

基于节点损伤的钢管混凝土平面框架火灾下破坏机理分析

宋天诣^{1*}, 赵国浩¹, 项凯²

(1. 北京工业大学 城市建设学部, 北京 100124; 2. 应急管理部天津消防研究所, 天津 300381)

摘要: 本文以带钢筋混凝土楼板、采用外环板连接节点的三层三跨圆钢管混凝土 (concrete filled steel tube, CFST) 柱-钢梁平面框架为研究对象, 从节点损伤角度对该类平面框架在火灾下的破坏机理展开研究。文中建立了足尺三层三跨CFST平面框架的耐火极限精细化有限元模型, 并用相关试验数据验证了建模方法的准确性; 基于底层受火危害大于高层受火危害、边柱受火危害大于中柱受火危害的原则, 确定了12种典型的火灾工况, 深入分析了不同火灾工况下CFST平面框架的破坏形式、温度变化、变形发展和内力变化。研究发现: 不同火灾工况下, 三层三跨CFST平面框架的破坏形式可归纳为与节点损伤相关的边柱节点、中柱节点及底层柱节点的破坏; 最后, 基于火灾下框架节点的弯矩-转角曲线识别出控制框架火灾下破坏的特征节点, 并在此基础上定义了节点火灾损伤系数, 最终量化了火灾下节点损伤程度与框架耐火极限之间的相互影响关系。

关键词: 钢管混凝土; 组合框架; 外环板连接节点; 火灾工况; 节点损伤; 耐火极限

中图分类号: TU398.9

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)09-0073-10

DOI: 10.13969/j.jzgjz.20240420001

Research on Failure Mechanism of Concrete Filled Steel Tubular Planar Frame in Fire Based on Joint Damage

SONG Tianyi^{1*}, ZHAO Guohao¹, XIANG Kai²

(1. Faculty of Architecture, Civil & Transportation Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China; 2. Tianjin Fire Science and Technology Research Institute of MEM, Tianjin 300381, China)

*Corresponding author: songty666@qq.com

Abstract: The paper takes a three-story three-span circular concrete filled steel tubular (CFST) column to beam planar frame with reinforced concrete (RC) slabs and external ring connection joints as the research object, and studies the failure mechanism of this type of composite frame in fire from the view of beam-column joint damage. Firstly, a refined finite element analysis (FEA) model of the full-size three-story three-span CFST planar frame was established, and the modeling method was verified by comparing with relevant test data. Based on the principle that lower story fire was more dangerous than upper story fire, and edge column fire was more dangerous than middle column fire, a total of 12 fire scenarios were confirmed, and the failure mode, temperature, deformation development and internal force change of the composite frame in fire were analyzed. The results indicated that three types of joint damage-related failure modes, including edge column joint, middle column joint and bottom column joint failures, were observed. Finally, based on the obtained joint moment versus rotation angle curves of frame in fire, characteristic joints

收稿日期: 2024-04-20

基金项目: 国家消防救援局重点研发计划项目(2023XFCX17), 国家自然科学基金(52178444、51778018), 工业与公共建筑火灾防控技术应急管理部重点实验室开放课题(2022KLIB04)

作者简介:

宋天诣(1981—), 男, 博士, 教授, 主要从事组合结构和结构抗火方面的研究。E-mail: songty666@qq.com。(通信作者)

赵国浩(1997—), 男, 硕士研究生, 主要从事组合结构抗火方面的研究。

dominating the frame failure in fire were identified, and fire damage coefficient of joint was defined accordingly, which quantified the relationship between the joint damage degree and fire resistance of the composite frame in fire.

Keywords: concrete filled steel tube; composite frame; external ring connection joint; fire scenario; joint damage; fire resistance

钢管混凝土(concrete filled steel tube, CFST)结构是一类在钢管内填充混凝土且钢管与核心混凝土能共同工作的组合结构,由钢管混凝土柱-钢梁-钢筋混凝土楼板组成的框架结构体系在高层、超高层建筑中已得到了广泛应用^[1]。该类组合结构的耐火性能是近年来的研究热点^[2],但已有的防火设计方法多是围绕单根构件展开的,考虑结构整体效应的CFST框架结构防火设计方法研究仍存在明显不足。

基于单根构件的防火设计方法虽然简化了设计过程,但难以合理反映结构中不同构件间的相互作用对整体框架耐火性能的影响。因此,有必要从整体框架的角度出发,进一步开展CFST框架的耐火性能研究和防火设计方法探索。已有的CFST框架耐火性能研究多集中在对单榀框架或子框架的耐火极限试验与理论分析方面,如DING等^[3]针对采用不同类型节点的CFST柱-钢梁子框架,开展了火灾试验研究与理论分析;HAN等^[4-5]进行了单榀CFST柱-钢筋混凝土梁框架的耐火极限试验和理论分析;项凯等^[6-7]对采用单边螺栓连接的单榀CFST柱-钢梁框架的耐火性能进行了试验研究和理论分析。以上研究表明:CFST框架或子框架在火灾下的破坏可能是由梁破坏、柱破坏和梁柱连接节点破坏三种情况造成的。

在对单榀CFST框架耐火性能研究的基础上,韩林海等^[2]和王广勇等^[8]在建立的有限元模型的基础上,探讨了三层三跨CFST柱-钢梁平面框架在火灾下的工作性能,明确了火灾工况和荷载比等重要参数对该类框架耐火极限的影响规律。LI等^[9]建立了火灾下三层三跨CFST柱-钢筋混凝土梁框架的有限元模型,重点分析了框架节点的梁柱相对转角、刚度退化等指标,结果表明:低温节点区域梁柱的相对转角较小,高温节点区域梁柱的相对转角随着梁柱线刚度比的增大而增大。对三层三跨CFST框架的耐火性能研究表明:由于火灾工况的随机性、构件温度内力复杂性等因素的影响,传统的基于单根构件和均匀火场条件下的防火设计方法,无法合理反映真实火灾工况下整体框架的工作性能。

梁柱连接节点作为框架结构的核心传力部分,其在火灾下的损伤相比单根构件的损伤,更能精准表征整体框架结构的极限状态。因此,如果能从节点损伤的角度对CFST框架在火灾下的破坏机理展开研究,有助于建立更为合理的CFST框架结构在火灾作用下整体极限状态判定方法。在以上背景下,本文以工程中常用的采用外环板连接的三层三跨圆CFST柱-钢梁平面框架为研

究对象,对其在不同火灾工况下的破坏机理展开深入分析,以给出节点损伤程度与该类框架耐火极限的相互关系。

1 三层三跨CFST柱-钢梁平面框架有限元模型

1.1 基本计算条件

参考《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[10]、《钢管混凝土结构技术规范》(GB 50936—2014)^[11]和实际工程结构设计了三层三跨足尺圆CFST柱-工字钢梁平面框架,其梁柱采用外环板连接节点形式,钢筋混凝土楼板和工字钢梁之间设置栓钉以实现完全抗剪连接。考虑当整体结构发生火灾时非受火区域对受火区域的约束作用,采取了约束顶层柱上端的水平变形措施。

如图1所示为框架的几何尺寸示意图,框架跨度 $L=8\text{ m}$,层高 $H=6\text{ m}$;圆CFST柱截面外直径和壁厚为 $D\times t_s=600\text{ mm}\times 12\text{ mm}$,长细比 $\lambda=28$,截面含钢率 $\alpha_s=0.08$;外环板宽度为 140 mm ;梁截面尺寸为 $h\times b_f\times t_w\times t_f=400\text{ mm}\times 200\text{ mm}\times 15\text{ mm}\times 15\text{ mm}$,其中 h 、 b_f 、 t_w 和 t_f 分别为工字钢高度、宽度、腹板厚度和翼缘厚度;钢筋混凝土楼板宽和高为 $b\times t=3\ 000\text{ mm}\times 120\text{ mm}$,楼板内纵向钢筋直径和钢筋间隔设置为 $\Phi 10@150\text{ mm}$,分布钢筋直径和钢筋间隔设置为 $\Phi 10@250\text{ mm}$ 。钢管核心混凝土采用C60混凝土,楼板混凝土采用C40混凝土,钢梁采用Q345钢,钢管采用Q345钢,钢筋采用Q335钢。每层梁上的均布荷载 $q_b=204\text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$,对应梁荷载比 $m=0.4$,梁的极限承载力按照简支边界条件确定;顶层柱上端轴向荷载 $N_F=7\ 665\text{ kN}$,考虑梁和柱的荷载叠加,对应顶层柱的柱荷载比 $n=0.5$,柱的极限承载力按照上端铰接下端固接边界条件确定,考虑沿 x 轴正向 $L/1\ 000$ 的偏心距影响。为评估该类框架在火灾作用下的工作性能,找到节点损伤和框架耐火极限的相互关系,未对该框架进行防火保护。

1.2 火灾工况确定

合理的火灾工况对于研究三层三跨CFST框架的破坏机理至关重要,本文参考《建筑结构抗倒塌设计标准》(T/CECS 392—2021)^[12]中的相关规定,认为框架结构底层受火的危害程度大于高层受火的危害程度、边柱受火的危害程度大于中柱受火的危害程度。在此选择原则上,本文共设计了如表1所示的12种火灾工况,每种火灾工况对应的受火区域如图1所示,三层三跨CFST平面

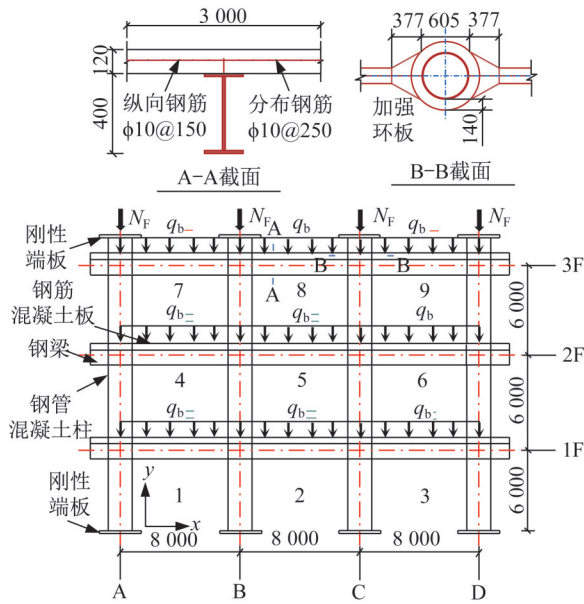


图1 三层三跨CFST平面框架尺寸和受火区域示意(单位:mm)

Fig. 1 Diagram of dimension and fire area of three-story three-span CFST planar frame (unit: mm)

框架共可形成9个受火区域,由下到上分别命名为1~9,将柱轴线从左到右依次命名为A~D,梁轴线从下到上依

次命名为1~3,区域1的左柱、左节点和梁分别命名为C-A1、J-A1、B-AB1。其余构件命名以此类推。

1.3 有限元模型建立

利用ABAQUS中的热力顺序耦合分析模块建立了CFST框架的温度场和力学有限元计算模型。

1.3.1 温度场计算模型

SONG等^[13]在进行CFST节点的温度场分析时采用了LIE^[14]提出的混凝土和钢材热工参数模型,计算所得的温度-时间曲线与试验值吻合较好,因此本文同样采用LIE^[14]提出的导热系数、比热容和密度模型。

CFST框架温度场计算模型的网格划分及边界条件如图2所示,CFST柱、端板和混凝土楼板采用传热实体单元(DC3D8)模拟;钢梁、钢管及外加强环板采用传热壳单元(DS4)模拟;楼板内钢筋采用桁架单元(DC1D2)模拟。在常温阶段,外界初始温度设置为20℃,火灾升温曲线过程采用规范ISO 834—1:1999^[15]中的升温曲线进行控制,对流传热系数 α 和综合辐射系数 ϵ 分别采用 $25 \text{ W} \cdot (\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})^{-1}$ 和 0.5 ^[16];忽略钢-钢、钢-混凝土的界面热阻,假设各部分之间完全传热,采用“绑定”约束进行计算。

表1 火灾工况、耐火极限及破坏形态

Table 1 Fire scenarios, fire resistance and failure modes

火灾工况	受火区域	破坏形态	耐火极限/min	火灾工况	受火区域	破坏形态	耐火极限/min
1	1	I、边柱节点破坏	85	7	1~4,6	II、中柱节点破坏	37
2	1,2	II、中柱节点破坏	46	8	1~6	III、底层柱节点破坏	33
3	1~3	II、中柱节点破坏	45	9	1~4,6,7	III、底层柱节点破坏	33
4	1,4,7	I、边柱节点破坏	53	10	1~7	III、底层柱节点破坏	25
5	1~4	III、底层柱节点破坏	37	11	1~7,9	III、底层柱节点破坏	25
6	1~4,7	III、底层柱节点破坏	38	12	1~9	III、底层柱节点破坏	20

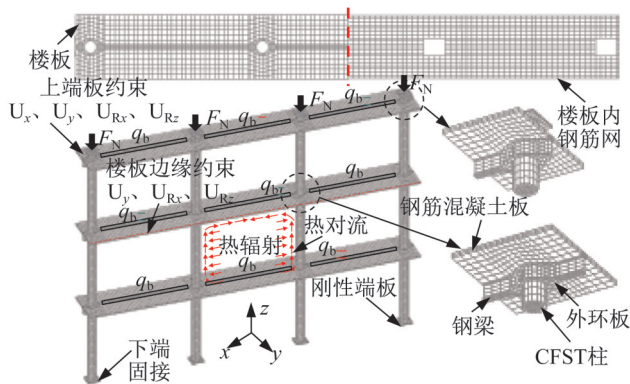


图2 三层三跨CFST平面框架有限元模型

Fig. 2 Finite element model of three-story three-span CFST planar frame

1.3.2 力学计算模型

在温度场计算模型的基础上,进一步建立了CFST框架的力学计算模型。SONG等^[13]进行CFST节点的耐火性能分析时,已经给出了核心混凝土、楼板混凝土及钢材在不同温度阶段的材料模型,并取得了较好的模拟结果。因此,本文在建立CFST框架的力学计算模型时采用了同样的材料模型。

CFST框架力学计算模型与温度场计算模型的网格划分保持一致(图2),但网格类型改为力学分析单元,CFST柱、端板和混凝土楼板采用实体单元(C3D8R)模拟;钢梁、钢管及外加强环板采用壳单元(S4R)模拟;楼板内的钢筋采用梁单元(T3D2)模拟;该CFST框架力学计算模型的边界条件如图2所示:框架底层柱下端板采

用固接约束;顶层柱上端板约束平面外平动与转动,并且约束平面内水平移动;钢筋混凝土板约束平面外的平动及转动;框架梁与柱上的外荷载根据第1.1节施加;力学计算模型中各部件间的界面模拟方式如表2所示。

表2 力学计算模型界面处理方式

Table 2 Interfacial simulation methods in structural analysis model

接触界面	界面模拟方式
钢管-柱端板	壳-实体耦合
钢管-楼板混凝土	法向硬接触
钢管-核心混凝土	法向硬接触、切向库伦摩擦 (摩擦系数0.6)
钢梁-楼板混凝土	绑定
核心混凝土-柱端板	绑定
楼板配筋-楼板混凝土	嵌入

1.4 有限元模型验证

为验证建模方法的正确性,本节采用已有的CFST柱^[1]、钢梁^[17-18]和CFST框架^[4]的耐火极限试验数据对有限元模型进行验证。

1.4.1 CFST柱耐火极限试验

韩林海^[1]针对圆CFST柱开展耐火极限试验,试验所有试件柱的长度均为3 810 mm,荷载比范围为0.5~0.9,共计13根试件。基于本文建模方法计算得到的CFST柱耐火极限计算值($t_{R,FEA}$)与实测耐火极限值($t_{R,test}$)的对比结果如图3所示。

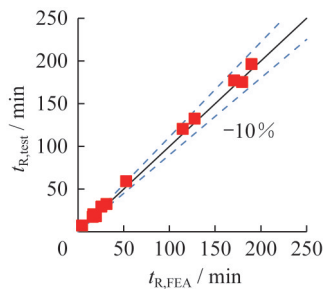


图3 CFST柱耐火极限有限元分析与试验对比

Fig. 3 Comparison of CFST column fire resistance between FEA and test

韩林海^[1]中的试件C1-1和C2-1的柱轴向变形(Δ)-时间(t)曲线的实测值与计算值的对比如图4所示,可见计算结果与实测结果基本吻合。

1.4.2 钢梁耐火极限试验

选取文献[17]、[18]中H型钢梁耐火极限实测试验数据,对本文所建模型开展验证。如图5和图6所示,给

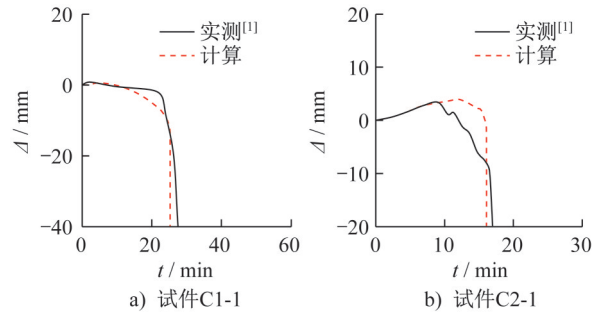


图4 CFST柱轴向变形(Δ)-时间(t)曲线

Fig. 4 Axial deformation (Δ)–time (t) curves of CFST columns

出了文献[17]中试件S-1和文献[18]中试件Lange-1的温度(T)-时间(t)曲线与梁跨中挠度(f)-温度(T)曲线的实测值和计算值的对比。其中,试件S-1的截面 $h \times b_f \times t_w \times t_f = 250 \text{ mm} \times 125 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} \times 9 \text{ mm}$,梁长度 $L = 4\ 200 \text{ mm}$,梁荷载比 $m = 0.3$;试件Lange-1的截面 $h \times b_f \times t_w \times t_f = 250 \text{ mm} \times 125 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} \times 9 \text{ mm}$,梁长度 $L = 4\ 200 \text{ mm}$,梁荷载比 $m = 0.5$ 。可见计算结果和实测结果吻合较好。

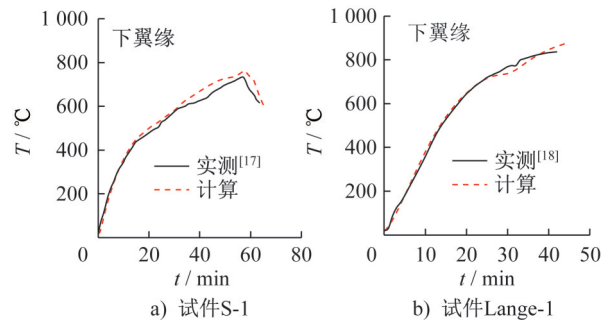


图5 钢梁温度(T)-时间(t)曲线

Fig. 5 Temperature (T) – time (t) curves of steel beams

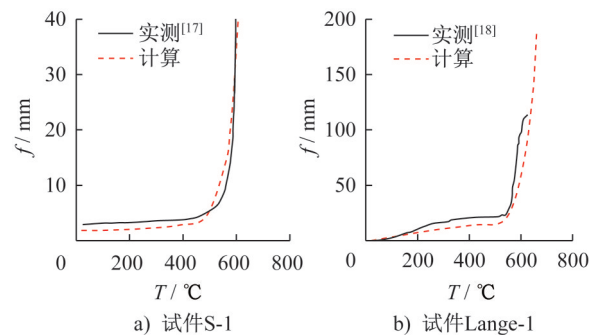


图6 钢梁跨中挠度(f)-温度(T)曲线

Fig. 6 Mid-span deflection (f) – temperature (T) curves of steel beams

1.4.3 CFST平面框架耐火极限试验

截至目前,尚未检索到CFST柱-钢梁整体框架的公

开耐火极限试验数据,因此本节采用HAN^[4]提出的单层单跨圆CFST柱-钢筋混凝土梁的耐火极限试验对模型进行验证。图7给出了HAN^[4]中的框架试件CFRC-1和CFRC-2的左柱轴向位移(Δ)-时间(t)曲线和梁跨中挠度(f)-时间(t)曲线的实测值和计算值的对比情况。由图可知,计算值与实测值的左柱变形曲线基本吻合,但计算得到的梁跨中挠度值一般小于实测得到的梁跨中挠度值,这可能是由于钢筋混凝土梁在受火时发生的混凝土高温爆裂现象,未在有限元模型中予以考虑,从而造成计算结果偏低。

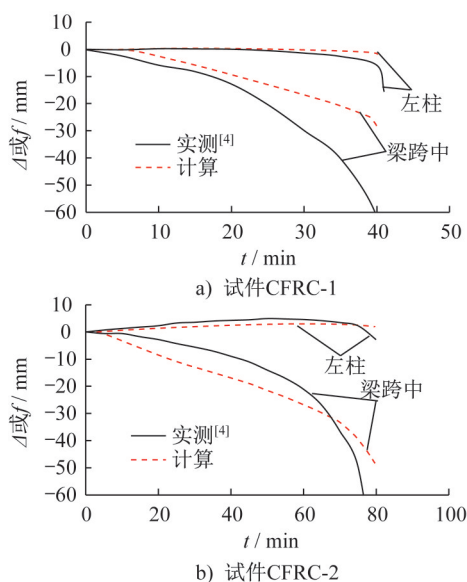


图7 CFST框架变形-时间(t)曲线

Fig. 7 Deformation - time (t) curves of CFST frames

2 三层三跨CFST柱-钢梁平面框架火灾下工作性能分析

在已验证的足尺三层三跨CFST柱-钢梁平面框架耐火极限有限元分析模型的基础上,深入分析了表1所述的12种火灾工况下该类框架的破坏形态、温度变化、变形发展、内力变化等火灾下的工作机理。

2.1 破坏形态

不同火灾工况下的CFST框架达到极限状态时的破坏形态如图8所示。从这12种火灾工况下的破坏形态可见,三层三跨CFST柱-钢梁平面框架在火灾下的极限状态多是由某个梁、柱的破坏或其组合破坏引发的,最终造成整体框架结构在火灾下无法持荷而发生破坏。由于火灾工况高度复杂,从构建破坏角度出发,对三层三跨CFST框架在火灾作用下的破坏形态进行分类较难实现。深入比较分析发现,整体框架结构中的梁或柱破坏总会与相连的节点转动和损伤,造成节点破坏。

可以将12种火灾工况下的破坏形态归纳为基于节点损伤的三种典型破坏形态,并归纳在表1中,包括:Ⅰ、边柱节点破坏;Ⅱ、中柱节点破坏;Ⅲ、底层柱节点破坏。对应的框架耐火极限值也列入表1中。

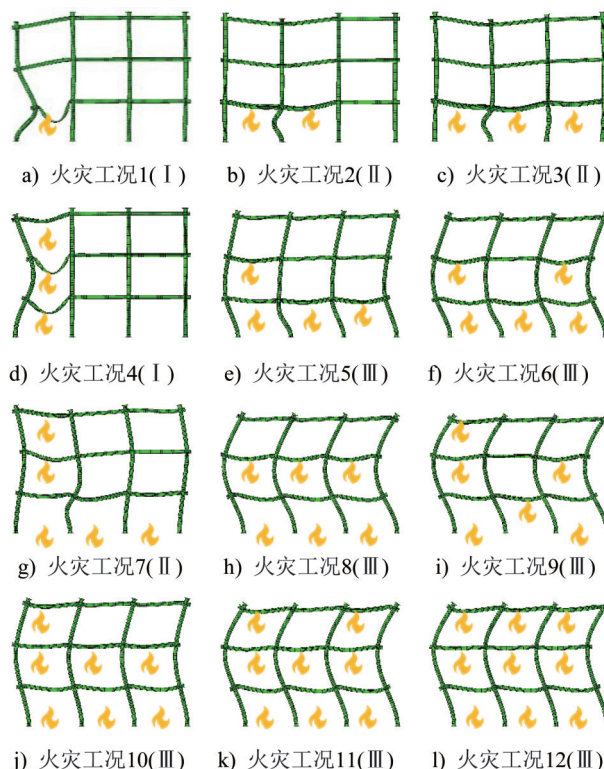


图8 不同火灾工况下三层三跨CFST平面框架破坏形态
Fig. 8 Failure modes of three-story three-span CFST planar frame at different fire scenarios

(1) 边柱节点破坏

以火灾工况1为例进行说明:火灾作用下梁首先发生挠曲变形并产生悬链线效应,在梁拉力作用下,刚度较小的一层一跨左柱节点附近逐渐产生水平与竖向位移,位移持续发展后,最终导致框架的一跨一、二、三层发生整体破坏,此时框架的受火边柱发生偏向框架内侧的弯曲变形,且受火中柱有微小变形,受火梁发生较大的挠曲变形,形成接近如图9a)所示的边柱节点破坏形态。

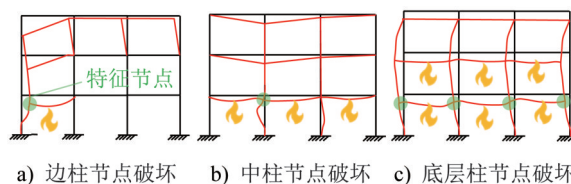


图9 基于节点损伤的火灾下框架典型破坏形态和特征节点

Fig. 9 Typical frame failure modes and characteristic joints in fire based on joint damage

(2) 中柱节点破坏

以火灾工况3为例说明:当CFST框架达到极限状态时框架的一层二跨两柱发生屈曲变形,且一、二跨发生整体向下的变形,形成如图9b)所示的中柱节点破坏形态。分析表明:升温导致的材性劣化首先会使一层二跨左、右柱及一层梁发生微小变形,随后使一层二跨左柱在竖向荷载及弯矩的作用下发生屈曲并带动相连节点发生转动,最终导致框架一、二跨一、二、三层发生整体破坏。

(3) 底层柱节点破坏

以火灾工况8为例说明:在此种均匀火灾工况下,由于底层柱荷载比最大,底层柱首先会发生破坏并带动整个框架产生侧向位移从而达到极限状态,此时底层四根柱均发生了明显的侧向变形,且带动底层节点发生较大转动,形成如图9c)所示的底层柱节点破坏形态。

2.2 温度发展

本节对三种典型破坏形态下(火灾工况1、3和8)框架的温度发展进行探讨。在火灾工况和结构类型都较复杂的情况下,针对指定点的温度发展的传统分析方法,可能无法更好地反映整体结构的温度特点。因此,为使对三层三跨CFST框架的温度分析更具代表性,文中采用了区域平均温度来替代指定点的温度的方法。如图10所示,给出了对应三种破坏形态的框架柱、梁和节点的平均温度(T)-时间(t)曲线,其中图例命名规则如第1.2节所述,柱取半高度处截面钢管的平均温度、梁取跨中截面处的平均温度、节点取上、下环板的平均温度。比较发现,采用平均温度作为指标后,三种破坏形态对应的框架柱、梁及节点温度表现出类似的规律,即节点下环板平均温度最高,而节点上环板、柱半高度和梁跨中的平均温度均低于其平均温度,且这三处的平均温度高低会受破坏形态影响。如图10a)所示的发生边柱节点柱破坏的火灾工况1为例,最高的平均温度始终位于节点下环板(J-A1下环板)处,框架破坏时温度达到549℃;而由于楼板的吸热作用,节点上环板(J-A1上环板)处温度最低,框架破坏时温度达到451℃;柱(C-A1和C-B1)和梁(B-AB1)的平均温度介于二者之间,框架破坏时温度分别达到485℃和542℃。

从平均温度的角度来看,三层三跨CFST框架在不同火灾工况下的最高温度多发生在节点下环板处,这也在一定程度上会导致节点的损伤,从而造成整体框架结构在火灾下达到极限状态从而发生破坏。

2.3 变形发展

将测得的柱轴向位移和梁跨中挠度进行均值处理,绘制三种破坏形态下(火灾工况1、3和8)框架的柱轴向位移(Δ)-时间(t)曲线和梁跨中挠度(f)-时间(t)曲线如

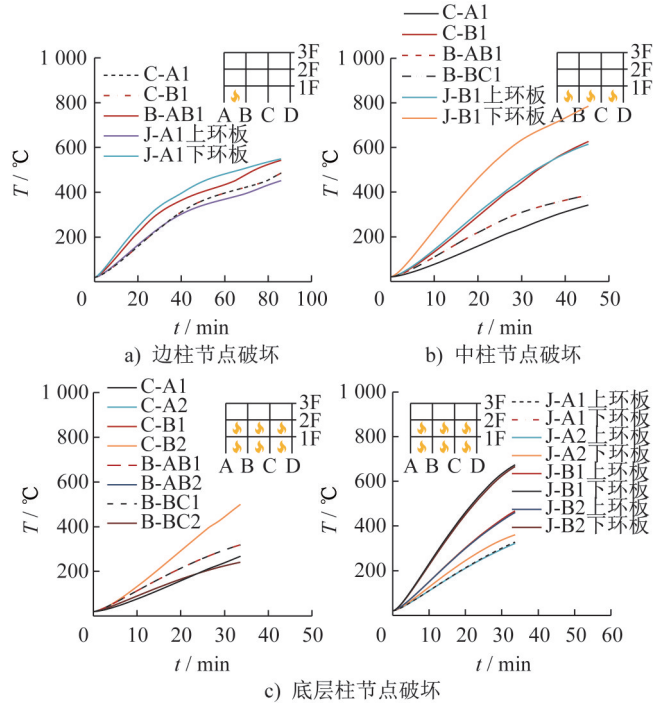


图10 框架平均温度(T)-时间(t)曲线

Fig. 10 Average temperature (T) - time (t) curves of frames

图11~13所示,其中, Δ 和 f 均向下为正、向上为负;红色点划线为构件按照ISO-834^[15]标准达到耐火极限时的位移限值。分析可知:

(1) 发生边柱节点破坏时(图11),框架边柱C-A1的 Δ 值经历了缓慢和快速变化两个阶段,第一阶段 Δ 为40 mm,第二阶段 Δ 为399 mm,缓慢变化阶段 Δ 值占总位移的9.1%。此种火灾工况下,梁B-AB1先于柱C-A1达到构件的耐火极限位移判定标准,但梁达到极限状态时整体框架仍具有承载能力,因此对框架继续升温,直至框架无法持荷而发生破坏。

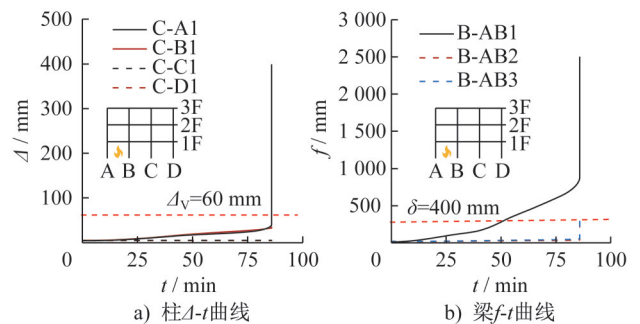


图11 边柱节点破坏时框架变形发展曲线

Fig. 11 Deformation development curves of frames corresponding to edge column joint failure

(2) 发生中柱节点破坏时(图12),框架中柱C-B1和C-C1均达到了构件的耐火极限位移判定标准,但由于柱

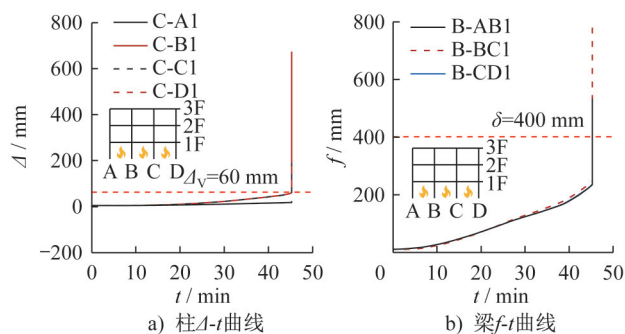


图 12 中柱节点破坏时框架变形发展曲线

Fig. 12 Deformation development curves of frames corresponding to middle column joint failure

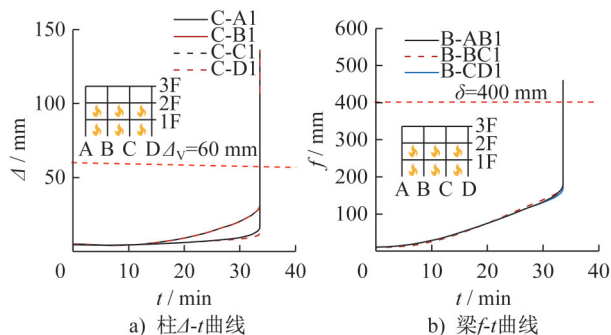


图 13 底层柱节点破坏时框架变形发展曲线

Fig. 13 Deformation development curves of frames corresponding to bottom column joint failure

荷载初始偏心的影响,柱 C-B1 较早达到耐火极限,其缓慢变化阶段 Δ 值占总位移的 9.4%。在该种破坏形态下,底层框架梁和柱同时达到极限状态,造成中柱节点转动,导致框架最终破坏。

(3) 发生底层柱节点破坏时(图 13),框架中底层柱和梁均同时达到了构件的耐火极限位移判定标准,中柱 C-B1 和 C-C1 由于处于四周受火状态,其 Δ 值在达到极限状态前明显大于半周受火的边柱 C-A1 和 C-D1 的 Δ 值,缓慢变化阶段 Δ 值占总位移的 2.6%。在该种破坏形态下,底层柱的轴向和侧向变形最终会导致底层柱节点发生转动,从而导致框架最终发生破坏。

2.4 内力变化

将测得的框架柱的 $H/2$ 截面的轴力和梁跨中截面弯矩进行均值处理,绘制如图 14~16 所示为三种破坏形态下(火灾工况 1、3 和 8)框架柱的 $H/2$ 截面其轴力(F_N)和梁跨中截面弯矩(M)—时间(t)曲线,其中柱 F_N 拉为正、压为负,梁 M 使梁上部受压下部受拉为正、上部受拉下部受压为负。分析可见:

(1) 对于发生边柱节点破坏的火灾工况 1(图 14),在常温加载后,由于框架结构的荷载对称布置,边柱 C-A1 和 C-D1、中柱 C-B1 和 C-C1 的 F_N 值分别为 $-7\ 658\ \text{kN}$ 和

$-7\ 664\ \text{kN}$;框架达到耐火极限时底层四根柱的轴压力从左到右分别变为常温加载结束时刻的 -0.011 (负值代表边柱 C-A1 的轴力从受压变为受拉)、 2.09 、 1.33 、 1.01 。受火灾作用的梁 B-AB1 跨中截面常温加载结束时正弯矩为 $203\ \text{kN}\cdot\text{m}$,随温度升高,梁的弯矩逐渐减小并转为负弯矩,其中负弯矩最大值达 $-268\ \text{kN}\cdot\text{m}$;此后负弯矩逐步减小,直至框架达到耐火极限后,梁的正弯矩开始迅速增大。

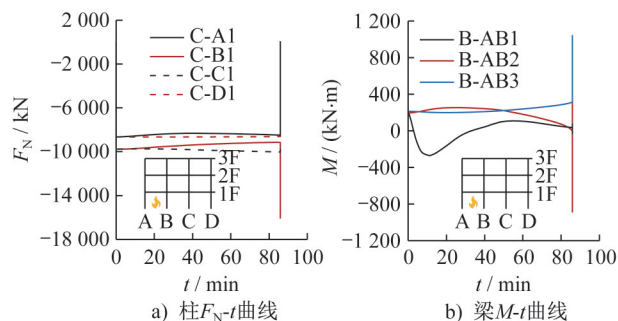


图 14 边柱节点破坏时框架内力发展曲线

Fig. 14 Internal force development curves of frames corresponding to edge column joint failure

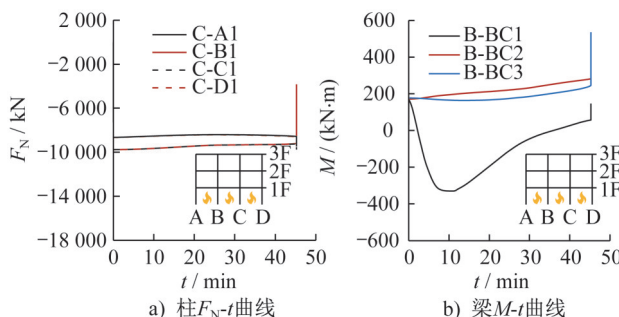


图 15 中柱节点破坏时框架内力发展曲线

Fig. 15 Internal force development curves of frames corresponding to middle column joint failure

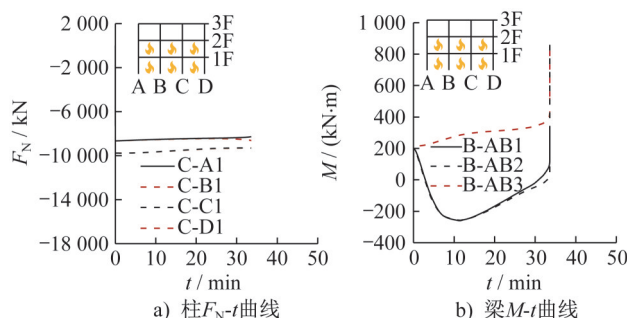


图 16 底层柱节点破坏时框架内力发展曲线

Fig. 16 Internal force development curves of frames corresponding to bottom column joint failure

(2) 对于发生中柱节点破坏的火灾工况 3(图 15),底层柱从常温加载结束到受到火灾作用下达到极限状

态之前 F_N 值无明显变化, 框架达到耐火极限时底层四根柱的轴压力从左到右分别变为常温加载结束时刻的 1.24、0.50、1.27、1.11。底层受火梁 B-BC1 的弯矩随温度升高其负弯矩呈先增大后减小的趋势, 最大负弯矩为 $-330 \text{ kN}\cdot\text{m}$; 非受火梁 B-BC2 和 B-BC3 的正弯矩由于内力重分布, 其值会随时间逐渐增加。

(3) 对于发生底层柱节点破坏的火灾工况 8(图 16), 底层柱从常温加载结束到受火灾作用达到极限状态之前 F_N 值同样无明显变化, 但达到耐火极限时刻, 由于材性退化和刚度再分配的共同作用使底层柱的轴力发生变化, 底层四根柱的轴压力从左到右分别变为常温加载结束时刻的 1.08、1.21、1.21、1.12。受火灾作用的梁 B-AB1 和 B-AB2 的负弯矩均呈现出先增大后减小的趋势; 无火灾作用的梁 B-AB3 的正弯矩由于内力重分布会随时间逐渐增加。

综上, 在不同火灾工况下, 三层三跨 CFST 平面框架的受火柱轴力在早期阶段无明显变化; 而受火梁截面的负弯矩, 则均表现为先减小、后增大的变化趋势。

3 节点损伤程度和火灾下框架极限状态的相互关系

如前所述, 由于整体框架结构的火灾工况具有显著复杂性, 传统的基于单根构件的判断方法, 用于三层三跨 CFST 平面框架火灾下极限状态判定时, 难以合理反映其真实破坏情况。节点作为连接梁与柱的关键部件, 可以同时反映二者的性能, 且第 2.1 节中将多种火灾工况下的框架破坏形态归纳为基于节点损伤的三种典型破坏形态, 也进一步说明在火灾作用下节点损伤与框架极限状态具有良好的相关性。因此, 本节将重点研究节点损伤程度和火灾下三层三跨 CFST 平面框架极限状态的相互关系。

节点的弯矩(M)-转角(θ)关系是评价节点性能最直接的参数, 因此, 本节将提取受力和受火全过程中节点的 $M-\theta$ 曲线进行分析, 以确定其损伤程度和火灾下框架耐火极限的定量化关系。

3.1 特征节点的弯矩-转角关系

SONG 等^[19]给出了 CFST 柱-钢梁外环板连接节点的弯矩和梁柱相对转角的确定方法, 这里采用同样的定义方法来确定三层三跨 CFST 平面框架中节点的 $M-\theta$ 曲线, 具体方法此处不再赘述, 其中对于节点 M , 定义使上环板受压、下环板受拉为正; 节点 θ 取节点左梁或右梁与节点下柱之间相对转角的较大值, θ 为正时表示梁与下柱夹角减小、且二者逐渐接近。

本文分析的三层三跨 CFST 柱平面框架包含 12 个节点、涉及 12 种火灾工况, 前文通过对破坏形态的归纳总结, 得到了三种基于节点损伤火灾下框架的破坏形态, 此

处暂采用“直接受火节点”与“转角最大节点”原则, 进一步确定各火灾工况下的特征节点位置, 该特征节点需更精准反映框架在火灾作用下的极限状态。分析发现: 不同火灾工况作用时对应的特征节点位置与其破坏形态有关, 已确定的三类破坏形态对应的特征节点位置如图 9 所示, 即边柱、中柱和底层柱节点破坏形态对应的特征节点分别为 J-A1、J-B1 和 J-A1~J-D1。图 17 给出了三类破坏形态对应的框架特征节点的全过程 $M-\theta$ 曲线, 三类破坏形态对应的 $M-\theta$ 曲线具有明显的共性, 可分为四个阶段:

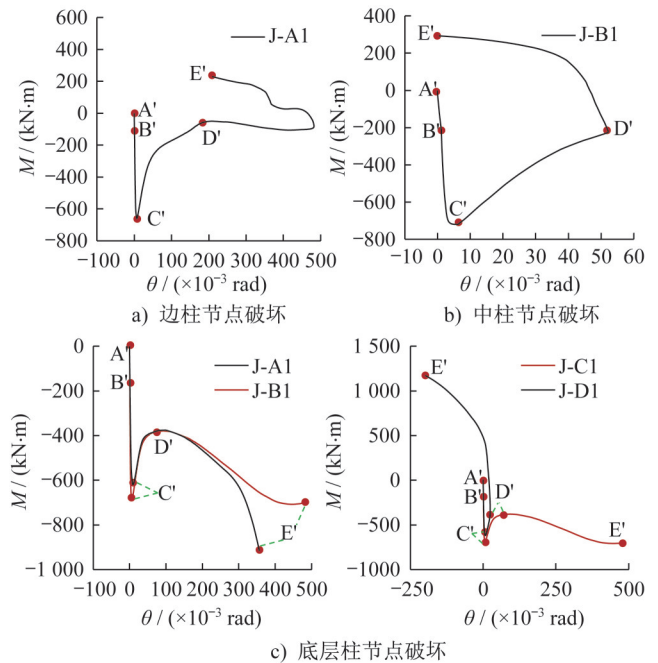


图 17 框架特征节点弯矩(M)-转角(θ)曲线

Fig. 17 Characteristic joint moment (M) - relative rotation angle (θ) curves of frames

(1) 常温加载阶段(A'B')

该阶段先施加柱荷载再施加梁荷载, 常温加载结束时刻(B')对应的特征边柱及中柱的节点其弯矩和转角值有所差别, 边柱节点 J-A1 的 M 值为 $-171 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 、 θ 值为 $1.19 \times 10^{-3} \text{ rad}$; 中柱节点 J-B1 的 M 值为 $-214 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 、 θ 值为 $1.79 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 。

(2) 节点累积损伤阶段(B'C')

该阶段保持外荷载不变, 节点的 $M-\theta$ 曲线受材性劣化和约束温度变形等因素共同作用, 使节点负弯矩进一步增加并在 C' 点处达到最大负值, 边柱和中柱节点发生破坏时, 对应的节点 J-A1 和 J-B1 最大负弯矩值分别为 $-659 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 和 $-720 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。

(3) 节点严重损伤阶段(C'D')

随着温度持续升高, 材料力学性能进一步劣化, 导致结构内力重分布显著加剧, 此时三种破坏形态对应的框架特征节点 $M-\theta$ 曲线的斜率(或节点刚度)在 C' 点发生第

一次反向(图17);随着转角的进一步增大,框架特征节点 $M-\theta$ 曲线的斜率在 D' 点发生第二次反向,此时 D' 点对应图13变形曲线及图14内力曲线显著增加的开始点,部分柱构件也达到单根构件的耐火极限判定标准。

(4) 框架破坏阶段($D'E'$)

随着节点损伤程度进一步加剧,在此阶段,框架最终因无法持荷而达到耐火极限,发生破坏。节点的 $M-\theta$ 曲线在 $D'E'$ 阶段中表现出两种发展趋势:边柱和中柱节点破坏时, $D'E'$ 阶段的节点正弯矩随转角的减小而增大,说明此时与节点相连的梁出现悬链线效应;底层柱节点破坏时, $D'E'$ 阶段的节点负弯矩随转角的增大而增大。

以上表明,虽然不同火灾工况下三层三跨CFST平面框架表现出了三种破坏形态,但其特征节点的 $M-\theta$ 曲线斜率在 D' 点发生第二次反向时,框架均已表现出了明显的破坏特点,因此本文暂将 D' 点所对应的时间定义为三层三跨CFST平面框架的耐火极限点。

3.2 节点火灾下损伤系数

综上所述,三种破坏形态下三层三跨CFST柱-钢梁框架特征节点的 $M-\theta$ 关系可归纳为如图18所示的典型曲线示意图。其中, $A'B'$ 为常温加载阶段, $B'C'$ 为节点累积损伤阶段, $C'D'$ 为节点严重损伤阶段, $D'E'$ 为框架破坏阶段。

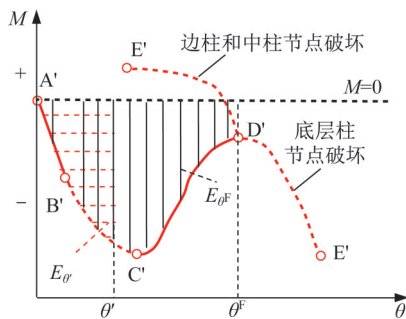


图18 典型节点弯矩(M)-转角(θ)关系示意图
Fig. 18 Diagram of typical joint moment (M) - relative rotation angle (θ) relationship

基于图18所示的特征节点 $M-\theta$ 曲线定义节点火灾下损伤系数(K),进而量化节点在火灾下的损伤程度,具体公式如下所示:

$$K = \frac{E_{\theta'}}{E_{\theta^F}} \quad (1)$$

式中: $E_{\theta'}$ 为 $M-\theta$ 曲线从 A' 开始当任意转角为 θ' 时的曲线点与 $M=0$ 轴所围成的面积, $\theta' \leq \theta^F$; E_{θ^F} 为 $M-\theta$ 曲线中从 A' 至 D' 的曲线段与 $M=0$ 轴共同围成的面积; K 的取值范围为 $0 \sim 1$, $K=0$ 代表节点无损伤,框架无破坏, $K=1$ 代表节点完全损伤,框架达到耐火极限。

如表3所示,给出了根据公式(1)和图17计算得到的框架节点 $M-\theta$ 曲线上 $A' \sim D'$ 各点对应的 K 值,可以发现:

框架特征节点在 $C'D'$ 阶段的损伤程度占比明显大于同样受火的 $B'C'$ 阶段损伤程度占比。节点火灾下损伤系数考虑了构件间的相互作用和复杂火灾工况对三层三跨CFST柱-钢梁平面框架耐火极限的影响,改进了框架的耐火极限判定准则,将节点损伤程度与框架耐火极限相互关联,为进一步开展框架结构的整体抗火设计方法提供了理论参考。

表3 三层三跨CFST平面框架节点火灾下损伤系数
Table 3 Joint damage coefficient under fire of three-story three-span CFST column planar frames

破坏形态	A'	B'	C'	D'
边柱节点破坏	0	0.002 8	0.070	1
中柱节点破坏	0	0.006 3	0.134	1
底层柱节点破坏	0	0.002 6	0.090	1

4 结论

本文研究了不同火灾工况下三层三跨CFST柱-钢梁平面框架的破坏机理,获得了节点损伤程度和框架耐火极限的相互关系,具体结论如下:

(1) 基于框架底层受火危害大于高层受火危害、边柱受火危害大于中柱受火危害的原则,设计了三层三跨CFST平面框架的12种典型火灾工况,并将其破坏形态归纳为边柱节点、中柱节点和底层柱节点破坏三种典型形态。

(2) 分析了受火过程中三层三跨CFST平面框架的梁、柱和节点的平均温度发展,发现在不同火灾工况下框架的最高平均温度多发生在节点的下环板处,节点上环板、梁和柱中截面的平均温度相对较低,这也一定程度上导致节点下环板在火灾下容易发生破坏,造成整体框架达到耐火极限。

(3) 对框架特征节点的弯矩-转角关系分析表明,三种破坏形态对应的曲线可分为常温加载、节点累积损伤、节点严重损伤和框架破坏四个阶段,而这一过程中节点的弯矩-转角曲线斜率会发生两次反向,第二次反向时框架已表现出明显的破坏特点,此时对应的时间可定义为框架的耐火极限。

(4) 根据框架特征节点的典型弯矩-转角关系曲线定义了表征节点损伤程度的节点火灾下损伤系数(K),该系数初步给出了节点损伤程度和框架耐火极限的量化关系,在一定程度上考虑了整体结构中相邻构件间相互作用和复杂火灾工况对框架耐火极限的影响。

参考文献:

[1] 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.

- HAN Linhai. Concrete filled steel tubular structures[M]. 3rd ed. Beijing: Science Press, 2016. (in Chinese)
- [2] 韩林海, 宋天诣, 周侃. 钢-混凝土组合结构抗火设计原理[M]. 3版. 北京: 科学出版社, 2022.
- HAN Linhai, SONG Tianyi, ZHOU Kan. Fire safety design theory of steel-concrete composite structures [M]. 3rd ed. Beijing: Science Press, 2022. (in Chinese)
- [3] DING J, WANG Y C. Experimental study of structural fire behaviour of steel beam to concrete filled tubular column assemblies with different types of joints [J]. Engineering Structures, 2007, 29(12): 3485-3502. DOI: 10.1016/j.engstruct.2007.08.018.
- [4] HAN L H, WANG W H, YU H X. 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(10): 3130-3144. DOI: 10.1016/j.engstruct.2010.06.001.
- [5] HAN L H, WANG W H, YU H X. Analytical behaviour of RC beam to CFST column frames subjected to fire [J]. Engineering Structures, 2012, 36: 394-410. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.12.030.
- [6] 项凯, 曲怡鸣, 潘雁翀, 等. 钢管混凝土柱-组合梁单边螺栓连接框架耐火性能研究 [J]. 消防科学与技术, 2020, 39(9): 1206-1210. DOI: 10.3969/j.issn.1009-0029.2020.09.007.
- XIANG Kai, QU Yiming, PAN Yanchong, et al. Fire resistance of concrete-filled steel tubular column to composite beam frames with blind bolted connections [J]. Fire Science and Technology, 2020, 39(9): 1206-1210. DOI: 10.3969/j.issn.1009-0029.2020.09.007. (in Chinese)
- [7] 项凯, 潘雁翀, 刁晓亮, 等. 方钢管混凝土柱-钢梁框架耐火性能分析 [J]. 消防科学与技术, 2022, 41(8): 1023-1029. DOI: 10.3969/j.issn.1009-0029.2022.08.002.
- XIANG Kai, PAN Yanchong, DIAO Xiaoliang, et al. Fire resistance analysis of square concrete-filled steel tubular column to steel beam frames [J]. Fire Science and Technology, 2022, 41(8): 1023-1029. DOI: 10.3969/j.issn.1009-0029.2022.08.002. (in Chinese)
- [8] 王广勇, 张东明, 郑蝉蝉, 等. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架耐火性能的参数研究 [J]. 工程力学, 2014, 31(6): 138-144, 158. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2012.12.0983.
- WANG Guangyong, ZHANG Dongming, ZHENG Chanchan, et al. Parameter study on fire performance of concrete filled steel tube column-steel beam plane frames [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(6): 138-144, 158. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2012.12.0983. (in Chinese)
- [9] LI Z, DING F X, LI S, et al. Comparative study on failure mechanism of multi-storey planar composite frames with RC beams to CFST columns subjected to compartment fire [J]. Journal of Building Engineering, 2023, 76: 107349. DOI: 10.1016/j.jobee.2023.107349.
- [10] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 中华人民共和国质量监督检验检疫总局. 钢结构设计标准: GB 50017—2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China Standard for Design of Steel Structures: GB 50017—2017[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017. (in Chinese)
- [11] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 钢管混凝土结构技术规范: GB 50936—2014[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Technical Code for Concrete Filled Steel Tubular Structures: GB 50936—2014[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014. (in Chinese)
- [12] 中国工程建设标准化协会. 建筑结构抗倒塌设计标准: T/CECS 392—2021[S]. 北京: 中国计划出版社, 2021.
- China Association for Engineering Construction Standardization. Code for Anti-Collapse Design of Building Structures: T/CECS 392—2021[S]. Beijing: China Planning Press, 2021. (in Chinese)
- [13] SONG T Y, HAN L H, UY B. Performance of CFST column to steel beam joints subjected to simulated fire including the cooling phase [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66(4): 591-604. DOI: 10.1016/j.jcsr.2009.12.006.
- [14] LIE T T, IRWIN R J. Fire resistance of rectangular steel columns filled with bar-reinforced concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(5): 797-805. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:5(797).
- [15] International Organization for Standardization. Fire-Resistance Tests-Elements of Building Construction: ISO 834—1:1999[S]. Geneva: International Organization for Standardization, 1999.
- [16] European Convention for Constructional Steelwork. Fire Safety of Steel Structures-Technical Note, Calculation of the Fire Resistance of Centrally Loaded Composite Steel-Concrete Columns Exposed to the Standard Fire[S]. Brussels: European Convention for Constructional Steelwork, 1988.
- [17] 丛术平, 梁书亭, 董毓利. 简支钢梁火灾行为的试验研究 [J]. 东南大学学报(自然科学版), 2005, 35(增刊1): 66-68. DOI: 10.3321/j.issn:1001-0505.2005.z1.016.
- CONG Shuping, LIANG Shuting, DONG Yuli. Experimental investigation of behavior of simple supported steel beams under fire [J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2005, 35(Suppl.1): 66-68. DOI: 10.3321/j.issn:1001-0505.2005.z1.016. (in Chinese)
- [18] LANGE D, BOSTRÖM L. A round robin study on modelling the fire resistance of a loaded steel beam [J]. Fire Safety Journal, 2017, 92: 64-76. DOI: 10.1016/j.firesaf.2017.05.013.
- [19] SONG T Y, HAN L H. Post-fire behaviour of concrete-filled steel tubular column to axially and rotationally restrained steel beam joint [J]. Fire Safety Journal, 2014, 69: 147-163. DOI: 10.1016/j.firesaf.2014.05.023.