

学校代号 10532

学 号 S160100080

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 鲁棒性及可靠度分析

学位申请人姓名 张琴

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 周云教授

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 装配式结构

论文提交日期 2019年5月 日

学校代号：10532

学 号：S160100080

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鲁棒性及可靠度分析

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

湖南省重点研发计划项目(2017SK2220)

国家自然科学基金 (51878264)

长沙市科技计划项目资助 (kq1706019)

学位申请人姓名：张琴

导师姓名及职称：周云教授

培 养 单 位：土木工程学院

专 业 名 称：结构工程

论文提交日期：2019年5月13日

论文答辩日期：2019年5月16日

答辩委员会主席：邓铁军教授

Research on Robustness and Reliability of Fully-assembled Concrete
Frame Structure Against Progressive Collapse

by

ZHANG Qin

B.E. (Hunan Agricultural 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

Professor ZHOU Yun

May, 2019

湖南大学

学位论文原创性声明

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

作者签名：

日期： 年 月 日

学位论文授权使用授权书

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

本学位论文属于

- 1、保密 ，在_____年解密后适用本授权书。
- 2、不保密 。

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名：

日期： 年 月 日

导师签名：

日期： 年 月 日

摘 要

为分析全装配式 (Fully precast concrete 简称为 FPC) 框架结构抗连续倒塌性能, 本文在两个全装配式试件(PC1、PC2)和一个现浇试件(RC)的中柱移除静力试验及动力试验的基础上, 利用 OpenSees 有限元软件建立三个子结构宏模型, 对比分析试验结果与校验结果, 继而设计了两栋七层全装配式框架结构 (PC1-Frame、PC2-Frame) 和一栋现浇框架结构 (RC-Frame), 采用拆除构件法和基于随机 Pushdown-矩法的整体可靠度分析方法对其进行抗连续倒塌承载能力、可靠度以及鲁棒性的评估。本文主要进行了以下几方面的研究:

(1) 利用 OpenSees 平台建立了两个装配式节点宏模型以及现浇节点宏模型, 选择合适的材料本构模型与非线性梁柱单元, 建立梁、柱截面恢复力模型, 再根据装配式节点的构造特征与受力特性模拟其牛腿及螺栓-插梢杆的作用。并将数值模拟结果与框架结构抗连续倒塌静动载试验进行了分析对比。结果表明, 有限元计算数值与试验数值吻合较好, 提出的建模方法可应用于装配式结构的连续倒塌问题研究。

(2) 基于校验好的全装配式节点模型, 建立起七层四跨的两栋全装配式框架结构及与之对比的一栋现浇结构。利用拆除构件法对三个框架结构进行不同工况的拆柱之后的瞬时动力反应分析, 然后对结构做非线性静力分析以进一步了解结构的抗连续倒塌机制, 最后利用基于等能量原理的简化动力分析方法转化了非线性静力分析的抗力曲线, 得到结构的非线性动力响应及动力放大系数, 从而对不同拆柱工况下的全装配式和现浇框架结构的整体抗连续倒塌能力进行评估。

(3) 基于结构整体可靠度的理念, 利用结构极限承载能力与结构所受总荷载之差构建结构的全局功能函数, 采用基于 Nataf 变换的点估计法 (也称为改进的点估计法 IPEM) 进行影响结构承载能力的随机变量的抽样, 将 IPEM 方法与非线性静力分析 Pushdown 方法结合, 最后利用高阶矩法可计算完整结构和损伤结构的可靠度指标, 从而对整体结构的可靠性进行安全评定。

(4) 从承载力和可靠度两方面对结构鲁棒性进行定量的评估, 在承载力方面, 计算最不利情况 A 轴线各层柱失效时结构的鲁棒性指标; 在可靠度方面, 计算了在不同矩法下各结构的鲁棒性指标。通过鲁棒性指标定量地分析比较了全装配式结构和现浇结构的抗连续倒塌能力。

关键词: 全装配式混凝土结构; 连续倒塌; OpenSees; 拆除构件法; 可靠度; 鲁棒性;

Abstract

To study the behavior of progressive collapse performance of fully precast frame structures, based on the static and dynamic tests of two fully assembled specimens (PC1 and PC2) and one cast-in-situ specimen (RC), three sub-structural macro-models were established by using OpenSees finite element software, and the results of model verification were compared with this test results. Two seven-story fully assembled frame structures (PC1-Frame, PC2-Frame) and a cast-in-situ frame (RC-Frame) were designed. Progressive collapse analysis was conducted for the residual structure of which middle/exterior column at the bottom removed by using column removal method, respectively. The overall structural reliability analysis method based on stochastic Pushdown-moment method is used to evaluate the reliability and robustness of fully assembled frame structures. This paper mainly studies the following aspects:

(1) Two assembly node macro-models and a cast-in-place macro-models are established by using OpenSees platform. The appropriate material constitutive model and nonlinear beam-column elements are selected to establish the beam and column section restoring force model, and then according to the structural characteristics of the fabricated nodes. The force characteristics are used to simulate the function of the beef leg and the bolt-plug. The numerical simulation results are compared with the frame structure against continuous collapse static load test. The results show that the finite element simulation results are in good agreement with the experimental results. The proposed modeling method can be applied to the study of continuous collapse of fabricated structures.

(2) Based on the verified fully assembled node model, two fully assembled frame structures with seven layers and four spans and a cast-in-place structure are established. The instantaneous dynamic response analysis of the three frame structures after disassembling the column under different working conditions is carried out by means of the demolition component method. Then the nonlinear static analysis of the structure is carried out to further understand the continuous collapse mechanism of the structure, and finally the simplification based on the equal energy principle is used. The dynamic analysis method transforms the resistance curve of nonlinear static analysis, and obtains the nonlinear dynamic response and dynamic amplification factor of the structure. Therefore, the overall collapse resistance of the fully assembled and cast-in-place frame structures under different working conditions

is evaluated.

(3) Based on the concept of structural overall reliability, the global functional function of the structure is constructed by the difference between the ultimate bearing capacity of the structure and the total load of the structure. The point estimation method based on the Nataf transformation (also known as the improved point estimation method IPEM) is used to sample random variables that affect the carrying capacity of the structure. Combined with the IPEM method and the nonlinear static analysis Pushdown method, the high-order moment method can be used to calculate the reliability index of the complete structure and the damage structure, so as to evaluate the reliability of the overall structure.

(4) The structural robustness is quantitatively evaluated from the aspects of bearing capacity and reliability. In terms of bearing capacity, the robustness index of the structure of the most unfavorable A-axis column failure is calculated. In terms of reliability, the robustness of each structure under different moments is calculated. Through the robustness index, the continuous collapse resistance of the fully assembled structure and the cast-in-situ structure was compared quantitatively.

Key Words: Fully precast concrete structure; Progressive collapse; OpenSees; Column removal method; Reliability; Robustness

目 录

学位论文原创性声明与学位论文授权使用授权书	I
摘要	II
Abstract	III
第 1 章 绪论	1
1.1 选题背景及意义	1
1.2 装配式混凝土框架结构节点的研究概况	2
1.2.1 节点的主要形式	2
1.2.2 节点的国内外研究进展	3
1.3 结构抗连续倒塌的研究概况	4
1.3.1 规范概况	4
1.3.2 设计方法	5
1.3.3 现浇混凝土结构抗连续倒塌研究进展	6
1.3.4 装配式混凝土结构抗连续倒塌研究进展	8
1.4 结构可靠度的研究概况	9
1.5 结构鲁棒性的研究概况	11
1.6 本文研究内容	12
第 2 章 全装配式混凝土框架子结构有限元建模及模型校验	14
2.1 OpenSees 分析软件介绍	14
2.2 有限元模型建立	15
2.2.1 材料对象	15
2.2.2 截面对象	17
2.2.3 单元对象	18
2.2.4 零长度单元	18
2.2.5 坐标转换及非线性分析	18
2.3 有限元模型验证	19
2.3.1 子结构试验概况	19
2.3.2 全装配式节点宏模型	25
2.3.3 模型参数确定	27
2.3.4 校验结果	28
2.4 本章小结	30

第 3 章 全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌分析	32
3.1 多层有限元框架模型建立	32
3.1.1 框架结构设计	32
3.1.2 模型参数确定	34
3.2 框架结构非线性静力分析	34
3.2.1 拆除中柱 C1 结果分析	35
3.2.2 拆除边柱 A1 结果分析	37
3.3 框架结构非线性动力分析	39
3.3.1 拆除中柱 C1 结果分析	39
3.3.2 拆除边柱 A1 结果分析	43
3.4 基于等能量法的简化动力分析	47
3.5 本章小结	49
第 4 章 全装配式结构非线性抗连续倒塌可靠度分析	50
4.1 结构可靠度理论概述	50
4.1.1 可靠度概念	50
4.1.2 不确定性分析的研究方法	52
4.1.3 变量相关情形	53
4.1.4 结构整体可靠度	56
4.2 基于随机 Pushdown 法-矩法结构整体抗连续倒塌可靠度分析	58
4.2.1 基于 Nataf 变换的点估计法 (IPEM)	58
4.2.2 Zhao-One 高阶矩法	59
4.2.3 结构整体抗连续倒塌可靠度分析步骤	61
4.3 全装配式框架结构整体抗连续倒塌可靠度分析	61
4.3.1 极限状态函数及结构样本	61
4.3.2 完好结构抗连续倒塌可靠度分析	64
4.3.3 损伤结构抗连续倒塌可靠度分析	65
4.4 本章小结	67
第 5 章 全装配式框架结构抗连续倒塌鲁棒性分析	68
5.1 结构鲁棒性及评估指标	68
5.1.1 基于结构属性的鲁棒性指标	69
5.1.2 基于确定性结构性能的鲁棒性指标	69
5.1.3 基于概率性结构性能的鲁棒性指标	71
5.2 全装配式框架结构的鲁棒性评价	71

5.2.1 基于承载力的鲁棒性指标.....	71
5.2.2 基于可靠度的鲁棒性指标.....	75
5.3 本章小结	76
结论与展望	78
参考文献	80
致谢	89
附录 A （攻读学位期间所发表的学术论文）	90

第1章 绪 论

1.1 选题背景及意义

建筑业是我国经济的支柱产业，根据国家统计局数据可知，2016年我国建筑业总产值超过了19万亿元^[1]，2017年全国建筑业总产值高达21万亿元^[1]。目前我国普遍采用现浇混凝土施工技术，现场生产效率低，仍处于高成本、高物耗、高能耗的粗放型生产模式。近年来，为匹配建筑业高速度和高质量的发展，我国建筑业正在积极寻求转型，国家相关部门也大力支持，出台了大量相关政策。1995年，建设部印发的《建筑工业化发展纲要》^[2]首先提出建筑工业化是通过现代化和科学管理的生产方式和手段，来代替传统建筑业中复杂的、繁重的、低效率的手工业生产方式，以适应和发展社会主义市场经济的大量需求。

装配式建筑是指用预制梁板柱等部件在工地装配而成的建筑，可大大提高劳动生产效率，降低现场施工污染，同时还有利于施工质量和施工安全。在国外，装配式建筑的应用非常广泛，在欧洲、日本及北美等发达国家的应用比例更是达到了35%以上^[3]。为推进我国装配式建筑的发展，2016年国务院出台的《关于深入推进新型城镇化建设的若干意见》^[4]提出积极鼓励建造方式上的创新，积极应用环保建筑材料，大力发展以节能环保为导向的装配式建筑，加强规范施工过程和验收程序，促进装配式施工在建筑行业中的发展，提高现场装配在整体施工中的比例；2018年11月，湖南省住房和城乡建设厅也发布了关于推进湖南省装配式建筑发展的通知^[5]，指出要对政府投资的居住建筑和公共建筑等采用装配式建筑并逐步完善装配式建筑项目的管理监督制度。

另一方面，1968年英国伦敦东部的Ronan Point住宅因煤气爆炸发生倒塌事故^[6]引起了国内外学者对结构抗连续倒塌研究的关注。1995年位于美国俄克拉荷马州的Alfred P Murrah联邦政府办公楼遭恐怖袭击从而倒塌^[7]和2001年的美国世贸中心遭遇飞机撞击从而倒塌^[8]的重大事故也提升了各学者对结构抗连续倒塌的关注。结构因突发事件发生倒塌往往会对人们的生命财产带来不可估量的损失，随着装配式建筑的不断发展，且装配式的节点连接形式多样，对于其抗连续倒塌能力的评估也日益重要。本文将在全装配式混凝土框架子结构抗连续倒塌试验为基础，利用有限元软件建立全装配式框架多层模型，并与传统现浇结构进行比较，最终对结构进行鲁棒性分析和结构连续倒塌可靠度的评估，为今后实际工程中全装配式混凝土框架结构的设计提供一定的理论支撑。



图 1.1 英国Ronan Point 住宅发生倒塌事故^[6] 图 1.2 美国世贸中心遭遇袭击发生倒塌^[8]

1.2 装配式混凝土框架结构节点的研究概况

装配式建筑按其装配化程度可以分为两大类：全装配式建筑和装配整体式建筑^[9]。全装配式结构形式有板柱结构、装配式大板、框架结构、盒子结构、剪力墙结构等。全装配式建筑所有部件都在工厂批量制作，然后现场组装，维护结构可以现场浇筑。装配整体式结构的主要部件局部现场浇筑，其余部分采用预制构件。它的主要优点是性价比较高。在满足一定的条件下也可实现大面积流水施工，取得良好的经济效益及结构完整性。

节点作为整个结构的连接处，其质量决定了整个预制装配式结构的性能。梁柱节点将预制梁柱连接成一个整体，起到抗震耗能和荷载传递的作用。至今，国内外众多研究者对装配式梁柱节点的性能进行了大量的试验以及理论研究，并对连接方式做出了大量的创新。

1.2.1 节点的主要形式

目前，装配式框架梁柱节点形式从施工方法上分主要有两种形式——干节点和湿节点。

干连接节点指的是在工厂预制好的梁柱等构件通过螺栓或焊接形成的节点，常见的连接方式一般有预应力连接、混合连接、延性杆连接和牛腿连接。预应力压接是指用高强后张预应力筋连接预制梁柱^[10]。混合连接指的是在节点连接处除了有无粘结的预应力筋，还添加普通的钢筋来提高滞回耗能能力。但施工工艺比单纯的预应力连接要复杂很多。延性杆连接是指使用高强螺栓将在梁端预埋的连接块或钢板和在柱中预埋的延性杆进行连接。牛腿式连接多用于工业建筑，较少用于民用建筑，连接形式众多。

湿连接节点，也称刚性连接。主要有预制梁节点处现浇连接、预制梁跨中现浇连接和 T 形预制构件跨中现浇连接三种构造形式^[11]。

1.2.2 节点的国内外研究进展

目前对于装配式梁柱节点的研究，国内外学者已取得了诸多成果。

1995年，William C. Stone 等^[12]进行了 10 组预制混凝土梁柱组合节点的反向循环加载试验，混合连接由用于耗散能量的低碳钢和用于提供所需剪切阻力的后张拉钢组成。试验目的是为高地震活动性地区的抗弯预制连接设计制定指导方针。

2005年，柳炳康等^[13]对两个预应力装配式梁柱构件进行了抗震试验，通过试验研究了解了节点的应力分布及承载能力。试验表明，反向加载存在掀起效应。为了控制截面曲率和裂缝宽度，在承载力中应考虑折减系数。

2006年，Ozturan 等^[14]介绍了四种预制混凝土框架连接节点和一种整体式混凝土连接节点的试验结果，预制混凝土连接节点为焊接复合和螺栓连接。结果表明改进的预制螺栓连接混凝土节点可能适用于高地震区。

2011年，陈适才等^[15]对高轴压预制梁-柱-叠合板装配式边节点试件进行了抗震性能的研究，并对比了现浇试件。利用 OpenSees 有限元软件建模并验证了装配节点建模的准确性，并进行了柱轴压水平、柱截面尺寸、配筋率和钢筋直径等不同影响因素的参数分析。

2012年，种讯等^[16]研究了两榀有粘结后张预应力筋梁柱中节点和两榀无粘结后张预应力筋梁柱中节点试件的抗震性能，对其进行了低周反复加载试验。结果表明，四个构件的破坏主要是梁柱缝隙的张开及受压区混凝土压碎，与普通混凝土构件相比，试件耗能能力较差，但恢复性能较好。

2013年，Choi 等^[17]对五个 1/2 缩尺的梁柱构件进行了抗震试验，包括一个现浇构件和四个预制装配式试件。试验变量包括在节点处使用的构造细节，试样设计遵循了强柱弱梁概念。试验结果表明，预制节点强度是整体式钢筋混凝土结构的 1.15 倍。

2016年，Nzabonimpa 等^[18]提出了一种可用于钢筋混凝土预制框架和钢-混凝土组合预制框架的干式机械梁柱节点。新型节点由延伸的钢板组成，带有用于传递拉力和压缩力的螺栓，在梁柱接头处提供完全约束的力矩连接。利用试验和分析研究影响干式梁柱连接节点的结构性能的参数验证了新型节点的结构性能。

2016年，单奇峰^[19]提出了两种新的应用 ECC 材料的梁柱连接节点，并设计了梁柱节点试件对其进行节点抗震试验，采用 OpenSees 有限元软件对其中五个节点试件进行了不同影响因素的参数分析。结果表明：ECC 的强度对节点的屈服荷载和峰值荷载有不同程度的影响，ECC 弹性的折减对节点的初始强度影响较小。

2016年，周宇凌^[20]提出一种混合装配式预应力混凝土框架节点形式，利用低周往复荷载试验和 ABAQUS 以及 OpenSees 有限元软件对节点以及节点处无肋角钢进行抗震性能的研究，全面了解该新型节点的受力机理及抗震性能，为新型节点的应用及推广提供了理论基础。

2017年, Elsanadedy等^[21]利用 LS-DYNA 软件建立装配式结构非线性有限元模型, 以预测预制钢筋混凝土梁柱子结构在柱移除情形下的性能。该模型考虑了混凝土和钢筋的非线性行为、应变率对材料性能的影响以及节点表面的接触。

2018年, 吴刚等^[22]从试验研究、数值模拟和设计方法三个方面系统梳理了国内外学者关于装配式节点的研究概况, 介绍了常用的装配式节点形式、试验和模拟方法以及设计方法。

上述研究表明, 关于装配式梁柱节点的研究从20世纪陆续展开, 由于装配式节点的复杂和多样性, 各国学者开展的装配式节点试验以及理论研究各不相同, 但基本上集中于对装配式节点抗震性能的研究。

1.3 结构抗连续倒塌的研究概况

结构的连续倒塌是指由于偶然事件或自然灾害导致整体结构的局部失效, 进而触发连锁反应从而引起结构的局部失效扩散到结构的其他构件, 最终结构主体失效, 发生大面积坍塌。此类破坏形式的极限破坏状态趋势较起始破坏状态是发散的^[23]。目前国内外学者也对现浇和装配式结构开展了一系列关于结构抗连续倒塌的研究, 各国也纷纷制定相应的抗连续倒塌规范,

1.3.1 规范概况

英国首先提出考虑意外荷载和抗连续倒塌的结构设计思路。1976 建筑规程 (Building Regulations)^[24]指出五层及其以上的建筑要考虑抗连续倒塌的设计。上个世纪末, 英国规范 BS6399^[25]提出以构件的跨越能力设计、关键构件设计和拉结强度设计为指导的三个层次的设计思想。

欧洲 Eurocode I^[24]提出两类结构抗连续倒塌的设计方法: 第一类是从灾害防治的角度出发, 通过防止和减弱灾害作用的设计方式减少结构局部损坏的可能性; 第二类则通过改进结构完整性、增加结构冗余度和增强塑性性能的设计方法, 使结构能控制局部损伤程度避免整体倒塌。

美国混凝土协会 ACI 318-02^[26]规范中通过提出一些连接构件的构造要求, 例如保证钢筋的连续性来提高结构的整体性。规范中规定结构满足抗震要求的构造措施可以帮助结构抵御抗连续倒塌同时也增加了构件的延性, 在意外荷载下的生存能力更强。美国公共事务管理局最新规范 GSA 2013^[27]综合了美国联邦安全委员会、美国公共事务管理局以及美国国防部对于结构抗连续倒塌设计的理念与决策方式。美国国防部最新规范 DoD 2013^[28]修改了拉结力公式, 将拆除构件法中荷载组合公式中删除了对恒荷载有利的系数和水平作用力, 同时删除了局部抗力法等。

我国抗倒塌设计规范 (CECS392-2014)^[29]提出了抗地震倒塌计算、地震倒塌判别、钢筋混凝土结构和砌体结构抗地震倒塌的措施。可靠度设计标准

(GB50068-2018)^[30]中要求结构在遭遇到可预见的偶然事件时及之后,依然能保证足够的整体稳定性,并要求建筑结构抵抗偶然荷载的设计以承载力极限状态为依据。混凝土规范(GB50010-2010)(2015版)^[31]提出了一系列设计原则来抵抗结构的连续倒塌,并对高安全等级结构抗倒塌设计提出了更深化的设计思路。高层规程(JGJ3-2010)^[32]对结构抵抗倒塌的概念设计和拆除构件设计都提出相应的规定,并认为结构构件应能承受一定的反向荷载的和有适宜的延性。

1.3.2 设计方法

根据各国有关设计规范,结构抗连续倒塌设计主要运用概念设计法、关键构件设计、拉结强度设计法和拆除构件法四种设计方法。对于相同的设计方法,各国规范也进行了不同程度的修改,对于抗连续倒塌问题的认识与侧重点也存在一定差异。

概念设计法主要通过结构的设计概念,如结构的整体性、塑性性能、多余约束和构造等方面提高结构抗连续倒塌的可靠性^[33]。主要包括以下两个方面^[34]:(1)进行适当的结构方案设计以保证结构连续性和备用传递路径;(2)采取适当的措施以加强节点的构造,使结构达到极限状态前能产生悬链线效应从而减小抗连续倒塌风险。概念设计措施相对于其他方法简易方便,且对于一般的结构可以有效地提高结构的整体性,但其不足在于该思路停留在定性的设计上,无法准确在计算上指导设计,一般取决于设计者的水平和经验。

拉结构件法是通过一定的构造措施将构件和节点结合成整体,使其在一定程度上满足抗拉要求,保证荷载从局部损伤区传递到无损区^[33]。拉结构件法认为结构的极限状态出现在竖向承重构件破坏之后,此时将结构近似简化为静定结构,根据其承担的荷载得到在极限状态下构件所需的抗拉承载力。拉结强度法所认为的极限状态下,构件应满足大变形的前提,因此要求构件拥有足够的变形能力。为了保证构件极限状态下的悬链线作用,美国标准UFC 4-023-03(2013版)^[35]提出了一种新的拉结强度法来保证普通结构的节点的转动能力,该方法假定由楼板提供拉结力的水平分力,再通过薄膜作用或悬链线作用将竖向荷载从局部损伤区传递到无损区。

拆除构件法遵循既有的法则依次拆除整体结构中不同部位的构件,对剩余结构进行设计并最终评估结构抗连续倒塌的能力^[33]。在该方法中,通常是拆除结构从顶层到底层的边柱、角柱及底层内柱^[24]。该方法可以通过提高拆除后的剩余构件的延性或者承载能力或通过初始失效位置将构件失效造成的损坏限定在一定程度上内来避免结构连续倒塌,实际上为结构提供了有效的备用传力途径并且不依赖于具体的荷载形式,适用于各种偶然荷载作用下的结构倒塌分析。

关键构件法是先通过设计者挑选或通过特定方法计算选出结构的薄弱构件或

无法满足结构抗连续倒塌极限状态的构件作为结构的关键构件，然后对此类构件进行深化加固，使其直接遭受特定的非常规作用时拥有足够的承载力而不会被破坏^[33]。日本设计指南^[36]认为，为了增加冗余度，应该优先保护关键构件，保护关键构件能降低增加结构多余约束的成本。该指南还推荐采用高性能钢材和钢管混凝土结构等材料来保证构件的安全性。

1.3.3 现浇混凝土结构抗连续倒塌研究进展

英国罗南角公寓发生倒塌事件后，国内外学者开始了对现浇结构的抗连续倒塌研究。

2006年，Dusenberry等^[37]提出了两种基于能量的方法，用来捕捉倒塌现象的物理本质。通过跟踪下落重量释放出的能量和结构吸收的能量，对倒塌现象进行分析，比较判断破坏是否停止。结果表明，如果结构吸收的能量超过势能的变化，那么结构不易发生连续倒塌。

2007年，易伟建等^[38]设计了一榀3层4跨的RC框架，通过抗连续倒塌试验探讨了结构传力机理的变化过程。结果表明：按现行规范设计的RC框架具有较好的抗连续倒塌机制。

2008年，陆新征等^[39]对结构连续倒塌的荷载取值和材料强度取值提出了建议，重点研究了拆除构件法中的非线性动力分析方法和拉结强度法，结合国外规范进行了相关的调整，并利用计算程序THUFIBER很好地模拟了结构的连续倒塌过程，提出适合我国工程的设计建议。

2008年，Bao等^[40]采用OpenSees宏模型对钢筋混凝土框架结构在首层柱失效引起的连续倒塌的可能性进行了数值模拟，并使用拆除构件法研究框架的大位移非线性动力响应。结果表明，利用宏模型能更准确地描述梁柱节点处传递力的非线性行为。

2008年，Khandelwal等^[41]提出结构的抗连续倒塌能力可以用Pushdown分析方法(PAM)来评估，该方法包括满跨加载(Uniform pushdown)、受损跨加载(Bay pushdown)、增量动力加载(Incremental dynamic pushdown)三种方法，并在一个十层的二维框架上进行了应用。结果表明，该方法既可以确定结构的破坏模式，又可以确定结构的极限承载力。

2008年，Tsai等^[42]按照美国总署(GSA)推荐的线性静力分析程序评估了抗震钢筋混凝土建筑物连续倒塌的可能性。通过拆除构件法中的非线性静力分析(Nonlinear Statics Analysis)和非线性动力分析方法(Nonlinear Dynamics Analysis)，估算了拆除柱之后的建筑物抗连续倒塌能力。结果表明，这两种非线性分析方法可以采用不同的抗倒塌准则。

2011年，Li等^[43]对两个钢筋混凝土框架结构进行了抗连续倒塌数值研究，

并详细研究了现有的拉结力法的基本原理。结果表明，拉结力法对于提高框架结构的抗连续倒塌能力是不够的。现有方法没有考虑荷载重分布、动力效应和内力修正等重要因素，因此提出了一种改进的拉结力法并通过实例验证了该方法的适用性和可靠性。

2011年，Santafé Iribarren 等^[44]采用一维非线性本构关系对混凝土和钢筋的材料响应进行了数值模拟。将此本构用于多层平面框架在冲击荷载作用下的动力连续倒塌模拟研究，并对不同的结构设计方案和材料参数以及连续倒塌建模方案进行了各种分析，特别以配筋率为变化参数对结构性能进行了深入研究。

2012年，Helmy 等^[45]根据美国(ACI 318-08)规范评估了一10层典型RC框架结构进行了抗连续倒塌性能。采用应用单元法对该结构进行了非线性动力分析，包括角柱、边柱、边剪力墙、内柱和内剪力墙的拆除。结果表明，楼板对拆除支撑后的结构完整性有显著影响；当拆除角柱边剪力墙时，结构很容易发生连续倒塌。

2012年，Kai 等^[46]设计并试验了6个不同的跨度长度和跨度长宽比的1/3缩尺的钢筋混凝土梁柱子结构，以研究角支撑突然拆除后钢筋混凝土子结构的动力荷载重分布性能。试验变量包括梁、柱、节点的配筋率、设计跨长和跨高比。试验结果表明，该柱移除装置是有效的，并且证实了设计跨度长度对框架抗连续倒塌能力有显著影响。

2013年，Yu 等^[47]分别设计了抗震和非抗震详细设计两个1/2缩尺的子构件，采用交替荷载路径法对钢筋混凝土梁柱子构件在中柱拆除方案下的抗连续倒塌性能进行了试验研究，并检验了详细设计对结构性能的影响。

2014年，Bao 等^[48]对两个钢筋混凝土梁柱子构件在拆除中心支撑柱的情况下，分别施加单调递增的竖向荷载。并利用有限元软件LS-DYNA和OpenSees建立了两类模型，第一类是采用精细化的实体单元和梁单元来表示混凝土和钢筋的非线性材料行为；第二类是采用较少的梁单元和弹簧单元的降阶模型来表示构件的非线性行为。结果表明，该模型能较好地反映梁内压拱作用和悬链线作用以及梁柱界面钢筋的断裂等主要响应特征和破坏模式。

2015年，于晓辉等^[49]先以钢筋混凝土梁-柱子结构的拟静力加载试验校验了建模的准确性，再对框架结构在不同竖向加载模式即满跨加载、受损跨加载以及局部加载下，进行了Pushdown分析。结果表明：满跨加载和受损跨加载对结构的影响区别不大，局部加载模式使结构产生了更大的位移。

2015年，Qian 等^[50]对6个1/4比例的钢筋混凝土试件进行了试验，给出了破坏模式、荷载位移关系、荷载重分布响应和应变测量结果并讨论了各机构对承载能力的贡献。结果表明：不含钢筋混凝土板的三维效应可使框架梁作用力提高100%，而含钢筋混凝土板的三维效应可使框架梁作用力提高246.2%。在钢筋混

凝土梁和板中发展的张拉悬链线和张拉膜作用响应将显著降低结构倒塌的可能性。

2016年, Arshian 等^[51]研究了钢筋混凝土框架结构在柱移除情况下交替路径响应量的主要不确定性来源。利用基于全局方差的灵敏度分析方法, 研究了非线性建模方法对不确定性传播的影响。结果表明, 当需要执行数百或数千次模拟时, 结构理想化是降低概率分析计算成本的有效方法。

2017年, 于晓辉等^[52]利用 OpenSees 有限元软件建立可以考虑悬链线效应的 RC 框架结构有限元模型, 先通过试验验证了建模准确性, 分别采用拆除构件法中的非线性动力方法和非线性静力方法对框架结构进行抗连续倒塌能力研究。结果表明: 在不考虑悬链线效应的影响的情况下, RC 框架结构的抗连续倒塌能力将会被低估。

2017年, Lu 等^[53]设计了五个 1/3 比例的钢筋混凝土框架子结构, 包括四个梁板试件和一个无楼板的梁试件。结果表明, 与梁试件相比, 梁板试件在小变形下的抗倒塌能力提高了 146%, 而在大变形下的抗倒塌能力提高了 98%。

2017年, Yu 等^[54]采用准静态 Pushdown 分析评估具有初始损伤结构的剩余承载能力。以 2 种不同跨高比的典型 RC 框架结构为研究对象。采用 OpenSees 建立宏模型并通过试验结果进行了验证。研究结果表明, 结构不确定性对钢筋混凝土框架结构柱拆除引起的连续倒塌有重要影响。在所研究的不确定参数中, 重力荷载和钢筋性能对受损框架剩余承载力的影响最大。

2018年, He 等^[55]针对设计的不规则钢筋混凝土框架结构提出了一种快速识别出最坏移柱方案的不规则度指标定量方法。在 OpenSees 中建立了三维非线性有限元模型, 并通过大量试验验证了模型的合理性。结果表明: 所提出的不规则度指标可以快速识别出各种不规则结构中最糟糕的移柱情况。

上述研究表明, 现有的 RC 结构的抗连续倒塌的试验和理论数值模拟方面的研究已比较完善, 各国学者针对现浇结构抗连续倒塌的倒塌机制、设计分析方法都研究的较为透彻, 对于全装配式混凝土结构的抗连续倒塌研究有一定的参考价值。

1.3.4 装配式混凝土结构抗连续倒塌研究进展

在装配式建筑大力推行的背景以及对装配式节点的研究日益增加的背景下, 装配式混凝土结构抗连续倒塌的研究也变得炙手可热。

2014年, Nimse 等^[56]研究了三种不同尺寸的 1/3 湿式预制梁柱节点在连续倒塌情况下的性能, 并与现浇构件进行了比较。预制连接在节点处采用不同的连接细节, 分别为两个在节点处采用钢筋混凝土牛腿、一个采用钢坯的试件。根据梁的极限承载力、最大挠度和沿梁跨方向的挠度等指标, 对试件的性能进行评价。结果表明, 本文所考虑的预制节点的承载力和延性均大于现浇节点。

2015年, Kang等^[57]进行了由一根预制柱和两根预制梁构成的预制装配式混凝土子构件的试验以研究其受力性能。结果表明, 在拆除柱之后, 梁中发生了显著的压拱作用和悬索效应。结构抗力的增强在很大程度上取决于节点构造和梁内钢筋。最后提出了提高类似预制混凝土子结构抗力的具体建议。

2016年, Qian等^[58]分别设计了两个具有焊接连接和整体连接的预制混凝土子结构的试验。评价了不同板梁连接形式和梁柱连接形式对预制混凝土结构连续倒塌性能的影响。结果表明: 焊接连接不是预制混凝土抗连续倒塌的良好选择。对于具有整体连接的预制混凝土子结构观察到具有一般良好性能的高延性。

2017年, 潘毅等^[59]利用有限元软件 OpenSees 建立无粘结预应力梁柱节点模型, 并用试验结果进行了校验, 然后利用拆除构件法对无粘结预应力装配式框架结构进行连续倒塌分析并与现浇框架结构进行对比。研究结果表明: 在配筋和柱截面尺寸相同、受弯承载力和梁截面尺寸相同的情况下, 现浇框架结构防连续倒塌性能稍弱于无粘结预应力装配式框架结构。

2017年, Kang等^[60]设计了四个预制混凝土框架(梁柱节点底部钢筋 90° 弯曲或搭接)并进行了准静态荷载试验, 研究了中柱移除方案下的结构抗力和变形能力。结果表明: 在准静态加载条件下, 预制混凝土框架在受压拱作用阶段具有相似的性能, 四个框架受压拱作用能力大致相同; 与梁底钢筋 90° 弯曲的试件相比, 搭接钢筋的试件能够产生较高的悬链线作用, 根据试验结果, 建议在预制混凝土结构抗连续倒塌设计时采用节点梁底钢筋搭接。

2018年, Lin等^[61]提出了一种新型的多重抗震预制混凝土框架体系以满足结构抗震和抗连续倒塌设计的要求, 为了验证这种新型结构体系的性能, 进行了循环和抗连续倒塌破坏试验。并根据试验结果利用 OpenSees 进行数值模拟, 分析了该框架系统在循环荷载和中柱移除两种情况下的受力和破坏机理。结果表明, 该框架系统能够满足钢筋混凝土框架抗震和抗连续倒塌的多重危险性设计要求。

2018年, Feng等^[62]对预制钢筋混凝土框架构件的连续倒塌行为进行了数值研究。基于 OpenSees 有限元软件, 建立了预制钢筋混凝土框架结构连续倒塌的数值模型, 从荷载-位移曲线和悬链线作用能力等方面, 通过与拆柱方案下装配式钢筋混凝土子结构试验结果比较, 验证了该数值模型的正确性。

上述研究表明, 目前装配式结构抗连续倒塌的研究多集中在子结构性能试验和数值分析方面的研究, 针对的节点也多集中为湿连接节点, 并且对于整体结构的研究较少。

1.4 结构可靠度的研究概况

在20世纪20年代, 结构可靠性的概念萌芽于航空航天工程领域中, 继而逐步拓展应用到建筑结构的安全评估和设计中。采用可靠度设计可以考虑到各类

不确定性因素对结构造成的影响，利用概率的方法对结构的可靠度指标以及失效概率进行计算，从而对结构进行可靠度的评估。

1978年，Rackwitz等^[63]提出了一种组合荷载作用下结构可靠度的计算方法。假设荷载或对结构的任何其他作用可以由独立的固定随机序列建模。该方法可以直接用于结构的概率设计。

1986年，Der Kiureghian等^[64]提出了不完全概率信息下结构可靠度分析的综合框架。在一致性、不变性、可操作性和简单性的规定要求下，提出了一种将随机变量的不完全概率信息，包括矩、界、边缘分布和局部联合分布，纳入可靠性分析的方法。该方法符合Ditlevsen广义可靠度指标的原理，补充了现有的二阶矩和全分布结构可靠度理论。

1990年，Nowak等^[65]在进行桥梁的系统可靠性分析中应用了该分析思路。

1994年，Sigursdo等^[66]使用结构的概率崩溃分析方法来研究夹套平台结构的系统可靠性。

1998年，Hong^[67]提出了一种新的有效的点估计方法，用于计算随机变量 Z 的统计矩，该方法是Rosenblueth两点估计法的推广。方案考虑了概率密度函数的偏态和峰度，利用基于协方差矩阵特征向量的旋转变换，考虑了随机变量之间的相关性。

1998年，Zhao等^[68]构造了框架结构的总极限载荷方程，并采用响应面法等获得了这种结构的系统可靠性。

2001年，Onoufriou等^[69]系统地总结了固定钢海上平台的整体可靠性理论。

2002年，Li等^[70]建立了钢结构的总承载极限状态方程，提出了复合抽样方法来计算结构的系统可靠度。

2003年，Zhao等^[71]提出了一种基于矩近似的结构系统可靠性评估方法，适用于串联系统和非串联系统。采用点估计法对某结构系统性能函数的前几阶矩进行了评估，无需蒙特卡罗模拟即可对基于矩的可靠性指标和失效概率进行评估。该程序的优点在于不需要计算导数，也不需要确定设计点，也不需要计算失效模式之间的相互关系。

2003年，欧进萍等^[72]提出了利用结构整体可靠度理论计算海洋平台结构的可靠度，以评定平台结构的安全性。

2010年，Lu等^[73]基于现有的结构系统可靠性评估矩量法和性能函数前几阶矩点估计法，提出了一种分析结构系统可靠性灵敏度的有效方法。该方法的显著优点是性能函数显式的独立性，对基本随机变量的联合概率密度函数（PDF）类型没有限制，适用于多种失效模式。

2013年，Fang等^[74]提出了一种新的结构在重复随机荷载作用下的动力可靠性分析方法和一种基于单次随机荷载概率密度可导出若干次随机荷载概率密度的

方法，采用概率密度演化方法建立了结构在多次随机荷载作用下有强度衰减和无强度衰减时的时间响应可靠性预测模型。

2015年，Faraq^[75]介绍了一种基于响应面的快速提取框架-墙结构的可靠性和安全性信息简单高效并易于实现的方法。该方法耦合了框架-墙结构的有限元模型、改进的响应面格式和二阶可靠度方法，最后通过蒙特卡罗模拟验证了该方案的有效性。

2018年，Salimi等^[76]利用随机地震荷载作用下的分析脆弱性曲线，对非线性结构进行了可靠度分析。将地面运动模拟的随机方法与随机振动理论相结合，计算结构的失效概率，研究了不同水平结构非线性行为下地震动频率分量对结构破坏概率的重要性，最后通过蒙特卡罗模拟证明了该方法的有效性。

上述研究表明，现有研究对于结构整体可靠度领域的研究还尚有欠缺，特别是已有的研究大多是利用蒙特卡罗模拟来进行随机变量的抽样，计算量过大。并且目前的可靠度理论大多集中于结构的承载力或正常使用极限状态，对于偶然作用下结构的可靠度研究相对较少。

1.5 结构鲁棒性的研究概况

自从1968年伦敦Ronan Point公寓因第18楼瓦斯爆炸而引起的阳台连续坍塌以来，“结构鲁棒性”的概念应运而生，意为结构抵抗连续倒塌的能力。国内外学者纷纷针对此概念特地提出了具体量化结构鲁棒性的各种方法和研究：

1995年，Lind^[77]首先提出“脆弱性”概率定义，将脆弱性定义为受损系统的失效概率与未受损系统的失效概率之比。

1997年，Pandey等^[78]给出了结构响应灵敏度定义的冗余度的广义定义，适用于连续结构和离散结构。与传统的冗余定义不同，冗余定义被假定为对给定的结构是固定的，并且被认为独立于载荷和材料特性，新定义将取决于结构在其使用寿命的给定阶段的强度和响应。

2007年，Izzuddin等^[79]以瞬间移除柱构件为设计方案，提出了多层建筑渐进倒塌评估的简化框架。该框架可应用于不同层次的结构理想化，并能够量化结构鲁棒性，同时考虑冗余、延性和能量吸收的综合影响。并以多层钢框架组合结构为例，说明了该方法的应用。

2008年，Baker等^[80]提出了一种基于决策分析理论的鲁棒性评估框架。通过计算与系统潜在损害的直接后果相关的直接风险和与受损系统风险增加相对应的间接风险来评估鲁棒性。结果表明，影响系统可靠性的因素如构件数量或荷载的随机性会影响系统的鲁棒性。并且人们发现诸如故障后果和修复受损系统的时间等特性也会影响这种鲁棒性度量。

2011年，Khandelwal等^[81]受地震工程中常用的Pushover方法的启发，提出

了 Pushdown 分析方法计算剩余容量和建立受损结构的倒塌模式来研究建筑系统的鲁棒性，并设计了用于中等和高地震风险水平的 10 层钢框架进行非线性分析，验证了该方法的实用性。

2015 年，Fascetti 等^[82]提出了一种新的非线性静动力分析方法比较钢筋混凝土框架结构的相对鲁棒性。该方法为评估一个或多个竖向承载构件突然损失后结构的抗倒塌性提供了一种正式的方法。

2015 年，Brunesi 等^[83]提出了低层钢筋混凝土框架结构在连续倒塌风险评估中采用的脆性函数，开发了基于纤维的有限元模型。多损伤状态下的脆性函数表明抗震设计对钢筋混凝土框架结构的鲁棒性有显著影响。

2017 年，Bao 等^[84]提出了一种在结构拆除柱的情况下计算鲁棒性的方法，采用降阶建模方法对柱损失情况下的原型建筑进行静力分析，提出了结构鲁棒性的度量，并发现有更严格的抗震设计的建筑具有更高的鲁棒性。

2018 年，Adam 等^[85]对自 21 世纪初以来结构抗连续倒塌鲁棒性的研究进行了总结。该综述涉及了鲁棒性概念定义的集合、代码和设计建议的现状和演变、鲁棒性的量化、试验测试、数值建模等方面。

1.6 本文研究内容

随着国家在预制装配式建筑上的大力推广，预制装配式建筑的发展势头迅猛，但值得注意的是，目前对于装配式结构抗连续倒塌的分析多集中在子结构性能试验和数值分析方面，对于整体结构的研究也不多，并且由于装配式结构节点的多样性和复杂性，目前对于全装配式混凝土节点和整体框架结构的抗连续倒塌分析还相对较少。因此，研究装配式混凝土框架结构在偶然荷载作用下的整体抗连续倒塌能力尤为重要。

本文以一组明牛腿-插销杆-角型钢板连接和一组暗牛腿-插销杆-角型钢板连接的全装配式混凝土框架子结构抗连续倒塌静动载试验为基础，利用 OpenSees 有限元软件建立相应连接节点宏模型，并与试验结果进行对比，继而建立多层全装配式框架结构有限元模型，利用拆除构件法和基于随机 Pushdown-矩法的结构整体可靠度分析方法对全装配式框架结构进行抗连续倒塌承载能力、可靠度以及的鲁棒性评估。具体研究内容如下：

(1) 利用 OpenSees 开源软件建立了两个装配式节点宏模型，并将数值模拟结果与框架结构抗连续倒塌静动载试验进行了分析对比。结果表明，有限元数值计算结果与试验结果相差不大，该数值模型可较好地模拟全装配式节点的性能，提出的建模方法可应用于装配式结构的连续倒塌问题研究。

(2) 基于校验好的全装配式节点模型，建立多层全装配式框架结构及与之对比的现浇结构。利用拆除构件法对各结构进行不同工况的拆柱之后的瞬时动力反

应分析，然后对结构做非线性静力分析以进一步了解结构的抗连续倒塌机制，最后利用基于等能量原理的简化动力分析方法转化了非线性静力分析的抗力曲线，得到结构的非线性动力响应及动力放大系数，从而对不同拆柱工况下的现浇和全装配式框架结构的整体抗连续倒塌能力进行评估。

(3) 基于结构整体可靠度的理念，利用结构极限承载能力与结构所受总荷载之差构建结构的全局功能函数，采用基于 Nataf 变换的点估计法（改进的点估计法 IPEM）进行影响结构承载能力的随机变量的抽样，将 IPEM 方法与上章提及的 Pushdown 方法结合，再利用高阶矩法可计算完整结构和损伤结构的可靠度指标，从而对整体结构的可靠性进行安全评定。

(4) 结构的鲁棒性指标是衡量结构是否具备良好的抗连续倒塌的关键因素。从承载力和可靠度两方面对结构鲁棒性进行定量的评估，在承载力方面，计算最不利情况 A 轴线各层柱失效时结构的鲁棒性指标；在可靠度方面，基于上章可靠度指标的计算结果，计算了在不同矩法下各结构的鲁棒性指标。通过鲁棒性指标定量地分析比较了明牛腿-插销杆-角型钢板连接全装配式结构、暗牛腿-插销杆-角型钢板连接全装配式结构和现浇结构的抗连续倒塌能力。

第2章 全装配式混凝土框架结构有限元建模及模型校 验

为了深入研究全装配式框架结构的受力性能，本章从全装配式节点子结构的拟静力试验和快速移除中柱的动力试验出发，将进行全装配式节点的有限元模拟，利用试验数据验证有限元模拟的准确性，为后续全装配式框架结构的静动力分析做准备。

本文将利用 OpenSees 有限元模拟软件进行有关数值分析。论文分析的全装配式梁柱节点，包含预制梁柱构件、插梢杆、牛腿以及角型钢板，接下来就该模型的建模进行详细的过程说明。

2.1 OpenSees 分析软件介绍

目前常用的数值分析软件较多，如 ANSYS、SAP2000、ABAQUS、MIDAS、OpenSees 等等，其中 OpenSees 分析软件有强大的非线性分析算法和非线性单元及材料库，计算性能非常优秀。

OpenSees 作为近年来学术界广泛使用的热门有限元分析软件，其全称是 Open System for Earthquake Engineering Simulation，它的开发是由太平洋地震工程研究中心赞助，多所美国著名高校共同协作研究。该软件最大的优点是源代码公开，多年来涵盖了各国各高校教授的众多研究成果，为科研者提供了极大的便利，并且由于其使用面向对象的语言，使用人员可以较为方便地进行二次开发，是一个非常全面且不断在进行发展更新的软件。该程序可以模拟地震的动力响应和破坏过程；研究超高层结构的倒塌机理，也适用于桥梁工程及岩土工程等。大体框架如图 2.1 所示。

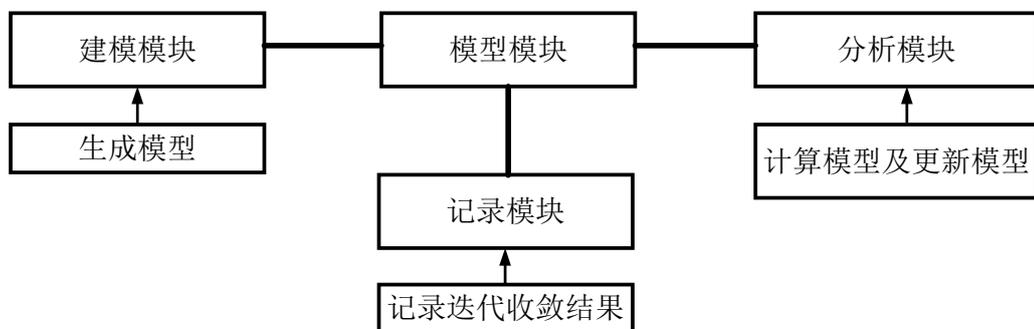


图 2.1 OpenSees 框架

2.2 有限元模型建立

2.2.1 材料对象

根据所分析的结构类型, 本文将从 OpenSees 的材料库中选取单轴材料进行分析。下面将详细介绍文中涉及的材料模型。

1. 混凝土本构模型

混凝土本构模型采用 Concrete02, 该模型可以考虑混凝土的抗拉强度的影响。为考虑箍筋约束的作用, 把梁柱截面内的混凝土分为约束混凝土和无约束混凝土两类, 其中约束混凝土的提高作用可采用修正的 Kent-Park 模型进行计算^[86]。图 2.2 为该本构模型的包络曲线^[87]。

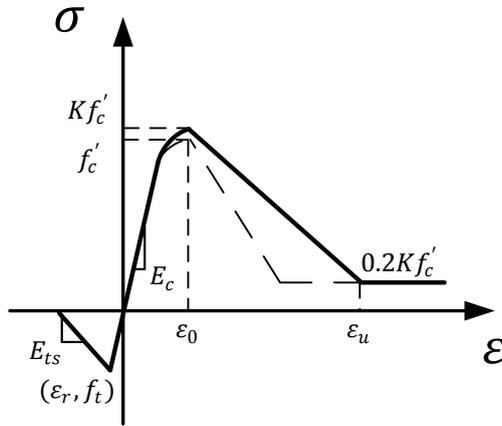


图 2.2 Concrete02 材料本构关系^[87]

上升区段:

$$f = Kf'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (\varepsilon_c \leq \varepsilon_0) \quad (2.1)$$

下降区段:

$$f = Kf'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \quad (\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u) \quad (2.2)$$

平台区段:

$$f = 0.2Kf'_c \quad (\varepsilon_u \leq \varepsilon_c) \quad (2.3)$$

其中:

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (2.4)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + 0.75\rho_s \sqrt{\frac{h'}{s_h}} - 0.002K} \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_0 = 0.002K \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_u = 0.004 + 0.9 \frac{\rho_s f_{yh}}{300} \quad (2.7)$$

混凝土受拉段的方程可表示为：

上升区段：

$$f = E_c \varepsilon_c \quad (\varepsilon_c \leq \varepsilon_t) \quad (2.8)$$

下降区段：

$$f = E_{ts} (\varepsilon_c - \varepsilon_t) + f_t \quad (\varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u) \quad (2.9)$$

$$E_c = \frac{2f'_c}{\varepsilon_0} \quad (2.10)$$

式中各参数的意义为： ε_0 为混凝土峰值应变值； ε_u 为混凝土极限应变值； K 为箍筋约束作用引起的强度增大系数； f_{yh} 为箍筋屈服强度； Z 为混凝土受压软化段斜率； f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度； ρ_s 为混凝土核心区箍筋体积配箍率； s_h 为箍筋间距； h' 为箍筋外边缘到核心区混凝土的宽度； f_t 为混凝土轴心抗拉强度； E_c 为混凝土初始弹性模量； E_{ts} 为峰值拉应力后的受拉软化段刚度。

该本构模型具有简单的计算公式，可以充分的表现出在反复荷载作用下的滞回耗能与刚度退化性能，并具有较高的数值稳定性，能更好地反映混凝土的实际受力情况。

2. 钢筋本构模型

钢筋本构模型选取 Steel102 本构模型^[88]，该模型与钢筋材料试验结果更为接近，分析计算时容易收敛，图 2.3 所示为该本构模型的滞回曲线。

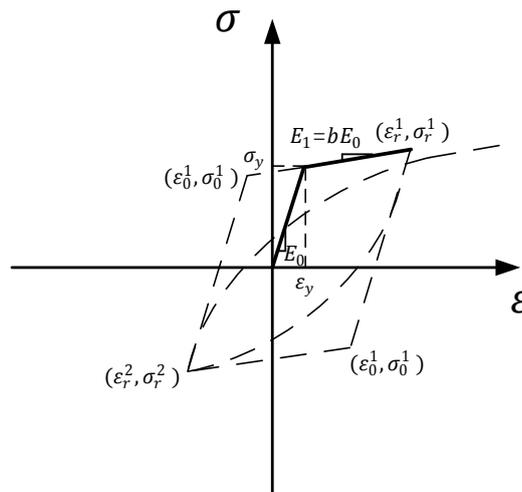


图 2.3 Steel102 材料本构关系^[88]

具体表达如下：

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^*)^{1/R}} \quad (2.11)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (2.12)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (2.13)$$

式中的部分参数采用以下形式：

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi} \quad (2.14)$$

$$\xi = \left| \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_0}{\varepsilon_y} \right| \quad (2.15)$$

式中各参数的意义为： σ_0 为双线性包络线屈服点处钢筋应力； σ_r 为双线性包络线反向屈服点处钢筋应力； ε_0 为双线性包络线屈服点处钢筋应变； ε_r 为双线性包络线反向屈服点处钢筋应变； b 为钢筋应变硬化率，为图 2.3 中 E_1/E_0 ； R 为反应包兴格效应的影响过渡曲线形状参数； R_0 为初次加载时曲线的曲率系数，即初始 R 值； a_0 、 a_1 为往复加载时曲率退化系数； ε_{\max} 为历史最大应变； ε_y 为钢筋屈服应变。

2.2.2 截面对象

在本文中，截面模型使用的是纤维截面模型，假定模型平面应变保持平面，如图2.4所示。模型中不考虑钢筋黏结滑移与剪切变形的影响，沿着单元纵向分别将各个控制截面中的混凝土与钢筋离散为若干个小纤维单元，假定每根纤维应变均匀分布，且仅考虑轴向应力应变关系，可以得到全截面的荷载与位移之间的关系，并且对于箍筋的约束效果也通过修正纤维单轴本构关系加以考虑^[89]。

使用纤维截面模型基于以下具体假定^[90]，假定梁柱截面始终保持平面状态并与纵轴正交；假定纤维材料都处于单轴应力状态；假定混凝土与钢筋间不出现相对滑移，充分粘结。该模型的计算精度主要受纤维划分单元的数量和划分方式的影响，当划分单元数目达到一定数量后，积分产生的误差会相对较低^[91]。

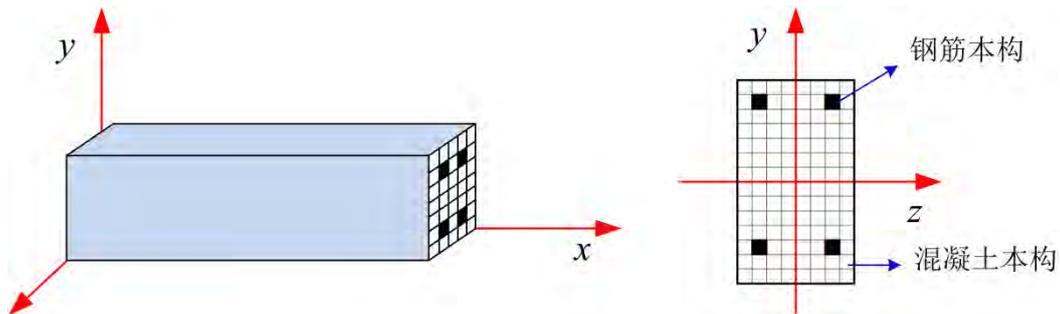


图 2.4 纤维截面模型

2.2.3 单元对象

混凝土梁柱采用基于位移的非线性梁柱单元模型（Displacement-Based Beam-Column Element）进行模拟，该单元采用位移插值函数，运用高斯-勒让德积分方法从而得到整个梁柱单元的受力特征。通过考虑材料非线性，单元刚度矩阵表达如下：

$$[k]^e = \int_L [B(x)]^T [k(x)]^e [B(x)] dx \quad (2.16)$$

其中： $[B(x)]$ 为单位位移的插值型函数， $[k(x)]^e$ 为单元截面的切线刚度矩阵。

该模型能够更准确地反映单元截面的软化行为，且截面反应不随单元离散点数的增多而变化，即其收敛性较好。

2.2.4 零长度单元

Zerolength单元可以创建两个坐标相同的节点之间的零长度单元，并可以设定多个单轴材料来表达节点间单元的力-变形的关系，从而实现弯矩释放等功能，其简化模型如图 2.5 所示。零长度单元通常使用equalDOF连接，当节点受到作用力并发生相对位移时，原本坐标重合的两个节点出现相对位移。本文采用零长度单元实现全装配式梁柱节点之间的连接，模拟螺栓-角型钢板以及梁与牛腿之间插梢的性能。

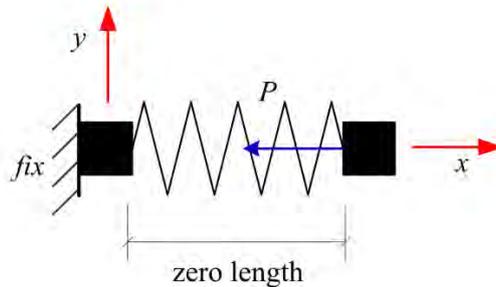


图 2.5 零长度单元

2.2.5 坐标转换及非线性分析

在 OpenSees 中通过 geoTransf 命令可以定义从基本的局部坐标系到整体坐标系的转换，常用的几何变换有线性坐标变换、P-Delta 转换以及协同转换（corotational）。对于结构的竖向倒塌分析，梁会发生大变形，因此产生压拱效应和悬链线效应，为此采用协同变换（corotational）来描述梁的几何非线性行为，柱则采用 P-Delta 变换。

对结构进行精准的非线性分析需要设定相关命令，包括边界约束方程的处理方法、结构自由度的编号方法、方程的存储和求解方法、容差收敛精度、迭代准则等。

2.3 有限元模型验证

本文采用的是湖南大学结构健康监测团队(www.hnutest.com)开展的两个全装配式子结构(PC1、PC2)和一个现浇子结构(RC)的拟静力和动力试验所得到的数据^[92,93]。利用OpenSees有限元软件建立梁柱节点宏模型,将得到的有限元数据与试验数据进行对比,在进行结构整体分析之前,验证了有限元建模的正确性。

2.3.1 子结构试验概况

1. 试件设计

预制装配式混凝土框架子结构(PC1)的节点连接形式为明牛腿-插梢杆-角型钢板,如图 2.6 所示。梁的纵筋在端部弯起。在梁端预留孔洞以方便安装插梢杆构件,梁端顶部和底部以及牛腿内各配置了 U 型钢筋,将预留孔和牛腿内插梢部分锚固。

预制装配式混凝土框架子结构(PC2)的节点连接形式为暗牛腿-插梢杆-角型钢板,如图 2.7 所示。预制梁端预留企口,梁的下部纵筋在端部的企口处弯起,上部钢筋在梁端向下弯起。同样在梁端企口位置预留孔为安装插梢杆,在预制梁端顶部和底部及牛腿内分别配置 U 型钢筋,用以拉结锚固插梢杆。

现浇框架子结构(RC)如图 2.8 所示。现浇框架梁上下各配置两根通长钢筋,端部利用弯钩进行锚固。

材料的性能指标值如表 2.1 所示。试件尺寸及配筋详细信息见表 2.2。

表 2.1 材料性能指标实测值^[92]

材料	钢筋类型	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	弹性模量/10 ⁵ MPa
钢筋	R6	385	460	2.01
	D14	465	616	1.99
	D16	505	630	2.02
	D18	485	622	1.98
	D20	493	629	2.01
混凝土	RC: 立方体	27.4 MPa	圆柱体	24.7 MPa
	PC1: 立方体	35.3 MPa	圆柱体	26.6 MPa
	PC2: 立方体	37.6 MPa	圆柱体	28.3 MPa

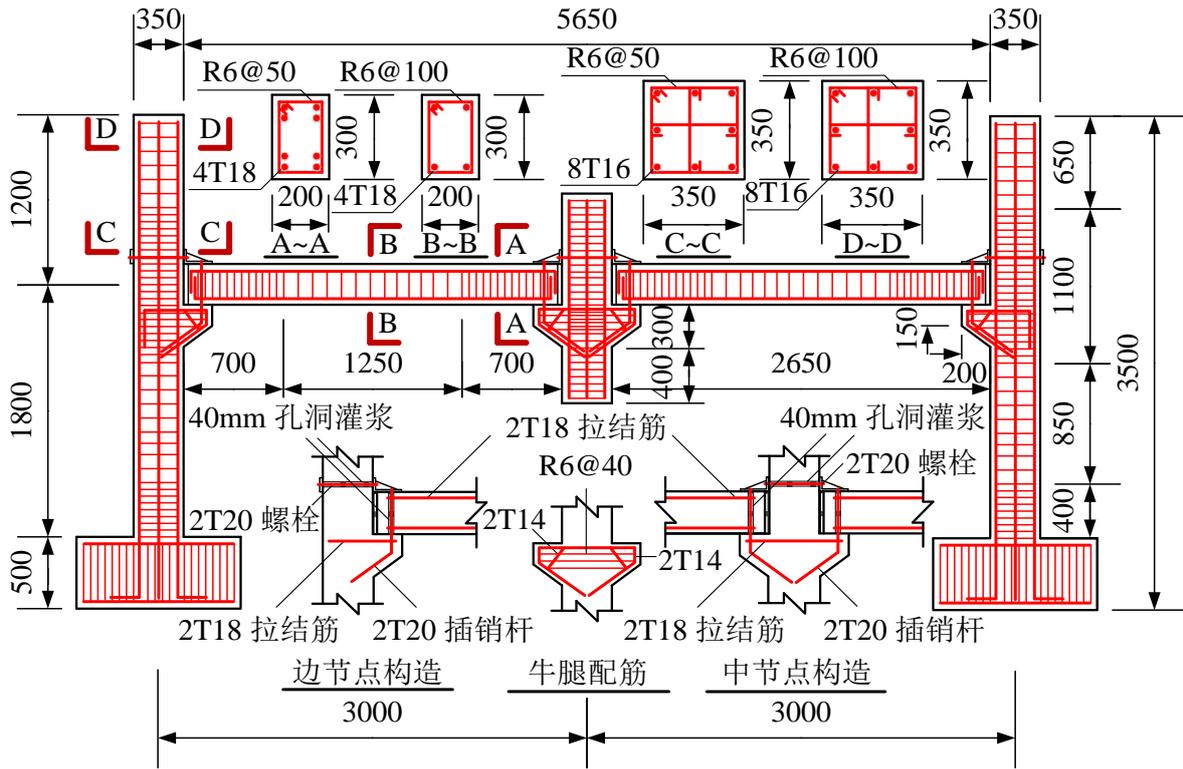


图 2.6 装配式构件 PC1^[92]

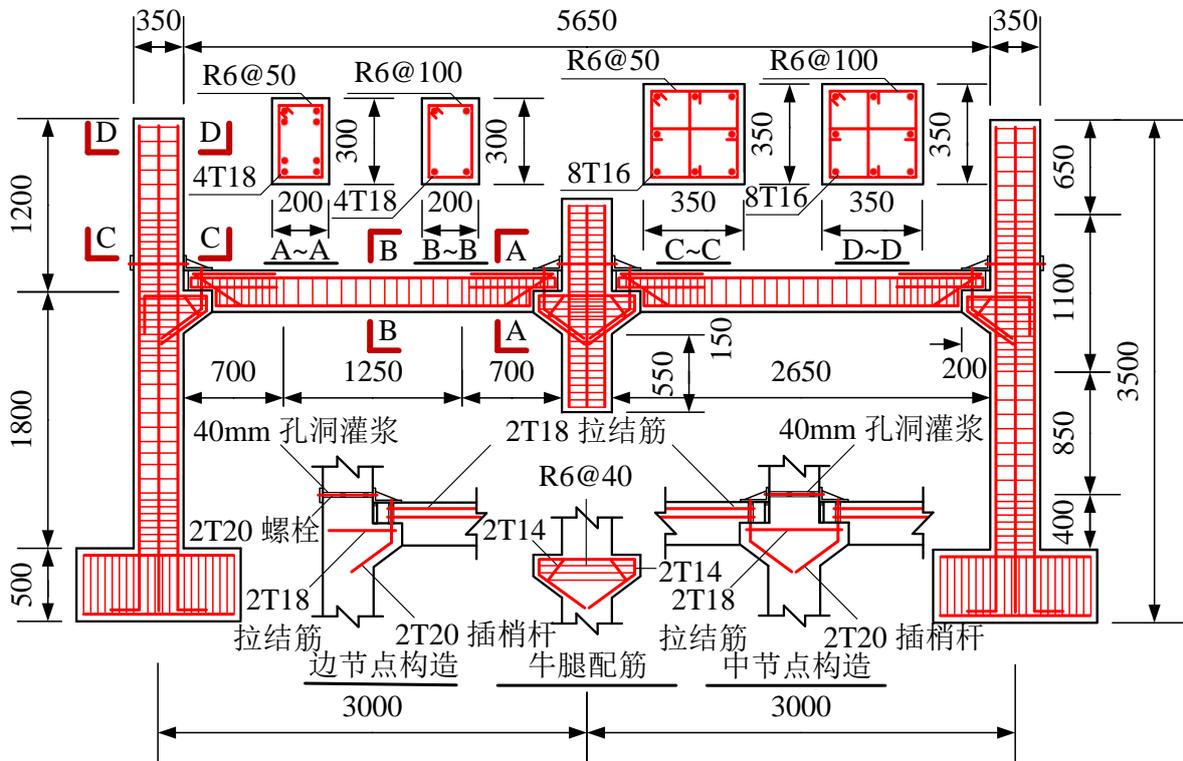


图 2.7 装配式构件 PC2^[92]

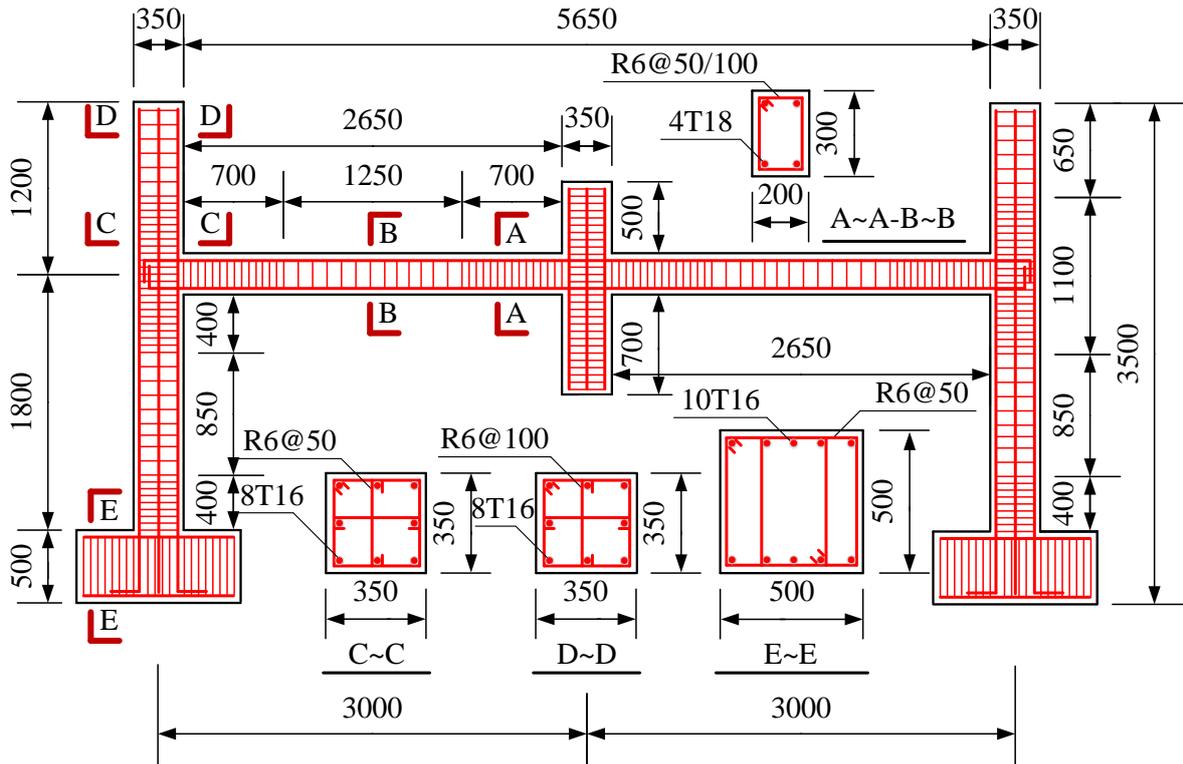


图 2.8 现浇构件 RC^[92]

表 2.2 试件尺寸及配筋信息表^[92]

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
PC1	350×350	3000	200×300	2630	8T16	4T18	4T14			R6@40
PC2	350×350	3000	200×300	2630	8T16	4T18	4T14	R6@50 /100	R6@50 /100	R6@40
RC	350×350	3000	200×300	2650	8T16	4T18	—			—

注：表中钢筋信息 T 为变形钢筋，R 为 6mm 的光圆钢筋。

2. 试验加载方案

由于试验时间及场地等各方面原因，在本次试验中针对 PC1、PC2 及 RC 做了静力试验，针对 PC1 和 RC 做了中柱快速移除动力试验，因此在本文接下来的分析中也未对 PC2 对动力分析。

(1) 拟静力试验

在静力试验中，试验加载过程分为三个阶段，首先进行试验预加载；然后是中柱底部卸载阶段；最后是中柱顶部加载阶段，利用在试件的中柱顶安装的千斤顶对中柱分级加载，直到试件破坏。试验前期加载制度为荷载控制，在荷载达到峰值荷载或荷载有所下降之后，加载制度调整为位移控制。

(2) 动力试验

在中柱快速移除动力试验中，试件的加载过程分为五个阶段，第一阶段为自重测量；第二阶段为梁身重物加载；第三阶段为脱钩器快速释放；第四阶段为中柱头回顶；第五个阶段为第二级加载直至结构破坏。加载完毕后重复第 2 至 5 个阶段，直到结构发生预期的破坏。

3. 试验破坏形态

(1) 拟静力试验

图 2.9 和图 2.10 为装配式混凝土构件 PC1 的破坏图。破坏时中柱两侧的牛腿上部混凝土全部剥落，导致钢筋裸露。中节点两侧角钢因节点发生转动而被挤压上翘。边节点附近混凝土完全破坏，整个框架梁端成为了能转动的铰机制。主要是梁端混凝土发生破坏，其他位置处的混凝土没有产生较大裂缝。而最终破坏主要是由于插梢钢筋的陆续剪断。

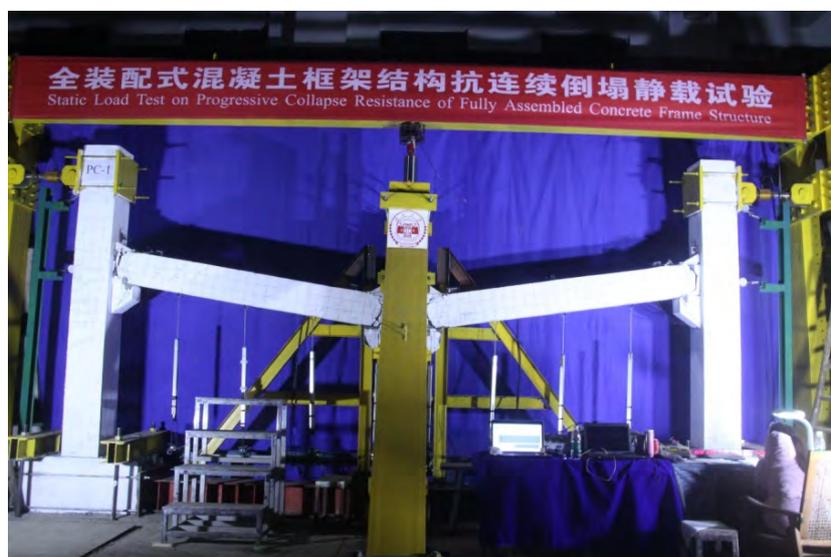


图 2.9 PC1 整体构件破坏图^[92]

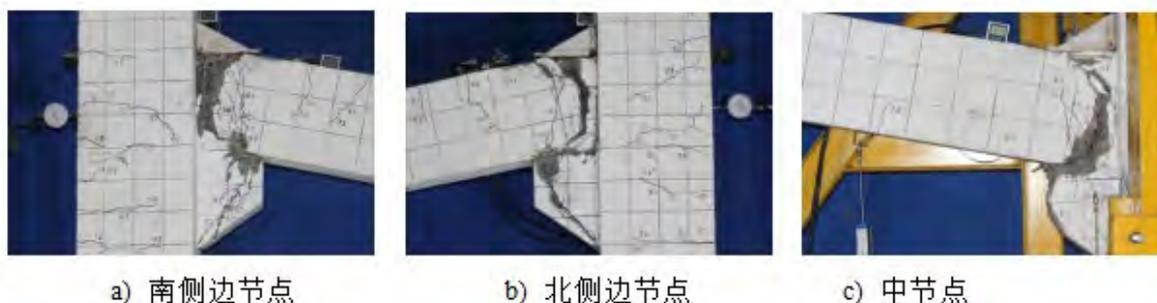


图 2.10 PC1 节点破坏详图^[92]

图 2.11 和图 2.12 为装配式构件 PC2 的破坏图。破坏时中节点和边柱梁端以及牛腿外侧的混凝土均被压溃，中节点梁端底部企口与牛腿的外接触面处的混凝土张开，仅钢板与牛腿间的梁存有一定的剩余承载力，梁端形成了有转动能力的铰机制。



图 2.11 PC2 整体构件破坏图^[92]

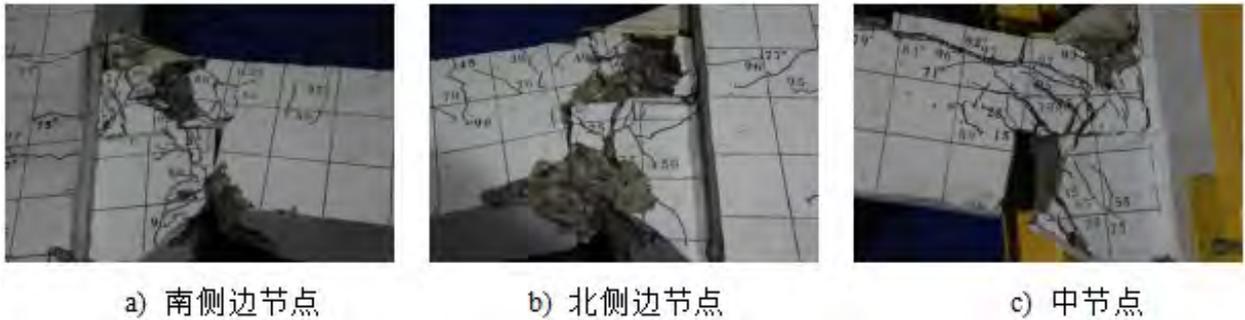


图 2.12 PC2 节点破坏详图^[92]

图 2.13 和图 2.14 为 RC 试件极限状态。破坏时梁产生了较装配式结构大的变形，靠近中柱处下部混凝土张开，边柱附近梁受压区混凝土压碎，上部受拉区混凝土主裂缝贯通。中柱产生了较为明显的倾斜，梁端截面产生了较大的裂缝。

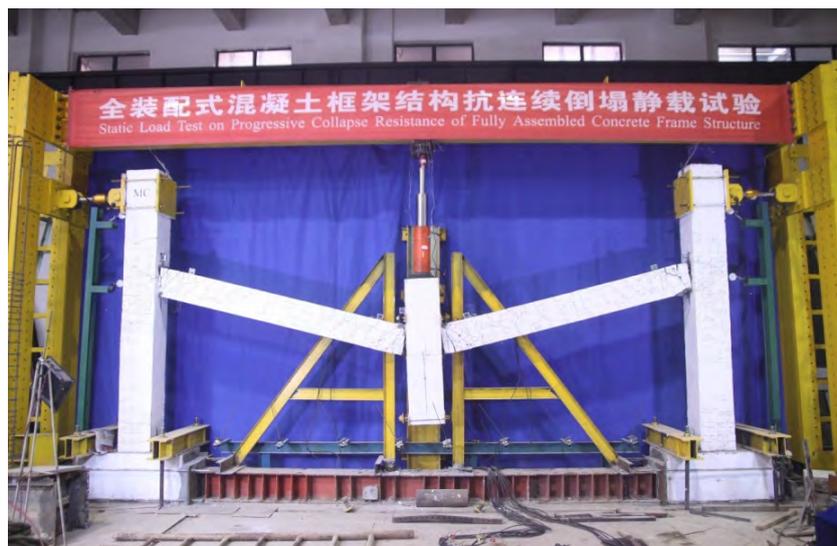
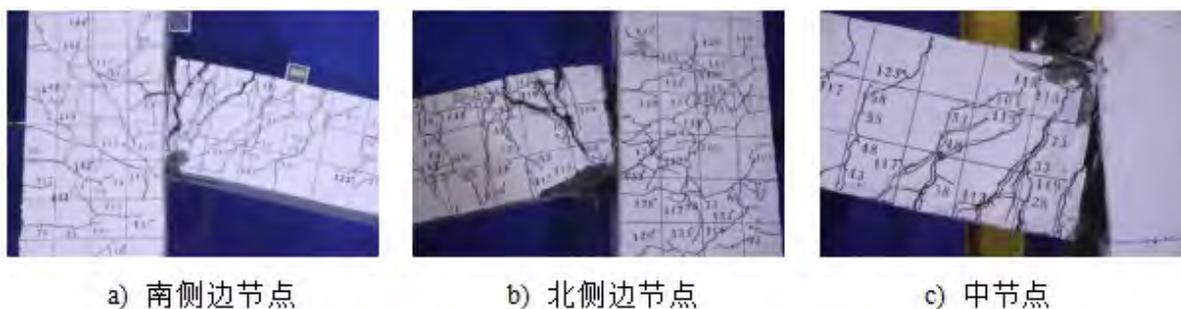


图 2.13 RC 整体构件破坏图^[92]

图 2.14 RC 节点破坏详图^[92]

(2) 动力试验

图 2.15 和图 2.16 为装配式构件 PC1 的破坏图，破坏的直接原因是梁柱节点插销杆受剪断裂，梁底混凝土被压溃，而梁端纵筋均处于弹性阶段，钢筋未充分发挥作用。在拱效应阶段失效后，结构变成几何可变体系，无法进入悬链线阶段，剩余承载力不足以抵抗梁身荷载，结构发生倒塌。

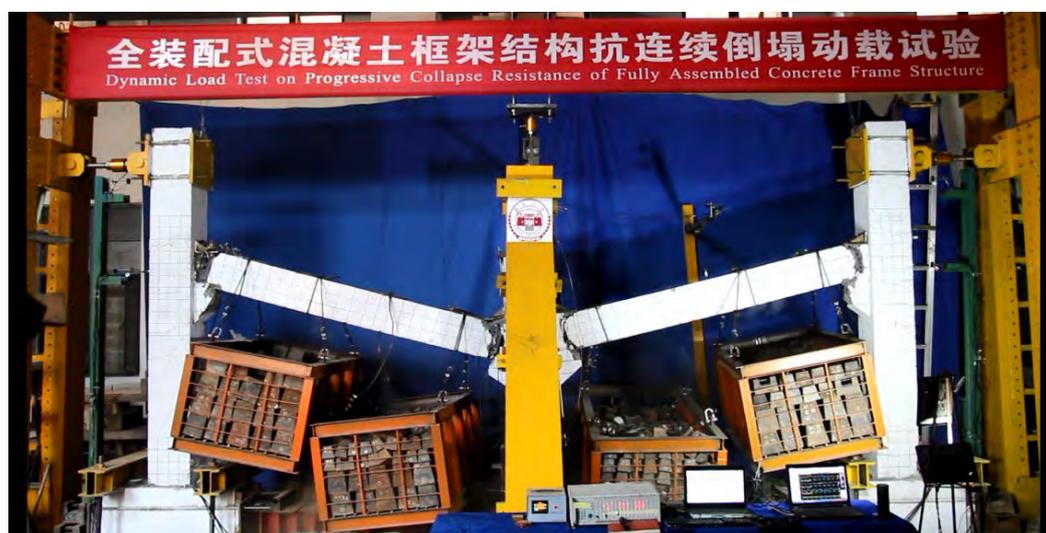
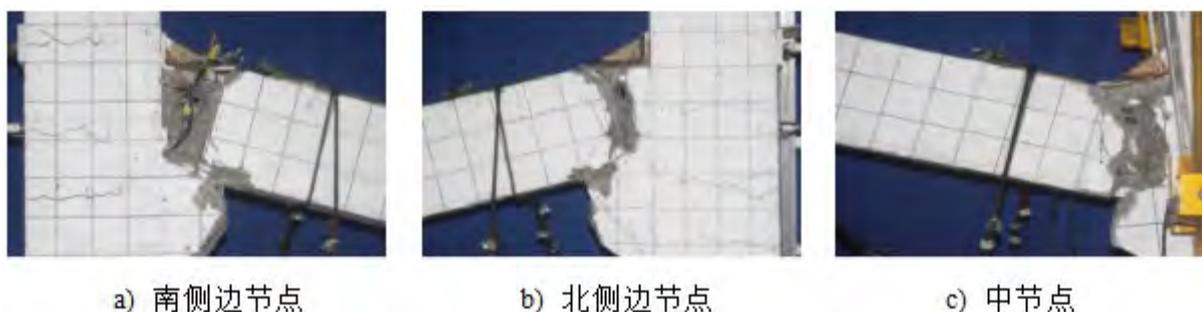
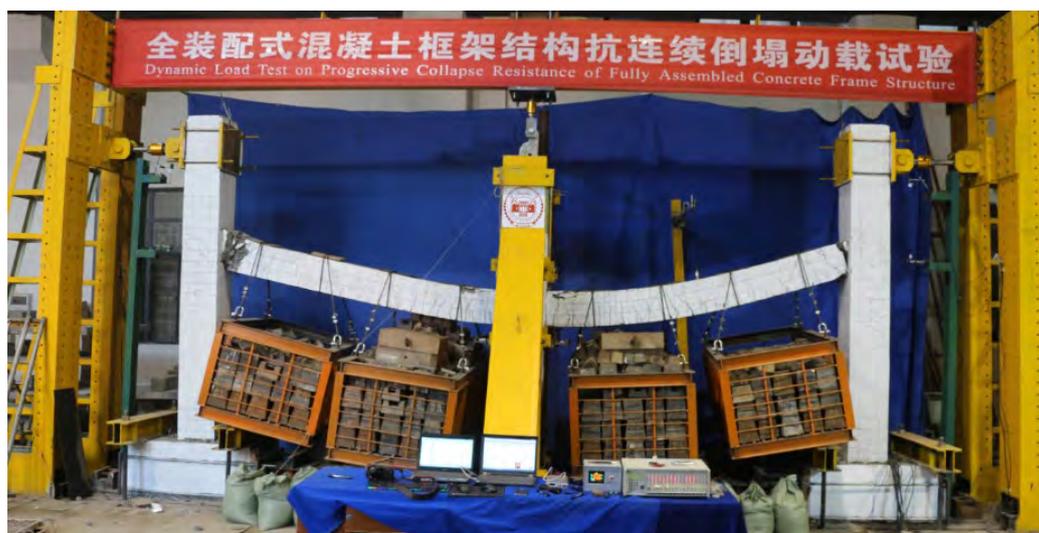
图 2.15 PC1 整体构件破坏图^[97]图 2.16 PC1 节点破坏详图^[97]

图 2.17 和图 2.18 为现浇构件 RC 的破坏图。可见结构失效后，梁身产生了许多贯通型裂缝，梁的一些顶部混凝土也被压溃。柱身裂缝也逐渐增多，边柱底部出现了由靠近中柱的一侧到远离中柱的一侧的水平裂缝，这表明边柱在逐渐向中柱移动，说明结构形成了悬链线机制。RC 试件相较于 PC1 试件具有更高的承载力和更大的竖向刚度，提供了更为可靠的抗力机制。

图 2.17 RC 整体构件破坏图^[97]

a) 南侧边节点

b) 北侧边节点

c) 中节点

图 2.18 RC 节点破坏详图^[97]

2.3.2 全装配式节点宏模型

利用 OpenSees 分析软件,可以简化梁柱单元的建模以及选择合适的材料本构组合模拟节点的性能,再根据试验中 PC1 和 PC2 试件的受力机制和变形,基于彭涵钰^[94]提出的模型,在纤维模型截面划分以及共转变换上等建模参数细节处进行改进,PC1 和 PC2 节点的有限元分析模型如图 2.19 所示。

对图 2.19 中 PC1 和 PC2 边节点模型进行编号,并对 PC1 节点进行编号说明。模型由节点 1-18 组成,采用 Displacement beam-column 单元即基于位移的非线性梁柱单元分别连接节点 16、1、2、13、15、17 形成预制柱,连接 4、5、18 节点形成预制梁,用 Elastic beam-column 单元连接节点 10、11、12 模拟牛腿,牛腿与柱之间即节点 10、13、14、15 用刚性杆连接形成刚性域,3、4 节点之间设置混凝土的抗拉强度为 0,6、7 之间为零长度单元模拟螺栓-角钢的作用,8、9 之间为零长度单元模拟梁与牛腿插梢杆的作用,最后利用 RigidLink beam 将梁的从属节点与主节点耦合平动和转动的自由度,利用 equalDOF 命令将柱的从属节点与主节点耦合全部自由度。PC2 与 PC1 的主要区别在于在牛腿对应长度处采用了不同的梁截面单元,单元端部节点采用 Rigidlink 进行连接。

根据节点连接的特点，主要是对螺栓-角型钢板、梁与牛腿插梢杆以及梁柱连接砂浆进行简化模拟。利用 **Series Material** 命令组合单轴材料 **Hysteretic** 和单轴材料 **Elastic-MultiLinear** 后赋予零长度单元模拟梁上端的螺栓-角钢性能^[94]。单轴材料 **Hysteretic** 来模拟螺栓连接角钢的简化分析模型，该材料应力-应变骨架曲线如图 2.20 所示。单轴材料 **Elastic-MultiLinear** 构造双线性本构模型来模拟螺栓剪切分析模型，骨架曲线如图 2.21 所示。**Series Material** 命令的组合方式如图 2.22 所示。对于梁与牛腿之间的插梢杆连接利用 **Zero-Length** 单元 1 自由度方向赋予单轴材料 **Hysteretic** 模拟梁与牛腿之间剪力的传递^[94]。对于梁柱之间连接砂浆的模拟，设置梁端一小段混凝土的本构为“只压”本构，拉应力为 0，骨架曲线如图 2.23 所示。

- | | | |
|------------------------|------------------------------------|-------------------------------|
| ■ Master node | — Rigid bar | ▣ Rigid zone |
| ● Drone node | — Rigid link | ▤ “只压”区域 |
| ⌘ Zero-length element1 | — Elastic beam-column element | ⊙ Inelastic rotational spring |
| ≡ Zero-length element2 | — Displacement beam-column element | |

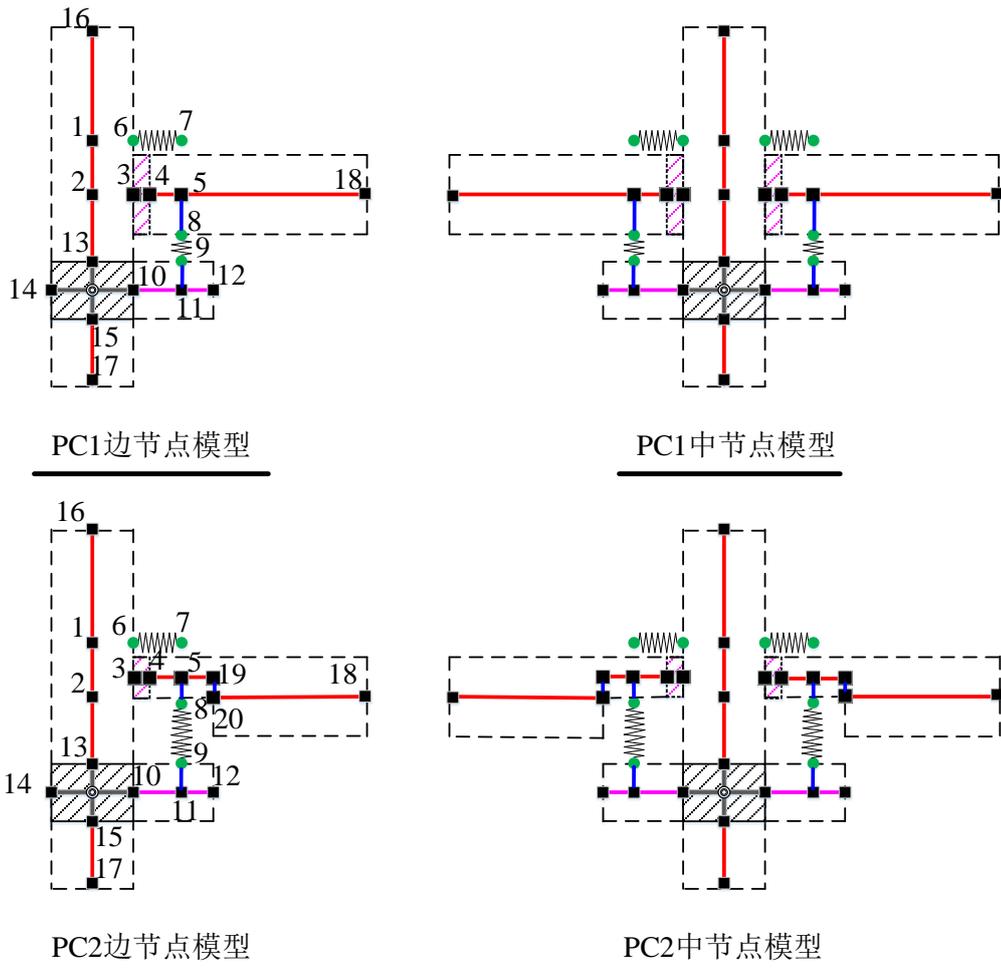


图 2.19 节点宏模型

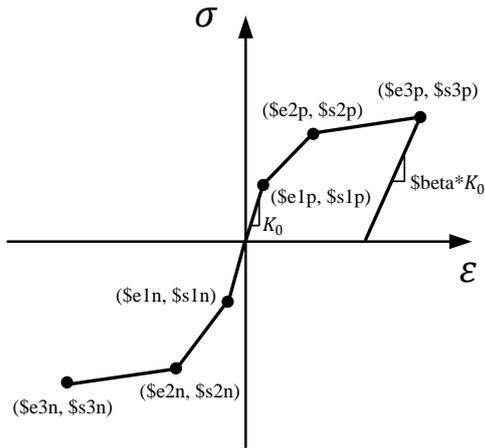


图 2.20 Hysteretic 材料本构模型

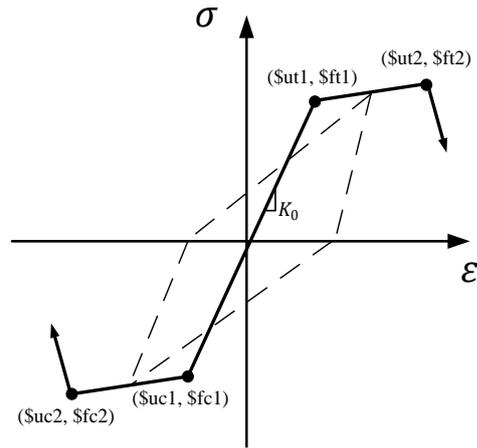


图 2.21 Elastic-MultiLinear 材料本构模型

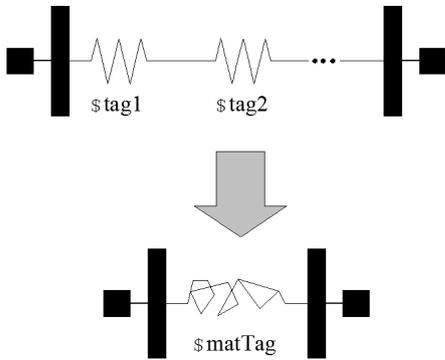


图 2.22 Series Material 构建对象组合方式

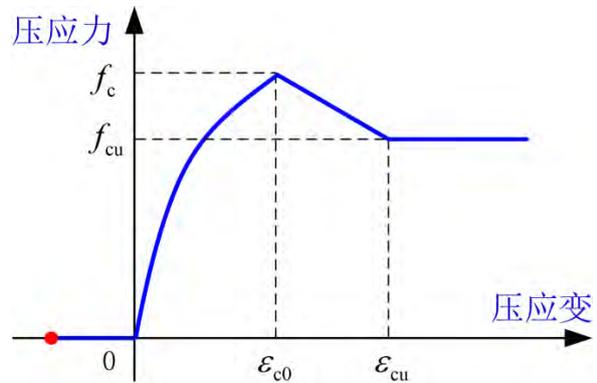


图 2.23 “只压”混凝土应力应变关系

2.3.3 模型参数确定

1. 混凝土材料参数的确定

Concrete02 命令在 OpenSees 中的表达为 `uniaxialMaterial Concrete02 $matTag $fpc $epsc0 $fpcu $epsU $lambda $ft $Ets`，在本文中，为考虑箍筋的约束作用，用强度提高系数 K 来计算约束混凝土的各参数， K 可按式(2.4)计算。 $\$matTag$ 为材料标签； $\$fpc$ 为抗压峰值强度，对于保护层的混凝土，取混凝土轴心抗压强度值，对于约束区混凝土，该值需考虑系数 K ； $\$epsc0$ 为抗压峰值强度对应的应变，对于保护层的混凝土，按式(2.10)计算，对于约束区混凝土，按式(2.6)计算； $\$fpcu$ 为抗压极限强度，对于保护层的混凝土取 0，对于约束区混凝土，按式(2.3)计算； $\$epsU$ 为抗压极限强度对应的应变，对于保护层的混凝土取 0.004，对于约束区混凝土，按式(2.7)计算； $\$lambda$ 为 $\$epscu$ 卸载斜率与初始斜率之比，通常取 0.1； $\$ft$ 为抗拉强度，取实测值 2.2MPa； $\$Ets$ 为张力软化刚度，取 $0.125E_c$ 。表 2.3、表 2.4 和表 2.5 给出了三个试件详细的模型参数值。

表 2.3 PC1 试件混凝土模型参数

强度提 单元 高系数 K	非约束区混凝土					约束区混凝土			
	f_{pc} (N/mm ²)	Sepsc0	f_{pcu} (N/mm ²)	SepSU	f_{pc} (N/mm ²)	Sepsc0	f_{pcu} (N/mm ²)	SepSU	
梁	1.1912	23.6	0.0026	0	0.004	28.1	0.0024	5.62	0.0193
柱	1.1480	23.6	0.0026	0	0.004	27.1	0.0023	5.42	0.0158

表 2.4 PC2 试件混凝土模型参数

强度提 单元 高系数 K	非约束区混凝土					约束区混凝土			
	f_{pc} (N/mm ²)	Sepsc0	f_{pcu} (N/mm ²)	SepSU	f_{pc} (N/mm ²)	Sepsc0	f_{pcu} (N/mm ²)	SepSU	
梁	1.1797	25.1	0.0027	0	0.004	29.6	0.0024	5.92	0.0193
柱	1.1391	25.1	0.0027	0	0.004	28.6	0.0023	5.72	0.0158

表 2.5 RC 试件混凝土模型参数

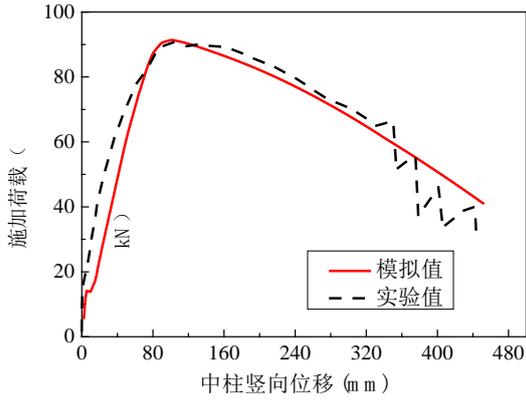
强度提 单元 高系数 K	非约束区混凝土					约束区混凝土			
	f_{pc} (N/mm ²)	Sepsc0	f_{pcu} (N/mm ²)	SepSU	f_{pc} (N/mm ²)	Sepsc0	f_{pcu} (N/mm ²)	SepSU	
梁	1.2059	18.3	0.0024	0	0.004	22.1	0.0024	4.42	0.0193
柱	1.1594	18.3	0.0024	0	0.004	21.2	0.0023	4.24	0.0158

2. 钢筋模型参数

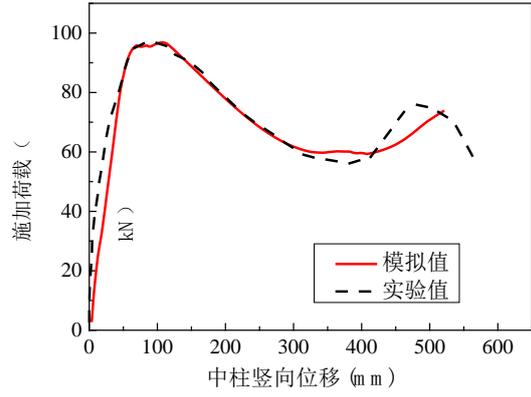
Steel02命令在OpenSees中的表达为unialMaterial Steel02 \$matTag \$Fy \$E \$b \$R0 \$cR1 \$cR2。\$matTag为材料标签；\$Fy为屈服强度值取实测值；\$E为钢筋初始弹性模量取实测值；\$b应变硬化率，屈服后切线与初始弹性切线之比，取1%，根据OpenSees Wiki推荐^[95]，用于控制从弹性到塑性分支的过渡的参数\$ R0 取值10到20之间，\$ cR1取0.925，\$ cR2 取0.15。

2.3.4 校验结果

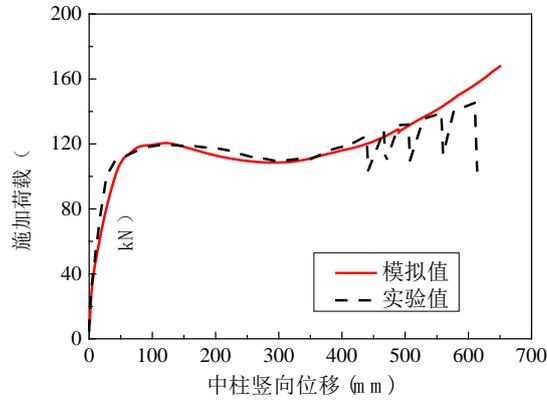
PC1 试件、PC2 试件及 RC 试件静力试验的数值模拟结果与试验值对比如图 2.24、图 2.25 所示，由图 2.24 可知曲线峰值和发展趋势与试验结果能较好吻合，在悬链线阶段的发展略有偏差。主要是由于在数值模拟时，所建有限元模型由于精度和收敛性等问题未考虑钢筋断裂等影响。由图 2.25 可知边节点侧移-中柱竖向位移曲线的模拟结果与试验结果变化趋势基本一致，误差原因主要是因为模拟时的边界条件与实际情况相比存在一定的差异。



(a) PC1 试件

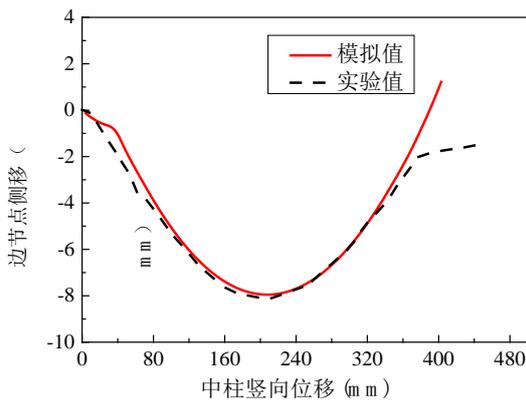


(b) PC2 试件

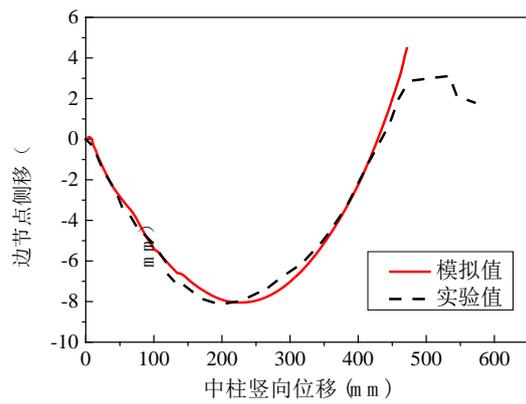


(c) RC 试件

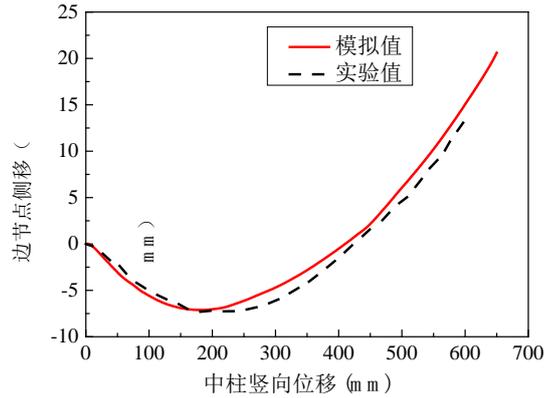
图 2.24 中柱荷载-位移曲线校验结果



(a) PC1 试件



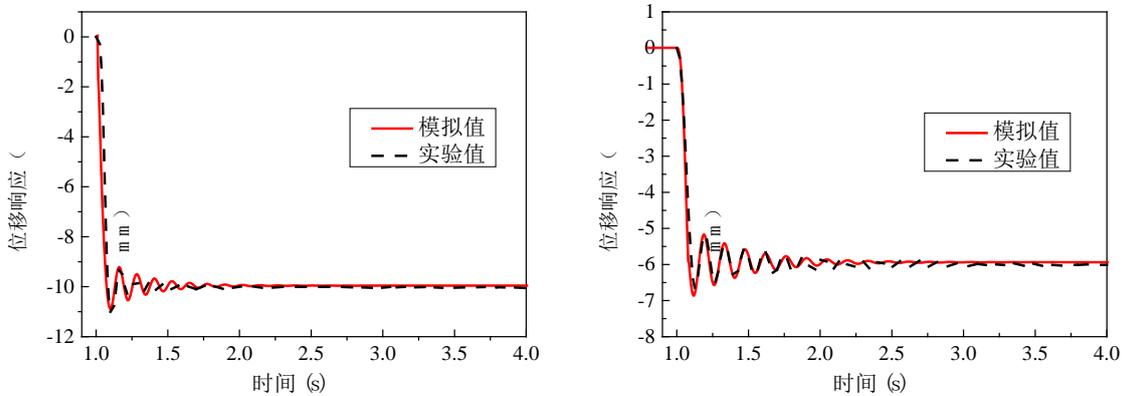
(b) PC2 试件



(c) RC 试件

图 2.25 边节点侧移曲线校验结果

PC1 试件和 RC 试件的快速移除动力试验的数值模拟结果与试验值对比如图 2.26 所示。PC1 子构件是选取第一级加载得到的试验数据与数值分析结果对比，考虑到 RC 试件在第一级荷载作用下产生的竖向位移可以忽略不计，进而利用第二级加载所得到的试验数据与数值分析结果进行比对。从分析结果可知，本文建立的数值模型较好地模拟了框架子结构在竖向荷载作用下的力学性能，体现了本文建模方式的正确性，能适用于装配式框架结构的倒塌分析。



(a) PC1 试件

(b) RC 试件

图 2.26 中柱位移-时间曲线校验结果

2.4 本章小结

本章在两个全装配式试件(PC1、PC2)和一个现浇试件(RC)的中柱移除静力试验及动力试验的基础上，利用OpenSees软件建立了三个子结构宏模型，对比了校验结果与试验数据，验证了节点模型建立的准确性，为接下来的多层框架模型建立提供一定的理论支撑。

(1) 详细介绍了模型中各个参数的含义和建模方式，包括材料对象、截面对

象、单元对象、零长度单元、坐标转换以及非线性分析等等。根据全装配式节点的特点及受力性能，建立了全装配式明牛腿-插梢杆-角型钢板连接和全装配式暗牛腿-插梢杆-角型钢板连接的节点宏模型。

(2)介绍了全装配式子结构与现浇子结构连续倒塌中柱移除拟静力和动力试验，根据试验的数据以及OpenSees建模方式，计算模型所需的相关参数，并对试件静动力试验全过程进行模拟，得到相应的中柱荷载-位移曲线校验曲线、边节点侧移曲线校验曲线和中柱位移-时间曲线校验曲线。对比分析有限元模拟和试验结果表明模拟结果均能与试验结果数值相差不大，证明了模型中材料和单元等参数设置的合理性，也为接下来章节的多层框架结构整体分析打下基础。

第3章 全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌分析

拆除构件法是一种对结构抗连续倒塌性能较好的评估方法，能够很好地考察剩余结构抵抗结构发生连续性倒塌能力。该方法是按照一定的规定拆除结构中不同位置的构件，以达到破坏效果，然后对剩余损伤结构性能进行分析，最终评估结构抵抗连续倒塌的能力^[33]。拆除构件后的剩余结构可以采用线性静力分析方法（Linear Static Analysis Method）、非线性静力分析方法（Nonlinear Static Analysis Method）、线性动力分析方法（Linear Dynamic Analysis Method）和非线性动力分析方法（Nonlinear Dynamic Analysis Method）进行计算^[24]。

基于上一章全装配式子结构宏模型建模的准确性，本章将利用节点建模的方式进行全装配式框架结构以及与之对比的现浇框架结构的建模，并利用拆除构件法对三个框架结构进行抗连续倒塌能力的分析。

3.1 多层有限元框架模型建立

3.1.1 框架结构设计

本文设计了一栋七层四跨的钢筋混凝土框架结构进行分析^[92]，其平面图如图 3.1 所示。第二章的试验现浇子结构为该框架结构的部分构件按照 1/2 比例缩尺制作而成。结构设计的主要参数包括结构屋面恒载为 7.5kN/m^2 ，活载为 0.5kN/m^2 ，楼面恒载为 5.0kN/m^2 ，活载为 2.0kN/m^2 ；抗震设防烈度为 7 度，设计地震分组为第一组，设计基本地震加速度为 $0.1g$ ，场地类别为二类；隔墙荷载取 8.0kN/m ，顶层女儿墙荷载取 8.0kN/m ；混凝土均采用 C35，重度取 25kN/m^3 ，根据《混凝土结构设计规范》，得到具体参数如表 3.1 所示。纵向受力钢筋采用 HRB400 级，箍筋采用 HPB300 级，角型钢板采用 Q390 级。

表 3.1 混凝土材料参数 (N/mm^2)

混凝土强度等级	轴心抗压强度标准值 f_{ck}	轴心抗拉强度标准值 f_{tk}	弹性模量 E_c	圆柱体抗压强度 f_c'
C35	23.4	2.2	31500	27.7

选取结构平面布置图 3.1 中阴影处即 3 轴线处的横向框架为二维平面分析框架。为简化分析，取一层至七层梁柱构件配筋情况相同，框架结构模型及梁柱构件截面配筋如图 3.2 所示，底层柱编号则为 A1 至 E1。为了便于框架结构之间进行对比分析，装配式混凝土梁柱构件的截面尺寸与现浇框架结构相同，整个装配式框架结构梁柱节点连接分别采用混凝土明牛腿-插梢杆-角型钢板连接方式和混

凝土暗牛腿-插梢杆-角型钢板连接方式，并将上一章的全装配式节点宏模型建模方法应用到多层框架模型中。

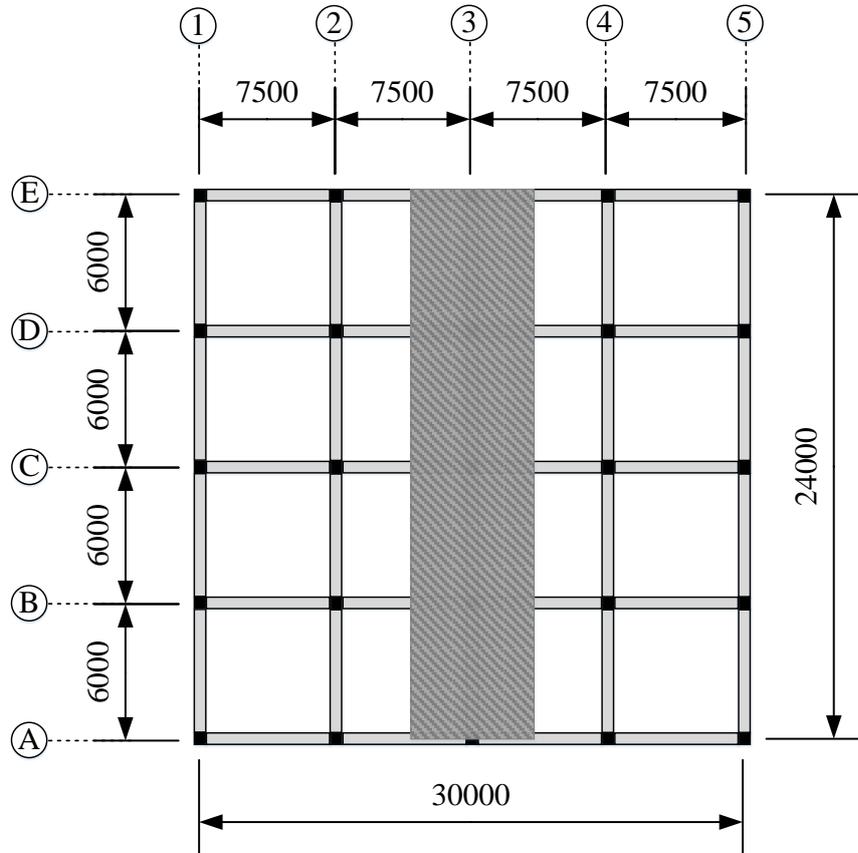
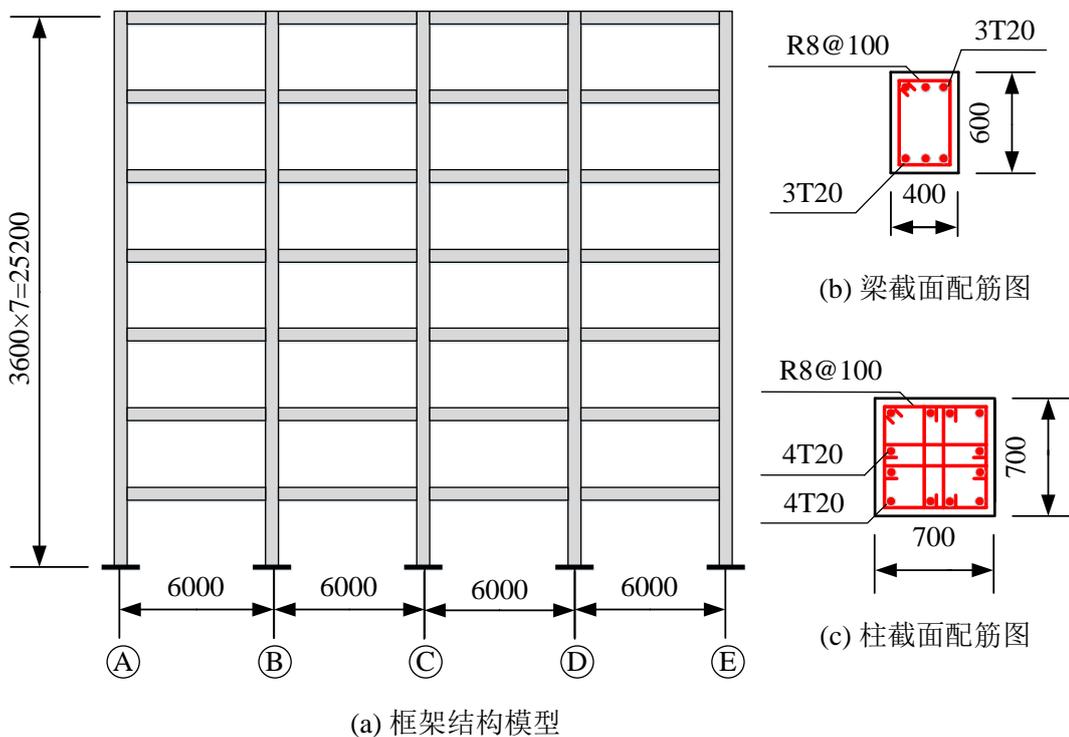


图 3.1 结构平面图（单位：mm）



(a) 框架结构模型

图 3.2 框架结构模型及梁柱配筋图

3.1.2 模型参数确定

根据2.2.1节中的计算方法，可得到有限元模型的混凝土参数，如表3.2所示。钢筋详细信息如表3.3所示。应变硬化率取1%，参数R0、cR1和cR2取建议值10、0.925、0.15。梁柱单元、截面划分以及坐标转换的设置同验证子结构试验的有限元模型。

表 3.2 框架结构混凝土模型参数

单元	强度提高系数 K	非约束区混凝土				约束区混凝土			
		f_{pc} (N/mm ²)	Sep_{sc0}	f_{pcu} (N/mm ²)	Sep_{sU}	f_{pc} (N/mm ²)	Sep_{sc0}	f_{pcu} (N/mm ²)	Sep_{sU}
梁	1.085	23.4	0.0018	0	0.004	25.4	0.00217	5.08	0.011
柱	1.083	23.4	0.0018	0	0.004	25.3	0.00217	5.07	0.011

表 3.3 钢筋材料参数

钢筋型号	屈服强度标准值 (N/mm ²)	屈服强度平均值 (N/mm ²)	弹性模量 (N/mm ²)
HRB400	400	452.05	2×10^5
HPB300	300	339.04	2×10^5
Q390 钢	390	440.75	2×10^5

3.2 框架结构非线性静力分析

非线性静力分析方法（也称 Pushdown 分析）是在结构拆除构件后，通过在竖向方向对剩余损伤结构施加增量静力荷载，直到结构整体倒塌破坏为止，从而得到相应的倒塌抗力-失效位移曲线，由此可研究结构的极限承载力以及结构在倒塌变形中的变化规律^[81]。

本文采用 DoD2013 规范^[35]中的荷载组合方式(1.2D+0.5L)进行计算，其中 D 为恒荷载，L 为活荷载，并利用荷载放大系数 α 考虑逐步增大的竖向荷载，考虑拆除结构底层中柱和边柱两种失效工况，使用 Khandelwal 等^[81]提出的满跨加载模式，具体加载方式如图 3.3 所示。同时根据 GSA2003 规范建议，将结构的连续倒塌失效准则定义为梁两端的相对竖向位移超过跨度的 1/5 或大变形下有限元分析不收敛作为结构发生竖向连续倒塌的准则。

采用以上方法对 PC1、PC2 及 RC 框架结构进行分析，工况设定为拆除底层中柱 C1 和拆除底层边柱 A1。

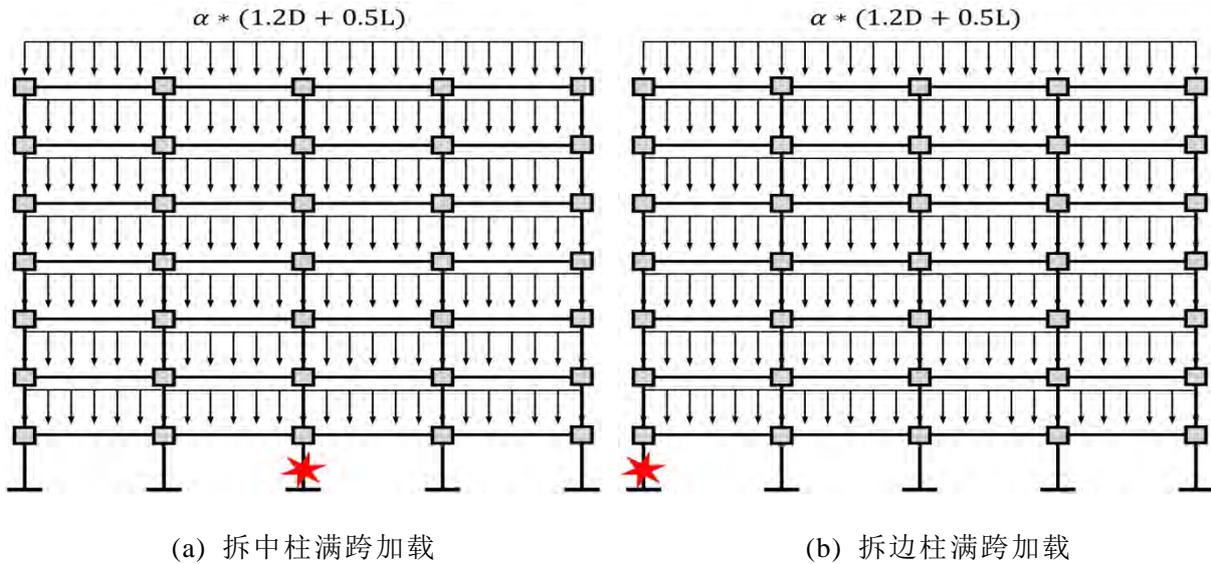


图 3.3 两种失效模式下的加载方法

3.2.1 拆除中柱 C1 结果分析

图 3.4 为三榀框架拆除中柱 C1 后的 Pushdown 分析结果对比。

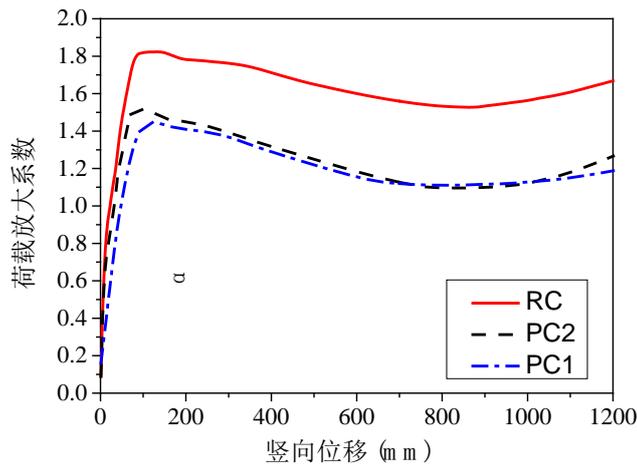
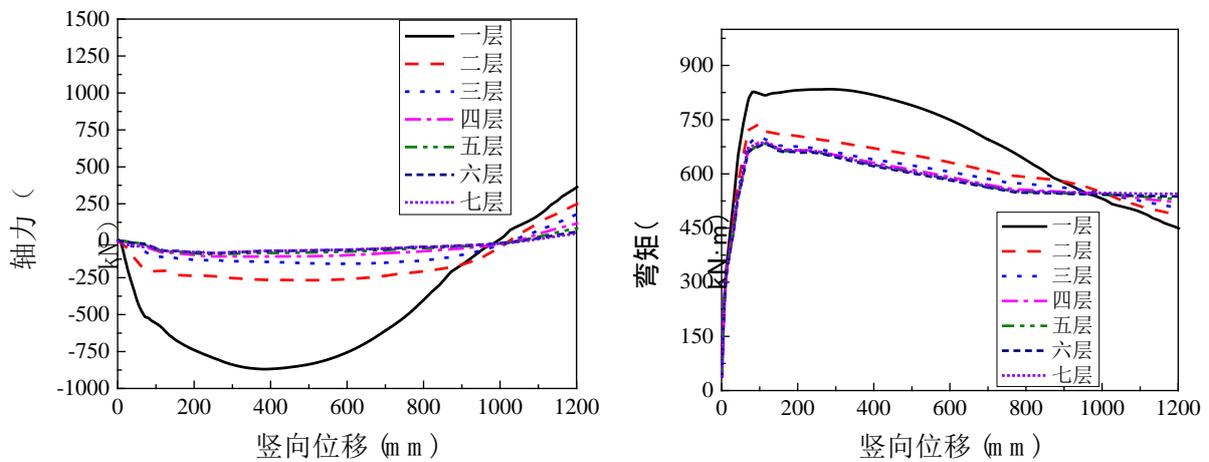


图 3.4 拆除柱 C1 后结构 Pushdown 曲线

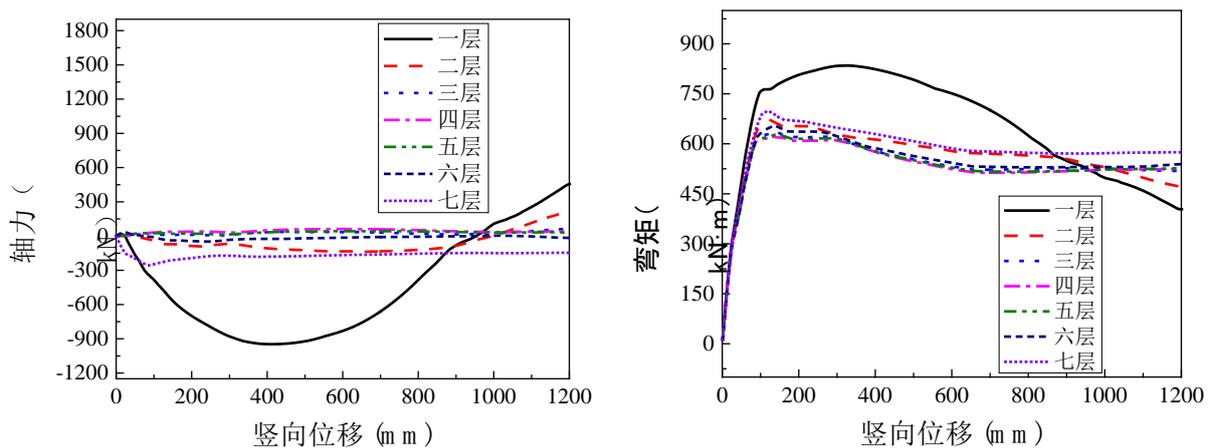
装配式框架和现浇框架的 Pushdown 曲线中均出现了两个极值点，一个极大值点和一个极小值点，随后曲线出现一个上升段，这体现了框架结构在竖向倒塌变形中抗倒塌承载力主要通过梁机制、压拱机制和悬链线机制来提供。在压拱机制内，结构的抗连续倒塌承载力主要来源于梁端所承担的弯矩；RC 框架在失效点节点竖向位移达到 132mm 时，荷载放大系数 α 达到了最大值 1.82；PC1 框架在失效点节点竖向位移达到 124mm 时，荷载放大系数 α 达到了最大值 1.4，相较于 RC 框架结构低了 30%；PC2 框架在失效点节点竖向位移达到 119mm 时，荷载放大系数 α 达到了最大值 1.51，相较于 RC 框架结构低了 20.5%。随后曲线开始下降，进入转换阶段，当节点竖向位移达到 800mm 左右时，荷载放大系数 α 降到最低，随着节点竖向位移的进一步增加，曲线开始上升，进入悬链线阶段，此时结

构的抗连续倒塌承载力主要由梁内纵筋轴拉力提供，最后在节点位移达到梁跨度1/5即1200mm时，认为结构发生倒塌，此时PC1框架荷载放大系数 α 为1.19，PC2框架荷载放大系数 α 为1.27，RC框架荷载放大系数 α 为1.67。

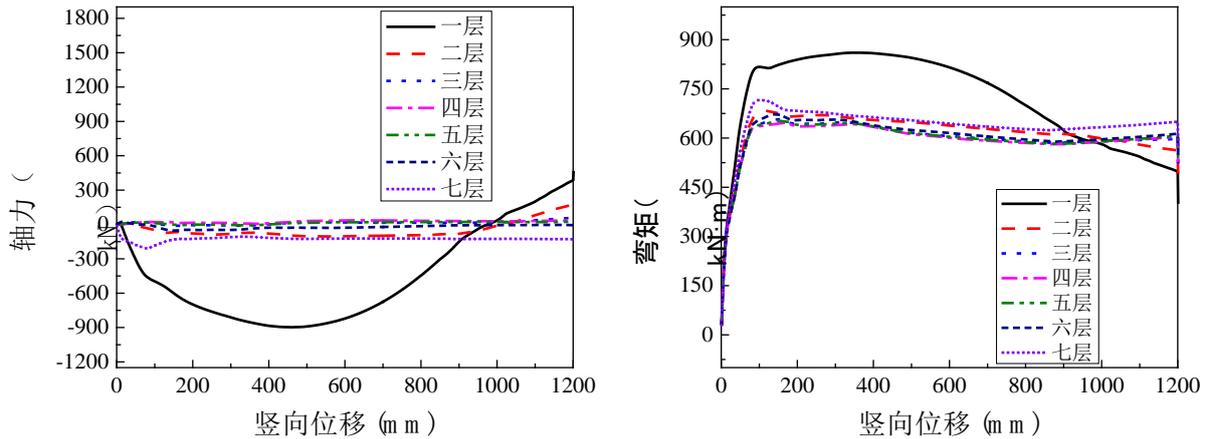
图3.5为PC1-Frame、PC2-Frame和RC-Frame中BC跨各层梁轴力和弯矩的变化曲线。由图可以看出，悬链线机制主要发生在一层梁，其余层梁主要通过梁机制抵抗外荷载。三榀框架的一层梁的轴力均先处于受压状态，随着竖向位移的增大，逐渐转换为受拉状态，即从压拱效应阶段转变为悬链线阶段。相较于RC和PC2框架，PC1的中间层也有表现较为明显的轴拉力作用，与周边约束构件形成拉结作用，而顶层随着竖向位移增大梁的轴向力没有产生明显的变化。



(a) PC1-Frame



(b) PC2-Frame



(c) RC-Frame

图 3.5 BC 跨各层梁轴力和弯矩变化曲线

3.2.2 拆除边柱 A1 结果分析

图 3.6 为三榀框架拆除边柱 A1 后的 Pushdown 分析结果对比。RC 框架在失效点节点竖向位移达到 155mm 时，荷载放大系数达到了最大值 1.70；PC1 框架在失效点节点竖向位移达到 145mm 时，荷载放大系数达到了最大值 1.34，相较于 RC 框架结构低了 26.9%；PC2 框架在失效点节点竖向位移达到 143mm 时，荷载放大系数达到了最大值 1.39，相较于 RC 框架结构低了 22.3%。在边柱失效的情况下，受损梁跨形成了类似于悬臂构件的受力状态，梁两端不能形成有效的水平拉结作用，因此也无法发展悬链线作用。最后在节点位移达到梁跨度 1/5 即 1200mm 时，认为结构发生了倒塌，此时 PC1 框架荷载放大系数 α 为 1.17，PC2 框架荷载放大系数 α 为 1.20，RC 框架荷载放大系数 α 为 1.60。

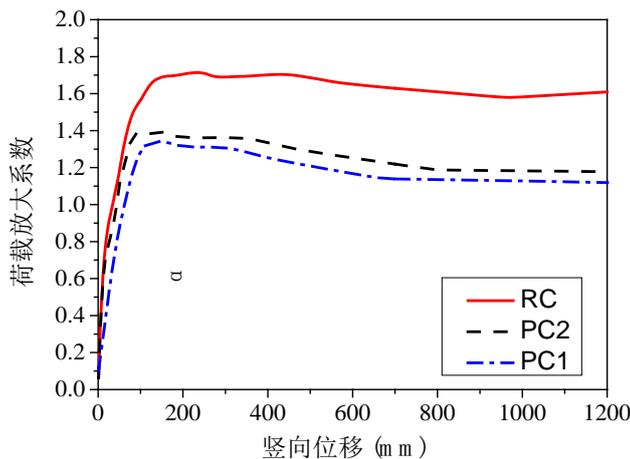


图 3.6 拆除柱 A1 后结构 pushdown 曲线

图 3.7 为 PC1-Frame、PC2-Frame、RC-Frame 中 AB 跨各层梁轴力和弯矩的变化曲线。由各层轴力曲线随失效节点的位移变换关系可知，轴向受力状态都没有发生明显的转换，也说明了在边柱失效的工况下，底层受损跨梁不能从受压转

换成受拉状态从而形成有效的拉结作用，也就是结构无法形成悬链线作用。框架结构底层与顶层梁构件分别承受轴向压力与轴向拉力的作用，随着失效节点竖向位移的增大，顶层梁构件的轴拉力逐渐增大，底层梁构件的轴压力也逐渐增大，在达到结构梁机制作用下的峰值之后停止增大，而其他各层的轴力变化不明显，轴向受力表现几乎为0。

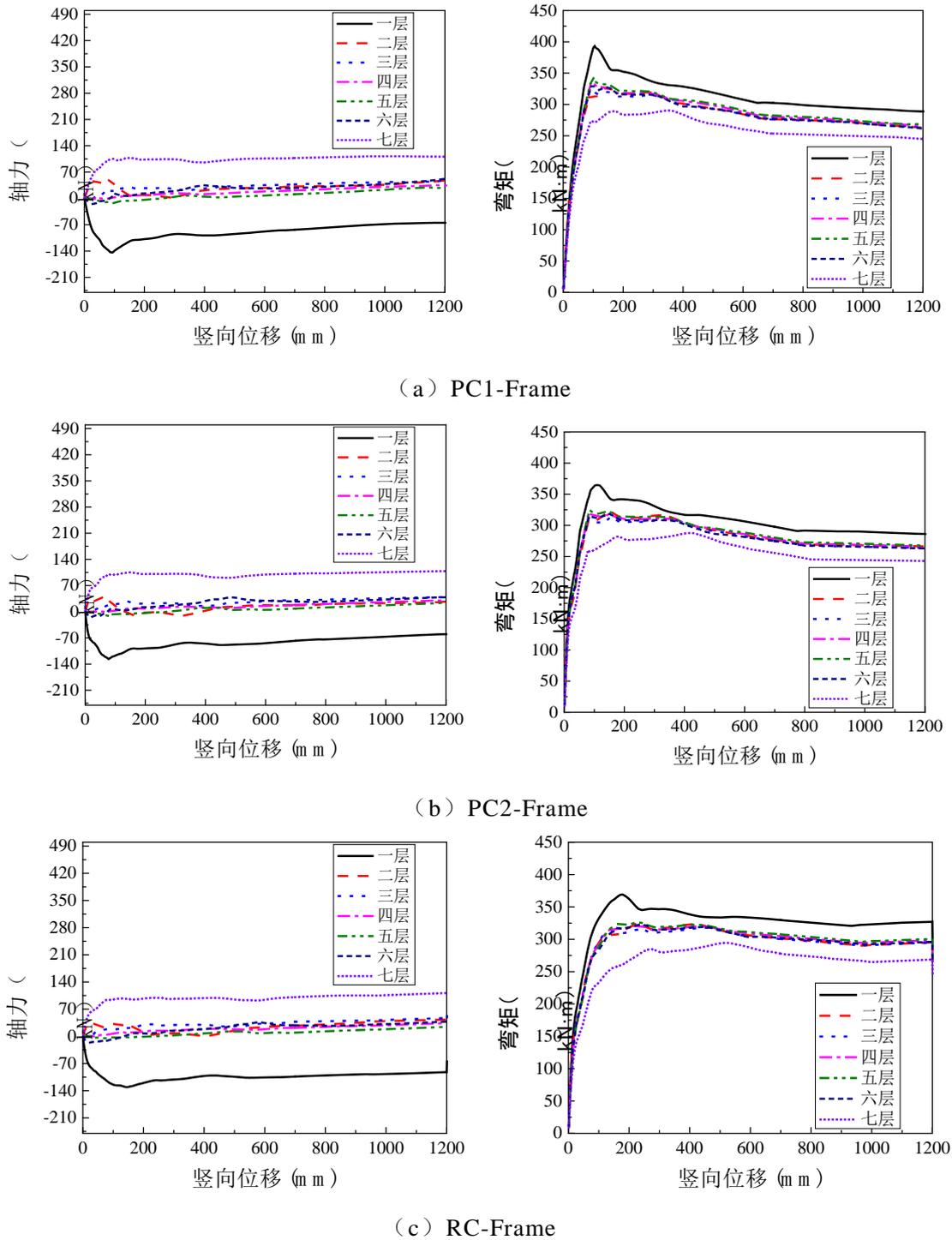


图 3.7 AB 跨各层梁轴力和弯矩变化曲线

3.3 框架结构非线性动力分析

为得到拆柱后的剩余结构在失效瞬间的动力响应，参照 GSA2003^[96]和 DoD2013^[35]等有关规范及结合 OpenSees 分析平台，制定如下的计算流程：

- (1) 在完好的结构上静力加载，得到失效柱柱端的内力 P_0 ；
- (2) 拆除目标柱，把失效柱内力的反力 P_0 作用在剩余结构上，从而得到与初始完整结构相似的等效模型；
- (3) 在等效模型失效柱柱顶节点施加与 P_0 随时间变化反向等值的荷载，失效时间取 GSA 规定^[96]中基本周期的 0.1 倍，计算剩余结构的动力响应。

详细加载方案如图 3.8 所示。

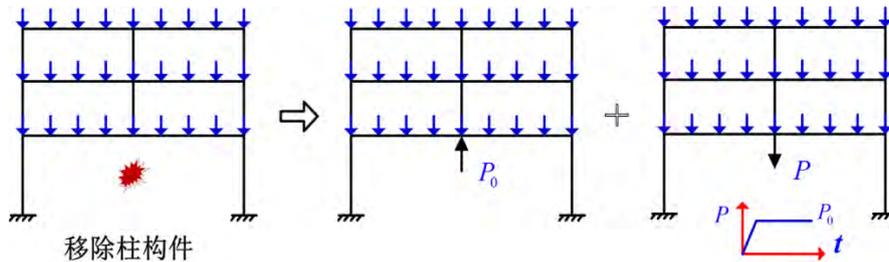


图 3.8 框架结构拆除构件动力非线性分析方案

采用上述方法对 RC、PC1 框架结构进行分析，工况设定为拆除中柱 C1 和拆除边柱 A1。

3.3.1 拆除中柱 C1 结果分析

拆除中柱 C1 后，对其损伤结构开展动力分析，原结构在荷载放大系数 α 为 1 时的静力荷载下维持 1s，然后瞬间拆除底层柱，动力分析时长设为 4s。把失效柱上端定义为失效点，失效点时间-竖向位移曲线见图 3.9。

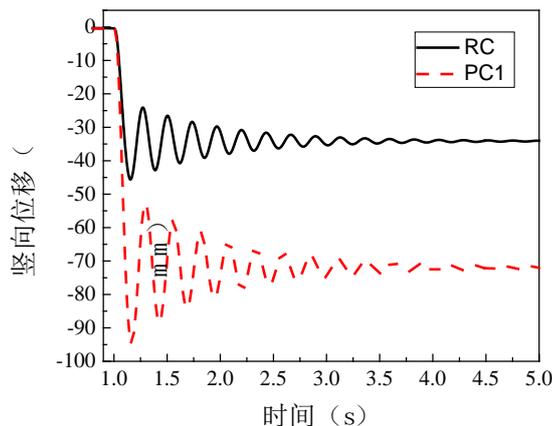


图 3.9 两榀框架结构失效点位移时程曲线

由图 3.9 可以看出，在中柱 C1 失效的瞬间，两个框架失效点的位移均先快速增加，由于框架梁的水平约束，拆除中柱后的时程曲线迅速衰减并且波动规律。RC 框架在 1.2s 达到最大位移 46mm，PC1 框架在 1.2s 达到最大位移 94mm。模拟