

延性节点在全过程火灾和地震中的性能

孙博涵, 刘 彧

上海理工大学环境与建筑学院, 上海

收稿日期: 2025年7月8日; 录用日期: 2025年8月1日; 发布日期: 2025年8月14日

摘 要

梁端节点是确保建筑结构在火灾工况下保持完整性的最为重要的构件。为了增强结构的韧性, 本文提出了一种新型延性节点, 其变形能力高于工程常用节点。本文首先介绍了这种延性节点的设计。接着使用Abaqus建立了带有延性节点的钢框架模型来研究延性节点在包括升温和降温的火灾全过程中的性能。模型中采用了包括降温阶段的ISO-834标准火灾曲线进行热力耦合分析, 并使用了一个用户子程序VUSDFLD来考虑降温阶段结构钢和高强钢的材料性能。最后, 在循环荷载作用下建立了带有延性节点和工程常用端板式、锚板式连接节点的精细化钢框架模型, 来研究延性节点在地震中的性能。

关键词

火灾, 地震, 延性节点, 降温阶段

Performance of Ductile Connections Throughout the Entire Process of Fire and Earthquakes

Bohan Sun, Yu Liu

School of Environment and Architecture, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai

Received: Jul. 8th, 2025; accepted: Aug. 1st, 2025; published: Aug. 14th, 2025

Abstract

Connections play a crucial role in maintaining the structural integrity of a building during a fire. To enhance the resilience of structures, this paper proposes a new ductile connection that offers higher deformation capacity compared to commonly used connections. The design of this ductile connection is presented first. Subsequently, a series of steel frame models with ductile connections are created using Abaqus to study the performance of the ductile connection throughout the entire fire process, including heating and cooling. The models adopt the ISO-834 standard fire curve, which

includes the cooling phase. To account for the mechanical properties of carbon steel and high-strength steel during the cooling stage, a VUSDFLD user subroutine is developed. Finally, detailed steel frame models with ductile connections and commonly used end-plate and fin-plate connections in engineering are established under cyclic loading to study the performance of ductile connections during earthquakes.

Keywords

Fire, Earthquake, Ductile Connections, Cooling Stage

Copyright © 2025 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

梁端节点对于维持钢结构或钢混凝土组合结构的稳定性和完整性起着至关重要的作用。传统上认为节点具有足够的耐火性,因为在火灾中,节点的温度通常要低于其他的结构构件。然而在世贸中心双子塔的倒塌[1]和卡丁顿全尺寸火灾试验(Cardington full-scale fire tests) [2]中都发现了节点的破坏,证明节点可能是结构在火灾工况下最为脆弱的部位。节点的失效会导致梁从柱子上的脱离,楼板的破坏,火灾的蔓延,柱子的屈曲,甚至是最终整个结构的倒塌。

火灾工况下梁端节点的受力与常温工况相比较为复杂。在火灾初期升温阶段,受周边结构约束的钢梁的热膨胀会产生轴向压力。当温度上升到较高程度时,钢材材性的弱化主导了钢梁的力学行为,钢梁进入悬链线效应阶段并产生悬索拉力。在进入火灾冷却阶段后,钢梁热膨胀的收缩也会给节点施加额外的拉力。钢梁在不同温度阶段所产生的轴向压力或拉力都直接作用于节点。因此,梁端节点在火灾中的受力状态会随着温度的上升与下降而发生不断的变化。然而,工程中常用的节点类型缺乏足够的变形能力来承受连接梁在火灾的各个阶段所产生的不断变化的轴向变形。

为了提升节点在火灾工况下的性能,作者提出了一种新型的延性节点,并基于组件法建立了延性节点的纯钢和钢混凝土组合节点组件法模型,并将节点模型转化为节点单元植入到谢菲尔德大学结构防火研究组自主开发的软件 Vulcan 中[3]-[7]。作者利用 Vulcan 建立了一系列纯钢和组合框架模型,对比了延性节点与其他类型节点在高温下的性能,包括理想的刚接和铰接节点,以及常用的端板连接节点、鳍板连接节点和腹板角钢连接节点[5][7]。结果表明,高温下延性节点承受的由连接梁变形引起的轴力明显低于其他类型节点,并且延性节点的最终失效温度也高于其他类型节点,表明延性节点良好的变形能力显著提升了其在火灾中的性能。

本文首先介绍了延性节点的设计。接着使用 Abaqus 建立带有延性节点的纯钢子框架模型来研究延性节点在包括升温和降温阶段全过程中的性能。钢材在降温阶段的材料性能除了和当前温度相关,还和曾经经历的最高温度有关。为了让模型实现在升温和降温阶段选择不同的材料参数,编写了 Abaqus 用户子程序 VUSDFLD。模拟结果表明,延性节点在升温和降温阶段都可以展现出良好的变性能从而提升整体结构的耐火性能。

值得注意的是,节点的力学脆弱性不仅存在于火灾场景,地震作用下节点的失效同样是导致结构倒塌的关键诱因。1994 年 Northridge 地震和 1995 年 Kobe 地震中,大量钢框架结构因梁柱节点脆性断裂而发生破坏[8][9]。传统抗震节点在循环荷载下常表现为两类型失效:一是螺栓连接节点(如端板节点)因反复滑移引发低周疲劳断裂;二是焊接节点因应力集中导致焊缝撕裂。这些失效模式暴露出现有节点设

计在耗能能力与转动延性上的不足，难以满足现代抗震规范对结构韧性提升的要求。为了提升结构抵抗地震灾害的能力往往需要提升节点的韧性，作者先前提出的延性节点具有较好的轴向和转动变形能力，可以更好地在地震作用下耗散能量，从而提升整体建筑结构的抗震性能。此外，该节点的关键组件是可替换的，有助于灾后对结构的修复工作。本文通过 Abaqus 建立带有延性节点的精细化钢框架模型，研究延性节点在地震中的性能。

2. 延性节点的设计

节点在高温工况下的受力状态是非常复杂的。梁在火灾初期升温阶段的热膨胀所产生的轴压力，在较高温下可能发生的悬链线效应所产生的悬索拉力，以及在火灾冷却阶段的热膨胀收缩所产生的拉力，都会对节点的受力状态产生很大的影响，使节点及其不同位置的组件经历较为复杂的负载反转。因此，节点必须具有足够的变形能力，来适应梁随着温度的升高和降低而不断变化的变形。图 1 展示了作者所提出的延性节点的设计。该节点由两个相同的部件组成，每个部件由连接到梁腹板的鳍板部分、连接到柱翼缘或腹板的端板部分、以及位于鳍板部分和端板部分之间的半圆环形截面组成。半圆环形截面可以通过自身的变形来为整个节点提供额外的变形能力，因此半圆环形截面的尺寸应当根据梁在火灾不同阶段的延性需求确定。梁在不同温度下延性需求的计算可参考作者提出的公式[3] [6]。

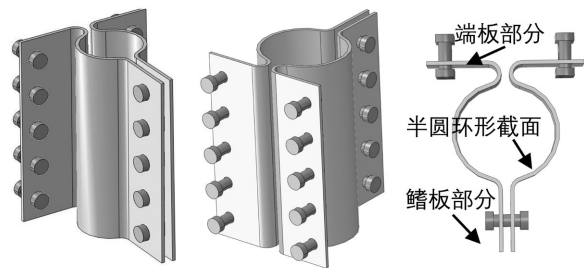


Figure 1. Design of the ductile connection
图 1. 延性节点的设计

3. 延性节点在火灾全过程中的性能

3.1. Abaqus 模型的建立

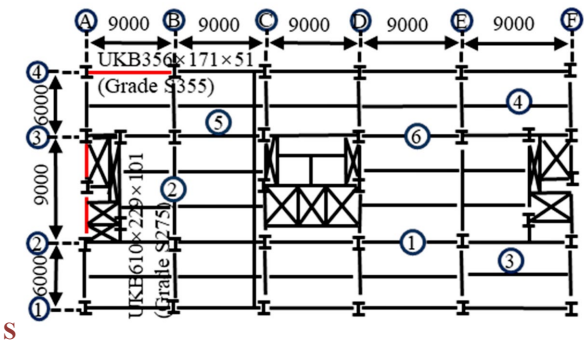


Figure 2. The typical steel frame selected [10]
图 2. 所选择建模的钢框架[10]

选取卡丁顿全尺寸火灾试验中所使用的典型钢框架[10]中的两根梁(如图 2 所示)进行建模，楼板上施加均布荷载 5.48 KN/m²。本模型采用热力耦合分析方法，选用 ISO834 火灾曲线进行升温，并假设梁的温

度等于火灾的温度, 节点和下端柱的温度等于梁温度的一半。通过表面膜层条件(Surface Film Condition)模拟对流换热(系数 $25 \text{ W}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{K}^{-1}$)与表面辐射(Surface Radiation)模拟辐射换热(发射率 0.7)。螺栓孔接触面定义法向硬接触和切向摩擦(摩擦系数 0.3)。表 1 详细列出了两个 Abaqus 模型中梁、柱和延性节点的尺寸。

Table 1. Dimensions of the Abaqus models (mm)

表 1. Abaqus 模型尺寸

梁截面	UKB $356 \times 171 \times 51$ (Grade S355)	UKB $610 \times 229 \times 101$ (Grade S275)
柱截面	UKC $305 \times 305 \times 137$ (Grade S355)	UKC $305 \times 305 \times 137$ (Grade S355)
梁跨长	6000	9000
半圆环形截面直径	200	200
鳍板部分	100×220	100×430
端板部分	150×220	200×430
板厚	10	10
螺栓排数	3	6

3.2. 材料属性

3.2.1. 火灾后阶段

本文采用 Han [11]提出的公式来计算钢材在火灾后的应力应变曲线, 如公式(1)所示。

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yp}(T_{\max}) \\ f_{yp}(T_{\max}) + 0.01E_s \cdot [\varepsilon_s - \varepsilon_{yp}(T_{\max})] & \varepsilon_s > \varepsilon_{yp}(T_{\max}) \end{cases} \quad (1)$$

其中, E_s 代表钢材在环境温度下的弹性模量。此外, $\varepsilon_{yp}(T_{\max}) = f_{yp}(T_{\max})/E_s$, 其中 $f_{yp}(T_{\max})$ 代表火灾后钢材的屈服强度, 它与钢材在常温下的屈服强度的关系可表示为公式(2):

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

3.2.2. 冷却阶段

钢材在冷却阶段的力学性能受到两个温度的影响: 当前温度和所经历的最高温度。与此相比, 钢材在火灾后的力学性能仅受所经历的最高温度的影响, 因为此时的当前温度等于环境温度。因此, 钢材火灾后的力学性能可以视为冷却阶段力学性能的特例。由此可将钢材在火灾后阶段使用的应力 - 应变关系推广应用于冷却阶段。本文采用 Yang [12]提出的方法来计算钢材在冷却阶段的应力 - 应变曲线。钢材在冷却阶段的屈服强度和屈服应变可通过对最高温度下和火灾后阶段的值进行线性插值获得, 具体公式见 (3)~(6)所示。

$$\sigma_s = \begin{cases} E_{sc}(T, T_{\max}) \cdot \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yc}(T, T_{\max}) \\ f_{yc}(T, T_{\max}) + 0.01E_{sc}(T, T_{\max}) \varepsilon_s & \varepsilon_s > \varepsilon_{yc}(T, T_{\max}) \end{cases} \quad (3)$$

其中, $f_{yc}(T, T_{\max})$, $\varepsilon_{yc}(T, T_{\max})$, $E_{sc}(T, T_{\max})$ 分别为钢材在冷却阶段的屈服强度、屈服应变和弹性模量。

$$f_{yc}(T, T_{\max}) = f_y(T_{\max}) - \frac{T_{\max} - T}{T_{\max} - T_0} \times [f_y(T_{\max}) - f_{yp}(T_{\max})] \quad (4)$$

$$\varepsilon_{yc}(T, T_{\max}) = \varepsilon_y(T_{\max}) - \frac{T_{\max} - T}{T_{\max} - T_0} \times [\varepsilon_y(T_{\max}) - \varepsilon_{yp}(T_{\max})] \quad (5)$$

$$E_{sc}(T, T_{\max}) = \frac{f_{yc}(T, T_{\max})}{\varepsilon_{yc}(T, T_{\max})} \quad (6)$$

采用 Hanus [13]提出的方法来计算 8.8 级螺栓在冷却阶段的材料性能, 螺栓的屈服强度可以使用公式 (7)来确定。

$$f_{yc}(T, T_{\max}) = k_b(T) \cdot k_{nr}(T, T_u) \cdot f_y(20^\circ\text{C}) \quad (7)$$

其中, $k_b(T)$ 是欧洲规范 3 [14]给出的不考虑火灾冷却影响的螺栓强度在高温下的折减系数。 $k_{nr}(T, T_u)$ 是考虑火灾冷却影响的折减系数, 可以根据公式(8)进行计算。

$$\begin{cases} k_{nr}(T, T_u) = 1 & T_{\max} \leq 500^\circ\text{C} \\ k_{nr}(T, T_u) = 1 - 1.33 \times 10^{-3} \cdot (T_{\max} - \max(T_f, 500)) & 500^\circ\text{C} < T_{\max} \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (8)$$

图 3 展示了钢材和 8.8 级螺栓在冷却阶段不同温度下的应力应变曲线(所经历的最高温度为 800°C)。

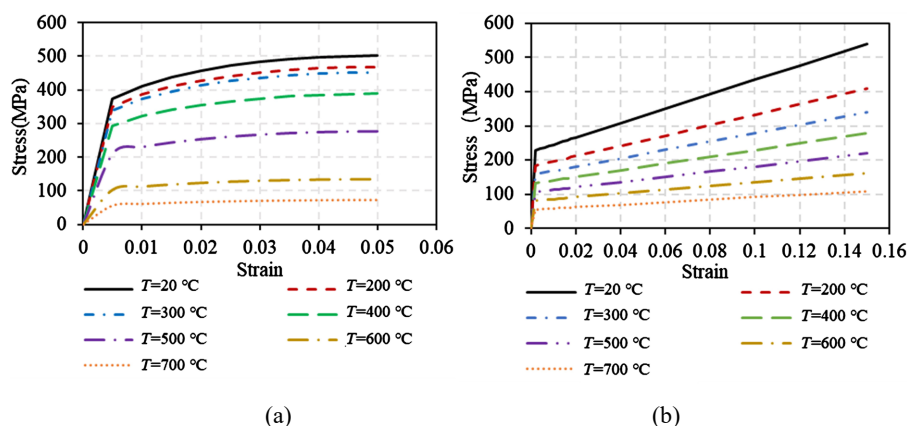


Figure 3. Mechanical properties at cooling stage ($T_{\max} = 800^\circ\text{C}$). (a) Stress-strain curves of steel at cooling stage; (b) Stress-strain curves of steel at cooling stage

图 3. 冷却阶段的材料参数。(a) 钢材在冷却阶段的应力应变曲线; (b) 螺栓在冷却阶段的应力应变曲线

3.3. 模拟结果

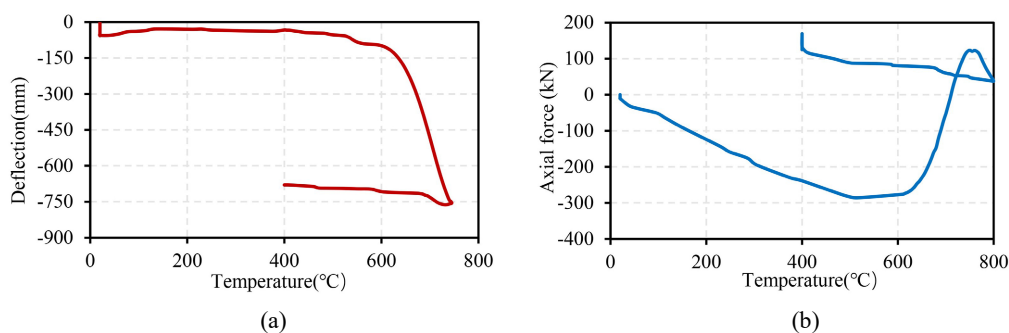


Figure 4. Simulation results from the model with beam section. (a) Beam mid-span deflection; (b) Connection axial force

图 4. 梁截面为 UKB 356 × 171 × 51 的模型模拟结果。(a) 梁的跨中挠度; (b) 节点的轴力

图 4 和图 5 所示的模拟结果表明, 在初始加热阶段, 由于梁的热膨胀被周边结构约束, 在节点上产生了轴向压力。随着温度的升高, 节点上的轴向压力逐渐减小。当温度进一步升高, 梁进入悬链线效应阶段后, 节点上的轴力转变为拉力。在进入火灾的冷却阶段后, 随着温度的降低, 钢材可以恢复大部分的强度和刚度, 并且钢梁的热膨胀开始收缩, 会导致节点上承受的拉力略有增加, 这可能会导致节点的失效破坏。如图 4(a)和图 5(a)所示, 梁跨中挠度的轻微减小也反映了这一现象。

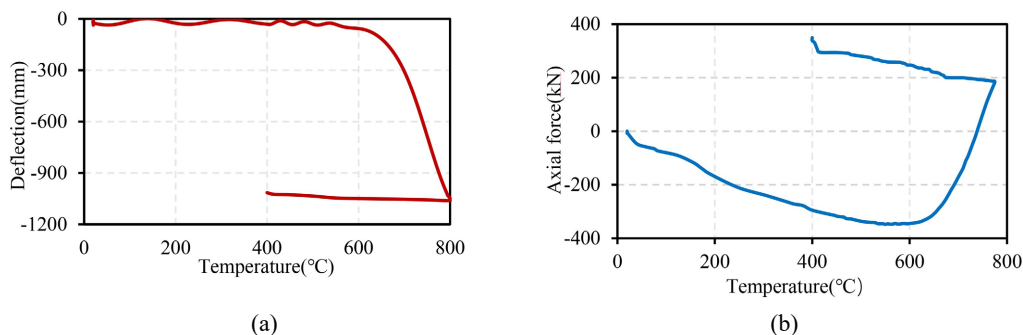


Figure 5. Simulation results from the model with beam section. (a) Beam mid-span deflection; (b) Connection axial force

图 5. 梁截面为 UKB 610 × 229 × 101 的模型模拟结果。(a) 梁的跨中挠度; (b) 节点的轴力

4. 延性节点在地震中的性能

4.1. 有限元模型验证

选取参考文献[15]的 JD1 试件节点进行有限元模型验证, 为了使有限元计算结果更接近于试验结果, 按照 1:1 的比例建立 JD1, 如图 6 所示。作者针对钢梁柱端板连接节点在循环荷载作用下的力学性能展开了研究。研究考察了多种参数的影响, 包括端板厚度、螺栓直径、端板外伸加劲肋、柱加劲肋以及齐平式与外伸式端板类型。除螺栓采用 10.9 级钢外, 其余构件均采用 Q345 钢材制造。所用材料的详细属性描述请参见 Wang Shi 等[16]。循环加载制度依据《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101-96) [17]的规定, 采用力/位移混合控制方法实施。

比较有限元模型计算的弯矩 - 转角(M- φ)滞回曲线与文献[15] JD1 试件的滞回曲线(如图 7 所示)可知, 模型计算与试验的滞回曲线形状分布基本一致, 均呈现了螺栓滑移现象。由 JD1 试件节点与有限元模型的破坏形态(见图 8)对比发现, JD1 试件破坏形态与有限元模型破坏形态相似。

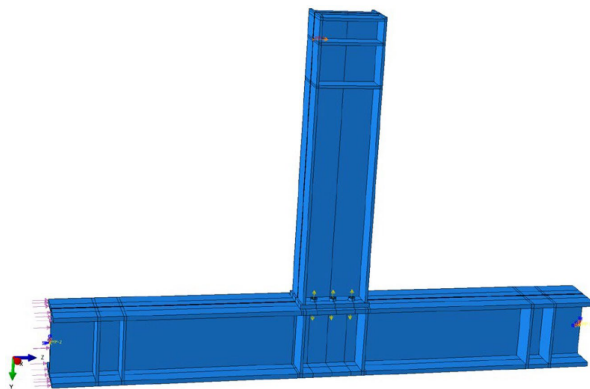


Figure 6. Setup configuration and boundary condition JD1

图 6. JD1 试件节点及边界条件

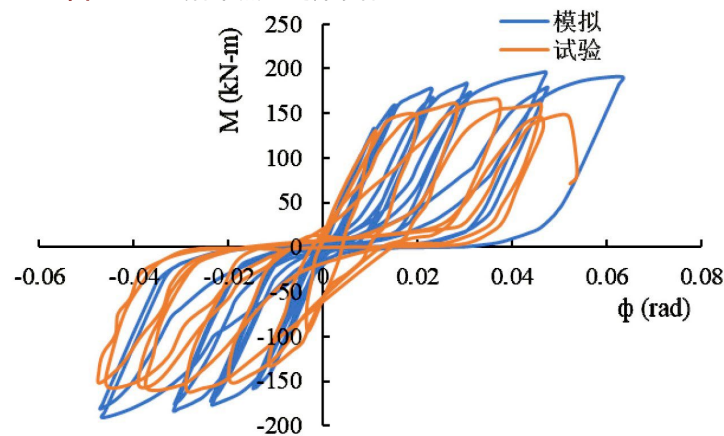
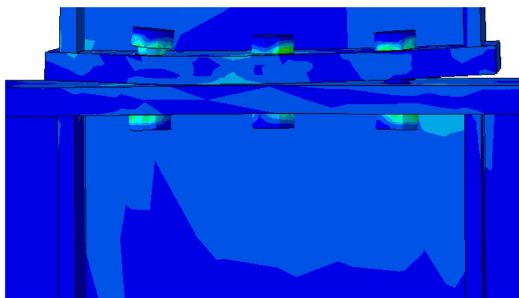


Figure 7. Moment rotation curve-JD1 Simulation-Test
图 7. JD1 试件节点的弯矩 - 转角曲线 - 模拟与试验对比



(a) JD1 试件节点的数值模拟结果



(b) JD1 试件节点的试验结果

Figure 8. Failure of JD1 specimens' experimental results
图 8. JD1 试件节点的破坏形态

4.2. 有限元模型参数化分析

4.2.1. 有限元模型参数

为了探讨延性节点的抗震性能，在循环荷载作用下建立详细的带有延性节点的有限元模型，并与工程中常用节点(端板节点、鳍板节点)进行对比，这三组模型的材料属性、梁柱、板厚、轴压比、螺栓直径等均相同，详细参数如表 2 所示。

Table 2. Parameters of the Abaqus models (mm)
表 2. Abaqus 模型参数

梁截面/mm	UKB 457 × 191 × 74	荷载比	0.41
柱截面/mm	UKC 305 × 305 × 137	轴压比	0.15
梁跨长/mm	9000	端板尺寸/mm	150 × 290
半圆环形截面直径/mm	70	鳍板尺寸/mm	100 × 290
螺栓直径/mm	20	节点板厚/mm	10
螺栓等级	8.8	钢材等级	S275

4.2.2. 有限元模型建立

在建立有限元模型时，按照钢材和螺栓的双折线本构关系，将其材料属性进行简化处理。构件的接触方式选用面与面接触，选用绑定约束代替构件焊接部位。为保证计算精度，采用 C3D8R 单元对构件进行网格划分，延性节点及螺栓的网格划分如图 9 所示。

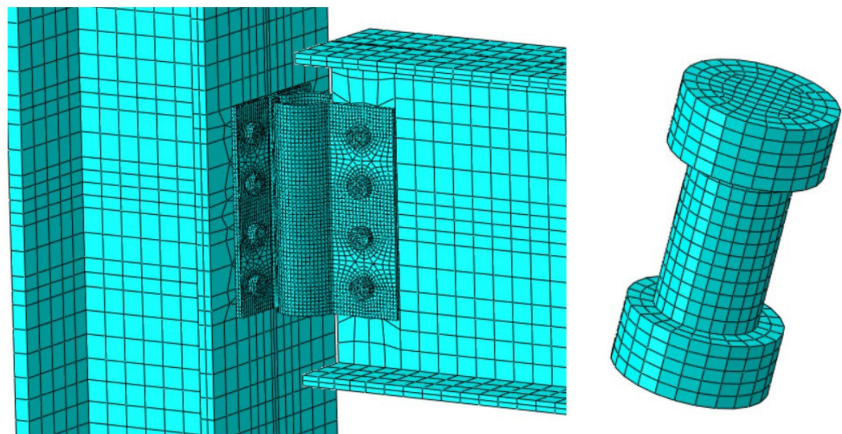


Figure 9. Meshing of ductile connections and bolts
图 9. 延性节点及螺栓的网格划分

4.2.3. 加载制度

模型采用位移控制的加载方式，加载制度基于美国应用技术委员会标准(ATC-24)相关规定[18]，将加载过程分为三个部分：弹性阶段、屈服阶段和极限阶段，屈服位移为 Δ_y ，在弹性阶段每个加载步循环加载 2 圈；达到屈服荷载时，每个荷载步循环加载 3 圈；当达到极限阶段后，每个荷载步循环加载 2 圈，加载制度如表 3 所示，延性节点的加载制度示意图如图 10 所示。

Table 3. Loading system
表 3. 加载制度

加载阶段	弹性阶段				屈服阶段				极限阶段	
Δ/Δ_y	0.25	0.5	0.7	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
加载圈数 n	2	2	2	3	3	3	2	2	2	2

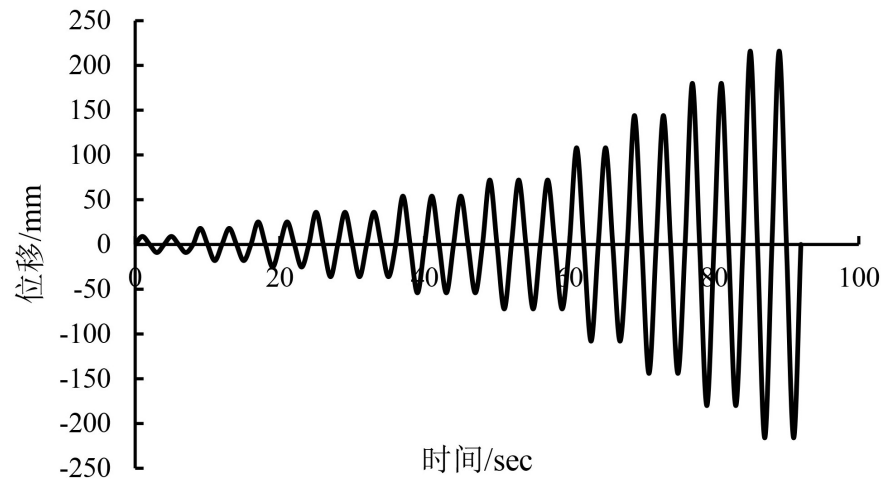
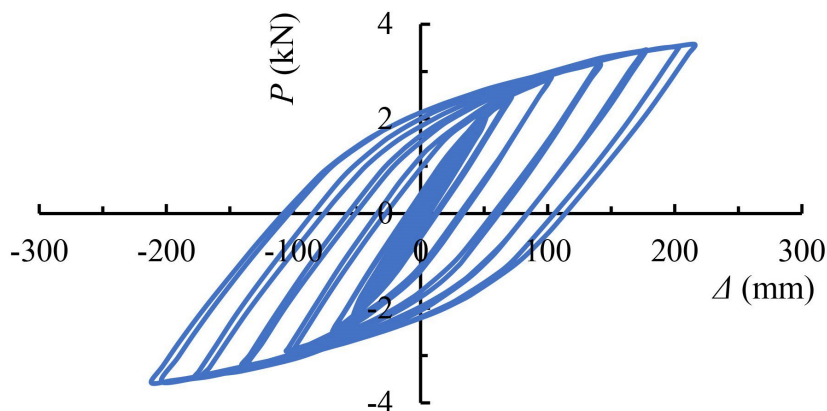


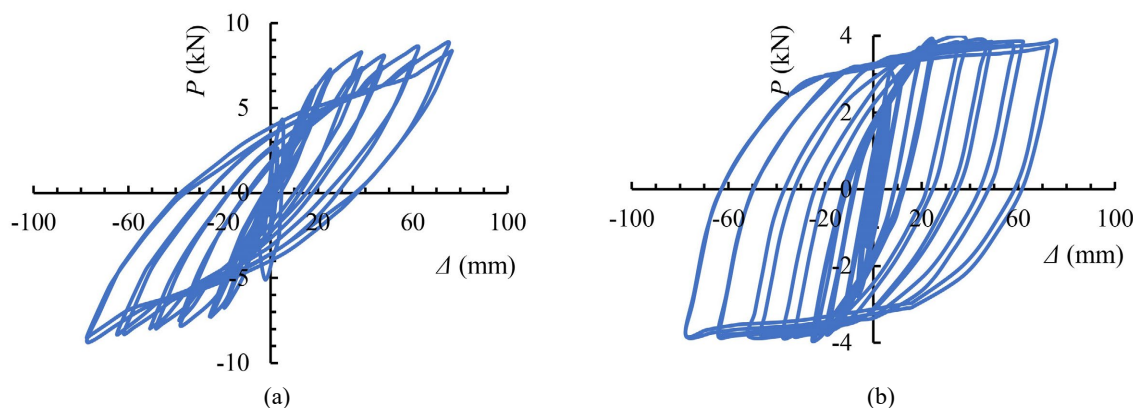
Figure 10. Loading system diagram of ductile connections**图 10.** 延性节点的加载制度示意图

4.3. 滞回曲线

图 11 为延性节点荷载与位移的滞回曲线, 从图中可明显看出延性节点呈饱满的梭形滞回环, 滞回环无显著捏缩现象, 表明塑性变形过程中材料充分利用, 能量耗散能力优异。此外, 延性节点刚度退化平缓, 延性系数大, 残余变形可控, 显著提高整体结构的抗震能力, 也为钢结构建筑的安全稳定使用奠定基础。

**Figure 11.** Hysteretic curve of load and displacement of ductile connections**图 11.** 延性节点荷载与位移的滞回曲线

工程常用端板式、鳍板式连接节点荷载与位移的滞回曲线如图 12(a)和图 12(b)所示。从滞回曲线的饱满度来看, 端板式连接节点和鳍板式连接节点的滞回环存在明显的“捏缩”现象, 尤其是在零点附近, 这会显著降低耗能能力。通过和延性节点的滞回曲线对比, 发现延性节点滞回环较为饱满, 包围面积显著大于传统节点。此外, 延性节点的屈服位移为 36 mm, 高于端板节点(13 mm)与鳍板节点(13 mm)。延性节点的位移延性系数($\mu = 9.8$)也远超端板节点($\mu = 3.1$)和鳍板节点($\mu = 3.0$), 证明其在大变形下的承载力更强。

**Figure 12.** Hysteretic curve of commonly used connections in engineering. (a) Hysteretic curve of end-plate connections; (b) Hysteretic curve of end-plate connections**图 12.** 工程常用节点的滞回曲线。(a) 端板节点的滞回曲线; (b) 鳍板节点的滞回曲线

5. 结论

本文提出了一种新型延性节点, 该节点的关键组件半圆环形截面可以通过自身的变形来为整个节点提供额外的变形能力, 从而提升结构在抵抗火灾、地震等灾害中的韧性。首先从卡丁顿全尺寸火灾试验中所使用的典型钢框架中选择了两根梁, 并使用 Abaqus 进行建模, 来研究延性节点在包括升温 and 降温阶段的整个火灾过程中的性能。升温阶段, 梁因热膨胀产生显著的轴向压力, 延性节点的半圆环形截面可通过弹性变形有效释放梁热膨胀压力(峰值压力-85 kN); 随着温度进一步升高, 高温导致钢材性能逐渐弱化成为钢梁力学行为的主导因素, 钢梁进入悬链线效应阶段形成悬索拉力, 延性节点可通过塑性变形适应大幅轴向拉力, 避免应力集中导致的脆性破坏; 冷却阶段, 钢梁热膨胀的收缩对节点施加了额外的拉力, 但其独特的变形恢复特性可缓解收缩拉力, 抑制因冷却收缩引发的二次失效。

此外, 模型中采用了包括降温阶段的 ISO-834 标准火灾曲线进行热力耦合分析, 并使用了一个用户子程序 VUSDFLD 来考虑降温阶段结构钢和高强钢的材料性能。该子程序可以实现(1) 判断当前处于升温阶段还是降温阶段, 若为升温阶段, 直接选用升温阶段当前温度的应力应变曲线。(2) 若为降温阶段, 还需根据之前所达到的最高温度, 以及当前的温度, 来选择相应的应力应变曲线。采用 Han、Yang 和 Hanus 提出的方法分别计算了钢材在火灾后阶段、冷却阶段和 8.8 级螺栓在冷却阶段的力学性能。

模拟结果表明, 在初始加热阶段, 节点承受轴向压力, 随着温度的升高, 该力逐渐减小, 最终在梁在非常高的温度下进入悬链线效应阶段时变为拉力。在冷却阶段, 由于钢材可以随着温度的降低而恢复大部分的强度和刚度, 因此节点的轴向拉力可以进一步略微增加。这也反映在冷却阶段梁跨中挠度的轻微减小。

在地震作用方面, 首先采用 Abaqus 建立在循环荷载作用下延性节点以及工程常用端板式、鳍板式节点的钢框架模型来研究节点的抗震性能。从延性节点荷载与位移的滞回曲线看出, 延性节点较端板式、鳍板式连接节点, 其滞回曲线呈饱满梭形, 且无明显捏缩现象, 屈服位移达 36 mm (端板与鳍板节点仅为 13 mm), 位移延性系数达 9.8, 屈服后刚度退化缓慢, 耗能能力显著高于传统节点。这种高耗能特性源于半圆环形截面的多阶段耗能机制: 初始弹性阶段提供稳定刚度; 塑性阶段通过截面均匀屈服分散应力; 破坏阶段控制裂缝发展于可替换区域, 保障主体结构安全。此外, 延性节点的关键组件可支持灾后快速更换, 这将大幅降低修复成本与时间。综合火灾与地震双工况性能, 该延性节点不仅满足现代建筑韧性设计需求, 更为抗灾型钢结构体系提供了关键技术支撑。

当前模型缺乏实验验证, 后续会开展延性节点缩尺试件的包括升温 and 降温全过程的火灾试验, 以及循环荷载作用下梁柱连接节点试验。

参考文献

- [1] McAllister, T. and Corley, G. (2002) World Trade Center Building Performance Study: Data Collection, Preliminary Observations, and Recommendations. Federal Emergency Management Agency.
- [2] Lennon, T. and Moore, D. (2003) The Natural Fire Safety Concept—Full-Scale Tests at Cardington. *Fire Safety Journal*, **38**, 623-643. [https://doi.org/10.1016/s0379-7112\(03\)00028-6](https://doi.org/10.1016/s0379-7112(03)00028-6)
- [3] Liu, Y., Huang, S. and Burgess, I. (2019) Investigation of a Steel Connection to Accommodate Ductility Demand of Beams in Fire. *Journal of Constructional Steel Research*, **157**, 182-197. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.02.029>
- [4] Liu, Y., Huang, S. and Burgess, I. (2020) Component-Based Modelling of a Novel Ductile Steel Connection. *Engineering Structures*, **208**, Article ID: 110320. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110320>
- [5] Liu, Y., Huang, S. and Burgess, I. (2020) Performance of a Novel Ductile Connection in Steel-Framed Structures under Fire Conditions. *Journal of Constructional Steel Research*, **169**, Article ID: 106034. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106034>
- [6] Liu, Y., Huang, S. and Burgess, I. (2021) Fire Performance of Axially Ductile Connections in Composite Construction. *Fire Safety Journal*, **121**, Article ID: 103311. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2021.103311>

-
- [7] Liu, Y., Huang, S. and Burgess, I. (2022) Three-Dimensional Modelling of Composite Frames with Ductile Connections in Fire. *Structures*, **36**, 665-677. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.12.033>
- [8] Paul Popov, E., Yang, T. and Chang, S. (1998) Design of Steel MRF Connections before and after 1994 Northridge Earthquake. *Engineering Structures*, **20**, 1030-1038. [https://doi.org/10.1016/s0141-0296\(97\)00200-9](https://doi.org/10.1016/s0141-0296(97)00200-9)
- [9] Engelhardt, M.D. and Husain, A.S. (1993) Cyclic-Loading Performance of Welded Flange-Bolted Web Connections. *Journal of Structural Engineering*, **119**, 3537-3550. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1993\)119:12\(3537\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1993)119:12(3537))
- [10] Lennon, T., Moore, D. and Bailey, C. (1999) The Behaviour of Full-Scale Steel-Framed Buildings Subjected to Compartment Fires. *The Structural Engineer*, **77**, 15-21.
- [11] Han, L., Yang, H. and Cheng, S. (2002) Residual Strength of Concrete Filled RHS Stub Columns after Exposure to High Temperatures. *Advances in Structural Engineering*, **5**, 123-134. <https://doi.org/10.1260/1369433021502614>
- [12] Yang, H., Han, L. and Wang, Y. (2008) Effects of Heating and Loading Histories on Post-Fire Cooling Behaviour of Concrete-Filled Steel Tubular Columns. *Journal of Constructional Steel Research*, **64**, 556-570. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2007.09.007>
- [13] Hanus, F., Zilli, G. and Franssen, J. (2011) Behaviour of Grade 8.8 Bolts under Natural Fire Conditions—Tests and Model. *Journal of Constructional Steel Research*, **67**, 1292-1298. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.03.012>
- [14] CEN (2005) Eurocode 3: Design of Steel Structures—Part 1-2: General Rules-Structural Fire Design. BS EN 1993-1-2:2005.
- [15] Shi, G., Shi, Y. and Wang, Y. (2007) Behaviour of End-Plate Moment Connections under Earthquake Loading. *Engineering Structures*, **29**, 703-716. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.06.016>
- [16] Wang, M., Shi, Y., Wang, Y. and Shi, G. (2013) Numerical Study on Seismic Behaviors of Steel Frame End-Plate Connections. *Journal of Constructional Steel Research*, **90**, 140-152. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.07.033>
- [17] JGJ 101-1996 (1996) Specification of Testing Methods for Earthquake Resistant Building. Architecture & Building Press. (In Chinese)
- [18] ATC-24 (1992) Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures. Applied Technology Council.