

火灾后钢筋套筒灌浆连接混凝土柱抗震性能研究

陈佳威¹, 李俊华^{1*}, 张振文¹, 郑家豪¹, 王守松²

(1. 宁波大学 土木与环境工程学院, 浙江 宁波 315211; 2. 泉州信息工程学院 土木工程学院, 福建 泉州 362000)

摘要: 目前套筒灌浆连接在装配式结构中运用越来越广泛, 为了研究火灾后钢筋套筒灌浆连接混凝土柱的抗震性能, 通过有限元软件 Abaqus 与 Python 程序结合对预制混凝土柱火灾后的抗震性能进行模拟, 并经试验验证了结果. 在此基础上分析了混凝土柱的滞回特性、骨架曲线, 研究了剪跨比、轴压比、受火时间等因素对火灾后钢筋套筒灌浆连接混凝土柱耗能能力、延性系数、承载力等抗震性能指标的影响. 结果表明: 受火时间越长, 试件的滞回曲线捏拢现象越明显, 峰值荷载明显降低, 受火 60、90、120 min 后, 峰值荷载分别降低 26.2%~34.4%、31.8%~43.2%、39.9%~50.3%. 火灾损伤会影响预制试件的延性, 受火 60、90、120 min 后预制试件的延性系数分别减小 4.2%~28.4%、13.9%~35.8%、25.4%~33.5%. 火灾后, 预制柱的耗散能系数降低, 降低趋势与现浇试件相似; 初始刚度随着火灾时间的增长明显降低. 通过参数分析, 建立了火灾后套筒灌浆连接预制柱的承载力公式, 为火灾后同类构件承载力评估提供参考依据.

关键词: 装配式混凝土结构; 钢筋套筒灌浆连接; 火灾; 抗震性能

中图分类号: TU375.3

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2022) 04-0046-12

20 世纪 60 年代末, Alfred A. Yee 发明了钢筋套筒灌浆连接技术, 并将其用于连接 Ala Moana 酒店的框架柱^[1]. 此后, 钢筋套筒灌浆连接因具有锚固可靠、施工方便等优势, 在装配式混凝土结构中得到了广泛的应用. 因此, 众多研究者对套筒灌浆连接柱的抗震性能进行了研究. Xin 等^[2]研究了套筒连接对桥墩抗震性能的影响, 并提出了承载力估算方法. Xu 等^[3]研究发现套筒连接 RC 柱塑性铰区域采用 ECC 可以提高抗震性能. 章一萍等^[4]对 4 个套筒灌浆连接的短柱进行抗震性能研究, 指出预制试件可以等同于现浇试件进行设计. 然而, 伴随着装配式结构的普及, 结构在服役过程中面临火灾威胁. 火灾后, 钢筋与混凝土的力学性能大幅下降, 结构存在重大的安全隐患. 火灾后构件的力学性能试验是结构在火灾后加固修复及安全性评定的重要依据. 对此, 吴波等^[5]对 4 根 RC 柱进行了高温后抗震性能的研究, 发现高温后试件的强度、刚度、耗能等抗震指标随温度的升高而降低, 其中

刚度下降得最快. 徐玉野等^[6]进行了高温后混凝土短柱的抗震性能研究, 并提出了火灾后混凝土柱的抗剪承载力公式, 可用于短柱火灾后的损伤评定. 王元武^[7]研究了不同受火方式后混凝土短柱的抗震性能, 发现随着试件受火面数的增加, 试件内部的温度升高, 试件的抗剪承载力明显降低.

对地震多发区来说, 火灾后结构的抗震性能至关重要, 其中柱子的抗震性能对整体结构的抗震性能优劣有着决定性的影响. 本文通过对火灾后及常温下套筒灌浆连接预制柱的数值模拟, 研究火灾对于试件抗震性能的影响, 为火灾后钢筋套筒灌浆连接的装配整体式结构的加固与修复提供参考依据.

1 有限元模型的建立及验证

1.1 有限元模型概况

目前, 火灾后套筒灌浆连接混凝土柱抗震性能的研究鲜见报道, 因此本文对火灾后钢筋混凝

收稿日期: 2021-12-17.

宁波大学学报(理工版) 网址: <http://journalg.nbu.edu.cn/>

基金项目: 浙江省自然科学基金(LZ22E080002); 福建省自然科学基金(2021J01541).

第一作者: 陈佳威(1998-), 男, 浙江绍兴人, 在读硕士研究生, 主要研究方向: 装配式结构抗震研究. E-mail: chenjiawei_1998@163.com

*通信作者: 李俊华(1977-), 男, 湖南安仁人, 教授, 主要研究方向: 组合结构、结构抗震抗火及修复. E-mail: lijunhua@nbu.edu.cn

土柱的抗震性能试验结果和常温下套筒灌浆连接预制柱的抗震性能试验结果进行模拟,验证有限元模型的准确性.在此基础上,设计了80根火灾后套筒灌浆连接混凝土柱试件,考虑了受火时间、剪跨比、轴压比、混凝土强度、纵筋配筋率5个参数对混凝土柱抗震性能的影响.

除考虑参数外,单元类型的选取也会直接影响计算效率和计算精度.八节点线性六面体单元(C3D8R)适用于发生扭曲变形的部件,可以有效地避免单元剪切自锁的问题,其计算精度较高,但耗时较长.两节点线性三维桁架单元(T3D2)适用于承受拉压的构件,其弯曲分析的能力较差,但计算速度较快,且收敛性较好.综合考虑有限元模型的收敛性及精确性,套筒区域外部的钢筋主要受到轴向的拉力和压力,采用T3D2单元;混凝土、套筒、套筒区域内部的钢筋采用C3D8R单元.

确定参数变量后,为了分析不同受火时间后套筒灌浆连接混凝土柱抗震性能的差异,采用“顺序热力耦合”方法进行有限元分析,具体步骤如下:

(1)热传学分析:试件在ISO834标准升温条件下进行温度场分析,确定各节点经历的最高过火温度.

(2)拟静力分析:根据热传学分析的结果,参照文献[8]提出的方法,使用Python程序提取模型各节点的最高过火温度,作为初始条件导入拟静力分析模型,并根据各节点的最高过火温度,赋予不同的材料属性.

1.2 材料热工参数

在热传学分析中,试件温度的分布主要取决于材料的热工参数.混凝土、灌浆料与钢材的热工参数随着温度升高而发生变化.根据文献[9]中给出的计算模型,得到各材料的热工参数,如图1所示.

1.3 材料力学参数

1.3.1 混凝土、灌浆料的力学参数

常温下混凝土的本构关系根据混凝土结构设计规范^[10]中给定的本构模型计算得到.

火灾后,混凝土与灌浆料的力学性能下降,本构关系与常温下不同,参考文献[11]给出的计算模型,计算火灾后混凝土与灌浆料的本构关系.灌浆料的本构模型目前尚未研究完善,因此在有限元分析中,采用丁发兴等^[12]、余志武等^[13]提出的高强混凝土的本构模型来建立灌浆料本构,其强度相当于C80的混凝土.

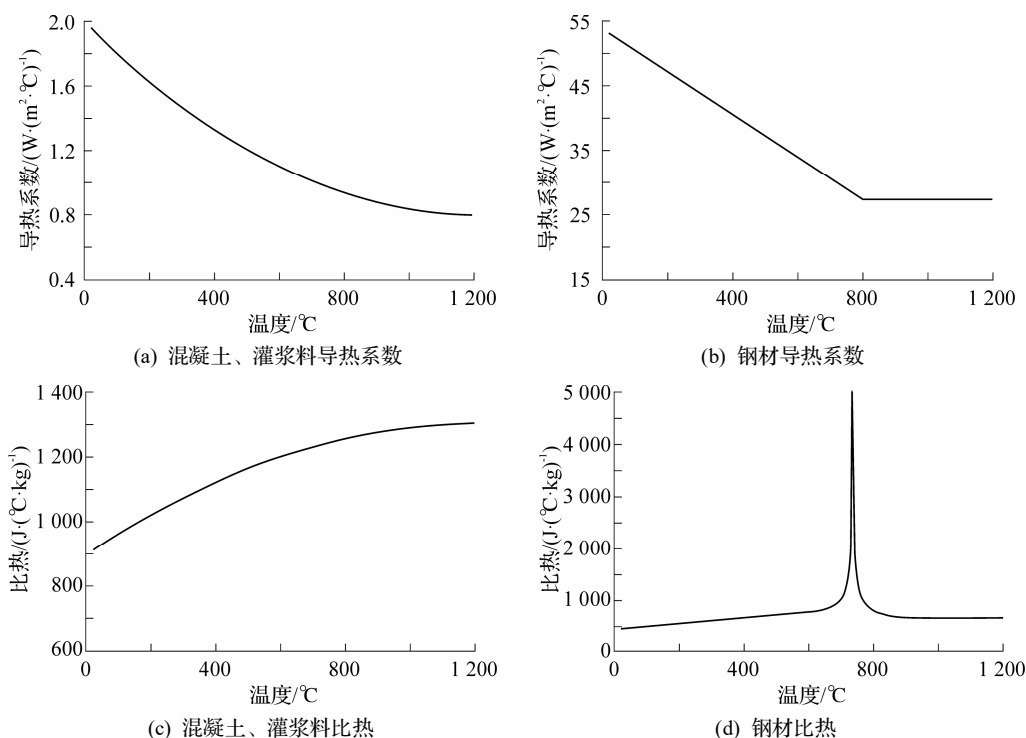


图1 材料的热工参数

1.3.2 钢筋、套筒的力学参数

常温下, 钢筋本构采用理想的弹塑性双直线模型. 纵筋和箍筋均采用 HRB400 钢筋, 对应的力学参数参照混凝土结构设计规范^[10]中建议的标准值. 套筒的力学参数根据钢筋连接用灌浆套筒规范^[14]中的要求取值, 抗拉强度为 425 MPa, 弹性模量为 2×10^5 MPa, 泊松比为 0.3.

火灾后钢材的性能略有下降, 对应的力学参数根据文献[9]计算得到.

1.4 界面相互作用

在套筒灌浆连接的混凝土柱试件中, 有 3 个界面的相互作用需要重点关注: 一是钢筋与灌浆料之间的相互作用; 二是灌浆料与套筒内壁的相互作用; 三是套筒本身及套筒外部钢筋与混凝土之间的相互作用.

以上 3 个界面的相互作用根据文献[15]的试验结果得到. 常温时, 套筒连接件可以较好地传递钢筋的应力, 且破坏均为钢筋颈缩破坏, 所以套筒内部钢筋与灌浆料之间采用绑定连接; 火灾后, 套筒连接件会有拔出破坏的情况, 所以套筒内部钢筋与灌浆料之间采用弹簧单元进行连接. 套筒与灌浆料之间连接可靠, 采用绑定连接. 套筒及套筒外部钢筋内置于混凝土, 并使用子程序模拟套筒外部钢筋与混凝土之间的滑移^[16]. 上述 3 个界面之间的关系如图 2 所示.

1.5 约束条件及加载方式

在热传学分析中, 定义柱子的 4 个侧面为受火面, 综合辐射系数为 $0.5 \text{ W} \cdot (\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})^{-1}$; 上下表面为

不受火面, 对流换热系数分别为 $25 \text{ W} \cdot (\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})^{-1}$ 和 $9 \text{ W} \cdot (\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})^{-1}$. 初始温度 T_i 为 20°C , 绝对零度为 -273.13°C .

在拟静力分析中, 通过位移控制的方式在柱顶施加荷载. 模型的约束条件与实际情况一致, 将底座完全固定, 并设置为刚体. 对试件 X 、 U_Y 、 U_Z 方向上的自由度进行约束, 确保柱顶只进行 Y 方向的水平位移和 Z 方向的竖向位移.

1.6 钢筋与灌浆料粘结滑移模拟

火灾后, 为了考虑套筒内部钢筋与灌浆料之间的粘结滑移, 采用非线性 Spring2 弹簧单元来进行连接. 为使钢筋与灌浆料之间的节点相互对应, 套筒内部钢筋采用 C3D8R 单元, 如图 3 所示.

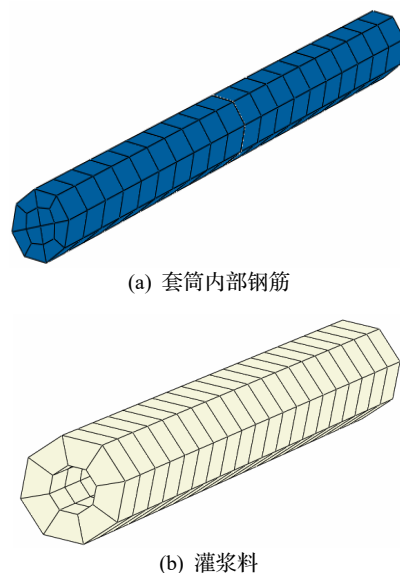


图 3 部件模型

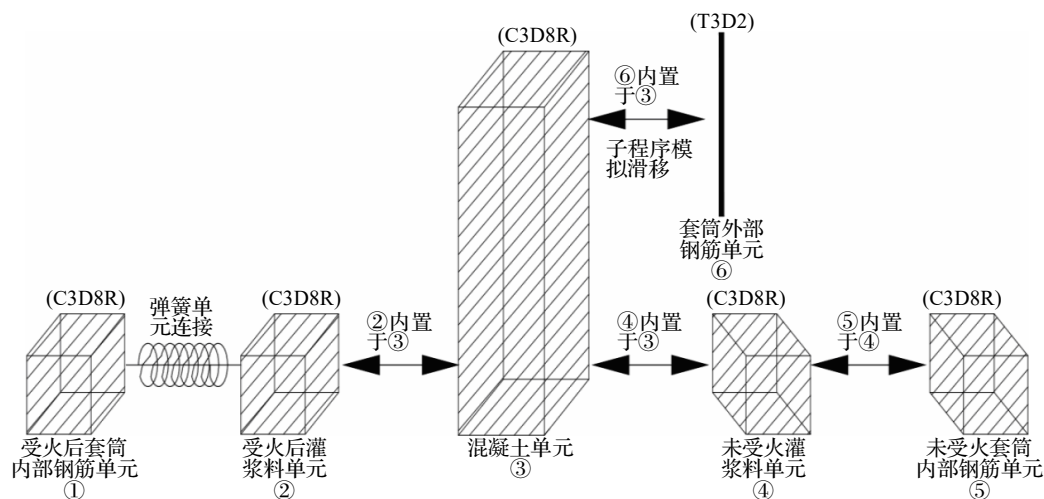
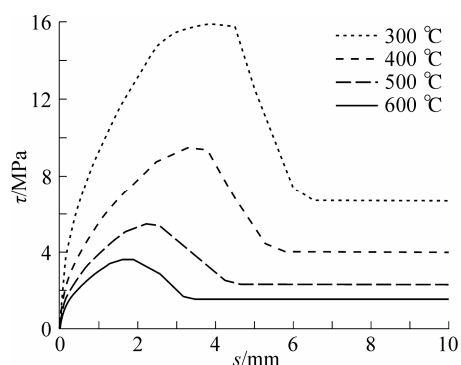


图 2 界面相互作用示意图

目前, 高温后钢筋与混凝土之间的粘结滑移本构研究已取得一定成果^[17-19], 但高温后灌浆料与钢筋之间粘结滑移本构的研究尚在起步阶段. 根据舒斌等^[20]提出的方法, 结合余琼等^[21]研究得到的钢筋与约束灌浆料之间的粘结滑移本构, 以及杨海峰等^[22]、Rosa 等^[23]研究得到的火灾后钢筋混凝土粘结滑移本构, 在不同温度下的降低趋势推导得到火灾后钢筋和灌浆料之间粘结滑移的关系曲线如图4所示. 不同温度对应的 τ - s 曲线按线性插值近似取值.

图4 τ - s 曲线

试件内部不同位置的套筒最高过火温度不同. 如图5所示: 在四面受火的条件下, 试件角部套筒经历的最高温度高于中部套筒, 具体数值见表1.

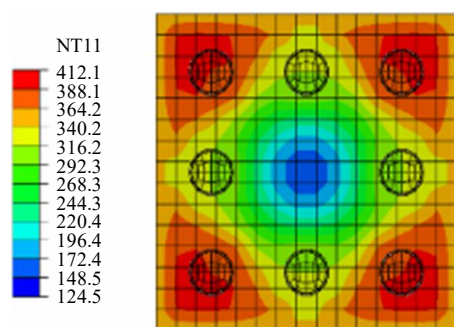


图5 柱截面温度云图

表1 套筒中心节点温度

试件受火时间/min	最高过火点温度/°C	
	中部套筒	角部套筒
60	310	413
90	445	530
120	565	640

布置弹簧单元时, 沿钢筋长度 Z 方向上采用对应 τ - s 曲线确定的非线性 Spring2 弹簧单元来模拟钢筋与灌浆料之间的粘结滑移; 在 X 、 Y 方向上, 采

用与灌浆料刚度相同的线性 Spring2 弹簧单元来模拟灌浆料对于钢筋的握裹力. 为避免弹簧产生不协调变形, 钢筋与灌浆料的节点完全对应, 弹簧节点如图6所示.

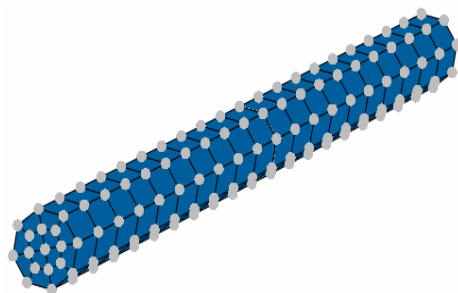
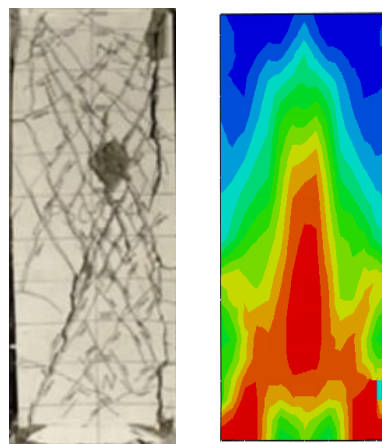


图6 弹簧单元节点

1.7 有限元模型验证

为了验证模型的精确性, 对文献[4]中的 PSC-C-4 试件和文献[5]中 S-3 试件进行模拟. 图7为试件 PSC-C-4 试验破坏形态与混凝土损伤应力云图的对比, 均呈现出明显的剪切破坏. 图8为 S-3 试件各节点温度模拟的结果. 图9为试验结果和模拟结果的对比. 由图可知, 模拟的结果与试验的结果总体吻合较好, 该模拟方法可用于后续参数化分析. 模拟得到的初始刚度大于实验得到的初始刚度, 主要是由于钢筋与混凝土的相互作用方式为内置, 两者整体性更好; 火灾后, 试件 S-3 表面会产生裂缝, 导致试件的刚度进一步下降, 在模拟中并未考虑表面裂缝对试件刚度带来的影响, 从而导致模拟结果的初始刚度偏大. 在后续承载力退化以及卸载刚度方面, 模拟结果与实验结果总体趋势相似.



(a) 试验现象 (b) 损伤应力云图

图7 试件 PSC-C-4 的破坏现象

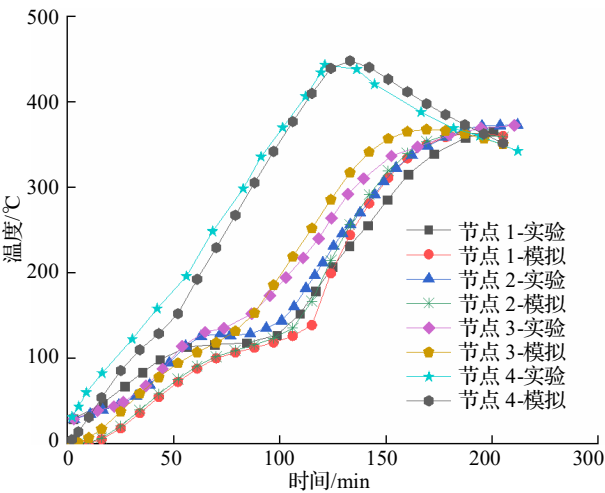


图8 S-3试件节点温度模拟

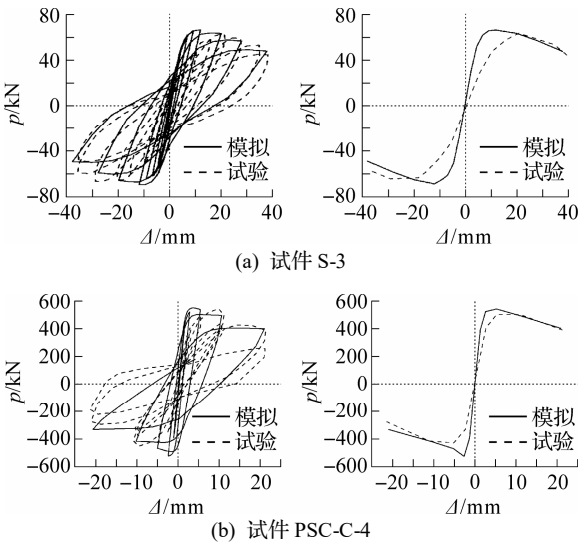


图9 试件S-3、PSC-C-4试验与模拟结果对比

1.8 参数设计

为了研究火灾损伤对钢筋套筒灌浆连接预制柱抗震性能的影响,设计了80个试件进行分析,分别考虑了4组受火时间、4组剪跨比、3组混凝土强度、3组轴压比、3组纵筋配筋率.其中部分试件的配筋如图10所示.柱的截面尺寸为300 mm×300 mm,混凝土保护层厚度为35 mm,截面配有8根纵向钢筋,且按规范要求分别在柱两端设置箍筋加密区,钢筋的强度等级均为HRB400.具体设计参数见表2.试件的设计满足我国现行规范GB 50010-2010^[10]、GB/T 51231-2016^[24]、GB 50011-2010^[25].根据规范计算了不同剪跨比下构件的承载力设计值,具体数值见表3.

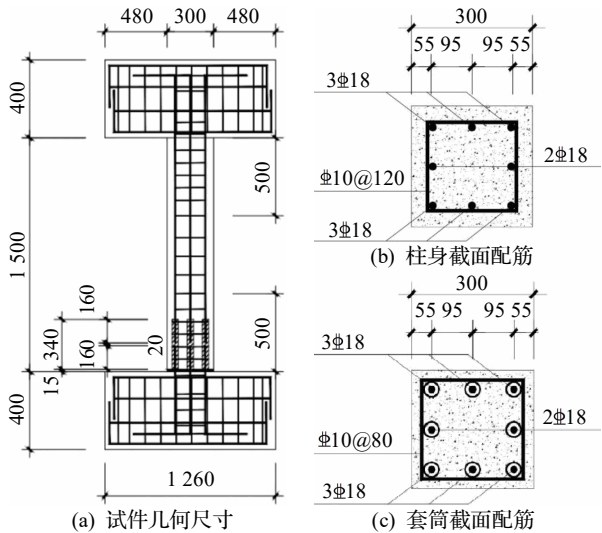


图10 试件配筋

表2 试件具体参数

预制试件	现浇试件	试件尺寸/(mm×mm×mm)	受火时间/min	剪跨比	混凝土强度等级	轴压比	纵筋配筋率
GSRC-1	RC-1	300×300×1500	0、60、90、120	2.5	30	0.3	2.27%(8Φ18)
GSRC-2	RC-2	300×300×900		1.5	30	0.3	2.27%(8Φ18)
GSRC-3	RC-3	300×300×1200		2.0	30	0.3	2.27%(8Φ18)
GSRC-4	RC-4	300×300×1800		3.0	30	0.3	2.27%(8Φ18)
GSRC-5	RC-5	300×300×1500		2.5	35	0.3	2.27%(8Φ18)
GSRC-6	RC-6	300×300×1500		2.5	40	0.3	2.27%(8Φ18)
GSRC-7	RC-7	300×300×1500		2.5	30	0.2	2.27%(8Φ18)
GSRC-8	RC-8	300×300×1500		2.5	30	0.1	2.27%(8Φ18)
GSRC-9	RC-9	300×300×1500		2.5	30	0.3	1.79%(8Φ16)
GSRC-10	RC-10	300×300×1500		2.5	30	0.3	2.79%(8Φ20)

注:文中定义受火0、60、90、120 min的试件首字母分别为A、B、C、D,例:A-GSRC-1、B-GSRC-1、C-GSRC-1、D-GSRC-1,现浇试件同.

表3 承载力设计值

剪跨比	抗弯承载力/kN	抗剪承载力/kN
1.5	232.1	203.7
2.0	173.9	190.5
2.5	139.2	181.1
3.0	116.1	174.2

2 模拟结果及分析

2.1 破坏形态分析

以剪跨比为 2.5 的试件为例, 4 个现浇试件和 4 个预制试件柱身部分的混凝土损伤应力云图如图 11 所示, 图中蓝色区域为未受损的混凝土, 红色区域为破坏的混凝土。

(1)试件的整体破坏形态相似, 随着受火时间

的增长, 混凝土的破坏区域增大。现浇试件受火 0、60、90、120 min 后, 混凝土破坏区域分别占总体积的 1.06%、1.56%、6.33%、18.53%。预制试件受火 0、60、90、120 min 后, 混凝土破坏区域分别占总体积的 7.86%、12.06%、14.39%、23.83%。随着受火时间的增长, 混凝土力学性能的下降, 试件发生弯曲破坏时, 混凝土的受压区高度会有所上升, 所以试件达到峰值荷载时, 混凝土破坏区域增大。对比破坏情况, 火灾后预制试件混凝土的损伤程度比现浇试件更大。

(2)随着受火时间的增长, 现浇试件的损坏区域主要在试件的底部进行拓展; 预制试件的损坏区域出现明显的上移现象。两组试件在峰值荷载下纵筋的应力分布如图 12 所示。由图可知: 现浇

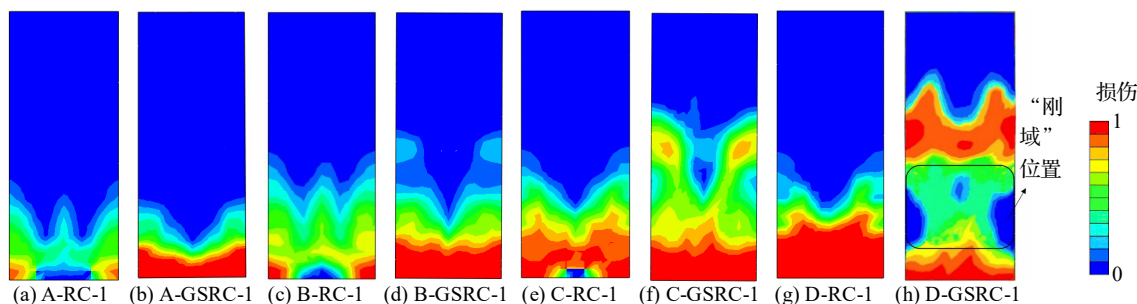


图 11 混凝土损伤应力云图

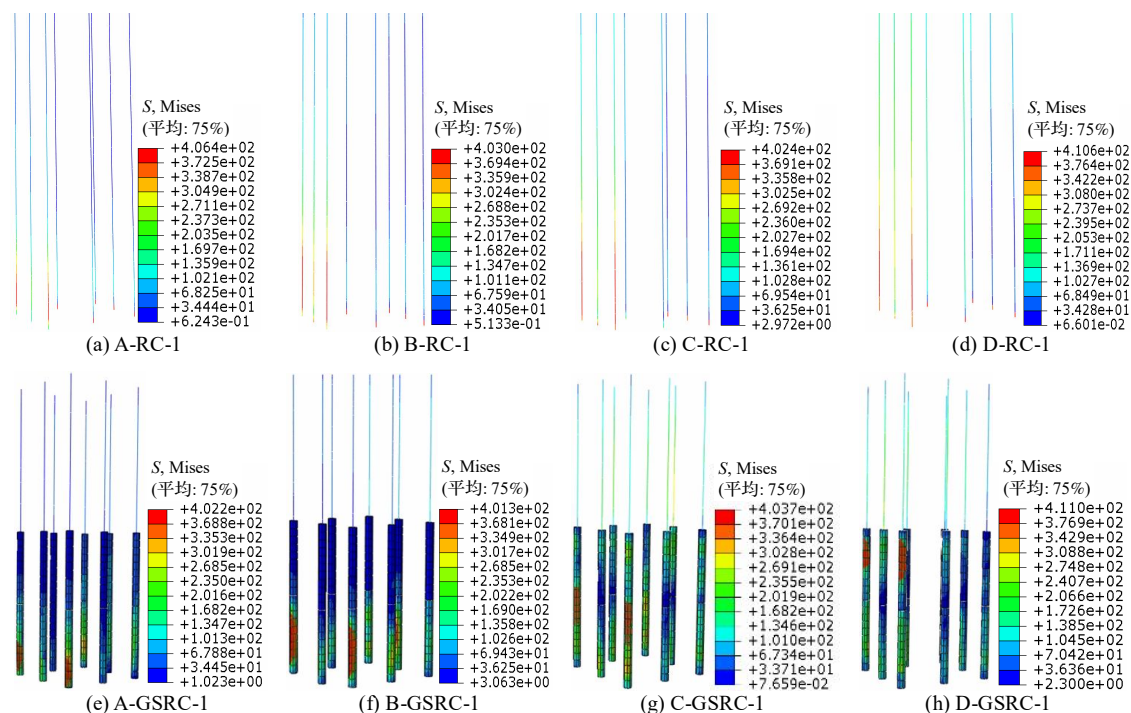


图 12 钢筋应力云图

试件受火 0、60、90、120 min 后, 纵筋屈服段占纵筋总长的 10.07%、18.99%、22.19%、25.65%, 受火时间越长, 现浇试件纵筋的屈服段越长. 预制试件受火 60、90、120 min 后, 钢筋屈服的位置明显上升, 与常温试件相比, 分别上升了 5.58%、16.16%、33.16%. 由此可见, 火灾后预制试件的塑性铰明显上移.

火灾后, 由于钢材的力学性能大部分可以恢复, 但混凝土的力学性能无法恢复, 甚至还会进一步劣化, 所以套筒与混凝土的强度、刚度之差加大. 结合预制试件的钢筋应力云图可以发现, 在套筒中部区域形成“刚域”, 试件受火 120 min 后, 塑性铰出现在“刚域”上部.

2.2 滞回曲线

火灾后, 为了考虑钢筋与灌浆料之间的滑移所产生的影响, 将考虑粘结滑移的试件与钢筋完全内置的试件进行对比, 得到两者的滞回曲线和骨架曲线, 如图 13 所示. 由图可知: 考虑粘结滑移的试件峰值荷载低 7.4%, 且其滞回曲线捏拢效应更加明显, 因此本文后续将考虑粘结滑移带来的影响.

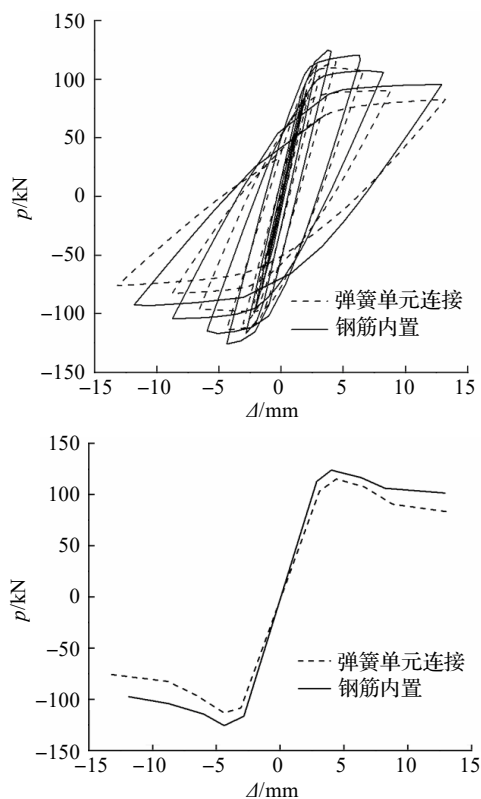


图 13 弹簧单元影响对比

考虑钢筋与灌浆料之间的滑移后, 以剪跨比为 2.5 的试件为例, 得到的滞回曲线如图 14 所示. 由图可知:

(1) 火灾后试件的性能退化严重, 峰值承载力降低, 曲线随着受火时间的延长呈现明显的捏拢效应, 逐渐从梭型转变为弓型, 滞回环所包含的面积减小.

(2) 火灾后预制试件与现浇试件相比, 其滞回曲线所包含的面积略小; 现浇试件的曲线在上升段更陡, 表示预制试件的刚度小于现浇试件.

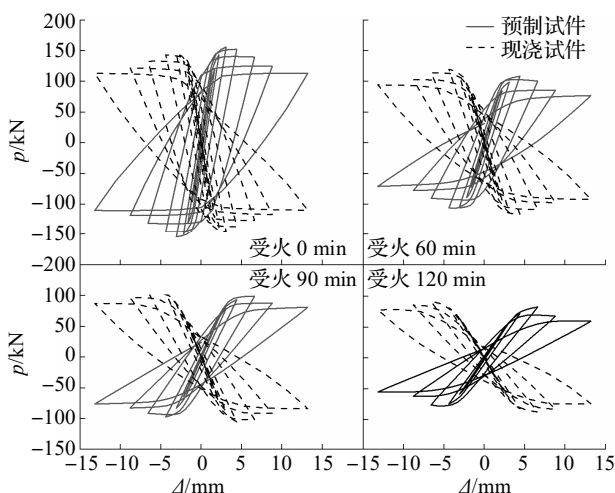
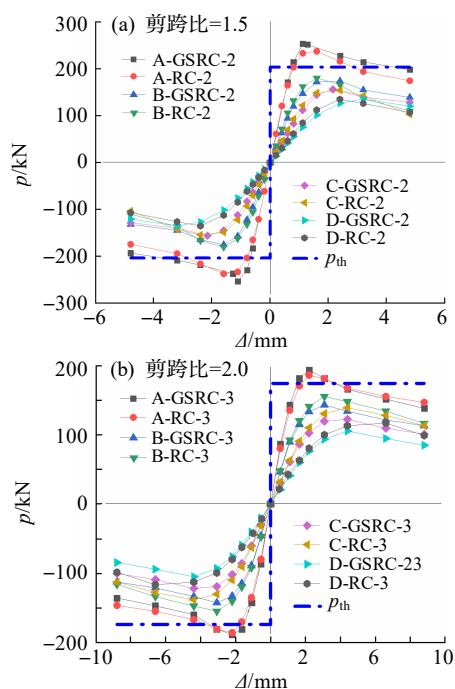


图 14 滞回曲线

2.3 骨架曲线

各试件对应的骨架曲线如图 15 所示.



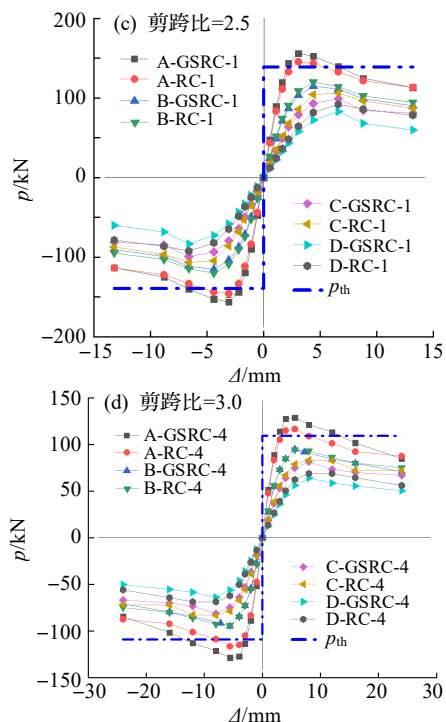


图 15 水平荷载—位移关系骨架曲线

由图 15 可知:

(1)同常温下的试件相比,火灾后试件的屈服荷载对应的位移增大,初始刚度明显下降,骨架曲线在上升段和下降段较未受火试件更平缓,呈现火灾“软化”现象。

(2)同常温下的试件相比,现浇试件受火 60、90、120 min 后,峰值荷载降低 16.7%~28.7%、25.5%~40.2%、37.6%~47.6%;预制试件受火 60、90、120 min 后,峰值荷载降低 26.1%~31.4%、36.8%~44.1%、45.6%~53.7%。火灾后,预制试件的峰值荷载降低更多。受火后预制试件的骨架曲线在初始阶段的斜率比现浇试件更小,表明受火后的预制试件率先进入弹塑性阶段。

(3)图中的蓝色平台线(点划线)为表 3 中试件的理论承载力 p_{th} 。常温下,预制构件的承载力比理论值高 10%~19.6%;现浇试件的承载力比理论值高 6.4%~14.2%。试件受火后,承载力明显降低且均小于承载力设计值。

2.4 延性

表 4 参数为根据骨架曲线得到的各试件的峰

表 4 试件承载力及延性系数

试件组别	受火 0 min			受火 60 min			受火 90 min			受火 120 min		
	p_m/kN	Δ_m/mm	μ	p_m/kN	Δ_m/mm	μ	p_m/kN	Δ_m/mm	μ	p_m/kN	Δ_m/mm	μ
GSRC-1	156.10	3.08	3.65	108.57	4.4	2.62	99.20	6.6	2.71	83.03	6.6	2.43
GSRC-2	253.50	1.12	3.18	174.1	2.4	2.90	156.04	2.16	2.48	135.60	3.2	2.23
GSRC-3	193.43	2.2	3.54	142.75	3.08	3.19	126.50	4.4	3.05	105.15	4.4	2.33
GSRC-4	128.62	5.6	4.18	94.8	5.6	3.60	81.30	8	3.35	63.87	8	2.87
GSRC-5	159.40	3.08	3.15	114.91	4.4	3.01	107.44	6.6	2.29	91.52	6.6	2.28
GSRC-6	162.89	3.08	3.14	118.59	4.4	3.01	111.12	6.6	2.01	95.86	6.6	2.08
GSRC-7	134.80	3.08	3.27	93.33	4.4	2.96	86.79	6.6	2.61	80.97	6.6	2.07
GSRC-8	109.72	2.2	3.20	71.98	4.4	2.94	62.30	6.6	2.68	57.67	4.4	2.26
GSRC-9	151.61	3.08	3.12	106.69	4.4	2.52	95.91	6.6	2.66	82.55	6.6	2.33
GSRC-10	161.01	3.08	3.41	112.38	4.4	2.98	101.78	6.6	2.83	87.07	6.6	2.55
RC-1	145.60	3.08	3.75	119.95	4.4	2.93	106.34	6.6	2.96	92.13	6.6	2.75
RC-2	237.33	1.6	3.16	180.23	1.6	2.80	154.10	2.4	2.36	135.16	2.4	2.10
RC-3	185.97	2.2	3.54	154.93	3.08	3.11	138.62	4.4	2.79	116.75	6.6	2.53
RC-4	116.39	5.6	4.22	94.05	5.6	3.96	83.20	8	3.89	68.70	12	3.60
RC-5	150.44	3.08	3.21	127.48	4.4	2.48	114.42	4.4	2.45	99.70	6.6	2.36
RC-6	155.29	3.08	3.16	132.19	4.4	2.46	124.98	6.6	2.22	104.26	6.6	1.93
RC-7	128.03	3.08	3.31	105.44	4.4	2.98	95.57	4.4	3.10	87.11	6.6	3.01
RC-8	105.54	3.08	3.05	85.02	3.08	2.96	79.63	4.4	2.44	75.26	4.4	2.09
RC-9	140.97	3.08	3.64	115.58	4.4	2.76	102.91	6.6	2.59	88.33	6.6	2.45
RC-10	150.51	3.08	3.77	124.31	4.4	3.32	109.97	6.6	3.11	96.23	6.6	2.88

值荷载 p_m 、峰值荷载点位移 Δ_m 与延性系数 μ 。以剪跨比为 2.5 的试件为例, 试件的延性系数 μ 与受火时间的关系如图 16 所示。

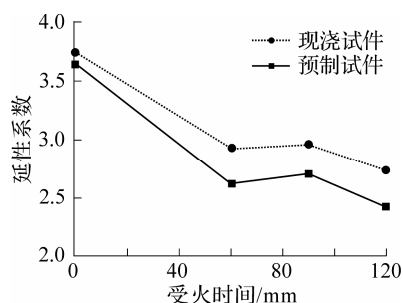


图 16 剪跨比为 2.5 的试件延性系数

由图 16 可知:

(1)受火后各试件的延性系数下降且趋势相近, 受火时间从 60 min 增加至 90 min 后, 外围混凝土强度低, 应力云图显示纵筋的屈服段变长, 说明纵筋介入并承受了较多的荷载, 延性系数略微提高。受火 120 min 后, 试件整体的混凝土强度过低, 试件趋于脆性破坏, 延性系数进一步降低。

(2)常温下, 预制试件与现浇试件的延性系数相近。受火 60、90、120 min 后, 现浇试件的延性系数分别下降了 21.7%、20.9%、26.7%, 预制试件的延性系数分别下降了 28.4%、25.7%、33.5%, 表明火灾后预制试件的延性系数下降得更快。

2.5 耗能能力

试件耗能能力由根据建筑抗震试验规程^[26]求解的耗散能系数 e 与等效黏滞系数 h_g 确定。以剪跨比为 2.5 的试件为例, 结果见表 5。

表 5 试件峰值荷载所对应的耗散系数

受火时间/min	试件编号	e	h_g
0	A-RC-1	1.075	0.172
	A-GSRC-1	1.150	0.183
60	B-RC-1	1.025	0.163
	B-GSRC-1	1.113	0.177
90	C-RCF-1	1.001	0.159
	C-GSRC-1	1.083	0.174
120	D-RC-1	0.630	0.101
	D-GSRC-1	0.726	0.116

由表 5 可知:

(1)受火时间对试件的耗散能系数影响较大。随着受火时间增长, 耗散能系数呈现降低的趋势。

(2)常温下, 预制试件的耗散能系数大于现浇试件。受火 60、90、120 min 后, 现浇试件达到峰值荷载时对应的耗散能系数降低 4.89%、7.51%、41.39%, 预制试件对应的耗散能系数降低 3.61%、6.49%、38.21%, 表明火灾后在耗能能力方面, 预制试件与现浇试件退化的趋势相似。

2.6 刚度

火灾后试件的刚度通过平均割线刚度 K_i 表示, 某一级位移下的 K_i 计算式为

$$K_i = \frac{|p_i| + |-p_i|}{|\Delta_i| + |-\Delta_i|}, \quad (1)$$

式中: K_i 表示第 i 次循环的平均割线刚度; p_i 、 $-p_i$ 表示第 i 次正、反向加载的峰值荷载; Δ_i 、 $-\Delta_i$ 表示第 i 次正、反向加载最大荷载对应的位移值。各试件的刚度退化曲线如图 17 所示。

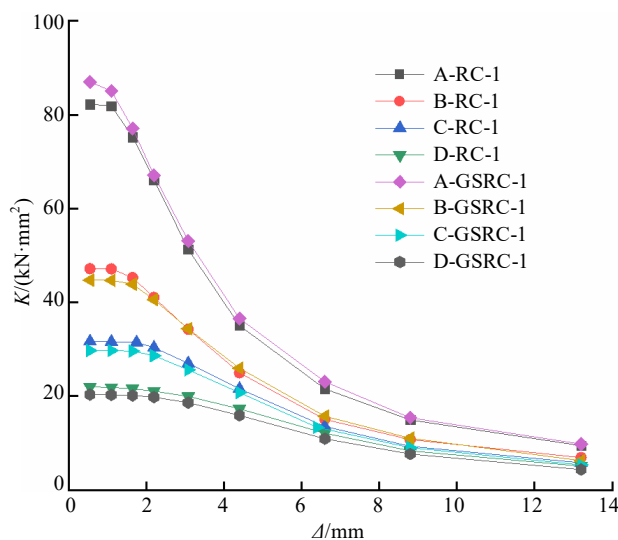


图 17 刚度退化曲线

由图 17 可知:

(1)火灾后, 试件的刚度随水平位移的增大明显退化, 前期由于混凝土破坏导致刚度退化迅速, 中期试件屈服退化减缓, 后期由于试件破坏刚度下降缓慢。与强度、耗散能系数、延性相比, 受火后试件的刚度下降幅度最大。

(2)受火 60、90、120 min 后, 现浇试件的初始刚度分别下降了 45.65%、61.46%、73.26%, 预制试件的初始刚度分别下降了 48.57%、65.82%、76.62%, 表明火灾后预制试件的初始刚度退化更快, 但退化趋势与现浇试件相似。

3 火灾后预制试件承载力计算

火灾后套筒灌浆连接预制柱的承载力评估方法极其重要,但目前相关的研究鲜见报道. 本文通过火灾后套筒灌浆连接预制混凝土抗震性能的有限元分析,发现火灾后试件的承载力大幅降低,其中剪跨比、轴压比、混凝土强度对承载力退化影响较大. 因此,通过结合以上3个参数与受火时间的关系对火灾后套筒灌浆连接预制混凝土的承载力进行计算. 常温下预制柱的抗弯承载力 p_m^c 可根据平截面假定进行计算^[27-28]:

$$p_m^c = \frac{M_u}{H - \psi h}, \quad (2)$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b_0 x (h_0 - x/2) + f_y' A_s' (h_0 - a'), \quad (3)$$

式中: M_u 为弯矩值; ψ 为塑性铰上移系数,取0.35; H 为柱子高度; h 为截面高度; α_1 为强度折减系数; f_c 为混凝土强度标准值; b_0 为截面宽度; x 为混凝土受压区高度; h_0 为有效截面高度; f_y' 为钢筋强度标准值; A_s' 为受压钢筋的截面面积; a' 为混凝土保护层厚度.

定义 K_D 为承载力退化系数,表达式为 $K_D = p_m^f / p_m^c$, 其中 p_m^f 为火灾后预制柱的抗弯承载力:

$$p_m^f = K_D \times p_m^c. \quad (4)$$

通过对表4中试件的承载力退化情况进行分析,采用非线性拟合的方法得到退化系数 K_D 的计算公式为

$$K_D = (a + b + c) \times e^{-t/t_0} + 0.5, \quad (5)$$

$$t_0 = \frac{t}{1h}, \quad (6)$$

式中: t 为试件受火时间; 参数 a 定义为关于混凝土强度的函数; 参数 b 定义为关于剪跨比的函数; 参数 c 定义为关于轴压比的函数. 根据模拟结果可知,受火时间对退化系数 K_D 的影响最大,所以受火时间为主要的变量. 并且3个参数都与受火时间相关,因此相互联合进行计算. a 、 b 、 c 的计算式为

$$\begin{cases} a = -1.16 f_{ck0}^2 + 3.12 f_{ck0} - 1.09, \\ b = 0.25 \lambda^3 - 1.70 \lambda^2 + 3.70 \lambda - 2.91, \\ c = -1.93 n^2 + 0.92 n - 0.13, \end{cases} \quad (7)$$

$$f_{ck0} = \frac{f_{ck}}{20.1 \text{ MPa}}, \quad (8)$$

式中: f_{ck} 为混凝土强度标准值; λ 为剪跨比; n 为轴压比.

图18为火灾后套筒灌浆连接混凝土柱的承载力计算值 p_m^f 与有限元分析得到的峰值承载力 p_m 比较的结果. 由图可知, p_m / p_m^f 的平均误差为3.44%, 拟合优度 R^2 为0.987. 表明承载力计算公式可靠度较高,可用于火灾后套筒灌浆连接混凝土柱的承载力评估.

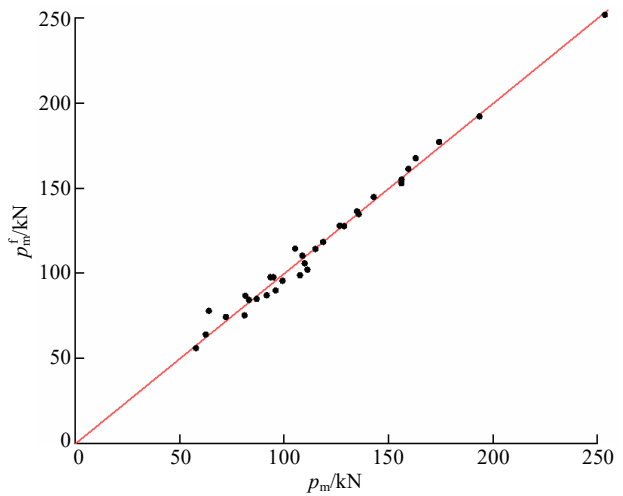


图18 预制试计算值 p_m^f 与有限元分析值 p_m 对比

图19为火灾后现浇钢筋混凝土柱的承载力计算值 p_{mc}^f 与有限元分析得到的峰值承载力 p_{mc} 比较的结果. 由图可知, p_{mc} / p_{mc}^f 的平均误差为10.47%, 拟合优度 R^2 为0.856. 表明本文建立的火灾后套筒灌浆连接混凝土柱的承载力公式在现浇试件中也具有参考价值.

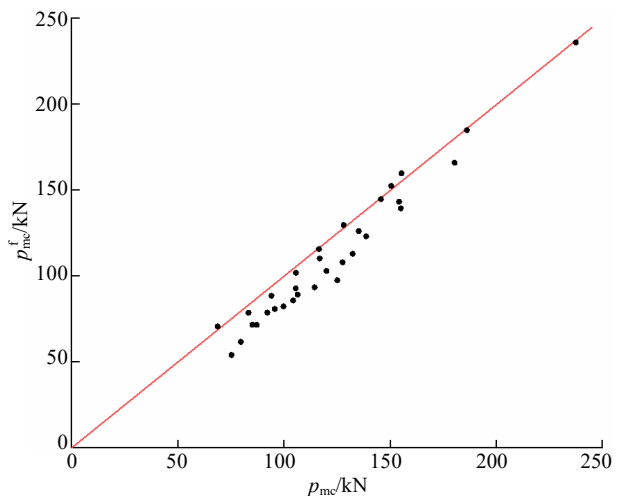


图19 现浇试计算值 p_{mc}^f 与有限元分析值 p_{mc} 对比

4 结论

本文通过有限元软件 Abaqus 对火灾后钢筋混凝土柱及常温下的套筒灌浆连接预制柱试件进行了抗震滞回分析,验证了模型的正确性.并以此为基准建立火灾后钢筋套筒灌浆连接预制柱模型,展开参数分析,结论如下:

(1)套筒灌浆连接预制柱的数值模型计算的结果、试件受力特征及破坏形态与试验结果吻合度高,表明本文建立的套筒灌浆连接混凝土柱的数值模型可用于分析试件的抗震性能.

(2)火灾后,试件的滞回曲线所包含的面积逐渐减小,试件的耗能能力降低.预制试件与现浇试件耗散能系数降低的趋势相同.

(3)常温下,预制试件的性能与现浇试件相似,可等同于现浇进行考虑.火灾后,试件的承载力明显降低.受火 60、90、120 min 后,预制试件承载力降低 26.2%~34.4%、31.8%~43.2%、39.9%~50.3%;现浇试件承载力较常温下降 14.9%~24.1%、19.5%~35.1%、28.7%~43.1%.预制试件的承载力比现浇试件下降更快.

(4)常温下,所有试件均满足承载力设计值的要求,但火灾后,试件的承载力降低,无法满足设计要求,需要对试件进行修复和加固.

(5)火灾后试件的延性系数下降,受火 60、90、120 min 后,预制试件的延性系数降低 4.2%~28.4%、13.9%~35.8%、25.4%~33.5%;现浇试件延性系数较常温时下降 6.2%~24.2%、6.5%~29.8%、9.3%~38.8%.

(6)随着受火时间的延长,现浇试件的塑性较集中在试件底部;预制试件的塑性较出现上移的现象,并在套筒区域形成“刚域”.

(7)建立了火灾后套筒灌浆连接混凝土柱的承载力公式,公式计算值与有限元分析的结果吻合较好,并且公式在火灾后钢筋混凝土柱的承载力计算方面也有较高的参考价值.

参考文献:

- [1] Bruce R. New precastprestressed system saves money in Hawaii hotel[J]. PCI Journal, 1973, 18(3):10-13.
- [2] Xin G T, Xu W B, Wang J, et al. Seismic performance of fabricated concrete piers with grouted sleeve joints and

- bearing-capacity estimation method[J]. Structures, 2021, 33:169-186.
- [3] Xu L, Pan J L, Cai J M. Seismic performance of precast RC and RC/ECC composite columns with grouted sleeve connections[J].Engineering Structures, 2019, 188:104-110.
- [4] 章一萍,冯波,熊峰,等.套筒灌浆连接纵筋的预制钢筋混凝土短柱抗震性能试验研究[J].建筑结构,2015,45(15):81-86.
- [5] 吴波,马忠诚,欧进萍.高温后钢筋混凝土柱抗震性能的试验研究[J].土木工程学报,1999,32(2):53-58.
- [6] 徐玉野,杨清文,吴波,等.高温后钢筋混凝土短柱抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2013,34(8):12-19.
- [7] 王元武.不同受火方式后钢筋混凝土柱抗震性能的试验研究[D].泉州:华侨大学,2017.
- [8] 李丹.轴向约束混凝土短柱火灾后抗震性能的试验研究[D].泉州:华侨大学,2013.
- [9] 李俊华.火灾高温及高温后型钢混凝土结构性能[M].北京:中国建筑工业出版社,2019.
- [10] GB 50010-2010.混凝土结构设计规范[S].
- [11] 吴波.后钢筋混凝土结构的力学性能[M].北京:科学出版社,2003.
- [12] 丁发兴,余志武.混凝土受拉力学性能统一计算方法[J].华中科技大学学报(城市科学版),2004,21(3):29-34.
- [13] 余志武,丁发兴.混凝土受压力学性能统一计算方法[J].建筑结构学报,2003,24(4):41-46.
- [14] JG/T 398-2012.钢筋连接用灌浆套筒[S].
- [15] 王烁勋.钢筋全灌浆套筒连接构件高温后性能试验研究[D].沈阳:沈阳建筑大学,2018.
- [16] 方自虎,甄翌,李向鹏.钢筋混凝土结构的钢筋滞回模型[J].武汉大学学报(工学版),2018,51(7):613-619.
- [17] 吴昊.高温后钢筋混凝土黏结性能试验研究[D].青岛:青岛理工大学,2009.
- [18] 朱伯龙,陆洲导,胡克旭.高温(火灾)下混凝土与钢筋的本构关系[J].四川建筑科学研究,1990,16(1):37-43.
- [19] 宋天谕.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.
- [20] 舒斌,毛小勇.高温后钢筋套筒灌浆连接抗拉性能研究[J].苏州科技大学学报(工程技术版),2021,34(1):9-14;80.
- [21] 余琼,孙佳秋,袁炜航.带肋钢筋与套筒约束灌浆料黏结性能试验[J].哈尔滨工业大学学报,2018,50(12):98-106.
- [22] 杨海峰,杨焱茜,王玉,等.高温后不同冷却方式下的混凝土钢筋粘结性能[J].土木与环境工程学报(中英文),2021,43(5):94-100.
- [23] Rosa I C, Firmo J P, Correia J R, et al. Influence of

- elevated temperatures on the bond behaviour of ribbed GFRP bars in concrete[J]. *Cement and Concrete Composites*, 2021, 122:104119.
- [24] GB/T 51231-2016. 装配式混凝土建筑技术标准[S].
- [25] GB 50011-2010. 建筑抗震设计规范[S].
- [26] JGJ/T 101-2015. 建筑抗震试验规程[S].
- [27] Han W L, Zhao Z Z, Qian J R, et al. Seismic behavior of precast columns with large-spacing and high-strength longitudinal rebars spliced by epoxy mortar-filled threaded couplers[J]. *Engineering Structures*, 2018, 176: 349-360.
- [28] Liu H T, Chen J N, Xu C S, et al. Seismic performance of precast column connected with grouted sleeve connectors [J]. *Journal of Building Engineering*, 2020, 31:101410.

Study on seismic performance of concrete columns connected with reinforced sleeve grouting after fire

CHEN Jiawei¹, LI Junhua^{1*}, ZHANG Zhenwen¹, ZHENG Jiahao¹, WANG Shousong²

(1.School of Civil and Environmental Engineering, Ningbo University, Ningbo 315211, China;

2.School of Civil Engineering, Quanzhou Institute of Information Engineering, Quanzhou 362000, China)

Abstract: At present, the sleeve grouting connection is widely used in prefabricated structures. In order to study the seismic performance of reinforced concrete columns connected by grouted sleeve after fire, this paper conducted simulation analysis with finite element software Abaqus and Python program, and the results were further verified by experiment. The hysteretic characteristics and skeleton curves of concrete columns were analyzed. In addition, the effects of shear-span ratio, axial compression ratio and heating time on the seismic performance indexes such as energy dissipation capacity, ductility coefficient and bearing capacity of the reinforced concrete column connected by grouted sleeves after fire were studied. The results show that the longer the heating time is, the more obvious the pinching effect of the specimen's hysteretic curve is, and the more significant the peak load decreases. After 60, 90 and 120 min, the peak load was reduced by 26.2%–34.4%, 31.8%–43.2% and 39.9%–50.3% respectively. Fire damage may affect the ductility of prefabricated specimens, and the ductility coefficient of prefabricated specimens are decreased by 4.2%–28.4%, 13.9%–35.8% and 25.4%–33.5% respectively after being exposed to fire for 60, 90 and 120 minutes. After the fire, the energy dissipation coefficient of the precast column decreases, and the decreasing trend is similar to that of the cast-in-place specimen. The initial stiffness decreases obviously with the increasing of the fire time. Through parameter analysis, the bearing capacity formula of precast columns connected by grouted sleeve after fire is established, which provides a reference basis for the evaluation of the bearing capacity of similar members after fire.

Key words: assembled concrete structure; reinforced sleeve grouting connection; fire; seismic performance

(责任编辑 韩 超)