

火灾后平面及空间混凝土梁柱节点抗震性能试验研究

陆洲导, 陈宇, 李凌志, 刘鑫, 魏锴

(同济大学土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 对 1 个平面和 1 个空间钢筋混凝土梁柱节点在 ISO834 标准升温曲线作用下的抗火性能进行了试验, 然后对 4 个构件(上述 2 个火灾后试件, 2 个常温对比试件)进行了低周往复荷载下的试验。研究了平面和空间节点火灾后的残余抗震性能, 分析了节点的裂缝发展、破坏模式、滞回曲线、骨架曲线、承载力、延性系数、刚度退化和耗能能力等。结果表明, 除火灾后的平面节点发生核心区破坏外, 其余节点均为梁端弯曲破坏。经历火灾后, 试件的承载力、延性系数以及耗能能力降低, 变形增大。火灾后混凝土的损伤削弱了现浇楼板和直交次梁对空间节点承载力的贡献, 因此空间节点火灾前后性能变化更加显著。

关键词: 火灾; 空间节点; 混凝土; 低周往复荷载; 抗震性能
中图分类号: TU375 **文献标志码:** A

Experimental Study on Seismic Behavior of Plane and Spatial Concrete Beam-column Joints After Exposure to Fire

LU Zhoudao, CHEN Yu, LI Lingzhi, LIU Xin, WEI Kai
(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The fire behavior of one plane and one spatial beam-column concrete joints was investigated under the fire according to the standard ISO834 temperature time curve, and then four specimens (the two fire-damaged specimens, two comparison specimens under room temperature) were tested under low cycle reciprocating loadings. Thus their post-fire residual seismic performances were studied. Furthermore, the cracks, failure modes, hysteretic loops, envelope curves, load bearing capacity, ductility coefficient, stiffness

degradation, and energy dissipation were studied and compared in detail. The experimental results show that shear failure happens only in the joint zone of the fire-damaged plane beam-column joint, and the rest three specimens exhibit bending failure in beam ends. It is also demonstrated that the load bearing capacity, ductility coefficient and energy dissipation of the specimens is reduced, and the deformation is increased, after exposure to fire. However, the contribution of slab and orthogonal beams is weakened due to the damage of concrete after fire, which results in a more significant change in the performance of the space beam-column joint specimens before and after fire exposure.

Key words: fire; spatial joint; concrete; low cycle reciprocating load; seismic behavior

钢筋和混凝土的材料力学性能在受火后有相当大程度的降低, 使结构构件出现不同程度的破坏。目前国内外对梁、柱、板等单一构件火灾后的力学性能研究文献较多, 而火灾后混凝土梁柱节点的抗震性能研究, 特别是火灾后空间混凝土梁柱节点的抗震性能研究文献较少。

廖杰洪等^[1]对 1 根常温和 7 根火灾后混凝土梁进行抗剪试验, 得出了火灾后混凝土梁抗剪承载力降低、刚度下降、极限位移增加等结论。Jiang 等^[2]考虑了剪跨比、混凝土楼板和箍筋间距等因素, 研究了火灾后钢筋混凝土框架梁、悬臂梁的残余抗剪性能。结果表明, 经历火灾后梁的抗剪承载力和刚度均降低。

吴波等^[3]对 16 根轴向约束钢筋混凝土柱进行了

收稿日期: 2019-05-20

基金项目: 国家自然科学基金(51778496, 51778497)

第一作者: 陆洲导(1957—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为结构加固与抗火。

E-mail: lzd@tongji.edu.cn

通信作者: 李凌志(1980—), 男, 副教授, 硕士生导师, 工学博士, 主要研究方向为结构加固与抗火。

E-mail: lilingzhi@tongji.edu.cn



论文
拓展
介绍

标准火灾后剩余轴压刚度和承载力的试验研究。结果表明,钢筋混凝土柱的剩余轴压刚度随着受火时间的增加而逐渐减小。Chen等^[4]、Jau等^[5]发现,受火时间越长,钢筋混凝土柱的残余承载力越低。

项凯等^[6]进行了钢筋混凝土连续板的火灾试验和静载试验。结果表明,受火后板的屈服荷载及峰值荷载均低于常温板,随着受火时间的增加和受火温度的升高,板的承载力逐渐降低。Molkens等^[7]提出了一种火灾后混凝土楼板损伤程度、残余承载力的综合评估方法。

王广勇等^[8]建立了火灾下钢筋混凝土梁柱连接节点力学性能分析的有限元模型,分析了高温下钢筋混凝土平面节点应力分布规律,并在参数分析的基础上探讨了节点受火方式、柱荷载比、梁荷载比,以及梁纵筋配筋率对节点变形、破坏形式和耐火极限的影响规律。

王玉鐳等^[9]对2个钢筋混凝土足尺框架节点在ISO834标准升温曲线作用下的抗火性能进行了试验,然后对3个构件进行了低周反复荷载下的试验研究。结果表明,试件都是核心区破坏。60 min以内火灾对抗震前期影响不大,表现为后期骨架曲线内收或刚度等降低速度加快。90 min火灾对试件的影响明显高于60 min火灾对试件的作用,表现为骨架曲线、承载力、刚度退化等都低于其他试件。

霍静思等^[10]考虑柱截面形式(圆形和方形截面)、受火时间、梁柱线刚度比和轴压比等因素,进行了外加强环板型钢管混凝土柱-钢梁节点的滞回性能试验研究。结果表明,该类节点试件都具有良好的抗震性能。

Li等^[11]进行了常温下及火灾后“强梁弱柱”和“强柱弱梁”钢筋混凝土框架的拟静力试验。结果表明,火灾后钢筋混凝土框架的极限承载力、刚度、延性系数和耗能能力均降低。其中,“强梁弱柱”框架的降低幅度更为显著。

Han等^[12]和Tan等^[13]研究了火灾下带楼板钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架的温度场分布、变形及破坏模式等。Kamath等^[14]进行了足尺震损钢筋混凝土框架的火灾试验研究。

本试验中研究了火灾后平面及空间节点的残余抗震性能,分析了节点的裂缝发展、破坏模式、滞回曲线、骨架曲线、承载力以及延性系数、刚度退化和耗能能力等。

1 试验概况

1.1 试件设计

本试验中共设计4个足尺钢筋混凝土梁柱节点试件, JT、JST分别为平面和空间火灾后受损试件, CTRL-J、CTRL-JS为相应常温对比试件。所有试件同时浇筑,混凝土强度为C70。柱截面尺寸为300 mm×300 mm,梁截面尺寸为200 mm×250 mm,板厚取80 mm,保护层厚度取25 mm。试件几何尺寸和配筋如图1所示。平面节点试件梁柱尺寸、配筋与空间节点相同,唯一的不同是平面节点试件没有楼板和直交次梁。

商品混凝土分两批浇筑,平面梁柱节点和空间节点的下柱、梁板为第一批混凝土浇筑,空间节点的上柱为第二批混凝土浇筑。经材性试验,两批混凝土强度存在较大差异,第一批的棱柱体抗压强度为44.16 MPa(C70),第二批的棱柱体抗压强度为35.73 MPa(C55)。钢筋材性试验结果如表1所示。

表1 钢筋材性试验结果

Tab. 1 Mechanical properties of reinforcement bars

材料	直径 / mm	屈服强度 / MPa	极限强度 / MPa	弹性模量 / MPa
钢筋	20	508.66	579.32	2.00×10^5
	14	479.79	494.12	2.05×10^5
	8	417.00	479.36	2.06×10^5
	6	612.29	764.33	2.07×10^5

1.2 高温试验

高温试验在同济大学工程结构抗火实验室进行,水平火灾试验炉炉膛尺寸为4.5 m×3.0 m×2.0 m。节点试件在同一炉内进行受火试验,受火面为梁底部及2个侧面、柱的4个侧面以及楼板底面。炉四周围砌350 mm耐火砖,节点上柱裸露在外部400 mm,炉膛盖板与高温试件间隙用防火棉密封,试验炉四周采用防火砖围护,以防炉内火焰窜出。火灾试验示意图如图2所示。

火灾试验炉按照ISO834标准升温曲线进行升温,试件受火时间为2 h,熄火后,试件自然冷却至常温。试验过程中采用预埋热电偶测量试验炉内温度和试件内部温度。

受火后节点混凝土表面呈现褐黄色,梁、板和柱混凝土表面出现了大量细微裂纹。平面框架节点柱侧面混凝土保护层大面积剥落,露出混凝土粗骨料,梁底部分混凝土保护层爆裂;空间框架节点板角和次梁端部出现混凝土爆裂,钢筋外露。火灾后试件受损情况如图3所示。

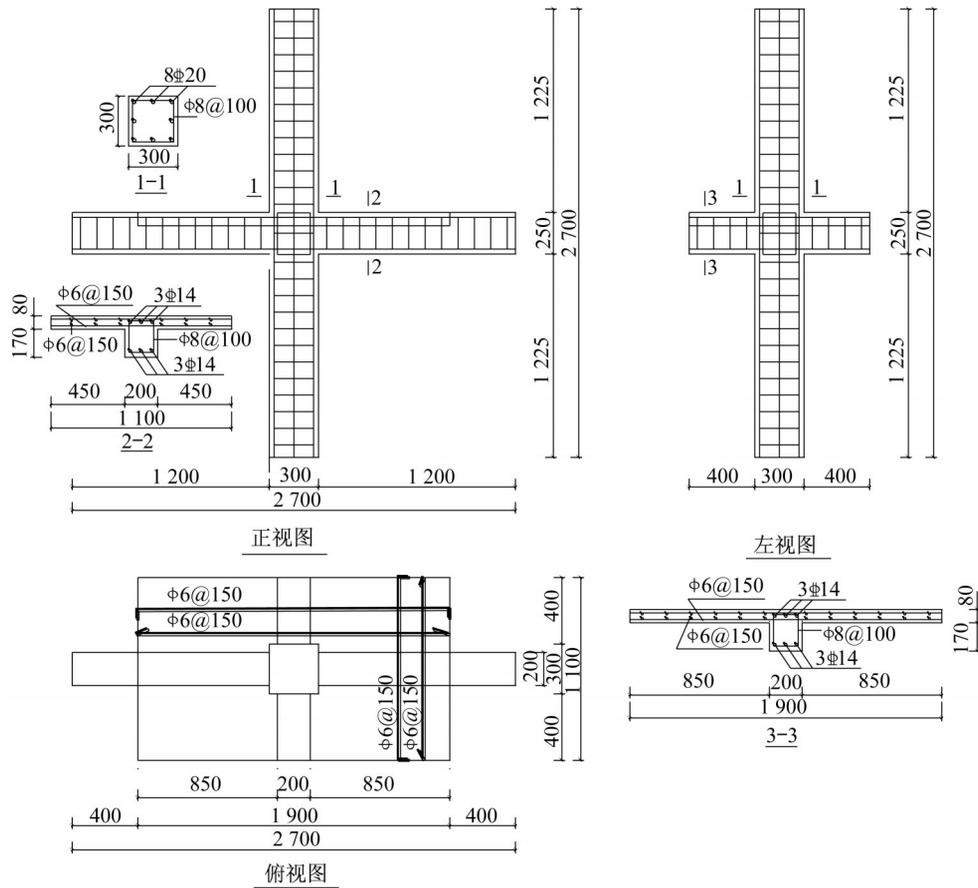


图1 空间节点尺寸及配筋(单位:mm)

Fig. 1 Dimensions and reinforcement details of spatial joints (unit: mm)

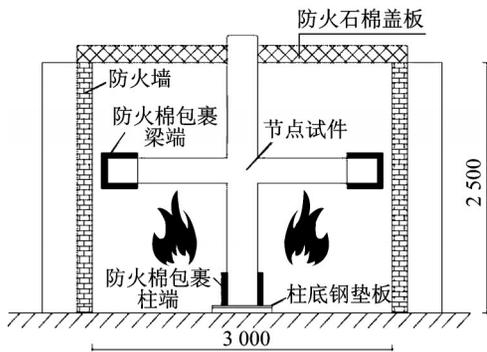


图2 火灾试验示意图(单位:mm)

Fig. 2 Set-up of fire test (unit: mm)



a 平面节点 b 空间节点

图3 火灾试验现象

Fig. 3 Post-fire phenomenon

1.3 低周往复试验

1.3.1 低周往复试验及加载制度

低周往复试验在同济大学建筑工程系建筑结构实验室进行。本试验以节点核心区为重点研究对象,由于 $P-\Delta$ 效应(P 为柱端轴力, Δ 为柱顶相对柱底的侧向位移)对节点核心区的受力状态影响不大,因此可忽略 $P-\Delta$ 效应的影响。采用与实际节点受力状态基本一致的梁端加载方式,梁端竖向力由2个50 t 作动器提供,柱顶、柱底的支承边界为铰接。加载装置如图4所示。

试验过程中,通过调节液压千斤顶保持柱轴压比0.3不变。加载制度采用荷载-变形混合控制。正式试验之前,首先进行2次预加反复荷载试验,峰值荷载取2 kN。在梁受拉主筋屈服前采用荷载控制,每级荷载循环1次,并取屈服荷载值的0.50倍、0.75倍、1.00倍作为回载控制点,如果达到1.00倍不能屈服,就根据现场滞回曲线选取1.10倍、1.20倍继续加载,直至构件屈服。梁顶和梁底的屈服荷载取两端屈服荷载中的较小值。当梁受拉主筋屈服后采用位移控制直至结构破坏,位移按屈服位移的

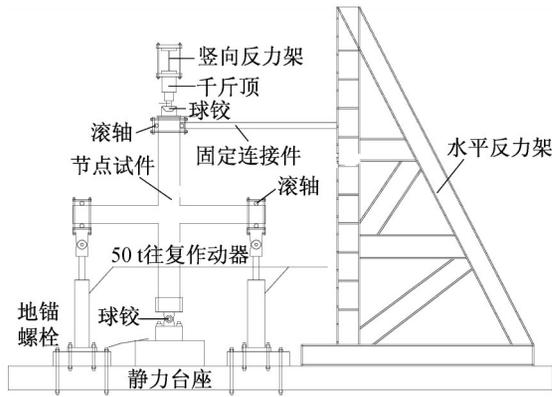
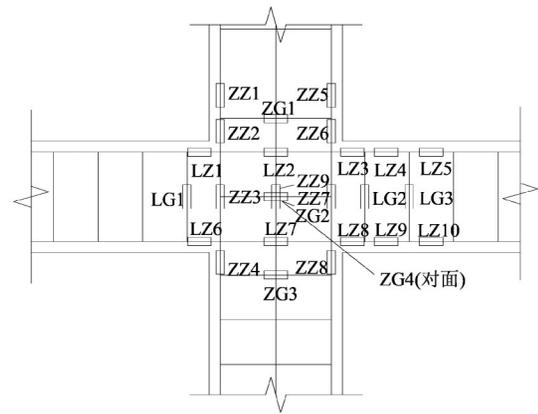


图4 加载装置
Fig. 4 Test set-up

倍数采用等幅-变幅加载,每级等幅循环3次,当试件的承载力下降到最大荷载 P_{max} 的85%或滞回环出现不稳定状态时终止试验。

1.3.2 测点布置

钢筋应变和位移计测点布置如图5所示。图5a中ZZ和LZ分别代表柱和梁的纵筋应变测点,ZG和LG分别代表柱和梁的箍筋应变测点,图5b中D代表位移测点。钢筋应变测点布置以梁柱相交处截面为主,在试验中为了测定塑性铰区段的长度和钢筋锚固应力,沿纵向钢筋布置测点。对于核心区箍筋应力,测点按核心区对角线方向布置以测得箍筋最大应力值。值得注意的是,由于火灾下应变片将失效,因此本试验仅测量常温试件的钢筋应变数据。



距离核心区5 cm处,西南板和西北板板底弯曲裂缝几乎同时贯穿,其余裂缝继续向外延伸。由于此时主梁受拉纵筋并未屈服,因此按照1.10倍 P_y 继续加载,直至梁端荷载加载到 $-1.30P_y$,梁纵筋屈服。

梁端位移加载到 $\pm 2\Delta_y$ 第1次循环时,西梁南侧出现三段平行斜裂缝,宽度约为0.9 mm。西北板板底裂缝延伸到柱侧,并经北梁扩展到下柱。下柱北面 and 东面各出现1条水平弯曲裂缝。梁端位移加载到 $\pm 6\Delta_y$ 第1次循环时,在东梁与北梁交界处东北柱角裂缝长度继续增大,宽度约为1.3 mm,混凝土被压碎,多条裂缝交叉形成“三棱锥”。在西梁与柱交

界处,梁底混凝土小块被压溃。试件最终发生梁端破坏。

(3) 高温试件开裂过程和常温试件相似,但裂缝数量更多、宽度更大。其中,试件JT在位移加载过程中,南北侧核心区开裂严重,并向外鼓起,最终发生核心区受剪破坏,表明高温改变了节点的破坏模式。试件JST由于有现浇楼板和直交次梁的约束作用,因此仍为梁端破坏。

2.2 滞回曲线

各试件的梁端竖向荷载-竖向位移滞回曲线如图7所示。从图7可以得出以下结论:

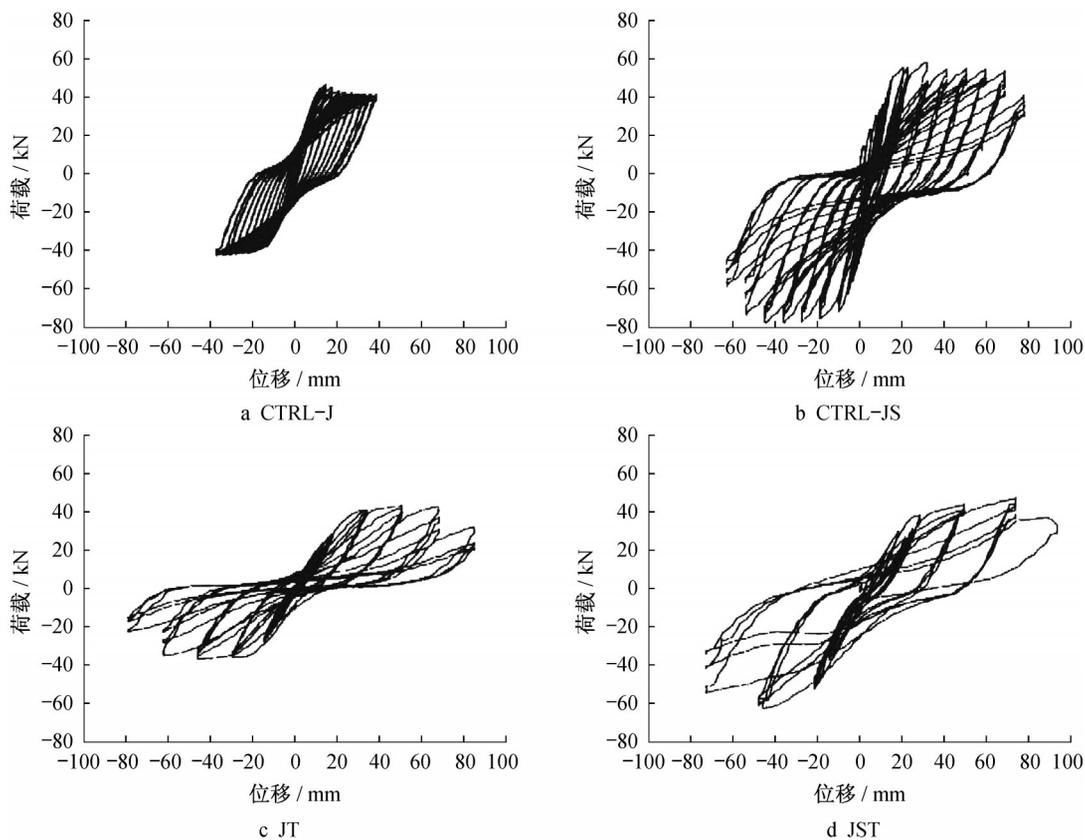


图7 试件滞回曲线

Fig. 7 Hysteretic curves of the specimens

(1) 各试件均经历了从弹性到弹塑性、达到峰值荷载并最终破坏的过程。加载初期,试件处于弹性工作阶段,滞回曲线基本沿直线循环,卸载后残余变形很小,滞回环面积较小并呈梭型。当试件屈服时,滞回曲线上可以看到较为明显的拐点。继续反复加载,试件逐渐进入弹塑性工作阶段,滞回环面积逐渐增大,形状为弓形,同时滞回曲线出现“捏缩”现象,主要原因为反向加载时梁端受拉区裂缝未闭合及钢筋的滑移。在同级位移加载条件下,随着循环次数增加,滞回曲线斜率和峰值荷载均表现出不同

程度的降低,试件刚度下降。达到峰值荷载后,试件加载刚度和卸载刚度明显降低,滞回曲线形状为倒S型。

(2) 每一级位移循环下,第2次、第3次循环后,试件承载力均出现了不同程度的退化现象。第2次循环与第1次循环相比,试件承载力退化非常明显。第3次循环与第2次循环相比,试件承载力退化则不明显。

(3) 对比火灾后和常温下试件可以发现,试件JT的滞回曲线不如试件CTRL-J饱满,同样试件

JST的滞回曲线也不如试件CTRL-JS饱满。这说明经历火灾后,混凝土内部损伤导致平面及空间混凝土梁柱节点试件的耗能能力均不如相应常温节点。

(4) 由于现浇楼板的存在以及直交次梁的约束作用,空间试件CTRL-JS、JST的滞回曲线又分别比平面试件CTRL-J、JT更饱满。

2.3 骨架曲线

由试件滞回曲线可以得到骨架曲线,骨架曲线为滞回曲线最大峰值点的连线,即滞回曲线的外包络曲线。骨架曲线较好地反映了试件的强度、变形等性能,可用于定性地评价试件的抗震性能。从图8的各试件骨架曲线可以得出以下结论:

(1) 骨架曲线大致可以划分为上升段、强化段和下降段3个阶段,各个阶段的刚度退化明显。当荷载未超过屈服荷载前,属于上升段,各个试件的刚度均较大。当荷载超过屈服荷载后,属于强化段,各试件的刚度明显下降。当荷载超过峰值荷载后,为下降段,各试件的刚度加速降低。

(2) 无论是空间节点还是平面节点,经历高温后试件的骨架曲线上段斜率均比相应常温试件要低,并且高温试件的骨架曲线一直位于相应常温试件骨架曲线的内侧。这说明火灾使试件的刚度、强度等性能受到了不同程度的损伤。

(3) 对于骨架曲线上段斜率,在正向加载时,试件JST和JT相差不大。然而,在反向加载时,试件JST明显大于试件JT,这主要是由于现浇楼板参与受力,使试件JST的刚度得到了较大提升。当荷

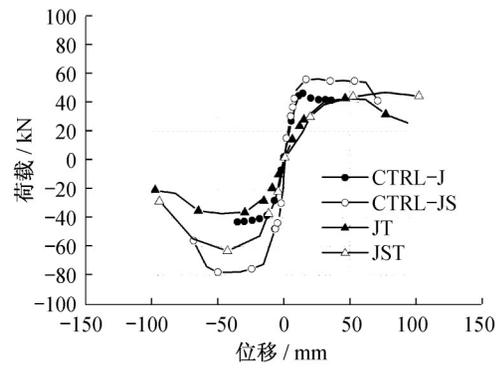


图8 荷载-位移骨架曲线

Fig. 8 Load-displacement skeleton curves

载达到峰值荷载后,由于现浇楼板和直交次梁的存在,试件JST的承载力保持较好,水平强化段较为平缓,表现出了较好的延性特征;试件JT的承载力降低较为明显,其延性不如试件JST。常温试件也具有类似特征。

2.4 承载力及延性性能

通过骨架曲线可以得到屈服荷载、峰值荷载以及相应的屈服位移、峰值位移。通常采用几何作图法、等能量法或者R. Park法求试件的屈服荷载。3种方法各有优劣,本试验采用R. Park法。将梁端竖向荷载降至峰值荷载的85%时,定义为试件的加载终止点,此时对应的位移为试件的有效极限位移。有效极限位移与屈服位移的比值为延性系数。延性系数是衡量结构延性的重要参数,表征了试件在一定承载力条件下能够变形而不发生破坏的能力。表2为各试件试验结果。从表2可以得出有以下结论:

表2 试验结果

Tab. 2 Experimental results

试件编号	加载方向	屈服荷载 / kN	屈服位移 / mm	峰值荷载 / kN	峰值位移 / mm	有效极限位移 / mm	延性系数
CTRL-J	正向	43.16	10.84	46.41	14.31	36.08	3.33
	反向	37.79	12.39	43.05	32.74	35.27	2.85
CTRL-JS	正向	49.97	10.66	56.27	25.98	66.44	6.23
	反向	68.50	14.28	77.84	49.93	63.01	4.41
JT	正向	37.60	26.85	42.85	46.29	70.39	2.62
	反向	30.94	20.29	37.13	47.58	69.92	3.45
JST	正向	40.68	39.13	47.13	76.86	39.13	2.61
	反向	53.85	21.40	62.94	42.67	70.17	3.28

(1) 对比空间和平面节点的受力性能可以发现,在正向加载时,由于梁底配筋相同,因此试件CTRL-JS的屈服荷载和峰值荷载与试件CTRL-J相差不大;在反向加载时,试件CTRL-JS的屈服荷载和峰值荷载均是试件CTRL-J的1.81倍。这主要是由于楼板中钢筋参与受力的结果。无论是正向

加载还是反向加载,虽然试件CTRL-JS的屈服位移和试件CTRL-J相差不大,但CTRL-JS的延性系数分别是试件CTRL-J的1.87倍和1.55倍,说明楼板和次梁的约束作用提高了空间节点的变形性能。火灾后试件JST、JT的对比结果与之类似。

(2) 对比受火前后节点的受力性能可以发现,

在正向加载时,试件JST的屈服荷载和峰值荷载分别较试件CTRL-JS降低了18.59%和16.24%,屈服位移是试件CTRL-JS的3.67倍,但延性系数却只有试件的CTRL-JS的41.89%。反向加载的结果与之相似。通过比较试件JT、CTRL-J的数据也能观察到类似结果,但降低或增大的幅度相对较小。这说明经历火灾后,试件受到一定程度损伤,试件表层混凝土爆裂,导致试件的承载力、延性系数降低,变形增大。火灾后混凝土的损伤削弱了现浇楼板和直交次梁对空间节点承载力的贡献,导致空间节点火灾前后性能变化更加显著。

2.5 刚度退化

在低周往复荷载作用下,随着循环次数的不断增加和位移的扩大,节点试件的刚度出现不断降低的现象,即刚度退化现象。本试验中采用割线刚度表征试件刚度退化性能,表达式如下所示:

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+\Delta_i| + |-\Delta_i|}$$

式中: $+F_i$ 、 $-F_i$ 分别为第 i 次正向、反向加载的最大荷载; $+\Delta_i$ 、 $-\Delta_i$ 分别为对应 $+F_i$ 、 $-F_i$ 的位移。图9为各试件的刚度退化曲线。从图9可以得出以下结论:

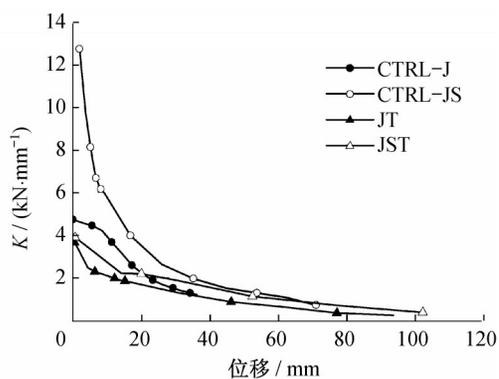


图9 刚度退化曲线

Fig. 9 Stiffness degradation curves

(1) 随着反复加载循环次数的增加,试件都出现了刚度下降的情况。在加载初期,梁端荷载、位移均较小,刚度退化不明显。当荷载达到屈服荷载后,试件刚度降低比较明显,此时曲线比较陡峭。当荷载达到峰值荷载后,刚度降低速度趋于稳定,此时曲线变平缓。试件刚度退化的原因一方面可归结于屈服后试件的弹塑性性能,另一方面是由混凝土细微裂缝的出现及扩展、钢筋屈服及塑性发展等损伤累积造成的。

(2) 无论空间节点还是平面节点,当位移一定

时,火灾后试件的刚度均低于对应的常温试件。

(3) 现浇楼板和直交次梁的存在,在不同程度上提高了常温下和火灾后试件的初始刚度,但对火灾后的试件贡献不大。试件CTRL-JS初始刚度比试件CTRL-J提高了170.46%,试件JST初始刚度仅比试件JT提高了6.53%。在屈服前,试件CTRL-JS的刚度下降速率显著高于试件CTRL-J;在屈服后,两者的刚度下降速率基本一致。对于火灾后试件,两者的刚度下降速率一直相差不大。

2.6 耗能能力

在循环往复荷载作用下,加载过程中试件将吸收能量,卸载过程中试件将释放能量。单个滞回环所包围的面积就是单次往复荷载作用后,试件吸收能量的大小。将试件的所有滞回环依次相加即可得到试件的累积耗能。试件的累积耗能-位移关系曲线如图10所示。从图10可以得出以下结论:

(1) 当试件破坏时,试件JT的累积耗能是试件CTRL-J的60.31%,试件JST的累积耗能是试件CTRL-JS的60.16%。这说明火灾后混凝土内部受到损伤,导致空间及平面试件耗能能力降低。

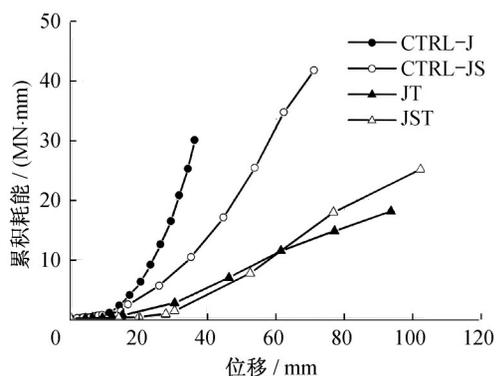


图10 累积耗能-位移关系

Fig. 10 Cumulative energy dissipation-displacement relation

(2) 当试件破坏时,无论是常温试件还是火灾后试件,空间试件的累积耗能均是平面试件的1.39倍。这说明现浇楼板的存在和直交次梁的约束作用,可以在一定程度上提高空间节点的耗能能力。

各试件的等效黏滞阻尼系数 ξ_{eq} 可根据如图11所示的滞回环计算得到。等效黏滞阻尼系数越大,试件的耗能能力越强。等效黏滞阻尼系数的计算式如下所示:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{S_{OBE} + S_{ODF}}$$

式中: S_{ABC} 为曲线 AB 、 BC 和直线 AC 围成的面积;

S_{CDA} 为曲线 CD 、 DA 和直线 AC 围成的面积; S_{OBE} 和 S_{ODF} 分别为直角三角形 OBE 和 ODF 的面积。

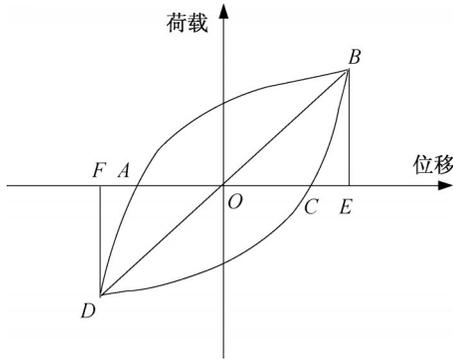


图11 荷载-位移曲线滞回环

Fig. 11 Load-displacement hysteretic loop

图12为各试件每1级荷载第1次循环所对应的等效黏滞阻尼系数与位移的关系曲线。从图12可以得出以下结论:

(1) 当试件处于弹性工作阶段时,荷载较小,各试件的等效黏滞阻尼系数也较小,试件耗能能力偏弱。当荷载逐渐增大时,随着节点核心区裂缝的发展,以及靠近核心区位置梁底、梁侧裂缝的出现,试件耗能能力逐渐增强。当荷载超过试件的屈服荷载后,在梁端出现塑性铰,试件耗能能力显著增强。当荷载达到峰值荷载时,试件的等效黏滞阻尼系数达到最大值,试件的耗能能力最强,试件塑性性能得到充分发挥。当荷载超过峰值荷载后,试件的等效黏滞阻尼系数逐渐降低。

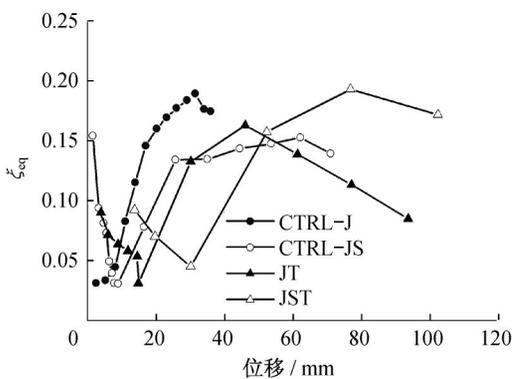


图12 等效黏滞阻尼系数-位移曲线

Fig. 12 Energy dissipation coefficient-displacement curves

(2) 当等效黏滞阻尼系数最小时,各个试件对应的位移满足 $JST > CTRL-JS$ 、 $JT > CTRL-J$ 。这说明经历火灾后,由于混凝土内部裂缝的原因,受损试件需在较大的变形下待内部裂缝达到闭合状态

时才逐渐发挥耗能能力。当位移相同时,试件JST的等效黏滞阻尼系数在加载初期低于试件CTRL-JS;直到峰值位移的前一级位移循环时,试件JST的等效黏滞阻尼系数超过CTRL-JS。对于平面节点,当位移相同时,试件JT的等效黏滞阻尼系数均低于试件CTRL-J。

3 结论

(1) 高温试件开裂过程和常温试件相似,但裂缝数量更多、宽度更大,其中试件JT最终发生核心区受剪破坏,这表明高温改变了节点的破坏模式。试件JST由于现浇楼板的存在和直交次梁的约束作用,最终为梁端破坏。

(2) 经历火灾后,由于混凝土的高温损伤,平面及空间节点的耗能能力均不如相应常温节点。此外,由于现浇楼板的存在以及直交次梁的约束作用,空间试件CTRL-JS、JST的滞回曲线比平面试件CTRL-J、JT更饱满。

(3) 火灾使试件的刚度、强度等性能受到了不同程度的损伤。对于骨架曲线上段斜率,在正向加载时,试件JST和试件JT相差不大;在反向加载时,试件JST明显大于试件JT,这主要是由于现浇楼板参与受力的原因,使试件JST的刚度得到了较大提升。当荷载达到峰值荷载后,由于现浇楼板和直交次梁的存在,试件JST的承载力保持较好,水平强化段较为平缓,表现出了较好的延性;试件JT的承载力降低较为明显,延性不如试件JST。常温试件也具有类似的特征。

(4) 经历火灾后,试件受到一定程度的损伤、表层混凝土爆裂,导致试件的承载力、延性系数降低,变形增大。混凝土的高温损伤削弱了现浇楼板和直交次梁对空间节点承载力的贡献,导致空间节点火灾前后性能变化更加显著。无论是常温还是火灾后试件,楼板和直交次梁的约束作用均提高了空间节点的变形性能。

(5) 无论是空间节点还是平面节点,当位移一定时,火灾后刚度均低于常温节点。现浇楼板和直交次梁的存在,在不同程度上提高了常温下和火灾后试件的初始刚度,但对火灾后试件的贡献不大。试件CTRL-JS初始刚度比试件CTRL-J提高了170.46%,试件JST初始刚度比试件JT仅提高了6.53%。屈服前,试件CTRL-JS的刚度下降速率显著高于试件CTRL-J;屈服后,两者的刚度下降速率

基本一致。对于火灾后试件,两者的刚度下降速率一直相差不大。

(6) 当试件破坏时,试件JT的累积耗能是试件CTRL-J的60.31%,试件JST的累积耗能是试件CTRL-JS的60.16%。这说明混凝土的高温损伤使得空间及平面试件耗能能力降低。无论是常温试件还是火灾后试件,空间试件的累积耗能均是平面试件的1.39倍。这说明现浇楼板的存在和直交次梁的约束作用,可以在一定程度上提高空间节点的耗能能力。

参考文献:

- [1] 廖杰洪,陆洲导,苏磊. 火灾后混凝土梁抗剪承载力试验与有限元分析[J]. 同济大学学报:自然科学版, 2013, 41(6): 806.
LIAO Jiehong, LU Zhoudao, SU Lei. Experiment and finite element analysis of shear strength of concrete beams subjected to elevated temperature [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2013, 41(6): 806.
- [2] JIANG Changjiu, YU Jiangtao, LI Lingzhi, *et al.* Experimental study on the residual shear capacity of fire-damaged reinforced concrete frame beams and cantilevers [J]. Fire Safety Journal, 2018, 100: 140.
- [3] 吴波,李毅海. 轴向约束钢筋混凝土柱火灾后剩余轴压性能的试验研究[J]. 土木工程学报, 2010, 43(4): 85.
WU Bo, LI Yihai. Experimental study of the residual axial behavior of axially restrained reinforced concrete columns after fire[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(4): 85.
- [4] CHEN Y-H, CHANG Y-F, YAO G-C, *et al.* Experimental research on post-fire behaviour of reinforced concrete columns [J]. Fire Safety Journal, 2009, 44: 741.
- [5] JAU W-C, HUANG K-L. A study of reinforced concrete corner columns after fire[J]. Cement & Concrete Composites, 2008, 30: 622.
- [6] 项凯,余江滔,陆洲导. 火灾后钢筋混凝土连续板承载力的试验研究[J]. 西安建筑科技大学学报:自然科学版, 2009, 41(5): 650.
XIANG Kai, YU Jiangtao, LU Zhoudao. Experimental research on the bearing capacity of reinforced concrete continuous slab after fire [J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology: Natural Science Edition, 2009, 41(5): 650.
- [7] MOLKENS T, VAN COILE R, GERNAY T. Assessment of damage and residual load bearing capacity of a concrete slab after fire: applied reliability-based methodology [J]. Engineering Structures, 2017, 150: 969.
- [8] 王广勇,韩林海,余红霞. 钢筋混凝土梁-钢筋混凝土柱平面节点的耐火性能研究[J]. 工程力学, 2010, 27(12): 164.
WANG Guangyong, HAN Linhai, YU Hongxia. Fire performance of reinforced concrete beam-column plane joints [J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(12): 164.
- [9] 王玉镯,傅传国,邱洪兴. 火灾后钢筋混凝土框架节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(增2): 121.
WANG Yuzhuo, FU Chuanguo, QIU Hongxing. Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete frames joints after fire [J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(S2): 121.
- [10] 霍静思,韩林海. 火灾作用后钢管混凝土柱-钢梁节点滞回性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006(6): 28.
HUO Jingsi, HAN Linhai. Hysteretic behaviors of steel beam to concrete-filled steel tubular column connections after exposure to fire [J]. Journal of Building Structures, 2006(6): 28.
- [11] LI Lingzhi, LIU Xin, YU Jiangtao, *et al.* Experimental study on seismic performance of post-fire reinforced concrete frames [J]. Engineering Structures, 2019, 179: 161.
- [12] HAN Linhai, WANG Weihua, YU Hongxia. Experimental behaviour of reinforced concrete (RC) beam to concrete-filled steel tubular (CFST) column frames subjected to ISO-834 standard fire[J]. Engineering Structures, 2010, 32: 3130.
- [13] TAN Qinghua, HAN Linhai, YU Hongxia. Fire performance of concrete filled steel tubular (CFST) column to RC beam joints[J]. Fire Safety Journal, 2012, 51: 64.
- [14] KAMATH P, KUMAR SHARMA U, KUMAR V, *et al.* Full-scale fire test on an earthquake-damaged reinforced concrete frame[J]. Fire Safety Journal, 2015, 73: 1.