

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20211022003

震后火作用下多层钢框架基于火灾荷载密度的易损性分析*

蔡新江^{1,2}, 蒋伟杰¹, 毛小勇^{1,2}, 田石柱^{1,2}

(1. 苏州科技大学土木工程学院, 江苏 苏州 215011;

2. 苏州科技大学江苏省结构工程重点实验室, 江苏 苏州 215011)

摘要:与地震易损性相比,结构震后火的易损性研究尚未深入。以三层三跨平面钢框架为研究对象,采用ABAQUS进行建模,选取火灾荷载密度作为火灾强度指标,同时将耐火极限作为破坏状态指标,采取拉丁超立方方法生成了50个结构样本,对钢框架进行震后火作用下耐火极限分析和易损性分析,并给出了不同损伤程度的四种破坏状态。研究表明:震后火作用下钢框架失效概率随火灾荷载密度的升高而增加;当火灾荷载密度达到最大值时,大震下钢框架发生轻微破坏、中等破坏和严重破坏的概率较高,出现倒塌破坏的概率相对较低;对比三水准地震设防烈度下火灾易损性曲线,随着地震烈度的升高,钢框架发生严重破坏和倒塌破坏的概率也随之增大。

关键词:钢框架;震后火;易损性;火灾荷载密度;易损性曲线

中图分类号: TU391 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2022)02-0269-07

Vulnerability Analysis of Multi Story Steel Frames under Post-Earthquake Fire based on Fire Load Density

CAI Xinjiang^{1,2}, JIANG Weijie¹, MAO Xiaoyong^{1,2}, TIAN Shizhu^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Suzhou University of Science and Technology, Suzhou 215011, China;

2. Jiangsu Key Laboratory of Structural Engineering, Suzhou University of Science and Technology, Suzhou 215011, China)

Abstract: Compared with seismic vulnerability, the research on post-earthquake fire vulnerability of structures has not been in-depth studied. Taking a three-story three-span plane steel frame as the research object, ABAQUS is used for modeling, the fire load density is selected as the fire strength index, and the fire resistance limit is taken as the failure state index. Fifty structure samples are generated by Latin hyper method to analyze the fire resistance limit and vulnerability of the steel frame under post-earthquake fire. Four failure states with different damage degrees are given. The results show that the failure probability of steel frames under post-earthquake fire increases with the increase of fire load density; When the fire load density reaches the maximum, the probability of slight failure, medium failure and serious failure of steel frame under large earthquake is high, and the probability of collapse failure is relatively low; Compared with the fire vulnerability curve under three-level seismic fortification intensity, with the increase of seismic intensity, the probability of serious damage and col-

* 收稿日期:2021-10-22;修回日期:2021-12-23

基金项目:国家自然科学基金项目(51778395)、江苏高校“青蓝工程”(2018)、江苏省“333工程”(2018)、江苏高校优势学科建设工程资助项目(PAPD)资助

作者简介:蔡新江(1981—),男,副教授,博士,硕导。主要从事结构抗震与抗火研究。E-mail:caixinjiang@usts.edu.cn

lapse of steel frame also increases.

Keywords: steel frame structure; post-earthquake fire; vulnerability; fire load density; fragility curves

引言

与常规火灾相比,地震次生火灾带来的危害和经济损失会更大^[1]。1906年旧金山8.6级地震是美国历史上最具毁灭性的大地震,更严重的是,地震引起的天然气管道破裂产生严重的次生火灾,同时地震引起的地下供水管网破裂,使得消防灭火工作无法正常运行,最终使得整个城市几乎付之一炬,经济损失达4亿美元。

钢结构轻质高强,延性好,地震作用下具有良好的抗震性能,但其耐火性能较差,一旦地震后产生次生火灾,由于高温下材料性能退化,导致钢结构进一步损伤乃至倒塌的概率会大幅增加,因此对震后火作用下钢框架易损性研究具有重要意义。

结构震后火力学性能方面,G. Della Corte等^[2]针对平面钢框架进行了考虑集合变形的地震损伤及其次生火灾的分析,结果表明地震引起的几何损伤会导致钢框架的耐火性能显著降低。B. Behnam等^[3-4]对两个钢混框架的即时使用(IO)和生命安全(LS)性能水平进行了基于FEMA 356的顺序结构分析,结果表明震后受损结构比原结构更容易受到火灾影响,受损结构的耐火性能降至原结构的1/3左右。H. Ronagh等^[5]针对10层钢框架进行了地震及其次生火灾的分析,重点考察了火灾蔓延对结构倒塌的影响,结果表明火灾蔓延的速率越大,钢框架发生倒塌的概率随之增加。W. J. Keller等^[6]对表面有耐火材料的钢节点在地震及其次生火灾作用下的受力性能进行了分析,结果表明地震下节点区域的耐火材料容易发生剥落,导致钢节点的耐火性能降低。R. Pucinotti等^[7]重点对钢管混凝土节点在地震及其次生火灾作用下的力学机理进行了系统地分析,并使用特定部件进行梁柱节点的抗震试验和火灾试验,结果表明部件满足设计和性能方面的要求。李小雪等^[8]以Y型偏心支撑钢框架为研究对象,对其进行震后火下抗火性能的研究,得到钢框架在震后火下的失效模式及不同参数对其抗火性能的影响规律,结果证实震后火下钢框架的抗火性能随着损伤的增加而降低。李强^[9]提出了方管混凝土柱地震损伤指数模型,并以钢管混凝土受压构件为分析对象,建立了震损后钢管混凝土柱耐火极限有限元计算模型,分析其先后经历往复荷载和火灾下的破坏形态和损伤机理,研究了损伤指数对其

震后火耐火极限的影响。

火灾易损性方面,Q. Guo和A. Jeffers等^[10-11]提出了一套基于概率的框架方法用以评估结构的耐火性能,结果表明概率分析方法有助于确定影响结构耐火性能的参数。D. Lange等^[12]在基于性能的地震工程基础上,提出了基于性能的结构消防工程,结果证实该方法可用于火灾的概率分析。N. E. Khorasani等^[13]提出了一种概率分析方法,用以评估仅受火灾和震后火下的结构的可靠性,结果表明地震破坏可能加快火灾蔓延的速率,造成更大的经济损失。M. Memari等^[14]详细阐述了地震后火灾概率性能分析方法的开发过程,然后利用该方法分析钢构件和钢结构整体在地震和火灾下的易损性,结果表明该方法可用于评估多重灾害下的结构性能。

综上所述,在地震易损性方面相关研究已经较为深入,但在火灾及震后火易损性方面研究还相对较少。本文以三层三跨平面钢框架为研究对象,考虑底层受火,以火灾荷载密度为火灾强度指标,对钢框架结构进行震后火作用下的耐火极限分析和火灾易损性分析,对震后火作用下结构抗火性能评估提供研究参考。

1 钢框架建模

1.1 计算模型

选取三层三跨平面钢框架作为研究对象,抗震设防烈度为7度0.15g,场地类别为Ⅱ类,设计地震分组为第一组,跨度6 m,底层层高4.2 m,其余层高3.6 m,材料均为Q345B级钢,梁柱截面参数见表1。采用ABAQUS软件模拟震后火全过程,梁柱构件选用C3D8R实体单元建模,节点采用绑定约束(Tie)来模拟焊接,柱底固接。

温度场分析时,均采用ISO834标准升温曲线模拟构件表面升温。

表1 梁柱截面参数

Table 1 Beam column section parameters

构件	截面尺寸/mm	f_y /MPa	E /MPa
梁	H250×250×9×14	345	206 000
中柱	H400×300×10×16	345	206 000
边柱	H300×300×12×12	345	206 000

注:H表示H型钢, f_y 为屈服强度, E 为弹性模量

1.2 高温下材料属性

钢材密度取常数 $\rho_s=7\ 850\text{ kg/m}^3$,泊松比取 0.3。热传导系数 λ_s 和比热容 c_s 采用 EC4^[15] 和 EC3^[16] 给出的建议值,如式(1)和式(2)所示:

$$\lambda_s = \begin{cases} 54 - 3.33 \times 10^{-2} T_s, & 20\text{ }^\circ\text{C} \leq T_s \leq 800\text{ }^\circ\text{C} \\ 27.3, & 800\text{ }^\circ\text{C} < T_s \leq 1\ 200\text{ }^\circ\text{C} \end{cases} \quad (1)$$

$$c_s = \begin{cases} 425 + 7.73 \times 10^{-1} T_s - 1.69 \times 10^{-3} T_s^2 + 2.22 \times 10^{-6} T_s^3, & 20\text{ }^\circ\text{C} \leq T_s \leq 600\text{ }^\circ\text{C} \\ 666 - \frac{13\ 002}{T_s - 738}, & 600\text{ }^\circ\text{C} < T_s \leq 735\text{ }^\circ\text{C} \\ 545 + \frac{17\ 820}{T_s - 731}, & 735\text{ }^\circ\text{C} < T_s \leq 900\text{ }^\circ\text{C} \\ 650, & 900\text{ }^\circ\text{C} < T_s \leq 1\ 200\text{ }^\circ\text{C} \end{cases} \quad (2)$$

根据欧洲规范 EC3^[16] 和 EC4^[15] 的相关研究,热膨胀系数 a_s 如公式(3)所示:

$$a_s = \begin{cases} 0.8 \times 10^{-8} (T_s - 20) + 1.2 \times 10^{-5}, & 20\text{ }^\circ\text{C} \leq T_s \leq 750\text{ }^\circ\text{C} \\ 0, & 750\text{ }^\circ\text{C} < T_s \leq 860\text{ }^\circ\text{C} \\ 2.0 \times 10^{-5}, & 860\text{ }^\circ\text{C} \leq T_s \leq 1\ 200\text{ }^\circ\text{C} \end{cases} \quad (3)$$

式中, T_s 为钢材的温度。

本文采用欧洲钢结构协会(ECCS^[17])给出的高温下结构钢的弹性模量及屈服强度计算公式,如式(4)和式(5)所示:

$$\begin{cases} \frac{E_T}{E} = -17.2 \times 10^{-12} T^4 + 11.8 \times 10^{-9} T^3 - 34.5 \times 10^{-7} T^2 + 15.9 \times 10^{-5} T + 1, & 0\text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 600\text{ }^\circ\text{C} \\ \frac{E_T}{E} = 8.66 \times 10^{-4} (800 - T), & 600\text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 800\text{ }^\circ\text{C} \end{cases} \quad (4)$$

式中, E_T 为温度为 T 时钢材的弹性模量; E 为常温下钢材的弹性模量。

$$\frac{f_{yT}}{f_y} = \begin{cases} 1 + \frac{T}{767 \ln \frac{T}{1\ 750}}, & 0\text{ }^\circ\text{C} \leq T < 600\text{ }^\circ\text{C} \\ \frac{108 \left(1 - \frac{T}{1\ 000}\right)}{T - 440}, & 600\text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 1\ 000\text{ }^\circ\text{C} \end{cases} \quad (5)$$

式中, f_{yT} 为温度为 T 时钢材的屈服强度, N/mm^2 ; f_y 为常温时钢材的屈服强度, N/mm^2 。

EC3^[16] 以折减系数的形式确定结构钢的屈服强度,如表2所示为高温下钢材的屈服强度、比例极限折减系数。

表2 高温下材料材性折减系数

Table 2 Material property reduction coefficient at high temperature

温度/ $^\circ\text{C}$	E_T/E	f_{yT}/f_y	温度/ $^\circ\text{C}$	E_T/E	f_{yT}/f_y
20	1.0	1.0	600	0.47	0.18
100	1.0	1.0	700	0.23	0.075
200	1.0	0.807	800	0.11	0.05
300	1.0	0.613	900	0.06	0.037 5
400	1.0	0.42	1 000	0.04	0.025
500	0.78	0.36	1 100	0.02	0.012 5

注: E_T/E 为钢材弹性模量折减系数, f_{yT}/f_y 为钢材强度折减系数

1.3 输入地震动选取

根据钢框架所处场地类别、特征周期等为主要依据,通过 Spectrum-2010^[18] 软件生成规范反应谱,依据选取地震动反应谱在结构主要周期点上与设计谱相近的原则,在太平洋地震工程研究中心(PEER)^[19] 选取了若干地震动记录,本文仅以 El Centro 波作为结构的输入地震动进行分析。

1.4 损伤定义

地震作用后钢结构抗火性能的主要影响因素包括材料力学性能退化、震后结构产生的残余变形(即几何损伤)等。文献[20]表明:经受地震后,钢材的性能会有一定程度的劣化,且该变化会改变材料在高温下的材性变化规律,而目前很难对该变化及其导致的高温性能的改变进行准确具体的测定和描述。文献[21]中测试了带损伤钢筋的高温性能,证实损伤对钢筋的高温力学性能影响有限。因此本文中仅考虑几何损伤对钢框架产生的影响。

本文将地震后钢柱的残余变形作为震后火的初始条件。首先提取地震作用下结构产生的残余变形,然后将残余变形以荷载的形式施加给结构,最后对结构进行静力分析来模拟地震作用,并将此作为初始损伤状态用以研究结构后续抗火性能。

1.5 震后火加载流程

震后火作用下结构进行非线性分析主要分为以下三个步骤:首先对结构施加静力荷载,然后对结构施加地震作用,最后对结构施加温度荷载。本文利用 ABAQUS 软件的重启动和预定义场功能进行震后火全过程分析,首先对结构进行往复荷载作用分析来模拟地震作用,同时在分析步中进行重启动定义;然后利用数据传递功能将地震作用分析结果作为热力耦合的初始状态;最后将火灾作用下结

构温度场分析计算结果以预定义场形式导入地震分析结果中进行热力耦合分析,以此实现了钢结构在地震-火灾作用下的全过程分析。

1.6 结构承载力极限状态及失效准则

火灾下结构承载能力极限状态可分为构件和结构两个层次,分别对应局部构件破坏和整体倒塌破坏:即构件丧失稳定承载力,变形速率为无限大;结构丧失整体稳定,达到不适于继续承载的整体变形。

本文中满足下列条件之一即判定构件或结构失效从而达到耐火极限:

(1)受弯承重构件的弯曲最大位移及变形速率如式(6)和式(7)所示。

$$\delta \geq L^2/400h \quad (6)$$

$$d\delta/dt \geq L^2/9\ 000h \quad (7)$$

式中, h 为截面高度,mm; L 为计算跨度,mm; t 为时间,min。

(2)轴向承重构件达到耐火极限时轴向最大竖向位移及其变形速率如式(8)和式(9)所示。

$$\delta \geq H/100 \quad (8)$$

$$d\delta/dt \geq 3H/1\ 000 \quad (9)$$

式中, H 为构件初始受火高度,mm。

2 钢框架火灾易损性参数

2.1 火灾易损性定义

结构火灾易损性是指在给定强度的火灾作用下,结构反应(用 μ_d 表示)达到或超过某种破坏阶段所定义的结构承载力(用 μ_c 表示)的条件概率(用 P_f 表示),即:

$$P_f = P_r(\mu_c/\mu_d < 1) \quad (10)$$

由式(10)可见,结构的火灾易损性分析包括结构火灾反应分析和破坏标准分析。

由于 μ_d 和 μ_c 均服从对数正态分布,因此特定阶段的失效概率为:

$$P_f = \phi_r \left(\frac{\ln(\overline{\mu_d}/\overline{\mu_c})}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}} \right) \quad (11)$$

$$\mu_d = \ln(\overline{\mu_d}, \beta_d) \quad (12)$$

$$\mu_c = \ln(\overline{\mu_c}, \beta_c) \quad (13)$$

式中, μ_d 、 μ_c 均由两个参数定义,即结构反应均值 $\overline{\mu_d}$ 、结构承载力均值 $\overline{\mu_c}$ 和对数标准差 β_c 、 β_d 。

2.2 火灾强度指标 IM 和破坏状态指标 DM

常用的火灾强度指标有气体最高温度、火灾持续时间、受火区的峰值温度等。本文根据文献[14]选取火灾荷载密度FLD作为火灾强度指标IM。

常用的破坏状态指标有结构顶层位移、层间位移、最大层间位移角等。研究表明^[22],对于框架结构,最大层间位移角可以更好地反映结构的整体性能。由于选用最大层间位移角作为破坏状态指标得到的易损性曲线目前尚存在一定问题,因此本文选取耐火极限 T_{FFE} 作为结构破坏状态指标DM。

参照文献[14],本文给出了与三层三跨钢框架稳定性相关的四种不同的破坏状态, T_s 为纯火下结构的耐火极限:

轻微破坏(DM-1): $1\ T_s \sim 0.6\ T_s$,受火区域柱未发生破坏,荷载比不超过0.4。

中等破坏(DM-2): $0.6\ T_s \sim 0.4\ T_s$,受火区域中1根或2根柱发生失稳破坏。

严重破坏(DM-3): $0.4\ T_s \sim 0.2\ T_s$,受火区域中2根或3根柱发生失稳破坏。

倒塌破坏(DM-4): $0.2\ T_s \sim 0$,受火区域中3根或4根柱发生失稳破坏。

2.3 拉丁超立方抽样法

本文采用拉丁超立方抽样方法对于给定设计参数(包括钢材的密度、弹性模量、屈服强度、泊松比)进行随机抽样,产生相应的随机样本值,所有样本满足正态分布。

对火灾荷载密度从100 MJ/m²到1 080 MJ/m²进行随机抽样。利用MATLAB对所有抽样样本进行重组,生成50个结构样本。

3 钢框架火灾易损性分析

3.1 耐火极限分析

温度场分析时,考虑底层中柱四面受火和边柱三面受火的情况,采用ISO834标准升温曲线。图1为升温180 min时底层柱温度云图。取受火区域任意一点温度与ISO834曲线进行对比,升温初期受火柱表面升温速率较升温曲线略慢,后期基本吻合。

火灾荷载密度对钢框架火灾分析的影响主要体现在温度场分析如图2所示,纯火下钢框架受火区最高温度为1 048℃,火灾荷载密度为500 MJ/m²时受火区最高温度为1 200℃,火灾荷载密度达到最大值1 080 MJ/m²时受火区最高温度为1 332℃。

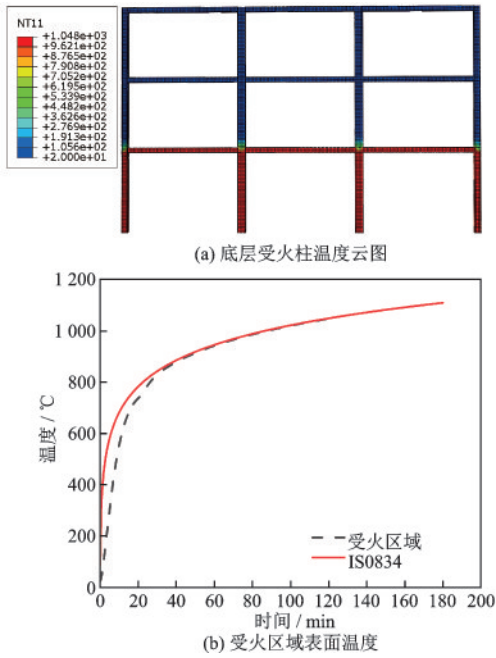


图1 底层受火柱温度云图

Fig.1 Temperature contour of bottom fire column

随着火灾荷载密度的升高,钢框架受火区最高温度由 1 048 °C 升高至 1 332 °C。

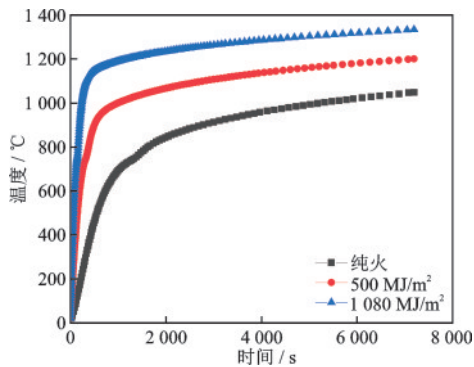


图2 不同火灾荷载密度下时间与温度曲线

Fig.2 Time-temperature curves under different fire load densities

热力耦合分析时,将温度场分析得到的构件温度文件以预定义场形式导入进行热力耦合分析。框架柱柱底采用刚接方式,同时为了防止框架发生平面外失稳,约束了梁的平面外位移。取受火边柱柱顶得到时间与横向位移曲线如图 3 所示,从图 3 中可看出 465 s 时柱顶横向位移达到最大值,500 s 后受火柱进入收缩阶段,纯火作用下钢框架结构的耐火极限为 514.7 s。

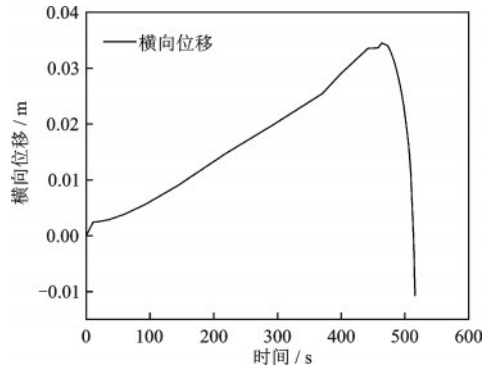


图3 时间-横向位移曲线

Fig.3 Time-lateral displacement curve

3.2 数据回归分析

对结构破坏状态指标 DM 与火灾强度指标 IM 分别取对数,建立概率能力和概率需求分析二者之间对数函数关系:

$$\ln(DM) = A + B \ln(IM) \quad (14)$$

式(14)中,系数 A 和 B 是对 50 个样本计算结果取对数,然后进行回归分析得到,如图 4 所示。通过 Origin 软件对计算数据进行线性拟合,建立结构火灾需求概率函数关系:

$$\ln(T_{FFE}) = -0.8537 \ln(FLD) + 11.2386 \quad (15)$$

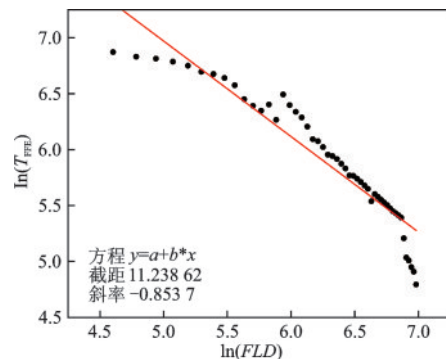


图4 火灾荷载密度与耐火极限关系

Fig.4 Relationship between fire load density and fire resistance limit

3.3 易损性曲线分析

将式(10)代入式(15)中,特定阶段的失效概率为:

$$P_f = 1 - \Phi_r \left(\frac{\ln \left(e^{11.2386} (FLD)^{-0.8537} / \bar{\mu}_c \right)}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}} \right) \quad (16)$$

$$\beta_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [\ln(DM_i) - a - b \ln(IM_i)]^2}{n-2}} \quad (17)$$

式(16)中, β_c 参照文献[23]取 0.3, β_d 如式(17)所示。式中, DM_i 为第 i 个结构样本的耐火极限; n 为样本数量; IM_i 为第 i 个结构样本的火灾荷载密度。 μ_c 根据四种不同破坏状态取值, 计算不同火灾荷载密度下结构破坏的失效概率, 用光滑曲线连接形成易损性曲线如图 5 所示。

从图 5 中可看出钢框架出现破坏的超越概率随火灾荷载密度的升高呈非线性增长的趋势。当火

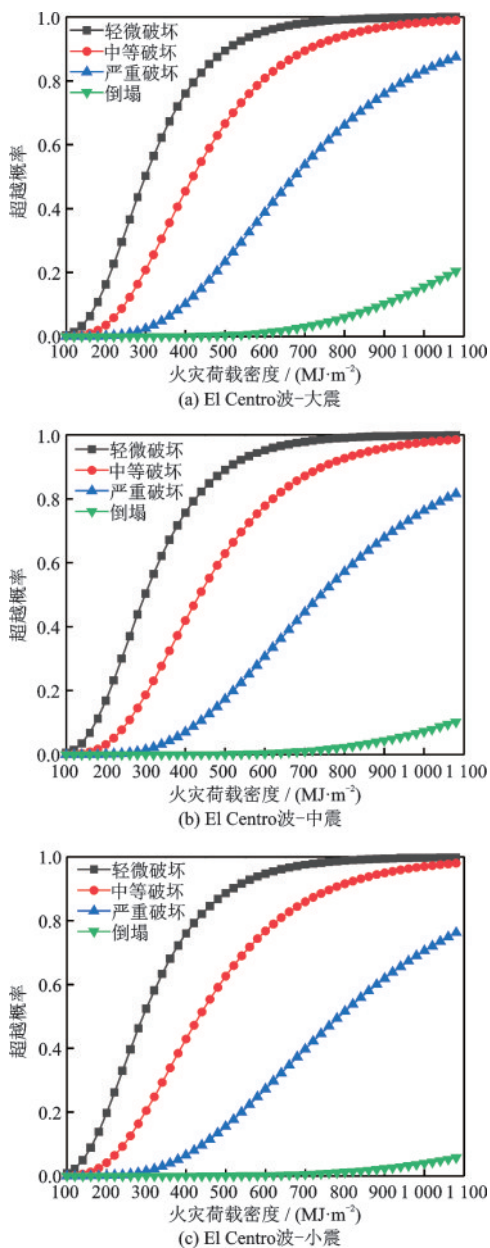


图 5 El Centro 波三水准火灾易损性曲线

Fig.5 Three-level fire vulnerability curve under El Centro wave

灾荷载密度达到最大值 1 080 MJ/m² 时, 大震下钢框架处于轻微、中等、严重和倒塌破坏状态的超越概率为 99.9%、98.9%、87.4% 和 20.3%; 中震下钢框架处于轻微、中等、严重和倒塌破坏状态的超越概率为 99.8%、98.5%、81.5% 和 10.2%; 小震下钢框架处于轻微、中等、严重和倒塌破坏状态的超越概率为 99.8%、97.9%、76.2% 和 5.7%。随着地震烈度的升高, 当火灾荷载密度达到最大值时, 钢框架发生严重破坏的超越概率由 76.2% 增加至 81.5% 最后达到 87.4%, 发生倒塌破坏的超越概率由 5.7% 增加至 10.2% 最终达到 20.3%, 发生轻微破坏和中等破坏的超越概率均超过 95% 且变化范围不大。

4 结 论

根据基于性能的抗火设计原理, 采用拉丁超立方方法对 3 层钢框架进行震后火作用下易损性分析, 可得出以下结论:

(1) 历经震后火灾作用下, 钢框架的失效概率随着火灾荷载密度的升高而增加。

(2) 给出了与三层钢框架稳定性相关的四种不同损伤状态。基于 50 个样本数据, 在火灾荷载密度为最大值 1 080 MJ/m² 时, 钢框架发生轻微破坏、中等破坏和严重破坏的概率较高, 发生倒塌破坏的概率相对较低。

(3) 对比三水准地震设防烈度下火灾的易损曲线, 在火灾荷载密度为最大值时, 发生轻微、中等破坏的概率均超过 95% 且变化范围不大。随着地震烈度的升高, 钢框架发生严重破坏和倒塌破坏的超越概率也随之增大。

参考文献:

- [1] 陈素文, 李国强. 地震次生火灾的研究进展[J]. 自然灾害学报, 2008, 17(5): 120-126.
Chen S W, Li G Q. Advance in research on secondary fire of earthquake [J]. Journal of Natural Disasters, 2008, 17(5): 120-126. (in Chinese)
- [2] Della Corte G, Landolfo R, Mazzolani F. Post-earthquake fire resistance of moment resisting steel frames [J]. Fire Safety Journal, 2003, 38(7): 593-612.
- [3] Behnam B, Ronagh H. Performance of reinforced concrete structures subjected to fire following earthquake [J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2013, 17(4): 270-292.
- [4] Behnam B, Ronagh H. Post-earthquake fire resistance

- of CFRP strengthened reinforced concrete structures [J]. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2014, 23(11): 814-832.
- [5] Behnam B, Ronagh H. Behavior of moment-resisting tall steel structures exposed to a vertically traveling post-earthquake fire [J]. *Structure Design of Tall and Special Buildings*, 2014(23): 1083-1096.
- [6] Keller W J, Pessiki S. Effect of earthquake-induced damage to spray-applied fire-resistive insulation on the response of steel moment-frame beam-column connections during fire exposure [J]. *Journal of Fire Protection Engineering*, 2012, 22(4): 271-299.
- [7] Pucinotti R, Bursi O S, Demonceau J F. Post-earthquake fire and seismic performance of welded steel-concrete composite beam-to-column joints [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2011, 67 (9) : 1358-1375.
- [8] 李小雪. 震后火灾下 Y 型偏心支撑钢框架抗火性能研究[D]. 兰州: 兰州理工大学, 2019.
Li X X. Study on fire resistance of Y-type eccentrically braced steel frames in post-earthquake fire [D]. Lanzhou: Lanzhou University of Technology, 2019. (in Chinese)
- [9] 李强. 震损后钢管混凝土构件耐火性能研究[D]. 兰州: 兰州理工大学, 2018.
Li Q. Fire resistance of concrete filled steel tubular components subjected to post-earthquake fire [D]. Lanzhou: Lanzhou University of Technology, 2018. (in Chinese)
- [10] Guo Q, Shi K, Jia Z, et al. Probabilistic evaluation of structural fire resistance [J]. *Fire Technology*, 2013, 49(3): 793-811.
- [11] Guo Q, Jeffers A. Finite-element reliability analysis of structures subjected to fire [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2014, 141(4): 1-11.
- [12] Lange D, Devaney S, Usmani A. An application of the PEER performance-based earthquake engineering framework to structures in fire [J]. *Engineering Structures*, 2014, 66(MAY): 100-115.
- [13] Khorasani N E, Garlock M, Gardoni P. Probabilistic performance-based evaluation of a tall steel moment resisting frame under post-earthquake fires [J]. *Journal of Structural Fire Engineering*, 2016, 7(3): 193-216.
- [14] Memari M, Mahmoud H. Framework for a performance-based analysis of fires following earthquakes [J]. *Engineering Structures*, 2018, 171: 794-805.
- [15] BS EN 1993-1-2: 2005. Eurocode 3: Design of steel structures-Part 1-2: General rules -Structural fire design [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [16] BS EN 1994-1-2: 2005. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures-Part 1-2: Structural fire design[S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [17] European Convention for Constructional Steelwork, European recommendation for the fire safety of steel structures: Calculation of the fire resistance of loadbearing element and structural assemblies exposed to standard fire [M]. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1983.
- [18] 韩小雷, 崔济东, 季静, 等. 强震作用下基于构件性能的钢筋混凝土框架结构抗倒塌能力评估[J]. *建筑结构学报*, 2015, 36(12): 27-34.
Han X L, Cui J D, Ji J, et al. Component-performance-based collapse resistant capacity evaluation of reinforced concrete frame structures under strong earthquake actions [J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 36 (12): 27-34. (in Chinese)
- [19] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER strong motion database [DB/OL]. Berkeley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center. [2014-01-10]. <http://peer.berkeley.edu/smcat/index.html>.
- [20] 文波, 高洁, 张路, 等. 足尺震损钢筋混凝土柱耐火性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2020, 41(11): 1-15.
Wen B, Gao J, Zhang L, et al. Experimental study on fire resistance of full-scale earthquake damaged reinforced concrete columns [J]. *Journal of Building Structures*, 2020, 41(11): 1-15. (in Chinese)
- [21] Kumar V, Sharma U K, Singh B, et al. Effect of temperature on mechanical properties of pre-damaged steel reinforcing bars [J]. *Construction and Building Materials*, 2013, 46: 19-27.
- [22] 李永梅, 李玉占, 杨博颜. 基于性能的钢框架结构地震易损性分析[J]. *工程抗震与加固改造*, 2017, 39 (4): 55-59, 46.
Li Y M, Li Y Z, Yang B Y. Performance-based seismic fragility analysis of steel frame structures [J]. *Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting*, 2017, 39 (4): 55-59, 46. (in Chinese)
- [23] 周颖, 单慧伟, 邢丽丽, 等. 地震和风耦合作用下上海中心大厦结构易损性研究[J]. *世界地震工程*, 2020, 36(2): 4-14.
Zhou Y, Shan H W, Xing L L, et al. Study on vulnerability of Shanghai Tower under combined actions of earthquake and wind [J]. *World Earthquake Engineering*, 2020, 36(2): 4-14. (in Chinese)

(本文责编: 苏泽云)