



弯扭联合作用下钢-混连续组合梁的抗火性能

周焕廷^{1,2}, 郑志远^{1,2}, 孙庆³, 黄雷³

(1. 武汉理工大学 三亚科教创新园, 海南 三亚 572025; 2. 武汉理工大学 土木工程与建筑学院, 武汉 430070; 3. 中建三局集团有限公司, 武汉 430070)

摘要:传统抗火研究多聚焦于纯弯或纯剪受力状态,对弯扭耦合作用下的结构抗火性能认识尚不充分。利用有限元软件ABAQUS建立经试验验证的钢-混凝土组合梁三维非线性热力耦合模型,研究高温下梁的跨中挠度与扭率、截面弯矩与扭矩、应力分布模式等关键力学特性随温度的演化规律。结果表明,在高温与弯扭耦合共同作用下,组合梁跨中挠曲变形伴随显著扭转,中支座截面出现钢梁局部屈曲与混凝土板开裂的典型破坏特征;弯矩与扭矩沿梁长方向均发生复杂的内力重分布;随着温度升高,截面翘曲应力的作用逐渐增强,对截面应力分布形态及结构最终破坏模式具有重要影响;高温下,由于混凝土与钢梁的刚度退化速率不同,剪应力在两种材料界面及各自内部发生持续重分布,最终形成新的受力平衡状态,在弯扭联合作用下的组合梁抗火设计中,应充分考虑翘曲应力与剪应力重分布的不利影响。参数分析结果表明,扭弯比增大可减缓跨中挠度增长速率,同时扭率与侧向位移呈现明显的非线性放大效应,高温下扭矩作用不可忽视;抗剪连接度主要影响约500℃后的结构响应;受火方式对变形发展影响显著,双跨受火与单跨受火的挠度和扭率最大,单跨局部受火次之,负弯矩区受火最小。

关键词:连续组合梁;抗火性能;弯扭联合作用;翘曲应力;内力重分布

中图分类号:TU398 **文献标志码:**A **文章编号:**2096-6717(XXXX)XX-0001-14

Fire resistance of steel-concrete continuous composite beams under combined bending and torsion

ZHOU Huanting^{1,2}, ZHENG Zhiyuan^{1,2}, SUN Qing³, HUANG Lei³

(1. Sanya Science and Education Innovation Park, Wuhan University of Technology, Sanya 572025, Hainan, P. R. China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, P. R. China; 3. China Construction Third Engineering Bureau Group Co., Ltd., Wuhan 430070, P. R. China)

Abstract: Traditional fire resistance research has predominantly focused on pure bending or pure shear conditions, while the structural fire behavior under coupled bending and torsion remains insufficiently understood. In this paper, a three-dimensional nonlinear thermo-mechanical coupled model of steel-concrete composite beams, validated by experimental data, is developed using the finite element software ABAQUS. The evolution of key mechanical characteristics with temperature—such as mid-span deflection and twist rate, sectional bending moment and torque, and stress distribution patterns—is investigated. The results show that

收稿日期:2026-03-26

基金项目:国家自然科学基金(52378533)

作者简介:周焕廷(1969-),男,博士,教授,主要从事结构抗火研究,E-mail:zhouht@whut.edu.cn.

Received: 2026-03-26

Foundation item: National Natural Science Foundation of China (No. 52378533)

Author brief: ZHOU Huanting (1969-), PhD, professor, main research interest: fire resistance structure, E-mail: zhouht@whut.edu.cn.

under the combined action of elevated temperature and flexural-torsional coupling, the composite beam undergoes significant torsional deformation accompanied by flexural deflection at mid-span, and typical failure features including local buckling of the steel beam and concrete slab cracking appear at the intermediate support section. Meanwhile, complex internal force redistribution of both bending moment and torque occurs along the beam length. As temperature increases, the effect of sectional warping stress gradually intensifies, exerting a notable influence on the stress distribution pattern and the ultimate failure mode of the structure. At elevated temperatures, due to the different stiffness degradation rates of concrete and steel beam, shear stress continuously redistributes at the interface between the two materials and within each material itself, ultimately forming a new equilibrium state. Therefore, in the fire resistance design of composite beams under combined bending and torsion, the adverse effects of warping stress and shear stress redistribution should be fully taken into account.

Keywords: continuous composite beams; fire resistance; combined bending-torsion; warping stresses; internal force redistribution

在全球城市化持续推进的背景下,超高层建筑、大跨度桥梁等大型复杂结构的数量不断增加,其所面临的火灾隐患与安全挑战也愈发突出^[1-2]。为提升此类结构的安全保障水平,学者围绕钢-混凝土组合梁在火灾高温环境下的力学性能展开了一系列系统性的研究。

在抗弯性能方面,现有研究围绕组合梁在高温下的耐火机理与性能调控展开。张岗等^[3]提出“时变塑性铰”概念,指出连续组合梁因内力重分布,其耐火性能优于简支梁。陈巍等^[4]基于热-结构耦合模型,分析了火源、荷载、腹板厚度及受火长度等参数对耐火极限的影响。Zhou等^[5]研究了体外预应力钢-混凝土组合梁在火灾下的多重非线性行为,发现预应力体系可有效调控梁的内力与变形。陈喜芝等^[6]通过数值模拟,探讨了采用新型 RPBL 连接件的组合梁在高温下负弯矩区塑性铰的形成机理,分析了翼缘宽厚比、腹板高厚比等参数的影响。抗扭性能方面,现有研究主要针对不同类型组合梁开展试验与理论分析。Turetta等^[7]通过足尺试验与数值模拟,提出 U 形组合梁施工阶段的侧向扭转屈曲可按欧洲规范 3 的“b”曲线进行设计。Yang等^[8]通过 8 个试件试验与有限元分析,提出了腹板嵌入式组合梁初始扭转刚度、开裂扭矩及抗扭承载力的设计方法。Zhang等^[9]通过纯扭与复合扭试验,提出了组合系数法,建立了厚底板组合梁扭转刚度及开裂、极限扭矩的理论公式,计算结果与试验吻合良好。

现有研究往往将梁的抗弯与抗扭性能分开考察,而忽视了实际工程中普遍存在的弯扭联合作用。这种耦合荷载对组合梁极为不利,常温下便会加剧应力集中与变形发展^[10-11]。在高温环境下,钢材与混凝土的材料性能严重退化,加之热应力的发展,使结构受力状态更为复杂。而目前关于高温下

钢-混凝土组合梁在弯扭联合作用下的力学行为,尚未见相关报道。为此,笔者针对弯扭联合作用下的钢-混凝土两跨连续组合梁开展抗火性能有限元研究。通过建立可精确模拟高温下材料非线性、几何大变形及界面滑移的数值模型,系统分析其在高温弯扭耦合作用下的内力分布、变形特征与破坏机理,以期相应抗火设计方法的构建提供理论依据。

1 有限元模型建立与验证

1.1 模型建立

组合梁的具体几何构造如图 1 所示。利用 ABAQUS 有限元软件,采用热-力顺序耦合方法模拟组合梁的火灾响应。热分析中,混凝土选用 DC3D8 单元,钢梁选用 DS4 单元,钢筋网选用 DC1D2 单元;力学分析中,混凝土采用三维实体单元 C3D8R,钢梁采用三维壳单元 S4R,钢筋网采用三维桁架单元 T3D2^[12-13]。钢-混凝土界面间的栓钉采用非线性连接单元模拟,其高温下的剪力-滑移关系可参考文献[14-15];钢梁上表面与混凝土板下表面之间设法向硬接触,切向摩擦系数取 0.2;钢筋网通过嵌入方式与混凝土实体单元耦合^[16]。通过网格敏感性分析确定网格单元尺寸为 30 mm 左右,进一步加密尺寸引起的内力变化小于 5%。

混凝土、钢梁及钢筋的热工参数均参考欧洲规范取值^[17-18];组合梁两侧及底面受火,其对流换热系数取 $25 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$,综合辐射系数取 0.6,采用 ISO834 曲线进行升温,并通过辐射和对流边界条件施加于相应表面。

混凝土强度等级为 C30,钢梁为 Q355,栓钉与钢筋为 Q235。高温下混凝土本构关系采用 ABAQUS 自带的 CDP 塑性损伤模型,其膨胀角

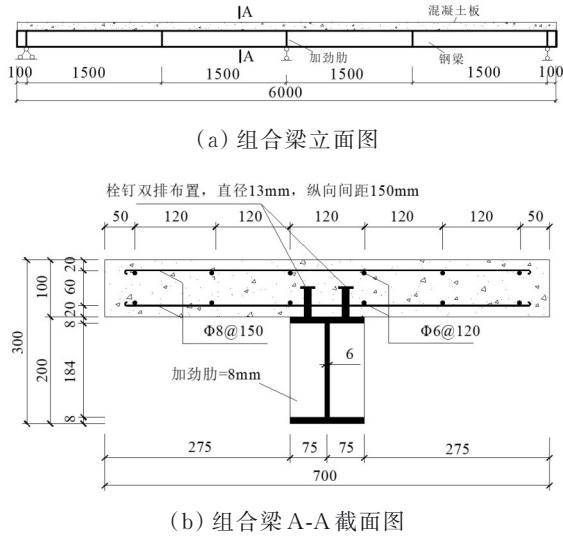


图1 连续组合梁结构构造

Fig.1 Details of continuous composite beams

35°, 偏心率 0.1, 双轴与单轴抗压强度比值 1.16, 屈服面第二应力不变量比值 $K=0.667$, 黏性系数取 0.000 2。高温下钢筋的本构模型为理想弹塑性, 其屈服强度与弹性模量可按 EU3^[14-15] 取值。

组合梁荷载计算简图如图 2 所示, 其中, P 为荷载, L 为梁跨长度, e 为偏心距。在有限元模型中, 于偏心加载位置设置加载块; 在加载块上方 (对应偏心率 e 处) 建立加载点, 并通过点-面耦合方式将加载点与加载块顶面关联, 最后对加载点施加竖向集中荷载 P 。荷载比的取值是所施加的荷载值与常温下结构达到极限承载力所承受最大荷载之比, 取值为 0.3 (135 kN)。扭转比的取值是荷载施加后连续梁所受扭矩与跨中弯矩的比值, 取值为 1:12, 偏心率 $e=75$ mm。边界约束上, 固定中间支座采用铰支座并约束侧向位移, 左、右两端支座采用滚轴支座并约束侧向侧移。同时, 为合理考虑钢梁屈曲, 采用一致模态法, 提取组合梁在常温下的第一阶屈曲模态作为初始几何缺陷, 缺陷最大幅值取梁跨的 1/1 000, 通过编写关键字引入有限元模型的初始分析步。

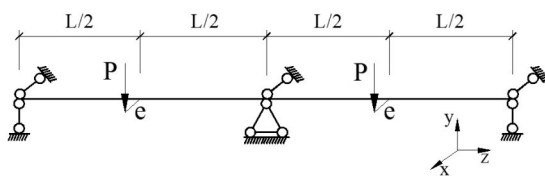


图2 计算简图

Fig.2 Analytical model

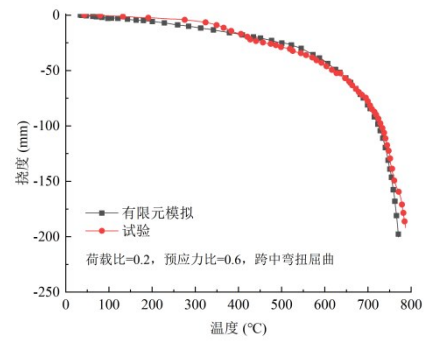
组合梁结构整体失效的判定标准为跨中挠度达到 $L/20$ 或挠度发展速率突然增大且持续超过 $L^2/9000d$, 其中, L 为跨中挠度, d 为梁截面高度。对于

局部失效, 如混凝土压溃由受压损伤变量不低于 0.9 且压应变超出其高温极限压应变判定; 钢梁局部屈曲则通过其应力曲线快速进入下降段并出现正负反转来界定。

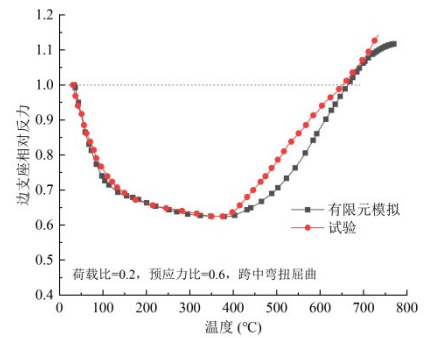
1.2 模型验证

为验证有限元模型建立的准确性, 选取文献 [19] 中 PCCB5 梁进行验证, 该梁为一根长 7.6 m 的预应力两跨连续钢-混组合梁, 其混凝土板横截面尺寸为 600 mm × 120 mm, 钢梁翼缘尺寸为 100 mm × 10 mm, 腹板尺寸为 200 mm × 6 mm, 荷载比为 0.5, 预应力比为 0.6。边界条件为两边简支, 中支座为链杆, 受火形式为梁 3 面受火。

通过建模, 得到上述组合梁跨中挠度、支座反力随温度变化及组合梁破坏形态如图 3、图 4 所示。可见, 有限元模拟结果与试验吻合良好, 且模拟的破坏模式与试验现象相符。



(a) 跨中挠度-温度曲线



(b) 边支座反力-温度曲线

图3 PCCB5梁有限元与试验结果对比

Fig.3 Comparison of FE analysis results and experimental results for beam PCCB5

为进一步验证有限元模型的准确性, 选取文献 [20] 中弯扭组合作用下开口钢箱-混凝土组合梁试件进行模拟。试件 PCB-8 (扭转比为 6.4) 为简支梁, 跨度 3.3 m, 混凝土板截面尺寸为 800 mm × 130 mm, 钢箱截面尺寸为 200 mm × 130 mm, 顶板 (托板) 和底板厚度均为 10 mm, 腹板厚度为 8 mm。试验在跨内两点施加集中荷载, 并在梁端施加偏心荷

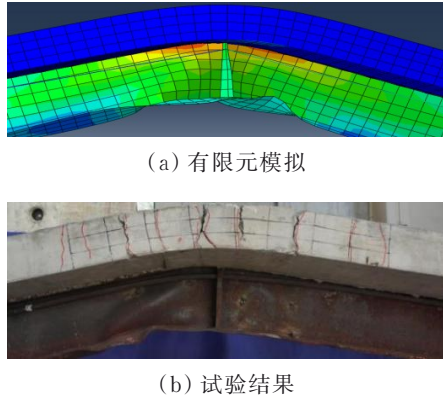
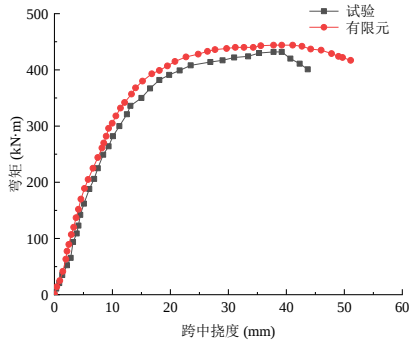


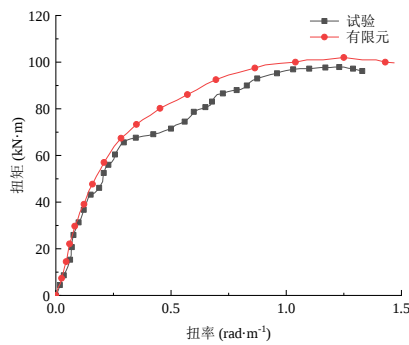
图4 PCCB5中间支座处梁变形

Fig.4 Deformation at the intermediate support of beam PCCB5

载以产生扭矩。提取有限元计算得到的曲线结果与试验结果进行对比,如图5所示。



(a) 弯矩-挠度曲线



(b) 扭矩-扭率曲线

图5 试验与有限元结果对比

Fig.5 Comparison between experimental and finite element results

有限元计算得到的PCB-8极限弯矩为447.8 kN·m,与文献[20]的试验结果431.4 kN·m吻合良好,误差率为3.8%;扭矩极限值为102.2 kN·m,试验值为98.2 kN·m,误差率为4.1%。这表明,建立的弯扭作用下组合梁有限元模型具有较好的精度。

2 高温力学性能分析

2.1 跨中挠度及扭率变化

2.1.1 跨中挠度随温度的变化

提取跨中截面上测点D1~D3(如图6所示)的挠度与扭率随温度变化的曲线,其中D1'为梁仅受弯矩作用的测点,分别如图7、图8所示。

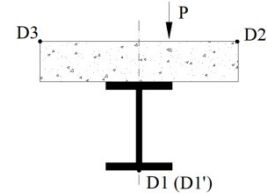


图6 位移测点示意

Fig.6 Schematic layout of displacement measuring points

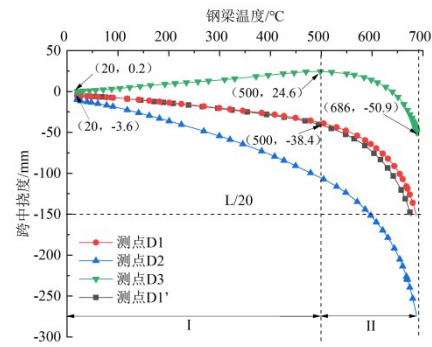


图7 跨中挠度-温度曲线

Fig.7 Mid-span deflection-temperature curves

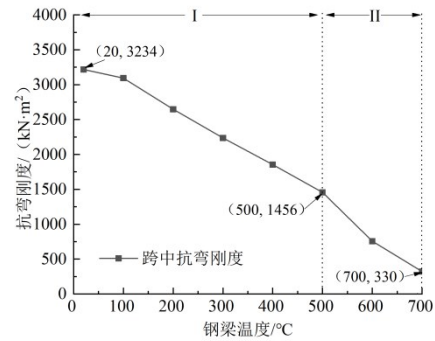


图8 跨中截面抗弯刚度-温度曲线

Fig.8 Mid-span section flexural stiffness-temperature curves

从跨中挠度变化来看(图7),其发展过程可根据下降速率的变化分为两个阶段。以曲线D1为例,阶段I,从常温升至500℃,跨中挠度从3.6 mm逐渐增大至38.4 mm,挠度平均下降速率约0.072 5 mm/℃。在此阶段,组合梁截面抗弯刚度呈均匀退化趋势,退化速率约为22.95 kN·m²/℃(图8);同时,由于热膨胀效应抑制了挠度的过快发展,跨中挠度增长较为平缓。随着温度继续上升至686℃时,跨中挠度从38.4 mm快速增大至150 mm,达到梁跨的1/20(挠度破坏),组合梁无法继续承载。这

是由于 500 °C 后截面抗弯刚度退化速率明显加快 (约为 $31.69 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{°C}$), 同时中支座混凝土持续开裂, 使截面抗弯刚度进一步衰减, 加速了跨中挠度的增加。

对比测点 D1~D3 挠度可以发现, 测点 D2 的变化过程与测点 D1 类似, 不同的是测点 D2 对应挠曲线下降速率更快, 并在 600 °C 时达到挠度临界值 150 mm, 这是由于测点 D2 位于截面加载点一侧, 同一温度下扭矩与弯矩的叠加效应使该点处挠度下降更快。测点 D3 挠曲线则表现出与测点 D1 不同的变化趋势, 在阶段 I, 20~500 °C, 跨中挠度从 0.2 mm 向上增大至 24.6 mm, 这是由于测点 D3 扭矩与弯矩产生挠度方向相反; 随着温度进一步上升, 组合梁整体刚度持续退化, 测点 D3 的挠度转而向下发展, 且下降速率不断加快, 在 686 °C 时, 挠度值达 50.9 mm。这一变化过程表明, 在升温前中期 (20~500 °C), 组合梁的挠度变形受扭矩与弯矩共同调控; 当温度进入高温阶段 (500~686 °C) 后, 组合梁抗弯刚度相对于扭转刚度衰减更快, 因而挠度发展更迅速。

值得注意的是, 当温度进入 500 °C 后, 无偏心荷载作用下测点 D1' 跨中挠度下降速率要快于测点 D1。例如, 当温度在 20 °C 时, 两测点挠度均约 4.2 mm; 当温度达到 500 °C 时, 测点 D1 挠度值为 37.7 mm, 测点 D1' 挠度值为 41.2 mm; 当温度达到 650 °C 时, 测点 D1 挠度值为 96.7 mm, 测点 D1' 挠度值为 112.6 mm, 可见两测点挠度值差异随温度升高明显增大。这是因为偏心试件在高温下产生显著扭转变形, 形成了弯扭耦合的受力状态。由于钢材剪切模量的高温衰减速率慢于弹性模量 (图 10), 截面扭转刚度的退化滞后于抗弯刚度, 使得扭转变形能够分担一部分荷载效应, 从而减缓了纯弯曲方向的挠度增长。而无偏心试件始终处于纯弯曲受力状态, 全部荷载由快速退化的抗弯刚度承担, 因此挠度发展更为迅速。

2.1.2 跨中扭率随温度的变化

图 9 所示为测点 D1 的跨中扭率随温度的变化。该扭率值通过提取加载点与边支座处的扭转角, 计算两者差值后除以测点间距离得出。由图 9 可以看到, 扭率随温度曲线的斜率逐渐增大, 跨中扭率由 0.5 非线性上升至 11.6, 反映出截面扭转变形不断加剧, 随温度升高抗扭刚度逐渐退化, 如图 10 所示。

由此可见, 高温下组合梁的跨中挠度与扭率变化均表现出非线性特征, 扭转效应在组合梁高温变形过程中发挥了重要影响。

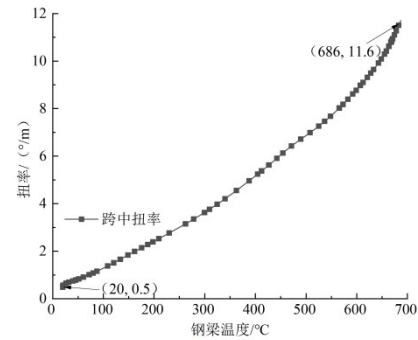


图 9 跨中扭率-温度曲线

Fig.9 Mid-span twist rate-temperature curve

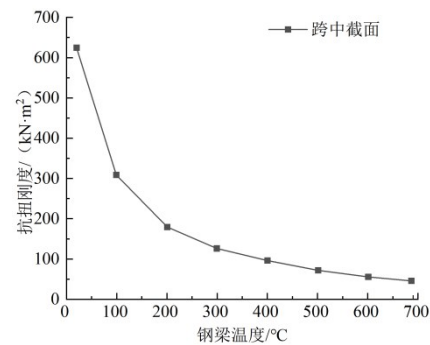


图 10 跨中截面抗扭刚度-温度曲线

Fig.10 Mid-span section torsional stiffness-temperature curves

2.2 截面弯矩及扭矩演化

2.2.1 截面弯矩随温度的演化

图 11 所示为组合梁截面弯矩沿轴向向上的分布。其中弯矩分布通过提取各支座竖向反力并利用隔离体平衡反算得到。

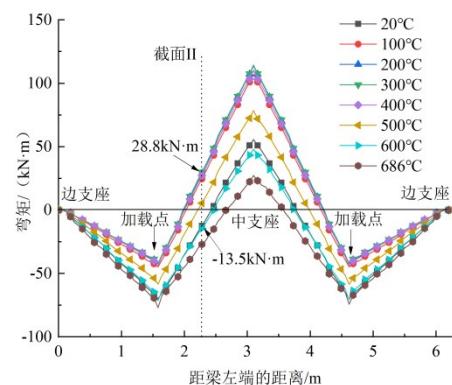


图 11 高温下载面弯矩沿梁轴向上的分布

Fig.11 Distribution of sectional bending moment along the beam axis at elevated temperatures

从图 11 中可见, 常温下组合梁弯矩分布呈现两点加载的典型连续梁特征。然而, 随着温度升高, 截面弯矩值也发生了改变。例如, 在 20~300 °C 范围内, 中支座处截面负弯矩随着温度升高而逐渐增大, 跨中正弯矩则相应减小; 这是由于钢材热膨胀系数较大, 升温时钢梁膨胀受混凝土板约束, 从而

产生附加的负弯矩,使内力向中支座传递。

当温度由 300 °C 升至 686 °C 时,中支座截面负弯矩随温度升高显著减小,跨中正弯矩则相应增大。这一现象主要源于钢材性能软化和负弯矩区混凝土开裂的共同作用,使中支座截面抗弯刚度逐渐减小。如图 12 所示,300 °C 时中支座处顶板混凝土塑性应变峰值为 0.009 5,至 686 °C 时进一步增至 0.090 5,表明中支座区域抗弯刚度退化速率明显快于跨中。为保持整体弯矩平衡,跨中截面承担的正弯矩随之增大。

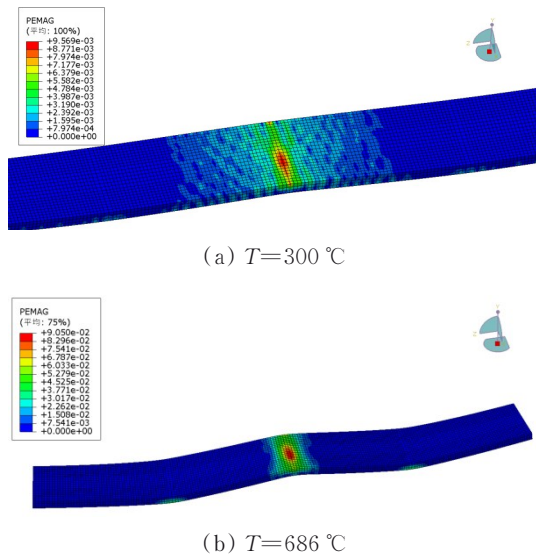


图 12 高温下中支座混凝土塑性应变

Fig.12 Plastic strain of concrete at the intermediate support at elevated temperatures

2.2.2 截面扭矩随温度的演化

图 13 所示为组合梁截面扭矩沿轴向上的分布,扭矩分布则通过直接提取各梁单元截面扭矩获得。可以看到,在常温(20 °C)下,扭矩沿梁左端 0~1.5 m 和 4.5~6 m 区段内,扭矩约为 -5 kN·m;在 1.5~3 m、3~4.5 m 区段内约为 5 kN·m。这也表明未受热时,梁的扭矩传递路径连续。

当温度升至 200 °C 时,扭矩仍保持均匀分布形态,但在中支座至加载点区段(1.5~3 m 和 3~4.5 m)的扭矩绝对值有所降低,而在加载点至边支座区段(0~1.5 m 和 4.5~6 m)则整体增大。这是由于升温初期中支座区段在负弯矩作用下较早开裂(图 12(a)),中支座截面抗扭刚度降低,该区段承担的扭矩向两侧刚度较大的边支座区段转移。因此,中支座扭矩降低,而加载点至边支座区段扭矩增大。

随着温度继续上升至 500 °C,最小值出现在支座处,最大值集中在加载点附近。这是由于随着温度升高,组合梁扭转变形加剧,从而产生附加扭矩;同时,加载点远离约束较强的支座,因此该处扭转

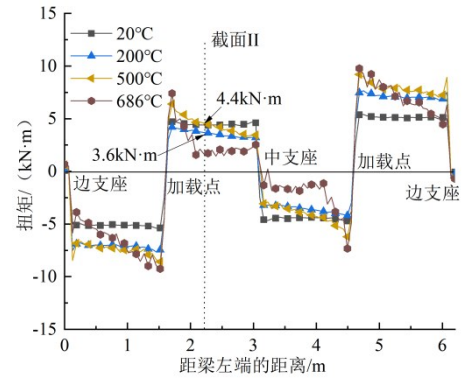


图 13 高温下截面扭矩沿轴向上的分布

Fig.13 Distribution of sectional torsional moment along the beam axis at elevated temperatures

变形最为显著。

至 686 °C 时,扭矩整体减小,尤其是靠近支座处的扭矩值普遍低于常温水平。这一变化主要归因于两方面因素:其一,混凝土板在负弯矩区持续开裂(图 12),削弱了组合截面的有效抗扭惯性矩;其二,中支座处钢梁腹板、下翼缘及横向加劲肋均发生屈曲,削弱了截面的整体抗扭能力(图 14)。此时,结构进入性能退化阶段,截面几何变形与材料性能劣化成为控制扭矩分布的主导因素。

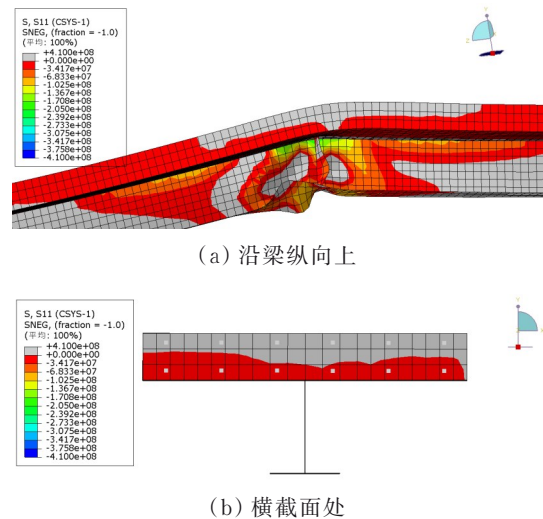


图 14 $T=686\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时中支座区域纵向应力分布

Fig.14 Longitudinal stress distribution in the intermediate support region at $T=686\text{ }^{\circ}\text{C}$

2.3 截面纵向应力分布与演变

2.3.1 钢梁腹板纵向应力分布与演变

为分析弯扭作用下连续组合梁在火灾中应力分布的变化规律,提取了关键截面(图 15)的应力结果,如图 16~图 18 所示。

图 16 所示为跨中截面纵向应力沿腹板高度的分布,在常温(20 °C)下,应力沿截面高度方向近似呈线性分布,符合平截面假定。

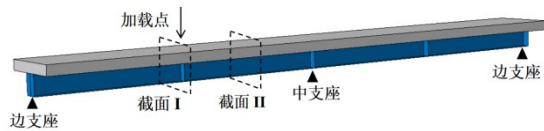


图 15 连续组合梁选取截面示意图

Fig.15 Schematic of selected sections of the continuous composite beam

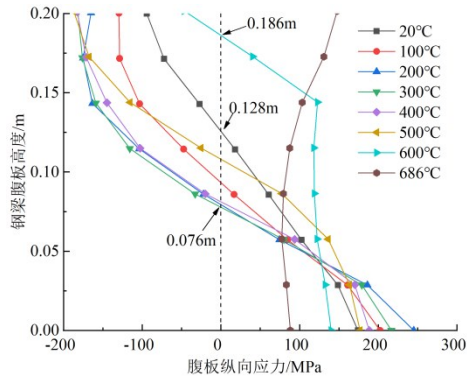


图 16 截面 I 处腹板纵向应力分布

Fig.16 Longitudinal stress distribution in the web at section I

随着温度升高,应力分布形态逐渐改变。例如,在 20~300 °C 内,受压区应力分布范围扩大,受拉区应力分布范围缩小,中和轴高度(应力零点位置)从 0.128 m 持续下降至 0.076 m;这是由于该温度区间内截面弯矩持续减小(图 11),截面所需的受压区合力相应降低,进而使受压区高度减小、中和轴向下移动。

当温度升至 300~600 °C 后,应力分布呈现明显的非线性特征。此阶段内,受压区应力分布范围逐渐减小,受拉区范围则相应扩大,中和轴高度(应力零点位置)从 0.076 m 持续上升至 0.186 m;这是由于该温度区间内截面弯矩持续增大(图 11),截面所需的受压区合力相应提高,进而使受压区高度增大、中和轴向上移动。值得注意的是,温度达到 686 °C 时,腹板已处于全截面受拉状态,说明中和轴已上移进入混凝土板内(图 17)。

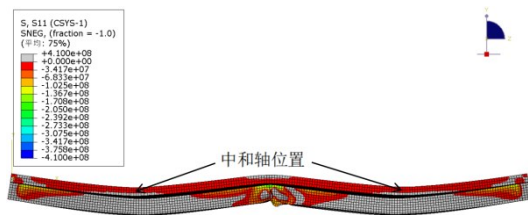


图 17 组合梁破坏时钢梁中和轴位置

Fig.17 Neutral axis position of the steel beam at failure

2.3.2 钢梁下翼缘纵向应力分布与演变

图 18 所示为高温下钢梁下翼缘截面纵向应力沿宽度上的分布。

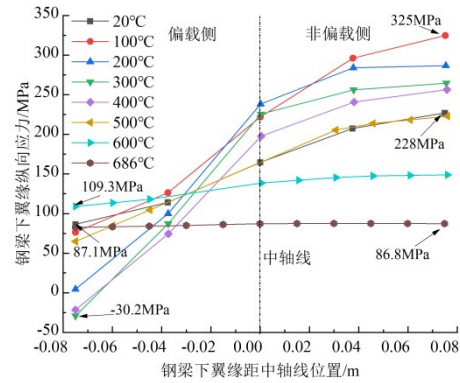


图 18 截面 I 处下翼缘纵向应力分布

Fig.18 Longitudinal stress distribution in the lower flange at section I

常温(20 °C)下,截面应力沿翼缘宽度上呈非对称分布。例如,在非偏载侧 0.075 m 处的应力为 228 MPa,大于偏载侧 -0.075 m 处应力值 87.1 MPa;这是由于非偏载侧翼缘所受到的扭矩翘曲应力与弯矩引起的截面应力同向叠加,而在偏载侧,二者部分相互抵消,拉应力减小。图 19(a)定量展示了这一叠加关系,下翼缘的弯曲正应力为 157.5 MPa,约束扭转翘曲正应力为 70.4 MPa,二者之和(227.9 MPa)恰好对应于非偏载侧应力值,二者之差(87.1 MPa)则对应于偏载侧应力值。

随着温度逐渐升高,下翼缘两侧应力分布形式也逐渐变化。具体而言,在非偏载侧 0.075 m 处,当温度从 20 °C 上升至 100 °C 时,应力从 228 MPa 增大至 325 MPa;当温度继续升高 686 °C 时,应力从 325 MPa 又逐渐降低至 82.4 MPa。这一变化的主要原因在于,随着扭转变形持续,翘曲应力也不断增大,导致该处应力值也逐渐提高;而在 100 °C 左右时,非偏载侧 0.075 m 处的翼缘应力已达到屈服强度,此后随着温度继续升高,材料屈服强度随之降低,从而导致翼缘中的应力逐步下降。

而在偏载侧,下翼缘应力随温度升高呈现先降、后升、再降的变化趋势。例如,在偏载侧 -0.075 m 处,当温度从 20 °C 上升至 300 °C 时,应力从 87.1 MPa 逐渐降至 -30.2 MPa。这一变化主要源于两方面因素共同作用,一方面,升温引起的热膨胀受到相邻低温区的约束,在截面内部产生自平衡压应力;另一方面,截面翘曲扭转受横向约束所引发的翘曲压应力与之叠加,共同推动应力持续向受压方向发展。当温度从 300 °C 升至 600 °C 时,应力从 -30.2 MPa 逐渐上升至 109.3 MPa,这主要是因为钢梁明显软化,整体变形进一步增大,从而使下翼缘由受压状态转为受拉状态。当温度继续升至 686 °C 时,应力又从 109.3 MPa 下降至 86.8 MPa,与非偏载侧 0.075 m 处应力值相等;其原因是材料在

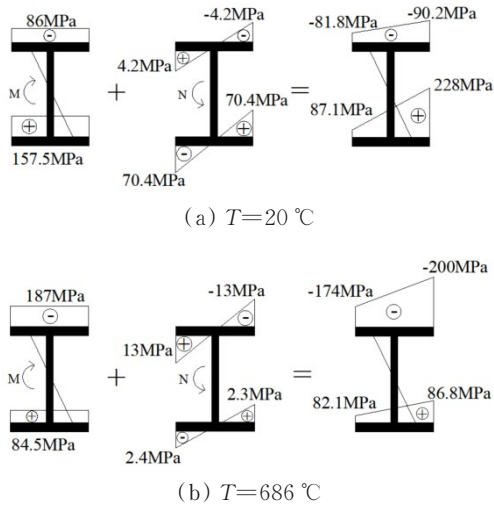


图 19 钢梁弯曲应力与翘曲力叠加

Fig.19 Superposition of bending stress and warping stress in the steel beam

600 °C时已达到高温屈服强度,随着温度继续升高,而屈服强度降低,应力值亦随之减小。图 19b 给出了 686 °C下钢梁弯曲正应力与约束扭转翘曲正应力的量化叠加,其中非偏载侧下翼缘弯曲应力为 84.5 MPa,翘曲应力为 2.4 MPa,两者之和(86.9 MPa)即对应上述应力值。

可见,在升温前中期,翘曲应力与热膨胀约束的共同作用,使下翼缘两侧应力分布呈现复杂变化;而在升温中后期,截面刚度退化和材料性能劣化逐渐主导受力行为,使应力整体降低并趋同。

2.3.3 混凝土板上表面纵向应力分布与演变

图 20 所示为高温下跨中截面混凝土板上表面纵向应力沿板宽度上的分布。

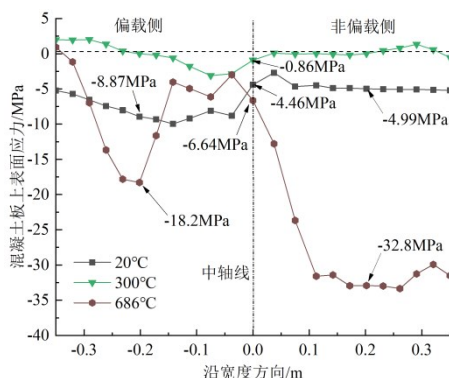


图 20 截面 I 处混凝土板上表面纵向应力分布

Fig.20 Longitudinal stress distribution on the top surface of the concrete slab at section I

常温下(20 °C),混凝土板上表面纵向应力沿宽度方向呈非对称分布,偏载侧压应力普遍大于非偏载侧,这是由偏心荷载引起的弯曲变形差异所致。随温度升至 300 °C,截面压应力整体减小,主要源于

钢梁热膨胀受混凝土板约束,对板产生反向拉伸,部分抵消了初始压应力。至 680 °C时,截面压应力显著回升,原因是组合梁整体挠度持续增大,板上表面压应力随之增加。值得注意的是,686 °C时非偏载侧压应力明显高于偏载侧,例如在 0.2 m 处应力已达混凝土高温屈服强度,表明混凝土被压碎;对称位置则未达到。这一差异源于高温下扭转变形持续发展,约束扭转翘曲应力与弯曲应力叠加(图 21),表明高温阶段翘曲应力对截面应力分布的影响显著增强,甚至可能成为主导因素。

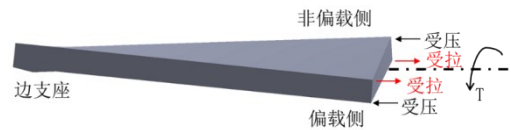


图 21 混凝土板翘曲变形

Fig.21 Warping deformation of the concrete slab

由此可见,翘曲应力在常温下已对截面应力分布产生影响,在高温阶段则进一步增强。

2.4 截面剪应力分布与演变

2.4.1 钢梁腹板剪应力分布与演变

图 22 所示为截面 II (图 15)处腹板剪应力沿高度的分布情况。

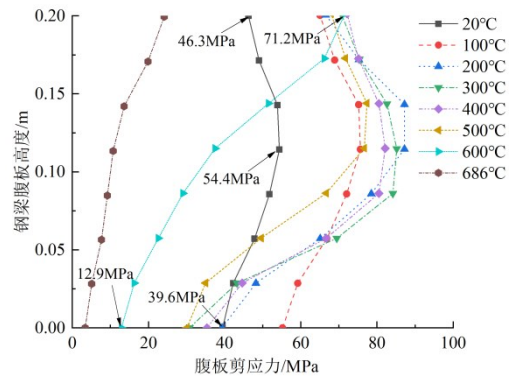


图 22 截面 II 腹板剪应力分布

Fig.22 Shear stress distribution in the web at section II

由图 22 可以看出,常温下(20 °C)剪应力沿腹板高度呈抛物线分布。例如,在沿腹板高度 0.2 m 处剪应力为 46.3 MPa,0.12 m 处为 54.4 MPa,0 m 处为 39.6 MPa。这一分布特征主要由弯矩引起的剪力流沿腹板高度积累所致;尽管截面同时受扭,但扭转产生的剪应力在腹板高度方向呈均匀分布(狭长矩形),且其竖向合力为零,因此,腹板剪应力的非线性形态主要由弯曲贡献。

当温度从 20 °C 上升至 300 °C 时,剪应力分布范围逐步扩大,腹板最大剪应力由约 54.4 MPa 增至约 87.2 MPa,增幅约 26%;腹板分担的截面剪力也由约 61 kN 升至约 84.8 kN,增长约 39%。这一变

化主要源于该阶段由热膨胀效应引起的截面Ⅱ处弯矩显著增大(图 11),增幅约为 $42.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$,从而引起截面剪力相应增大。

当温度从 300°C 升至 686°C 时,腹板剪应力分布范围逐渐减小,最大剪应力由约 87.2 MPa 降至约 24.2 MPa ,降幅约为 72% ,表明其承担的剪力整体下降;根据估算,腹板分担的截面剪力由约 84.8 kN 减小至约 14.4 kN ,降幅约 83% 。这主要归因于材料性能大幅退化、混凝土持续开裂以及中支座处钢梁屈曲,导致截面抗弯刚度降低,弯矩相应下降(图 11),从而使弯矩引起的剪应力随之减小。

值得注意的是,在 600°C 时,剪应力分布形态发生明显改变。此时,最大剪应力出现在腹板高度 0.2 m 处,达 71.2 MPa ,远高于腹板底部的 12.9 MPa 。这一现象主要是由腹板沿高度的温度梯度所致,腹板下部升温较快,抗剪刚度显著下降,而腹板上部靠近混凝土板,温度上升较慢,刚度退化相对滞后;如当钢梁腹板下端温度为 560°C 时,弹性模量降至常温的约 35% ,而腹板上端温度约为 320°C ,弹性模量约为常温的 72% ,上、下部的抗剪刚度比达 $2.1:1$ 。由此导致剪力逐渐向刚度较大的腹板上部及混凝土板内转移(图 23),使剪应力峰值位置上移,分布形态发生显著变化。这一变化也反映出,由温度梯度引起的刚度非均匀退化对剪应力分布形态起到了重要影响。

2.4.2 混凝土板剪应力分布与演变

图 23 所示为截面Ⅱ(图 15)处混凝土板剪应力沿截面高度的分布情况。

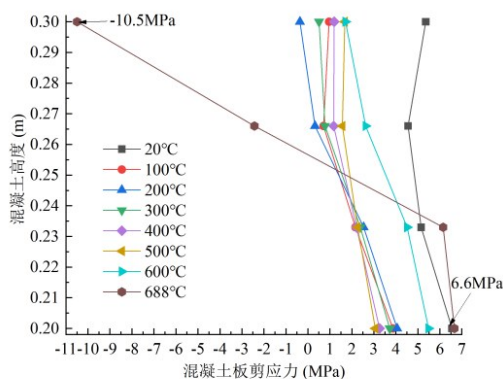


图 23 截面Ⅱ混凝土板剪应力分布

Fig.23 Shear stress distribution in the concrete slab at section II

常温下(20°C),混凝土板内剪应力沿截面高度近似线性分布,最大值出现在混凝土板底部,约为 6.6 MPa 。当温度从 20°C 上升至 300°C 时,曲线整体向左偏移,板底最大剪应力由 6.6 MPa 降至约 4.1 MPa ,降幅达 37.9% ;此时,混凝土板分担的剪

力由约 304.8 kN 减小至约 117.6 kN ,降幅约 61% 。当温度继续上升至 600°C 时,曲线整体转而向右偏移,板底最大剪应力回升至约 5.5 MPa ,剪力也增大至约 210 kN ,增大幅度约为 78.6% 。当温度进一步升高至 686°C 时,混凝土板下部剪应力持续增大至约 6.7 MPa ,而上部剪应力则急剧减小至 -10.5 MPa 。

上述变化源于混凝土板与钢梁之间刚度退化差异。常温下钢梁与混凝土板的组合作用充分发挥,纵向剪力流沿板厚积累形成板底最大剪应力; 300°C 时混凝土板受负弯矩作用开裂(图 12),有效刚度下降,部分剪力向钢梁腹板转移(图 22)导致剪应力减小; 600°C 时钢梁刚度显著退化,剪力反向向混凝土板传递,同时该处混凝土板由受拉转为受压(图 11),抗剪能力恢复,共同推动剪应力回升; 686°C 时钢梁进一步软化,剪力持续向板内传递,同时扭转变形加剧引发板内剪应力重分布,正负交替的竖向剪应力交叉叠加(图 24、图 25),最终形成板上下部剪应力反向的复杂分布。

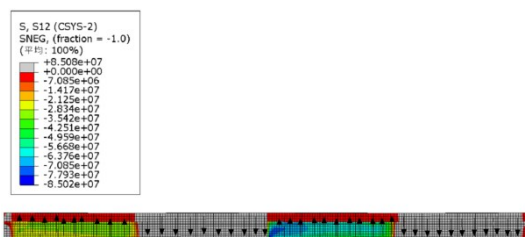
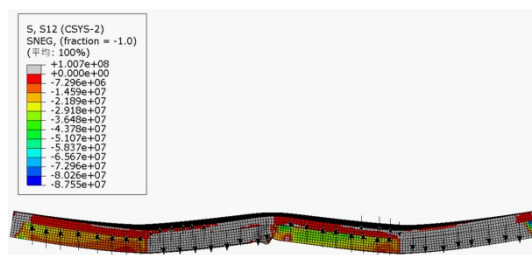
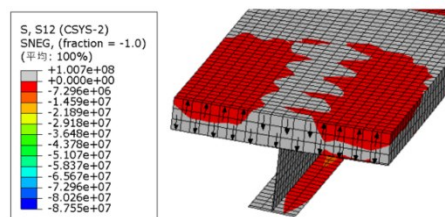


图 24 $T=20^\circ\text{C}$ 梁纵向剪应力分布

Fig.24 Longitudinal shear stress distribution in the beam at $T=20^\circ\text{C}$



(a) 纵向剪应力分布



(b) 横截面上剪应力分布

图 25 $T=686^\circ\text{C}$ 时剪应力分布

Fig.25 Shear stress distribution at $T=686^\circ\text{C}$

总而言之,剪应力始终倾向于向刚度相对较大、退化较慢的构件传递,从而在钢梁与混凝土板之间形成了动态的受力平衡。

2.5 组合梁破坏形态

在高温与弯扭耦合作用下,两跨连续简支组合梁的破坏呈现为从局部损伤逐步演化为整体失效的渐进过程。

破坏起始于材料性能的持续劣化。在弯扭共同作用下,梁体跨中区域开始出现下挠(图 26(a))并伴随扭转变形(图 26(b)),随着温度升高,变形持续加剧。与此同时,混凝土板在中支座区域上表面及跨中区域下表面相继开裂。

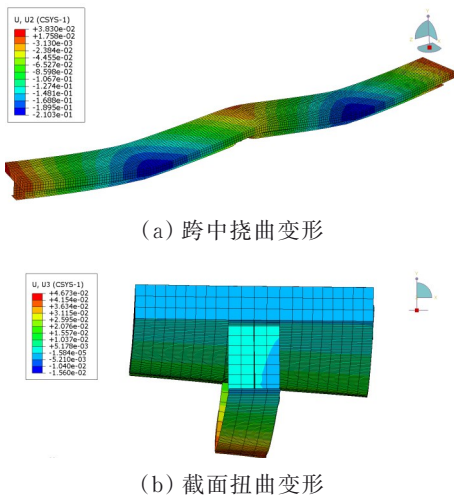


图 26 组合梁破坏形态

Fig.26 Failure mode of the composite beam

当温度升至约 510 °C 时,中支座处一侧腹板与下翼缘开始出现屈曲(图 27),但此时组合梁的整体变形仍较小,跨中挠度约为 40.5 mm,对应的扭转幅度约为 0.185 rad,表明结构尚具备继续承载的能力。随着温度进一步升高,屈曲范围逐渐扩展。至约 686 °C 时,中支座两侧腹板与下翼缘均已发生屈曲(图 14(a)),跨中扭转变形进一步增大至 0.303 rad;与此同时,测点 D1 挠度达到梁跨的 1/20(图 7)。此外,跨中区域非偏载一侧部分混凝土应力值已达 -32.8 MPa(图 20),达到高温下混凝土的屈服强度(对应温度下约 25.7 MPa),表明该处混凝土已被压碎。值得注意的是,此时跨中挠度下降速率为 2.333,尚未达到挠度破坏速率限值 3.333 ($L^2/9000D$),表明在达到该变形限值时,构件仍处于渐进破坏的发展阶段。

最终的破坏模式表现为:跨中区域梁体明显下挠并伴随扭转变形,混凝土板上表面受压破碎、下表面受拉开裂;中支座区域钢梁腹板与下翼缘发生局部屈曲,同时混凝土板上表面开裂。

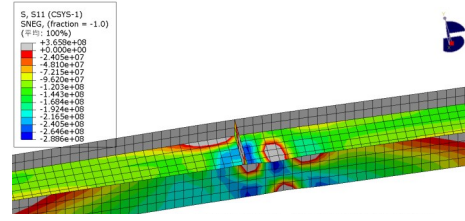


图 27 $T=510\text{ }^{\circ}\text{C}$ 负弯矩区钢梁腹板屈曲

Fig.27 Web buckling of the steel beam in the negative moment region at $T=510\text{ }^{\circ}\text{C}$

3 参数分析

3.1 不同扭转比的影响

3.1.1 跨中挠度随温度的变化

选取扭转比工况分别为无扭矩、1:8、1:10、1:12、1:16、1:20、1:24;其对应的荷载偏心距分别为 0、50、62.5、75、100、125、150 mm。

图 28 所示为在不同扭转比 ϕ 下组合梁跨中测点 D1 处的挠度随温度变化的曲线。从图 28(a)中可见,所有挠度曲线均呈现随温度升高而持续增长的趋势。随着扭转比的不断增大,其挠度增大速率逐渐减缓。这是由于扭转比越大,同一温度下扭转变形越大,可分担部分荷载效应,从而减缓挠度增长。然而,在不同扭转比下,组合梁的临界温度也有所差别。例如,当扭转比从 0 上升至 1:12 时,其临界温度由 676 °C 上升至 686 °C;而当扭转比从 1:12 继续上升至 1:8 时,其临界温度由 686 °C 减小至 639 °C。过大的扭转比导致组合梁提早进入破坏阶段,如图 29 所示,扭转比为 1:8 时,组合梁负弯矩区的钢梁腹板在 483 °C 即发生屈曲(图 29(a)中灰色区域),而扭转比为 0 时则至 521 °C 才出现屈曲(图 29(b)中灰色区域),且屈曲位置更靠近中支座。

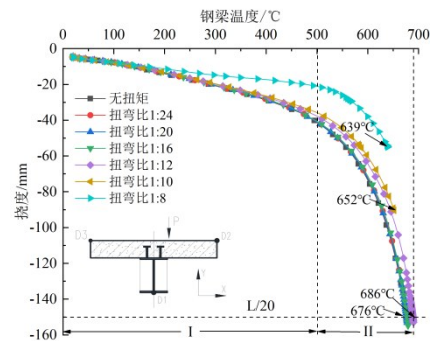


图 28 不同扭转比下跨中挠度-温度曲线(测点 D1)

Fig.28 Mid-span deflection-temperature curves under different torsion-to-bending ratios (measuring point D1)

3.1.2 跨中侧向位移及扭率随温度的变化

图 30 为在不同扭转比下测点 D1 处侧向位移及跨中扭率随温度变化的曲线。

从图 30(a)可见,扭转比越大,扭率增长速率也

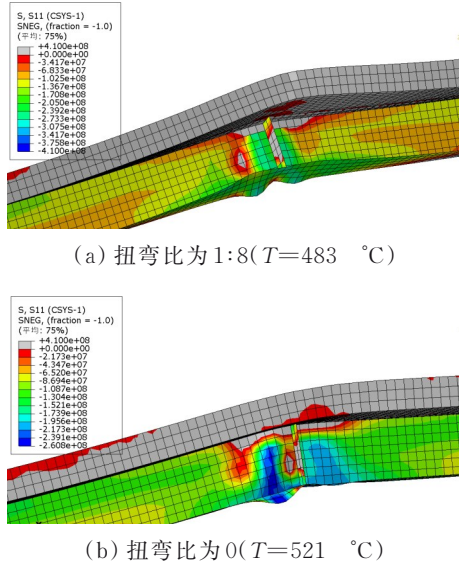
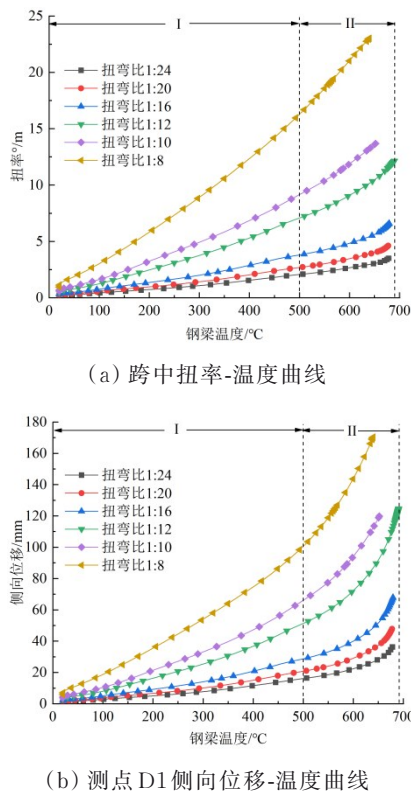
(a) 扭弯比为 1:8 ($T=483\text{ }^{\circ}\text{C}$)(b) 扭弯比为 0 ($T=521\text{ }^{\circ}\text{C}$)

图 29 中支座处钢梁腹板屈曲

Fig.29 Web buckling of the steel beam at the intermediate support



(a) 跨中扭率-温度曲线

(b) 测点 D1 侧向位移-温度曲线

图 30 跨中侧向位移和扭率随温度的变化

Fig.30 Variation of mid-span lateral displacement and twist rate with temperature

越快。具体而言,当扭弯比从 1:24 增至 1:8 时,在 $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ 至临界温度区间内,各工况下的扭率增长速率分别为 0.005、0.007、0.009、0.018、0.021、0.035 ($^{\circ}$)/m。这是由于扭弯比越大,扭矩对截面扭转变形的贡献越显著,在抗扭刚度一定时,扭率随之越大。

测点 D1 处侧向位移随温度的变化规律与扭率

类似(图 30(b)),扭弯比越大,侧向位移增长速率也越快。例如,在扭弯比分别为 1:24 至 1:8 的工况下,其侧向位移增长速率分别为 0.051、0.066、0.098、0.180、0.185、0.269 mm/ $^{\circ}\text{C}$;这本质上仍是扭矩主导的变形响应。值得注意的是,扭弯比从 1:24 增至 1:8,仅增大 3 倍,但扭率增长速率与侧向位移增长速率却分别放大了约 7 倍和 5 倍,呈现出明显的非线性放大效应。这表明在高温下,扭矩的作用不可忽视,扭弯比越大,结构对温度升高的变形敏感性越强。

3.2 不同抗剪连接程度的影响

3.2.1 界面相对滑移随温度的变化

图 31 所示为不同连接程度下界面纵向相对滑移随温度变化的曲线,各曲线变化趋势基本相似。以连接度 0.4 的曲线为例,其滑移发展过程可划分为 3 个阶段。阶段 I ($20\sim 100\text{ }^{\circ}\text{C}$),纵向相对滑移随温度上升而逐渐减小;此阶段组合梁弯曲变形尚不明显,钢梁的轴向热膨胀起主导作用,使界面相对滑移有所减小。阶段 II ($100\sim 500\text{ }^{\circ}\text{C}$),纵向相对滑移随温度上升而缓慢增大;该阶段栓钉温度升高较慢,仍具备较强的抗剪承载力,因而滑移增长平缓。阶段 III ($500\sim 700\text{ }^{\circ}\text{C}$),栓钉温度显著升高,材料性能退化导致抗剪承载力下降,组合梁弯曲变形快速增大,因此滑移迅速增长。

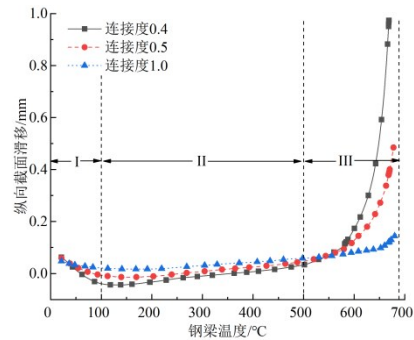


图 31 端部界面相对滑移曲线

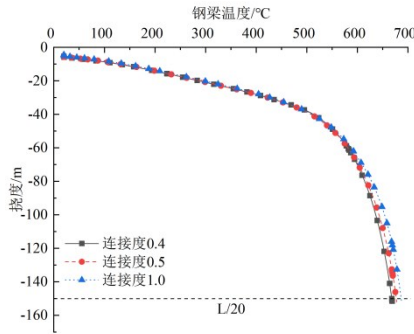
Fig.31 End interface relative slip curves

此外,连接程度越高,界面纵向相对滑移的变化幅度越小。例如,当组合梁达到破坏时,连接度为 0.4 的组合梁相对滑移可达 1 mm,而完全抗剪连接的组合梁截面滑移为仅 0.2 mm 左右。这是由于组合梁抗剪连接度越低,钢梁对混凝土板的约束作用越弱,故截面相对滑移更大。

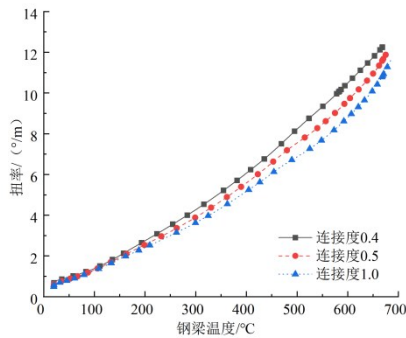
3.2.2 跨中挠度及扭率随温度的变化

图 32 所示为不同连接程度下跨中挠度与扭率随温度的变化曲线。由图 32(a)可见,在 $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ 之前,各连接程度下的挠度曲线基本重合,表明此阶段抗剪连接度对抗弯性能影响较小;这是因为该阶

段挠度增长相对缓慢,弯曲变形引起的界面滑移较小,界面组合作用均能有效维持。超过 500 °C 后,连接度越低,挠度增长速率越快;这是由于高温下栓钉抗剪承载力显著退化,低连接度梁界面滑移迅速增大(图 31),组合作用削弱,截面抗弯刚度下降加快。



(a) 竖向挠度-温度曲线



(b) 扭率-温度曲线

图 32 连接度对组合梁的影响

Fig.32 Influence of shear connection degree on the composite beam

由图 32(b)可见,扭率曲线呈现出类似规律:连接程度越低,扭率增长速率越快。这是因为栓钉数量减少导致界面抗剪刚度降低,高温下栓钉性能退化进一步削弱组合作用,截面抗扭刚度下降,扭转变形随之加剧。

3.3 不同受火方式的影响

3.3.1 跨中挠度随温度的变化

选取 4 种受火工况,即单跨受火、双跨受火、单跨局部受火以及负弯矩区受火,每种工况组合梁的跨中荷载均为同侧偏心荷载,受火示意如图 33 所示。

图 34 所示为 4 种受火工况下组合梁跨中挠度随温度的变化曲线。由图 34 可见,各工况曲线在形态上存在明显差异。

1) 单跨受火与双跨受火的挠度-温度曲线较为接近,均随温度升高而持续增长。这是由于两种工况下受火跨的钢梁与混凝土板均经历相似的温度

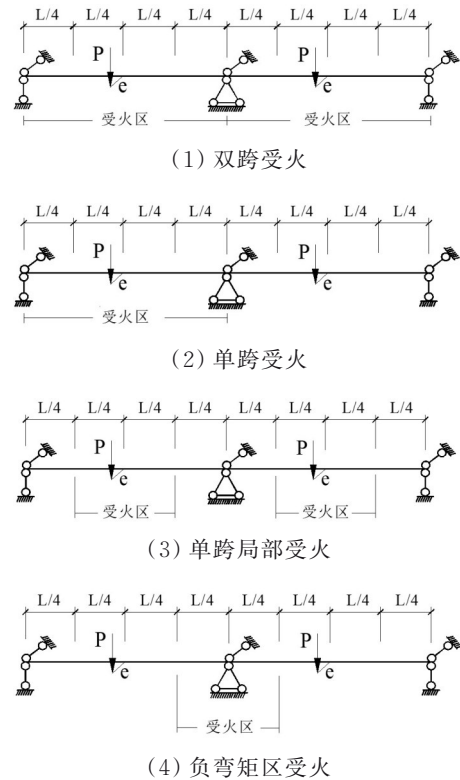


图 33 受火工况示意图

Fig.33 Schematic of fire exposure scenarios

历程,材料性能退化路径基本一致,因此挠度发展规律相近。

2) 单跨跨中局部受火的跨中挠度在同温度下明显小于单跨受火和双跨受火。其原因在于,该工况仅跨中区域受火,负弯矩区未直接受火,该区域钢材与混凝土的力学性能未发生明显退化;同时,未受火区域对受火跨段形成约束,有效抑制了挠度发展。

3) 负弯矩区受火的跨中挠度在 4 种工况中最小,且在整个升温过程中变化平缓。这是因为该工况仅负弯矩区直接受火,跨中正弯矩区未受火,截面抗弯刚度退化有限。然而,当温度升至约 700 °C 时,负弯矩区钢梁与混凝土力学性能严重退化,无法继续承受弯扭荷载,导致挠度突增。

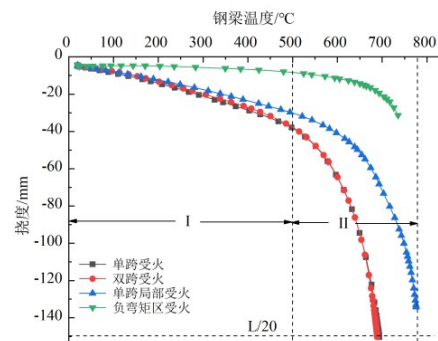
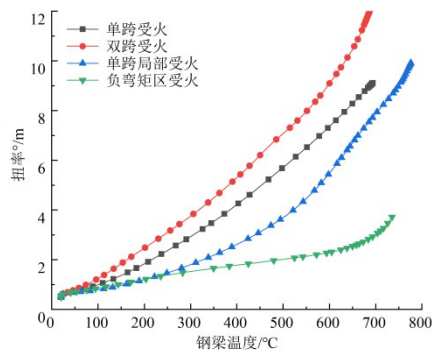


图 34 跨中挠度随温度的变化曲线

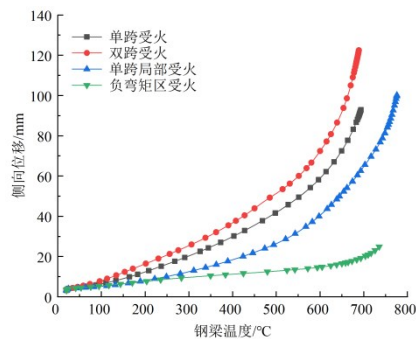
Fig.34 Mid-span deflection-temperature curves

3.3.2 跨中扭率及侧向位移随温度的变化

图 35 为 4 种受火工况下组合梁跨中扭率与侧向位移随温度的变化曲线。



(a) 扭率-温度曲线



(b) 侧向位移-温度曲线

图 35 跨中扭转随温度的变化情况

Fig.35 Variation of mid-span torsion with temperature

由图 35(a)可见,各工况扭率均随温度升高而增大,但增长幅度存在明显差异。相同温度下,双跨受火的扭率最大,负弯矩区受火的扭率最小;单跨受火与单跨局部受火介于两者之间。且在升温前期,单跨受火与负弯矩受火的跨中扭率基本相同。这是由于局部受火工况下受火区域较短,非受火梁段对受火段形成约束,有效抑制了扭矩引起的扭转变形,因此扭率小于全跨受火工况。

由图 35(b)可见,各受火工况的侧向位移均随温度升高而增大,其中双跨受火工况增长最快。这是因为双跨受火使梁两侧材料性能均发生退化,侧向约束减弱,横向变形发展更为充分。负弯矩区受火的侧向位移增长最为缓慢,仅在临近破坏阶段才有所增加,最终侧向位移未超过 3 cm。

4 结论

通过对钢-混连续组合梁在弯扭联合作用下的抗火性能进行有限元研究,得到以下结论:

1)在高温与弯扭耦合作用下,组合梁跨中区域显著下挠并伴随扭转,跨中混凝土板上表面发生压碎破坏、下表面出现受拉开裂;中支座区域钢梁发

生多区域、多点局部屈曲,对应位置混凝土板上表面亦产生开裂。

2)高温下,钢梁最大弯矩在 300 °C 前集中于中支座,300 °C 后逐步向跨中转移;扭矩在 20~200 °C 间向边支座转移,200~500 °C 间整体上升并在加载点处达峰值,500 °C 后整体减小。

3)与纯弯作用下翼缘应力均匀分布不同,弯扭联合下约束扭转翘曲正应力与弯曲正应力叠加,导致翼缘两侧应力不对称。升温前期(20~300 °C),这种不对称主要源于钢梁下翼缘的翘曲应力;升温后期(300~686 °C),钢梁软化,翘曲应力转而通过混凝土板影响破坏模式。

4)高温下,剪应力因混凝土板与钢梁刚度退化差异而持续向刚度较大、退化较慢的部件迁移。20~300 °C 内,剪应力由混凝土板向钢梁转移;300~686 °C 内,剪应力转而在混凝土板迁移。

5)参数分析结果表明,扭转比增大可减缓跨中挠度增长速率,但临界温度呈先升后降趋势,同时扭率与侧向位移呈现明显的非线性放大效应,高温下扭矩作用不可忽视;抗剪连接度主要影响约 500 °C 后的结构响应,连接度越低,界面滑移越大,约 500 °C 后挠度与扭率增长越快,组合作用削弱更为显著;受火方式对变形发展影响显著,双跨受火与单跨受火的挠度和扭率最大,单跨局部受火次之,负弯矩区受火最小。

参考文献

- [1] Kodur V, Naser M Z. Fire hazard in transportation infrastructure: Review, assessment, and mitigation strategies [J]. Frontiers of Structural and Civil Engineering, 2021, 15(1): 46-60.
- [2] 张岗,赵晓翠,宋超杰,等.桥梁火灾科学与安全保障技术综述[J].交通运输工程学报,2023,23(6): 94-113.
Zhang G, Zhao X C, Song C J, et al. Review on bridge fire science and safety guarantee technology[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2023, 23(6): 94-113. (in Chinese)
- [3] 张岗,宋超杰,李徐阳,等.碳氢火灾下钢-混组合梁破坏试验研究[J].中国公路学报,2022,35(6): 135-146.
Zhang G, Song C J, Li X Y, et al. Experimental study on failure of steel-concrete composite bridge girders under hydrocarbon fire exposure conditions[J]. China Journal of Highway and Transport, 2022, 35(6): 135-146. (in Chinese)
- [4] 陈巍,沈锐利,龚旺,等.H型钢混组合梁耐火极限时间研究[J].防灾减灾工程学报,2021,41(5): 960-967, 1000.
Chen W, Shen R L, Gong W, et al. Study on fire

- resistance of H-shaped steel-concrete composite beams [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2021, 41(5): 960-967, 1000. (in Chinese)
- [5] Zhou H T, Li S Y, Zhang C, et al. Modeling fire performance of externally prestressed steel-concrete composite beams[J]. Steel and Composite Structures, 2021, 41(5): 625-636.
- [6] 陈喜芝, 周焕廷, 阮健, 等. 负弯矩区采用 RPBL 连接的钢-混凝土组合梁高温下截面塑性铰演化研究[J]. 建筑钢结构进展, 2025, 27(8): 92-99.
- Chen X Z, Zhou H T, Ruan J, et al. Study on the evolution of plastic hinges in the negative moment region of steel-concrete composite beams with RPBL connections at high temperatures[J]. Progress in Steel Building Structures, 2025, 27(8): 92-99. (in Chinese)
- [7] Turetta M, Odenbreit C, Khelil A, et al. Investigations on the lateral-torsional buckling of an innovative U-shaped steel beam[J]. Structures, 2022, 44: 1328-1346.
- [8] Yang Y L, Yang Q J, Liu Y, et al. Torsional performance of web-embedded U-shaped steel-concrete composite beams[J]. Engineering Structures, 2025, 336: 120169.
- [9] Zhang Z C, Qin W H, Wang J Q, et al. Experimental and theoretical studies on torsional rigidities and capacities of U-shaped steel-encased concrete composite beams under pure and combined torsions[J]. Engineering Structures, 2025, 337: 120487.
- [10] Chen Y L, Zhang S S, Chen Z P. Experimental study on steel reinforced concrete T-section beam subjected to pure torsion and combined action of bending-torsion[J]. Structures, 2022, 46: 1000-1015.
- [11] Zhang X, Xue J Y, Ren R, et al. Test on pure torsion behavior of channel steel reinforced concrete beams[J]. Journal of Building Engineering, 2021, 44: 102967.
- [12] Zhou H T, Hao C L, Zheng Z Y, et al. Numerical studies on fire resistance of prestressed continuous steel-concrete composite beams[J]. Fire Technology, 2020, 56(3): 993-1011.
- [13] Zhou H T, Li S Y, Chen L, et al. Fire tests on composite steel-concrete beams prestressed with external tendons[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 143: 62-71.
- [14] EN 1993-1-2: 2005 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules-structural fire design[S].
- [15] EN 1994-1-2: 2005 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design[S].
- [16] Martinez J, Jeffers A E. Analysis of restrained composite beams exposed to fire[J]. Engineering Structures, 2021, 234: 111740.
- [17] Kildashti K, Katwal U, Tao Z, et al. Numerical simulation of steel-concrete composite beams and slabs at elevated temperatures[J]. Engineering Structures, 2024, 315: 118297.
- [18] 周焕廷, 郑志远, 陈志华. 初始残余应力对预应力钢-混凝土连续组合梁抗火性能影响[J]. 建筑结构学报, 2022, 43(5): 130-139, 148.
- Zhou H T, Zheng Z Y, Chen Z H. Effect of initial residual stress on fire resistance of prestressed steel-concrete continuous composite beams[J]. Journal of Building Structures, 2022, 43(5): 130-139, 148. (in Chinese)
- [19] Zhou H T, Wang Z Z, Naser M Z, et al. Large scale fire resistance tests of prestressed continuous steel-concrete composite beams to evaluate the effects of geometric imperfections[J]. Thin-Walled Structures, 2023, 186: 110709.
- [20] 胡少伟, 陈亮. 复合弯扭作用下预应力钢箱高强混凝土组合梁受力性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(增刊 1): 379-384.
- Hu S W, Chen L. Experimental study on prestressed steel-high strength concrete composite box beams under combined bending and torsion[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(S1): 379-384. (in Chinese)

(编辑 XXX)