

火灾下混凝土框架结构力学性能研究

宋岩升,潘勇旭,赵刚

(沈阳建筑大学土木工程学院,辽宁 沈阳 110168)

摘要 目的 模拟高层混凝土框架结构的火灾全过程并研究火灾后框架结构及构件力学性能,为此类结构火灾后的损伤评估与加固方案设计提供参考依据。方法 利用火灾模拟软件 PyroSim 对某高层宿舍楼首层火灾进行模拟,研究室内火灾下温度场分布,应用 ABAQUS 有限元软件分析火灾下结构和构件的温度场,以及静、动力作用下结构和构件的变形及内力。结果 通风条件对室内火灾温度场影响较大,实际升温曲线与 ISO834 标准升温曲线结果存在一定差异;梁、柱构件截面温度场分布不均匀,绝大部分面积温度未超过 500 °C,节点核心区的温度较周围的梁段和柱段偏低,受火后梁 CD、柱 C 和柱 D 最大极限承载力剩余约为 35.4%、26.4% 和 62.7%,结构尚余部分承载力仍可继续使用;受火后框架首层在地震作用下层间位移角明显增大,2~8 层增幅逐渐递减,首层结构在 EI-Centro 波、唐山波作用下层间位移角超出规范限值约 16.5%、48.9%。结论 建议用 PyroSim 火灾模拟软件得到的升温曲线进行结构分析;火灾后应重点检测过火区域构件力学性能,计算首层层间位移角变化,据此制定加固方案。

关键词 混凝土框架;火灾模拟;有限元分析;升温曲线;高层建筑

中图分类号 TU391

文献标志码 A

Study on Mechanical Properties of Concrete Frame Structure under Fire

SONG Yansheng, PAN Yongxu, ZHAO Gang

(School of Civil Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang, China, 110168)

Abstract: Simulate the entire fire process of a high-rise concrete frame structure and study the mechanical properties of the frame structure and components after the fire, and provide a reference for the damage assessment and reinforcement scheme design of such structures after a fire. Use the fire simulation software PyroSim to analyze the first-floor fire of a high-rise dormitory building perform simulations to study the temperature field distribution under indoor fire, and use ABAQUS

收稿日期:2020-07-27

基金项目:“十三五”国家重点研发计划子课题(2018YFC1504303-05);辽宁省教育厅科学研究项目(Injc201906)

作者简介:宋岩升(1975—),男,副教授,主要从事结构抗火方面研究。

finite element software to analyze the temperature field of structures and components under fire, as well as the deformation and internal forces of structures and components under static and dynamic actions. Ventilation conditions have a greater impact on the indoor fire temperature field. The actual heating curve is different from the ISO834 standard heating curve; the temperature field distribution of beam and column members is uneven, and the temperature of most areas does not exceed 500 °C. The temperature of the core area of the node is lower than that of the surrounding beam and column sections. After the fire, the remaining maximum ultimate bearing capacity of beam CD, column C and column D is about 35.4%, 26.4% and 62.7%. The remaining part of the bearing capacity of the structure can still be used; the displacement angle of the first story of the frame after the fire is affected by the earthquake significant increase, the increase of 2 ~ 8 floors gradually decreases. Under the action of EI-Centro wave and Tangshan wave, the displacement angle between floors of the first floor structure exceeds the specification limit by about 16.5% and 48.9%. It is recommended to use the heating curve obtained by PyroSim fire simulation software. Carry out structural analysis; after the fire, the mechanical properties of the components in the fired area should be inspected, and the displacement angle changes between the first floors should be calculated, and the reinforcement plan should be formulated accordingly.

Key words: concrete frame; fire simulation; finite element analysis; heating curve; high-rise building

混凝土框架结构作为多、高层建筑主要结构形式,广泛应用于建筑领域。目前,国内外对火灾后混凝土结构的力学性能研究已取得了一些成果^[1-7]。陆洲导等^[8]对框架结构进行低周往复加载试验,分析了结构的破坏模式、荷载-位移关系与高温和梁柱尺寸等因素的关系;王广勇等^[9-10]采用纤维单元法对遭受火灾的钢筋混凝土框架结构受力性能进行了分析;肖建庄^[11]通过火灾后框架抗震试验提出,高温后高性能混凝土框架结构易发生“强梁弱柱”破坏,承载力、刚度及耗能均明显下降,仅延性有所提高。

以上研究多数采用国际标准升温曲线(ISO834)来代替实际升温曲线,计算结果存在一定局限性,且研究对象多为多层框架结构,对高层框架结构受火后力学性能的研究较少。基于此,笔者通过火灾模拟和有限元分析,模拟了高层框架结构火灾全过程,分析火灾后构件及结构在静、动力荷载作用下的力学性能,得出局部火灾下框架结构的损伤规律,为此类结构火灾后的损伤评估与加固

方案设计提供了参考依据。

1 火灾过程分析

1.1 场景设置

PyroSim (Thunderhead Engineering PyroSim)是由美国国家标准与技术研究院研发的火灾动态仿真模拟软件,是一种火灾中流体运动为主要模型对象的计算流体动力学模型^[12]。笔者以某宿舍楼为例建立模型,该宿舍楼为钢筋混凝土框架结构,共8层,首层高3.6 m,其余各层层高3 m,建筑总高度25.95 m,主要构件采用C30混凝土,HRB400级钢筋。柱截面长宽为500 mm × 500 mm,梁截面长宽为200 mm × 500 mm。模型网格长宽高为0.25 m × 0.25 m × 0.25 m,火灾模拟时间为60 min。初始状态门窗关闭,火灾发生400 s后门窗破损形成通风口,设置Y方向风,风速为4 m/s。火源功率为2 MW,面积4 m²,采取t²型增长火,取火源增长系数 α 为0.046 89,建筑平面图及PyroSim模型如图1所示。

1.2 过程模拟

在首层高度3 m处设置水平切片,得到

不同时刻的温度场分布如图 2 所示。

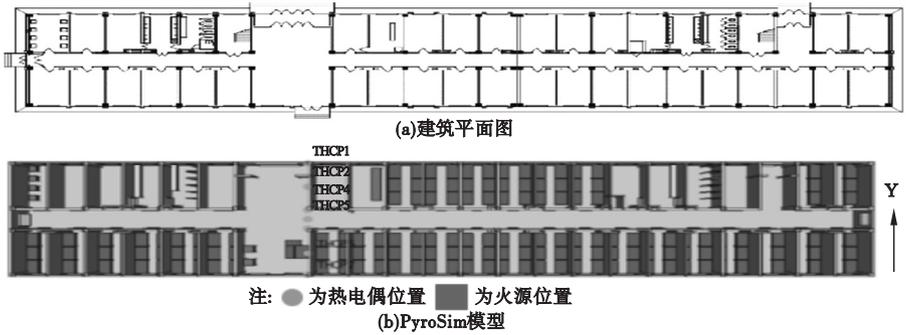


图 1 建筑平面图及 PyroSim 模型

Fig. 1 Building plan and PyroSim model

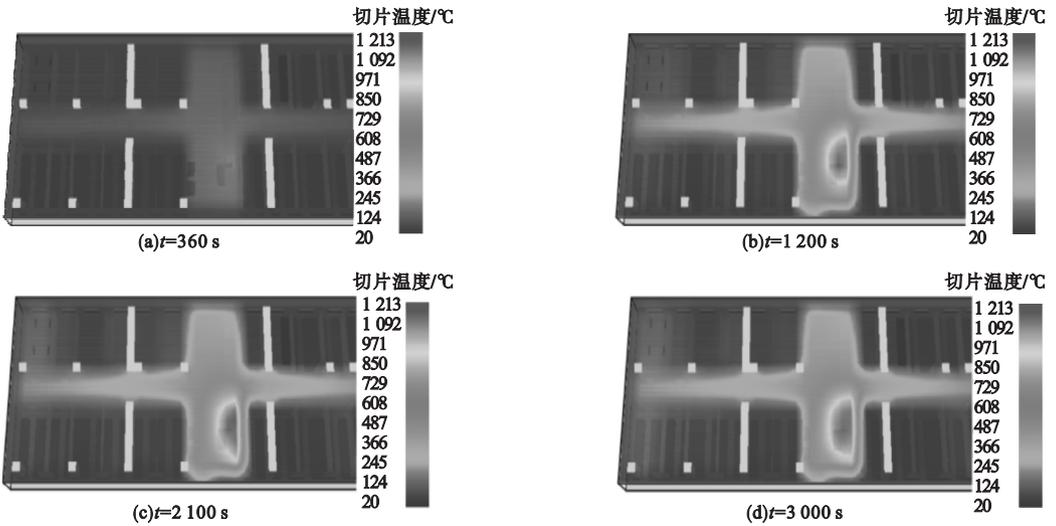


图 2 温度分布图

Fig. 2 Distribution of temperature

通过图 2 可以看出,火灾在初始阶段由于门窗关闭,处于不通风的闷燃状态,火势发展较慢。随着火势的发展,400 s 后门窗破裂导致通风口开放,由于氧气充足,火灾达到轰燃状态,火势发展明显加快。可以看出通风条件对火灾的发展尤其是达到稳定状态下火灾有重要影响。

1.3 结果分析

以往的火灾模拟中,因假设火灾在有限范围内发生且空间内温度均等条件而采用 ISO834 标准升温曲线^[13],文中在室内火灾场景中布置了 7 个热电偶,各测点温度时程曲线对比如图 3 所示。

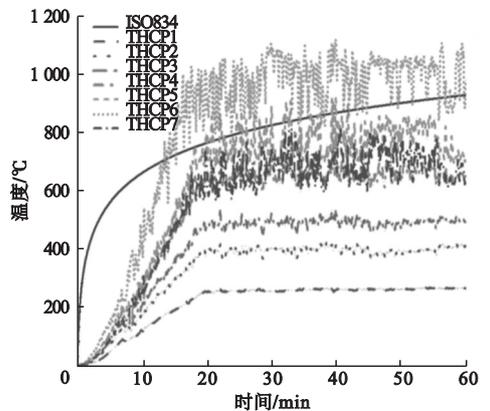


图 3 温度时程曲线

Fig. 3 Temperature time history curves

从图中可以看出,火源正上方测点6处升温速率最快,温度最高。受通风条件影响,测点6处温度在火灾发生至16 min时,在1000℃上下出现剧烈波动,最大波动约为200℃;其他观测点距离火源位置较远,升温速率、最高温度与波动幅度随着距离增大而减小,其中测点1距离火源位置最远,火灾进行至20 min时温度达到270℃,曲线未出现明显波动且稳定在270℃左右。笔者采取 t^2 型增长火,标准升温曲线在火灾进行14 min内升温较快,温度明显高于各测点模拟值,在火灾进行14 min后,测点6处温度在大部分时刻高于标准升温曲线,最高温度可达1134℃。火灾进行19 min后,测点5处在部分时刻温度略高于标准升温曲线,最高温度达935℃,其他测点处在火灾发生全过程中温度低于标准升温曲线。可见采用ISO834升温曲线与实际升温曲线结果存在较大差异,因而在火灾模拟中利用ISO834升温曲线存在一定局限性。

2 框架结构静力分析

2.1 温度场分析

采用温度-结构热力耦合方法计算,首先进行温度场分析,采用以下基本假定:温度沿柱轴线方向分布相同,只考虑水平方向温度变化;试件满足平截面假定,钢筋和混凝土之间有良好的粘结性,无相对滑移。钢筋、混凝土材料的热工参数均选用文献[14-15]中的表达式。

(1) 导热系数计算式如下:

$$\lambda_s = \begin{cases} 54 - 3 \times 10^{-2}T, & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C}; \\ 27.3, & T > 800^\circ\text{C}. \end{cases} \quad (1)$$

$$\lambda_c = 2 - 0.24 \left(\frac{T}{120} \right) + 0.012 \left(\frac{T}{120} \right)^2, \quad 20^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C}. \quad (2)$$

式中: λ_s 为钢筋导热系数; λ_c 为混凝土导热系数。

(2) 比热容计算式如下:

$$\lambda_s = \begin{cases} 2.22 \times 10^{-6}T^3 - 1.69 \times 10^{-3}T^2 + 0.773T + 425, & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 600^\circ\text{C}; \\ \frac{13002}{738 - T} + 666, & 600^\circ\text{C} < T \leq 735^\circ\text{C}; \\ \frac{17820}{T - 731} + 545, & 735^\circ\text{C} < T \leq 900^\circ\text{C}; \\ 650, & 900^\circ\text{C} < T \leq 1200^\circ\text{C}. \end{cases} \quad (3)$$

$$C_c = 900 + 80 \left(\frac{T}{120} \right) - 4 \left(\frac{T}{120} \right)^2, \quad 20^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C}. \quad (4)$$

式中: C_s 为钢筋比热容; C_c 为混凝土比热容。

(3) 热膨胀系数计算式如下:

$$\alpha_s = \begin{cases} 1.2 \times 10^{-5}T + 0.4 \times 10^{-8}T^2 - 2.416 \times 10^{-4}, & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 750^\circ\text{C}; \\ 1.1 \times 10^{-2}, & 750^\circ\text{C} < T \leq 860^\circ\text{C}; \\ 2 \times 10^{-5}T - 6.2 \times 10^{-3}, & 860^\circ\text{C} < T \leq 1200^\circ\text{C}; \end{cases} \quad (5)$$

$$\alpha_c = \begin{cases} 2.3 \times 10^{-11}T^3 + 9 \times 10^{-6}T - 1.8 \times 10^{-4}, & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 700^\circ\text{C}; \\ 1.4 \times 10^{-3}, & 700^\circ\text{C} < T \leq 1200^\circ\text{C}. \end{cases} \quad (6)$$

式中: α_s 为钢筋热膨胀系数; α_c 为混凝土热膨胀系数。

混凝土采用DC3D8传热单元,钢筋采用DC1D2传热单元。设置热对流系数为25 W/(m²·K),热辐射率为0.5,Stefan-Boltzmann常数为3.402 × 10⁻⁶。升温曲线采用PyroSim模拟得到的结果,边柱(D柱)三面受火,中柱(C柱)四面受火,梁CD三面受火。平面框架受火60 min时的温度场分布云图如图4所示。

在柱C、柱D顶部及梁CD跨中横截面内部、角点及纵筋位置布置测点,构件横截面温度场与测点时程温度曲线如图5所示。分

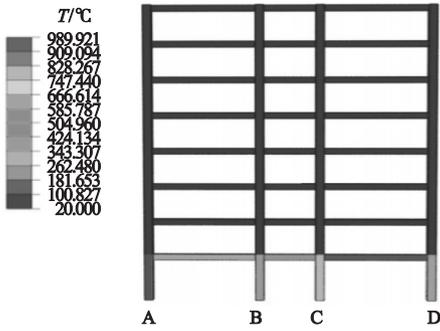
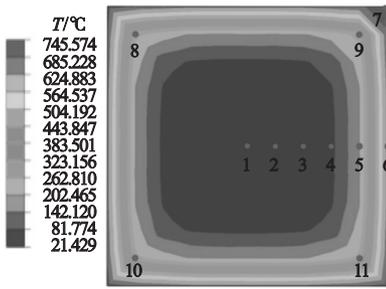


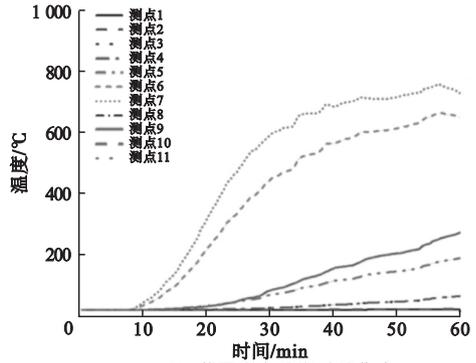
图 4 受火时间 60min 时框架温度场

Fig. 4 Temperature field of the frame when exposed to fire for 60 min

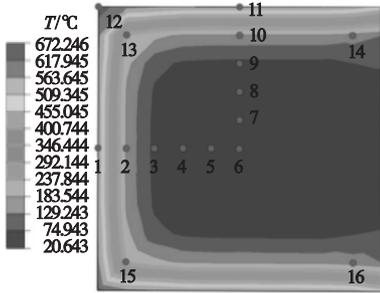
析可知,梁 CD、柱 D 未受火面相较受火面温度上升较慢,关于水平轴对称分布;柱 C 升温均匀,由外表面高温区域向内温度递减,成双向对称分布,整体升温速率趋于缓慢,节点核心区的温度较周围的梁段和柱段偏低。由于混凝土材料导热性较差,梁、柱截面绝大部分面积温度未超过 500 °C。



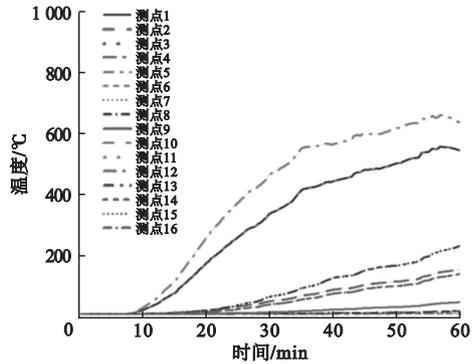
(a)柱C截面温度场



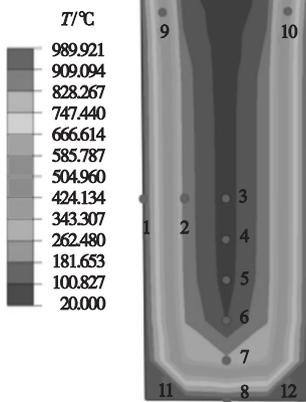
(b)柱C截面测点温度时程曲线



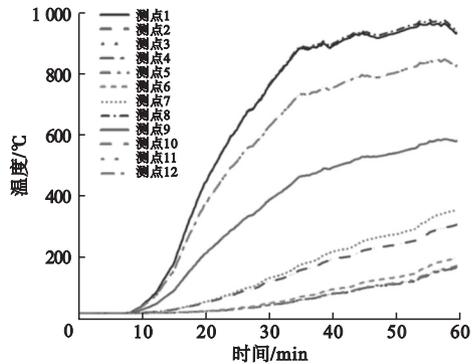
(c)柱D截面温度场



(d)柱D截面测点温度时程曲线



(e)梁CD截面温度场



(f)梁CD截面测点温度时程曲线

图 5 构件截面温度场及温度时程曲线

Fig. 5 Temperature field and temperature time history curves of component sections

2.2 静力分析

钢筋、混凝土材料高温下的应力 - 应变关系采用过镇海^[16]提出的模型:

$$\frac{f_y^T}{f_y} = \frac{1}{1 + 24 \left(\frac{T}{1000} \right)^{4.5}} \quad (7)$$

$$\frac{f_u^T}{f_u} = \frac{1}{1 + 36 \left(\frac{T}{1000} \right)^{6.2}} \quad (8)$$

$$\varepsilon_u^T = 0.16 - 0.23 \left(\frac{T}{1000} \right) \geq 0.02 \quad (9)$$

$$\begin{cases} y = 2.2x - 1.4x^2 + 0.2x^3, & x \leq 1; \\ y = \frac{x}{0.8(x-1)^2 + x}, & x \geq 1. \end{cases} \quad (10)$$

式中: $y = \frac{\sigma}{f_c^T}, x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p^T}$ 。

通过计算重力荷载代表值进行静力非线性分析。顶层边跨梁受均布荷载 24.44 kN/m,中跨受均布荷载 17.66 kN/m,其他层边跨梁 31.22 kN/m,中跨梁 16.72 kN/m。图 6 为受火时间 60 min 时框架变形图。梁跨中挠度曲线及柱顶位移曲线见图 7、图 8、图 9。

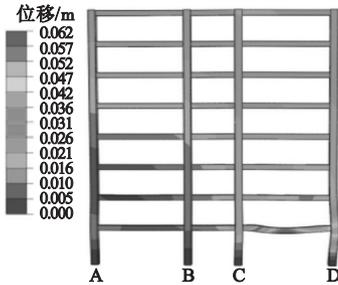


图 6 受火时间 60 min 时框架变形图

Fig. 6 Frame deformation diagram when exposed to fire for 60 min

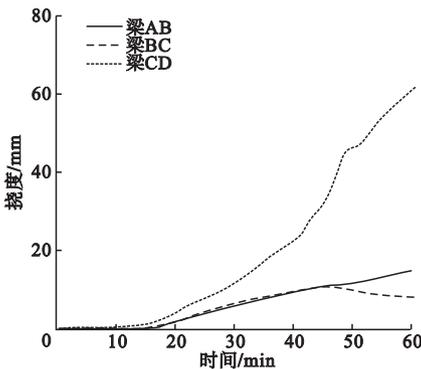


图 7 梁跨中挠度曲线

Fig. 7 Beam mid-span deflection curves

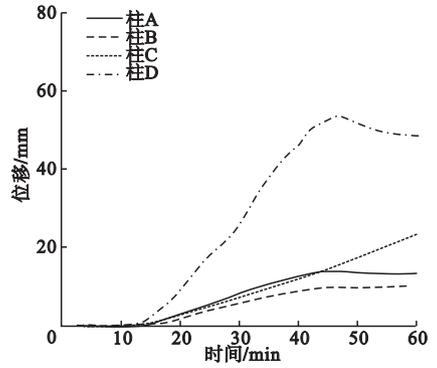


图 8 柱顶端水平位移曲线

Fig. 8 Horizontal displacement curves of column top

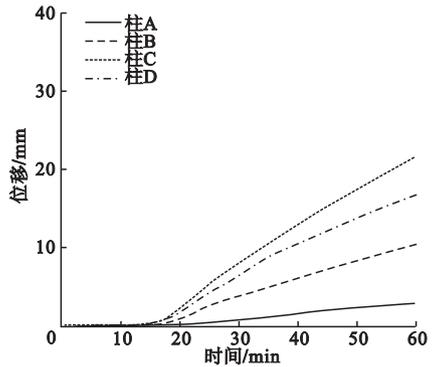


图 9 柱顶端竖向位移曲线

Fig. 9 Vertical displacement curves of column top

2.3 结果分析

由图 6 ~ 图 8 可知,首层边跨结构受火后,构件升温膨胀,火灾发生区域及其邻近区域结构变形明显,柱 D 顶部节点处变形较大,受火梁 CD 跨中最大竖向位移为 62 mm,柱 D 顶部水平位移最大值为 53 mm,柱 C 顶部竖向位移最大值为 22 mm,框架其余部位变形较小。取梁 CD 与梁 AB 跨中截面下边缘处应力进行分析,应力时程曲线见图 10。

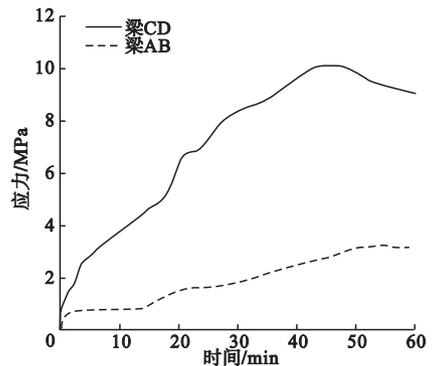


图 10 受火梁跨中截面下边缘处应力时程曲线

Fig. 10 Stress time history curves at the lower edge sections of the beam under fire

由图可知,受火梁 CD 应力随着受火时间逐渐增大,最大抗力值达 10.12 MPa 后呈下降趋势,60 min 时抗力值为 8.92 MPa,剩余承载力约为极限承载力的 35.4%,梁 AB 应力值为 3.10 MPa,剩余承载力约为极限承载力的 84.6%。受火后钢筋混凝土梁最大极限承载力下降约为 49.2%,由于未达到承载力极限,梁 CD 仍可继续承载。柱顶截面中点处应力曲线如图 11 所示,柱 C 最大抗力值为 13.48 MPa,剩余承载力约为极限承载力的 26.4%,柱 D 最大抗力值为 6.37 MPa,剩余承载力约为极限承载力的 62.7%。可见中柱受火后对结构影响较大,应对其重点检测并加固。

3 框架结构动力分析

3.1 地震波选用

笔者选取三种适用于二类场地的地震波

表 1 地震波信息

Table 1 The positioning accuracy error

名称	类别	震级	间隔/s	峰值/($\text{cm}\cdot\text{s}^{-2}$)	峰值时刻/s
EL-Centro 波	实测	7.1	0.01	341.7	2.43
兰州波	人工	—	0.02	196.2	5.04
唐山波	实测	7.8	0.01	65.94	29.67

地震加速度按文献 [17] 进行调整,地震加速度调整最大值见表 2。受火后钢筋、混凝土的应力-应变关系采用吴波^[18]提出的模型,对结构在竖向荷载作用下施加水平地震加速度时程。

表 2 地震加速度调整最大值

Table 2 Maximum value of seismic acceleration adjustment

地震烈度	加速度调整最大值/($\text{cm}\cdot\text{s}^{-2}$)	
	多遇地震	罕遇地震
6 度	18	125
7 度	35(55)	220(310)
8 度	70(110)	400(510)
9 度	140	620

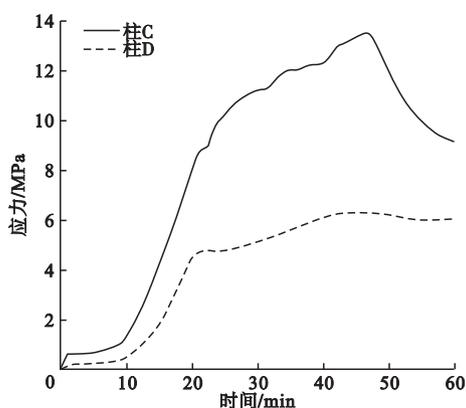


图 11 受火柱顶端截面中点处应力时程曲线

Fig. 11 Stress time history curves at the middle point of the middle of the top sections of the fire column

进行分析:EL-Centro 波、兰州波和唐山波,地震波信息见表 1。选用 EL-Centro 波和兰州波的前 20 s 加速度时程曲线,选用唐山波 20~40 s 的加速度时程曲线。该建筑位于 7 度设防区,设计基本地震加速度值为 0.10 g。

3.2 层间位移角分析

结构层间位移角是进行抗震变形验算的重要指标,计算公式如下:

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h. \quad (11)$$

式中: Δu_e 为多遇地震结构楼层最大层间位移角; $[\theta_e]$ 为层间位移角允许值,钢筋混凝土框架结构规范限值为 $1/550 \approx 0.00182$; h 为结构层高。

不同地震波下,结构首层层间位移角分析结果见表 3,各地震波作用下框架层间位移角见图 12。通过对首层层间位移角分析可以看出,未受火结构在三种地震波作用下各层层间位移角均未超出规范限值;火灾后,结构各层层间位移角均有所增大,但增大幅

度不同。其中首层增幅最大,在 EL-Centro 波、唐山波作用下超出规范限值约 16.5%、48.9%。2~8 层增幅逐渐递减,2 层增幅在 EL-Centro 波作用下最大,达到 24.1%,在兰州波、唐山波作用下增幅为 13.9%、16.5%,但均未超出规范限值,8 层层间位移角无明显

变化。由上述分析可知,受火后结构首层在 3 种地震波作用下均出现了较大的层间位移角,这是由于受火后材料刚度弱化,结构承载力降低所导致,2~8 层层间位移角满足允许值。

表 3 首层层间位移角分析

Table 3 Analysis of displacement angle between first floor

地震波名称	未受火结构层间位移角	受火后结构层间位移角	规范层间位移角限值	超出层间位移角限值/%
EL-Centro 波	0.000 68	0.002 12	0.001 82	16.5
兰州波	0.000 36	0.001 47	0.001 82	-19.2
唐山波	0.000 95	0.002 71	0.001 82	48.9

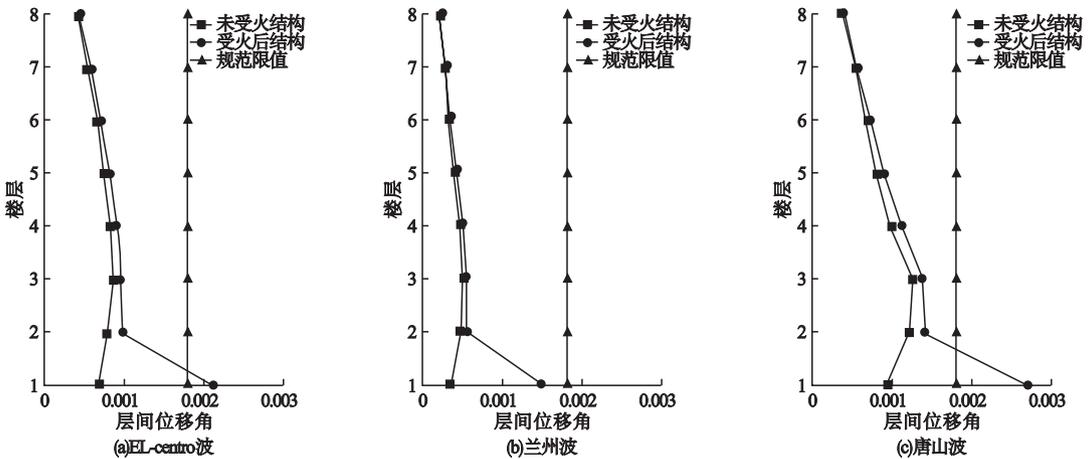


图 12 各地震波作用下框架层间位移角

Fig. 12 Story drift angle of frame under three kinds of seismic waves

4 结论

(1) 通风条件对室内火灾温度场影响较大,实际升温曲线在温度达到某一数值后出现波动,波动幅度随着与火源距离增大而减小。实测曲线与标准升温曲线 ISO834 结果存在一定差异,在火灾初起期升温较快;在火灾猛烈期温度低于模拟值,因而在火灾模拟中利用 ISO834 升温曲线存在一定局限性。

(2) 梁、柱构件直接受火面温度较高,但升温速率缓慢,构件截面绝大部分面积温度未超过 500 °C,节点核心区的温度较周围的梁段和柱段偏低。受火梁 CD 跨中最大挠度为 62 mm,跨中应力增长约 3 倍,剩余承载力

约为极限承载力的 35.4%;柱 D 顶部水平位移最大为 53 mm,柱 C 顶部竖向位移最大为 22 mm,柱 C 受火后剩余承载力约为极限承载力的 26.4%,柱 D 受火后剩余承载力约为极限承载力的 62.7%,故结构在火灾后尚余部分承载力仍可继续使用。

(3) 受火后结构在地震波作用下各层层间位移角均有所增大,其中首层增幅最大,2~8 层增幅逐渐递减。结构首层在 EI-Centro 波、唐山波作用下层间位移角超出规范限值约 16.5%、48.9%,其他楼层层间位移角满足规范要求,兰州波作用下各楼层层间位移角均未超出规范限值。火灾后应重点检测过火区域构件力学性能,计算首层层间

位移角变化,据此制定加固方案。

参考文献

- [1] RAOUFFARD M M, NISHIYAMA M. Residual load bearing capacity of reinforced concrete frames after fire [J]. Journal of advanced concrete technology, 2016, 14(10): 625-633.
- [2] BAILEY C. Holistic behaviour of concrete buildings in fire [J]. Structures & buildings, 2003, 156(4): 422-424.
- [3] KODUR V, MCGRATH R. Fire endurance of high strength concrete columns [J]. Fire technology, 2003, 39(1): 73-87.
- [4] 吴波,唐贵和.近年来混凝土结构抗火研究进展[J].建筑结构学报,2010(6):110-121.
(WU Bo, TANG Guihe. Research progress on fire resistance of concrete structures in recent years [J]. Journal of building structures, 2010(6): 110-121.)
- [5] 刘永军,毕然,腾飞,等.钢筋混凝土框架结构火灾反应全过程数值分析[J].沈阳建筑大学学报:自然科学版,2013,29(3):405-411.
(LIU Yongjun, BI Ran, TENG Fei, et al. Numerical analysis of fire response of reinforced concrete frame structures [J]. Journal of Shenyang jianzhu university (natural science), 2013, 29(3): 405-411.)
- [6] 李镇江.钢筋混凝土高层住宅结构火灾过程分析[D].上海:上海交通大学,2014.
(LI Zhenjiang. Fire process analysis of reinforced concrete high-rise residential structure [D]. Shanghai: Shanghai Jiaotong University, 2014.)
- [7] 王广勇,李玉梅.局部火灾下钢管混凝土柱-钢梁平面框架耐火性能[J].工程力学,2013(10):236-243.
(WANG Guangyong, LI Yumei. Fire resistance of concrete-filled steel tubular column-steel beam plane frame under local fire [J]. Engineering mechanics, 2013(10): 236-243.)
- [8] 陆洲导,魏锴,苏磊,等.高温后钢筋混凝土框架抗震性能试验研究[J].同济大学学报(自然科学版),2019,47(1):33-41.
(LU Zhoudao, WEI Kai, SU Lei, et al. Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete frames after high temperature [J]. Journal of tongji university (natural science edition), 2019, 47(1): 33-41.)
- [9] 王广勇,张东明,刘庆,等.基于梁单元受火后型钢(钢筋)混凝土结构受力性能分析[J].建筑结构学报,2016,37(11):38-46.
(WANG Guangyong, ZHANG Dongming, LIU Qing, et al. Mechanical performance analysis of steel (reinforced) concrete structures based on beam elements subjected to fire [J]. Journal of building structures, 2016, 37(11): 38-46.)
- [10] 刘猛,王广勇,张东明.火灾下钢筋混凝土平面框架结构的受力机理分析[J].建筑结构学报,2020(10):97-104.
(LIU Meng, WANG Guangyong, ZHANG Dongming. Mechanical mechanism of reinforced concrete plane frame structure under fire [J]. Journal of building structure, 2020(10): 97-104.)
- [11] 肖建庄,谢猛.高性能混凝土框架火灾后抗震性能试验研究[J].土木工程学报,2005,38(8):36-42.
(XIAO Jianzhuang, XIE Meng. Experimental study on seismic behavior of high performance concrete frame after fire [J]. Acta civil engineering, 2005, 38(8): 36-42.)
- [12] 吕淑然,杨凯.火灾与逃生模拟仿真[M].北京:建筑工业出版社,2014.
(Lü Shuran, YANG Kai. Simulation of fire and escape [M]. Beijing: Construction Industry Press, 2014.)
- [13] International Standard ISO 834. Fire resistance tests-elements of building construction: part 1: general requirements: ISO 834-1 [S]. Geneva: International Standard ISO 834, 1980.
- [14] 过镇海,时旭东.钢筋混凝土的高温性能及其计算[M].北京:清华大学出版社,2003.
(GUO Zhenhai, SHI Xudong. High temperature behavior of reinforced concrete and its application in high temperature calculation [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003.)
- [15] European Committee for Standardization. ENV 1993-1-2, Eurocode 3 design of steel structures (Part 1/2), general rules structural fire design [S]. London: British Standards Institution, 2005.
- [16] European Committee for Standardization (CEN). BSEN 1994-1-2, Eurocode 4 design of composite steel structures (part 1/2), general rules structural fire design [S]. London: British Standards Institution, 2005.
- [17] 中华人民共和国建设部.建筑抗震设计规范:GB50010—2010 [S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
(Ministry of Construction of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Construction Industry Press, 2010.)
- [18] 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 properties of reinforced concrete structures after fire [M]. Beijing: Science Press, 2003.)
(责任编辑:杨永生 英文审校:刘永军)