拉的状态，且下部延性杆在试验开始后应变响应发展迅速，并最终达到受拉屈服状态。表明试件中钢筋的延性得到有效利用，但延性杆与锚固板连接处则由于应力集中现象而造成局部破坏，其材料利用率相对较低。

对于 PC2 试件，其边节点上部截面处延性杆及钢筋在试验初期应变响应迅速增长。其中，延性杆处突然产生的下降段可能是由于其应变响应增长幅度过快、从而导致钢筋应变片发生失效所致。随着试验的持续进行，边节点处钢筋发生屈服；而边节点截面处下部延性杆及纵筋则一直处于受压状态，并在中柱竖向位移发展至 150mm 左右时达到最大值。同时，纵筋受压应变响应在 150mm 处发生波动，可能是由于延性杆与锚固板连接处发生断裂所致。

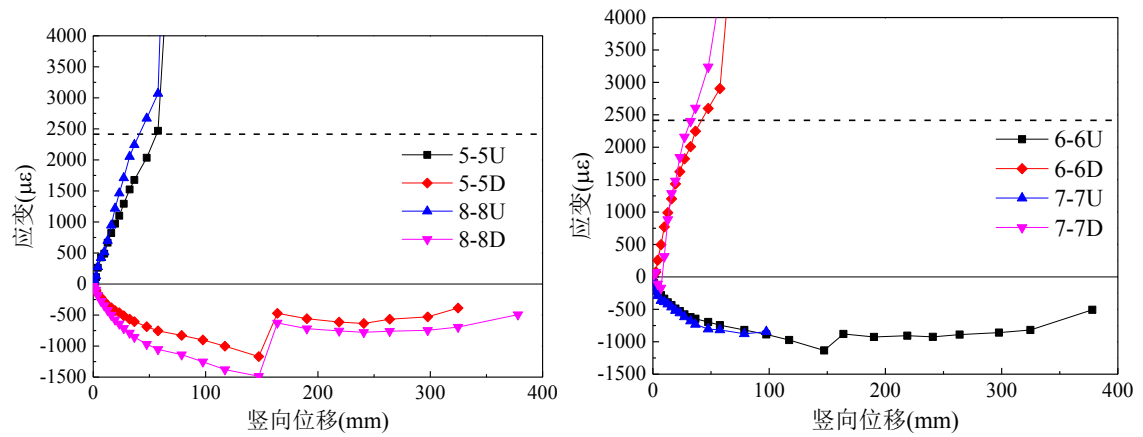
对于文[41]中的 RC 试件，靠近边柱处框架梁端截面上部钢筋应变在试验初期迅速增长至屈服状态，而下部钢筋则起初处于受压状态，并在中柱位移达到 50.2mm 时转为受拉状态；除此之外，靠近中柱处框架梁端截面钢筋在中柱位移为 40.4mm 和 100.6mm 时突然迅速增大；上部钢筋则一直处于受压状态，并在中柱位移为 350.6mm 左右时达至最大值，随后逐渐减小。



a) RC 试件钢筋应变

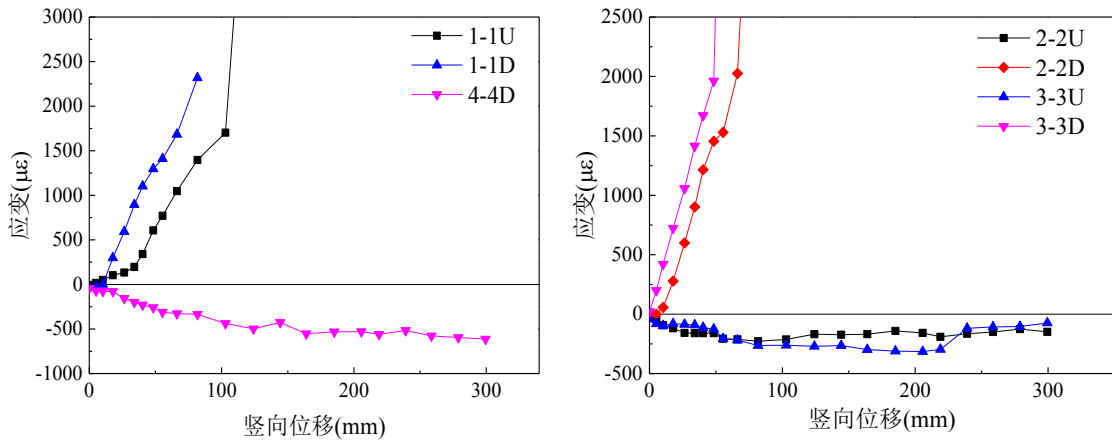


b) PC1 试件钢筋应变

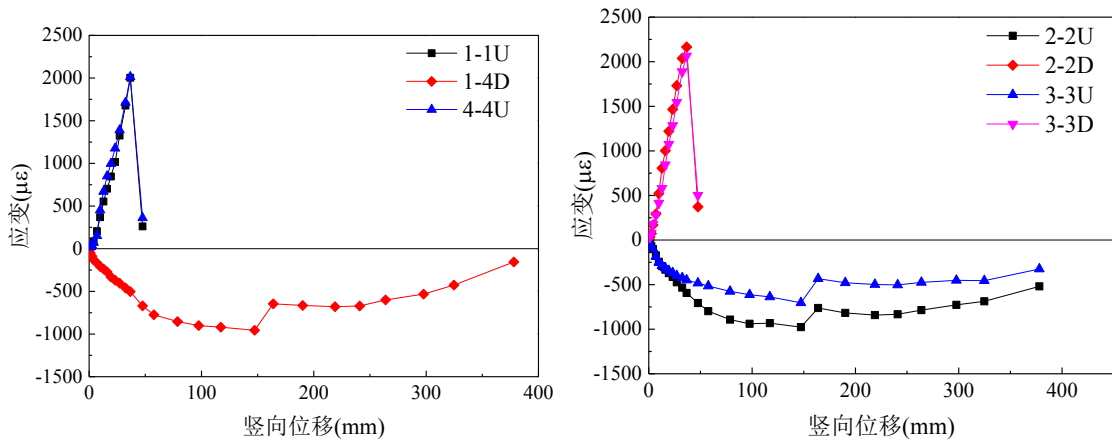


c) PC2 试件钢筋应变

图 5.12 框架梁钢筋应变响应



a)PC1 试件延性杆应变

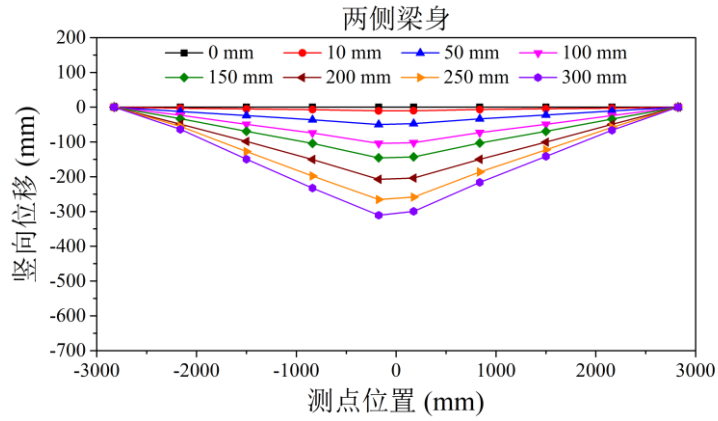


b)PC2 试件延性杆应变

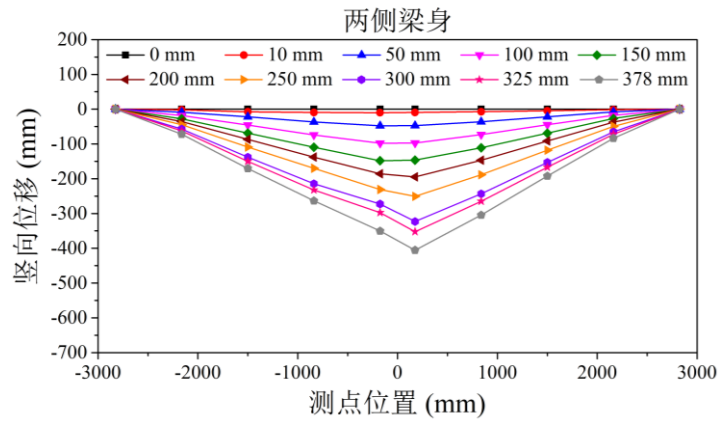
图 5.13 装配式试件延性杆应变响应

#### 5.4.4 结构变形

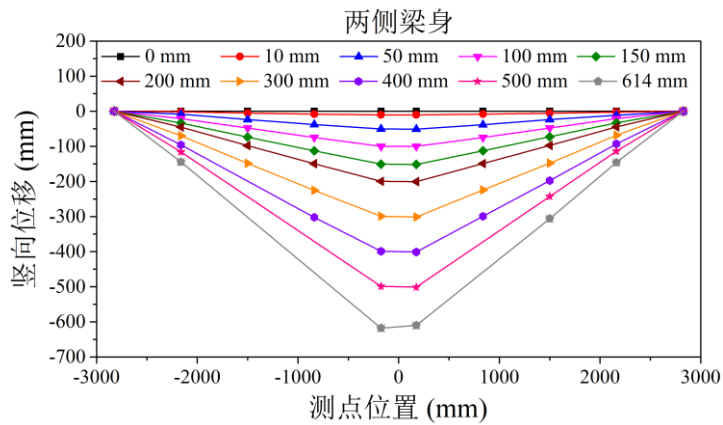
通过利用沿梁身均匀布置的电子尺对结构竖向位移进行记录，从而评估整体结构的变形能力，如图 5.14 所示。对于 PC 试件，其中柱竖向位移发展得相对较小。试验加载初期，南北两侧梁身变形处于对称状态；PC1 试件中柱位移发展至约 200mm 时，PC2 试件中柱位移发展至约 150mm 时，靠近中柱处梁端延性杆与锚固板连接处产生断裂，导致中柱发生平面内倾斜。随着试验的持续进行，试件中梁身未发生变形，其损伤区域主要集中在节点连接处。RC 试件在加载初期南北两侧梁身变形大致上处于对称状态；中柱位移达到 614mm，由于靠近中节点处梁端纵筋被拉断，从而导致中柱两侧梁身变形产生差别。



a) PC1 试件框架梁变形图



b) PC2 试件框架梁变形图



c) RC 试件框架梁变形示意图

图 5.14 框架梁变形图

图 5.15 为 PC1、PC2 试验过程中中柱梁端局部转角对比示意图，由图可以看出，PC 试件中柱位移与梁端转角大致呈现出线性关系，PC1 极限转角为 8.9rad，PC2 极限转角为 7.15rad，试件 PC1 转动能力大于 PC2。

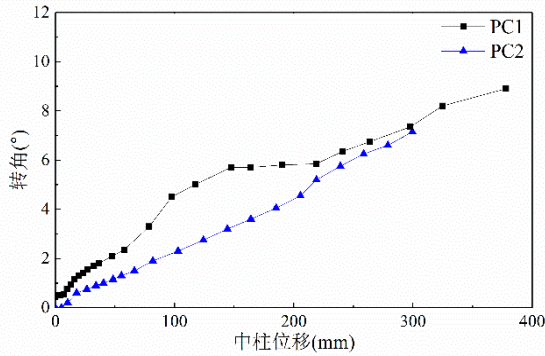


图 5.15 中柱梁端转角

### 5.4.5 结构失效特征

装配式试件在试验过程中，梁身裂缝在试验前期发展较少，主要集中在节点连接处。在中柱竖向位移为 278.9mm 时，PC1 试件达至峰值荷载 113.6kN。随着试验的持续进行，中节点南侧下部与北侧边节点上部处延性杆与锚固板连接处被先后拉断，如图 5.16 所示。中节点南侧梁端与框架柱的接触面处也出现了较大裂缝，其表面混凝土发生脱落；在中节点南侧延性杆断裂后，中柱发生平面内倾斜。同时，在北侧边节点延性杆发生断裂后，其梁端区域内迅速产生大量裂缝，但未出现贯通型裂缝。

对于 PC2 试件，在竖向位移为 378.1mm 时达到峰值荷载 146.9kN。随着加载过程的进行，试件牛腿外侧混凝土发生开裂，中节点牛腿处混凝土陆续掉落；且中节点内延性杆与锚固板连接处被拉断，导致荷载产生突然下降。边节点牛腿混凝土脱落，牛腿内钢筋暴露。最终整体结构因边节点上部延性杆与锚固板连接处破坏而发生失效。其中沿梁身分布裂缝并不多，表明结构受力主要集中在节点连接处，从而造成节点延性杆端部产生应力集中现象。

表 5.4 试验结果汇总表

试件编号	中节点处	边节点处
PC1	两边底部延性杆均发生破坏	两边顶部延性杆均发生破坏
PC2	南侧底部延性杆发生破坏	北侧顶部延性杆破坏

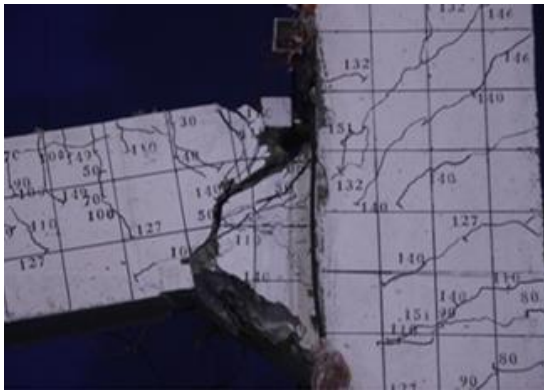
现浇试件试验过程中梁端截面在加载初期产生了少数受弯裂缝，且产生了压拱效应以抵抗外加荷载。随着试验的持续进行，靠近中柱处梁端下部钢筋及靠近边柱处梁端上部钢筋均发生屈服，梁身整体刚度随之产生明显下降。随着中柱位移的持续增加，结构所施加的荷载随之逐渐减小。荷载达至最小值之后又逐步上升。产生了沿梁高分布的贯通裂缝。该现浇试件最终因梁端纵向受力钢筋被拉断而发生破坏。



a) PC1 中节点



b) PC2 中节点



c) PC1 试件边节点



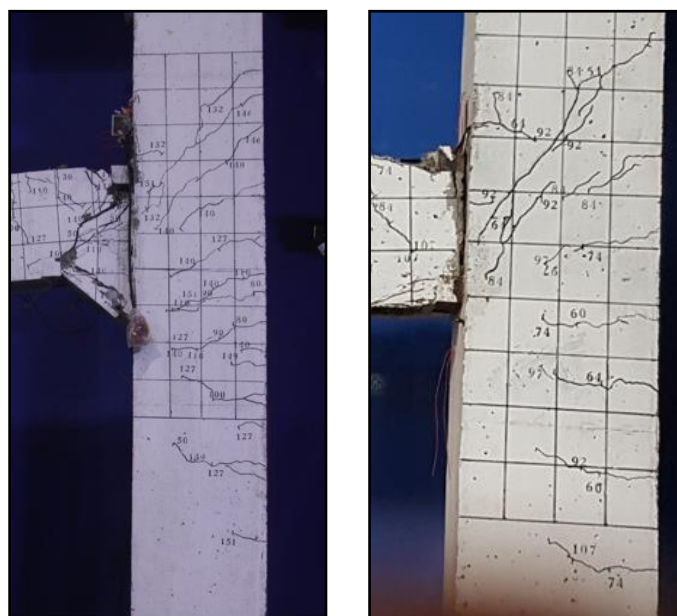
d) PC2 试件边节点裂



e) 中节点失效部位



f) 延性杆断裂



g) PC1 试件边柱

h) PC2 试件边柱

图 5.16 PC 试件破坏模式

装配式试件整个试验过程中，其框架内纵筋均未发生断裂，整体结构均因节点区域内延性杆与锚固板连接处发生断裂而失效，如表 5.4 所示。对于 PC1 试件，其中节点南侧下部延性杆(一根)、边节点北侧上部延性杆(一根)先后发生破坏；对于 PC2 试件，其中节点两侧下部延性杆(各一根)、边节点两侧上部延性杆(各一根)先后发生断裂。荷载传递路径方面，受框架梁身整体变形影响，装配式试件中两侧边柱产生向框架外部的水平移动，结构进入压拱效应阶段。由于梁端纵向钢筋处缺乏有效的通长连接构造，使得钢筋强度利用率相对有限。在压拱效应阶段，主要由梁端底部支撑提供水平压力。因此，PC1 及 PC2 边柱裂缝主要集中在柱节点外侧区域，如图 5.16g)和 5.16h)所示。在延性杆发生屈服后，边节点内上部锚固板受拉，边柱牛腿上方截面处产生了一系列剪切型裂缝，但其数量和宽度均发展有限。当 PC 试件中压拱效应失效后，其整体承载能力迅速下降，并最终因延性杆与锚固板连接处断裂而发生破坏，其材料的性能均未充分发挥。现浇试件靠近中柱处梁端裂缝宽度发展最大。同时，共有五根纵向受力钢筋被先后拉断，分别为中节点南侧梁端下部钢筋(两根)、中节点北侧梁端下部钢筋(一根)和北侧边节点梁端上部钢筋(两根)。除此之外，靠近边柱梁端下部区域和中柱梁端上部区域处混凝土均被压溃。与现浇结构相比，该类型采用高强螺栓-延性杆-锚固板的全装配式混凝土框架子结构的抗连续倒塌能力相对有限。可通过加强延性杆与锚固板连接处构造或将延性杆在中柱内贯穿等措施增加延性节点可靠性来增强其抗连续倒塌能力。

### 5.4.6 试验结果讨论

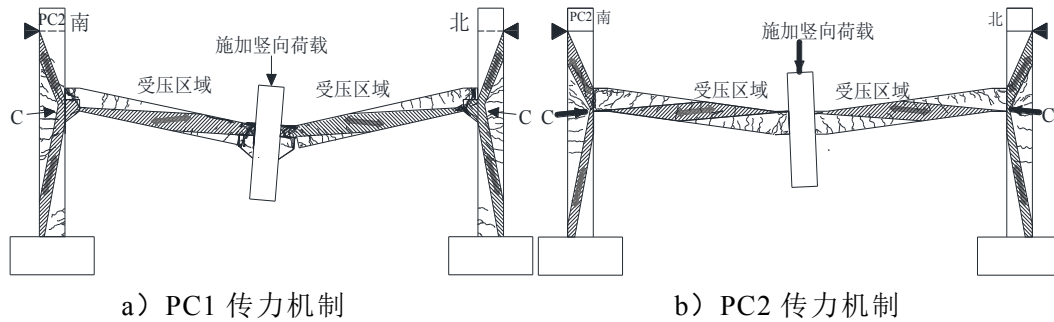


图 5.17 试件荷载转换机制图

图 5.17 为 PC1、PC2 试件荷载转换机制图，参考现浇构件发展模式，试件主要经历压拱效应阶段，未进入悬链线阶段。中柱竖向加载，框架梁变形，框架边柱向两侧移动，为压拱效应阶段，但由于延性杆节点处应力集中，造成延性杆与锚固板连接处破坏。PC 试件的破坏集中发生在节点连接处，延性杆的延性为充分发挥作用。

## 5.5 本章小结

为研究采用延性杆节点连接方式的全装配式混凝土框架结构的静力抗连续倒塌能力，本文按照 1/2 缩尺比例，分别设计两个全装配式(PC1, PC2)框架结构，并结合文献[39]RC 框架结构试验结果进行对比。其中装配式试件在梁柱节点处采用高强螺栓-延性杆-锚固板的连接方式。对构件依次开展了中柱失效情况下的竖向推覆拟静力试验，对结构的极限承载能力、应变响应、位移变形能力及失效破坏模式进行讨论。相关结论如下：

(1)通过对全装配式构件延性节点的试验测试结果进行分析，揭示了该类型混凝土框架结构在中柱失效下的受力特征和荷载传递机制。PC1 与 PC2 受力过程中主要经历了弹性阶段、弹塑性阶段、塑性铰发展阶段。试验表明该类型全装配式框架结构连续倒塌主要经历压拱效应阶段，尚未进入到悬链线效应阶段。

(2)对该类型全装配式结构的承载力及变形性能分别进行了评估。PC1 及 PC2 试件荷载峰值分别为现浇试件在压拱效应阶段峰值荷载的 95%和 123%左右，其抗连续倒塌能力相对较弱；同时，PC1 及 PC2 试件的中柱竖向极限位移约为现浇 RC 试件的 48%和 61%左右，表明该类型装配式试件的延性相对不足。

(3)试验过程中 PC 试件的受力和变形主要发生在梁柱连接处，框架梁裂缝主要集中在梁端，梁跨中截面处裂缝发展较少，整体结构最终因节点区域延性杆与锚固板连接处断裂而失效，材料的整体利用率相对较低。装配式试件则在节点区域延性杆与锚固板连接处发生断裂。可通过加强延性杆端部连接可靠性等方式来增强该类型全装配式结构的抗连续倒塌能力。

## 结论与展望

本文对预制装配式框架结构进行了高温下抗连续倒塌受力性能试验,研究了装配式混凝土梁柱子结构在高温后及高温下防连续倒塌的受力性能和破坏模式,研究了目前建筑行业中使用较多的预制装配式节点可靠性,得出以下主要结论:

(1) 根据我国相关规范设计了一栋钢筋混凝土框架原型结构,设计了四种不同节点连接形式的装配式试件,进行了高温作用下抗连续倒塌试验,对节点构造进行详细介绍,对试件设计制作过程及材料性能试验进行了详细介绍。介绍了试验加载装置,包括底座、高温试验炉等并对试验装置进行说明,介绍了试验测量布置,并对试验过程进行了详细说明。

(2) 完成了四种节点形式八个装配式试件火灾试验,对每个试升温过程中升温曲线及截面温度场进行了详细的介绍,对高温后试件加载过程中裂缝发展进行了描述,讨论了荷载转换机制。对高温下试件最终破坏形态及裂缝情况进行描述,讨论荷载转换机制。高温后试件受力经历压拱效应和悬索效应两个阶段,悬索效应阶段承载力较压拱效应阶段承载力有所提升。而高温下试件,PC6和PC8试件受力经历压拱效应和悬索效应两个阶段,PC5、PC7试件受力过程主要为压拱效应阶段。

(3) 对比文献[57]中现浇构件承载力性能,PC1、PC2拱效应峰值荷载分别为RC构件的99.8%、91.9%。PC1、PC2试件悬链线阶段峰值分别为RC构件的110.4%、178.3%。PC1、PC2试件破坏时位移分别为RC构件的94.4%、133.5%。展现出“等同现浇”的性能。采用键槽方式的PC3、PC4抗连续倒塌性能弱于现浇试件PC3、PC4拱效应峰值荷载分别为RC构件的65.1%、61.1%,PC3、PC4试件悬链线阶段峰值分别为RC构件的86.7%、63.0%,PC3、PC4试件破坏时位移分别为RC构件的95.8%、97.4%。采用键槽形式连接的试件承载力相对不足。

(4) RC试件最终的破坏模式是中节点北侧梁底两根钢筋被拉断,试件不能继续承载,PC1试件破坏时中柱北侧梁下部两根钢筋断裂,PC2试件破坏是锚固钢筋滑移后北侧梁底钢筋断裂,PC1、PC2试件与RC试件中受拉钢筋的性能得到比较充分的发挥,PC1、PC2试件与RC试件类似,梁裂缝发展充分。而PC4、PC5试件均为键槽内钢筋滑移,造成试件不能继续承载,PC3、PC4试件裂缝主要集中在一侧梁身,破坏在混凝土叠合面处发展。

(5) 高温下试件PC5、PC6最终破坏模式是靠近中柱梁底纵筋被拉断,试件失去承载能力,PC7、PC8试件最终破坏是键槽内钢筋滑移失效,不能继续承载。PC6试件最终破时,两根梁身裂缝发展充分,两根梁裂缝基本呈对称形态,PC5、PC7、PC8试件变形和破坏主要集中在一侧梁柱连接节点处,另一侧梁身裂缝和

变形较少。

(6) 设计并进行了两个全装配式(PC1, PC2)框架结构拟静力试验研究,并结合文献[41]RC 框架结构进行对比讨论了全装配式试件连续倒塌中荷载转换机制,通过对全装配式构件延性节点的试验测试结果进行分析,揭示了该类型混凝土框架结构在中柱失效下的受力特征和荷载传递机制。PC1 与 PC2 在加载过程中经历了弹性阶段、弹塑性阶段、塑性铰发展阶段。试验表明该类型全装配式框架结构连续倒塌主要经历压拱效应阶段,尚未进入到悬链线效应阶段。

(7) 对该类型全装配式结构的承载力及变形性能分别进行了评估。PC1 及 PC2 试件的极限承载力分别为现浇试件在压拱效应阶段峰值荷载的 95%和 123%左右,其抗连续倒塌能力相对较弱;同时,PC1 及 PC2 试件的中柱竖向极限位移约为现浇 RC 试件的 48%和 61%左右,表明该类型装配式试件的延性相对不足。试验过程中 PC 试件的受力和变形则集中在梁柱节点处,框架梁裂缝主要集中在梁端,梁跨中截面处裂缝发展较少,整体结构最终因节点区域延性杆与锚固板连接处断裂而失效,材料的整体利用率相对较低。

受到试验条件以及作者的水平限制,本文的研究仍然有很多方面的不足需要进一步完善,主要有以下几个方面:

(1) 对节点高温后及高温下受力性能进行有限元分析,进一步了解了各种因素对于装配式框架结构高温抗连续倒塌性能的影响。

(2) 装配式梁柱节点只选取了中柱失效时进行研究,没有进行边柱或角柱失效时进行研究,需要对不同工况设计更多试验,完善装配式节点高温抗连续倒塌性能的研究。

## 参考文献

- [1] 张白, 陈俊, 杨鸥. 高温后混凝土质量损失及抗压强度退化规律试验研究. 建筑结构, 2019, 49(04): 76–81
- [2] 杨鸥, 王朝阳, 霍静思. 高温下钢筋与混凝土的黏结性能试验与分析. 湖南大学学报(自然科学版), 2018, 45(09): 10–19
- [3] Restrepo J I, Park R, Buchanan A H. Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames. *Pci Journal*, 1995, 40(4): 44–61.
- [4] Joshi M K, Murty C V R, Jaisingh M P. Cyclic behaviour of precast RC connections. 79. 2005: 43–50
- [5] 朱洪进, 预制预应力混凝土装配整体式框架结构(世构体系)节点试验研究. 东南大学, 2006
- [6] Ertas O, Ozden S, Ozturan T. Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames. *PCI journal*, 2006, 51(3): 66–76
- [7] 蔡建国, 冯健, 王赞. 预制预应力混凝土装配整体式框架抗震性能研究. 中山大学学报(自然科学版), 2009, 48(2): 136–140
- [8] 窦祖融, 王怡, 薛伟辰. 低周反复荷载下装配整体式混凝土框架边节点的抗震性能. 建筑科学与工程学报, 2010, 27(02): 61–66
- [9] 陈适才, 闫维明, 王文明. 大型预制混凝土结构梁-柱-叠合板边节点抗震性能研究. 建筑结构学报, 2011, 32(06): 60–67
- [10] Im H J, Park H G, Eom T S. Cyclic loading test for reinforced-concrete-emulated beam-column connection of precast concrete moment frame. *Aci Structural Journal*, 2013, 110(1): 115–126
- [11] Parastesh H, Hajirasouliha I, Ramezani R. A new ductile moment-resisting connection for precast concrete frames in seismic regions: An experimental investigation. *Engineering Structures*, 2014, 70(9): 144–157
- [12] Ha S S, Kim S H, Lee M S, et al. Performance Evaluation of Semi Precast Concrete Beam-Column Connections with U-Shaped Strands. *Advances in Structural Engineering*, 2014, 17(11): 1585–1600
- [13] Yuksel E, Karadogan H F, Bal İ E, et al. Seismic behavior of two exterior beam-column connections made of normal-strength concrete developed for precast construction. *Engineering Structures*, 2015, 99: 157–172
- [14] Guan D, Guo Z, Xiao Q, et al. Experimental study of a new beam-to-column connection for precast concrete frames under reversal cyclic loading. *Advances in Structural Engineering*, 2016, 19(3): 529–545

- [15] Eom T S, Park H G, Hwang H J, et al. Plastic Hinge Relocation Methods for Emulative PC Beam–Column Connections. *Journal of Structural Engineering*, 2016, 142(2): 04015111
- [16] 曹徐阳, 冯德成, 王淳. 基于 OpenSEES 的装配式混凝土框架节点数值模拟方法研究. *土木工程学报*, 2019, 52(04): 13–27
- [17] Yi W J, He Q F, Xiao Y, et al. Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures. *Aci Structural Journal*, 2008, 105(4): 433–439
- [18] Youpo S, Ying T, Xiaosheng S. Progressive Collapse Resistance of Axially-Restrained Frame Beams. *ACI Structural Journal*, 2009, 106(5): 600–607
- [19] 何庆锋, 易伟建. 考虑悬索作用钢筋混凝土梁柱子结构抗倒塌性能试验研究. *土木工程学报*, 2011, (4): 52–59
- [20] Li Y, Lu X, Guan H, et al. An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures. *Engineering Structures*, 2011, 33(10): 2931–2942
- [21] Sasani M. Experimental and Analytical Evaluation of Progressive Collapse Resistance of a Full-Scale Structure Following Sever Loss of Load Bearing Elements. 82. 2011
- [22] 李易. RC 框架结构抗连续倒塌设计方法研究. 清华大学, 2011
- [23] S. Lew H, Bao Y, Sadek F, et al. An Experimental and Computational Study of Reinforced Concrete Assemblies under a Column Removal Scenario. 2011
- [24] Kai Q, Bing L. Performance of Three-Dimensional Reinforced Concrete Beam-Column Substructures under Loss of a Corner Column Scenario. *Journal of Structural Engineering*, 2013, 139(4): 584–594
- [25] Yu J, Kang H T. Special Detailing Techniques to Improve Structural Resistance against Progressive Collapse. *Journal of Structural Engineering*, 2014, 140(3): 04013077
- [26] Qian K, Li B, Ma J X. Load-Carrying Mechanism to Resist Progressive Collapse of RC Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 2014, 141(2): 4014107–4014101
- [27] Ren P, Li Y, Lu X, et al. Experimental investigation of progressive collapse resistance of one-way reinforced concrete beam–slab substructures under a middle-column-removal scenario. 118.2016: 28-40
- [28] Lu X, Lin K, Li Y, et al. Experimental investigation of RC beam-slab substructures against progressive collapse subject to an edge-column-removal scenario. *Engineering Structures*, 2017, 149: 91-103
- [29] Pham A T, Tan K H, Yu J. Numerical investigations on static and dynamic

- responses of reinforced concrete sub-assemblages under progressive collapse. *Engineering Structures*, 2017, 149: 2–20
- [30] Yu J, Tan K-H. Structural Behavior of Reinforced Concrete Frames Subjected to Progressive Collapse. 114. 2017
- [31] Lim N S, Tan K H, Lee C K. Effects of rotational capacity and horizontal restraint on development of catenary action in 2-D RC frames. *Engineering Structures*, 2017, 153: 613–627
- [32] 周云, 陈太平, 胡翔. 考虑周边结构约束影响的 RC 框架结构防连续倒塌性能研究. *工程力学*, 2019, 36(01): 216–226+237
- [33] Nimse R B, Joshi D D, Patel P V. Behavior of wet precast beam column connections under progressive collapse scenario: an experimental study. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 2014, 6(4): 149–159
- [34] Kang S-B, Tan K H. Behaviour of precast concrete beam–column sub-assemblages subject to column removal. *Engineering Structures*, 2015, 93: 85–96
- [35] Kang S B, Tan K H, Yang E H. Progressive collapse resistance of precast beam–column sub-assemblages with engineered cementitious composites. *Engineering Structures*, 2015, 98: 186–200
- [36] Kai Q, Liu Y. Integrity of Precast Concrete Structures to Resist Progressive Collapse. 2016: 1976–1986
- [37] Kang S B, Tan K H. Robustness Assessment of Exterior Precast Concrete Frames under Column Removal Scenarios. *Journal of Structural Engineering*, 2016, 142(12): 04016131
- [38] Elsanadedy H M, Almusallam T H, Al-Salloum Y A, et al. Investigation of precast RC beam-column assemblies under column-loss scenario. *Construction and Building Materials*, 2017, 142: 552–571
- [39] 曾奕. 考虑周边约束钢筋混凝土梁柱结构抗倒塌性能试验研究. 湖南大学, 2018
- [40] Feng D-C, Wu G, Lu Y. Numerical Investigation on the Progressive Collapse Behavior of Precast Reinforced Concrete Frame Subassemblages. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2018, 32(3): 04018027
- [41] 陈太平. 全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌静载试验研究. 湖南大学, 2018
- [42] 郭士雄. 约束钢梁在升温段和降温段的反应及梁柱节点的破坏研究. 同济大学, 2006
- [43] 王科. 钢筋混凝土框架节点的抗火性能试验研究. 山东建筑大学, 2009
- [44] Han L-H, Tao P Z, Zheng Y Q. Fire performance of steel-reinforced concrete beam–column joints. 61. 2009: 499–518

- [45] 王玉镯, 傅传国, 邱洪兴. 火灾后钢筋混凝土框架节点抗震性能试验研究. 建筑结构学报, 2009, 30(S2): 121–126
- [46] 王广勇. 钢筋混凝土框架结构抗火性能理论与试验研究. 北京工业大学, 2008
- [47] 王广勇, 韩林海, 余红霞. 钢筋混凝土梁-钢筋混凝土柱平面节点的耐火性能研究. 工程力学, 2010, 27(12): 164–173
- [48] 刘池. 磷酸镁混凝土框架节点抗火性能试验研究. 山东建筑大学, 2010
- [49] 傅传国, 王广勇, 宫梅. 钢筋混凝土框架节点火灾反应非线性分析. 山东建筑大学学报, 2009, 24(06): 495–499+521
- [50] 傅传国, 王广勇, 王玉镯. 钢筋混凝土框架节点抗火性能试验研究及理论分析. 东南大学学报(自然科学版), 2010, 40(04): 822–828
- [51] 杨颖. 钢管混凝土柱—钢梁节点抗火性能数值分析. 大连理工大学, 2010
- [52] 刘文超. 考虑海洋环境损伤的混凝土节点抗火性能基础试验研究. 青岛理工大学, 2013
- [53] 谭炎. 高温下梁柱边节点竖向腿覆试验研究. 湖南大学 2016
- [54] 陈华伟. 火灾下钢管混凝土柱—钢梁穿筋节点受力性能分析. 大连理工大学, 2016
- [55] Song T, Han L-H, Tao P Z. Performance of Steel-Reinforced Concrete Beam-to-Column Joints after Exposure to Fire. 142. 2016
- [56] Haremza C, Santiago A, Demonceau J-F, et al. Composite joints under M-N at elevated temperatures. Journal of Constructional Steel Research, 2016, 124: 173–186
- [57] 舒赣平, 杜二峰, 张欣欣. T型钢连接梁柱节点抗火性能试验研究. 工程力学, 2016, 33(07): 136–143
- [58] 李俊华, 章子华, 池玉宇. 火灾后型钢混凝土梁柱节点抗震性能试验研究. 工程力学, 2017, 34(07): 156–165
- [59] Li Z, Liu Y, Huo J, et al. Experimental assessment of fire-exposed RC beam-column connections with varying reinforcement development lengths subjected to column removal. Fire Safety Journal, 2018, 99: 38–48
- [60] Cooke G M E. Behaviour of precast concrete floor slabs exposed to standardised fires. Fire Safety Journal, 2001, 36(5): 459–475
- [61] Kose M M, Temiz H, Binici H. Effects of fire on precast members: A case study. Engineering Failure Analysis, 2006, 13(8): 1191–1201
- [62] Shakya A M, Kodur V K R. Response of precast prestressed concrete hollowcore slabs under fire conditions. Engineering Structures, 2015, 87: 126–138
- [63] 王换丽. 装配整体式螺栓钢板箍连接框架柱抗火性能研究. 西安建筑科技大学, 2017

- [64] 谢云翎. 高温下预制装配式混凝土界面抗剪性能研究. 苏州科技大学, 2018
- [65] 张海耀. 高温后预制装配式混凝土界面抗剪性能研究. 苏州科技大学, 2018
- [66] 李智. 高温下预制装配式型钢混凝土梁抗火性能研究. 江苏建筑, 2018, (04): 40-43
- [67] 邓曦. 钢筋半套筒灌浆连接在高温下及高温后的力学性能研究. 湖南大学, 2018
- [68] 顾为健, 毛小勇. 高温下预制装配式混凝土框架节点抗火性能分析. 苏州科技大学学报(工程技术版), 2018, 31(04): 41-49
- [69] Zhang W, He C, Zhang J, et al. Mechanical behavior of post-fire half-grouted sleeve connection covered by concrete. Construction and Building Materials, 2019, 201: 218-231
- [70] 中华人民共和国国家标准. 混凝土结构设计规范(GB50010). 北京, 建筑工业出版社, 2010
- [71] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范(GB50011). 北京, 建筑工业出版社, 2010
- [72] 中华人民共和国国家标准. 建筑结构荷载规范(GB50009). 北京, 建筑工业出版社, 2012
- [73] 中华人民共和国国家标准. 装配式混凝土建筑技术标准(GB/T51231-2016) 北京, 中国建筑工业出版社, 2010
- [74] 中华人民共和国建筑工业行业标准. 《钢筋机械连接用套筒》(JG/T 163-2013). 北京, 中国建筑工业出版社, 2013
- [75] 中华人民共和国建筑行业标准. 《预制预应力混凝土装配整体式框架结构技术规程》(JGJ224-2010). 北京, 建筑工业出版社, 2011
- [76] 中华人民共和国国家建筑标准. 《混凝土结构施工图平面整体表示方法制图规则和构造详图》(11G101-1). 北京, 中国计划出版社, 2011
- [77] 中华人民共和国建筑行业标准. 《预制预应力混凝土装配整体式框架结构技术规程》(JGJ224-2010) 北京, 建筑工业出版社, 2010
- [78] 中华人民共和国国家标准. 金属材料室温拉伸试验方法(GB/T228). 北京, 中国建筑工业出版社, 2010, 297-332
- [79] 中华人民共和国国家标准. 混凝土强度检测评定标准(GB/T50107). 北京, 中国建筑工业出版社, 2010, 1-24

## 致 谢

匆匆三年转眼即逝,在这里充满了太多的艰辛与困苦,但更多的成长与幸福,是难以忘怀的恩情和友谊。三年的研究生生涯,既是一段学术的攀登,也是一次丰富的成长。而今毕业在即,心怀许多感慨与感激,借着此次机会,感谢陪伴、帮助、支持和鼓励我的所有人。首先要感谢导师廖莎副教授和周云教授在学业上对我的指导和帮助,师恩之情,没齿难忘,既是我学业上的导师,更是我人生中的指路人。

感谢师兄陈太平、胡翔、奚树杭,师姐方亮、刘蒙,同门曾雅丽思、李紫玮、彭涵钰、张琴,以及师弟师妹裴熠麟、周赛、程依婷、阳建波、赵瑜、胡健鑫在三年之中对我的帮助与关心。

感谢我的家人,感谢我的父母,你们一直以来都是我成长的源泉与动力,感谢父亲对我学业无私的支持,感谢母亲时时的牵挂。最后感谢与好友愉快相处的时光,在平淡的生活中为彼此增添了无穷的乐趣。感谢湖大的一草一木,于孤独的时光中为我带来春花秋月的好时节。

感谢所有评委老师百忙之中抽出宝贵的时间参与本次评审和的答辩,祝各位老师身体健康,工作顺心!

王振生

2019年6月14日于长沙

## 附录 A （攻读学位期间所发表的学术论文）

- [1] 廖莎, 王振生, 周云等. 全装配式延性杆节点连接的混凝土框架子结构抗连续倒塌静载试验研究. 湖南大学学报