

螺栓连接装配式梁柱节点抗火性能分析

王宇¹, 高国翔¹, 洪作全², 王君伟², 刘铁林¹

(1. 沈阳建筑大学土木工程学院, 辽宁 沈阳 110168; 2. 中建三局安装工程有限公司, 湖北 武汉 420074)

摘要 目的 研究一种新型螺栓连接装配式梁柱节点抗火性能, 分析其高温下应力分布规律及破坏形式, 为螺栓连接装配式梁柱节点抗火设计提供理论依据。方法 采用 ABAQUS 有限元分析软件建立螺栓连接装配式梁柱节点模型, 并采用顺序热力耦合方法对不同工况下螺栓连接装配式梁柱节点进行数值模拟; 探讨梁端荷载比、混凝土保护层厚度以及受火方式等因素对螺栓连接装配式梁柱节点抗火性能影响。结果 当混凝土保护层厚度由 25 mm 增加到 30 mm 时, 节点耐火极限小幅增加; 当混凝土保护层厚度由 30 mm 增加到 35 mm 时, 节点耐火极限增加显著; 与四面受火相比, 三面受火时节点梁端位移受梁端荷载比、混凝土保护层厚度等参数的影响更明显; 当梁端荷载比由 0.7 减小到 0.5 时, 节点耐火极限增加了 61%~68%; 当混凝土保护层厚度由 25 mm 增加到 35 mm 时, 节点耐火极限增加了 10%~20%。结论 节点耐火极限主要受节点区域内梁构件耐火极限影响; 当梁端荷载比增加时, 节点耐火极限减小; 三面受火时节点耐火极限明显大于四面受火时节点耐火极限, 故对梁上表面进行隔火处理可大幅度提升节点的耐火极限。

关键词 装配式梁柱节点; 抗火性能; 耐火极限; 有限元分析

中图分类号 TU398

文献标志码 A

引用格式: 王宇, 高国翔, 洪作全, 等. 螺栓连接装配式梁柱节点抗火性能分析[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2024, 40(4): 658-667. (WANG Yu, GAO Guoxiang, HONG Zuoquan, et al. Fire resistance performance analysis of bolt-connected fabricated beam-column joints [J]. Journal of Shenyang jianzhu university (natural science), 2024, 40(4): 658-667.)

Fire Resistance Performance Analysis of Bolt-connected Fabricated Beam-Column Joints

WANG Yu¹, GAO Guoxiang¹, HONG Zuoquan², WANG Junwei², LIU Tielin¹

(1. School of Civil Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang, China, 110168; 2. China Construction Third Bureau Installation Engineering Co. Ltd., Wuhan, China, 420074)

Abstract: The fire resistance performance of a new type of bolt-connected fabricated beam-column

收稿日期: 2023-12-15

基金项目: 国家自然科学基金项目(52078309)

作者简介: 王宇(1977—), 男, 副教授, 主要从事结构抗震、建筑抗火等方面研究。

joint is studied, and the stress distribution and failure mode of the bolted-connected fabricated beam-column joints are analyzed, thus it provides a theoretical basis for fire resistance design of bolt-connected fabricated beam-column joints in this paper. The finite element software ABAQUS is used to establish the model of bolt-connected fabricated beam-column joints, and the sequential thermodynamic coupling method is used to conduct numerical simulation analysis of the beam-column joints under different working conditions, then the influence of beam end load ratio, concrete protective layer thickness and fire exposure case on the fire resistance performance of bolt-connected fabricated beam-column joints are discussed. When the thickness of concrete protective layer is increased from 25 mm to 30 mm, the fire resistance limit of the joint increases slightly, when the thickness of concrete protective layer is increased from 30 mm to 35 mm, the fire resistance limit of the joint increases significantly; Compared with four-side fire, the displacement of the beam end of the joint in three-side fire condition is more obviously affected by the load ratio of beam end and the thickness of concrete protective layer. When the beam end load ratio is reduced from 0.7 to 0.5, the fire resistance limit of the joint is increased by 61% ~ 68%; when the thickness of concrete protective layer is increased from 25 mm to 35 mm, the fire resistance limit of the joint is increased by 10% ~ 20%. The fire resistance limit of the joint is mainly affected by the fire resistance limit of beams in the node region; when beam end load ratio increases, the fire resistance limit of the joint decreases. In addition, the fire resistance limit of the joint in three-side fire condition is obviously greater than that in four-side fire condition. Therefore, the fire isolation treatment on the upper surface of the beams can greatly improve the fire resistance limit of the joint.

Key words: prefabricated beam-column joints; fire resistance; fire resistance limit; finite element analysis

装配式结构中节点起到传递弯矩、连接构件、保持结构完整性的作用,是框架结构主要构件之一。随着装配式结构的推广与应用,其防火性能也得到了国内外学者的关注^[1-8]。顾为健等^[9]对装配式混凝土框架节点进行了耐火性能试验与有限元模拟研究,并将结果与现浇框架节点进行对比;结果表明,梁长与梁截面尺寸对节点的防火性能影响较大,装配式框架节点与现浇框架节点具有相似的破坏形态。刘冰等^[10]利用有限元软件对装配式钢牛腿连接节点在高温下的破坏过程、破坏形态、破坏机理等进行研究;结果表明,装配式节点主要有肋板局部屈服、肋板局部鼓曲、栓钉屈服三种破坏形态,且装配式节点破坏形态受偏心距影响较大。江焕芝等^[11]对装配式钢混组合梁柱节点进行了防火性能实验与有限元模拟研究,分析其高温下节点的温度分布及承载力变化规律;结果表明,该节点内部温度较低,且随受火时间的

增加,梁柱节点承载力降低;同时,梁端钢构件使节点内部温度发生改变,但节点核心区温度依然较低。王焕丽^[12]对螺栓连接装配式节点耐火性能进行了有限元模拟研究,讨论了受火时间、防火保护层厚度、配筋率等因素对耐火极限及火灾后结构变形的影响;结果表明,受火时间、受火方式、配筋率、钢板厚度等对提高节点抗剪承载力有较大影响,在一定范围内增大轴压比可提高抗剪承载力。潘杰^[13]提出了一种带栓钉钢接头的新型装配式节点,并对其进行抗火试验与有限元模拟研究,分析其火灾下温度场分布规律及火灾后装配式节点的抗震性能;结果表明,通过钢接头适当转移结构耗能位置,可以避免节点提前破坏,并增加结构耗能能力;火灾中,将外露钢绞线包裹在混凝土内部会减少钢绞线与混凝土的粘结滑移,其承载力及延性会大幅提升。

目前国内外学者对装配式节点的防火性

能已有大量理论研究,但对螺栓连接装配式梁柱节点高温下的力学性能研究成果较少。基于此,笔者建立了新型螺栓连接装配式梁柱节点有限元模型,并对现有试验进行数值模拟,验证笔者有限元模拟的准确性;进而利用验证后的有限元模拟过程,对新型螺栓连接装配式梁柱节点进行抗火性能研究;结果表明:节点耐火极限主要受节点区域内梁构件耐火极限影响;当梁端荷载比增加时,节点耐火极限减小;且三面受火时节点耐火极限明显大于四面受火时节点耐火极限,故对梁上表面进行隔火处理可大幅度提升节点的耐火极限。

1 螺栓连接装配式节点

节点连接方式是影响装配式结构整体性能的主要因素之一。笔者提出一种新型装配式连接节点^[14],该节点由钢筋、混凝土、高强螺栓及钢板组成,如图1所示。

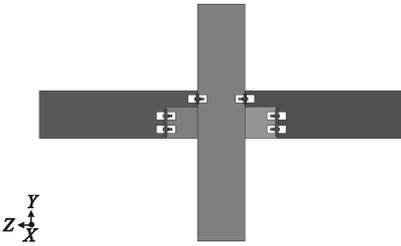


图1 节点连接构造图

Fig. 1 The construction diagram of joint connection

预制梁截面长×宽为300 mm×600 mm,梁跨度为6 000 mm,节点两侧梁长取梁的反弯点到梁端长度。预制梁上部受压钢筋为2Φ22,下部受拉筋为2Φ28。柱截面宽×高为600 mm×600 mm,层高为3 000 mm,节点上下柱长取层高1/2。预制柱纵向受力钢筋为4Φ22、8Φ18。混凝土采用C30,钢筋采用HRB400,梁、柱箍筋非加密区为Φ8@200,加密区Φ8@100。梁端钢板强度等级Q345,连接处螺栓采用承压型10.9级M27高强螺栓,并施加402 kN预紧力。

2 有限元模型的建立及验证

2.1 有限元模型的建立

采用ABAQUS有限元分析软件建立螺栓连接装配式节点高温力学模型,并利用顺序热力耦合法模拟其高温下力学性能。

2.1.1 高温下材料本构关系

钢材及混凝土的热工参数均采用欧洲规范^[15-16]中提出的热工参数。钢筋、螺栓、钢板采用弹塑性模型,混凝土采用混凝土塑性损伤模型^[17]。本构关系采用过镇海^[18]提出的高温条件下本构关系模型。

2.1.2 边界条件及接触

火灾升温曲线选取ISO-834标准升温曲线^[19]。根据欧洲规范相关规定,将受火面对流换热系数取 $25 \text{ W/(m} \cdot \text{}^\circ\text{C)}$,非受火面对流换热系数取 $9 \text{ W/(m} \cdot \text{}^\circ\text{C)}$,辐射系数 ε 取0.5,玻尔兹曼常数取 $5.67 \times 10^{-8} \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K}^4)$,绝对零度取 $-273.15 \text{ }^\circ\text{C}$,模型初始环境温度取 $20 \text{ }^\circ\text{C}$ 。在热力耦合分析中,限制柱上端 x 方向、 z 方向平动,即 $U1 = U3 = 0$;限制柱下端所有方向的平动及转动,即 $U1 = U2 = U3 = UR1 = UR2 = UR3 = 0$;限制左右梁端 x 方向平动、 y 方向和 z 方向转动,即 $U1 = UR2 = UR3 = 0$,如图2所示。

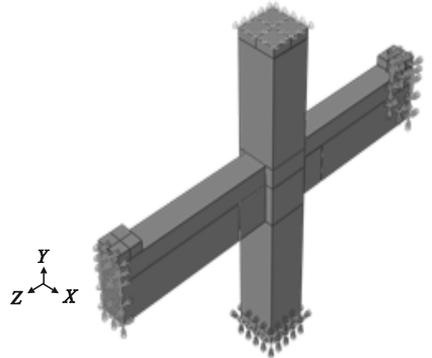


图2 节点边界条件

Fig. 2 The boundary conditions of joint

装配式节点在传热分析时,将钢筋与钢板进行嵌入处理,其余所有接触均采用Tie约束。在进行热力耦合分析时,需将接触改

为面与面接触,并设置混凝土与混凝土接触属性、钢板与钢板接触属性。在对螺栓进行接触定义时,要考虑螺栓预紧力的影响,故对螺杆侧表面不进行面与面接触关系设置。

对梁端施加集中荷载,采用局部施加刚性垫片的方法,将刚性垫片用 Tie 绑定到梁端和柱顶,再将荷载施加到垫片上,该方法可以有效防止局部混凝土压碎,解决模拟结果不收敛的问题。

2.2 有限元模型的验证

为了验证笔者有限元模拟的准确性,对文献[20]中钢筋混凝土框架节点抗火性能试验进行有限元模拟,利用验证后的有限元模拟过程,对新型螺栓连接装配式梁柱节点进行抗火性能研究。试验参数如下:节点两侧梁长均为 1 700 mm,上柱长 2 100 mm,下柱长 1 450 mm,梁截面长×宽为 190 mm×300 mm,柱截面宽×高为 300 mm×300 mm。梁下部受拉钢筋 2Φ16,梁上部受压钢筋 2Φ16,柱受力筋 6Φ22,非加密区箍筋 φ8@150,加密区箍筋 φ8@50。受力筋采用 HRB400 级钢筋, C30 混凝土弹性模量均值为 33.0 GPa,钢筋弹性模量为 199 GPa。

2.2.1 温度场对比

试验时,对柱截面、梁截面进行预埋热电偶,测点位置如图 3 所示。

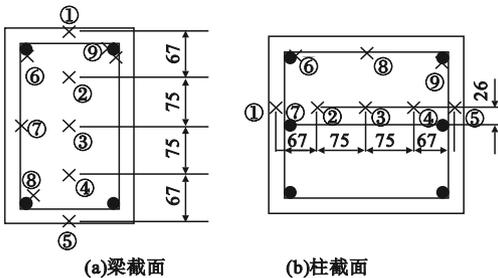


图 3 测点位置

Fig. 3 The location of measurement points

有限元模拟时,按试验方式预埋热电偶位置,并提取测点模拟结果与试验结果进行对比,如图 4 和图 5 所示。

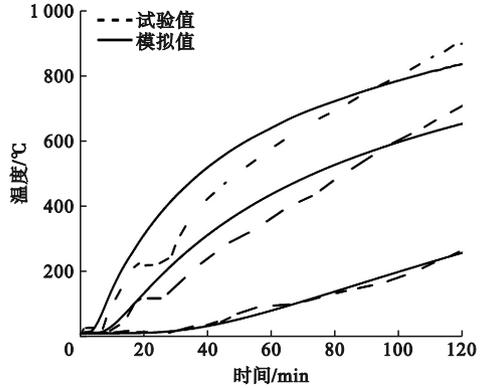


图 4 柱截面各测点温度

Fig. 4 The temperatures of each measurement point at the column section

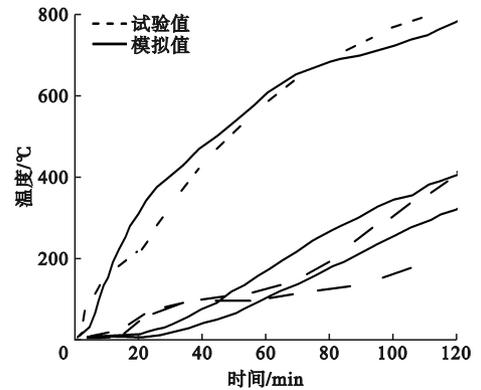


图 5 梁截面各测点温度

Fig. 5 The temperatures of each measurement point at beam section

由图 4 和图 5 可知,柱截面及梁截面各测点温度的试验值与模拟值基本吻合,证明了有限元模拟的准确性,产生误差的主要原因是未考虑混凝土水分蒸发,试验钢筋等构件热量损失等。

2.2.2 节点梁端位移对比

笔者利用有限元软件模拟框架节点梁端位移并与试验结果进行对比,如图 6 所示。

由图 6 可知,框架节点梁端位移的试验值与模拟值基本吻合,证明了有限元模拟的准确性,产生误差的主要原因是混凝土爆裂的随机性、裂缝对温度场的影响等。

上述结果表明,模拟结果与试验结果吻合较好,充分验证了笔者有限元模拟的准确性,可以利用验证后的有限元模拟过程,对新型螺栓连接装配式梁柱节点进行抗火性能研究。

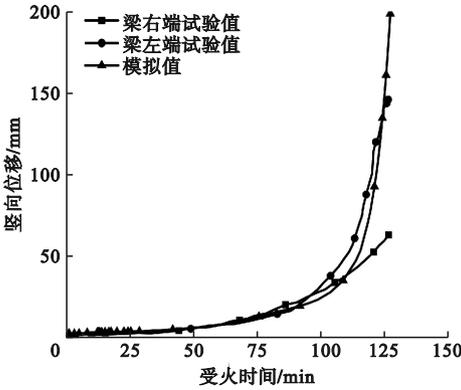


图6 节点梁端位移

Fig. 6 The displacement of joints at beam-end

3 节点抗火性能分析

3.1 节点温度场

选取不同混凝土保护层厚度和受火方式作为变量,建立6种装配式节点计算模型。各工况具体参数见表1。

表1 装配式节点计算模型

Table 1 Calculation models of the fabricated joints

| 节点名称 | 受火方式 | 混凝土保护层厚度/mm |
|------|------|-------------|
| F1 | 四面受火 | 25 |
| F2 | 四面受火 | 30 |
| F3 | 四面受火 | 35 |
| F4 | 三面受火 | 25 |
| F5 | 三面受火 | 30 |
| F6 | 三面受火 | 35 |

图7和图8分别为四面受火和三面受火时节点内部温度云图($t = 120\text{ min}$)。

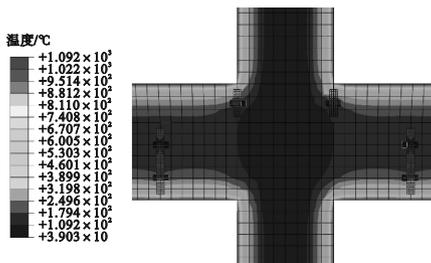


图7 四面受火节点温度云图

Fig. 7 The temperature distribution of nodes under fire on four sides

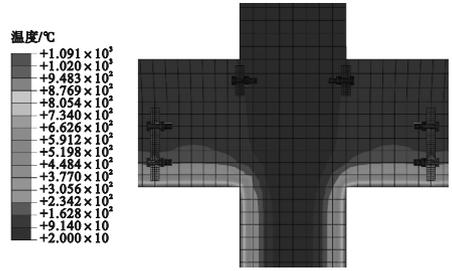


图8 三面受火节点温度云图

Fig. 8 The temperature distribution of nodes under fire on three sides

由图7和图8可知,热量从节点受火面向内蔓延,节点受火面温度与核心区温度差值明显,越靠近受火面温度越高,这是由于混凝土材料具有热惰性可以有效阻隔热量,降低内部混凝土升温速度。整个节点区域内,梁截面平均温度最高,节点核心区平均温度最低,这是由于梁截面面积小于柱截面和节点截面面积,单位长度内柱构件具有更大的比热,能够吸收更多的热量,从而减小截面内部温度。节点内部钢板温度高于其周围混凝土温度,这是由于与混凝土相比钢材的热传导系数更大,故钢板温度较高。

图9和图10分别为四面受火与三面受火工况下,在不同混凝土保护层厚度时,梁内钢筋温度-受火时间曲线。由于混凝土的隔热性较好,故钢筋温度随混凝土保护层厚度的增加而降低。

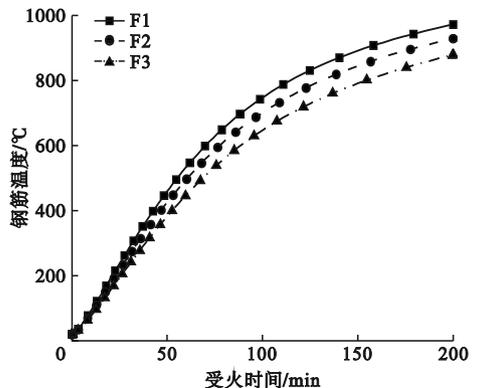


图9 钢筋温度-时间曲线(四面受火)

Fig. 9 The temperature-time curves of rebar (fire on four sides)

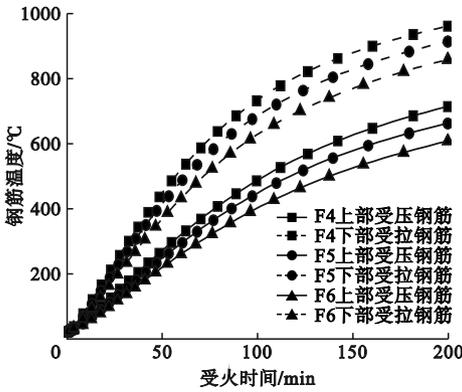


图10 钢筋温度-时间曲线(三面受火)

Fig. 10 The temperature-time curves of rebar (fire on three sides)

3.2 耐火极限的判别条件

由于材料在高温下力学性能发生改变,随温度和受火时间增长,材料强度将持续下降,进而结构承载力逐步降低,最终发生破坏。目前对节点是否达到耐火极限状态的判定并不十分明确,又因节点体积较大,且核心区温度较低,材料性能损失少,故笔者将节点区域内梁或柱率先达到耐火极限视为节点的耐火极限。

根据《建筑构件试验耐火方法》(GB/T 9978.3—2008)^[19]。受弯构件极限弯曲变形量达到 $D = L^2/400 d$,或极限弯曲变形速率达到 $\frac{dD}{dt} = L^2/9\ 000 d$ 时,可认为构件达到耐火极限状态。参照上述方法,规定梁端变形超过 150 mm 或梁端变形速率超过 6.67 mm/min 时,可认为节点已达到耐火极限。其中, L 为受弯构件净跨度, mm; d 为受弯构件截面高度, mm; t 为时间, min。

3.3 节点破坏形式

图 11 和图 12 分别为四面受火和三面受火状态下节点达到耐火极限后节点的塑性应变云图。由图可知,在四面受火时,节点区域内梁构件温度随受火时间增加持续升高,材料强度持续退化,节点破坏以牛腿上方梁构件受拉塑性应变为主,混凝土裂缝由梁表面向内部蔓延;在三面受火时,梁构件温度由下

向上逐渐减小,材料退化程度由下向上逐渐降低,混凝土裂缝由梁构件内部与牛腿连接处向上蔓延;结果表明:在四面受火与三面受火状态下,破坏均发生在节点区域内梁构件,节点区域内柱构件温度较低未发生破坏。

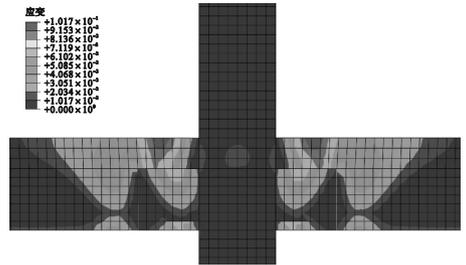


图11 最大主塑性应变(四面受火)

Fig. 11 The maximum principal plastic strain (fire on four sides)

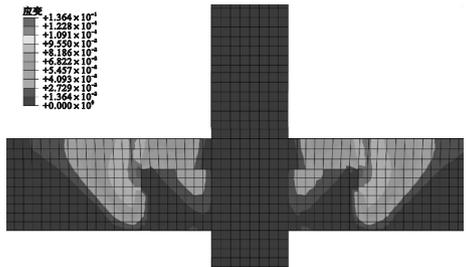


图12 最大主塑性应变(三面受火)

Fig. 12 The maximum principal plastic strain (fire on three sides)

3.4 各项参数影响分析

笔者对梁端荷载比、混凝土保护层厚度、节点受火方式进行分析,将以上参数作为变量对装配式节点进行抗火性能研究,各试件参数及耐火极限如表 2、表 3 所示。

表 2 四面受火装配式节点模型参数

Table 2 The model parameters of prefabricated joint under four-sided fire conditions

| 节点名称 | 梁端荷载比 | 梁端极限荷载/kN | 混凝土保护层厚度/mm | 耐火极限/min |
|------|-------|-----------|-------------|----------|
| FC1 | 0.5 | 342.95 | 25 | 74.3 |
| FC2 | 0.5 | 341.05 | 30 | 77.6 |
| FC3 | 0.5 | 335.57 | 35 | 87.9 |
| FC4 | 0.6 | 342.95 | 25 | 61.1 |
| FC5 | 0.6 | 341.05 | 30 | 62.9 |
| FC6 | 0.6 | 335.57 | 35 | 70.7 |
| FC7 | 0.7 | 342.95 | 25 | 44.6 |
| FC8 | 0.7 | 341.05 | 30 | 45.8 |
| FC9 | 0.7 | 335.57 | 35 | 53.6 |

表3 三面受火装配式节点模型参数

Table 3 The model parameters of prefabricated joint under three-sided fire conditions

| 节点名称 | 梁端荷载比 | 梁端极限荷载/kN | 混凝土保护层厚度/mm | 耐火极限/min |
|------|-------|-----------|-------------|----------|
| FC10 | 0.5 | 342.95 | 25 | 130.3 |
| FC11 | 0.5 | 341.05 | 30 | 132.7 |
| FC12 | 0.5 | 335.57 | 35 | 143.3 |
| FC13 | 0.6 | 342.95 | 25 | 103.7 |
| FC14 | 0.6 | 341.05 | 30 | 105.8 |
| FC15 | 0.6 | 335.57 | 35 | 120.6 |
| FC16 | 0.7 | 342.95 | 25 | 80.5 |
| FC17 | 0.7 | 341.05 | 30 | 81.2 |
| FC18 | 0.7 | 335.57 | 35 | 89.4 |

3.4.1 梁端荷载比

三面和四面受火条件下,梁端荷载比为0.5、0.6和0.7时,不同混凝土保护层厚度c条件下节点梁端位移随受火时间变化曲线如图13所示。

图13中虚线型曲线为三面受火状态,实线型曲线为四面受火状态,由每组图中相同受火条件下的梁端位移-时间曲线可知,当混凝土保护层厚度相同时,梁端荷载比为0.6和0.7时的节点比梁端荷载比为0.5时的节点较早进入塑性阶段。受火时间相同时,梁端荷载比越大节点梁端位移越大,梁端

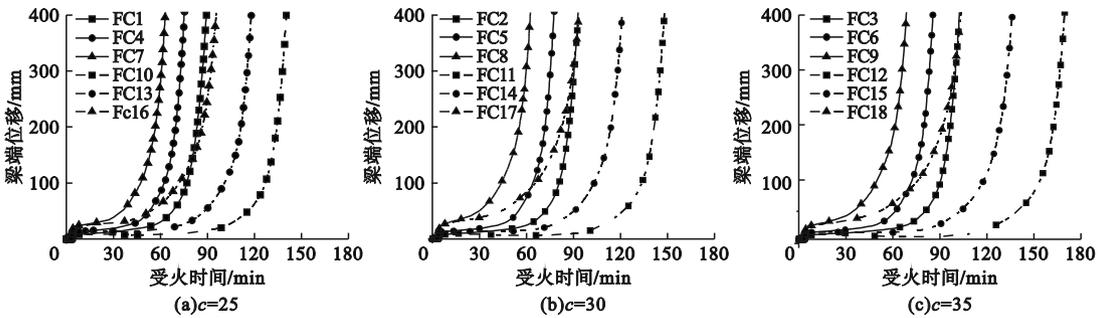


图13 不同混凝土保护层厚度梁端位移-时间曲线

Fig. 13 The displacement-time curves of beam end with different concrete protective layer thicknesses

变形速率也越大,则节点将会更快发生破坏。不同梁端荷载比节点的梁端位移变化趋势相同,在受火前期梁端位移缓慢增长,随受火时间增加,梁端位移速率也随之增加,当达到耐火极限后节点变形突增,节点破坏具有一定突发性。

三面和四面受火条件下,混凝土保护层厚度c分别为25 mm、30 mm和35 mm时,不同梁端荷载比条件下节点耐火极限随荷载比变化曲线,如图14所示。

由图14可知,梁端荷载比由0.5增加到0.7时,节点耐火极限大幅下降。这是因为随温度的升高,材料强度下降,当钢材温度由20℃升高到500℃时,钢材的屈服强度已折减50%以上。故温度升高后,梁端荷载越大材料越早发生屈服,越早达到耐火极限状态。四面受火条件下,提高梁端荷载比,试件FC7较试件FC1耐火极限减小39.9%、试件FC8

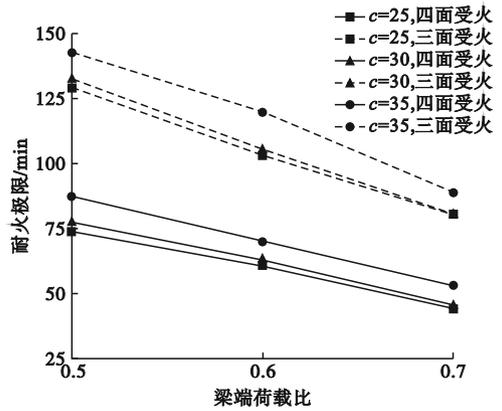


图14 节点耐火极限-荷载比曲线

Fig. 14 The fire limit-load ratio curves of joint 较试件FC2耐火极限减小40.9%、试件FC9较试件FC3耐火极限减小39.2%;三面受火条件下,提高梁端荷载比,试件FC16较试件FC10耐火极限减小38.2%、试件FC17较试件FC11耐火极限减小38.8%、试件FC18较试件FC12耐火极限减小38.0%。由此可

见,梁端荷载比越大,节点耐火极限时间越短,节点耐火极限受梁端荷载比影响较大。

3.4.2 混凝土保护层厚度

三面受火与四面受火条件下,梁端荷载比 n 分别为 0.5、0.6、0.7 时,不同混凝土保

护层厚度节点的梁端位移曲线如图 15 所示。由图 15 可知,在相同受火条件及梁端荷载比条件下,当混凝土保护层厚度由 25 mm 增加到 30 mm 时,节点稍晚进入塑性阶段,破坏时间小幅延长。

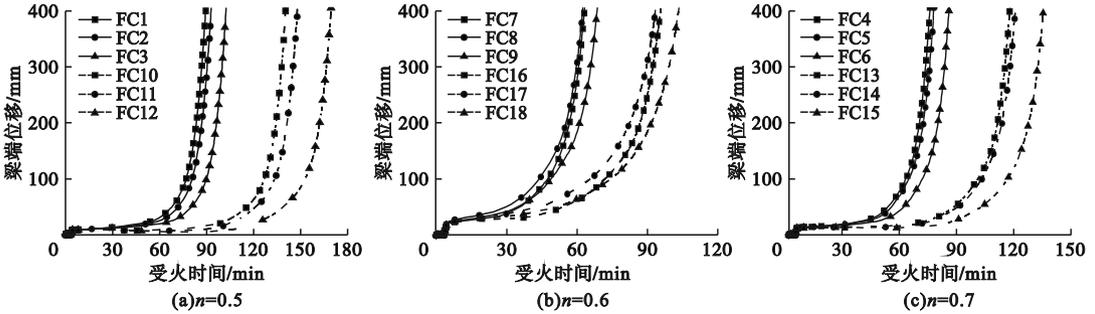


图 15 不同荷载比梁端位移 - 时间曲线

Fig. 15 The displacement-time curves of beam end with different load ratios

由 3.1 节可知,增加混凝土保护层厚度可降低钢筋温度,减少材料强度退化,推迟节点变形时间,增加节点耐火极限,但在相同梁截面尺寸和配筋情况下,由于混凝土保护层厚度增加,梁截面有效截面高度减小,钢筋距中和轴距离更近,且通过模拟可知梁端极限承载力降低幅度较小,故混凝土保护层为 30 mm 时钢筋应力增大,加快了节点变形,使节点提前破坏;此消彼长,混凝土保护层厚度由 25 mm 增加到 30 mm 时,节点耐火极限提升幅度不大。混凝土保护层厚度由 30 mm 增加到 35 mm 时,节点变形延后,虽然梁截面钢筋温度降低,但其极限承载力下降幅度大,故钢筋应力减小,节点破坏时间延后。当梁端荷载较小时,混凝土保护层厚度为 25 mm 和 30 mm 的节点破坏时间相近,梁端荷载较大时,混凝土保护层厚度为 35 mm 的节点发生破坏时所需受火时间最长。由此可见,在受火前期六组试件的梁端位移基本相同,随受火时间增加,混凝土保护层为 25 mm 的节点变形速率超过混凝土保护层厚度为 30 mm 和 35 mm 的节点变形速率,率先进入塑性阶段,节点最先破坏,六组试件变形过程基本相同,变形均由慢到快,破坏具有突然性。

三面受火与四面受火条件下,梁端荷载比 n 分别为 0.5、0.6、0.7 时,不同混凝土保护层厚度条件下节点耐火极限 - 荷载比曲线如图 16 所示。

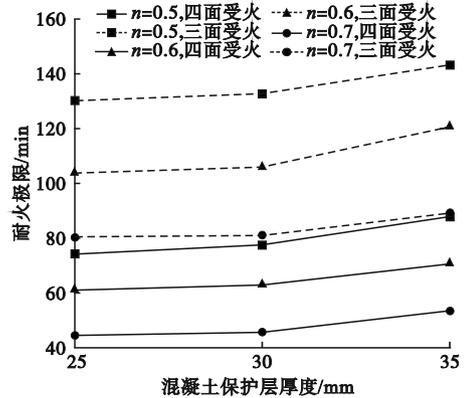


图 16 节点耐火极限 - 混凝土保护层厚度曲线

Fig. 16 The relationship between fire resistance limit and concrete protective layer thickness

由图 16 可知,在保证构件配筋和截面尺寸不变的情况下,混凝土保护层厚度由 25 mm 增加到 30 mm,装配式节点耐火极限略有增加,而混凝土保护层厚度由 30 mm 增加到 35 mm 时,装配式节点耐火极限增加幅度明显。四面受火条件下,提高混凝土保护层厚度,试件 FC3 较试件 FC1 耐火极限增加

15.4%、试件 FC6 较试件 FC4 耐火极限增加 12.4%、试件 FC9 较试件 FC7 耐火极限增加 16.7%;三面受火情况下,增加混凝土保护层厚度,试件 FC12 较试件 FC10 耐火极限提高 9%、试件 FC15 较试件 FC13 耐火极限提高 14%、试件 FC18 较试件 FC16 耐火极限提高 9.9%。由此可见,增加混凝土保护层厚度能提高装配式节点的耐火极限,但随混凝土保护层厚度的增加节点梁端极限荷载降低,综合梁端极限荷载考虑建议取混凝土保护层厚度为 30 mm。

3.4.3 不同受火方式

由图 13 和图 15 可知,四面受火条件下节点变形明显先于三面受火情况。三面受火时节点耐火极限高于四面受火时节点耐火极限。在三面受火与四面受火条件下,试件 FC1~FC9 较试件 FC10~FC18 耐火极限分别减小 42.9%、41.5%、38.6%、41.0%、40.5%、41.8%、44.4%、43.5%、40.0%。由此可见,受火方式对耐火极限影响较大,减少受火面可大幅度提高节点耐火极限。因此,对梁构件上表面进行防火隔热处理可大幅度提高节点的耐火极限。

4 结 论

(1)与节点区域内梁构件相比,节点核心区温度较低,受火灾影响较小,故节点耐火极限由节点区域内梁构件耐火极限控制。

(2)在受火初期,梁端位移较小,位移增长缓慢,但在接近节点耐火极限时,梁端位移增长速率突增,并在极短时间内达到耐火极限,节点破坏具有突然性。

(3)梁端荷载比的变化对节点耐火极限影响较大,荷载比由 0.5 增加到 0.7,耐火极限减小约 40%,故减小梁端荷载比可增加耐火极限。

(4)在相同配筋与截面尺寸条件下,当混凝土保护层厚度由 25 mm 增加到 35 mm 时,节点耐火极限提高了 9%~17%,综合梁

端极限荷载,建议混凝土保护层厚度取 30 mm。

(5)对比三面受火和四面受火两种状态,三面受火时节点耐火极限明显大于四面受火时节点耐火极限,故对梁上表面进行隔热处理可大幅度提升节点的耐火极限。

参考文献

- [1] NATESH S P, AGARWAL A, CHOE L. Behaviour and design of double angle beam-column connection in fire conditions [J]. Fire safety journal, 2022, 134(2): 485-513.
- [2] LI Shufeng, ZHANG Jiaolei, ZHAO Di, et al. Study on fire resistance of a prefabricated reinforced concrete frame structure [J]. Journal of structural fire engineering, 2021, 12(3): 363-376.
- [3] ZHOU Kan, HAN Linhai. Experimental and numerical study of temperature developments of composite joints between concrete-encased concrete-filled steel tube columns and reinforced concrete beams [J]. Fire safety journal, 2020, 116(5): 410-419.
- [4] KODUR V K R, DWAIKAT M B. Design equation for predicting fire resistance of reinforced concrete beams [J]. Engineering structures, 2011, 33(2): 602-614.
- [5] HAREMZA C, SANTIAGO A, SILVA L. Experimental behaviour of heated composite steel-concrete joints subject to variable bending moments and axial forces [J]. Engineering structures, 2013, 51(5): 150-165.
- [6] 孙风彬,刘秀丽,卢扬. 装配式钢结构梁柱连接节点研究进展[J]. 钢结构, 2019, 34(11): 1-11.
(SUN Fengbin, LIU Xiuli, LU Yang. Research progress of prefabricated steel structure beam-column joint [J]. Steel construction, 2019, 34(11): 1-11.)
- [7] 张大山,胡浩灿,黄栋强,等. 装配式钢筋混凝土叠合梁抗火性能研究[J]. 建筑结构学报, 2024, 45(2): 25-37.
(ZHANG Dashan, HU Haocan, HUANG Dongqiang, et al. Study on fire resistance of prefabricated concrete composite beams [J]. Journal of building structures, 2024, 45(2): 25-37.)
- [8] 杜咏,李国强. 大跨度建筑钢结构抗火性能研究进展与趋势[J]. 建筑钢结构进展, 2022, 24(1): 53-66.

- (DU Yong, LI Guoqiang. Development and tendency of the fire resistance of large-span steel buildings [J]. Progress in steel building structures, 2022, 24(1): 53 - 66.)
- [9] 顾为健,毛小勇. 高温下预制装配式混凝土框架节点抗火性能分析[J]. 苏州科技大学学报(工程技术版), 2018, 31(4): 41 - 49.
(GU Weijian, MAO Xiaoyong. Analysis on the fire-resistance performance of prefabricated concrete frame joints [J]. Journal of Suzhou university of science and technology (engineering and technology), 2018, 31(4): 41 - 49.)
- [10] 刘冰,毛小勇. 高温下装配式钢牛腿连接节点破坏机理及影响参数分析[J]. 消防科学与技术, 2021, 40(5): 654 - 660.
(LIU Bing, MAO Xiaoyong. Analysis of failure mechanism and influencing parameters of prefabricated steel bracket connection under high temperature [J]. Fire science and technology, 2021, 40(5): 654 - 660.)
- [11] 江焕芝,潘杰,郭正兴,等. 新型装配式钢混组合梁柱节点受火温度场研究[J]. 建筑结构, 2023, 53(11): 81 - 87.
(JIANG Huanzhi, PAN Jie, GUO Zhengxing, et al. Research on temperature field of a new assembled steel-concrete composite beam-column joint under fire [J]. Building structure, 2023, 53(11): 81 - 87.)
- [12] 王焕丽. 装配整体式螺栓钢板箍连接框架柱抗火性能研究[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2017.
(WANG Huanli. Study on fire resistance of the assembled monolithic frame column encased by steel plate hoop and bolt [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2017.)
- [13] 潘杰. 新型装配式组合结构节点抗火性能研究[D]. 南京:东南大学, 2020.
(PAN Jie. Study on fire resistance of beam-column joints of new fabricated composite structure [D]. Nanjing: Southeast University, 2020.)
- [14] 王宇,王子铭,王颖光,等. 一种装配式螺栓连接梁-柱节点:CN210887565U [P]. 2020 - 06 - 30.
(WANG Yu, WANG Ziming, WANG Yingguang, et al. A kind of prefabricated bolted connection beam-column joint: CN210887565U [P]. 2020 - 06 - 30.)
- [15] European Committee for Standardization. Eurocode 4: design of composite and concrete structures, part 1. 2: structural fire design [S]. London: British Standards Institution, 2005.
- [16] European Committee for Standardization. Eurocode 3: design of steel structures, part 1. 2: general rules, structural fire design [S]. London: British Standards Institution, 2005.
- [17] 张耕源,邱仓虎. 基于 ABAQUS 的火灾下钢筋混凝土结构精细化建模技术研究[J]. 建筑科学, 2017, 33(5): 31 - 39.
(ZHANG Gengyuan, QIU Canghu. Research on precise modeling technology of reinforced concrete structure under fire based on ABAQUS [J]. Building science, 2017, 33(5): 31 - 39.)
- [18] 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 Zhenhai, SHI Xudong. High temperature properties of reinforced concrete and their calculations [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003.)
- [19] 中国国家标准化管理委员会. 建筑构件耐火试验方法: GB/T 9978. 3—2008 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2008.
(Standardization Administration of the People's Republic of China. Fire-resistance tests-elements of building construction: GB/T 9978. 3—2008 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2008.)
- [20] 傅传国,王广勇,王玉镯. 钢筋混凝土框架节点抗火性能试验研究及理论分析[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2010, 40(4): 822 - 828.
(FU Chuanguo, WANG Guangyong, WANG Yuzhuo. Experimental and theoretical research on fire resistance behaviour of reinforced concrete joints [J]. Journal of southeast university (natural science edition), 2010, 40(4): 822 - 828.)
(责任编辑:刘春光 英文审校:范丽婷)