

# 基于拆除构件法的全装配式框架结构连续倒塌分析

周云<sup>1,2,3†</sup>, 张琴<sup>2</sup>, 胡翔<sup>2</sup>, 陈太平<sup>2</sup>, 易伟建<sup>1,2</sup>

(1. 湖南大学 工程结构损伤诊断湖南省重点实验室, 湖南 长沙 410082;

2. 湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082;

3. 湖南大学 绿色先进土木工程材料及应用技术湖南省重点实验室, 湖南 长沙 410082)

**摘要:**为研究混凝土全装配式框架结构的抗连续倒塌性能,在 2 个全装配式试件(PC1、PC2)和 1 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 3 个子结构宏模型,将校验结果与试验结果进行了对比,继而设计了 2 栋 7 层全装配式框架结构(PC1-Frame、PC2-Frame)和 1 栋现浇框架结构(RC-Frame),采用拆除构件法拆除框架底层的中柱和边柱,对剩余损伤结构的抗连续倒塌能力进行评估.结果表明,拆除边柱的倒塌危险性较拆除中柱大,PC1-Frame 失效点位移时程曲线振幅比 RC-Frame 大;在拆除中柱后,PC1-Frame 和 PC2-Frame 在压拱机制阶段的极限承载力分别较 RC-Frame 低 30%和 20.5%;在拆除边柱后,PC1-Frame 和 PC2-Frame 在压拱机制的极限承载力分别较 RC-Frame 低 26.9%和 22.3%.最后校验了基于等能量原理的简化非线性动力分析方法的适用性,并得知结构的动力放大系数在构件进入塑性阶段后逐渐减小.

**关键词:**全装配式混凝土结构;结构连续倒塌;有限元宏模型;拆除构件法;静动力校验

**中图分类号:**TU375.4

**文献标志码:**A

## Progressive Collapse Analysis of Fully Assembled Precast Concrete Frame Structures Based on Column Removal Method

ZHOU Yun<sup>1,2,3†</sup>, ZHANG Qin<sup>2</sup>, HU Xiang<sup>2</sup>, CHEN Taiping<sup>2</sup>, YI Weijian<sup>1,2</sup>

(1. Hunan Provincial Key Laboratory of Damage Detection, Hunan University, Changsha 410082, China;

2. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China;

3. Hunan Provincial Key Laboratory of Green Advanced Civil Engineering Materials and Application Technology, Hunan University, Changsha 410082, China)

**Abstract:** To study the progressive collapse performance of fully assembled concrete 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 test results. Two seven-story fully assembled frame structures (PC1-Frame,

\* 收稿日期:2019-07-08

**基金项目:** 国家重点研发计划专项资助项目(2016YFC0701400), National Key Research and Development Program of China (2016YFC0701400); 国家自然科学基金资助项目(51878264), National Natural Science Foundation of China (51878264); 湖南省科技厅科技进步与创新计划项目(201912), Science and Technology Progress and Innovation Project of Department of Transportation of Hunan Province (201912)

**作者简介:**周云(1979—),男,湖南长沙人,湖南大学教授,博士

† 通讯联系人, E-mail: zhouyun05@hnu.edu.cn

PC2-Frame) and a cast-in-situ frame (RC-Frame) were designed. Progressive collapse analysis was conducted for the residual structure of which middle and exterior column at the bottom were removed by using column removal method, respectively. The results showed that removing exterior columns was more easier to cause collapse than removing middle columns, and the displacement time history curve amplitude of failure point of PC1-Frame was larger than that of RC-Frame; The ultimate bearing capacity of PC1-Frame and PC2-Frame was 30% and 20.5% lower than that of RC-Frame in the case of removing mid-column, 26.9% and 22.3% lower in the case of removing exterior-column, respectively. Finally, the validity of the simplified non-linear dynamic analysis method based on the principle of equal energy was verified, and it is found that the dynamic amplification factor decreased with the structure entering the plastic stage.

**Key words:** fully assembled concrete structures; progressive collapse; finite element macro-model; column removal method; calibration based on static and dynamic tests

发展装配式建筑结构体系是推动我国建筑工业化和住宅产业化的重要途径,其具有高品质、低能耗、高效益等优点,更能适应社会主义市场经济发展的大量需求。另一方面,1968年英国伦敦东部的Ronan Point住宅因煤气爆炸发生连续倒塌事故<sup>[1]</sup>引起了国内外学者对结构抗连续倒塌研究的关注。英国、欧洲和美国等纷纷颁布了相关的防倒塌设计规范<sup>[2-7]</sup>,我国结构设计规范中也有所涉及<sup>[8-10]</sup>。

结构的连续倒塌是指由于意外事件或灾害造成整体结构的局部破坏,从而触发连锁反应导致破坏进行扩散,最终结构主体丧失了承载力后发生的大范围坍塌<sup>[11]</sup>。近年来,国内外学者对结构抗连续倒塌的研究陆续展开。2007年,易伟建等<sup>[12]</sup>研究1榀4跨3层的RC框架结构的倒塌性能,研究了结构受力机制的转换过程。2008年,Khandelwal等<sup>[13]</sup>提出了采用Pushdown分析方法来评估结构的抗连续倒塌能力,并在一个10层的二维框架上进行了应用。2011年,Li等<sup>[14]</sup>对2个RC框架结构进行了抗连续倒塌数值研究,详细研究了现有的拉结力法的基本原理。2012年,Kai等<sup>[15]</sup>设计并试验了6个不同跨度长度的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。2015年,Qian等<sup>[16]</sup>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。2017年,于晓辉等<sup>[17]</sup>利用OpenSees有限元软件建立了可以考虑悬链线效应的钢筋混凝土框架宏模型,采用替代路径法对1栋10层钢筋混

凝土框架结构进行抗连续倒塌能力的分析。2017年,Yu等<sup>[18]</sup>以2种不同跨高比的典型钢筋混凝土框架结构为研究对象,采用Pushdown分析方法评估具有初始损伤的结构的剩余承载能力。2019年,易伟建等<sup>[19]</sup>采用Pushdown方法对移除柱后的钢筋混凝土平面框架进行抗连续倒塌能力分析,结果表明随着楼层的增加,单层平均承载力降低,结构体系连续倒塌概率增大。

上述研究普遍集中在现浇结构,而装配式结构的节点性能较弱,这也正是影响结构连续倒塌性能的关键因素,因此对装配式结构连续倒塌的研究也陆续开展。2014年,孙建等<sup>[20]</sup>提出一种采用内嵌边框、高强螺栓以及连接钢框连接相邻层预制墙板的新型干式连接方式。2015年,Kang等<sup>[21]</sup>研究了由2根预制梁和1根预制柱组成的预制混凝土子构件的受力性能。2016年,Qian等<sup>[22]</sup>分别设计了2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。2017年,潘毅等<sup>[23]</sup>利用抽柱法对1栋6层无粘结预应力装配式框架结构进行连续倒塌分析与现浇框架结构进行对比。2017年,Kang等<sup>[24]</sup>设计了4个预制混凝土框架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。2018年,Feng等<sup>[25]</sup>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,探讨了拆柱方案下装配式钢筋混凝土子结构的极限承载力以及结构中典型参数对构件抗连续倒塌能力的影响。

值得注意的是,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,对于整体结构的研究不多,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研究还相对较少.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,利用拆除构件法对结构进行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.

## 1 基于拆除构件法的抗连续倒塌分析

近年来,拆除构件法作为一种结构抗连续倒塌能力评估方法<sup>[26]</sup>,得到广泛应用.采用拆除构件法时,通常是研究拆除结构从底层到顶层的边柱、角柱及底层内柱等不同部位的构件对结构产生的影响.拆除构件后的剩余结构可以采用线性静力分析方法、非线性静力方法、线性动力分析方法和非线性动力分析方法进行计算<sup>[2]</sup>.

### 1.1 非线性动力反应分析

为得到剩余结构在失效瞬间的动力响应,参照 GSA2003<sup>[5]</sup>和 DoD2013<sup>[7]</sup>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,把失效柱柱端的内力  $P_0$  反向作用在剩余结构上,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<sup>[5]</sup>中基本周期的 1/10,计算剩余结构的动力响应.

框架结构拆除构件动力非线性分析方案如图 1 所示.

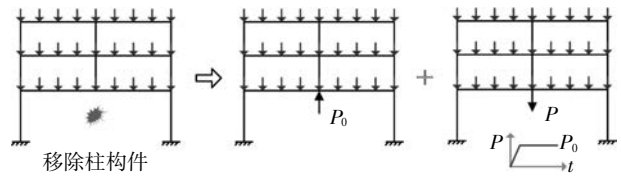


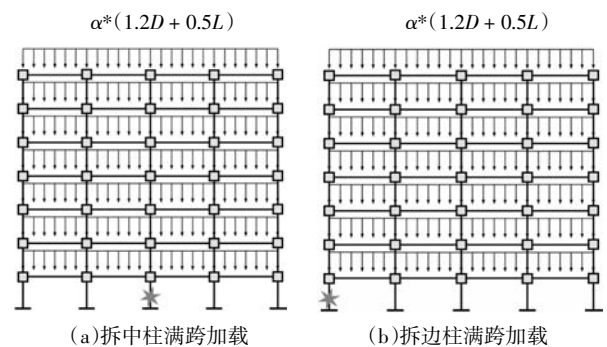
图 1 框架结构拆除构件动力非线性分析方案

Fig.1 Nonlinear dynamic scheme for removal components

### 1.2 非线性静力反应分析

非线性静力分析方法(也称 Pushdown 分析方法)指在结构拆除构件后,通过对剩余损伤结构施加增量静力竖向荷载,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,由此来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的方法<sup>[27]</sup>.

本文采用 DoD2013 规范<sup>[7]</sup>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.利用荷载放大系数  $\alpha$  考虑逐步增大的竖向荷载,并考虑拆除结构底层中柱和边柱 2 种失效工况.使用 Khandelwal 等<sup>[27]</sup>提出的满跨加载模式,具体加载方式如图 2 所示.同时根据 GSA2003 规范<sup>[5]</sup>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 以及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.



(a) 拆中柱满跨加载 (b) 拆边柱满跨加载

图 2 两种失效模式下的加载方法

Fig.2 Loading methods under two failure modes

### 1.3 基于等能量原理的简化动力分析

由于非线性动力方法耗时长久并且计算复杂,采用简化的方法来预测结构的动力响应<sup>[28]</sup>,如图 3 所示.在非线性静力响应的基础上,利用等能量原理确定结构的动力响应.即结构的静力荷载抗力  $P_s$  可表达为失效点竖向位移  $x$  的函数:

$$P_s = P(x) \quad (1)$$

倒塌过程中结构内能  $U$  满足:

$$U = \int P(x) dx \quad (2)$$

当结构有效抵抗倒塌时,重力势能  $W$  转化的动能要被结构有效耗散,即满足

$$W = Gx = U \quad (3)$$

此时重力荷载  $G$  即为结构的动力抗力  $P_D$ ,满足:

$$P_D = \frac{1}{x} \int P(x)dx \quad (4)$$

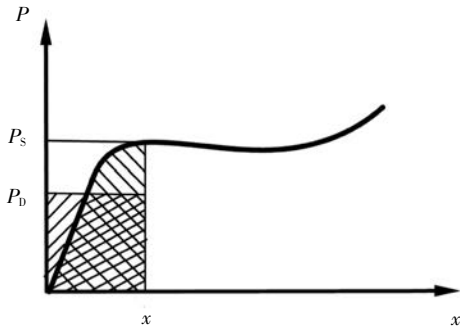


图3 简化动力评估方法

Fig.3 Simplified dynamic assessment

假定  $P_{D,m}$  和  $P_{S,m}$  分别为动力抗力和静力抗力初始值,  $A_{S,m}$  为初始耗能值,  $x_{S,m}$  为初始位移值,位移增量为  $\Delta x$ ,具体计算方法如下:

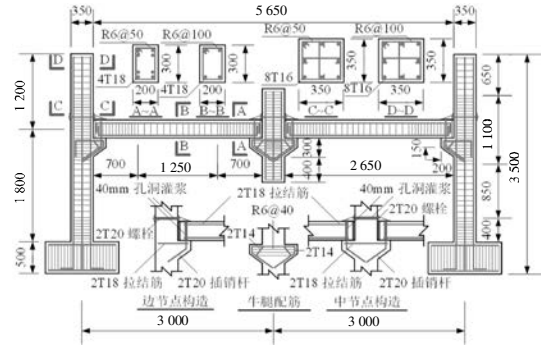
- 1)初始时  $P_{D,m} = P_{S,m} = 0, x_{S,m} = 0, A_{S,m} = 0$ ;
- 2)令  $x_{S,n} = x_{S,m} + \Delta x$ ;
- 3)计算弹塑性耗能值  $A_{S,n} = A_{S,m} + (P_{S,m} + P_{S,n})x/2$ ,其中  $P_{S,n}$  为  $x = x_{S,n}$  的对应值;
- 4)计算动力抗力值  $P_{D,n} = A_{S,n}/x_{S,n}$ ;
- 5)令  $x_{S,m} = x_{S,n}, A_{S,m} = A_{S,n}, P_{D,m} = P_{D,n}, P_{S,m} = P_{S,n}$ ,重复 2)~4)步骤获取其他动力抗力值。

## 2 基于宏模型的结构静动力建模校验

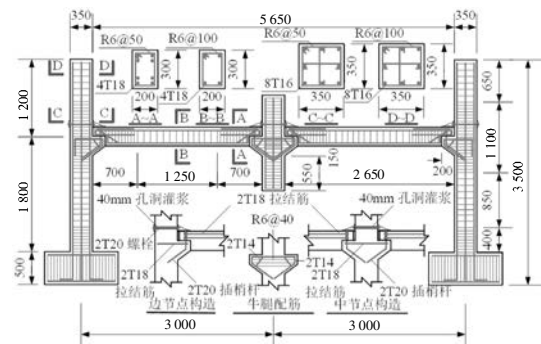
### 2.1 结构试验

在进行结构整体分析之前,需要先验证有限元建模方法的准确性.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,本文采用的是湖南大学结构健康监测团队 ([www.hnutest.com](http://www.hnutest.com)) 开展的 2 个全装配式子结构(PC1、PC2)和 1 个现浇子结构(RC)的试验所得到的数据<sup>[29-30]</sup>. 3 个子结构的详细尺寸及配筋情况如图 4 所示,其中试件 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 4 (a)所示;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 4(b)所示. 框架中柱高度取为 1 500 mm,边柱高度取底层柱至 2

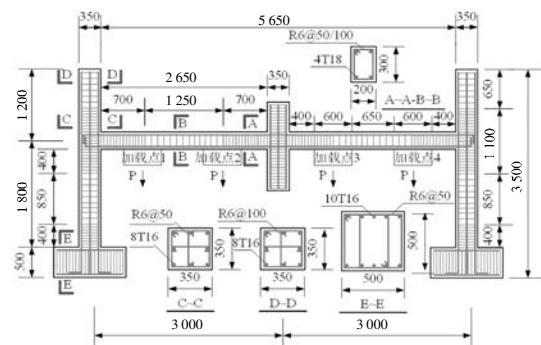
层柱反弯点处,柱高为 3 000 mm,梁净长为 2 630 mm.详细试件信息列于表 1 中.



(a)装配式构件 PC1



(b)装配式构件 PC2



(c)现浇构件 RC

图4 框架子结构尺寸及配筋图<sup>[29-30]</sup>(单位:mm)

Fig.4 Dimensions and reinforcement information of moment frame sub-structures<sup>[29-30]</sup>(unit:mm)

表1 试件详细信息表<sup>[29]</sup>

Tab.1 Details of tested specimens<sup>[29]</sup>

试件 编号	砼立方体 强度 /MPa	纵向钢筋			横向箍筋		
		柱纵 向筋	梁纵 向筋	牛腿 纵筋	柱箍筋	梁箍筋	牛腿
PC1	35.3	8T16	4T18	4T14	R6@50	R6@50	R6@40
PC2	37.6	8T16	4T18	4T14	/100	/100	R6@40
RC	27.4	8T16	4T18	—	—	—	—

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

由于试验时间及场地等各方面原因,本次试验针对 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,因此在后续分析中未对 PC2 做动力分析。

在静力试验中,试验加载过程分为 2 个阶段.试验前期为力控制加载,在荷载达到峰值荷载或荷载有所降低开始,由力控制加载改为位移控制加载.试验结果表明,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;而装配式试件 PC1 在中柱移除过程中主要经历了压拱效应 1 个阶段;PC2 虽然有短暂的悬索效应发展,但其承载力和延性不及现浇试件。

在中柱快速移除动力试验中,试件的加载过程分为 5 个阶段.采用完全相同的试验加载方案对 2 个试件进行加载,PC1 试件总共完成了 4 级加载,RC 试件总共完成了 6 级加载.第 1 级加载为在 4 个加载点各加 3.35 kN 的荷载,第 2 级加载为在 4 个加载点各加 13.35 kN 的荷载.详细加载荷载见文献[30],加载点位置见图 4 (c).试验结果表明,RC 试件较 PC1 试件具有更高的承载力和更大的竖向刚度.PC1 试件在结构倒塌后,梁柱纵向受力钢筋均未屈服,在拱效应阶段失效后,未能形成有效的悬链线机制抵抗梁身荷载,最终导致结构完全倒塌,RC 结构提供了更为可靠的抗力机制。

### 2.2 节点宏模型

依据试验数据,采用以下方式对现浇和装配式构件分别建立了宏单元模型。

1)混凝土本构采用 Concrete02 本构模型,图 5(a)为该本构模型的包络曲线,其中约束混凝土采用修正的 Kent-Park 模型<sup>[31]</sup>进行计算.钢筋本构采用 Steel02 本构模型,图 5(b)为该本构模型的滞回曲线。

2)截面模型使用的是纤维截面模型,对于横向箍筋的约束作用可通过对纤维单轴应力-应变关系修正加以考虑<sup>[32]</sup>。

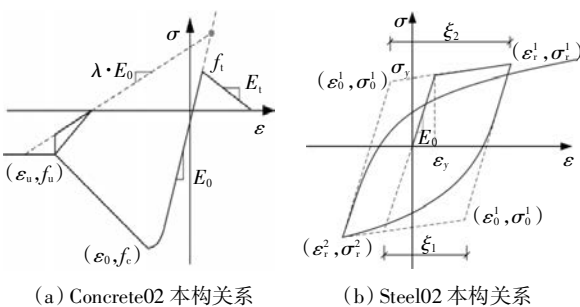


图 5 材料本构关系

3)混凝土梁柱单元使用基于位移的非线性梁柱单元进行模拟,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。

4)对于结构的竖向倒塌分析,梁会发生大变形,产生压拱效应和悬链线效应,为此采用协同转换 (corotational)来描述梁的几何非线性行为,柱则采用 PDelta 变换。

5)通过 Zero-Length 单元实现梁与牛腿间插梢连接模拟;通过 Zero-Length 命令可创建一个零长度单元来定义两个坐标相同的节点之间的关系,零长度单元通常使用 eualDOF 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;Zero-Length 单元的响应可通过定义单轴材料对象来反映两节点间单元的应力-应变关系,以实现对接节点受力的模拟。

6)利用单轴材料 Hysteretic 来模拟螺栓连接角钢的简化分析模型,单轴材料 Hysteretic 的应力-应变骨架曲线如图 6 (a)所示.利用单轴材料 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 6(b)所示.综合考虑螺栓杆与角钢的受力特性,利用 OpenSees 中的 Series Material 命令将 2 种本构模型组合,Series Material 命令的组合方式如图 6(c)所示。

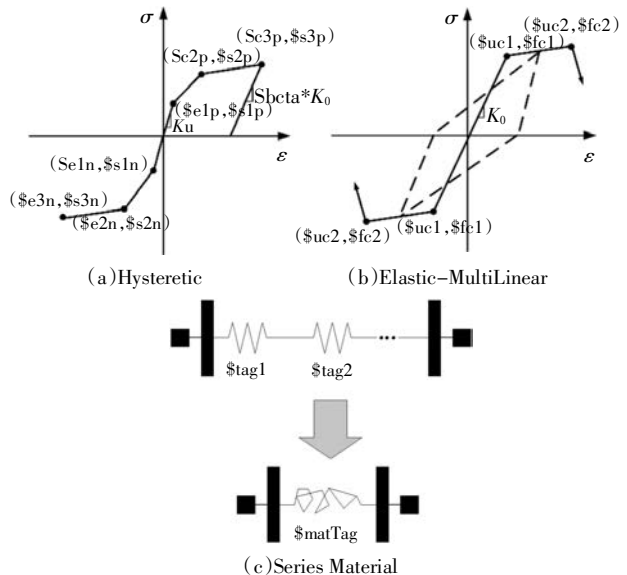


图 6 模型本构关系

Fig.6 Constitutive relationship of macro-joint zone

利用上述建模方法,基于湖南大学结构健康监测团队(www.hnutest.com)<sup>[33]</sup>提出的模型,对纤维模型截面划分以及协同转换等建模参数细节处进行改进,得到 PC1 和 PC2 节点的有限元分析模型如图 7 所示。

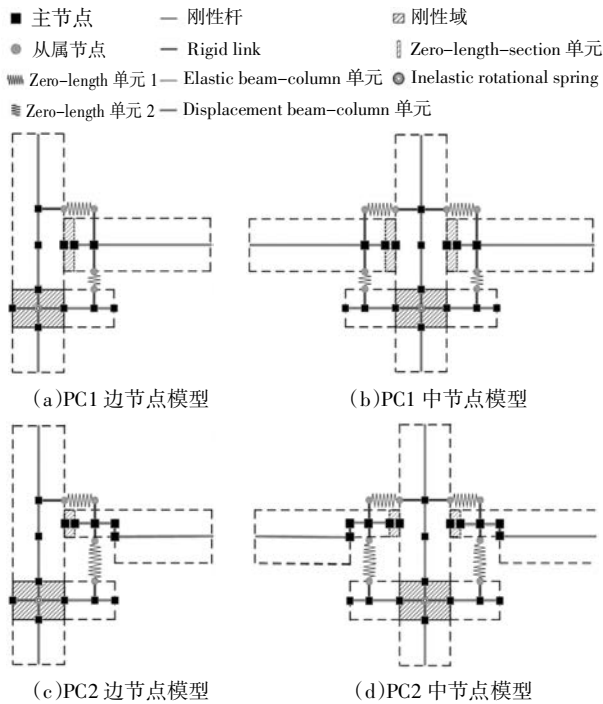


图7 节点有限元宏模型  
Fig.7 Finite element macro-model of joints

2.3 校验结果

RC 试件、PC1 试件及 PC2 试件静力试验的数值模拟结果与试验值对比如图 8、图 9 所示. 由图 8 可知曲线峰值和发展趋势与试验结果吻合较好, 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 9 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, 误差主要是因为模拟时的边界条件与实际情况之间存在一定的差异.

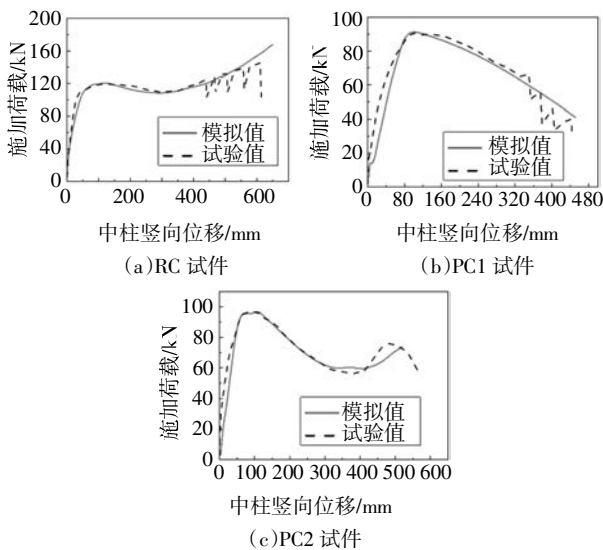


图8 中柱荷载-位移曲线校验结果  
Fig.8 Calculated load-displacement curve of mid-column

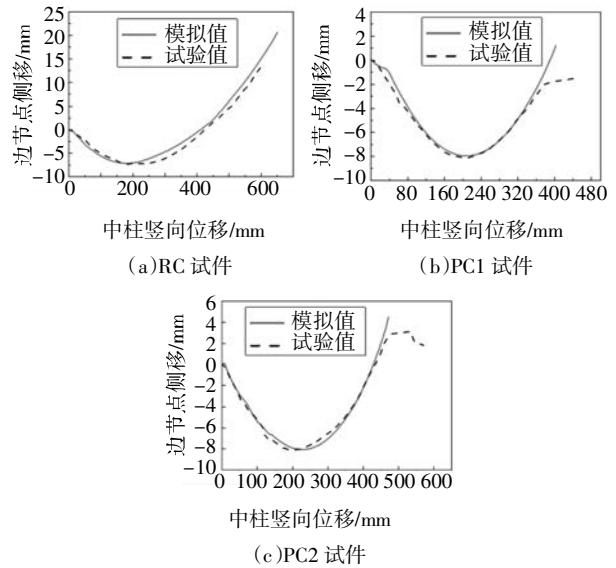


图9 边节点侧移曲线校验结果  
Fig.9 Calculated lateral displacement of exterior joint

RC 试件和 PC1 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 10 所示. PC1 试件采用第 1 级加载的试验数据对有限元模型进行校验; 由于 RC 试件在第 1 级加载过程中梁身荷载未能激发有效的振动数据, 产生的竖向位移较小, 可以忽略该级荷载产生的结构损伤, 采用第 2 级加载的试验数据对有限元模型进行校验. 从分析结果可知, 本文建立的数值模型较好地模拟了框架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的倒塌分析.

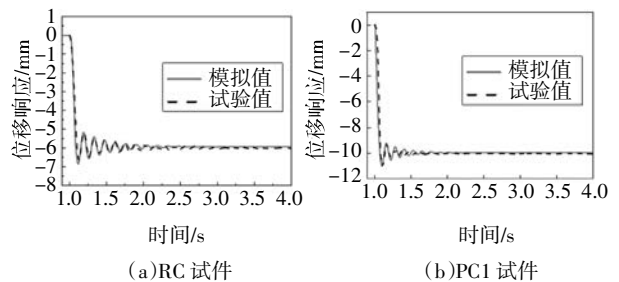


图10 中柱位移-时间曲线校验结果  
Fig.10 Calculated displacement-time curve of mid-column

3 多层框架结构抗连续倒塌分析

3.1 结构设计

本文选取 1 栋 7 层 4 跨的钢筋混凝土框架结构进行分析<sup>[29]</sup>, 其平面图如图 11 所示. 试验子结构为该框架结构的部分构件按 1/2 比例缩尺制作而成.

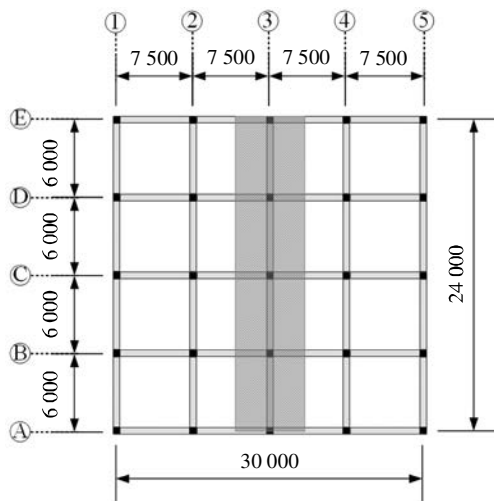


图 11 结构平面图(单位:mm)

Fig.11 Planer view of frame structure(unit:mm)

结构设计的主要参数包括结构屋面恒载为 7.5 kN/m<sup>2</sup>,活载为 0.5 kN/m<sup>2</sup>,楼面恒载为 5.0 kN/m<sup>2</sup>,活载为 2.0 kN/m<sup>2</sup>;抗震设防烈度为 7 度,设计地震分组为第 1 组,设计基本地震加速度为 0.1g,场地类别为 2 类;隔墙荷载取 8.0 kN/m,顶层女儿墙荷载取 8.0 kN/m;混凝土均采用 C35,其重度取为 25 kN/m<sup>3</sup>. 钢筋详细信息如表 2 所示.

表 2 钢筋材料参数

Tab.2 Parameters of reinforcement mechanics

钢筋型号	performance		(N·mm <sup>2</sup> )
	屈服强度标准值	屈服强度平均值	
HRB400	400	452.05	2×10 <sup>5</sup>
HPB300	300	339.04	2×10 <sup>5</sup>
Q390 钢	390	440.75	2×10 <sup>5</sup>

选取平面布置图 11 中阴影处即 3 轴线处的 1 榀框架为二维平面分析框架,将上一节的全装配式节点宏模型建模方法应用到多层框架模型中.为简化分析,取 2~7 层梁柱构件配筋情况与底层配筋情况相同,具体的结构与配筋计算方法可见文献 [29],框架结构模型及梁柱构件截面配筋如图 12 所示.为了便于框架结构之间进行对比分析,装配式梁柱构件的截面尺寸与现浇框架结构相同,装配式整个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.

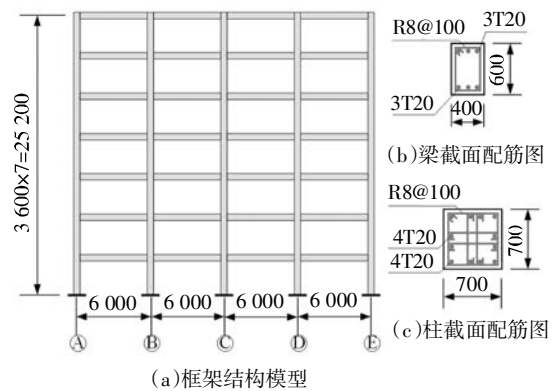


图 12 框架结构模型及梁柱配筋图(单位:mm)

Fig.12 Model of frame structure and reinforcements of beams and columns(unit:mm)

### 3.2 拆除柱构件的瞬时动力反应分析

采用 1.1 节中的方法对 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.

#### 3.2.1 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,原结构在静力荷载下维持 1 s,然后瞬间拆除底层柱,动力分析时长设为 4 s,把失效柱上端定义为失效点.由图 13 可以看出,在中柱 C1 失效的瞬间,2 个框架失效点的竖向位移均先快速增大,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 1.2 s 达到最大位移 46 mm, PC1 框架在 1.2 s 达到最大位移 94 mm. 模拟结果表明,在拆除底层中柱 C1 后 2 榀框架均未发生连续倒塌,且框架梁发生的变形较小,由于梁柱节点的构造不同,PC1 框架失效点竖向位移振幅较 RC 框架大.

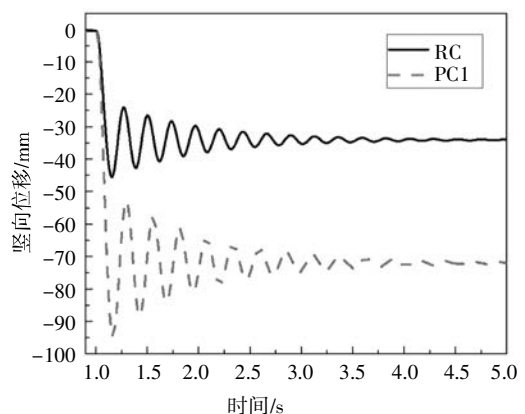
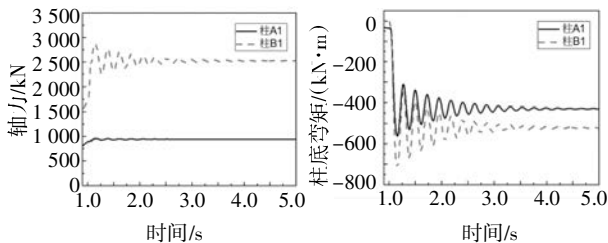


图 13 拆除中柱 C1 后两榀框架结构失效点时间-竖向位移曲线

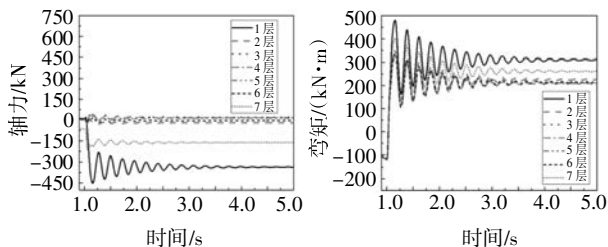
Fig.13 Displacement time-history curves of failure points after removing column C1

为进一步了解框架拆除构件后内力传递情况,对 2 榀框架拆除柱后的构件内力变化也进行了分

析.在中柱拆除后,结构产生较为均匀的内力重分配,由其相邻竖向构件承担.图14(a)和图15(a)给出了中柱C1拆除后,PC1框架和RC框架底层相邻柱A1和B1的轴力和弯矩时程曲线,可见此时结构底层2根柱的内力变化较大,与柱C1紧邻的柱B1承担了大部分的轴力.在PC1框架中,在拆除柱构件的瞬间轴力达到了最大值3300kN,是拆除构件前的1.72倍;在RC框架中,在拆除柱构件的瞬间轴力达到了最大值2180kN,是拆除构件前的1.70倍.因此在结构设计时需保证B1柱具有足够大的承载力,柱A1在拆除构件后轴力基本保持不变,柱A1的弯矩变化也比柱B1小.图14(b)和图15(b)给出了中柱C1拆除后,PC1框架和RC框架第2跨各层



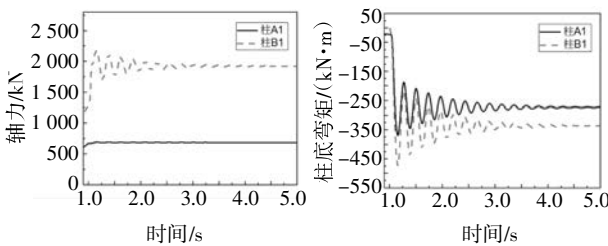
(a)底层柱轴力和底端弯矩变化曲线



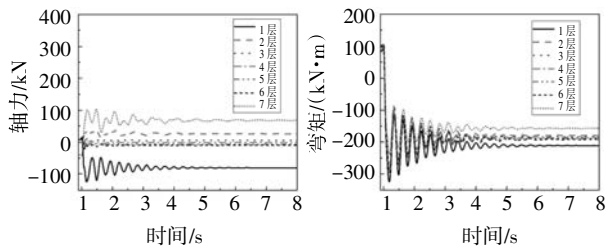
(b)第2跨各层梁轴力和弯矩变化曲线

图14 PC1框架柱梁内力变化曲线

Fig.14 Internal force curve of column and beam in PC1-frame



(a)底层柱轴力和底端弯矩变化曲线



(b)第2跨各层梁轴力和弯矩变化曲线

图15 RC框架柱梁内力变化曲线

Fig.15 Internal force curve of column and beam in RC-frame

梁的内力变化曲线,其中提取的梁端弯矩数据为失效点的一端,拆除构件后,底层跟顶层的轴力变化较大,中间层轴向力没有产生较为明显的变化,梁的弯矩变化较为显著.

### 3.2.2 拆除边柱A1结果分析

对2个框架结构在拆除边柱A1后进行动力分析,原结构在静力荷载下维持1s,然后瞬间拆除底层柱,由于拆除边柱后失效点需要更长的时间达到稳定的位移状态,将动力分析时长设为7s.由图16可以看出,两个框架失效点的竖向位移均先快速增大,继而不规则上下波动衰减,大约在4s后开始趋于平缓;RC框架在1.2s达到最大位移53mm,PC1框架在1.5s达到最大位移115mm.同样在拆除底层边柱A1后2榀框架未发生连续倒塌,PC1框架失效点竖向位移振幅较RC框架更大.

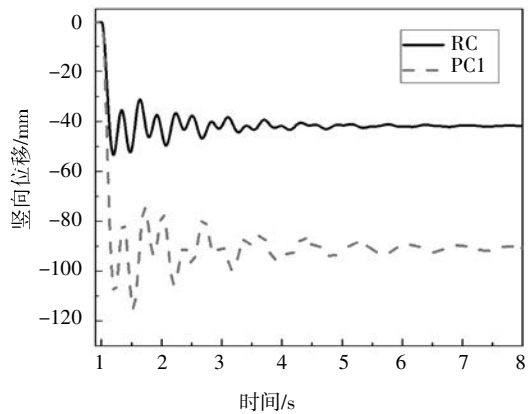


图16 拆除边柱A1后两榀框架结构失效点时间-竖向位移曲线

Fig.16 Displacement time-history curves of failure points after removing column A1

图17(a)和图18(a)给出了边柱A1拆除后,PC1框架和RC框架底层相邻柱B1和C1的轴力和弯矩时程曲线,结构底层2根柱的内力变化较大,与柱A1紧邻的柱B1承担了大部分的轴力.PC1框架中柱B1在1.5s轴力达到最大值3686kN,是拆除构件前的1.92倍,相较于拆除中柱时的相邻柱轴力增大了11.7%;RC框架中柱B1在1.21s轴力达到最大值2441kN,是拆除构件前的2.11倍,相较于拆除中柱时的相邻柱轴力增大了12.0%;柱C1在拆除构件后轴力基本保持不变,柱C1弯矩变化也比柱B1小.图17(b)和图18(b)给出了边柱A1拆除后,PC1框架和RC框架第1跨各层梁的内力变化曲线,其中提取的梁端弯矩数据为失效点的一端,拆除构件后,底层梁变成受压状态,顶层梁变成受拉状态,中间层轴向力则没有产生较为明显的变化,梁弯矩变



化较为显著.从剩余结构整体的响应得知,与中柱失效工况相比,拆除边柱对结构的影响程度较中柱大.

在拆除边柱之前,上部荷载通过梁的剪切作用传递到柱构件,从而产生轴向力,梁因产生弯曲而轴向受拉.拆除边柱后,结构发生几何和刚度突变,边柱附近的构件内力发生突变,结构传力路径也发生变化,由梁传递到边柱的轴力不能向下传递,1层边跨梁成为悬臂梁,弯矩变大,导致梁的轴向力突然变化.

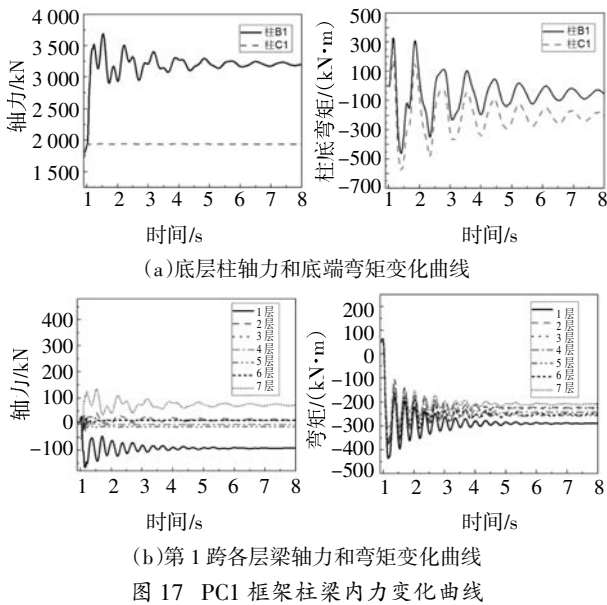


Fig.17 Internal force curve of column and beam in PC1-Frame

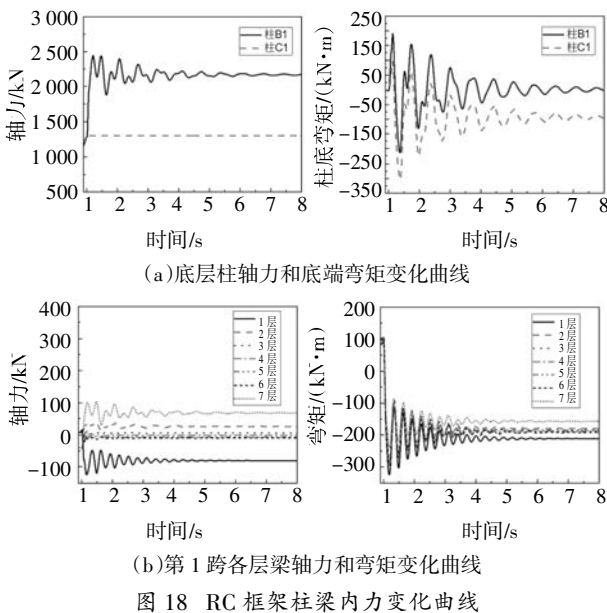


Fig.18 Internal force curve of column and beam in RC-Frame

### 3.3 非线性静力分析

采用 1.2 节中的荷载施加方法、加载模式及失效

准则等对 RC、PC1 及 PC2 框架结构进行非线性静力分析,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

图 19 为 3 榀框架拆除中柱 C1 后的 Pushdown 分析结果对比,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.

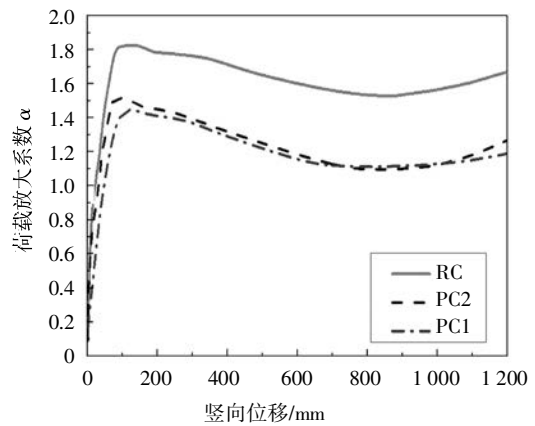


图 19 拆除柱 C1 后结构 Pushdown 曲线

Fig.19 Pushdown curve of structure after removing column C1

在压拱机制阶段,主要由梁端的弯矩提供结构的抗连续倒塌承载力,RC 框架在失效点节点竖向位移达到 132 mm 时,荷载放大系数  $\alpha$  达到了最大值 1.82;PC2 框架在失效点节点竖向位移达到 119 mm 时,荷载放大系数  $\alpha$  达到了最大值 1.51,相较于 RC 框架结构低了 20.5%;PC1 框架在失效点节点竖向位移达到 124 mm 时,荷载放大系数  $\alpha$  达到了最大值 1.4,相较于 RC 框架结构低了 30%. 随后曲线开始下降,进入转换阶段,当节点竖向位移达到 800 mm 左右时,荷载放大系数  $\alpha$  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 1 200 mm 时,认为结构发生倒塌,此时 RC 框架荷载放大系数  $\alpha$  为 1.67,PC2 框架荷载放大系数  $\alpha$  为 1.27,PC1 框架荷载放大系数  $\alpha$  为 1.19.

图 20 为 RC-Frame、PC1-Frame、PC2-Frame 中 BC 跨各层梁轴力的变化曲线.由图可以看出,悬链线机制主要发生在 1 层梁,其余层梁主要通过梁机制抵抗外荷载.3 榀框架的 1 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。

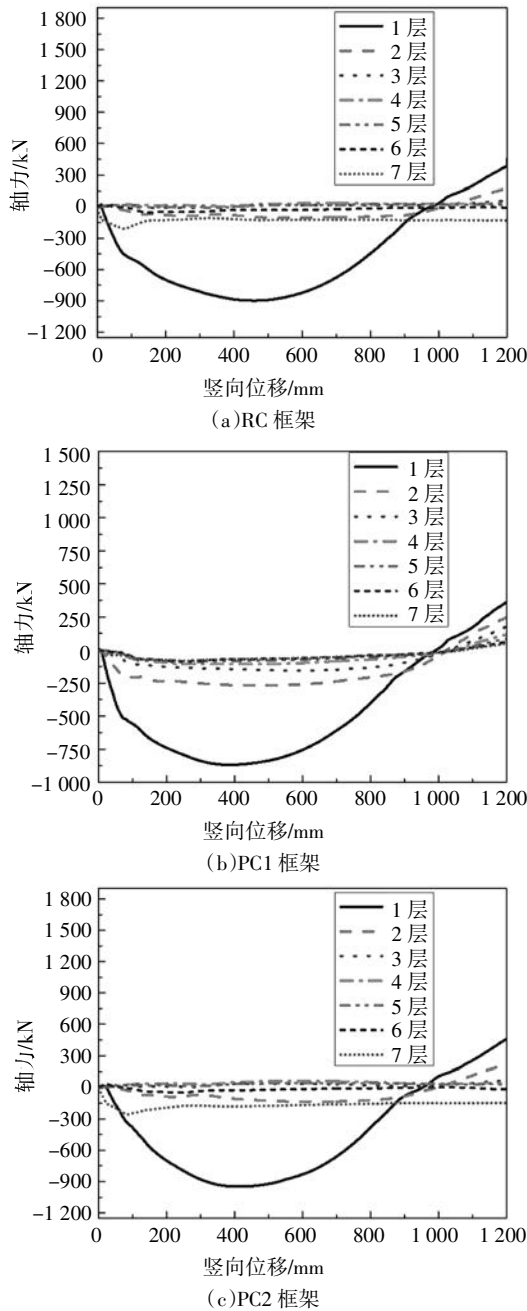


图 20 拆除柱 C1 后各层梁轴力与竖向位移曲线  
Fig.20 Curve of axial force-vertical displacement after removing column C1

### 3.3.2 拆除边柱 A1 结果分析

图 21 为 3 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 155 mm 时,荷载放大系数  $\alpha$  达到了最大值 1.70;PC2 框架在失效点节点竖向位移达到 143 mm 时,荷载放大系数  $\alpha$  达到了最大值 1.39, 相较于 RC 框架结构低了 22.3%;PC1 框架在失效点节点竖向位移达到

145 mm 时,荷载放大系数  $\alpha$  达到了最大值 1.34,相较于 RC 框架结构低了 26.9%;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 1 200 mm 时,认为结构发生倒塌,此时 RC 框架荷载放大系数  $\alpha$  为 1.60,PC2 框架荷载放大系数  $\alpha$  为 1.20,PC1 框架荷载放大系数  $\alpha$  为 1.17.

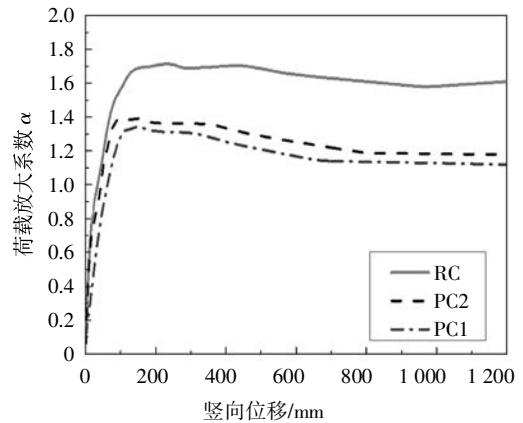
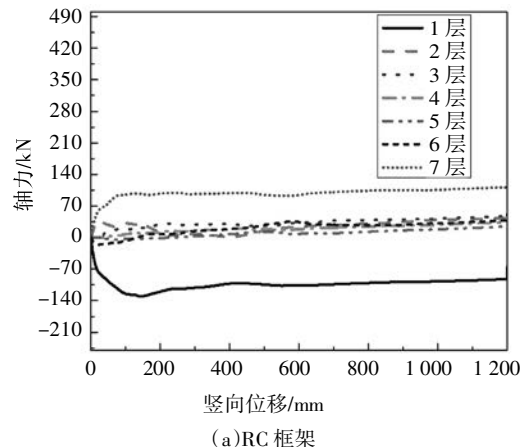


图 21 拆除柱 A1 后结构 Pushdown 曲线  
Fig.21 Pushdown curve of structure after removing column A1

图 22 为 RC-Frame、PC1-Frame、PC2-Frame 中 AB 跨各层梁轴力的变化曲线.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.



(a)RC 框架

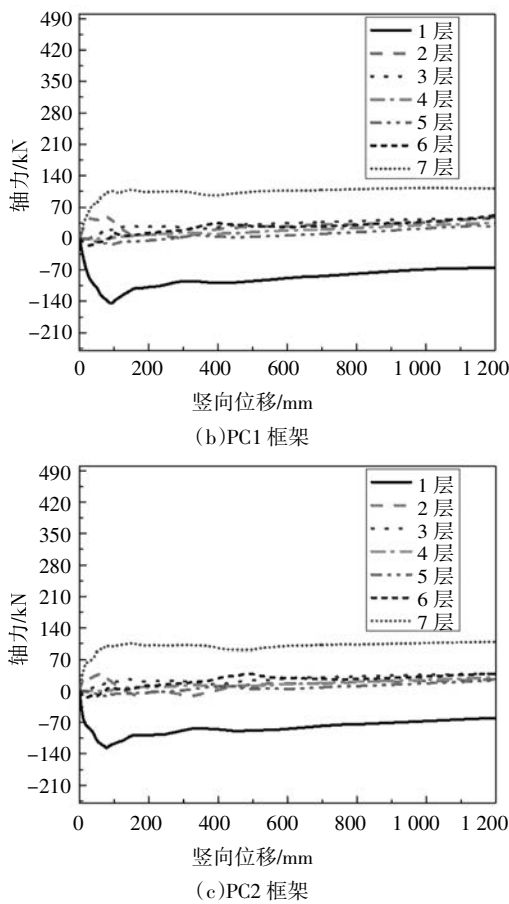


图 22 拆除柱 A1 后各层梁轴力与竖向位移曲线  
Fig.22 Curve of axial force-vertical displacement after removing column A1

### 3.4 基于能量法的简化动力分析

采用 1.3 节中基于能量法的简化非线性动力分析方法对 RC 和 PC1 框架结构拆除边柱 A1 后的静力位移-荷载放大系数曲线进行转换,得到的简化动力响应如图 23 所示,并利用 1.1 节中的非线性动力方法计算了不同荷载放大系数  $\alpha$  时的失效点最大位移,详细数据如表 3 所示. 通过观察可知,非线性静力分析的结果较为保守,非线性动力响应与简化动力响应分析的趋势大致相同,而非线性动力分析计算效率低,分析过程较为复杂,因此在精度要求不高的情况下可以采用基于能量法的简化非线性动力方法.

在相同的位移下,将非线性动力抗力与非线性静力抗力的比值定义为动力放大系数 DAF<sup>[34]</sup>.图 24 为拆除边柱 A1 后的动力放大系数,可见动力放大系数随着构件竖向位移的增加逐渐减小,在小变形下动力放大系数较大,DAF 值保持在 2.0 左右,说明当结构处于线性静力分析时,使用 2.0 的 DAF 值是较为合适的;而在大变形阶段的动力放大系数较小甚

至小于 1.0,这是因为利用简化的动力分析方法计算出来的动力荷载放大系数是累积耗能指标,而静力荷载放大系数是当前状态下的指标,并且在此状态下,结构在静态平衡状态下处于“不稳定”状态,静力荷载放大系数最低.在动态平衡中,结构刚刚经历了峰值承载能力,消耗了大量的动能.动力放大系数下降得较为缓慢,导致结构的动力放大系数小于 1.

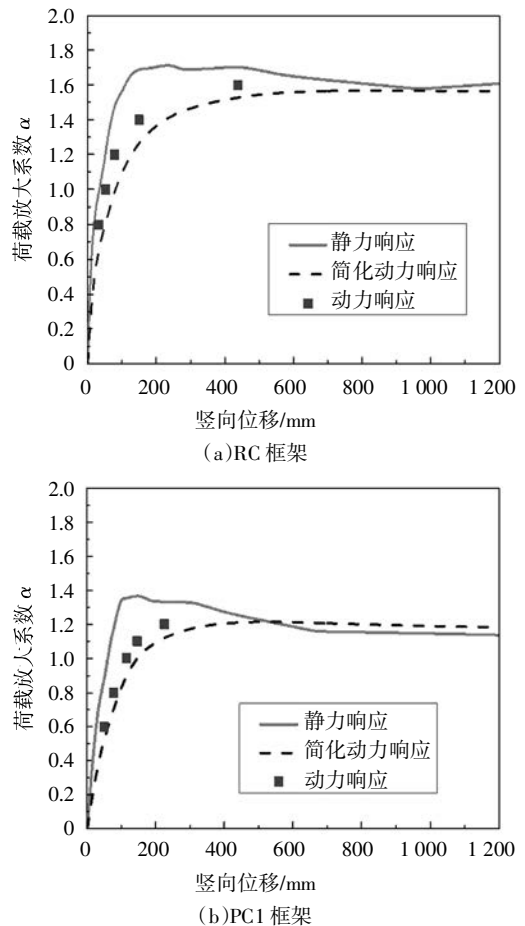


图 23 静动力响应对比图

Fig.23 Comparison of static response and dynamic response

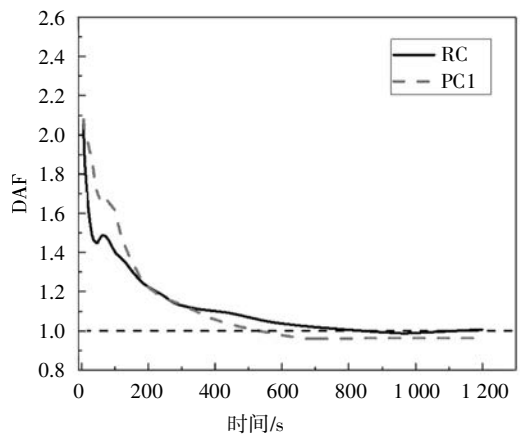


图 24 动力放大系数对比

Fig.24 Comparison of DAFs

表3 结构位移表

Tab.3 Displacement table of structure

框架类型	荷载放大系数 $\alpha$	静力位移 /mm	简化动力位移 /mm	动力位移 /mm
RC	0.8	19	49	33
	1	35	78	53
	1.2	52	121	79
	1.4	69	226	150
	1.6	110	666	438
PC1	0.6	27	62	50
	0.8	42	95	77
	1	61	148	115
	1.1	70	207	146
	1.2	81	340	225

## 4 结论

在对一组明牛腿-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结构进行数值模拟和试验验证的基础上,本文采用 OpenSees 软件分别建立了 7 层 4 跨采用相应节点的全装配式框架结构(PC1-Frame、PC2-Frame)和现浇框架(RC-Frame)有限元模型,并采用拆除构件法拆除框架底层的中柱和边柱对 3 种类型的框架结构进行了抗连续倒塌分析,得到如下结论:

1)利用 OpenSees 开源软件建立了 2 个装配式框架节点宏模型,并将数值模拟结果与框架结构抗连续倒塌静动载试验结果进行了分析对比.结果表明,有限元模拟结果与试验结果吻合较好,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抗连续倒塌问题研究.

2)在拆除柱的动力反应分析中,得到了失效点的竖向位移时程曲线和关键梁柱的内力变化曲线.在中柱失效工况下,RC-Frame 和 PC1-Frame 的失效点最大竖向位移分别为 46 mm 和 94 mm;在边柱失效工况下,RC-Frame 和 PC1-Frame 的失效点最大竖向位移分别为 53 mm 和 115 mm.说明框架结构在拆除边柱后的抗连续倒塌性能低于拆除中柱后的抗连续倒塌性能,拆除边柱的倒塌危险性较拆除中柱大,故在结构设计时可适当增加边柱的截面配筋或尺寸.

3)在拆除中柱后,PC1-Frame 和 PC2-Frame 在压拱机制的极限承载力分别较 RC-Frame 低 30%和 20.5%;在拆除边柱后,PC1-Frame 和 PC2-Frame 在

压拱机制的极限承载力分别较 RC-Frame 低 26.9%和 22.3%.故 RC-Frame 的整体抗连续倒塌性能较好,PC2-Frame 的整体抗连续倒塌性能其次,PC1-Frame 的整体抗连续倒塌性能较差.

4)利用基于能量方法的简化非线性动力分析方法对 RC 和 PC1 框架在拆除边柱的情况下进行分析,并与非线性静力分析进行对比,得知结构的动力放大系数在进入塑性阶段后逐渐减小,非线性静力分析的结果较为保守,在精度要求不高的情况下,可以采用简化的非线性动力分析方法.

## 参考文献

- [1] PEARSON C, DELATTE N. Ronan point apartment tower collapse and its effect on building codes [J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2005, 19(2): 172-177.
- [2] 叶列平, 陆新征, 李易, 等. 混凝土框架结构的抗连续性倒塌设计方法[J]. 建筑结构, 2010, 40(2): 1-7.  
YE L P, LU X Z, LI Y, et al. Design method on the progressive-collapse-resistance of RC frames [J]. Building Structure, 2010, 40(2): 1-7. (In Chinese)
- [3] MOORE D B. The UK and European regulations for accidental actions[J]. American Journal of Medicine, 2003, 113(1): 42-51.
- [4] ACI 318RM-02 Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-02) and commentary [S]. Washington D C: American Concrete Institute, 2002: 49-483.
- [5] Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects[S]. Washington D C: U S General Service Administration, 2003: 7-44.
- [6] Unified facilities criteria: Design of structures to resist progressive collapse[S]. Washington D C: Department of Defense, 2005: 1-9.
- [7] UFC 4-023-03 Design of buildings to resist progressive collapse [S]. Washington D C: Department of Defense, 2013: 7-66.
- [8] CECS 392:2014 建筑结构抗倒塌设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2014: 4-61.  
CECS 392:2014 Code for design of collapse resistance of building structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2014: 4-61. (In Chinese)
- [9] GB50010-2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011: 7-17.  
GB50010-2010 Code for design of concrete structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011: 7-17. (In Chinese)
- [10] JGJ3-2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010: 7-28.  
JGJ3-2010 Technical specification for concrete structures of tall building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010: 7-28. (In Chinese)
- [11] ELLINGWOOD B R. Mitigating risk from abnormal loads and progressive collapse [J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2006, 20(4): 315-323.

- [12] 易伟建,何庆锋,肖岩. 钢筋混凝土框架结构抗倒塌性能的试验研究[J]. 建筑结构学报,2007,28(5):104—109,117.  
YI W J, HE Q F, XIAO Y. Collapse performance of RC frame structure [J]. Journal of Building Structures, 2007, 28 (5):104—109, 117. (In Chinese)
- [13] KHANDELWAL K, EL-TAWIL S. Assessment of progressive collapse residual capacity using pushdown analysis [C]// Structures Congress 2008. Vancouver, British Columbia, Canada; American Society of Civil Engineers, 2008: 1—8.
- [14] LI Y, LU X, GUAN H, *et al.* An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures[J]. Engineering Structures, 2011, 33(10):2931—2942.
- [15] KAI Q, LI B. Dynamic performance of RC beam-column substructures under the scenario of the loss of a corner column—Experimental results[J]. Engineering Structures, 2012, 42:154—167.
- [16] QIAN K, LI B, MA J X. Load-carrying mechanism to resist progressive collapse of RC buildings[J]. Journal of Structural Engineering, 2015, 141(2):04014107.
- [17] 于晓辉,钱凯,吕大刚. 考虑悬链线效应的钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌能力分析[J]. 建筑结构学报,2017,38(4):28—34.  
YU X H, QIAN K, LÜ D G. Progressive collapse capacity analysis of reinforced concrete frame structures considering catenary action[J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(4):28—34. (In Chinese)
- [18] YU X H, LÜ D G, QIAN K, *et al.* Uncertainty and sensitivity analysis of reinforced concrete frame structures subjected to column loss [J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2017, 31(1): 04016069.
- [19] 易伟建,邓茜. 基于 OpenSees 的钢筋混凝土平面框架抗连续倒塌能力分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2019,46(5):1—10.  
YI W J, DENG Q. Analysis of progressive collapse resistance capability of reinforced concrete plane frames based on OpenSees [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2019, 46(5):1—10. (In Chinese)
- [20] 孙建,邱洪兴,陆波. 新型全装配式剪力墙结构水平缝节点的机理分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2014,41(11):15—23.  
SUN J, QIU H X, LU B. Mechanism analysis on horizontal joints in an innovative precast shear wall system [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2014, 41(11): 15—23. (In Chinese)
- [21] KANG S B, TAN K H. Behaviour of precast concrete beam-column sub-assemblages subject to column removal[J]. Engineering Structures, 2015, 93:85—96.
- [22] QIAN K, LI B, LIU Y. Integrity of precast concrete structures to resist progressive collapse [C]//Geotechnical and Structural Engineering Congress 2016. Phoenix, Arizona; American Society of Civil Engineers, 2016: 1976—1986.
- [23] 潘毅,陈侠辉,姚蕴艺,等. 基于抽柱法的无粘结预应力装配式框架结构连续倒塌分析[J]. 工程力学,2017,34(12):162—170.  
PAN Y, CHEN X H, YAO Y Y, *et al.* Progressive collapse analysis of unbonded post-tensioned precast RC frame structures using column removal method [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(12): 162—170. (In Chinese)
- [24] KANG S B, TAN K H. Progressive collapse resistance of precast concrete frames with discontinuous reinforcement in the joint [J]. Journal of Structural Engineering, 2017, 143(9):04017090.
- [25] FENG D C, WU G, LU Y. Numerical investigation on the progressive collapse behavior of precast reinforced concrete frame subassemblages [J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2018, 32(3):04018027.
- [26] 周健,崔家春,周健. 结构抗连续倒塌设计规范和方法比较[J]. 建筑结构,2015,45(23):98—105.  
ZHOU J, CUI J C, ZHOU J. Comparative study on design codes and methods for structural resistance of progressive collapse[J]. Building Structure, 2015, 45(23):98—105. (In Chinese)
- [27] KHANDELWAL K, EL-TAWIL S. Pushdown resistance as a measure of robustness in progressive collapse analysis [J]. Engineering Structures, 2011, 33(9):2653—2661.
- [28] IZZUDDIN B A, VLASSIS A G, ELGHAZOULI A Y, *et al.* Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss - Part I: Simplified assessment framework [J]. Engineering Structures, 2008, 30(5):1308—1318.
- [29] 陈太平. 全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌静载试验研究[D]. 长沙:湖南大学土木工程学院,2018:15—79.  
CHEN T P. Static load test study on progressive collapse resistance of fully prefabricated concrete frame structures[D]. Changsha: College of Civil Engineering, Hunan University, 2018:15—79. (In Chinese)
- [30] 胡翔. 全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌动力试验研究[D]. 长沙:湖南大学土木工程学院,2018:13—69.  
HU X. Dynamic load tested study on progressive collapse resistance of fully precast concrete frame structures [D]. Changsha: College of Civil Engineering, Hunan University, 2018:13—69. (In Chinese)
- [31] SCOTT B D. Stress-strain behavior of concrete by overlapping hoops at low and high strain rates[J]. Aci Journal, 1982, 79(1):13—27.
- [32] SPACONE E, FILIPPOU F C, TAUCER F F. Fiber beam-column model for nonlinear analysis of RC frames: Part I: Formulation [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996, 25(7): 711—725.
- [33] 彭涵钰. 全装配式混凝土框架结构抗连续倒塌 Pushdown 及灵敏度分析[D]. 长沙:湖南大学土木工程学院,2018:12—55.  
PENG H Y. Pushdown and sensitivity analysis on progressive collapse resistance of fully prefabricated concrete frame structures[D]. Changsha: College of Civil Engineering, Hunan University, 2018: 12—55. (In Chinese)
- [34] 李易,叶列平,陆新征. 基于能量方法的 RC 框架结构连续倒塌抗力需求分析 I: 梁机制[J]. 建筑结构学报,2011,32(11):1—8.  
LI Y, YE L P, LU X Z. Progressive collapse resistance demand of RC frame structures based on energy method I: Beam mechanism [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(11):1—8. (In Chinese)