

引用本文:易伟建,黄义谋. RC 框架子结构连续倒塌动力响应分析[J]. 建筑科学与工程学报,2020,37(3):1-9.

YI Wei-jian, HUANG Yi-mou. Analysis of Dynamic Response of Progressive Collapse for RC Frame Substructure[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2020, 37(3): 1-9.

DOI:10.19815/j.jace.2019.05028

RC 框架子结构连续倒塌动力响应分析

易伟建,黄义谋

(湖南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410082)

摘要:采用 ABAQUS 有限元软件的 Explicit 和 Standard 模块分别对 RC 梁柱子结构中柱失效的动力试验和静力试验进行了数值模拟,验证了模型的正确性,并在原动力试验的基础上做了进一步的计算,分析了中柱失效时间和梁上荷载值对剩余结构动力响应的影响。为得到该动力试验试件在不同静力荷载下的中柱位移,对该试件采用静力方式进行了加载,通过动力位移与静力位移的比值得到动力放大系数,随后讨论了失效时间和荷载大小对动力放大系数的影响。结果表明:失效时间越短,中柱的最大竖向位移和振幅越大,且动力放大系数随着失效时间的增大而减小;梁上荷载越大,中柱节点的最大竖向位移越大,当荷载大于某一临界值时,位移将随时间持续发散增长,该临界点的荷载值可称作剩余结构的动态极限承载力;剩余结构的动态极限承载力随着中柱失效时间的增大有所增加;梁上荷载对动力放大系数值影响较小。

关键词:连续倒塌;中柱快速移除;失效时间;梁上荷载;动力放大系数

中图分类号:TU973.2

文献标志码:A

文章编号:1673-2049(2020)03-0001-09

Analysis of Dynamic Response of Progressive Collapse for RC Frame Substructure

YI Wei-jian, HUANG Yi-mou

(College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, Hunan, China)

Abstract: Numerical simulation analyses for dynamic test and static test of reinforced concrete beam-column substructures were conducted using Explicit and Standard modules of ABAQUS finite element software, respectively, and the correctness of the model was verified. Then, based on the original dynamic test, further calculations were carried out to analyze the influence of failure time of middle column and load on beam on the dynamic response of the residual structure. In order to obtain the displacement of middle column under different static loads, the dynamic test specimen was also loaded with static load, so the dynamic increase factor could be obtained, which equaled to the ratio of dynamic displacement to static displacement, then the effect of failure time and load value on the dynamic increase factor was discussed. The results show that when the failure time gets shorter, the maximum vertical displacement and amplitude of middle column will get larger; the dynamic increase factor decreases with increase of failure time. The maximum displacement of middle column increases as the load on beam increases, when the load

收稿日期:2019-06-14

基金项目:国家自然科学基金项目(51338004)

作者简介:易伟建(1954-),男,湖南长沙人,教授,博士研究生导师,工学博士,E-mail:wjyi@hnu.edu.cn.

exceeds a certain value, the displacement will continue to divergence with time, this critical load can be called dynamic ultimate bearing capacity of the residual structure, according to analysis, the ultimate bearing capacity of the residual structure increases with the increase of failure time of middle column; the load on beam has little influence on dynamic increase factor.

Key words: progressive collapse; rapid removal of middle column; failure time; load on beam; dynamic increase factor

0 引言

1968 年英国伦敦 Roman Point 公寓连续倒塌事故发生以来,各国学者做了大量连续倒塌方面的研究工作,并制定了相关的规范以引导抗连续倒塌设计。结构的连续倒塌过程本质上是一个非线性动力过程,目前的研究成果大多是采用静力方法进行受力机理方面的研究,动力试验相对较少。2007 年,Sasani 等^[1]对一栋老旧的钢筋混凝土建筑进行爆炸拆柱下的动力试验研究,结果表明空腹桁架作用有利于剩余结构的不平衡荷载进行重新分布,虽然建筑物老旧,但在拆柱后结构并未倒塌,甚至没有发生显著的变形。2008 年,何庆锋^[2]进行了空间框架结构的倒塌试验,通过爆炸拆柱的方式分别对中柱和角柱进行快速移除,结果表明,在柱失效后,剩余结构的变形始终处于弹性范围内。2011 年,Tian 等^[3]进行了钢筋混凝土框架结构中柱快速移除试验,通过脱钩装置的快速释放来模拟中柱的快速移柱,通过改变梁上配重来研究不同荷载作用下的动力响应。2012 年,Kai 等^[4]进行了钢筋混凝土梁柱子结构角柱快速移除试验,通过敲除临时支撑钢柱来模拟边柱的快速失效,研究跨度、配筋率对抗倒塌承载力的影响。

连续倒塌动力试验对试验场地和设备的要求较高,且可重复性较差,由于数值仿真技术的发展和计算机性能的不断提高,越来越多的学者利用有限元软件来进行结构连续倒塌方面的研究。2003 年,Baldrige 等^[5]利用 ETABS 软件分析了空间框架结构的抗连续倒塌性能。2008 年,Sasani 等^[6]通过 ANSYS 有限元软件来研究框架结构中柱失效后的各层荷载重分布情况。2013 年,高超等^[7]利用 LS-DYNA 软件进行了钢筋混凝土结构在爆炸荷载下的倒塌过程模拟。2016 年,周媛等^[8]采用 ABAQUS 进行了钢筋混凝土框架结构在角柱失效情况下的抗倒塌静力分析,分析了整个破坏过程的受力特点。

Stevens 等^[9]认为在进行线弹性静力分析时可

用 2.0 作为动力放大系数,但在非线性静力分析时,由于考虑了材料的非线性,取值为 2.0 过于保守,Ruth 等^[10]通过研究得出,在对钢框架结构进行非线性静力分析时,动力放大系数为 1.30 左右。Amiri 等^[11]指出,当前规范的动力放大系数计算公式依赖于受影响构件的材料特性,提出了新的计算公式。杜永峰等^[12]对竖向不规则框架结构的 RC 框架结构的动力放大系数进行了研究,分析了结构层数、跨数、塔裙层数、塔群跨数比对动力放大系数的影响。已有的研究在试验和分析两方面,都没有形成对混凝土结构连续倒塌动力放大系数较为一致的认识。在相关的设计指南^[13]中,给出了动力放大系数的计算方法,但通常没有考虑局部破坏(拆柱)的时间效应。本文选取 Tian 等^[3]的钢筋混凝土梁柱子结构中柱快速失效试验,采用 ABAQUS/Explicit 进行有限元模拟,验证 ABAQUS 在进行动力分析时参数选择的正确性,同时,本文也选取了 Qian 等^[14]的钢筋混凝土框架结构静力试验,采用 ABAQUS/Standard 的通用静力分析方法进行有限元模拟,验证 ABAQUS 进行静力分析时参数选择的正确性。在成功进行模型验证的基础上,研究了中柱失效时间和梁上荷载对剩余结构动力效应的影响,同时对动力放大系数的值进行了讨论。

1 动力试验有限元模拟

1.1 Tian 等^[3]的中柱移除试验

为研究钢筋混凝土梁柱子结构在不同等级荷载作用下的动力响应,Tian 等^[3]进行了 4 个 1:2 缩尺的梁柱子结构中柱移除动力试验,试件来源于 1 个 4 层框架结构,每个子结构包含 1 个两跨梁、1 个中柱柱头和 2 个边柱柱头,试验包括 D1~D4 四个试件,对于试件 D1,边柱只受到转动约束,对于试件 D2,D3,D4,边柱同时存在轴向约束和转动约束,本文选取试件 D2 进行模拟。试件 D2 的配筋和截面尺寸如图 1 和表 1 所示,混凝土立方体抗压强度为 25.7 MPa,纵筋屈服强度为 350 MPa。

试件加载方案如图 2 所示。在进行现场动力试

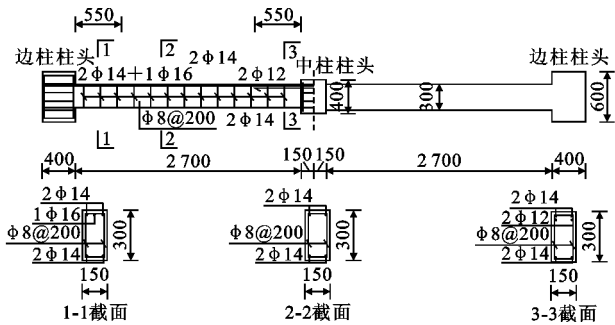


图 1 试件 D2 配筋和截面尺寸(单位:mm)

Fig. 1 Reinforcement and Cross Section of Specimen D2 (Unit:mm)

验之前,先用脱钩装置将中柱柱头在竖向临时固定,在梁跨中和中柱柱头上表面分别放置重量为 P 的质量块,可以通过增减质量块的数量来调节梁上荷载的大小,从而实现多级荷载下的试验。在质量块内预留套筒,中间插入与地面固接的竖直管,使得质量块只能在竖直方向移动。调节脱钩,当脱钩上力

传感器的稳定读数为 $2P$ 时,迅速释放脱钩,以此来模拟中柱的快速失效。

1.2 有限元模型的建立

图 3 为根据试验试件建立的有限元模型。混凝土采用 C3D8R 单元模拟,网格尺寸为 $50\text{ mm}\times 50\text{ mm}$,钢筋采用 T3D2 单元模拟,网格尺寸为 $50\text{ mm}\times 50\text{ mm}$,钢筋骨架通过 Embedded 命令嵌入到混凝土中,这种方式能较好地模拟两者的锚固关系,忽略了两者的滑移。梁上重物建立为刚体块,通过改变刚体密度来达到改变刚体块重量的目的。边柱柱端到设备最外端之间的部分通过建立极小质量的刚体块来考虑,且与梁端采用 tie 约束连接。边柱柱端竖向约束采用接地的轴向连接器(Axial Connector)来模拟,由于动力试验中未记录相应的力和位移数据,故无法得知约束刚度,连接器的刚度按相同装置下静力试验所获得的刚度值进行估算^[15],竖向约束刚度为 $16\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ 。

表 1 试件 D2 配筋

Tab. 1 Reinforcement of Specimen D2

试件 编号	边柱端梁配筋型号				中柱端梁配筋型号			
	梁顶纵筋	梁底纵筋	箍筋	配筋率(受拉)/%	梁顶纵筋	梁底纵筋	箍筋	配筋率(受拉)/%
D2	$2\phi 14+1\phi 16$	$2\phi 14$	$\phi 8@200$	1.24	$2\phi 14+2\phi 12^*$	$2\phi 14$	$\phi 8@200$	0.75

注: * 表示钢筋采用双排布置。

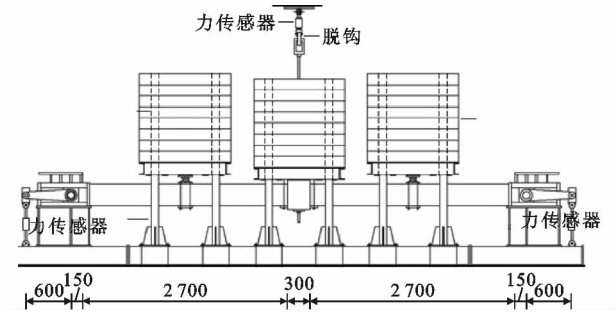


图 2 试件加载方案(单位:mm)

Fig. 2 Load Scheme of Specimen (Unit:mm)

1.2.1 混凝土模型

混凝土采用损伤塑性模型(CDP 模型),该模型能很好地应用于单调荷载、循环荷载及动载等情况,且收敛性较好^[16]。该模型所描述的单轴循环荷载下的应力-应变(σ_i - ϵ)关系如图 4 所示,其中 d_t, d_c 分别为受拉、受压损伤因子, w_t, w_c 分别为受拉、受压刚度恢复系数, E_0 为初始弹性模量, CDP 模型的相关参数选取见表 2^[17],材料的本构曲线采用《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[18]建议的方法进行计算,并采用公式(1)将名义应力、应变值转换为

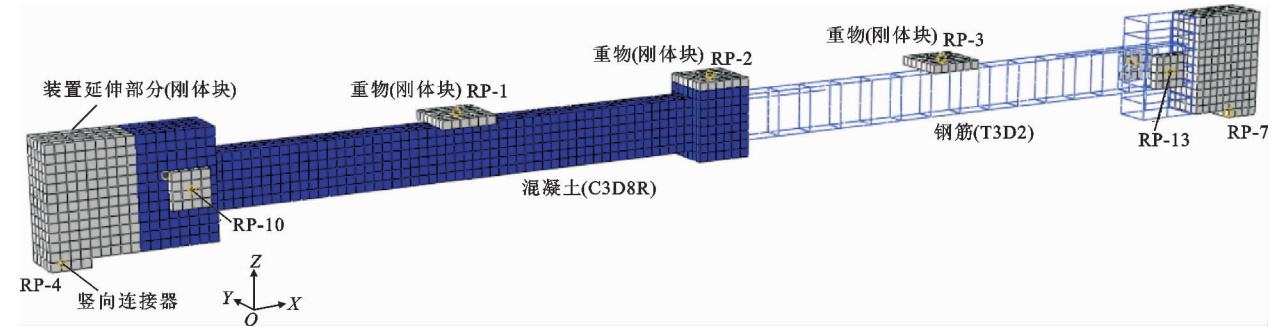


图 3 有限元模型

Fig. 3 Finite Element Model

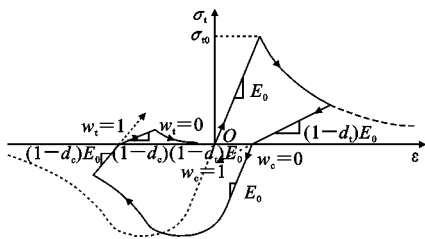


图4 单轴循环荷载作用下的应力-应变关系

Fig. 4 Stress-strain Relationship Under Uniaxial Cyclic Loading

真实应力、应变值。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\text{true}} &= \sigma_{\text{nom}} (1 + \epsilon_{\text{nom}}) \\ \epsilon_{\text{true}} &= \ln(1 + \epsilon_{\text{nom}}) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: σ_{true} 、 ϵ_{true} 分别为名义应力、名义应变; σ_{nom} 、 ϵ_{nom}

表2 CDP 模型参数

Tab. 2 CDP Model Parameters

模型参数	膨胀角 $\psi/(^\circ)$	流动势偏移量	双单轴抗压强度比	屈服面形状参数 K_c	黏性系数 μ
参数取值	30	0.1	1.16	0.666 7	0.000 5

对于混凝土的受拉强度增大系数,采用 Malvar 等^[21]提出的公式,即

$$C_k = f_{td}/f_{ts} = \begin{cases} \dot{\epsilon}_d/\dot{\epsilon}_s & \dot{\epsilon}_d \leq 1 \text{ s}^{-1} \\ \beta \dot{\epsilon}_d & \dot{\epsilon}_d > 1 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (3)$$

式中: $\dot{\epsilon}_s = 1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$; $\lg(\beta) = 6\delta - 2$, $\delta = 1/(1 + 8f'_c/f'_{c0})$, f'_c 为混凝土拟静态的单轴抗压强度, $f'_{c0} = 10 \text{ MPa}$; f_{td} 为应变率为 $\dot{\epsilon}_d$ 时的动态加载抗拉强度; f_{ts} 为混凝土拟静态抗拉强度。

1.2.2 钢筋本构模型

钢筋采用考虑强化效应的双线性弹塑性模型,见图5,其中 σ 为应力, ϵ_y 为屈服应变。Oa 段为弹性阶段,ab 段为强化阶段,强化模量(切线模量)为弹性模量的1%。钢筋屈服应力和极限强度均按照实际测试结果进行选取。钢筋的应变率效应 k_s 采用 Malvar 等^[22]提出的公式,即

$$k_s = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{10^{-4}} \right)^\alpha \quad (4)$$

对于屈服强度

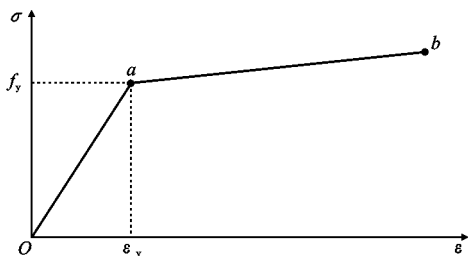


图5 钢筋的双线性弹塑性模型

Fig. 5 Bilinear Elastoplastic Model of Steel Bar

分别为真实应力、真实应变。

混凝土损伤因子采用 Sidoroff 的能量等价原理进行计算,计算方法见文献[19]。材料的泊松比取0.2,密度取 $2500 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ 。

应变率效应导致的材料强度提高通过强度增大系数来考虑,混凝土的受压强度增大系数 C_k 采用 CEB-FIP Model Code 1990^[20]推荐的公式,即

$$C_k = f_{cd}/f_{cs} = \begin{cases} (\dot{\epsilon}_d/\dot{\epsilon}_s)^{1.026\alpha} & \dot{\epsilon}_d \leq 30 \text{ s}^{-1} \\ \gamma(\dot{\epsilon}_d)^{1/3} & \dot{\epsilon}_d > 30 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (2)$$

式中: $\lg(\gamma) = 6.165\alpha - 0.49$, $\alpha = (5 + 3f_{cu}/4)^{-1}$, f_{cu} 为立方体抗压强度; $\dot{\epsilon}_s$ 为混凝土的拟静态应变率, $\dot{\epsilon}_s = 30 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$; f_{cd} 为应变率为 $\dot{\epsilon}_d$ 时的动态加载抗压强度; f_{cs} 为混凝土拟静态抗压强度。

$$\alpha = 0.074 - 0.040f_y/414 \quad (5)$$

对于极限强度

$$\alpha = 0.019 - 0.009f_y/414 \quad (6)$$

式中: f_y 为钢筋的拟静态强度; $\dot{\epsilon}$ 为钢筋的应变率。

1.2.3 加载过程模拟

为模拟实际试验的加载过程,模型中的加载方案如图6所示,其中 t 为时间。在整个模型上施加竖直向下的重力场,同时,在中柱柱头上施加竖直向上的集中荷载,该荷载在 t_1 时间内从0线性增加到 $2P$,使该值在 t_2 时间内保持不变,此时该模型对应于试验构件在中柱失效前的稳定状态,随后使该值在 t_r 时间内减小到0,该过程等效于中柱的快速失效。 t_1 取为1s(约为自振周期的7倍), t_2 取为0.5s, t_r 为试验中记录的脱钩释放时间,为0.008s。

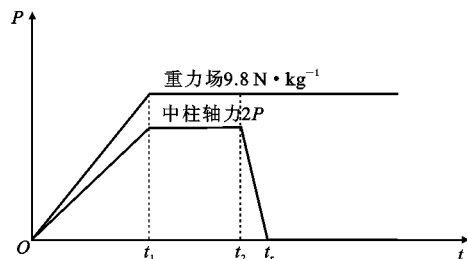


图6 加载方案

Fig. 6 Loading Scheme

1.3 有限元模型结果与试验结果对比

1.3.1 模态分析

在进行非线性动力分析之前,先对结构(柱失效后)进行模态分析,得到结构的固有频率,将该值与

试验结果进行比较,可以对模型的质量分布、弹性刚度、边界条件的合理性进行初步判定。对于 D2 试件在 $P=13.7\text{ kN}$ 情况下的动力试验,由试验数据可知,其自振周期为 153 ms ,则固有频率为 6.536 Hz ,数值模拟的固有频率为 6.604 Hz ,相对误差为 1.04% ,说明模型的质量分布、弹性刚度和边界条件是较为合理的。

1.3.2 位移时程曲线对比

通过上述模拟步骤得到的中柱竖向位移时程曲线如图 7 所示。通过对比可知:在低荷载下,模拟所得的最大位移、振动频率与试验值基本相同;在较高荷载下,模拟所得的最大位移值与试验值完全吻合,振动频率略大于试验值,两者曲线在整体上吻合较好。

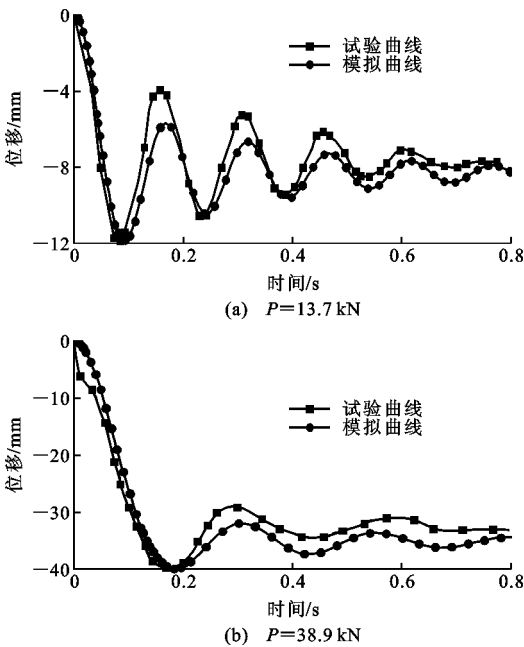


图 7 竖向位移时程曲线

Fig. 7 Vertical Displacement-time History Curves

2 静力试验有限元模拟

静力试验的模拟对象为 Qian 等^[14]的钢筋混凝土框架子结构静力试验,通过 ABAQUS/Standard 模块进行求解,验证参数选取的合理性。

2.1 试验简介

Qian 等^[14]的静力试验包括 2 个平面双跨梁柱子结构 P1,P2 和 2 个十字形空间梁柱子结构 T1,T2,以及 2 个考虑楼板的空间框架结构 S1,S2,本文选取其中的 2 个平面双跨梁柱子结构 P1,P2 进行模拟。试件的截面尺寸和配筋信息如图 8 和表 4 所示,混凝土圆柱抗压强度为 20 MPa ,梁的纵向受力钢筋屈服强度为 437 MPa ,抗拉强度为 568 MPa 。试验中将边柱柱头进行固定,通过位移控制在中柱柱顶进行竖向加载,直到试件失效,得到试件的荷载-位移曲线,进而分析试件的抗倒塌能力。

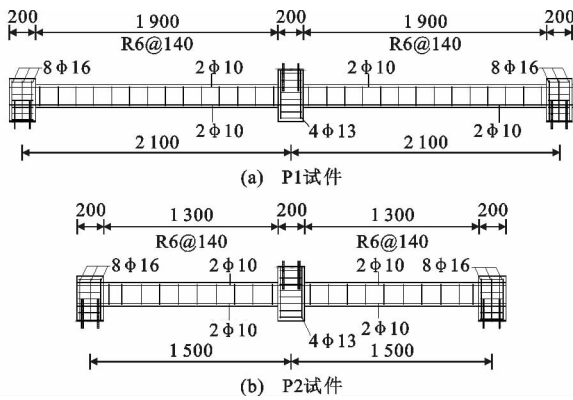


图 8 试件尺寸(单位:mm)

Fig. 8 Dimensions of Specimen (Unit:mm)

2.2 有限元建模分析

除不考虑应变率效应外,钢筋和混凝土本构模型及相关参数的选取与上述动力试验相同。混凝土单元网格尺寸为 $30\text{ mm}\times30\text{ mm}$,钢筋网格尺寸为 $60\text{ mm}\times60\text{ mm}$,钢筋通过 Embedded 命令嵌入到混凝土中。

实际试验时,边柱底部通过钢栓和钢板进行固定,为了简化模拟,模型中将边柱底部设为完全固接,在中柱顶部通过竖直向下的位移进行加载。加载点为中柱上表面中点处的参考点,将该点通过 Coupling 命令与中柱上表面进行耦合。有限元模型如图 9 所示。

2.3 试验结果与模拟结果对比

将模拟所得的中柱荷载-位移曲线与试验曲线

表 3 试件配筋

Tab. 3 Reinforcement of Specimen

试件 编号	梁					柱		
	截面尺寸	净跨/mm	纵筋型号	箍筋型号	截面尺寸	纵筋型号		箍筋型号
						中柱	边柱	
P1	100 mm×180 mm	1900	4φ10	R6@140	200 mm×200 mm	4φ13	8φ16	R6@60
P2	80 mm×140 mm	1300	4φ10	R6@140	200 mm×200 mm	4φ13	8φ16	R6@60

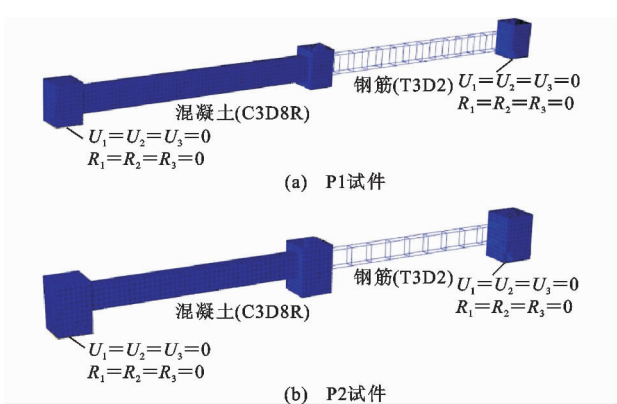


图 9 试件有限元模型

Fig. 9 Finite Element Models of Specimens

进行比较,见图 10。对于 P1 试件,在到达压拱效应峰值之前,两者曲线基本重合,模拟所得的压拱峰值荷载比试验值稍大,峰值点位移值相同,越过压拱阶段后,模拟曲线与试验曲线的整体变化趋势完全相同,模拟值略高于试验值。对于 P2 试件,从开始加

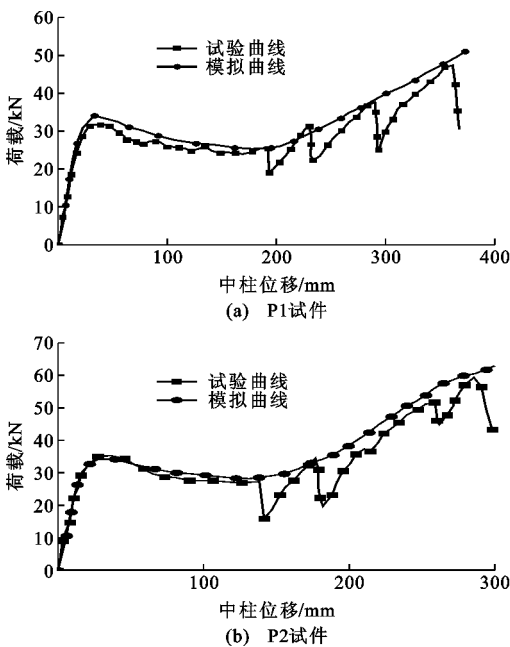


图 10 荷载-位移曲线

Fig. 10 Load-displacement Curves

载到压拱效应的峰值点,模拟曲线与试验曲线完全吻合,越过压拱峰值点之后,试验曲线与模拟曲线吻合较好。曲线的特征点数据对比如表 4 所示。由表 4 可知,除悬链线的峰值荷载外,其余数据的相对误差均小于 5%,各特征点值吻合较好。

3 参数分析

在对所建立模型进行成功校核的基础上,改变上述 D2 试件动力试验的失效时间 t_r 和梁上荷载大小,研究其对剩余结构动力响应的影响。

3.1 失效时间

实际上,构件可能遭遇的偶然荷载形式多样,使得构件失效时间 t_r 有所不同。当结构遭遇火灾或存在局部超载时,构件的失效时间较长,但当结构受到局部撞击或遭遇地震作用时,构件的失效时间则较短。GSA 2003 建议^[23],在对结构进行抗倒塌非线性动力分析时,柱的失效时间 t_r 应不大于剩余结构自振周期 T 的 1/10。对 D2 试件在 38.9 kN 加载试验的基础上,分别采用试验的失效时间 0.008 s 和 0.1T,0.5T,0.8T,T,2.0T 共 6 种失效工况进行对比分析。这里有限元模型的自振周期 T 为 0.251 s。

图 11 为不同失效时间下中柱的竖向位移时程曲线。由图 11 可知,失效时间越短,中柱竖向位移最大值越大,且达到最大值的时间越短。当失效时间小于 0.1T 时,达到最大位移后的曲线幅值较大,振动较为明显;当失效时间大于 T 时,达到最大位移后曲线趋于平稳,振幅很小,动力效应基本消失。

3.2 梁上荷载

实际结构中,梁所受荷载大小会有所不同,荷载大小对剩余结构响应有一定的影响。通过在一定的失效时间下改变梁上重力荷载的大小,可以得到拆柱后梁上重力荷载对剩余结构动力效应的影响。图 12 为不同重力荷载下的中柱位移曲线。由图 12 可知:在失效时间一定的情况下,当梁上荷载较小时,位移在达到最大值后有较为明显的波动,结构处于

表 4 模拟结果与试验结果对比

Tab. 4 Comparison Between Simulation Results and Test Results

试件 编号	参数	开裂荷载 F_{cr} /kN	屈服荷载 F_y /kN	压拱阶段峰值 荷载 F_u /kN	压拱阶段峰值 位移 u_a /mm	悬链线阶段峰值 荷载 F_l /kN	悬链线阶段峰值 位移 u_l /mm
P1	试验值	8.0	24.0	32.0	35.0	47.0	361
	模拟值	8.2	24.7	33.5	34.7	51.0	
	相对误差/%	2.5	2.9	4.7	0.8	8.5	
P2	试验值	11.0	26.0	35.0	28.0	59.0	286
	模拟值	11.3	26.9	35.5	28.8	63.1	
	相对误差/%	2.7	3.5	1.4	2.9	6.9	

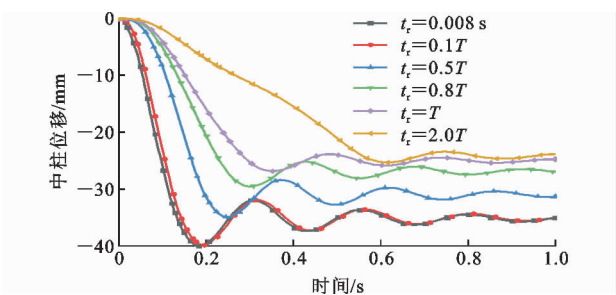


图 11 不同失效时间下的位移时程曲线

Fig. 11 Displacement Time History Curves Under Different Failure Time

弹性阶段;当梁上荷载较大时,位移在达到最大值后基本保持一个稳定的值,没有明显的波动。最大竖向位移随荷载的增大而增大,当荷载超过某一临界值时,位移不能保持在某一稳定的值,而是随着时间不断发散增大。将该临界值定义为结构的动态极限承载力,不同失效时间下的动态极限承载力如表 5 所示,剩余结构的动态极限承载力随着失效时间的增大有所增加,但增量较小。当失效时间越大时,即柱的失效过程越缓慢,该过程可等效为静力过程,由结果可知,失效时间越大,剩余结构的极限承载力越大,由此说明,剩余结构的静态极限承载力大于动态极限承载力,延长柱的失效时间对剩余结构的承载力是有利的。

表 5 不同失效时间下的动态极限承载力

Tab. 5 Dynamic Ultimate Bearing Capacity Under Different Failure Time

失效时间 t_r	0.008 s	0.1T	0.5T	T	2.0T
动态极限承载力/kN	48	48	49	50	50

4 动力放大系数

为了将静力位移值和动力位移值对比,得到动力放大系数,采用前述的有限元模型,对 D2 试件进行非线性静力分析,利用 ABAQUS/Standard 的通用静力分析模块进行求解,得到不同荷载下的中柱位移值,计算结果见表 6。

动力放大系数 k 定义为相同荷载下的最大动力位移 $u_{dy, max}$ 与静力位移 u_{st} 的比值,即

$$k = \frac{u_{dy, max}}{u_{st}} \tag{7}$$

所得的 k 值如表 7 所示。由结果分析可知: k 值介于 1.03~1.92 之间;当梁上荷载一定时, k 随着失效时间的增大而减小;当失效时间一定时,随着梁上施加荷载的变化, k 值有所变化,但变化较小,说明荷载值的大小对 k 影响较小。

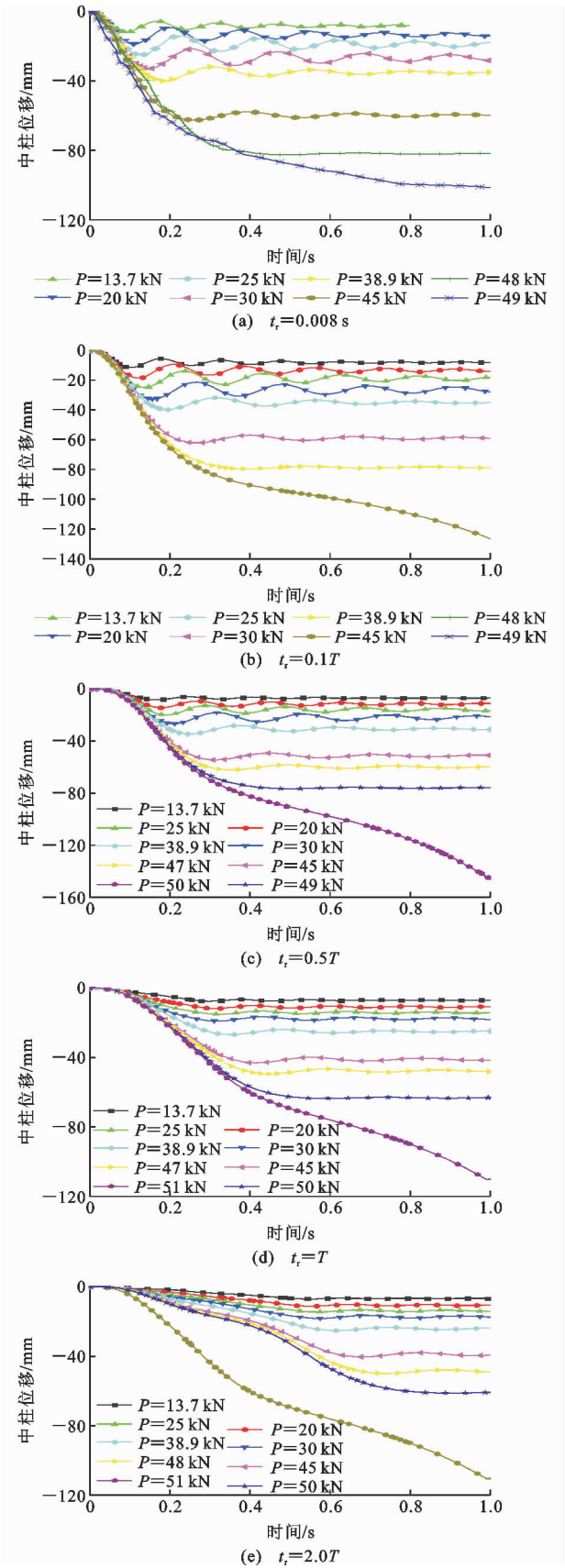


图 12 不同荷载下中柱的位移时程曲线

Fig. 12 Displacement-time History Curves of Middle Column Under Different Loads

表 6 不同重力 P 下的静力位移
Tab. 6 Static Displacements Under Different Gravity P

重力 P/kN	13.7	20.0	25.0	30.0	38.9	45.0	48.0	49.0	50.0
中柱静力位移 u_{st}/mm	6.88	10.02	13.84	17.14	23.36	35.61	44.40	48.02	52.69

表 7 动力放大系数
Tab. 7 Dynamic Increase Factor

梁上荷载 P/kN	静力位移 u_{st}/mm	$t_r=0.008\text{ s}$		$t_r=0.1T$		$t_r=0.5T$		$t_r=T$		$t_r=2.0T$	
		最大动力位移	动力放大	最大动力位移	动力放大	最大动力位移	动力放大	最大动力位移	动力放大	最大动力位移	动力放大
		$u_{\text{dy,max}}/\text{mm}$	系数	$u_{\text{dy,max}}/\text{mm}$	系数	$u_{\text{dy,max}}/\text{mm}$	系数	$u_{\text{dy,max}}/\text{mm}$	系数	$u_{\text{dy,max}}/\text{mm}$	系数
13.7	6.88	11.83	1.72	11.38	1.65	8.95	1.30	7.62	1.11	7.08	1.03
20.0	10.02	18.78	1.87	18.23	1.82	14.68	1.47	11.81	1.18	11.29	1.13
25.0	13.84	25.12	1.82	24.81	1.79	20.13	1.45	15.06	1.09	14.63	1.06
30.0	17.14	32.96	1.92	32.71	1.91	25.44	1.48	18.96	1.11	18.33	1.07
38.9	23.36	36.69	1.57	39.13	1.68	34.85	1.49	26.82	1.15	25.30	1.08
45.0	35.61	62.64	1.76	62.02	1.74	54.67	1.54	42.96	1.20	40.31	1.13
48.0	44.40	82.65	1.86	79.51	1.79	69.26	1.56	52.98	1.19	49.83	1.12
49.0	48.02					76.69	1.60				
50.0	52.69							63.43	1.20	61.08	1.16

5 结 语

(1)本文采用 ABAQUS/Explicit 模块对钢筋混凝土梁柱子结构的中柱快速失效动力试验进行了模拟,并采用 ABAQUS/Standard 模块对钢筋混凝土梁柱子结构的静力加载试验进行模拟,对比模拟结果与试验结果可知,两者吻合较好,说明 ABAQUS 提供的混凝土损伤塑性模型适用于混凝土的动力和静力分析,且模型中混凝土和钢筋的本构选取是可行的。

(2)通过改变失效时间可知,随着失效时间的增大,中柱的最大竖向位移和曲线的振动幅值减小,动力效应逐渐减弱;当失效时间小于 $0.1T$ 时,动力效应最为明显。

(3)通过改变梁上荷载可知,中柱节点的最大竖向位移随梁上荷载的增大而增大;当梁上荷载较小时,位移时程曲线有明显的波动;随着荷载的增大,结构在达到最大位移后波动不明显且维持该位移值不变;当梁上荷载大于某一临界值时,位移将随时间持续发散增长。

(4)动力放大系数随着失效时间的增加而减小,当失效时间大于 T 时,动力放大系数接近于 1;梁上荷载的大小对动力放大系数的影响较小。

参考文献:

References:

[1] SASANI M,BAZAN M,SAGIROGLU S. Experimen-

tal and Analytical Progressive Collapse Evaluation of Actual Reinforced Concrete Structure[J]. ACI Structural Journal,2007,104(6):731-739.

[2] 何庆锋. 钢筋混凝土框架结构抗倒塌性能试验研究[D]. 长沙:湖南大学,2009.

HE Qing-feng. Research on Progressive Collapse Behavior of RC Frame Structures[D]. Changsha: Hunan University,2009.

[3] TIAN Y,SU Y. Dynamic Response of Reinforced Concrete Beams Following Instantaneous Removal of a Bearing Column[J]. International Journal of Concrete Structures and Materials,2011,5(1):19-28.

[4] 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.

[5] BALDRIDGE S M,HUMAY F K. Preventing Progressive Collapse in Concrete Buildings[J]. Concrete International,2003,25(11):73-79.

[6] SASANI M,KROPELNICKI J. Progressive Collapse Analysis of an RC Structure[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings,2008,17(4):757-771.

[7] 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[J]. 土木工程学报,2013,46(7):9-20.

GAO Chao,ZONG Zhou-hong,WU Jun. Experimental Study on Progressive Collapse Failure of RC Frame Structures Under Blast Loading[J]. China Civil Engineering Journal,2013,46(7):9-20.

- [8] 周媛,李付勇,王社良.钢筋混凝土框架抗连续倒塌的仿真分析[J].建筑科学与工程学报,2016,33(5):64-69.
ZHOU Yuan, LI Fu-yong, WANG She-liang. Simulation Analysis of Progressive Collapse of Reinforced Concrete Frames[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2016, 33(5): 64-69.
- [9] STEVENS D, CROWDER B, SUNSHINE D, et al. DoD Research and Criteria for the Design of Buildings to Resist Progressive Collapse[J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(9): 870-880.
- [10] RUTH P, MARCHAND K A, WILLIAMSON E B. Static Equivalency in Progressive Collapse Alternate Path Analysis: Reducing Conservatism While Retaining Structural Integrity[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2006, 20(4): 349-364.
- [11] AMIRI S, SAFFARI H, MASHHADI J. Assessment of Dynamic Increase Factor for Progressive Collapse Analysis of RC Structures[J]. Engineering Failure Analysis, 2018, 84: 300-310.
- [12] 杜永峰,包超,李慧,等.竖向不规则RC框架结构连续倒塌动力放大系数研究[J].四川大学学报:工程科学版,2015,47(2):43-49.
DU Yong-feng, BAO Chao, LI Hui, et al. Dynamic Increase Factor of Vertically Irregular RC Frame Structure in Progressive Collapse[J]. Journal of Sichuan University: Engineering Science Edition, 2015, 47(2): 43-49.
- [13] GSA 2013, Alternate Path Analysis & Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance[S].
- [14] 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.
- [15] SU Y P, TIAN Y, SONG X S. Progressive Collapse Resistance of Axially-restrained Frame Beams[J]. ACI Structural Journal, 2009, 106(5): 600-607.
- [16] ABAQUS Inc. ABAQUS Analysis User's Manual V6. 10[M]. Palo Alto: ABAQUS Inc, 2010.
- [17] OTHMAN H, MARZOUK H. Finite-element Analysis of Reinforced Concrete Plates Subjected to Repeated Impact Loads[J]. Journal of Structural Engineering, 2017, 143(9): 04017120.
- [18] GB 50010—2010, 混凝土结构设计规范[S].
GB 50010—2010, Code for Design of Concrete Structures[S].
- [19] 田连波,侯建国. ABAQUS中混凝土塑性损伤因子的合理取值研究[J].湖北大学学报:自然科学版,2015, 37(4): 340-345, 358.
TIAN Lian-bo, HOU Jian-guo. Reasonable Plastic Damaged Factor of Concrete Damaged Plastic Model of ABAQUS[J]. Journal of Hubei University: Natural Science, 2015, 37(4): 340-345, 358.
- [20] CEB-FIP, FIB Model Code 1990[S].
- [21] MALVAR L J, ROSS C A. A Review of Strain Rate Effects for Concrete in Tension[J]. ACI Materials Journal, 1998, 95(6): 735-739.
- [22] MALVAR L J. Review of Static and Dynamic Properties of Steel Reinforcing Bars[J]. ACI Materials Journal, 1998, 95(5): 609-616.
- [23] GSA 2003, Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects[S].