

文章编号:1673-2049(2016)03-0078-08

整体钢框架结构中连续板热振动特性试验

李 兵¹,董毓利²,王 勇³,娄永杰⁴

(1. 海南大学 土木建筑工程学院,海南 海口 570228; 2. 华侨大学 土木工程学院,福建 厦门 361000;
3. 中国矿业大学 力学与建筑工程学院,江苏 徐州 221116;
4. 中信建筑设计研究总院有限公司,湖北 武汉 430014)

摘要:采用自制火灾试验炉对整体钢框架中4个钢筋混凝土连续板格和2个组合钢梁的热振动特性进行了试验研究。采集了构件受火时的加速度信号并尝试利用希尔伯特变换提取主频率,并对加速度信号进行时域分析和频域分析。时域分析结果表明:加速度信号强度与边界约束和裂缝开展密切相关,约束越强,振动信号越弱;主裂缝开展导致板格加速度信号发生突变,而组合钢梁的信号突变则受到应力重分布和主裂缝开展的影响;升温阶段加速度曲线可分为3个阶段,前期和后期振动幅值很小,中期振动幅值较大且伴随较多的信号突变。频域分析结果表明:受火时主频率变化显著并呈现下降的趋势,但频率改变只能反映裂缝开展程度,不能确定裂缝位置,且频率变化近似与挠度的变化过程相对应;通过振动特征分析可以有效监测楼板的变形、裂缝开展等受火行为。

关键词:整体钢框架;连续板;热振动特性;希尔伯特变换;主频率

中图分类号:TU375.4 **文献标志码:**A

Experiment of Thermal Vibration Characteristics of Continuous Panels in Whole Steel-framed Structure

LI Bing¹, DONG Yu-li², WANG Yong³, LOU Yong-jie⁴

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Hainan University, Haikou 570228, Hainan, China;
2. College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361000, Fujian, China; 3. School of
Mechanics & Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou 221116,
Jiangsu, China; 4. CITIC General Institute of Architectural Design and Research Co., Ltd,
Wuhan 430014, Hubei, China)

Abstract: Thermal vibration characteristics of four continuous reinforced concrete panels and two composite beams in a whole steel-framed structure were tested by using the self-made fire furnace. The acceleration signals of the building components during the fire were collected and Hilbert transform (HT) was adopted to extract instantaneous principal frequencies. Time-domain analysis and frequency-domain analysis of acceleration signals were performed. Time-domain analysis shows that acceleration signal intensity has important relationship with boundary constraints and crack propagation. When the constraints are stronger, the signal intensity is weaker. Moreover, main crack propagation leads to mutations of acceleration signals of heated panels, but for composite beams, stress redistribution and main crack propagation stimulate mutations of acceleration signals. During the heat-up stage, acceleration curves can be divided

收稿日期:2015-11-15

基金项目:国家自然科学基金项目(51178143);海南省自然科学基金项目(20165189);海南大学科研启动基金项目(kyqd1566)

作者简介:李 兵(1981-),男,山东单县人,讲师,工学博士,E-mail:tingchao136@163.com。

into three stages. Acceleration signals are relatively low during the early and late stages but strong during the medium stage with more signal mutations are detected. Frequency-domain analysis shows that principal frequencies change dramatically and present a downward trend during the heat-up stage, but the changes only reflect the level of crack propagation and cannot identify damage locations. In addition, the frequency changes correspond approximately to deflection changes in sequence. Therefore through analysis of vibration characteristics, the fire behavior including deformation and cracks can be monitored.

Key words: whole steel-framed structure; continuous panel; thermal vibration characteristic; Hilbert transform; principal frequency

0 引言

常温下基于振动的损伤监测在航空航天、机械、土木工程等领域获得了广泛应用,其研究的重点包括实时数据采集系统的开发和损伤数据识别算法^[1-3]2个方面。研究结构振动损伤随温度变化的文献中,温度范围基本在 $-20\text{ }^{\circ}\text{C}\sim 40\text{ }^{\circ}\text{C}$ 之间,主要考虑季节变化和阳光辐射对结构振动频率的影响^[4-7]。文献[4]认为温度和湿度的增长会引起混凝土板频率降低,阻尼比增加;文献[5]研究表明,自然条件下温度变化对结构振动特性的改变大于损伤带来的改变,特别是弯曲模态时,温度变化对频率的影响更加显著;文献[6]指出,损伤敏感度分析中温度变化相对于静力荷载影响更加显著;文献[7]研究表明,温度变化对结构的自振频率影响显著,进而给出了从实际损伤事件中区分温度作用的算法。大量研究表明温度变化对结构的振动特性影响很大^[5,7],但主要针对常温情况,对高温情况下振动特性的研究很少。

随着重大建筑火灾频繁发生,火灾作用下建筑结构的破坏监测和倒塌预警逐渐受到各国研究者的重视。2001年8月美国北卡罗来纳州首次对1幢木结构居民楼进行了火灾振动测试,表明火灾可以引起结构的剧烈振动,激发结构的动力响应。信号分析发现采集信号与结构倒塌直接相关^[8],后续又进行了一系列试验和理论研究,并在此基础上开发了火灾振动数据采集系统 HOBS 实时监测受火结构的刚度变化^[9],从而为火灾预警和救援提供合理化建议。上述研究主要针对钢木结构,对混凝土结构的高温振动特性没有涉及。因此,本文对整体结构中连续板在火灾作用下的振动特性及变化规律进行试验研究。

1 受火板格的火灾行为分析

试验在1栋 3×3 跨3层整体钢框架建筑内进

行,受火部分为2层楼板中 2×2 跨钢筋混凝土板,试验板具体布置情况见图1。试验中主要对4个受火板格A~D中心、组合钢梁1,2跨中进行了振动监测,获得了火灾下结构振动的加速度信号。

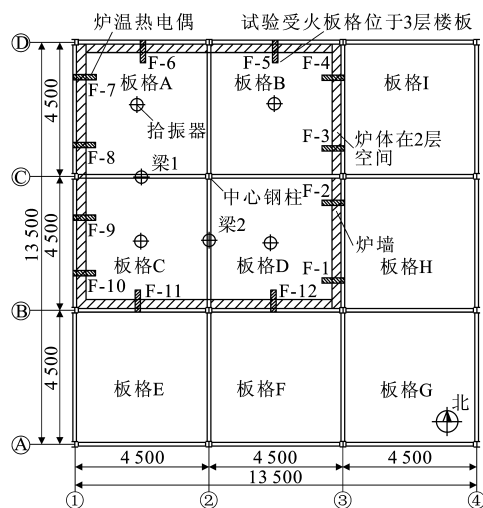


图1 受火试验板平面(单位:mm)

Fig. 1 Plan of Fire Test Slabs (Unit:mm)

试验过程中拾振器保持与钢筋混凝土楼板的牢固粘结以满足跟随条件,试验仪器布置以及温度和位移测量方案见文献[10]~[14]。试验研究内容主要包括温度测量、挠度测量以及振动监测等,其中振动监测是本文的主要研究内容。本文对加速度信号分别在时域和频域进行了分析,得到了板格变形、温度场变化以及裂缝开展与信号变化的关系,为实际火灾振动监测提供参考。

为方便描述温度变形、结构变形、裂缝开展与振动信号变化的关系,对炉温、板内温度场以及受火板格中心及组合钢梁跨中变形的情况作简要介绍。

图2为热电偶布置,主要反映了板格内温度测点的布置情况,其中板格A布置4个热电偶串,板格B布置4个,板格C布置3个,板格D布置3个。每个热电偶串包含5~7个热电偶测点,用于采集混凝土和钢筋的温度变化数据。通过数据监测发现,

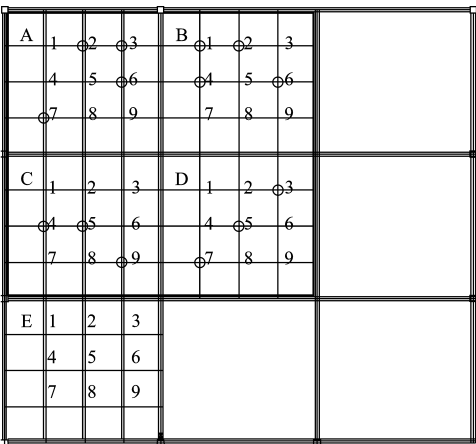


图 2 热电偶布置

Fig. 2 Arrangement of Thermocouples

受火板格内各测点沿厚度方向的温度变化趋势基本一致。

1.1 炉温分析

图 1 给出了炉温热电偶的布置情况,热电偶沿着炉墙近似均匀布置。图 3 给出了试验最低炉温曲线(F-2)、试验最高炉温曲线(F-9)与平均炉温曲线的对比情况。由图 3 可以看出,炉体中心区的空间温度分布比较均匀,完全满足试验要求。全过程平均炉温曲线可以分成 3 个阶段:试验开始后的前 25 min,炉温直线上升并迅速达到 400 ℃;之后 265 min 炉温缓慢上升,并趋于平稳,停火时最高炉温达到 790 ℃,升温阶段共持续 290 min;降温阶段,停火 50 min 后炉温迅速下降,并逐渐趋于平稳,试验共持续 590 min。炉温曲线的这 3 个阶段依次对应于建筑火灾经历的初期增长阶段、轰燃阶段与衰减阶段^[15]。

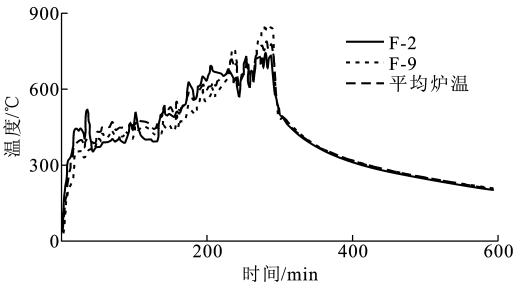


图 3 试验炉温曲线

Fig. 3 Temperature Curves of Fire Furnace

1.2 板格截面温度梯度分析

选取 B-1 测点(图 2)作为代表点对板内温度场进行分析,图 4 给出了 B-1 测点不同截面高度处的温度变化情况,B-T1-1~B-T1-5 分别为沿截面高度(从板底算起)0,30,60,90,120 mm 处的温度-时间

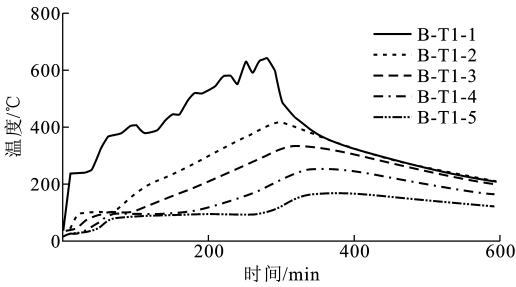


图 4 不同截面高度处的温度变化曲线

Fig. 4 Temperature Change Curves at Different Section Heights

变化曲线。由图 4 可以看出,所有曲线趋势大致相同,只在 100 ℃ 处的温度平台段差别较为明显,这主要由板内水分蒸发迁移引起。由于混凝土材料的热惰性,越靠近顶面温度梯度越大,平台越长。停火后由于截面温差,上部测点均出现温度滞后现象。

1.3 板格中心挠度分析

试验中板格 A~E 的中心挠度变化曲线如图 5 所示。由图 5 可以看出:直接受火板格 A~D 中心处的挠度变化趋势基本相同;未受火板格 E 中心处受火场影响很小,挠度基本不变。A-5, B-5, C-5, D-5(图 2)记录的峰值挠度分别为 178, 138, 111, 127 mm,表明各板格发生了明显的受拉薄膜效应。另外,加热阶段各挠度曲线均呈现出清晰的位移平台段,平台段持时分别约为 30, 60, 90, 95 min。降温阶段, A-5 位置的位移计发生故障而没有数据记录。根据变形速率,加热阶段的各曲线均可以分为 3 个阶段:第 1 阶段,挠度缓慢下降;第 2 阶段,挠度下降加快并出现位移平台;第 3 阶段,挠度下降显著加快。在降温阶段,随着板内钢筋和混凝土材料强度的部分恢复,各受火板格的挠度均有不同程度的减小。板格 D 边界约束最强,因此降温阶段挠度减小最大。

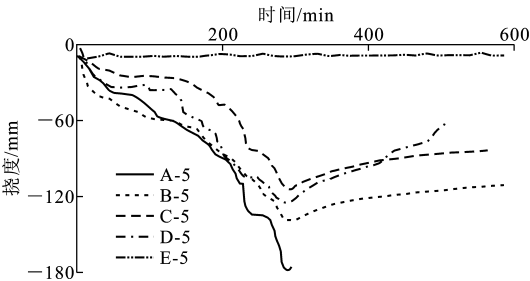


图 5 各板格中心挠度变化曲线

Fig. 5 Central Deflection Curves of Each Panel

1.4 组合钢梁跨中挠度分析

图 6 给出了受火组合钢梁的变形情况,与单个或连续钢梁构件的受火性能有显著差别^[16-18]。由于

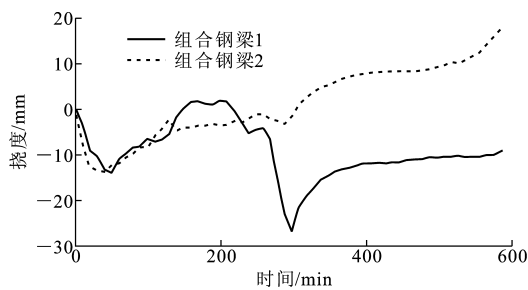


图 6 组合钢梁跨中挠度曲线

Fig. 6 Mid-span Deflection Curves of Composite Beams

组合钢梁 1,2 所受约束不同,整个升温阶段两者变形有所差别。由图 6 可以看出:初始阶段均为下降段,基本一致;第 2,3 阶段分别为变形恢复段和稳定段,趋势与初始阶段近似,但持续时间显著不同,约束越强,稳定段持续时间越长;第 4 阶段两者变形差别较大。钢柱由于在试验过程中受到较好防护,影响很小。

1.5 裂缝分析

图 7 给出了火灾后板格上表面的裂缝开展情况。点火 10 min 后,中心钢柱(图 1)附近的混凝土板上表面开始出现大量弧形裂缝①,并迅速开展。20 min 以后裂缝①发展成贯通的圆形裂缝。同时,弧形裂缝②,③开始出现,上述裂缝主要由于钢柱的支点约束引起。此后,板内斜裂缝④开始出现并快速开展,逐渐向受火板格中部延伸,并伴有水汽大量溢出。40~50 min 裂缝⑤相继在各受火板格出现,开展方向近似与板格周边钢梁平行。最终在受火板格上表面形成 3 种裂缝模式^[10]。停火后,拆除炉体发现板格受火面存在大量龟裂裂缝,但无规则裂缝出现,且没有爆裂现象发生。板格开裂特征和其边界条件、受火板格的数量与位置密切相关^[10-14]。

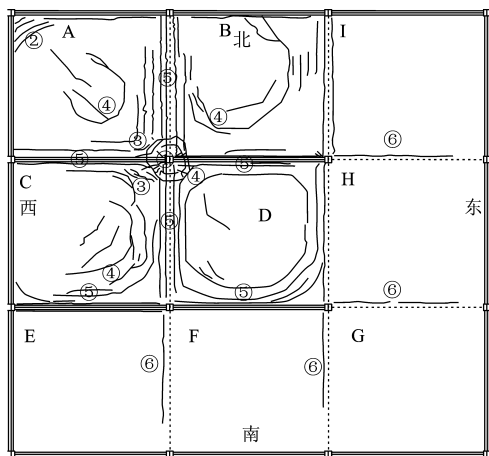


图 7 板格板顶裂缝

Fig. 7 Cracks on Top of Panels

2 热振动分析

试验采集了受火板格和组合钢梁的振动加速度信号,具体测点位置见图 1。相关性分析表明,7 个测点的采集信号之间相关性很小。图 8 给出了板格 A、板格 B、板格 C、板格 D、组合钢梁 1、组合钢梁 2 的加速度时程曲线。由图 8 可以看出,加速度信号幅值在受火过程中显著变化,大部分时段围绕某一幅值上下波动,这是因为板内温度梯度的存在并随受火时间不断变化,引起板内产生热膨胀和材料劣化,导致应力重分布和附加热应变发生,由板壳振动理论^[19]可知,非稳态的应力、应变会导致结构的振动。试验中部分时间点的信号发生突变,并伴随着明显的试验现象出现,包括大裂缝产生、组合钢梁的应力重分布、板格挠度的快速下降以及钢筋和混凝土的粘结滑移等^[20]。试验过程中大的振动信号能在整个受火楼板中传播,并被多个拾振器记录到。

本文在时域和频域范围对上述加速度信号进行分析,并利用希尔伯特变换对受火构件的主频率进行了提取。

2.1 时域分析

由图 8(a),(b)可以看出,板格 A,B 的加速度变化趋势基本一致。以板格 A 时程曲线为分析对象,整个升温过程大致分为 3 个阶段。第 1 阶段持续时间大约 40 min,产生 1 次较大突变,主要由板格 A 中裂缝④出现所激发。此阶段炉温上升较快,由于混凝土的热惰性,板内温度仍较低,附加热应变很小,且板面产生的主要裂缝①,②,③均为微裂缝,能量释放很少,激发的振动幅值很小且比较平稳。第 2 阶段持续大约 200 min,该阶段楼板振动幅度明显增大,并产生多次突变,这主要因为此阶段板内温度逐渐上升,沿截面高度的温度梯度增大,产生的附加热应变较大,同时板内裂缝④,⑤显著开展,局部最大裂缝达到 10 mm,能量释放显著增大;相比第 1 阶段,加速度信号强度变大,突变明显增多。第 3 阶段持续大约 50 min,振动幅值逐渐下降,突变开始减少,此阶段板内裂缝继续开展,但能量释放显著下降。

板格 B,C 的加速度时程曲线与板格 A 相似,同样分为 3 个阶段:第 1 阶段,由于更强的边界约束,加速度信号强度相对较小;第 2 阶段,由于密集的裂缝开展,信号突变非常频繁;第 3 阶段,振动幅度降低,几乎没有突变发生。对比试验现象发现裂缝开展是板格加速度振动幅值突变的主要因素。

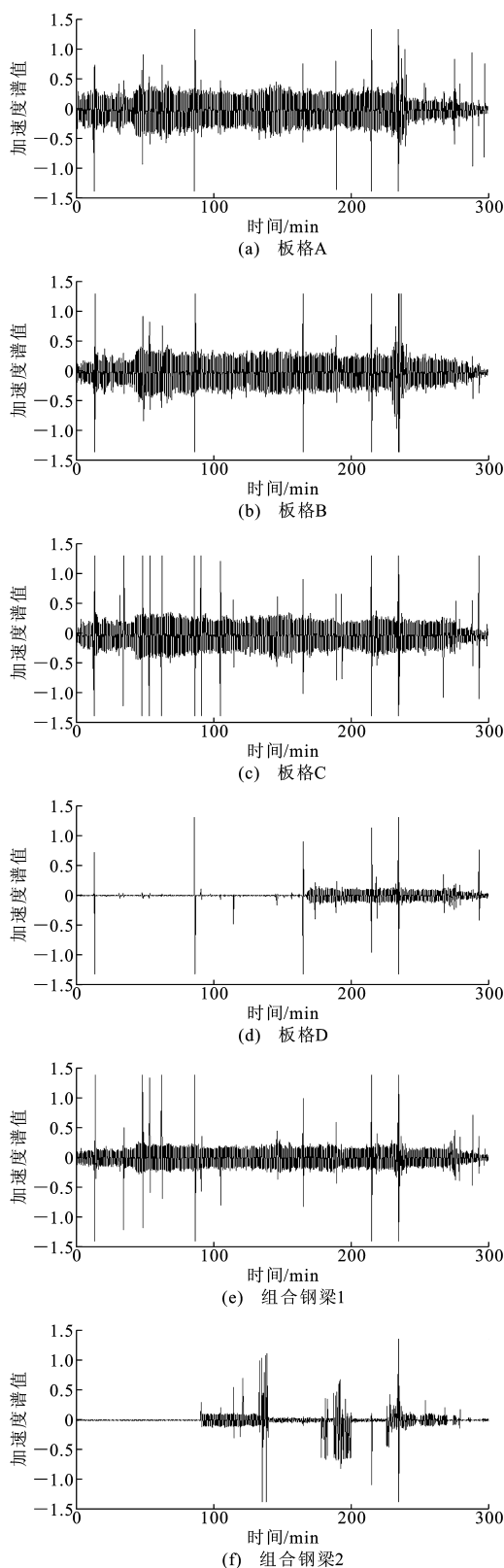


图 8 加速度时程曲线

Fig. 8 Time-history Curves of Acceleration

图 8(d)为板格 D 的加速度时程曲线,与前 3 个时程曲线差别较大。试验前 170 min 振动幅值非常小,仅出现 3 次突变,主要是因为板格 D 边界约束

较强,楼板整体刚度相对较大,同样的激励产生相对较小的振动^[20]。之后,板开始产生较大振动,同时突变信号也明显增加。对比常温下板的加速度振动幅值^[21-24],高温下板的振动剧烈很多。

图 8(e)为组合钢梁 1 的加速度时程曲线,与板格 C 较为一致,但振动幅值相对较小,主要因为钢梁对板的振动有较大约束作用。突变信号主要由组合钢梁剧烈的应力重分布以及沿组合钢梁方向的裂缝⑤不断开展所激发。

图 8(f)为组合钢梁 2 的加速度时程曲线,试验前 80 min 几乎无信号产生,之后的 180 min,产生了 3 个较为密集的振动时段,270 min 之后振动信号几乎趋于 0。组合钢梁 1,2 振动信号的差别在于边界约束条件不同,组合钢梁 2 两端固支,约束较强,因此振动难以激发。

梁的加速度信号幅值相对于楼板加速度信号偏小,并且振动幅值较大的区域持续时间也较短,主要因为钢梁上部混凝土板的振动受到梁的较强约束。

试验后统计发现,板格 A 出现幅值突变点 12 个,板格 B 共 8 个,板格 C 共 15 个,板格 D 共 7 个。分析发现,板格 A,B,C,D 的突变点之间的加速度、速度、位移的变化趋势大体一致,仅仅在加速度幅值和突变点数量上有较大差异,这不仅与裂缝开展宽度和能量释放有关,也与测点和裂缝开展的距离有关。

2.2 频域分析

基于振动的损伤探测方法一般采用傅里叶变换、小波变换等。其中傅里叶变换主要是把电子信号转换成三角函数(正弦函数或者余弦函数)或三角函数积分项的线性组合,因此限制了其在非稳态信号处理中的应用。小波变换可以处理非平稳信号,并从信号中提取有效信息,但在提取连续频率方面比较复杂^[25]。希尔伯特变换可以给出 90 ° 的相位变化而不影响频谱分量的幅值,在提取连续瞬时频率时相对简单^[26]。通过提取的频率-时间曲线,可以了解构件受火时的刚度退化过程。

2.2.1 希尔伯特变换

希尔伯特变换一般通过广义积分定义,首先引入解析信号 $w(t)$ 作为脉冲函数 $x(t)$ 的希尔伯特变换,表达式如下

$$w(t) = x(t) + jH[x(t)] \quad (1)$$

用极坐标的形式可以重新表达为

$$w(t) = X(t)e^{j\varphi_n(t)} \quad (2)$$

式中: $H[x(t)]$ 为 $x(t)$ 的希尔伯特变换; $X(t)$ 为瞬

时幅值; $\omega_n(t)$ 为瞬时相位; j 为系数。

式(2)可以方便获取实信号的幅值、相位和频率信息,其中瞬时幅值 $X(t)$ 可以表示为

$$X(t) = \sqrt{x^2(t) + H^2[x(t)]} \quad (3)$$

瞬时相位可以表达为

$$\omega_n(t) = \arctan\{H[x(t)]/x(t)\} \quad (4)$$

瞬时频率 $q(t)$ 为

$$q(t) = d\omega_n(t)/dt \quad (5)$$

2.2.2 工程实现方法

首先利用 MATLAB 滤波程序对采集信号进行滤波处理,消除火场和风机噪声等外界信号对构件振动信号的干扰。然后对滤波后信号进行希尔伯特变换,利用上述计算公式即可实现对瞬时主频率的提取。

图 9 为受火构件在升温阶段的频率变化情况,其中组合钢梁 2 的加速度信号发生很多中断,无法提取连续频率。

图 9(a)为板格 A 受火振动的频率变化。曲线分为 3 个阶段,与时域分析时按照信号幅值划分的 3 个阶段相对应。第 1 阶段频率波动很小,初始频率为 15.6 Hz;第 2 阶段频率相对前一阶段快速下降并且波动比较剧烈;第 2 阶段初期,频率值稍微增加,主要是由受热膨胀和结构内摩擦力增加引起的;第 3 阶段频率值由于严重的裂缝开展和中心挠度的快速增加而下降更快。整个加热阶段频率值下降约 4 Hz,残余刚度仍然较大。

图 9(b),(c)与图 9(a)的趋势相似,但由于较强的边界约束,频率值相对较大,频率变化曲线同样可以分成 3 个阶段。最大频率值出现在点火后的 60 min 左右,这主要由于结构的刚度(强化)效应引起的。板格 D 由于边界约束很强,受火开始后 160 min 内,激发的加速度信号很弱并且不连续,不能得到足够的信息提取这个时段内的频率变化值,第 2 阶段从 160 min 到 265 min,频率值从 29.5 Hz 显著变化到 22.7 Hz,见图 9(d),同时这个时段频率值波动非常剧烈。第 3 阶段频率值快速下降。

组合钢梁 1 的频率变化范围为 20.43~29.23 Hz,如图 9(e)所示,试验初期组合钢梁 1 的挠度很小,钢梁的温度小于 400 °C,强度和刚度下降很小,由于热膨胀受到约束,组合钢梁发生刚化效应,振动频率有所上升,接近 30 min 时,峰值频率达到 31.2 Hz。30~140 min 时,随温度上升,裂缝⑤出现并迅速开裂,但此阶段钢梁的轴力基本恒定,钢梁发生了反拱,使楼板变形出现平台段^[10,12],组合钢梁的整

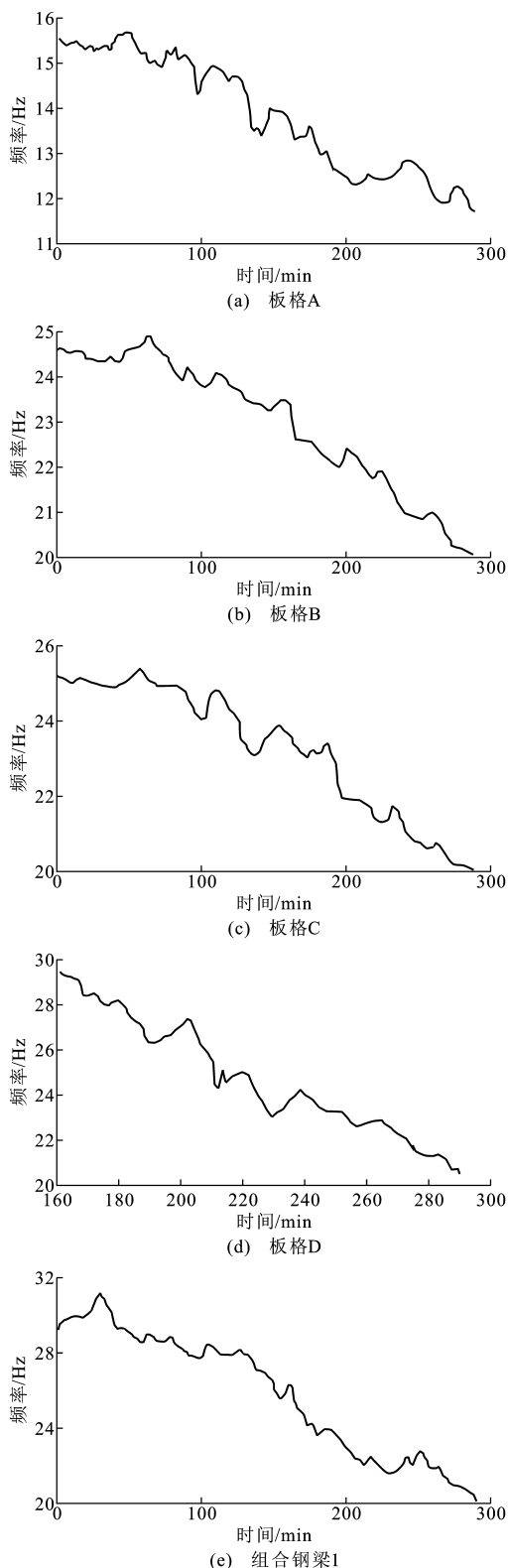


图 9 梁板频率的变化

Fig. 9 Frequency Variations of Beam and Panel

体刚度变化不大,频率波动很小。160~210 min 时,裂缝⑤的开裂非常严重,组合钢梁刚度快速下降。此时楼板荷载传递路径发生变化,开始由薄膜力传递板内荷载。210~290 min 时,钢梁温度均在

600 ℃ 以上,钢梁的作用逐渐弱化,组合钢梁整体刚度急剧下降,因此频率下降同样很快。

上述分析表明,受火时板格 A~D 和组合钢梁 1 的频率变化非常显著并呈现下降的趋势,但频率值下降不能反映板中裂缝的位置,只能反映板中裂缝整体开展程度。数据表明频率值和板格周围边界约束有着密切关系,约束越强,频率值越大。其中板格 D 在开始阶段几乎不产生振动信号,直到主裂缝④显著开展。结合挠度分析,发现频率变化的 3 个阶段基本对应于挠度变化的 3 个阶段。第 1 阶段,板格的热膨胀和温度梯度均较小,产生许多细小的裂缝并且开展缓慢,频率值基本不变,挠度值增加很小。第 2 阶段,裂缝开展迅速,振动信号强烈,出现了很多信号突变,相应地,频率显著变化,挠度变化加快。第 3 阶段,受火板格的材料性能劣化严重,结构逐渐软化,挠度变化速率增加,板格频率值快速下降。停火时的频率值表明,虽然板格的中心挠度达到了 180 mm,板格的残余刚度仍然很大。组合钢梁 1 的频率变化过程同样近似对应于自身挠度变化过程。

3 结 语

(1) 构件受火时会产生明显的振动,依据加速度振动幅值可分为 3 个阶段。前期和后期信号强度较弱,中期振动信号强烈并伴随较多的信号突变。构件振动信号的强弱与其周边约束密切相关,约束越强,振动信号越弱。

(2) 主裂缝开展是各板格加速度信号突变的主要因素,而组合钢梁的信号突变则受到应力重分布和主裂缝开展的双重影响。

(3) 整个加热阶段,频率呈现出显著的下降趋势,但频率值下降不能确定板中裂缝的位置,只能反映裂缝开展的程度。第 1 阶段,频率值基本保持不变;第 2 阶段,由于裂缝大量开展,频率波动非常显著,第 2 阶段初期,频率的短暂增加主要与受热膨胀和结构的内摩擦力增加导致的刚化效应有关;第 3 阶段,频率变化趋于稳定并迅速下降。

(4) 频率变化基本上与挠度变化和裂缝开展规律相对应,通过频率分析可以监测构件的受火行为。

参考文献:

References:

[1] STRASER E G. A Modular, Wireless Damage Monitoring System for Structures[D]. Palo Alto: Stanford

University, 1998.

- [2] SOHN H, FARRAR C R. Damage Diagnosis Using Time Series Analysis of Vibration Signals[J]. Smart Materials and Structures, 2001, 10(3): 446-451.
- [3] NAIR K K, KIREMIDJIAN A S, LAW K H. Time Series-based Damage Detection and Localization Algorithm with Application to the ASCE Benchmark Structure[J]. Journal of Sound and Vibration, 2006, 291(1/2): 349-368.
- [4] XIA Y, HAO H, ZANARDO G, et al. Long Term Vibration Monitoring of RC Slab: Temperature and Humidity Effect [J]. Engineering Structures, 2006, 28(3): 441-452.
- [5] XU Z D, WU Z S. Simulation of the Effect of Temperature Variation on Damage Detection in a Long-span Cable-stayed Bridge[J]. Structural Health Monitoring, 2007, 6(3): 177-189.
- [6] CLEMENT A, LAURENS S. Vibration-based Damage Detection in a Concrete Beam Under Temperature Variations Using AR Models and State-space Approach[J]. Journal of Physics: Conference Series, 2011, 305(1): 42-48.
- [7] PEETERS B, MAECK J, DE ROECK G. Vibration-based Damage Detection in Civil Engineering: Excitation Sources and Temperature Effects[J]. Smart Material and Structures, 2001, 10(3): 518-527.
- [8] DURON Z H. Early Warning Capacity for Firefighters[R]. Berhampur: NIST, 2003.
- [9] DURON Z H, YODER N, KELCHER R, et al. Fire Induced Vibration Monitoring for Building Collapse [R]. Berhampur: NIST, 2005.
- [10] WANG Y, DONG Y L, LI B, et al. A Fire Test on Continuous Reinforced Concrete Slabs in a Full-scale Multi-story Steel-framed Building [J]. Fire Safety Journey, 2013, 61: 232-242.
- [11] DONG Y L, PRASAD K. Experimental Study on the Behavior of Full-scale Composite Steel Frames Under Furnace Loading[J]. Journal of Structural Engineering, 2009, 135(10): 1278-1289.
- [12] YANG Z N, DONG Y L, XU W J. Fire Tests on Two-way Concrete Slabs in a Full-scale Multi-storey Steel-framed Building[J]. Fire Safety Journey, 2013, 58: 38-48.
- [13] LI B, DONG Y L, ZHANG D S. Fire Behaviour of Continuous Reinforced Concrete Slabs in a Full-scale Multi-storey Steel-framed Building [J]. Fire Safety Journey, 2015, 71: 226-237.
- [14] 李 兵, 董毓利, 姜永杰, 等. 足尺钢框架中连续板格

- 火灾实验研究[J]. 工程力学, 2015, 32(1): 145-153.
- LI Bing, DONG Yu-li, LOU Yong-jie, et al. A Fire Test of Continuous Panels in a Full-scale Steel-framed Structure[J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(1): 145-153.
- [15] 董毓利. 混凝土结构的火安全设计[M]. 北京: 科学出版社, 2001.
- DONG Yu-li. Fire Safety Design of Concrete Structure [M]. Beijing: Science Press, 2001.
- [16] 吕俊利, 董毓利, 杨志年. 单跨组合梁火灾变形性能研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2011, 43(8): 16-20.
- LU Jun-li, DONG Yu-li, YANG Zhi-nian. Deformation Investigation of Single-span Composite Beam Subjected to Fire[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2011, 43(8): 16-20.
- [17] 吕俊利, 董毓利, 杨志年, 等. 钢框架边跨梁抗火性能试验研究和理论分析[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(9): 92-98.
- LU Jun-li, DONG Yu-li, YANG Zhi-nian, et al. Experimental and Analytical Studies on Performance of Edge Beams of Steel Framed Building Subjected to Fire[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(9): 92-98.
- [18] 董毓利. 两层两跨组合钢框架抗火性能的试验研究[J]. 建筑钢结构进展, 2009, 11(3): 37-50.
- DONG Yu-li. Experimental Study on Performance of 2-bay Composite Steel Frames Subjected to RC Fire [J]. Progress in Steel Building Structures, 2009, 11(3): 37-50.
- [19] 曹志远. 板壳振动理论[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1989.
- CAO Zhi-yuan. Vibration Theory of Plates and Shells [M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1989.
- [20] 王 为, 李 兵, 董毓利. 火荷载作用下足尺混凝土连续板振动特性的实验研究[J]. 科学技术与工程, 2013, 13(14): 4094-4098.
- WANG Wei, LI Bing, DONG Yu-li. Experimental Study of Vibration of Continuous RC Slabs Under Fire[J]. Science Technology and Engineering, 2013, 13(14): 4094-4098.
- [21] 贾子文, 周绪红. 冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖振动性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(4): 42-51.
- JIA Zi-wen, ZHOU Xu-hong. Experimental Study of Vibration Behavior of Cold-formed Steel Concrete Composite Floor[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(4): 42-51.
- [22] Applied Technology Council. ATC Design 1: Minimizing Floor Vibration[R]. Redwood City: ATC, 1999.
- [23] MURRAY T M, ALLEN D E, UNGAR E E. Floor Vibration Due to Human Activity [R]. Chicago: AISC, 2003.
- [24] KRAUS C A. Floor Vibration Design Criterion for Cold-formed C-shaped Supported Residential Floor Systems[D]. Blacksburg: Virginia Polytechnic Institute and State University, 1997.
- [25] PRIOAKIS J G, MANOLAKIS D G. Digital Signal Processing Principles: Principle, Algorithms, and Application[M]. 4th ed. New Delhi: Prentice-Hall of India, 2006.
- [26] 李晶晶, 江 桦, 王明坤. 希尔伯特变换在信号解调中的应用[J]. 信息工程大学学报, 2002, 3(4): 29-31.
- LI Jing-jing, JIANG Hua, WANG Ming-kun. Hilbert Transform for the Application of Signal Demodulation [J]. Journal of Information Engineering University, 2002, 3(4): 29-31.