

学校代号 10532

学 号 S150100038

分 类 号 TU375.4

密 级 公 开



湖南大学
HUNAN UNIVERSITY

硕士学位论文

全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌 静载试验研究

学位申请人姓名 陈太平

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 周云副教授

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 装配式结构

论文提交日期 2018年6月1日

学校代号：10532

学 号：S150100038

密 级：公开

湖南大学硕士学位论文

全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌静 载试验研究

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：陈太平

导师姓名及职称：周云副教授

培 养 单 位：土木工程学院

专 业 名 称：结构工程

论文提交日期：2018年6月1日

论文答辩日期：2018年6月4日

答辩委员会主席：易伟建教授

Static load test study on progressive collapse resistance of fully
prefabricated concrete frame structures

by

CHEN Taiping

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 ZHOU Yun

June, 2018

摘 要

近年来,我国政府大力推广预制装配式混凝土结构,其中,全装配式混凝土框架结构具有安装快速、施工污染少等优点。全装配式混凝土框架结构在遭遇爆炸冲击、不受控制的火灾和车辆撞击等偶然荷载作用时,能否保持其稳固性值得研究。本文以全装配式混凝土框架子结构试验为基础,分析其在中柱移除过程中抗连续性倒塌的受力机理,同时利用有限元软件 ABAQUS 对试件分别进行精细化有限元分析,并建立整楼 RC 框架模型研究了框架结构抗连续倒塌的受力性能。本文主要进行了以下几方面的研究:

(1) 本文利用 PKPM 设计了一栋空间框架结构,提取底层框架子结构按照 1/2 比例缩尺,设计了三个框架子结构试件,包括两个全装配式试件(PC1、PC2)和一个现浇试件(RC),每个试件分别包含三根柱两根梁,装配式试件梁柱采用插梢杆-牛腿-角钢方式连接。完成了三个试件的中柱移除拟静力试验。

(2) 对每个试件荷载位移曲线、每个阶段的梁柱变形曲线、钢筋和混凝土的应变变化曲线等试验结果进行了整理,对比了三个试件的极限承载能力和极限位移,分析了子结构试验在中柱移除过程中的裂缝的发展和最终的破坏模式,探讨了子结构试件在中柱移除过程中的荷载转换机制,为有限元模型改进连接形式提供数据支持。

(3) 基于试验结果的整理分析,利用 ABAQUS 有限元软件分别建立了试件的精细化有限元模型,对试件的受力过程进行非线性有限元模拟,模型曲线与试验曲线吻合良好,最终破坏模式也基本相同,验证了模型的正确性。在此基础上,通过改变装配式试件模型梁柱连接处插梢杆的参数,比如改变材质或增大直径,进行优化设计连接节点,使其受力性能更加良好,提高全装配式混凝土结构抗连续倒塌二次防御能力。

(4) 建立了四个 RC 框架子结构 ABAQUS 精细化有限元模型,通过 Qian K 等的试验进行了有限元模型的验证,模拟曲线和试验曲线吻合良好。在此基础上,分别研究了单层平面框架子结构在两侧不同的边跨约束下移除中柱过程中的受力性能、单层空间框架子结构模型考虑楼板作用时移除框架柱的受力性能和多层空间框架子结构在不同楼层下移除框架柱过程中的受力性能。分析表明,不同的结构约束的变化对倒塌跨各个受力阶段的影响均有所不同。

关键词: 全装配式混凝土结构; 连续倒塌; 梁柱连接; ABAQUS 模拟; 有限元整楼模型

Abstract

In recent years, Chinese government are energetically promoting the precast concrete structures, in which the fully prefabricated concrete structures have the merit of fast installation and less construction pollution. It is worthwhile to study the stability of fully prefabricated concrete frame structures when encounter by accidental loading conditions such as explosion shock, uncontrolled fire and vehicle impact. Based on the experiment of fully prefabricated concrete frame substructures, the paper analyzes the mechanism of progressive collapse resistance of frame structure in the process of removing the middle column. Meanwhile, the finite element analysis models of the test specimens were carried out by the finite element software ABAQUS, and the RC frame model of the whole structure was set up to study the performance of the frame structure to prevent progressive collapse. The main contents are as follows:

(1) A space frame structure was designed by PKPM, and three half-scale frame substructure specimens comprising two fully prefabricated specimens (PC1, PC2) and a cast-in-place specimen (RC) were designed according to the frame substructure extracted from the space structure. Each specimen consisted three columns and two beams. The fabricated specimen beam and column were connected by the dowel bar-corbelt-angle steel. The quasi-static tests were carried out for the three specimens.

(2) The test results, including load-displacement curves, beam and column deformation curves at each stage, local strain curves of steel bar and concrete, were arranged, and the ultimate bearing capacity and ultimate displacement of the three specimens were compared. The development and final failure mode of substructure specimens in the removing of middle column were analyzed. The load transfer mechanism of substructure specimens during the removal of middle columns was discussed. The results provided data support for improving the connection form of the finite element model.

(3) Based on the analysis of the test results, the finite element models established by the ABAQUS finite element software were used to simulate the mechanical behavior of the specimens. The simulated curves were in good agreement with the tested curves, as well as the final failure modes of models were similar with the specimens. Based on the simulation, the joint were optimized by changing the parameters of the dowel bar at the beam-column connection of the model, such as increasing the strength or increasing the diameter. It had better mechanical performance on progressive collapse resistance

after optimizing.

(4) The four RC frame structure ABAQUS finite-element model were established, and the finite element models were verified by the experiment of Qian K. The simulated curves were in good agreement with the tested curves. On this basis, the mechanical behavior of a single layer plane frame structure under different side span constraints and mechanical behavior of a single storey frame structure model considering the action of floor slab and the mechanical behavior of multi-storey frame structure under different floors in the process of removing the middle column were studied. The analysis results showed that the effects of different structural constraints on the collapse stages were different.

Key Words: Fully prefabricated concrete structure; Progressive collapse; Beam-column connection; ABAQUS simulation; The finite-element model of whole building

目 录

摘要	II
Abstract	III
第 1 章 绪论	1
1.1 选题背景及意义	1
1.2 装配式混凝土结构的概念	2
1.3 连续性倒塌的概念	3
1.4 装配式混凝土框架节点的研究进展	3
1.4.1 湿连接节点的试验研究	4
1.4.2 干连接节点的试验研究	5
1.4.3 预应力连接节点的试验研究	7
1.4.4 梁柱连接节点的理论及数值研究	7
1.5 框架结构连续性倒塌的研究进展	8
1.5.1 试验研究	9
1.5.2 理论、数值研究	11
1.6 装配式混凝土框架结构抗连续性倒塌的研究进展	12
1.7 本文研究目的及内容	13
第 2 章 全装配式框架结构抗连续倒塌试验方案设计	15
2.1 试验目的	15
2.2 原型结构设计	16
2.3 模型结构设计	17
2.4 试验加载测量方案	21
2.4.1 试验加载装置	21
2.4.2 试验测量方案	25
2.5 试验加载过程	28
2.5.1 RC 试件试验过程照片	28
2.5.2 PC1 试件试验过程照片	30
2.5.3 PC2 试件试验过程照片	32
2.6 本章小结	34

第 3 章 全装配式框架子结构抗连续倒塌试验结果分析	36
3.1 荷载位移曲线和边节点侧移曲线	36
3.1.1 RC 试件	36
3.1.2 PC1 试件	37
3.1.3 PC2 试件	38
3.1.4 试件荷载位移曲线及节点侧移曲线对比	39
3.2 框架子结构边柱上端约束反力及水平位移	41
3.2.1 边柱反弯点约束反力及位移	42
3.2.2 边柱反弯点约束刚度	44
3.2.3 边柱反弯点约束对比	45
3.3 框架子结构测试变形图	46
3.3.1 框架子结构试件框架梁变形	47
3.3.2 框架子结构试件框架柱变形	48
3.4 框架子结构测试应变	51
3.4.1 RC 试件测试应变	52
3.4.2 PC1 试件测试应变	54
3.4.3 PC2 试件测试应变	57
3.4.4 试件钢筋应变对比	60
3.5 试件裂缝发展及破坏模式	65
3.5.1 RC 试件裂缝发展及试验现象	65
3.5.2 PC1 试件裂缝发展及试验现象	68
3.5.3 PC2 试件裂缝发展及试验现象	70
3.6 梁柱构件局部转动	73
3.7 试验结果讨论	75
3.8 本章小结	79
第 4 章 全装配式框架子结构试件有限元模拟分析	80
4.1 非线性有限元模型的建立	80
4.1.1 材料本构的选取	80
4.1.2 建模过程	82
4.2 模拟结果	86
4.2.1 RC 试件模拟结果	86
4.2.2 PC1 试件模拟结果	87
4.2.3 PC2 试件模拟结果	89
4.3 参数分析	92

4.3.1 插梢杆的影响	92
4.3.2 角型钢板的的影响	94
4.4 本章小结	97
第 5 章 周边结构约束对框架结构抗连续倒塌的影响	99
5.1 混凝土框架结构的建立	99
5.1.1 Qian 等试验的简介	100
5.1.2 混凝土和钢筋的本构关系	101
5.1.3 建模过程	102
5.1.4 模拟结果	103
5.2 不同边跨约束下平面框架结构抗连续倒塌分析	105
5.3 考虑楼板影响的单层空间框架结构抗连续倒塌分析	107
5.4 考虑楼层影响的多层空间框架结构抗连续倒塌分析	109
5.5 本章小结	111
结论与展望	113
参考文献	115
致谢	121
附录 A (攻读学位期间所发表的学术论文目录)	122

第1章 绪 论

1.1 选题背景及意义

装配式结构就是将建筑的部分或者全部构件在工厂完成预制，然后运输到施工现场将构件通过可靠的连接方式组装而建成的建筑结构形式。从首次在建筑中采用预制混凝土梁到现在为止，装配式混凝土结构已经经历了 120 多年的发展历程。装配式混凝土结构在欧洲、北美、日本等地的应用较为广泛，装配式混凝土结构在这些发达国家建筑中的应用比例通常都在 35%以上^[1]。近年来，随着我国建筑业的转型发展，住宅产业化为装配式混凝土建筑的发展提供了难得的机遇。在我国，相关国家和地方标准相继出台，各地结合国家保障房建设，掀起了一轮预制装配式混凝土结构研究和应用的热潮。

住宅产业化，就是利用现代科学技术，先进的管理办法和工业化的生产方式去全面改造传统的住宅产业，使住宅建筑工业生产和技术符合时代的发展需求。住宅产业化以住宅产品为最终目标，采用一体化的经营方式，将生产过程中的各要素完美地结合起来，优化资源配置，改善工作环境，减少现场湿作业，保证产品质量，提高劳动效率^[2]。联合国曾提出生产的连续性、产品的标准化、生产过程的集成化、工程建设管理的规范化、生产的机械化和技术生产科研的一体化的住宅产业化的六条标准。

为适应国家住宅产业化发展，2013 年 1 月国务院办公厅出台《绿色建筑行动方案》^[3]，文件要求：住房城乡建设等部门要尽快建立促进建筑工业化的设计、施工、部品生产等环节的标准体系，推动结构构件、部件、部品的标准化，丰富标准化的种类，提高通用性和可置换性。2016 年 9 月国务院办公厅印发《关于大力发展装配式建筑的指导意见》^[4]，指出发展装配式建筑是建造方式的重大变革，是推进供给侧结构性改革和新型城镇化发展的重要举措，有利于节约资源能源、减少施工污染、提升劳动生产效率和质量安全水平，有利于促进建筑业与信息化工业化深度融合、培育新产业新动能、推动化解过剩产能。

住宅产业化形式下的装配式结构包括钢结构、钢筋混凝土结构和木结构等类型。装配式混凝土结构是住宅产业化的重要形式，也是实现住宅产业化的有效途径。装配式混凝土结构相比传统现浇结构而言，最主要的区别在于梁、柱、板等构件的连接方式，且通常分为湿连接和干连接两种形式。干连接的装配式结构又称为全装配式混凝土结构。

另一方面，从 1968 年伦敦 Ronan Point 住宅倒塌事故以来，建筑结构的抗连

续倒塌问题成为国内外工程界的研究热点，更多的工程师关心结构在遭遇偶然荷载作用时的安全性能。随着装配式混凝土结构的不断发展与应用，对于其连续倒塌的问题日益突出，因此开展相关的试验与分析，对装配式结构倒塌机理和防控措施进行研究具有重要意义。本文以工程中常用的梁柱插梢杆连接方式为对象，基于结构抗连续倒塌的角度，通过试验和有限元研究手段，对全装配式框架结构进行抗连续倒塌机理研究，并与传统现浇结构对比，研究不同点。对梁柱连接进行优化设计，加强梁柱连接，增强全装配式结构抗连续倒塌性能。

1.2 装配式混凝土结构的概念

由预制混凝土构件或部件通过各种可靠的连接方式装配而成的混凝土结构，简称装配式结构^[5]，包括装配整体式混凝土结构和全装配式混凝土结构。装配整体式结构是由预制混凝土构件通过可靠的连接方式进行连接并在现场后浇混凝土、水泥基灌浆料形成整体的装配式混凝土结构；全装配式混凝土结构即是框架梁、柱等全部采用预制构件建造而成的装配式混凝土结构。

与传统混凝土结构相比，装配式混凝土结构具有以下优点^[6]：

(1) 产品质量好。预制混凝土构件多数是在工厂制作出来的，工厂车间的生产环境好，产品的质量高。调查表明，采用现场施工生产的现浇混凝土的强度变异系数约为 17%，而采用工厂化生产的预制混凝土的强度变异系数仅为 7%；

(2) 生产效率高。预制构件生产过程的标准化，使产品在工厂采用机械化的方式来生产，这种方式的生产效率明显高于在现场浇筑混凝土。因此工作的重心已从现场转移到了工厂，从而缩短了施工周期，具有明显的经济效益；

(3) 节能减排。工厂生产的废水、废料可以得到及时的处理。在进行现场安装时，产生的建筑污水较少、施工的噪音较低、有害气体排放量较低，尤其是对主体结构构件可以原状拆除并回收利用，减少了建筑垃圾，降低了对环境的污染；

(4) 劳动环境好。在工厂里生产出来的预制装配式混凝土构件大部分都是采用自动化的机械设备，工人在工厂里的劳动环境明显优于建造施工现场。在进行现场安装时，湿作业少，工人不需要在恶劣的环境下进行工作，劳动环境好，劳动效率显著提高。

虽然装配式混凝土结构有许多的优点，但也存在一些缺点^[6]：

(1) 整体性差。预制装配式混凝土结构主要是由预制构件在施工现场安装，预制构件之间连接区域容易形成薄弱截面，现场施工难以保证连接的质量，节点的失效容易导致结构的整体破坏，出现结构整体性差的问题；

(2) 初期投资大。虽然预制装配式混凝土结构的综合效益较高，但预制混凝土的推广前期需要建设预制构件厂，这就需要很大的初期场地、设备等方面投资。预制混凝土设计、生产和安装都要求有较高的技术；

(3) 运输成本高。预制构件一般先在预制工厂生产，从工厂运输到施工现场再进行安装，需要用到大型的运输设备和安装设备，提高了运输成本。另外城市中对车辆载重、大小均有较严格的限制。

(4) 连接区域薄弱。预制装配式混凝土结构体系在拼缝处的连接构造方式复杂，施工难度大，技术还不够成熟，浇筑的效果难以得到保证。

1.3 连续性倒塌的概念

Ellingwood 对结构连续倒塌的定义为^[7]：由于意外事件（如煤气爆炸、炸弹袭击、车辆撞击或火灾等）导致结构局部破坏或部分结构损伤，并引发连锁反应导致破坏向结构的其他部分扩散，最终造成结构大范围坍塌。我国规范^[8]对连续倒塌的定义为由初始的局部破坏，从构件到构件扩展，最终导致局部结构或整个结构倒塌。美国土木工程协会在 ASCE7-05^[9]中，把连续倒塌的定义描述为：初始的局部破坏在构件之间发生连锁反应，最终导致结构的整体倒塌或发生与初始局部破坏不成比例的结构大范围倒塌。英国规范^[10]的定义为：在意外事件，五层及五层以上的建筑不应发生整体倒塌或者发生与初始破坏原因不成比例的倒塌。

根据上述的连续倒塌的不同定义，可以看出，连续倒塌应该包括两个明显特征：(1)研究对象及整体结构需产生初始局部的破坏；(2)整体结构的最终破坏或倒塌与初始局部破坏不成比例。对于不成比例的理解，美国规范和英国规范对此不一致，美国规范认为最终破坏不成比例的破坏的范围，而英国规范认为不成比例的是造成破坏的原因。

Starossek 认为连续倒塌可以分为以下五种类型^[11]：

(1) 薄饼型。局部竖向承重构件发生初始缺陷，上部结构失去支撑而倒塌坠落，重力势能转换为动能，对下部结构造成一定的冲击，导致下部结构连续破坏；

(2) 拉链型。初始局部破坏发生后，剩余结构在内力重分布和构件突然失效所产生的动力冲击作用下不断产生新的失效构件，形成新的内力重分布，如同拉链一样环环相扣，直至结构整体倒塌或达到某一平衡状态；

(3) 多米诺骨牌型。如同多米诺骨牌一样的连续倒塌；

(4) 失稳型。作为支撑的受压构件因突然事件而失稳并丧失承载能力，剩余结构由于内力重分布或其他原因相继失效破坏；

(5) 混合型。不能完全归结为上述四种中的任何一种。

1.4 装配式混凝土框架节点的研究进展

二战之后，欧洲大量建筑遭到毁坏。为了尽快恢复经济，工业化生产发展迅速，建筑产业也不例外，预制装配式建筑以其建造速度快而迅速兴起。与此同时，

各国学者对装配式建筑开展了大量的研究，尤其是预制梁柱节点的性能研究。到目前为止，国内外学者对预制梁柱连接节点的抗震受力性能研究已取得了丰硕成果，提出了许多新型连接方式并对其进行性能分析。

1.4.1 湿连接节点的试验研究

湿连接，也称为刚性连接，是装配式混凝土梁柱常用的连接方式之一，对于湿连接节点抗震性能的研究已取得了丰硕的成果。1995年，Restrepo等^[12]设计了包括6个典型梁柱连接的框架子结构的拟静力往复加载试验来验证预制构件采用后浇混凝土方式连接的可靠性，其中4个子结构试件采用预制构件在梁跨中后浇混凝土连接，2个试件采用预制构件在梁柱节点后浇混凝土连接。研究了不同位置处连接时子结构的刚度、强度、延性和耗能特征。试验表明，在不同位置处连接，这种预制构件通过后浇混凝土连接的方式等同于现浇结构。

2005年，Joshi等^[13]设计了4个梁柱节点试件，包括2个预制装配式节点试件和2个现浇对比试件。预制装配式梁柱连接采用后浇混凝土连接，两个装配式连接节点的差异在于节点连接区钢筋的构造设置，一个采用焊接锚固筋，另一个采用U型锚固筋。低周往复加载试验表明，焊接锚固筋的装配式节点受力性能优于现浇对比节点，而U型锚固筋的装配式节点受力性能差于现浇对比节点。

2006年，Ertas等^[14]设计了4个预制装配式混凝土框架节点试件和1个现浇对比节点试件，4个预制装配式梁柱节点连接分别为：节点区后浇混凝土连接、叠合梁后浇混凝土复合连接和预留孔洞螺杆螺栓连接。通过低周往复荷载试验结果比较了几种连接形式的可靠性，表明几种连接都能达到计算的屈服和极限承载能力。

2006年，朱洪进^[15]完成了如图1.1所示的3个不同槽长度的世构体系(预制预应力混凝土装配整体式框架结构)中节点的低周往复荷载试验，分别分析了其滞回曲线、节点延性、耗能能力和刚强度退化等，并通过通用分析软件ANSYS，考虑混凝土和钢筋之间的粘结滑移，对试验进行了全过程模拟，讨论了试件破坏模式、受力机理和塑性铰长度等。

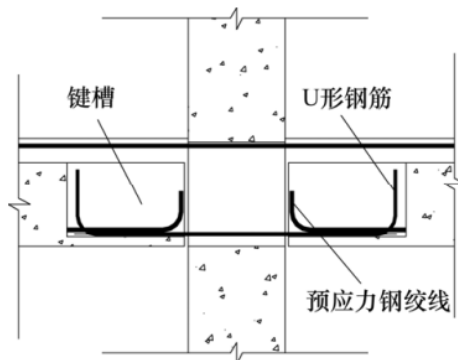


图 1.1 世构体系节点示意图 (朱洪进, 2006)

2010年, 窦祖融等^[16]设计了2个剪跨比不同的足尺装配整体式梁柱节点, 通过低周往复荷载试验研究了其破坏形态、滞回曲线、位移延性、耗能能力和剪切变形等。试验表明, 两个试件均具有很大的安全储备, 且剪跨比大的试件耗能明显高于剪跨比小的试件。

2011年, 陈适才等^[17]设计了1个高轴压预制梁-柱-叠合板足尺装配节点试件, 通过低周往复荷载试验研究了试件的开裂破坏形态、滞回曲线、骨架曲线、延性和耗能等, 与相同尺寸现浇节点作对比, 利用 OpenSees 建立考虑底层锚固钢筋滑移的装配式节点数值模型, 进行了影响承载力的参数分析。

2013年, Choi 等^[18]设计了4个1/2比例缩尺的装配式混凝土框架中节点试件和1个现浇对比试件, 试验变量为用于连通节点钢筋的构造措施。通过低周往复荷载试验研究了其承载能力和能量耗散特性。试验结果表明, 装配式节点承载能力是现浇节点承载力的1.15倍。

2013年, Maya 等^[19]提出一种简便的易于现场安装的避免复杂构造的预制装配式梁柱连接形式, 在梁柱连接区域采用 UHPFRC 材料进行后浇连接, 可以减少钢筋的搭接长度, 连接更加有效。

2014年, Parastesh 等^[20]提出了一种应用于高地震地区的新型梁柱连接方式, 为了验证这种连接方式的可靠性, 设计了6个足尺节点试件, 试验变量为箍筋类型(开口或闭口)、箍筋间距等。通过低周往复荷载试验研究了试件的承载能力、延性系数、能量耗散能力等。试验结果表明, 这种连接性能等同于现浇连接。

2016年, Breccolotti 等^[21]提出了一种既能提供高强度和延展性, 又能简化预制构件的技术方案, 该方法在梁端设置环形接头并在连接区后浇钢纤维材料。试验结果表明, 该连接具有很好的强度和延性等结构性能。通过有限元方法优化设计, 使得在保持结构强度不变的情况下, 增大位移又减少混凝土的损伤。

梁柱节点区域后浇混凝土连接、叠合构件后浇混凝土整体式连接和后浇新型材料连接是目前装配式混凝土框架结构梁柱湿连接的主要方式, 每种连接方式中钢筋都会通过可靠的方式连接或者锚固, 然后浇筑混凝土, 此连接能够使装配式结构的承载能力和延性等或者优于现浇试件。我国装配式规范^[5]中对此类梁柱湿连接也作了指导, 湿连接以其良好的受力性能应用广泛。

1.4.2 干连接节点的试验研究

梁柱干连接节点, 也称为全装配式节点, 是框架梁和框架柱全部在工厂预制, 然后通过焊接或螺栓连接, 对梁柱干节点的研究已取得了诸多成果。1993年, Ersoy 等^[22]提出了采用焊接方式连接的预制混凝土框架梁柱节点连接形式, 在梁柱连接区梁端的上下面和侧面均设置焊接钢板来传递弯矩和剪力。设计了5个焊接连接节点和2个现浇节点, 通过低周往复荷载试验研究了不同节点连接区域宽度时的

抗震性能。试验表明，连接区域宽度是影响性能的重要因素。

2005年，吕西林等^[23]采用足尺模型对比试验方法设计了4个装配式梁柱节点试件，对比分析了2个采用高强螺杆连接的全装配式节点、1个后浇高强混凝土连接的装配整体式节点和1个现浇节点在低周往复荷载作用下的开裂破坏形态、滞回特性、骨架曲线、耗能能力、节点核心区域的剪切变形和梁端与柱端的转动变形等抗震性能指标。分析结果表明：采用后浇高强混凝土连接的节点与现浇节点具有相同的抗震能力，全装配式梁柱节点的抗震性能指标与现浇节点相比，存在明显的差异。

2005年，Korkmaz等^[24]为了研究全装配式框架结构梁柱连接节点的抗震性能，设计了5个装配式节点和1个现浇对比节点，装配式节点形式为梁端企口焊接连接，所有试件均为2/5比例制作，通过低周往复荷载模拟地震作用，对其骨架曲线进行对比分析，探讨了该连接的抗震受力性能。研究表明，延长钢板与钢筋的焊接长度，可以改进连接的受力性能；增强梁底连接强度，可以得到良好的抗震性能。

栓钉连接是全装配式梁柱常用的连接方式，又称为铰接连接方式。2012-2013年，Vidjeapriya等^[25,26]设计了1/3比例缩尺的系列全装配式节点试件，装配式节点连接分别采用J型栓钉连接和J型栓钉+夹板角钢连接，如图1.2所示，夹板角钢分别设置了不同数目的加劲肋。所有试件均采用低周往复荷载试验进行了研究，对比了装配式节点与现浇节点的滞回曲线、承载能力、能量耗散和延性系数。试验结果表明装配式节点承载能力低于现浇节点，J型栓钉连接的节点延性和耗能大于现浇节点，而J型栓钉+夹板角钢连接的节点延性和耗能低于现浇节点。2个加劲肋的试件正反向加载承载力较1个加劲肋试件承载力高于11.76%和6.25%。

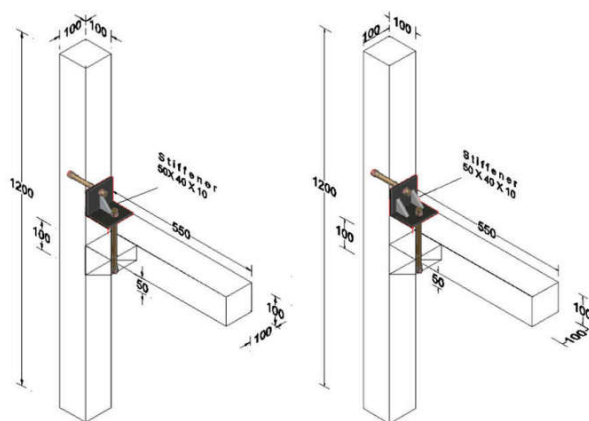


图 1.2 栓钉+夹板角钢连接(Vidjeapriya, 2017)

焊接连接、螺栓连接和栓钉连接是装配式混凝土框架结构梁柱干连接的主要方式，分别由焊缝、螺栓和栓钉传递梁端荷载，不同于湿连接受力性能的可靠性，干连接在受力方面通常差于现浇试件，破坏也通常表现脆性破坏，抗震性能差。由于有限的承载能力，干连接的应用受到限制。

1.4.3 预应力连接节点的试验研究

预应力节点，又称柔性连接，采用穿过于梁柱节点的预应力连接预制梁和预制柱，能够有效提高梁柱节点的受力性能。1995年，Stone等^[27]设计了10个1/3比例缩尺的预制装配式梁柱连接节点，分别采用普通钢筋和预应力钢筋进行节点连接，每个试件在低周往复作用模拟地震作用，研究其抗震性能，试验表明，这种混合连接性能超过了现浇对比节点的性能，说明这种连接受力性能良好，可以用于高地震地区。

2000年，冯健等^[28]指出，企口连接是预制构件的重要连接方式之一，并通过试验方法对12个采用预应力和普通钢筋连接的混凝土平、斜企口接头进行了试验研究，比较了平、斜企口的不同，分析了企口长度、配筋形式以及施加预应力的影响，基于试验结果提出了平、斜企口的设计方法和构造。

2002年，Alcocer等^[29]设计了2个足尺装配式节点低周往复荷载试验试件，为了连通节点区域的纵向钢筋，特设置了贯穿节点的高强钢筋或预应力筋，并通过试验对比了两者受力性能的差异。试验表明，两种连接节点承载力能够达到现浇节点承载力的80%。

2005年，柳炳康等^[30]设计了2个预应力预压装配式梁柱节点，研究了其在低周往复荷载下的受力性能，确定了梁端组合截面屈服荷载和极限荷载，并给出结合部正截面承载力计算方法。试验表明，由于牛腿作用，试件反向加载具有掀起效应，从控制变形和裂缝的角度来考虑应将承载力予以折减。

2010年，杨晓波^[31]设计了3榀预压装配式混凝土框架梁柱节点试件，试验研究了其在低周往复荷载作用下的裂缝分布、损伤图、位移剪切角滞回曲线和荷载剪切角滞回曲线，推导了装配式混凝土节点的抗裂验算公式和剪切变形计算公式，并结合工程有限元软件对试验进行模拟对比。研究表明，预压装配式框架节点核心区处于双向受压状态，具有良好的抗裂能力和抗震性能。

2012年，种迅等^[32]设计了4榀采用后张预应力筋将预制梁柱拼接在一起的梁柱中节点试件，其中2榀为有粘结预应力连接，2榀为梁端部分区域无粘结预应力连接。通过低周往复荷载试验研究其抗震性能。试验结果表明，试件均发生连接面附近的破坏，相比于现浇节点，滞回环面积较小，耗能较差。

2018年，Wang等^[33]提出一种新型的预制预应力连接节点，穿过节点连接区域的无粘结的钢筋和钢绞线将预制梁柱连接。试验结果表明，连接节点在强度、变形能力、层间位移控制等方面具有良好的受力性能。

上述研究表明，预应力梁柱节点受力性能基本能够等同现浇节点，同时预应力的存在增强了梁柱节点的恢复性和框架的整体性，有利于震后恢复。

1.4.4 梁柱连接节点的理论及数值研究

理论与数值分析是科学研究常用的方法，可以对大型结构或复杂结构进行分析计算，相比于试验研究方法，数值分析省去了浇筑、养护试件等繁琐过程，节省了大量时间，对设计提供指导。

1995年，Sucuoglu^[34]通过理论计算方法对预制装配式混凝土框架结构和相应的现浇混凝土框架结构进行了地震反应对比分析，用“固支性”来表征装配式梁柱节点的荷载传递能力。分析表明，预制装配式结构与现浇结构的地震反应差异很小，并且通过实验说明了强柱弱梁的设计思路有利于减少这种差异。

1995年，Englekirk等^[35]提出了一种应用于地震地区的能够吸收地震能量的延性连接器，该连接器用于连接框架结构预制梁柱。作者对该连接器的理论设计、施工方法进行了详细介绍，并通过试验结果验证了该连接器的可靠性。

2008年，Kulkarni等^[36]运用有限元软件ADINA建立了钢混凝土组合连接节点的有限元分析模型，这种连接采用钢骨螺栓连接并后浇混凝土，该模型通过新加坡南洋理工大学的混合连接试验得到验证，基于此有限元模型分析了柱轴压比、连接钢板厚度、梁底部钢筋连续性等对节点受力性能的影响。

2014年，Magliulo等^[37]建立了全装配式梁柱栓钉连接有限元分析模型，模型通过试验数据得到验证，在此基础上进行了参数分析。并对其受力性能进行了理论计算公式的推导。

1.5 框架结构连续性倒塌的研究进展

自从1968年英国Ronan Point公寓因煤气爆炸发生竖向连续倒塌事故^[38]以来，多层结构的连续倒塌问题引起工程界的关注。1995年美国Alfred P. Murrah联邦大楼^[39]和2001年美国纽约世贸大厦^[40]倒塌事故将连续倒塌的研究推向高潮。各国也出台了相应的指导规范，欧洲规范Eurocode 1^[41]强调从概念设计的角度增强结构整体性和延性，进而增强结构的抗连续倒塌能力，采用拉结强度法、拆除构件法和关键构件法三种设计方法分析结构的连续倒塌；美国规范GSA2010^[42]深化了拆除构件法的概念，提出了拆除构件法的详细流程和分析方法，主要分析方法分为线性静力方法、线性动力方法、非线性静力方法和非线性动力方法四类；DOD2010^[43]除了采用拆除构件法外还采用了拉结强度法，提出拉结强度法是以悬链线作用机制为目标的设计，拉结构件需保证相应的变形能力；我国规范CECS392:2014^[8]从概念上强调了结构抗连续倒塌设计的重要性，并给出了拉结强度法、拆除构件法和局部加强法的具体计算公式。表1.1总结了以上规范中几种设计方法。

目前为止，国内外学者对混凝土框架结构连续倒塌的研究已取得丰硕成果，大多学者对框架结构连续倒塌的研究采用拆除构件法，研究其在框架柱失效时剩余结构的荷载转换机制和抗连续倒塌机理。研究方法主要为试验和数值模拟方法。

表 1.1 几种规范设计方法总结

设计方法	内容
概念设计	从结构的布置方案、整体性、延性、冗余度和构造等结构设计概念来改善结构抗连续倒塌能力或降低连续倒塌风险。
拉结强度设计	对构件与构件之间的连接强度进行验算，使其满足一定的强度要求，以保证结构整体性和备用荷载传递路径的能力。
拆除构件设计	将结构中的部分构件拆除，通过分析剩余结构的力学性能来判断结构是否会发生倒塌，又称为“替代路径法”，根据其采用的分析方法，拆除构件法又分为线性静力、线性动力、非线性静力荷非线性动力四种。
关键构件设计	对于破坏后无法找到合适替代路径或者实现替代路径很大的构件，可以将其设为关键构件进行专门的设计与加强。

1.5.1 试验研究

Yi 等^[44]提出了一种研究框架结构倒塌机理的拟静力试验方法，即用机械千斤顶替换底层框架柱模拟失效柱，用电液伺服作动器采用力控制的方法在顶层中柱模拟上部结构重力荷载，下部机械千斤顶逐渐卸载模拟中柱失效过程。完成了一榀 4 跨 3 层的平面框架倒塌试验，试验表明，塑性铰破坏荷载约为悬索机构破坏荷载的 70%。

为了研究框架梁中的悬索机制，何庆锋^[45]设计了 6 根约束梁构件的连续加载破坏性试验，分析了框架梁配筋率、钢筋等级、钢筋锚固方式以及加载速率对悬索机制的影响。试验表明，试件均发生由于钢筋断裂而导致承载力大幅降低，悬索极限状态承载力约为塑性时的 2 倍。

三根柱两根梁框架子结构的中柱移除拟静力试验是研究框架结构防连续倒塌受力机理常用的研究方法，通过中柱移除来模拟框架中柱失效过程，分析结构框架柱失效过程中荷载路径转换机制。

2009 年，Su 等^[46]设计了 12 根钢筋混凝土框架子结构试件，通过试验方法研究其抵抗竖向荷载连续倒塌的承载能力，每个试件约束了框架梁的轴向变形。试验表明，由于轴向约束，压拱效应峰值荷载明显高于框架梁的弯曲荷载，并且拱效应的承载能力与框架梁配筋和框架梁截面高有明显的关系。

2011 年，Hai 等^[47]通过试验方法，研究了 2 个足尺框架子结构中柱移除过程中抗连续倒塌的承载能力，2 个试件采用不同的抗震等级设计。试验过程中对试件关键点的位移、梁端转角、钢筋应变进行了测量，分析了破坏模式和荷载转换机制，并利用有限元软件对试件进行了模拟分析，探讨了试件在每个阶段的受力性能。

2011 年，Qian 等^[48]以框架梁纵向钢筋配筋率和横向箍筋间距为试验变量，

研究了 4 个足尺框架子结构在移除中柱过程中抗连续倒塌的受力性能。分析了荷载位移曲线、裂缝发展、钢筋应变等试验结果，探讨了中柱失效过程中荷载转换机制和内力重分布的机理。

2013 年，Yu 等^[49]研究了 6 个 RC 框架子结构在中柱施加荷载模拟中柱失效的拟静力试验中的抗连续倒塌受力性能。试验变量包括框架梁上下配筋率和梁跨高比。试验结果表明，由于有效的侧向约束，子结构压拱效应和悬索效应得以充分发挥，且跨高比和配筋率小时压拱效应更明显，而跨高比和配筋率大时悬索效应更明显。

2013 年，Qian 等^[50]为了研究框架结构在角柱失效情况下的承载能力，设计了 7 个 1/3 缩尺的梁柱子结构试验模型，试验变量包括梁横向箍筋配筋率、抗震构造和梁跨高比等。试件角柱节点位置处发生剪切破坏，靠近固定柱头的梁端形成塑性铰。在试件试验前期框架梁主要为空腹梁效应，而在试验后期框架梁主要为悬臂梁效应。

2013 年-2014 年，Yu 等^[51,52]设计了框架子结构系列试件，通过中柱移除拟静力试验研究子结构抗连续倒塌的受力性能。分析了梁柱连接区不同钢筋构造对子结构抗连续倒塌受力性能的影响，并通过有限元分析模型，研究了边柱侧向约束等因素对子结构承载力的影响。

楼板对于框架结构防连续倒塌承载能力的贡献是学者较为关心的问题，国内外学者也对此开展了大量的试验研究。Dat 等^[53]设计了 3 个 1/4 比例缩尺的双向梁板子结构试件，采用 12 点加载方式模拟楼板均布荷载。试验结果表明，T 型梁对负弯矩影响很大，悬索效应代替了正弯矩作用；在大变形下，依赖于不断发展的悬索效应的梁板结构承载能力因钢筋拉断或混凝土压溃等局部破坏而受到影响。

Qian 等^[54,55]为了研究在爆炸等偶然荷载环境中楼板对于楼盖系统抗连续倒塌承载力的贡献，设计了不考虑楼板作用和考虑楼板作用的对比试件。通过框架柱移除拟静力试验研究了试件在框架柱失效情况下的承载能力，试验表明，楼板中形成了拉膜效应(tensile membrane action)，且拉膜效应可以将楼盖系统承载能力提高 60%以上，明显减小了结构连续倒塌的可能性。

Ren 等^[56]设计了 7 个 1/3 比例缩尺的梁板楼盖系统子结构试件，研究梁板结构在抗连续倒塌中的荷载转换机理，试验变量包括梁高、板宽和板厚等，通过中柱移除拟静力试验，分析了梁板参数对子结构各个受力阶段的影响。Lu 等^[57]设计了 5 个 1/3 比例缩尺的梁板楼盖系统子结构，通过试验方法研究其在边柱移除情况下结构抗连续倒塌的受力性能。试验结果表明，在小变形下楼板对梁板子结构承载力提高 146%，大变形下提高 98%。

楼板对于框架结构抗连续倒塌具有重要意义，可以大幅度地提高框架结构抗连续倒塌承载能力，在设计中忽略楼板的作用，对于结构防连续倒塌来说是偏于

安全的，结构具有较大的安全储备。

1.5.2 理论、数值研究

连续倒塌试验模型建造速度慢、耗资大，尤其是动力试验研究，将耗费大量人力物力，而且试验研究一般局限于子结构，对于大型、复杂结构的分析常采用数值分析方法来研究。

Khandelwal 等^[58]提出了分析结构失去一根柱后的破坏模式和极限承载能力的方法，即“Pushdown Analysis”。并以 1 栋十层平面钢框架结构为例验证了该分析方法。Bao 等^[59]运用 Macromodel-Based Simulation 方法对 2 栋不同地震区的十层平面框架结构进行了模拟分析。研究表明，通过验证的宏模型分析结构连续倒塌是可行的，并且高地震区设计的框架结构承载能力高于低震区设计的框架结构。

2010 年，陈超^[60]编制了非线性静力分析程序，对框架结构考虑楼板刚度和不考虑楼板刚度两种情况进行了分析。分析表明，忽略楼板刚度贡献时，结构承载能力明显不足，考虑楼板刚度贡献时，烈度为 8 度和 9 度短边中柱移除过程满足抗连续倒塌要求，其余防倒塌工况仍然不满足倒塌要求。

2011 年，Li 等^[61]通过数值模拟方法对 2 个钢筋混凝土框架结构进行连续倒塌模拟分析，对拉结设计法进行了验证。分析表明，在考虑荷载重分布机理、动力效应和内力相关联等因素时，当前拉结法无法准确适用，作者改进了拉结法，应用范围和可靠性通过数值模拟得到验证。

2011 年，Sasani 等^[62]采用数值分析方法，建立了一个考虑梁板中轴力弯矩相互作用的非线性结构模型，评估了 1 个有四根相邻柱同时失效的结构抵抗连续倒塌的能力。分析结果表明，分析结果与试验结果吻合良好。

2011 年，李易^[63]基于能量平衡原理，建立了 RC 框架结构连续倒塌抗力需求分析的理论框架，即基于能量平衡原理推导出简洁的 RC 框架结构非线性动力构件抗力需求和线性静力构件抗力需求之间的关系，并通过数值算理验证了理论推导得到的抗力需求关系的正确性。

2016 年，Pham 等^[64]通过有限元软件 LS-Dyna 研究了分别利用拟静力加载和动力加载研究爆炸情况下结构抗连续倒塌的受力性能。研究变量为边界约束刚度、阻尼比等，模拟表明，边界约束刚度对子结构抗连续倒塌承载能力影响很大，并且认为用拟静力方法代替动力方法基本可行，但是会过高估计试件的承载能力，因为动力会造成结构的局部破坏。

2017 年，Yu 等^[65]通过数值模拟方法分析了框架底层柱失效时，影响框架结构抗连续倒塌承载能力的因素，其中，重力荷载和钢筋属性是影响其剩余承载能力最大的因素。

1.6 装配式混凝土框架结构抗连续性倒塌的研究进展

虽然国内外学者对于预制装配式梁柱节点抗震性能的研究已取得很大成果并提出了许多新型梁柱连接形式，但装配式混凝土结构抗连续倒塌的研究还不够深入。在近几年间，装配式结构抗连续倒塌的研究逐渐变热，学者主要以试验和数值模拟为手段进行研究其受力性能。

蔡小宁、陈佳佳^[66,67]对无粘结预应力节点进行了分析与试验，设计了一种梁顶和梁底采用角钢耗能的自复位节点，通过试验和 OpenSees 数值模拟研究了此节点的抗震性能和应用此节点的框架结构抗连续倒塌的性能。研究表明，角钢耗能自复位节点具有良好的自复位能力，同时由于耗能主要集中在角钢上，提高了地震后的可修复性；框架结构抗连续倒塌过程中，中心预应力筋始终保持弹性，结构表现为梁铰耗能机制，抗倒塌性能良好。

2014 年-2015 年，Nimse 等^[68,69]共设计了 5 个 1/3 比例缩尺的框架子结构试件，通过中柱竖向加载模拟中柱移除研究了湿连接和干连接试件抗连续倒塌的受力性能，与现浇试件进行对比分析。试验结果表明，在弹性阶段，预制装配式构件受力性能良好，但是在后期干连接试件相比于现浇试件强度下降明显；湿连接试件性能等同于现浇试件，干连接方式中使用 RC 牛腿连接要比钢坯牛腿连接受力性能好。

2015 年，Kang 等^[70,71]通过试验方法研究了三根柱两根梁的 5 个预制装配式框架子结构防连续倒塌性能，子结构采用叠合梁预制部分和预制柱拼装，在节点区和预制梁上层后浇混凝土的方式制作。改变框架梁底层钢筋的锚固方式，或弯钩，或搭接，研究了不同配筋率的预制装配式子结构防倒塌受力机理。试验表明，配筋率越高，子结构承载能力越高。且后浇采用工程材料 ECC 能使子结构受力性能等同于现浇。

2017 年，Tan 等^[72]对装配式混凝土结构的 2 个内框架和 2 个外框架进行子结构试验，在中柱上施加静力荷载模拟倒塌过程。其中，梁柱节点钢筋采用搭接方式或者 90°弯钩锚固。试验结果表明，梁柱节点钢筋采用搭接形式更容易发生悬链线效应，即具有更好的抗连续倒塌能力；梁柱节点采用 90°弯钩弯曲锚固时，框架抗倒塌机制为压拱机制和梁机制，悬链线作用很小，这是因为该节点方式在大变形时发生脆性破坏，延性变形很小。

2018 年，Feng 等^[73]利用有限元软件 OpenSees 建立了预制装配式框架子结构模型研究子结构防连续倒塌受力性能，模型中用纤维梁单元模拟框架梁和框架柱，而用二维节点单元模拟梁柱节点，针对不同长度的锚固筋长度的滑移关系，采用改变弹簧的荷载位移关系来模拟。利用模型进行了参数分析。

全装配式框架结构抗连续倒塌的问题研究并不多。2015 年，Main 等^[74]设计

了 2 个全装配式框架子结构移除中柱抗连续倒塌承载能力，子结构框架柱为短柱头，框架梁为深梁，梁柱连接采用焊接方式并设置了加强构造。试件破坏方式为剪切破坏，焊接与锚固板的中节点下部钢筋被拉断，对破坏模式和倒塌机制进行了分析研究。

2016 年，Klasila 等^[75]对一全装配式办公楼进行有限元建模，并瞬间拆除角柱分析结构的动力响应。文中指出，按照欧洲规范的拉结力法进行装配式结构设计时，角柱破坏后的结构不能有效抵抗连续倒塌。Tohidi 等^[76]采用 ABAQUS 有限元软件对装配式混凝土剪力墙结构进行连续倒塌分析，验证了拉结强度法在装配式楼板抗连续倒塌中的适用性。

2017 年，Elsanadedy 等^[77]利用 LS-Dyna 有限元软件对工程中常用的预制装配式梁柱干节点连接方式牛腿-插梢连接的框架子结构进行移除中柱倒塌模拟。结果表明，这种连接非常脆弱，承载能力非常低。通过在框架梁端上部安装角钢，用螺母将插梢杆和角钢连接等方式对节点连接进行了改进，提高了该种连接的承载力，但是试件的延性有限，而且二次预防能力较差。

2018 年，Qian 等^[78]设计了包括 1 个现浇和 2 个预制装配式混凝土梁板子结构试件，其中两个装配式试件中梁柱分别采用插杆铰接连接和焊接连接两种干式连接方法。通过边柱移除拟静力试验方法，研究了装配式试件抗连续倒塌的受力性能。试验表明，采用焊接连接的试件破坏形式为脆性破坏，承载能力和延性都比较差，而采用插杆铰接连接的试件虽然初始刚度和承载能力低，但由于其较大的转动保证了其延性良好。

对于装配式框架结构防连续倒塌的研究引起了工程界的关注，但目前大多研究集中为湿连接或者装配整体式框架结构的研究，全装配式或者干连接框架试件抗连续倒塌的研究很少，国家也没有出台相应的指导规范规程。因此，开展全装配式框架结构抗连续倒塌的研究很有必要。

1.7 本文研究目的及内容

建筑工业化是我国建筑业的发展方向，随着国家相关政策的出台，预制装配式建筑在我国迅速发展起来。目前国内学者对于装配式框架结构的研究不足，尤其是全装配式框架结构的研究很少。我国规范对装配整体式结构出台了相关的设计规范，而对全装配式结构没有明确的指导性文件。对全装配式框架梁柱连接节点及整体结构的研究很有必要，尤其是结构在遭遇爆炸、车辆撞击和火灾等偶然荷载时能否保持结构的稳定性和安全性值得深入的研究。

为了研究全装配式混凝土框架结构在遭遇煤气爆炸、车辆撞击、火灾等偶然荷载作用下防连续性倒塌的受力性能，本文采用试验和数值模拟方法对包括一个现浇框架子结构和两个全装配式框架子结构 1/2 比例缩尺的子结构试件进行了研

究,分析了其在移除中柱情况中结构荷载传力路径的变化和转换机制,探讨这种干连接节点的可靠性和安全性。文章主要研究内容为:

(1) 本文根据《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)和《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)设计了一栋纵横向均为四跨的七层空间预制全装配式框架结构,利用结构设计软件 PKPM 进行计算配筋。为了研究其抗连续倒塌受力性能和荷载转换机理,按照 1/2 比例缩尺制作了一个为现浇子结构和两个全装配式子结构。装配式子结构采用混凝土牛腿-插梢杆-角型钢板方式连接,两个试件分别采用名牛腿和暗牛腿方式。设计了试验加载装置,完成了三个试件的试验加载。

(2) 对试件的试验结果进行了整理分析,包括荷载位移曲线、极限承载力、极限位移和钢筋和混凝土的应变等。对比了三个试件承载力和极限位移的大小,分析了试件的裂缝发展和最终破坏模式,比较了现浇试件和装配式试件在抗连续倒塌的受力过程的差异,揭示了装配式试件抗连续倒塌荷载转换机理,评估了装配式节点的安全性和可靠性。

(3) 利用 ABAQUS 中 Explicit 分析模块,建立 ABAQUS 有限元显示算法分析模型,模型的正确性通过试验结果得到验证。对预制装配式试件进行精细化模拟,模拟试件在整个试验过程的受力状态和试件的破坏模式,基于试验结果,优化节点连接,使其在保证节点强度的情况下增加结构延性,并增大结构的二次防御能力,得到防连续倒塌的要求。

(4) 利用 ABAQUS 中 Standsrd 分析模块,建立了 ABAQUS 有限元隐式算法分析模型,研究了周边结构约束对 RC 框架防连续倒塌受力性能的影响。分析了边跨约束、楼板作用和楼层数量等结构约束对失效跨承载能力和变形能力的影响。研究了不同约束的变化对 RC 框架结构移除中柱过程各个受力阶段(弯曲阶段、压拱阶段和悬索阶段)的影响。

第2章 全装配式框架结构抗连续倒塌试验方案设计

结构的局部破坏可能导致整个结构发生倒塌或发生与初始缺陷不成比例的局部破坏。拟静力试验方法是采用一定的载荷控制或变形控制对试件进行低速加载,使试件从弹性阶段直至破坏的一种试验方法^[45]。由于其经济性和实用性的特点,拟静力试验是目前研究结构和构件性能中应用最为广泛的试验方法,并且可以最大限度地获取试验过程中各个阶段的试验数据,包括荷载、位移和应变等。

拆除构件法是目前研究框架结构抗连续倒塌性能常用的手段,通过拆除框架柱等承重构件模拟其失效,并在拆除构件上方施加荷载直至结构发生破坏,获取整个试验过程中构件参数的变化。

2.1 试验目的

目前,国内外对钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌的研究取得了丰硕的成果,但对于预制装配式混凝土框架结构抗连续倒塌的研究不够深入,尤其是全装配式混凝土框架结构,由于其预制梁、柱连接区的薄弱性,全装配式混凝土框架结构在遭遇偶然荷载时的承载能力和受力性能一直是工程师们关心的问题,而且各国并未统一的全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌的设计规范。因此,研究全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌具有极其重要的现实意义。为研究全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌的受力性能,本文设计了一栋全装配式混凝土框架结构,并提取底层框架结构进行拟静力试验研究。试验目的主要有以下几点:

(1) 研究两个采用工程中常用的梁柱牛腿-插梢杆连接节点的全装配式混凝土框架结构在中柱移除过程中抗连续倒塌的受力性能和荷载转换机制,对比明牛腿和暗牛腿两种连接的承载能力和极限位移,揭示二者抗连续倒塌的受力机理,分析二者荷载转换机制的差异;

(2) 对比装配式试件和现浇试件在每个受力阶段的承载能力,分析装配式试件和现浇试件裂缝发展的差异与破坏模式的不同,揭示装配式试件抗连续倒塌的传力机制,对比现浇试件,评价装配式混凝土框架结构梁柱连接节点的可靠性与安全性;

(3) 利用数值分析方法,通过 ABAQUS 有限元分析软件,建立装配式混凝土框架结构试件模型,对试件中柱移除拟静力试验进行模拟,根据试验装配式梁柱节点破坏模式,利用有限元模型对梁柱连接节点进行优化设计,改善连接节点的受力性能,增强节点的承载能力,为全装配式梁柱连接提供理论支持。

2.2 原型结构设计

为了研究全装配式混凝土框架结构在遭遇煤气爆炸、恐怖袭击和车辆撞击等偶然荷载作用时抗连续性倒塌的受力性能，本文设计了一栋纵横向均为四跨的七层预制装配式混凝土框架结构，如图 2.1 所示。此框架原型结构横向柱距为 6.0m、纵向柱距为 7.5m、层高为 3.6m，整体形状为长×宽×高=24m×30m×25.2m 的长方体空间规则形状结构。框架柱截面尺寸为 700mm×700mm，框架梁截面尺寸为 400mm×600mm。

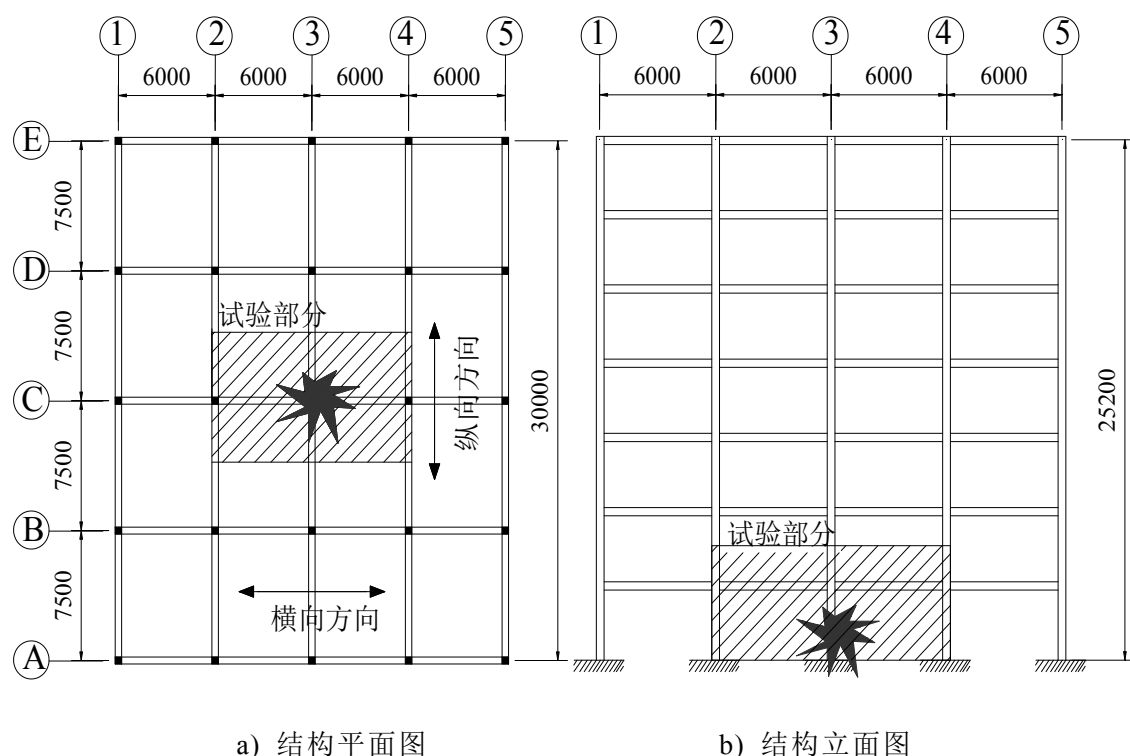


图 2.1 原型结构图

按照《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)^[79]和《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)^[80]的要求设计，利用结构设计软件 PKPM 三维空间分析设计模块 Satwe 计算配筋。荷载按照《建筑结构荷载规范》(GB 50009-2012)^[81]规定，恒荷载计算时考虑楼板厚度为 160mm，并在除去梁柱板墙的自重外考虑外加 5.0kN/m²的楼板均布荷载，填充墙采用空心小砌块，重度为 11.8kN/m³，所有框架梁通长布置；活荷载按照居民住宅取值，屋面活荷载取为 0.5kN/m²，其他楼层活荷载取为 2.0kN/m²；结构考虑 7 度设防。

框架结构梁柱节点连接采用混凝土牛腿-插梢杆方式连接，利用牛腿承担节点处的剪力，是一种铰接连接方式，如图 2.2 所示。对插梢杆连接方式进行了加强设计，改进前预制梁柱通过牛腿和牛腿伸出的插梢杆连接，改进后在梁端上表面安装了一个角型钢板，利用角型钢板将预制梁上端和预制柱相连，使整个节点利用插梢杆的抗剪能力传递弯矩。并且在牛腿内部，设置了环形箍筋将插梢杆将水

平拉结，在预制框架梁中同样设置了将插梢杆拉结的锚固筋，具体细节布置见试件配筋详图。

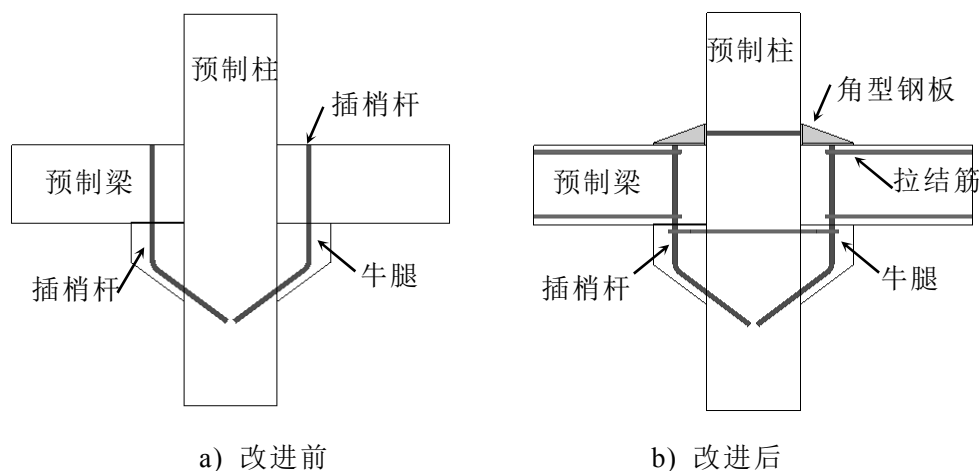


图 2.2 牛腿-插梢杆连接图

虽然设置了角型钢板加强了节点连接，但考虑到这种连接节点的弯矩传递能力有限，介于刚接和铰接之间，本文在 PKPM 软件进行结构设计计算时，考虑了两种计算模型，如图 2.3 所示。分别为 a)梁柱刚接形式，框架梁与框架柱完全刚接，节点区域既传递剪力，又传递弯矩，承载能力等同于现浇结构；b)铰接连接形式，这种连接方式中，框架柱通过可靠连接，性能与整体现浇柱相当，而预制框架梁与预制框架柱在梁端采用铰接形式，节点区域只传递剪力，不传递弯矩。按照两种计算模型配筋方案，考虑到这种半刚性的连接，最终配筋方案满足两种结构形式。

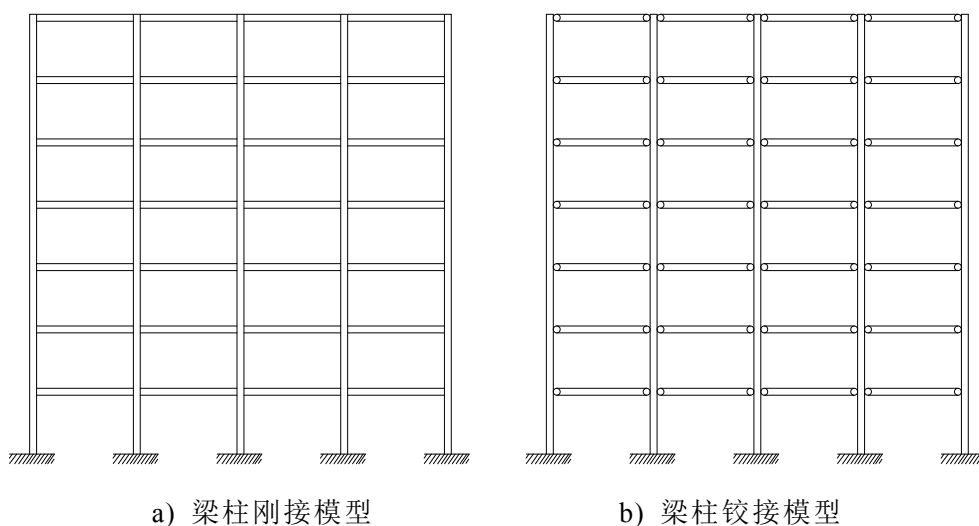


图 2.3 框架结构计算模型(立面图)

2.3 模型结构设计

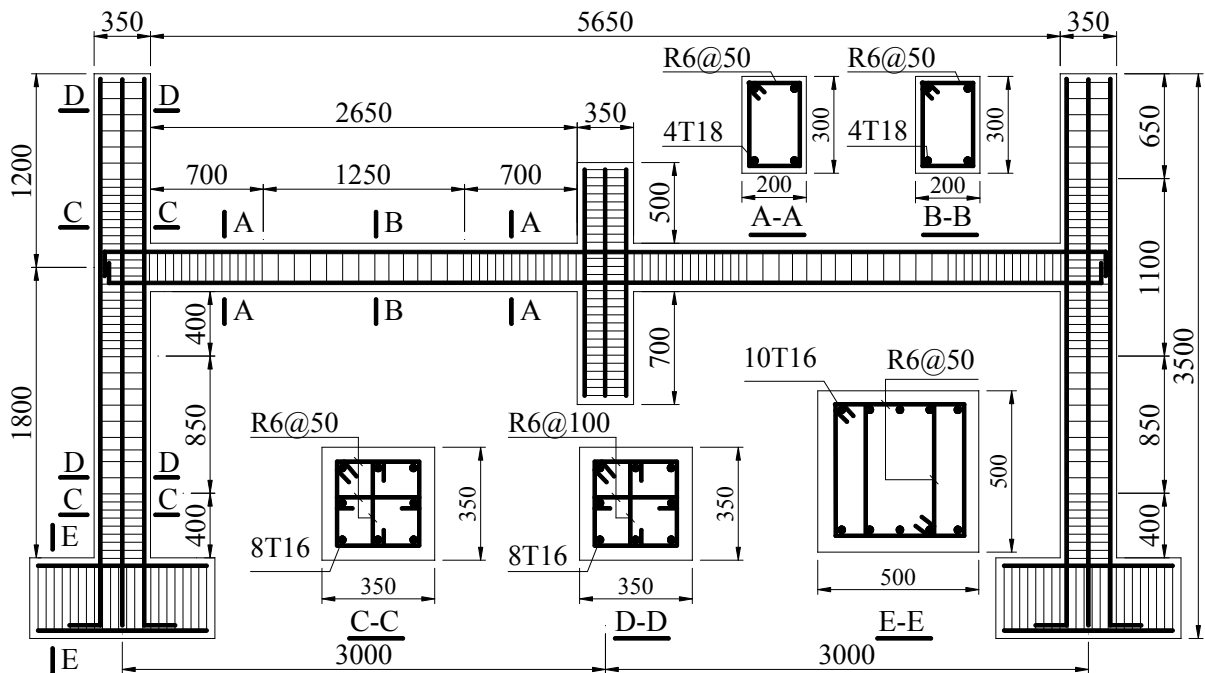
完成原型结构的设计配筋后，提取图 2.1 阴影部分所示的框架子结构作为试验研究对象，按照 1/2 比例缩尺，制作了框架子结构试验模型。总共 3 个试件，

包括 2 个全装配式混凝土框架结构试件(PC1, PC2)和 1 个现浇框架结构对比试件(RC)。子结构试件的详细尺寸见图 2.4, 框架结构试件的框架柱截面是边长为 350mm 的正方形, 边柱取底层整根柱至二层柱的反弯点处, 并考虑约束安装位置, 柱高为 3000mm。为了固定边柱柱底, 设置了截面为 500mm×500mm 的锚固地梁, 框架中柱高度取为 1500mm。框架梁为 200mm×300mm 矩形截面, 梁净跨为 2650mm。详细试件信息见表 2.1, 其中所有纵向钢筋均采用 HRB400 级钢筋, 横向箍筋均采用 HPB300 级钢筋。

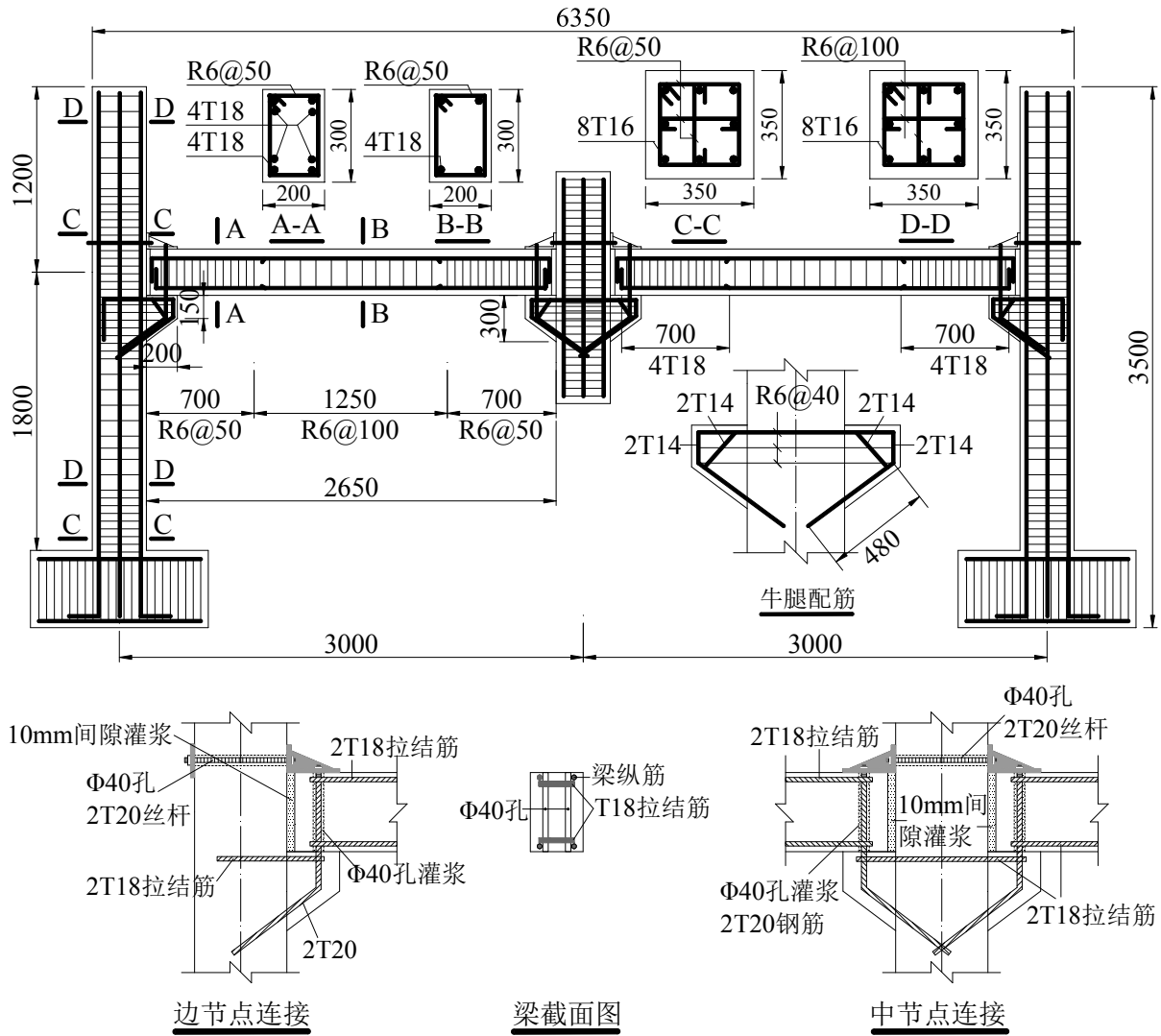
表 2.1 试件详细信息表

试件 编号	试件尺寸				纵向钢筋			横向箍筋		
	柱截面 /(mm ²)	边柱高 /(mm)	梁截面 /(mm ²)	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	R6@40
PC2	350×350	3000	200×300	2630	8T16	4T18	4T14			R6@40

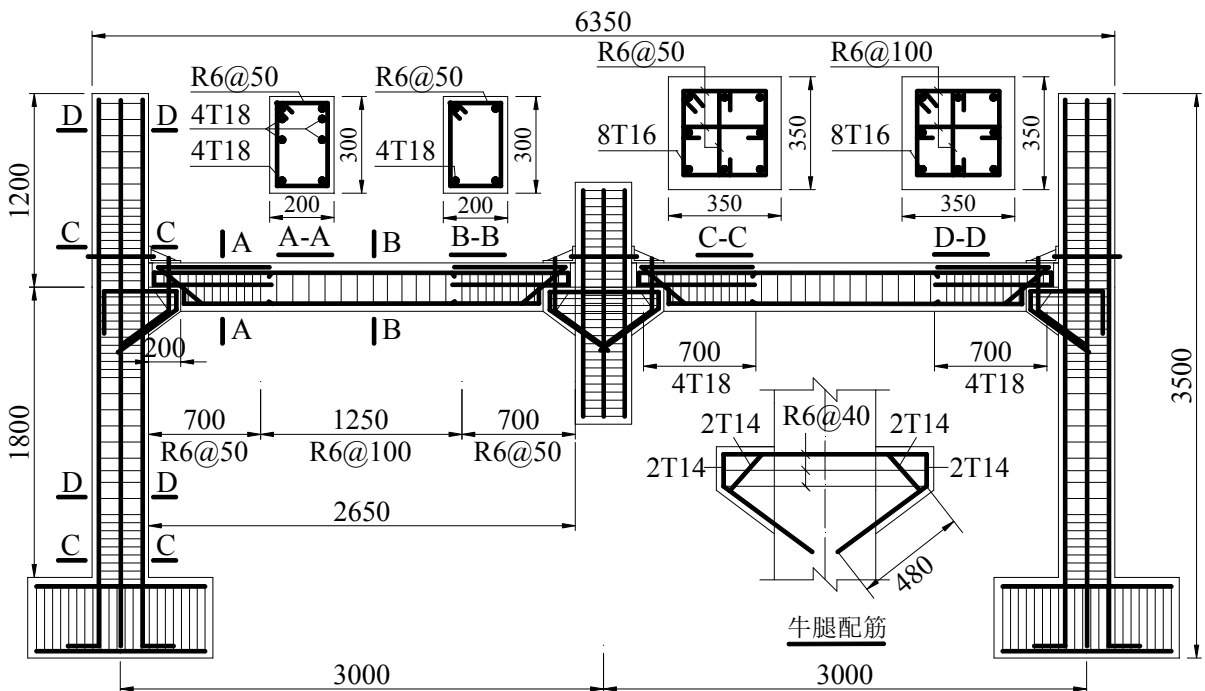
注：表中 T16 表示直径为 16mm 的变形钢筋，R6 表示直径为 6mm 的光圆钢筋。

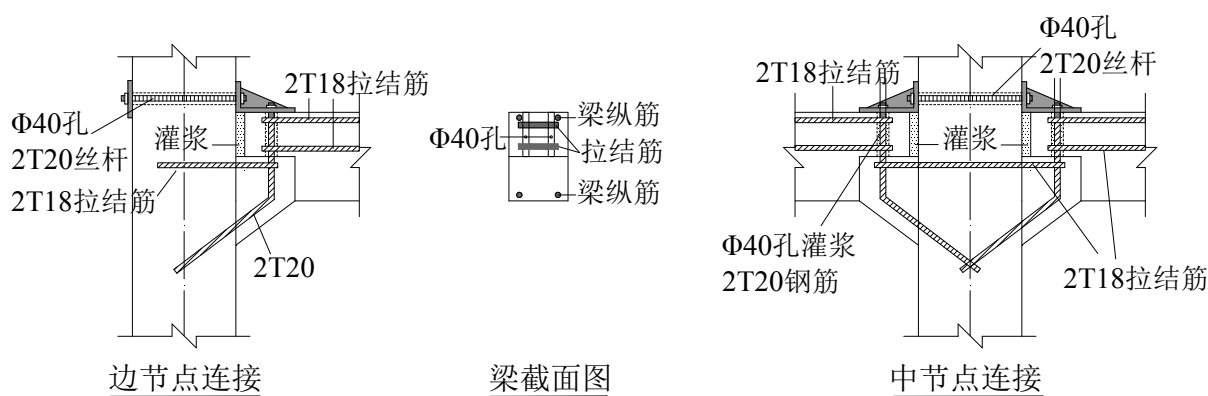


a) 现浇 RC 试件



b) 预制装配式 PC1 试件





c) 预制装配式 PC2 试件

图 2.4 框架子结构尺寸及详细配筋图

根据 PKPM 计算配筋的结果，综合两种计算模型的配筋方案，最终框架子结构试验模型的详细配筋见图 2.4。

试件 RC 为现浇框架子结构试件，为预制装配式框架子结构试件的对比试件。现浇框架梁配筋为通长的 4T18，框架梁上下各两根钢筋，端部利用弯钩锚固在边柱内。

试件 PC1 为装配式节点的预制试件，采用明牛腿-插梢杆-角型钢板连接方式，如图 2.4b)所示。梁柱纵向钢筋与 RC 试件配筋相同，梁纵向受力钢筋在预制梁端弯起。为安装插梢杆，在预制梁端留有 2 个直径为 40mm 的孔，并在预制梁端上下部位设置 U 型锚固钢筋，绕过孔洞将孔洞拉结锚固。预制柱牛腿内部同样设置 U 型锚固钢筋，将牛腿内部插梢部分拉结锚固。

试件 PC2 为装配式节点的预制试件，采用暗牛腿-插梢杆-角型钢板连接方式，如图 2.4c)所示。由于采用暗牛腿连接，预制梁端处为企口形式，梁下部纵向受力钢筋在预制梁端企口处弯起，上部钢筋在梁端向下弯起。预制梁端企口位置有 2 个直径为 40mm 的孔为安装插梢杆预留，在预制梁端上下部位和牛腿内部设置 U 型锚固钢筋，将插梢杆拉结锚固。



图 2.5 角型钢板图

预制试件节点连接处除了插梢杆与牛腿的连接，在预制梁端上表面处插梢杆

顶端还与角型钢板通过螺母连接在一起。角型钢板为钢板弯曲制作，并焊接了三个小钢肋保证其刚度，如图 2.5 所示。长肢面与插梢杆连接，短肢面与穿过预制柱预留孔洞的高强螺杆连接，高强螺杆穿过孔洞，用锚固板锚固于预制柱背面。考虑安装误差，预制梁端面与预制柱相接的地方预留 10mm 宽的间隙，梁柱安装完成后用高强灌浆料填充。

表 2.2 钢筋及混凝土的力学性能指标实测值

项目	钢筋类型	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	$\delta_5=27\%$, $\delta_{10}=19\%$
混凝土	RC: 立方体(边长 150mm)	27.4 MPa		
	PC1: 立方体(边长 150mm)	35.3 MPa		
	PC2: 立方体(边长 150mm)	37.6 MPa		
灌浆料	PC1: 立方体(边长 100mm)	43.4 MPa		
	PC2: 立方体(边长 100mm)	40.8 MPa		

试验试件纵向钢筋均采用 HRB400 级钢筋，箍筋采用 HPB300 级钢筋。钢筋材性试验按照《金属材料室温拉伸试验方法》(GB/T228-2010)^[82]，在材料检测室里微机控制电液伺服万能试验机(WAW-E600C)上完成。在同批次钢筋中，选取每种直径的钢筋 3 根，长度为 550mm 的试样，将测试得到的钢筋屈服强度、极限强度和伸长率分别取平均值，其结果见表 2.2。

混凝土设计强度为 C35，按照《混凝土强度检测评定标准》(GB/T50107-2010)^[83]，在微型控制恒加载压力试验机(TYA-2000E)上进行。将浇筑当天预留的 150mm 的立方体试块进行测试，每 3 个试块为一组取平均值，结果见表 2.2。灌浆料强度设计为 C50，测试方法同混凝土，灌浆料预留试块为边长 100mm 的立方体。试件 RC 采用现场原位一次性浇筑完成，试件 PC1 和 PC2 采用梁柱单独预制，安装就位时，首先固定预制框架柱，再安装预制框架梁，定位安装后用高强灌浆料对预留孔洞和梁柱连接面间隙进行了填充。

2.4 试验加载测量方案

2.4.1 试验加载装置

根据试验目的，设计了框架子结构试验加载装置，如图 2.6 所示。该装置包括加载钢架、中柱支撑约束装置、边柱反弯点约束装置和子结构地梁约束装置四大部分。加载钢架可以保证试件试验过程中的加载程序顺利完成，又可以为边柱约束装置提供可靠的支撑；中柱支撑约束装置可以使中柱竖直向下运动，不发生

倾斜和侧移；边柱高度为底层层高加二层一半的层高，所以边柱上端反弯点约束装置可以使边柱端沿平面内自由转动，但不发生位移；地梁约束装置的作用是使框架子结构边柱柱底固定约束。所有装置均为预先设计和现场制作安装完成的。

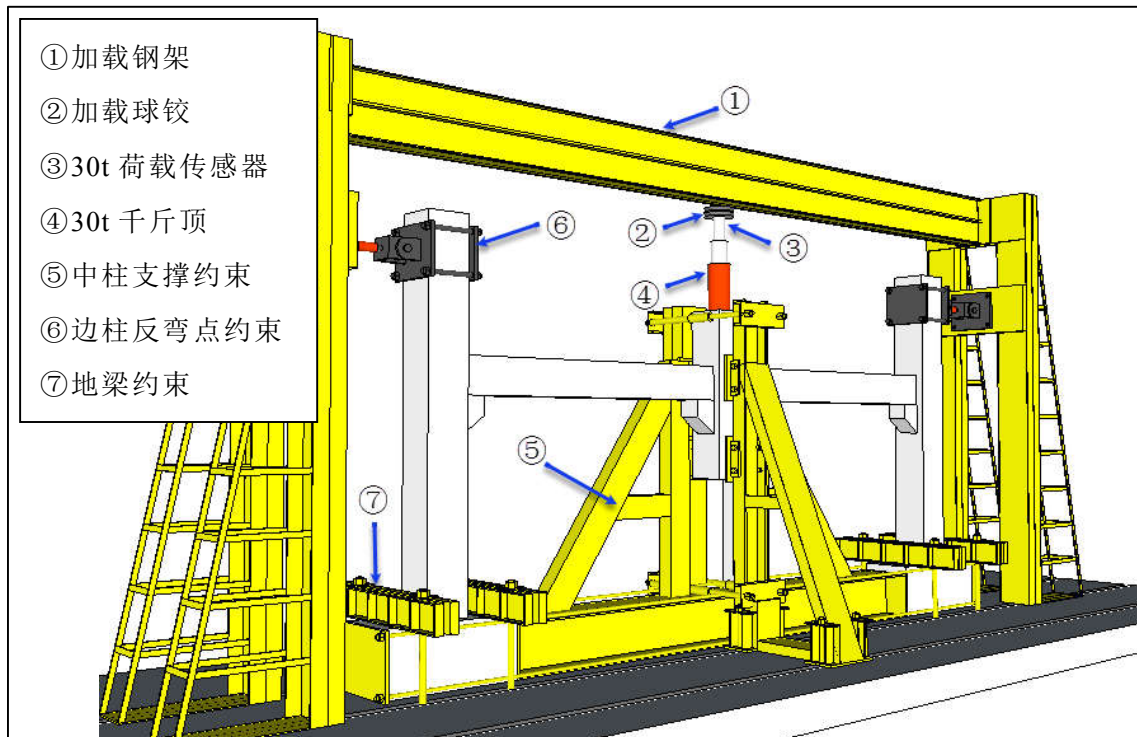


图 2.6 加载装置设计图

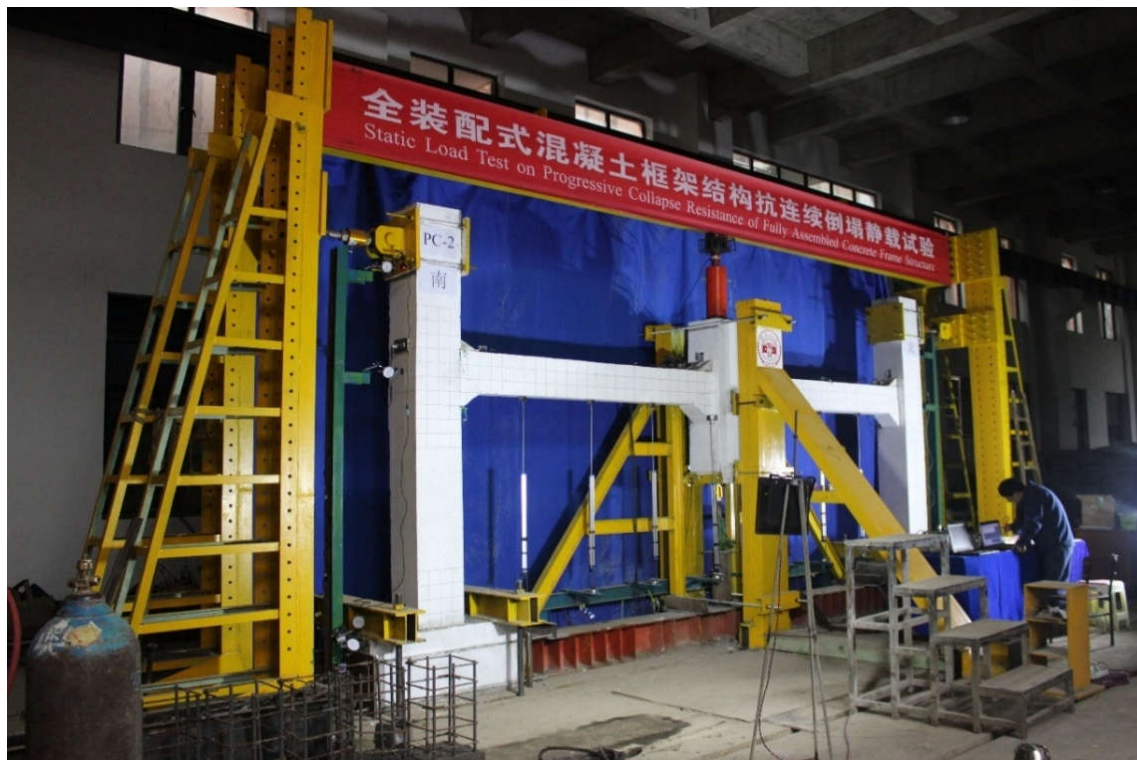
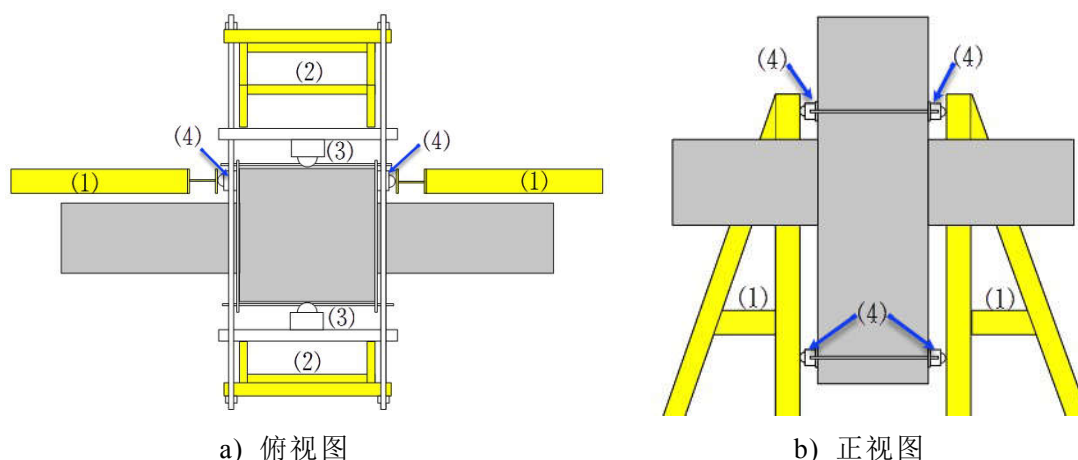


图 2.7 为子结构现场试验装置图，图中黄色钢架和支撑为加载约束装置，绿色的支架为测量仪器安装表架，包括用于测量边柱位移的百分表架和测量框架梁

竖向位移的电子尺支架。现场装置与设计完全相符，加载装置与测量装置相互独立，保证试验顺利进行。

中柱支撑约束装置是为了保证试验过程中子结构试件中柱竖直向下运动，不产生平面外的移动和平面内的转动。中柱支撑约束如图 2.8 所示，主要包括平面外的约束和平面内的约束。平面外的约束包括钢支撑、连接螺杆及约束球铰。中柱两侧各两个大球铰以保证中柱不产生平面外的位移，并且球铰可以随意转动不会对试件产生过大的摩擦约束力，安装在平面约束钢支撑上，安装位置可以根据试件高低上下调节，中柱向下运动时，球铰就会转动。依据实验室场地地槽的布置，平面外约束钢支撑一侧采用 A 字型支撑，一侧采用直立的支撑。

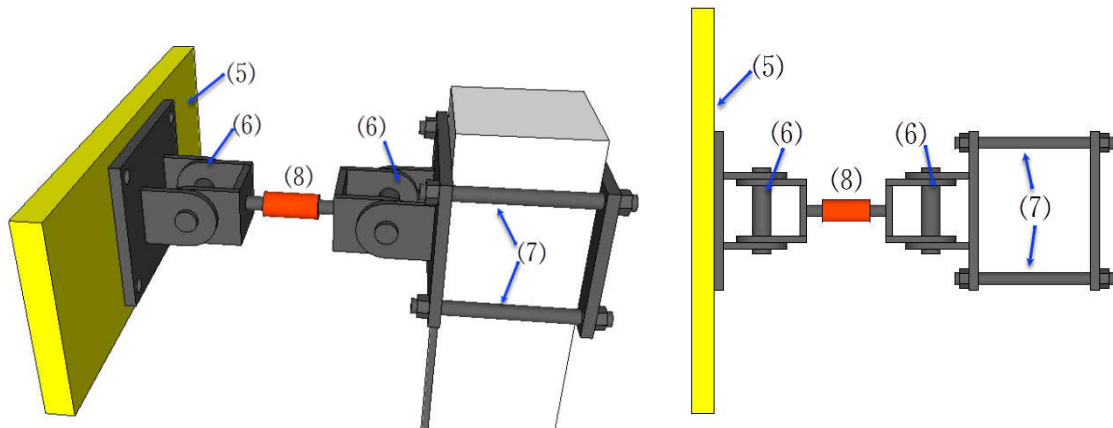
为了使中柱头竖直向下运动，不产生平面内的转动，设置了平面内的转动约束。转动约束包括 A 字型钢支撑和小球铰。平面内 A 字型钢支撑总共两个，布置在中柱两侧，由 I100×100×5 型工字钢焊接制作而成，安装位置为框架梁后面与框架柱突出框架梁的部分。小球铰中柱两侧各两个，通过螺杆螺母固定在中柱上面，随着中柱的向下的移动而运动。小球铰在中柱的安装位置为中柱突出框架的部分，与 A 字型支撑钢架紧密相接，A 字型支撑钢架为小球铰的运动轨道，使小球铰随中柱沿着型钢方向向下运动。



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。

图 2.8 中柱支撑约束装置图⑤

图 2.9 为框架子结构试件边柱上端反弯点的约束装置。子结构边柱高度取为框架底层柱柱底至二层反弯点处，反弯点处约束平动位移，不约束转动位移。(6)为 $\Phi 50$ 可以转动的铰机构，可以随着边柱的位移发生转动，左边的铰用高强螺栓连接在加载钢架上，右边的铰用螺杆和螺母连接在边柱反弯点处。(8)为 30t 荷载传感器，通过 $\Phi 60$ 的螺杆两边分别于边柱处铰机构和钢架处铰机构相连，用来测量边柱反弯点处水平拉压荷载值。



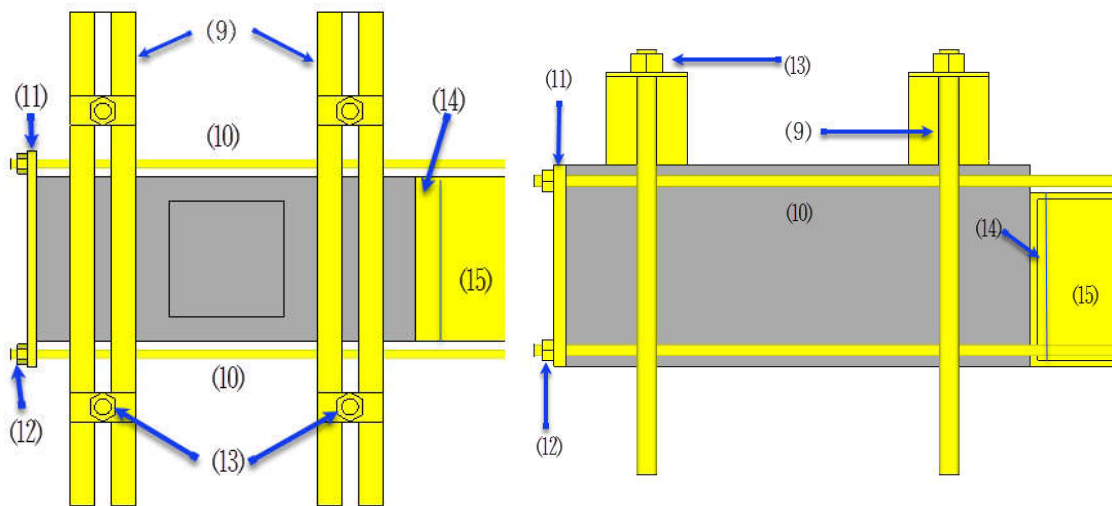
a) 三维图

b) 俯视图

注：(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 2.9 边柱反弯点约束图⑥

图 2.10 为边柱地梁约束装置。此装置是为了保证边柱地梁保持固定，不发生位移，对边柱柱底产生固定约束，包括竖向运动的约束和水平运动的约束。通过高强螺杆用压梁将边柱地梁牢牢锚固，高强螺杆上端用螺母与压梁连接，下端锚固于地槽中。这样使得地梁左右两侧均不产生垂直方向的位移和转动位移。为了使试件在试验过程中不产生水平位移，设置了水平方向运动的约束，南北两根地梁之间放置了一根工字型钢梁，在边柱安装就位后用现浇混凝土填充间隙钢梁与地梁之间的间隙，并用螺杆将锚固钢板与钢梁连接在一起，使地梁与钢梁紧密连接，保证二者不产生相对的位移。



a) 俯视图

b) 正视图

注：(9)钢压梁；(10)高强螺杆；(11)锚固钢板；(12)小螺母；(13)大螺母；(14)混凝土填充间隙；(15)钢梁。

图 2.10 地梁约束图⑦

2.4.2 试验测量方案

为了获取中柱移除过程中框架子结构的承载能力、变形性能以及荷载转换机制，共测取了荷载、位移和钢筋及混凝土应变值。详细测试布置与编号见图 2.11-图 2.12。

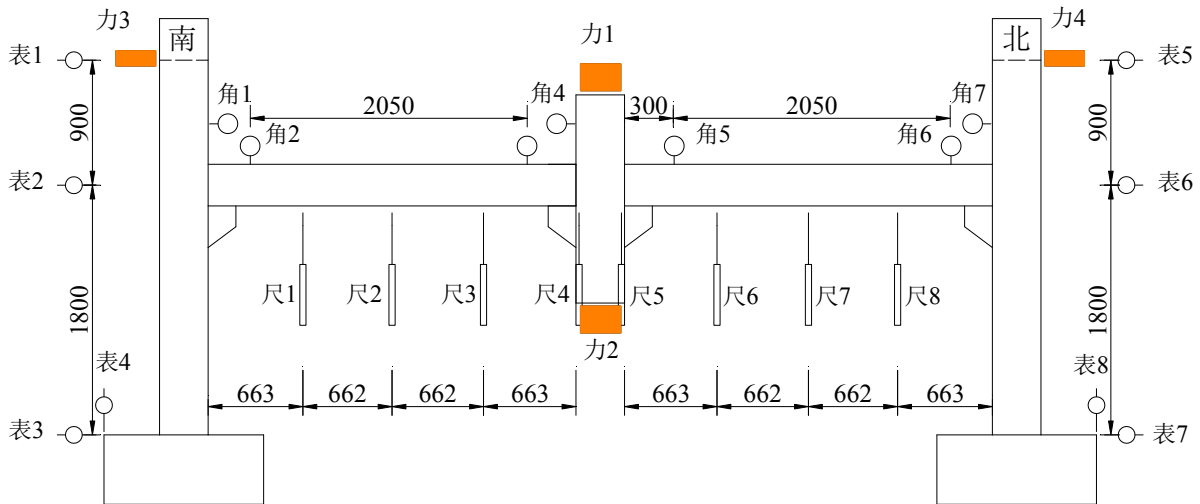


图 2.11 框架子结构试件位移与荷载测量方案

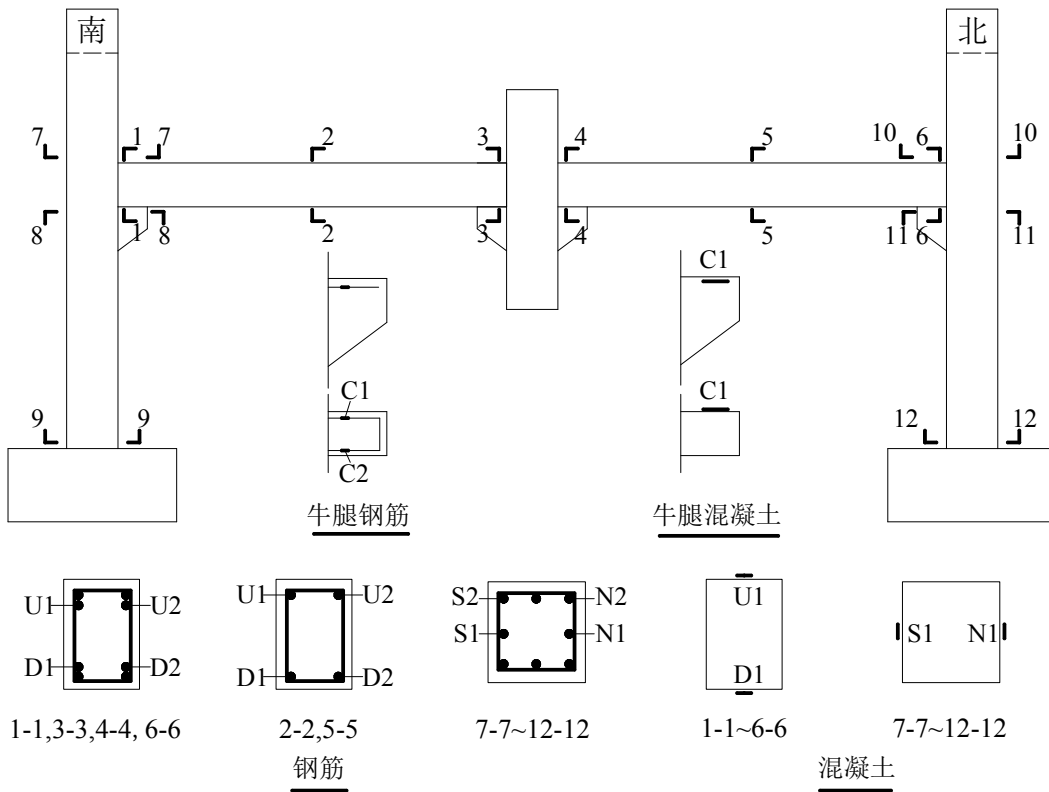
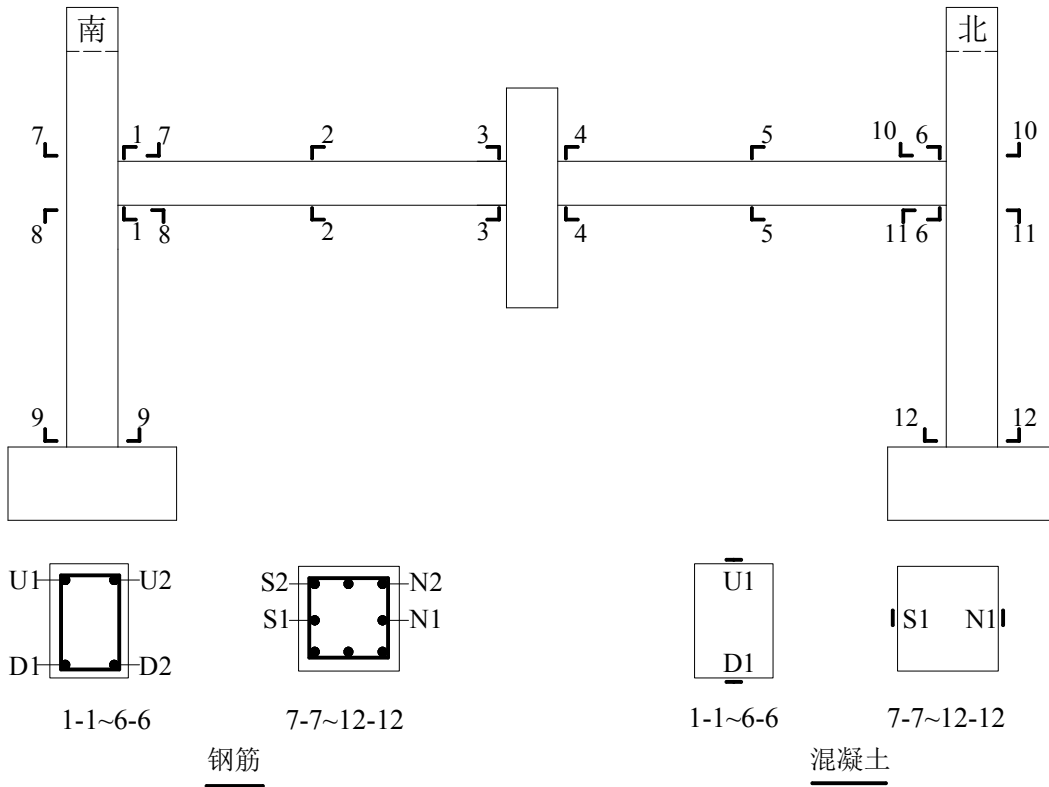
图 2.11 为框架子结构试件荷载和位移测试图。位移项目包括框架梁竖向位移、框架边柱水平侧移及边柱地梁位移、梁柱局部转角。框架梁八个测点的竖向位移可以描绘出子结构两根梁在每个阶段的变形曲线；边柱三个测点的位移描绘出边柱在加载各个阶段的整体变形；中柱施加荷载与竖向位移的关系曲线是评判结构承载能力的重要曲线。边柱反弯点约束荷载和柱顶位移的关系则体现了钢架对边柱反弯点弹性约束的属性。

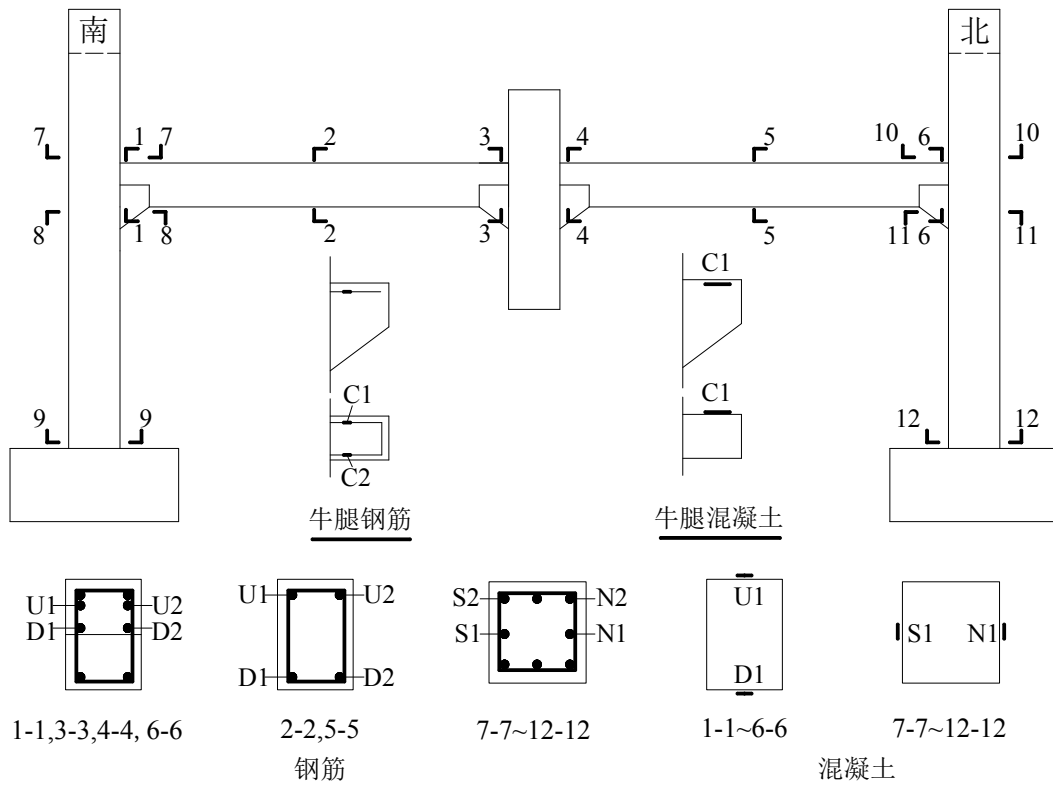
图中荷载测试布置点共 4 个，分别为中柱上下端和南北两侧边柱反弯点约束处。中柱处的荷载传感器是为了测试试验过程中施加的荷载，边柱反弯点处的荷载传感器则为测试边柱约束荷载。

图 2.12 为框架子结构试件应变布置方案图。应变测量主要包括钢筋应变和混凝土应变的测量。图 2.12a) 为子结构 RC 试件的应变布置图。整个子结构每根框架梁设置 3 个测试截面，为 2 个梁端截面和 1 个跨中截面。每根边柱设置 3 个测试截面，为节点区上下截面和边柱柱底截面。框架子结构梁柱应变测试总共 12 个截面。如图所示，每个截面布置 4 个钢筋应变片和 2 个混凝土应变片，框架梁的钢筋应变片布置在每个截面的 4 根钢筋上，混凝土应变片布置在梁顶和梁底；框架边柱的钢筋应变片布置在南北侧各 2 个，混凝土应变片在南北两侧各 1 个。

图 2.12b)-c) 分别为预制装配式混凝土框架试件 PC1 和 PC2 应变片布置图。框架柱纵向配筋与现浇试件 RC 相同，钢筋和混凝土应变布置相同。框架梁的纵向钢筋在梁端设置搭接锚固筋，在梁端截面 (1-1, 3-3, 4-4, 6-6) 钢筋应变片布置在搭

接钢筋上，混凝土应变片布置与 RC 试件相同。与 RC 的不同在于牛腿，在牛腿钢筋布置钢筋 2 个应变片和牛腿表面布置 1 个混凝土应变片。





c) PC2 试件

注：图中“U”表示框架梁截面上部；“D”表示框架梁截面下部；“N”表示框架柱截面北部；“S”表示框架柱截面南部；“C”表示牛腿截面。

图 2.12 框架结构试件应变测量方案

表 2.3 为试验加载和测试仪器汇总表。

表 2.3 试验仪器汇总表

类型	仪器名称	型号规格	量程	精度	用途
加载	多节液压千斤顶	30t	300kN	—	试验中柱上部加载
仪器	机械千斤顶	16t	160kN	—	试验中柱下部卸载
	静态应变测试仪	东华 DH3816N-1	—	—	应变测量
	静态应变测试仪	东华 DH3816N-2	—	—	应变测量
	智能数字静态电阻应变仪	泰瑞 YJZ-16	—	—	荷载测量
测量	百分表	50mm	0-50mm	0.01mm	边柱位移测量
仪器	电子尺	LWH-700mm	0-700mm	0.1mm	框架梁位移测量
	传感器显示表	DS3A-NΩ	—	±0.3%F	位移显示器
	金属数显倾角盒	Wd10008007	4×90 °	0.05 °	角度测量
	荷载传感器	科动 KD4030A	300kN	—	荷载测量
	荷载传感器	科动 KD4010A	100kN	—	荷载测量

2.5 试验加载过程

试件安装就位时,在框架中柱下方放置了一个 16t 的机械式千斤顶(1 号千斤顶),模拟试验开始前框架中柱的支撑作用,在框架中柱上方放置了一个 30t 的手动液压式千斤顶(2 号千斤顶),用于试验过程中施加荷载作用。除千斤顶安装外,加载球铰、钢垫板等加载小附件和电子尺、百分表、倾角仪和荷载传感器等测量仪器均同时安装完毕。

试验加载过程分为三两个阶段,第一阶段为试验预加载阶段。首先通过 2 号千斤顶施加荷载使加载装置各部分充分接触,并检测中柱上端荷载传感器和中柱下端荷载传感器的荷载读数是正常;然后卸载 1 号千斤顶检查其他测量仪表是否工作正常;最后通过荷载和中柱位移控制预加载卸载过程,使试件回归初始状态。

第二阶段为中柱下部卸载阶段。试验开始时,通过逐级卸载 1 号千斤顶,测量包括试件自重、中柱上端 2 号千斤顶、加载球铰以及荷载传感器等传递给中柱的荷载。

第三阶段为中柱上部加载阶段。这一过程为试验主要加载阶段,通过放置在框架中柱上端的 2 号千斤顶对中柱逐级施加荷载,直到试件破坏,失去承载能力或发生倒塌。获取加载过程中荷载、位移、应变等试验数据。

试验开始前期为力控制加载,卸载阶段每级卸载 3kN,加载阶段每级加载 5kN,在荷载达到峰值荷载或者荷载有所降低开始,由力控制加载改为位移控制加载。每级荷载施加完毕后,试件持荷 5min,然后进行荷载、位移及应变的采集工作,并进行试件裂缝的观察与记录。

2.5.1 RC 试件试验过程照片

RC 试件为现浇框架子结构,为原位浇筑。试件达到设计强度后开始试验。图 2.13 为 RC 试件试验过程中几个关键阶段的变形图。图 2.13a)为试件加载装置安装就位,测量仪表安装调试完成,试验开始前的照片。

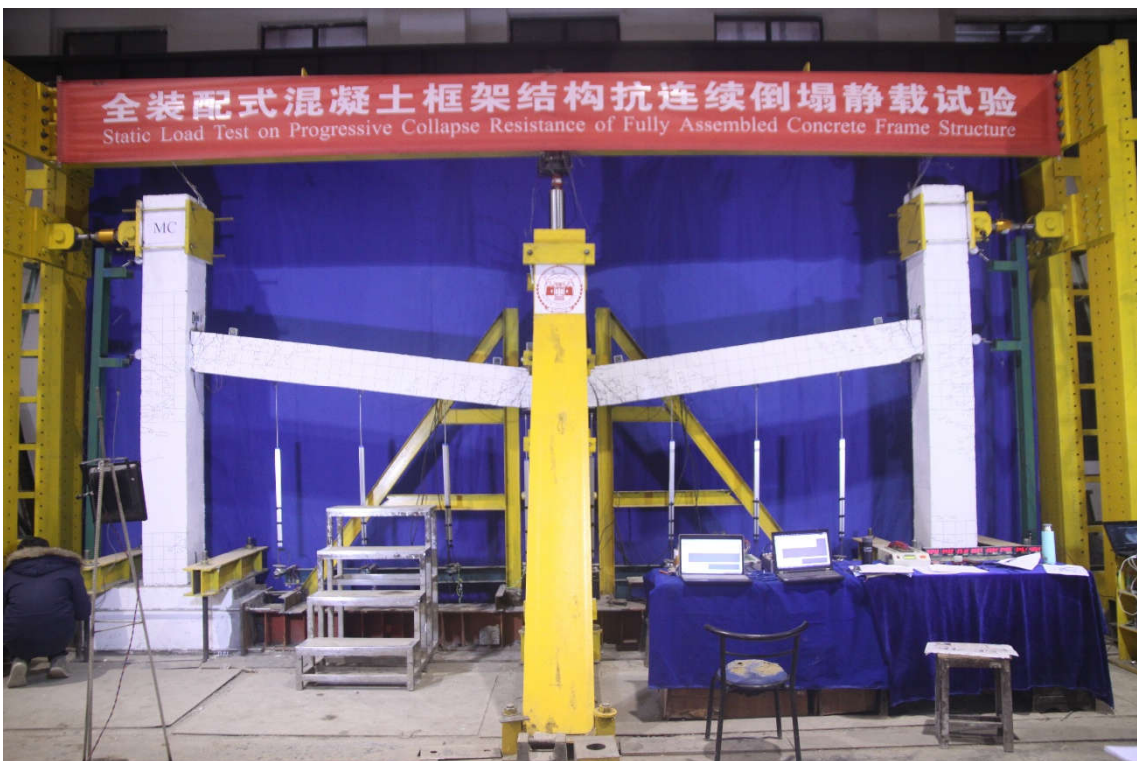
图 2.13b)是边节点水平位移向外转向内的临界点时框架子结构的整体照片,此时为子结构受力从压拱效应阶段转向悬链线效应阶段。图中可以看出,框架子结构已发生了明显的变形,框架梁呈倾斜状态。

图 2.13c)为南侧框架梁靠近中柱下部第一根钢筋发生断裂时的框架子结构整体照片,悬链线效应阶段受力比较充分,钢筋发生断裂,子结构变形较大,体现了子结构较大的变形性能。

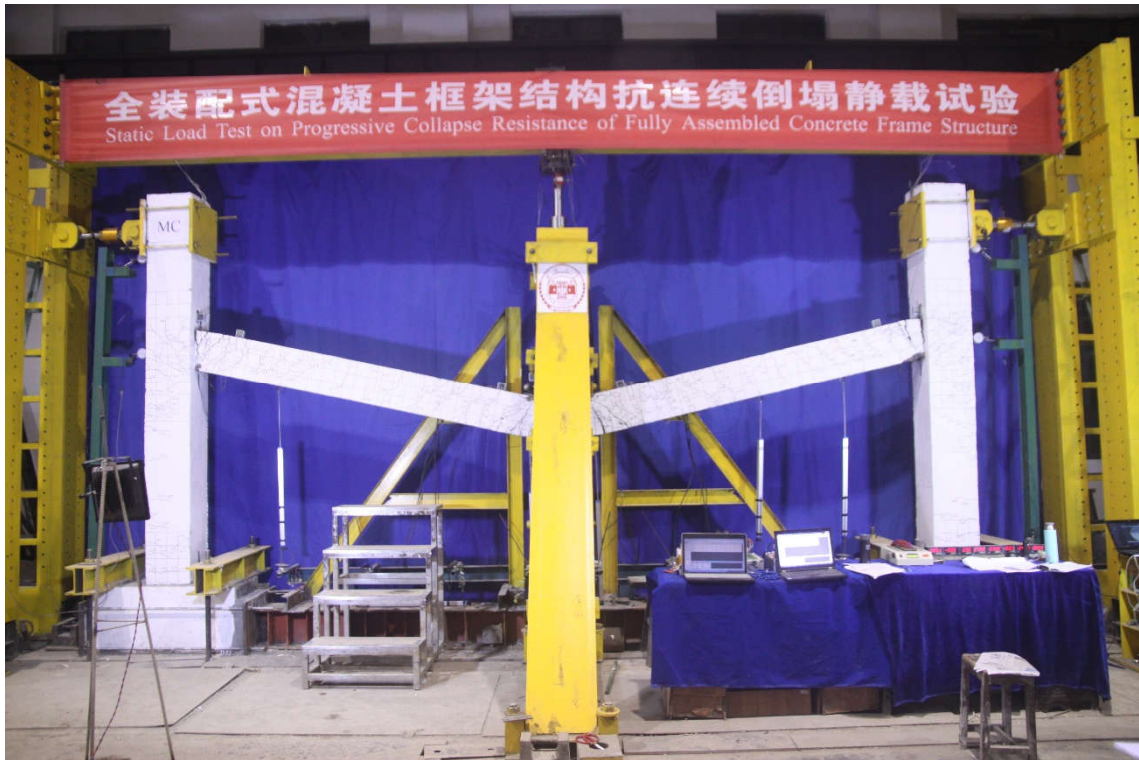
图 2.13d)为最终破坏时的框架子结构整体照片。图中可以看出,子结构框架梁发生较大的变形,靠近中柱处下部混凝土张开,此处多根钢筋发生断裂。靠近边柱梁端下部混凝土被压溃,上部混凝土受拉张开较大的主裂缝。中柱发生了倾斜,框架边柱也发生了变形。



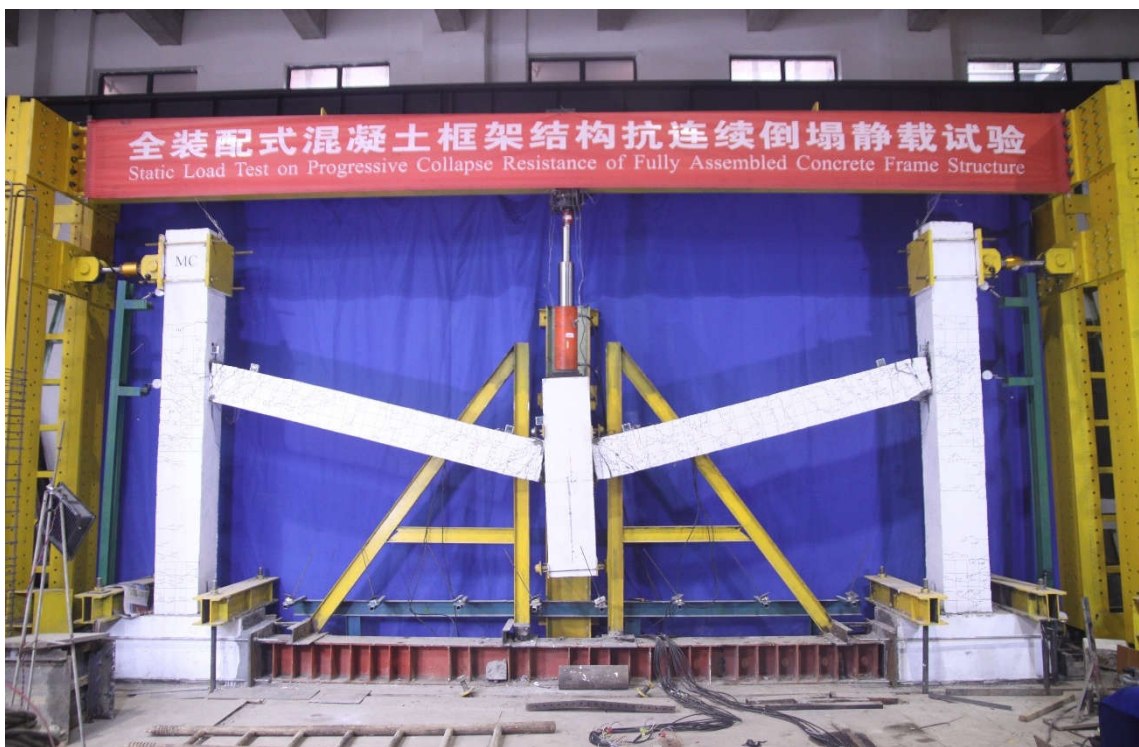
a) 试件安装就位图



b) 边节点向外移动转向向内移动的分界点



c) 框架梁首根钢筋断裂



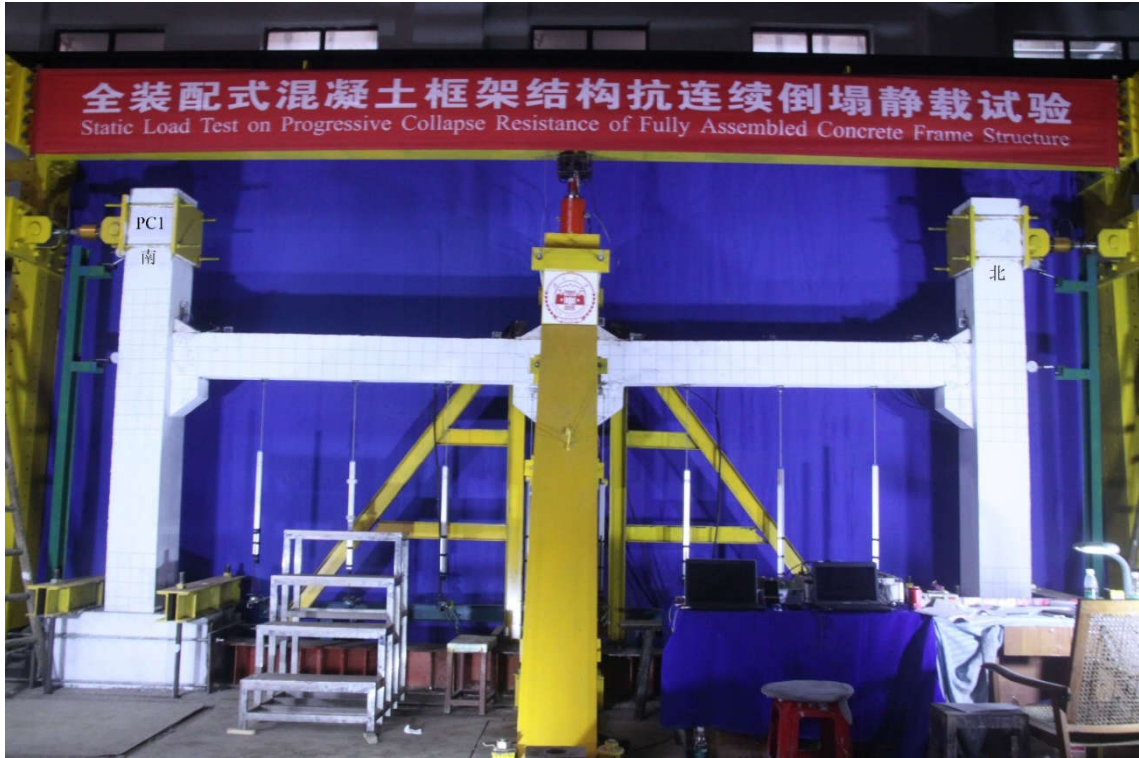
d) 试件破坏图

图 2.13 RC 试件试验过程图

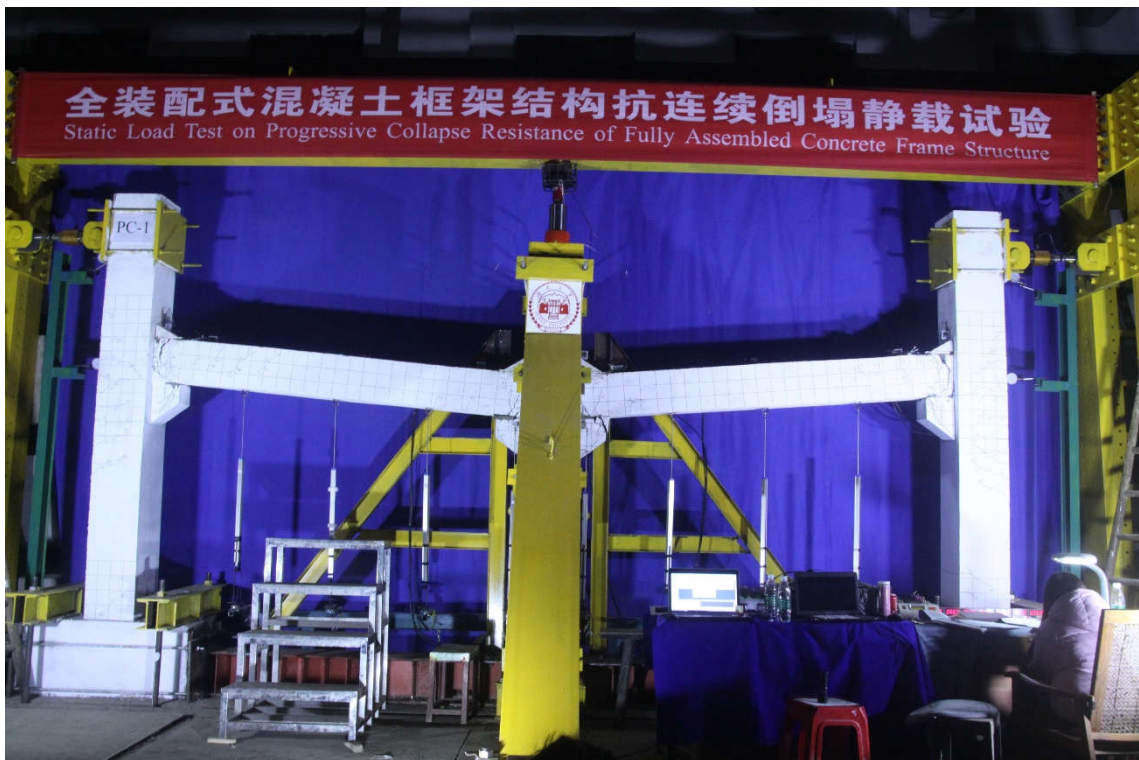
2.5.2 PC1 试件试验过程照片

PC1 试件为全装配式混凝土节点（明牛腿-插梢杆-角型钢板）试件，梁柱单独预制，等达到混凝土设计强度后进行拼装，首先按照尺寸定位框架柱，固定边柱

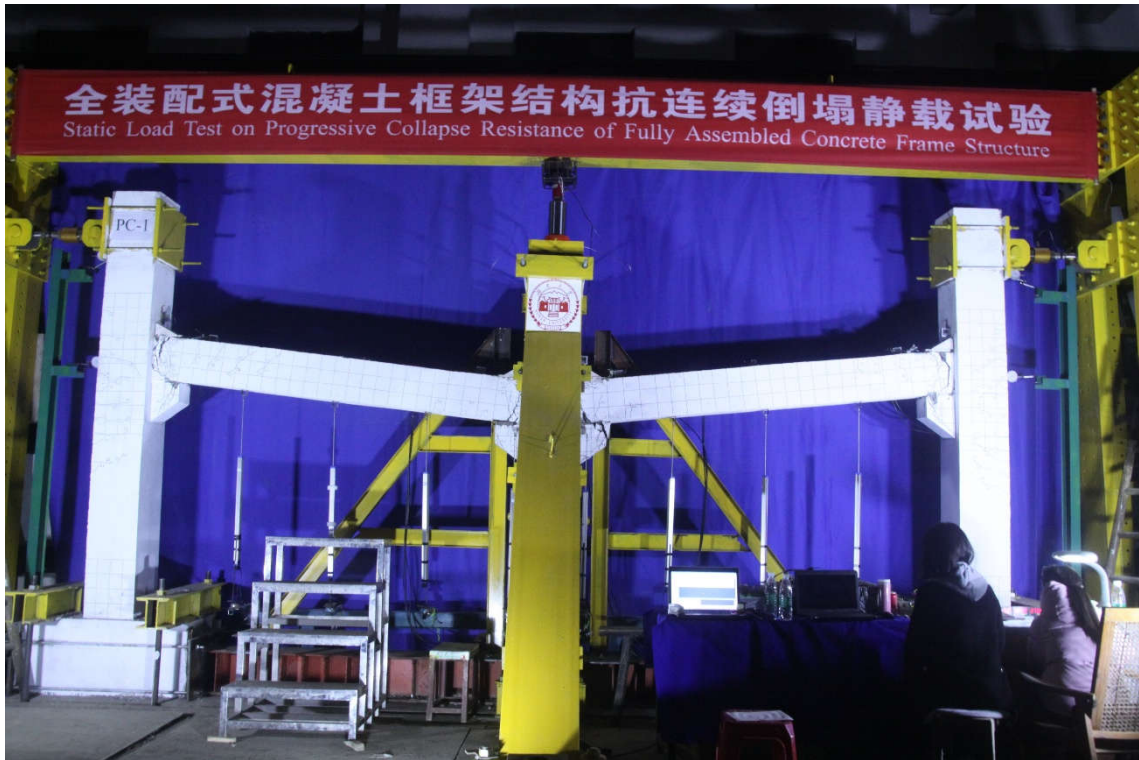
和中柱，然后安装框架梁，梁柱间间隙及插梢杆处孔洞用灌浆料填充。图 2.14 为试件 PC1 试验过程中关键节点的变形图。图 2.14a)为试件 PC1 安装就位、试验开始前期的照片，图 2.14b)-d)分别为边节点向框架外的位移达到最大、边节点处首根插梢杆被剪断和试件最终破坏时的照片。



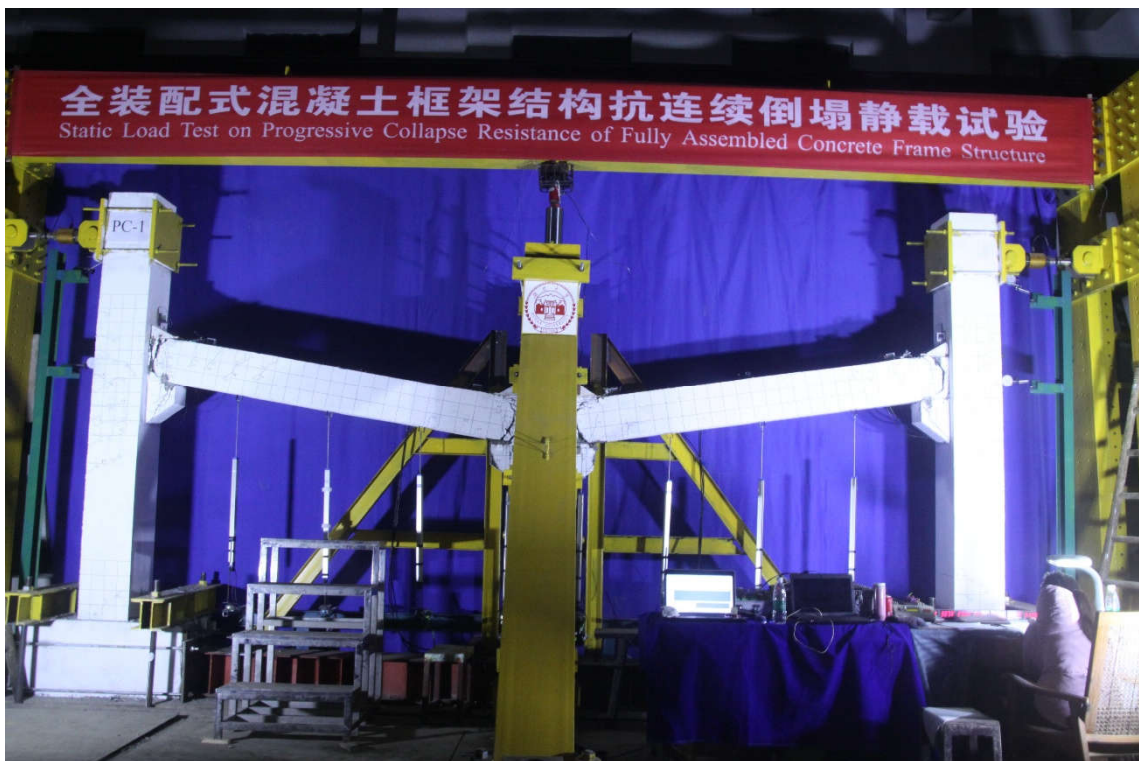
a) 试件安装就位图



b) 边节点向外位移最大



c) 首根插梢杆被剪断



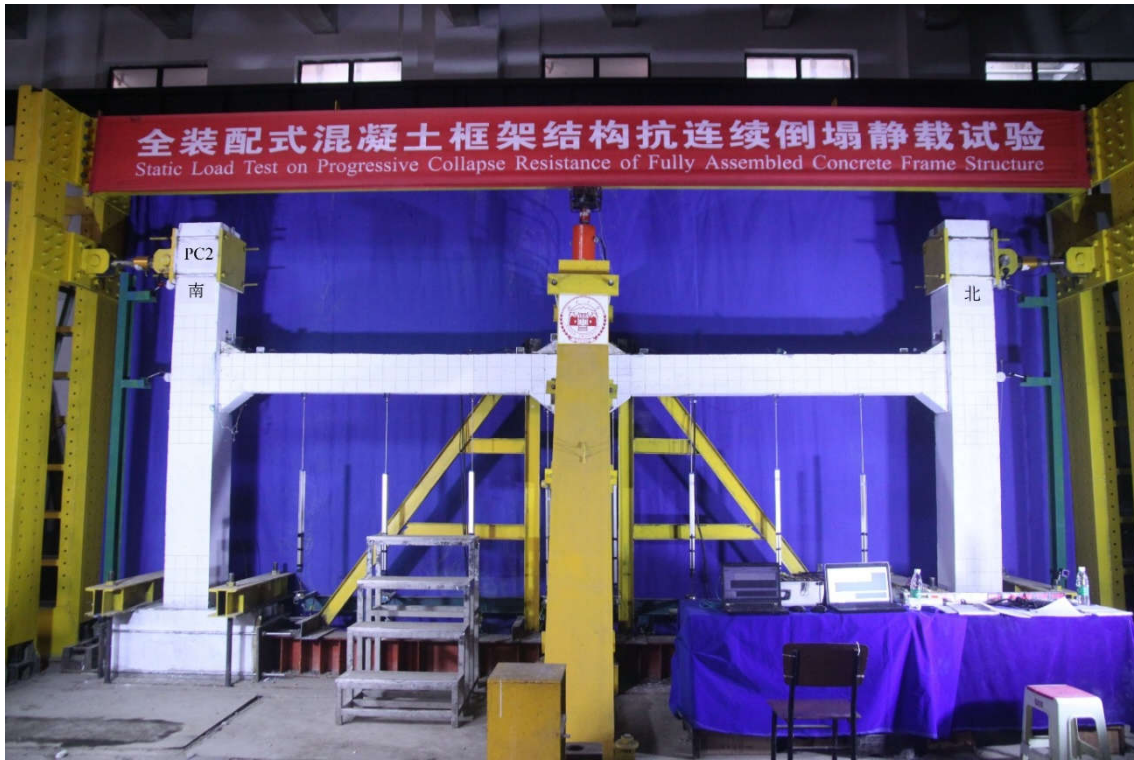
d) 试件破坏图

图 2.14 PC1 试件试验过程图

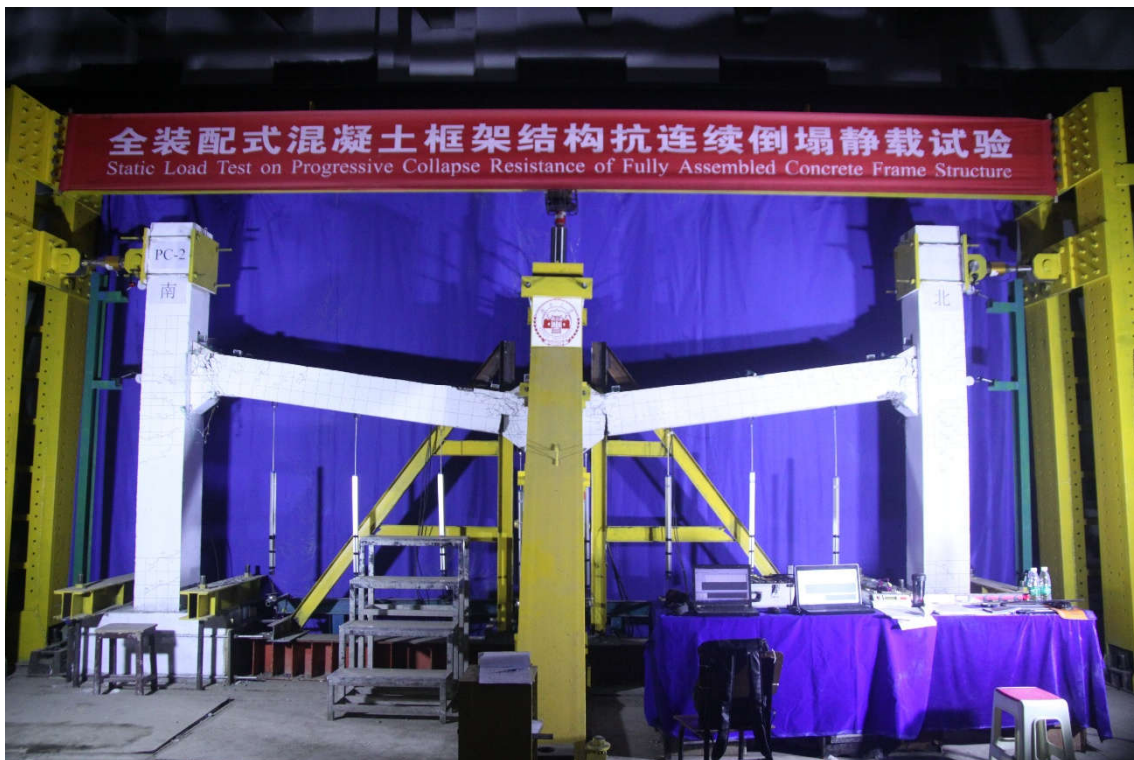
2.5.3 PC2 试件试验过程照片

PC2 试件为全装配式混凝土节点（暗牛腿-插梢杆-角型钢板）试件，梁柱单独预制，等达到混凝土设计强度后进行拼装，首先安装边柱和中柱，然后安装框架

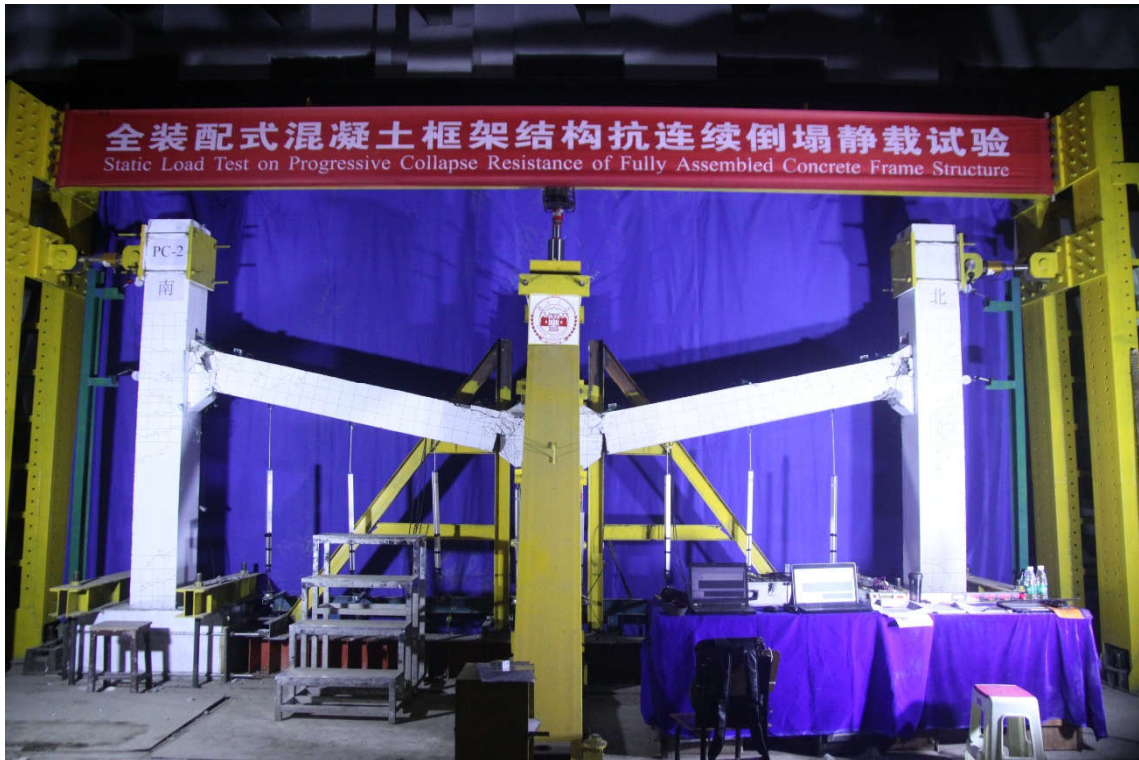
梁，梁柱间隙及插梢杆处孔洞用灌浆料填充。图 2.15 为试件 PC1 试验过程中关键节点的变形图。图 2.15a)为试件 PC2 安装就位、试验开始前期的照片，图 1.15b)-d)分别为边节点向框架外的位移达到最大、边节点由向外位移转向内位移的分界点和试件最终破坏时的照片。



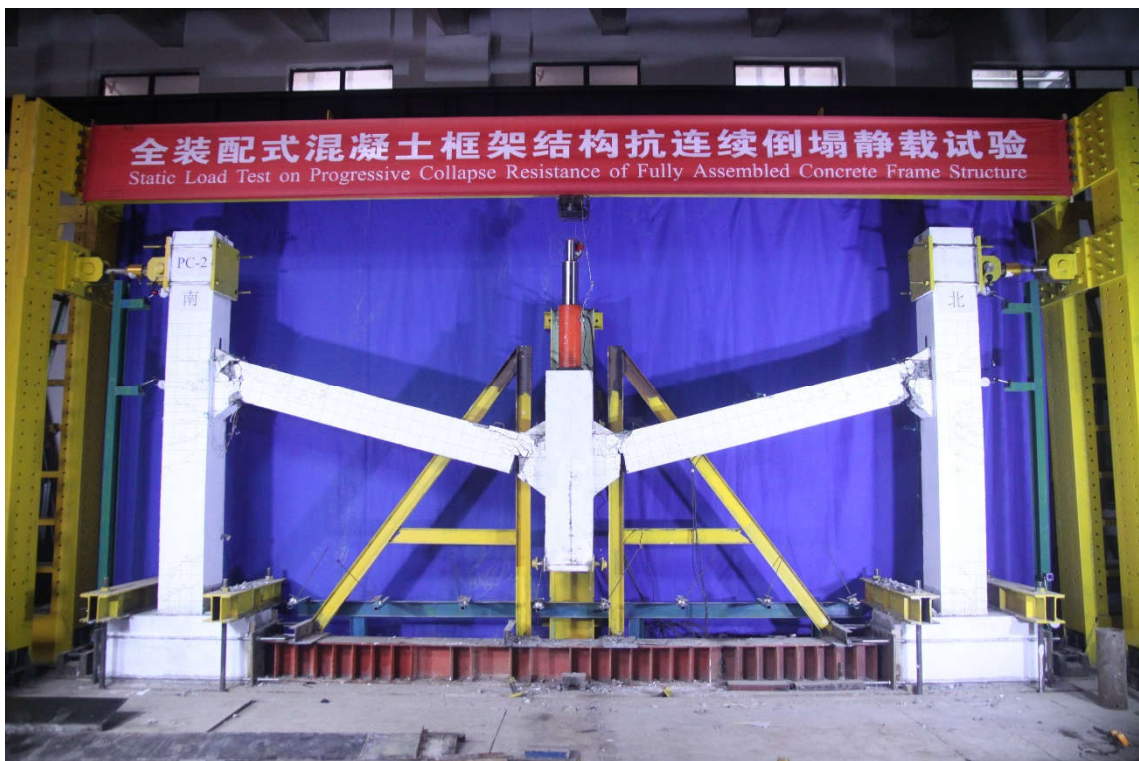
a) 试件安装就位图



b) 边节点向外移动的位移最大



c) 边节点向外移动转向向内移动的分界点



d) 试件破坏图

图 2.15 PC2 试件试验过程图

2.6 本章小结

为了研究全装配式框架结构抗连续倒塌受力机理，本章设计了一栋装配式建筑，提取出底层三根柱两根梁的框架子结构作为研究对象，设计了包括一个现浇

试件和两个装配式试件的三个试件,进行了中柱移除拟静力试验,对试验的方案、装置、加载过程、试件裂缝发展和破坏模式进行了介绍。本章主要的工作内容如下:

(1) 根据我国规范设计了一栋纵横向均为四跨的七层全装配式框架结构,利用结构设计软件 PKPM 对梁柱刚接和铰接两种计算模型进行计算配筋,提取了结构底层框架子结构进行试验研究。对装配式梁柱连接节点和子结构试件设计进行了详细介绍。

(2) 为了达到试验目的,设计制作了试验加载与测量装置,包括试件约束与加载钢架,测量支撑等。介绍了加载方案和测量方案,并完成了三个试件的试验加载过程。

第3章 全装配式框架结构抗连续倒塌试验结果分析

全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌的性能是人们目前所关注问题。本章基于前述装配式混凝土框架结构试验，对三个试件的荷载位移曲线、局部应变、裂缝发展和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，研究每个试件在中柱移除过程各个受力阶段的性能。探讨装配式试件中柱移除过程中荷载转换机制与现浇试件的区别。

3.1 荷载位移曲线和边节点侧移曲线

图 3.1 为框架结构试件中柱施加荷载、中柱竖向位移、南北两侧边节点水平位移测点示意图。中柱施加荷载与中柱竖向位移的关系曲线是判断结构受力性能的重要依据；边节点水平位移是划分抗连续倒塌压拱阶段和悬索阶段的依据。

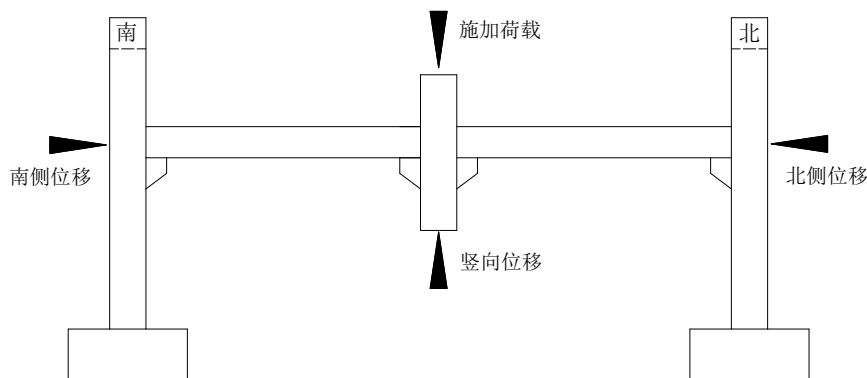


图 3.1 中柱荷载位移及边节点侧移测量示意图

3.1.1 RC 试件

图 3.2 和图 3.3 分别为试件 RC 试件中柱施加荷载和边节点水平侧移与中柱竖向位移之间的关系曲线，表 3.1 为 RC 试件关键受力阶段的具体受力性能描述。

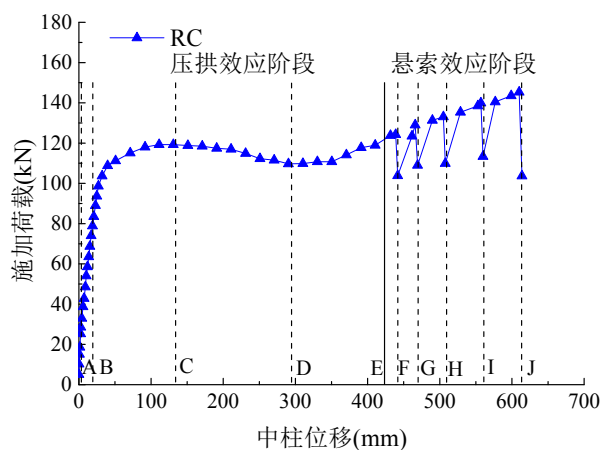


图 3.2 RC 试件荷载-位移曲线

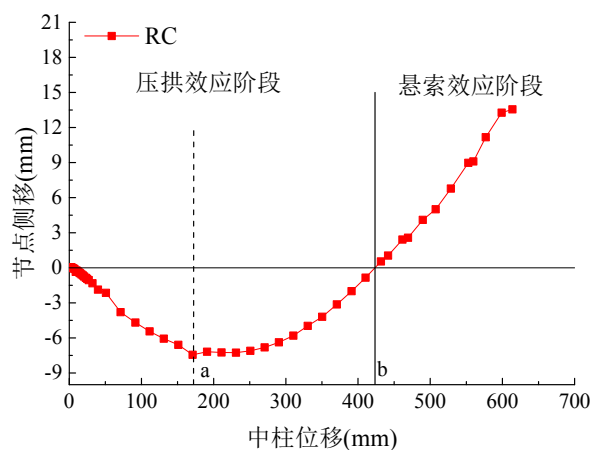


图 3.3 RC 试件边柱节点-位移曲线

表 3.1 RC 各阶段受力性能描述

曲线	关键点 /mm	荷载 /kN	受力描述
荷载 位移 曲线	A (0.80)	15.0	15kN 时框架梁出现首条受拉裂缝。荷载达 18.6kN 时，1 号千斤顶卸载完成，此时中柱竖向位移为 1.35mm。
	B (18.85)	78.8	靠近南北边柱的梁端顶部钢筋首次发生屈服。
	C (130.9)	119.2	压拱效应峰值荷载点，此后加载制度改为位移控制加载。
	D (290.4)	109.7	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。
	E (423.5)	121.4	边柱节点水平位移回到初始位置，为压拱作用效应和悬索作用效应的分界点。
	F (441.7)	124.2	靠近中柱处的南侧框架梁端下部钢筋发生断裂。
	G (469.3)	129.0	靠近中柱处的北侧框架梁端下部钢筋发生断裂。
	H (507.6)	133.1	靠近中柱处南侧框架梁端下部第二根钢筋发生断裂。
	I (559.9)	139.9	靠近北侧边柱处的框架梁端上部一根钢筋发生断裂。
	J (613.9)	145.3	靠近北侧边柱处的框架梁端上部第二根钢筋发生断裂。
节点	a (170.9)	118.5	边节点水平向外的位移达到最大值 7.44mm。
侧移	b (423.5)	121.4	边节点向外的位移减小为零，对应荷载位移曲线 E 点。

从图 3.2-3.3 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，OE 为压拱效应作用阶段，边节点水平位移向外发展。EJ 为悬索效应作用阶段，边节点水平位移向内发展。在点 E 和点 b 处，边节点水平位移为 0。根据混凝土开裂变化和钢筋发生屈服，压拱效应阶段由弹性阶段(OA)、弹塑性阶段(AB)和塑性铰发展阶段(BE)。弹性阶段中，混凝土未发生开裂现象，构件处于弹性受力状态。弹塑性阶段中混凝土框架梁已经出现裂缝，钢筋未发生屈服现象。塑性铰发展阶段中框架梁端受力钢筋已经发生屈服。RC 构件整个受力过程可以看出，压拱效应峰值点之后荷载有所下降，在悬索效应阶段荷载高于压拱效应峰值荷载。

3.1.2 PC1 试件

图 3.4-3.5 分别为试件 PC1 中柱施加荷载和边节点水平侧移与框架中柱竖向位移之间的关系曲线，表 3.2 为 PC1 试件各个受力阶段的具体受力性能描述。

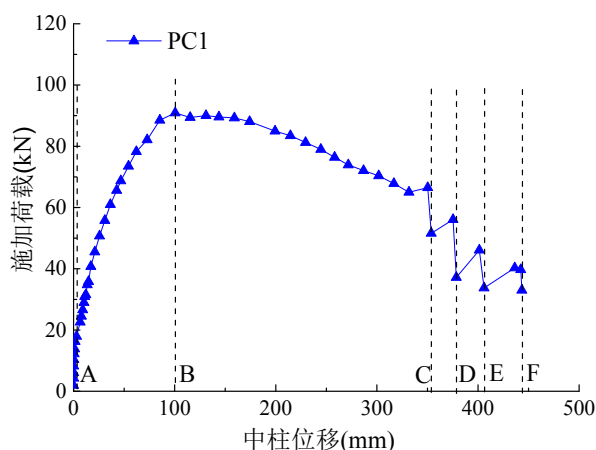


图 3.4 RC 试件荷载-位移曲线

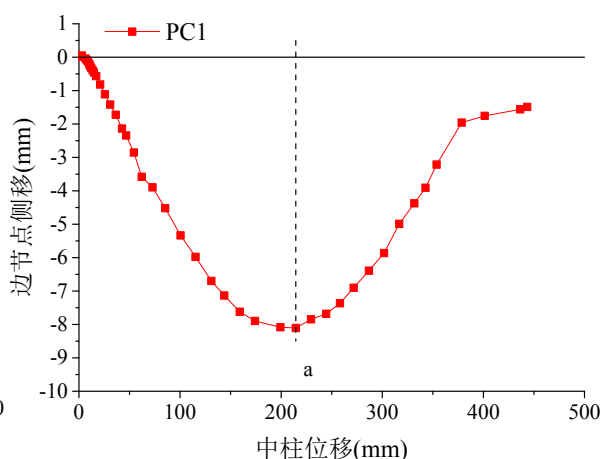


图 3.5 RC 试件边柱节点-位移曲线

表 3.2 PC1 各阶段受力性能描述

曲线	关键点 /mm	荷载 /kN	受力描述
荷载 位移 曲线	A (1.60)	18.0	1 号千斤顶卸载完成，中柱牛腿与左右框架梁连接缝处出现错动裂缝。
	B (100.5)	90.9	压拱效应峰值荷载点，此后加载制度变为位移控制加载。
	C (353.8)	66.5	靠近南侧边节点处角型钢板与插梢杆连接处一根插梢钢筋被剪断。
	D (378.5)	56.1	靠近北侧边节点处角型钢板与插梢杆连接处一根插梢钢筋被剪断。
	E (406.0)	46.1	靠近南侧边节点处角型钢板与插梢杆连接处另一根插梢钢筋被剪断。
	F (443.4)	39.7	靠近南侧边节点处角型钢板与插梢杆连接处另一根插梢钢筋被剪断。
节点 侧移	a (214.5)	83.5	边节点向外的水平位移达到最大值 8.11mm。

从图 3.4-3.5 曲线可以看出，整个试验过程只经历了压拱效应一个阶段，整个受力过程中，边节点的水平位移一直向外，没有向内的水平位移。弹性阶段(OA)混凝土未发生开裂现象，构件处于弹性受力状态。PC1 构件整个受力过程可以看出，荷载位移曲线下降段比较陡峭，压拱效应峰值点之后荷载下降明显。

3.1.3 PC2 试件

图 3.6-3.7 分别为试件 PC2 中柱施加荷载和边节点水平侧移与框架中柱竖向位移之间的关系曲线，表 3.3 为 PC2 各个阶段受力性能描述。

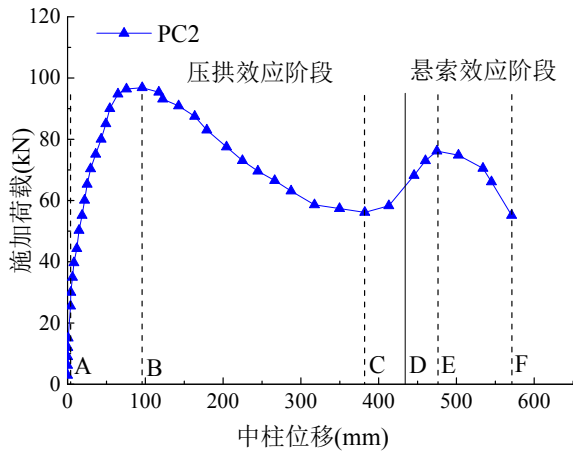


图 3.6 RC 试件荷载-位移曲线

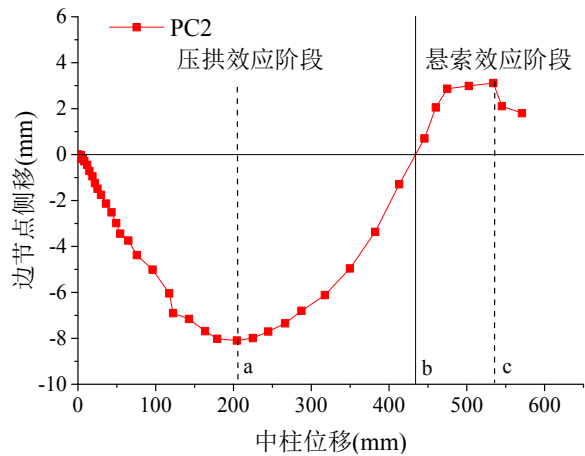


图 3.7 RC 试件边柱节点-位移曲线

表 3.3 PC2 各阶段受力性能描述

曲线	关键点 /mm	荷载 /kN	受力描述
荷载 位移 曲线	A (1.56)	15.0	1 号千斤顶卸载完成,中柱牛腿与左右框架梁连接缝处出现张开裂缝。
	B (95.95)	96.9	压拱效应峰值荷载点,此后加载制度改为位移控制加载。
	C (382.2)	56.1	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。
	D (434.1)	63.3	子结构试件边柱梁柱节点水平位移回到初始位置,为压拱作用效应和悬索作用效应的分界点。
	E (474.9)	76.2	中柱施加荷载达到第二峰值点。
	F (570.9)	55.2	梁端混凝土被压溃,发生脱落。
节点 侧移 曲线	a (204.4)	77.5	边节点向外的水平位移达到最大值 8.09mm。
	b (434.1)	63.3	边节点向外的位移减小为零,对应荷载位移曲线 D 点。
	c (534.1)	70.5	边节点向内的水平位移达到最大值 3.12mm。

从图 3.6-3.7 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,边节点向外移动。DF 为悬索效应作用阶段,边节点向内移动。在点 D 和 b 处,边节点水平位移为 0。弹性阶段(OA)中,混凝土未发生开裂现象,构件处于弹性受力状态。PC2 构件整个受力过程可以看出,荷载位移曲线下降段比较陡峭,压拱效应峰值点之后荷载下降明显。悬链线效应发展充分,悬链线阶段施加的荷载远小于拱效应阶段的峰值荷载。

3.1.4 试件荷载位移曲线及节点侧移曲线对比

图 3.8 为框架子结构试件荷载位移曲线的对比图。从图中可以看出,现浇试件 RC 和装配式试件 PC2 整个受力过程包括压拱效应和悬索效应两个阶段。RC

试件整个受力过程比较充分, 框架梁纵向受力钢筋发生明显屈服, 并最终被拉断。压拱效应峰值荷载达到 119.2kN, 悬索效应峰值荷载 145.3kN, 较压拱效应峰值荷载提高了近 22%。PC2 虽然受力进入悬链线阶段, 但是受力发展不够充分, 梁端纵向受力钢筋未发生屈服现象, 插梢杆受力复杂, 最终被拉剪破坏。拱效应峰值荷载为 96.9kN, 悬链线阶段荷载仅 76.2kN, 是拱效应峰值荷载的 79%。相比之下, PC1 试件只有压拱效应阶段, 没有出现悬链线阶段。压拱效应峰值荷载为 90.9kN, 低于 RC 试件拱效应峰值荷载。

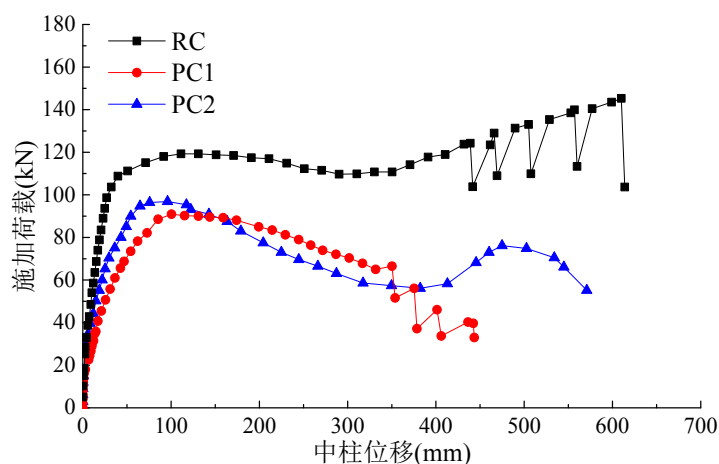


图 3.8 试验试件荷载-位移曲线对比图

表 3.4 列出了三个试件的试验结果, 表中可以看出, 相比于现浇试件 RC 的受力过程, 装配式试件 PC1 和 PC2 承载能力较低, PC1 和 PC2 试件的拱效应峰值荷载分别为 RC 试件的 76%和 81%。拱效应峰值荷载之后, PC 试件 (PC1 和 PC2) 的荷载下降明显, 很快降低, 而 RC 试件相对平缓, 荷载保持稳定发展, 并且在悬索效应阶段荷载提高明显。相比于 RC 试件, PC 试件悬链线阶段荷载则没有提高, 承载能力低于 RC 试件。

表 3.4 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		边节点最 大侧移/mm	破坏形式
	荷载 /kN	位移 /mm			荷载 /kN	位移 /mm		
RC	119.2	130.9	109.7	423.5	145.3	613.9	7.44/13.56	梁钢筋拉断
PC1	90.9	100.5	—	—	—	—	8.11/—	插梢杆剪断
PC2	96.9	95.95	56.1	434.08	76.2	474.9	8.09/3.12	混凝土完全脱落

注: “最低点”表示第一峰值后荷载下降至最小值时的荷载; “回原点”表示边节点水平侧移由向框架外的位移转向框架内的位移的临界点时的中柱竖向位移。

图 3.9 为框架子结构试件边节点水平位移与中柱竖向位移之间关系曲线的对比图, 位移为负表示边节点向框架外的移动, 位移为正表示边节点向框架内的移

动。图中可以看出，所有试件的边节点水平位移均呈现先产生向框架外部的位移，在 200mm 左右边节点向框架外的位移达到最大值，随后向外的位移逐渐减小。所不同的是，试件 RC 和 PC2 边节点向外的位移减小为 0，之后又产生向框架内部的位移，而试件 PC1 向外的位移减小到 1.49mm 时由于插梢杆被剪断试验终止，所以边节点并没有产生向框架内部的位移。

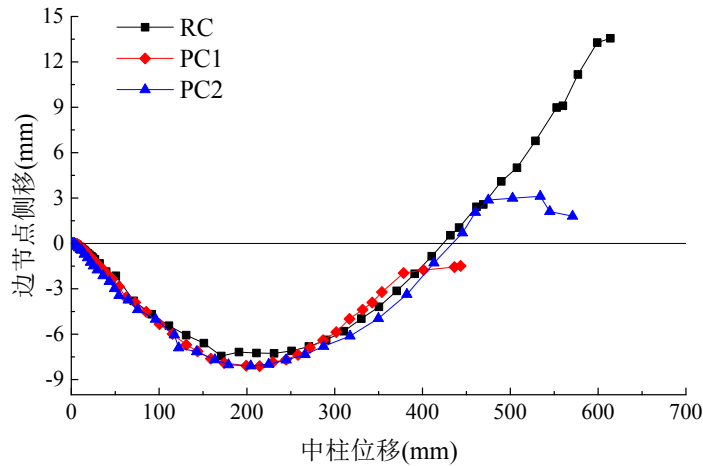


图 3.9 边节点侧移曲线对比图

表 3.4 列出了边节点水平侧移的最大值。现浇试件 RC 边节点向外的位移最大达 7.44mm，之后逐渐减小变为 0，又逐渐向框架内部移动，向内最大的位移为 13.56mm。相比于现浇试件 RC，装配式 PC 试件的边节点向外的最大位移分别 8.11mm 和 8.09mm，而向框架内部变形的能力不如 RC 试件，PC1 没有向框架内的位移，PC2 向框架内部的位移位 3.12mm 小于 RC 试件的 13.56mm。说明装配式试件悬链线效应阶段发展不充分。

3.2 框架子结构边柱上端约束反力及水平位移

图 3.10 为边柱反弯点约束测量示意图。反弯点约束为铰接约束，由于约束钢架的刚度弱，试验过程中反弯点约束处产生了水平位移。试验中测量了其水平反力和水平位移。

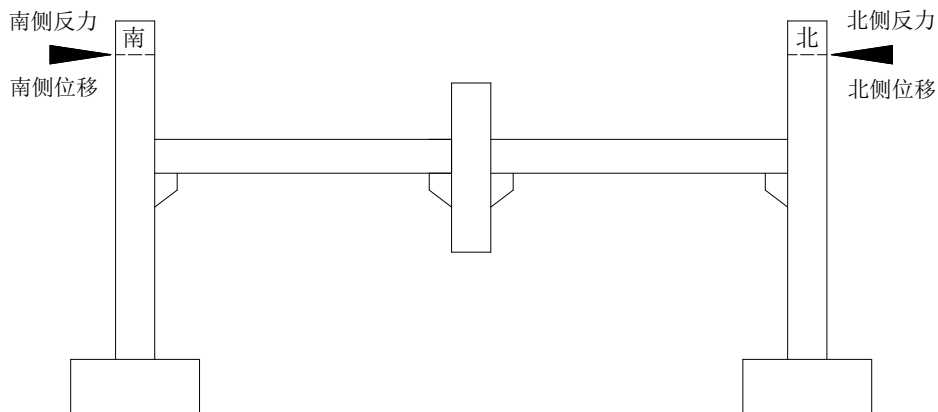


图 3.10 边柱反弯点约束测量示意图

3.2.1 边柱反弯点约束反力及位移

图 3.11 为 RC 试件南北两侧边柱反弯点约束反力随框架中柱竖向位移的变化曲线, 负值表示压力, 正值表示拉力。由图可以看出, 试验前期, 约束反力为压力, 且随着中柱竖向位移的增加, 压力逐渐增大。在中柱竖向位移分别为 190.95mm 和 210.9mm 时, 南侧边柱和北侧边柱约束反力(压力)达到最大值, 分别为 43.1kN 和 39.0kN。此后随着中柱竖向位移的增加, 压力逐渐减小, 中柱位移分别为 371mm 和 360.5mm 时压力减小为 0。之后约束反力变成拉力, 且随着中柱竖向位移的增加拉力逐渐增大。在中柱竖向位移为 598.95mm 时, 南北两侧约束拉力达到最大值分别为 115.5kN 和 109.1kN。

图 3.12 为 RC 试件南北两侧边柱反弯点水平约束位移随框架中柱竖向位移变化的趋势, 位移为负数表示向框架外的位移, 位移为正数表示向框架内的位移。由图可以看出, 试验开始前期, 边柱端产生向框架外的水平位移, 且随着中柱竖向位移的增加位移越大。在中柱竖向位移分别为 190.95mm 和 210.9mm 时, 南侧边柱和北侧边柱水平约束位移达到最大值, 分别为 5.554mm 和 6.015mm。中柱竖向位移为 391.1mm 时向外的位移减小为 0。之后水平位移变成向框架内的位移, 且随着中柱竖向位移的增加位移增大。在中柱竖向位移为 613.9mm 时, 南侧水平约束位移达到最大值分别为 14.016mm。而北侧水平位移在中柱竖向位移分别为 559.85mm 和 613.9mm 时, 有一个突然的下降段, 这是因为靠近北侧边柱的框架梁端上部钢筋被分别拉断。最后北侧边柱的水平约束位移为 6.735mm。

图 3.13 为装配式试件 PC1 南北侧边柱反弯点水平约束反力随框架中柱竖向位移变化的趋势图。由图可以看出, 试验前期, 约束反力为压力, 且随着中柱竖向位移的增加逐渐增大。在中柱竖向位移为 199.3mm 时, 南侧边柱和北侧边柱约束压力达到最大值, 分别为 73.9kN 和 72.9kN。之后随着中柱竖向位移的继续增加, 约束压力逐渐减小, 中柱位移分别为 443.4mm, 约束压力为 8.8kN 和 10.9kN 时, 试验终止。图 3.14 为装配式试件 PC1 南北侧边柱反弯点水平约束位移随框架中柱竖向位移变化的趋势。由图可以看出, 试验前期, 边柱端产生向框架外的水平位移, 且随着中柱竖向位移的增加位移变大。在中柱竖向位移分别为 174.1mm 和 199.3mm 时, 南侧边柱和北侧边柱水平约束位移达到最大值, 分别为 6.583mm 和 6.571mm。之后随着中柱竖向位移的继续增加, 向外的水平位移逐渐减小。中柱位移为 443.4mm 时向外的位移减小到最小值 0.56mm 和 0.816mm。

图 3.15 为装配式试件 PC2 南北侧边柱反弯点水平反力随框架中柱竖向位移变化的趋势图。由图可以看出, 试验前期随着中柱竖向位移的增加, 压力逐渐增大。在中柱竖向位移为 204.35mm 时, 南侧边柱和北侧边柱约束压力达到最大值, 分别为 73.95kN 和 74.49kN。之后随着中柱竖向位移的继续增加, 约束压力逐渐

减小，中柱位移分别为 413.05mm 时约束压力减小为 0。之后约束反力变成拉力，且随着中柱竖向位移的增加拉力增大。中柱竖向位移为 502.6mm 时，南北两侧约束拉力达到最大值，分别为 45.1kN 和 43.6kN。

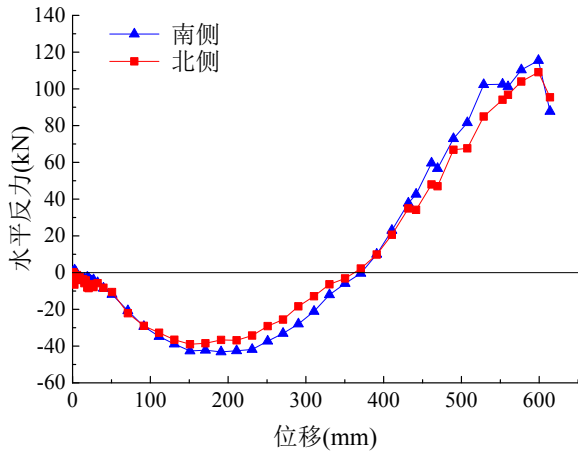


图 3.11 RC 水平反力与中柱位移的关系

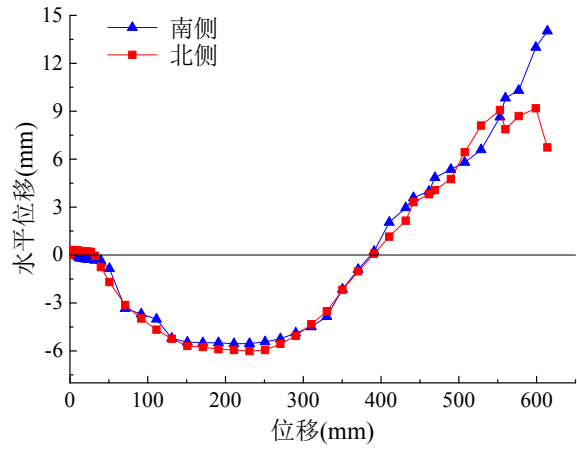


图 3.12 RC 水平位移与中柱位移的关系

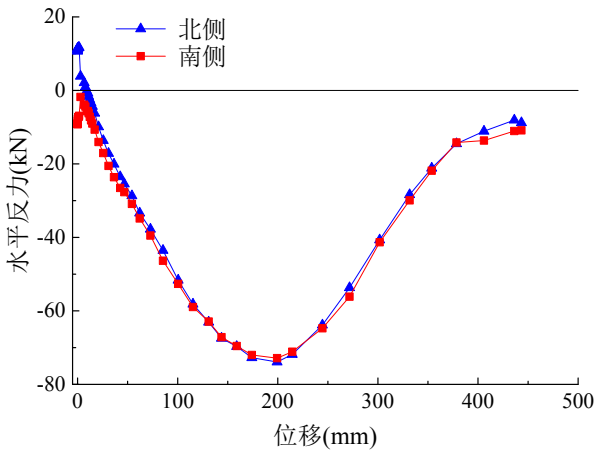


图 3.13 PC1 水平反力与中柱位移的关系

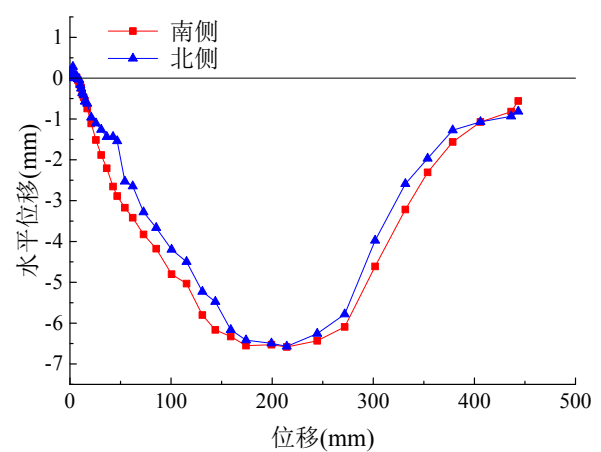


图 3.14 PC1 水平位移与中柱位移的关系

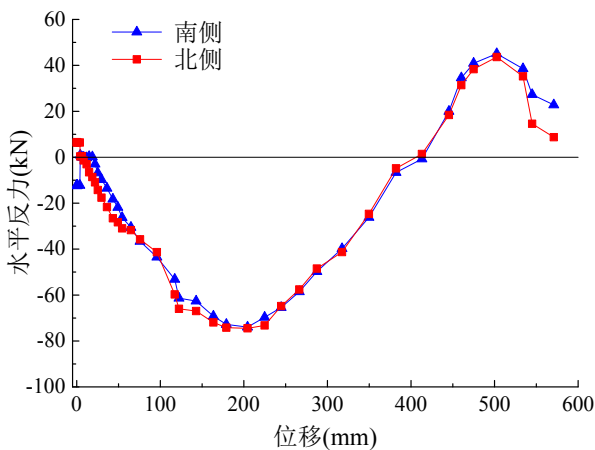


图 3.15 PC2 水平反力与中柱位移的关系

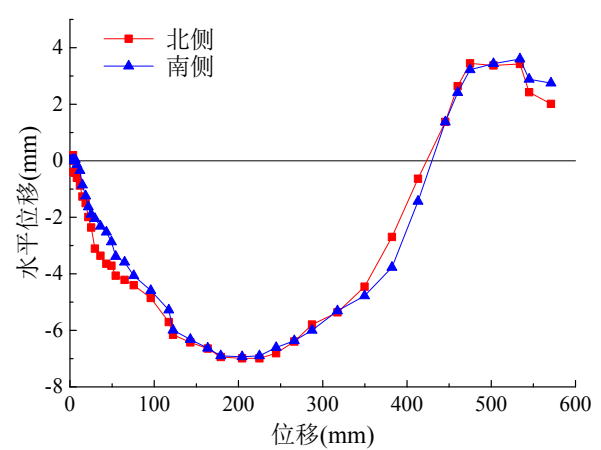


图 3.16 PC2 水平位移与中柱位移的关系

图 3.16 为装配式试件 PC2 南北侧边柱反弯点水平约束位移随框架中柱竖向位移变化的趋势。由图可以看出，试验前期边柱产生向框架外的水平位移，随着中柱竖向位移的增加位移越大。在中柱竖向位移为 204.35mm 时，南北侧边柱水平约束位移达到最大值，分别为 6.935mm 和 6.989mm。之后随着中柱竖向位移的增加，向外的水平位移逐渐减小，中柱位移为 413.05mm 时向外的位移减小为 0。此后水平位移变成向框架内的位移，随着中柱竖向位移的增加位移增大。在中柱竖向位移为 534.05mm 时，南北两侧水平约束位移达到最大值分别为 3.6mm 和 3.424mm。

3.2.2 边柱反弯点约束刚度

图 3.17 为 RC 子结构试件边柱反弯点处水平约束反力和水平约束位移之间的关系曲线。从图中可以看出，南北两侧边柱约束曲线变化趋势相同，呈现荷载随位移的增大而增加。利用修正的高斯-牛顿法即麦夸特法(Levenberg-Marquardt)将约束反力与约束水平位移的关系拟合成一条直线，南侧约束的刚度为 8.99kN/mm。北侧约束的刚度为 9.12kN/mm。南北两侧边柱反弯点约束刚度相差 1.4%，差距很小，基本属于对称约束。

图 3.18 为 PC1 子结构试件边柱反弯点处水平约束反力和水平约束位移之间的关系曲线。南侧反弯点约束的刚度为 10.87kN/mm。北侧反弯点约束刚度为 12.06kN/mm。南北两侧边柱反弯点约束刚度相差 9.8%。图 3.19 为 PC2 子结构试件边柱反弯点处水平约束反力和水平约束位移之间的关系曲线。南侧边柱反弯点约束刚度为 10.71kN/mm。北侧反弯点约束刚度为 11.51kN/mm，南北两侧边柱反弯点约束刚度相差 6.9%。

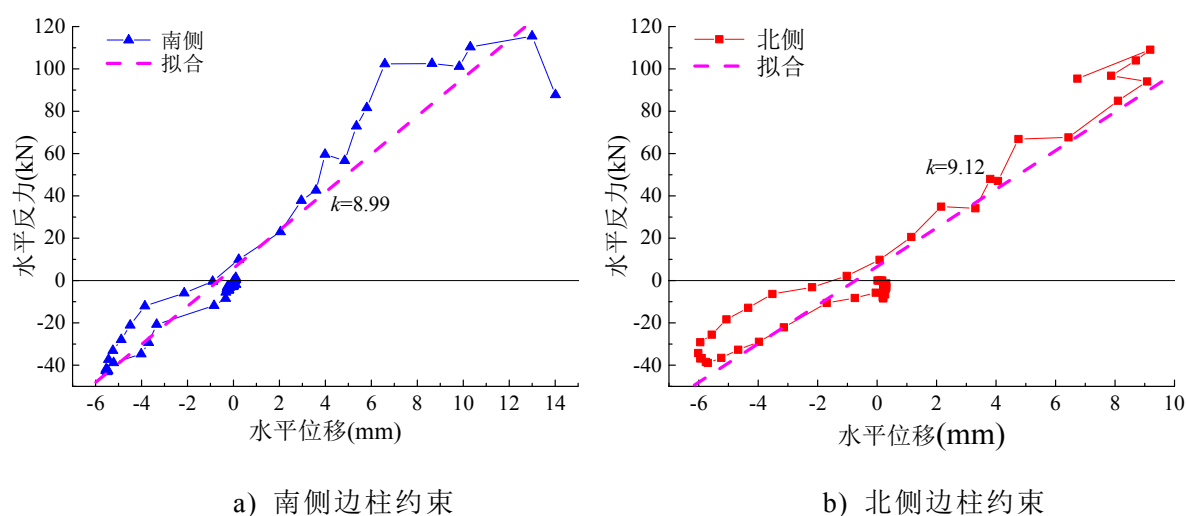


图 3.17 RC 边柱上端约束刚度

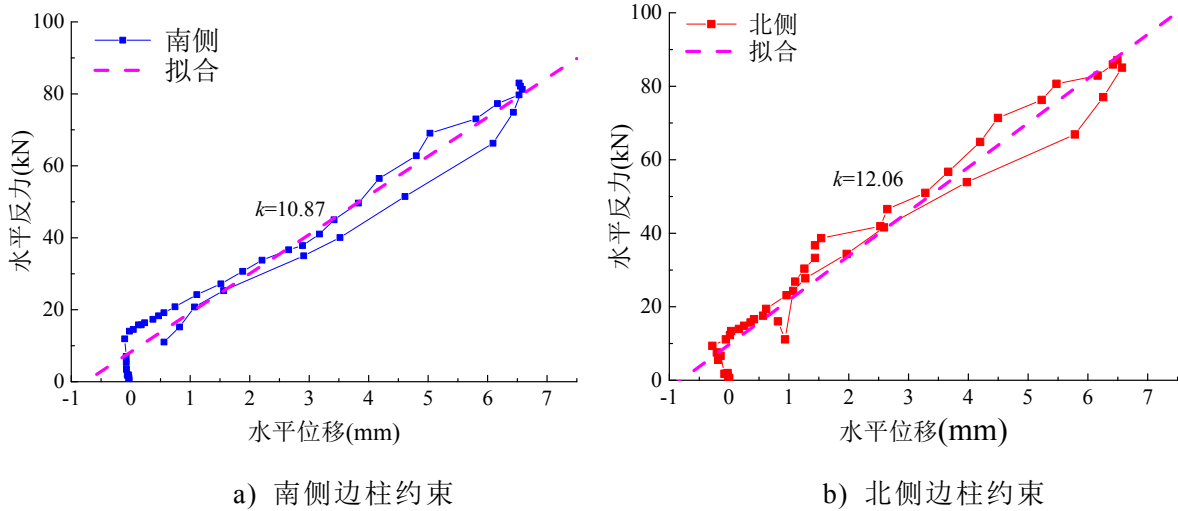


图 3.18 PC1 边柱上端约束刚度

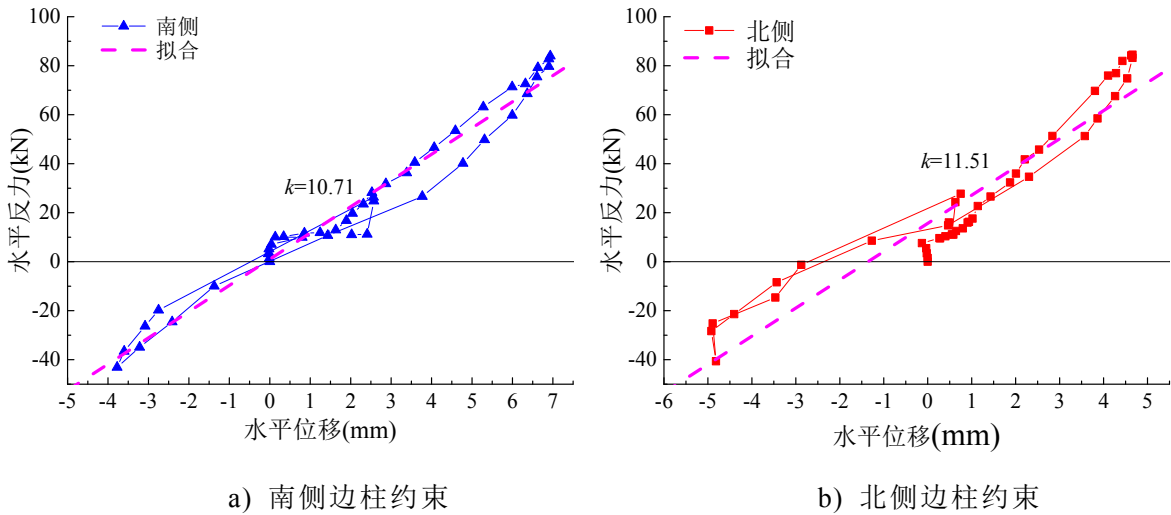


图 3.19 PC2 边柱上端约束刚度

3.2.3 边柱反弯点约束对比

图 3.20 为框架子结构边柱反弯点处水平约束反力的对比图。由于每个试件南北两侧水平约束反力相差不大，故水平约束反力取南北两侧约束反力的平均值。图中可以看出，三条曲线差别较大，RC 试件和 PC2 试件在试验前期产生水平约束压力，在试验后期产生了水平约束拉力。PC1 试件在整个试验过程中，则只产生了水平约束压力。现浇试件 RC 水平约束的最大压力为 40.8kN，小于装配式试件 PC1 和 PC2 的 73.4kN 和 74.2kN，两个装配式试件的约束压力最大值相差不大。这说明在装配式试件的受力过程中，牛腿起到了作用，特别是压拱效应阶段，牛腿强大的抗压能力起到了很大的作用。RC 试件的最大水平约束拉力 112.27kN 大于 PC2 试件的最大水平约束拉力 44.37kN。关键点的荷载位移见表 3.5。

图 3.21 为框架子结构边柱反弯点处水平约束位移的对比图。由于每个试件南北两侧水平约束位移相差不大，故水平约束位移取南北两侧约束位移的平均值。

试件 RC 和试件 PC2 不仅有向框架外的位移，在试验后期还产生了向框架内的位移。现浇试件 RC 向外的最大水平约束位移为 5.777mm，小于装配式试件 PC1 和 PC2 向外的最大水平位移 6.577mm 和 6.962mm。两个装配式试件向外的最大水平位移相差不大。RC 试件向内的水平约束位移 11.091mm 大于 PC2 试件向内的水平约束位移 3.512mm。关键点的荷载位移见表 3.5。

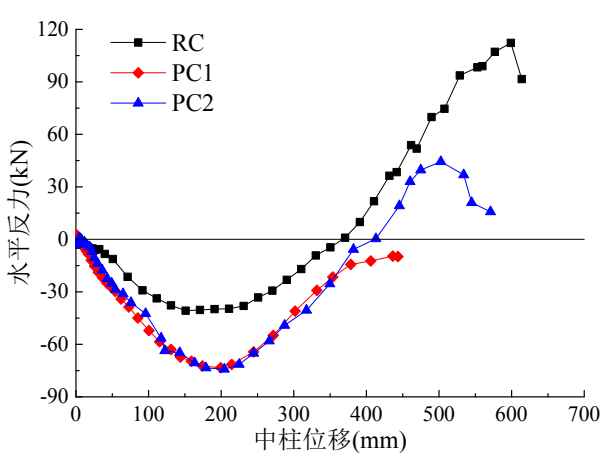


图 3.20 水平反力对比图

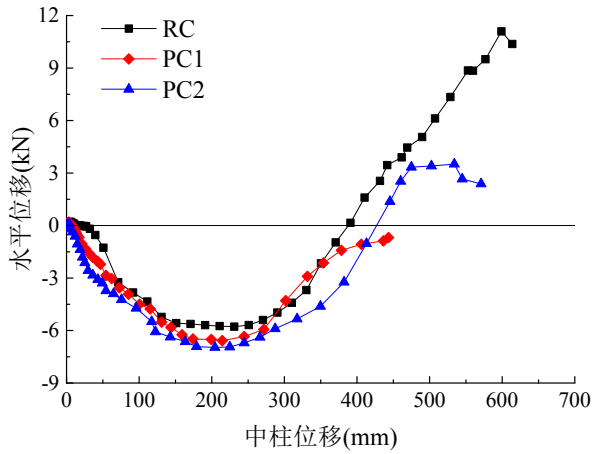


图 3.21 水平位移对比图

表 3.5 边柱反弯点约束属性表

试件 编号	向外移动最大值		向内移动最大值		回原点中柱荷载位移*		约束刚度 kN/mm
	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	
RC	40.8	5.777	112.27	11.091	117.73	391.1	9.06
PC1	73.4	6.577	—	—	—	—	11.47
PC2	74.2	6.962	44.37	3.512	63.2	438.25	11.11

注：“回原点中柱荷载位移”表示水平约束反力由受压变为受拉的分界点或水平位移由向框架外的移动变为向框架内的位移的分界点时的中柱施加荷载和中柱竖向位移。

3.3 框架子结构测试变形图

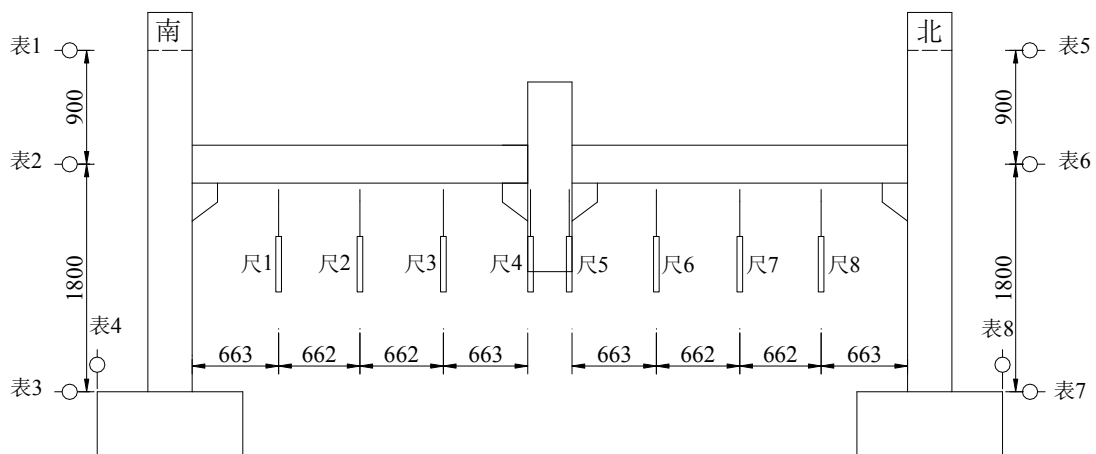
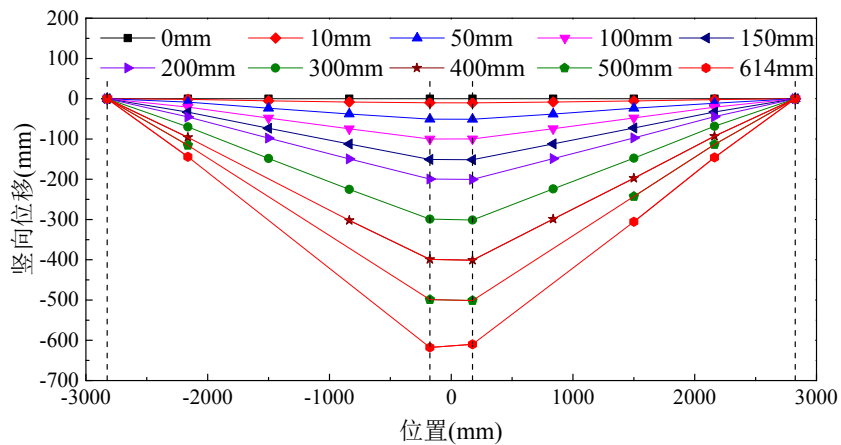


图 3.22 框架子结构梁柱位移测试示意图

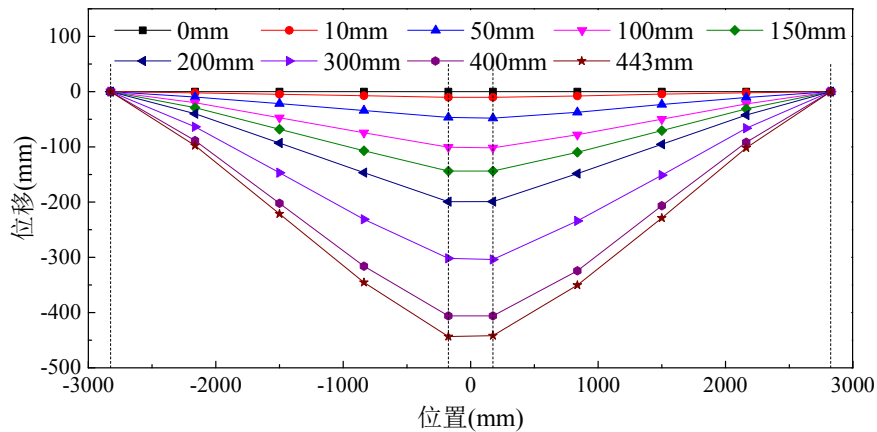
图 3.22 为框架子结构试件各个位置点位移测试示意图。框架梁布置了 8 个竖向位移的测点，两侧框架柱各布置 3 个水平位移测点。

3.3.1 框架子结构试件框架梁变形

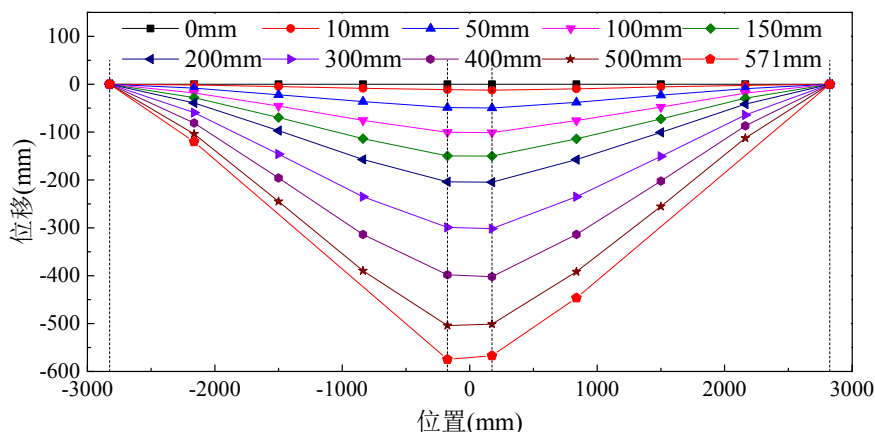
图 3.23 为三个框架子结构试件的框架梁在试验过程各个阶段的变形图，图中虚线表示框架柱边，图例表示每个中柱竖向位移阶段。图 3.23a)为 RC 试件框架梁变形图。由图可以看出，试件在各个阶段南北两侧框架梁变形处于对称，在中柱竖向位移为 614mm 时，中柱两侧的框架梁端位移产生差别，主要是因为框架中柱在梁端钢筋被拉断后发生了倾斜。图 3.23b)为框架子结构 PC1 试件的框架梁在试验过程中各个阶段的变形图。框架梁变形并不是完全的刚体变形。试件在各个阶段南北两侧框架梁基本处于对称状态，在中柱竖向位移为 443mm 时，框架边柱牛腿处插梢被剪断，试验终止。图 3.23c)为框架子结构 PC2 试件的框架梁在试验过程中各个阶段的变形图。试件在各个阶段南北两侧框架梁基本处于对称状态，在中柱竖向位移为 571mm 时，北侧边柱处的框架梁端混凝土被压溃，框架中柱发生了倾斜。



a) RC 试件框架梁变形图



b) PC1 试件框架梁变形图



c) PC2 试件框架梁变形图

图 3.23 框架子结构试件框架梁变形图

3.3.2 框架子结构试件框架柱变形

3.3.2.1 框架边柱各点的水平位移图

图 3.24 为 RC 试件框架边柱基础梁(3 号表和 7 号表)、梁柱节点(2 号表和 6 号表)和边柱上端(1 号表和 5 号表)三个位置水平位移随试验加载步的变化趋势,负数表示向南方向的水平位移,正数表示向北方向的水平位移。由图可以看出,南侧边柱变形中,地梁水平位移很小,可以忽略。框架节点水平位移和边柱上端水平位移均随着加载步的增加先向框架外移动(南侧边柱向南移动,北侧边柱向北移动),向外的位移达到最大值后又逐渐减小,最后向框架内移动,两侧边柱变化趋势相同,边柱上端的水平位移略小于节点水平位移。框架边柱上端比节点先发生向框架内部的位移,但最终还是节点向框架内的水平位移大于边柱上端。试验结束阶段北柱上端向框架内的位移突然有所降低,主要是因为靠近北侧边柱的框架梁端钢筋被拉断的原因。

图 3.25 为 PC1 试件框架边柱基础梁、梁柱节点和边柱上端三个位置水平位移随试验加载步的变化曲线。地梁水平位移很小。框架节点水平位移和边柱上端水平位移均随着加载步的增加向框架外的移动变大,之后又变小,两个变化趋势相同,但边柱上端的水平位移小于节点水平位移。与 RC 试件所不同的是,PC1 试件梁柱节点和边柱上端仅有向框架外的移动,没有向框架内部的位移。图 3.26 为 PC2 试件框架边柱基础梁、梁柱节点和边柱上端三个位置水平位移随试验加载步的变化趋势。地梁水平位移同样很小,框架节点水平位移和边柱上端水平位移均随着加载步的增加先向框架外移动,之后又向框架内部移动,二者趋势相同。在边柱向框架外位移时,上端的水平位移小于节点水平位移,边柱向框架内位移时,上端位移大于节点位移,边柱呈现整体向内倾斜的状态。并且框架边柱上端较节点先发生向框架内部的位移。

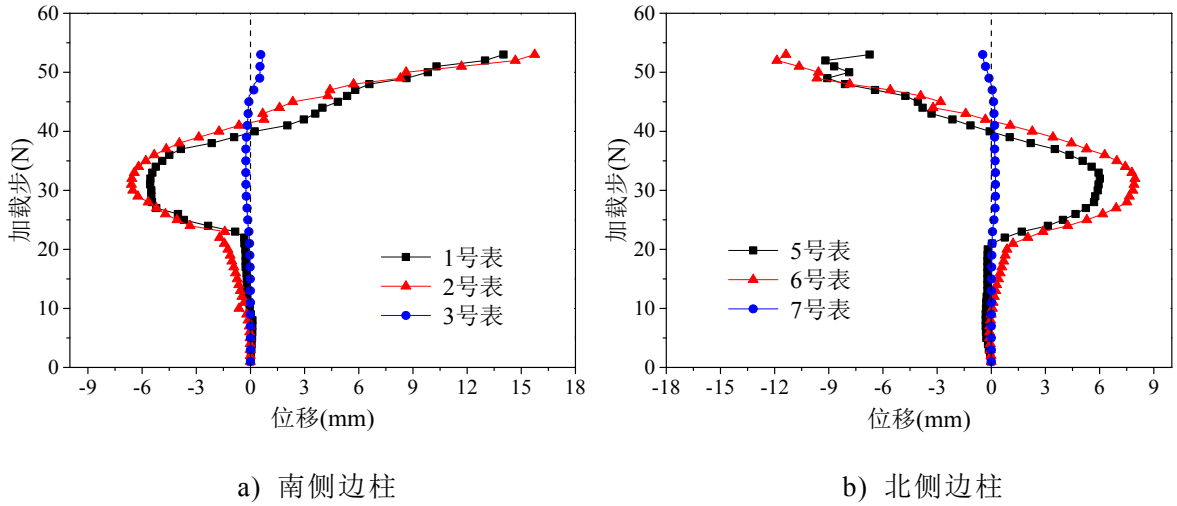


图 3.24 RC 框架边柱柱各点位移随中柱竖向位移的关系

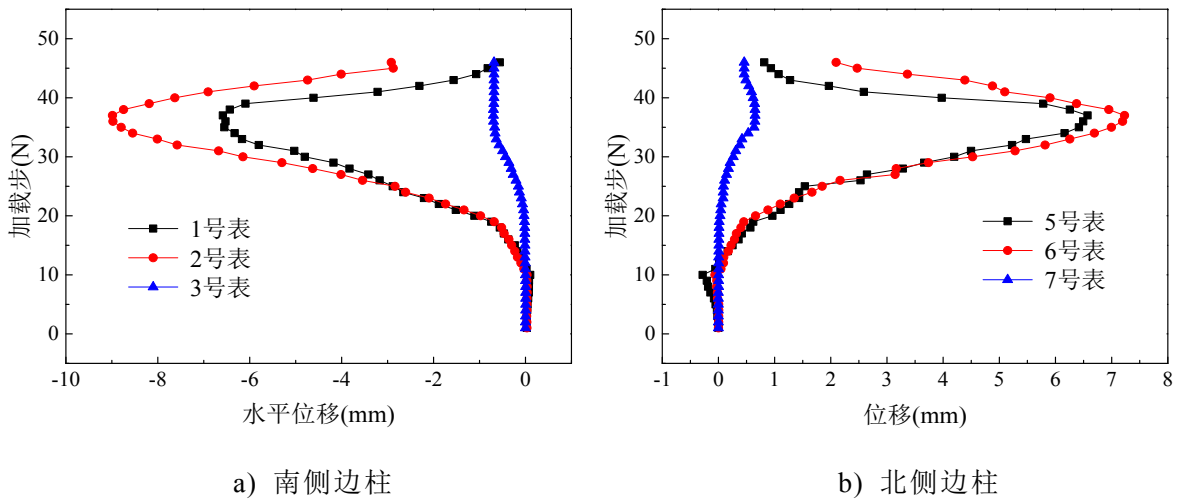


图 3.25 PC1 框架边柱柱各点位移随中柱竖向位移的关系

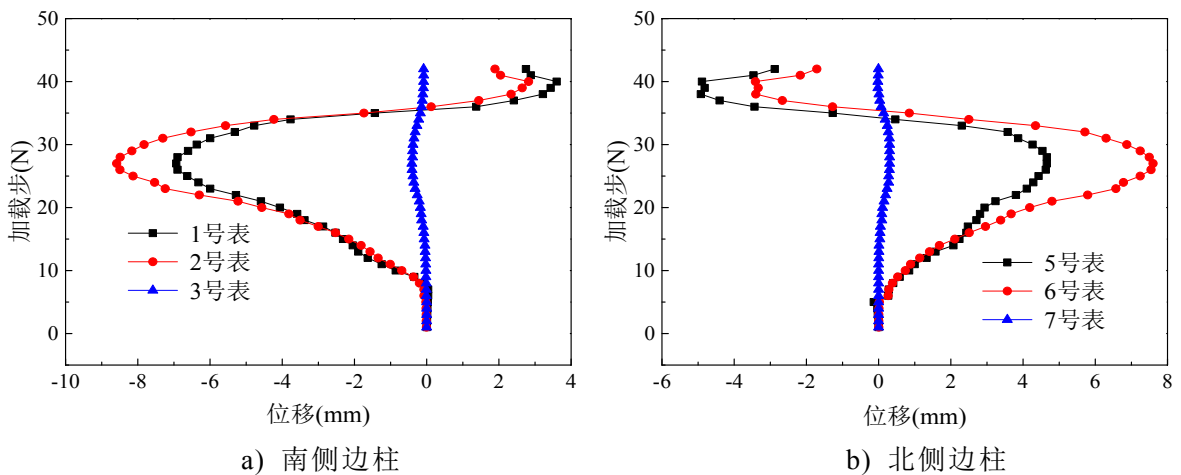


图 3.26 PC2 框架边柱柱各点位移随中柱竖向位移的关系

3.3.2.2 框架边柱各个阶段变形图

图 3.27 为框架边柱在各个阶段的变形图，负数表示向南方向的水平位移，正

数表示向北方向的水平位移。图中实线表示向框架外的方向的位移，虚线表示向框架内方向的位移，图例表示每个中柱竖向位移阶段。a)表示南侧边柱，试验开始前期，边柱呈现向框架外（向南）的变形，中柱竖向位移达 211mm 时梁柱节点和边柱上端向框架外的最大位移分别为 6.589mm 和 5.554mm。之后边柱向外的变形位移开始变小，之后转向框架内部（向北）的位移。产生向框架内部位移的前期，边柱上端位移大于节点位移，之后节点位移超过边柱上端位移。边柱上端和梁柱节点向框架内部最大水平位移分别为 14.016mm 和 15.739mm。b)为北侧边柱各个阶段的变形图，北侧边柱的变形发展与南侧相同，节点和边柱上端向框架外的水平位移分别为 7.905mm 和 5.945mm。边柱上端和梁柱节点向框架内部最大水平位移分别为 9.185mm 和 11.875mm。

图 3.28 为 PC1 框架边柱在各个阶段的变形图。a)表示南侧边柱，试验开始前期，边柱呈现向框架外的变形，地梁位移很小，梁柱节点和边柱上端向框架外最大的位移分别为 8.985mm 和 6.583mm。之后边柱向外的变形位移开始变小。b)为北侧边柱各个阶段的变形图，北侧边柱的变形发展与南侧相同，北侧节点和边柱上端向外的最大位移分别为 7.23mm 和 6.571mm。南北两侧梁柱节点和边柱上端均没有产生向框架内的移动。图 3.29 为 PC2 试件框架边柱在各个阶段的变形图，a)表示南侧边柱，试验开始前期，边柱呈现向框架外的变形，地梁位移很小，梁柱节点和边柱上端向框架外最大的位移分别为 8.585mm 和 6.935mm。之后边柱向外的变形位移开始变小，之后向框架内部移动。边柱上端向框架内部的位移大于节点，两者最大位移分别为 3.6mm 和 2.821mm。b)为北侧边柱各个阶段的变形图，北侧边柱的变形发展与南侧相同，节点和边柱上端向框架外的水平位移分别为 7.6mm 和 4.659mm，上端和节点向内的最大水平位移分别为 4.891mm 和 3.41mm。

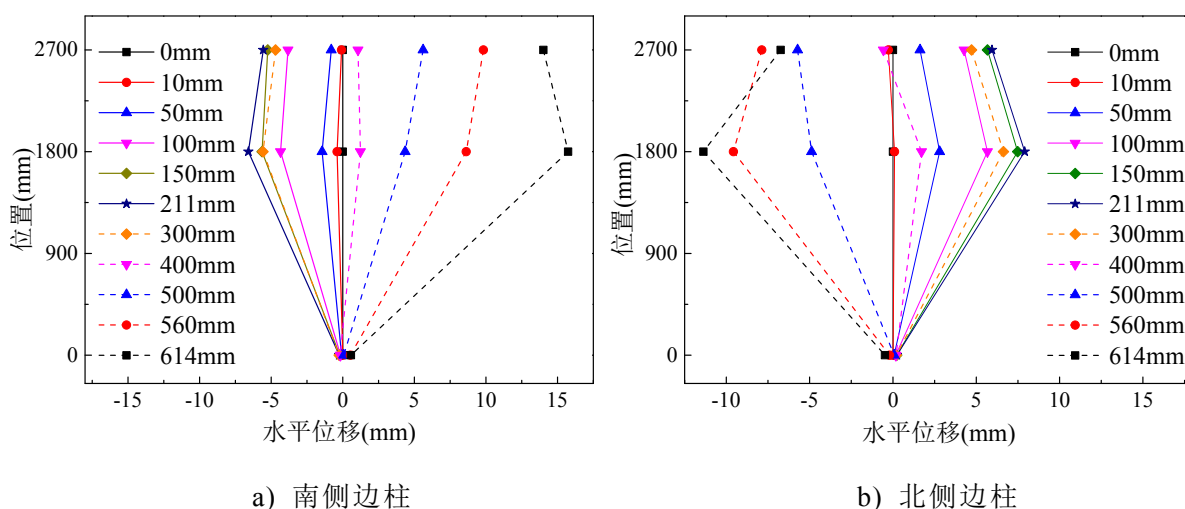


图 3.27 RC 试件边柱变形图

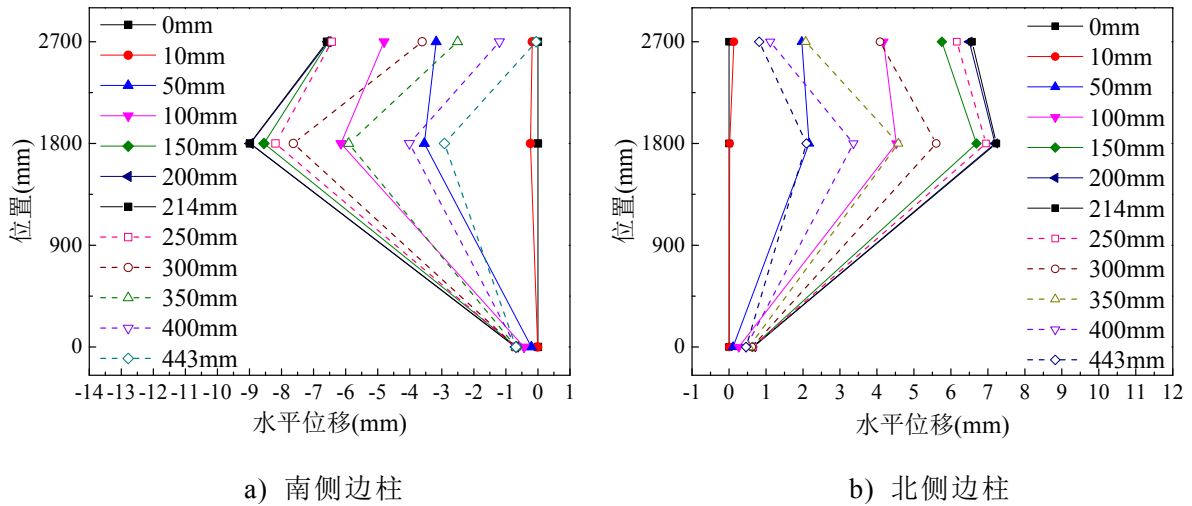


图 3.28 PC1 试件边柱变形图

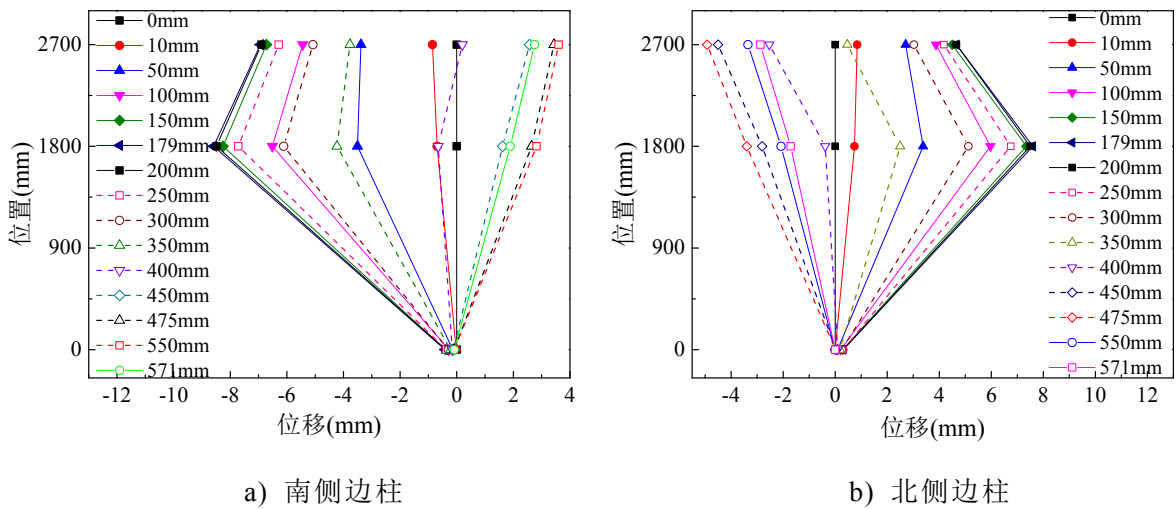


图 3.29 PC2 试件边柱变形图

3.4 框架结构测试应变

图 3.30 为框架结构试件各截面应变布置图。

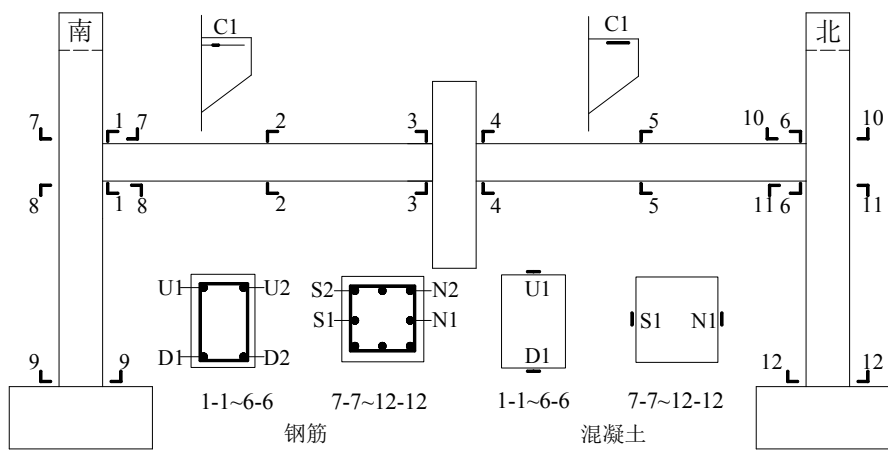
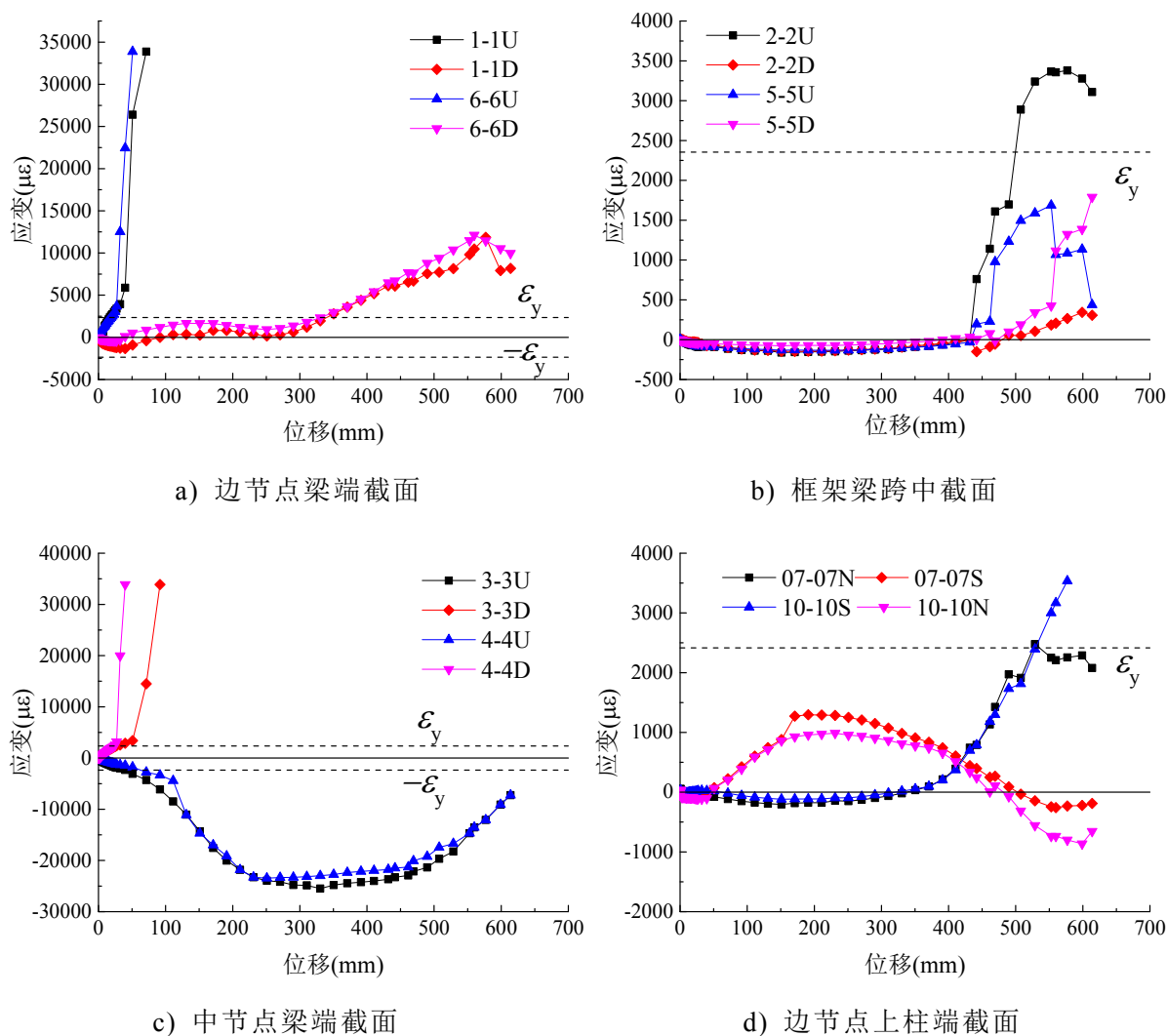


图 3.30 框架结构各截面应变布置图

3.4.1 RC 试件测试应变

图 3.31 为试件 RC 试件各截面钢筋应变随中柱竖向位移变化的曲线。a)~c)分别为试件框架梁各个截面钢筋的应变，由图可以看出，靠近边柱处框架梁端截面(1-1U,6-6U)钢筋在试验初期应变迅速增长，很快达到屈服；下部钢筋试验初期受压，在中柱位移 50mm 左右时就变为受拉状态；梁跨中截面(2-2,5-5)各钢筋试验前期均为受压状态，在中柱竖向位移为 423.5mm 时钢筋由受压转变为受拉状态，在中柱竖向位移为 441.7mm 时钢筋应变呈现突然增大的趋势；靠近中柱处框架梁截面(3-3D,4-4D)钢筋在中柱位移分别为 100mm 和 40mm 突然迅速增大，上部钢筋一直处于受压状态，压应变在 350mm 左右达到最大后逐渐减小。



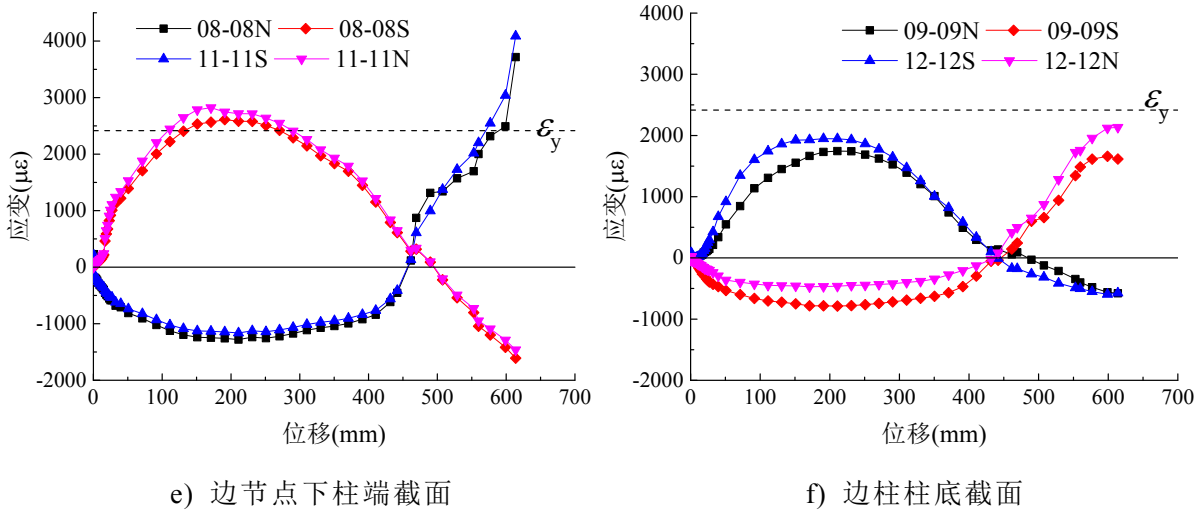
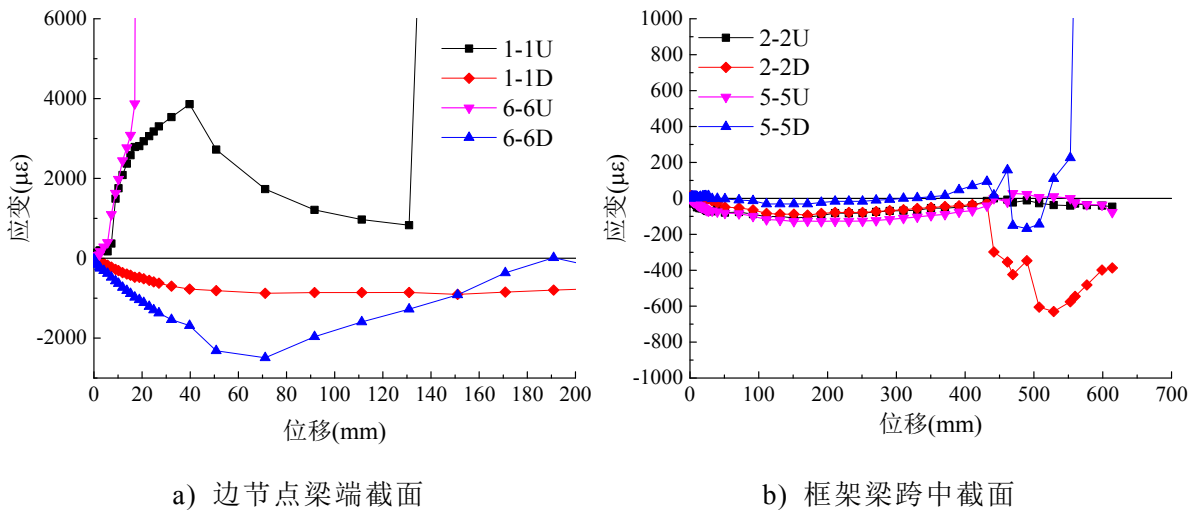


图 3.31 RC 试件钢筋应变与中柱竖向位移的关系

图 3.31d)~f)为框架柱各截面钢筋应变，由图可见，南北两侧边柱各截面应变相差不大，变化趋势完全相同。d)为框架柱节点上截面外侧钢筋(7-7S,10-10N)试验前期受拉，中柱位移为 450mm 时转向受压，节点上截面内侧钢筋(7-7N,10-10S)则刚好相反，中柱竖向位移 400mm 之前为受压，之后为受拉；节点下截面(8-8,11-11)与柱底截面(9-9,12-12)应变变化与节点上截面规律相同。几个截面中，节点下截面应变最大，南北两侧钢筋最后均达到受拉屈服。

图 3.32 为 RC 试件各截面混凝土应变与中柱竖向位移的关系曲线。其中 a)~c)为框架梁截面应变，梁端截面中靠近边柱截面(1-1,6-6)上部受拉下部受压，靠近中柱截面(3-3,4-4)上部受压下部受拉。梁端截面受拉区域应变片在 30mm-40mm 时就达到很大值，并且在此之后由于混凝土开裂，应变片失效；梁跨中截面(2-2,5-5)在 423.5mm 前为全截面受压，423.5mm 之后出现跳动现象。d)~f)为框架柱截面应变。节点上下截面混凝土应变变化趋势同钢筋应变变化相同，外侧截面(9-9S,12-12N)应变在 423.5mm 时由受压转为受拉。



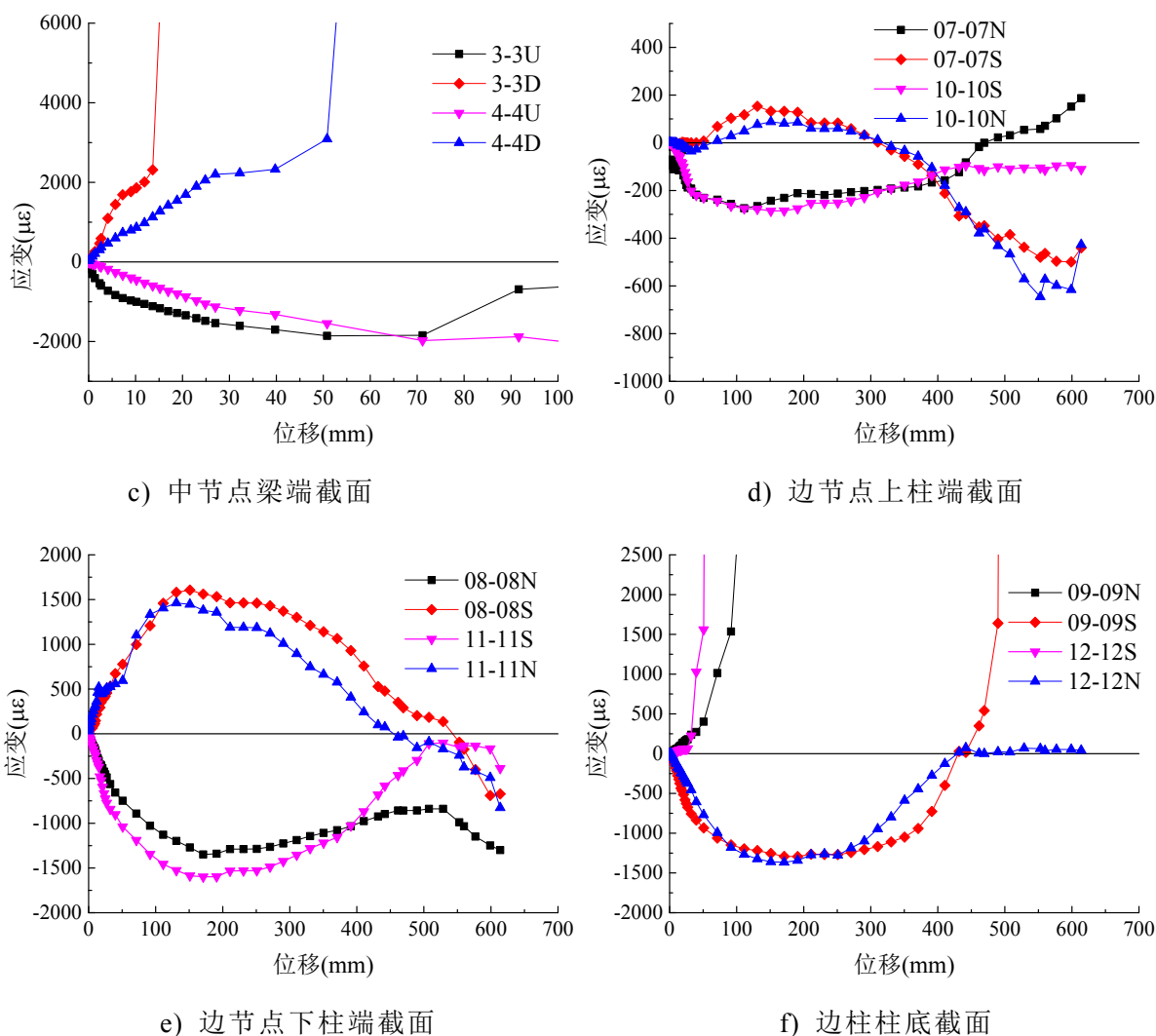


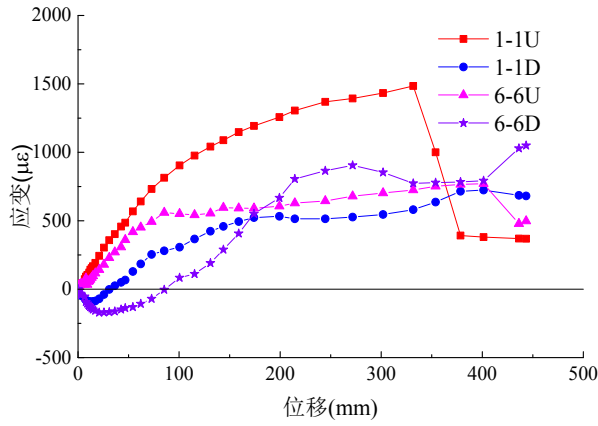
图 3.32 RC 试件混凝土应变与中柱竖向位移的关系

3.4.2 PC1 试件测试应变

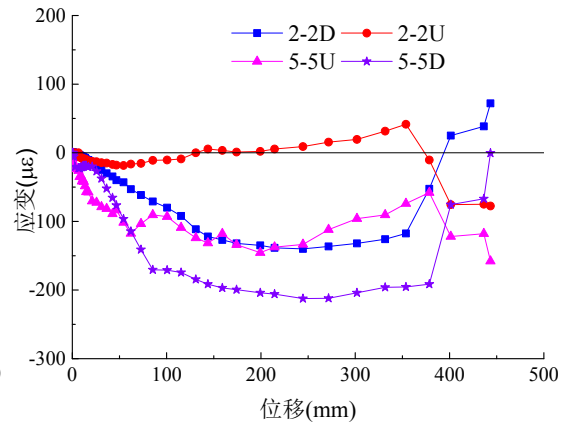
图 3.33 为 PC1 试件各截面钢筋应变。a)-c)为预制框架梁各截面钢筋应变，靠近边柱梁端截面(1-1U,6-6U)钢筋受拉，(1-1D,6-6D)钢筋试验前期受拉，在 100mm 之后就全转为受拉；靠近中柱梁端截面(3-3U,4-4U)钢筋试验过程中一直受压，(3-3D,4-4D)钢筋应变片在 75mm 时就失效了。梁端钢筋应变均未发生屈服；梁跨中截面(2-2,5-5)钢筋应变不大，整体来说呈受压状态。d)-f)为预制框架柱各截面应变变化趋势图。节点上截面外侧(7-7S,10-10N)钢筋受拉，在 220mm 左右拉应变达到最大值，220mm 之后拉应变随着中柱竖向位移的增长逐渐变小，而节点上截面内侧(7-7N,10-10S)钢筋受压，同样在 220mm 左右压应变达到最大值。节点下截面(8-8,11-11)和柱底截面(9-9,12-12)钢筋应变变化趋势与节点上截面相同。框架柱各截面应变中，节点下截面钢筋应变值最大，受拉钢筋发生屈服，受压钢筋变为受拉。

在牛腿上部 U 型钢筋布置了钢筋应变片，图 3.33g)为牛腿截面钢筋应变变化趋势，由图可以看出，中柱牛腿内钢筋受拉，边柱牛腿内钢筋受压，中柱受拉钢

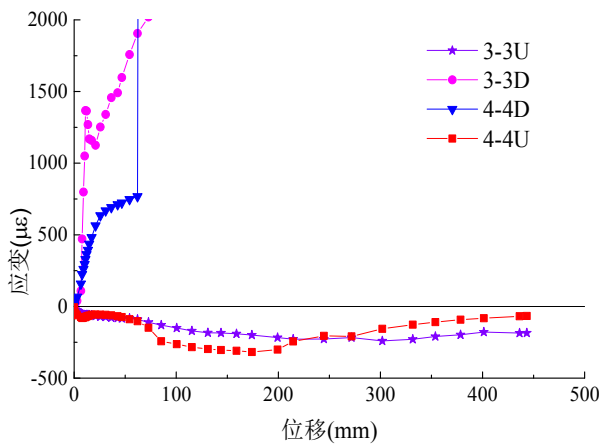
筋应变大于边柱受压钢筋应变，但应变值不大，均未发生屈服。



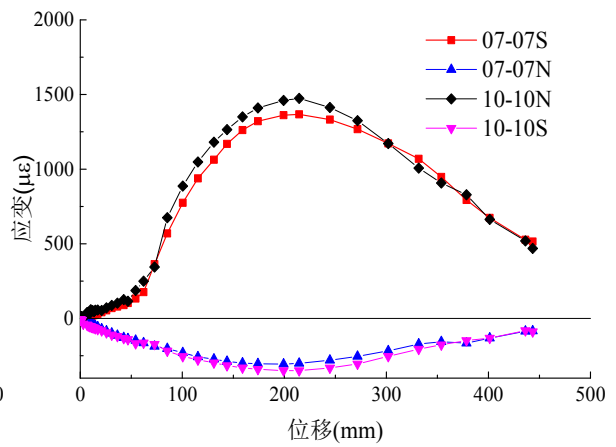
a) 边节点梁端截面



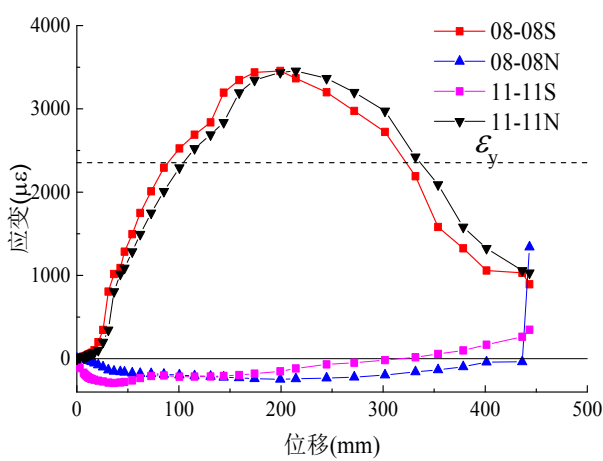
b) 框架梁跨中截面



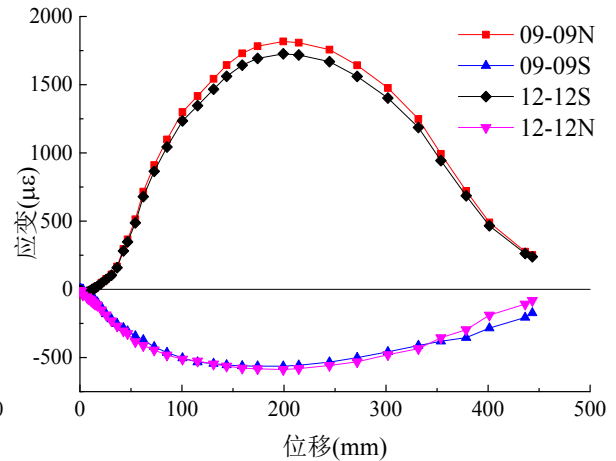
c) 中节点梁端截面



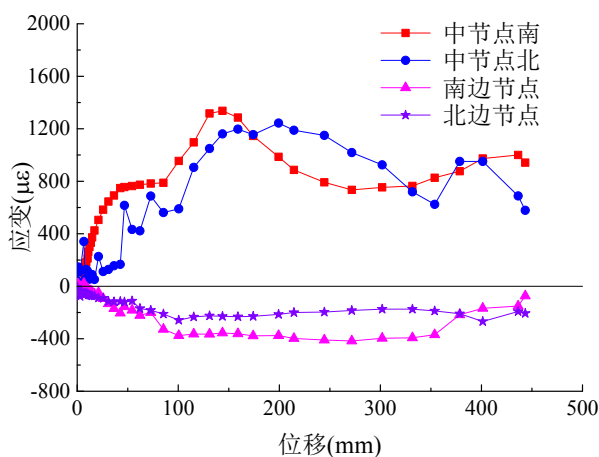
d) 边节点上柱端截面



e) 边节点下柱端截面



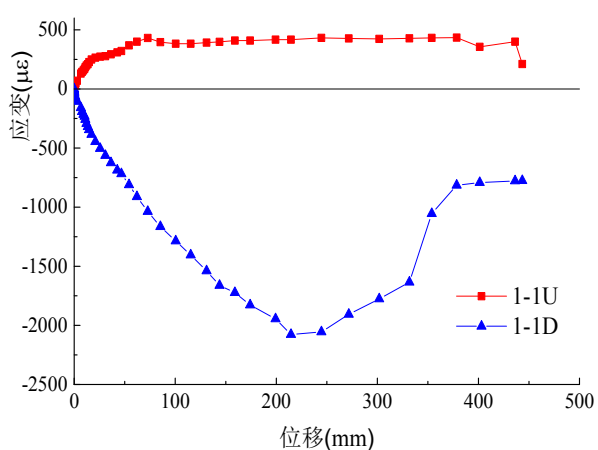
f) 边柱柱底截面



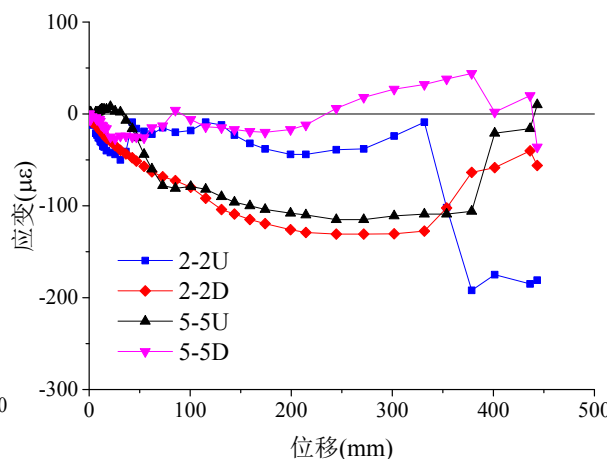
g) 牛腿截面

图 3.33 PC1 试件钢筋应变与中柱竖向位移的关系

图 3.34 为试件 PC1 各截面混凝土应变随中柱竖向位移的变化趋势。a)~c)为框架梁截面应变，梁端截面中靠近边柱截面上部(1-1U)受拉下部(1-1D)受压，靠近中柱截面上部(3-3U,4-4U)受压下部(3-3D,4-4D)受拉。梁端截面混凝土应变变化不大，可能是应变片旁边混凝土开裂造成的；梁跨中截面(2-2,5-5)钢筋应变值不大，整体来说呈受压状态。d)~f)为框架柱截面应变。节点上下截面混凝土应变变化趋势同钢筋应变变化相同，其中，边节点上截面外侧(10-10N)和边节点下截面外侧(8-8S)分别有一个应变片很快发生破坏，可能是裂缝穿过了应变片。柱底内侧截面(9-9N,12-12S)受拉应变较小，外侧截面(9-9S,12-12N)应变受压。



a) 边节点梁端截面



b) 框架梁跨中截面

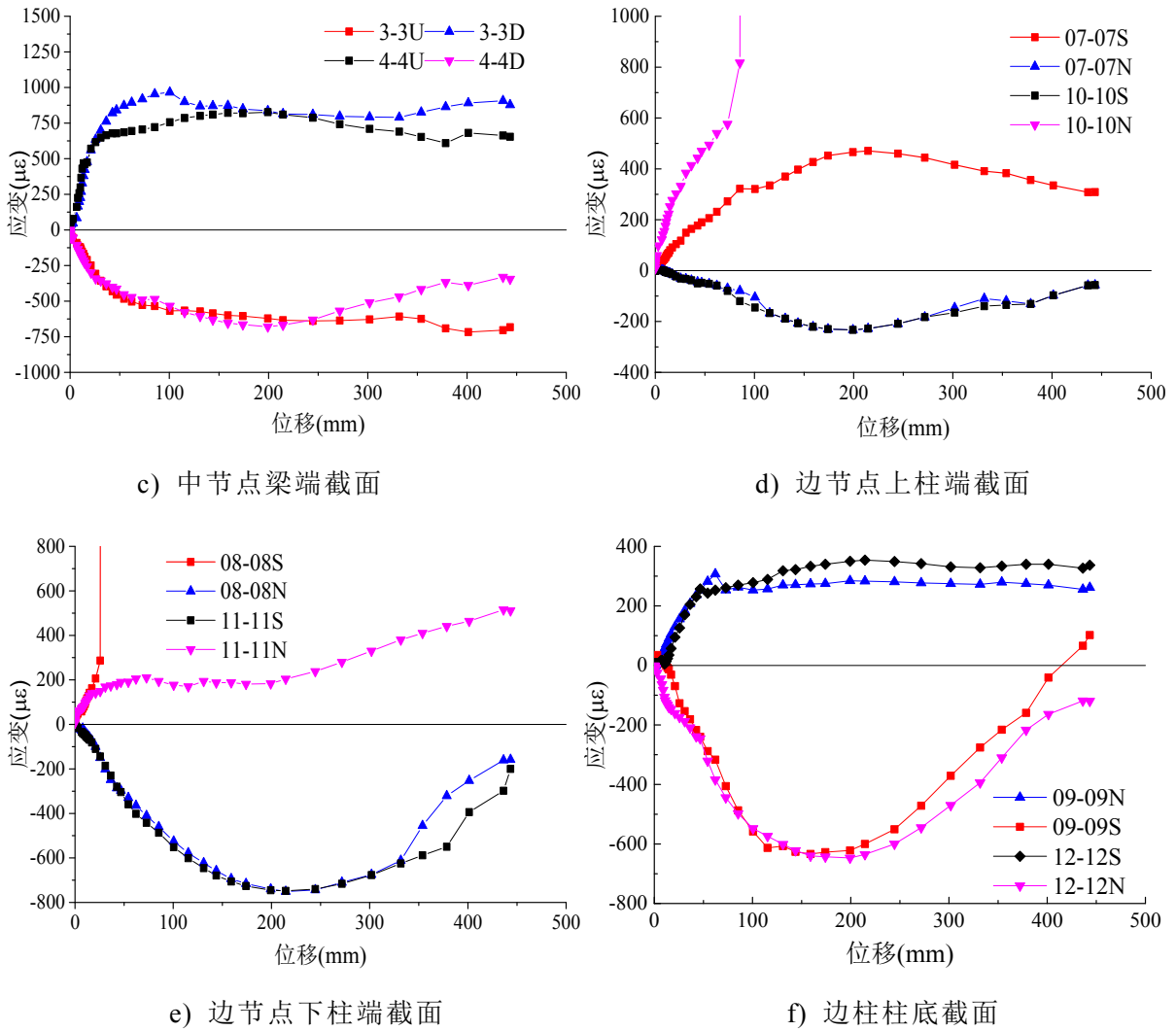
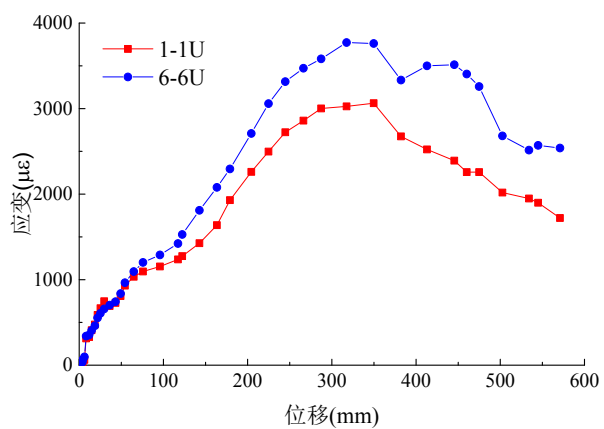


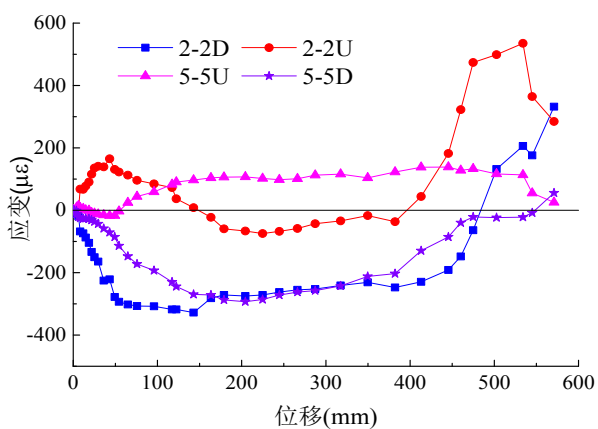
图 3.34 PC1 试件混凝土应变与中柱竖向位移的关系

3.4.3 PC2 试件测试应变

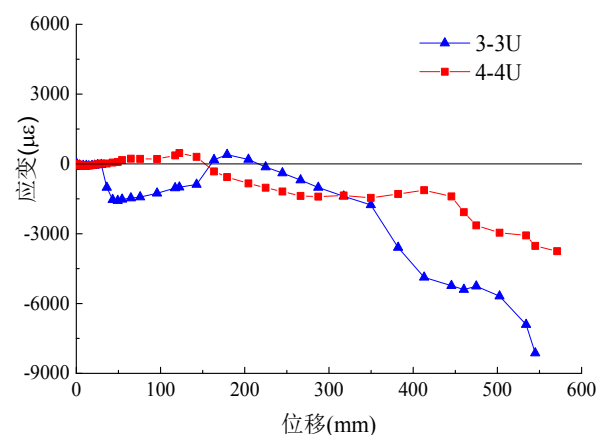
图 3.35 为 PC2 试件各截面钢筋应变。a)-c)为预制框架梁各截面钢筋应变，靠近边柱梁端截面上部(1-1U,6-6U)钢筋受拉，受拉应变达到屈服；靠近中柱梁端截面上部(3-3U,4-4U)钢筋试验过程中一直受压，受压应变同样达到屈服。梁跨中截面(2-2,5-5)钢筋应变不大，整体来说呈前期受压状态变，400mm 之后为受拉状态。d)-f)为预制框架柱各截面应变变化趋势图。节点上截面外侧(7-7S,10-10N)钢筋受拉，在 220mm 左右拉应变达到最大值，220mm 之后拉应变随着中柱竖向位移的增长逐渐变小，470mm 后变为受压。而节点上截面内侧(7-7N,10-10S)钢筋前期受压，在 435mm 由受压变为受拉。节点下截面(8-8,11-11)和柱底截面(9-9,12-12)钢筋应变变化趋势与节点上截面相同。框架柱各截面应变中，节点下截面受拉钢筋应变值最大，发生屈服。g)为预制框架柱牛腿截面钢筋应变变化图。中节点牛腿和边节点牛腿钢筋应变均为拉应变，应变值不大，维持在 $600\mu\epsilon$ 左右。在 450mm 之后，中节点牛腿应变明显变大。



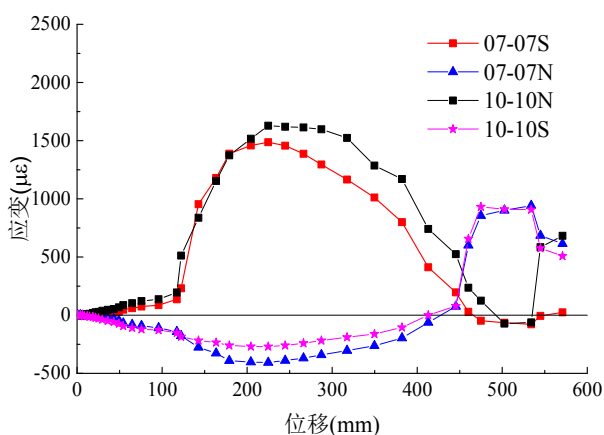
a) 边节点梁端截面



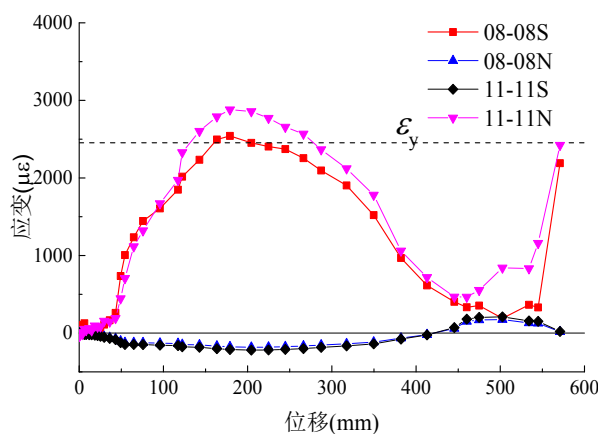
b) 框架梁跨中截面



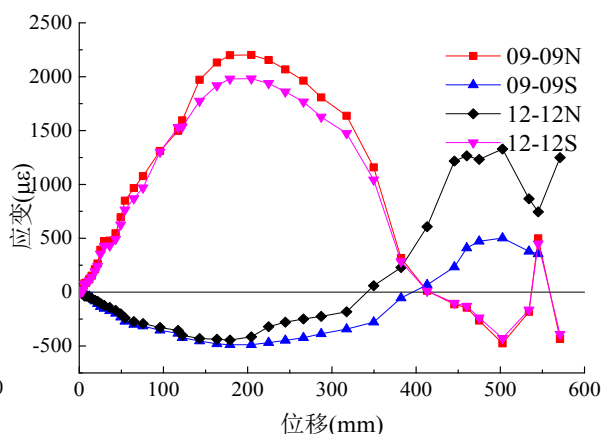
c) 中节点梁端截面



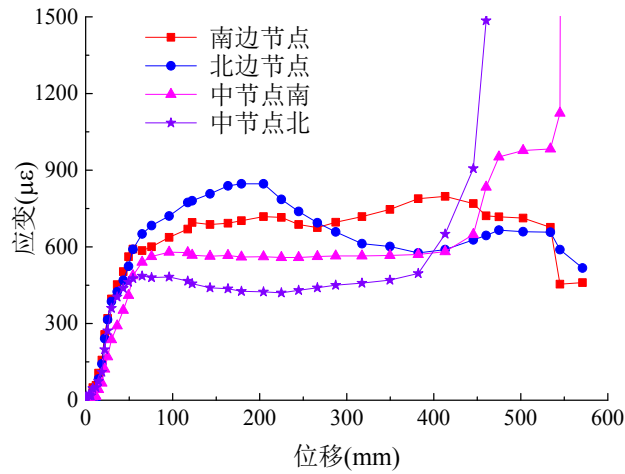
d) 边节点上柱端截面



e) 边节点下柱端截面

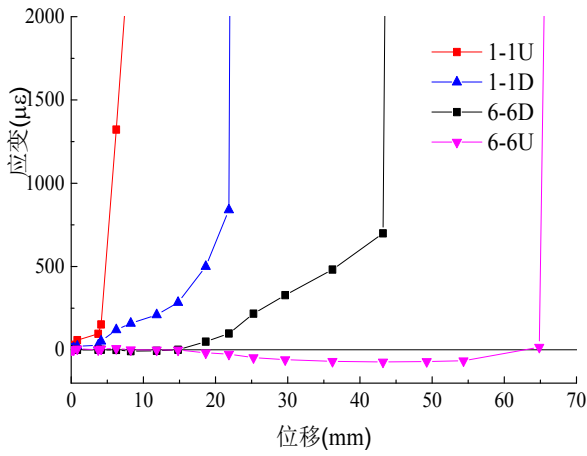


f) 边柱柱底截面

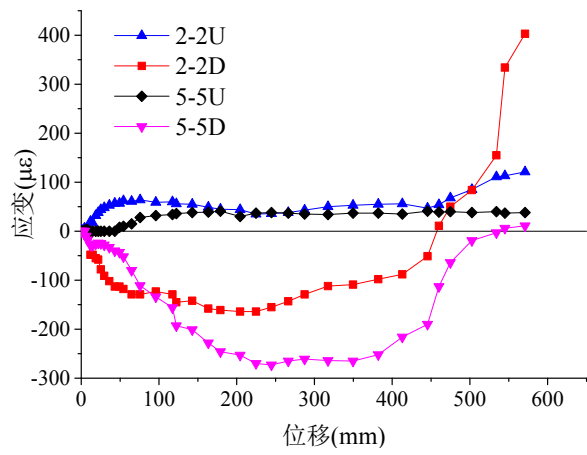


g) 牛腿截面

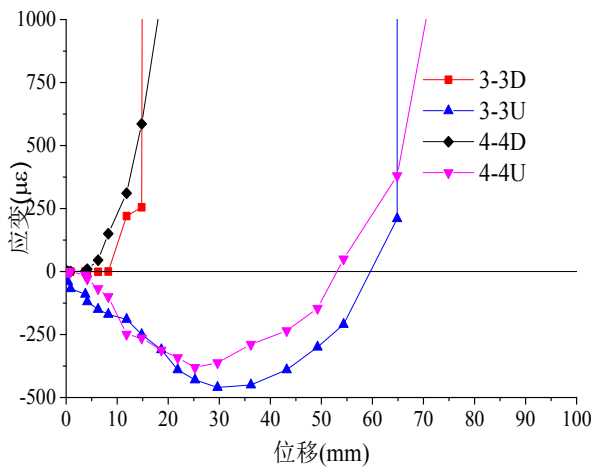
图 3.35 PC2 试件钢筋应变与中柱竖向位移的关系



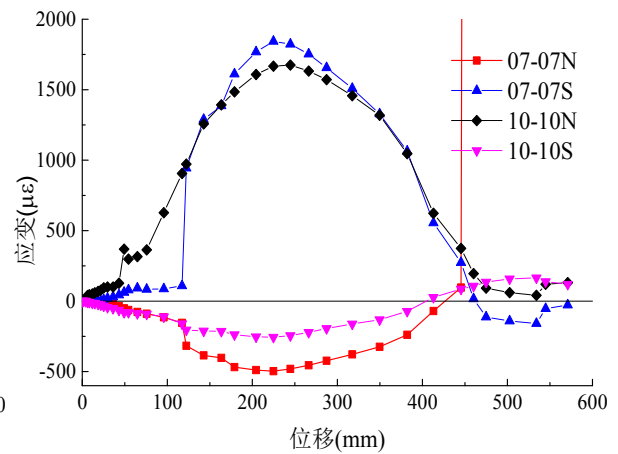
a) 边节点梁端截面



b) 框架梁跨中截面



c) 中节点梁端截面



d) 边节点上柱端截面

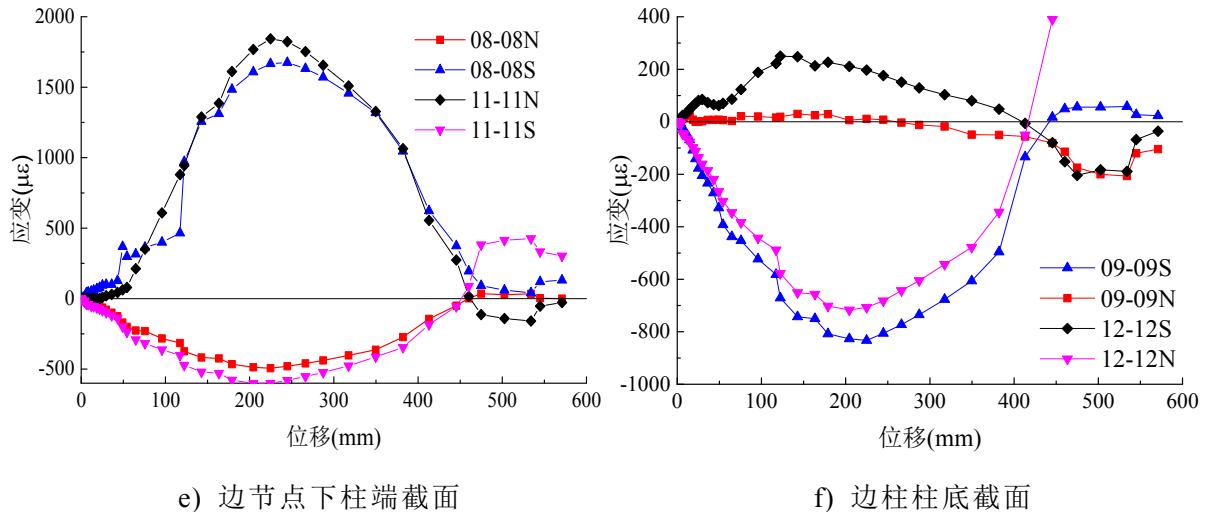


图 3.36 PC2 试件混凝土应变与中柱竖向位移的关系

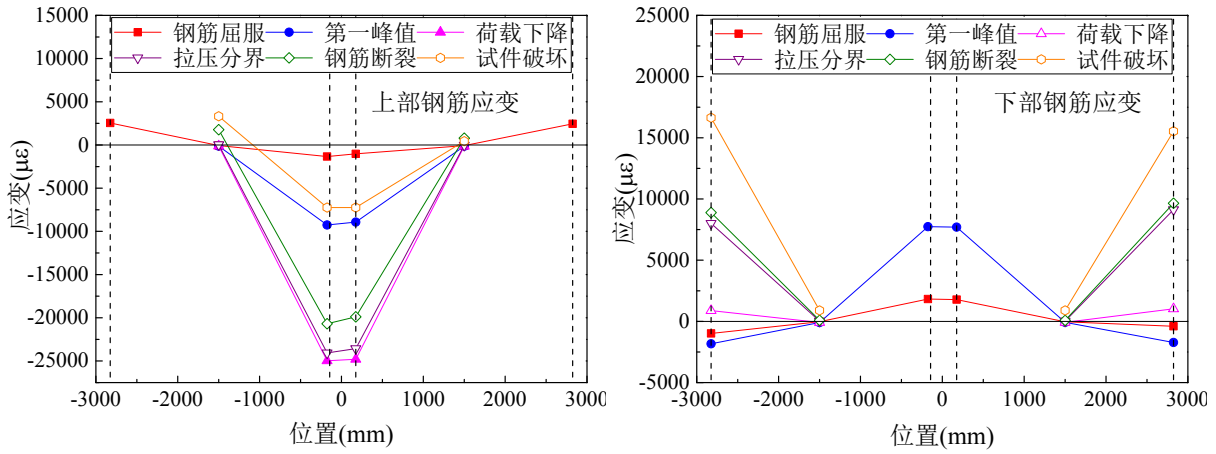
图 3.36 为试件 PC2 各截面混凝土应变随中柱竖向位移的变化趋势。a)~c)为框架梁截面应变，梁端截面混凝土应变变化较大，中柱位移 100mm 时梁端混凝土应变片就已失效，可能是裂缝穿过应变片造成的；梁跨中截面钢筋应变不大，整体来说呈受压状态。d)~f)为框架柱截面应变。节点上下截面混凝土应变变化趋势同钢筋应变变化相同，柱底内侧截面(9-9N,12-12S)拉应变较小，外侧截面(9-9S,12-12N) 压应变较大。

3.4.4 试件钢筋应变对比

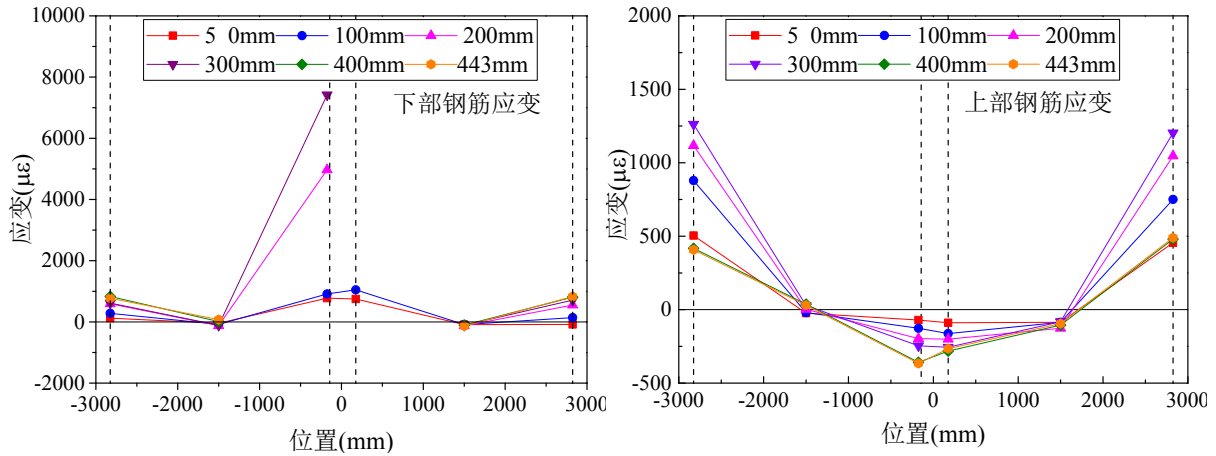
图 3.37 为试件框架梁各阶段应变变化图。图 3.37a)为 RC 试件框架梁上下部钢筋应变变形图，由图可以看出，试验开始前期，靠近边柱的梁端上部钢筋受拉，梁端下部钢筋受压，靠近中柱的梁端钢筋上部受压，梁端下部钢筋受拉。梁跨中截面钢筋变化很小，几乎为零。随着试验的推进，梁端应变变大，靠近边柱梁端上部钢筋应变在钢筋屈服过后增长迅速，应变片失效；靠近中柱梁端钢筋应变在第一峰值过后荷载下降至最低点时达到最大压应变，此后压应变逐渐变小。靠近边柱梁端下部钢筋在第一峰值荷载点达到最大压应变，近中柱梁端下部钢筋同样在第一峰值荷载点达到最大拉应变，峰值荷载之后，近中柱梁端下部钢筋应变发展过快，应变片失效；近边柱梁端下部钢筋应变逐渐减小，荷载下降至最低点时变成拉应变，在此之后拉应变逐渐变大，直至试件破坏。

图 3.37b)为 PC1 试件框架梁各截面在每个阶段的应变曲线。由图可以看出，试验开始前期，靠近边柱框架梁端上部和下部钢筋应变受拉；靠近中柱框架梁端钢筋上部钢筋受压，下部钢筋受拉。梁跨中钢筋应变在零点左右。随着试验的推移，梁端钢筋应变逐渐变大；靠近中柱框架梁端下部钢筋应变片在中柱位移为 100mm 之后就发生失效。图 3.37c)为 PC2 试件框架梁各位置各个阶段的应变曲线。由图可以看出，整个试验过程中，靠近边柱框架梁端钢筋受拉，靠近中柱框

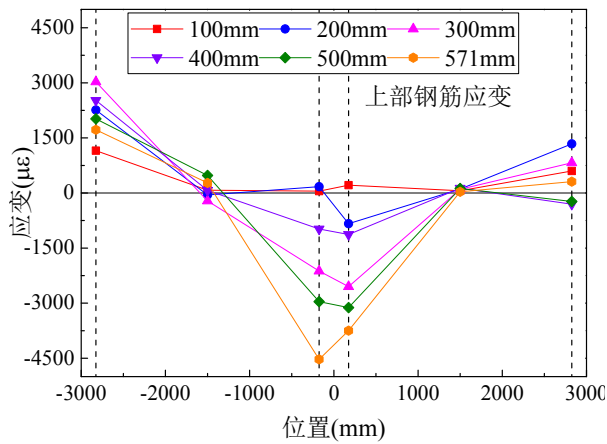
架梁端钢筋受压，并且随着试验的推进，梁端应变值逐渐变大；框架梁跨中应变基本在零点左右。可以看出，装配式 PC 试件与现浇 RC 试件应变有明显的不同，各位置的应变并没有随着试验的进行产生变号的现象。



a) RC 试件



b) PC1 试件



c) PC2 试件

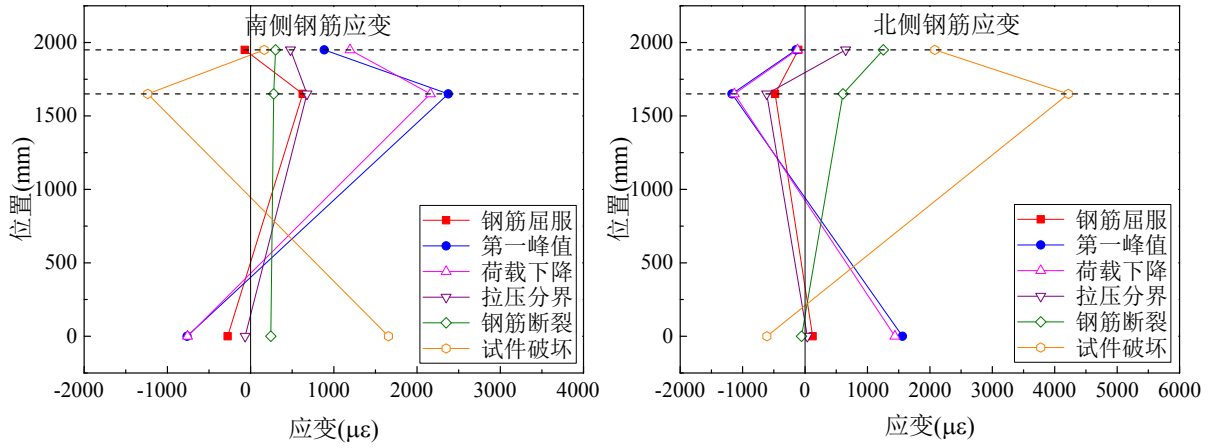
图 3.37 试件框架梁钢筋应变变化图

图 3.38 为 RC 试件框架边柱各截面各个阶段的钢筋应变曲线。a)为南侧框架

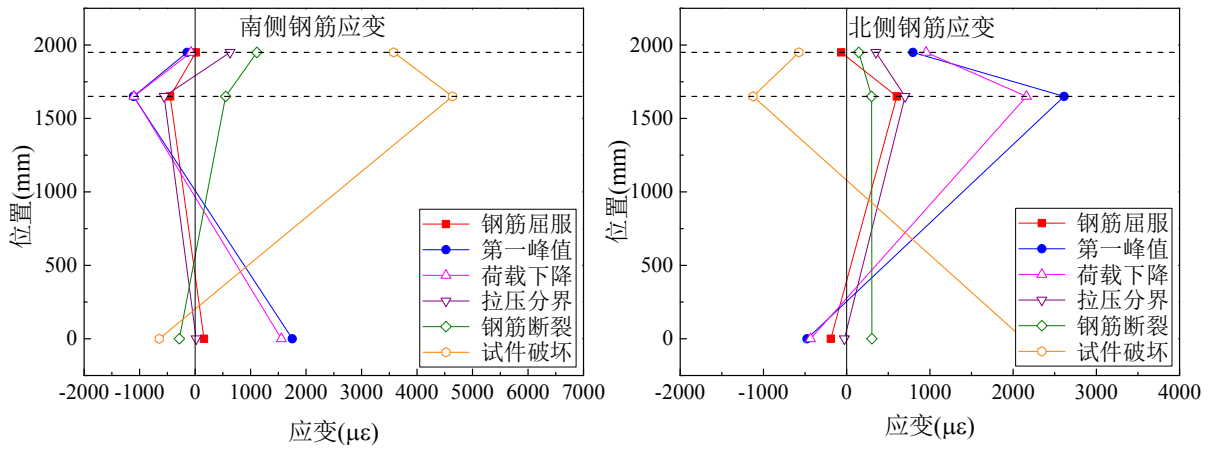
边柱应变曲线，其中，南侧钢筋在试验开始前期，节点上截面应变为负，节点下截面应变为正，柱底截面应变值为负。随着试验的推进，节点上截面钢筋应变变为正值，与节点下截面钢筋同向，拉应变逐渐增大，柱底截面钢筋受压，应变值逐渐变大。中柱施加荷载达到第一峰值荷载左右时，各位置的钢筋应变值达到最大值，随着中柱竖向位移的增加，各位置应变逐渐变小，首根钢筋断裂时应变值变号，柱底截面钢筋受拉，此后节点区域上下截面钢筋变为受压，并随着试验的进行，各位置应变逐渐变大，直至试件破坏。北侧钢筋各位置的应变变化则与南侧边钢筋应变的变化刚好相反，第一峰值荷载前，节点区域上下截面钢筋受压，柱底截面钢筋受拉，随着试验的进行，各位置钢筋应变号，节点上下截面钢筋变为受压，柱底截面钢筋变为受压，直至试验结束。b)为北侧框架边柱应变曲线。与南侧边柱应变所不同的是，北侧边柱应变与南侧同截面处钢筋应变符号相反，其余增长趋势相似，不再赘述。

图 3.39 为 PC1 试件南北两侧框架边柱各截面在试验各个阶段的应变曲线。a) 为 PC1 试件南侧边柱钢筋应变变化曲线，由图可以看出，整个试验阶段中，南侧节点上下截面钢筋受拉，柱底截面钢筋受压，北侧节点上下截面钢筋受压，柱底截面钢筋受拉，且随着试验的进行，各截面的应变逐渐增大，在中柱竖向位移为 200mm 时各截面应变均达到最大值，此后随着试验的推进，各截面应变逐渐变小，直至试验结束。b)为北侧边柱各截面各个阶段钢筋应变变化曲线。与南侧边柱应变相比，北侧边柱各位置点的应变符号相反，增长趋势相似，最大的不同在于北柱南侧钢筋节点下截面钢筋在试验后期变为受拉。

图 3.40 为 PC2 试件南北两侧框架边柱各截面在试验各个阶段的应变曲线。a) 为南侧框架边柱应变曲线。南侧钢筋在试验开始前期，节点上截面应变为负，节点下截面应变为正，柱底截面钢筋应变值为负。随着试验的推进，节点上截面钢筋应变变为正值，与节点下截面钢筋同向，柱底截面钢筋受压，各截面应变值逐渐变大。中柱施加荷载达到第一峰值荷载时，各截面的钢筋应变值达到最大值，随着中柱竖向位移的增加，各截面应变逐渐变小，此后应变值变号，节点上下截面钢筋受压，柱底截面钢筋受拉，并随着试验的进行，应变逐渐变大，直至试件破坏。北侧钢筋各位置的应变变化则与南侧边钢筋应变的变化刚好相反，不同的是，南侧边柱北侧钢筋节点区域上部钢筋应变大于下部钢筋。b)为北侧框架边柱应变曲线。与南侧边柱应变所不同的是，北侧边柱应变与南侧同位置处钢筋应变符号相反，其余增长趋势相似。

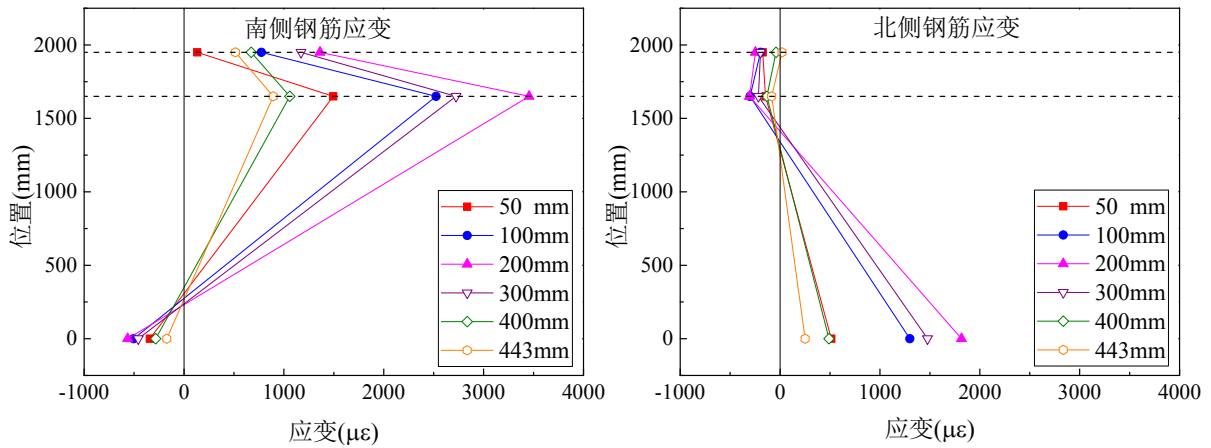


a) 南侧边柱

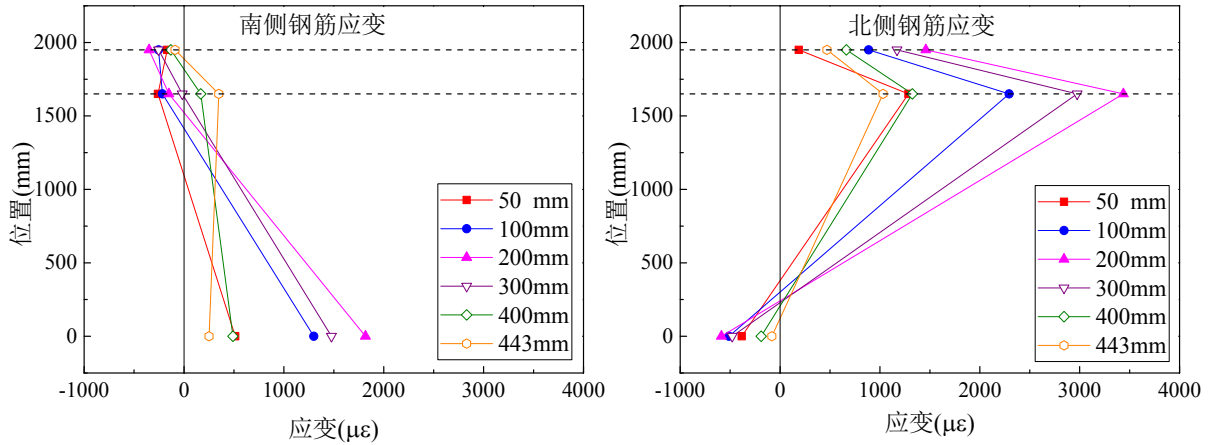


b) 北侧边柱

图 3.38 RC 试件框架边柱钢筋应变变化图

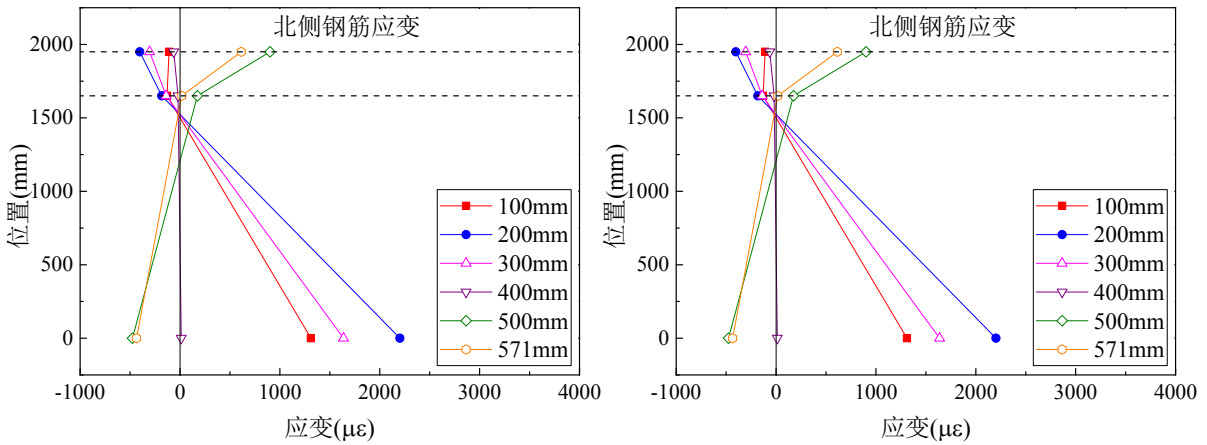


a) 南侧边柱

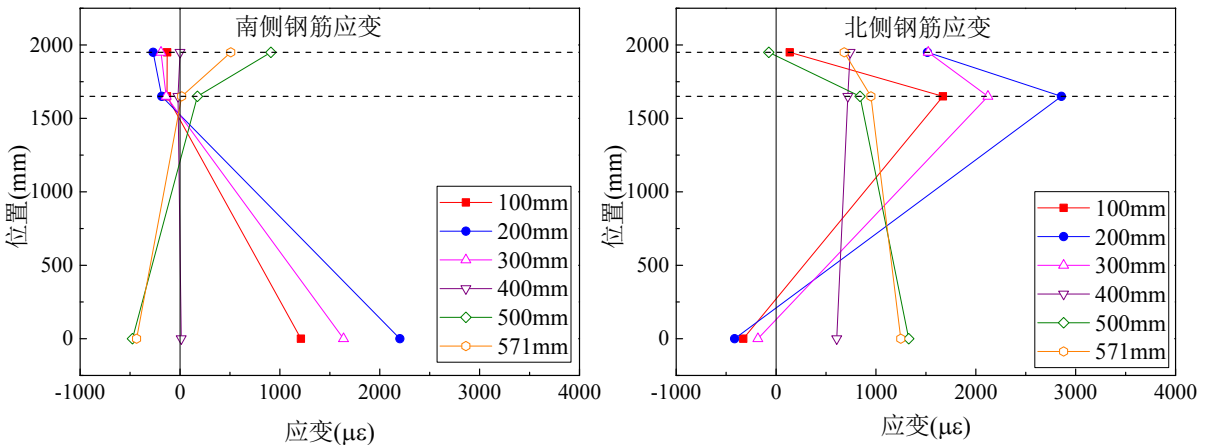


b) 北侧边柱

图 3.39 PC1 试件框架边柱钢筋应变变化图



a) 南侧边柱



b) 北侧边柱

图 3.40 PC2 试件框架边柱钢筋应变变化图

图 3.38-3.40 中可以看到，试件 PC1 在整个试验阶段边柱各截面钢筋应变没有产生变号的现象，而 RC 试件和 PC2 试件在试验过程中各截面钢筋应变产生了变号现象。这是因为 PC1 只有压拱效应阶段，没有产生悬索效应阶段，所以边柱

只有向框架外的移动,没有产生向框架内部的位移。RC 试件框架边柱下节点内侧钢筋在悬索效应阶段受拉屈服,而 PC 试件框架柱下节点外侧钢筋在压拱效应阶段受拉屈服。

3.5 试件裂缝发展及破坏模式

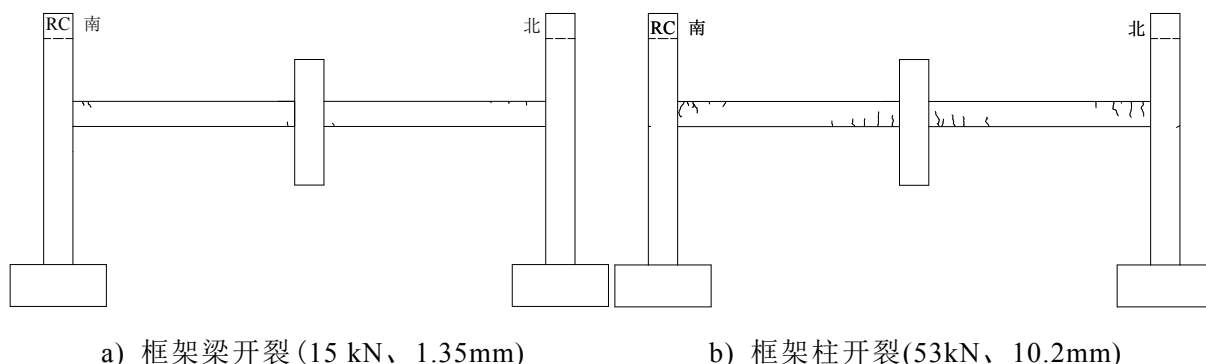
3.5.1 RC 试件裂缝发展及试验现象

3.5.1.1 压拱效应阶段裂缝图

图 3.41 为 RC 试件压拱效应阶段的裂缝发展图。RC 试件加载至 15kN 时,框架梁出现裂缝,如图 3.41a)所示,此时中柱竖向位移为 1.35mm。卸载达 18kN 时,1 号千斤顶(16t)与中柱下端面脱离,卸载完毕。接着采用 2 号千斤顶(30t)在中柱上端加载,加载荷载调整为每级 5kN。施加荷载至 53kN 时,南北两侧边柱靠框架外侧(南边柱南侧,北边柱北侧)出现裂缝,其位置在梁柱节点区域下部,如图 3.41b)所示,此时中柱竖向位移为 10.2mm。之后梁端出现新的裂缝,并逐渐发展,加宽延伸。当中柱竖向位移达到 18.85mm 时,梁端钢筋首次达到屈服,中柱施加荷载为 78kN。此时 RC 试件裂缝左右对称,裂缝集中在框架梁端和边柱节点外侧。梁端出现了多条裂缝,呈现垂直于框架梁轴线的裂缝,如图 3.41c)所示。

随着中柱施加荷载的增大,框架柱身裂缝继续延伸,施加荷载为 108kN 时北侧框架边柱柱底出现裂缝,如图 3.41d)所示,而南侧边柱相同位置处出现裂缝时中柱施加荷载为 113kN,边柱柱底裂缝出现在框架内侧(南边柱北侧,北边柱南侧)。当中柱竖向位移为 130.9mm 时,中柱施加荷载到达峰值 119kN,此时裂缝如图 3.41e)所示,框架梁身裂缝延伸,南北两侧框架梁裂缝对称发展。框架边柱裂缝增多,北侧边柱裂缝多于南侧边柱。

当中柱竖向位移为 290.4mm 时,中柱施加荷载由峰值降为 109.7kN,框架梁身裂缝继续发展,裂缝出现区域约为框架梁端 1/3 处,出现较宽的主裂缝,均为斜向裂缝。框架梁跨中 1/3 区域未出现裂缝,如图 3.41f)所示。框架边柱裂缝主要集中在梁柱节点及以下 1/2 柱高位置处,为边柱外侧受拉,边柱下端内侧同时出现了数条裂缝。



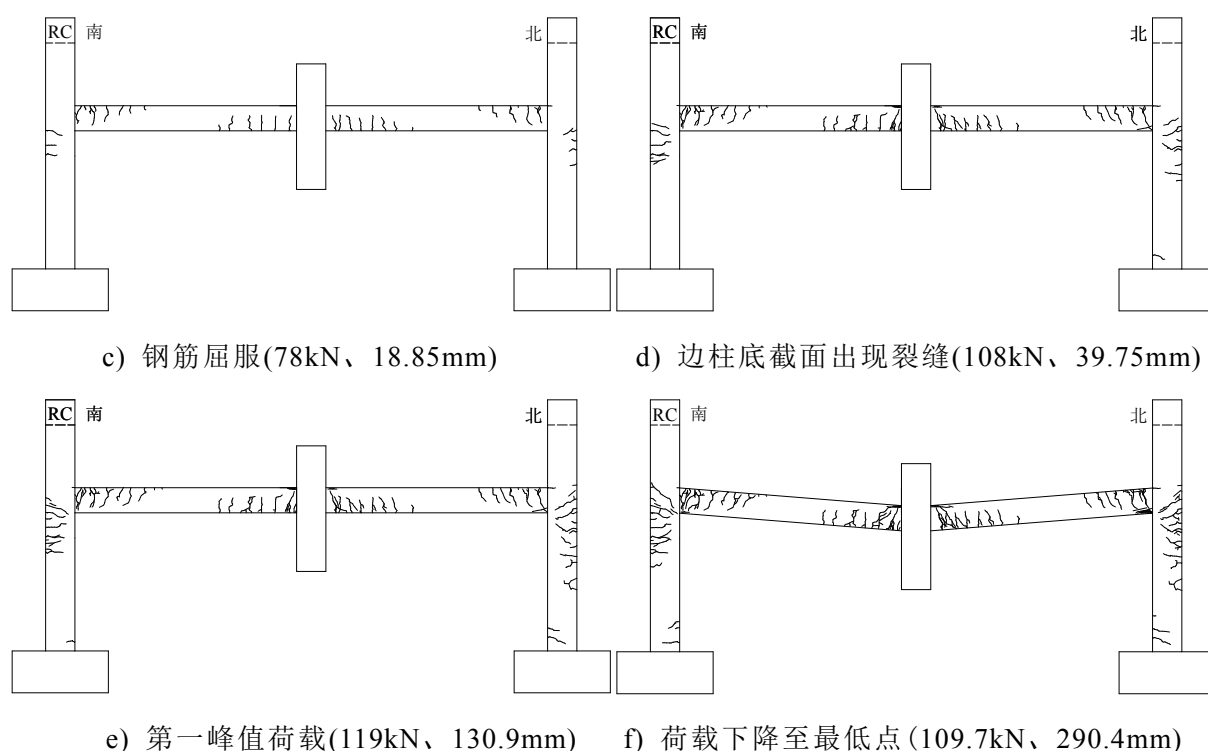


图 3.41 RC 试件拱效应阶段裂缝图

3.5.1.2 悬链线效应阶段裂缝图

图 3.42 为 RC 框架子结构悬链线效应阶段的裂缝发展图。图 3.42a)为边节点位移向框架外的移动转向框架内的移动的分界点，此时框架梁端裂缝沿梁高继续延伸，梁跨中截面没有出现明显的裂缝，梁端受压区混凝土表面出现起皮现象，南北框架梁裂缝图基本对称。框架边柱裂缝基本没有变化，这与框架边柱向外的位移减小有关。

中柱竖向位移到达 441.7mm 时，南侧框架梁靠近中柱处下部一根钢筋发生断裂，试件全身出现多条裂缝，南侧框架梁跨中出现数条沿梁高通长的裂缝，如图 3.42b)所示，北侧框架梁裂缝向跨中扩展，南北框架梁裂缝存在差异，不完全对称。框架边柱节点梁柱连接面处裂缝有所发展，南侧边柱柱底外侧出现一条裂缝，说明南侧边柱柱底由之前的受压变为受拉状态。图 3.42c)为北侧框架梁靠近中柱下部一根钢筋发生断裂时的裂缝图。钢筋断裂后，北侧框架梁跨中出现数条沿梁高通长的裂缝，南侧框架梁裂缝也有所发展。框架梁出现整体均匀受拉的裂缝图。框架边柱裂缝发展明显，边柱外侧裂缝向柱底方向扩展，南北两侧边柱柱底外侧出现多条受拉裂缝。中柱竖向位移为 507.6mm 时，靠近中柱处南侧框架梁下部第二根钢筋发生断裂，裂缝图如图 3.42d)所示。南北框架梁裂缝更加均匀，梁通长受拉，框架柱裂缝继续发展。

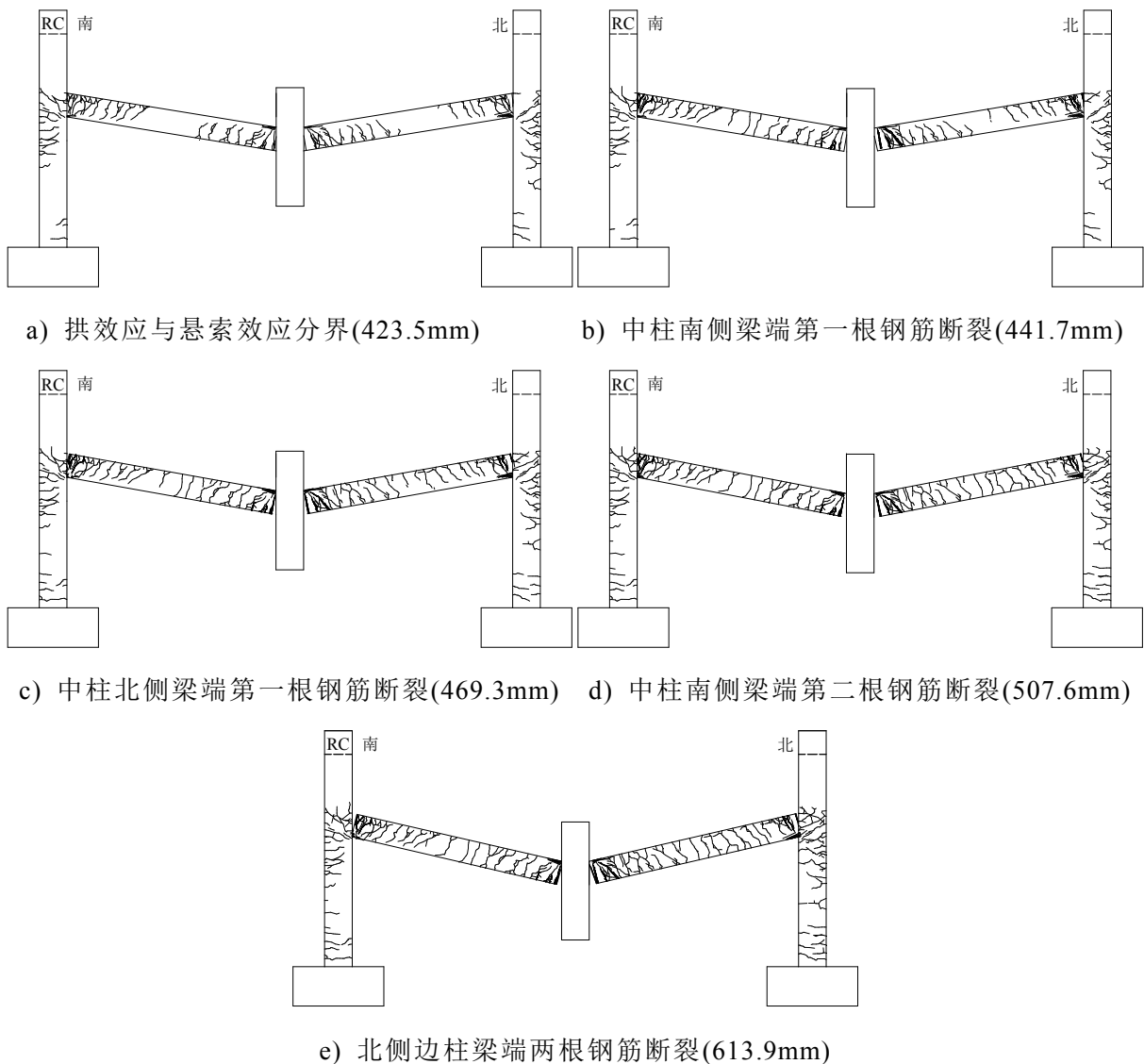


图 3.42 RC 试件悬索效应阶段裂缝图

图 3.42e)为 RC 试件破坏时裂缝图。可以看出，在整个框架梁身均出现了贯穿梁高的裂缝，尤其是在拱效应阶段没有出现裂缝的梁跨中 1/3 段也出现了裂缝，说明整根框架梁受到了沿梁轴的拉力。相比于南侧框架梁身裂缝，北侧梁身裂缝发展更加均匀、数目更多。在整个梁身区域出现比较均匀的裂缝，这种差异主要是中柱南北两侧梁钢筋断裂不对称造成的。南侧框架边柱的裂缝图中，与拱效应阶段裂缝所不同的是，梁柱节点区域出现了许多的交叉裂缝，并且柱身南侧又出现了多条裂缝，尤其是柱底截面处，由边柱北侧受拉变为南侧受拉，这是因为框架边柱节点向框架内部位移，试件由拱效应阶段转为悬链线阶段形成的。北侧边柱裂缝发展与南侧边柱有相同的规律，不同的是，北侧边柱梁柱节点下部区域有许多贯穿整根柱截面的裂缝。对比南北侧边柱裂缝图，可以看出，南北两侧边柱裂缝呈现对称性，说明在整个过程中，试件约束和受力均是对称的。

3.5.1.3 RC 试件破坏模式

图 3.43 为 RC 试件节点破坏模式。试件破坏时总共拉断 5 根钢筋，其中中节点南侧下端两根钢筋均被拉断，中节点北侧下端有一根钢筋拉断，北侧边节点上部两根钢筋断裂。梁端与框架柱的接触面处出现了很大的裂缝，尤其是靠近中柱处的梁柱接触面处，这是因为在此位置处梁钢筋被拉断后，混凝土迅速张开。靠近边柱梁端下部区域和靠近中柱梁端上部区域混凝土被压溃。

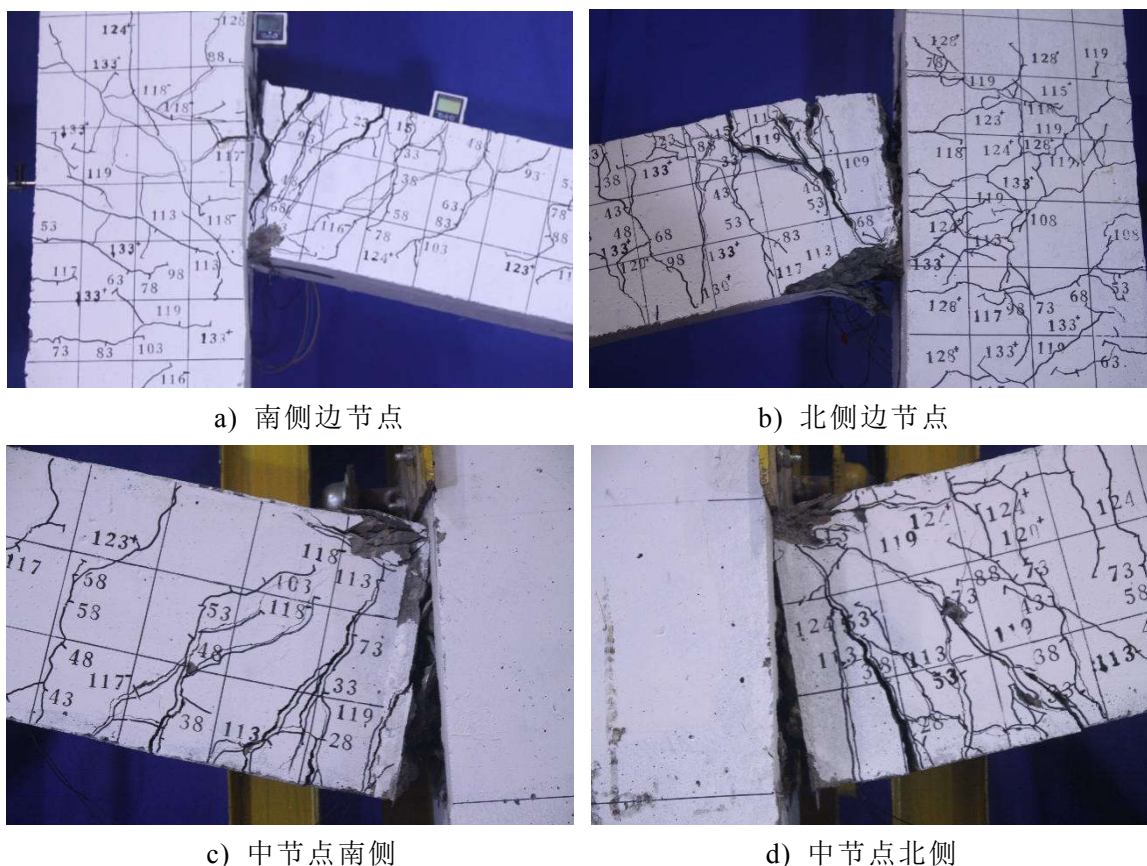


图 3.43 RC 试件破坏模式图

3.5.2 PC1 试件裂缝发展及试验现象

3.5.2.1 试件裂缝发展图

图 3.44 为 PC1 试件试验过程中的裂缝发展图。图 4.44a) 为试件各个位置开裂后的裂缝图。PC1 试件卸载至 18kN 时，试件南北两侧预制框架梁与中柱牛腿上表面的交接处出现了裂缝，此时中柱竖向位移为 2.9mm。在荷载为 22kN 时，靠近南侧边柱梁柱节点的框架梁上部出现裂缝，荷载为 26kN 时靠近北侧边柱梁柱节点的框架梁下部与牛腿连接面出现裂缝。荷载施加至 55kN 时，南北两侧边柱靠框架外侧（南边柱南侧，北边柱北侧）出现裂缝，其位置在梁柱节点区域下部，此时中柱竖向位移为 30.9mm。随着中柱施加荷载的继续增大，框架柱身裂缝继续延伸，施加荷载为 73kN 时北侧框架边柱靠近基础梁处出现裂缝，而南侧边柱相同位置处出现裂缝时中柱施加荷载为 83kN。其裂缝出现在靠近框架内侧(南边柱

北侧，北边柱南侧)。

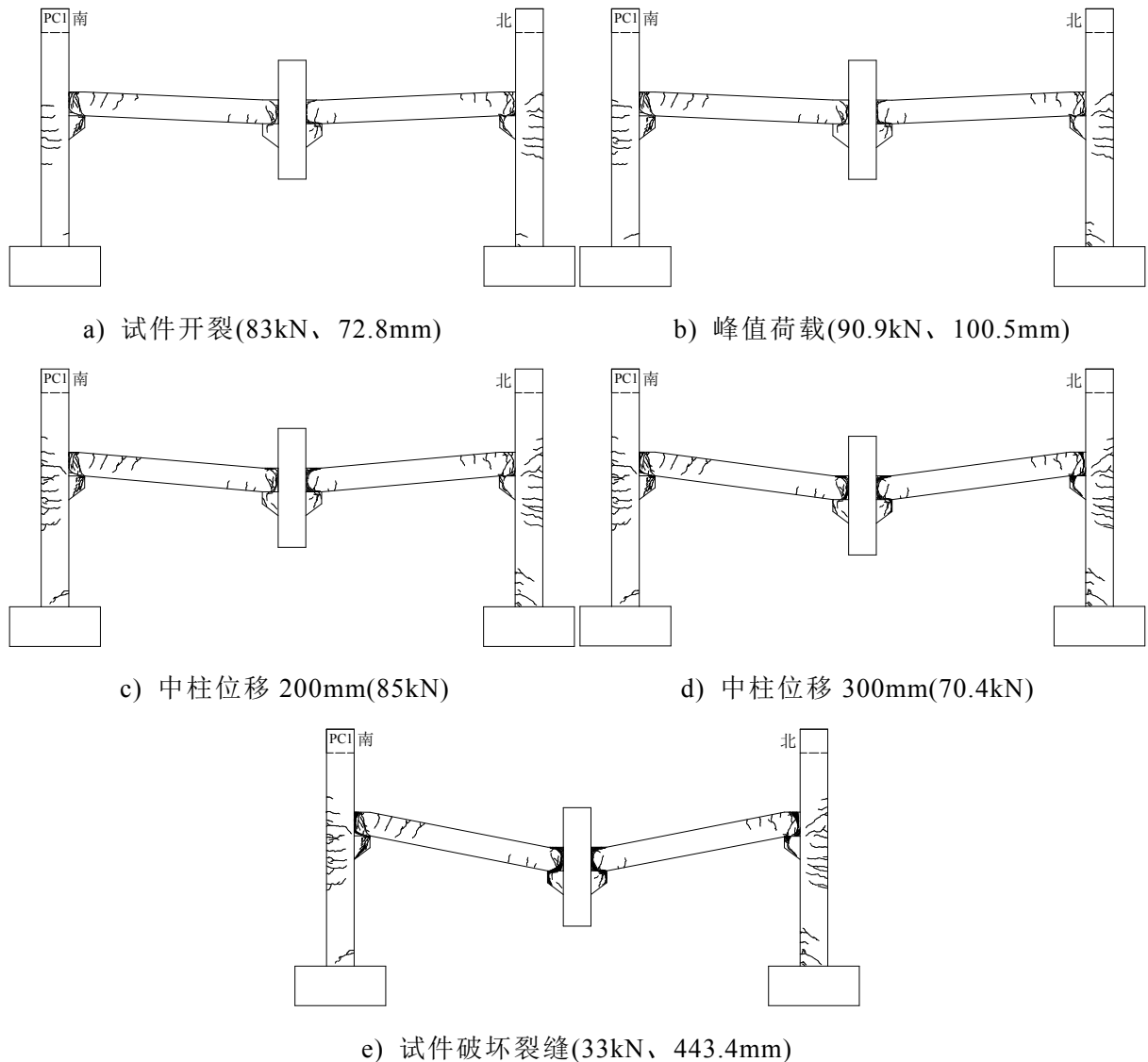


图 3.44 PC1 试件裂缝发展图

图 3.44b)为 PC1 试件峰值荷载点裂缝图。当中柱竖向位移为 100.5mm 时，中柱施加荷载到达峰值 90.9kN。预制梁柱交接面处梁端表面混凝土出现起皮现象，框架边柱裂缝延伸，南北两侧边柱柱底框架内侧裂缝数量变多、长度变长。图 3.44c)-d)分别为 PC1 试件中柱竖向位移为 200mm 和 300mm 时的裂缝图。在柱底截面位置处出现多条新的裂缝，且裂缝逐渐延伸。梁身没有出现太多新的裂缝，梁身变形主要集中在梁端节点，梁端主裂缝加宽。

图 3.44e)为 PC1 试件破坏裂缝图。中柱竖向位移 100.5mm 后，中柱施加荷载逐渐降低，梁柱连接节点弯矩传递能力降低，预制框架梁梁端混凝土逐渐被压溃，牛腿表面混凝土脱落。框架边柱外侧混凝土裂缝逐渐延伸，并有新的裂缝出现，而框架梁身的裂缝全部集中在梁端连接区。图中可以看出，整个框架梁身的裂缝并不多，没有贯穿于整个梁截面的裂缝，尤其是梁跨中 1/3 段，未出现裂缝，说明整根框架梁受力主要集中在梁端连接处，梁端与框架柱的接触面处的混凝土被完

全压溃，发生脱落。边柱外侧出现了多条裂缝，集中在牛腿上下位置处，说明边柱受到的框架梁的作用通过牛腿传递给边柱。牛腿外侧混凝土脱落。预制框架梁端混凝土被压溃，同中节点处梁端一样，边柱处梁端下部混凝土被压溃，并发生脱落。节点发生较大的转动，传递荷载的能力降低。

3.5.2.2 PC1 试件破坏模式

图 3.45 为 PC1 试件破坏模式图。中节点牛腿表面混凝土全部脱落，牛腿钢筋暴露。靠近中柱两侧的角型钢板被梁柱节点的转动挤压的发生翘起。边节点连接区混凝土完全破坏，发生脱落，整个框架梁端变成了可以发生转动的铰机构。除了梁端的混凝土破坏，其他位置处的混凝土裂缝没有发生很大的变化。在中柱竖向位移分别为 353.8mm、378.5mm、406mm 和 443.4mm 时南北两侧边柱与预制框架梁连接处，插梢钢筋被角型钢板陆续剪断，导致试件破坏。

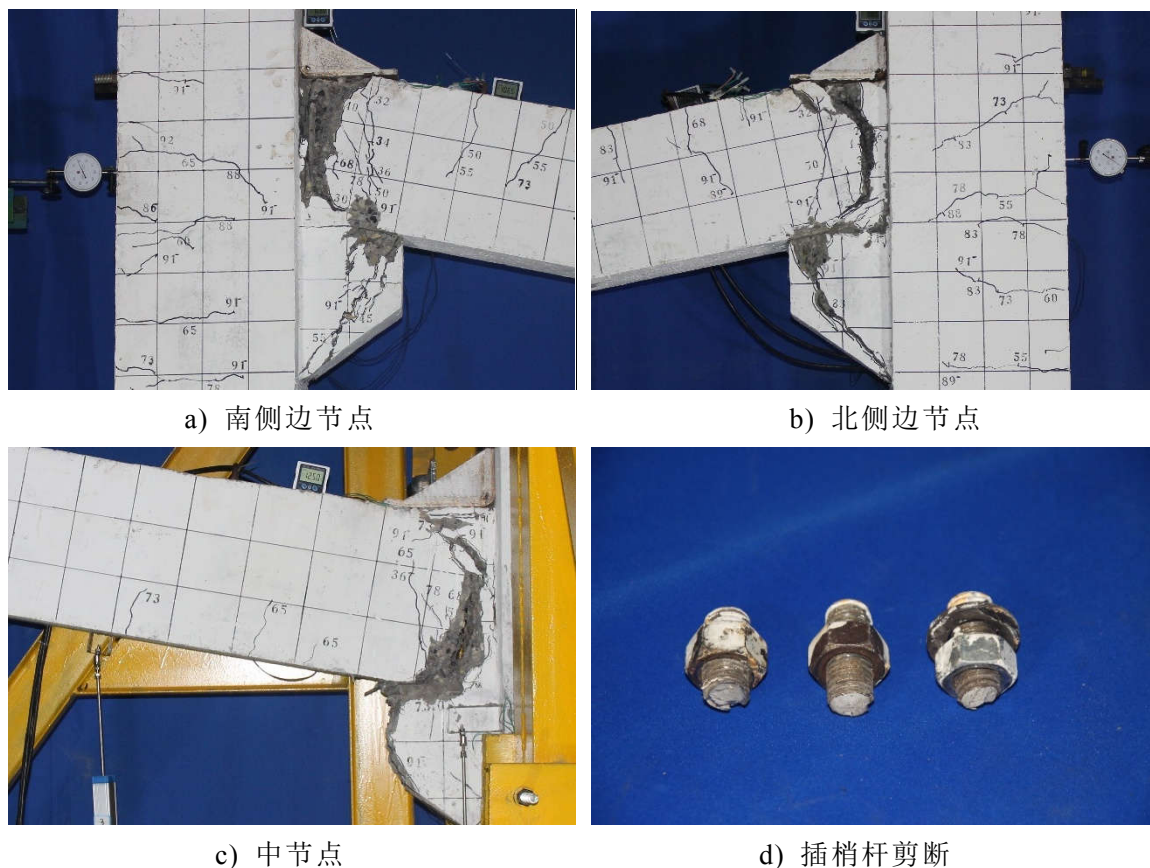


图 3.45 PC1 试件破坏模式图

3.5.3 PC2 试件裂缝发展及试验现象

3.5.3.1 压拱效应阶段裂缝图

图 3.46a)为 PC2 试件框架梁开裂图。PC2 试件卸载至 15kN 时，试件南北两侧预制框架梁与中柱牛腿外表面的交接处出现了裂缝，此时中柱竖向位移为 0.85mm。在荷载为 25kN 时，靠近南侧边柱节点的框架梁上部出现裂缝，靠近北

侧边柱节点的框架梁下部与牛腿上表面连接处出现裂缝。荷载加载至 30kN 时靠近北侧边柱节点的框架梁上部开裂。

荷载施加至 65kN 时，南北两侧边柱靠框架外侧对称开裂，其位置在边柱牛腿根部对应的截面处，此时中柱竖向位移为 25.25mm。牛腿为子结构压拱效应的拱脚位置，是荷载传递的路径。随着中柱施加荷载的继续增大，框架柱身裂缝继续延伸，施加荷载为 55kN 时北侧框架边柱柱底出现多条裂缝，而南侧边柱相同位置处出现裂缝时中柱施加荷载为 70kN，其裂缝出现在靠近框架内侧(南边柱北侧，北边柱南侧)，如图 3.46b)所示。

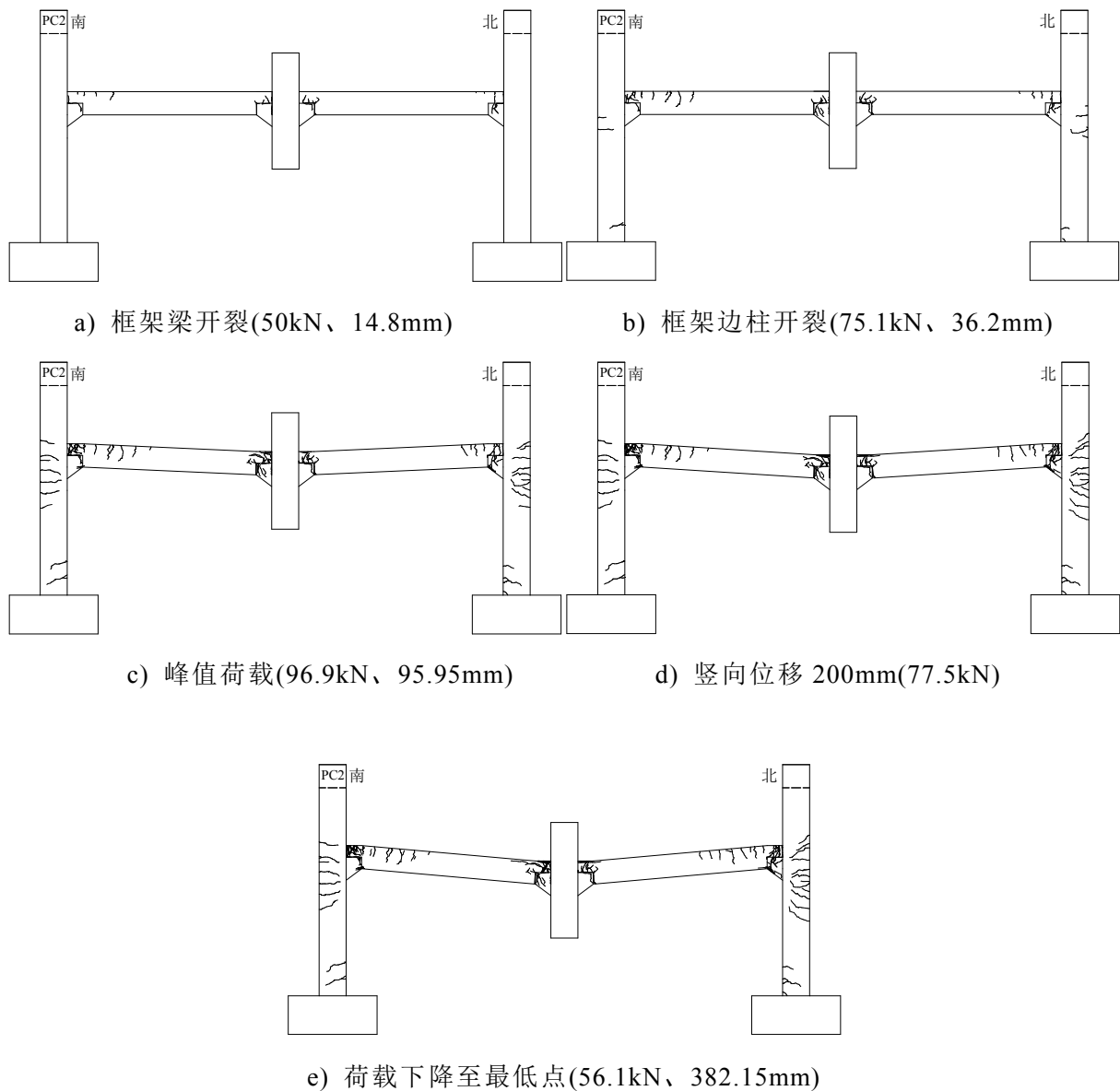


图 3.46 PC2 试件拱效应阶段裂缝图

当中柱竖向位移为 95.95mm 时，中柱施加荷载到达峰值 96.9kN，框架梁身裂缝继续延伸。如图 3.46c)所示，南侧框架梁梁端出现了多条裂缝，集中在梁端 300mm 范围内。牛腿出现斜向 45 度角裂缝，框架梁与牛腿连接面逐渐张开。北侧框架梁裂缝发展规律与南侧框架梁相同，但牛腿出现的裂缝明显少于中柱靠近

南侧的牛腿。南北两侧边柱的裂缝主要集中于牛腿及以下的位置，说明牛腿主要受压，是压力传递的主要路径；框架梁端裂缝集中在框架梁端上部受拉区域，相比较中节点梁端比较集中的裂缝，边节点梁端受拉区域范围更广，裂缝分布广。图 3.46d)为中柱竖向位移 200mm 时的裂缝图，北柱边节点梁端和柱端出现多条裂缝，南北框架梁梁端混凝土裂缝变多，靠近中柱梁端上部混凝土受压起皮。图 3.46e)，中柱位移为 382.15mm 时，中柱施加荷载降为最低点，边柱裂缝继续延伸，梁端混凝土裂缝相互交叉，企口处混凝土受压破坏，有混凝土渣掉落。梁身裂缝集中在梁端区域，梁跨中未出现任何裂缝；柱身裂缝主要集中于边柱节点外侧区域。

3.5.3.2 悬链线阶段裂缝图

当中柱竖向位移为 434.08mm 时，中柱施加荷载由峰值降为 63.3kN，框架梁身裂缝继续发展，裂缝出现区域约为框架梁端。牛腿与框架梁的连接面张开很大的间隙，角型钢板与牛腿之间的框架梁企口混凝土出现多条压溃裂缝。框架梁跨中 1/3 区域未出现裂缝，如图 3.47a)所示。框架边柱裂缝主要集中在梁柱节点及向下 1/2 柱高位置处，为边柱外侧受拉。边柱下端内侧同时出现了数条裂缝。

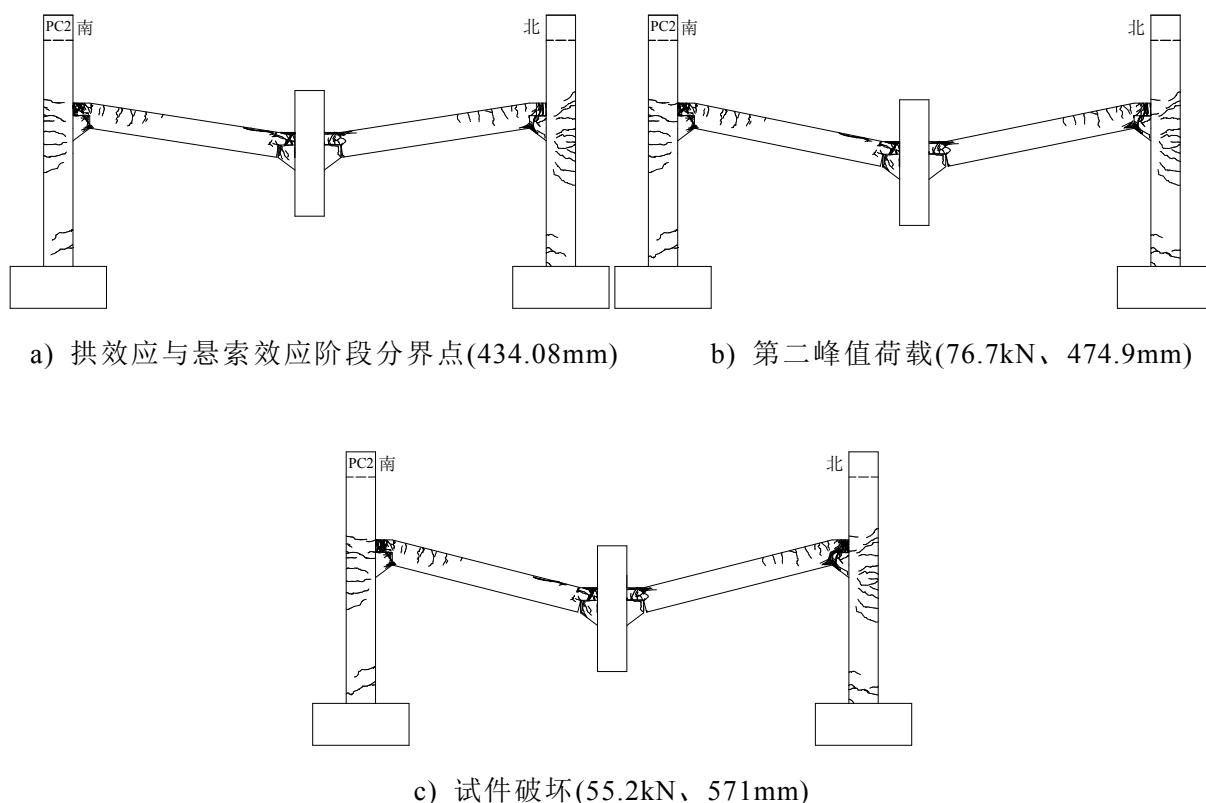


图 3.47 PC2 试件悬索效应阶段裂缝图

中柱竖向位移达到 474.9mm 时，施加荷载由最低点逐渐升高至第二峰值荷载 76.7kN。如图 3.47b)所示，子结构梁柱连接处发生破坏，预制框架梁端混凝土被压溃，牛腿外表面混凝土脱落。框架边柱外侧混凝土裂缝继续延伸，并有新的裂

缝出现，而框架梁身的裂缝全部集中在梁端连接处。随着中柱竖向位移的增加，牛腿表面混凝土全部脱落，牛腿钢筋暴露。靠近中柱两侧的角型钢板被梁柱节点的转动挤压发生翘起。

图 3.47c)为 PC2 试件最终破坏时的裂缝图，可以看出，整个框架梁身的跨中截面裂缝并不多，没有贯穿于整个梁截面的裂缝，尤其是梁身跨中 1/3 段，未出现任何裂缝，说明整根框架梁受力主要集中在梁端连接处。除了梁端的混凝土破坏，其他位置处的混凝土裂缝没有发生很大的变化。边柱外侧出现了多条裂缝，主要集中在牛腿上下位置处，说明边柱受到的框架梁的作用通过牛腿传递给边柱。

3.5.3.3 PC2 试件破坏模式

图 3.48 为 PC2 试件破坏时的裂缝图。牛腿外侧混凝土被压溃，有混凝土渣掉落。预制框架梁端混凝土被压溃，同中节点处梁端一样，边柱处梁端混凝土被压溃，发生脱落。中柱南北两侧框架梁下部企口与框架中柱牛腿的外接触面处的混凝土张开，只有牛腿与角型钢板之间的混凝土梁还有传递内力的能力。整个框架梁端变成了可以发生转动的铰机构。

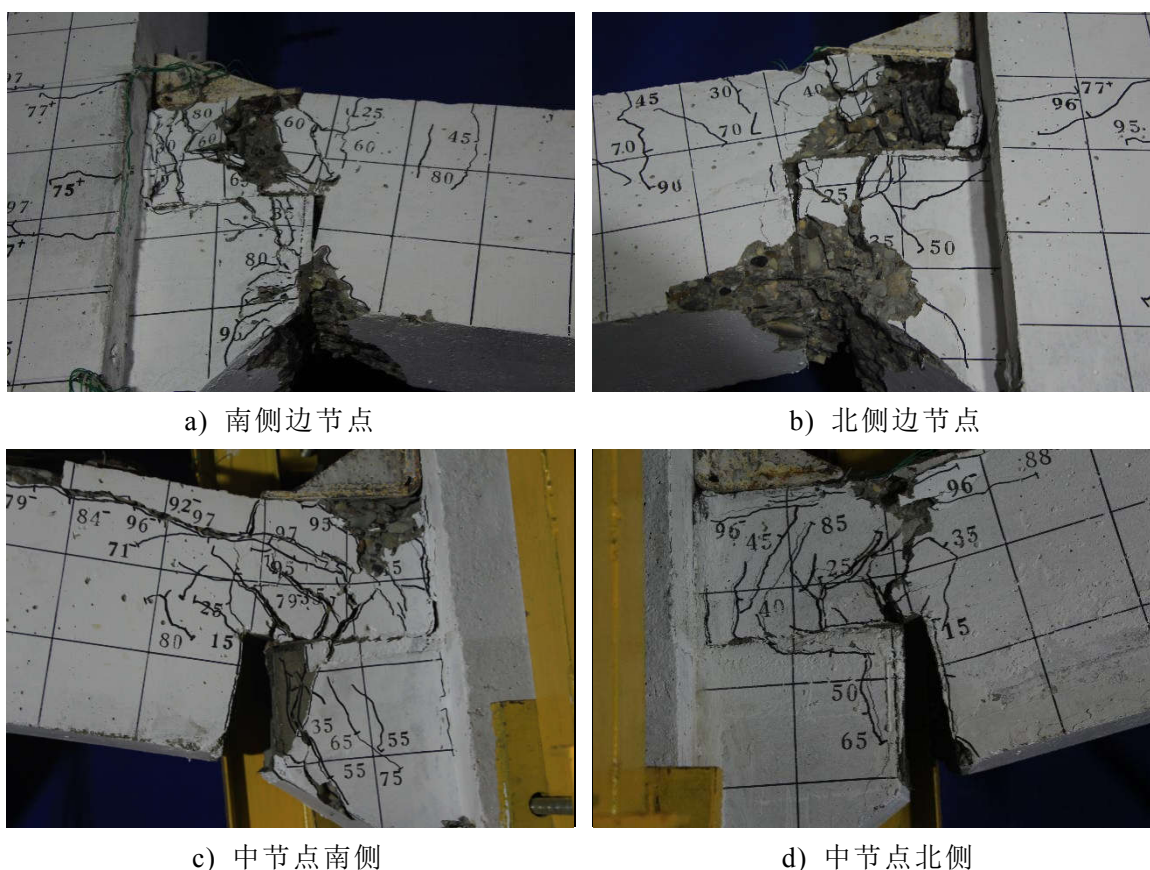


图 3.48 PC2 试件破坏模式图

3.6 梁柱构件局部转动

图 3.49 为框架子结构预制梁、柱端部局部转角测试示意图。

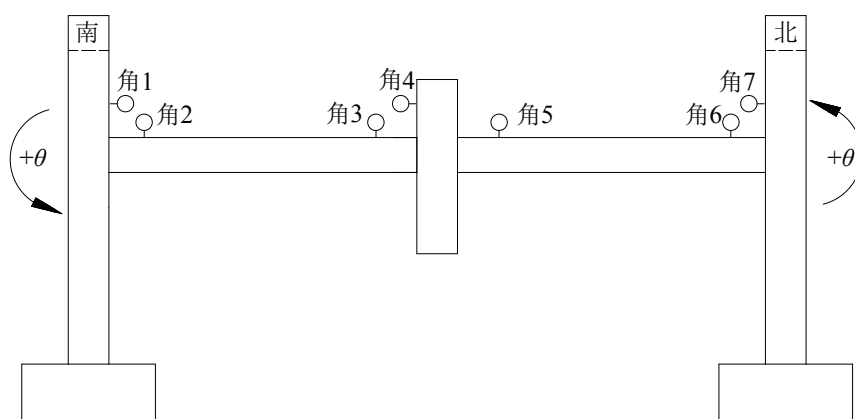


图 3.49 梁柱端局部转角测量示意图

试验过程中对框架柱端和框架梁端等关键点的局部转角进行了测量。图 3.50-图 3.52 分别为 RC 试件、PC1 试件和 PC2 试件的梁柱局部转角，其中梁端转角取绝对值，均为正，柱端转角逆时针方向为正，顺时针方向为负。由图 3.51 可以看出近中柱梁端和近边柱梁端转角相差不大，呈现沿中柱竖向位移的线性变化，最大极限转角为 12.7° 。框架柱在试验过程前中期转角很小，但在 430mm 之后，也就是进入悬索效应阶段，逐渐变大，尤其是框架中柱发生很大转动，并出现跳动现象，主要是因为近中柱框架梁端钢筋被拉断造成的。中柱最大倾斜角度为 1.85° 。

图 3.51 和图 3.52 为装配式试件的梁柱端部局部转角图。梁端转角均为沿中柱竖向位移的线性关系，柱端转角整个试验过程中变化很小。PC1 梁端极限转角为 9.25° ，PC2 梁端极限转角为 12.13° ，柱端转角均小于 0.6° ，中柱最大倾斜 0.5° 。比较三个试件的梁端转角大小，RC 试件最大，PC2 次之，PC1 最小，这与试件最终的竖向位移大小有关。从梁端转角刚度来看，现浇试件 RC 最小，明牛腿试件 PC1 最大。

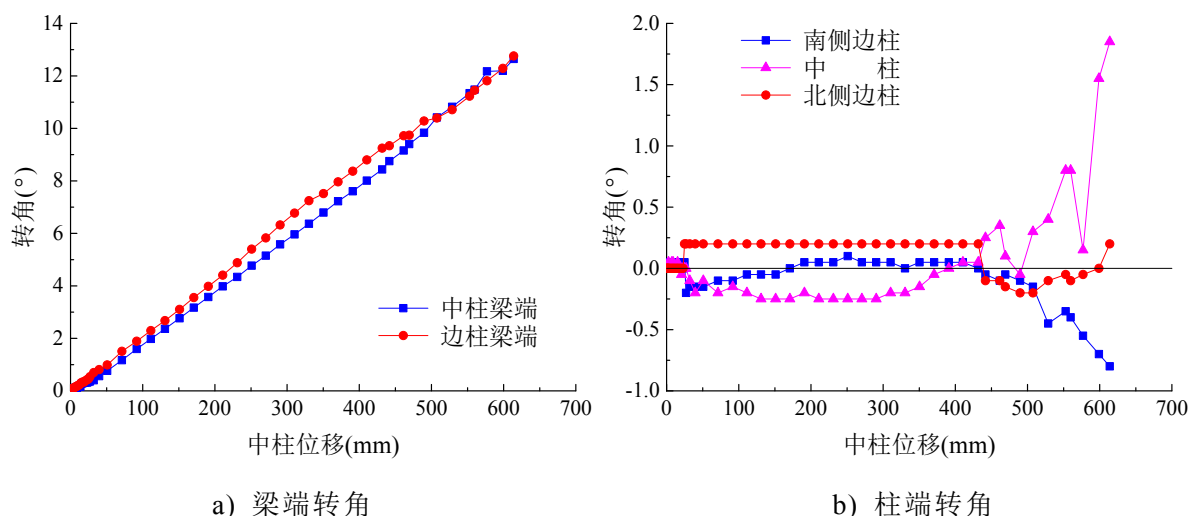


图 3.50 RC 试件梁柱端部局部转角图

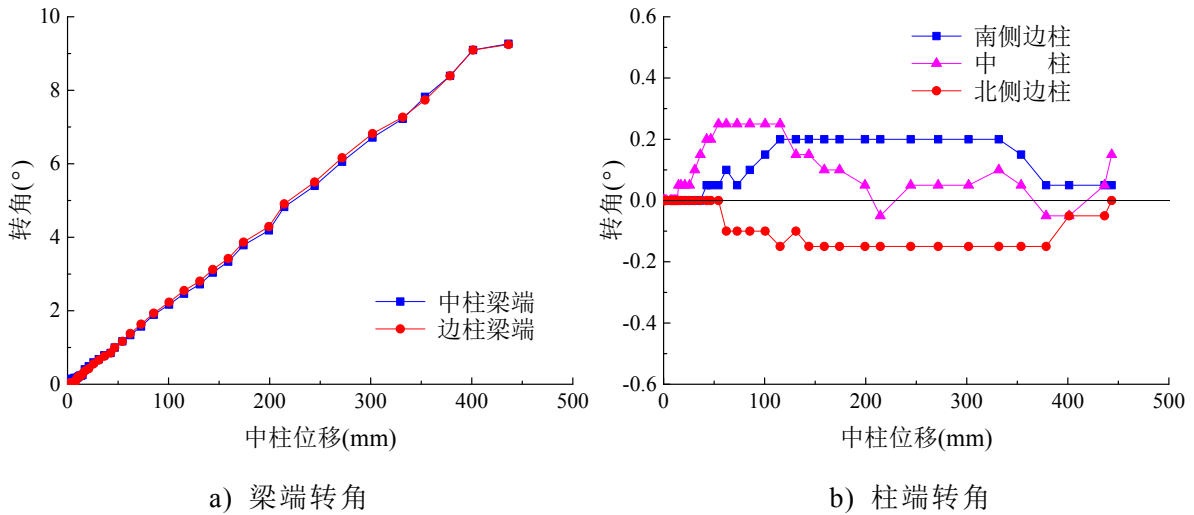


图 3.51 PC1 试件梁柱端部局部转角图

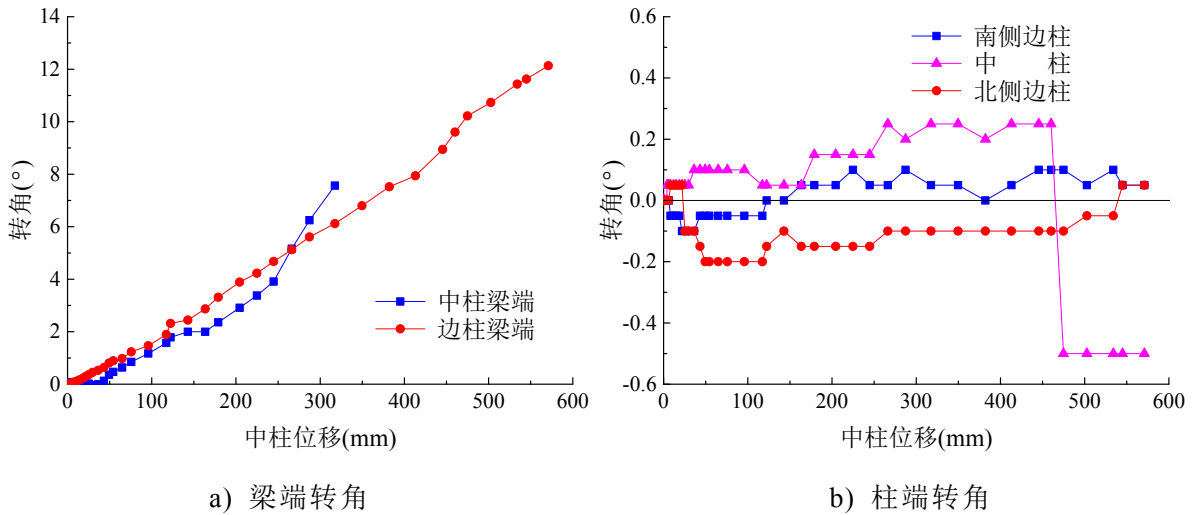


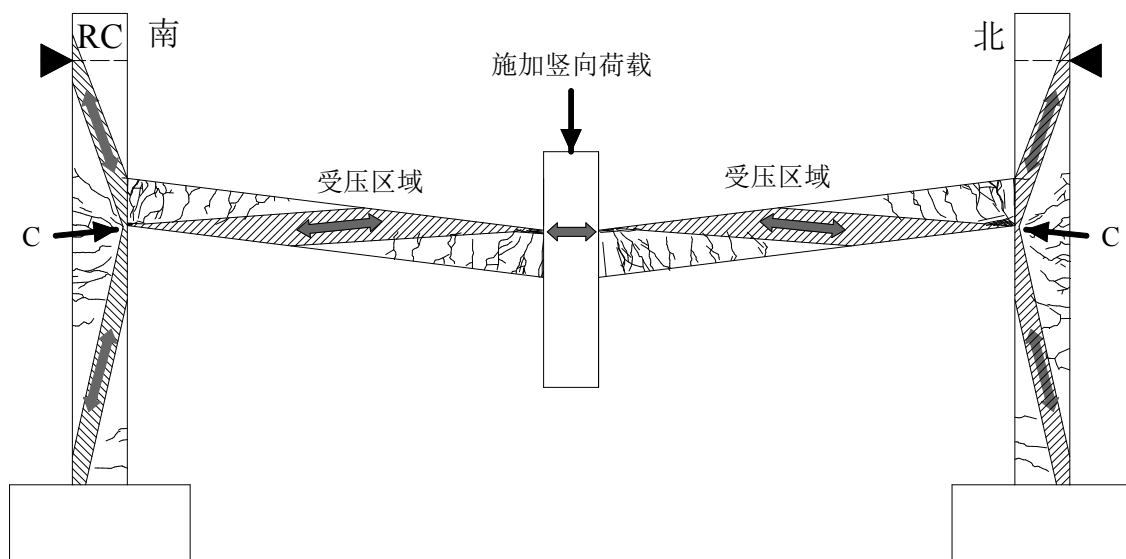
图 3.52 PC2 试件梁柱端部局部转角图

3.7 试验结果讨论

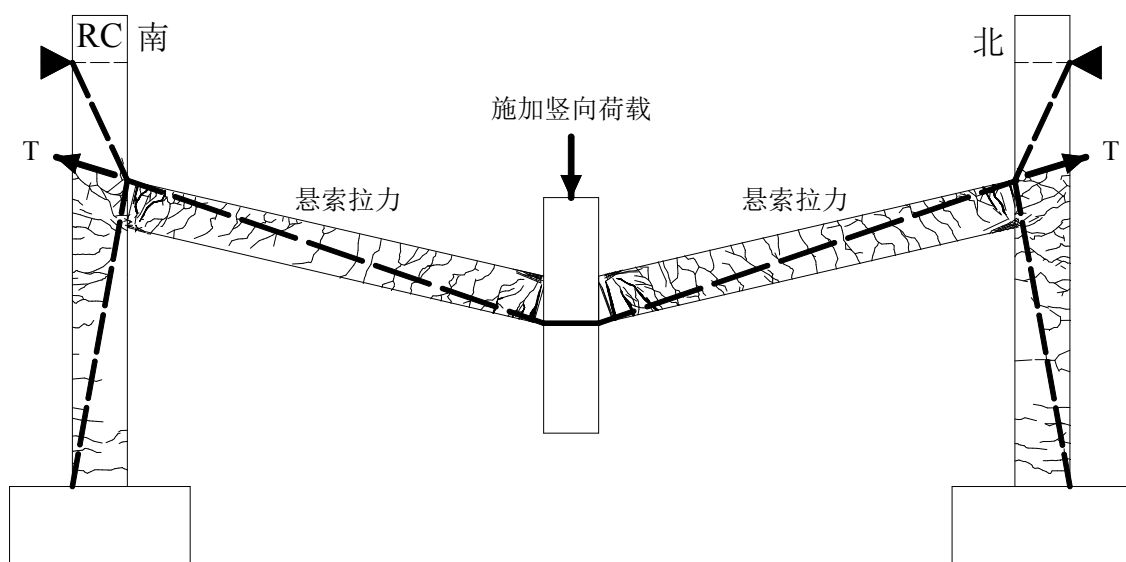
经过对三个中柱顶端竖向加载模拟中柱移除过程的拟静力试验结果包括荷载位移曲线、边柱位移曲线、局部应变和梁柱端部转动等的分析，荷载转换机制和传力路径已基本明确，这里将进一步阐述这种机制。

对于现浇 RC 试件，加载初期，框架梁身产生少数的受弯裂缝，但是这些裂缝并没有对试件总体刚度产生很大的影响，刚度没有明显的下降。由于试件南北框架边柱对框架梁的水平位移进行了约束，使得框架梁的刚度没有明显地减小，也正是这种约束才使得框架梁中产生了压拱效应，相似的结论在许多学者的研究中都有体现。框架梁刚度的下降主要开始于近中柱梁端下部钢筋和近边柱梁端上部钢筋发生屈服，即在中柱竖向位移增长速度保持在一个稳定值时，中柱承受荷载的增长速度变缓。RC 试件在中柱竖向位移 130.9mm 时达到第一次峰值荷载 119.2kN，在达到第一次峰值荷载之后随着中柱竖向位移的增加，中柱施加荷载逐

步减小。中柱竖向位移达 290.4mm，相当于一个梁高的位移时施加荷载降为最低点 109.7kN，此后荷载又逐步上升。当边柱节点水平位移回到初始位置时，悬索拉力开始发展，沿梁高的通长裂缝出现，框架梁跨中上下钢筋应变从受压变为受拉也可以证明这点。试件的破坏是由于近中柱梁端下部钢筋和近边柱上部钢筋被拉断，第二次峰值荷载为 145.3kN，出现在中柱竖向位移为 610mm。第二次峰值荷载大于第一次峰值荷载，荷载增大系数为 1.22。



a) 压拱机制传力图



b) 悬索机制传力图

图 3.53 RC 试件荷载转换机制图

以上描述的试件受力过程可以分为两个主要阶段，如图 3.53 所示，a)压拱效应阶段和 b)悬索效应阶段。压拱效应阶段主要是由于框架边柱对框架梁的水平受压约束，提高了框架梁刚度和荷载承受能力，其中钢筋屈服之前通常被称为弯曲作用，钢筋屈服至梁端混凝土被压溃称之为塑性铰阶段。悬索效应阶段主要由边

柱对框架梁轴向的受拉约束使得梁纵向受力钢筋全截面受拉，提高了试件承载能力。正如上面的描述，试件的极限破坏是梁端钢筋被拉断，但钢筋应变显示，梁跨中钢筋并没有发生屈服，这些破坏主要是梁端局部转动造成的，这说明框架的悬链线承载能力主要由梁端的转动控制。

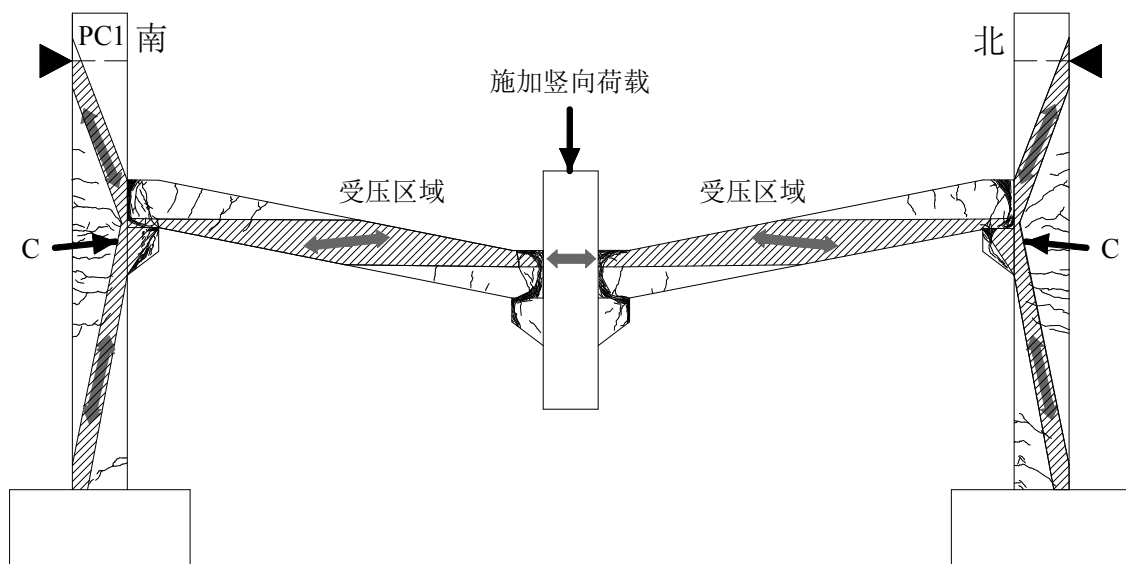
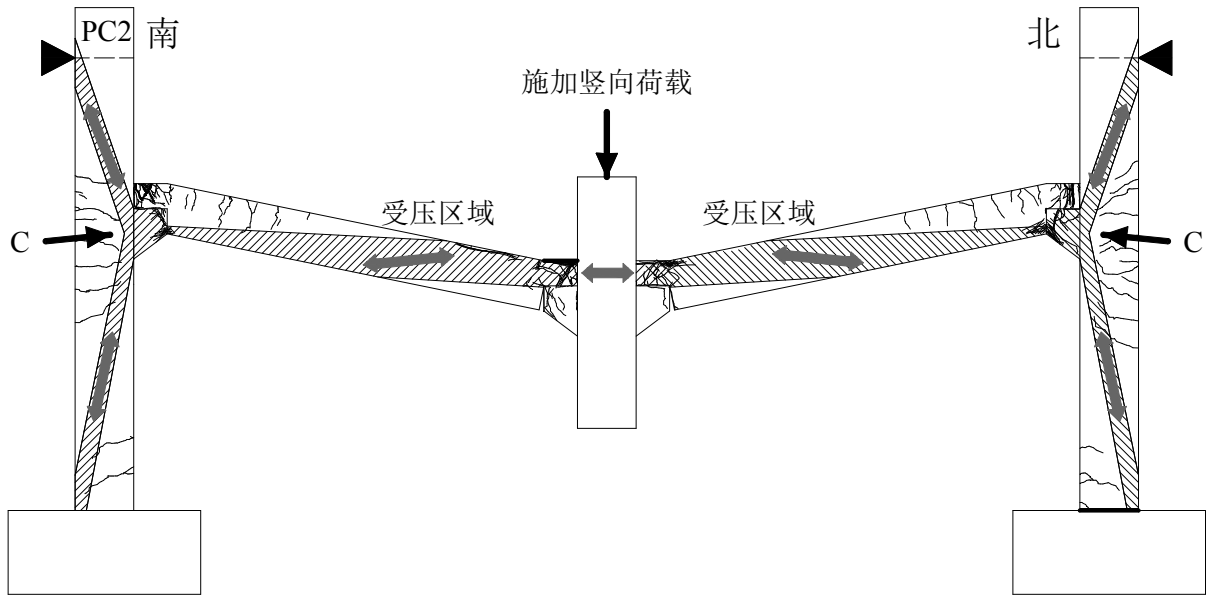
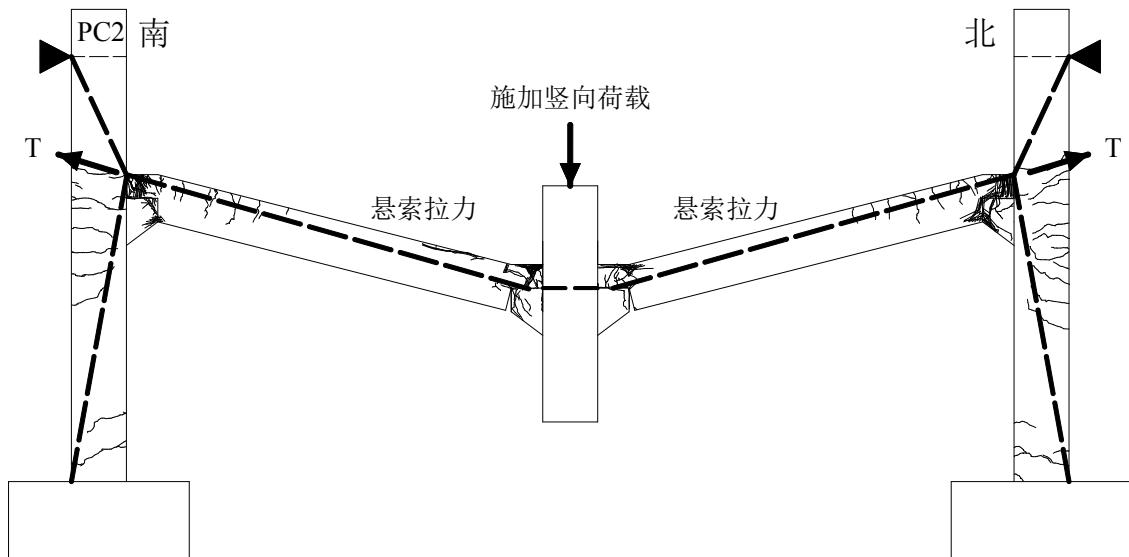


图 3.54 PC1 试件荷载转换机制图

对于装配式试件，受力过程明显不同于现浇试件，PC1 为明牛腿连接，PC2 为暗牛腿连接。试验前期，框架梁裂缝发展很少，主要集中在拼接面周围，包括梁柱交接面和牛腿与框架梁的交接面。随着中柱竖向位移的增加，靠近中柱梁端下部混凝土受拉上部混凝土受压，框架梁与中柱的连接面处上部由插梢杆抗剪和混凝土受压提供水平压力，下部有插梢杆与混凝土的作用传递拉力；靠近边柱梁端上部混凝土受拉下部混凝土受压，在框架梁与边柱的连接面处，梁端上部主要由插梢杆的抗剪传递纵向钢筋拉力，下部有牛腿提供支撑力。由于南北两侧框架边柱的约束，使预制框架梁不能轴向伸缩，提高了试件的承载能力。试件 PC1 在中柱竖向位移为 100.5mm 时达到峰值荷载 90.9kN，而试件 PC2 则在中柱竖向位移为 95.95mm 时达到第一峰值荷载 96.9kN。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降低。PC1 试件在中柱位移为 350mm-443mm 之间边柱连接处陆续有四根插梢杆被剪断，试件破坏。相比于 PC1 的插梢杆剪断破坏，PC2 在整个过程中插梢杆都没有被剪坏。PC2 在荷载降为最小值之后又有一个上升期，在中柱位移为 474.9mm 时达到第二峰值荷载 76.2kN，为第一峰值荷载的 0.77 倍。整个试验过程中，装配式试件的裂缝发展与 RC 不同。框架梁的裂缝主要集中在梁端区域，梁跨中区域没有出现裂缝，没有出现沿梁高通长的裂缝，所有的变形都集中在梁端区域，框架梁如刚体转动。边柱裂缝在试验前期与 RC 试件相似，试验后期的破坏裂缝少于 RC 试件，主要是装配式试件悬索效应发展不明显，框架梁对框架边柱的拉力不够大，边柱的变形不够明显。



a) 压拱机制传力图



b) 悬索机制传力图

图 3.55 PC2 试件荷载转换机制图

图 3.54 和图 3.55 分别为装配式试件 PC1 和 PC2 受力过程荷载转换示意图。装配式试件梁柱连接像铰接。但是框架梁的变形使得框架边柱向框架外移动，产生了压拱效应，由于梁纵向钢筋没有通长有效的连接，钢筋强度发展有限，受力集中在插梢杆本身。PC1 在拱效应之后承载能力迅速降低，发生破坏。而 PC2 在拱效应阶段之后南北边框架柱产生了向框架内部的移动，进入悬索效应阶段，承载能力再次升高，出现第二次峰值荷载，PC2 最终破坏是由于框架梁企口混凝土被压溃。装配式试件的破坏集中在梁柱连接处，插梢杆的强度与混凝土抗压强度是直接影响装配式试件承载能力的关键因素。

3.8 本章小结

本章对三个混凝土框架子结构抗连续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) 通过对三个试件结果的分析，揭示了子结构在移除中柱过程中的受力性能和荷载转换机理。现浇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，为结构提供第二次防倒塌保障；而装配式试件 PC1 在中柱移除过程中主要经历了压拱效应一个阶段，虽然 PC2 有短暂的悬索效应发展，但其承载力不及现浇试件。

(2) 现浇试件承载能力高于装配式试件，尤其是悬索效应峰值较拱效应峰值提高 22%，大大增强了结构防连续倒塌能力。装配式试件 PC1 和 PC2 承载力分别为 RC 试件拱效应峰值的 76%和 81%。相比极限位移，装配式试件的极限位移仅为现浇试件极限位移的 72%和 77%，装配式试件延性不足。

(3) 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。PC1 试件最终破坏是由于梁端连接区插梢杆被剪断，失去承载能力，PC2 则是由于梁端连接区混凝土被压溃脱落，无法承载。装配式试件的受力和变形主要集中在连接节点，框架梁跨中裂缝和变形较少。

第4章 全装配式框架结构试件有限元模拟分析

数值模拟是结合有限元概念，通过数值计算和图像显示的方法，达到对工程问题和物理问题乃至自然界各类问题研究的目的。数值模拟可以理解为在计算机上做试验，省去现实实验室模型制作的过程，效率更高，适用范围广。ABAQUS是一款分析能力强、应用范围广的有限元软件，不仅可以高效地处理静态和准静态的分析，对于模态分析、瞬态分析、高度接触分析和冲击撞击分析都能简便精确的分析。

ABAQUS/Explicit 的显示分析求解器，适用于分析短暂的、瞬态的动力事件以及冲击和其他高度不连续问题。除此之外，对于处理复杂接触条件的高度非线性问题非常有效，能够自动找出模型中各部件之间的接触对，高效地模拟复杂接触。与 Standard 分析求解器最大不同在于其无需在每个增量步求解耦合方程和生成结构总刚，它的求解方法是在短暂的时间增量内逐步推出结果。在求解复杂的接触问题时，显示过程相对于隐式过程的优势是不存在收敛问题。

4.1 非线性有限元模型的建立

为了研究装配式梁柱连接节点的受力性能和框架结构防连续倒塌的受力性能，基于前述静力试验结果，利用 ABAQUS/Explicit 软件，本文建立了精细化有限元显示分析模型，对试验过程进行了准静态分析，包括试件的裂缝开展、承载能力和极限位移等。以此分析装配式框架结构在框架中柱失效过程中荷载转化路径的变化和抵抗连续倒塌的机理，并通过有限元模型模拟分析对梁柱节点连接进行优化设计，使其在抗连续倒塌方面有很好的受力性能。

4.1.1 材料本构的选取

4.1.1.1 混凝土本构模型

ABAQUS 模型中有三种混凝土本构模型，分别为弥散裂缝模型、脆性破裂模型和塑性损伤模型。塑性损伤模型，又称 CDP(concrete damaged plasticity)材料模型，该模型是连续的、基于塑性的混凝土损伤模型，采用各向同性弹性损伤及各向拉伸和压缩塑性理论来表征混凝土的非线性行为^[84]。混凝土的损伤包括受拉开裂和受压压溃两种主要的破坏模式，分别由受拉和受压的等效塑性应变控制。

CDP 模型的基本理论如下：

1. 应力-应变关系

CDP 模型应力应变关系为有效应力和弹性应变之间的关系，表达式如下：

$$\sigma = (1-d)D_0^{el} \cdot (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} \cdot (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (1)$$

式中： D_0^{el} -材料的初始无损刚度；

D^{el} -材料有损刚度；

d -材料刚度损伤变量，其值在 0（无损）到 1（全完损伤）之间变化。

2.屈服面函数

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} [\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \times \langle \bar{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\tilde{\sigma}_{\max} \rangle] \sigma_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \leq 0 \quad (2)$$

式中： $\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c-1}$ 和 $\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}$ 为无量纲材料常数；

\bar{p} -有效静水压力， $\bar{p} = -\frac{1}{3}\bar{\sigma} : I, I$ 为应力不变量；

\bar{q} -mises 等效应力， $\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}\bar{S} : \bar{S}}$ ， \bar{S} 为有效应力张量的偏量部分；

$\tilde{\sigma}_{\max}$ - $\bar{\sigma}$ 的代数最大主值；

$\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}^{pl})} (1-\alpha) - (1+\alpha)$ ， $\bar{\sigma}_c$ 和 $\bar{\sigma}_t$ 分别为有效拉、压内聚力。

3.流动法则。本模型采用基于 Drucker-Prager 流动面的非关联流动法则：

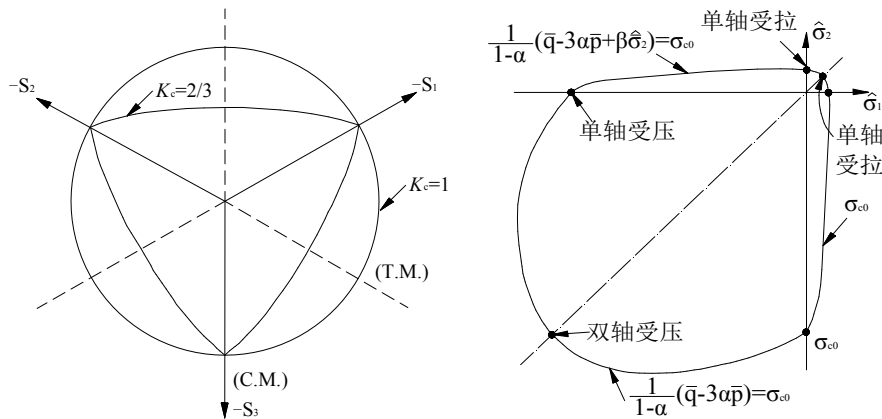
$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (3)$$

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \varphi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \varphi \quad (4)$$

式中， φ - p - q 面内高围压时的膨胀角；

$\bar{\sigma}_{t0}$ -单轴抗拉强度；

ϵ -势函数偏心率，描述势函数向其渐近线逼近的速度。



a) 偏平面上屈服面形状与 K_c 的关系

b) 平面应力屈服面

图 4.1 混凝土塑性损伤模型图

表 4.1 列出了定义 CDP 模型的五个参数的取值。

表 4.1 CDP 模型基本参数^[84]

参数名称	取值
膨胀角 Ψ	30
流动势偏移量 ϵ	0.1
双轴极限抗压强度与单轴极限抗压强度之比 σ_{b0}/σ_{c0}	1.16
拉伸子午面上与压缩子午面上的第二应力不变量之比 K_c	0.6667
粘性系数 μ	0.0005

本文采用图 4.1 所示的单轴应力-应变关系曲线为混凝土本构模型，这是我国规范《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)^[79]推荐的本构曲线，包括混凝土单轴受压和单轴受拉应力应变曲线。混凝土抗压强度按照试验实际测试取值，泊松比取为 0.2，密度取为 $2.4 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ 。

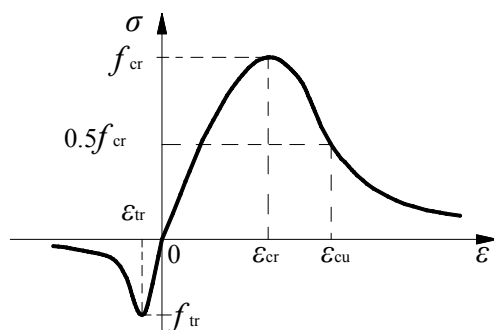


图 4.1 混凝土应力应变曲线

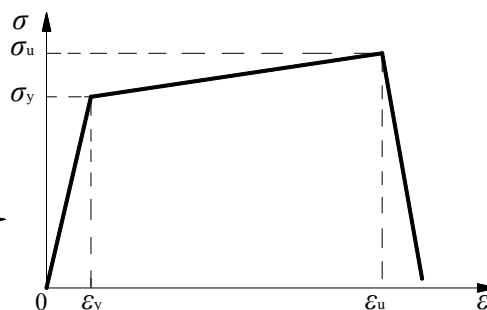


图 4.2 钢筋应力应变曲线

4.1.1.2 钢筋本构模型

钢筋采用 ABAQUS 自带的等向弹塑性线性模型，选取三折线线性强化本构模型，考虑钢筋屈服后的强化段和钢筋拉断后的下降段，如图 4.2 所示。试件箍筋本构采用理想弹塑性模型。钢筋弹性模量取为 $2 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ，泊松比取为 0.3，密度取为 $7.8 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ ，屈服应力和极限强度均按照实际测试结果选取，见表 2.2。

4.1.1.3 其他材料本构模型

建模过程中除了最为重要的混凝土和钢筋外，还有用于连接的高强螺杆和锚固钢板。为了简化计算，二者均采用二折线线性强化模型。弹性模量和泊松比分别取为 $2 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 和 0.3，密度取为 $7.8 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ 。

4.1.2 建模过程

4.1.2.1 模型单元介绍

本文采用 ABAQUS/Explicit 建立显示分析模型，模型中混凝土采用的三维六面体减缩实体单元 C3D8R 是一种常用的能较好模拟混凝土三维受力实体单元，钢筋采用三维二节点桁架单元 T3D2，这种单元只能承受拉力，不能承受弯矩，用

它来模拟受拉为主钢筋比较合适。连接梁柱的插梢杆实为钢筋，但是为了考察其在受力过程中的应力等的变化，将其设置为实体单元。所有连接所用的锚固钢板均采用实体单元。试验过程中得知，边柱上端反弯点处的弹性约束根据试验测得的水平反力和水平位移之间关系，在模型中采用弹簧单元模拟这种约束机构。

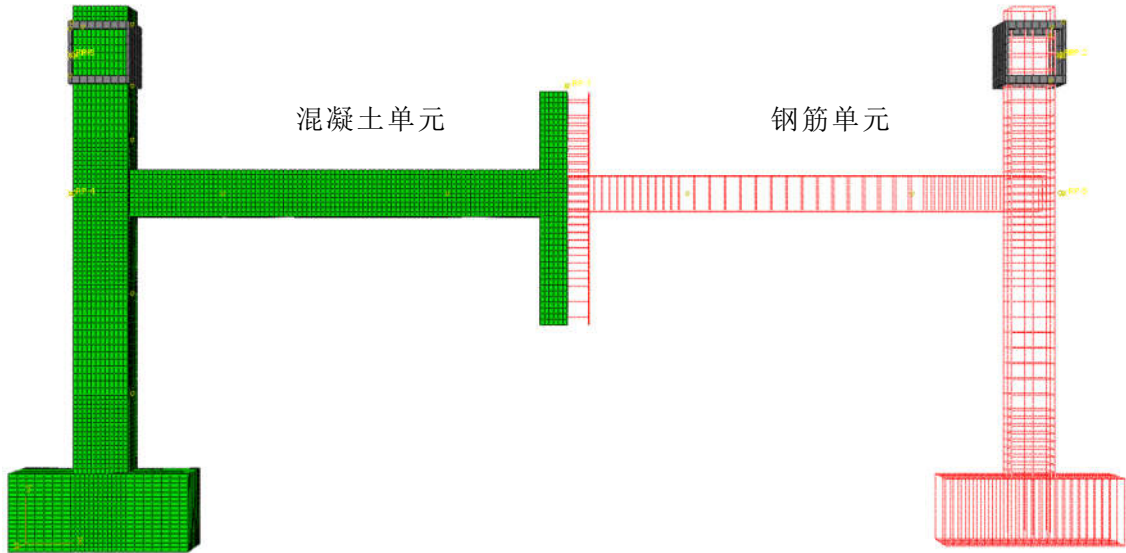
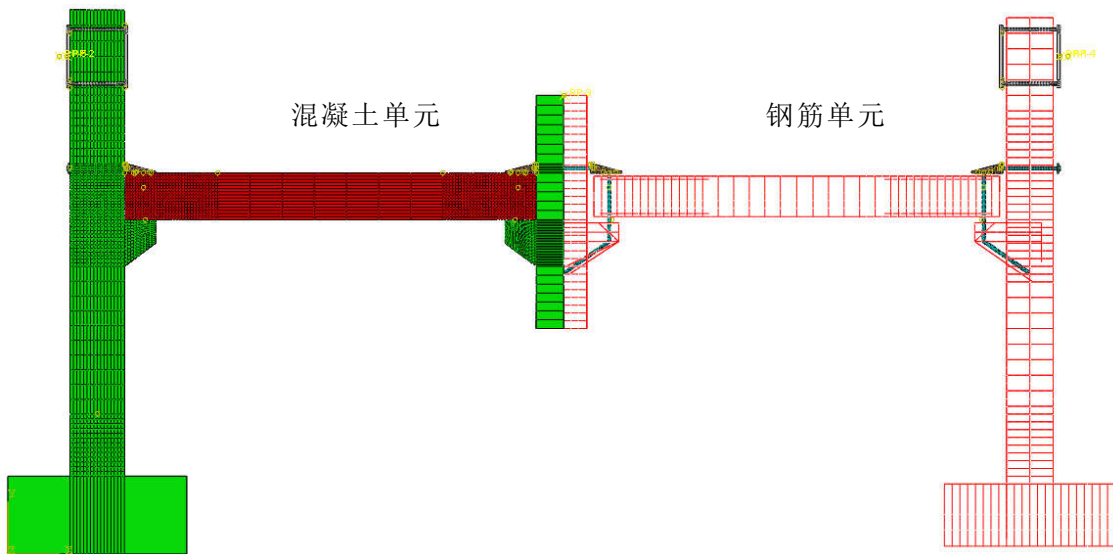
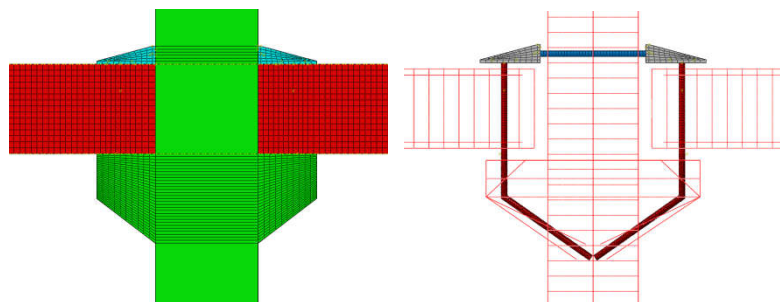
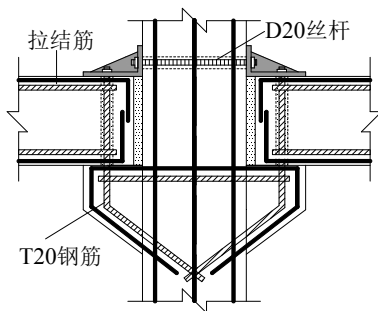


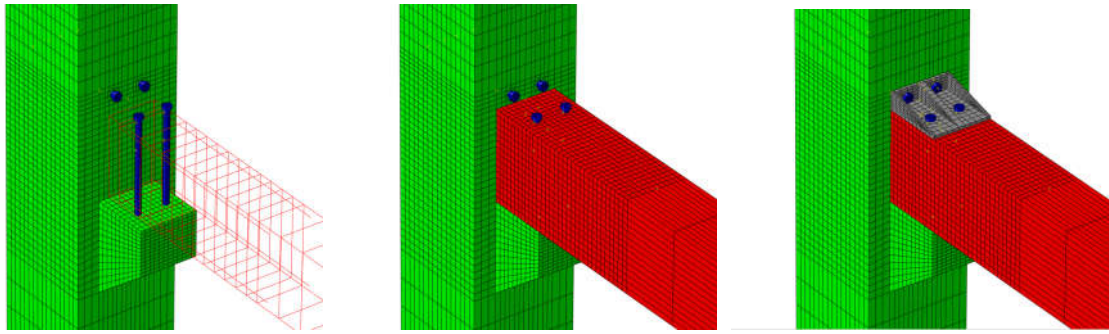
图 4.3 RC 试件有限元模型图



a) 混凝土和钢筋单元网格

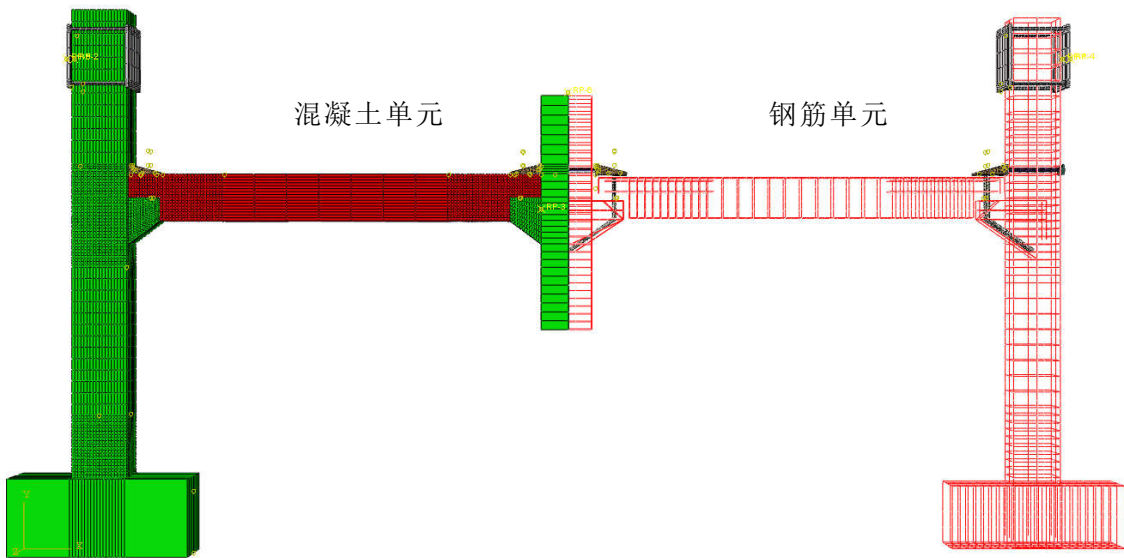


b) 明牛腿节点模型

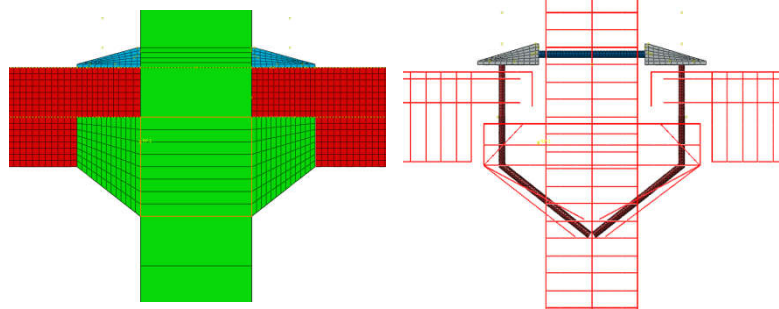
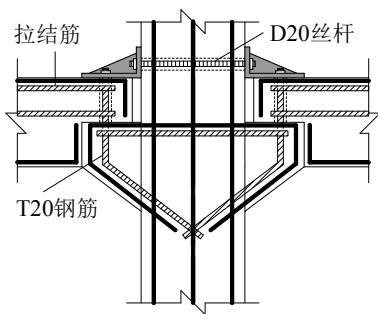


c) 明牛腿节点安装图

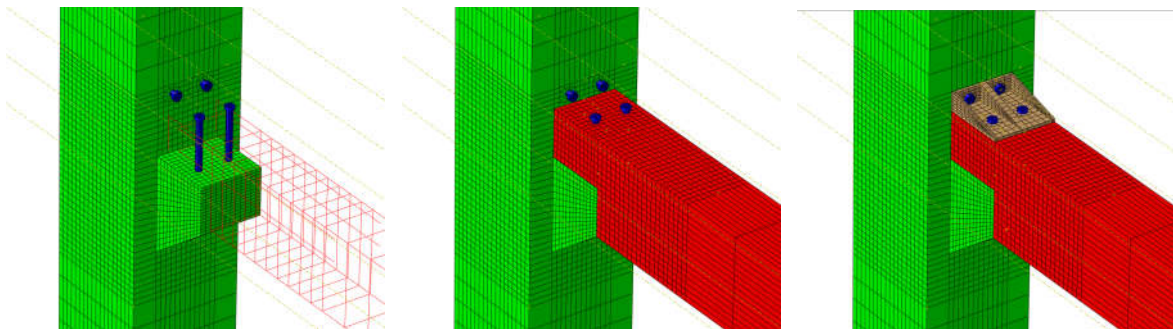
图 4.4 PC1 试件有限元模型图



a) 混凝土和钢筋单元网格



b) 暗牛腿节点模型



c) 暗牛腿节点安装图

图 4.5 PC2 试件有限元模型图

图 4.3 为作为对比的 RC 试件有限元模型图，框架梁和框架柱节点区域混凝土单元网格取为 30mm，框架柱中部位置混凝土单元网格取为 50mm；钢筋单元网格取为 50mm。为了简化计算，节约计算成本，装配式试件 PC1 和 PC2 混凝土单元网格在梁柱节点区域采用 20mm，而在梁跨中和柱中部区域为 200mm；钢筋单元网格大小均为 50mm，网格采用结构化网格划分技术。图 4.4-4.5 分别为试件 PC1 和 PC2 试件的有限元模型图，包括整体模型、节点模型和节点安装图。钢筋骨架通过 EMBED 命令嵌入到混凝土中，这种方式能够很好地模拟钢筋与混凝土一起受力的性能。

4.1.2.2 边界条件介绍

试验过程中，边柱柱底设置了用于固定试件的地梁，地梁通过上面压梁的作用保持其竖向的约束，又通过水平钢梁和填充混凝土的作用保持其水平的约束。试验结果显示，地梁水平与竖向的位移很小，可以忽略，故在有限元模型中地梁采用完全固支约束。

节点连接形式中，高强螺杆和角型钢板的连接、插梢杆上端与角型钢板的连接均采用高强螺栓连接，没有滑移和错动，在有限元模型中采用 Tie 绑定约束来模拟这种螺栓连接。

边柱上端反弯点处钢板对混凝土柱的约束采用刚体约束。钢架对反弯点约束采用弹簧约束，根据试验测得的水平反力和水平位移之间关系确定弹簧的刚度。PC1 试件、PC2 试件和 RC 试件分别采用 11.5kN/mm、11.1kN/mm 和 9.1kN/mm。

模型中所有接触切向均采用罚函数，罚函数系数为 0.4^[85]，法向采用硬接触。

4.1.2.3 加载过程介绍

对于准确和高效的准静态分析，加载曲线要求尽可能的光滑。采用 ABAQUS 中 Smooth Amplitude 加载表，自动地创建一条光滑的载荷幅值。其一阶和二阶导数是光滑的，在每一组数据点上，它的斜率都为零，可以采用此曲线进行位移加载，加载曲线如图 4.6 所示。模型中在与模型中柱上端面耦合在一起的参考点上施加竖直向下的位移，模拟拟静力中柱移除试验的加载过程。

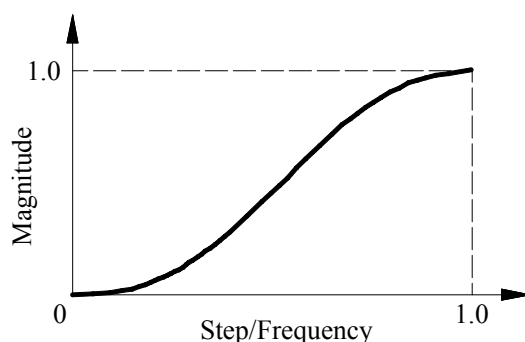


图 4.6 模型加载曲线

4.2 模拟结果

本文共对三个试验试件进行了有限元精细化模拟，包括现浇试件 RC 和装配式试件 PC1 和 PC2。通过对试验试件的有限元模拟，对装配式连接形式进行优化设计，使其受力更为合理、可靠。本文将对试验过程和模拟过程的承载能力、变形能力和破坏形式进行比较。

4.2.1 RC 试件模拟结果

ABAQUS/Explicit 显示分析最重要的是判断数值结果的稳定，能量平衡是评估其结果是否合理可靠的重要参考。总能量是指全过程中能量的总和，包括内能、动能等。内能包含可恢复的弹性应变能，非弹性耗散能等，动能则是由于动力效应产生的能量。在 ABAQUS 中，为了保证数值结果的有效应，通常要求动能与内能的比值不超过 5%。

RC 试件在整个模拟过程中总能量维持在零点左右，模拟过程中动能和内能的变化趋势见图 4.7，由图可见，动能远远小于内能，动能最大时与内能的比值为 0.032，说明模拟过程中产生的动能较小，惯性力的影响可以忽略，认为此过程达到准静态过程，模拟过程可靠。

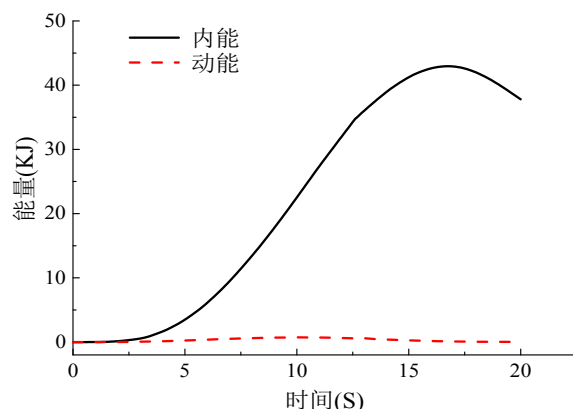


图 4.7 RC 试件能量变化图

图 4.8 为 RC 试件模拟曲线对比，本文共提取了两条曲线进行对比结果，分别为荷载位移曲线和边柱梁柱节点水平位移曲线。a) 为 RC 试验和模拟荷载位移曲线对比，由曲线可知，模拟曲线与试验曲线吻合良好，曲线趋势和关键点的荷载位移值均相差很小，基本重合。b) 为 RC 试验和模拟边节点水平位移曲线对比，由图可知，模拟的边节点水平位移与试验曲线趋势相同，模拟曲线在向外的位移略小于试验结果，向内的位移略大于试验结果。

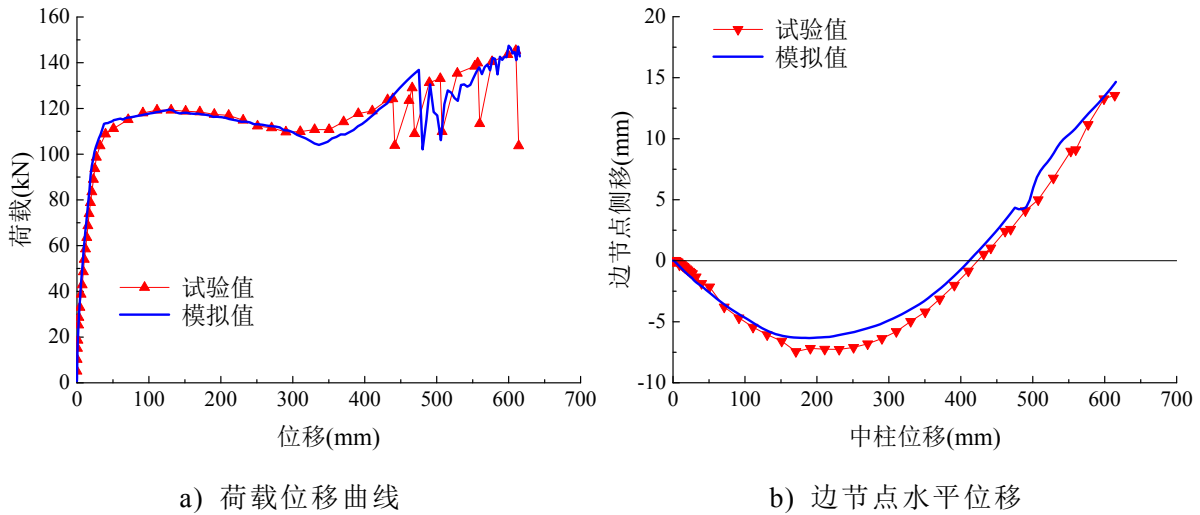


图 4.8 RC 模拟结果图

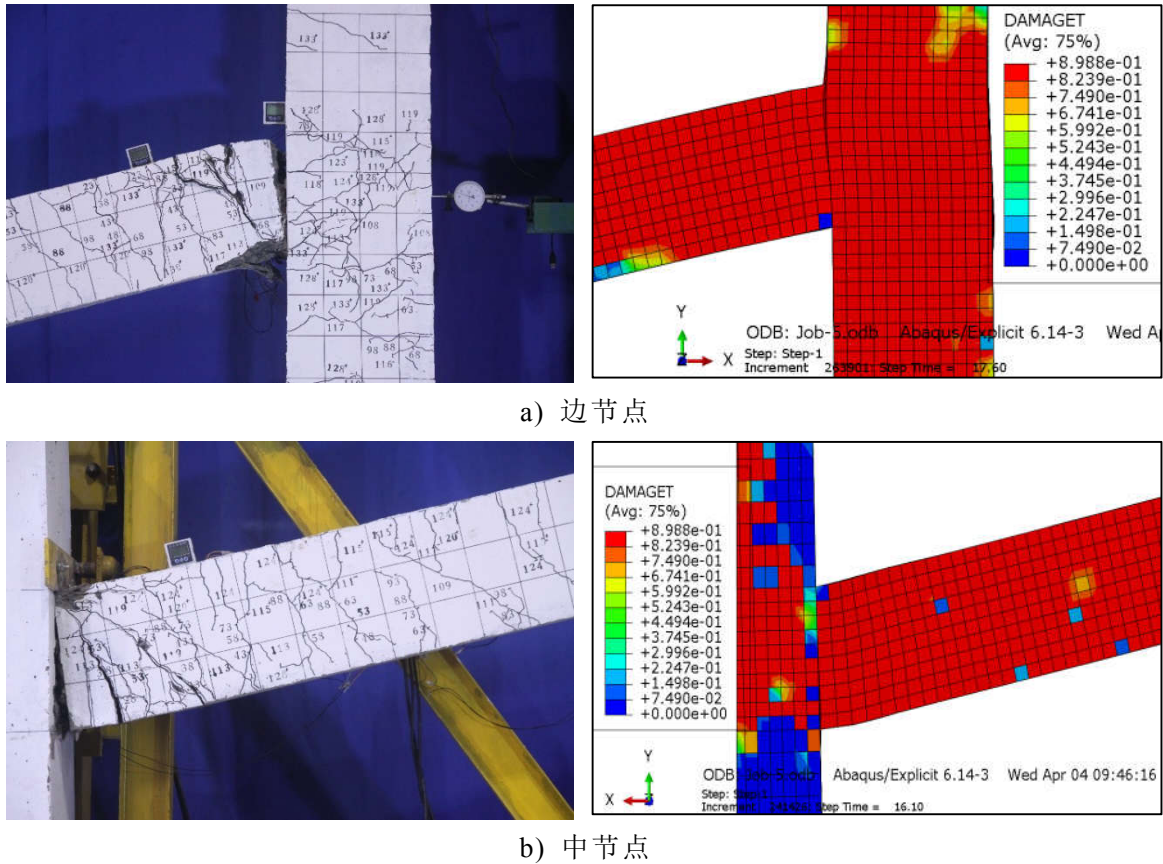


图 4.9 RC 破坏对比图

图 4.9 为 RC 试件试验与模拟破坏模式对比图。可以看出，梁端区域混凝土出现大量裂缝，裂缝较密集，由于网格划分较粗的原因，整个梁端混凝土呈现全部受拉损伤。

4.2.2 PC1 试件模拟结果

PC1 试件在整个模拟过程中总能量维持在零点左右，动能最大时与内能的比值为 0.05，惯性力的影响可以忽略，认为此过程达到准静态过程，模拟过程可靠。

图 4.10 为 PC1 试件模拟曲线对比, a)为 PC1 试验和模拟荷载位移曲线对比, 由曲线可知, 模拟曲线与试验曲线吻合良好, 峰值荷载点荷载位移值相差很小, 钢筋发生断裂的点也相差不大。曲线上升段和下降段略有差异, 主要为模型中灌浆和梁柱空隙的处理造成。b)为 PC1 试验和模拟边节点水平位移曲线对比, 由图可知, 模拟的边节点水平位移与试验曲线趋势相同, 所不同的是试验开始边节点有向框架内的微小移动而后迅速向框架外移动, 而模拟开始边节点边向框架外移动, 造成模拟的边节点位移曲线整体左移。

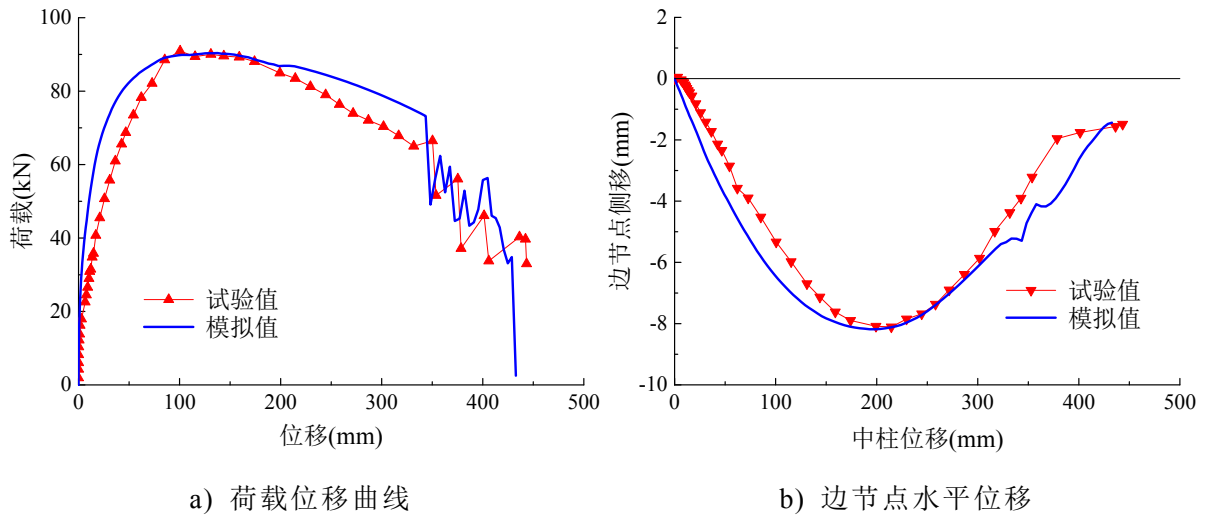


图 4.10 PC1 模拟结果图

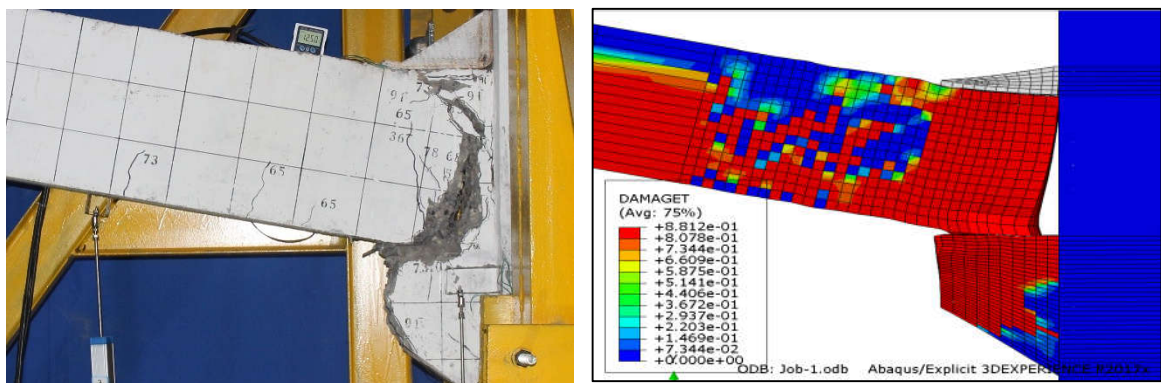
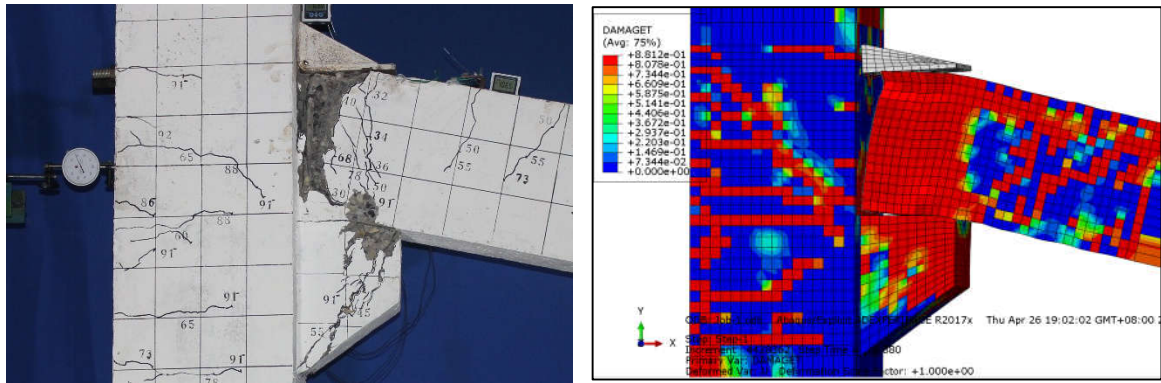


图 4.11 PC1 破坏对比图

图 4.11 为 PC1 试件破坏模式对比图。可以看出，试验破坏模式与模拟破坏模式基本相同，边节点处框架柱外侧和梁端上部出现大量裂缝，梁端混凝土全部发生破坏。中节点梁端混凝土发生破坏，牛腿外侧发生损伤。从裂缝的发展来看，二者破坏模式比较相似，所不同的是模型中梁柱接触面没有考虑接触时灌浆料的受拉，出现了张开的间隙。

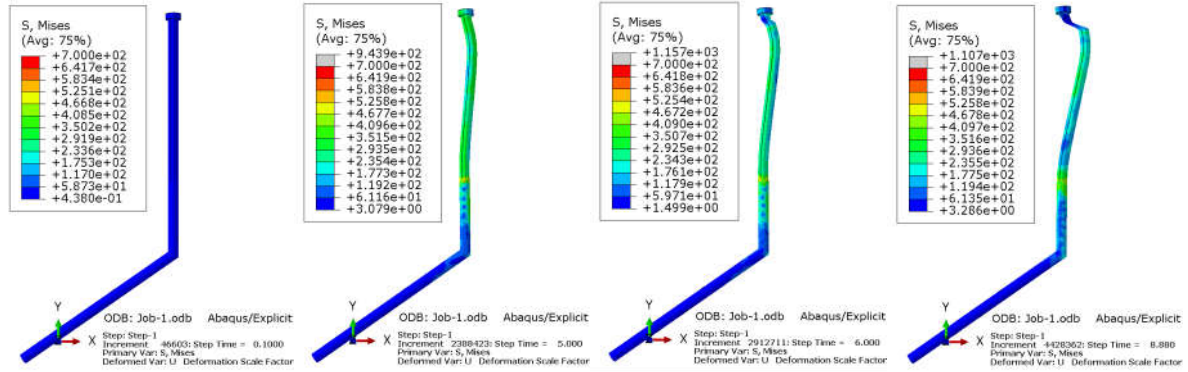


图 4.12 PC1 边柱插梢杆应力变化图

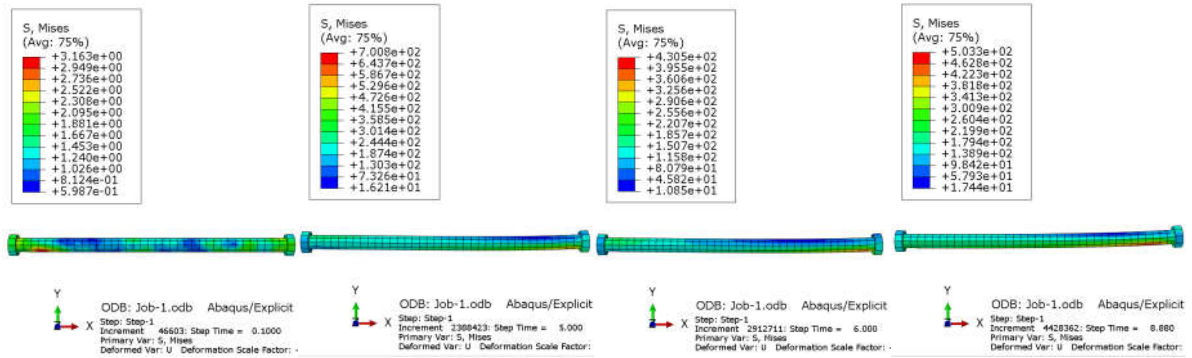


图 4.13 PC1 高强杆应力变化图

图 4.12 为 PC1 试件边柱牛腿位置上插梢杆在整个模拟过程中的应力变化云图。图中可以看出，插梢杆的受力主要集中在与框架柱接触的范围内，预埋在框架柱中部分受力较小，牛腿内部部分发生微弱变形。插梢杆与角型钢板连接处受力最大，插梢杆在此被剪断。图 4.13 为 PC1 节点连接高强螺杆应力变化云图，图中可见，随着模拟的进行，螺杆应力逐渐变大，但最终未超过螺杆屈服应力。

4.2.3 PC2 试件模拟结果

PC2 试件在整个模拟过程中总能量维持在零点左右，模拟过程中动能最大时和内能的比值为 0.042，惯性力的影响可以忽略，认为此过程达到准静态过程，模拟过程可靠。

图 4.14 为 PC2 试件模拟曲线对比，a)和 b)分别为 PC2 荷载位移曲线和边节点水平位移的试验与有限元模拟对比图，由曲线可知，模拟曲线与试验曲线在受力前期吻合良好，峰值荷载点荷载位移值相差很小。模拟的边节点水平位移与试验曲线趋势相同。但是在荷载下降至最低点位置处，插梢钢筋已经发生断裂，荷

载下降明显，虽模拟后期荷载有所上升，但跟试验曲线还是有所差距。这种差距主要是模拟过程中混凝土材料并未发生压溃脱落现象，与试验现象不同。

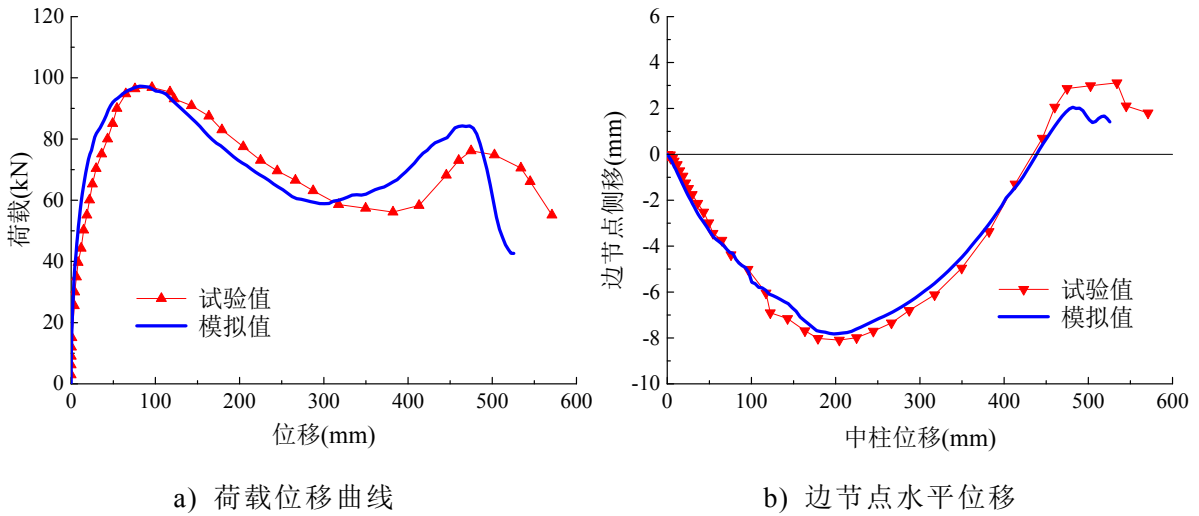


图 4.14 PC2 模拟结果图

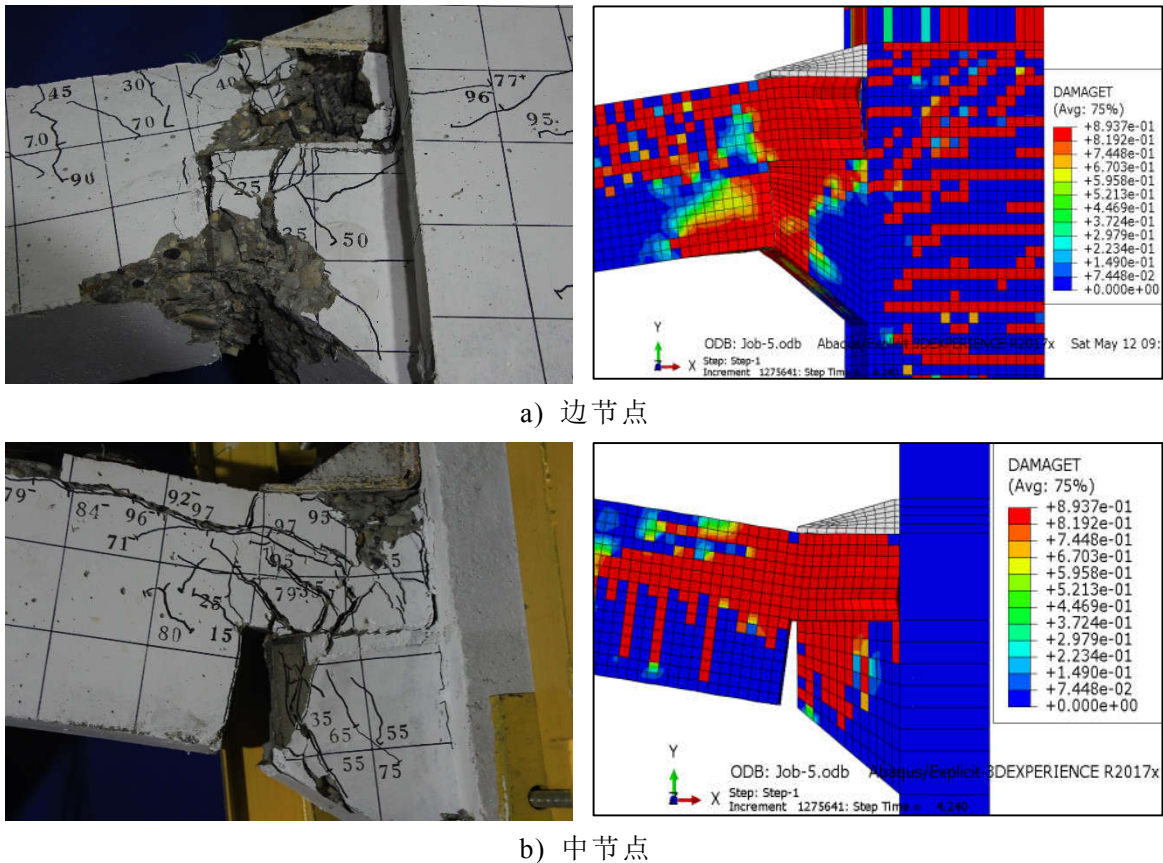


图 4.15 PC2 破坏对比图

图 4.15 为 PC2 试件破坏模式对比图。可以看出，试验破坏模式与模拟破坏模式基本相同，边节点处框架柱外侧和梁端上部出现大量裂缝，梁端混凝土与牛腿交接处挤压破坏，角钢与牛腿之间混凝土全部发生破坏。中节点梁端企口混凝土发生破坏，中柱牛腿损伤不明显。

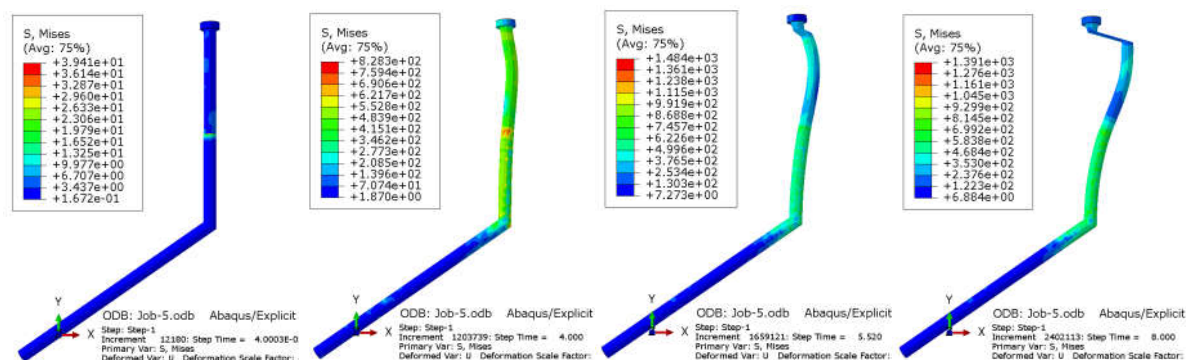


图 4.16 PC2 边柱插梢杆应力变化图

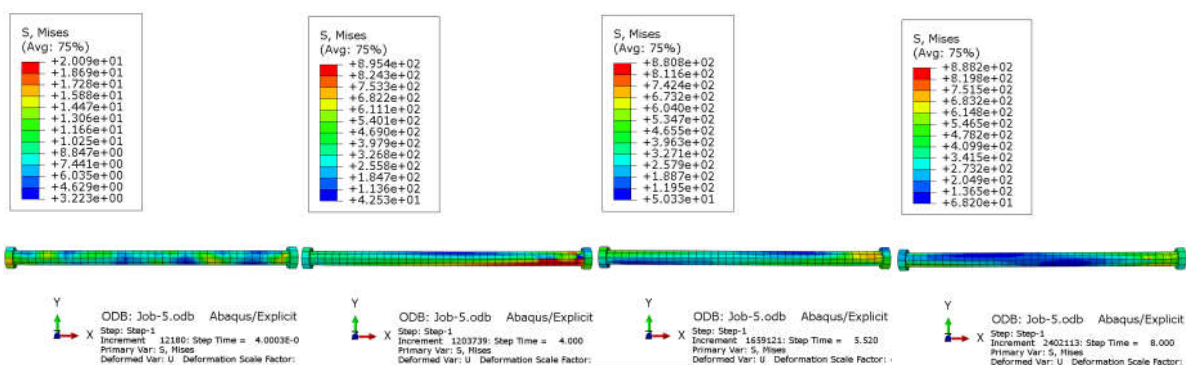


图 4.17 PC2 高强螺杆应力变化图

图 4.16 为 PC2 试件边柱牛腿位置上插梢杆在整个模拟过程中的应力云图变化。图中可以看出，插梢杆的受力主要集中在与框架柱接触的范围，牛腿内部部分发生变形。插梢杆与角型钢板连接处受力最大，插梢杆在此被剪断。插梢杆被剪断发生在中柱竖向位移为 515mm，在悬索机制发展阶段，插梢杆被剪断后荷载迅速降低。虽然 PC2 模拟最终的破坏模式与试验不同，但在承载能力和极限位移方面是相差不大的。图 4.17 为 PC2 试件节点连接高强螺杆的应力变化云图，相比于 PC1 试件高强螺杆应力，PC2 螺杆应力较大。

表 4.2 模拟结果汇总表

试件编号		第一峰值		回原点 /mm	第二峰值		边节点最大 侧移/mm	破坏形式
		荷载 /kN	位移 /mm		荷载 /kN	位移 /mm		
RC	试验值	119.2	130.9	423.5	145.3	613.9	7.44/13.56	梁钢筋拉断
	模拟值	119.5	128.2	413.97	147.08	613.1	6.33/14.47	钢筋断裂
PC1	试验值	90.9	100.5	—	—	—	8.11/—	插梢杆剪断
	模拟值	89.76	98.77	—	—	—	8.18/—	插梢杆剪断
PC2	试验值	96.9	95.95	434.08	76.2	474.9	8.09/3.12	混凝土脱落
	模拟值	97.3	92.6	438.5	84.3	464.4	7.82/1.67	插梢杆剪断

表 4.2 为试件模拟值与试验值的对比图。除 PC2 试件第二峰值荷载、位移有所差异外，其余结果吻合良好。RC 和 PC1 试件承载能力与极限位移的模拟误差

均不超过 5%，PC2 试件第一峰值荷载值与位移值误差也在 5% 以内。

4.3 参数分析

4.3.1 插梢杆的影响

根据试验结果，装配式试件的破坏主要发生在连接区域的梁端，为了增强连接的可靠性，尤其是移除中柱后连接的延性，需要对连接进行优化设计。PC1 试件的破坏是由于插梢杆被剪断，PC2 试件破坏则是因为梁端区域混凝土压溃发生脱落。根据两者破坏的模式，连接优化分析将重点改进插梢钢筋的性能，通过改变插梢杆的性能来增强连接强度于延性。

试验中所用的插梢杆为普通钢筋所加工的，受剪强度较小，可以通过利用高强螺杆和增大钢筋直径来提供更高强度的剪力保证插梢杆在受力过程中发挥其高强度的受力性能。表 4.3 为研究插梢杆对试件承载力影响的工况。

表 4.3 插梢杆分析工况表

模型编号	分析工况	备注
PC1-1	插梢杆采用 10.9 高强螺杆	优化 PC1
PC1-2	插梢杆采用直径为 25mm 的钢筋	
PC2-1	插梢杆采用 10.9 高强螺杆	优化 PC2
PC2-2	插梢杆采用直径为 25mm 的钢筋	

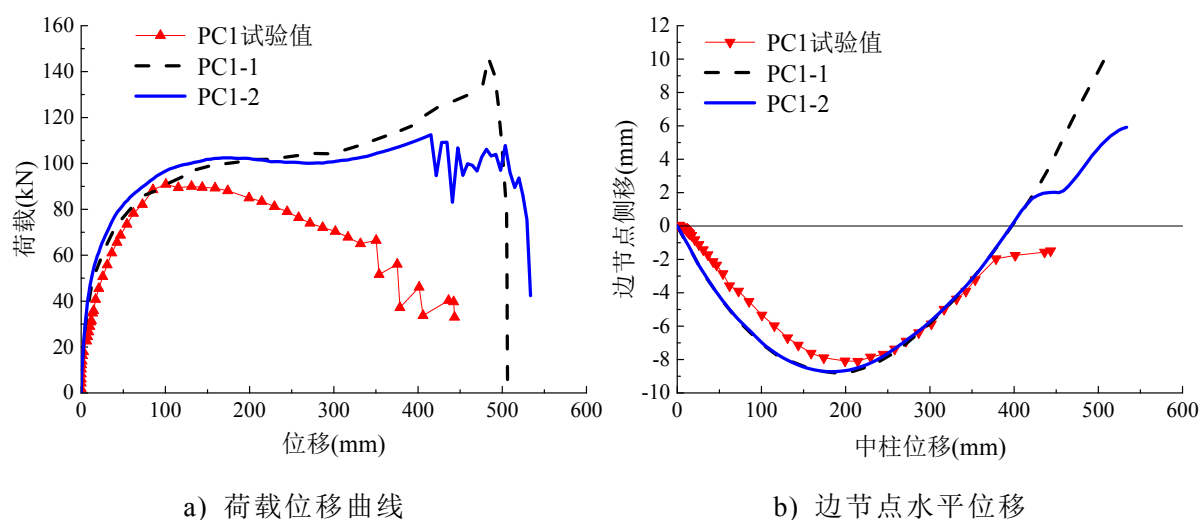


图 4.18 PC1 试件连接优化设计结果

图 4.18 为 PC1 参数分析结果图，图 4.18a) 为荷载位移关系曲线，图中可以看出，优化后的梁柱连接节点性能明显提高，PC1-1 和 PC1-2 分析曲线一直在试验曲线上方，而且分析曲线存在两个上升段，第二峰值荷载高于第一峰值荷载，抗连续倒塌二测防御性能好。图 4.18b) 为边节点水平位移曲线，图中可以看出，PC1-1 和 PC1-2 模型边节点向框架外的位移与试验值相差不大，产生向框架内的位移，说明子结构受力进入悬索效应阶段。荷载能力与极限位移见表 4.4。

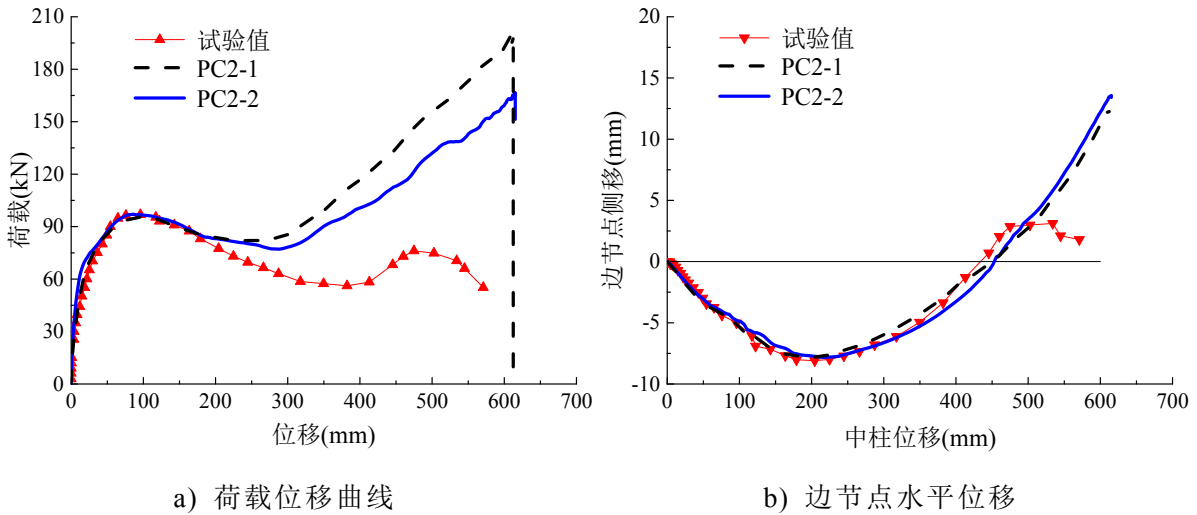


图 4.19 PC2 试件连接优化设计结果

图 4.19 为 PC2 参数分析结果图，图 4.19a)为荷载位移关系曲线，图中可以看出，PC2-1 和 PC2-2 分析曲线一直在试验曲线上方，第二峰值荷载高于第一峰值荷载，抗连续倒塌二测防御性能好。图 4.19b)为边节点水平位移曲线，图中可以看出，PC2-1 和 PC2-2 模型边节点向框架外的位移与试验值相差不大，向框架内的位移则明显大于试验值。荷载能力与极限位移见表 4.4。

表 4.4 为节点优化模型分析结果汇总表。PC1-1 和 PC1-2 压拱效应阶段承载能力较试验值分别提高 31%和 13%; PC1-1 拱效应与现浇试件拱效应承载力相当，PC1-2 拱效应峰值为现浇试件的 86%，PC1-1 和 PC1-2 悬索效应阶段承载力分别为现浇试件悬索效应承载力的 98%和 77%。虽然没有达到现浇试件的承载能力，但相比于 PC1，在抗连续倒塌二次防御能力方面有了很大的提高。

表 4.4 插梢杆分析结果汇总表

试件 编号	第一峰值		回原点 /mm	第二峰值		边节点最大 侧移/mm	破坏形式
	荷载 /kN	位移 /mm		荷载 /kN	位移 /mm		
RC	119.2	130.9	423.5	145.3	613.9	7.44/13.56	梁钢筋拉断
PC1	90.9	100.5	—	—	—	8.11/—	插梢杆剪断
PC1-1	119.4	399.2	399.24	141.8	459.2	8.73/5.92	梁钢筋拉断
PC1-2	102.4	173.2	395.35	112.5	415.2	8.80/9.89	插梢杆剪断
PC2	96.9	95.95	434.08	76.2	474.9	8.09/3.12	混凝土脱落
PC2-1	95.6	95.72	449.65	198.7	608.85	7.82/12.28	梁钢筋拉断
PC2-2	97.1	97.47	453.63	167.6	615.24	7.83/13.42	梁钢筋拉断

PC2-1 和 PC2-2 压拱效应阶段承载能力与试验值相当，悬索效应承载力较试验值提高 161%和 120%; PC2-1 和 PC1-2 拱效应分别为现浇试件的 80%和 81.5%，

悬索效应阶段承载力较现浇试件承载力提高 37%和 15%。由此可见,优化后的 PC2 试件抗连续倒塌受力性能变好,二次防御能力优于现浇试件。

4.3.2 角型钢板的影响

角型钢板是连接预制混凝土梁、柱的关键构件,是为间接连通框架梁上部钢筋设置的。为了研究角型钢板对全装配式混凝土试件承载能力的影响,设置了如表 4.5 所示的工况,分析不同角型钢板类型对试件抗连续倒塌性能的作用,PC1-3~PC1-6 研究不等肢角型钢板加劲钢肋的作用,PC1-7 和 PC1-8 研究等肢角型钢板与不等值角型钢板的区别。试验试件 PC1 所用角型钢板带有三根钢肋,作为 PC1-3~PC1-8 模型的对比模型。

表 4.5 角型钢板分析工况表

模型编号	分析工况	备注
PC1-3	无角型钢板作用	
PC1-4	无钢肋的角型钢板	基于 PC1 试件
PC1-5	带有一个钢肋的角型钢板	试验结果
PC1-6	带有两根钢肋的角型钢板	
PC1-7	无钢肋的角型钢板	等肢角型钢板
PC1-8	带有一个钢肋的角型钢板	

图 4.20 为不同模型的角型钢板示意图。钢板厚度均采用 10mm 厚钢板,变量为钢板焊接的钢肋数目。

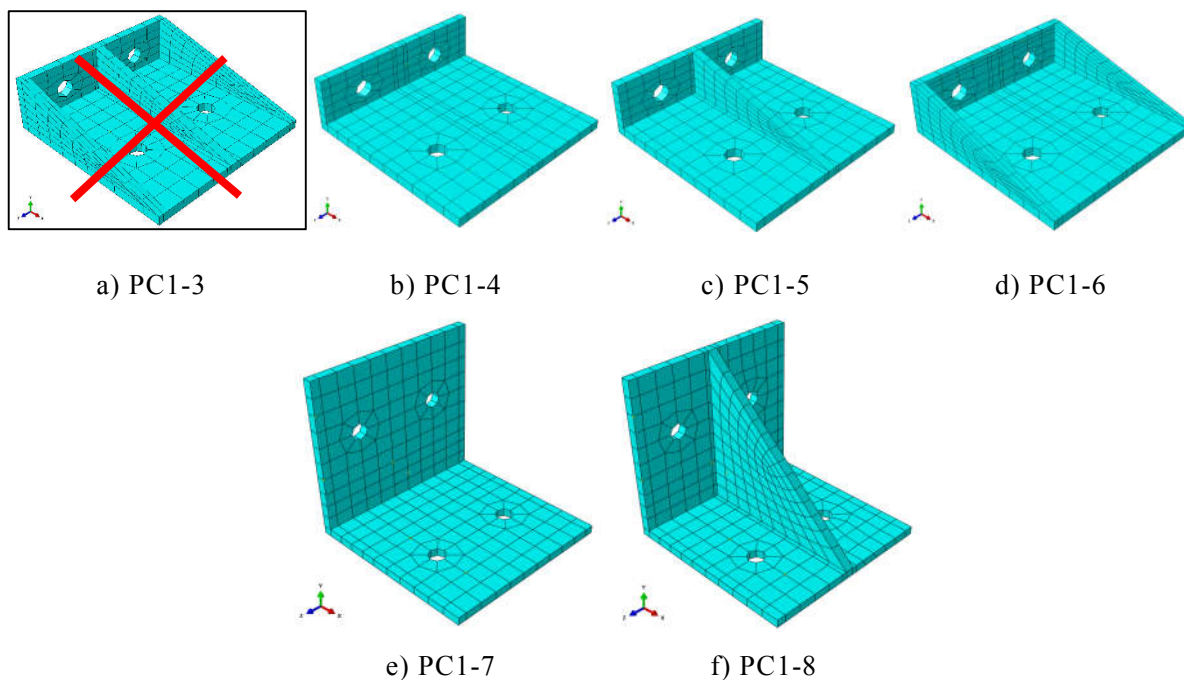


图 4.20 不同模型的角型钢板网格图

图 4.21 为角型钢板 Mises 应力云图,图中可以看出,没有焊接钢肋的角型钢板应力最大部位在短肢螺栓孔周围,焊接钢肋后短肢螺栓孔周围应力有所降低;

相比焊有带钢肋角型钢板，有一根钢肋的角型钢板的钢肋中部产生较大的应力，有 2 根钢肋和 3 根钢肋的角型钢板应力云图较为相似，各部位应力相差不大；与不等肢角型钢板应力云图不同，等肢角型钢板螺栓孔处应力较大，整个钢板的变形也较大。

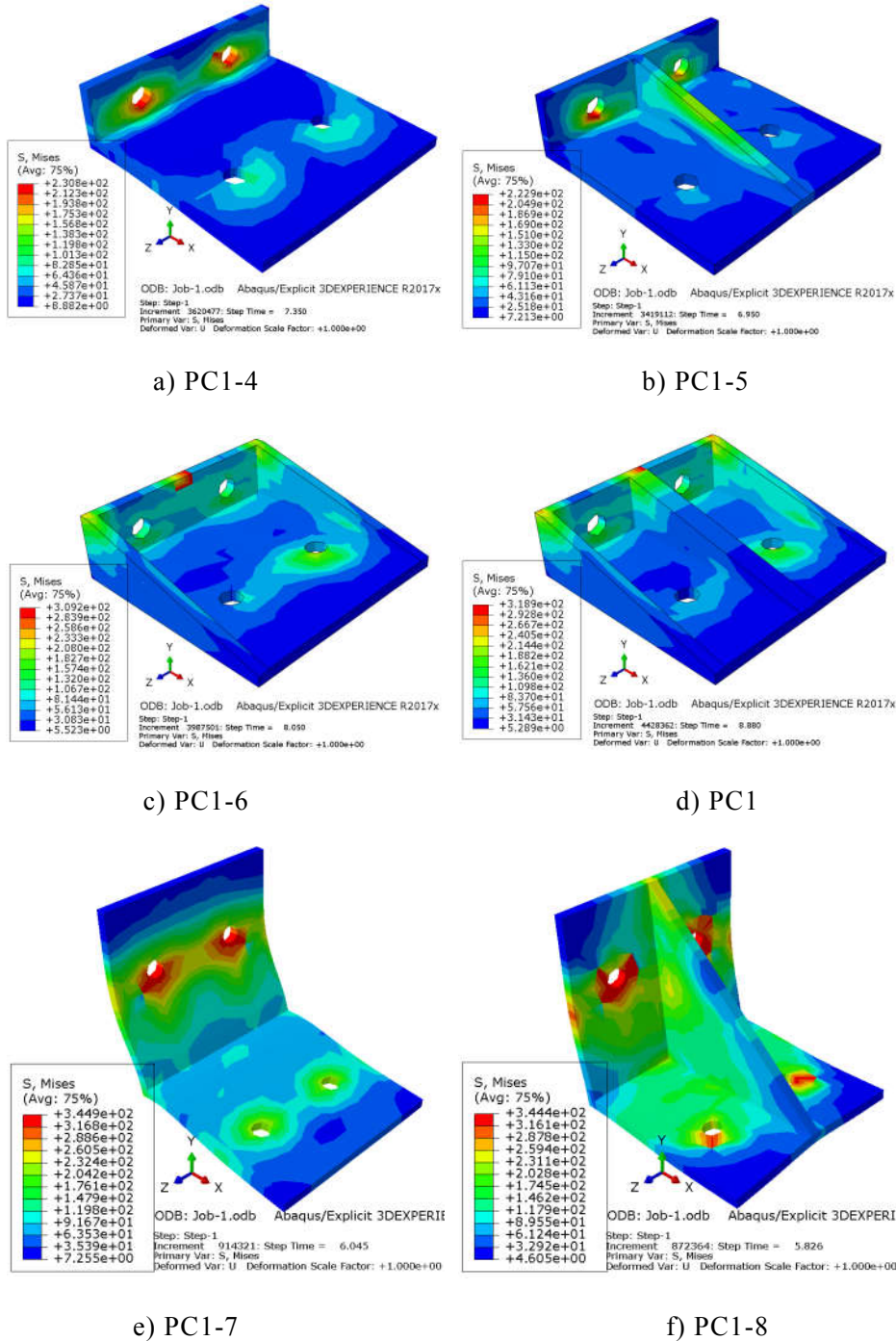
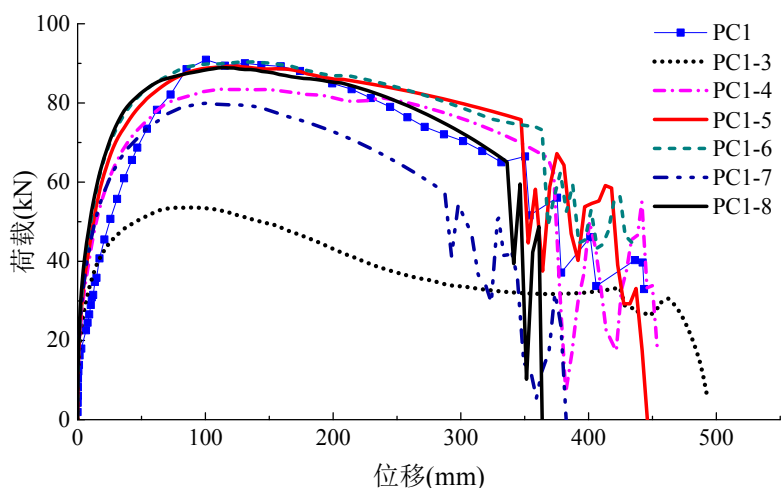


图 4.20 不同类型角型钢板应力云图(边节点)

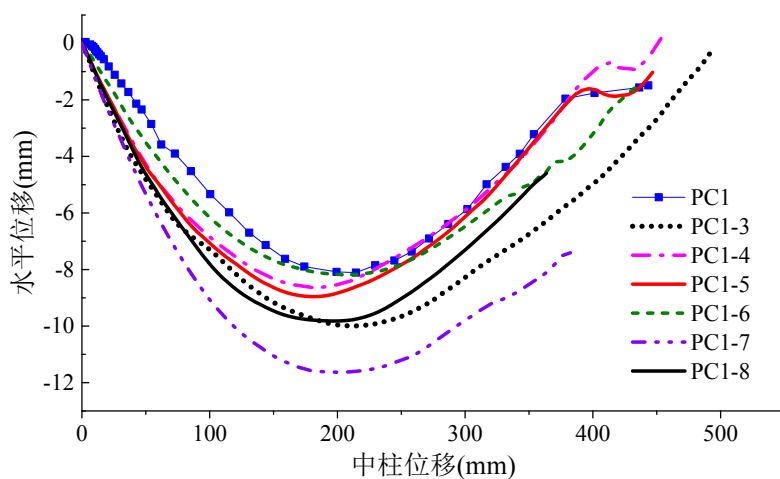
图 4.22 为不同类型的角型钢板对试件承载力影响的分析结果。图 4.22a)为荷载位移曲线，由图可以看出，PC1-3 模型荷载位移曲线在其他曲线下方，承载能力仅为 PC1 试件承载力的 58.9%，说明角型钢板对试件承载能力影响很大；PC1-4 模型荷载位移曲线略低于 PC1 试件曲线，但明显高于 PC1-3 模型曲线，其承载

力约为 PC1 试件的 91.88%。焊接一个钢肋的模型 PC1-5 稍低于焊接有两个钢肋的模型 PC1-6，但 PC1-5 和 PC1-6 荷载位移曲线与 PC1 都相差不大，说明焊接有多个钢肋的角型钢板均相当于刚体，受力性能相当。

并且，PC1-7 模型承载力为 PC1-4 模型承载力的 95.67%，二者相差不大，PC1-7 模型先于 PC1-4 模型破坏，PC1-4 模型的延性好于 PC1-7，整体受力性能 PC1-4 要好；PC1-5 模型与 PC1-8 模型加载前期受力基本相同，荷载位移曲线重合，加载后期 PC1-5 模型比 PC1-8 模型受力好。



a) 荷载位移曲线



b) 边节点水平位移

图 4.22 角型钢板对试件承载力影响分析结果

图 4.22b)边节点水平侧移曲线。可以看出，角型钢板对模型边节点的水平侧移影响明显。PC1-3 模型边节点向框架外的位移最大，安装角型钢板的模型的几个模型边节点的水平位移相差不大，PC1 模型侧移最小。这说明角型钢板在节点处对预制梁和预制柱的拉结作用明显，压拱效应阶段对边节点上截面的拉力使其向外的位移减小。等肢角型钢板模型的边节点水平位移要大于不等肢角型钢板模

型。

表 4.6 为角型钢板分析结果。PC1-3 承载能力最低，为 PC1-4 试件的 64%，说明角型钢板在梁柱节点的连接中作用明显；考虑钢肋的作用时，带有钢肋的 PC1-5 和 PC1-6 较 PC1-4 承载力分别提高 6.96%和 8.24%，PC1 较 PC1-4 承载力提高 8.84%，钢肋越多，模型承载力越大，从 PC1 和 PC1-6 承载力对比来看，二者均可看成是刚体，对模型承载力影响相差不大；有钢肋的等肢角型钢板模型承载力与不等肢基本相同，没有焊接钢肋的等肢角型钢板模型承载力小于不等肢角型钢板模型。

边节点水平位移中，等肢角型钢板模型向框架外的位移较大，PC1-7 模型边节点向框架外最大的 11.6mm 位移，其余模型向框架外的位移均在 8~10mm 之间。模型破坏模式中，PC1-3、PC1-7 和 PC1-8 模型为中节点牛腿和框架梁接触面处的插梢杆被剪断；其余模型破坏则是由于边节点梁端上部插梢杆被剪断。

表 4.6 角型钢板分析结果汇总表

试件 编号	第一峰值		边节点最大向 外侧移/mm	破坏形式
	荷载/kN	位移/mm		
PC1	90.9	100.5	8.11	边节点上部插梢杆剪断
PC1-3	53.58	88.1	10.0	中节点下部插梢杆剪断
PC1-4	83.52	113.7	8.64	边节点上部插梢杆剪断
PC1-5	89.33	125.1	8.96	边节点上部插梢杆剪断
PC1-6	90.4	137.4	8.18	边节点上部插梢杆剪断
PC1-7	79.9	99.8	11.6	中节点下部插梢杆剪断
PC1-8	88.9	114.1	9.82	中节点下部插梢杆剪断

4.4 本章小结

本章利用 ABAQUS 软件建立了三个框架子结构试件的精细化有限元模型，对试验过程中子结构移除中柱受力性能全过程进行了模拟，并对梁柱连接进行了优化设计，加强了连接节点，可以得到以下结论：

(1) 本章详细介绍了有限元模型的建立过程，包括采用的单元、网格划分方法、边界约束条件模拟和加载方式等。对比了模拟结果与试验结果，荷载位移曲线和破坏模式等结果吻合良好，模型能够正确模拟试验的整个过程，能反应试件在各个加载阶段的受力性能。

(2) 在模拟验证的基础上，针对节点的试验破坏模式，对梁柱连接方式进行了优化设计，采取高强螺杆替代插梢钢筋、增大插梢钢筋直径等方式加强了插梢杆的性能。分别对明牛腿和暗牛腿两种连接方式进行了加强分析，分析表明，PC1-

1 和 PC1-2 拱效应承载能力较试验值分别提高了 31%和 13%，且出现了悬索效应，悬索效应承载力均高于拱效应承载力，二次防御能力得以提升。PC2-1 和 PC2-2 拱效应承载力与试验值相当，悬索效应承载力得到明显提高，分别提高 121%和 120%，二次防御性能优于现浇试验。

(3) 装配式梁柱连接的破坏模式主要取决于插梢杆的性能。通过优化，增强了插梢杆连接的性能，仅 PC1-2 模型最终破坏是由于插梢杆被剪断，其余模型破坏方式均为试件框架梁纵向受力钢筋被拉断，破坏方式与现浇试件相同。优化后的模型延性增大，PC1-1 和 PC1-2 模型破坏时的极限位移都在 500mm 以上，PC2-1 和 PC2-2 模型破坏时的极限位移都在 600mm 以上。

(4) 在模型验证的基础上，分析了角型钢板在预制梁、柱连接中的重要作用，分析了角型钢板焊接钢肋数目对模型承载力的影响。相比没有角型钢板的模型，安装角型钢板的模型可以大幅度地提高承载力；焊接有钢肋的角型钢板可有效提高模型的承载能力；焊接有两个钢肋和三个钢肋的角型钢板对模型承载力的提高相差不大；安装有等肢角型钢板的模型承载能力略小于不等肢角型钢板模型。

第5章 周边结构约束对框架结构抗连续倒塌的影响

基于前述研究成果表明,对于 RC 框架结构,典型的替代路径法(ALP)包括弯曲作用、压拱作用和悬链线作用^[49]。压拱作用和悬链线作用承载力将会超过常规抗弯设计承载力,尤其是悬链线作用,在结构大变形下形成并且充分利用了钢筋的抗拉强度,被认为是结构抵抗连续性倒塌的最后一道防线。压拱作用和悬链线作用的发挥与周边约束密切相关,因此研究周围框架对研究子结构约束的强弱及承载力的影响很有必要。另外,楼板作为框架结构的组成构件,在框架结构防连续倒塌中常常被忽略,板在结构受力中形成压膜作用和拉膜作用,有利于结构防连续性倒塌。进一步地,研究符合实际结构的多层空间框架结构防连续倒塌承载能力很有必要。

本文利用有限元软件 ABAQUS 强大的非线性分析功能,建立了精细的有限元模型,对 Qian K 等^[55]做的试件进行模拟分析,模拟过程中考虑了材料非线性、边界条件非线性以及结构大变形的影响。在校准有限元计算模型的基础上,为了进一步研究框架边跨对研究子结构性能的影响,对平面框架设置了不同的边跨约束工况,分析了静力荷载下框架子结构防连续性倒塌性能的承载能力;另外建立单层空间框架模型,研究静力荷载作用下考虑楼板的 RC 框架结构在框架柱失效时的防连续倒塌的能力,分析楼板在整体结构防连续性倒塌受力过程中的作用;进一步地,建立多层空间框架模型,研究其在底层不同位置处框架柱移除过程中的承载能力,分析楼层对结构防连续倒塌性能的影响。

5.1 混凝土框架结构的建立

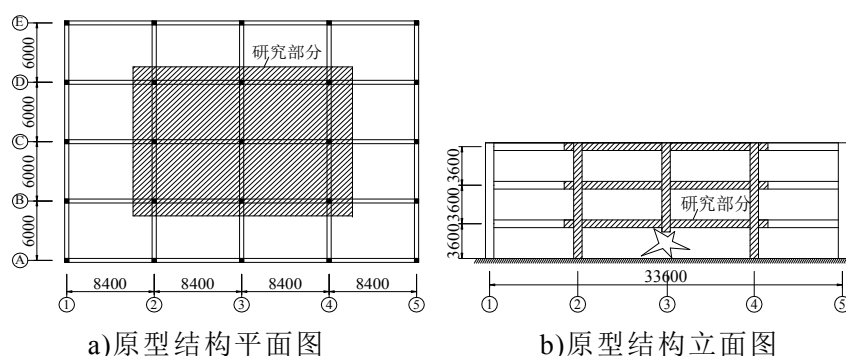


图 5.1 RC 研究原型结构图

本章研究的原型结构为 1 栋纵横向均为四跨层高为 3.6m 的三层框架结构,如图 5.1 所示。柱截面是边长为 800mm 的正方形截面,纵横向框架梁截面分别为 400mm×720mm 和 320mm×560mm,楼板厚度为 220mm。本文按照 1/4 缩尺建立 RC 框架结构防连续倒塌有限元分析模型,见表 5.1。利用南洋理工大学 Qian K 等

⁵⁵ 的框架子结构拟静力试验结果校验分析模型的正确性，并分别利用平面框架和空间框架模型研究其在静力荷载下防连续倒塌的承载能力。

表 5.1 分析模型表

模型编号	尺寸规格	模型信息
PF1	1/4 缩尺	平面框架结构，两侧无边跨约束作用
PF2	1/4 缩尺	平面框架结构，右侧有边跨约束作用
PF3	1/4 缩尺	平面框架结构，两侧有边跨约束作用
SF4	1/4 缩尺	单层空间框架，不考虑楼板作用
SF5	1/4 缩尺	单层空间框架，考虑楼板作用
SF6	1/4 缩尺	一层空间框架结构
SF7	1/4 缩尺	二层空间框架结构
SF8	1/4 缩尺	三层空间框架结构

5.1.1 Qian 等试验的简介

Qian K 等^[55]进行了 1 批 1/4 缩尺框架子结构试验，试件参数见表 5.2，包括 P、T 和 S 三个系列，每个系列包括 2 个试件。P 系列试件为平面框架，包括三根柱两根梁，T 系列为十字型交叉空间框架，包括五根柱四根梁，S 系列试件为考虑楼板作用的田字形空间框架，包括九根柱十二根梁。这批试件均为短柱头，且边柱柱头配筋局部加强。图 5.2 给出了试件 S1 的规格尺寸和钢筋布置图。试件 P1 和 P2 参数分别同 S1 试件 B-B 和 A-A 剖面的平面框架，试件 T1 参数同 S1 试件中十字型交叉空间框架。表 5.3 为试验材料力学性能表。

表 5.2 试验构件信息表

构件 编号	试件规格				纵向钢筋			横向箍筋	
	柱截面	梁截面	梁轴跨	板厚	柱纵筋	梁纵筋	板配筋	节点	梁截面
P1	200×200	100×180	2100	—	4T13	4T10	—	0.8	0.5
P2	200×200	80×140	1500	—	4T13	4T10	—	0.8	0.6
T1	200×200	100×180/ 80×140	2100/ 1500	—	4T13	4T10	—	0.8	0.5/0.6
T2	200×200	80×140	1500	—	4T13	4T10	—	0.8	0.6
S1	200×200	100×180/ 80×140	2100/ 1500	55	4T13	4T10	R6@250	0.8	0.5/0.6
S2	200×200	80×140	1500	55	4T13	4T10	R6@250	0.8	0.6

表 5.3 材料性能参数

项目	钢筋类型	屈服强度 f_y	屈服应变 ϵ_y	极限强度 f_u	伸长率 δ
		/MPa	/ $\mu\epsilon$	/MPa	/%
钢筋	R6	355	1910	465	17.5
	T10	437	2273	568	13.1
	T13	535	2605	611	11.6
	T16	529	2663	608	14.3
混凝土	圆柱体抗压强度分别为 P1: 19.9MPa P2: 20.8MPa T1: 21.5MPa S1: 21.4MPa				

试验过程通过位移控制在 S1 试件中柱 Z2 上表面按比例线性施加向下的集中位移来模拟中柱移除过程, 试验加载直至试件破坏失效。其余试件加载与其相同, 在边柱头固定情况下, 中柱上表面逐渐施加静力荷载。得到了试件的荷载位移曲线与承载能力。

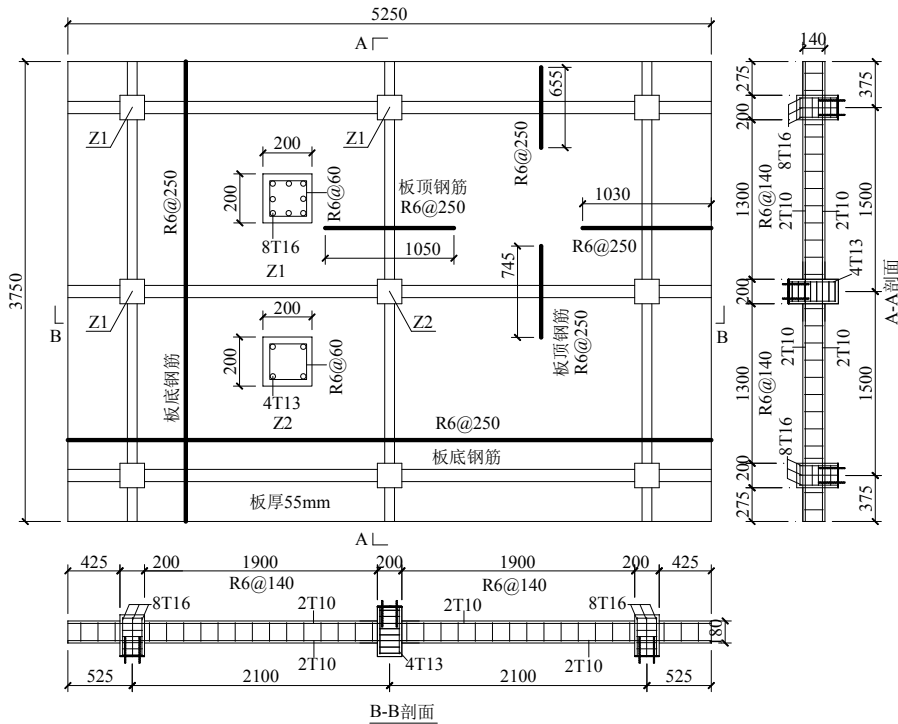


图 5.2 试件 S1 尺寸与配筋图

5.1.2 混凝土和钢筋的本构关系

5.1.2.1 混凝土本构

本文利用有限元软件 ABAQUS 模拟 Qian K 等^[55]所做的框架结构试验的力学性能, 利用损伤塑性 CDP 模型模拟混凝土的非线性行为。混凝土的损伤包括受拉开裂和受压压溃两种主要的破坏模式, 分别由受拉和受压的等效塑性应变控制。表 5.4 列出了定义 CDP 模型的五个参数。

表 5.4 CDP 模型参数

参数名称	膨胀角	流动势偏移量	双单轴抗压强度比	屈服面形状参数	粘性系数
	ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	K_c	μ
数值	30	0.1	1.16	0.6667	0.0005

本文采用图 4.1 所示的混凝土单轴应力-应变关系曲线,是我国《混凝土结构设计规范》(GB50010)推荐的曲线,包括混凝土单轴受压和受拉应力应变曲线,分别模拟混凝土受拉开裂和受压压溃过程的受力性能。

5.1.2.2 钢筋本构

根据表 5.3 的试验结果,纵向受力钢筋采用线性强化模型,考虑到连续倒塌过程中钢筋会发生断裂,钢筋单轴应力应变曲线采用如图 4.2 所示的本构,钢筋应力达到极限值后会降为一个很小的应力值,并保持稳定,模拟中以此下降点作为钢筋断裂的依据。用理想弹塑性模型来模拟箍筋。在 ABAQUS 软件中用传统的金属塑性来模拟钢材的性能。

5.1.3 建模过程

模型中混凝土采用三维六面体减缩实体单元 C3D8R,钢筋采用三维二节点桁架单元 T3D2,钢筋骨架通过 EMBED 命令嵌入到混凝土中,这种方式能够很好的模拟钢筋与混凝土一起受力的性能。混凝土单元网格大小为 30mm,钢筋单元大小为 50mm,网格划分采用结构化网格划分技术。图 5.3 给出了试件 S1 的有限元模型图。

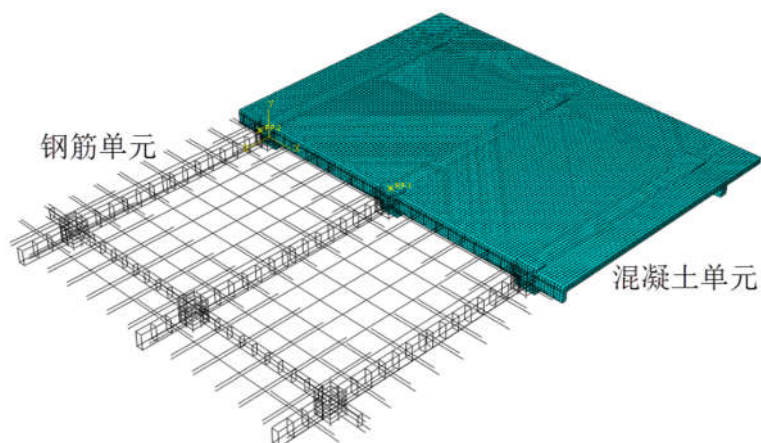


图 5.3 试件 S1 有限元模型图

为了简化计算,提高运算速度,本模型对 Qian K 等系列试验的边界条件进行了简化模拟,忽略了固定用的螺栓和钢板的影响,两个边柱头上下表面均采用完全固定约束。根据试验过程荷载的施加方式,模型采用位移控制施加集中荷载,施加点为与中柱上表面耦合在一起的参考点,约束中柱的转动,使其竖直向下运动。利用 ABAQUS/Standard 通用分析模块求解。

5.1.4 模拟结果

图 5.4 为四个试件的模拟结果，a)为 P1 模拟结果，从图中可以看出模拟曲线和试验曲线吻合较好，变化趋势相同。在压拱机制峰值荷载之前，试验值和模拟值基本重合，在压拱机制峰值荷载到悬链线机制峰值荷载之间，模拟曲线稍高于试验曲线。b)为试件 P2 的模拟结果，同 P1 的模拟结果一样，P2 试验曲线和模拟曲线吻合良好，尤其是悬链线机制的上升段，模拟曲线与试验曲线基本重合。关键节点的荷载和位移值见表 5.5。c)为试件 T1 的模拟结果，从图中可以看出模拟曲线和试验曲线吻合较好。在压拱机制峰值荷载之前，试验曲线和模拟曲线完全重合，在压拱机制荷载后下降段有所差异，悬链线机制上升阶段试验曲线和模拟曲线吻合良好。压拱机制峰值荷载的模拟值和试验值相差很小，悬链线机制荷载的模拟值和试验值也较为吻合。d)为试件 S1 的模拟结果。压拱机制峰值荷载前试验曲线和模拟曲线有所差异，悬链线机制上升段试验曲线和模拟曲线吻合很好。所不同的是试验曲线在压拱机制峰值荷载之后有所降低，而模拟曲线则没有明显下降阶段，相对变得平缓，然后继续上升。关键节点的荷载和位移值见表 5.5。

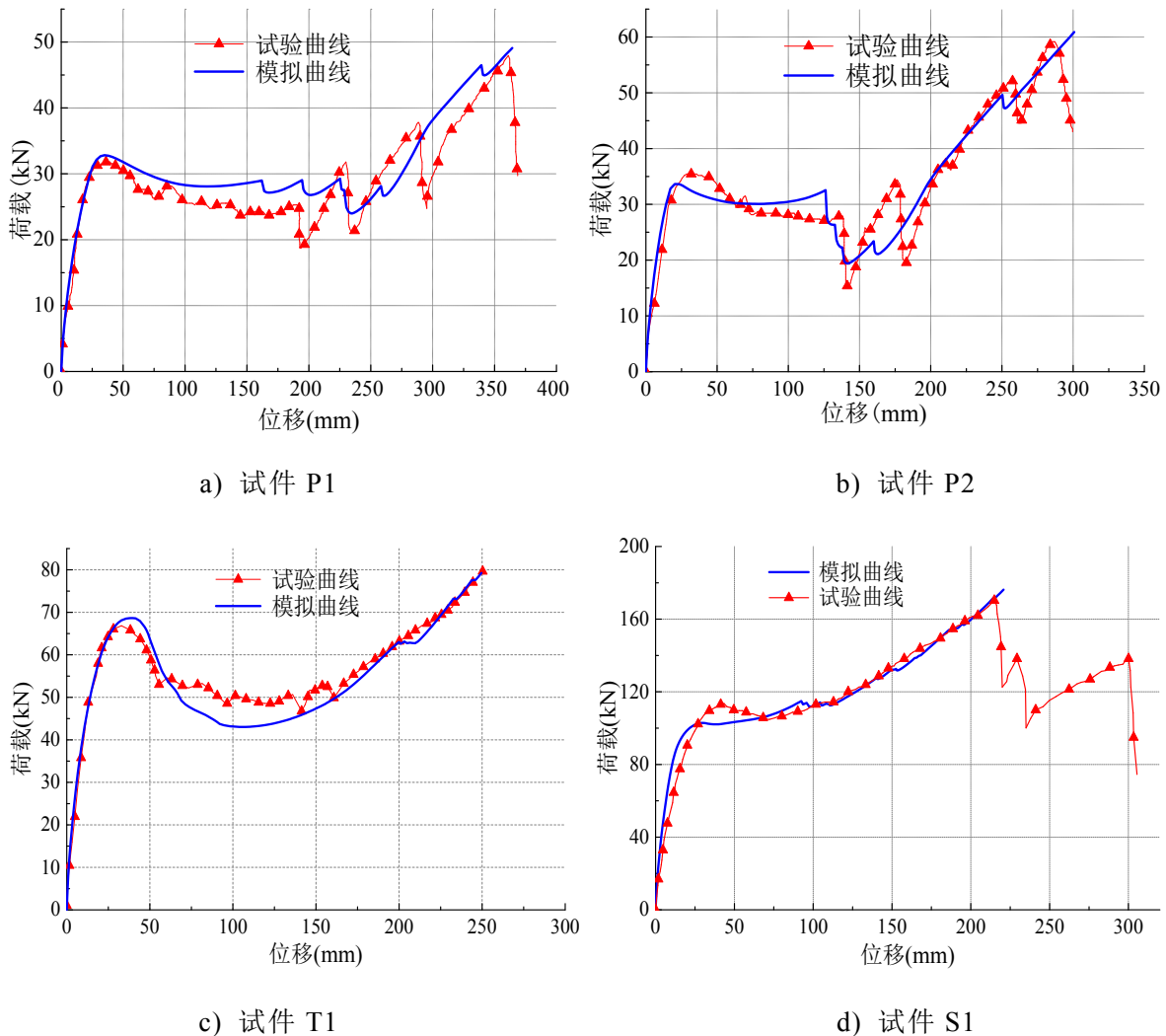


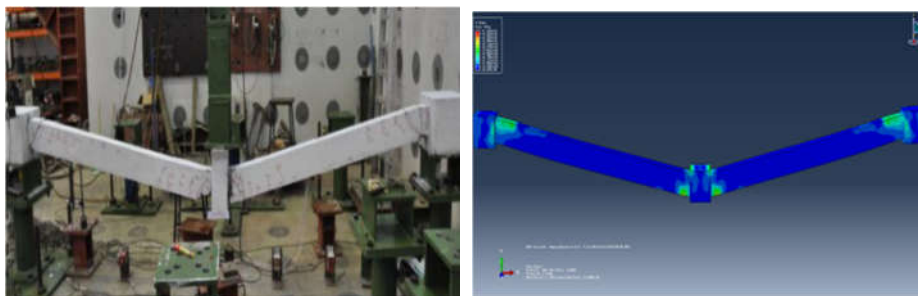
图 5.4 试验与模拟荷载位移曲线对比

表 5.5 Qian K 等系列试件试验与模拟对比表

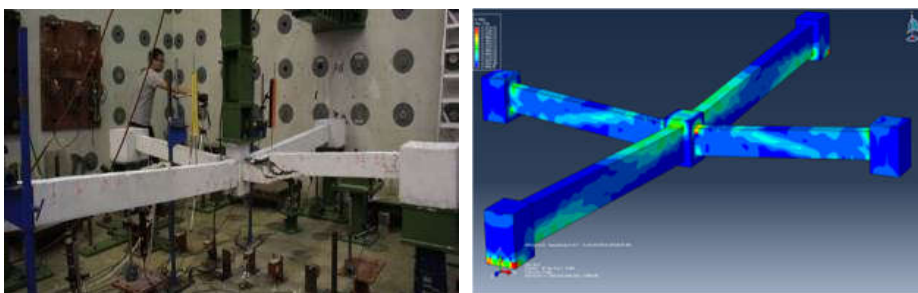
试件	开裂荷载	屈服荷载	拱峰值	拱位移	$\frac{F_{u,模}}{F_{u,试}}$	悬索峰值	悬索位移	$\frac{F_{t,模}}{F_{t,试}}$	
	F_{cr}/kN	F_y/kN	F_u/kN	w_u/mm		F_t/kN	w_t/mm		
P1	试验值	8	24	32	35	1.02	47	361	1.043
	模拟值	8.70	23.9	32.82	34.96	6	49	—	
P2	试验值	11	26	36	28	0.96	59	286	1.034
	模拟值	11.9	27.6	34.64	20.27	2	61	—	
T1	试验值	15	48	67	32.9	1.02	79	250.4	1.015
	模拟值	15.7	48.4	68.6	38.5	4	80.2	—	
S1	试验值	44	80	115	41.3	0.90	169	213.8	1.002
	模拟值	46	78.5	102.9	29.4		169.4	—	

注：系列试件的模拟悬链线峰值分别取试验悬链线位移所对应的中柱反力。

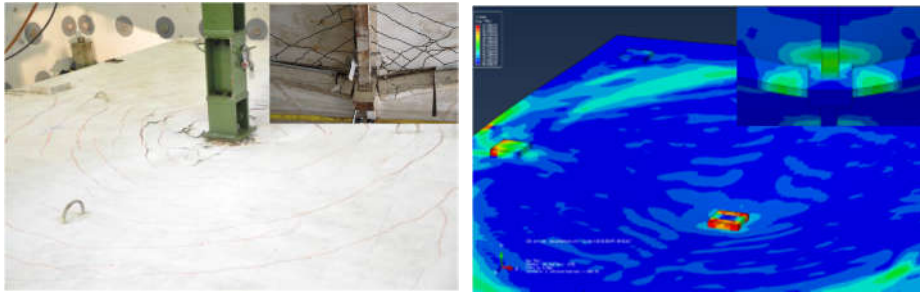
图 5.5 分别为试件 P1、T1 和 S1 试验和模拟破坏裂缝模式对比图。P1 试件的试验破坏裂缝模式与模拟破坏裂缝模式相同，中柱端梁端下部混凝土受拉开裂，上部受压破坏；边柱端梁端上部混凝土受拉开裂，下部受压破坏。T1 试件的试验破坏裂缝模式与模拟结果有所差异，试验试件破坏主要为一根短跨梁在靠近中柱处受剪破坏，而模拟结果为在短跨梁出现剪切裂缝，但子结构长跨方向还可以继续承载；S1 试件试验与模拟破坏裂缝模式显示在楼板上表面均形成裂缝环，靠近板的外边的为受拉裂缝环，靠近中柱位置的为受压开裂环。梁的破坏为靠近中柱的梁端下部混凝土受拉开裂破坏。



a) P1 试件



b) T1 试件

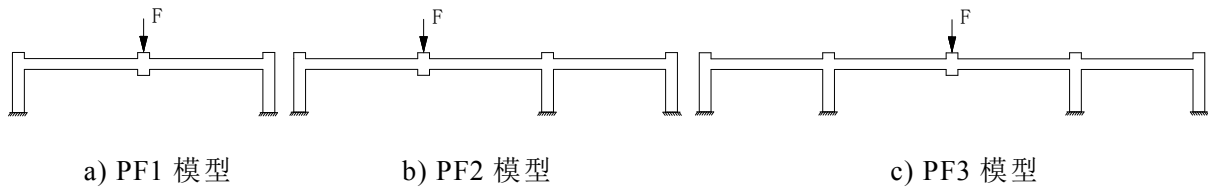


c) S1 试件

图 5.5 试验与模拟破坏模式对比

5.2 不同边跨约束下平面框架结构抗连续倒塌分析

平面框架结构的受力性能与其周围构件的约束情况密切相关，尤其是在结构中柱失效情况下，荷载传递路径依赖于周围构件的完整性。本文根据倒塌跨受到的不同边跨约束作用，建立 ABAQUS 有限元模型，分析倒塌跨在边跨约束下防连续倒塌的性能。边跨约束如图 5.6 所示，a)PF1 模型，表示倒塌跨无边跨约束作用，b)PF2 模型，表示倒塌跨右侧有边跨约束，c)PF3 模型，表示倒塌跨两侧有边跨约束。通过在中柱上表面施加静力线性位移模拟中柱移除过程至梁受力钢筋断裂。



a) PF1 模型

b) PF2 模型

c) PF3 模型

图 5.6 边跨影响下的分析模型

图 5.7 为模型 PF3 在中柱移除过程中边柱节点水平位移与中柱竖向位移之间的关系曲线，负值表示节点向框架外视为位移，正值表示节点向框架内的位移。可以看出，边节点先向外移动，之后又向内移动，据此将框架结构中柱移除过程分为压拱机制和悬链线机制。

图 5.8 为不同边跨约束情况下的框架子结构移除中柱过程中荷载位移关系曲线。采用不同的约束情况，子结构荷载位移曲线发展趋势整体相同，中柱位移在 150mm 之前，三条曲线基本重合，差别很小，位移 150mm 之后，荷载差别逐渐变大，其中 PF3 子结构模型荷载下降最明显，PF1 子结构模型荷载下降最少。悬链线阶段 PF3 子结构荷载增长速率最快，PF1 和 PF2 子结构上升增长速率相当。

图 5.9 为不同边跨约束情况下边节点水平位移与中柱竖向位移之间的关系曲线。PF3 子结构模型边柱节点在竖向位移为 217mm 时回到初始原点，PF1 子结构模型边节点在竖向位移则为 137mm 时回到初始原点。PF2 子结构模型左节点与右节点位移不同，右侧有边跨约束，水平位移很小，左侧无边跨约束，水平位移较大，左右节点回到初始原点的时刻也不相同，分别为 131mm 和 313mm。每个子

结构关键节点的具体荷载和位移见表 5.6。

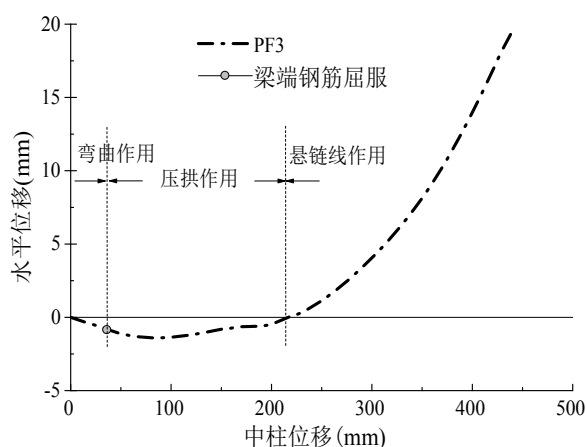


图 5.7 PF3 模型边节点水平位移曲线

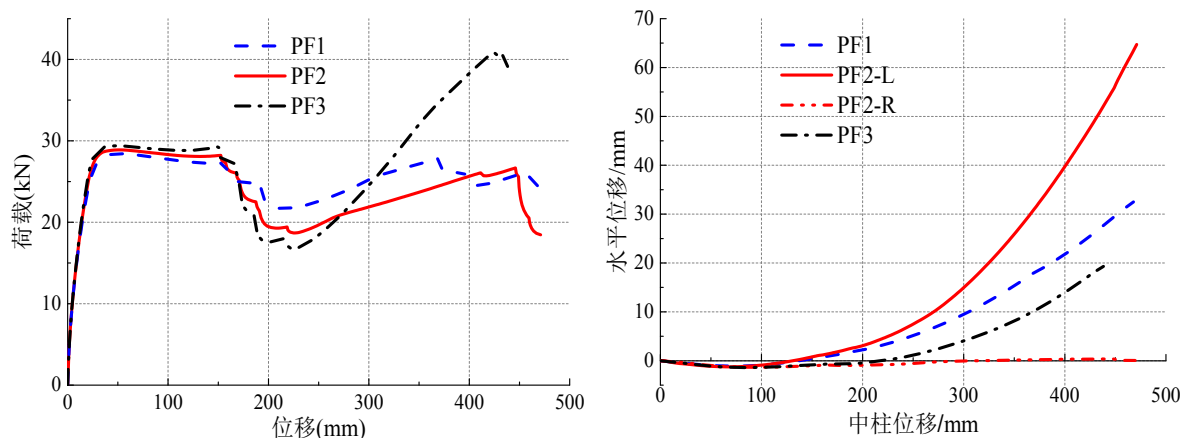


图 5.8 不同边跨约束下荷载位移曲线

图 5.9 不同边跨约束下边节点水平位移曲线

表 5.6 不同边跨约束下子结构承载能力和位移表

模型 编号	屈服荷载 F_y /kN	拱峰值 F_u /kN	拱位移 w_u /mm	悬索峰 值 F_t /kN	悬索位移 w_t /mm	边柱节点相对位移	
						u_{min} /mm	u_{max} /mm
PF1	25.2	28.4	52.4	27.8	369.6	2.21	65.02
PF2	25.6	28.9	51.9	26.7	445.9	-2.52	64.76
PF3	26.3	29.4	48.9	41.0	432.6	-2.80	38.64

表 5.6 为不同边跨约束下子结构关键点的荷载位移值。表中数据可以看出，子结构在弯曲阶段和压拱效应阶段的承载力差异很小，在悬链线效应阶段，子结构承载力差异较大。在悬链线阶段节点水平位移中，PF3 子结构模型左右边节点相对水平位移最小，为 38.64mm，PF1 和 PF2 模型左右边节点水平相对位移相差不大，分别为 65.02mm 和 64.76mm，是 PF3 模型相对位移的 1.683 和 1.675 倍；悬链线阶段的承载力中 PF3 子结构模型为 41kN，PF1 和 PF2 模型为分别 27.8kN 和 26.7kN，是 PF3 模型的 0.678 和 0.651 倍，说明框架子结构承载能力与边跨约

束密切相关。两侧均存在边跨约束时，子结构边节点水平相对位移小，边跨对倒塌跨框架梁的轴向约束大，悬链线阶段的承载能力也高。

5.3 考虑楼板影响的单层空间框架结构抗连续倒塌分析

楼板作为框架结构的组成构件，在结构受力过程中起着非常重要的作用，但在框架结构防连续倒塌中常常被忽略。以单层空间子结构为研究单元，研究不同位置处框架柱失效时框架子结构防连续性倒塌的性能，分析楼板对结构防倒塌承载力的贡献。分析模型如图 5.10 所示，a)SF4 模型，无楼板作用；b)SF5 模型，有楼板作用。对 SF4 和 SF5 模型分别进行移除中柱、长跨边柱、短跨边柱和角柱的防连续倒塌性能分析，比较不同位置处框架柱失效时框架结构防倒塌的能力。通过对比 SF4 和 SF5 模型在同一位置处框架柱失效时防连续倒塌性能，分析楼板在结构防倒塌过程中的作用。通过在失效柱上表面施加静力线性位移来模拟框架柱的移除过程，直至梁受力钢筋断裂。

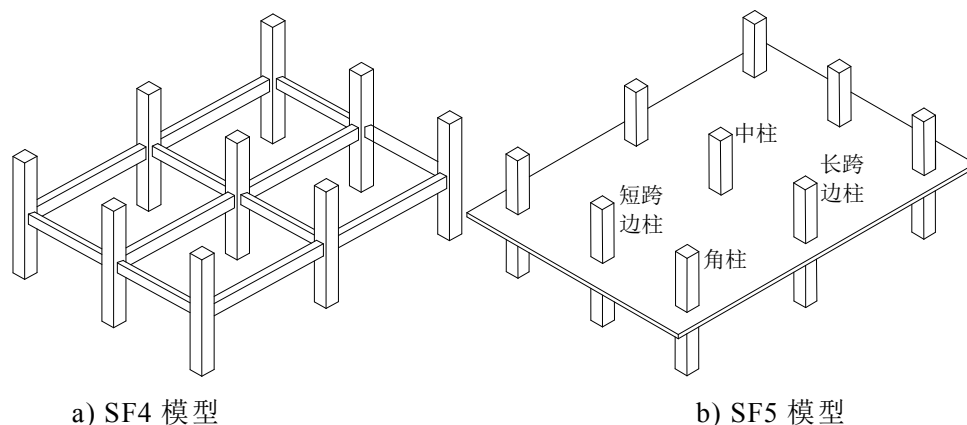


图 5.10 楼板作用下框架结构防连续倒塌分析模型

图 5.11 为 SF4 模型不同位置处框架柱失效过程中荷载位移曲线。图中可以看出，中柱和边柱移除过程中荷载都有两个上升段，压拱效应和悬链线效应明显，角柱移除过程中荷载只有一个上升段，无悬链线效应。比较四条曲线，中柱移除过程中子结构防连续性倒塌的能力最高，拱效应峰值和悬链线效应峰值荷载达 60.7kN 和 90.2kN。短跨边柱与长跨边柱在压拱效应阶段承载力相差不大，在悬链线阶段，短跨边柱移除过程承载力明显高于长跨边柱移除过程。角柱移除过程子结构防连续性倒塌能力最低，拱效应峰值约为移除中柱拱效应峰值的 0.49。

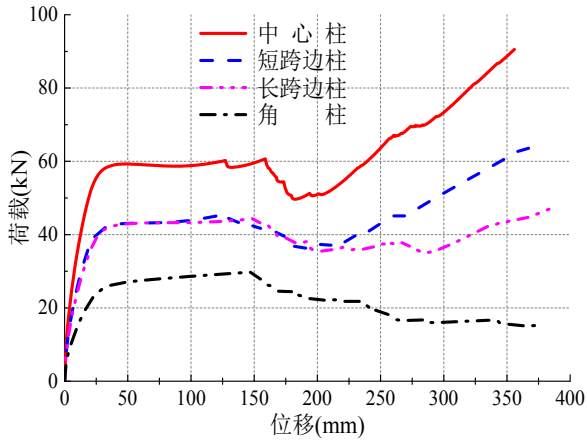


图 5.11 SF4 模型荷载位移曲线

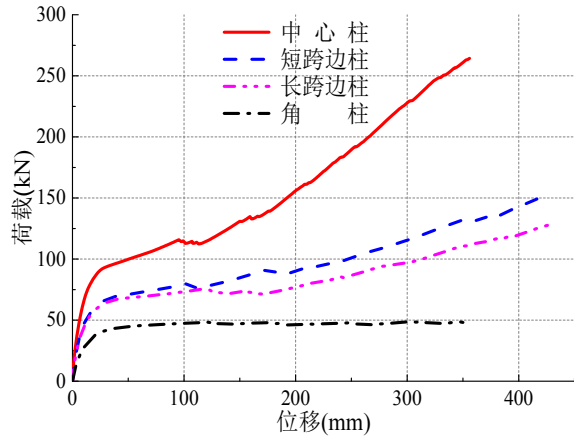


图 5.12 SF5 模型荷载位移曲线

图 5.12 为 SF5 模型不同位置处框架柱失效过程中荷载位移曲线。不同位置处框架柱移除过程中承载力大小关系与 SF4 模型相似,所不同的是,由于楼板作用,移除中柱和边柱移除过程中拱效应峰值之后没有明显的下降段。中柱移除过程中的子结构防连续倒塌能力最高,拱效应峰值和悬链线效应峰值分别为 146.4kN 和 264.3kN。长跨边柱和短跨边柱移除过程中拱效应峰值相差不大,约为中柱移除峰值荷载的 0.5,悬链线效应峰值长跨中柱移除过程小于短跨中柱移除过程。角柱移除过程无悬链线效应发生,拱效应峰值为 48.2kN,为中柱移除拱效应峰值的 0.33。具体承载力值见表 5.7。

表 5.7 考虑楼板作用的空间框架承载力汇总

工况	模型	屈服荷载 F_y /kN	$\frac{F_{y.5}}{F_{y.4}}$	拱峰值 F_u /kN	拱位移 w_u /mm	$\frac{F_{u.5}}{F_{u.4}}$	悬索峰值 F_t /kN	悬索位移 w_t /mm	$\frac{F_{t.5}}{F_{t.4}}$
中柱	SF4	52.4		60.7	158.7		90.5	355.9	
失效	SF5	66.7	1.27	146.4	187.6	2.41	264.3	355.8	2.92
长跨	SF4	39.1		44.5	152.2		47.5	387.2	
边柱	SF5	45.8	1.17	74.7	189.0	1.69	128.5	431.0	2.71
失效	SF4	36.5		45.5	125.9		64.2	370.5	
短跨	SF5	45.9	1.23	76.4	84.83	1.68	151.1	420.9	2.35
失效	SF4	22.2		29.8	150.4		—	—	
角柱	SF5	34.0	1.53	48.2	121.2	1.62	—	—	—
失效	SF4								

表 5.7 列出了空间框架 SF4 和 SF5 模型不同位置处框架柱失效的承载能力对比结果。相比于 SF4 模型,有楼板作用的 SF5 模型承载力明显更高。同一位置框架柱移除过程中,以框架子结构中柱移除过程为例,悬链线阶段承载力提高最高,

SF5 模型与 SF4 模型悬链线效应峰值比为 2.92, 压拱效应阶段承载力比值为 2.41, 弯曲阶段承载力比值为 1.27。SF4 和 SF5 模型边柱和角柱移除过程也有相同的规律, 同一位置处框架柱移除过程中 SF5 模型承载力均明显高于 SF4 模型, 说明楼板明显提高了框架结构防连续倒塌承载能力, 最高可达 2.92。并且, 楼板对屈服阶段承载力提高系数最小为 1.25, 压拱阶段承载提高 1.85, 悬链线阶段提高最大, 为 2.65。

5.4 考虑楼层影响的多层空间框架结构抗连续倒塌分析

以 1-3 层空间框架结构为研究单元, 建立有限元模型, 分析多层空间框架结构防连续倒塌性能。分析模型示意如图 19 所示, (a)-(c) 分别为一层到三层框架结构模型。通过有限元模型对底层不同位置框架柱移除过程承载能力的分析, 对比每个位置处不同楼层框架模型承载能力, 得到结构承载力与楼层的关系。通过在失效柱上表面施加静力线性位移来模拟框架柱的移除过程, 直至梁受力钢筋断裂。

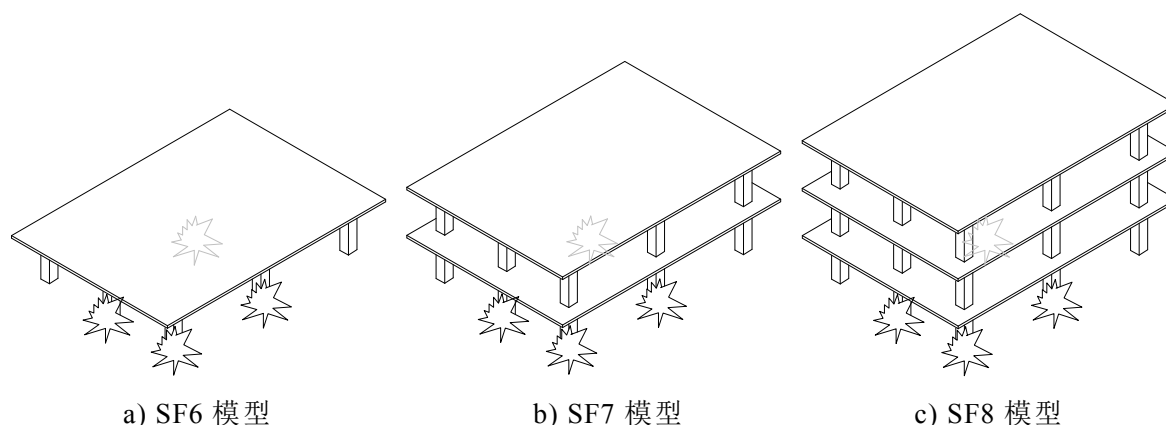


图 5.13 楼层作用下多层框架结构防连续倒塌分析模型

图 5.14 为模型 SF6 框架柱移除过程荷载与中柱竖向位移的关系曲线。分别研究了移除中柱、短跨边柱、长跨边柱和角柱时结构的承载能力。图中可以看出, 中柱移除过程承载力最高, 悬链线效应峰值荷载达 262.7kN, 长跨边柱与短跨边柱移除过程承载力相差不大, 约为中柱移除过程承载力的 0.39, 角柱移除过程承载力最低, 为 48.2kN, 且无悬链线效应阶段。图 5.15 为模型 SF7 在底层框架柱移除过程中的荷载位移曲线。中柱移除过程承载力为 490.8kN, 长跨边柱和短跨边柱移除过程承载力差异很小, 约为中柱移除过程承载力的 0.49, 角柱移除过程承载力最小, 为 100.67kN, 且没有悬链线阶段。图 5.16 为模型 SF8 在底层框架柱移除过程中的荷载位移曲线。与模型 SF6 和 SF7 有相似的规律, 中柱移除过程承载力最大, 为 469kN, 长跨边柱和短跨边柱移除过程承载力差异很小, 角柱移除过程承载力为 155.36kN。具体荷载位移值见表 5.8。

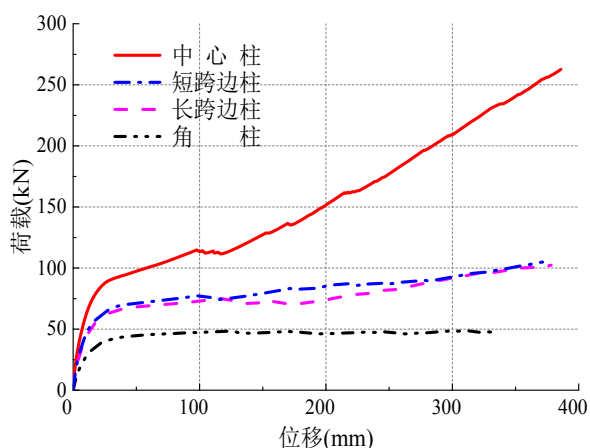


图 5.14 SF6 模型荷载位移曲线

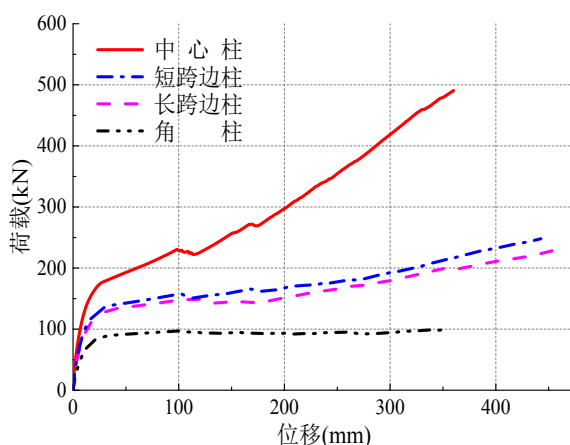


图 5.15 SF7 模型荷载位移曲线

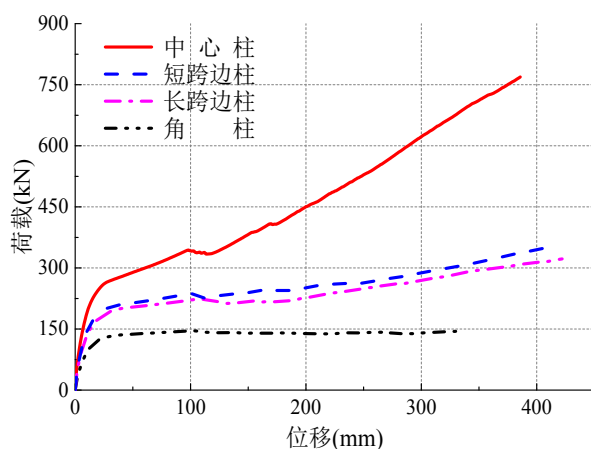


图 5.16 SF8 模型荷载位移曲线

表 5.8 给出了不同楼层框架结构在移除中柱、边柱和角柱过程中荷载位移对比值。中柱移除过程中，SF7 框架模型和 SF8 框架模型的拱效应峰值荷载分别为 SF6 框架模型的 2.17 和 3.24 倍，悬链线效应峰值则分别为 SF6 框架模型的 1.87 和 2.93 倍。可以看出，随着框架结构层数的增加，结构的承载力成倍的增加，同样的规律在边柱和角柱移除过程也可以看到。说明楼层的增加，可以大幅度地提高结构防连续倒塌的能力。在相同层数分析时，中柱移除过程中，屈服阶段的承载力随楼层的增长幅度最大，压拱阶段次之，悬链线阶段最小。而边柱移除过程却有相反的规律，悬链线阶段增长幅度最大，屈服阶段增长最小。

表 5.8 空间框架不同楼层防连续倒塌承载力汇总

工况	模型 编号	屈服荷载 F_y/kN	$\frac{F_{y,n}}{F_{y,6}}$	拱峰值 F_u/kN	拱位移 w_u/mm	$\frac{F_{u,n}}{F_{u,6}}$	悬索峰值 F_t/kN	悬索位移 w_t/mm	$\frac{F_{t,n}}{F_{t,6}}$
中柱 失效	SF6	61.8	1	106.1	76.10	1	262.7	385.94	1
	SF7	135.9	2.20	230.5	98.37	2.17	490.8	360.07	1.87
	SF8	208.2	3.4	344.0	98.44	3.24	769.0	385.73	2.93
长跨	SF6	54.4	1	71.7	160.29	1	102.3	378.27	1
中柱 失效	SF7	96.5	1.77	158.2	220.42	2.21	230.2	457.17	2.25
	SF8	143.9	2.64	233.9	214.28	3.26	342.2	422.16	3.35
	SF6	46.1	1	73.8	72.14	1	104.5	371.46	1
短跨 中柱 失效	SF7	106.9	2.32	173.4	101.11	2.35	247.9	442.71	2.37
	SF8	145.2	3.15	236.0	102.09	3.20	354.5	416.56	3.39
	SF6	36.4	1	48.2	120.28	1	—	—	—
角柱 失效	SF7	71.1	1.95	97.1	100.67	2.01	—	—	—
	SF8	107.2	2.95	140.4	155.36	2.91	—	—	—

注： $F_{y,n}$ 表示编号为 n 框架结构的屈服荷载， n 为 6-8， $F_{u,n}$ 、 $F_{t,n}$ 意义相同。

5.5 本章小结

利用有限元软件 ABAQUS 的强大非线性分析能力，对 Qian K 等框架子结构拟静力试验结果进行了精细有限元模拟。在此基础上，根据框架结构周围约束的不同，分析了平面子结构在左右不同跨约束下的防连续倒塌性能；建立了单层空间框架模型，分析了楼板对空间框架防倒塌性能的影响；进一步的建立了多层空间框架模型，分析了多层框架结构的防倒塌性能。本文主要结论为以下四点：

(1) ABAQUS 软件对 Qian K 等框架子结构的精细化模拟与试验结构吻合良好，S1 试件拱效应峰值误差为 10%，其余试件误差均在 5% 以内。说明塑性损伤模型能够很好地模拟混凝土的受力性能，ABAQUS 对大变形下 RC 框架结构的模拟是可行的。采用《规范》推荐的混凝土本构和线性强化钢筋本构是可取的。

(2) 分析了平面 RC 框架子结构在受到两侧不同的边跨约束时的承载能力。两侧均有边跨约束子结构承载力最高，尤其是悬链线阶段，承载力增长明显；两侧均无边跨约束的子结构悬链线阶段承载力略高于一侧有边跨约束的子结构，但只有两侧均有边跨约束子结构承载能力的 0.68。

(3) 分析了考虑楼板作用的单层空间框架结构除框架柱过程中结构防连续倒塌性能。在框架中柱、边柱和角柱移除过程中，考虑楼板作用的模型框架柱移除过程承载力均高于不考虑楼板作用的模型，且随着结构受力阶段的发展，楼板作

用对屈服、压拱和悬链线各阶段的的承载力提高幅度逐渐变大，悬链线阶段最明显，楼板可将其防连续倒塌承载力提高至 2.92 倍，大幅度提高了结构承载力。

(4) 分析了 1-3 层空间框架结构移除底层框架柱过程中结构防连续倒塌性能。RC 框架结构随着楼层的增多，不同位置处框架柱除过程中承载能力都成倍的增长。相同位置时，中柱移除过程屈服阶段承载力增长幅度最大，压拱阶段次之，悬链线阶段最小；而边柱移除过程有着相反的规律，悬链线阶段增长幅度最大，屈服阶段增长最小。

结论与展望

本文以预制全装配式混凝土框架子结构试验为研究对象，研究了全装配式混凝土框架结构在中柱移除过程中，防连续性倒塌的受力性能、荷载转换机制和最终破坏模式，以及梁柱连接节点的可靠性，得出了以下主要结论：

(1) 根据我国规范设计了一栋纵横向均为四跨的七层装配式框架结构，利用结构设计软件 PKPM 对其进行计算配筋，梁柱节点分别采用刚接和铰接两种计算模型。提取了结构中底部框架结构进行中柱移除拟静力试验研究，对装配式梁柱连接节点和试件设计进行了详细介绍。根据试验目的，设计并制作了试验加载与测量装置，包括试件约束与加载钢架，测量支撑等。

(2) 完成了包括一个现浇试件和两个装配式试件的试验加载过程，对每个试件试验过程中的不同受力阶段裂缝发展进行了详细描述，讨论了裂缝发展与中柱移除荷载转换机制的关系。揭示了子结构在移除中柱过程中的受力性能和荷载转换机理。现浇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，为结构提供第二次防倒塌保障；而装配式试件 PC1 在中柱移除过程中主要经历了压拱效应一个阶段，虽然 PC2 有短暂的悬索效应发展，但其承载力远不及现浇试件。

(3) 现浇试件承载能力高于装配式试件，尤其是悬索效应峰值较拱效应峰值提高 22%，大大增强了结构防连续倒塌能力。装配式试件 PC1 和 PC2 承载力分别为 RC 试件拱效应峰值的 76% 和 81%。相比极限位移，装配式试件的极限位移仅为现浇试件极限位移的 72% 和 77%，延性不足。

(4) 现浇试件最终的破坏模式是包括中节点梁端三根钢筋和边节点两根钢筋被拉断，不能继续承载，钢筋性能得到充分的发挥，二次防御承载能力提高。PC1 试件最终破坏是由于边节点梁端连接区三根插梢杆被剪断，失去承载能力，PC2 则是由于梁端连接区混凝土被压溃脱落，无法承载。现浇试件梁柱裂缝发展很充分，装配式试件的受力和变形主要集中在连接节点，框架梁跨中裂缝和变形较少。

(5) 利用 ABAQUS 有限元软件对三个试件进行了精细化的有限元模拟，详细介绍了有限元模型的建立过程，包括采用的单元、网格划分方法、边界约束条件模拟和加载方式等。对比了模拟结果与试验结果，荷载位移曲线和破坏模式等结果吻合良好，模型能够正确模拟试验的整个过程，能反应试件在各个加载阶段的受力性能。

(6) 在模拟验证的基础上，针对节点的试验破坏模式，对梁柱连接方式进行了优化设计，采取高强螺杆替代插梢钢筋、增大插梢钢筋直径等方式加强了插梢杆的性能。分别对明牛腿和暗牛腿两种连接方式进行了加强分析，分析表明，PC1-

1 和 PC1-2 拱效应承载能力较试验值分别提高了 31% 和 13%，且出现了悬索效应，悬索效应承载力均高于拱效应承载力，二次防御能力得以提升。PC2-1 和 PC2-2 拱效应承载力与试验值相当，悬索效应承载力得到明显提高，分别提高 121% 和 120%，二次防御性能优于现浇试验。相比破坏模式来说，PC1-2 模型最终破坏是由于插梢杆被剪断，其余模型破坏方式均为试件框架梁纵向受力钢筋被拉断。优化后的模型延性增大，PC1-1 和 PC1-2 模型破坏时的极限位移都在 500mm 以上，PC2-1 和 PC2-2 模型破坏时的极限位移都在 600mm 以上。在此基础上，分析了连接节点角型钢板对试件承载力的影响，加劲钢肋和等边角型钢板的设置对试件承载能力影响较大。

(7) ABAQUS 软件对 Qian K 等框架子结构的精细化模拟与试验结构吻合良好，S1 试件拱效应峰值误差为 10%，其余试件误差均在 5% 以内。在验证模型正确性的基础上，分析了平面 RC 框架子结构在受到两侧不同的边跨约束时的承载能力。两侧均有边跨约束子结构承载力最高，两侧均无边跨约束的子结构悬链线阶段承载力略高于一侧有边跨约束的子结构。分析了考虑楼板作用的单层空间框架结构除框架柱过程中结构防连续倒塌性能，考虑楼板作用的模型框架柱移除过程承载力均高于不考虑楼板作用的模型，且随着结构受力阶段的发展，楼板作用对屈服、压拱和悬链线各阶段的承载力提高幅度逐渐变大。分析了 1-3 层空间框架结构移除底层框架柱过程中结构防连续倒塌性能。RC 框架结构随着楼层的增多，不同位置处框架柱除过程中承载能力都成倍的增长。

本文在研究过程中，由于时间及硬件设备原因，缺少对全装配式混凝土框架结构梁柱连接节点受力性能进行理论分析和深层次的数值分析，要彻底研究全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌的受力机理，还有很多工作要做。

(1) 对梁柱连接节点受力性能进行理论分析，推导精确的理论计算公式，指导工程设计。

(2) 建立多层平面框架或空间框架结构，分析整体模型在框架柱移除过程中结构抗连续倒塌承载能力，对比不同位置处框架柱移除过程结构受力性能的差异。

参考文献

- [1] 卢家森. 装配整体式混凝土框架实用设计方法. 长沙: 湖南大学出版社, 2016, 1-18
- [2] 徐铭. 全装配式混凝土剪力墙结构性能非线性有限元分析:[湖南大学硕士学位论文]. 长沙:湖南大学, 2013, 1-13
- [3] 国务办. 绿色建筑行动方案. http://www.gov.cn/zwggk/2013-01/06/content_2305793.htm, 2013-01-01
- [4] 国务办. 关于大力发展装配式建筑的指导意见. http://www.gov.cn/gongbao/content/2016/content_5120699.htm, 2016-09-27
- [5] 中华人民共和国国家标准. 装配式混凝土结构建筑技术标准(GB/T51231-2016). 北京: 中国建筑工业出版社, 2016, 2-6
- [6] 缪俊. 预制装配式部分钢骨混凝土框架梁柱节点有限元分析:[大连理工大学硕士学位论文]. 哈尔滨: 大连理工大学, 2014, 1-14
- [7] Ellingwood B R. Mitigating risk from abnormal loads and progressive collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2006, 20(4): 315-323
- [8] 中国工程建设协会标准. 建筑结构抗倒塌设计规范(CECS392: 2014). 中国计划出版社. 2015, 2-4
- [9] Department of Defense. Design of Building to Resist Progressive Collapse UFC 4-023-03. Washington DC: Department of Defense, 2005, 7-11
- [10] 贾金刚, 徐迎. 关于“连续倒塌”定义的讨论. *爆破*, 2008, 25(01): 22-24
- [11] Starossek U. Typology of progressive collapse. *Engineering Structures*, 2007, 29(9):2302-2307
- [12] Restrepo J I. Design of connections of earthquake resisting precast reinforced concrete perimeter frames. *Pci Journal*, 1995, 40(4):44-61
- [13] Joshi M K, Murty C V R, Jaisingh M P. Cyclic behaviour of precast RC connections. *Indian Concrete Journal*, 2005, 79(11):43-50
- [14] Ozturan T, Ozden S, Ertas O. Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames. *Pci Journal Prestressed Concrete Institute Journal*, 2006, 51: 66-76
- [15] 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:[东南大学硕士学位论文]. 南京: 东南大学, 2006, 1-71
- [16] 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(2):61-66
- [17] 陈适才, 闫维明, 王文明等. 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(6):60-67

- [18] Choi H K, Choi Y C, Choi C S. Development and testing of precast concrete beam-to-column connections. *Engineering Structures*, 2013, 56(6):1820–1835
- [19] Maya L F, Zanuy C, Albajar L, et al. Experimental assessment of connections for precast concrete frames using ultra high performance fibre reinforced concrete. *Constr Build Mat. Construction & Building Materials*, 2013, 48(19):173–186
- [20] 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
- [21] Breccolotti M, Gentile S, Tommasini M, et al. Beam-column joints in continuous RC frames: Comparison between cast-in-situ and precast solutions. *Engineering Structures*, 2016, 127:129–144
- [22] Ersoy U, Tankut T. Precast Concrete Members with Welded Plate Connections Under Reversed Cyclic Loading. *Pci Journal*, 1993, 38(4):94–100
- [23] 赵斌, 吕西林, 刘丽珍. 全装配式预制混凝土结构梁柱组合件抗震性能试验研究. *地震工程与工程振动*, 2005, 25(1):81–87
- [24] Korkmaz H H, Tankut T. Performance of a precast concrete beam-to-beam connection subject to reversed cyclic loading. *Engineering Structures*, 2005, 27(9):1392–1407
- [25] Vidjeapriya R, Jaya K P. Behaviour of Precast Beam-column Mechanical Connections under Cyclic Loading. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2012, 13(2):233–245
- [26] Vidjeapriya R, Jaya K P. Experimental Study on Two Simple Mechanical Precast Beam-Column Connections under Reverse Cyclic Loading. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2013, 27(4):402–414
- [27] Stone W C, Cheek G S, Stanton J F. Performance of Hybrid Moment-Resisting Precast Beam-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading. *Aci Structural Journal*, 1995, 92(2):229–249
- [28] 冯健, 于长海. 预应力及钢筋混凝土企口接头受剪性能试验研究. *东南大学学报(自然科学版)*, 2000, 30(4):27–32
- [29] Alcocer S M, Carranza R, Navarrete D, et al. Seismic Tests of Beam-to-Column Connections in a Precast Concrete Frame. *Pci Journal*, 2002, 47(3):70–89
- [30] 柳炳康, 施法科, 刘海涛等. 反复荷载下预压装配式框架接合部受力性能. *合肥工业大学学报(自然科学版)*, 2005, 28(1):71–74
- [31] 杨晓波. 预压装配式预应力混凝土框架节点的抗震性能研究:[合肥工业大学硕士学位论文]. 哈尔滨: 合肥工业大学, 2010, 1–61
- [32] 种迅, 孟少平, 潘其健. 后张预应力预制混凝土框架梁柱节点抗震性能试验研究. *土木工程学报*, 2012(12):38–44

- [33] Wang H, Marino E M, Pan P, et al. Experimental study of a novel precast prestressed reinforced concrete beam-to-column joint. *Engineering Structures*, 2018, 156:68–81
- [34] Sucuoglu H. Effect of Connection Rigidity on Seismic Response of Precast Concrete Frames. *Pci Journal*, 1995, 40(1):94–103
- [35] Englekirk R E. Development and Testing of a Ductile Connector for Assembling Precast Concrete Beams and Columns. *Pci Journal*, 1995, 40(2):36–51
- [36] Kulkarni S A, Li B, Yip W K. Finite element analysis of precast hybrid-steel concrete connections under cyclic loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 2008, 64(2):190–201
- [37] Magliulo G, Ercolino M, Cimmino M, et al. FEM analysis of the strength of RC beam-to-column dowel connections under monotonic actions. *Construction & Building Materials*, 2014, 69:271–284
- [38] Griffiths H, Pugsley A, Saunders O. Report of the inquiry into the collapse of flats at Ronan Point, canning town: presented to the Minister of Housing and Local Government. London:HMSO, 1968, 1–10
- [39] Corley W G, Smith R G, Colarusso L J. Structural Integrity and the Oklahoma City bombing. *Concrete Constrecton*, A Hanley-Wood Publication, Addition, Illinois, 2001,46 (12):29–30
- [40] National Institute of Standards and Technology NIST. 2005. Final rep. on the Collapse of the World Trade Center Towers. Siva Shyam Sunder, Lead Investigator, NIST,Gaithersbury, Md, <http://wtc,nist.gov>, 2007–05–01
- [41] EN 1991–1–7. Eurocode 1: Action on structures. Part 1–7: General Action Accidental actions. Brussels: European Committee for Standardization. 1991, 1–28
- [42] GSA2010. Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. Washington, D.C: United States General Services Administration. 2010, 7–31
- [43] DoD2010. Design of structures to resist progressive collapse. Washington, D.C: Department of Defense. 2010, 12–64
- [44] 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
- [45] 何庆锋. 钢筋混凝土框架结构抗倒塌性能试验研究:[湖南大学博士学位论文]. 长沙: 湖南大学, 2009, 1–18
- [46] Su Y, Tian Y, Song X. Progressive Collapse Resistance of Axially-Restrained Frame Beams. *Aci Structural Journal*, 2009, 106(5):600–607

- [47] Hai S L, Bao Y, Sadek F, et al. An Experimental and Computational Study of Reinforced Concrete Assemblies under a Column Removal Scenario. NIST TN-1720, 2011, 1-85
- [48] Qian K, Li B. Experimental and Analytical Assessment on RC Interior Beam-Column Subassemblages for Progressive Collapse. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2011, 26(5):576-589
- [49] Yu J, Tan K H. Structural Behavior of RC Beam-Column Subassemblages under a Middle Column Removal Scenario. Journal of Structural Engineering, 2013, 139(2):233-250
- [50] Qian K, Li B. 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
- [51] Yu J, Tan K H. Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages. Engineering Structures, 2013, 55(4):90-106
- [52] Yu J, Tan K H. Special Detailing Techniques to Improve Structural Resistance against Progressive Collapse. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(3):04013077-1-15
- [53] Dat P X, Kang H T. Experimental study of beam-slab substructures subjected to a penultimate-internal column loss. Engineering Structures, 2013, 55:2-15
- [54] Qian K, Li B. Slab Effects on Response of Reinforced Concrete Substructures after Loss of Corner Column. Aci Structural Journal, 2013, 109(6):845-869
- [55] Qian K, Li B, Ma J X. Load-Carrying Mechanism to Resist Progressive Collapse of RC Buildings. Journal of Structural Engineering, 2015, 141(2):4014107-1-14
- [56] 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. Engineering Structures, 2016, 118:28-40
- [57] 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, 2016, 149: 91-103
- [58] Khandelwal K, El-Tawil S. Assessment of Progressive Collapse Residual Capacity Using Pushdown Analysis. Structures Congress. 2008:1-8
- [59] Bao Y, Kunnath S K, El-Tawil S, et al. Macromodel-Based Simulation of Progressive Collapse: RC Frame Structures. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(7):1070-1078
- [60] 陈超. 钢筋混凝土框架结构抗连续性倒塌分析:[华南理工大学硕士学位论文]. 广州: 华南理工大学, 2010, 1-64

- [61] 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
- [62] Sasani M, Kazemi–Moghaddam A. Experimental and Analytical Evaluation of Progressive Collapse Resistance of a Full-Scale Structure Following Sever Loss of Load Bearing Elements. *Applied Mechanics & Materials*, 2011, 82:326–331
- [63] 李易. RC 框架结构抗连续倒塌设计方法研究:[清华大学博士学位论文]. 北京:清华大学, 2011, 1–167
- [64] 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*, 2016, 149:2–20
- [65] Yu X H, Lu D G, Qian K, et al. Uncertainty and Sensitivity Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures Subjected to Column Loss. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2016, 31(1):04016069–1–14
- [66] 蔡小宁. 新型预应力预制混凝土框架结构抗震能力及设计方法研究:[东南大学博士学位论文]. 南京:东南大学, 2012, 1–125
- [67] 陈佳佳. 新型预应力预制装配式混凝土框架节点试验研究:[东南大学硕士学位论文]. 南京:东南大学, 2011, 1–118
- [68] 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
- [69] Nimse R B, Joshi D D, Patel P V. Experimental Study on Precast Beam Column Connections Constructed Using RC Corbel and Steel Billet under Progressive Collapse Scenario. 2015, 1–15
- [70] Kang S B, Tan K H. Behaviour of precast concrete beam–column sub–assemblages subject to column removal. *Engineering Structures*, 2015, 93:85–96
- [71] 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
- [72] Kang S B, Tan K H. Progressive Collapse Resistance of Precast Concrete Frames with Discontinuous Reinforcement in the Joint. *Journal of Structural Engineering*, 2017, 143(9):1–20
- [73] Feng D, 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):04018027–1–14
- [74] Main J A, Bao Y, Lew H S, et al. An Experimental and Computational Study of Precast Concrete Moment Frames under a Column Removal Scenario. NIST TN–

1886, 2015:1-56

- [75] Klasila E. Managing the progressive collapse of a corner of an office building built from precast concrete elements. 2016:1-19
- [76] Tohidi M, Yang J, Baniotopoulos C. Numerical evaluations of codified design methods for progressive collapse resistance of precast concrete cross wall structures. *Engineering Structures*, 2014, 76:177-186
- [77] Elsanadedy H M, Almusallam T H, Al-Salloum Y A, et al. Investigation of precast RC beam-column assemblies under column-loss scenario. *Construction & Building Materials*, 2017, 142:552-571
- [78] Qian K, Li B. Performance of Precast Concrete Substructures with Dry Connections to Resist Progressive Collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2018, 32(2):04018005-1-14
- [79] 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, 1-427
- [80] 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, 1-30
- [81] 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, 1-66
- [82] 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
- [83] 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
- [84] 刘巍, 徐明, 陈忠范. ABAQUS 混凝土损伤塑性模型参数标定及验证. *工业建筑*, 2014,44(增): 167-171
- [85] Othman H, Marzouk H. Finite-Element Analysis of Reinforced Concrete Plates Subjected to Repeated Impact Loads. *Journal of Structural Engineering*, 2017, 143(9):04017120:1-16

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。回忆过去,从来时的大学新生到毕业时的研究生,在湖大度过了最为重要的七年青春时光。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。首先要感谢导师周云副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。感谢课题组易伟建教授对试验的悉心指导,愿老师身体健康。感谢黄远副教授对我研究提供的硬件支持。

感谢师兄张军凯、陈松柏、贾凡丁、吴峥,师姐方亮、周祎,同门胡翔、奚树杭、刘蒙,以及师弟师妹王振生、李紫玮、彭涵钰、曾雅丽思、张琴、裴熠麟、周赛、程依婷在三年之中对我的帮助与关心。感谢室友陈宝、赵灵杰、吴博对我生活的关心与支持。

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,感谢廖慧娟同学三年的陪伴、理解与支持。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!

陈太平

2018年5月20日于长沙

附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文

- [1] 周云, 陈太平, 胡翔等. 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(已录用)