

# 火灾后型钢混凝土梁剩余承载力数值模拟分析

李俊华, 刘明哲, 萧 寒

(宁波大学建筑工程与环境学院, 浙江 宁波 315211)

**摘 要:**利用 ANSYS 程序对火灾后型钢混凝土梁的截面温度场及剩余承载力进行了模拟分析, 数值分析结果得到了试验验证. 考虑混凝土强度、剪跨比、含钢率、受火时间等参数, 利用 ANSYS 程序对 ISO834 标准火灾作用后型钢混凝土梁剩余承载力进行了进一步计算. 计算结果表明, 经历 ISO834 标准火灾作用后, 型钢混凝土梁的极限承载力显著降低, 在参数范围内, 承载力降低幅度在 8.1%~30.5% 之间变化. 定义火灾作用后型钢混凝土梁剩余承载力与常温下型钢混凝土梁极限承载力的比值  $k$  为火灾后型钢混凝土梁剩余承载力影响系数. 数值模拟分析结果表明剪跨比、截面含钢率、受火时间对  $k$  值的影响较大. 在数值计算结果基础上, 通过回归分析的方法得到了火灾后型钢混凝土梁剩余承载力影响系数  $k$  的简化计算公式, 公式计算结果与数值模拟分析结果符合较好.

**关键词:**火灾后; 型钢混凝土梁; 温度场; 剩余承载力; 数值模拟

**中图分类号:** TU 398.9

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1006-7930(2013)04-0470-09

型钢混凝土结构承载力高、刚度大、抗震性能好, 在高层与超高层建筑中得到了广泛应用. 高层、超高层建筑由于使用面积大和用途复合化, 火灾安全隐患相对较多, 研究火灾后型钢混凝土结构构件的力学性能及承载力损伤退化退率, 对火灾后该类结构的性能评估与修复加固具有重要意义.

目前, 国内外研究者开始关注火灾后型钢混凝土结构的力学性能及承载力损伤退化规律, 包括作者所在课题组在内的研究者对火灾后型钢混凝土结构的受力性能进行了试验研究<sup>[1,5]</sup>, 本文则是在相关试验基础上, 通过数值模拟分析, 研究火灾下型钢混凝土梁截面温度场及灾后承载力衰减退化规律, 提出火灾后型钢混凝土梁剩余承载力的计算方法, 为火灾后型钢混凝土梁损伤评估及加固修复的工程应用提供依据.

## 1 温度场模拟分析及验证

### 1.1 温度场分析原理

在室内火灾条件下, 型钢混凝土梁的温度场为无内热源三维瞬态温度场, 根据傅立叶定律和导热微元体的热平衡, 热传导方程为:

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = k \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) \quad (1)$$

边界条件为对流与辐射同时存在的复杂边界条件, 可表示为:

$$-k \frac{\partial T}{\partial n} = h(T - T_f) + \Phi \epsilon_r \sigma [(T + 273)^4 - (T_f + 273)^4] \quad (2)$$

式中:  $\rho$  为材料密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ );  $c$  为材料比热容 ( $\text{J}/(\text{kg} \cdot \text{K})$ );  $k$  为材料的导热系数 ( $\text{W}/(\text{m} \cdot \text{K})$ );  $t$  为火灾燃烧时间 ( $\text{s}$ );  $T$  为坐标为  $(x, y, z)$  的点在时刻  $t$  的温度 ( $^{\circ}\text{C}$ );  $T_f$  为火焰温度 ( $^{\circ}\text{C}$ );  $h$  为对流传热系数 ( $\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ );  $\Phi$  为形状系数;  $\epsilon_r$  为综合辐射系数 ( $\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ );  $\sigma$  为波尔兹曼常数 ( $\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K}^4)$ ).

计算中, 火灾燃烧时间  $t$  与火焰温度  $T_f$  根据实际升温曲线确定; 对流传热系数  $h$ , 对于纤维类燃烧

收稿日期: 2012-11-23 修改稿日期: 2013-07-09

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51178226); 宁波市自然科学基金项目 (2010A610079); 宁波大学近海冲击与安全工程省重中之重学科项目 (zj1017)

作者简介: 李俊华 (1977-), 男, 湖南安仁人, 教授, 博士, 主要从事钢与混凝土组合结构及结构抗火方面研究.

火灾,可取 25,对于烃类燃烧火灾,可取 50;形状系数  $\Phi$  一般取 1.0;综合辐射系数  $\epsilon_r$ ,对于受火面取 0.5,对于受高温烟气加热的侧面取 0.35;波尔兹曼常数  $\sigma$  的数值为  $5.67 \times 10^{-8}$ . 以上各参数的取值主要见参考文献[6].

1.2 钢材与混凝土热工性能

钢材与混凝土的导热系数、比热等热工性能参数随着温度升高及材料组分不同而发生变化,合理确定这些参数是型钢混凝土梁温度场分析的前提. 目前,国内外研究者提出较多关于钢材与混凝土热工性能参数的计算方法,各国抗火设计规范对钢材与混凝土热工参数的取值也不完全一样. 本文根据 EC3<sup>[7]</sup> 和 EC4<sup>[8]</sup> 的计算模型,对钢材与混凝土热工性能参数的计算分别如表 1 和表 2 所示.

表 1 钢材热工性能

Tab. 1 Thermal properties of steel

导热系数 $W/(m \cdot ^\circ C)$	$k_s = \begin{cases} 54 - 3.33 \times 10^{-2} T & 20^\circ C \leq T \leq 800^\circ C \\ 27.3 & 800^\circ C \leq T \leq 1200^\circ C \end{cases}$
比热 $J/(^\circ C \cdot kg)$	$c_s = \begin{cases} 425 + 7.73 \times 10^{-1} T - 1.69 \times 10^{-3} T^2 + 2.22 \times 10^{-6} T^3 & 20^\circ C \leq T \leq 600^\circ C \\ 666 - 13\,002/(T - 738) & 600^\circ C < T \leq 735^\circ C \\ 545 + 17\,820/(T - 731) & 735^\circ C < T \leq 900^\circ C \\ 650 & 900^\circ C < T \leq 1\,200^\circ C \end{cases}$
密度 $kg/m^3$	7850

表 2 混凝土热工性能

Tab. 2 Thermal properties of concrete

导热系数 $W/(m \cdot ^\circ C)$	$k_c = 0.012 \left(\frac{T}{120}\right)^2 - 0.24 \left(\frac{T}{120}\right) + 2 \quad 20^\circ C \leq T \leq 1\,200^\circ C$
比热 $J/(^\circ C \cdot kg)$	$c_c = -4 \left(\frac{T}{120}\right)^2 + 80 \left(\frac{T}{120}\right) + 900 \quad 20^\circ C \leq T \leq 1\,200^\circ C$
密度 $kg/m^3$	2\,400

1.3 有限元模型及验证

本文采用有限元分析软件 ANSYS 对型钢混凝土梁截面温度场进行模拟分析,型钢与混凝土采用三维实体热传导单元 SOLID70,该单元为八节点六面体单元,具有三个方向的热传导能力,可用于三维稳态和瞬态热分析. 对流边界直接施加在构件外表面,辐射传热采用表面效应单元 SURF152 模拟. 分析过程主要包括建模、定义单元类型、实常数及材料属性、划分单元网格、加载计算等. 由于型钢混凝土截面中,钢筋所占面积较小,计算时忽略其对截面温度场的影响,同时还忽略钢材与混凝土界面接触热阻及混凝土爆裂对温度场的影响.

为了验证软件分析的可行性,特进行了一型钢混凝土试件的升温验证试验. 试件截面尺寸为  $350\,mm \times 350\,mm$ 、内配  $HW100 \times 100 \times 6 \times 8$  的型钢,在试件中部截面内布置了若干热电偶以测定升温过程中试件内部温度变化情况,测点位置如图 1 所示. 升温试验在宁波大学火灾升温炉内进行,试件立放于炉膛内,四面受火,由试验测得的炉膛及部分测点升降温曲线如图 2 所示.

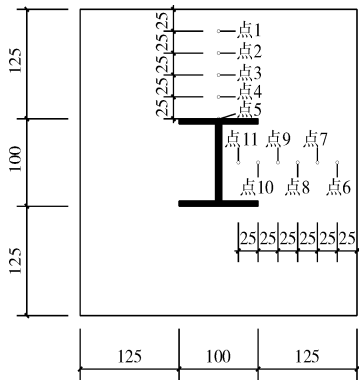


图 1 截面温度测点布置

Fig. 1 Temperature measurement point arrangement

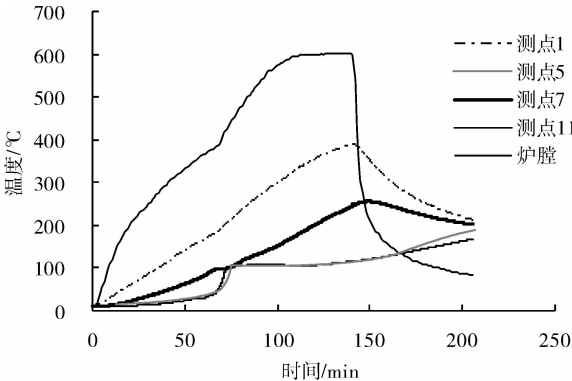


图 2 试验升温曲线

Fig. 2 Experimental heating curve

部分测点温度的模拟分析结果与试验测试结果对比如图3所示。由于模拟计算时,未考虑试件中水分迁移与蒸发影响,使得测点温度的模拟分析曲线与试验测试曲线存在一定差异,靠近试件表面测点的模拟最高温度较试验测试最高温度略低,而靠近截面核心区测点的模拟最高温度较试验测试最高温度偏高。但总体而言,各点的模拟最高温度与试验测试最高温度相差并不太,程序可以较好地模拟截面上各点在升温过程中所经历的最高温度。

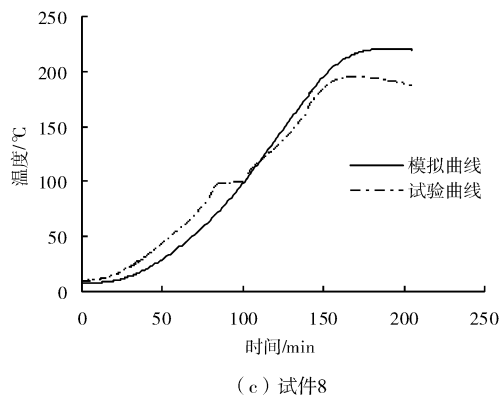
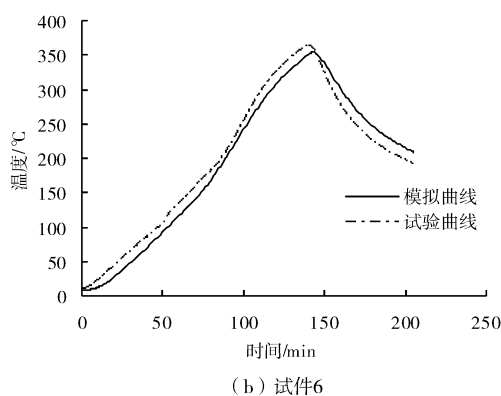
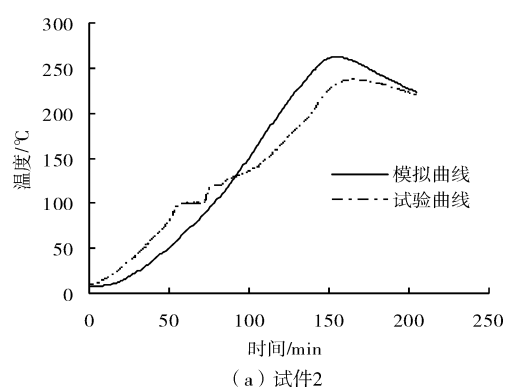


图3 测点温度模拟分析结果与试验结果对比

Fig. 3 Comparison of numerical simulating with testing results

## 2 剩余承载力模拟分析与验证

### 2.1 研究思路

首先在课题组已经完成的火灾后型钢混凝土梁受力性能试验基础上,通过前述 ANSYS 分析方法模拟计算火灾试验中试件的截面温度场,获取在整个火灾过程中试件各点所经历的最高温度;然后根据温度场分析结果,将截面上最高温度大致相同的点所组成的区域定义为一个温度层;参考已有研究成果,确定各温度层中钢材与混凝土在经历了最高火灾温度后相应的材料强度与本构关系;最后利用 ANSYS 程序对分层后的型钢混凝土梁模型的受力性能进行模拟分析,并将模拟分析结果与试验结果进行比较,验证模拟分析的可行性<sup>[9]</sup>。

### 2.2 截面温度分析与温度层划分

基于文献[1]中的试件及其截面型式,进行合理的单元划分,然后根据文中的升温曲线进行温度场分析,以获取不同升温条件下各节点所经历的升温过程及最高温度。

图4为由温度场分析获得的试件截面上不同位置(沿截面各边中线)节点的温度曲线,图中“翼缘”和“腹板”后面的数值分别表示该节点在垂直型钢翼缘和型钢腹板方向距试件表面的距离,单位为 mm。表3列出了这些节点在不同升温过程中所经历的最高温度。

从图4和表3可以看出,距试件表面距离相同处各点的温度曲线和经历的最高温度较为接近。由于火灾后材料的力学性能主要与曾经经历的最高温度有关,因此本文在对火灾后型钢混凝土梁的力学性能进行模拟分析时,定义试件截面上曾经经历最高温度相近的区域为一个温度层,数值模拟分析时,同一温度层中混凝土与钢材的材料性能相同。

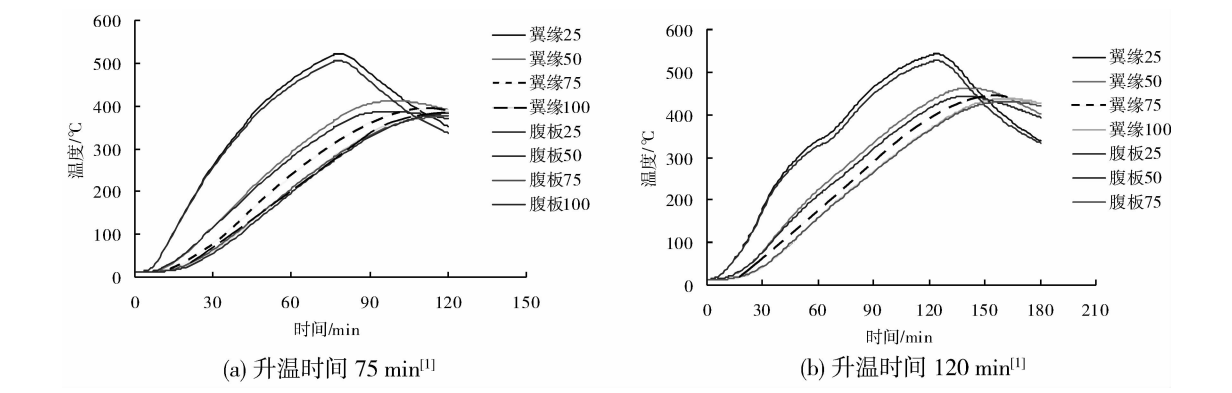


图 4 截面不同位置节点的温度曲线

Fig. 4 Temperature curves of nodes in various sectional positions

2.3 材料性能

火灾后,混凝土、型钢、钢筋的性能与曾经经历的火灾温度有关,目前,国内外研究者提出了较多有关火灾后混凝土和钢材强度、弹性模量、应力-应变关系的计算模型,本文根据文献[6]和文献[10]的建议,对火灾后混凝土、钢筋、型钢的材料属性的取值分别如表 4、表 5 所示。

表 3 火灾升温过程中截面不同位置处的最高温度

Tab. 3 Highest temperature in various sectional positions

升温 时间 /min	最高温度/℃							
	距表面距离/mm(垂直翼缘)				距表面距离/mm(垂直腹板)			
	25	50	75	100	25	50	75	100
75	512	412	392	385	506	387	377	373
120	542	462	444	438	536	443	431	427

表 4 火灾后混凝土的材料性能<sup>[10]</sup>

Tab. 4 Material property of concrete after exposure to fire

名称	表达式
强度	$\frac{f_{c,T_m}}{f_c} = \begin{cases} 1.0 - 0.581\,94\left(\frac{T_m - 20}{1\,000}\right) & T_m \leq 200^\circ\text{C} \\ 1.145\,9 - 1.392\,55\left(\frac{T_m - 20}{1\,000}\right) & T_m > 200^\circ\text{C} \end{cases}$
弹性模量	$\frac{E_{c,T_m}}{E_c} = \begin{cases} -1.335\left(\frac{T_m}{1\,000}\right) + 1.027 & T_m \leq 200^\circ\text{C} \\ 2.382\left(\frac{T_m}{1\,000}\right)^2 - 3.371\left(\frac{T_m}{1\,000}\right) + 1.335 & 200^\circ\text{C} < T_m \leq 600^\circ\text{C} \end{cases}$
应力应变关系	$y = \begin{cases} 0.628x + 1.741x^2 - 1.371x^3 & x \leq 1 \\ \frac{0.674x - 0.217x^2}{1 - 1.326x + 0.783x^2} & x > 1 \end{cases}$ 式中: $x = \epsilon/\epsilon_{0,T_m}$ ; $y = \sigma/\sigma_{0,T_m}$ $\frac{\epsilon_{0,T_m}}{\epsilon_0} = \begin{cases} 1.0 & T_m \leq 200^\circ\text{C} \\ 0.577 + 2.352\left(\frac{T_m - 20}{1\,000}\right) & T_m > 200^\circ\text{C} \end{cases}$ $\frac{\sigma_{0,T_m}}{\sigma_0} = \begin{cases} 1.0 - 0.582\left(\frac{T_m - 20}{1\,000}\right) & T_m \leq 200^\circ\text{C} \\ 1.146 - 1.393\left(\frac{T_m - 20}{1\,000}\right) & T_m > 200^\circ\text{C} \end{cases}$
说明:	$T_m$ 为曾经经历最高温度; $\sigma_{0,T_m}, \epsilon_{0,T_m}$ 为高温过火后混凝土峰值应力和峰值应变; $\sigma_0, \epsilon_0$ 为常温下混凝土的峰值应力和峰值应变,根据我国现行混凝土结构设计规范确定。

2.4 受力性能有限元分析及验证

在确定了试件的温度层及各温度层中钢材与混凝土的材料性能和本构关系后,利用 ANSYS 软件对文献[1]中 2 个试件的力学性能进行了模拟分析. 分析中混凝土单元采用 Solid65,型钢单元采用 Solid45,钢筋单元采用 Link8. 通过模拟分析获得的荷载-挠度曲线及其与试验荷载-挠度曲线的对比见图

5. 从图 5 中可以看出, 由于没有考虑型钢与混凝土之间粘结滑移的影响, 试件的模拟刚度及极限承载力比试验值略高. 但总体而言, 模拟曲线与试验曲线差别并不大, 利用本文的 ANSYS 分析方法可以较好的模拟火灾后型钢混凝土梁的力学性能.

表 5 火灾后钢筋与型钢的材料性能<sup>[6][10]</sup>

Tab. 5 Material property of steel bars after exposure to fire

名称	表达式
钢筋强度	$\frac{f_{y,T_m}}{f_y} = \begin{cases} (100.19 - 0.0159T_m) \times 10^{-2} & 20^\circ\text{C} < T_m < 600^\circ\text{C} \\ (121.39 - 0.0512T_m) \times 10^{-2} & 600^\circ\text{C} \leq T_m \leq 900^\circ\text{C} \end{cases}$
型钢强度	$\frac{f_{y,T_m}}{f_y} = \begin{cases} 1.0 & T_m \leq 400^\circ\text{C} \\ 1 + 2.23 \times 10^{-4}(T_m - 20) - 5.58 \times 10^{-7}(T_m - 20)^2 & 400^\circ\text{C} < T_m \leq 800^\circ\text{C} \end{cases}$
弹性模型	$E_{s,T_m} = (100.53 - 0.0265T_m) \times 10^{-2} E_s \quad 20^\circ\text{C} < T_m \leq 900^\circ\text{C}$

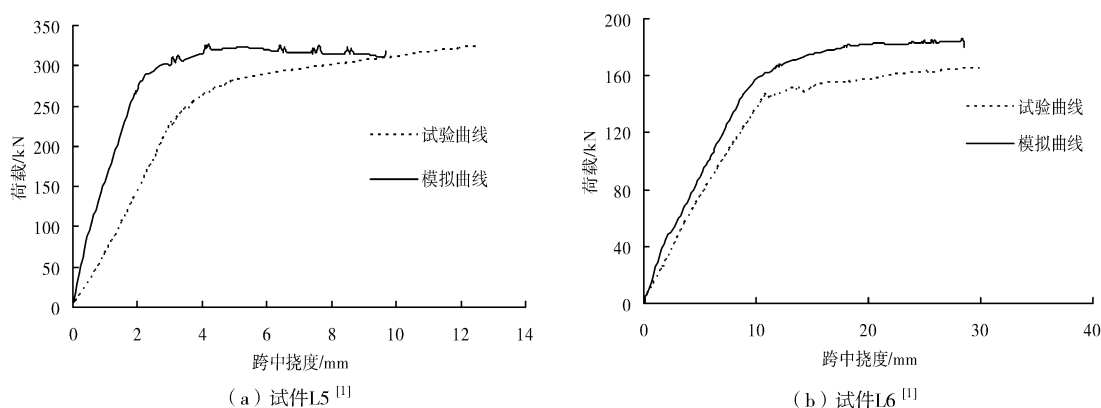


图 5 模拟曲线与试验曲线对比

Fig. 5 Comparison of numerical simulating curve and testing curve

### 3 火灾后型钢混凝土梁的剩余承载力

影响火灾后型钢混凝土梁剩余承载力的因素可能有: 构件截面尺寸、混凝土强度、剪跨比、含钢率、受火时间等. 为确定这些因素对火灾后型钢混凝土梁剩余承载力的影响, 特设计了一批模型试件, 然后利用上述 ANSYS 分析方法对这些试件常温下的承载力以及火灾后的剩余承载力进行了模拟分析, 模型试件的参数设计承载力计算分析结果见表 6. 其中, 试件升温曲线采用 ISO-834 标准升温曲线.

从表 6 中可以看出, 经历 ISO834 标准火灾作用后, 构件的极限承载力显著降低. 在表 6 设定的试件参数范围内, 极限承载力的降低幅度在 8.1%~30.5% 之间变化.

### 4 剩余承载力影响系数的参数分析

定义参数  $k$  为火灾后型钢混凝土梁剩余承载力影响系数, 即:

$$k = \frac{N_u(t)}{N_u} \quad (3)$$

式中:  $N_u(t)$  为火灾作用后型钢混凝土梁的剩余承载力;  $N_u$  为常温下型钢混凝土梁的极限承载力.

图 6 为型钢配置相同时, 随着试件截面尺寸的变化,  $k$  值的变化规律. 从图 6 中可以看出, 随着截面周长的增大,  $k$  值有变小的趋势; 但截面周长增大一定程度后, 其对  $k$  值的影响逐渐减小. 总体而言, 截面尺寸对  $k$  值的影响并不大.

图 7 为  $k$  值与混凝土强度关系曲线图, 从图 7 中可以看出, 混凝土强度等级对  $k$  值的影响规律并不明显.

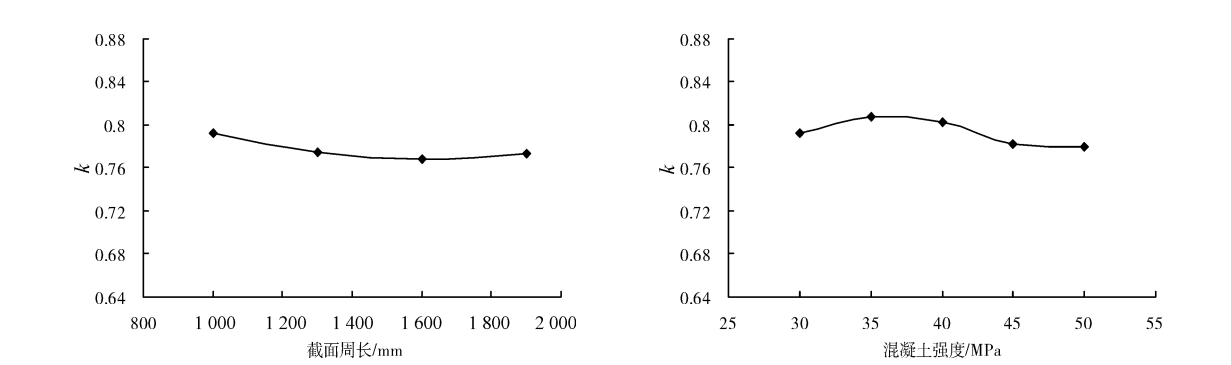


图 6 截面周长对  $k$  值的影响

图 7 混凝土强度对  $k$  值的影响

Fig. 6 Influence of section girth on  $k$

Fig. 7 Influence of concrete strength on  $k$

表 6 试件参数设计与承载力模拟分析结果

Tab. 6 Parameters design and simulating load-bearing capacity of specimens

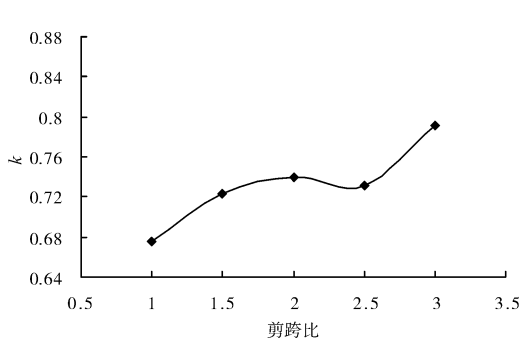
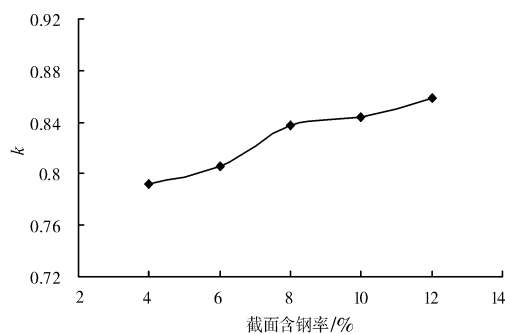
试件 编号	截面尺寸 (mm×mm)	混凝土 强度等级	剪跨比 $\lambda$	型钢规格 (mm×mm×mm×mm)	型钢含 钢率/%	升温时间 /min	模拟承载力/kN		$k = \frac{N_u(t)}{N_u}$
							火灾后 $N_u(t)$	常温 $N_u$	
1	350×600	C30	3.0	I200×100×5×7	1.11	80	191	247	0.773
2	300×500	C30	3.0	I200×100×5×7	1.55	80	169	220	0.768
3	250×400	C30	3.0	I200×100×5×7	2.33	80	154	199	0.774
4	200×300	C30	3.0	I200×100×5×7	3.88	80	156	197	0.792
5	200×300	C35	3.0	I200×100×5×7	3.88	80	159	198	0.808
6	200×300	C40	3.0	I200×100×5×7	3.88	80	162	209	0.803
7	200×300	C45	3.0	I200×100×5×7	3.88	80	165	211	0.782
8	200×300	C50	3.0	I200×100×5×7	3.88	80	167	214	0.780
9	200×300	C30	1.0	I200×100×5×7	3.88	80	576	852	0.676
10	200×300	C30	1.5	I200×100×5×7	3.88	80	375	526	0.723
11	200×300	C30	2.0	I200×100×5×7	3.88	80	274	370	0.740
12	200×300	C30	2.5	I200×100×5×7	3.88	80	217	297	0.731
13	200×300	C30	3.0	I200×100×8×10	5.73	80	199	247	0.806
14	200×300	C30	3.0	I200×100×10×16	8.13	80	258	308	0.837
15	200×300	C30	3.0	I200×100×12×20	9.87	80	297	352	0.844
16	200×300	C30	3.0	I200×100×16×26	12.6	80	354	412	0.859
17	200×300	C30	3.0	I200×100×5×7	3.88	20	181	197	0.919
18	200×300	C30	3.0	I200×100×5×7	3.88	40	169	197	0.858
19	200×300	C30	3.0	I200×100×5×7	3.88	60	166	197	0.843
20	200×300	C30	3.0	I200×100×5×7	3.88	100	147	197	0.746
21	200×300	C30	3.0	I200×100×5×7	3.88	120	137	197	0.695

说明 型钢采用 Q235; 钢筋采用 HRB335, 数量为 4 根, 直径为 12 mm; 箍筋采用 HPB300, 直径为 6 mm, 间距为 100 mm. 剪跨比为 3.0 的试件采用三分点加载, 其余试件采用跨中集中加载.

图 8 所示为试件剪跨比对  $k$  值的影响,从图 8 并可以看出,当剪跨比小于 2 时, $k$  值随着剪跨比的增大而增大;剪跨比在 2 至 2.5 之间时, $k$  值变化不大;当剪跨比大于 2.5 以后, $k$  值又随剪跨比的增大而增大.

图 9 为截面含钢率对  $k$  的影响,从图 9 中并结合表 3 的参数设计可以看出,在截面尺寸、混凝土强度、剪跨比、升温时间相同的情况下,截面含钢率越大, $k$  值越大.

图 10 为试件升温时间对  $k$  的影响,从图 10 中并结合表 3 的参数设计可以看出,在截面尺寸、混凝土强度、含钢率、长细比相同的情况下,升温时间越长, $k$  值越小.

图8 剪跨比对  $k$  值的影响Fig. 8 Influence of shear span ratio on  $k$ 图9 型钢含钢率对  $k$  值的影响Fig. 9 Influence of shaped-steel ratio on  $k$ 

## 5 剩余承载力影响系数计算

确定火灾后型钢混凝土梁剩余承载力影响系数  $k$  以及构件常温下的承载力以后,利用公式(3)可以求得火灾后构件的剩余承载力。

由上述参数分析可知,影响火灾后型钢混凝土梁剩余承载力影响系数  $k$  的主要因素为剪跨比、型钢含钢率、升温时间。本文在数值计算结果基础上,通过回归分析的方法建立了火灾后型钢混凝土梁剩余承载力影响系数  $k$  的计算公式,具体为:

$$k = f(\lambda) \cdot f(\rho) \cdot f(t) \quad (4)$$

式中:  $f(\lambda)$ 、 $f(\rho)$ 、 $f(t)$  分别为剪跨比、型钢含钢率、受火时间对  $k$  值的影响表达式,计算公式分别为:

$$f(\lambda) = \begin{cases} -0.0707\lambda^2 + 0.2934\lambda + 0.6311 & 1 \leq \lambda \leq 2.5 \\ 0.154\lambda + 0.5379 & \lambda > 2.5 \end{cases} \quad (5)$$

$$f(\rho) = 6.0677\rho^2 + 0.0268\rho + 1 \quad (6)$$

$$f(t) = 1 - 0.1472\left(\frac{t}{100}\right)^3 + 0.3372\left(\frac{t}{100}\right)^2 - 0.4473\left(\frac{t}{100}\right) \quad (7)$$

式中:  $\lambda$  为剪跨比,当  $\lambda < 1$  时,取  $\lambda = 1$ ; 当  $\lambda > 3$  时,取  $\lambda = 3$ 。  $\rho$  为截面含钢率,适用范围  $2\% \leq \rho \leq 12\%$ 。  $t$  为受火时间,单位为 min。

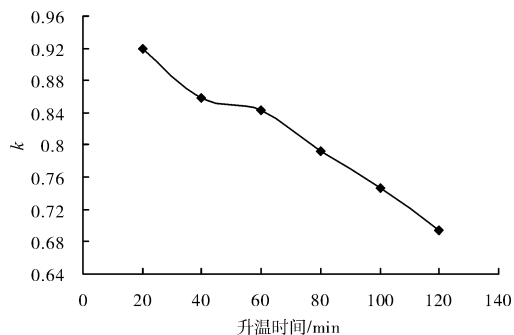
公式(4)对  $k$  值的计算结果与数值计算结果的对比见表7。从表中可以看出,二者基本相符。

## 6 结论

(1)本文采用的 ANSYS 分析方法可以较好地模拟火灾下型钢混凝土梁的截面温度场及火灾后型钢混凝土梁的剩余承载力。

(2)数值模拟分析结果表明,经历 ISO834 标准火灾作用后,型钢混凝土柱的极限承载力显著降低。在本文设计的试件参数范围内,火灾后型钢混凝土梁极限承载力的降低幅度在  $8.1\% \sim 30.5\%$  之间变化。

(3)定义火灾作用后型钢混凝土梁极限承载力  $N_u(t)$  与常温下型钢混凝土梁极限承载力  $N_u$  的比值  $k$  为火灾后型钢混凝土梁剩余承载力影响系数。数值模拟分析结果表明,剪跨比、截面含钢率、受火时间对  $k$  值的影响较大。

图10 升温时间对  $k$  值的影响Fig. 10 Influence of temperature elevating time on  $k$ 表7  $k$  值的公式计算结果与数值计算结果比较Tab. 7 Comparison of  $k$ 's calculation results

试件编号	1	2	3	4	5	6	7
数值结果	0.773	0.768	0.774	0.792	0.808	0.803	0.782
公式结果	0.783	0.784	0.786	0.790	0.790	0.790	0.790
试件编号	8	9	10	11	12	13	14
数值结果	0.780	0.676	0.723	0.740	0.731	0.806	0.837
公式结果	0.790	0.675	0.721	0.739	0.729	0.799	0.816
试件编号	15	16	17	18	19	20	21
数值结果	0.844	0.859	0.919	0.858	0.843	0.746	0.695
公式结果	0.831	0.861	0.932	0.874	0.830	0.750	0.701

(4)在数值计算结果基础上,通过回归分析的方法得到了火灾后型钢混凝土梁剩余承载力影响系数 $k$ 的简化计算公式,并提出了火灾后型钢混凝土梁剩余承载力的计算方法。

## 参考文献 References

- [1] 李俊华,刘明哲,唐跃峰,等.火灾后型钢混凝土梁受力性能试验研究[J].土木工程学报,2011,44(4):84-90.  
LI Jun-hua, LIU Ming-zhe, TANG Yue-feng, et al. Experimental study on the mechanical properties of steel reinforced concrete beams after Exposure to fire[J]. Chinese Civil Engineering Journal, 2011,44(4):84-90.
- [2] 李俊华,唐跃峰,刘明哲.火灾后型钢混凝土柱受力性能试验研究[J].建筑结构学报,2012,33(2):56-63.  
LI Jun-hua, TANG Yue-feng, LIU Ming-zhe. Experimental study on mechanical properties of steel reinforced concrete columns after Exposure to fire [J]. Journal of Building Structures, 2012,33(2):56-63.
- [3] 李俊华,赵银海,唐跃峰,等.火灾后型钢混凝土轴压柱剩余承载力试验[J].工程力学,2012,29(增刊I):86-91.  
LI Jun-hua, ZHAO Yin-hai, TANG Yue-feng, et al. Experimental study on residual load bearing capacity of SRC columns under axial force after Exposure to fire[J]. Engineering Mechanics, 2012,29(Suppl I):86-91.
- [4] 张佳,毛小勇.小偏压型钢混凝土柱抗火性能研究[J].苏州科技学院学报:工程技术版,2010,23(3):59-61.  
ZHANG Jia, MAO Xiao-yong. A full process test of low eccentric compression SRC columns under and after fire [J]. Journal of Suzhou University of Science and Technology: Engineering and Technology, 2010, 23(3):59-61.
- [5] 冯颖慧,沈陶,楼文娟,等.内配圆钢管的钢骨混凝土柱火灾后剩余承载力研究[J].工业建筑,2008,38(3):16-19.  
FENG Ying-hui, SHEN Tao, LOU Wen-juan, et al. The study of residual load bearing capacity of column reinforced by inner circular steel tube after fire[J]. Industrial Construction, 2008, 38(3):16-19.
- [6] 李国强,韩林海,楼国彪,等.钢结构及钢-混凝土组合结构抗火设计[M].北京:中国建筑工业出版社,2006.  
LI Guo-qiang, HAN Lin-hai, LOU Guo-biao, et al. Fire design for steel and steel-concrete composite structures [M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2006.
- [7] European Committee for Standardization. ENV 1993-1-2, Eurocode 3, Design of Steel Structures, Part 1.2; Structural Fire Design[S]. CEN, 1993.
- [8] European Committee for Standardization. ENV 1994-1-2, Eurocode 4, Design of Steel Structures, Part 1.2; Structural Fire Design[S]. CEN, 1994.
- [9] 刘明哲.火灾后型钢混凝土梁力学性能研究[D].宁波:宁波大学,2012.  
LIU Ming-zhe. Study on mechanical properties of steel reinforced concrete beams after exposure to fire [D]. Ningbo: Ningbo University, 2012.
- [10] 吴波.火灾后钢筋混凝土结构的力学性能[M].北京:科学出版社,2003.  
WU Bo. Mechanical performance of reinforced concrete structures after exposure to fire [M]. Beijing: Science Press, 2003.

## Numerical simulating analysis for residual load bearing capacity of steel reinforced concrete beams after exposure to fire

LI Jun-hua, LIU Ming-zhe, XIAO Han

(School of Civil Engineering and Environment, Ningbo University, Ningbo 315211, China)

**Abstract:** Numerical simulating analysis on the sectional temperature field and residual load bearing capacity of steel reinforced concrete beams after exposure to fire is carried out by using element analysis software ANSYS. The simulating results prove to be correct by test results. Then, the influence of such parameters, as concrete strength, shear span ratio, steel ratio and temperature elevating time on residual load bearing capacity of steel reinforced concrete beams after exposure to ISO834 standard fire is studied by using ANSYS. Numerical simulating results show that the ultimate strength of steel reinforced concrete beams after exposure to ISO834 standard fire decrease remarkably as compared with that at normal room temperature. The decreasing degree ranged between 8.1% and 30.5% in the parameters designed in this paper.



The ratio of residual strength after exposure to fire to ultimate strength at normal room temperature of steel reinforced concrete beams is defined as residual load bearing capacity influence coefficient  $k$ . Results from numerical simulation show that shear span ratio, steel ratio, and temperature elevating time all have remarkable influence on  $k$ . The simplified calculating formula for  $k$  is put forward by regression method on the basis of numerical simulation results, and the calculating results from formula are shown to be in agreement with the results from numerical simulation.

**Key words:** *post-fire; steel reinforced concrete beams; temperature field; residual load bearing capacity; numerical simulation*

---

**Biography:** LI Jun-hua, Professor, Ph. D., Ningbo 315211, P. R. China, Tel:0086-13738871866, E-mail:lijunhua@nbu.edu.cn

---

(上接第 469 页)

## Study on the mechanical performance for a new-type composite bridge structure base on structure parameters

LI Zi-lin<sup>1,2</sup>, XUE Jiang<sup>1</sup>, ZHANG Kai-feng<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Tianjin Key Laboratory of Soft Soil Characteristics and Engineering Environment, Tianjin Institute of Urban Construction, Tianjin 300384, China)

**Abstract:** Though types of composite bridge structures are many, they still can't meet the needs of the construction of contemporary and important engineering structures. In the development of the composite bridge structure, it is necessary to put forward new-type composite bridge structures. This paper puts forward a new-type of composite bridge structure i. e. concrete filled steel truss and prestressed concrete top and seat flange plate composite box girder bridge. To solve the problem that the material is deficient in design, the influence law of such structure parameters as the aspect ratio, stiffness of web member on the entire structure is studied through building ANSYS finite element model in this article. Results show that with the increase of the ratio of internode or stiffness of web member, the maximum deflection coefficients of bridge structure is reduced nonlinearly; when the ratio of internode is more than 1.2, the change of the maximum deflection coefficients is close to zero; with the increase of the ratio of internode or stiffness of web member, the compressive section of roof and floor of new-type composite bridge structure is reduced gradually, and the tensile section of floor is increased gradually. With the increase of the ratio of internode, the maximum axial tension is reduced nonlinearly, and the axial pressure is reduced linearly. When the ratio of internode is more than 1.2, the change of the maximum axial tension is close to zero. Those results provide theoretical reference for design of those similar composite bridge structures.

**Key words:** *concrete filled steel tube; web member; parameter Analysis; model study; mechanical characteristics*

---

**Biography:** LI Zi-lin, Professor, Tianjin 300072, P. R. China, Tel:0086-22-23085298, E-mail:hebeigaomuying@163.com