

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2014.03.011

高强度 Q460 钢梁抗火性能研究(I)——理论分析

王卫永¹, 周一超¹, 于宝林², 彭川³

(1. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045; 2. 密歇根州立大学 土木与环境工程系, 美国 密歇根 48824;
3. 重庆理工大学 资产管理公司, 重庆 400050)

摘要:为了得到高强度 Q460 钢梁高温下的抗火性能, 采用有限差分法推导了高温下高强度 Q460 钢梁的截面温度计算方法并计算了温度分布, 提出了钢梁各个组件温度的修正公式。基于常温下钢梁的整体稳定临界弯矩, 根据 Q460 钢材的高温力学性能参数, 分析得到了高强度 Q460 钢梁高温下临界弯矩和整体稳定验算参数; 并利用等效刚度法考虑了温度不均匀分布的影响, 研究了高强度 Q460 钢梁在不均匀温度下的极限承载力、临界温度和稳定系数。

关键词:不均匀温度; 高强钢; 抗火性能; 钢梁

中图分类号: TU392 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2014)03-0064-08

Fire Resistance Analysis of High Strength Q460 Steel Beams-Part I: Theoretical Analysis

Wang Weiyong¹, Zhou Yichao¹, Yu Baolin², Peng Chuan³

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China;

2. Department of Civil and Environmental Engineering, Michigan State University, Michigan 48824, USA

3. Assets Management Company, Chongqing, Chongqing University of Technology, Chongqing 400050, P. R. China)

Abstract: In order to investigate the fire resistance of high strength steel beams made from Q460, the method to compute temperature distribution of high strength Q460 steel beams was derived and the temperature distribution was calculated by using finite difference method. The modified equations of temperature for components of steel beam were proposed. According to critical moment at room temperature and mechanical properties of high strength Q460 steel at elevated temperature, the critical moment and stability checking coefficient were obtained by analysis. The load bearing capacity and critical temperature as well as stability factor were studied by using equivalent stiffness method through considering the effect of temperature gradient on stiffness.

Key words: Non-uniform temperature; high strength steel; fire resistance; steel beam

建筑高强度钢材具有强度高, 塑性韧性好等优点, 在建筑结构中得到了广泛应用。最典型的是中国国家体育中心, 采用了大量的 Q460 钢材^[1]。高强钢和普通钢类似, 不耐火, 在高温下容易发生破坏^[2]。目前普通钢梁的抗火研究成果较多, 例如:

Skowronski^[3]进行了火灾下钢梁变形研究; Burgess 等^[4]对受火状态下钢梁的受力性能进行了研究; Liu 等^[5]进行了一批约束钢梁的抗火性能试验, 比较全面和系统地研究了其抗火性能; Real 等^[6]对工字型钢梁在高温下整体稳定性进行了试验和数值分析;

收稿日期: 2013-10-16

基金项目: 重庆市高等学校青年骨干教师资助计划; 中国博士后科学基金(20110490811, 2012T50765)

作者简介: 王卫永(1982-), 男, 副教授, 博士, 主要从事结构抗火性能研究, (Email) wywang@cqu.edu.cn.

Real 等^[7]还对火灾下钢梁的整体稳定进行了数值分析;Yin 等^[8]对工字型钢梁在温度不均匀分布下的整体稳定性进行了数值分析;Mesquita 等^[9]对无侧向约束 H 形钢梁的临界温度进行了试验研究和数值模拟;Zhang 等^[10]研究了局部火灾下约束钢梁的抗火性能;Wong^[11]对温度梯度下钢梁受弯承载力的修正系数进行了深入研究;Dwaikat 等^[12]对约束钢梁的抗火性能进行了数值分析;李国强等^[13]对轴向约束工字型焊接钢梁进行了抗火试验研究;李国强等^[14-15]根据约束钢梁高温下大变形状态内力平衡理论,对高温下的约束钢梁进行了理论研究;丛术平等^[16]对不同荷载比的两根 H 型钢筒支梁进行了抗火性能试验研究;陆立新等^[17]针对马鞍山钢铁公司开发的 Q345 级耐火钢进行了试验研究;李晓东等^[18]对 6 根 H 型截面钢梁进行了火灾行为的试验研究;栾艳萍等^[19]对几种不同边界约束条件下受火钢梁行为的进行了比较分析。

高强钢和普通钢都不耐火,但由于两类钢材高温力学性能的差异^[20],导致了二者在抗火性能方面存在很大的区别。此外,钢梁受火时由于各组件所处的位置不同,导致了温度的不均匀分布,目前还没有发现考虑温度不均匀分布后的高强度钢梁抗火性能研究报道。笔者基于高强 Q460 钢的高温力学性能,采用等效刚度法对不均匀温度下的高强度 Q460 钢梁的抗火性能进行了理论研究,另一篇文章^[21]对温度计算结果和理论分析结果进行了验证,并提出了高强度钢梁抗火设计的简化方法。

1 钢材高温力学性能

高强度钢材由于化学成分与普通钢不同,导致其高温下力学性能与普通钢有较大的差别,所以《建筑钢结构防火技术规范》(CECS200:2006)^[22]中给出的力学性能参数不适用于高强钢 Q460,笔者采用刘兵等^[23]的试验研究结果作为钢材的高温力学性能参数:

1) 高强度 Q460 钢高温下屈服强度

$$\frac{f_{y,T}}{f_y} = -5.589 \times 10^{-14} T^5 + 1.379 \times 10^{-10} T^4 -$$

$$1.2126 \times 10^{-7} T^3 + 4.180 \times 10^{-5} T^2 - 4.67 \times 10^{-3} T + 1.068 \quad (1)$$

式中: $f_{y,T}$ 为温度 T (°C) 时高强度 Q460 钢的屈服

强度; f_y 为常温下高强度 Q460 钢的屈服强度。

2) 高强度 Q460 钢高温下弹性模量:

$$\frac{E_T}{E} = -1.3836 \times 10^{-9} T^3 + 7.4042 \times 10^{-7} T^2 -$$

$$3.6861 \times 10^{-4} T + 1.0108 \quad (2)$$

式中: E_T 为温度 T (°C) 时高强度 Q460 钢的弹性模量; E 为常温下高强度 Q460 钢的弹性模量。

泊松比受温度变化影响很小,忽略高温下泊松比的变化,取值为 $\nu_s = 0.3$ 。钢材的应力-应变关系采用 EC3^[24] 建议的公式。

2 钢梁截面温度分布

目前的抗火设计规范对单个钢构件的抗火设计没有考虑不均匀温度的问题。由于钢梁是三面受火,造成截面温度分布不均匀。三面受火的钢梁可分为 3 个组件:下翼缘、腹板和连接于楼板上翼缘,根据每部分的形状系数,分别对其进行温度计算。

通过大量的热分析结果可知,在一个温度场中,钢板件温度的大小主要与构件的形状系数(单位体积的受火表面积)有关,温度的升高主要是由于热空气的热量通过对流和辐射的形式传递到板件上,而构件中板件之间的热传递较小。因此,对于单个板件(钢梁下翼缘、腹板和上翼缘),在宽度或高度范围内温度梯度不大。每一部分温度均采用板件中心的温度作为代表值进行计算和分析。

笔者进行温度分析时采用了以下基本假定:1) 沿钢梁轴线方向温度保持不变;2) 不考虑翼缘和腹板之间的热传导;3) 忽略上翼缘和楼板之间的传热,上翼缘上表面简化为绝热状态。

火灾作用下,根据钢梁本身的截面特性,升温计算一般采用差分代替微分的方法,用增量法求得数值解。根据文献^[22],钢构件升温的计算可以采用增量法来完成,如式(3)所示,初始温度一般设定为 20°C。

$$T_s(t + \Delta t) = \frac{B}{\rho_s c_s} [T_g(t) - T_s(t)] \cdot \Delta t + T_s(t) \quad (3)$$

式中: T_g 为钢梁周围空气的温度; T_s 为钢梁的温度; Δt 为时间增量,一般 $\Delta t \leq 30$ s; c_s 为钢材比热容,取 600 J/(kg·°C); ρ_s 为钢材密度; B 为钢构件

单位长度综合传热系数。

采用有限差分法计算钢梁各组件的温度,下翼缘宽度、腹板高度均远大于其厚度,为节约计算机资源,取一半的模型进行计算,腹板沿厚度方向的中心线可视为绝热线。计算简图如图 1(a)所示。

腹板和下翼缘的厚度设为 2δ ,温度的初始值设为 20°C ,根据热平衡原理得到腹板和下翼缘的导热微分方程和相应的初始条件、边界条件,如式(4)所示。

$$\left. \frac{\partial T}{\partial t} \right|_{x=0} = 0; \left. \frac{\partial T}{\partial t} \right|_{0 < x < \delta} = \alpha \frac{\partial^2 T}{\partial x^2};$$

$$\lambda_s \left. \frac{\partial T}{\partial t} \right|_{x=\delta} = K(T_g - T|_{x=\delta}) + \frac{\Delta x}{2} c_s \rho_s \left. \frac{\partial T}{\partial t} \right|_{x=\delta};$$

$$T|_{t=0} = 20 \quad (4)$$

式中: α 为钢梁的导热系数, $\alpha = \lambda_s / \rho_s c_s$; K 为综合传热系数; λ_s 为钢材导热系数,可采用欧洲规范 EC3^[24] 给出的方法确定; c_s 亦采用 EC3^[24] 给出的公式计算。

将式(4)方程组转化为有限差分格式

$$T_1^{k+1} = 2\alpha \Delta t \cdot T_2^k / \Delta x^2 + (1 - 2\alpha \cdot \Delta t / \Delta x^2) T_1^k \quad (5.1)$$

$$T_i^{k+1} = \alpha \cdot \Delta t (T_{i-1}^k + T_{i+1}^k) / \Delta x^2 + (1 - 2\alpha \cdot \Delta t / \Delta x^2) T_i^k \quad (5.2)$$

$$T_n^{k+1} = 2\alpha \cdot \Delta t (T_{n-1}^k + K \Delta x \cdot T_g^k / \lambda) / \Delta x^2 + (1 - 2K\alpha \cdot \Delta t / \lambda \Delta x - 2\alpha \cdot \Delta t / \Delta x^2) T_n^k \quad (5.3)$$

$$T_i^0 = 20 \quad (5.4)$$

式中 T_i^{k+1} 为第 $k+1$ 时刻钢梁第 i 层的温度。

钢梁上翼缘可简化为单面受火,由于上部与混凝土楼板相连,采用绝热边界。计算简图如图 1(b)所示。上翼缘的厚度设为 2δ ,根据热平衡原理可以得到上翼缘的导热微分平衡方程和定解条件,如式(6)。

$$\left. \frac{\partial T}{\partial t} \right|_{x=S} = 0;$$

$$\left. \frac{\partial T}{\partial t} \right|_{S < x < S+2\delta} = \alpha \frac{\partial^2 T}{\partial x^2};$$

$$\lambda_s \left. \frac{\partial T}{\partial x} \right|_{x=S+2\delta} = K(T_g - T|_{x=S+2\delta}) + \frac{\Delta x}{2} c_s \rho_s \left. \frac{\partial T}{\partial t} \right|_{x=S+2\delta} \quad (6)$$

式(6)与式(4)形式相同,不同之处在于设置的绝热边界位置不同,因此式(6)转化为有限差分格式方程的过程与前述相同。

根据上面的理论和方法编制了 Fortran 计算机

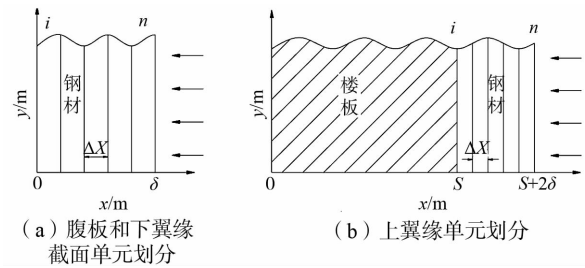
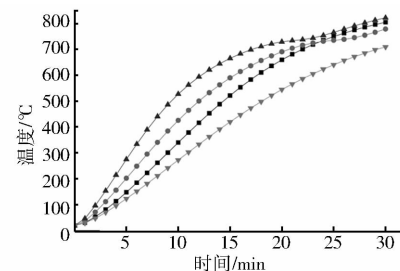


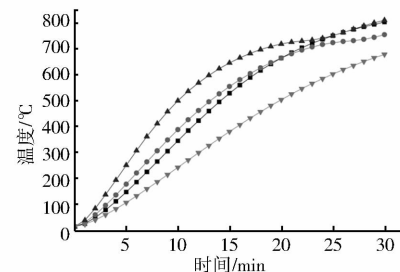
图 1 有限差分法单元划分示意图

程序,给定合适的 Δx 和 Δt ,钢梁截面各部分的温度就可以求解出来,进而得到钢梁沿截面的温度分布。

采用不同尺寸的 H 型钢梁(截面高度 250~500 mm,宽度 200~300 mm,板件厚度 8~15 mm),对上述两种升温计算方法增量法和有限差分法进行了对比,得到不同时刻不同位置截面的温度分布,如图 2 所示。从图 2 中可以看出,CECS200 所采用的钢梁升温模型,能较好地反映均匀受火的钢梁截面的平均温度。钢梁的平均温度较接近于下翼缘的温度,腹板的温度最高,上翼缘温度最低,整个截面温度梯度较大。从图中还可以看出,当腹板和下翼缘的温度大约 730°C 时,温度曲线上出现短暂的平台。原因是升温模型中的材料参数采用欧规 EC3^[24] 给定的比热容,在温度为 730°C 左右时,钢材的比热容达到 $5000 \text{ J}/(\text{kg} \cdot \text{K})$,远大于其他温度下的比热。



(a) HW250 × 250 × 9 × 4 截面温度对比



(b) HN500 × 200 × 10 × 16 截面温度对比

注: —■— CECS200 —●— 下翼缘 —▲— 腹板 —◆— 上翼缘

图 2 CECS200 和有限差分法计算结果的对比

为了方便地得到钢梁截面温度的表示方法,采取相对值的形式将各个组件的温度表示为平均温度的函数。使用线性拟合技术,得到各部件的温度修正系数。

下翼缘:

$$\eta_{bf} = \begin{cases} 3.125 \times 10^{-3} \times T_s + 0.9375 & 20^\circ\text{C} \leq T_s \leq 100^\circ\text{C} \\ -4.39 \times 10^{-4} \times T_s + 1.2939 & 100^\circ\text{C} < T_s \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (7)$$

式中: T_s 为温度均匀分布的钢梁温度; η_{bf} 为下翼缘温度的修正系数。

腹板:

$$\eta_{wb} = \begin{cases} 0.01 \times T_s + 0.8 & 20^\circ\text{C} \leq T_s \leq 100^\circ\text{C} \\ -1.36 \times 10^{-3} \times T_s + 1.936 & 100^\circ\text{C} < T_s \leq 500^\circ\text{C} \\ -1.024 \times 10^{-3} \times T_s + 1.768 & 500^\circ\text{C} < T_s \leq 750^\circ\text{C} \\ 1 & 750^\circ\text{C} < T_s \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (8)$$

式中 η_{wb} 为腹板温度修正系数。

上翼缘:

$$\eta_{tf} = \begin{cases} -1.538 \times 10^{-3} \times T_s + 1.0307 & 20^\circ\text{C} < T_s \leq 150^\circ\text{C} \\ 0.8 & 150^\circ\text{C} < T_s \leq 600^\circ\text{C} \\ 4 \times 10^{-4} \times T_s + 0.56 & 600^\circ\text{C} < T_s \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (9)$$

式中 η_{tf} 为上翼缘温度修正系数。

ISO834 标准升温条件下,考虑温度不均匀分布,钢梁截面的三部分组件的温度可按式计算:

$$T_{bf} = \eta_{bf} T_s; T_{wb} = \eta_{wb} T_s; T_{tf} = \eta_{tf} T_s \quad (10)$$

式中: T_{bf} 为修正后下翼缘的温度; T_{wb} 为修正后腹板的温度; T_{tf} 为修正后上翼缘的温度。

3 钢梁的抗火性能分析

钢梁的破坏形式主要有强度破坏和整体失稳破坏两种形式,强度破坏的分析和验算可直接采用钢梁上的荷载效应与钢材的抗力的相对大小来判断。对于钢梁是否会发生侧向弯扭屈曲,主要根据钢梁发生整体失稳时的临界弯矩和所受弯矩的大小来判断。由钢梁的整体失稳理论可知,钢梁的整体稳定临界弯矩与侧向抗弯刚度、抗扭刚度、荷载分布情况及位置有关。而抗弯刚度和抗扭刚度仅与材料的弹性模量、剪切模量与截面尺寸有关。

高强度钢梁与普通钢梁相比,钢材屈服强度提高,弹性模量基本没有变化。因此,普通钢梁的稳定理论适用于高强度钢梁。此外,火灾高温对钢材的力学性能产生较大的影响,主要是降低钢材的屈服强度和弹性模量,因此,只要将常温下的弹性模量换成高温下的弹性模量,常温下的稳定理论就适用于

高温下的状况。基于该分析,采用高温弹性模量代替常温弹性模量得到温度均匀分布的高强度 Q460 钢梁的临界弯矩。

3.1 温度均匀分布的钢梁整体稳定性能

一般情况下,钢梁的整体稳定破坏是由于承受的弯矩达到了临界弯矩。根据弹性理论,绕强轴发生弯曲的对称截面钢梁的临界弯矩计算式为

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} \cdot [C_2 \alpha + C_3 \beta + \sqrt{(C_2 \alpha + C_3 \beta)^2 + \frac{I_\omega}{I_y} \left(1 + \frac{GI_t l^2}{\pi^2 EI_\omega}\right)}] \quad (11)$$

式中: C_1 、 C_2 和 C_3 为与荷载类型(均布荷载或集中荷载等)有关的系数; α 为荷载作用点至截面剪力中心的距离,作用点在剪力中心上方时,取负值,反之取正值; β 为截面不对称性参数,双轴对称截面为 0; I_y 为钢梁截面对弱轴 y 轴惯性矩; I_ω 为钢梁截面扇性惯性矩; I_t 为钢梁截面扭转惯性矩; l 为钢梁跨度; E 为钢材弹性模量; G 为钢材剪切模量。

高温作用下的钢梁,只有弹性模量 E 和剪切模量 G 与温度有关,因此式(11)应当适用于高温下的情况,即

$$M_{crT} = C_1 \frac{\pi^2 E_T I_y}{l^2} \cdot [C_2 \alpha + C_3 \beta + \sqrt{(C_2 \alpha + C_3 \beta)^2 + \frac{I_\omega}{I_y} \left(1 + \frac{G_T I_t l^2}{\pi^2 E_T I_\omega}\right)}] \quad (12)$$

式中: M_{crT} 为高温下受弯构件临界温度; E_T 为温度为 T_s 时的弹性模量; G_T 为温度为 T_s 时的剪切模量。

根据稳定系数的含义,钢梁临界弯矩的计算公式又可写成

$$M_{cr} = \varphi_b W f_y \quad (13.1)$$

$$M_{crT} = \varphi_{bT} W f_{yT} \quad (13.2)$$

式中: W 为钢梁的毛截面模量; φ_b 、 φ_{bT} 为弹性状态下常温和高温下钢梁的整体稳定系数。

钢梁高温和常温的整体稳定系数比值为稳定验算参数 α_b ,不考虑温度对抗力分项系数的影响,则由式(13)可得

$$\alpha_b = \varphi_{bT} / \varphi_b = M_{crT} f_y / (M_{cr} f_{yT}) \quad (14)$$

不考虑钢材的温度对泊松比大小的影响,则 $G_T / E_T = G / E$,将式(11)、式(12)代入式(14),得

$$\alpha_b = E_T f_y / (E f_{yT}) \quad (15)$$

计算得到 α_b 后,将常温下钢梁的整体稳定系数乘以 α_b 即可得到高温下的整体稳定系数,当钢梁截

面进入塑性状态后,需要对整体稳定系数进行塑性修正,考虑修正的高温下整体稳定系数 φ'_{bT} 可采用式(16)表示,

$$\varphi'_{bT} = \begin{cases} \alpha_b \varphi_b & \alpha_b \varphi_b \leq 0.6 \\ 1.07 - 0.282/\alpha_b \varphi_b & \alpha_b \varphi_b > 0.6 \end{cases} \quad (16)$$

(结果大于 1.0 时取 1.0)

钢梁高温下的整体稳定验算公式为

$$M/(\varphi'_{bT} W) \leq f_{yT} \quad (17)$$

将式(1)、式(2)代入式(15),可以得到高强 Q460 钢梁高温下稳定验算参数 α_b , 并与普通钢梁的稳定验算参数进行了对比,见图 3 所示。再根据式(16)、式(17),即可进行高强 Q460 钢梁高温下的整体稳定验算。从图 3 中可以看出,高强钢梁与普通钢梁的稳定验算参数有很大的区别,不能使用普通钢梁的稳定验算参数进行高强钢梁的整体稳定验算。

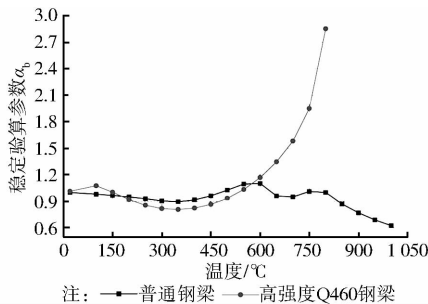


图 3 普通钢梁与高强钢梁稳定验算参数的比较

3.2 温度不均匀分布的钢梁整体稳定承载力

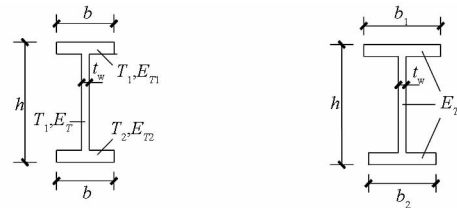
当考虑温度不均匀分布情况时,按照式(10)对温度进行修正,并假定钢梁各个组件的温度均匀分布,可根据截面等效刚度的原则考虑温度的不均匀分布对钢梁抗弯极限承载力的影响。

假定某个时刻腹板温度为 T ,将 T 作为变量,可由式(10)计算钢梁的平均温度 T_s ,上下翼缘的温度分别为 T_1 、 T_2 。进行钢梁抗火性能分析时,钢材弹性模量根据温度和常温下的弹性模量确定。即采用式(2)的折减系数,可得到相应温度下各部分板件的弹性模量:腹板为 E_T ,上翼缘为 E_{T1} ,下翼缘为 E_{T2} 。令 $f_1(T) = E_{T1}/E_T$, $f_2(T) = E_{T2}/E_T$ 得 $E_{T1} = f_1(T)E_T$, $E_{T2} = f_2(T)E_T$ 。

采用等效刚度法,使钢梁的两个翼缘对自身的两个对称轴抗弯刚度相同,从而对翼缘的宽度和厚度进行转换,如图 4 所示。

对上翼缘, $E_{T1}I_1 = f_1(T)E_T I_1 = f_1(T)E_T \cdot bt_i^3/12 = E_T \cdot [f_1(T)b]t_i^3/12 = E_T \cdot b_{f1}t_i^3/12$ 。

对下翼缘 $E_{T2}I_2 = f_2(T)E_T I_2 = f_2(T)E_T \cdot bt_i^3/12 = E_T \cdot [f_2(T)b]t_i^3/12 = E_T \cdot b_{f2}t_i^3/12$ 。



(a) 构件截面温度分布 (b) 等效刚度后构件截面尺寸变化

图 4 考虑温度不均匀分布的截面特性参数的变化

式中: I_1 和 I_2 分别为上翼缘和下翼缘对各自水平轴的惯性矩; b_{f1} 、 b_{f2} 分别为等效刚度转换之后的上、下翼缘宽度。

对钢梁的板件根据弹性模量的不同进行刚度等效后,翼缘的尺寸发生了变化,截面也从双轴对称的形式变成了单轴对称,等效截面之后,截面的特性参数采用上标 eq 标识,将这些参数代入公式(12),即可得到温度不均匀分布的受弯构件的临界弯矩 M_{crT}^{eq}

$$M_{crT}^{eq} = C_1 \frac{\pi^2 E_T I_y^{eq}}{l^2} [C_2 \alpha^{eq} + C_3 \beta^{eq} + \sqrt{(C_2 \alpha^{eq} + C_3 \beta^{eq})^2 + \frac{I_\omega^{eq}}{I_y^{eq}} \left(1 + \frac{G_T I_t^{eq} l^2}{\pi^2 E_T I_\omega^{eq}}\right)}] \quad (18)$$

式中: α^{eq} 为等效刚度后横向荷载作用点至截面剪力中心的距离; β^{eq} 为等效刚度后反映截面不对称程度的参数,按式(19)计算,

$$\beta^{eq} = \frac{1}{2 I_y^{eq}} \int_A y (x^2 + y^2) dA - y_0 \quad (19)$$

式中: I_y^{eq} 为等效刚度后钢梁截面绕弱轴 y 轴的惯性矩; I_ω^{eq} 为等效刚度后钢梁截面的扇性惯性矩; I_t^{eq} 为等效刚度后钢梁截面的抗扭惯性矩。

考虑温度不均匀分布后的高温临界弯矩又可写成:

$$M_{crT}^{eq} = \varphi_{bT}^{eq} W^{eq} f_{yT} \quad (20)$$

式中: W^{eq} 为等效刚度后钢梁的毛截面模量; φ_{bT}^{eq} 为考虑温度不均匀分布后的钢梁整体稳定系数。

此时, φ_{bT}^{eq} 可写成

$$\varphi_{bT}^{eq} = C_1 \frac{\pi^2 E_T I_y^{eq}}{l^2 W^{eq} f_{yT}} [C_2 \alpha^{eq} + C_3 \beta^{eq} + \sqrt{(C_2 \alpha^{eq} + C_3 \beta^{eq})^2 + \frac{I_\omega^{eq}}{I_y^{eq}} \left(1 + \frac{G_T I_t^{eq} l^2}{\pi^2 E_T I_\omega^{eq}}\right)}] \quad (21)$$

式(21)不方便应用,可按《钢结构设计规范》^[25]的方法进行简化处理。把承受纯弯荷载作用时的式(21)作为代表,在一般的截面尺寸下,式(19)中的积分结果与 y_0 相比,可以忽略,故取

$$\beta^{eq} \approx -y_0 \approx \frac{h}{2} \cdot \frac{I_1^{eq} - I_2^{eq}}{I_y^{eq}} = \frac{h}{2} (2\alpha_b^{eq} - 1) = 0.5 \eta_b^{eq} h \quad (22)$$

式中: I_1^{eq} 和 I_2^{eq} 分别为受压翼缘和受拉翼缘对腹板

轴线(y 轴)的惯性矩。

$$\alpha_b^{eq} = \frac{I_1^{eq}}{I_1^{eq} + I_2^{eq}} \approx \frac{I_1^{eq}}{I_y^{eq}} \quad (23)$$

$$\eta_b^{eq} = 2\alpha_b^{eq} - 1 = \frac{I_1^{eq} - I_2^{eq}}{I_y^{eq}} \quad (24)$$

由于钢梁上翼缘连接于混凝土楼板上,其温度比腹板和下翼缘低,采用等效刚度方法后,截面变成单轴对称截面,根据数值分析得到 $\beta^{eq} \approx 0.4\eta_b^{eq}h$,式(24)可调整为 $\eta_b^{eq} = 0.8(2\alpha_b^{eq} - 1)$ 。

同时,对截面的扭转惯性矩 I_t^{eq} 进行简化,采用式(25)计算:

$$I_t^{eq} = \frac{1.25}{3}(b_{f1}t_f^3 + b_{f2}t_f^3 + h_0t_{web}^3) \approx \frac{1}{3}(b_{f1}t_f + b_{f2}t_f + h_0t_{web})t_f^2 = \frac{1}{3}At_f^2 \quad (25)$$

式中 A 为钢梁的截面面积。

扇性惯性矩改写为:

$$I_\omega = \frac{I_1 I_2}{I_y} h^2 = \alpha_b(1 - \alpha_b)I_y h^2 \quad (26)$$

将式(22)、(25)、(26)代入式(21),可以求得纯

$$\beta_b^{eq} = \frac{2C_1}{h} \cdot \frac{C_2 \alpha^{eq} + C_3 \beta^{eq} + \sqrt{(C_2 \alpha^{eq} + C_3 \beta^{eq})^2 + I_\omega^{eq}/I_y^{eq}(1 + GI_t^{eq}l^2/(\pi^2 EI_\omega^{eq}))}}{\sqrt{1 + (\lambda_y^{eq} t_f / (4.4h))^2 + \eta_b^{eq}}} \quad (28)$$

由式(28)可知,只需将与截面有关的参数转换成等效刚度后的相应参数外,其余参数未发生变化。而且,对刚度进行等效后,截面变成了单轴对称截面,可按照《钢结构设计规范》^[25]附录B.1计算相应的数值。进而, φ_{bT}^{eq} 可按照式(29)计算。

$$\varphi_{bT}^{eq} = \beta_b^{eq} \frac{\pi^2 E_T}{2f_{yT}} \cdot \frac{A^{eq} h}{\lambda_y^{eq 2} W^{eq}} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y^{eq} t_f}{4.4h} \right)^2} + \eta_b^{eq} \right] \quad (29)$$

上述 φ_{bT}^{eq} 的计算是假定钢梁处于弹性状态,当工作时处于弹塑性状态时,钢梁的整体稳定临界应力将明显降低,需要考虑塑性的影响而进行调整。根据现行《钢结构设计规范》^[25]GB50017的规定,在高温下,当 $\varphi_{bT}^{eq} > 0.6$ 时,以 φ_{bT}^{eq} 替代 φ_{bT}^{eq}

$$\varphi_{bT}^{eq} = 1.07 - 0.282/\varphi_{bT}^{eq} \quad (\text{结果大于} 1.0 \text{ 时取} 1.0) \quad (30)$$

因此,高温下温度不均匀分布的钢梁整体稳定系数 φ_{bT}^{eq} 可采用式(31)确定:

$$\varphi_{bT}^{eq} = \begin{cases} \varphi_{bT}^{eq} & \varphi_{bT}^{eq} \leq 0.6 \\ 1.07 - 0.282/\varphi_{bT}^{eq} & \varphi_{bT}^{eq} > 0.6 \\ (\text{结果大于} 1.0 \text{ 时取} 1.0) & \end{cases} \quad (31)$$

则考虑温度不均匀分布的钢梁高温下的整体稳定验算公式为

$$M/(\varphi_{bT}^{eq} W^{eq}) \leq \eta_T \gamma_R f \quad (32)$$

弯曲条件下考虑温度不均匀分布的高温整体稳定系数为

$$\varphi_{bT,pb}^{eq} = \frac{\pi^2 E_T}{2f_{yT}} \cdot \frac{A^{eq} h}{\lambda_y^{eq 2} W^{eq}} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y^{eq} t_f}{4.4h} \right)^2} + \eta_b^{eq} \right] \quad (27)$$

式中 λ_y^{eq} 为钢梁对 y 轴的长细比。

在常温下当钢梁上承受横向荷载作用时,采用等效弯矩系数 β_b 。 β_b 可以根据式(11)计算得到 φ_b 的数值除以纯弯作用下计算得到的 φ_b 值。文献[26]的研究表明, β_b 数值的分布具有一定的规律,可按照《钢结构设计规范》^[25]表B.1进行计算。笔者对多个截面和多个跨度的钢梁的 φ_b 进行了计算,并将计算结果和式(11)的结果进行对比,发现吻合较好。

对温度不均匀分布的钢梁进行整体稳定性分析时,也采用上述方法。承受横向荷载作用时,高温下钢梁的整体稳定系数可采用式(21)表示,根据 $\frac{G_T}{E_T} = \frac{G}{E}$,以及 $\lambda_y = \frac{l}{i_y}$,式(21)与式(27)的比值可得

由以上分析和推导可以看出,考虑温度的不均匀分布后,分析高强度Q460钢梁的整体稳定性能时,可在普通钢梁的分析过程中,考虑高强度钢材的强度折减系数与弹性模量折减系数,即式(1)和(2),代入到式(29)中,计算得到高强度Q460钢梁温度不均分布时的整体稳定系数 φ_{bT}^{eq} ,然后根据式(31)和式(32)对高强度Q460钢梁进行整体稳定校核。

3.3 临界温度

钢梁的抗弯承载力随着温度的上升而降低,当抗弯承载力和所受的弯矩相等时,此时钢梁的温度即为临界温度。荷载比指的是钢梁承担的最大弯矩和截面的抗弯承载力的比值,即

$$R = M/(\varphi'_b W f) \quad (33)$$

由式(33)得 $M/(W f) = \varphi'_b R$,将此代入式(17),可得

$$R = \varphi'_{bT} / \varphi'_b \eta_T \gamma_R \quad (34)$$

由上式可知,根据高强度Q460钢梁的整体稳定系数和荷载比,可得到其临界温度。为了便于工程应用,采用数值分析方法计算了多个荷载比和稳定系数下的临界温度数值,见图5(a)。对其他荷载比和稳定系数数值对应的临界温度,可采用插值法进行计算。

将式(33)代入式(32),由于等效刚度后截面发生改变,得到

$$R = \varphi_{bT}^{eq} W^{eq} / (\varphi'_b W) \eta_T \gamma_R \quad (35)$$

计算发现,高温下 W^{eq}/W 的比值在温度不高于 780°C 时,不同截面的结果差别不大,基本都在 $1.0 \sim 1.08$ 之间。因此,为简化计算,忽略 W^{eq}/W 对上式计算结果的影响,可按最不利情况取值,即 $W^{eq}/W = 1.0$ 。进而,式(35)可简化为

$$R = \varphi_{bT}^{eq} / \varphi'_b \eta_T \gamma_R \quad (36)$$

根据高强 Q460 钢梁的整体稳定系数 φ'_b 和荷载比 R ,可以得到高温下承载力极限状态下考虑温度不均匀分布的高强 Q460 钢梁的临界温度 T_d^{eq} ,如图 5(b)所示。

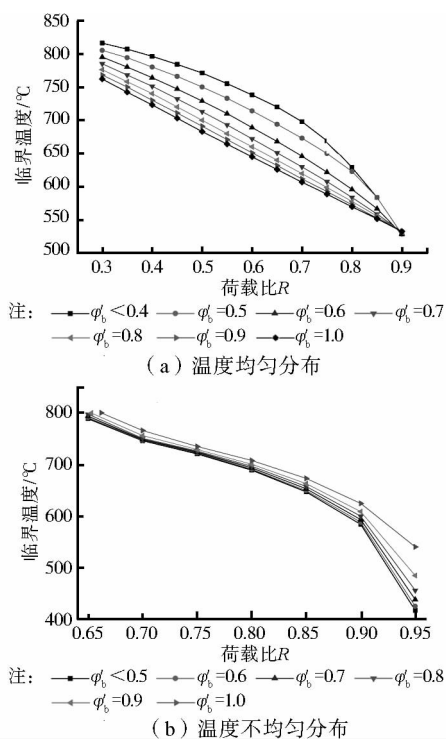


图 5 高强度 Q460 钢梁的临界温度

4 结 论

采用有限差分法推导了高温下高强度 Q460 钢梁的截面温度分布,对常用钢梁的截面尺寸,即截面高度 $250 \sim 500 \text{ mm}$ 、宽度 $200 \sim 300 \text{ mm}$ 、板件厚度 $8 \sim 15 \text{ mm}$,提出了钢梁各个组件温度修正公式。根据 Q460 钢材的高温力学性能参数,在常温下钢梁的整体稳定临界弯矩的基础上,得到了高强度 Q460 钢梁的高温下临界弯矩和稳定验算参数,并利用等效刚度法考虑了温度不均匀分布的影响,推导了高强度 Q460 钢梁不均匀温度下的极限承载力、临界温度和整体稳定系数。

参考文献:

- [1] 王卫永,李国强,戴国欣. 轴心受压高强度 H 型钢柱抗火性能[J]. 重庆大学学报, 2010, 33(10): 76-82.
Wang W Y, Li G J, Dai G X. Fire-resistance performance of high-strength-steel H shaped columns under the axial compression [J]. Journal of Chongqing University, 2010, 33(10): 76-82.
- [2] 王卫永,李国强. 高强度钢柱高温下承载力数值计算方法[J]. 土木建筑与环境工程, 2011, 33(6): 13-18.
Wang W Y, Li G J. Numerical method for load bearing capacity of high strength steel columns at elevated temperature [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2011, 33(6): 13-18.
- [3] Skowronski W. A study of the steel beam deformation during fire [J]. Building and Environment, 1988, 23(2): 159-167.
- [4] Burgess I W, El Rimawi J, Plank R J. Studies of the behaviour of steel beams in fire [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1991, 19(4): 285-312.
- [5] Liu T, Fahad M K, Davies J M. Experimental investigation of behaviour of axially restrained steel beams in fire [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2002, 58(9): 1211-1230.
- [6] Real P M M Vila, Piloto P, Franssen J M. A new proposal of a simple model for the lateral-torsional buckling of unrestrained steel I-beams in case of fire: experimental and numerical validation [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2003, 59(2): 179-199.
- [7] Real P M M Vila, Lopes N, Simes da Silva L, et al. Parametric analysis of the lateral-torsional buckling resistance of steel beams in case of fire [J]. Fire Safety Journal, 2007, 42(6/7): 416-424.
- [8] Yin Y Z, Wang Y C. Numerical simulations of the effects of non-uniform temperature distributions on lateral torsional buckling resistance of steel I-beams [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2003, 59(8): 1009-1033.
- [9] Mesquita L, Piloto P, Vaz M, et al. Experimental and numerical research on the critical temperature of laterally unrestrained steel I beams [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61(10): 1435-1446.
- [10] Zhang C, Li G Q, Usmani A. Simulating the behavior of restrained steel beams to flame impingement from localized-fires [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 83: 156-165.
- [11] Wong M B. Adaptation factor for moment capacity calculation of steel beams subject to temperature

- gradient [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(8): 1009-1015.
- [12] Dwaikat M M S, Kodur V K R. A performance based methodology for fire design of restrained steel beams [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(3): 510-524.
- [13] 李国强. 钢梁抗火计算和设计的实用方法[J]. 工业建筑, 1994(7): 43-46.
Li G Q. A practical approach for fire-resistant calculation and design of steel beams [J]. Industrial Construction, 1994(7): 43-46.
- [14] 李国强, 贺军利, 蒋首超. 约束钢梁的抗火试验与验算 [J]. 土木工程学报, 2000, 33(4): 23-26.
Li G Q, He J L, Jiang S C. Fire-resistant experiment and theoretical calculation of a restrained steel beam [J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(4): 23-26.
- [15] 李国强, 郭士雄. 约束钢梁高温下大变形状态分析[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2006, 34(7): 853-858.
Li G Q, Guo S X. Analysis of restrained steel girders with large deflection subjected to elevated temperature [J]. Journal of Tongji University, 2006, 34(7): 853-858.
- [16] 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(Sup1): 66-68.
Cong S P, Liang S T, Dong Y L. Experimental investigation of behavior of simple supported steel beams under fire [J]. Journal of Southeast University: Natural Science Edition, 2005, 35(Sup1): 66-68.
- [17] 陆立新, 李国强, 蒋首超, 等. 马钢耐火钢梁的抗火试验与设计验算[J]. 建筑结构, 2006, 36(4): 59-60, 76.
Lu L X, Li G Q, Jiang S C, et al. Fire-resistant experiment and theoretical calculations of fire-resistant steel beam [J]. Building Structures, 2006, 36(4): 59-60, 76.
- [18] 李晓东, 董毓利, 丛术平. H 型截面钢梁抗火试验研究 [J]. 建筑结构, 2006(8): 94-96, 102.
Li X D, Dong Y L, Cong S P. Anti-fire experimental research on h-section steel beams [J]. Building Structures, 2006(8): 94-96, 102.
- [19] 栾艳萍, 席丰. 几种边界约束条件下受火钢梁行为的比较分析[J]. 山东建筑大学学报, 2012, 27(5): 477-482.
Luan Y P, Xi F. Comparative analysis of different restrained beams in fire condition [J]. Journal of Shandong Jianzhu University, 2012, 27(5): 477-482.
- [20] Wang W Y, Liu B, Kodur V. Effect of temperature on strength and elastic modulus of high-strength steel [J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2013, 25(2): 174-182.
- [21] 王卫永, 周一超, 于宝林, 等. 高强度 Q460 钢梁抗火性能研究(II)-理论验证 [J]. 土木建筑与环境工程, 2014, 36(1): 72-79.
Wang W Y, Zhou Y C, Yu B L, et al. Fire resistance study on high strength Q460 steel beams-Part II: Theory validation [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2014, 36(1): 72-79.
- [22] 中国工程建设标准化协会. CECS 200: 2006 建筑钢结构防火设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2006.
- [23] 刘兵, 王卫永, 李国强, 等. 高强度 Q460 钢柱抗火性能研究 [J]. 土木工程学报, 2012, 45(9): 19-26.
Liu B, Wang W Y, Li G Q, et al. Study of fire resistance of high strength Q460 steel columns [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(9): 19-26.
- [24] European Committee for Standardization. EN 1993-1-1, Eurocode 3, Design of Steel Structures-Part 1-1 General Rules and rules for buildings[S]. 2005.
- [25] GB 50017-2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
- [26] 全国钢结构标准技术委员会. 钢结构研究论文报告选集(第二册)[M]. 北京: 水利电力出版社, 1982.
- [27] 周一超. 高强度钢梁抗火性能研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2012.

(编辑 胡英奎)