(c)  $t = 280\text{ms}$ (d)  $t = 560\text{ms}$ 

图 5.63 南侧边节点高速摄像机照片

RC 试件裂缝发展示意图如图 3.64 所示，与上一级加载相比，梁身裂缝数目不在增加，主要是原裂缝的长度的延伸和宽度的增长，沿梁高方向贯通的裂缝增多。中节点南北两侧梁顶混凝土出现压溃现象，边节点梁端出现宽度约为 1cm 的主裂缝，如图 3.65 所示。柱身的裂缝增多，集中在边节点下侧柱身，沿柱身等距分布，出现于柱身呈  $45^\circ$  的斜向裂缝，最大裂缝长度约为 400mm，由远离中柱向靠近中柱方向发展。出现少量柱脚裂缝，由靠近中柱向远离中柱侧开展，最大裂缝长度约为 250mm。

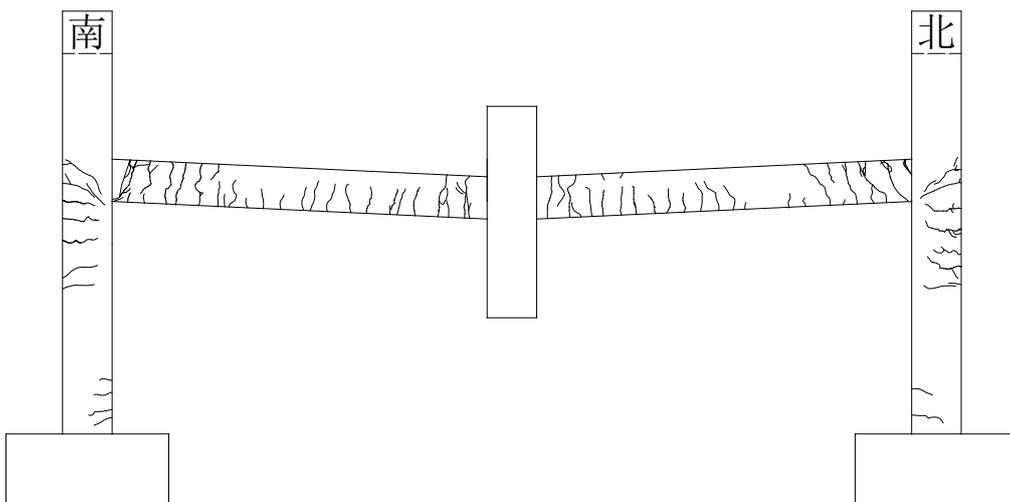


图 3.64 RC 试件裂缝发展示意图



a) 中节点梁端混凝土压溃

b) 边节点主裂缝

图 3.65 RC 试件节点照片

RC 试件倒塌后裂缝发展示意图如图 3.66 所示，倒塌后照片如图 3.67 所示。试件整体照片表明，虽然试件发生了倒塌但是没有完全倒塌在地。北侧梁呈现出弯曲破坏，而南侧梁呈现出剪切破坏，两侧呈现出不同的破坏模式可能的原因是北侧边节点梁端上部钢筋先行断裂，荷载进行重分布，南侧边节点梁端承受更大的剪力，最终造成了南侧节点的剪切破坏。试件倒塌后，沿梁长方向均出现贯通型裂缝，部分梁顶混凝土被压溃。柱身裂缝增多，边柱柱脚产生了由靠近中柱侧向远离中柱侧方向发展的水平裂缝，最大裂缝长度约为 200mm，该现象证明了边柱发生了靠近中柱的位移，间接说明了结构进入了悬链线阶段。

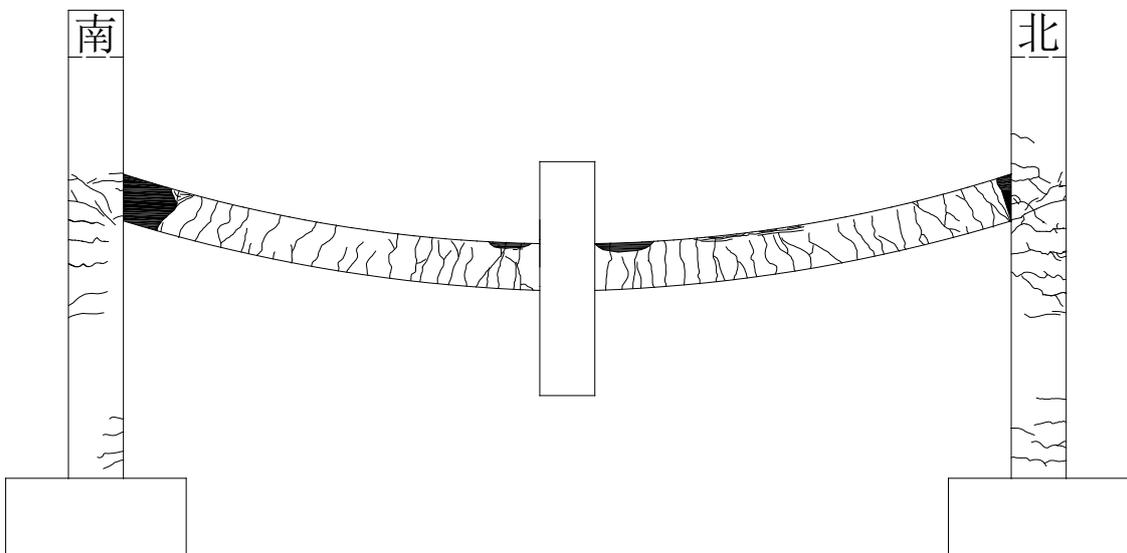


图 3.66 RC 试件倒塌后裂缝发展示意图



a) RC 试件倒塌后整体照片



b) 南侧边节点



c) 北侧边节点



d) 中节点南侧



e) 中节点北侧

图 3.67 RC 试件倒塌后照片

结合试件试验数据和倒塌现象说明，该级荷载为 RC 试件拱效应阶段的临界荷载，轴力释放过程中，边柱往远离中柱侧发生位移，持荷一段时间后，由于变形和裂缝的进一步发展，拱效应机制失效，进入悬链线效应阶段，边柱开始往靠近中柱侧发生位移，当形成了有效的悬链线机制抵抗荷载后，结构竖向位移趋于稳定。

### 3.3 试验结果总结

根据 PC 试件和 RC 试件中柱快速移除动载试验结果, 包括轴力响应、位移响应、钢筋应变响应、裂缝开展模式以及破坏模式等对比分析, 得出以下结论。

(1) 承载力方面。PC 试件在第四级轴力释放过程中发生了倒塌, 此时梁身总荷载为 133.4kN, 释放前中柱轴力为 81.1kN。RC 试件在第六级轴力释放过程中发生了倒塌, 此时梁身总荷载为 173.4kN, 释放前中柱轴力为 114.3kN。对比而言, RC 试件具有更高的承载力。

(2) 竖向刚度方面。根据两个试件在相同荷载作用下的竖向位移幅值、响应时间、位移动力放大系数以及自振周期等数据, 均表明 RC 试件具有更大的竖向刚度。

(3) 材料利用率方面。PC 试件在结构发生了倒塌后, 梁柱纵向受力钢筋均为发生屈服, 梁端以及牛腿 U 型拉结筋仅有少部分钢筋发生了屈服, 材料利用率较低。RC 试件在结构处于拱效应阶段时, 梁内纵向受力钢筋基本屈服, 柱内纵向受力钢筋部分屈服, 相较而言 RC 试件的材料利用率更高。

(4) 结构抗力机制方面。两个试件均经历了拱效应阶段, 但 RC 试件拱效应机制提供的抗力比 PC 试件更大, 约为 RC 试件的 1.4 倍。同时 PC 试件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, 最终导致了结构完全倒塌。RC 试件拱效应阶段失效后, 形成了有效的悬链线机制, 阻碍了结构的完全倒塌, 试验记录的倒塌过程为从拱效应失效到形成有效悬链线机制的过程。因此 RC 结构提供了更为可靠的抗力机制。

### 3.4 本章小结

为了研究全装配式混凝土框架子结构的抗连续倒塌性能, 本文设计并完成了 一个 1/2 缩尺比例的全装配式混凝土框架子结构的中柱快速移除试验, 以及一个作为对照的现浇框架子结构。试验过程中测量结构荷载、位移、钢筋应变和加速度等结构信息。对 PC 试件和 RC 试件中柱快速移除试验的结构进行了整理, 并分析了各项数据结果, 包括轴力响应、位移响应、钢筋应变响应、裂缝开展模式以及破坏模式等, 从承载力、竖向刚度、材料利用率以及结构抗力机制四个方面对比了上述两个试件, 结果表明 RC 试件在各个方面都更为可靠。

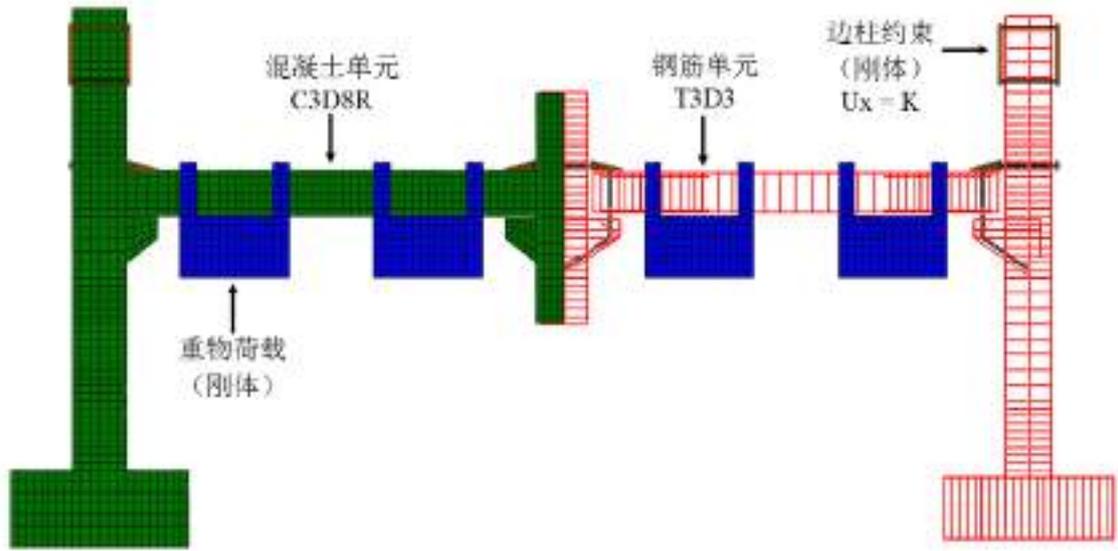
## 第4章 全装配式混凝土试件有限元模拟分析

### 4.1 引言

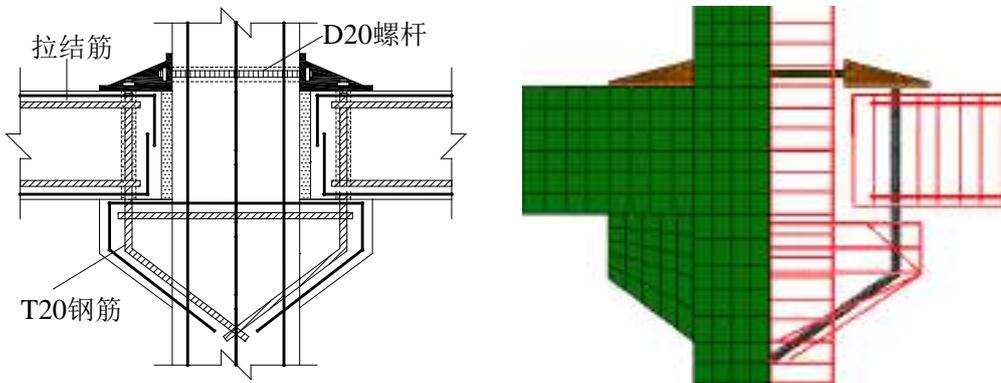
结构动力抗连续倒塌试验对场地条件，设备要求等级较高，因此一般的动力试验的构件数目较少，相关参数的对照试验组也较少。为了深入地研究结构在动力荷载作用下的受力机制，破坏模式和参数影响等，精细化的有限元研究是必要的。本章将采用大型有限元计算软件 ABAQUS/Explicit 对前期中柱快速移除试验进行全过程模拟，Explicit 模块是 ABAQUS 软件中一个具有专门用途的分析模块，采用的是显示动力学有限元格式，特别适用于高速动力学事件例如冲击和爆炸，以及复杂的相互接触问题，同时对处理高度非线性的准静态问题往往比隐式分析模块 Standard 更有效。

### 4.2 有限元建模方法

本文根据第三章试验信息建立了两个和试件相同尺寸和边界条件的有限元模型，如图 4.1 所示和图 4.2 所示。混凝土采用八节点，减缩积分实体单元 C3D8R，网格尺寸为 50mm，钢筋采用两节点，桁架单元 T3D2，网格尺寸为 50mm，采用 ABAQUS 自带的嵌入单元来模拟钢筋和混凝土之间的锚固关系，不考虑二者之间的滑移。试件的边柱柱头的约束支座和梁身施加的重物采用 C3D8R 单元。将边柱约束支座和梁身加载重物设置成刚体以节约计算成本，同时将边柱约束支座水平方向设置接地的弹簧，根据试验结果弹簧刚度为 10kN/mm。试验过程中未发现地梁位移，因此地梁采用完全固支约束。支座与梁身加载重物和混凝土的相互作用采用 ABAQUS/Explicit 中的通用接触，法向采用硬接触保证双方不能发生嵌入和穿透现象，切向方向采用罚函数来模拟混凝土与部件之间的摩擦，摩擦系数取 0.4<sup>[67]</sup>。为了简化试验模型，梁身的重物采用等效质量的钢部件模拟，钢部件的密度值等于梁身重物除以模型钢部件体积。



a) 整体模型



b) 节点模型详图

图 4.1 PC 试件有限元模型

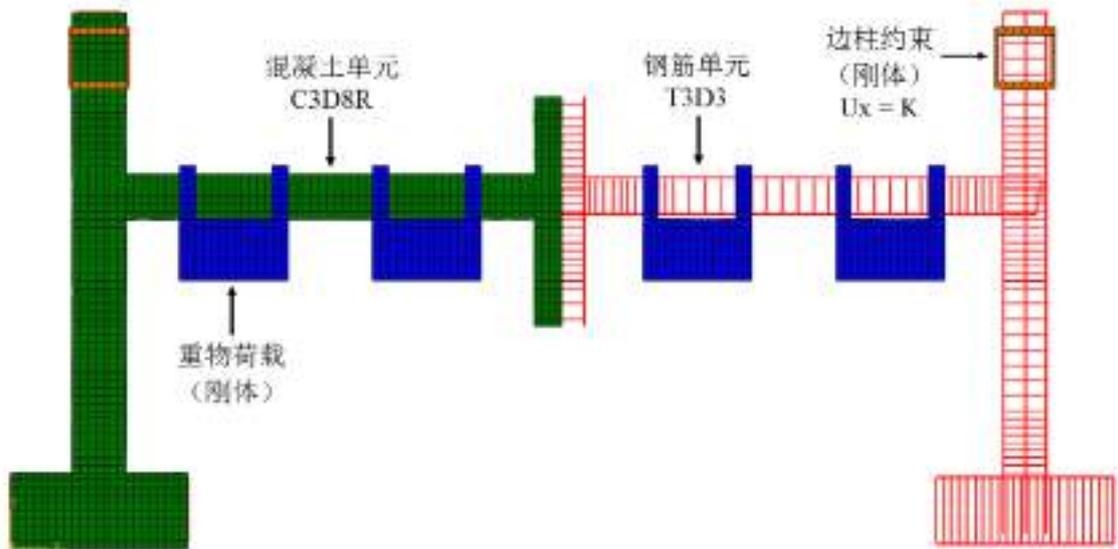


图 4.2 RC 试件有限元模型图

### 4.2.1 混凝土模型

模型中的混凝土采用 ABAQUS 中的 CDP (concrete damaged plasticity) 材料模型,该模型可以模拟混凝土在低静水压力时,受到冲击荷载作用下的力学行为,材料的屈服面和塑性流动法则参数可按表 4.1 选取<sup>[67]</sup>。本文的混凝土单轴受拉受压本构模型按照《混凝土设计规范》(GB50010-2010)推荐模型计算,选择试验实测的混凝土抗压强度作为混凝土强度代表值,泊松比取 0.2,密度取  $2500\text{kg/m}^3$ 。

表 4.1 CDP 模型参数

$\psi(^{\circ})$	$\varepsilon$	$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$	$K_C$	$\mu$
38	0.1	1.16	0.6667	0.0005

注:  $\psi$  为膨胀角,  $\varepsilon$  流动势偏移量,  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$  双轴极限抗压强度与单轴受压极限强度之比,  $K_C$  为拉伸子午面上与压缩子午面上的第二应力不变量之比,  $\mu$  为粘性系数。

### 4.2.2 钢筋模型

钢筋采用等向弹塑性模型,单轴应力-应变曲线为三折线强化模型,考虑钢筋屈服之后的强化段和下降段,如图 4.4 所示。钢筋弹性模量取为  $2 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ,泊松比取 0.3,密度取  $7800\text{kg/m}^3$ ,钢筋屈服应力和极限强度均按照实际测试结果选取,见表 2.2。

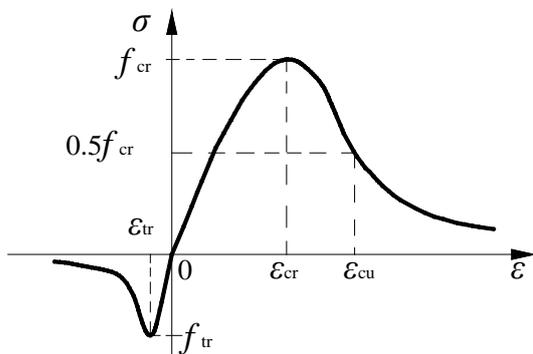


图 4.3 混凝土应力应变曲线

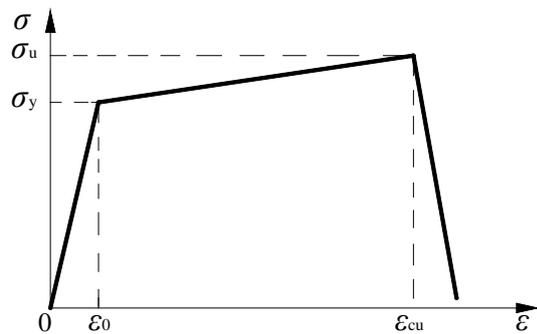


图 4.4 钢筋应力应变曲线

### 4.2.3 其他材料本构模型

建模过程中除了混凝土和钢筋材料外,还有用于连接的高强螺杆和锚固板,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  $2 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ,泊松比取为 0.3,密度为  $7800\text{kg/m}^3$ 。

### 4.2.4 加载过程模拟

现场试验加载过程分成两步,第 1 步在梁身缓慢的施加重物,模拟工程结构未被破坏之前的受力状态;第 2 步待重物荷载加载完毕,通过脱钩装置迅速释放掉中柱轴力,模拟结构柱在受到极端荷载的突然破坏。根据现场试验结果,脱钩装置不能在瞬时将中柱内的轴力完全释放,而是在一个时间范围内,该范围在

0.02s 左右。为了在 ABAQUS/Explicit 中准确地模拟该加载过程，模型加载过程按如下步骤进行：

(1)在中柱下表面添加一个竖向约束，缓慢施加重力场，取光滑的加载幅值曲线，并尽可能地延长加载时间以减小荷载冲击的影响来模拟静力加载，并获取约束的竖向反力。加载幅值曲线如图 4.5 所示，其特点是在加载开始和结束时曲线斜率均为 0。

(2)移除第一步中角柱底面的竖向约束，将得到的中柱约束反力反向施加到中柱底面，并同时施加第一步中的重力场，以此来等效第一步中的静力加载过程。如果该过程中出现较大的动能变化，则说明第一步中提取的约束反力时间间隔过大，需要减小时间间隔重新提取约束反力值，直到模型整体的动能变化处于可接受的范围之类。

(3)待重力场施加完毕并保持不变，将施加在中柱底面的约束反力在试验记录的释放时长内迅速减小到零，以此模拟试验过程中的快速释放过程。

采用上述过程的意义在于 ABAQUS 软件中约束只能瞬时移除，不能模拟试验中在有限时长内释放内力的过程，但是力荷载能够按照一定的时间-幅值曲线释放，模拟内力释放过程。

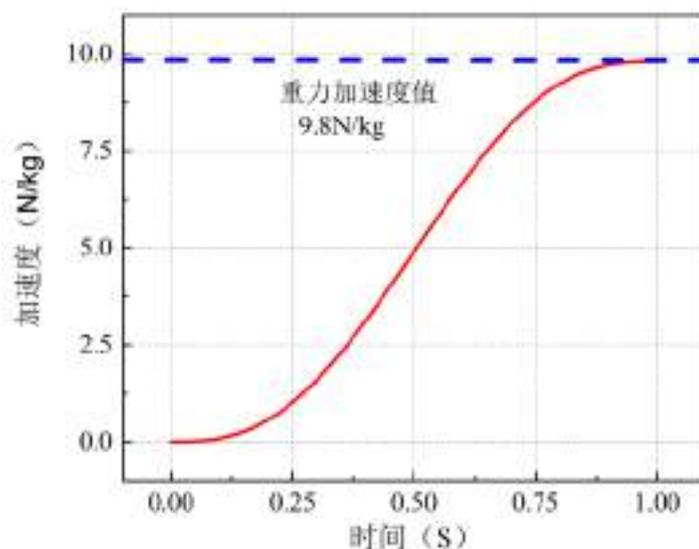


图 4.5 加载幅值曲线

### 4.3 试验与模拟结果对比分析

现场试验中对同一个试件进行了多级加载，每级加载均会对试件产生不可逆转的损伤效果，这种效果难以用有限元进行模拟实现。为了简化该问题，本文采用如下思路：利用未产生损伤前的加载试验数据来校验有限元模型，利用校验好的模型模拟结构已产生损伤后的加载，通过定义一个在相同荷载情况下，现场试验中柱峰值位移与模型计算得到的中柱峰值位移之比的参数，来反映结构的损伤

状况，该比值越大则说明结构损伤越大。

### 4.3.1 模型校验

#### 4.3.1.1 PC 试件

PC 试件采用第一级加载的试验数据对有限元模型进行校验，现场试验中柱位移响应曲线与模型曲线对比图如图 4.6 所示。从图中可得模型曲线与试验结果吻合较好，变化趋势相同，其中位移峰值误差为 2.0%，平均周期误差为 7.1%。第二级加载结束梁身裂缝与模型受拉损伤照片如图 4.7 所示。ABAQUS 塑性损伤模型受拉损伤反映的是材料在受拉过程中刚度的折损，虽然不能直接代表结构裂缝的产生和发展，但是能够在一定程度上反映结构破坏的位置和程度。从图中可以看出，现场试验和模拟结果显示节点处插销附近的混凝土受到较大的受拉损伤，试验与模型吻合良好。

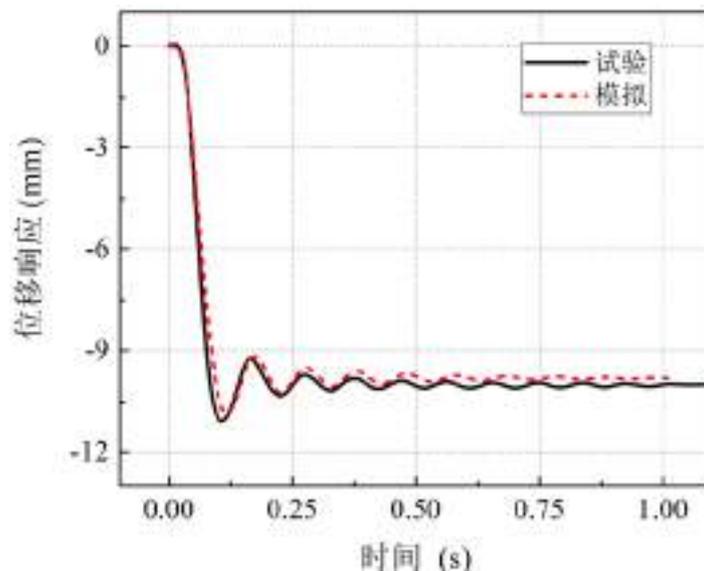
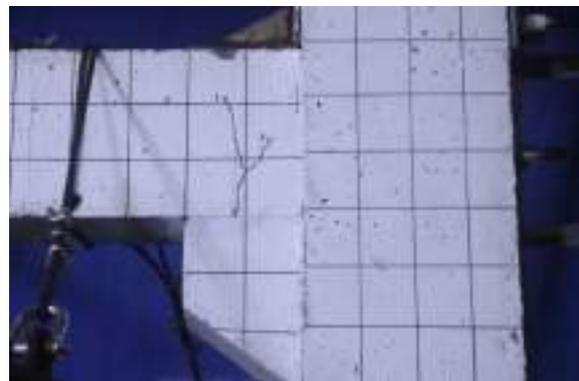


图 4.6 试验中柱位移曲线与模型曲线对比



a) 南侧边节点

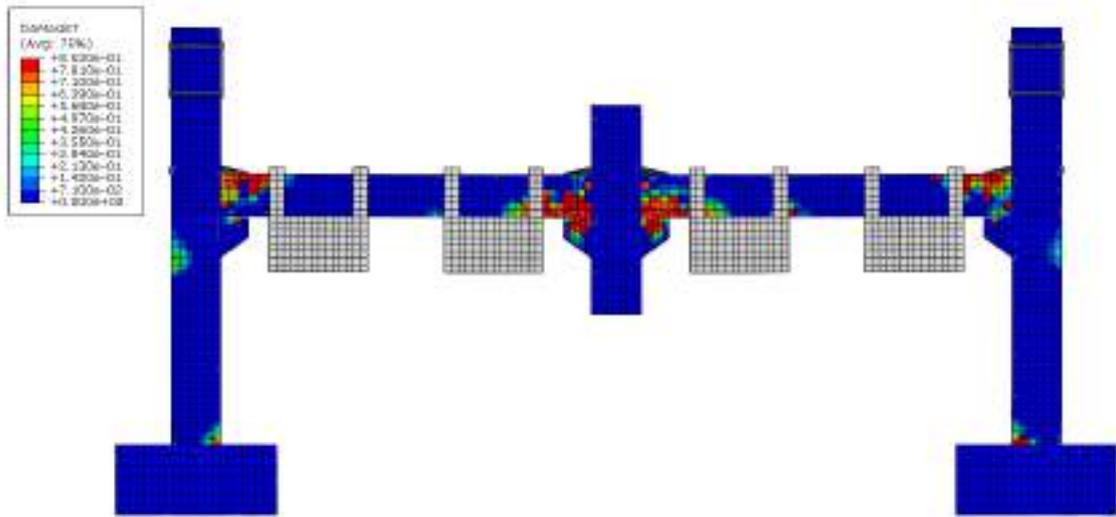


b) 北侧边节点



c) 中节点南侧

d) 中节点北侧



e) 模型受拉损伤图

图 4.7 试件裂缝照片与模型受拉损伤对比

#### 4.3.1.2 RC 试件

由于 RC 试件在第一级加载过程中产生的竖向位移较小，梁身荷载未能激发有效的振动数据，同时该级结束后仅发现 3 条微小裂缝，所测钢筋应变均处于弹

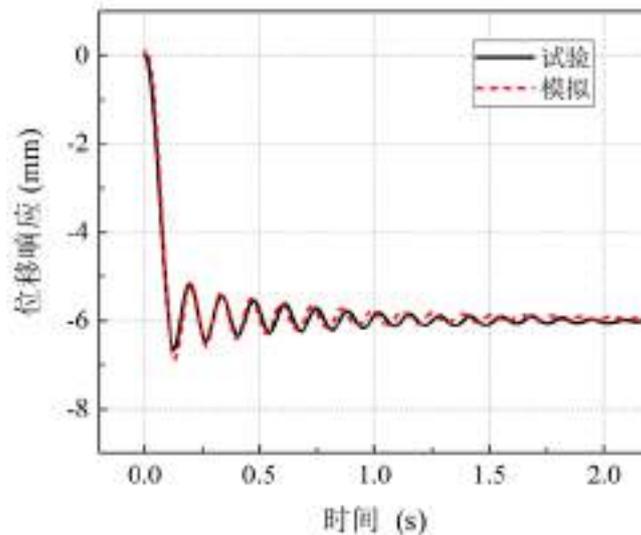


图 4.8 RC 试件试验中柱位移曲线与模型曲线对比

性阶段，因此可以认为该级荷载产生的结构损伤可以忽略，采用第二级加载的试验数据对有限元模型进行校验。RC 试件现场试验中柱位移响应曲线与模型中柱位移曲线对比如图 4.8 所示。从图中可以看出模拟曲线与试验曲线吻合良好，变化趋势相同，其中位移峰值误差为 3.8%，平均周期误差为 4.5%。第二级加载结束梁身裂缝与模型受拉损伤照片如图 4.9 所示。从图中可以看出，现场试验和模拟结果显示边节点端梁上部和中节点端梁下部均受到不同程度的受拉破坏，试验与模型吻合良好。

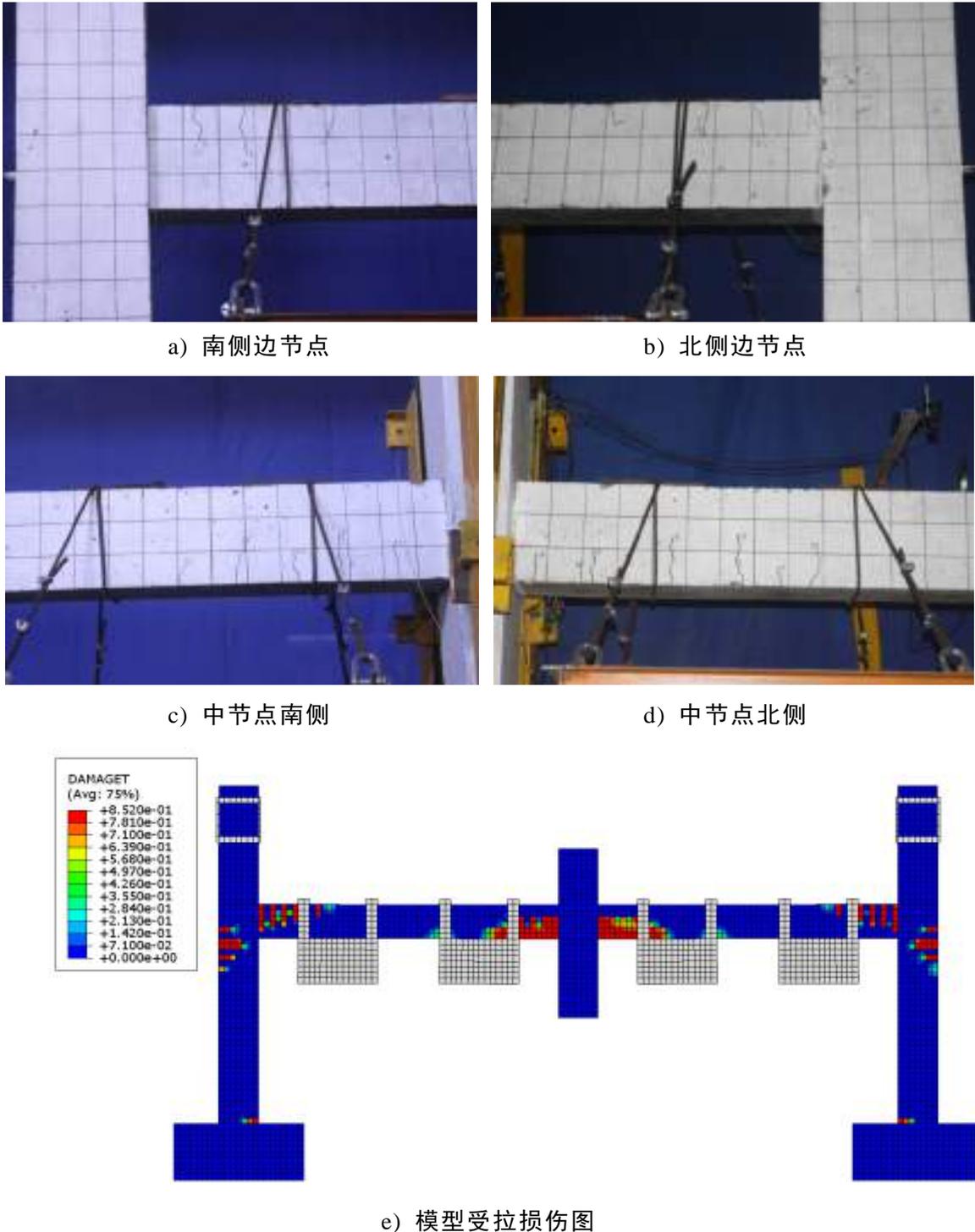


图 4.9 试件裂缝照片与模型受拉损伤对比

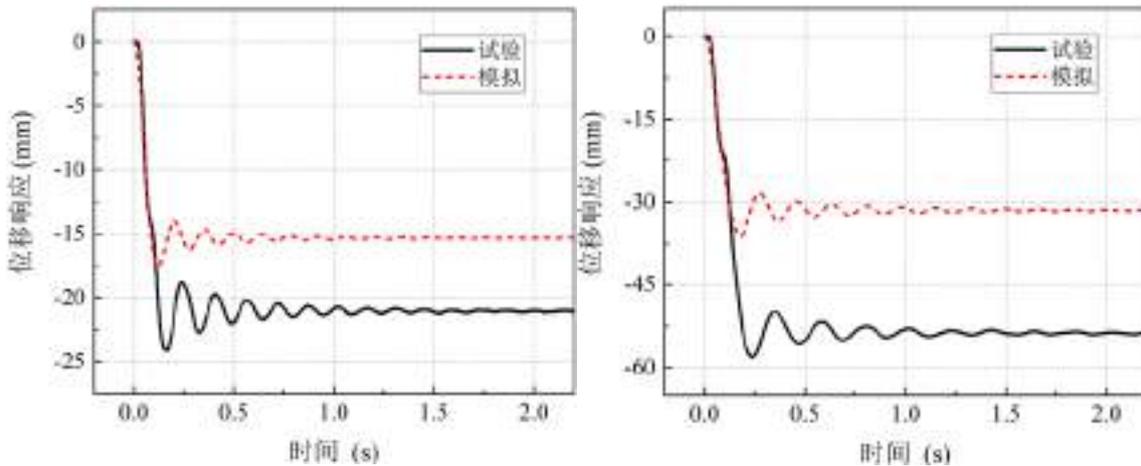
### 4.3.2 参数分析

#### 4.3.2.1 PC 试件

利用校验好的有限元模型对现场试件的加载过程进行了模拟，由于有限元模型的模拟相当于将一个未损伤的试件进行加载，因此每一级加载有限元模型计算得到的位移响应曲线均小于试验曲线。定义试验曲线峰值位移与有限元模型曲线的比值作为评估结构损伤的参数。RC 试件不同加载工况下的位移响应曲线如图

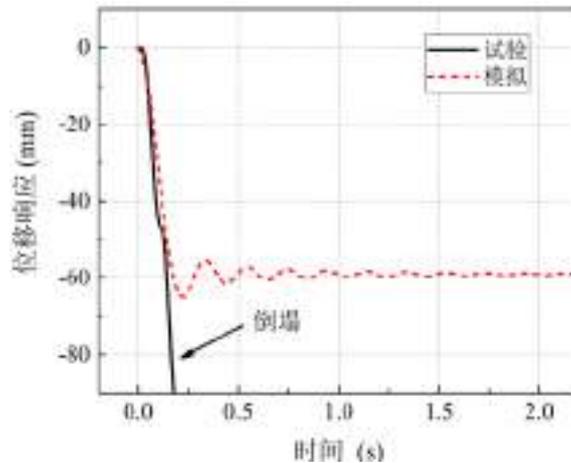
表 4.1 不同加载工况试验与模型位移响应曲线特征值

荷载等级	峰值位移			自振周期		
	试验	模拟	试验/模拟	试验	模拟	试验/模拟
第一级	-11.1	10.9	1.02	0.119	0.110	1.07
第二级	-24.1	-17.5	1.38	0.167	0.148	1.13
第三级	-58.1	-36.3	1.60	0.239	0.185	1.29
第四级	\	-64.9	\	\	0.215	\



a) 第二级加载

b) 第三级加载



c) 第四级加载

图 4.10 不同级别加载试验与模拟位移响应曲线对比

4.10 所示，位移曲线特征值如表 4.2 所示。从图表中可得，试验与模拟的位移响应曲线差异逐渐增大，在 PC 试件倒塌前，试验峰值位移与模拟的比值由初始的 1.02 增大到了 1.60，自振周期的比值由初始的 1.07 增大到了 1.29，相同构件的多级加载对结构的竖向刚度产生了较大的影响。

#### 4.3.2.2 RC 试件

RC 试件不同加载工况下的位移响应曲线如图 4.11 所示，位移曲线特征值如表 4.3 所示。从图表中可得，随着加载级数的增大，试验与模拟的位移响应曲线

表 4.3 不同加载工况试验与模型位移响应曲线特征值

荷载等级	峰值位移			自振周期		
	试验	模拟	试验/模拟	试验	模拟	试验/模拟
第二级	-6.6	-6.9	1.04	0.144	0.138	1.04
第三级	-11.8	-10.7	1.10	0.192	0.181	1.06
第四级	-19.3	-17.2	1.12	0.230	0.210	1.10
第五级	-32.3	-26.8	1.21	0.267	0.240	1.11
第六级	-105.5	-58.0	1.82	0.303	0.263	1.15

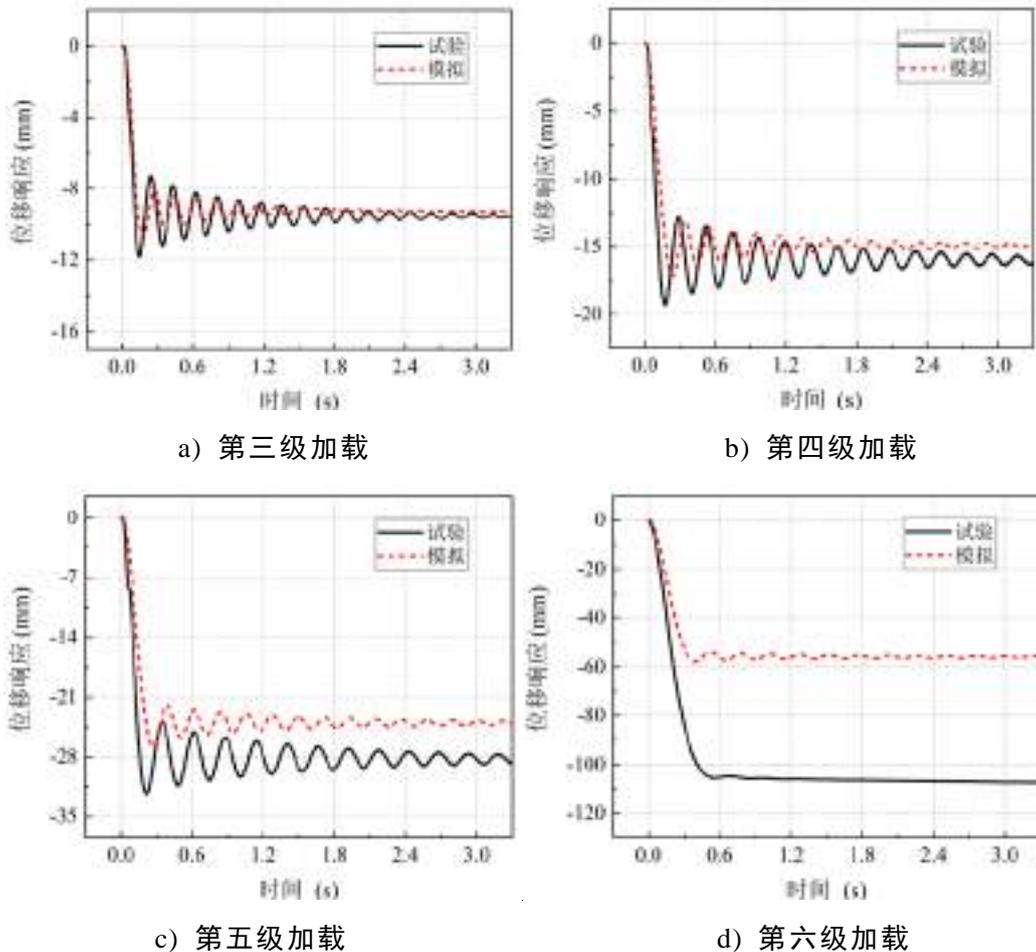


图 4.11 不同级别加载试验与模拟位移响应曲线对比

差异逐渐增大，试验峰值位移与模拟的比值由初始的 1.04 增大到了 1.82，自振周期的比值由初始的 1.04 增大到了 1.15，说明重复的多级加载对结构竖向刚度产生较大的损伤。与 PC 试件相比，相同加载等级情况下，竖向刚度的折减轻微得多。

#### 4.4 本章小结

本章根据前述章节的试验数据，利用了大型有限元软件 ABAQUS/Explicit 建立了与试件相同尺寸和边界条件的有限元模型。根据结构未损伤前的试验数据对有限元模型进行了校验，再利用校验好的模型进行与试验相同荷载的加载，对比了模型结果与现场试验结果。对比表明随着加载次数的增多，模型与试验位移响应曲线差异不断增大，结构的损伤不断地增加，相对而言相同荷载情况下，PC 试件产生了更大的损伤。

## 第5章 考虑应变率效应的框架角柱快速移除数值分析

前述研究中发现,在动力响应作用下混凝土和钢筋等材料的应变率可以达到一个较高的水平<sup>[52]</sup>,而混凝土和钢筋等材料属于率敏感材料,即材料力学属性在不同应变率下有较大幅度的改变,材料在高应变率下的增益对防止结构的连续倒塌有较大贡献,因此在结构动力连续倒塌研究中考虑材料应变率效应是十分必要的。本文拟选取 Qian K 等<sup>[47]</sup>在 2012 年完成的混凝土框架角柱快速移除试验作为有限元模拟的原型试验。相对于其他学者的试验而言,该试验着重研究了混凝土框架角柱在动力荷载作用下的受力机理和失效模式,是理想的精细化有限元模拟原型试验。同时该试验还提供了较为完备的试件参数和可靠的试验结果,为有限元模型的建立和校验提供了可行性。本文根据该试验提供的试件信息和试验结果,利用大型有限元软件 ABAQUS/Explicit 建立了精细化的有限元模型,结合钢筋混凝土材料的应变率效应,较好地模拟了现场试验的加载全过程。在成功进行模型校核的基础上,分析了角柱的失效时间和横向水平约束刚度对结构动力响应的影

### 5.1 材料应变率效应

材料的应变率效应是指材料在不同应变率条件下材料力学属性发生明显变化的现象,文献[68-69]系统地总结了钢筋混凝土材料应变率效应的研究成果。结构动力抗连续倒塌研究中考虑应变率效应对材料以及结构力学行为的影响,对合理评估结构局部突然失效状况下结构系统的力学行为和研究结构的抗冲击、抗爆和抗倒塌性能具有重要意义。

#### 5.1.1 混凝土材料的应变率效应

由于我国规范目前尚未提出相应的材料应变率效应理论,因此本文采用欧洲规范 CEB-FIP MODEL CODE 2010<sup>[70]</sup>中混凝土材料力学性能关于应变率的回归公式。该公式归纳了历年来科研工作者的研究成果,在不同研究领域均有广泛的应用:

$$f_{Dc}/f_{Sc} = (\dot{\epsilon}_c/\dot{\epsilon}_{c0})^{0.014} \quad (5-1)$$

$$E_{Dc}/E_{Sc} = (\dot{\epsilon}_c/\dot{\epsilon}_{c0})^{0.026} \quad (5-2)$$

$$\epsilon_{Dc}/\epsilon_{Sc} = (\dot{\epsilon}_c/\dot{\epsilon}_{c0})^{0.02} \quad (5-3)$$

式中,  $f_{Dc}, f_{Sc}, E_{Dc}, E_{Sc}, \epsilon_{Dc}, \epsilon_{Sc}, \dot{\epsilon}_c, \dot{\epsilon}_{c0}$  分别代表混凝土动静态的抗压强度,弹性模量,峰值压应变,受压应变率,其中上述等式成立条件:  
 $30 \cdot 10^{-6} s^{-1} \leq \dot{\epsilon}_c \leq 30 s^{-1}, \dot{\epsilon}_{c0} = 30 \cdot 10^{-6} s^{-1}$ ;

$$f_{Dt}/f_{St} = (\dot{\epsilon}_t/\dot{\epsilon}_{t0})^{0.018} \quad (5-4)$$

$$E_{Dt}/E_{St} = (\dot{\epsilon}_t/\dot{\epsilon}_{t0})^{0.026} \quad (5-5)$$

$$\epsilon_{Dt}/\epsilon_{St} = (\dot{\epsilon}_t/\dot{\epsilon}_{t0})^{0.02} \quad (5-6)$$

式中， $f_{Dt}, f_{St}, E_{Dt}, E_{St}, \epsilon_{Dt}, \epsilon_{St}, \dot{\epsilon}_t, \dot{\epsilon}_{t0}$  分别代表混凝土动静态抗拉强度，弹性模量，峰值拉应变，受拉应变率，其中上述等式成立条件： $1 \cdot 10^{-6} s^{-1} \leq \dot{\epsilon}_t \leq 10 s^{-1}$ ， $\dot{\epsilon}_{c0} = 1 \cdot 10^{-6} s^{-1}$ 。

### 5.1.2 混凝土材料的应变率效应

由于各国规范均未对钢筋应变率效应提出相应的理论，本文拟采用应用较为广泛的 Malvar 提出的指数型回归公式<sup>[71]</sup>。该理论对不同应变率下钢筋的动力性能研究进行了总结，提出了钢筋的屈服强度与极限强度的动力增大系数表达式：

$$f_D/f_s = \left( \frac{\dot{\epsilon}}{10^{-4}} \right)^\alpha \quad (5-7)$$

$$\text{对于屈服强度, } \alpha = 0.074 - 0.040 \frac{f_y}{414} \quad (5-8)$$

$$\text{对于极限强度, } \alpha = 0.019 - 0.009 \frac{f_y}{414} \quad (5-9)$$

式中， $f_y, \dot{\epsilon}$  分别指钢筋拟静态屈服强度和应变率，其中上述等式成立条件为： $10^{-4} s^{-1} < \dot{\epsilon} < 10 s^{-1}$ ， $290 \text{MPa} < f_y < 710 \text{MPa}$ 。该公式表明钢筋屈服强度和极限强度随着应变率的增大均有较大程度的增大。

## 5.2 Qian K 等角柱快速移除试验简介

Qian K 等<sup>[47]</sup>进行了6个1/3缩尺的混凝土框架角柱快速移除动力试验。试件原型取自一座纵向四跨，横向三跨，层高3.3m的九层钢筋混凝土框架结构，如图5.1所示。试件为第二层角柱节点子结构，包含了三个柱头和两跨梁，试件外观和现场加载方案如图5.2所示。



图 5.1 试件原型和试验区域

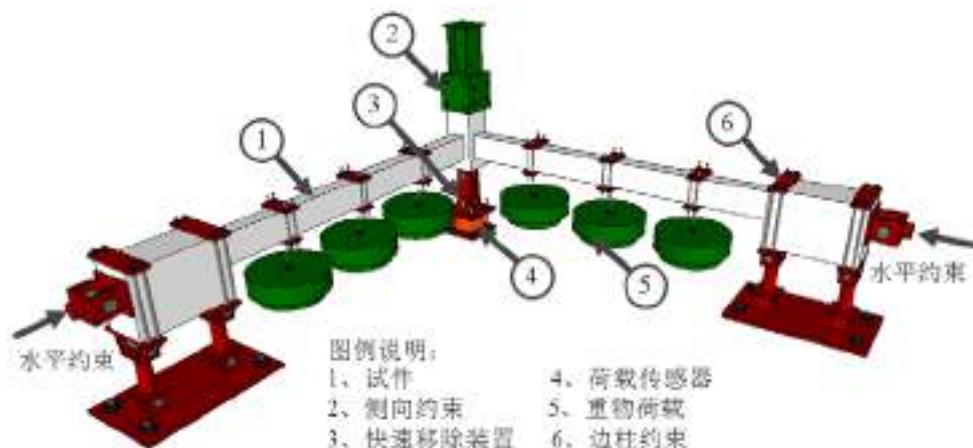


图 5.2 试件加载方案

试件设计按照新加坡 CP 65 标准，抗震设计按照美国 ACI 319-08 规范，其中永久荷载取值为  $9.89\text{kN/m}^2$ ，可变荷载取值为  $2\text{kN/m}^2$ ，不考虑风雪荷载。该试验总共设计了 DF1~DF6 等 6 个工况，由于试件 DF5 和 DF6 发生了倒塌，缺失了相应的角柱位移响应数据，本文选取其中的 DF1 和 DF2 试件进行数值分析。试件通过快速移除装置进行角柱轴力的快速释放，DF1 和 DF2 的角柱轴力释放过程如图 5.3 所示，释放时长大约在  $0.0030\text{s} \sim 0.0035\text{s}$ 。所选试件的基本尺寸和配筋布置如图 5.4 和表 5.1 所示。抗连续倒塌的荷载组合按照美国 DoD<sup>[72]</sup>规范选取。混凝土和钢筋的材料属性如表 5.2 所示。

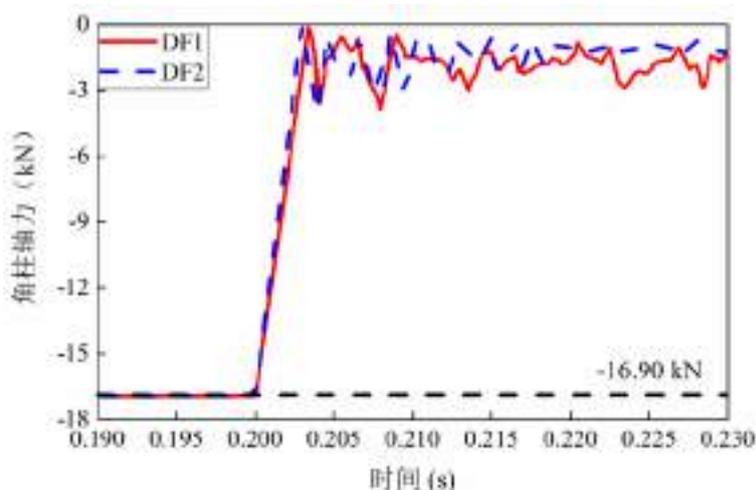


图 5.3 角柱轴力释放过程

表 5.1 试件配筋及荷载工况[3]

单位: mm

试件编号	梁纵筋	加密区箍筋	非加密区箍筋	荷载工况	角柱荷载 (kN)
DF1	4-T10 <sup>2</sup>	R6@180 <sup>2</sup>	R6@250	0.9DoD <sup>1</sup>	-16.9
DF2	4-T10	R6@80	R6@150	1.0DoD	-18.7

注：1、 $0.9\text{DoD}=0.9(1.2\text{DL}+0.5\text{LL})$ ，DL=永久荷载，LL=可变荷载；2、R6=直径 6mm 的光圆钢筋，T10=直径 10mm 的变形钢筋

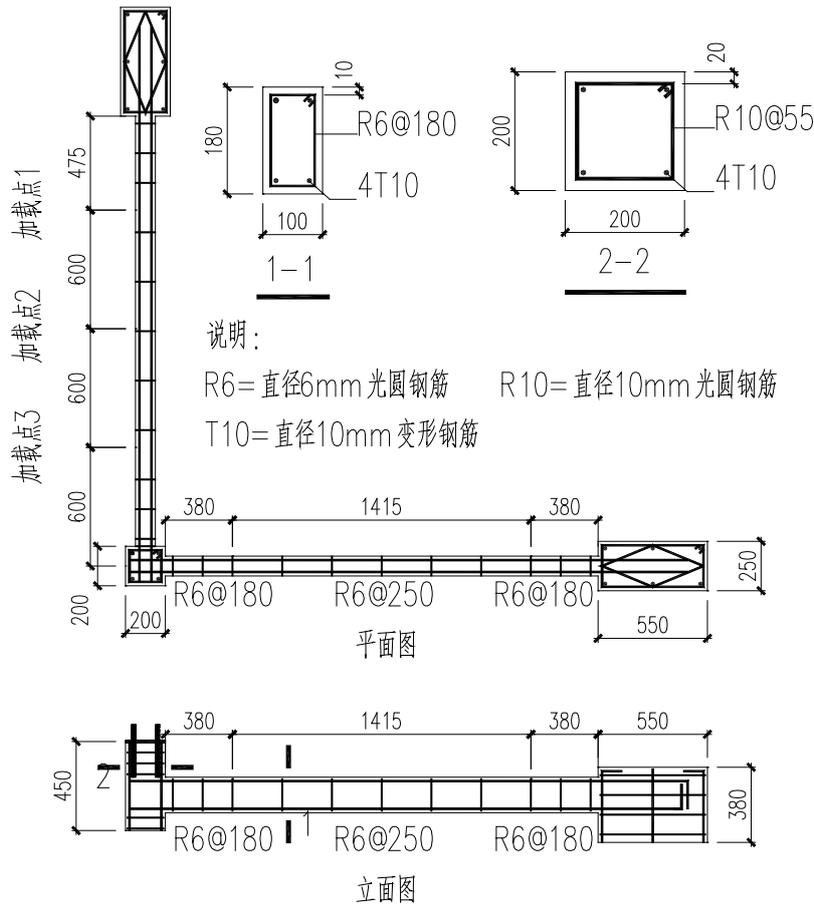


图 5.4 DF1 试件配筋示意图

表 5.2 材料特性

项目		屈服强度 (MPa)	屈服应变 ( $10^{-6}$ )	极限强度 (MPa)	伸长率 (%)
钢筋	R6 <sup>1</sup>	530	2650	613	20.3
	T10	575	2895	695	21.7
混凝土圆柱体强度		DF1: 38.1 MPa	DF2: 38.2 MPa		

### 5.3 有限元建模方法

本文根据试验数据建立了两个和试件相同尺寸和边界条件的有限元模型，如图 5.5 所示。混凝土采用八节点 C3D8R 单元，钢筋采用两节点 T3D2 单元，采用 ABAQUS 自带的嵌入单元来模拟钢筋和混凝土之间的锚固关系，不考虑二者之间的滑移。试件的边柱支座、梁身施加的重物以及角柱头侧向约束铁块均采用八节点 C3D8R 单元。由于试验过程中，没有观察到边柱支座和梁身加载重物的变形，因此将两者设置成刚体以节约计算成本。试验过程中角柱头的侧向约束装置采用变形体来描述，变形体的下表面与角柱上表面采用 tie 连接方式。支座与梁身加载重物和混凝土的相互作用采用 ABAQUS/Explicit 中的通用接触，法向采用硬接触保证双方不能发生嵌入和穿透现象，切向方向采用罚函数来模拟混凝土与钢部

件之间的摩擦，摩擦系数取 0.4。为了简化试验模型，梁身的重物采用等效质量的钢部件模拟，钢部件的密度值等于梁身重物除以模型钢部件体积，DF1 模型中部件密度为  $1.34e5\text{kg/m}^3$ 。

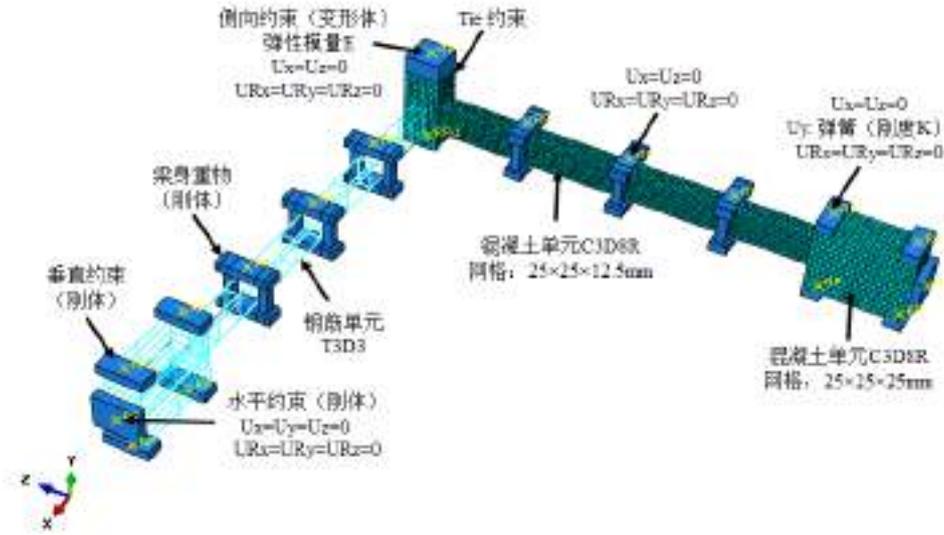


图 5.5 试件有限元模型

### 5.3.1 混凝土模型

模型中的混凝土采用 ABAQUS 中的 CDP (concrete damaged plasticity) 材料模型，该模型可以模拟混凝土在低静水压力时，受到单调、循环或动载作用下的力学行为，材料的屈服面和塑性流动法则参数可按表 5.3 选取，并且还能考虑材料在不同应变率的力学行为，但需要提供材料不同应变率下的屈服应力-非弹性应变曲线和损伤因子，然后在曲线中插值取用。本文的混凝土单轴受拉受压本构模型按照《混凝土设计规范》<sup>[64]</sup>计算，选择试验实测的混凝土抗压强度作为混凝土强度代表值，获取混凝土在不同应变率下的屈服应力-非弹性应变曲线按照图 5.7 步骤所示。图 5.6 所示为 DF1 构件混凝土材料在不同应变率下的屈服应力-非弹性应变曲线和损伤因子-非弹性应变曲线，从图可得，随着应变率的增大，混凝土拉压本构曲线的峰值增大，下降段越发陡峭，当应变率达到  $0.3\text{s}^{-1}$  时，抗拉压强度的增幅分别为 26.1% 和 19.7%。模拟中的应变率可达  $10\text{s}^{-1}$ ，因此考虑应变率效应十分必要。图中还可以看出，应变率对混凝土材料的拉压损伤因子影响较小，并因为 CDP 模型自身的局限性，本文暂不考虑应变率对损伤因子的影响。

表 5.3 CDP 模型参数

$\psi(^{\circ})$	$\varepsilon$	$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$	$K_C$	$\mu$
38	0.1	1.16	0.6667	0.0005

注： $\psi$  为膨胀角， $\varepsilon$  流动势偏移量， $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$  双轴极限抗压强度与单轴受压极限强度之比， $K_C$  为拉伸子午面上与压缩子午面上的第二应力不变量之比， $\mu$  为粘性系数。

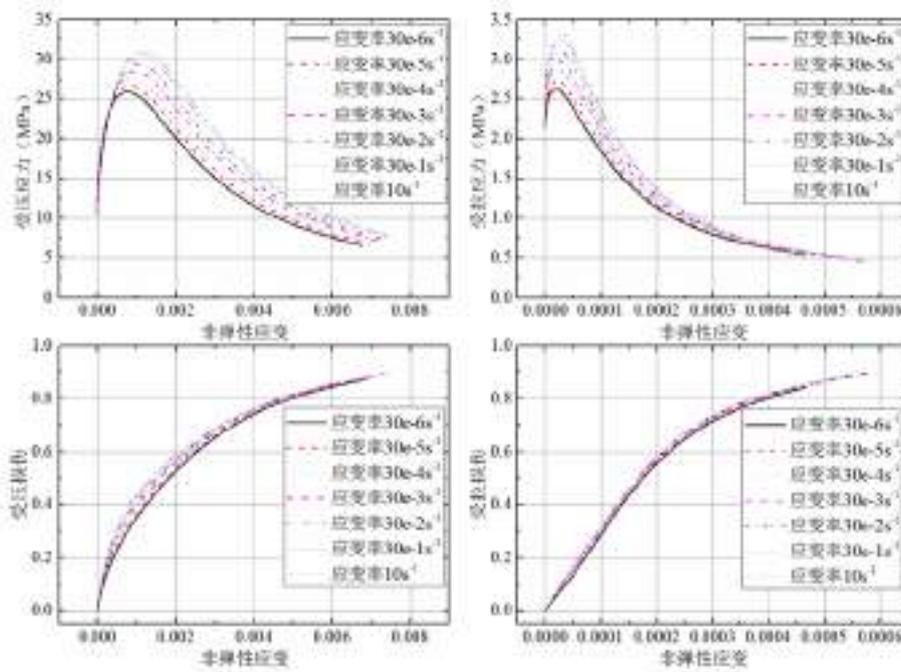


图 5.6 DF1 混凝土材料不同应变率下本构关系和损伤因子

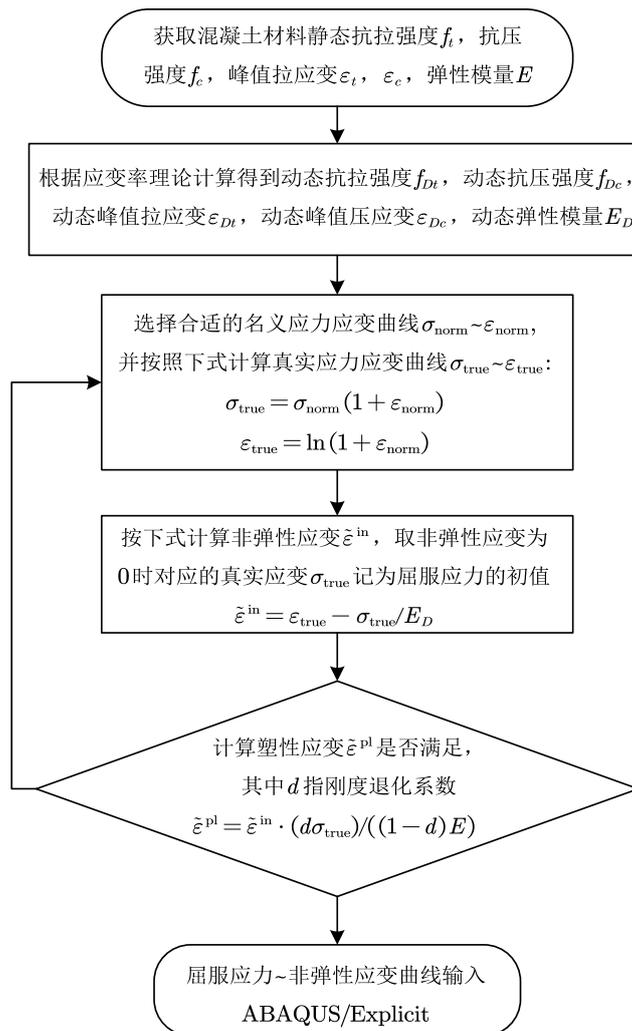


图 5.7 不同应变率下的屈服应力-非弹性应变曲线计算流程

### 5.3.2 钢筋本构模型

钢筋采用等向弹塑性模型，并考虑应变率的影响。钢筋本构曲线采用三折线性模型，考虑钢筋屈服之后的强化段和下降段。弹性模量、屈服应力均按实际

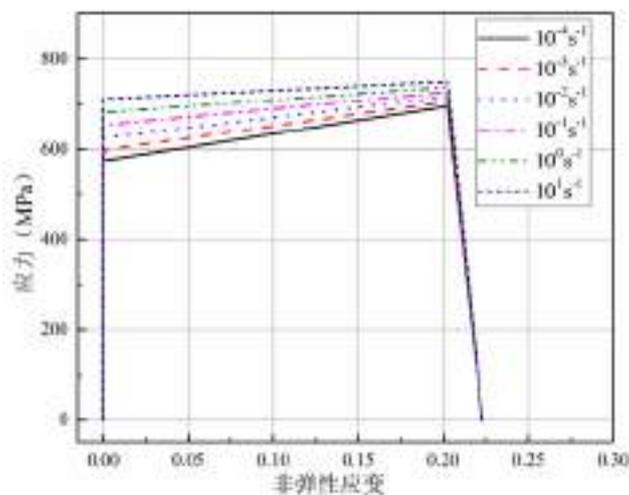


图 5.8  $\Phi 10$  钢筋不同应变率下的本构曲线

测试结果选取，泊松比取值 0.3。由于试验材料属性没有提供钢筋的极限应变数据，采用伸长率等效<sup>[64]</sup>，为了满足 Explicit 求解器数据规则化的要求，取极限应变的 1%作为断裂应变与极限应变之差。钢筋的应变率效应按式 (5-7) ~ (5-9) 计算，DF1 梁构件中  $\Phi 10$  钢筋不同应变率下的本构曲线如图 5.8 所示。

### 5.3.3 加载过程

现场试验加载过程分成两步，第 1 步在梁身缓慢的施加重物，使角柱中的竖向轴力达到预期设计值，模拟结构未失效之前受力状态；第 2 步待重物荷载加载完毕，角柱竖向轴力达到预期值，通过角柱下面的快速释放装置将角柱内的轴力迅速释放，模拟结构柱在受到极端荷载的突然破坏。根据试验结果快速释放机制并不能在瞬时将角柱内的轴力完全释放，而是在一个时间范围内，释放时长大约在 0.0030s ~ 0.0035s。为了在 ABAQUS/Explicit 中准确地模拟该加载过程，模型加载过程按如下步骤进行：

(1)在角柱下表面添加一个竖向约束，缓慢施加重力场，取光滑的加载幅值曲线，并尽可能的延长加载时间以减小荷载冲击的影响来模拟静力加载，并获取约束的竖向反力。图 5.9 所示为 DF1 试件模型重力场赋值曲线和竖向约束反力曲线，重力场取 9.781N/kg，加载时间为 1s（约为结构自振周期的 6 倍）。图中可以看出约束反力整体都较为稳定，可以模拟结构重物的静力加载过程，后期微小扰动是由于梁端有微小开裂，内能释放的缘故。

(2)移除第一步中角柱底面的竖向约束，将得到的角柱约束反力反向施加到角柱底面，并同时施加第一步中的重力场，以此来等效第一步中的静力加载过程。

如果该过程中出现较大的动能变化，则说明第一步中提取的约束反力时间间隔过大，需要减小时间间隔重新提取约束反力值，直到模型整体的动能变化处于可接受范围之类。

(3)待重力场施加完毕并保持不变，将施加在角柱底面的约束反力在试验记录的释放时长内迅速减小到零，以此模拟试验过程中的快速释放过程。

采用上述过程的意义在于 ABAQUS 软件中约束只能瞬时移除，不能模拟试验中在有限时长内释放内力的过程，但是力荷载能够按照一定的时间-幅值曲线释放，模拟内力释放过程，同时也为后文对结构失效时间的讨论提供前提。

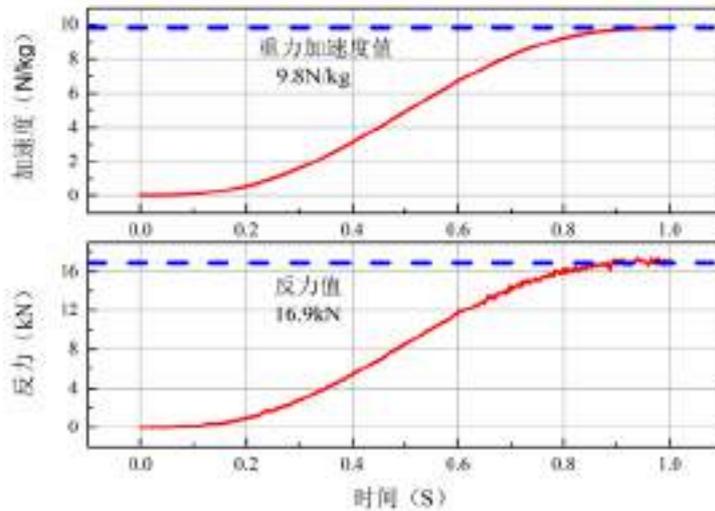


图 5.9 荷载加载曲线

## 5.4 试验与模拟结果比较

### 5.4.1 数值稳定分析

能量平衡是评估数值分析是否得到了合理可靠的响应的重要参考依据<sup>[1]</sup>。总能量是指全过程中能量的总和，包括内能，粘性耗散能，动能，外力功等，在数值

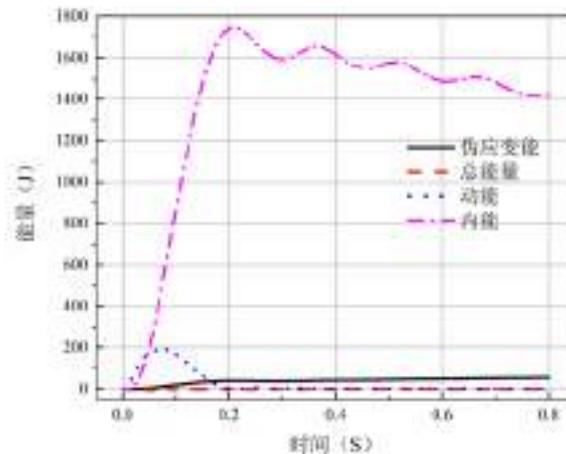
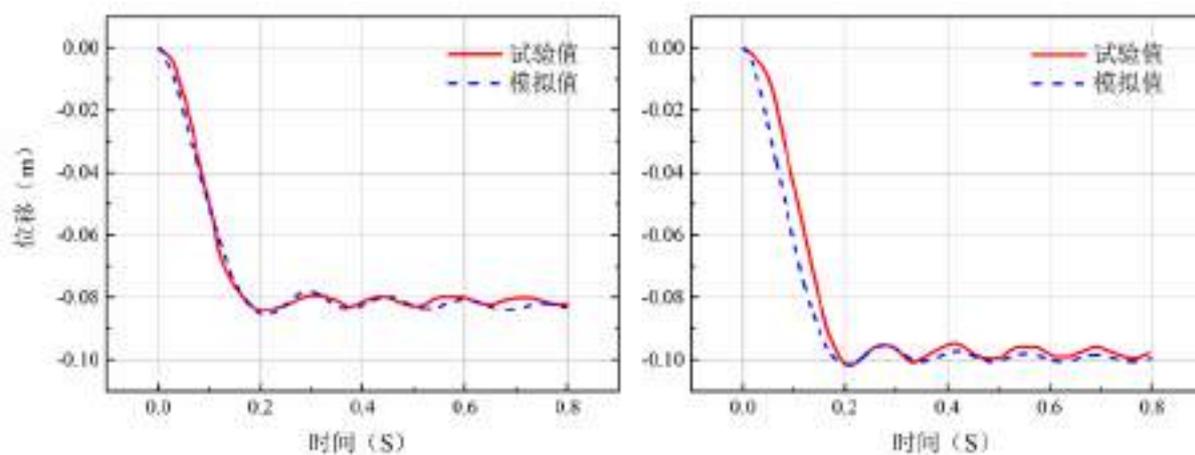


图 5.10 DF1 模型的历史能量曲线

模型中近似一个常数。内能包括弹性应变能，非弹性过程中能量耗散，伪应变能等。ABAQUS/Explicit 有两个能量限制准则来保证数值结果的有效性：1、总能量在计算过程中幅值扰动不超过均值的 1%；2、伪应变能占总内能比例不超过 5%。图 5.10 所示为试件 DF1 模型的历史能量曲线，总能量和伪应变能占比均能满足限制准则要求，最大的伪应变能占比为 4.1%，说明模型网格划分可以提供合理的数值结果。

#### 5.4.2 试验结果与模拟结果对比

DF1 和 DF2 试件现场试验与数值模拟的角柱竖向位移响应曲线对比如图 5.11 所示。从图中可以看出模拟结果与试验吻合较好，变化趋势相同。对于 DF1 试件，试验值与模拟值基本重合，位移峰值误差为 1.9%，平均周期误差为 5.6%。对于 DF2 试件，位移响应曲线后期振动段吻合较好，峰值误差为 1.5%，平均周期误差为 4.5%。前期位移响应下降段吻合较差，可能的原因是实际过程中的内力释放曲线与模拟过程中采用的线性曲线不同，初期释放较慢，后期迅速加快，因此与采用线性释放曲线的模拟位移曲线相比，位移有滞后的现象，等完全释放完毕，角柱达到最低点，试验与模拟曲线有相近的位移值。图 5.12 为现场试验破坏模式与模型受拉损伤对比图，ABAQUS 塑性损伤模型受拉损伤反映的是材料在受拉过程中刚度的折损，虽然不能直接代表结构裂缝的产生和发展，但是能够在一定程度上反映结构破坏的位置和程度。从图中可以看出，现场试验和模拟结果显示边柱端梁上部，中柱端梁下部，以及中柱后侧混凝土均受到不同程度的受拉破坏，试验与模型吻合良好。



(a) DF1 试件

(b) DF2 试件

图 5.11 DF1 和 DF2 试件试验与模拟角柱竖向位移对比

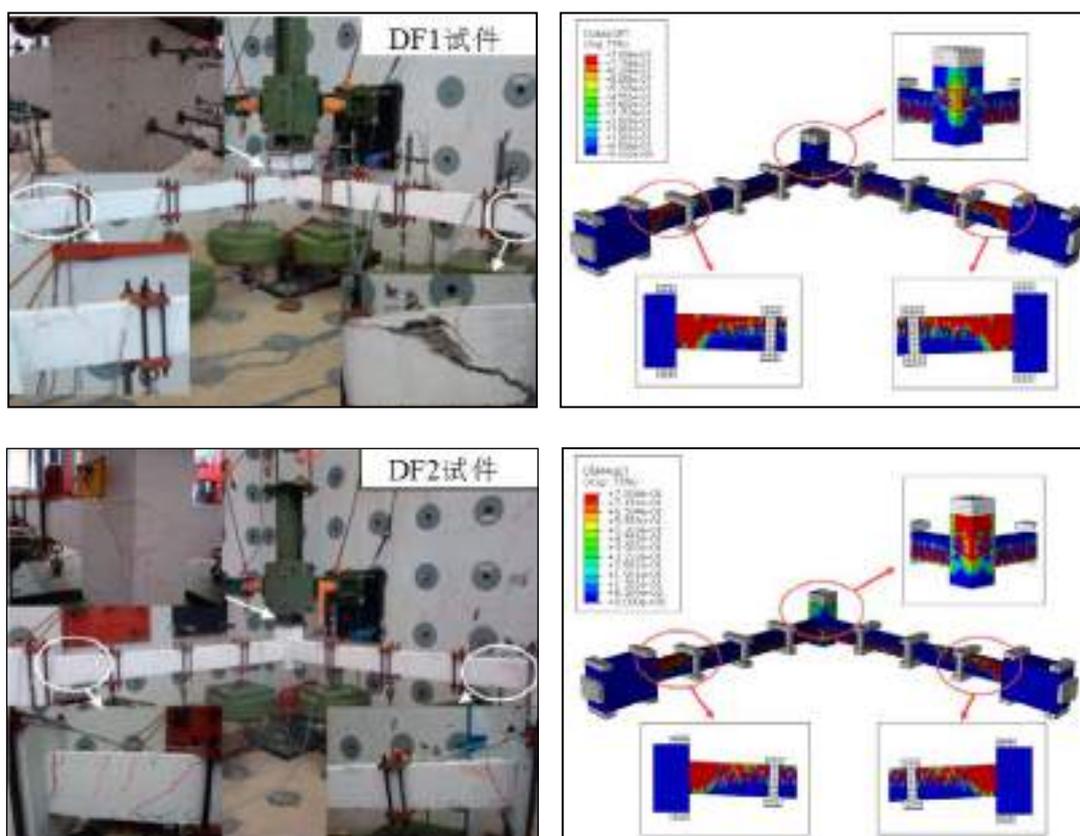


图 5.12 试件破坏形式与模型受拉损伤对比

## 5.5 参数分析

在成功对精细化的有限元模型校核准确的基础上, 本文进一步地分析了角柱的失效时长和横向水平约束刚度两个参数对结构的影响。

### 5.5.1 失效时间对结构动力响应的影响

根据美国 DOD 规范<sup>[72]</sup>要求, 角柱的失效时长需要小于自振周期的 1/10 倍。Qian K 等现场试验中 DF1 和 DF2 试件剩余结构的自振周期分别为 0.156 s 和 0.161 s, 失效时间分别为 0.0035 s 和 0.0030 s, 满足规范标准的要求。为了研究失效时长的影响, 分别采用试件实际失效时间和剩余结构平均自振周期的 0.5 倍, 1.0 倍, 2.0 倍四种工况进行对比分析。

#### 5.5.1.1 失效时间对结构动力响应的影响

不同失效时间下角柱位移响应如图 5.13 所示。从图中可以看出, 失效时间的增大对结构的自振周期影响较小, 但很大程度上的削弱了结构的动力效应, 峰值位移也随失效时间的增大而减小, 当采用 2.0 倍自振周期作为试件失效时间时, 相对于现场试验位移曲线, 试件 DF1 和 DF2 峰值位移分别减小了 37.3% 和 38.0%。当失效时间超过 1.0 倍自振周期时, 位移响应曲线趋势发生了明显的改变。

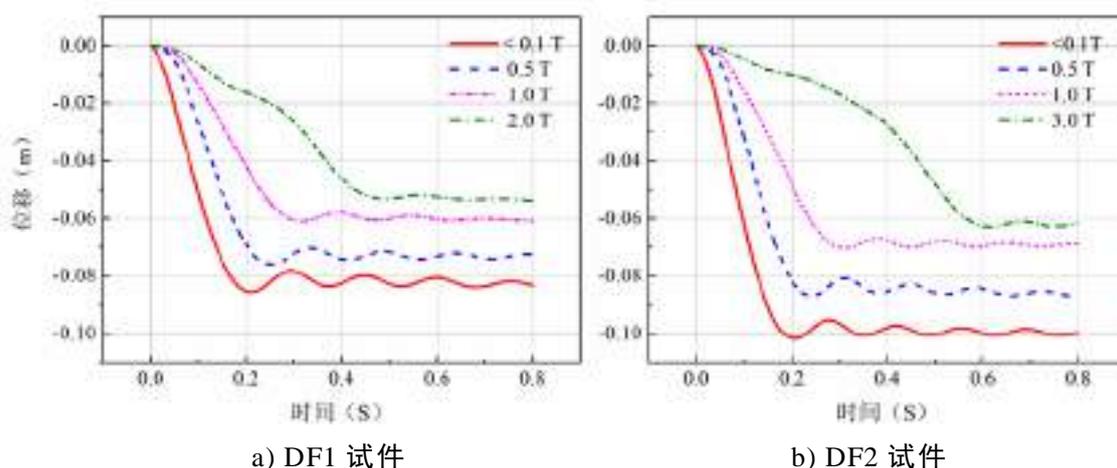


图 5.13 DF1 和 DF2 试件不同失效时间角柱位移响应

### 5.5.1.2 横向水平约束反力响应

不同失效时间下边柱水平约束反力响应曲线如图 5.14 所示。从图中可以看出，与位移响应曲线相同，随着失效时间的增加，曲线的波动趋势越发平缓，动力效应随之减弱。当采用 2.0 倍自振周期作为试件失效时间时，相对于现场试验水平约束反力峰值分别减小了 53.3% 和 41.3%。同时，所有工况中水平约束力均由最初时的正值（受拉）转变为最终的负值（受压），说明中柱移除后试件的传力路径发生了明显的改变，并且整个过程中均为产生悬链线效应，这与 Qian K 等在现场试验中得出的结论一致。

### 5.5.1.3 损伤对比

DF1 和 DF2 试件在不同失效时间下结构损伤对比如图 5.15 所示，从图中可以看出随着失效时间的增加，试件 DF1 和 DF2 的损伤范围和损伤程度都有较大程度减小。因此在实际工程中，延长构件在偶然荷载作用下失效的时长，能够有效提高结构的防倒塌性能。

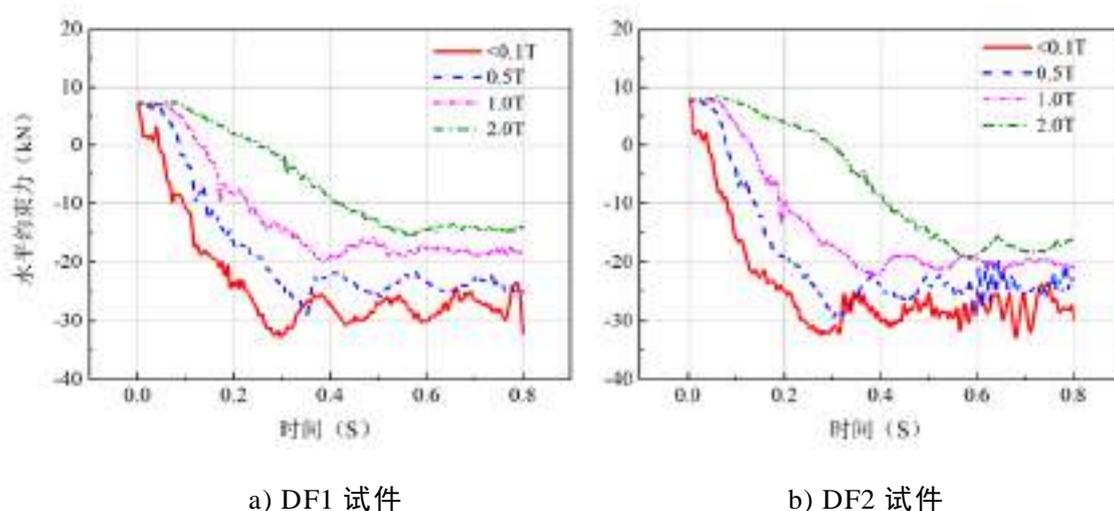
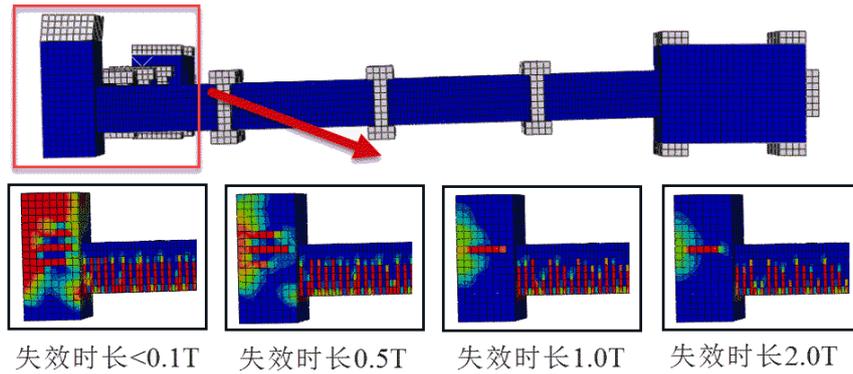
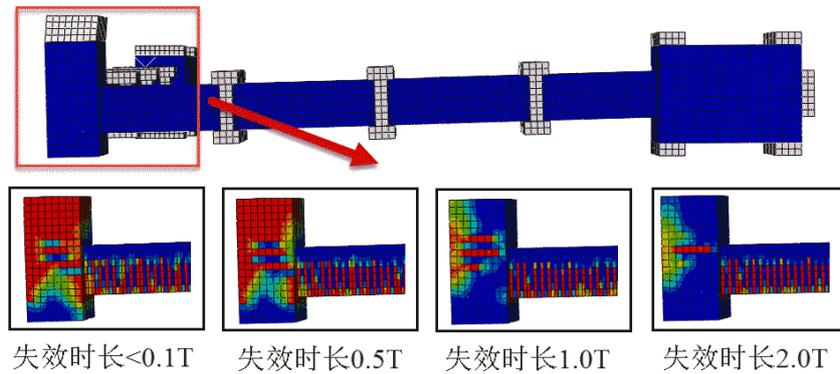


图 5.14 DF1 和 DF2 试件不同失效时间水平约束反力响应



a) DF1 试件



b) DF2 试件

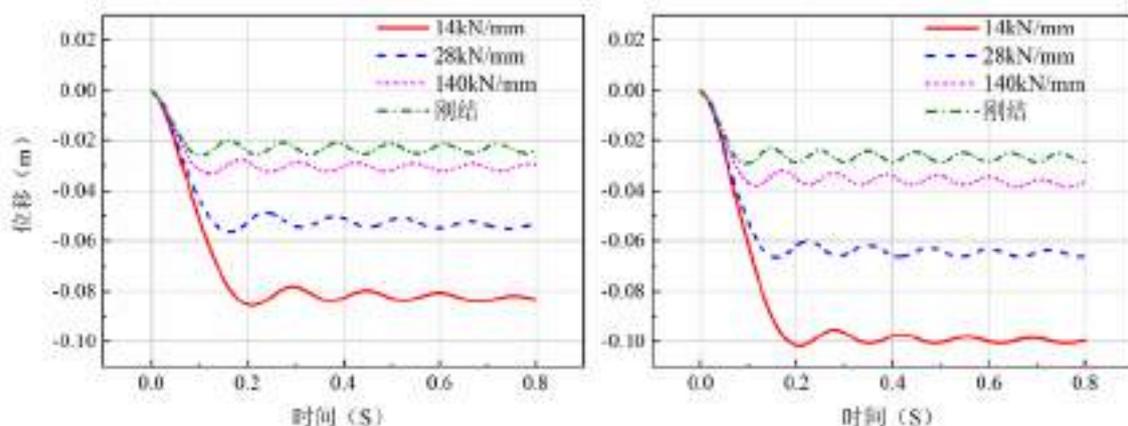
图 5.15 DF1 和 DF2 试件在不同失效时间下的损伤对比

### 5.5.2 横向水平约束刚度对结构动力响应的影响

框架结构的受力性能与其周围构件的约束情况密切相关，尤其是在结构角柱失效情况下，荷载传递路径依赖于周围构件的完整性。不同大小的横向水平约束刚度反映了周边构件的约束强度。为了研究周边约束强度对结构动力响应的影响，分别采用原模型横向水平约束刚度的 1.0 倍(14kN/mm)，2.0 倍(28kN/mm)，10.0 倍(140kN/mm)和刚结四种工况进行对比分析。

#### 5.5.2.1 角柱位移效应曲线

不同横向水平约束刚度下的位移响应曲线如图 5.16 所示。从图中可以看出，水平约束刚度的增大对结构的动力效应影响较小，但对峰值位移和自振周期影响较大。当采用无穷大刚度时，相对于原模拟试验曲线采用的 14kN/mm 刚度，DF1 和 DF2 试件的峰值位移分别减小了 69.6%和 71.7%，自振周期分别减小了 29.8%和 31.1%。因此，现场试验过程中对于角柱侧向支撑刚度的监测十分重要。



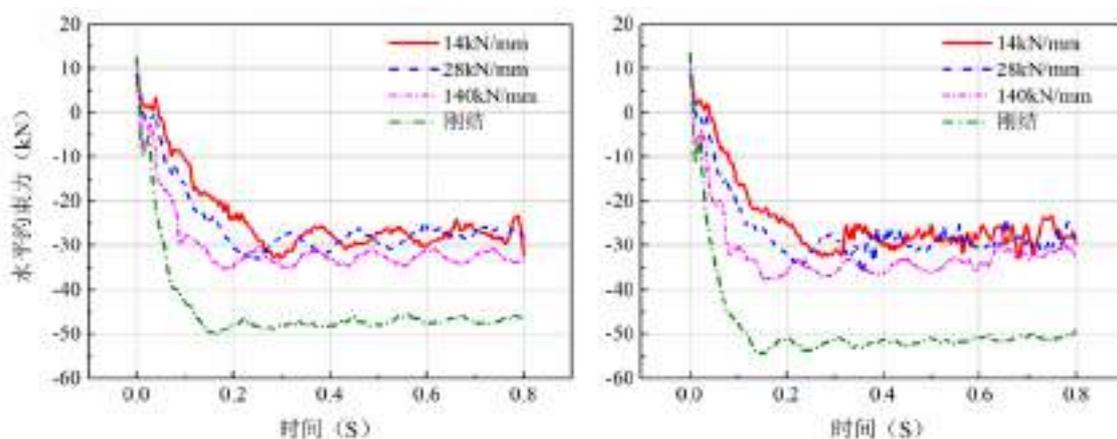
a) DF1 试件

b) DF2 试件

图 5.16 DF1 和 DF2 试件不同水平约束刚度角柱位移响应

### 5.5.2.2 横向水平约束反力响应

不同横向水平约束刚度下的水平约束力如图 5.17 所示。从图中可以看出，与位移响应曲线相反，随着水平刚度的增大，水平约束反力逐渐增大。当采用无穷大刚度时，水平约束反力的峰值分别增大了 51.9%和 67.8%。同样，与失效时间中讨论的一致，所有工况中水平约束力均由最初始时的正值（受拉）转变为最终的负值（受压），说明整个过程中均未产生悬链线效应。



a) DF1 试件

b) DF2 试件

图 5.17 DF1 和 DF2 试件在不同水平约束刚度下约束反力响应

### 5.5.2.3 损伤对比

DF1 和 DF2 试件在不同水平约束刚度下结构损伤对比如图 5.18 所示，从图中可以看出随着约束刚度的增加，试件 DF1 和 DF2 的损伤范围和损伤程度都有较大程度减小。因此在实际工程中，提高失效构件的水平约束刚度，对结构的防倒塌性能有显著的意义。

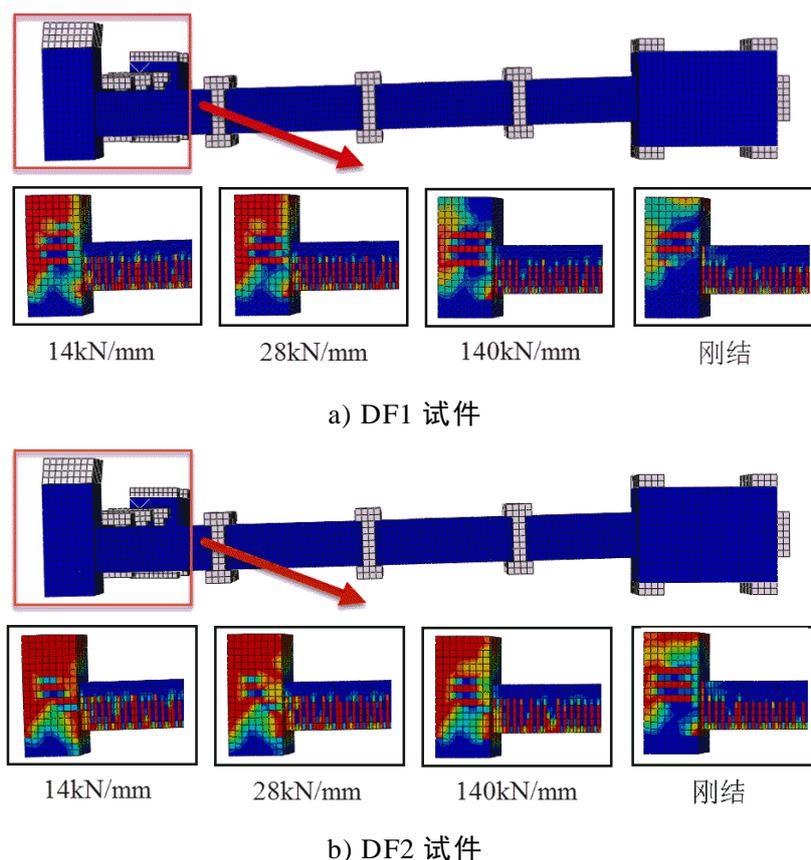


图 5.18 DF1 和 DF2 试件在不同横向水平刚度下的损伤对比

## 5.6 本章小结

本文利用 ABAQUS/Explicit 模块，结合钢筋混凝土材料应变率理论，对 Qian K 等框架子结构角柱快速移除动力试验进行了精细化的有限元模拟。在此基础上，研究了角柱失效时间以及横向水平约束刚度对结构动力响应的影响。得出了如下结论：

1、结合应变率理论的精细化有限元模型和 Qian K 等框架现场试验结果吻合良好，说明 ABAQUS 塑性损伤材料模型能够很好地考虑混凝土在不同应变率下的受力性能，采用《规范》推荐的混凝土本构是可行的；

2、失效时间的增大在很大程度上削弱了结构的动力效应，当采用 2.0 倍自振周期作为失效时间时，相对于现场试验数据，试件 DF1 和 DF2 的峰值位移分别下降了 37.3% 和 38.0%，水平约束反力峰值分别减小了 53.3% 和 41.3%，损伤范围和损伤程度都有较大程度减小；

3、角柱的横向水平约束刚度对试件的动力响应影响较大，当采用无穷刚度的水平约束时，相对于现场试验数据，试件 DF1 和 DF2 的峰值位移分别下降了 69.6% 和 71.7%，自振周期分别减小了 29.8% 和 31.1%，水平约束反力的峰值分别增大了 51.9% 和 67.8%，损伤范围和损伤程度都有较大程度减小。

本文结合应变率效应理论对已有的角柱快速移除试验进行了有限元模拟分析，

但研究仅限于角柱子结构，同时也未考虑楼板的影响，对于包含中柱的子结构以及整体结构还有待进一步的研究。

## 结论与展望

本文结合国家重点研发计划(2016YFC0701400)、湖南省重点研发计划(2017SK2220)以及长沙市科技计划(kq1706019)课题要求,以全装配式框架子结构动力试验为基础,分析其在动力荷载作用下的抗连续倒塌性能,同时利用有限元软件 ABAQUS 对试件进行了有限元分析,并研究了材料应变率效应对动力抗连续倒塌试验的影响。本文的主要结论如下:

(1) 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混凝土框架结构,利用结构设计软件 PKPM 对其进行了整体的配筋计算。从原型框架结构中选取了包含梁柱节点的子结构,按照 1/2 比例缩尺设计了一全装配形式的框架子结构,梁柱节点形式参考了美国 PCI 设计手册,并结合实际情况进行了优化设计,形成了牛腿-插梢杆-角型钢板的梁柱连接方式,同时还设计了一尺寸配筋完全相同的现浇形式框架子结构作为对照试件。

(2) 设计并完成了一个 1/2 缩尺比例的全装配式混凝土框架子结构的中柱快速移除试验,以及一个作为对照的现浇框架子结构。PC 试件在第四级轴力释放过程中发生了倒塌,此时梁身总荷载为 133.4kN,释放前中柱轴力为 81.1kN。RC 试件在第六级轴力释放过程中发生了倒塌,此时梁身总荷载为 173.4kN,释放前中柱轴力为 114.3kN。对比而言,RC 试件具有更高的承载力。

(3) PC 试件在结构发生了倒塌后,梁柱纵向受力钢筋均为发生屈服,梁端以及牛腿 U 型拉结筋仅有少部分钢筋发生了屈服,材料利用率较低。RC 试件在结构处于拱效应阶段时,梁内纵向受力钢筋基本屈服,柱内纵向受力钢筋部分屈服,相较而言 RC 试件的材料利用率更高。两个试件均经历了拱效应阶段,但 RC 试件拱效应机制提供的抗力比 PC 试件更大,约为 RC 试件的 1.4 倍。同时 PC 试件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,最终导致了结构完全倒塌。RC 试件拱效应阶段失效后,形成了有效的悬链线机制,阻碍了结构的完全倒塌,试验记录的倒塌过程为从拱效应失效到形成有效悬链线机制的过程。因此 RC 结构提供了更为可靠的抗力机制。

(5) 利用了大型有限元软件 ABAQUS/Explicit 建立了与试件相同尺寸和边界条件的有限元模型。根据结构未损伤前的试验数据对有限元模型进行了校验,再利用校验好的模型进行与试验相同荷载的加载,对比了模型结果与现场试验结果。对比表明随着加载次数的增多,模型与试验位移响应曲线差异不断增大,结构的损伤不断地增加,相对而言相同荷载情况下,PC 试件产生了更大的损伤。

(6) 结合应变率理论的精细化有限元模型和 Qian K 等框架现场试验结果吻合

良好，说明 ABAQUS 塑性损伤材料模型能够很好地考虑混凝土在不同应变率下的受力性能，采用《规范》推荐的混凝土本构是可行的。失效时间的增大在很大程度上削弱了结构的动力效应，当采用 2.0 倍自振周期作为失效时间时，相对于现场试验数据，试件 DF1 和 DF2 的峰值位移分别下降了 37.3% 和 38.0%，水平约束反力峰值分别减小了 53.3% 和 41.3%，损伤范围和损伤程度都有较大程度减小；角柱的横向水平约束刚度对试件的动力响应影响较大，当采用无穷刚度的水平约束时，相对于现场试验数据，试件 DF1 和 DF2 的峰值位移分别下降了了 69.6% 和 71.7%，自振周期分别减小了 29.8% 和 31.1%，水平约束反力的峰值分别增大了 51.9% 和 67.8%，损伤范围和损伤程度都有较大程度减小。

## 参考文献

- [1] 国务院办公厅. 绿色建筑行动方案. 2013.
- [2] 新华社. 国家新型城镇化规划 (2014—2020 年). 2014.
- [3] 住房和城乡建设部. 关于推进建筑业发展和改革的若干意见. 2014.
- [4] 中共中央国务院. 关于进一步加强城市规划建设管理工作的若干意见. 2016
- [5] 崔瑶, 范新海. 装配式混凝土结构. 中国建筑工业出版社, 2016.
- [6] 中国建筑标准设计研究院. JGJ 1-2014 装配式混凝土结构技术规程. 中国建筑工业出版社, 2014.
- [7] Ercolino M, Magliulo G, Manfredi G. Failure of a precast RC building due to Emilia-Romagna earthquakes. *Engineering Structures*, 2016, 118:262-273.
- [8] Haberland M, Starossek U. Progressive Collapse Nomenclature. In: *Structures Congress*. 2009:1-10.
- [9] EN 1991-1-7. Eurocode 1: Action on structures. Part 1-7: General Action Axxidental Action. Brussels: European Committee for Standardization.
- [10] GSA2010. Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. Washington, D.C: United States General Services Administration.
- [11] 中国工程建筑协会标准. 建筑结构抗连续设计规范 CECS392: 2014. 中国计划出版社, 2015.
- [12] Ekwueme C G, Hart G C. Structural reliability characterization of precast concrete. *Structural Design of Tall & Special Buildings*, 1994, 3(1):13-35.
- [13] H. Sucuoğlu. Inelastic seismic response of precast concrete frames with constructed plastic hinges. *Computers & Structures*, 1995, 56(1):121-131.
- [14] Elliott K S. Research and development in precast concrete framed structures. *Progress in Structural Engineering & Materials*, 2000, 2(4):405-428.
- [15] Englekirk R E. Impact of Northridge earthquake on precast concrete design practice. *Structural Design of Tall & Special Buildings*, 2004, 13(5):457-463.
- [16] 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.
- [17] 李振宝, 董挺峰, 闫维明, 等. 混合连接装配式框架内节点抗震性能研究. *北京工业大学学报*, 2006, 32(10):895-900.
- [18] 范力, 吕西林, 赵斌, 等. 装配式预制混凝土框架结构拟动力试验研究. *地震工程与工程振动*, 2007, 27(6):97-105.

- [19] Rahman M A, Sritharan S. Performance-Based Seismic Evaluation of Two Five-Story Precast Concrete Hybrid Frame Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 2007, 133(11):1489-1500.
- [20] 闫维明, 王文明, 陈适才, 等. 装配式预制混凝土梁-柱-叠合板边节点抗震性能试验研究. *土木工程学报*, 2010(12):56-61.
- [21] Ren T R, Naito C. Performance of Precast Concrete Diaphragm Connectors Based on Structural. *American Society of Civil Engineers*, 2010(369):2937-2948.
- [22] 庞瑞, 梁书亭, 朱筱俊. 全装配式 RC 楼盖板缝节点抗震性能试验研究. *建筑结构学报*, 2012, 33(10):59-66.
- [23] 庞瑞, 许清风, 梁书亭, 等. 全装配式 RC 楼盖平面内受力性能试验研究. *建筑结构学报*, 2012, 33(10):67-74.
- [24] Aguiar E A B, Bellucio E K, Debs M K E. Behaviour of grouted dowels used in precast concrete connections. *Structural Concrete*, 2012, 13(2):84-94.
- [25] Toniolo G, Colombo A. Precast concrete structures: the lessons learned from the L'Aquila earthquake. *Structural Concrete*, 2012, 13(2):73-83.
- [26] 李向民, 高润东, 许清风. 预制装配式混凝土框架高效延性节点试验研究. *中南大学学报(自然科学版)*, 2013(8).
- [27] 刘阳, 郭子雄, 戴镜洲, 等. 不同破坏机制的装配式 RCS 框架节点抗震性能试验研究. *土木工程学报*, 2013(3):18-28.
- [28] Yardim Y, Waleed A M T, Jaafar M S, et al. AAC-concrete light weight precast composite floor slab. *Construction & Building Materials*, 2013, 40(7):405-410.
- [29] 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.
- [30] Bournas D A, Negro P, Molina F J. Pseudodynamic tests on a full-scale 3-storey precast concrete building: Behavior of the mechanical connections and floor diaphragms. *Engineering Structures*, 2013, 57(4):609-627.
- [31] 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.
- [32] Snežana R. Mašović, Saša R. Stošić, Nenad P. Pecić. Research of long-term behaviour of non-prestressed precast concrete beams made continuous. *Engineering Structures*, 2014, 70(9):11-22.
- [33] 高杰, 田春雨, 郝玮, 等. 装配式梁-柱-叠合楼板中节点抗震性能试验研究. *建筑结构学报*, 2015, 36(S2):196-202.
- [34] Main J A, Bao Y, Lew H S, et al. Robustness of Precast Concrete Frames:

- Experimental and Computational Studies. In: Structures Congress. 2014: 2210-2220.
- [35] Kang S B, Tan K H. Behaviour of precast concrete beam-column sub-assemblages subject to column removal. *Engineering Structures*, 2015, 93:85-96.
- [36] Henin E, Morcous G. Non-proprietary bar splice sleeve for precast concrete construction. *Engineering Structures*, 2015, 83:154-162.
- [37] Yuksel E, Karadogan H F, İ. Engin Bal, et al. Seismic behavior of two exterior beam-column connections made of normal-strength concrete developed for precast construction. *Engineering Structures*, 2015, 99:157-172.
- [38] Yekrangnia M, Taheri A, Zahrai S M. Experimental and numerical evaluation of proposed precast concrete connections. *Structural Concrete*, 2016, 17(6).
- [39] Nzabonimpa J D, Hong W, Park S. Experimental investigation of dry mechanical beam-column joints for precast concrete based frames. *Structural Design of Tall & Special Buildings*, 2017, 26(1)
- [40] Qian K, Li B, Liu Y. Integrity of Precast Concrete Structures to Resist Progressive Collapse. In: *Geotechnical and Structural Engineering Congress*. 2016:1976-1986.
- [41] 陆新征, 李易, 叶列平. 混凝土结构防连续倒塌理论与设计方法研究. 中国建筑工业出版社, 2011.
- [42] Hakuno M, Meguro K. Simulation of Concrete-Frame Collapse due to Dynamic Loading. *Journal of Engineering Mechanics*, 1993, 119(9):1709-1723.
- [43] Sasani M, Bazan M, Sagioglu S. Experimental and analytical progressive collapse evaluation of actual reinforced concrete structure. *Aci Structural Journal*, 2007, 104(6):731-739.
- [44] Sasani M, Kropelnicki J. Progressive collapse analysis of an RC structure. *Structural Design of Tall & Special Buildings*, 2008, 17(4):757-771.
- [45] Sasani M, Sagioglu S. Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego. *Journal of Structural Engineering*, 2008, 134(3):478-488.
- [46] Tian Y, Su Y. Dynamic Response of Reinforced Concrete Beams Following Instantaneous Removal of a Bearing Column. *International Journal of Concrete Structures & Materials*, 2011, 5(1):19-28.
- [47] Kai Q, Li B. Dynamic performance of RC beam-column substructures under the scenario of the loss of a corner column—Experimental results. *Engineering Structures*, 2012, 42(12):154-167.

- [48] Tsai M H, You Z K. Experimental evaluation of inelastic dynamic amplification factors for progressive collapse analysis under sudden support loss. *Mechanics Research Communications*, 2012, 40:56-62.
- [49] Liu M. A new dynamic increase factor for nonlinear static alternate path analysis of building frames against progressive collapse. *Engineering Structures*, 2013, 48:666-673.
- [50] 高超, 宗周红, 伍俊. 爆炸荷载下钢筋混凝土框架结构倒塌破坏试验研究. *土木工程学报*, 2013(7):9-20.
- [51] 肖岩, 赵禹斌, 李凤武, 等. 钢筋混凝土大比例模型框架角柱突然失效模拟试验研究. *自然灾害学报*, 2013(4):75-81.
- [52] Yu J, Rinder T, Stolz A, et al. Dynamic Progressive Collapse of an RC Assemblage Induced by Contact Detonation. *Journal of Structural Engineering*, 2014, 140(6):04014014.
- [53] 肖诗云, 董华行, 刘金凤. 钢筋混凝土框架结构连续倒塌动力放大系数. *东北大学学报(自然科学版)*, 2014, 35(9):1350-1355.
- [54] Orton S L, Kirby J E. Dynamic Response of a RC Frame under Column Removal. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2014, 28(4):04014010.
- [55] Russell J M, Owen J S, Hajirasouliha I. Experimental investigation on the dynamic response of RC flat slabs after a sudden column loss. *Engineering Structures*, 2015, 99:28-41.
- [56] Peng Z H, Orton S, Tian Y. Experimental Dynamic Response of Reinforced Concrete Flat Plate Sub-Structure under Collapse Scenario[C]// *Structures Congress 2015 - Proceedings of the 2015 Structures Congress*. 2015:1090-1100.
- [57] Qian K, Li B. Dynamic Disproportionate Collapse in Flat-Slab Structures. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2014.
- [58] Yu J, Guo Y. Nonlinear SDOF Model for Dynamic Response of Structures under Progressive Collapse. *Journal of Engineering Mechanics*, 2016, 142(3):04015103.
- [59] 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.
- [60] 何庆锋, 刘义仁, 周超, 等. 冲击作用下钢筋混凝土框架抗连续倒塌数值模拟. *振动与冲击*, 2016, 35(23):56-64.
- [61] Peng Z H, Orton S L, Liu J, et al. Experimental Study of Dynamic Progressive Collapse in Flat-Plate Buildings Subjected to Exterior Column Removal. *Journal*

- of Structural Engineering, 2017, 143(9).
- [62] Mashhadi J, Saffari H. Effects of Postelastic Stiffness Ratio on Dynamic Increase Factor in Progressive Collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2017, 31(6).
- [63] Pham A T, Tan K H. Experimental study on dynamic responses of reinforced concrete frames under sudden column removal applying concentrated loading. *Engineering Structures*, 2017, 139:31-45.
- [64] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范. 中国建筑工业出版社, 2010.
- [65] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范. 中国建筑工业出版社, 2010.
- [66] 中华人民共和国建设部, 建设部. 建筑结构荷载规范. 中国建筑工业出版社, 2012.
- [67] Othman H, Marzouk H. Finite-element analysis of reinforced concrete plates subjected to repeated impact loads. *Journal of Structural Engineering*, 2017, 143(9): 04017120.
- [68] 张皓. 材料应变率效应对钢筋混凝土框-剪结构地震反应的影响. 大连理工大学博士论文, 2012.
- [69] 曾翔. 冲击和快速加载作用下钢筋混凝土梁柱构件性能试验与数值模拟研究. 湖南大学博士论文, 2014.
- [70] Federation Internationale du Beton (FIB). Model Code 2010-First Complete Draft (Volumn 1). Lausanne, Switzerland, fib Bulletin, 2010, 763-777
- [71] Malvar L J. Review of static and dynamic properties of steel reinforcing bars. *Materials Journal*, 1998, 95(5): 609-616.
- [72] DOD, U. S. Design of Building to Resist Progressive Collapse. US Department of Defense, Washington, DC, USA, Unified Facility Criteria. UFC 4-023-03, 2009.

## 致 谢

匆匆三年转眼即逝，充满了太多的艰辛与困苦，但更多的成长与幸福。回忆过去，已在这里度过了整整七年青春时光。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，唯有借着此次机会，将感激一一道来。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，既是学业的导师，更是人生的导师。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。

感谢感谢师兄蒋运忠、张军凯、陈松柏、贾凡丁、吴峥，师姐方亮、周祎，同门陈太平、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帮助。

感谢我的父母，你们是我来时的路，也是我内心的归途，感谢母亲时时的牵挂，感谢李紫玮的陪伴、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。

衷心感谢所有的评委老师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！

胡翔

2018年5月25日于长沙

## 附录 A 攻读学位期间发表的学术论文目录

- [1] 周云, 胡翔, 陈太平, 易伟建. 考虑应变率效应的 RC 框架子结构快速移除数值分析. 湖南大学学报 (已录用)