

文章编号: 1000-4750(2013)10-0236-08

局部火灾下钢管混凝土柱-钢梁平面框架耐火性能

王广勇^{1,2,3}, 李玉梅⁴

(1. 中国建筑科学研究院, 北京 100013; 2. 建设部防灾研究中心, 北京 100013;

3. 建筑安全与环境国家重点实验室, 北京 100013; 4. 山东青年政治学院, 济南 250014)

摘 要: 该文建立了受火区域采用实体单元和壳单元的精细模型、非受火区域采用梁柱模型的钢管混凝土柱-钢梁平面框架耐火性能分析的有限元计算模型, 计算结果与试验结果吻合较好。利用上述模型对局部火灾下钢管混凝土柱-钢梁平面框架的破坏形态、破坏机理、变形及内力重分布规律进行了研究。分析表明, 火灾下钢管混凝土柱-钢梁平面框架出现了2种典型的破坏形态: 第1种为受火钢梁整体失稳导致的框架局部破坏形态; 第2种为受火钢管混凝土柱破坏导致的框架整体破坏形态。

关键词: 火灾; 钢管混凝土柱; 钢梁; 平面框架; 破坏机理; 破坏形态

中图分类号: TU398.2 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2012.07.0492

PERFORMANCE OF PLANE FRAMES WITH CONCRETE FILLED STEEL TUBE COLUMNS AND STEEL BEAMS SUBJECTED TO LOCAL FIRE

WANG Guang-yong^{1,2,3}, LI Yu-mei⁴

(1. China Academy of Building Research, Beijing 100013, China;

2. Disaster Prevention Research Center, Ministry of Housing and Urban Rural Development, Beijing 100013, China;

3. State Key Laboratory of Building Safety and Built Environment, Beijing 100013 China;

4. Shandong Youth University of Political Science, Ji'nan 250014, China)

Abstract: A finite element (FE) model was proposed to simulate the performance of composite frames with concrete filled steel tube (CFST) columns and steel beams subjected to local fire. In the model, the heated members were simulated with shell elements and continuum elements while the other members were simulated with beam elements. The results of this FE model agreed well with those of test results. The FE model was then used to study the failure mode, the failure mechanism, the deformation and the internal force redistribution of the CFST frames. The results show that the CFST frames have two typical failure modes. The first failure mode is the local failure induced by the global buckling of the heated steel beam, and the second failure mode is the global failure induced by the heated column failure.

Key words: fire; concrete filled steel tube column; steel beam; plane frames; failure mechanism; failure mode

所有的火灾中, 建筑火灾发生的次数最多, 约占80%, 火灾下建筑结构的安全十分重要。由钢管混凝土柱和钢梁组成的框架结构具有抗震性能好等优点, 应用较多, 对钢管混凝土框架结构耐火性能的研究十分必要。

国内外在钢管混凝土构件的耐火性能的研究方面已经取得了较多成果。例如, Lie等^[1-3]对钢管混凝土柱的耐火性能进行了试验研究, 提出了钢管混凝土柱耐火性能分析的纤维模型法。韩林海^[4]进行了钢管混凝土轴心和偏心受压柱的耐火性能试

收稿日期: 2012-07-09; 修改日期: 2013-01-29

基金项目: 国家科技支撑计划课题项目(2012BAJ07B01)

通讯作者: 王广勇(1971—), 男, 山东济南人, 高工, 博士, 从事结构抗火研究(E-mail: wanggy0609@163.com)。

作者简介: 李玉梅(1979—), 女, 山东高密人, 讲师, 硕士, 从事结构抗火研究(E-mail: lym3306@msn.com)。

验,研究了截面尺寸、保护层厚度等参数对钢管混凝土柱耐火性能的影响规律。Song 等^[5]进行了考虑火灾与荷载耦合的钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能的实验研究,提出了节点的力学性能的分析方法。框架结构耐火性能研究方面也取得了部分成果。例如,20 世纪 90 年代,英国的 Cardington 试验^[6-7]中对一八层足尺组合钢框架结构进行了一系列的防火试验,发现整体结构的防火能力与独立构件存在差别。美国 NIST^[8]对美国世界贸易中心(WTC)的破坏机理进行了研究。王卫华^[9]进行了单层单跨钢管混凝土框架耐火性能试验研究。王广勇^[10]对型钢混凝土平面框架的破坏机理进行了研究。目前对于多层多跨钢管混凝土柱-钢梁框架结构耐火性能的研究成果还较少。

本文建立了钢管混凝土柱-钢梁平面框架耐火性能分析的有限元计算模型,对局部火灾下钢管混凝土柱-钢梁平面框架结构的工作机理、破坏规律进行了研究,本文为研究整体结构的耐火性能进行了有益的探索。

1 火灾下钢管混凝土平面框架结构有限元计算模型

1.1 典型框架的确定

本文选择典型的 3 层 3 跨钢管混凝土平面框架为例进行分析,选择的平面框架计算模型如图 1 所示。平面框架的结构布局及荷载均参照某实际工程确定。平面框架的跨度分别为 4.8m、4.4m、4.6m,层高 2.8m,梁截面为 H350×150×6.5×9,柱截面钢管外径 320mm,壁厚 8mm。

混凝土采用 C30 混凝土,钢梁采用 Q235 钢,钢管采用 Q345 钢,材料强度取标准值。

按照《建筑设计防火规范》(GB50016-2006)^[11],钢管混凝土柱-钢梁平面框架耐火等级为二级,梁的耐火极限为 1.5h,柱的耐火极限为 2.5h,梁和柱保护层厚度分别取 20mm 和 12mm。

顶层柱顶作用集中荷载,梁上作用均布荷载 q ,荷载布置见图 1。 N_i ($i=1,2,3,4$) 表示柱顶集中荷载, q 表示梁均布荷载,根据《建筑钢结构防火技术规范》(CECS 200:2006)^[12]进行了火灾时的荷载组合。柱顶荷载情况 1($N_1=1024\text{kN}$ 、 $N_2=1036\text{kN}$ 、 $N_3=1322\text{kN}$ 、 $N_4=773\text{kN}$)、 $q=59\text{kN/m}$ 对应于 11 层实际结构底部 3 层顶部节点上层柱火灾时的轴力组合值。

实际建筑工程中,当建筑结构的高度进一步增

加、柱轴压比进一步增加时,结构就可能出现钢管混凝土柱破坏、钢梁没有破坏的情况。为了模拟这种破坏形态,梁和柱保护层厚度分别取 50mm 和 7mm,保持 $q=59\text{kN/m}$ 并在柱顶施加第 2 种情况荷载($N_1=2304\text{kN}$ 、 $N_2=3060\text{kN}$ 、 $N_3=2976\text{kN}$ 、 $N_4=1740\text{kN}$)。实际结构设计中,根据结构抗侧刚度不同,平面框架分为有侧移框架和无侧移框架。本文参考的工程实例为无侧移框架,本文研究无侧移框架的耐火性能。

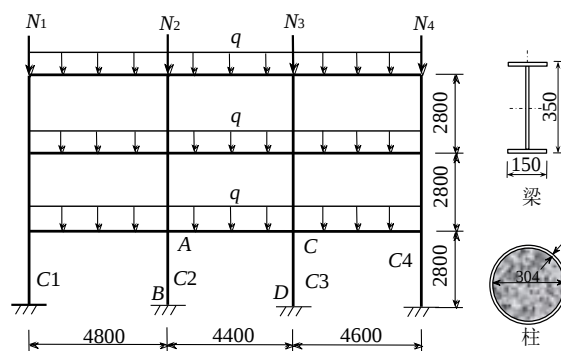


图 1 框架模型 /mm

Fig.1 Frame model

考虑火灾发生位置的偶然性及火灾的蔓延,共设计了 9 种火灾工况进行分析,各火灾工况见图 2。

《建筑设计防火规范》(GB50016-2006)^[11]规定建筑结构进行耐火设计时可采用 ISO834 标准升温曲线。标准升温是对实际火灾升温的一种简化处理,这里取 ISO834 标准升温曲线作为火灾温度场,室温取 20℃。受火区域内柱采用周边受火,受火区域边柱靠近内侧 3/4 的柱表面受火,外侧 1/4 面积为散热

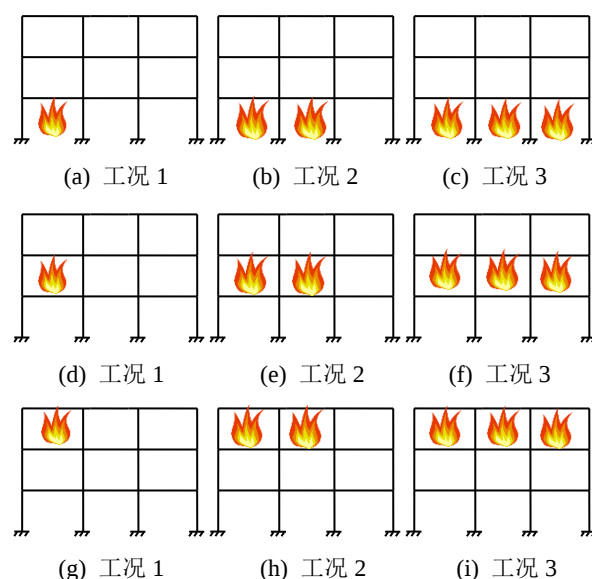


图 2 火灾工况

Fig.2 Fire scenarios

面。框架传热分析中考虑楼板对结构温度场的影响, 楼板厚度为 15cm。

1.2 有限元模型概述

本文采用软件 ABAQUS 建立钢管混凝土框架的有限元模型, 利用 ABAQUS 软件的顺序耦合计算功能进行火灾下力学性能分析, 即首先建立框架结构的传热计算模型, 进行结构的传热分析, 然后建立力学计算模型, 进行升温条件下的力学分析。

局部火灾作用下, 直接受火的结构部分温度升高, 这部分称为高温区, 而远离受火部分的结构仍然保持常温, 称为常温区。为了节省计算量, 本文高温区和常温区采取不同维度单元建立模型。由于高温区要考虑传热, 采用较为复杂的单元形式, 在传热分析和力学分析中钢管用壳单元建模, 混凝土用实体单元建模。在传热分析中, 由于常温区不影响结构传热, 故只建立高温区的有限元计算模型。在力学模型中, 常温区和高温区二者共同工作, 需要建立整体计算模型。由于常温区不考虑传热, 为节约计算量, 梁柱均用梁单元建立模型, 梁柱单元均可应用塑性材料。

传热分析中考虑对流和辐射传热, 对流换热系数和辐射换热系数根据欧洲规范 EC1^[13]取值。钢管混凝土框架的温度场计算有限元模型如图 3(a)所示, 力学性能分析有限元模型见图 3(b)。

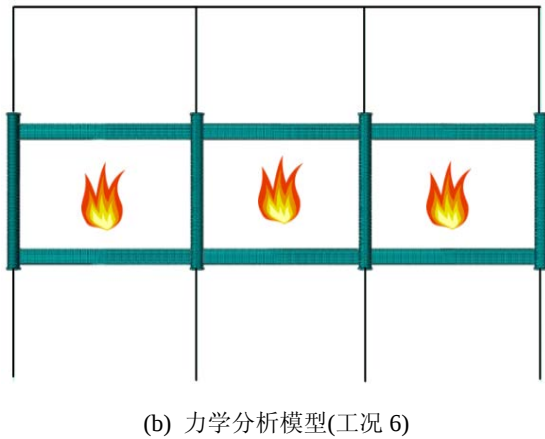
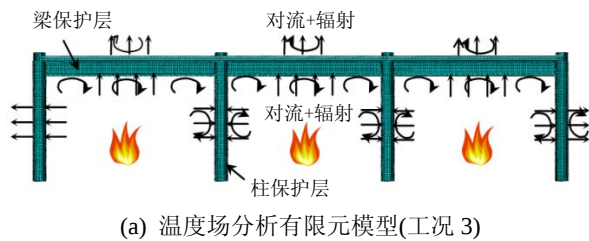


图 3 框架温度场和力学性能分析有限元模型
Fig.3 Temperature and mechanical model of CFST frames

1.3 材料性能参数

采用 Lie^[14]给出的钙质混凝土热传导系数和比热容的计算公式, Lie^[14]把密度和比热容放在一起并区分硅质和钙质给出它们与温度的关系式。

钢材采用各向同性强化弹塑性模型, 高温下钢材的应力-应变关系和热膨胀系数采用 Lie^[3]提出的模型。

混凝土采用 ABAQUS 提供的塑性损伤混凝土本构模型, 采用王卫华^[9]提出的适合钢管混凝土柱的单轴受压应力-应变关系。常温区的钢管约束下的混凝土单轴受压应力-应变关系, 采用韩林海^[4]提出的应力-应变关系。高温下混凝土单轴受拉应力-应变关系采用 Terro^[15]提出的模型。

1.4 有限元模型的验证

1) 钢管混凝土柱耐火极限试验

对韩林海^[4]进行的 13 根圆形钢管混凝土轴心受压柱和偏心受压柱耐火试验进行了数值模拟。这些柱长度 3.81m, 截面外径为 150mm~478mm, 钢管厚度 4.6mm~8mm, 火灾荷载比 0.5~0.9。利用本文方法计算的耐火极限与试验结果的对比如图 4 所示。可见, 总体上计算结果与实测结果基本吻合。

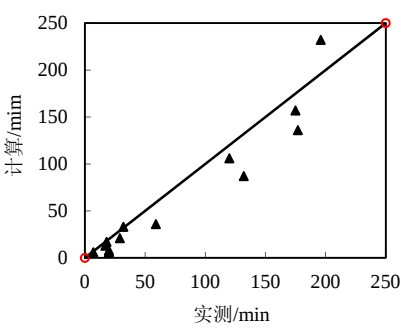


图 4 耐火极限计算结果与实测结果的比较
Fig.4 Comparison of calculation fire resistance with tests

2) 钢管混凝土平面框架耐火性能试验

王卫华^[9]进行了 4 榀单层单跨圆钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁平面框架和 2 榀单层单跨圆钢管混凝土柱-型钢混凝土梁平面框架的耐火性能试验。计算得到的试件耐火极限与试验结果见表 1。可见, 计算结果与试验基本吻合。

	耐火极限计算值与实测值 /min				
Table 1	Comparison of calculation fire resistance with tests				
试件编号	CFRC-1	CFRC-2	CFRC-3	CFRC-4	CFSRC-1 CFSRC-2
实测值	40	79	40	83	45 85
计算值	39	89	42	90	39 84

计算得到的部分试件柱顶、梁跨中竖向位移(v)

与受火时间(t)的关系曲线与试验结果的对比分别如图5所示。可见,计算值与实测值基本吻合。其余构件的计算结果与试验结果也基本吻合,此处不再赘述。

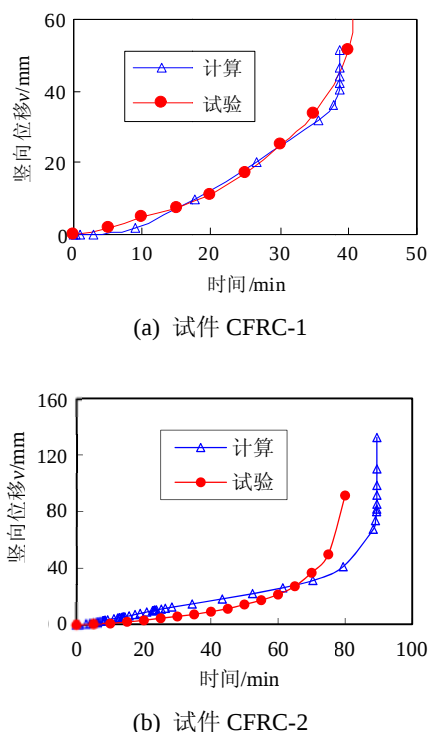


图5 计算结果和试验结果比较

Fig.5 Comparison between calculation results and test

2 火灾下钢管混凝土平面框架结构破坏形态和破坏机理

2.1 局部破坏形态

1) 破坏形态

分析表明,梁柱保护层厚度分别为 20mm 和 12mm 时,当柱顶荷载情况 $1(N_1=1024\text{kN}$ 、 $N_2=1036\text{kN}$ 、 $N_3=1322\text{kN}$ 、 $N_3=773\text{kN}$)、 $q=59\text{kN/m}$ 时,各火灾工况下均发生了跨度最大的左跨受火梁的整体屈曲破坏。

图6中给出了典型工况3、工况6框架破坏时的变形。以工况3为例对框架的破坏过程进行分析。从图6可见,跨度最大的左边跨发生的挠曲变形发展最大,右边跨的挠曲变形次之,跨度最小中跨挠曲变形最小。可见,跨度越大,受火梁挠度发展的越快。受火过程中,框架左边跨受火钢梁首先发生了自下翼缘开始的整体失稳破坏,而右边跨梁出现了梁端附近下翼缘和腹板的屈曲变形,但整个梁尚未发生整体失稳破坏。

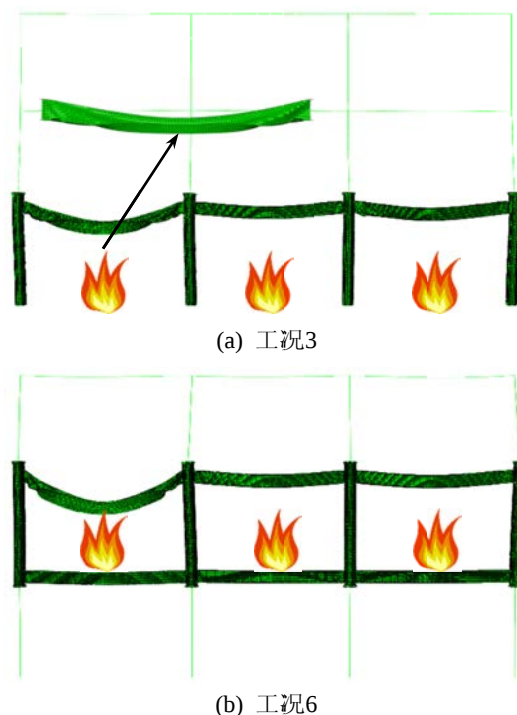


图6 框架局部破坏形态

Fig.6 Local failure mode of CFST frames

左边跨受火梁跨中上翼缘挠度(f)和下翼缘跨中(取下翼缘中部节点)侧移(v)与受火时间(t)的关系曲线分别如图7、图8所示。可见,受火前期,左边跨梁跨中上翼缘挠度和下翼缘侧移发展较慢,而下翼缘侧移发展更慢,受火后期二者增加明显加

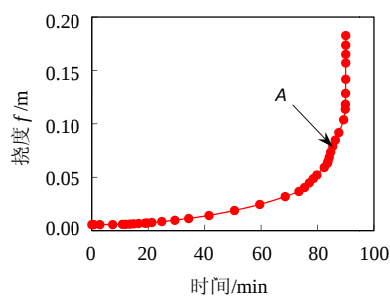


图7 跨中上翼缘挠度-时间关系

Fig.7 Mid-span deflection of top flange-time relation

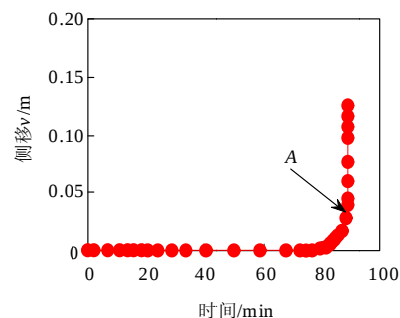


图8 跨中下翼缘侧移-时间关系

Fig.8 Displacement of mid-span bottom flange-time relation

快。A点(A点对应梁开始整体失稳时刻)时,跨中上翼缘挠度和下翼缘侧移开始快速增加,表明受火梁开始整体失稳。

工况3左边跨受火梁的屈曲过程如图9所示。可见,首先,受火梁两端腹板发生了受剪屈曲,下翼缘发生了受压屈曲。然后,由于两端腹板和下翼缘的局部屈曲,引发了梁中部下翼缘的扭转和侧移。最后,由于梁跨中下翼缘的扭转和侧移,梁中部腹板在竖向发生屈曲变形,从而加剧了下翼缘的扭转和侧移变形。随着受火梁局部变形的累加,逐步形成了整体失稳。

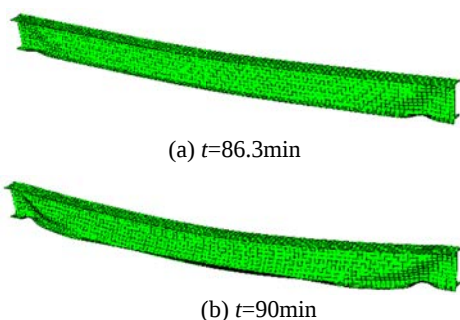


图9 受火梁的变形过程

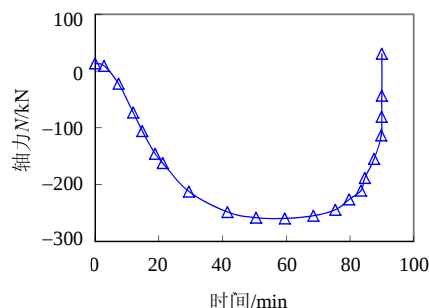
Fig.9 Deforming process of heated beam

横向荷载作用下梁端剪力较大,形成斜向主压应力有使梁两端腹板屈曲的趋势。受火梁受热膨胀产生的压应力与荷载产生的斜向主压应力的共同作用也加剧了梁端腹板屈曲的趋势。在上述2种主压应力共同作用下,当温度升高至一定程度,钢梁两端腹板就会发生局部屈曲,进而逐步诱发钢梁的整体屈曲。这种整体屈曲中,由于楼板的约束作用,上翼缘没有发生整体屈曲,而下翼缘及腹板发生了大范围的屈曲,这种屈曲方式与常温下简支梁的整体弯扭失稳是不同的。根据《钢结构设计规范》(GB50017-2003)^[16],常温下本文框架梁的腹板和翼缘都能保持局部稳定,不需要加劲肋;由于楼板的存在,梁也不会发生整体弯扭屈曲。而在高温下,钢梁不仅发生了局部屈曲,而且发生了受火梁的整体屈曲,其破坏形式与常温下有明显的差别。

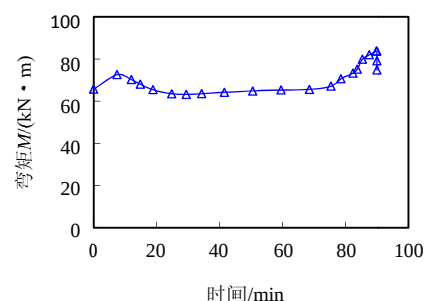
2) 框架内力分布规律

本文以火灾工况3为例分析框架的内力分布。工况3左边跨受火梁跨中截面的轴力(N)、弯矩(M)与受火时间(t)的关系曲线如图10所示。可见,受火后,跨中截面轴力经历了压力先增加后减小、最后转变为拉力的过程。受火梁跨中截面轴力增加的主要原因是受火梁受热膨胀时受到周围构件约束

引起的。受火后期,由于梁的挠曲变形和材料的高温软化,轴力绝对值开始减小。梁整体失稳后,轴力由压力迅速转变为拉力。从图10(b)可见,受火过程中梁跨中弯矩经历了一个略微减小然后又增加的过程,受火过程中弯矩变化的幅度不大。



(a) 轴力(N)-受火时间(t)关系

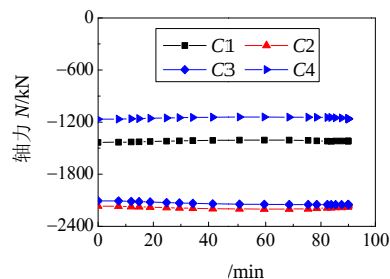


(b) 弯矩(M)-受火时间(t)关系

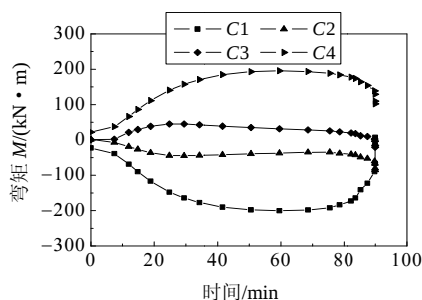
图10 左跨梁跨中截面内力-受火时间关系

Fig.10 Mid-span section internal force versus time

工况3底层柱底端的轴力和弯矩与受火时间的关系如图11所示,其中轴力以拉力为正,柱端弯矩以顺时针方向为正。可见,受火过程中,各柱底截面轴力变化不大。从图11(b)还可看出,随受火时间的增加,各柱底弯矩绝对值首先增大,然后减小,而两根边柱的柱底弯矩变化幅度更大。这是因为框架底层受火后发生热膨胀作用,导致底层边柱两端水平位移之差增加,从而使柱底弯矩绝对值增加。随受火时间增加,受火梁挠度增加,轴压力减小,导致边柱上端向外膨胀的位移减缓。



(a) 轴力(N)-受火时间(t)关系



(b) 弯矩(M)-受火时间(t)关系

图 11 柱底轴力、弯矩-受火时间关系

Fig.11 Axial force and moment of beam end versus time

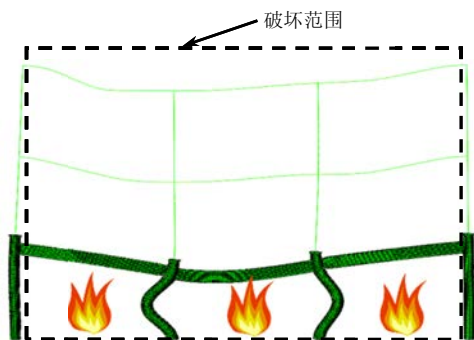
2.1 整体破坏形态

1) 变形及破坏规律

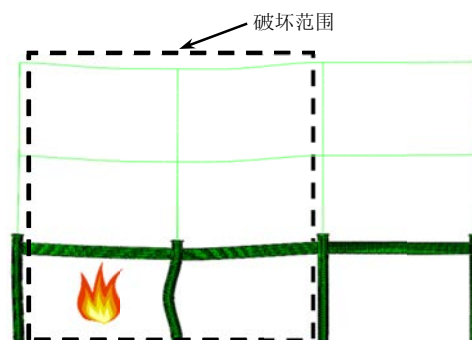
分析表明,当柱和梁保护层厚度分别 7mm、50mm 时、柱顶荷载情况 $2(N_1=2304\text{kN}$ 、 $N_2=3060\text{kN}$ 、 $N_3=2976\text{kN}$ 、 $N_3=1740\text{kN}$)、 $q=59\text{kN/m}$ 情况下钢管混凝土平面框架发生了包括柱的破坏形式,破坏范围较大,称为框架的整体破坏方式。

根据受火区域破坏的柱数量不同,整体破坏形式中又包括 2 种典型的破坏形式:第 1 种为破坏区域中有两根柱破坏;第 2 种为破坏区域中只有一根柱破坏。非顶层火灾工况条件下,当火灾作用在左边一跨或两跨时,两根中柱的温度场相差较大,出现了一根左边受火中柱破坏导致的子结构破坏。分析表明,工况 3、工况 6 及顶层火灾工况 7、工况 8、工况 9 发生了第 1 种破坏形式,其余工况发生了第 2 种破坏形式。2 种典型的破坏形式见图 12。

非顶层火灾工况条件下,当火灾范围扩大至整个楼层时,中部两根柱的轴压比较大,两根中柱破坏,从而导致框架破坏范围增大,发生了第 1 种破坏形式。例如底层火灾工况 3 发生了两根中柱和中跨受火梁同时破坏导致的框架整体破坏。工况 3 框架破坏时的变形分别如图 12(a)所示。从图 12(a)中可以看出,三跨框架梁和两根中柱的变形均较大,



(a) 第 1 种破坏(工况 3)



(b) 第2种破坏(工况1)

图 12 框架整体破坏形态

Fig.12 Global failure mode of CFST frames

框架破坏的范围包括框架的三跨。因此,在平面框架中,当发生受火柱破坏时,框架破坏的范围较大,甚至是整个框架,本文把出现柱破坏的框架破坏形式定义为整体破坏。

本文以工况 3 为例,对其破坏机理进行分析。框架受火部分的节点 A、节点 C 的竖向位移(v)与受火时间(t)的关系曲线如图 13 所示,梁 AC 跨中挠度(f)与受火时间(t)的关系曲线如图 14 所示,以上各节点编号的位置见图 1。可见,框架破坏时,中间两受火柱顶端位移、框架顶部节点位移、受火梁 AC 的跨中挠度增长速度加快,这说明这两根柱发生了失稳破坏,梁 AC 也发生了弯曲破坏。

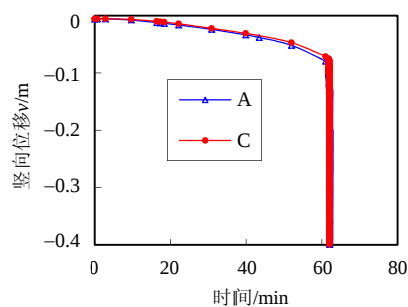


图 13 柱顶竖向位移-受火时间关系

Fig.13 Column top vertical displacement-time relation

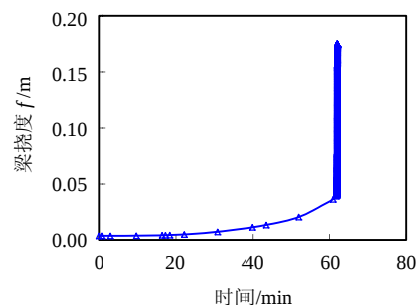


图 14 柱顶竖向位移-受火时间关系

Fig.14 Beam deflection-time relation

梁 AC 的 A 端转角(θ)-受火时间(t)关系曲线如图 15(a)所示,柱自顶端截面(与梁下翼缘高度相同)和距顶端截面 0.4m 的下部截面两截面之间的相对转角(θ)-受火时间(t)关系曲线如图 15(b)所示。可见,框架破坏时节点 A 发生了快速转动,柱上端也出现了较大的转角变形。柱上端较大相对转角的出现说明柱上端出现了塑性铰。中部两根受火柱为四面受火,比三面受火的两边柱升温快。静力荷载作用下,中部受火柱的轴压比较大(柱 C2 为 0.71,柱 C3 为 0.69,受火区域左边柱 C1 为 0.53,右边柱 C4 为 0.41),因此,发生了柱 AB 和柱 CD 的失稳破坏,柱破坏时两端和高度中间附近出现了 3 个塑性铰。另外,由于采用了钢管混凝土柱,柱上端抗弯承载力较高,柱 C2 和柱 C3 的挠曲变形带动了上端节点 A、节点 B 的转动,从而导致梁 AB 出现较大挠曲变形。由于中部节点 A、节点 C 的转动以及梁 AB 出现较大挠曲变形,这样就形成了底层中部受火框架局部变形较大的区域。另外,由于底层两中柱失稳破坏,荷载由柱向框架梁转移,上部两边跨梁梁端产生塑性铰,这样就形成了整体破坏机构,工况 3 框架破坏时的破坏机构如图 16 所示。

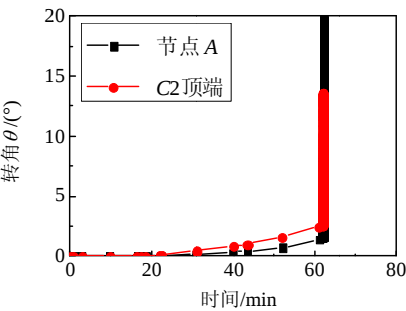


图 15 转角-受火时间关系
Fig.15 Turn angle-time relations

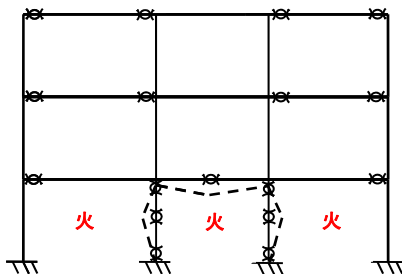


图 16 破坏机构
Fig.16 Failure mechanism

2) 内力分布规律

以工况 3 为例进行分析。框架受火前和框架破坏时常温区弯矩图如图 17 所示,其中: SM1 表示弯矩,单位为 $\text{N} \cdot \text{m}$; 对于常温区的钢管混凝土柱,

钢管和混凝土部分承担的弯矩进行了分别显示。可见,受火前,梁端弯矩均为负弯矩。破坏时,两中柱之上的梁端负弯矩减小,有些已经变成正弯矩,说明梁的受力状态发生了明显的变化。由于受火内柱发生破坏导致整个三跨的框架梁发生类似一根简支梁单向挠曲变形,导致了常温区梁端弯矩的变化。

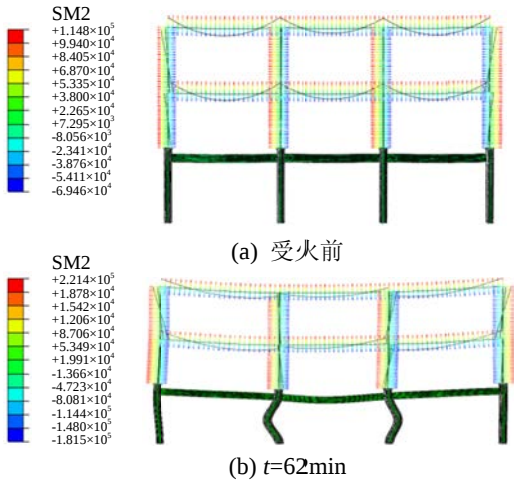
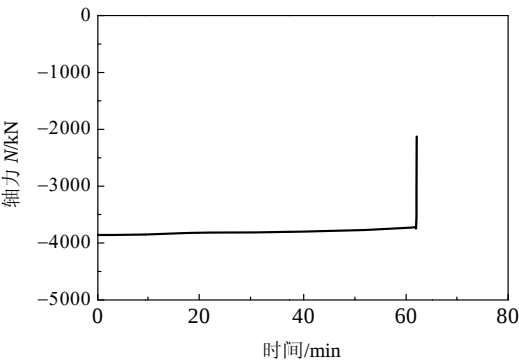


图 17 框架常温区弯矩图

Fig.17 Moment diagram of members at ambient temperature

柱 C2 底端水平截面的竖向力和两端弯矩如图 18 所示,竖向力以使柱受拉为正,柱端弯矩以顺时针方向为正。可见,受火后期,柱底截面竖向力绝对值缓慢减小,到达耐火极限时,柱底截面竖向力迅速减小。这是因为柱轴压比较大,热膨胀变形较小,随温度升高,柱的轴力减小,荷载由受火柱向其他部分转移。耐火极限时,柱发生失稳破坏,柱的轴力迅速减小。受火前期,弯矩变化不大。受火后期,弯矩绝对值增加较快。破坏时,弯矩值增加更快,这是由于受火中柱失稳时的挠曲变形迅速增加引起的。



(a) 轴力(N)-受火时间(t)关系

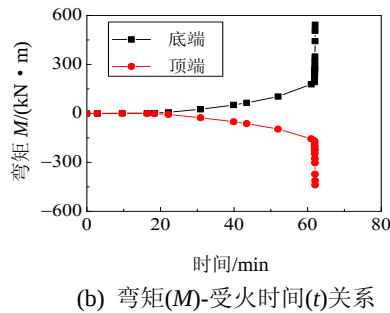


图 18 柱 C2 底端截面轴力、两端弯矩-受火时间关系
Fig.18 Column C2 bottom internal forces-time relations

受火梁 AC 左端截面的轴力和弯矩与受火时间关系如图 19 所示, 其中弯矩符号以梁上翼缘受拉为正, 下翼缘受拉为负。可见, 受火过程中梁 AC 的轴力先减小后增加, 特别当框架破坏时, 拉力增加较快。受火初期, 梁 A 端为负弯矩。之后, 负弯矩减小并转变为正弯矩, 并快速增加。因此, 梁 AC 由于左端支座的转动, 并带动梁端转动, 从而加速了梁 AC 跨中挠度的增加, 导致梁弯曲变形的增加。

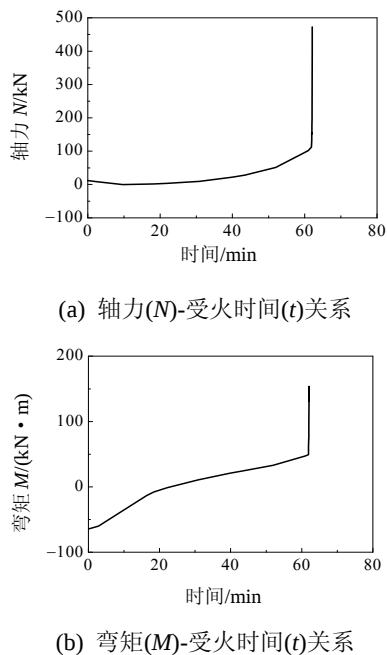


图 19 梁 AC 左端截面轴力、弯矩-受火时间关系
Fig.19 Beam AC end internal forces-time relations

4 结论

本文建立了钢管混凝土柱-钢梁平面框架耐火性能分析的有限元计算模型, 计算结果与试验结果吻合较好。利用上述模型研究了火灾下钢管混凝土平面框架的破坏形态及破坏机理、变形及内力重分布规律。分析表明:

(1) 随着梁柱保护层厚度和柱轴压比的变化,

钢管混凝土柱-钢梁平面框架出现了 2 种典型的破坏形式, 即: 受火梁整体失稳导致的局部破坏和由受火柱破坏导致的框架整体破坏。

(2) 当梁柱保护层采用常用厚度、柱轴压比为中等数值时, 各火灾工况下, 框架出现了跨度最大受火梁自下翼缘开始的整体失稳破坏, 这种破坏方式与常温下钢梁的整体弯扭失稳明显不同。

(3) 当梁保护层厚度和柱轴压比进一步增加时, 框架出现了受火柱破坏导致的框架整体破坏。

参考文献:

- [1] Lie T T, Caron S E. Fire resistance of hollow steel columns filled with silicate aggregate concrete: Test results [R]. Ottawa, Canada: NRC-CNRC Internal Report, No.570, 1988.
- [2] Lie T T, Chabot M. Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with plain concrete [R]. Ottawa, Canada: NRC-CNRC Internal Report, No.611, 1992.
- [3] Lie T T. Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced Concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(5): 1489—1509.
- [4] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践[M]. 第 2 版. 北京: 科学出版社, 2007: 509—535.
Han Linhai. Concrete filled steel tube structures-theory and practice [M]. 2nd ed. Beijing: Science Press, 2007: 509—535. (in Chinese)
- [5] Song T Y, Han L H, Uy Brian. Performance of CFST column to steel beam joints subjected to simulated fire including the cooling phase [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66(4): 591—604.
- [6] Wang Y C. An analysis of the global structural behavior of the Cardington steel-framed building during the two BRE fire tests [J]. Engineering Structures, 2000, 22(5): 401—412.
- [7] Foster S, Chladna M, Hsieh C, et al. Thermal and structural behavior of a full-scale composite building subject to a severe compartment fire [J]. Fire Safety Journal, 2007, 42(3): 183—199.
- [8] NIST NCSTAR1. Final report on the collapse of the World Trade Center Towers [R]. Gaithersburg, MD, National Construction Safety Team for the Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster, National Institute of Standards and Technology, 2005.
- [9] 王卫华. 钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁平面框架结构耐火性能研究[D]. 福州: 福州大学, 2009.
Wang Weihua. Fire performance of concrete filled steel tube column-reinforced concrete beam plane frames [D]. Fuzhou: Fuzhou University, 2009. (in Chinese)

(参考文献[10]—[16]转第 263 页)

$$\begin{aligned}
& 600 \left(\frac{19404 + 97020\lambda + 223608\lambda^2 + 312312\lambda^3 + 294252\lambda^4 + 197148\lambda^5 + 96224\lambda^6 +}{34588\lambda^7 + 9331\lambda^8 + 1961\lambda^9 + 322\lambda^{10} + 36\lambda^{11} + 2\lambda^{12}} \right)^T ; \\
t_{62} = & \left\{ 11 \quad 6 \left(\frac{847 + 2464\lambda + 3355\lambda^2 +}{2090\lambda^3 + 494\lambda^4} \right) \quad 4 \left(\frac{90090 + 439824\lambda + 980364\lambda^2 + 1313928\lambda^3 + 1172370\lambda^4 +}{713340\lambda^5 + 284412\lambda^6 + 66472\lambda^7 + 6919\lambda^8} \right) \right. \\
& \left. 120 \left(\frac{58212 + 388080\lambda + 1194732\lambda^2 + 2249016\lambda^3 + 2891532\lambda^4 + 2687328\lambda^5 +}{1864500\lambda^6 + 981952\lambda^7 + 392493\lambda^8 + 116116\lambda^9 + 23901\lambda^{10} + 3030\lambda^{11} + 178\lambda^{12}} \right) \right\}^T ; \\
t_{63} = & \left\{ -11 \quad 10 \left(\frac{231 + 462\lambda + 759\lambda^2 +}{528\lambda^3 + 134\lambda^4} \right) \quad 20 \left(\frac{10626 + 42504\lambda + 74844\lambda^2 + 75768\lambda^3 + 49194\lambda^4 +}{21696\lambda^5 + 6404\lambda^6 + 1100\lambda^7 + 81\lambda^8} \right) \right. \\
& \left. 600 \left(\frac{19404 + 116424\lambda + 320628\lambda^2 + 535920\lambda^3 + 606564\lambda^4 + 491400\lambda^5 + 294956\lambda^6 +}{135168\lambda^7 + 48575\lambda^8 + 13662\lambda^9 + 2811\lambda^{10} + 364\lambda^{11} + 22\lambda^{12}} \right) \right\}^T ; \\
t_{66} = & \left\{ 33 \quad 10 \left(\frac{1155 + 3465\lambda + 4653\lambda^2 +}{2871\lambda^3 + 674\lambda^4} \right) \quad 20 \left(\frac{39732 + 198660\lambda + 452760\lambda^2 + 619080\lambda^3 + 561588\lambda^4 +}{345822\lambda^5 + 139004\lambda^6 + 32686\lambda^7 + 3419\lambda^8} \right) \right. \\
& \left. 600 \left(\frac{19404 + 135828\lambda + 437052\lambda^2 + 856548\lambda^3 + 1142484\lambda^4 + 1097964\lambda^5 +}{784772\lambda^6 + 423392\lambda^7 + 171959\lambda^8 + 51227\lambda^9 + 10545\lambda^{10} + 1333\lambda^{11} + 78\lambda^{12}} \right) \right\}^T .
\end{aligned}$$

(上接第 243 页)

- [10] 王广勇, 刘广伟, 李玉梅. 火灾下型钢混凝土平面框架的破坏机理[J]. 工程力学, 2012, 29(12): 156—162.
Wang Guangyong, Liu Guangwei, Li Yumei. Failure mechanism of steel reinforced concrete plane frames subjected to fire [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(12): 156—162. (in Chinese)
- [11] GB 50016-2006, 建筑设计防火规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2006.
GB 50016-2006, Code of design on building fire protection and prevention [S]. Beijing: China Planning Press, 2006. (in Chinese)
- [12] CECS 200:2006, 建筑钢结构防火技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2006.
CECS 200:2006, Technical code for fire safety of steel structure in buildings [S]. Beijing: China Planning Press, 2006. (in Chinese)
- [13] Eurocode 1. BSEN1991-1-2: 2002, Actions on structures-Part 1-2: General actions-actions on structures exposed to fire [S]. Brussels (Belgium): European Committee for Standardization, 2004.
- [14] Lie T T, Lin T D, Allen D E, et al. Fire resistance of reinforced concrete columns [R]. Division of Building Research, DBR Report, No.1167. Ottawa: National Research Council of Canada, 1984.
- [15] Terro M J. Numerical modeling of behavior of concrete structures [J]. ACI Structure Journal, 1998, 95(4): 183—193.
- [16] GB 50017-2003, 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
GB50017-2003. Code for design of steel structures [S]. Beijing: China Planning Press, 2003. (in Chinese)