

高温后方钢管混凝土节点抗倒塌机理分析和 剩余承载力评估

王景玄^{1,2*}, 刘凯¹, 王文达^{1,2}

(1. 兰州理工大学 土木与水利工程学院, 兰州 730050; 2. 兰州理工大学 西部土木工程防灾减灾教育部
工程研究中心, 兰州 730050)

摘要: 钢管混凝土结构在服役的全寿命周期内可能遭受火灾、爆炸等极端灾害作用, 从而引起局部或大范围的倒塌破坏。节点核心区域作为结构的关键受力部位, 在遭遇火灾后会发不同程度的高温损伤, 因此有必要开展高温后该类结构的抗倒塌性能分析。本文以方钢管混凝土柱-H型钢梁外环板式节点作为研究对象, 基于顺序热-力耦合方法采用ABAQUS软件中的通用分析模块 Standard 建立了高温后该类节点倒塌精细化数值模型, 对比常温下该类节点的倒塌试验结果, 分析了该类节点在经历不同的历史最高环境温度(200 °C、400 °C、600 °C、800 °C)并自然冷却后的抗倒塌性能。结果表明, 节点核心区环板和钢梁连接部位损伤是诱发该类结构破坏的直接原因, 并且随着环境温度升高节点损伤和断裂加剧。此外, 高温后节点的荷载-位移曲线发展趋势经历了弯曲阶段、混合阶段、悬链线阶段和破坏阶段, 当最高温度等于或超过600 °C时, 节点承载能力和变形能力大幅下降。最后, 分析了该类节点在倒塌过程中抗力机制的演变, 并对该类节点在高温后的抗倒塌剩余承载能力进行评估, 可为工程设计提供参考。

关键词: 钢管混凝土; 外环板式节点; 高温损伤; 连续性倒塌; 热-力耦合方法; 精细化数值模型; 剩余承载力

中图分类号: TU398+.9, TU312+.3

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2026)02-0010-11

DOI: 10.13969/j.jzgjgz.20240828001

Analysis of Collapse Resistance Mechanism and Assessment of Residual Bearing Capacity on Concrete-Filled Square Steel Tubular Joints after High Temperature

WANG Jingxuan^{1,2*}, LIU Kai¹, WANG Wenda^{1,2}

(1. School of Civil and Hydraulic Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China; 2. Western
Civil Engineering Disaster Prevention and Reduction Engineering Research Center of the Ministry of Education, Lanzhou
University of Technology, Lanzhou 730050, China)

*Corresponding author: cewangjx@lut.edu.cn

Abstract: Concrete-filled steel tubular (CFST) structures can face extreme conditions such as fires and explosions throughout their service life, which may lead to localized or widespread collapse. As the critical stress area of these structures, the core region of the joint often sustains varying degrees of high-temperature damage during a fire. Therefore, assessing the collapse resistance of such structures under high-temperature conditions is essential. This paper uses a

收稿日期: 2024-08-28

基金项目: 国家自然科学基金(52368021, 52068047), 甘肃省委组织部人才项目(24JRRA169), 兰州市青年科技人才创新项目(2023-QN-40)

作者简介:

王景玄(1986—), 男, 博士, 教授, 主要从事钢管混凝土组合结构抗倒塌及抗火性能等方面的研究。E-mail: cewangjx@lut.edu.cn。
(通信作者)

square CFST column-H-shaped steel beam outer ring-plate joint as the research subject. A refined numerical model to simulate the collapse behavior of this joint at elevated temperatures was developed using ABAQUS/Standard with a sequential thermal-mechanical coupling approach. The model's results were compared with collapse test data of the joint at room temperature and analyzed after experiencing different peak temperatures (200 °C, 400 °C, 600 °C, 800 °C) and natural cooling. The findings indicate that damage to the ring plate and steel beam joint in the core area is the primary cause of structural failure, with damage and fracture intensifying as peak temperature increases. Additionally, the joint's post-fire load-displacement curve exhibited an initial bending stage, a transition stage, a catenary stage, and a damage stage, with a notable decrease in load-bearing and deformation capacity when the peak temperature reached or exceeded 600 °C. Finally, the paper examines the evolution of the joint's resistance mechanism during collapse and evaluates the residual load-bearing capacity of the joint for engineering design considerations.

Keywords: concrete filled steel tube (CFST); outer ring-plate joint; high-temperature damage; progressive collapse; thermal-mechanical coupling approach; refined numerical model; residual bearing capacity

建筑结构在整个使用周期中可能会遭遇爆炸、火灾等突发事件导致关键构件失效,从而引发建筑物局部倒塌或大范围的坍塌。节点作为结构中的关键受力部位,其受力性能对整个结构至关重要。目前,诸多学者通过拆除构件法研究结构的抗倒塌性能,该方法也被抗倒塌设计指南和规范采纳^[1-2]。

近年来,许多学者对常温下钢管混凝土柱组合节点抗倒塌能力进行了大量研究。WANG等^[3]对4个钢管混凝土柱-H型钢梁外环板式节点开展抗倒塌试验,研究楼板对该类节点抗倒塌性能的影响。王景玄等^[4]建立了6个不同连接形式的钢管混凝土节点有限元模型,对比分析各节点抗倒塌承载力和破坏特征。FU^[5]对4个钢管混凝土柱端板螺栓连接节点进行抗倒塌试验,研究平齐端板和外伸端板、端板厚度以及螺栓直径对该类节点抗倒塌性能的影响。ZHENG等^[6]对6个装配式钢管混凝土-组合梁节点进行抗连续倒塌试验研究,对比分析不同装配式节点和抗剪连接件对节点破坏特征和抗倒塌性能的影响。上述研究表明:常温下发生倒塌破坏时,钢管混凝土柱外环板式节点的破坏都始于环板与钢梁的连接处,其他节点破坏均发生在钢梁与柱的连接位置处。

2001年美国9·11事件造成了重大伤亡和损失,以往的大量研究表明美国WTC双子塔发生整体坍塌的根本原因是火灾导致钢材性能急剧退化从而失去承重作用^[7]。因此有必要对高温下建筑节点的抗倒塌性能进行研究。LI等^[8]对6个RC节点进行火灾工况下的拟静力试验,研究表明,火灾下RC节点梁表面裂缝较少,靠近核心区的梁端顶部混凝土破碎,底部钢筋断裂,导致试件失效。CAO等^[9]对双腹板顶底角钢钢结构节点进行了火灾作用下的力学试验和数值模拟研究,研究表明,火灾下该类节点破坏始于梁柱连接处,顶、底角钢与梁翼缘的连接螺栓发生剪切变形,底角钢与柱之间连接螺栓发生拉伸屈服变形。JIN等^[10]基于已经完成的RC节点火灾下抗倒塌试验^[8],对高温下的

RC梁柱节点子结构的抗倒塌性能进行了有限元分析,研究表明,当受火时间为30 min时,RC梁柱节点子结构的破坏模式与常温下相似,中柱两侧梁端底部钢筋断裂,顶部混凝土被压溃;当受火时间超过60 min时,中柱两侧梁端底部纵筋先断裂,然后上部钢筋截断处纵筋断裂,试件失效。此外,JIN等^[10]对高温后RC梁柱节点子结构的倒塌行为进行了研究,发现结构在经历不同的受火时长后,其破坏特征均与常温下结构的破坏特征相似,中柱两侧梁端底部混凝土开裂,底部钢筋断裂,梁端受压区混凝土被压溃;但随着受火时间的增长,节点更早发生破坏,且破坏情况更严重。GUO等^[11]设计了10个无加强翼缘栓焊混合梁柱节点,对高温后该类节点抗倒塌性能进行研究,结果表明,高温后该类节点的破坏特征与常温下节点的破坏特征相似,首先钢梁与柱连接处下翼缘断裂,然后裂缝经过螺栓孔向腹板蔓延直至上翼缘,试件失效。ZHOU等^[12]对8个不同连接方式的PC梁柱节点进行火灾工况下的抗倒塌试验,研究表明,高温后节点破坏特征与RC梁柱节点破坏特征相似,但高温作用会加快梁底钢筋的滑移。

综上所述,关于高温后钢管混凝土(CFST)结构的抗倒塌性能研究较少,而组合结构在工程领域的应用日渐广泛,且近年来火灾事故频发,因此有必要对CFST结构进行火灾后的抗倒塌性能研究。

1 节点模型选取

为了研究结构的抗倒塌性能和火灾后梁柱连接的内力重分布机理,假设底层中柱因局部极端火灾而失效,上部多层钢管混凝土框架具有连续倒塌的风险。由于在去除中柱后,两侧钢梁的变形和内力绕中柱近似呈反对称分布,因此选取中部短柱以及两侧半跨梁作为节点的设计原型,即“梁-节点-梁(B-J-B)”子结构模型,如图1所示。

参考课题组^[3]之前已经完成的常温下方钢管混凝土柱-H型钢梁外环板式节点抗连续倒塌试验(试件SJ-

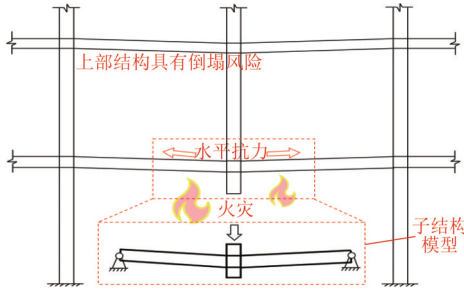


图1 节点设计原型

Fig. 1 Prototype of joint design

RP), H型钢梁、钢梁环板和钢管之间都采用焊接的连接形式。方钢管截面边长为200 mm,管壁厚度为4 mm,钢梁高×梁翼缘宽×梁腹板厚度×梁翼缘厚度为200 mm×100 mm×3.75 mm×5.5 mm,节点、外环板尺寸以及测点布置详见图2。将200 °C、400 °C、600 °C和800 °C作为节点经历的不同历史最高环境温度,节点编号为: SJ-HT200、SJ-HT400、SJ-HT600和SJ-HT800,取常温20 °C下节点SJ-AT20作为对照组。

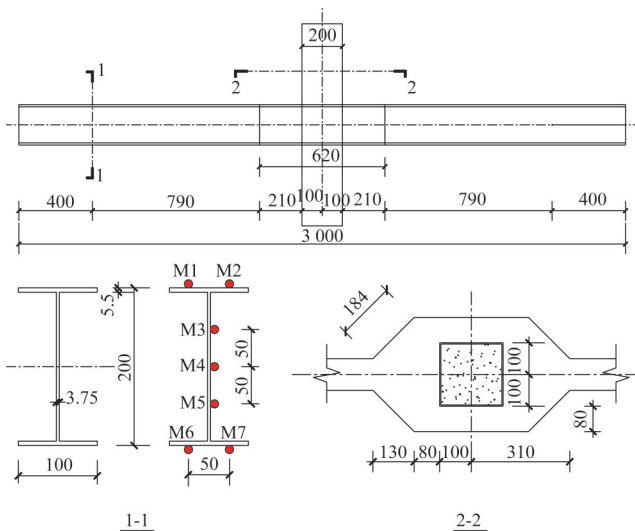


图2 节点尺寸及应变测点图(单位:mm)

Fig. 2 Dimensions of joints and arrangement of measurement points (unit:mm)

2 有限元模型

2.1 材料热工参数

材料的热工性能参数是其在高温环境下的重要特征,包括比热容、热膨胀系数、导热系数等。韩林海^[13]采用LIE^[14]提出的钢材和混凝土热工参数模型进行钢管混凝土柱-钢梁节点温度场的计算分析,并取得了较为合理的计算结果。因此,本文也采用LIE^[14]给出的参数模型进行钢材和混凝土的温度场计算。

韩林海^[13]在对钢管混凝土结构进行温度场分析中,

对LIE^[14]提出的公式进行了修正,考虑了100 °C时水汽蒸发对混凝土比热容的影响,并假定混凝土内水分的质量占比为5%。

2.2 高温后本构关系模型

2.2.1 钢材

钢材在高温后的力学性能与钢材种类、高温持续时间、冷却方式等因素有关^[15]。一般认为,高温状态下,钢材内部金相结构发生变化,强度和弹性模量随着温度的升高而不断降低,经过高温冷却后,其强度有较大幅度的恢复。韩林海^[13]对火灾后钢管混凝土结构的力学性能进行研究时,对于自然冷却的结构钢的应力-应变关系曲线模型采用双折线模型,取得较好的计算结果,表达式如(1)~(3)所示。钢材弹性模量用式(4)、(5)计算。

$$\sigma = \begin{cases} E_s(T_{\max})\epsilon & \epsilon \leq \epsilon_y(T_{\max}) \\ f_y(T_{\max}) + E'_s(T_{\max})[\epsilon - \epsilon_y(T_{\max})] & \epsilon > \epsilon_y(T_{\max}) \end{cases} \quad (1)$$

$$f_y(T_{\max}) =$$

$$\begin{cases} f_y & T_{\max} \leq 400 \text{ } ^\circ\text{C} \\ f_y [1 + 2.33 \times 10^{-4} (T_{\max} - 20) - 5.88 \times 10^{-7} (T_{\max} - 20)^2] & 400 \text{ } ^\circ\text{C} < T_{\max} < 600 \text{ } ^\circ\text{C} \\ f_y & T_{\max} > 600 \text{ } ^\circ\text{C} \end{cases} \quad (2)$$

$$\epsilon_y(T_{\max}) = f_y(T_{\max}) / E_s(T_{\max}) \quad (3)$$

$$E_s(T_{\max}) = E_s \quad (4)$$

$$E'_s(T_{\max}) = 0.01 E_s(T_{\max}) \quad (5)$$

式中: $f_y(T_{\max})$ 为经历历史最高温度 T_{\max} 的高温后钢材屈服强度; ϵ_y 为高温后钢材的屈服应变; T_{\max} 为历史最高温度。

为有效模拟加载后期梁-柱节点发生连续倒塌时钢梁关键截面处的变形和断裂破坏,本文采用金属延性损伤模型(Damage for Ductile Metals,简称DDM模型)来描述钢材在受拉时的损伤演化过程。利用ABAQUS中的金属延性损伤模块,同时采用WIERZBICKI等^[16]提出的基于钢材应力三轴度的综合断裂准则可以较好地描述DDM模型中包含的初始损伤准则和损伤演化准则,该准则可以描述钢材单轴拉伸破坏和多轴拉伸破坏,是应用较为广泛的钢材断裂判定模型。在ABAQUS中,定义DDM模型的参数包括初始断裂应变 $\bar{\epsilon}_0^{pl}$ 、应力三轴度 η 和应变速率。本文节点加载为拟静力加载,应变速率为0。定义单轴受拉下应力三轴度为 η_0 ,取值1/3。钢材初始断裂应变则可根据式(6)计算得出^[17]:

$$\bar{\epsilon}_0^{pl} = 0.6 \left(1 - \frac{f_y}{f_u} \right) \quad (6)$$

式中: f_u 为钢材的抗拉强度。

2.2.2 核心混凝土

钢管混凝土柱中的核心混凝土受钢管的约束作用影响,导致其峰值应力、峰值应变与钢管混凝土柱截面形式有关,韩林海^[13]提出了常温下适用于方形钢管核心混凝土的应力-应变模型,其计算表达式如式(7)所示。

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & x \leq 1 \\ \frac{x}{\beta(x-1)^\eta + x} & x > 1 \end{cases} \quad (7)$$

式中: $x = \epsilon/\epsilon_0$; $y = \sigma/\sigma_0$,其中 ϵ_0 和 σ_0 利用下式进行计算,其中由式(9)、(10)计算得到的应变数值为微应变。

$$\sigma_0 = \left[1 + \left(-0.0135\xi^2 + 0.1\xi \right) \left(\frac{24}{f'_c} \right)^{0.45} \right] f'_c \quad (8)$$

$$\epsilon_0 = \epsilon_{cc}(T) + \left[1330 + 760 \left(\frac{f'_c}{24} - 1 \right) \right] \xi^{0.2} \quad (9)$$

$$\epsilon_{cc}(T) = 1300 + 12.5f'_c \quad (10)$$

$$\eta = 1.6 + 1.5/x \quad (11)$$

$$\beta = \begin{cases} \frac{f_c'^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi}} & \xi \leq 3.0 \\ \frac{f_c'^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi}(\xi-2)^2} & \xi > 3.0 \end{cases} \quad (12)$$

式中: f'_c 为混凝土圆柱体轴心抗压强度; ξ 为约束效应系数。

考虑高温作用的影响时,韩林海^[13]对 ϵ_0 和 σ_0 进行了修正,将 ϵ_0 和 σ_0 分别按照考虑温度影响的 $\epsilon_0(T)$ 和 $\sigma_0(T)$ 代入常温下的计算公式中。计算表达式如(13)、(14)所示。

$$\epsilon_0(T) = \epsilon_0 \left[1 + (1500T + 5T^2) \times 10^{-6} \right] \quad (13)$$

$$\sigma_0(T) = \frac{\sigma_0}{1 + 2.4(T - 20)^6 \times 10^{-17}} \quad (14)$$

模型中钢管混凝土柱中的核心混凝土选用ABAQUS中的塑性损伤模型^[18],该模型考虑了混凝土材料的各向同性。在定义核心混凝土受压行为的基本参数中,取膨胀角 Ψ 为 30° ,取流势偏移量(偏心率 e)为0.1,取双轴受压时混凝土的屈服强度与单轴受压时混凝土的

屈服强度之比 f_{b0}/f_{c0} 为1.16,取拉压子午线上第二应力不变量比值 K_c 为 $2/3$,取黏滞阻尼系数 μ 为0.000 01。

2.3 有限元模型建立

按照ISO-834标准升(降)温曲线对节点进行升(降)温。在环境温度达到设定温度 T_{max} 后停止升温,待节点温度自然冷却至室温后,对节点进行拟静力加载,分析其在高温后的抗倒塌性能和剩余承载能力。其中 T_{max} 取 200°C 、 400°C 、 600°C 和 800°C 。

2.3.1 传热分析模型

在模拟节点升温之前,节点各部件均处于室温状态,因此采用ABAQUS有限元软件建立温度场时,定义周围初始环境温度为 20°C 。采用ISO-834标准升温曲线进行升温,温度场传热分析中采用瞬态传热模型。根据欧洲规范^[19],钢管和钢梁受火面换热系数取 $25 \text{ W} \cdot (\text{m} \cdot ^\circ\text{C})^{-1}$,综合辐射系数取0.5,非受火面综合考虑辐射和对流换热,取对流换热系数为 $9 \text{ W} \cdot (\text{m} \cdot ^\circ\text{C})^{-1}$,钢管与混凝土之间的接触热阻取 $100 \text{ W} \cdot (\text{m} \cdot ^\circ\text{C})^{-1}$,在模型属性编辑中绝对零度为 -273°C 、玻尔兹曼常数 $\sigma = 5.67 \times 10^{-8} \text{ J} \cdot \text{K}^{-1}$ 。所有部件均采用8节点三维实体传热分析单元DC3D8模拟并采用绑定接触Tie进行连接。节点受火面如图3所示。

2.3.2 顺序热-力耦合模型

采用顺序热-力耦合方法需保证力学模型中网格划分与温度场模型中网格完全一致,才能保证力学场模型中各节点的温度与温度场中各节点温度的正确耦合。钢管和混凝土之间的接触为面面接触,切向力采用库伦摩擦模型模拟,摩擦系数取0.6,法向接触采用硬接触。其余部件均采用Tie连接。对节点两侧端部截面进行动态耦合,使得该区域在受力时位移变化保持一致,同时对两个耦合点设置仅允许沿梁方向(z 方向)转动的边界条件。节点整体网格尺寸为 20 mm ,局部加密网格尺寸为 5 mm ,节点有限元模型的网格划分和边界条件如图3所示。

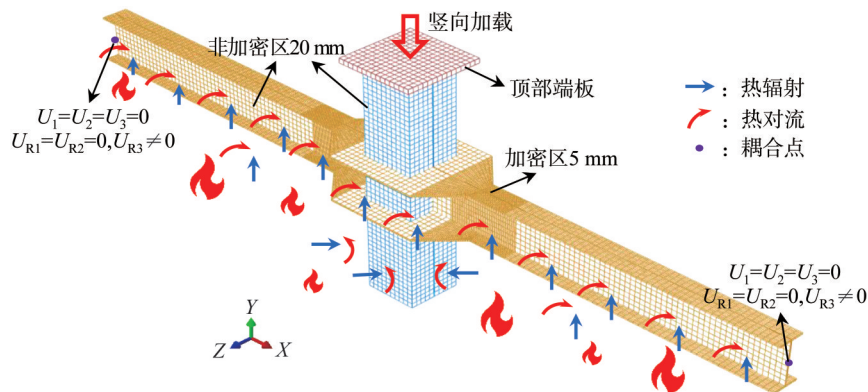


图3 节点有限元模型的受火面、网格及边界条件

Fig. 3 Fire surfaces, meshing and boundary conditions of the FEM of the joint

2.4 模型验证

2.4.1 CFST柱-外环板式节点

为了验证本文的建模方法是否能够较为准确地模拟钢管混凝土柱-钢梁节点的抗倒塌性能,本文选取WANG等^[3]设计的常温下方和圆钢管混凝土-H型钢梁外环板式节点试件SJ-RP和CJ-RP抗倒塌试验进行模拟验证,模拟与试验的荷载-位移曲线对比如图4所示,从图中可以看出模拟试件最终失效破坏发生的时间相比于试验试件最终破坏发生的时间晚,这主要是因为有限元模拟中钢材和混凝土材性整体是均匀的,且模拟的过程较为理想,并未考虑结构的初始缺陷,因此与试验试件出现破坏现象和达到极限位移的时间相比,有限元模拟试件出现破坏现象和达到极限位移的时间都较晚,峰值承载力也略高于试验试件的峰值承载力。

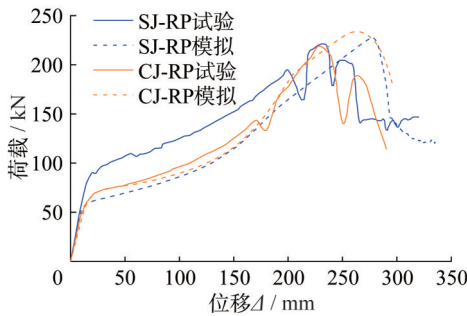


图4 试件荷载-位移曲线对比

Fig. 4 Comparison of load-displacement curves of specimens

图5为节点CJ-RP采用有限元软件模拟的破坏形态与试验中的破坏形态对比图。对比破坏特征可以看出,有限元模型在破坏模式上与试验结果吻合,验证了本文采用的建模方法对于模拟钢管混凝土节点抗倒塌性能的可靠性。

2.4.2 高温后本构模型验证

为了对本文的顺序热-力耦合模型和本构模型进行验证,选取GUO等^[11]设计的栓焊混合钢节点进行模拟。试件BW-T400-D60、BW-T600-D60和BW-T800-D60模拟与试验的荷载-位移曲线对比如图6a)所示,试件BW-T600-D60的破坏现象对比如图6b)和图6c)所示。从图中可以看出,荷载-位移曲线与破坏现象都吻合较好。

3 高温后节点抗倒塌分析

3.1 荷载-位移曲线与破坏现象

图7为方CFST柱-H型钢梁外环板式节点在经历不同历史最高环境温度 T_{max} 自然冷却后(以下简称“高温后”)抗连续倒塌的竖向荷载-位移曲线。

从图7中可以看出,高温后的荷载-位移曲线都有相似

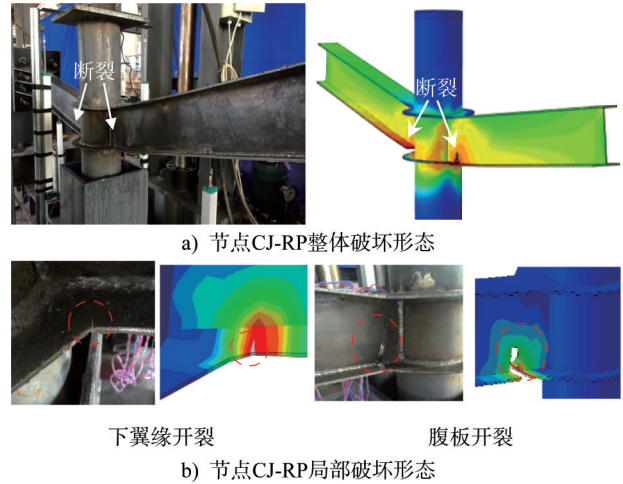
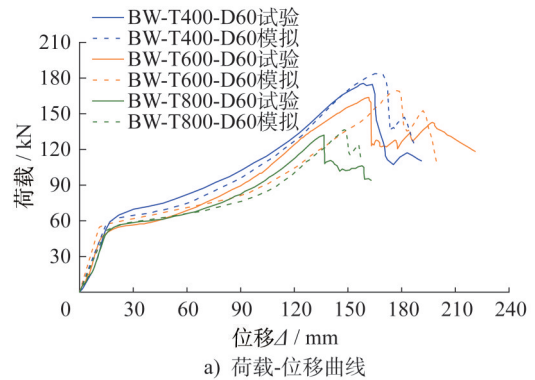
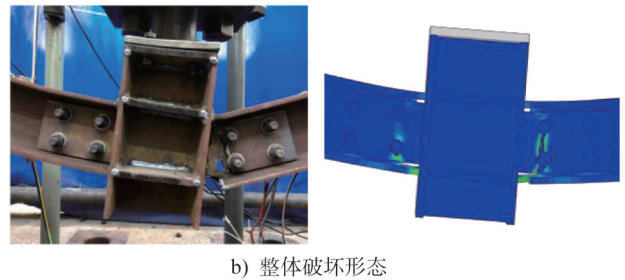


图5 节点CJ-RP破坏形态对比

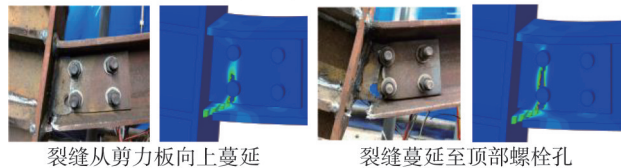
Fig. 5 Comparison of failure modes of joint CJ-RP



a) 荷载-位移曲线



b) 整体破坏形态



c) 局部破坏形态

图6 模拟与试验结果对比

Fig. 6 Comparison between calculation and test results

的发展趋势,随着温度的提高,节点发生破坏时的竖向位移和极限承载力都发生了一定程度的减小,其中节点SJ-HT600和SJ-HT800的极限承载力和位移减小幅度较大。

根据每条曲线的变化趋势和特征将其划分为四个阶段,分别为阶段I:弯曲机制阶段;阶段II:混合机制阶段;阶段III:悬链线机制阶段;阶段IV:破坏阶段。在3.3节中对上述各阶段进行了讨论。将每根曲线相邻阶段的

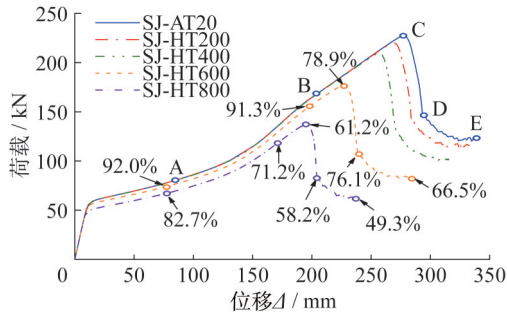


图7 高温后节点的荷载-位移曲线

Fig. 7 Load-displacement curves of joints after high temperature

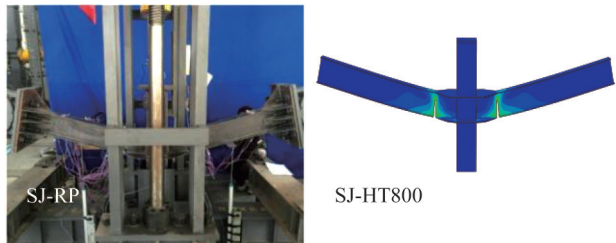
坐标点命名为特征点A、特征点B和特征点C,特征点D为破坏阶段竖向承载力急剧下降的结束点,特征点E为破坏阶段的结束点。节点SJ-AT20、SJ-HT600和SJ-HT800荷载-位移曲线的各特征点如图7所示,图中百分数表示高温后各特征点承载力占常温下各特征点承载力的百分比。各节点的荷载-位移曲线的特征坐标点详见表1。

图8为常温下节点SJ-RP与高温后节点SJ-HT800在相同竖向位移下的破坏现象对比图,图中 Δ 表示竖向位移。通过研究发现,高温后与常温下节点的总体破坏特征相似,对于高温后的节点,在相同的竖向位移下,随着历史最高温度的升高,节点的破坏和开裂程度加剧,但最终的失效位置和破坏特征都比较相似。

表1 荷载-位移曲线的关键特征点

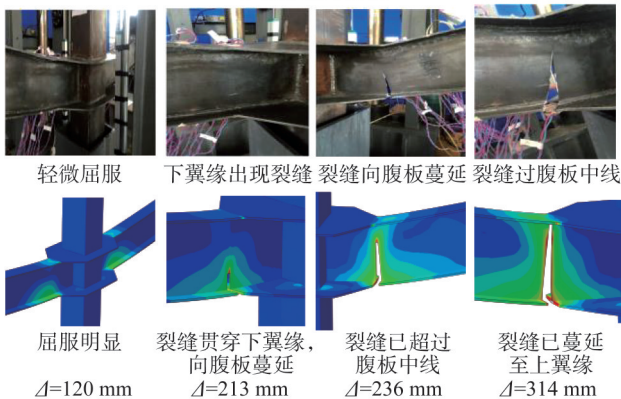
Table 1 Key characteristic points of the load-displacement curves

节点编号	A/(mm, kN)	B/(mm, kN)	C/(mm, kN)	D/(mm, kN)	E/(mm, kN)
SJ-AT20	(88, 81.2)	(210, 175.2)	(274, 224.6)	(290, 144.2)	(340, 123.5)
SJ-HT200	(85, 79.6)	(209, 170.1)	(268, 219.3)	(283, 141.2)	(333, 113.6)
SJ-HT400	(84, 80.0)	(207, 169.6)	(254, 207.0)	(267, 131.3)	(315, 101.3)
SJ-HT600	(79, 74.7)	(199, 160.0)	(226, 177.2)	(239, 109.7)	(285, 82.2)
SJ-HT800	(80, 67.2)	(178, 124.9)	(196, 137.5)	(206, 84.0)	(240, 60.9)



节点总体破坏特征相似,但SJ-HT800更早发生破坏。

a) 整体破坏形态



b) 局部破坏形态

图8 节点SJ-RP与SJ-HT800破坏对比图

Fig. 8 Comparison of the failure modes of joints SJ-RP and SJ-HT800

为避免重复,以下选取SJ-HT600为代表性节点进行荷载-位移曲线和破坏现象的探讨。节点SJ-HT600的荷载-位移曲线如图9所示,在图中对各关键阶段进行了标注。将 P/F_p 作为右坐标轴,将转角 $\theta = \Delta/l$ 作为上坐标轴,其中 P 和 F_p 分别为整个模拟过程中,中柱上端的竖向承载力和当节点钢梁关键截面处发生屈服时中柱上端的竖向承载力, Δ 和 l 分别是中柱的竖向位移和中柱中轴线至梁端铰支座之间的距离。

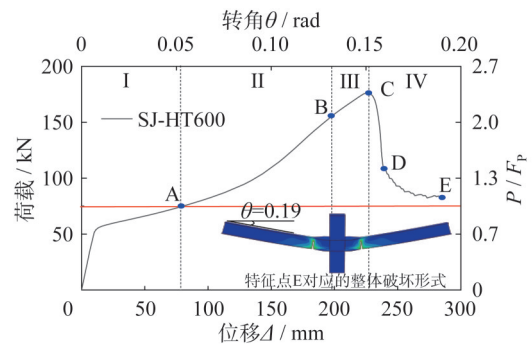


图9 节点SJ-HT600的荷载-位移曲线

Fig. 9 Load-displacement curve of joint SJ-HT600

图10为节点SJ-HT600在升降温时热膨胀和冷却收缩现象图, T 代表环境温度。在环境温度升至 $600\text{ }^\circ\text{C}$ 时,

由于高温膨胀导致钢梁与环板连接处的上翼缘出现屈曲,节点整体出现轻微弯曲,如图10a)所示;当节点冷却至室温(20℃)时,由于冷却收缩,上翼缘有一定程度的恢复,节点整体也近似恢复到初始状态,如图10b)所示。

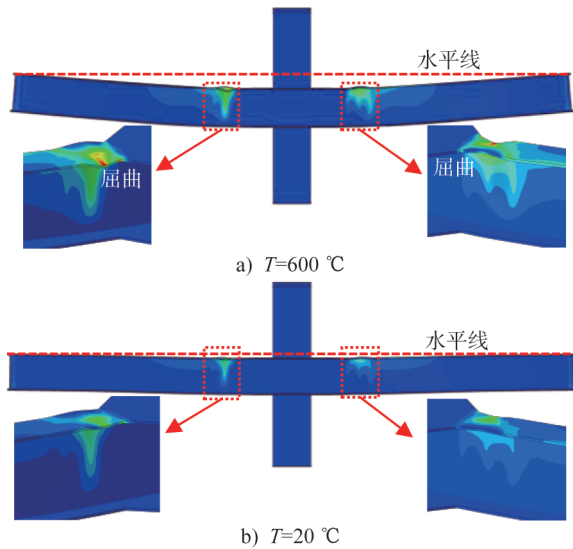


图10 节点SJ-HT600热膨胀和冷缩现象

Fig. 10 Thermal expansion and cooling contraction phenomena of joint SJ-HT600

通过研究发现,该类节点的热膨胀和冷缩现象都发生在环板与钢梁的连接处,主要表现为上翼缘的屈曲变形以及整体的轻微弯曲,且随着历史最高温度的升高,屈曲变形的程度更加明显,但在冷却后都近似恢复至初始状态。

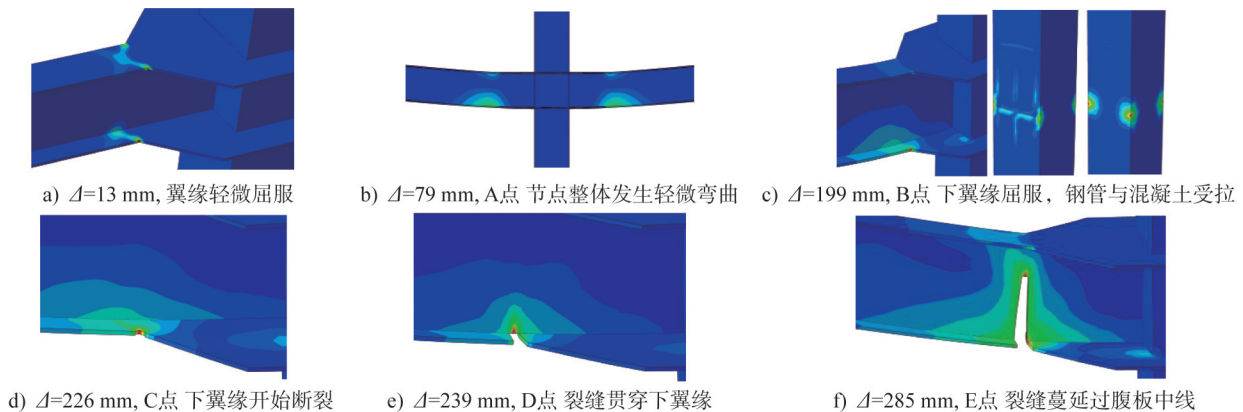


图11 节点SJ-HT600破坏现象

Fig. 11 Failure phenomena of joint SJ-HT600

3.2 梁截面应变-位移关系

本节对梁-柱节点钢梁截面1-1和3-3的应变进行分析,研究其随着竖向位移增加的变化情况,分析节点在抗倒塌过程中钢梁各部件的受力情况,截面标注如图2所示,每个截面设置7个测点。由于模拟节点的左右梁破

图11为节点SJ-HT600发生倒塌时的破坏过程图,结合破坏现象和荷载-位移曲线,对节点SJ-HT600的各个阶段进行详细描述:

阶段Ⅰ:当竖向位移小于13 mm时,节点处于弹性阶段,节点无明显现象;当竖向位移为13 mm时,环板与钢梁连接处翼缘出现轻微局部屈曲,如图11a)所示,表明节点已进入弹塑性阶段;当竖向位移增加至79 mm时(A点),节点整体发生轻微弯曲,环板与钢梁连接处有轻微屈曲,如图11b)所示。

阶段Ⅱ:当竖向位移增加至79 mm和199 mm之间时,该阶段为节点的混合机制阶段,弯曲机制提供的竖向抗力逐渐减小,轴力提供的竖向抗力逐渐增大,节点受拉特征逐渐显现;当竖向位移增加至199 mm时(B点),钢梁与环板连接处下翼缘出现一定的屈服变形,由于受拉作用,环板下翼缘与方钢管角部都发生了屈曲,且此处方钢管角部与核心混凝土出现分离现象,如图11c)所示。

阶段Ⅲ:当竖向位移增加至199 mm和226 mm时,节点进入悬链线机制阶段,随着竖向位移的增大,承载力迅速上升。

阶段Ⅳ:当竖向位移增至226 mm时(C点),环板与钢梁连接处下翼缘出现断裂,如图11d)所示,节点进入破坏阶段。当竖向位移从226 mm增至239 mm时(D点),环板与钢梁连接处裂缝贯穿下翼缘,如图11e)所示。当竖向位移增至285 mm时(E点),裂缝已蔓延过梁腹板中线,如图11f)所示,但承载力不再上升,节点失效。

坏对称,截面1-1与3-3的应变变化相同,因此对梁一侧截面1-1的应变-位移曲线进行分析。高温后各节点的应变-位移曲线如图12所示, T_{max} 为历史最高环境温度。

高温后节点钢梁各部件的应变随着竖向位移增大的变化趋势趋于一致。在弯曲机制阶段初期位移较小

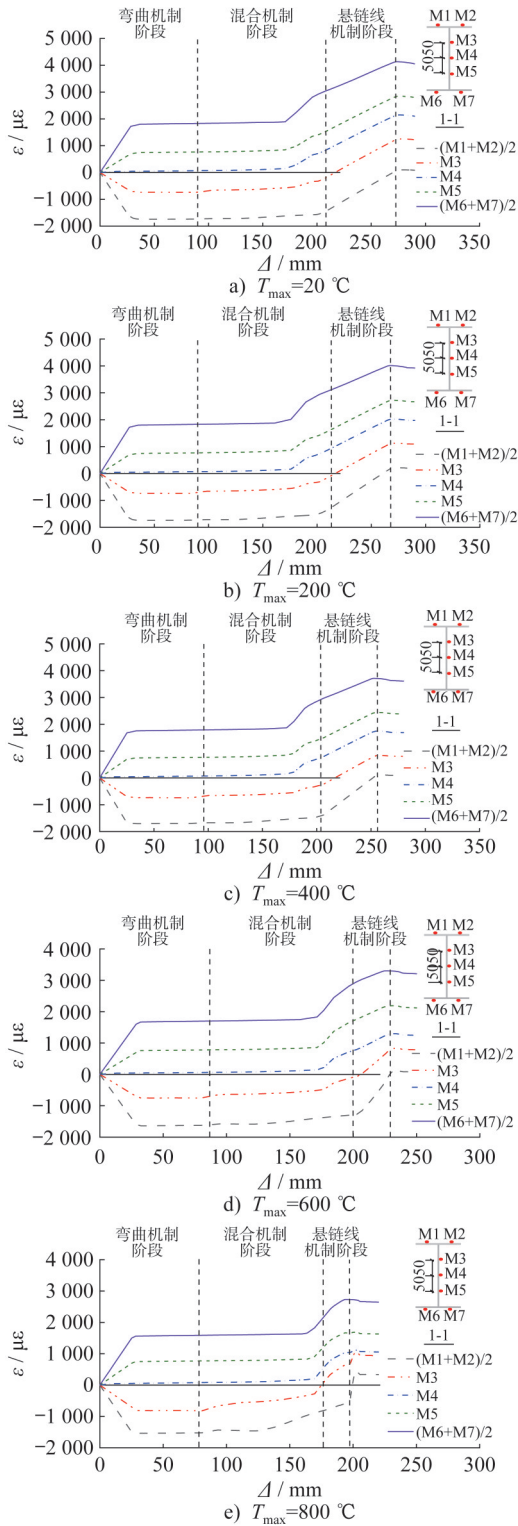


图 12 高温后节点的应变演化

Fig. 12 Strain evolution of joints after high temperature

时,应变随位移增大呈线性增加,钢梁中性轴上、下测点应变分别为负值和正值,表明钢梁形心轴以上截面受压,形心轴以下截面受拉。在混合机制阶段,钢梁截面受拉面积增加,各测点应变出现明显增大。在悬链线机

制阶段,钢梁各测点应变随着竖向位移增加而急剧增大,说明钢梁进入全截面受拉状态,由轴向拉力提供竖向抗力。当历史最高温度为 800 °C 时,由于节点的损伤比较严重,在竖向位移接近 200 mm 时,环板与钢梁连接处下翼缘断裂,且裂缝发展速度较快,上翼缘测点应变增大较快。

3.3 抗倒塌机制分析

为了更好地揭示该类节点在火灾后发生连续性倒塌破坏过程中竖向抗力的分配机理,对节点受力进行分析,如图 13 所示。节点的竖向承载力(P)主要由弯曲机制和悬链线机制提供,钢梁轴力 F_N^T 可通过截面 1-1 处测得的应变进行计算,计算方法用式(15)表示。其中悬链线机制贡献的竖向抗力(F_c)可以用钢梁轴力(F_N^T)的垂直分量表示,通过式(16)所示的公式进行计算,弯曲机制贡献的竖向抗力(F_f)则可由式(17)表示。

$$F_N^T = E_f(T) A_f \frac{\sum \epsilon_{f,s1}^T}{n_f} + E_w(T) A_w \frac{\sum \epsilon_{w,s1}^T}{n_w} \quad (15)$$

$$F_c = 2F_N^T \sin \theta^T \quad (16)$$

$$F_f = P - F_c \quad (17)$$

式中: $E_f(T)$ 和 $E_w(T)$ 分别是翼缘板和腹板的弹性模量; A_f 和 A_w 分别是钢梁翼缘板和腹板的截面面积; $\sum \epsilon_{f,s1}^T$ 和 $\sum \epsilon_{w,s1}^T$ 分别是在温度 T_{max} 后截面 1-1 翼缘板处观测点总应变和腹板处观测点总应变; n_f 和 n_w 分别是翼缘和腹板的观测点总数。

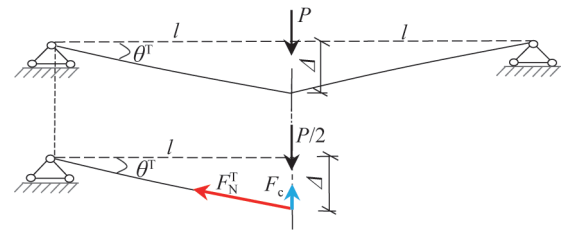


图 13 承载力分解示意图

Fig. 13 Schematic diagram of bearing capacity decomposition

通过上式计算所得的高温后节点竖向抗力分配曲线如图 14 所示。高温后节点的竖向抗力分配曲线变化趋势趋于一致,都经历了弯曲机制、混合机制和悬链线机制的演变。在弯曲机制阶段,节点的竖向抗力由弯曲机制提供,即可近似得出 $F_f = P, F_c = 0$ 。混合机制阶段时,由悬链线机制提供的竖向抗力逐渐增大,但在此阶段,弯曲机制提供的竖向抗力仍大于悬链线机制提供的竖向抗力,即 $F_f > F_c > 0$ 。在悬链线机制阶段,由悬链线机制提供的竖向抗力大于弯曲机制提供的竖向抗力,即 $F_c > F_f$ 。在加载后期, $F_f < 0$,这表明在倒塌过程中,当竖向位移较

大时,节点的竖向抗力全部由悬链线机制提供。

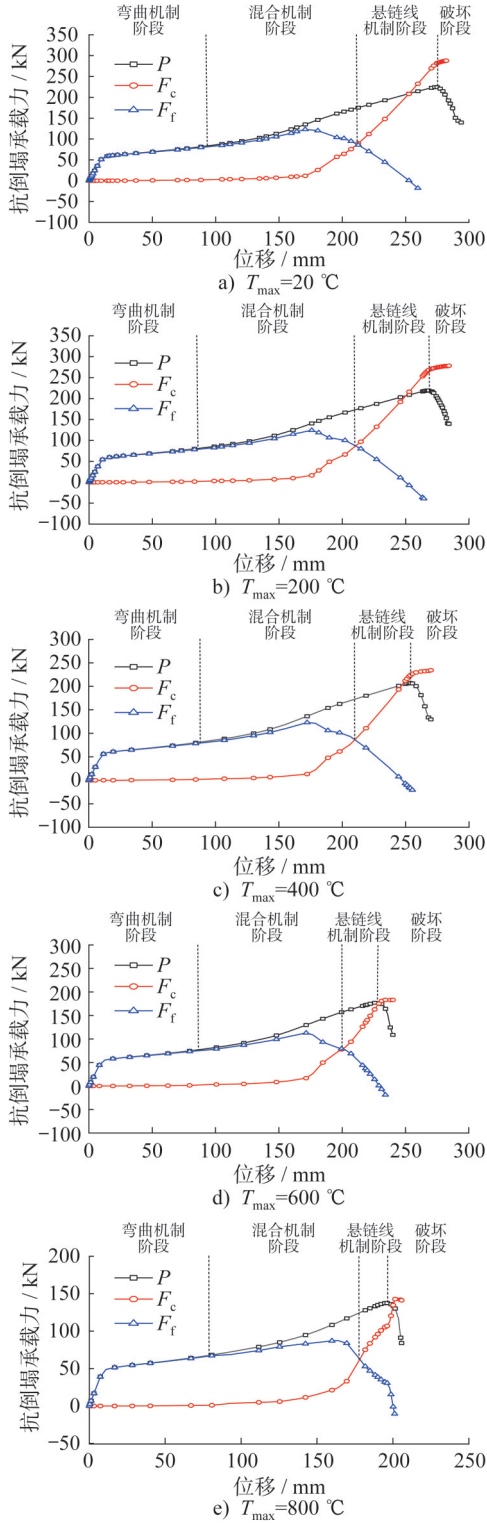


图 14 高温后节点竖向抗力分配曲线

Fig. 14 Vertical resistance distribution curves of joints after high temperature

3.4 高温作用对抗力机制的影响

为了研究高温作用对节点竖向抗力机制发展规律的

影响,绘制了高温后节点竖向抗力机制对比图,如图 15 所示。高温后弯曲机制的抗力曲线低于常温下弯曲机制的抗力曲线,而高温后悬链线机制的抗力曲线始终高于常温下悬链线机制的抗力曲线,且随着最高历史环境温度的增大和加载位移的增加,趋势更加明显。这表明,高温后节点由弯曲机制提供的竖向抗力有不同程度的降低,由悬链线机制提供的竖向抗力有一定程度的提高。

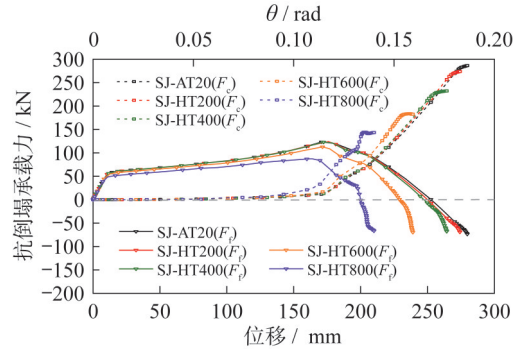


图 15 高温后节点竖向抗力机制对比图

Fig. 15 Comparison of vertical resistance mechanisms of joints after high temperature

4 节点剩余承载力评估

4.1 高温影响作用分析

基于以上有限元计算结果,分析该节点在高温后的抗倒塌剩余承载能力。为了量化承载力指标,补充最高环境温度为 300 °C、500 °C 和 700 °C 时节点的抗倒塌剩余承载力,并定义抗倒塌剩余承载力折减系数 $n_d = N_T / N_0$,其中 N_T 表示节点在经历不同历史最高环境温度 T_{max} 自然冷却后的抗倒塌剩余承载力, N_0 表示节点在常温下 (20 °C) 的抗倒塌承载力。图 16 为高温后节点的剩余承载力折减系数与历史最高环境温度的关系曲线,从图中可以看出,随着历史最高温度的增大, n_d 不断减小,表明抗倒塌承载力也不断减小。

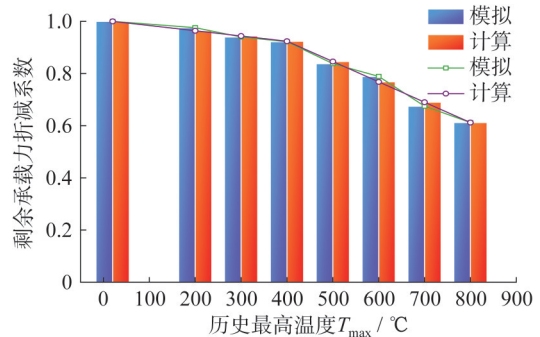


图 16 剩余承载力折减系数对比图

Fig. 16 Comparison of residual bearing capacity reduction factors

4.2 剩余承载力简化计算公式

基于以上对高温作用影响的分析,对于方CFST柱-H型钢梁外环板式节点,其抗倒塌剩余承载力折减系数 n_d 与历史最高环境温度 T_{\max} 呈负相关性,拟合得到高温后节点剩余承载力折减系数公式,如式(18)所示。

$$n_d = \begin{cases} -0.0002T_{\max} + 1.004 & 20^\circ\text{C} \leq T_{\max} \leq 400^\circ\text{C} \\ -0.00078T_{\max} + 1.236 & 400^\circ\text{C} < T_{\max} \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (18)$$

利用上式计算该节点高温后抗倒塌剩余承载力折减系数与模拟结果对比如图16所示,从图中可以看出,曲线拟合良好,该简化公式可用于计算在经历不同历史环境最高温度自然冷却后方CFST柱-H型钢梁外环板式节点的抗倒塌剩余承载力。

5 结论

本文通过数值模拟研究了高温后方CFST柱-H型钢梁外环板式节点的抗倒塌性能,主要结论如下:

(1) 该类节点在升温初期,热膨胀导致钢梁与环板连接处的上翼缘屈曲;在自然冷却时,冷缩现象使节点近似恢复至常温状态。高温后该类节点首先是钢梁与外环板连接处下翼缘发生断裂,然后向腹板蔓延,直至节点失效。

(2) 高温后,节点的竖向承载力和变形能力较常温下明显降低。历史最高环境温度越高,节点的竖向极限承载力越小,变形能力越弱,进而导致节点的抗倒塌性能越低。

(3) 高温后,节点抗力机制依次经历了弯曲机制阶段、混合机制阶段、悬链线机制阶段和破坏阶段,且随着最高历史环境温度的升高,弯曲机制提供的抗倒塌能力降低,而悬链线机制提供的抗倒塌能力增大。

(4) 初步拟合得到高温后方CFST柱-H型钢梁外环板式节点剩余承载力简化计算公式,可为工程设计和加固提供参考。

参考文献:

[1] UFC 4-023-03:2016 Design of buildings to resist progressive collapse[S].

[2] BILOW D N, KAMARA M. U. S. general services administration progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects [C]//Proceedings of the 2004 Structures Congress-Building on the Past: Securing the Future (2004). Boston: ASCE, 2004.

[3] WANG W D, ZHENG L, LI H W. Experimental investigation of composite joints with concrete-filled steel tubular column under column removal scenario [J]. Engineering Structures, 2020, 219: 110956. DOI: 10.1016/

j.engstruct.2020.110956.

[4] 王景玄, 王文琦. 不同连接形式的钢管混凝土节点抗连续倒塌与抗震综合能力分析[J]. 建筑钢结构进展, 2022, 24(9): 25-35. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.09.003. WANG Jingxuan, WANG Wenqi. Analysis of progressive collapse resistance and comprehensive seismic capability of concrete-filled steel tubular joints in different connection types [J]. Progress in Steel Building Structures, 2022, 24(9): 25-35. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.09.003. (in Chinese)

[5] GAO S, YANG B, GUO L H, et al. Studies on CFST column to steel beam joints using endplates and long bolts under central column removal [J]. Steel and Composite Structures, 2022, 42(2): 161-172. DOI: 10.12989/scs.2022.42.2.161.

[6] ZHENG L, WANG W D, XIAN W. Experimental and numerical investigation on the anti-progressive collapse performance of fabricated connection with CFST column and composite beam [J]. Engineering Structures, 2022, 256: 114061. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114061.

[7] MCALLISTER T P, GROSS J L, SADEK F, et al. Structural response of world trade center buildings 1, 2 and 7 to impact and fire damage [J]. Fire Technology, 2013, 49(3): 709-739. DOI: 10.1007/s10694-012-0289-2.

[8] LI Z, LIU Y Z, HUO J S, et al. Experimental assessment of fire-exposed RC beam-column connections with varying reinforcement development lengths subjected to column removal [J]. Fire Safety Journal, 2018, 99: 38-48. DOI: 10.1016/j.firesaf.2018.06.003.

[9] CAO Y F, LU Y L, JIANG J, et al. Experimental study on behavior of top-and-seat-angle with double web-angle (TSDW) connections under fire conditions [J]. Thin-Walled Structures, 2024, 194: 111304. DOI: 10.1016/j.tws.2023.111304.

[10] JIN L, LAN D Q, ZHANG R B, et al. Performance of RC beam-column assemblies during and after elevated temperature to resist progressive collapse [J]. Engineering Structures, 2023, 283: 115802. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.115802.

[11] GUO Z, XU Z J, LIN H Z, et al. Experimental tests of post-fire beam-column assemblies with WUF-B connections against progressive collapse [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 192: 107249. DOI: 10.1016/j.jcsr.2022.107249.

[12] ZHOU Y, YANG J B, WANG Z S, et al. Static load test on the progressive collapse resistance of precast concrete frame substructure during and after high temperature [J]. Journal of Structural Engineering, 2021, 147(8): 04021110. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003072.

[13] 韩林海. 钢管混凝土结构: 理论与实践[M]. 4版. 北京: 科学出版社, 2022. HAN Linhai. Concrete-filled steel tubular structures: theory

- and practice[M]. 4th ed. Beijing: Science Press, 2022. (in Chinese)
- [14] LIE T T. Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1994, 120 (5) : 1489-1509. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120: 5(1489).
- [15] 华建民, 黄钦全, 薛暄译, 等. Q690 高强钢板梁火灾后剩余承载性能研究[J]. *建筑钢结构进展*, 2022, 24(11): 56-71, 81. DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.11.006.
HUA Jianmin, HUANG Qinquan, XUE Xuanyi, et al. Post-fire resistance of Q690 high-strength steel plate girders [J]. *Progress in Steel Building Structures*, 2022, 24(11): 56-71, 81. DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.11.006. (in Chinese)
- [16] WIERZBICKI T, XUE L. On the effect of the third invariant of the stress deviator on ductile fracture [R]. [S.l.: s.n.], 2005.
- [17] YUN X, GARDNER L. Stress-strain curves for hot-rolled steels [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2017, 133: 36-46. DOI:10.1016/j.jcsr.2017.01.024.
- [18] HIBBITT K S. ABAQUS Version 6.7: Theory manual, users' manual, verification manual and example problems manual[M]. [S.l.: s.n.], 2007.
- [19] EN 1991-1-2:2002 Eurocode 1: Actions on structures—Part 1-2: General actions-Actions on structures exposed to fire[S].