文章编号:1674-2974(2025)03-0015-14 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2025024

钢筋混凝土单层平面框架火灾行为的尺寸效应

张海燕[1],李广洲[1,2],李绮玉[1],吴波[1†]
(1. 华南理工大学 亚热带建筑与城市科学全国重点实验室,广东 广州 510640;
2. 石河子大学 水利建筑工程学院,新疆 石河子 832003)

摘 要:为探究钢筋混凝土框架结构火灾行为的尺寸效应,对6榀几何相似但比例不同的单层单跨钢筋混凝土平面框架结构开展标准升温条件下的明火试验,然后进行有限元模拟和参数分析,考察柱荷载比和梁荷载比对不同比例框架结构的破坏模式、变形发展以及耐火极限的影响.结果表明:相同受火条件下,几何尺寸和荷载水平相似的不同比例框架的耐火极限存在明显的尺寸效应,随试件尺寸增大,耐火极限增加,但增幅小于按文献中构件的耐火极限相似(或等效)关系推测出的增幅;火灾下钢筋混凝土平面框架结构的破坏模式受梁荷载比、柱荷载比的相对大小影响,当柱荷载比较小、梁荷载比较大时,易发生梁破坏,反之易发生柱破坏;由于混凝土柱的高温性能尺寸效应比混凝土梁的更显著,当小尺寸框架发生柱破坏时,几何和荷载水平相似的大尺寸框架可能发生梁破坏.

关键词:钢筋混凝土框架;明火试验;有限元模拟;耐火极限;尺寸效应
中图分类号:TU375 **文献标志码**:A

Size Effect on Fire Behavior of Reinforced Concrete Single-story Plane Frame

ZHANG Haiyan[1], LI Guangzhou[1,2], LI Qiyu[1], WU Bo[1†]
(1. State Key Laboratory of Subtropical Building and Urban Science, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China;
2. College of Water Conservancy & Architectural Engineering, Shihezi University, Shihezi 832003, China)

Abstract: To investigate the size effect on the fire behavior of reinforced concrete frame structures, fire tests on six single-story reinforced concrete plane frame structures with similar geometric characteristics but different scales were carried out under standard fire conditions. Then, finite element analysis and parametric studies were conducted to evaluate the effect of the column's axial compression ratio and beam's load ratio on the failure modes, deformation development, and fire resistance of the frame structures with different scales. The results show that there is a significant size effect on the fire resistance of geometrically similar frames under the same fire conditions and similar loading levels. The fire resistance increases as the sizes of the specimens increase, but the increasing extent is less than that predicted by the similarity (or equivalent) relationship of the fire resistance of the components proposed by previous studies. The failure mode of reinforced concrete plane frame structure under fire is greatly

* **收稿日期**:2024-03-29
基金项目:国家自然科学基金资助项目(51978286),National Natural Science Foundation of China (51978286);亚热带建筑与城市科学全国重点实验室自主课题(2022KB13),State Key Laboratory of Subtropical Building and Urban Science (2022KB13)
作者简介:张海燕(1978—),女,湖南湘潭人,华南理工大学教授,博士
† 通信联系人,E-mail: Bowu@scut.edu.cn

affected by the beam's load ratio and the column's axial compression ratio. When the column's axial compression ratio is lower but the beam's load ratio is higher, the frame structure is prone to beam failure, and otherwise it is prone to column failure. Due to the size effect on the columns being more significant than the size effect on the beams under fire, when column failure occurs in small-sized frames, beam failure may occur in large-sized frames with similar geometry and load levels.

Key words: reinforced concrete frame; fire test; finite element simulation; fire resistance limit; size effect

混凝土结构抗火领域的试验研究和模拟分析目前主要针对独立的或受约束的混凝土梁、板、柱等构件,较少针对钢筋混凝土框架或其他整体结构[1].已有研究结果表明,钢筋混凝土框架结构中的梁、柱构件表现出与独立的梁、柱构件不同的火灾行为[2-3].由于钢筋混凝土框架结构中的梁、柱构件热膨胀变形受到周边相连构件的约束作用,结构将产生显著的内力重分布,且随着火灾温度升高和材料力学性能的退化,这种内力重分布不断进行,使得构件的内力和变形经历复杂的变化[4-5].钢筋混凝土框架结构的火灾行为受火灾场景[6]、梁柱荷载水平[7]、梁柱线刚度比[8]、构件截面类型、混凝土强度[9]等因素影响.刘猛等[10]研究发现,当柱荷载比较小时,框架出现受火梁破坏导致的局部破坏形态;当柱荷载比和梁配筋率均较大时,框架出现受火柱破坏导致的整体破坏形态.吴波等[8]指出,梁柱线刚度比对框架结构高温变形的影响总体上不及荷载比的影响大,且梁柱线刚度比的影响主要体现在升温中后期.苗吉军等[11]的研究结果表明,火灾后梁的受弯承载力下降幅度比柱的受压承载力下降幅度大且退化更为严重,而肖建庄等[9]亦指出框架结构中的梁、柱构件在火灾中的刚度退化程度不一致.

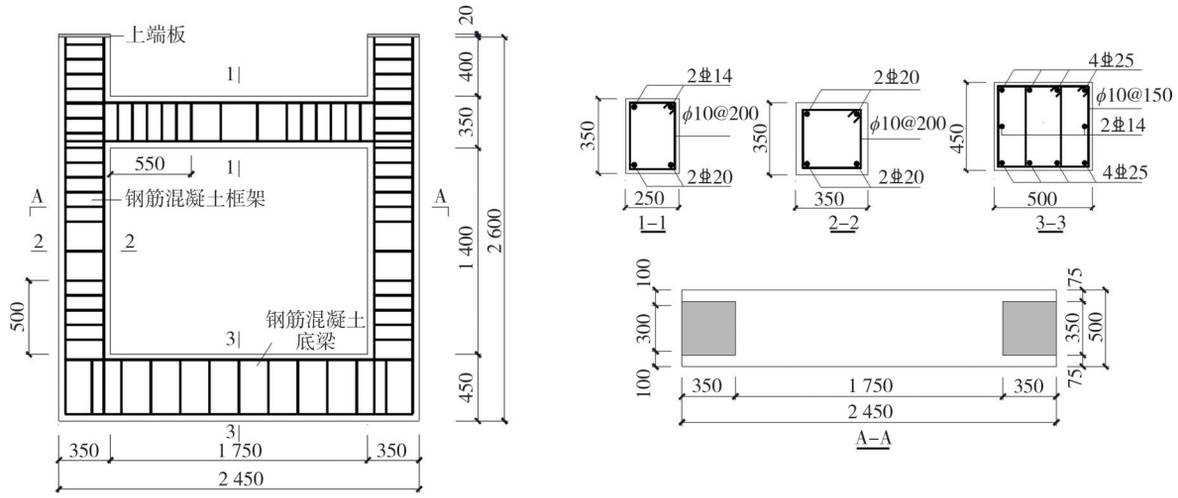
混凝土材料是一种非匀质的准脆性材料,其常温和高温下的强度均具有明显的尺寸效应[12].混凝土材料强度的尺寸效应必然会引起混凝土构件和结构力学性能的尺寸效应[13].已有不少学者对混凝土构件常温力学性能的尺寸效应进行了研究[14],也有少量关于混凝土构件火灾行为的尺寸效应的研究.例如,Reddy 等[15]通过数值模拟方法对钢筋混凝土方形柱和矩形梁的耐火极限的尺寸效应进行了研究.Zhang 等[16-17]对火灾下钢筋混凝土简支梁和轴压柱的热-力学响应的尺寸效应进行了试验研究.目前,尚无钢筋混凝土框架结构在火灾下的热-力学响应的尺寸效应研究.

受耐火实验炉尺寸和加载装置能力限制,大尺寸构件以及结构整体开展足尺明火试验较为困难,缩尺模型明火试验是研究其耐火性能的必要手段.然而,尺寸效应的存在会影响不同比例钢筋混凝土结构或构件的物理力学性能指标的相似关系,从而影响利用模型结构试验结果预测原型结构性能的准确性.为探究钢筋混凝土框架结构火灾行为的尺寸效应,本文对6榀几何相似但尺寸比例不同的单层单跨钢筋混凝土平面框架结构开展标准升温条件下的明火试验,然后进行有限元模拟和参数分析,考察柱荷载比和梁荷载比对不同比例框架结构破坏模式、变形发展以及耐火极限的影响,从而为钢筋混凝土结构缩尺模型明火试验提供参考.

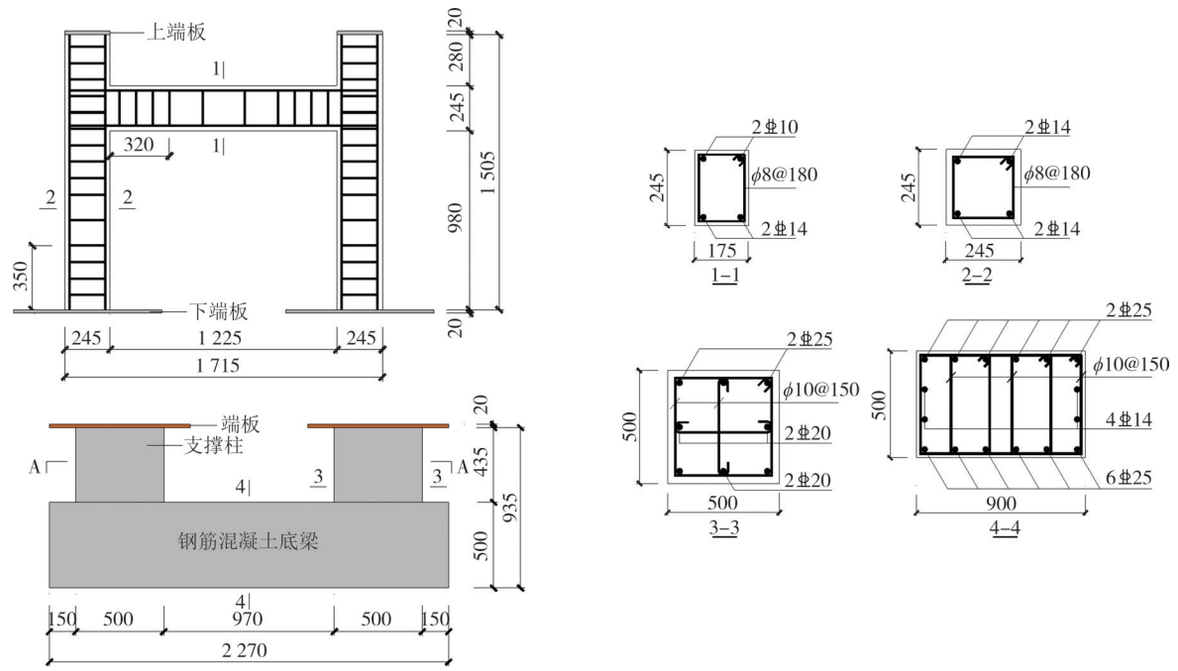
1 试验概况

1.1 试件设计

试验设计了1.0(原型)、0.7和0.5比例的3组单层单跨钢筋混凝土平面框架结构,每组包括两个试件,柱顶施加的荷载比(轴向压力与采用实测材料强度计算的柱常温轴向承载力之比)不同.原型框架的梁截面尺寸为250 mm(宽)×350 mm(高),长2 450 mm,净跨为1 750 mm,底部纵筋为2⌀20,顶部纵筋为2⌀14;柱截面尺寸为350 mm×350 mm,高2 150 mm,纵筋为4⌀20;梁柱混凝土保护层厚度均为30 mm,箍筋直径均为10 mm,加密区和非加密区箍筋间距分别为100 mm和200 mm.0.7比例模型框架与0.5比例模型框架的梁柱几何尺寸和保护层厚度均在原型框架梁柱的基础上按照相应比例缩小,配筋率基本保持不变.由于模型框架高度减小,而耐火实验炉高度固定不变,因此在模型框架底部设置刚度较大的支撑柱和底梁,使得模型框架、支撑柱和底梁的总高与原型框架和底梁的总高一致.原型框架与0.7比例模型框架的具体几何尺寸及截面配筋如图1所示.



(a)原型框架



(b)0.7 比例模型框架及其下支撑柱

图 1　原型框架与模型框架的几何尺寸及配筋(单位:mm)

Fig.1　Geometric dimensions and reinforcement arrangement of prototype and model frames (unit: mm)

试件按 KJx–y 的形式命名,KJ 表示框架,x 表示试件的缩尺比例,y 表示柱上施加的荷载比(0.2 或 0.3). 3 种比例框架的梁柱配筋及保护层厚度如表 1 所示.

表 1　原型与模型框架的配筋和保护层厚度

Tab.1　Reinforcement and the thickness of concrete cover in prototype and model frames

试件	比例	保护层厚度/mm	框架梁		框架柱	
			纵筋(配筋率)	箍筋(体积配箍率)	纵筋(配筋率)	箍筋(体积配箍率)
KJ1–0.2 KJ1–0.3	1	30	2⌀20 (0.79%)	ϕ10@100/200 (0.63%/0.31%)	4⌀20 (1.12 %)	ϕ10@100/200 (0.63%/0.54%)
KJ0.7–0.2 KJ0.7–0.3	0.7	21	2⌀14 (0.79%)	ϕ 8@90/180 (0.64%/0.32%)	4⌀14 (1.12 %)	ϕ8@90/180 (0.64%/0.55%)
KJ0.5–0.2 KJ0.5–0.3	0.5	15	2⌀10 (0.79%)	ϕ 6@70/140 (0.64%/0.32%)	4⌀10 (1.12 %)	ϕ 6@70/140 (0.64%/0.55%)

为避免试验过程中发生混凝土高温爆裂,同时也受限于反力架的最大承载能力(1 800 kN),试件的混凝土强度设计等级取C25.所有试件均采用同批次硅质骨料商品混凝土浇筑,明火试验前实测混凝土立方体抗压强度为27.84 MPa.纵筋和箍筋分别采用HRB400螺纹钢筋和HPB300光圆钢筋,钢筋的实测屈服强度和极限强度如表2所示.

表2 钢筋强度实测值

Tab.2 Measured strengths of rebars

牌号	d/mm	f_y/MPa	f_u/MPa
HPB300	6	405.45	621.92
	8	358.32	531.94
	10	374.10	563.35
HRB400	8	404.92	626.69
	10	415.28	627.24
	14	434.41	592.60
	20	412.98	598.43
	25	537.83	786.52

1.2 试验装置

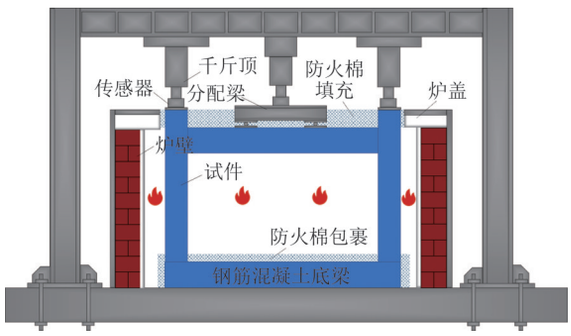
试验在华南理工大学结构耐火实验室的水平构件耐火实验炉内进行.梁通过液压千斤顶(300 kN)和分配梁进行三分点加载,两边柱顶分别采用荷载吨位为1 000 kN的千斤顶加载,3个千斤顶通过三通油管连接,实现同步加载.

框架试件的梁顶面与炉盖底面平齐,在梁顶面覆盖与炉盖厚度相同的防火棉以保证梁三面受火;柱除超出梁顶面高度的加载端不受火外,其余均为四面受火.试件底梁通过锚栓与炉底固定,底梁以及模型框架的支撑柱均采用三层防火棉包裹,以保证它们不受火,柱下端可认为始终保持固定边界条件.原型框架和模型框架的试验装置分别如图2(a)和图2(b)所示.

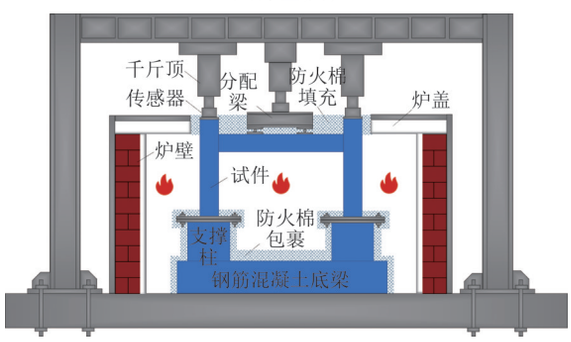
1.3 升温和加载控制

对梁柱进行加载,待试验数据稳定15 min后开始点火.所有试件均采用ISO 834标准升温曲线进行升温,实测炉温曲线与设定曲线基本一致.整个受火过程中,梁上荷载保持荷载比(荷载作用下梁跨中截面所受弯矩与采用实测材料强度计算的梁截面常温受弯承载力之比)0.35不变,柱顶荷载保持荷载比0.2或0.3不变.

目前国内外规范对结构耐火试验的破坏准则尚未有明确规定,一般认为当任一构件(梁或柱)达到



(a)原型框架



(b)模型框架

图2 原型框架与模型框架的试验装置

Fig.2 Test setup for prototype and model frames

耐火极限时,结构即达到耐火极限.《建筑构件耐火试验方法 第1部分:通用要求》(GB/T 9978.1—2008)[18]规定,当梁的弯曲变形量达到$L^2/(400d)$及变形速率达到$L^2/(9\,000d)$(L为试件的净跨长度,d为试件截面上抗压点与抗拉点之间的距离),柱的轴压变形量达到$h/100$和变形速率达到$3h/1\,000$(h为试件初始高度)时,构件达到耐火极限.由于本文试验时数据采集系统不能实时计算变形速率,因此不以结构达到耐火极限为停火准则,而是在试件不能稳定持荷的时刻或因变形过大可能不安全时,停火结束试验.

1.4 试验数据量测

试验中采用压力传感器对液压千斤顶施加至梁、柱上的荷载进行实时监测.为测量梁的弯曲变形,在梁净跨的1/3、1/2和2/3处安装位移计;为测量柱的轴向变形和水平位移,在两柱顶端沿轴线和水平方向分别安装1个位移计.

为测量试件的温度场分布,在梁跨中、靠近梁两端的截面,柱的半高和靠近上下端的截面,以及节点核心区,共计8个截面布设了32个热电偶,测试试件表面混凝土、2倍混凝土保护层厚度位置的混凝土、截面中心混凝土、纵筋以及箍筋等处的温度.

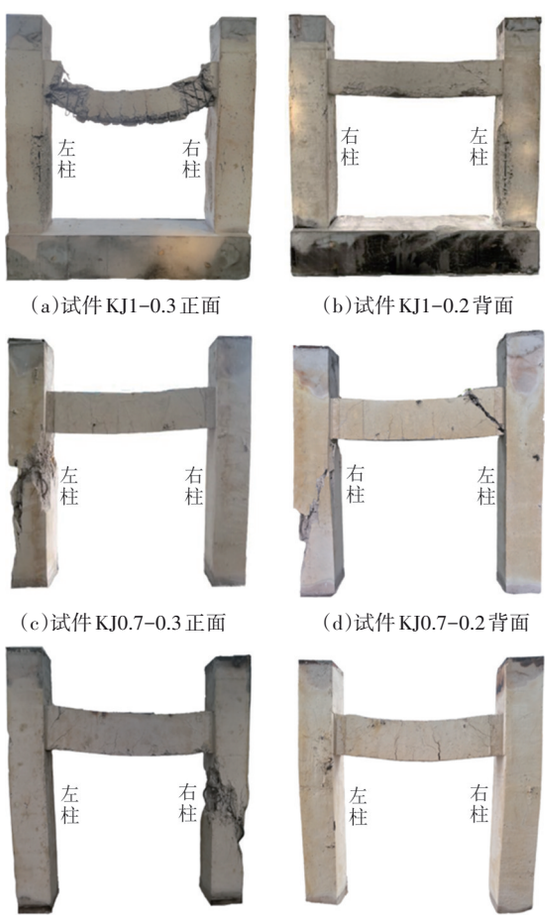
2　试验结果及分析

2.1　破坏形态

试件在明火试验时的破坏过程不能用肉眼观察,明火试验后的破坏形态如图 3 所示.其中,试件 KJ1-0.3 在受火 188 min 时,梁的跨中挠度已达到界限值,但直到受火 208 min 变形速率才达到界限值,此时梁损伤已非常严重[图 3(a)],梁底面以及梁两端的侧面混凝土保护层基本完全脱落,纵筋和箍筋裸露,弯曲变形很大;而左右两柱的损伤比较小,仅柱内侧和外侧面出现部分混凝土脱落现象,纵筋有轻微裸露.试件 KJ1-0.2 在受火 186 min 时梁的跨中挠度达到了界限值,但 200 min 时变形速率仍未达到界限,出于安全考虑,此时停止了试验,因此该试件的损伤较小,仅梁的侧面靠下部有混凝土脱落,靠近左侧节点区附近梁背面出现 45°方向斜裂缝,左柱背面靠内侧位置部分混凝土出现脱落,造成局部纵筋裸露但未发生鼓曲[图 3(b)].由于 KJ1-0.2 试件的柱荷载比小,根据 KJ1-0.3 的破坏形态推断如果 KJ1-0.2 继续受火,其破坏形态会与 KJ1-0.3 类似,发生梁破坏.

试件 KJ0.7-0.3 在受火 120 min 时,梁的跨中挠度达到界限值,之后梁的挠度并未立即急剧增加,继续受火 8 min 后听到“嘭”的一声,试件突然破坏,无法稳定持载.冷却后打开炉盖发现,试件的左柱发生了严重的剪切破坏,斜向裂缝从靠近节点区域的柱内侧延伸至柱根部,几乎贯穿整个柱高,混凝土脱落较为严重,纵筋及箍筋基本裸露,右柱未见明显裂缝[图 3(c)];梁侧面靠近梁底出现均匀分布的弯曲裂缝,部分裂缝较宽并延伸至梁顶,右端出现肉眼可见的斜裂缝,宽度约为 0.2 mm. KJ0.7-0.2 的破坏与 KJ0.7-0.3 类似,在受火 120 min 时,梁的跨中挠度达到界限值,继续受火 6 min 后,右柱突然出现了严重的剪切破坏,但同时伴随着梁左端的剪切破坏[图 3(d)],梁的斜裂缝从左加载点位置向梁底部延伸,根据破坏形态推测是右柱发生剪切破坏带动了梁的破坏.

试件 KJ0.5-0.3 与 KJ0.7-0.3 破坏模式基本相同,均是柱发生剪切破坏且梁出现弯曲裂缝和斜裂缝;但由于 KJ0.5-0.3 是在梁的跨中挠度达到界限值后 10 min 才发生柱破坏,因此梁的损伤比 KJ0.7-0.3 的更严重,有两条弯曲裂缝,宽度达 4 mm,斜裂缝也更明显[图 3(e)].试件 KJ0.5-0.2 的梁在 97 min 时跨中挠度达到界限值,115 min 时梁变形速率达到界限值,视为发生梁弯曲破坏,但此时试件仍能继续稳定承载,考虑到试验安全,在 121 min 停火结束试验;明火试验后,观察到梁纯弯段出现多条竖向裂缝,最大缝宽 8 mm;梁左右两侧靠近节点区位置出现多条斜裂缝,其中一条斜裂缝延伸至梁顶,并贯穿梁顶截面宽度范围;左右两柱仅出现一些细微裂缝,未见其他损伤[图 3(f)].



(a)试件 KJ1-0.3 正面　(b)试件 KJ1-0.2 背面

(c)试件 KJ0.7-0.3 正面　(d)试件 KJ0.7-0.2 背面

(e)试件 KJ0.5-0.3 正面　(f)试件 KJ0.5-0.2 正面

图 3　不同柱荷载比下原型框架和模型框架明火试验后的破坏状态

Fig.3　Post-fire failure state of prototype and model frames subjected to different load ratios on columns

从上面的试验现象可以看到,对于原型框架和 0.7 比例框架,0.2 和 0.3 的柱荷载比差异造成的影响较小,两种柱荷载比下试件的破坏时间和破坏形态较为接近;但是,0.5 比例框架在 0.2 和 0.3 柱荷载比

下的破坏时间和破坏形态均有明显差异,前者发生梁弯曲破坏,后者发生柱剪切破坏.此外,相同柱荷载比下,不同比例框架的破坏模式也不完全相同.例如在0.3柱荷载比下,试件KJ1-0.3发生梁破坏,而KJ0.7-0.3和KJ0.5-0.3均发生柱破坏;在0.2柱荷载比下,KJ0.7-0.2发生柱破坏,而KJ0.5-0.2和KJ1.0-0.2发生梁破坏.相同荷载水平下不同比例框架的破坏模式不完全相同,其中一个重要原因是本文试验中梁荷载比和柱荷载比较为接近,在一些偶然因素(如炉内空气温度不均匀、试件制作或加载误差)下两种破坏均有可能发生,此外也与梁、柱构件火灾行为的尺寸效应不同有关.

2.2 温度场分析

图4给出了两种柱荷载比(0.2和0.3)下原型和模型框架在左柱和右柱半高截面上的纵筋测点以及离柱表面2倍保护层厚度(2c)深度处的混凝土测点的温度-时间曲线.从图中可以看出,在相同的受火时间,小比例试件的内部温度显著高于大比例试件;在不同柱荷载比下,原型框架、0.5比例框架的同一测点或左右柱上的对称测点的温度-时间曲线相差都不大,而0.7比例框架的相同测点或对称测点的温度有一定差异,纵筋测点的最大温度差异约68 ℃.

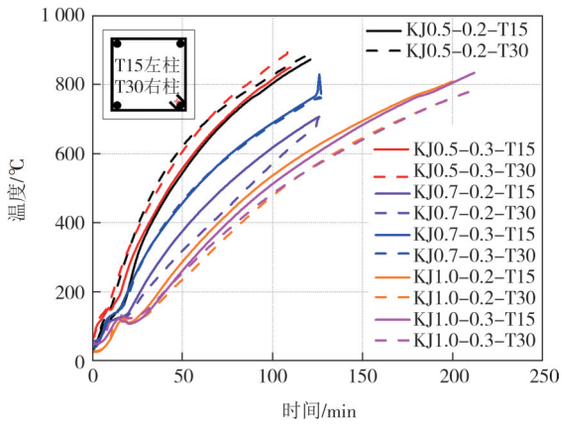
此外,还可以看到,原型框架和0.7比例框架的柱纵筋以及2c深度混凝土测点的温度-时间曲线上有明显的温度平台段,而0.5比例框架的测点温度平台段较小,柱纵筋温度几乎一直稳定上升.这是因为试件截面尺寸较小时,内部水蒸气溢出路径短,蒸发较快.

图5给出了原型框架和模型框架节点区与非节点区柱截面相同位置处纵筋和混凝土测点的温度-时间曲线.可以看出,试件节点区的柱纵筋测点、混凝土测点比非节点区相同位置测点的温度平台持续时间长,温升速率慢,温度更低.例如,在接近耐火极限时,试件KJ1-0.3的节点区柱纵筋温度比非节点区的低460 ℃.节点区温度更低的原因是其曝火面积小于非节点区,且与柱连接的梁也能吸走部分热量.比较不同尺寸的试件可以看到,试件尺寸越大,节点区和非节点区的温度差异越大.

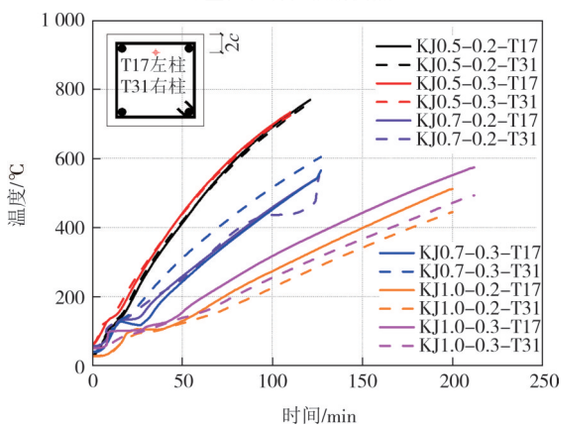
2.3 变形分析

2.3.1 轴向变形

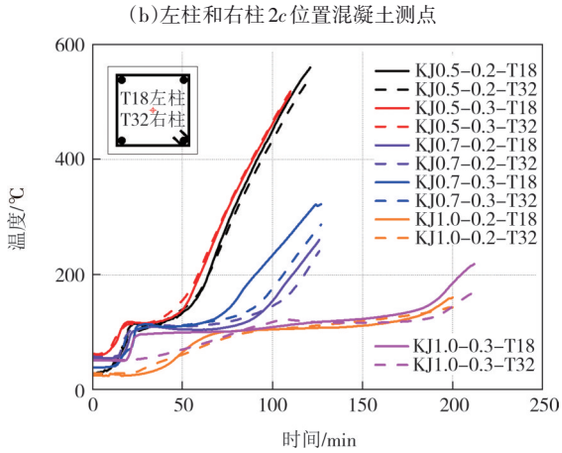
图6给出了原型框架和模型框架左右柱的实测



(a)左柱和右柱纵筋测点



(b)左柱和右柱2c位置混凝土测点

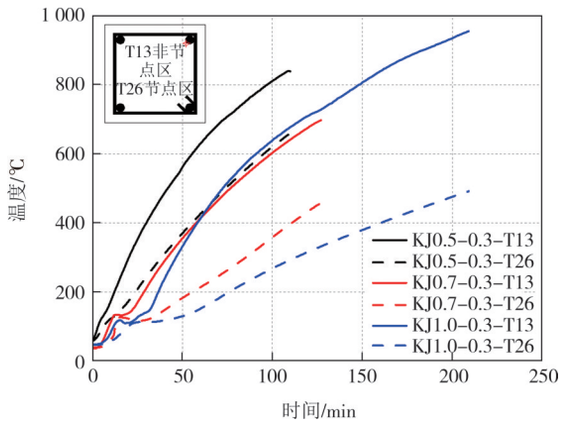


(c)左柱和右柱截面中心混凝土测点

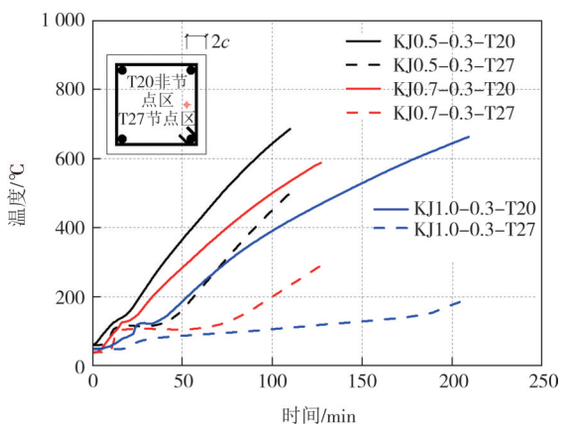
图4 不同柱荷载比下原型框架和模型框架的温度-时间曲线

Fig.4 Temperature-time curves of prototype and model frames under different load ratios on columns

轴向变形-时间曲线.从图中可以看出,试件左右两柱的早期轴向变形随时间的变化趋势基本相同,但变形量有差异,尤其是小比例框架左右柱的变形差异较大,这是由于小尺寸试件更易因为模型制作、荷载施加的误差以及火场不均匀等造成左右柱不完全对称.对于KJ0.7-0.2、KJ0.7-0.3和KJ0.5-0.3框架,在受火后期,一个框架柱的轴向压缩变形突然急剧



(a)纵筋测点



(b)2*c*位置混凝土测点

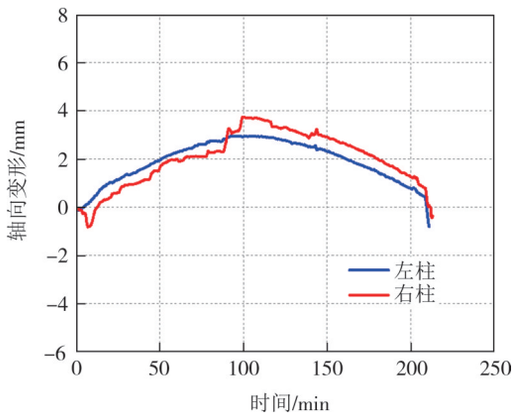
图 5　非节点区与节点区的温度–时间曲线

Fig.5　Temperature–time curves of measured points in non–joint area and joint area

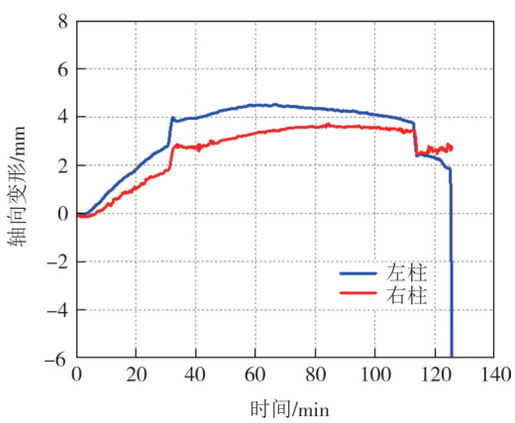
增加,并迅速超过限值,导致试件发生破坏,而其他三个框架直至试验结束柱的变形都不大(小于5 mm).值得一提的是,相比于独立受火柱[17],6个框架试件中柱的受火膨胀段持续时间较长,多根柱在整个受火过程中始终处于膨胀变形阶段,3根破坏柱在临近试件破坏时才由正向的膨胀变形急剧变为负向的压缩变形.产生这一现象的主要原因是本文试验中柱荷载比相对较小,故压缩变形较小,而柱自身的热膨胀变形较大;此外,在受火后期,梁的跨中挠曲变形不断增大,会使得梁两端往上翘,带动柱产生向上的位移.比较相同柱荷载比下不同比例柱的膨胀变形量,可以看到柱的膨胀拉伸变形变化范围差异不大,并不与试件几何尺寸成正比.

2.3.2　侧向位移

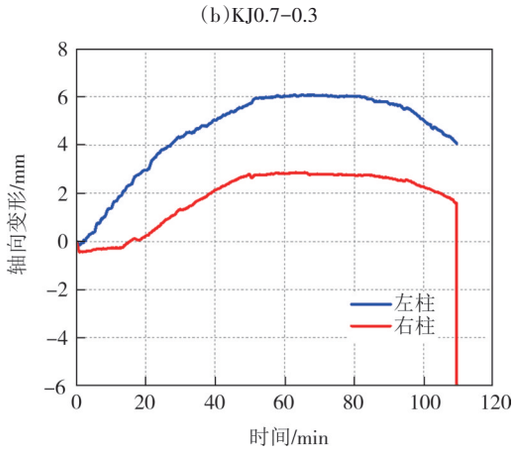
图7给出了当柱荷载比为0.3时,不同比例框架柱顶的实测侧向位移(侧移)–时间曲线,其中侧移为正值表示柱顶向框架外侧移动,负值表示向内侧移动.



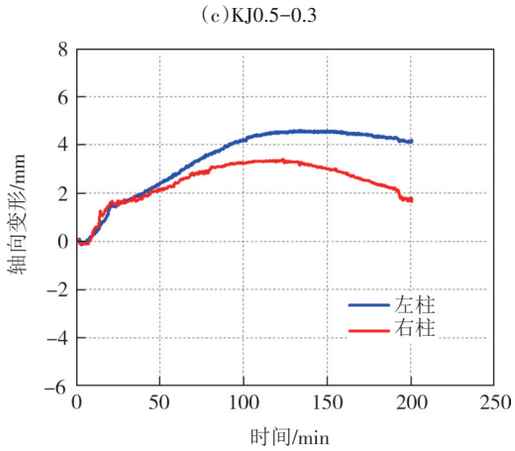
(a)KJ1.0–0.3



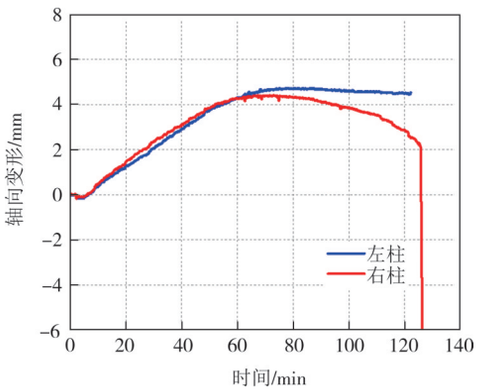
(b)KJ0.7–0.3



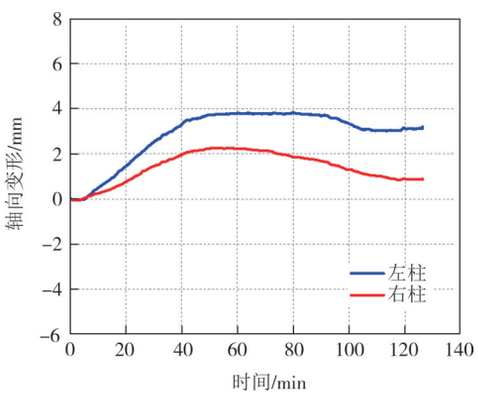
(c)KJ0.5–0.3



(d)KJ1.0–0.2



(e)KJ0.7-0.2



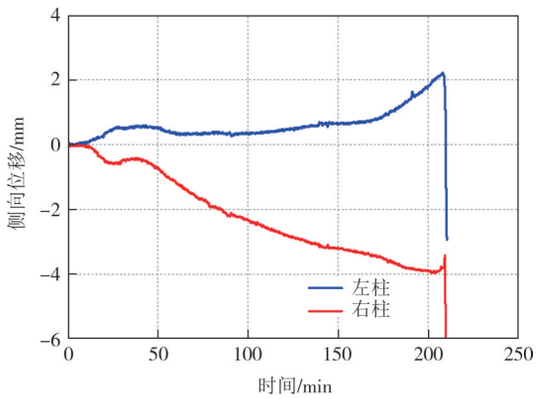
(f)KJ0.5-0.2

图6 原型框架和模型框架的柱轴向变形-时间曲线

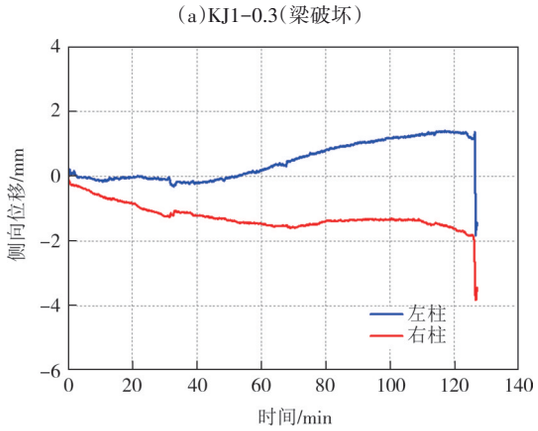
Fig.6 Axial deformation-time curves of columns in prototype and model frames

由图7可以看出,三个框架的左右柱侧移在受火试验过程中并不对称,均是一根柱往内侧移动,另一根柱往外侧移动,即两根柱往同一方向侧移[图8(a)].当临近破坏时,KJ1-0.3试件由于梁的挠曲变形急剧增加,梁两端距离减小,左右柱都往内侧移动;而试件KJ0.7-0.3和KJ0.5-0.3中向外侧移动的柱发生了剪切破坏,被与其相连的梁拉回,产生了向框架内侧方向的位移,如图8(b)所示.

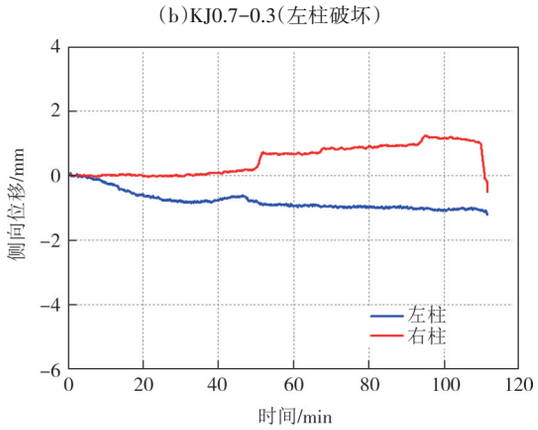
理论上,对称的框架结构在对称荷载作用下的变形应该是对称的,但本文试验中左右柱的侧移方向不对称,这可能是由试验中两柱的荷载难以始终保持大小相等、荷载出现偏心、温度分布不一致等偶然因素造成的.由于柱顶发生了侧移,柱顶受到的边界约束以及梁的变形使柱内产生水平剪力,在剪力和压力的共同作用下,柱可能发生剪压破坏.以KJ0.5-0.3为例,受火过程中左柱产生了比右柱更大的拉伸变形[图6(c)],因此右柱上的压力更大;同时左柱、右柱都发生了向右的侧移[图7(c)],在柱顶水平力以及竖向压力作用下,右柱形成了如图8(c)所示的剪切破坏面.



(a)KJ1-0.3(梁破坏)



(b)KJ0.7-0.3(左柱破坏)



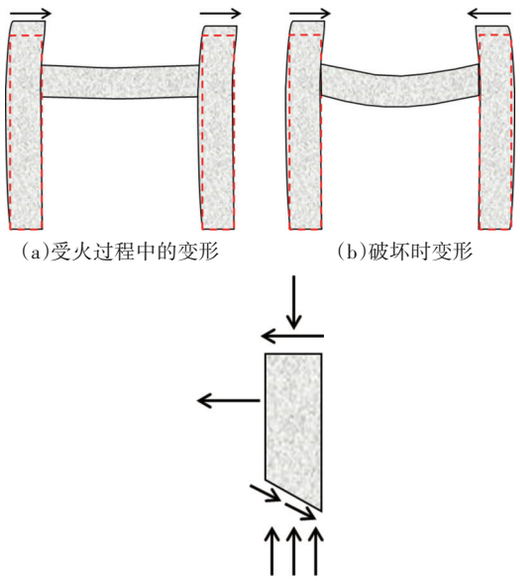
(c)KJ0.5-0.3(右柱破坏)

图7 原型框架和模型框架的侧向位移-时间曲线

Fig.7 Lateral displacement-time curves of prototype and model frames

2.3.3 跨中挠度

不同比例框架的梁实测跨中挠度-时间曲线如图9所示.可以看出,同一比例试件在0.2和0.3两种柱荷载比下的梁跨中挠度曲线非常接近,挠度达到规范[18]界限值的时间基本相同,仅0.5比例框架两种柱荷载比下的梁挠度曲线在受火后期出现了一定差异,0.3柱荷载比的试件更早发生了破坏.KJ1-0.3试件的梁在受火前50 min有上拱现象,之后就转为向下挠曲,其他试件的梁仅在受火初期有稍许上拱,或



(a)受火过程中的变形　(b)破坏时变形

(c)右柱临近破坏时的受力示意图

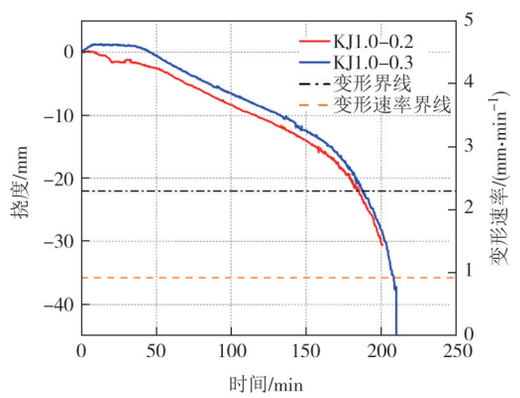
图 8　KJ0.5-0.3 的变形和受力示意图

Fig.8　Sketch of deformation and loadings of KJ0.5-0.3

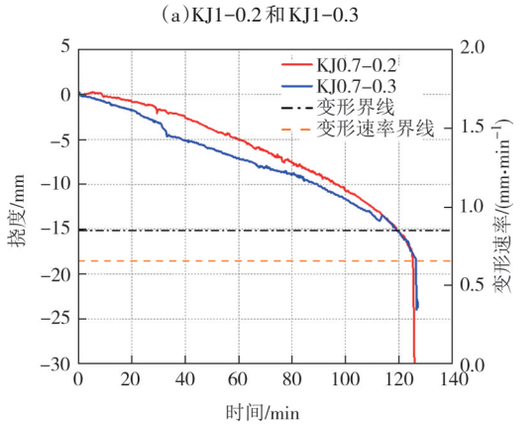
上拱不明显.受火初期梁的上拱是因为梁的热膨胀变形受到柱的约束而产生了轴压力,形成了拱效应,使梁产生了一定程度的向上挠曲.

2.3.4　耐火极限

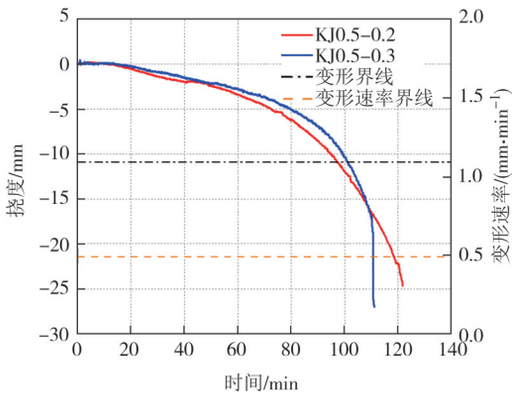
表 3 列出了各试件中梁、柱构件分别达到其变形(挠度)、变形速率界限值的时间以及试件的耐火极限.由表 3 可知,相同柱荷载比下不同比例框架的耐火极限存在明显的尺寸效应.例如,在 0.3 柱荷载比下,当框架结构的比例从 0.5 增长到 1.0,耐火极限仅增长 87%,小于试件尺寸增幅,更是远小于按文献[19-20]中建议的相似关系推测出的增幅.此外,在本文试验中,由于柱荷载比取值较小(0.2 和 0.3),柱荷载比对框架试件的梁、柱构件达到变形界限值和变形速率界限值的时间影响不显著.6 个试件都是梁的挠度首先达到界限值,然后梁的变形速率与柱的变形、变形速率同时达到界限值.其中,试件 KJ0.7-0.3、KJ0.7-0.2 和 KJ0.5-0.3 因突然发生柱破坏,框架梁挠度达到界限值的时间与变形速率达到界限值的时间相隔不太长,约 6~10 min,但其他发生梁破坏的试件,这一间隔时间高达 20 min,这与文献[21]中简支梁的试验规律是不同的,而与约束梁的挠度发展规律接近.一般而言,受火简支梁的跨中挠度达到界限值的时间与变形速率达到界限值的时间相差无几[21],而约束梁的这一间隔时间达 10 min 左右[22].框架梁以及约束梁在挠度达到界限值后没有立即破坏的原因主要是框架梁两端的负弯矩作用以及柱的向上膨胀,使得梁的向下变形速率减缓.



(a)KJ1-0.2 和 KJ1-0.3



(b)KJ0.7-0.2 和 KJ0.7-0.3



(c)KJ0.5-0.2 和 KJ0.5-0.3

图 9　原型框架和模型框架的梁跨中挠度-时间曲线

Fig.9　Mid-span deflection-time curves of beams in prototype and model frames

3　有限元分析(FEA)

3.1　有限元模型校验

采用通用有限元软件 ABAQUS 对 6 榀框架结构试件进行有限元建模和热-力耦合反应分析.在热分析建模时,混凝土采用 DC3D8 单元,钢筋采用 DC1D2 单元,二者的接触类型为 Tie,混凝土和钢筋的热工参数采用 Lie 等[23]的建议公式.在力学分析模

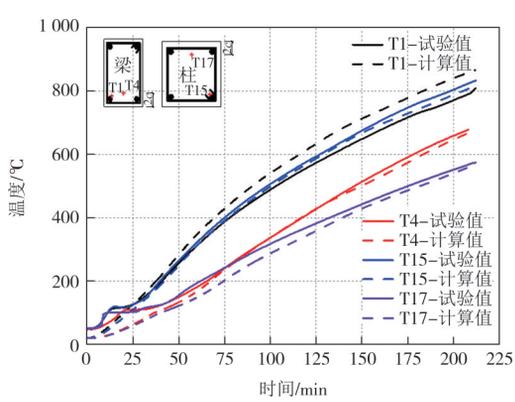
表3 梁柱变形(挠度)和变形速率达到界限值的时间及试件的耐火极限

Tab.3 Time for the deformation(deflection) and deformation rate of beams and columns reaching the threshold values and the fire resistance of the specimens

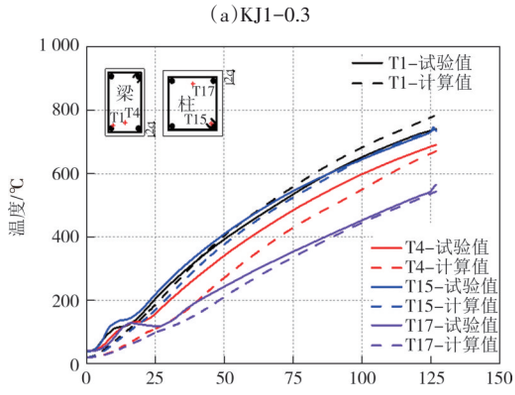
试件编号	梁上荷载/kN	柱顶荷载/kN	达到界限值的时间/min				停火时间/min	耐火极限/min	破坏形态
			梁挠度	梁变形速率	柱变形	柱变形速率			
KJ1-0.3	146.00	704.57	188	208	208	208	208	208	梁破坏
KJ1-0.2	146.00	445.38	186	—	—	—	200	>200	尚能承载(推测为梁破坏)
KJ0.7-0.3	75.00	343.51	120	128	128	128	128	128	柱破坏
KJ0.7-0.2	75.00	216.51	120	126	126	126	126	126	梁、柱破坏
KJ0.5-0.3	35.70	176.54	101	111	111	111	111	111	柱破坏
KJ0.5-0.2	35.70	111.75	97	115	—	—	121	115	梁破坏(尚能承载)

型中,混凝土采用C3D8R单元,钢筋采用T3D2单元,钢筋通过Embedded方式嵌入混凝土,高温下钢筋的应力-应变关系和混凝土的受压应力-应变关系采用Lie等[23]建议的模型,混凝土的弹性模量采用过镇海等[24]提出的计算公式,混凝土受拉应力-应变关系采用Hong等[25]提出的模型.

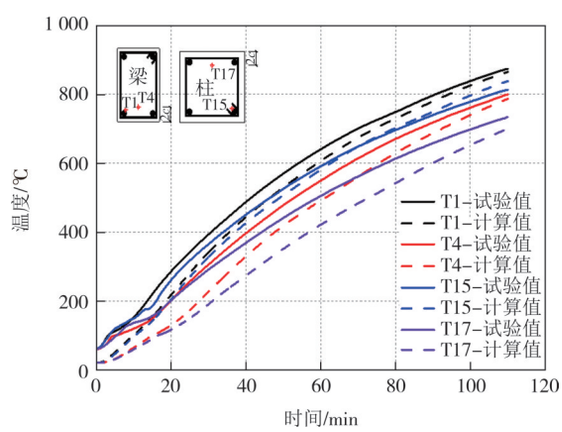
图10给出了0.3柱荷载比下不同比例的3榀框架的梁、柱纵筋以及距受火表面2c位置的混凝土测点的计算温度与实测温度的比较.可以看出,除KJ0.5-0.3试件的T17测点的计算温度-时间曲线与实测曲线存在一定差异外,其他测点的计算与实测曲线较为接近.



(a)KJ1-0.3



(b)KJ0.7-0.3



(c)KJ0.5-0.3

图10 有限元计算与试验获得的测点温度-时间曲线比较

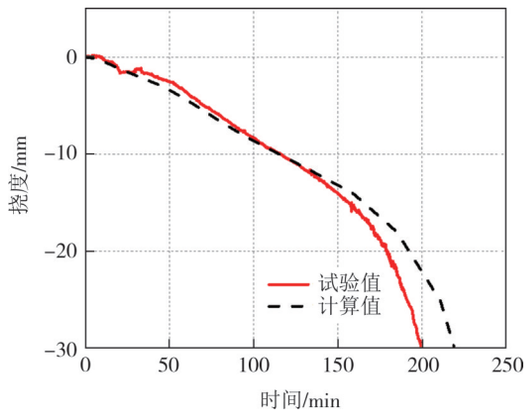
Fig.10 Comparison on temperature-time curves of measured points obtained from FEA and tests

图11给出了0.2柱荷载比下3榀框架实测的以及计算获得的梁跨中挠度曲线和柱顶轴向变形曲线.可以看出,三根梁的计算挠度曲线与试验曲线在受火前期较为接近,但中后期存在一定偏差;框架柱的轴向变形计算曲线也均与实测曲线存在一定差异.破坏模式方面,有限元分析结果显示3榀框架的破坏模式均为梁破坏,但试验结果仅KJ1-0.2和KJ0.5-0.2试件发生梁破坏,KJ0.7-0.2为右柱和梁端破坏.由于未能准确模拟出KJ0.7-0.2的破坏模式,该框架的耐火极限计算误差较大,达27.8%,KJ1-0.2和KJ0.5-0.2的耐火极限误差分别为18.8%和8.2%.

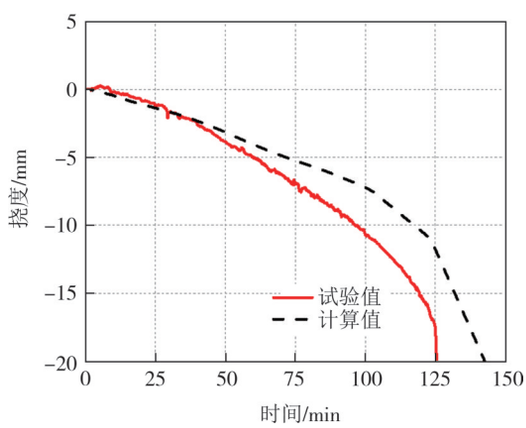
总体而言,本文的有限元计算与试验得到的温度值相差较小,梁柱构件的变形发展趋势与实测基本接近,可认为所采用的有限元建模方法和参数设置较为合理.

3.2 柱荷载比的影响

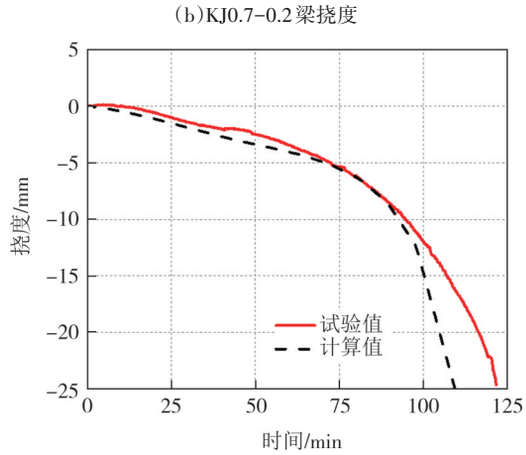
由于加载装置限制,试验过程中柱荷载比取值



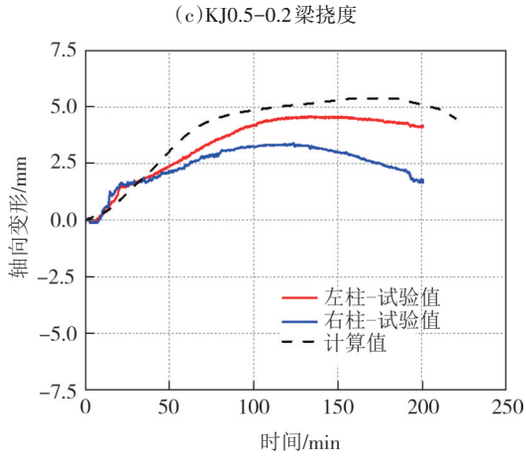
(a)KJ1-0.2梁挠度



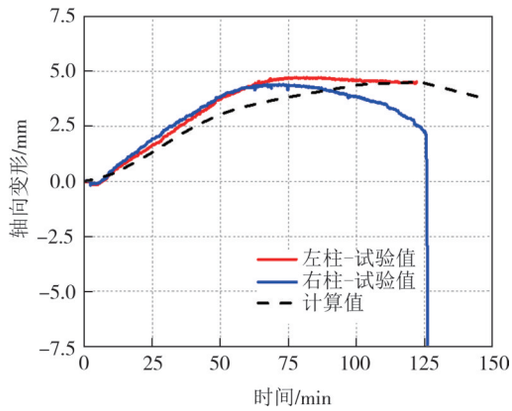
(b)KJ0.7-0.2梁挠度



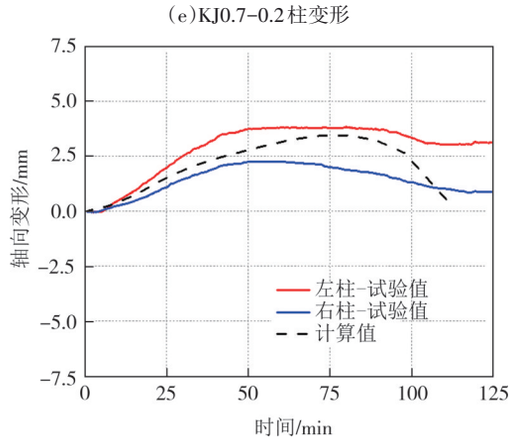
(c)KJ0.5-0.2梁挠度



(d)KJ1-0.2柱挠度



(e)KJ0.7-0.2柱变形



(f)KJ0.5-0.2柱变形

图 11　有限元计算与试验获得的梁、柱变形曲线比较

Fig.11　Comparison on deformation curves of beams and columns obtained from FEA and tests

较小(0.2 和 0.3),导致不同柱荷载比下试验结果的差异不明显,下面通过在有限元模型中改变柱荷载比取值(0.35、0.45 和 0.55)来进一步探究其对不同比例钢筋混凝土框架结构耐火性能的影响.表 4 给出了不同柱荷载比下 3 种尺寸框架的耐火极限和破坏模式.

可以看到,在保持梁荷载比不变的情况下,随着柱荷载比增大,试件的破坏模式由梁破坏变为柱破坏,且耐火极限明显减小,尤其是对大比例试件的影响更为显著.例如,当梁荷载比为 0.2,柱荷载比从 0.35 增大到 0.55 时,所有试件均发生柱破坏,原型框架(柱)的耐火极限减小了 27.0%,而 0.5 比例框架(柱)的耐火极限减小了 17.4%.柱荷载比对大尺寸柱耐火极限的影响更大的现象在文献[26]中也有报道,主要原因有:1)由混凝土材料的尺寸效应引起,混凝土尺寸越大,内部的微观缺陷越多,当柱荷载比增加相同幅度时,缺陷多的试件更易诱发破坏;2)由

高温下不同尺寸试件的承载力降低速率不同引起,由图4可以看到,小尺寸试件内部温度升高的速度更快,材料强度退化更严重,承载力降低速率更大,因此在相同的柱荷载比变化幅度下,小尺寸试件的耐火极限变化更小.

表4 不同柱荷载比下框架的耐火极限和破坏模式

Tab.4 Fire resistance and failure modes of frames with different load ratios on columns

试件编号	比例	梁荷载比	柱荷载比	耐火极限/min	破坏模式
KJ1	1	0.2	0.20	269	梁破坏
			0.30	241	梁破坏
			0.35	230	柱破坏
			0.45	203	柱破坏
			0.55	168	柱破坏
KJ0.7	0.7	0.2	0.20	175	梁破坏
			0.30	150	梁破坏
			0.35	141	柱破坏
			0.45	125	柱破坏
			0.55	111	柱破坏
KJ0.5	0.5	0.2	0.20	115	梁破坏
			0.30	98	柱破坏
			0.35	92	柱破坏
			0.45	84	柱破坏
			0.55	76	柱破坏

对比相同荷载比水平下的不同比例试件的耐火极限可以看到,随着试件尺寸增大,耐火极限增大,但耐火极限并不满足文献中提出的s^{2}[19]或$s^{1.46}$[20](s为试件的几何尺寸之比)等相似(或等效)关系,而是偏小些,表明框架结构的耐火极限存在明显的尺寸效应.

3.3 梁荷载比的影响

保持有限元模型中柱荷载比为0.35不变,将梁荷载比分别设置为0.2、0.3、0.4和0.5,考察梁荷载比对不同比例钢筋混凝土框架结构耐火性能和破坏模式的影响,结果如表5所示.可以看出,随梁荷载比增大,试件的破坏模式逐渐由柱破坏变为梁柱同时破坏、梁破坏,耐火极限逐渐降低,这与文献[3]的结论一致.相比于小尺寸试件,大尺寸试件的耐火极限受梁荷载比的影响更大.例如,当梁荷载比从0.2增大至0.5时,1.0比例框架的耐火极限降低了27.8%,而0.5比例框架的耐火极限降低了18.5%.但是,若都是发生梁破坏的情况,不同比例试件受梁荷载比的影响相差不大,当梁荷载比从0.4增大到0.5时,3种尺寸试件的耐火极限降低幅度均为10%左右,这与表4中柱荷载比的影响不同,说明梁的高温承载力的尺寸效应小于柱的.这是因为一方面梁为受弯构件,混凝土材料强度对梁承载力的影响小于对柱承载力的影响;另一方面梁为三面受火,不同尺寸梁的内部温度场差异小于不同尺寸柱的温度场差异.

表5 不同梁荷载比下框架的耐火极限及破坏模式

Tab.5 Fire resistance and failure modes of frames with different load ratios on beams

试件编号	比例	梁荷载比	柱荷载比	耐火极限/min	破坏模式
KJ1	1.0	0.2	0.35	230	柱破坏
		0.3		220	梁破坏
		0.4		185	梁破坏
		0.5		166	梁破坏
KJ0.7	0.7	0.2	0.35	141	柱破坏
		0.3		136	梁、柱破坏
		0.4		120	梁破坏
		0.5		107	梁破坏
KJ0.5	0.5	0.2	0.35	92	柱破坏
		0.3		91	梁、柱破坏
		0.4		83	梁破坏
		0.5		75	梁破坏

此外,还可以看到,在梁荷载比为0.3,柱荷载比为0.35的情况下,小尺寸框架(0.5比例和0.7比例)发生梁、柱破坏,而大尺寸框架(1.0比例)发生梁破坏.在本文的试验中也发生了类似的现象,例如KJ0.5-0.3和KJ0.7-0.3均发生柱破坏,而KJ1.0-0.3发生梁破坏.这可以用混凝土梁、柱构件高温性能尺寸效应的差异来解释.由于柱的高温性能尺寸效应比梁的更显著,当试件由0.5比例增大至1.0比例时,柱的耐火极限有较大幅度增加,而梁的耐火极限增加幅度相对较小,因此在小尺寸框架发生梁、柱破坏的情况下,大尺寸框架却发生梁破坏.

4 结 论

1)在标准火灾升温条件下,几何尺寸和荷载水平相似的不同比例框架的耐火极限存在明显的尺寸效应;随着试件尺寸增加,耐火极限增加,但增幅小

于按文献中耐火极限相似关系推测的增幅.

2)火灾下钢筋混凝土框架梁的火灾行为与简支梁有较大不同,跨中挠度在达到规范规定的变形限值时,变形速率并不会马上急剧增加,而是间隔一定时间后才达到限值;框架柱的火灾行为也与独立柱不同,框架柱的受火膨胀会持续较长一段时间.

3)火灾下钢筋混凝土平面框架结构的破坏模式受梁荷载比、柱荷载比的相对大小影响,当柱荷载比较小、梁荷载比较大时,易发生梁破坏,反之易发生柱破坏;由于混凝土柱的高温性能尺寸效应比混凝土梁的更显著,当小尺寸框架发生柱破坏时,几何和荷载水平相似的大尺寸框架却可能发生梁破坏.

参考文献

[1] 郑文忠, 侯晓萌, 王英. 混凝土及预应力混凝土结构抗火研究现状与展望[J]. 哈尔滨工业大学学报,2016,48(12): 1-18.
ZHENG W Z,HOU X M,WANG Y. Progress and prospect of fire resistance of reinforced concrete and prestressed concrete structures[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2016, 48(12): 1-18.(in Chinese)

[2] 蔡新江, 戚晨望,毛小勇,等. 钢筋混凝土框架的多尺度抗火混合模拟[J]. 防灾减灾工程学报,2022,42(2):383-390.
CAI X J,QI C W,MAO X Y,et al. Multi-scale hybrid simulation of fire resistance of reinforced concrete frame[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2022, 42(2): 383-390.(in Chinese)

[3] 时旭东, 过镇海. 高温下钢筋混凝土框架的受力性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2000, 33(1):36-45.
SHI X D, GUO Z H. Experimental inevstigation of behavior of reinforced concrete frames at elevated temperature[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(1): 36-45.(in Chinese)

[4] 宋岩升, 潘勇旭, 赵刚. 火灾下混凝土框架结构力学性能研究[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版),2021,37(1):77-85.
SONG Y S,PAN Y X,ZHAO G. Study on mechanical properties of concrete frame structure under fire[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science), 2021,37(1):77-85.(in Chinese)

[5] 刘猛,邱源,李蒙杰,等. 火灾下钢筋混凝土框架结构高温力学性能数值模拟研究[J]. 消防科学与技术,2021,40(7):995-998.
LIU M, QIU Y, LI M J, et al. Numerical simulation of high temperature mechanical properties of reinforced concrete frame structure under fire[J]. Fire Science and Technology, 2021, 40(7): 995-998.(in Chinese)

[6] CVETKOVSKA M, KNEZEVIC M, XU Q, et al. Fire scenario influence on fire resistance of reinforced concrete frame structure[J]. Procedia Engineering, 2018,211:28-35.

[7] 王广勇, 韩林海. 局部火灾下钢筋混凝土平面框架结构的耐火性能研究[J]. 工程力学, 2010, 27(10):81-89.
WANG G Y,HAN L H. Fire performance of reinforced concrete plane frame exposed to local fire[J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(10): 81-89.(in Chinese)

[8] 吴波,何喜洋. 高温下钢筋混凝土中框架的变形研究[J]. 自然灾害学报,2006, 15(2): 99-106.
WU B,HE X Y. Research on deformations of reinforced concrete mid-frame under high temperature [J]. Journal of Natural Disasters,2006,15(2):99-106.(in Chinese)

[9] 肖建庄,谢猛,潘其健. 高性能混凝土框架火灾反应与抗火性能研究[J]. 建筑结构学报,2004,25(4):1-7.
XIAO J Z, XIE M, PAN Q J. Experimental study on the fire response and fire resistance of high performance concrete frame[J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(4): 1-7.(in Chinese)

[10] 刘猛,王广勇,张东明. 火灾下钢筋混凝土平面框架结构受力机理分析[J]. 建筑结构学报,2020,41(10):94-101.
LIU M, WANG G Y, ZHANG D M. Mechanical principle of reinforced concrete planar frame structures in fire[J]. Journal of Building Structures,2020,41(10):94-101.(in Chinese)

[11] 苗吉军,王俊富,刘才玮,等. 损伤后混凝土框架结构火灾试验研究[J]. 建筑结构学报,2012,33(2):1-9.
MIAO J J,WANG J F,LIU C W,et al. Experimental research on RC frame structure with damages due to elevated temperature[J]. Journal of Building Structures,2012,33(2):1-9.(in Chinese)

[12] ARIOZ O. Retained properties of concrete exposed to high temperatures: size effect[J]. Fire and Materials, 2009, 33(5): 211-222.

[13] BAŽANT Z P, KWON Y W. Failure of slender and stocky reinforced concrete columns: tests of size effect[J]. Materials and Structures, 1994, 27(2): 79-90.

[14] 杜修力,金浏,李冬. 混凝土与混凝土结构尺寸效应述评(Ⅰ):材料层次[J]. 土木工程学报,2017,50(9):28-45.
DU X L,JIN L,LI D. A state-of-the-art review on the size effect of concretes and concrete structures(Ⅰ): concrete materials[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(9): 28-45.(in Chinese)

[15] REDDY D V, SOBHAN K, LIU L X, et al. Size effect on fire resistance of structural concrete [J]. Engineering Structures, 2015,99:468-478.

[16] ZHANG H Y, LI Q Y, KODUR V, et al. Effect of cracking and residual deformation on behavior of concrete beams with different scales under fire exposure[J]. Engineering Structures, 2021, 245:112886.

[17] ZHANG H Y, JIANG W A, WU B, et al. Model fire test and similarity relationship development of RC columns subjected to uneven fire exposure[J]. Engineering Structures, 2023, 295: 116858.

[18] 建筑构件耐火试验方法 第1部分:通用要求:GB/T 9978.1—2008[S]. 北京:中国标准出版社,2009.
Fire-resistance tests—elements of building construction—part 1: general requirements: GB/T 9978.1—2008[S]. Beijing: Standards Press of China, 2009. (in Chinese)

[19] O'CONNOR D J, SILCOCK G W H. A strategy for the fire testing of reduced scale structural models[J]. Fire Technology, 1992, 28(1): 48-69.

[20] REDDY D V, SOBHAN K, LIU L X, et al. Size effect on fire resistance of structural concrete[J]. Engineering Structures, 2015, 99:468-478.

[21] 吕昊然. 不同比例钢筋混凝土梁火灾下的热—力响应相似性研究[D]. 广州:华南理工大学,2019.
LÜ H R. Study on similarity of thermal-mechanical response of reinforced concrete beams with different proportions under fire[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2019. (in Chinese)

[22] ALBUQUERQUE G L, SILVA A B, RODRIGUES J P C, et al. Behavior of thermally restrained RC beams in case of fire[J]. Engineering Structures, 2018, 174:407-417.

[23] LIE T T, CELIKKOL B. Method to calculate the fire resistance of circular reinforced concrete columns[J]. ACI Materials Journal, 1991, 88(1):84-91.

[24] 过镇海,时旭东. 钢筋混凝土的高温性能及其计算[M]. 北京:清华大学出版社,2003.
GUO Z H, SHI X D. Behaviour of reinforced concrete at elevated temperature and its calculation[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003. (in Chinese)

[25] 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.

[26] 万莹. 钢筋混凝土轴心受压圆柱火灾行为及尺寸效应研究[D]. 广州:华南理工大学, 2022.
WAN Y. Fire Behavior and size effect of reinforced concrete columns with circular section under axial compressive load[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2022. (in Chinese)