

DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2025.09.017

基于 ABAQUS 的震损后型钢混凝土 空间节点耐火性能有限元分析

吕晶维, 黄慎江

(合肥工业大学 土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009)

摘要:震后火灾下引起的建筑结构响应与普通火灾并不相同,其力学性能变得更加复杂,破坏的时间、模式也会有所改变,为研究型钢混凝土(steel reinforced concrete, SRC)空间节点在震损后的耐火性能变化,文章基于 ABAQUS 有限软件,对节点进行往复加载模拟地震作用,选取合理损伤指数建立不同损伤程度的 SRC 空间节点在 2 种火灾工况下的耐火极限模型并进行分析。结果表明:损伤程度大小对节点破坏模式影响较小,不同损伤程度下 2 种火灾工况的 SRC 空间梁柱节点均有柱破坏达到耐火极限破坏,节点耐火极限整体变化趋势与损伤程度呈负相关,损伤程度越大,耐火极限下降越多,当加载幅值接近极限位移时,工况 1、工况 2 耐火极限下降到 34.90%、57.00%,此时工况 2 损伤节点的耐火极限衰减为未损伤节点的 1/2;在接近节点破坏时,工况 2 节点的耐火极限下降幅值接近工况 1 的 2 倍。

关键词:型钢混凝土(SRC);空间梁柱节点;地震次生火灾;地震损伤;耐火极限

中图分类号:TU352.5

文献标志码:A

文章编号:1003-5060(2025)09-1265-11

Finite element analysis of fire resistance of steel reinforced concrete spatial nodes after earthquake damage based on ABAQUS

LYU Jingwei, HUANG Shenjiang

(School of Civil and Hydraulic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

Abstract: The structural response of buildings under post-earthquake fires (PEF) differs from that under ordinary fire, with the mechanical properties becoming more complex, and the timing and modes of failure being changed. In order to study the changes of fire resistance of steel reinforced concrete (SRC) spatial nodes after earthquake damage, the ABAQUS finite software is employed to simulate the seismic action through the reciprocal loading of the nodes. A reasonable damage index is selected, and the fire resistance limit model of SRC spatial nodes with varying degrees of damage under two fire scenarios is established and analyzed. The results show that the degree of the damage has a small impact on the failure modes of the nodes, and under the two fire scenarios, the SRC spatial beam-column nodes with varying degrees of damage exhibit column failure reaching the fire resistance limit, and the overall change trend of the fire resistance limit of the nodes is negatively correlated with the degree of damage, the greater the degree of damage, the more the fire resistance limit decreases. When the loading amplitude is close to the ultimate displacement, the fire resistance limits of Scenario 1 and Scenario 2 decrease to 34.90% and 57.00%, respectively. At this point, the fire resistance limit of the damaged nodes of Scenario 2 decays to half of the undamaged nodes. When approaching the node failure, the fire resistance limit of the nodes of Scenario 2 decreases by nearly two times that of Scenario 1.

Key words: steel reinforced concrete (SRC); spatial beam-column node; post-earthquake fire (PEF); earthquake damage; fire resistance limit

收稿日期:2023-05-10;修回日期:2023-05-28

基金项目:安徽省教育厅科研计划资助项目(19KJB510026)

作者简介:吕晶维(1997—),男,安徽滁州人,合肥工业大学硕士生;

黄慎江(1964—),男,江苏靖江人,博士,合肥工业大学副教授,硕士生导师,通信作者, E-mail:huangsj000@hotmail.com.

地震次生火灾(post-earthquake fire, PEF)是一种极其危险的灾害。根据各国的震后调查来看,强震引发次生大程度、大范围火灾的概率非常高,相较于地震,次生火灾造成的损失并不次于甚至数倍于震害的直接损失,地震次生火灾对现代城市更加危险。在火灾试验与对应的数值模拟中,不同损伤下(拟静力试验)的中空夹层钢管混凝土柱的耐火极限并没有被显著影响^[1-2],模拟结果也与数值结果一致,文献[3]研究发现火灾下震后钢管混凝土(concrete filled steel tube, CFST)柱耐火性能良好,增加壁厚对钢管柱的耐火极限影响较小,震损后的残余横向变形大小是影响 CFST 柱耐火极限变化幅度的主要因素;文献[4]对经过 CFRP 加固后和未加固的 RC 梁柱节点进行拟静力试验和数值分析,并根据 FEMA356 评估标准,对不同损伤的梁柱节点进行火灾标准试验和模拟,结果显示经过碳纤维加固的节点力学性能和耐火极限明显增强,带有隔墙的 RC 框架在进行震后火灾性能试验中,采用延性设计的框架相较于普通框架耐火性能更好,耐火极限明显提升^[5]。

文献[6]基于 ABAQUS 对大型钢框架结构进行不同程度的地震动作用以及不同火灾工况下数值分析,研究表明,地震和火灾引起的结构反应在某种程度上是相互解耦的,抗震性能的提高并不一定能提高防火性能,低地震活动区和高地震活动区的建筑防火性能都应该独立考虑;文献[7]通过 ANSYS 有限元软件在考虑温度梯度影响下对不同参数的震后火灾下 K 字型钢管节点进行数值分析,结果表明,防火层厚度、损伤程度、支撑与弦杆之间的壁厚比等参数对节点耐火极限有着显著影响。

目前国内外学者对钢-混组合结构、混凝土结构、钢结构在地震火灾双重作用下的力学行为进行一系列研究,但是关于型钢混凝土(steel reinforced concrete, SRC)框架节点的震损火灾试验和模拟鲜有报道, SRC 空间节点是指在 SRC 框架中连接梁柱的核心部分以及延伸的梁端柱端部分,处于非常复杂的受力状态,节点的安全可靠将决定着框架的可靠性。

本文针对 SRC 节点在震损后火灾下的耐火性能和耐火极限变化规律进行分析研究,对采取加固措施减少经济损失、增加人群逃生救援时间有重要意义,并且为研究损伤节点在火灾后的剩余承载力和损伤节点升降温全过程变化提供

参考。

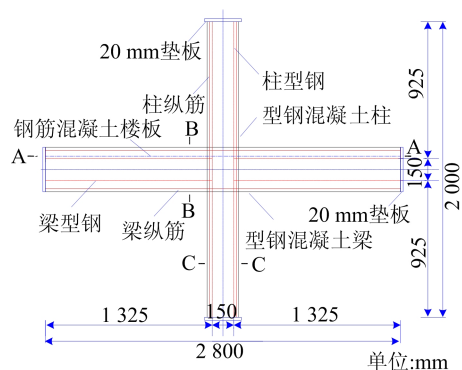
1 节点试件设计

本文参考文献[8-10]SRC 柱-SRC 梁节点试验构造尺寸,并结合结构设计标准规范进行设计,取轴压比为 0.6,节点柱高 2 000 mm,截面尺寸为 250 mm×250 mm,节点梁长为 2 800 mm,截面尺寸为 200 mm×300 mm;柱内部配有十字型钢,柱型钢截面尺寸($h_w \times b_f \times t_w \times t_f$)为 150 mm×70 mm×6 mm×8 mm,梁内部配 H 型钢,梁型钢截面尺寸($h_w \times b_f \times t_w \times t_f$)为 150 mm×70 mm×6 mm×8 mm,柱型钢在节点区贯通,梁型钢在节点区断开,在梁上下翼缘处对应的柱部位设置加劲肋,加劲块厚度同型钢梁上下翼缘厚度,型钢均采用 Q235;梁柱纵筋为 4 Φ 20,梁纵向钢筋穿过节点区域,梁柱箍筋为 ϕ 8@60(40),对节点梁柱端部箍筋进行加密,根据金属材料拉伸试验第 1 部分:室温试验方法测定钢材的力学性能,结果见表 1 所列。

SRC 节点梁和柱混凝土强度等级采用 C50 混凝土,梁柱保护层厚度取 20 mm,楼板采用钢筋混凝土楼板,根据混凝土结构设计规范中相关规定,节点楼板混凝土强度等级取 C40,钢筋混凝土楼板厚度取 60 mm,宽度取自梁跨度,保护层厚度取 20 mm,节点楼板钢筋采用单层布置,板内纵向钢筋取 ϕ 10@120。SRC 空间节点尺寸构造如图 1 所示。

表 1 钢材的力学性能

钢材种类	屈服强度 f_y /MPa	极限强度 f_u /MPa	弹性模量 E /(N/mm ²)
HPB300 ϕ A8	309	480	2.0×10^5
HRB400 Φ 20	448	613	2.1×10^5
钢板 6 mm	245	395	2.0×10^5
钢板 8 mm	230	388	2.0×10^5



(a) SRC空间节点立面图

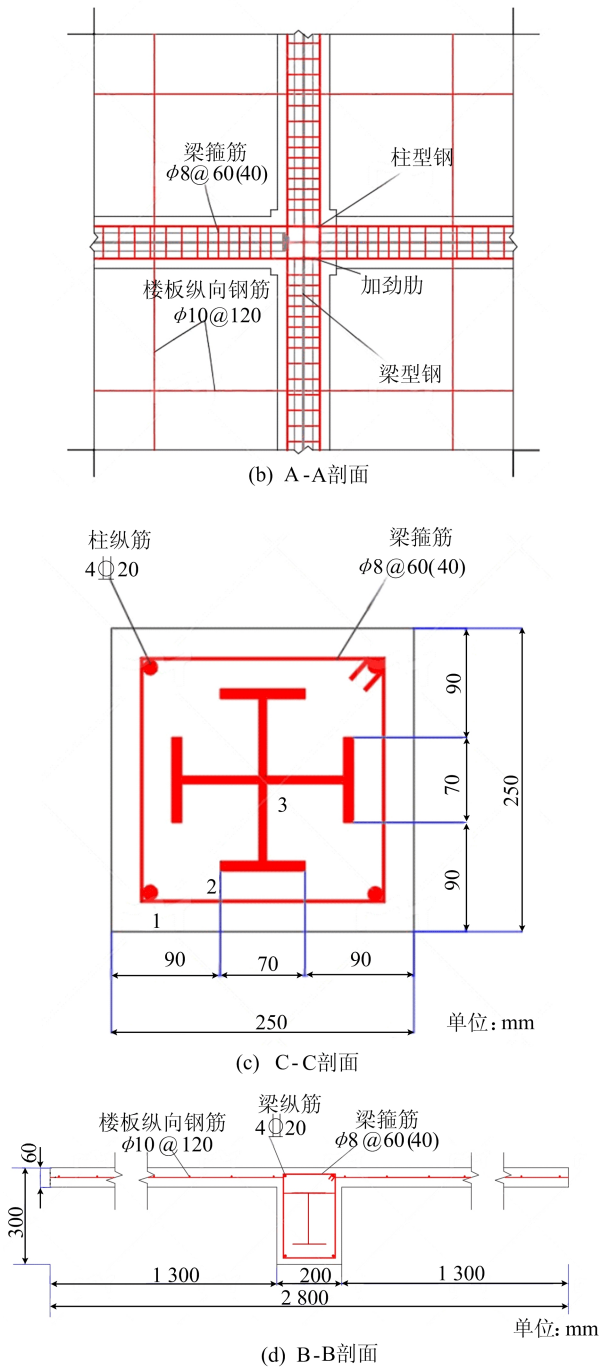


图 1 SRC 空间节点构造示意图

2 数值模型的建立

震损后的 SRC 空间节点耐火极限有限元模型建立过程主要分为 3 步:① 对 SRC 节点试件施加单向循环往复荷载,使节点产生不同程度的变形和应力,作为节点地震损伤模型;② 建立 SRC 节点温度场模型,获取节点在不同工况下的结点处温度;③ 利用 ABAQUS 的 ininitial 功能,将节点在滞回分析中不同程度的应力应变状态作为火灾模型的初始损伤状态导入进去,同时对节

点进行升温,计算节点耐火极限。

2.1 材料本构关系模型

在以往型钢混凝土组合结构火灾模拟中,文献[11-13]分别对火灾下型钢混凝土柱、节点、框架的温度场计算时,均采用文献[14]提出的钢材和混凝土热工模型与高温本构模型,所得数值分析结果与 SRC 结构火灾试验结果基本一致;本文在模拟中也采用与文献[14]相同的模型进行节点耐火性能计算分析。

2.1.1 钢材与混凝土的热工参数

在文献[14]提出的模型中,当钢材温度升高到临界值,导热系数停止下降并趋于常数,计算公式为:

$$\lambda_s = \begin{cases} -0.022T + 48, & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 900^\circ\text{C}; \\ 28.2, & T > 900^\circ\text{C} \end{cases} \quad (1)$$

混凝土在低温时导热能力变化不明显,随着温度升高,导热能力逐渐下降,文献[14]给出的混凝土导热系数计算公式为:

$$\lambda_c = \begin{cases} 1.355, & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 293^\circ\text{C}; \\ -0.001241T + 1.7162, & T > 293^\circ\text{C} \end{cases} \quad (2)$$

对于钢材和混凝土比热容,文献[14]将钢材与混凝土的比热容 c_s 和容重 γ_s 组合起来,用分段方程式的形式给出表达式。

2.1.2 钢材的高温力学性能

从以往模拟结果来看,结构在火灾模拟全过程选择统一的材料本构模型可以使得材料性能在不同阶段过渡平稳、收敛更容易,模拟结果更贴合实际。高温材料本构在温度趋近 0°C 时为常温本构,本文在模拟过程中,反复荷载阶段采用高温材料本构的常温值,高温下钢材应力-应变方程式^[14]为:

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f(T, 0.001)}{0.001} \epsilon_s, & \epsilon_s \leq \epsilon_p; \\ \frac{f(T, 0.001)}{0.001} \epsilon_p + f(T, (\epsilon_s - \epsilon_p + 0.001)) - f(T, 0.001), & \epsilon_s > \epsilon_p \end{cases} \quad (3)$$

其中:

$$\begin{aligned} \epsilon_p &= 4 \times 10^{-6} f_y; \\ f(T, 0.001) &= (345 - 0.276T) \{1 - \exp[-30 + 0.03T] \sqrt{0.001}\}; \\ f(T, (\epsilon_s - \epsilon_p + 0.001)) &= \{1 - \exp[-30 + 0.03T] \sqrt{\epsilon_s - \epsilon_p + 0.001}\} \times \end{aligned}$$

(345 - 0.276T)。

升温过程中钢材的屈服强度 $f_{yh}(T)$ 、弹性模量 $E_{sh}(T)$ 、屈服应变 $\epsilon_{yh}(T)$ 的曲线变化公式为:

$$f_{yh}(T) = \frac{f(T, 0.001)}{0.001} \epsilon_{yh} = 4 \times 10^{-3} f(T, 0.001) f_y;$$

$$E_{sh}(T) = \frac{f(T, 0.001)}{0.001} = 6.9(50\ 000 -$$

$$40T) \{1 - \exp[-(-30 + 0.03T) \sqrt{0.001}]\};$$

$$\epsilon_{yh}(T) = \epsilon_p = 4 \times 10^{-6} f_y。$$

钢材泊松比在温度作用下变化不明显,考虑温度对钢材泊松比的影响,统一取为常温值。钢材热膨胀系数计算为:

$$\alpha_s = \begin{cases} (0.004T + 12) \times 10^{-6}, & T < 1\ 000\ ^\circ\text{C}; \\ 16 \times 10^{-6}, & T \geq 1\ 000\ ^\circ\text{C} \end{cases} \quad (4)$$

2.1.3 混凝土力学高温性能

在 SRC 节点中涉及以下 2 种混凝土关系:在 SRC 柱中被十字型钢约束的核心混凝土和其余梁板柱普通混凝土。在考虑温度对材料的影响下,文献[15]提出的适用于钢管核心混凝土的高温本构关系,本文将型钢约束混凝土等效成方钢管核心混凝土,采用高温下方钢管核心混凝土应力-应变模型进行计算,往复荷载下的受压核心混凝土选取该模型常温段,具体参数详情见文献[15],计算公式为:

$$y = \begin{cases} 2x - x^2, & x \leq 1; \\ \frac{x}{\beta(x-1)^\eta + x}, & x > 1 \end{cases} \quad (5)$$

参数计算公式为:

$$x = \frac{\epsilon}{\epsilon_0^T}; y = \frac{\sigma}{\sigma_0^T}; \sigma_0^T = f_c' / \left[1 + a \left(\frac{T-20}{1\ 000}\right)^b\right];$$

$$a = 0.017f_c' + 7.83; \quad b = -0.016f_c' + 3.77;$$

$$\epsilon_0^T = \epsilon_c(T) + 800 \times 10^{-6} \xi^{0.2} \times$$

$$\left[1 + 0.18 \times \left(\frac{T-20}{100}\right)^{2.2}\right];$$

$$\epsilon_c(T) = (1\ 300 + 12.5f_c') \times 10^{-6} \left[1 + 0.18 \times \left(\frac{T-20}{100}\right)^{2.2}\right];$$

$$\beta = (f_c')^{0.1} / (1.2 \sqrt{1 + \xi});$$

$$\eta = 1.6 + 1.5/x; \quad \xi = A_s f_y / (A_c f_{ck})。$$

其中, ξ 、 A_s 、 A_c 、 f_c' 、 f_y 、 f_{ck} 分别为考虑温度影响的约束效应系数、钢管截面面积、核心混凝土截面面积、常温下混凝土圆柱体抗压强度、常温下钢材屈服强度、常温下混凝土轴心抗压强度。

普通混凝土选用文献[14]给出的包含常温、

升温 2 个阶段的混凝土高温本构模型,该模型隐含混凝土高温徐变影响,具体计算公式为:

$$\sigma_c = \begin{cases} f_c'(T) \left[1 - \left(\frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_{cr}}{\epsilon_{\max}}\right)^2\right], & \epsilon_{cr} \leq \epsilon_{\max}; \\ f_c'(T) \left[1 - \left(\frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_{cr}}{3\epsilon_{\max}}\right)^2\right], & \epsilon_{cr} > \epsilon_{\max} \end{cases} \quad (6)$$

式(6)中:

$$\epsilon_{\max} = 0.002\ 5 + (6T + 0.04T^2) \times 10^{-6};$$

$$f_c'(T) = \begin{cases} f_c', & 0\ ^\circ\text{C} < T \leq 450\ ^\circ\text{C}; \\ f_c' \left[2.011 - 2.353 \left(\frac{T-20}{1\ 000}\right)\right], & 450\ ^\circ\text{C} < T \leq 874\ ^\circ\text{C}; \\ 0, & T > 874\ ^\circ\text{C}. \end{cases}$$

其中, ϵ_{cr} 、 ϵ_{\max} 、 f_c' 为高温混凝土瞬时应变、高温混凝土最大应变、常温下混凝土圆柱体抗压强度。

高温下核心混凝土和普通混凝土受拉行为均采用文献[16]给出的高温混凝土受拉本构模型,计算公式为:

$$\sigma_{ct} = \begin{cases} E_c(T)\epsilon, & \epsilon \leq \epsilon_{cr}; \\ f_t'(T) - 0.1f_t'(T) \frac{\epsilon - \epsilon_{cr}}{\epsilon_{cr}}, & \epsilon_{cr} < \epsilon \leq 2\epsilon_{cr}; \\ 0.9f_t'(T), & \epsilon > 2\epsilon_{cr} \end{cases} \quad (7)$$

其中: $\epsilon_{cr} = f_t'(T)/E_c(T)$; $f_t'(T) = 0.09f_c(T)$ 。高温下混凝土的弹性模量取应力-应变关系曲线基于 ECCS 标准[17]:

$$E_c(T)/E_c =$$

$$\begin{cases} 1.00 - 1.75 \times 10^{-3}T, & 0\ ^\circ\text{C} < T \leq 200\ ^\circ\text{C}; \\ 0.92 - 0.923 \times 10^{-3}T, & 200\ ^\circ\text{C} < T \leq 700\ ^\circ\text{C}; \\ 0.25, & 700\ ^\circ\text{C} < T \leq 800\ ^\circ\text{C} \end{cases} \quad (8)$$

常温下混凝土泊松比一般取 0.2,高温下混凝土的泊松比选用文献[18]的模型,表达式为:

$$v(T) = \begin{cases} v \left(0.2 + 0.8 \times \frac{500 - T}{480}\right), & T \leq 500\ ^\circ\text{C}; \\ 0.2v, & T > 500\ ^\circ\text{C} \end{cases} \quad (9)$$

混凝土的热膨胀系数与骨料类型、颗粒级配、结构尺寸、升温速率、升温条件等因素均有关系,结合上述影响因素,文献[14]所给混凝土高温膨胀模型计算式为:

$$\alpha_c = (0.008T + 6) \times 10^6 \quad (10)$$

2.2 网格划分、边界条件及加载方式

在 SRC 空间节点模型中,考虑到后续多场耦合问题,为保证合理性和准确性,垫板和混凝土及

型钢单元类型均采用实体单元 C3D8R;钢筋采用只考虑轴力的桁架单元 T3D2。梁柱空间节点模型所有部分均采用结构化网格划分,整个过程要求网格划分一致,可在温度场模型的基础上,建立地震损伤模型和损伤后耐火极限模型。

节点有限元模型网格划分如图2所示。本文模拟过程只考虑SRC节点的宏观变形,忽略型钢与混凝土间的黏结滑移,型钢与混凝土间采用绑定连接,钢筋使用内置区域放于混凝土内,为防止应力集中,在柱端、梁端施加荷载处放置垫板,垫板采用刚体约束,垫板与混凝土间采用绑定连接。

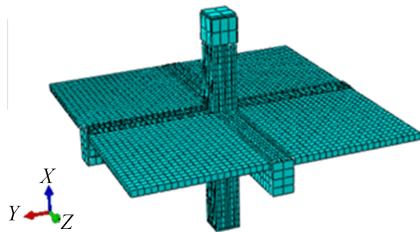


图2 SRC空间节点有限元网格划分

根据建筑抗震试验规程 JGJ/T101—2015,为更好反映结构实际工作状态,同时考虑 $P-\Delta$ 效应影响,模拟节点实际受力行为宜采用柱端加载,直至承载力下降到最大荷载 P_{max} 的 85%,此时所对应的位移为节点极限位移 Δ_u 。节点模型中柱沿 Z 轴方向,2根正交梁分别沿 X、Y 方向,对柱底部采用铰接连接,即约束 X、Y、Z 方向,使柱底部可以绕 X、Y 轴转动。在模拟低周反复加载下,对 SRC 空间节点加载模拟分为以下 2 个步骤:第 1 个分析步中,约束梁端 X、Y 向位移,同时对柱顶施加轴向力到达预期值;第 2 个分析步中,约束梁端 Z 向位移,从 X 负向向正向施加往复位移荷载,直到试件达到预期承载力。节点模型荷载与边界条件如图 3 所示。

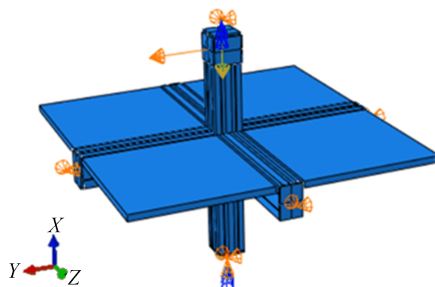


图3 SRC空间节点边界条件加载

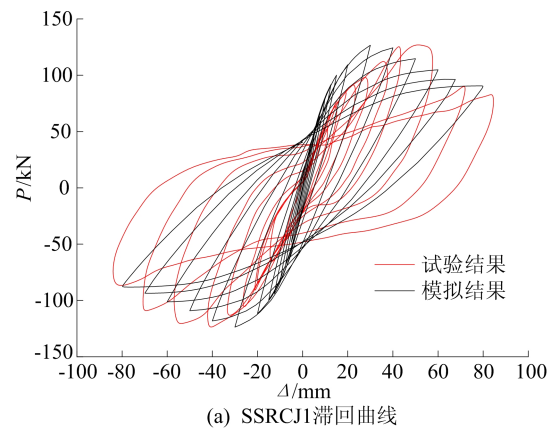
3 节点模型验证

对于 SRC 节点在地震火灾耦合作用下的研

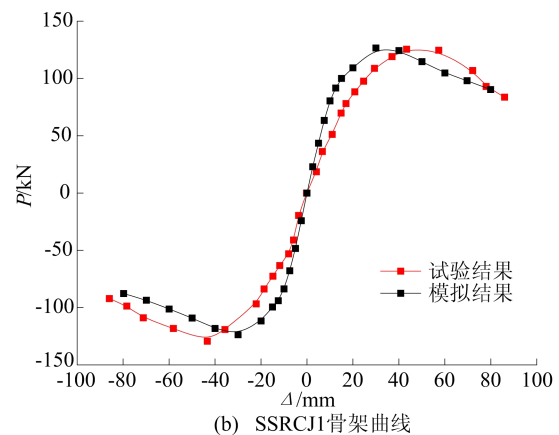
究在国内外鲜有报道,本文对 SRC 节点在抗震和火灾下的试验成果分别进行有限元模拟,验证所选取的材料本构模型、材料热工参数及建模方法的合理性,适用于本文所需要模拟的 SRC 空间梁柱节点的震损火灾耦合分析。

3.1 滞回模型验证

采用有限元软件对已有 SRC 相关抗震试验结果进行数值模拟,试件设计尺寸参数见文献[8]中 SRC 节点试件 SSRCJ1。节点试件滞回曲线和骨架曲线试验结果与模拟结果对比如图 4 所示。



(a) SSRCJ1滞回曲线



(b) SSRCJ1骨架曲线

图4 SSRCJ1滞回曲线与骨架曲线对比

两者刚度变化、极限位移基本一致,曲线变化趋势吻合度较高,节点区域均发生剪切破坏,捏缩效果较为接近。

3.2 火灾模型验证

采用上述方式对已有的节点火灾试验进行有限元模拟,进一步验证数值模型的合理性,节点尺寸参数和荷载条件见文献[12]的试件 JS1 和文献[11]的试件 JSRC1,JS1 和 JSRC1 节点试件位移、挠度与受火时间的关系曲线如图 5 所示。本文火灾模拟忽略型钢与混凝土之间的接触热阻,并假设完全传热。图 5 中节点试验结果考虑实际因素,存

在差异,模拟值与文献中的柱端和梁端位移趋势相同,梁柱端位移与耐火极限误差在 10%以内。

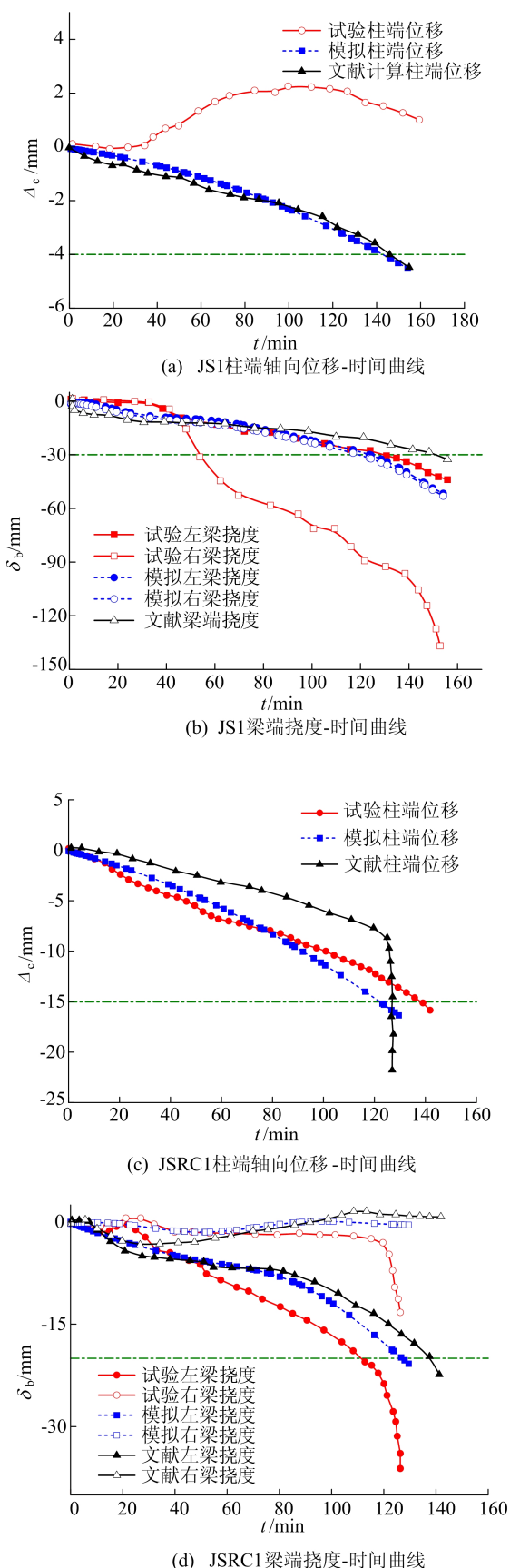


图 5 节点试件 JS1、JSRC1 位移、挠度与时间的关系曲线

从图 4、图 5 可以看出,滞回模型和火灾模型的数值模拟结果与试验结果吻合良好,所建模型较为合理,选取的建模方法和材料本构适用于后续震损后 SRC 空间节点的耐火性能分析。

4 损伤 SRC 节点耐火性能分析

为了建立经历地震后 SRC 空间节点火灾有限元模型,需要对节点进行循环反复加载并合理选取地震损伤模型,模型耐火性能计算时主要以柱轴向变形和梁端挠度位移为主,取柱火荷载比 0.6,梁火荷载比 0.4;模型边界条件为:柱顶限制 X、Y 这 2 个方向平动,柱底使用铰接约束,梁端放开 Z 向,约束 X、Y 方向。

4.1 损伤机理与损伤指数

4.1.1 损伤指数

目前的损伤指数计算模型主要是以 Park-Ang 模型为基础演变而来的,只是在组合形式上各不相同,不同的结构形式因其受力行为不同采用不同的组合形式和组合系数去变换,文献[19]在基于 Park-Ang 损伤模型并考虑框架节点的受力特性以及数值收敛问题上提出 SRC 节点地震损伤模型,本文采用该模型近似计算损伤指数,公式为:

$$D = (1 - \eta) \frac{\delta_i - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \eta \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{F_y(\delta_u - \delta_y)} \quad (11)$$

4.1.2 损伤机理

损伤指数 D 通过柱端往复循环加载得到,损伤指数按式(11)近似计算,组合系数通过节点实际构造参数按文献[19]中提供的方法计算,计算值见表 2 所列。

表 2 地震损伤指数计算值

最大水平加载位移	D
0	0
$0.25\Delta_y$	0.030
$0.70\Delta_y$	0.189
$1.00\Delta_y$	0.417
$1.50\Delta_y$	0.853
$2.00\Delta_y$	1.000

文献[20]研究结果表明,型钢混凝土框架节点在反复荷载作用下的损伤过程主要有以下 4 个阶段:① 无损伤阶段;② 损伤开始发展阶段;③ 损伤稳定发展节点;④ 损伤急剧发展阶段。损伤过程如图 6 所示。

与上述过程类似,本文节点损伤也经历以下阶段:① SRC 空间节点在加载初期,完全处于弹性阶段,损伤程度接近 0;② 随着加载位移的增大,节点

的累积耗能不断增加,损伤指数开始不断增加,损伤指数在 0.1 左右;③ 型钢与混凝土随着加载方向不断变化,处于复杂受力状态中,混凝土作为脆性材料在该受力状态下塑性应变不断累积,当位移荷载增大到屈服位移后,节点区域随着柱型钢逐渐屈服,损伤指数直接从 0.189 上升到 0.417;④ 节点试件屈服之后的阶段,损伤指数增加程度更为迅猛,从 0.4 增加 1.0,节点损伤急剧加重,混凝土被压碎,意味着节点丧失承载力。

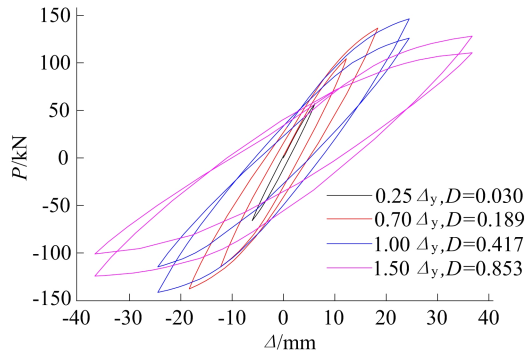


图 6 SRC 节点损伤过程

4.2 节点温度场分析

火灾升温曲线采用 ISO-834 标准升温曲线对节点进行温度场分析。文献[21]表明在实际火灾中,受火部位和受火温度并非均匀分布,平面框架结构发生火灾时,中柱节点可能会有多种受火形式,火灾工况不同导致节点的力学反应也有所不同,考虑到实际工程中火灾特点, SRC 节点以下面 2 种受火工况为主:工况 1 节点楼下部单侧受火,柱为非均匀受火(3 面受火),受火方向选择 X 正向梁板受火,其余不受火;工况 2 节点楼下部双侧受火,其余不受火。工况 1、工况 2 受火位置如图 7 所示。

为了清楚描述节点升温的过程,文中提取梁柱非节点区域截面云图、梁柱节点核心区截面温度云图,升温时间均为 120 min。

火灾工况 1 节点温度分布云图如图 8 所示。由图 8 可知,3 面受火条件下的 SRC 柱截面温度分布呈现一个 U 型界面,背火面区域温度明显小于受火面区域,截面上、下两侧均匀受火,温度不仅从柱截面内部热传导,还通过两侧温度对流交换,同时型钢与混凝土传热能力的不同,使得背火面温度变化比较复杂,柱背火面温度保持在 100 °C 以下,节点区域温度同样分层明显,核心区温度大约为 100 °C,而梁受火面区域与工况 1 温度分布一致,非受火区温度则逐渐过渡到 100 °C 以下。

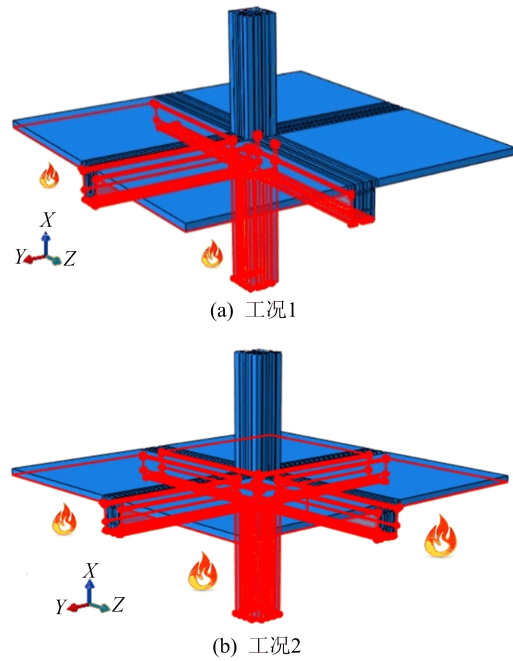
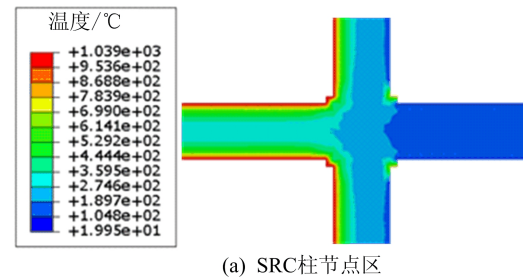
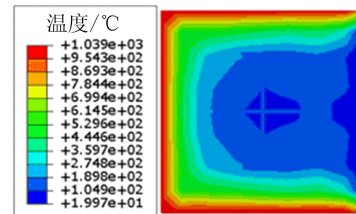


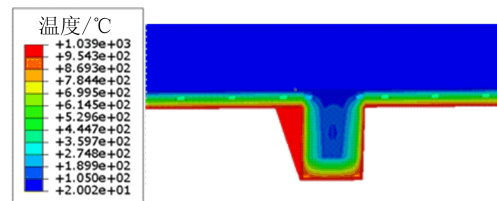
图 7 火灾工况环境位置示意图



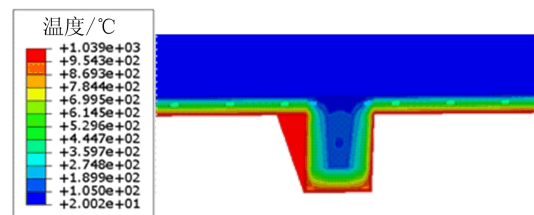
(a) SRC 柱节点区



(b) SRC 柱非节点区



(c) SRC 梁节点区



(d) SRC 梁非节点区

图 8 工况 1 SRC 节点梁柱截面温度云图

火灾工况 2 节点温度分布云图如图 9 所示。

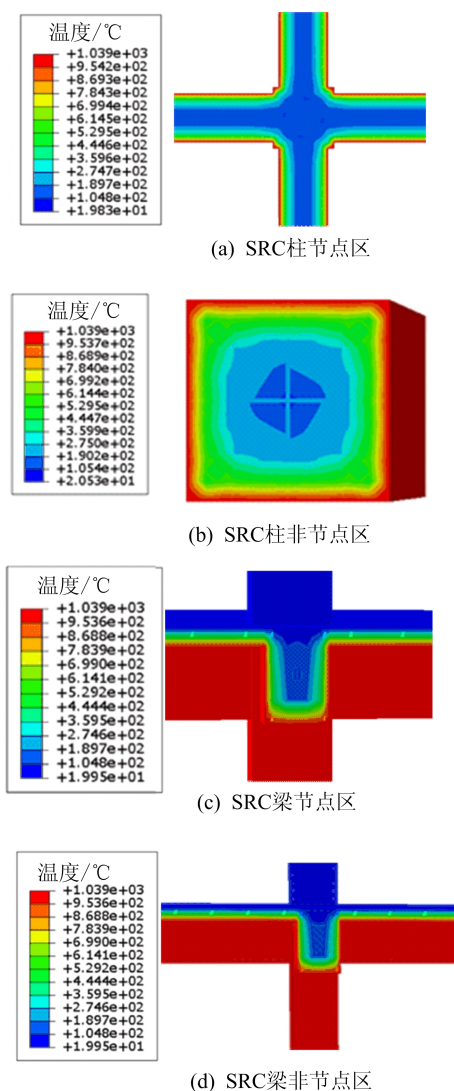


图 9 工况 2 SRC 节点梁柱截面温度云图

工况 2 温度从外向内缓慢传递过程中,呈现出外部较高,越靠近内部较低的趋势,柱节点区域在受火 120 min 后温度维持在较低的水平,在 200 °C 左右,梁节点核心区温度在 200~300 °C 之间;节点区温度高于非节点区,这与以往的 SRC 节点火灾试验结果相吻合,比较 2 种火灾工况下梁柱截面及节点核心区温度大小,在梁柱截面内部以及节点核心区域,相对于工况 1,工况 2 下 SRC 空间节点的温度上升幅度接近 50%,受火面积的变化使得节点温度场分布差异显著。

4.3 震损节点火灾下变形过程和破坏模式

对 SRC 节点 2 种火灾工况下的试件,取损伤指数 $D=0.417$ 时耐火极限模型来分析比较。在不同火灾工况下处于中度损伤程度 SRC 节点达到耐火极限时均以柱破坏模式失效承载力, SRC 柱破

坏下耐火极限大于在同一参数下梁破坏的耐火极限,但火灾下柱破坏的后果往往大于梁破坏。火灾下节点柱破坏过程有膨胀、压缩、破坏这 3 个阶段。耐火极限本质为结构或构件失去承载能力或变形过大或完整性缺失达不到防火作用。参考文献 [22], SRC 节点耐火极限可通过柱轴向和梁竖向的位移量、位移速率达到极限值来判定梁柱构件达到耐火极限,也意味着节点达到耐火极限,损伤节点仅为节点梁柱以及核心区的材料性能退化结果,其余结构形式与力学作用并未发生根本改变,故损伤 SRC 节点耐火极限判定标准与未损伤下相同,节点达到耐火极限判定标准为以下情况之一:① 柱轴向压缩量 Δ_c 达到 $0.01H$ 且轴向压缩速率 Δ_{cv} 超过 $0.003H$, H 为柱的受火高度;② 梁板最大挠度 δ_b 达到 $L^2/(400h)$, 同时当挠度 δ_b 超过 $L/30$ 后变形速率 δ_{bv} 超过 $L^2/(9\ 000h)$, h 为梁拉压区边缘间距离;③ 最大挠度 δ_b 达到 $L^2/(400h)$, 但当挠度 δ_b 超过 $L/30$ 后变形速率 δ_{bv} 不超过 $L^2/(9\ 000h)$, 如果存在梁柱节点破损严重,那么无法保持正常使用状态,也认为节点发生破坏, Δ_c 、 δ_b 单位为 mm, Δ_{cv} 、 δ_{bv} 单位为 mm/min。根据判定标准按照实际节点试件计算出柱的轴向压缩量和压缩速率分别为 8.5 mm 和 2.55 mm/min, 梁的最大挠度和变形速率分别为 70 mm 和 2.904 mm/min。

楼板下部双侧火灾工况下的 SRC 空间节点在无损伤和有损伤 ($D=0.417$) 状态下达到耐火极限时的破坏模式如图 10 所示。

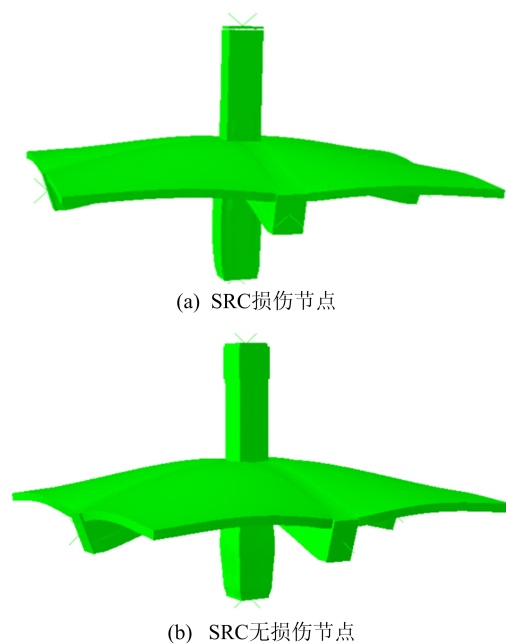


图 10 同种工况下 SRC 损伤节点与 SRC 无损伤节点破坏模式

图 10 节点在有无地震损伤情况下的破坏模式极为相似,均为下部受火柱压缩变形过大导致的柱端破坏。损伤状态的型钢混凝土节点由于经历了反复荷载,节点梁柱及核心区存在较大的剪切变形和混凝土裂缝扩展,在火灾下有损伤的节点变形更大,破坏更为迅速,由于往复荷载下节点变形不一致,材料鼓曲损伤出现的部位不同,损伤严重程度也不同,有损伤的节点在损伤严重部位经历火灾时材料劣化更快,节点柱在损伤严重的薄弱部位,存在一定的侧向失稳倾向;损伤程度和损伤类型是节点破坏模式改变的主要影响因素,相对于无损伤节点,存在损伤节点的破坏模式可能更加复杂。

型钢混凝土空间节点在 2 种火灾工况下并处于同一中度损伤($D=0.417$)状态时破坏形式如图 11 所示。

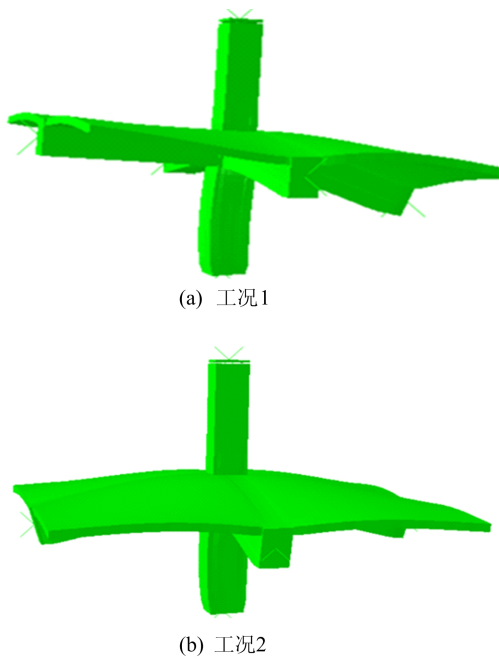
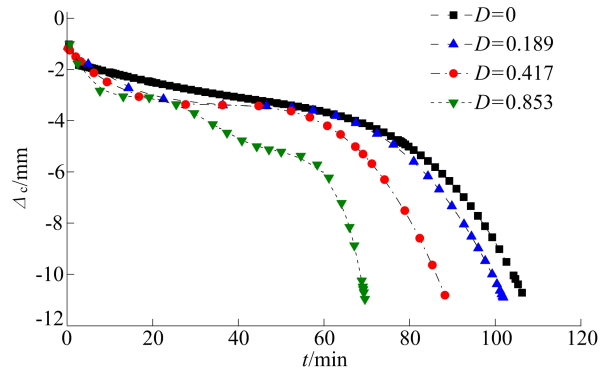


图 11 2 种工况下 SRC 损伤节点破坏形式

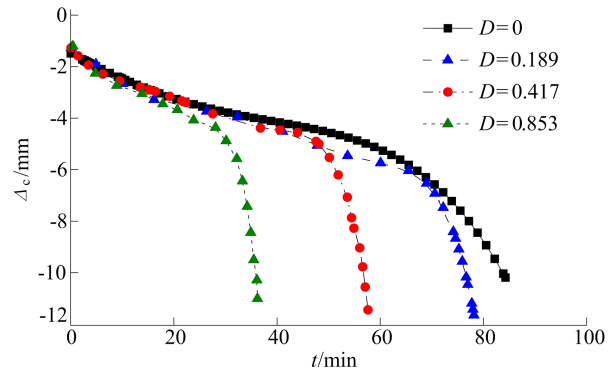
中度损伤的 SRC 节点在楼板下部单侧受火工况下达到耐火极限破坏是由于下柱受火弯曲变形过大,与楼板下部双侧受火不同,单侧受火的节点柱在受火面的材料相对于非受火面劣化迅速,受火面混凝土受热膨胀,而非受火面变化缓慢,导致节点柱不同面变形不一致。虽然受火面受热膨胀,但是材料退化明显,受火面所在区域承载力下降较快,节点向受火部位倾倒;而双侧受火则为下部均匀受火,受火面积更大,承载力退化明显,以柱压缩变形达到极限破坏。

4.4 火灾工况与损伤大小对节点耐火极限影响

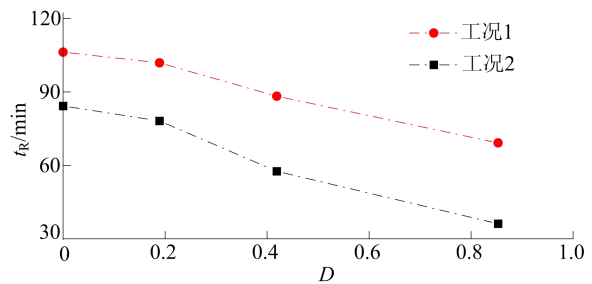
从上述破坏过程可以得出 2 种火灾工况下 SRC 节点都是以柱失效导致节点破坏的,故通过柱端轴向位移-受火时间曲线来描述 SRC 耐火极限变化, SRC 节点耐火极限变化如图 12 所示。



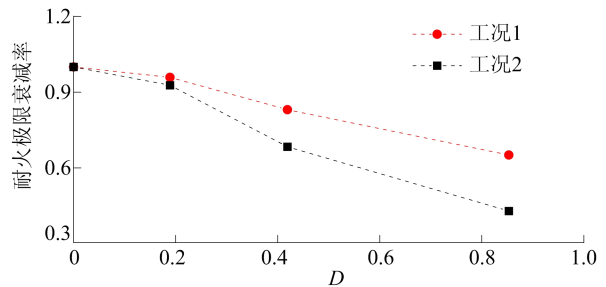
(a) 工况1SRC 损伤节点柱轴向位移-时间曲线



(b) 工况2SRC 损伤节点柱轴向位移-时间曲线



(c) SRC 损伤节点耐火极限变化



(d) SRC 损伤节点耐火极限折减率变化

图 12 SRC 损伤节点不同火灾工况下耐火极限对比

由图 12 可知:随着损伤指数增大,耐火极限

逐渐下降;在损伤程度较大和较小时,耐火极限随损伤指数变化相对稳定,在损伤前期,节点处于弹性变形状态,耐火极限与未损伤节点相差不多,损伤程度接近破坏时,耐火极限下降趋于稳定;不同火灾工况下节点耐火极限变化也不同,工况 2 的受火区域面积相对工况 1 较大,材料劣化速度加快,耐火极限下降速率则更快。

由图 12c 可知:2 种工况下在 $D=0$ 无损伤时,工况 1 耐火极限值为 106.24 min,工况 2 耐火极限值为 84.26 min;当 $D=0.189$ 时,损伤指数较小,工况 1 耐火极限下降 6.20%,工况 2 耐火极限下降为 7.24%,震后节点耐火极限下降幅度小;当 $D=0.417$ 时,工况 1 耐火极限下降 17.00%,工况 2 耐火极限下降为 31.60%;当 $D=0.853$ 时,工况 1 耐火极限下降 34.90%,工况 2 耐火极限下降为 57.00%,耐火极限大幅下降。

从上述分析来看,对于 SRC 节点,损伤程度是其耐火极限的重要影响因素,损伤程度越重说明节点破坏部位越多,破坏程度也越大,节点的耐火下降也会更多;经历地震作用的节点出现损伤的部位不同,在非均匀火灾下,损伤严重部位处于受火面,节点变形更快,耐火极限更短,损伤严重部位处于非受火面则节点变形减慢,耐火极限有所提高。

5 结 论

本文对震损后的型钢混凝土空间节点在不同火灾工况下的耐火极限规律进行了数值分析,可得出主要结论如下:

1) 不同火灾工况下,SRC 节点区域温度小于非节点区域温度,在节点区域,梁截面温度高于柱截面温度;在不同的受火工况下节点火灾部位不同,因受火面积影响,工况 1 节点核心区温度小于工况 2 核心区温度;由于火灾工况的不同和材料传热能力的影响,节点核心区等温线呈现不同形状,工况 1 等温线为 U 型分布,工况 2 等温线从外到内均匀分布,工况 2 节点核心区温度相对工况 1 的温度要上升接近 50%,受火面积的变化使得节点温度场分布差异显著。

2) 在高温作用下,2 种工况的 SRC 节点达到耐火极限破坏,损伤程度大小对节点破坏模态影响较小,均以高温材料退化下柱端压缩变形破坏;楼板下部双侧受火工况下,同样节点以下部受火柱压缩变形达到极限而破坏,楼板下部单侧受火则是以下部受火柱受火侧材料退化,承载力达到

极限,同时受火梁挠度过大,节点发生柱压弯破坏。

3) SRC 空间节点耐火极限整体变化趋势与损伤程度呈负相关,当加载幅值未达到屈服位移时,工况 1、工况 2 耐火极限下降分别 6.20%、7.24%,均在 10% 以内,损伤程度对于节点的耐火极限影响较小;当加载幅值接近极限位移时,工况 1、工况 2 耐火极限下降到 34.90%、57.00%,此时工况 2 损伤节点的耐火极限衰减为未损伤节点的 1/2,损伤程度越大,耐火极限衰减越多。

4) 处于同一损伤程度在不同火灾工况时,SRC 节点会随着受火面积增大,耐火极限降低速率也在上升,接近节点破坏时,工况 2 节点的耐火极限下降幅值接近工况 1 的 2 倍。

[参 考 文 献]

- [1] IMANI R, MOSQUEDA G, BRUNEAU M. Experimental study on post-earthquake fire resistance of ductile concrete-filled double-skin tube columns[J]. Dissertations & Theses Gradworks, 2015, 141(8):92-101.
- [2] IMANI R, MOSQUEDA G, BRUNEAU M. Finite element simulation of concrete-filled double-skin tube columns subjected to post-earthquake fires[J]. Dissertations & Theses Gradworks, 2015, 141(12):55-69.
- [3] WANG J H, KUNNATH S, HE J, et al. Post-earthquake fire resistance of circular concrete-filled steel tubular columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2020, 146(6):04020105.
- [4] BEHNAM B, RINAGH H R, LIM P J. Numerical evaluation of the post-earthquake fire resistance of CFRP-strengthened reinforced concrete joints based on experimental observations[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2016(1/2):20.
- [5] SHAH A H, SHARMA U K, BHARGAVA P. Bantia-Basheer special issue on advances in science and technology of concrete outcomes of a major research on full scale testing of RC frames in post-earthquake fire[J]. Construction and Building Materials, 2017, 155:122-124.
- [6] CHICCHI R, VARMA A. Assessment of post-earthquake fire behavior of a steel MRF building in a low seismic region [J]. International Journal of Steel Structures, 2018, 18: 1470-1481.
- [7] XU J, WU S, HAN J, et al. Post-earthquake fire resistance of stainless steel K-joints considering gradient temperature effect[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 192:107219.
- [8] 王秋维,田贺贺,史庆轩,等. 扩大十字形截面型钢混凝土柱-SRC 梁节点抗震承载力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(10):96-104.
- [9] 陆洲导,陈宇,李凌志,等. 火灾后平面及空间混凝土梁柱节

- 点抗震性能试验研究[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2020, 48(3): 340-348.
- [10] 雷远德, 曲哲, 王涛. 钢筋混凝土空间框架底层梁柱节点双向往复加载试验研究[J]. 土木工程学报, 2014, 47(12): 64-72, 106.
- [11] HAN L H, ZHENG Y Q, TAO Z. Fire performance of steel-reinforced concrete beam-column joints[J]. Magazine of Concrete Research, 2009, 61(7): 409-428.
- [12] 宋天谥. 火灾后钢-混凝土组合框架梁-柱节点的力学性能研究[D]. 北京: 清华大学, 2010.
- [13] 谭清华. 火灾后型钢混凝土-柱平面框架力学性能研究[D]. 北京: 清华大学, 2012.
- [14] LIE T T. Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(5): 1489-1509.
- [15] 韩林海. 钢管混凝土结构: 理论与实践[M]. 3 版. 北京: 科学出版社, 2016: 109-110.
- [16] HONG S, VARMA A H. Analytical modeling of the standard fire behavior of loaded CFT columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(1): 54-69.
- [17] ECCS. Safety of steel structures[S]. Sweden: Technical Committee, 1985: 1-8.
- [18] GERNAY T, MILLARD A, FRANSSSEN J M. A multi-axial constitutive model for concrete in the fire situation: theoretical formulation[J]. International Journal of Solids and Structures, 2013, 50(22): 3659-3673.
- [19] 陈宗平, 徐金俊, 陈宇良, 等. 基于修正 Park-Ang 模型的型钢混凝土异形柱框架节点地震损伤研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(8): 90-98.
- [20] 曾磊. 型钢高强高性能混凝土框架节点抗震性能及设计计算理论研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2008.
- [21] 韩林海, 宋天谥, 周侃. 钢混凝土组合结构抗火设计原理[M]. 2 版. 北京: 科学出版社, 2017: 271-272.
- [22] ISO. Fire-resistance tests-elements of building construction-part 1: general requirements; ISO 834-1[S]. Geneva: International Organization for Standardization, 1999: 1-25.

(责任编辑 吴亮)

(上接第 1264 页)

- [9] WANG T, WANG Q S, SHI J, et al. Productivity prediction of fractured horizontal well in shale gas reservoirs with machine learning algorithms [J]. Applied Sciences, 2021, 11(24): 1-11.
- [10] ZHU Q, LIN B, YANG G, et al. Intelligent production optimization method for a low pressure and low productivity shale gas well [J]. Petroleum Exploration and Development, 2022, 49(4): 886-894.
- [11] LI D, ZHOU X, XU Y, et al. Deep learning-based analysis of the main controlling factors of different gas-fields recovery rate [J]. Energy, 2023, 285: 128767.
- [12] BAI S, KOLTER J Z, KOLTUN V. An empirical evaluation of generic convolutional and recurrent networks for sequence modeling[EB/OL]. (2018-03-03)[2024-05-01]. <https://arxiv.org/abs/1803.01271>.
- [13] WANG H, ZHANG Z. TATCN: time series prediction model based on time attention mechanism and TCN[C]//2022 IEEE 2nd International Conference on Computer Communication and Artificial Intelligence (CCAI). Beijing: IEEE, 2022: 26-31.
- [14] LI D, WANG Z, ZHA W, et al. Predicting production-rate using wellhead pressure for shale gas well based on Temporal Convolutional Network[J]. Journal of Petroleum Science and Engineering, 2022, 216: 110644.
- [15] 韩江峡, 薛亮, 位云生, 等. 基于深度自回归神经网络的多井产量概率预测[J]. 石油科学通报, 2024, 9(4): 679-689.
- [16] LI X, MA X, XIAO F, et al. A physics-constrained long-term production prediction method for multiple fractured wells using deep learning[J]. Journal of Petroleum Science and Engineering, 2022, 217: 110844.
- [17] SHIN H J, LIM J S, JANG I S. Probabilistic prediction of multi-wells production based on production characteristics analysis using key factors in shale formations [J]. Energies, 2021, 14(17): 5226.
- [18] SELVIN S, VINAYAKUMAR R, GOPALAKRISHNAN E A, et al. Stock price prediction using LSTM, RNN and CNN-sliding window model[C]//2017 International Conference on Advances in Computing, Communications and Informatics (ICACCI). Udupi: IEEE, 2017: 1643-1647.
- [19] 李道伦, 查文舒, 刘旭亮, 等. 深度学习网络在非常规油气开发中的应用研究[J]. 非常规油气, 2024, 11(6): 1-7.
- [20] HU X Y, LI B J, SHI J, et al. A novel forecasting method for short-term load based on TCN-GRU model[C]//2021 IEEE International Conference on Energy Internet (ICEDI). Southampton: IEEE, 2021: 79-83.
- [21] BAHDANAU D, CHO K, BENGIO Y. Neural machine translation by jointly learning to align and translate[EB/OL]. (2014-09-01)[2024-05-01]. <https://arxiv.org/abs/1409.0473>.
- [22] HE K, ZHANG X, REN S, et al. Deep residual learning for image recognition[C]//Proceedings of the IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition. [S. l.]: IEEE, 2016: 770-778.

(责任编辑 闫杏丽)