

文章编号: 1001-4888(2018)02-0299-08

基于应变响应的预损伤 钢筋混凝土梁损伤识别研究*

吴加权, 李红艳, 叶飞, 马琨

(昆明理工大学理学院, 云南昆明 650093)

摘要: 针对大型桥梁工程结构健康检测中难以实施人工激励的实际状况, 提出和推导了环境激励下由应变响应实现结构损伤识别的快速方法及原理。以应变计获取不同损伤状况下钢筋混凝土梁的应变响应信息, 研究了预损伤钢筋混凝土梁结构频率、振型、模态阻尼等动力特性在不同损伤状况下的演变规律。研究表明, 本文所提原理和方法可直接、快速实现环境激励下钢筋混凝土桥梁结构的损伤识别。

关键词: 应变响应; 预损伤钢筋混凝土梁; 固有频率; 应变模态振型; 损伤识别

中图分类号: TB123 **文献标识码:** A **DOI:** 10.7520/1001-4888-16-237

0 引言

钢筋混凝土梁式结构是公路桥梁中最主要的结构形式, 其在建成和使用过程中受环境侵蚀、自然灾害、超荷载运行等多因素影响, 不可避免地会产生一定程度的损伤。环境激励下, 如何在无原始数据或原始数据不完备的情况下对新建或在役大型钢筋混凝土桥梁结构的健康状况、使用寿命做出快速、准确的判断和评估, 确保桥梁安全运营已成为科学界和工程界普遍关心和需要解决的一个重要问题。近 30 年来, 随着振动技术、计算机信息处理技术的快速发展, 国内外学者在结构损伤识别方面开展了大量的研究工作, 提出了多种识别方法^[1,2]。其中应变模态的概念是由英国学者 Hillary 和 Ewins 在 1984 年共同提出的^[3,4]。应变模态是位移模态的一阶导数, 可由位移模态微分得到, 亦可由应变响应直接得到。该技术因其不但能够反映结构局部动力特征变化, 而且对局部结构变化的敏感性远远高于位移模态, 可以方便实现结构损伤的定位而倍受研究者关注。1989 年, 我国学者李德葆等人运用位移模态微分运算方法详细推导和论述了应变模态理论^[5,6]。郭湘宇、周海燕则从理论和实验的角度探讨了应变模态的原理和参数识别方法, 并通过实验对悬臂梁进行应变模态参数识别, 获得了悬臂梁多阶应变模态的振型图^[7]。针对工程结构难以实施人工激励的状况, 2008 年顾培英提出了基于环境激励下的工作应变模态频域识别方法, 并于 2011 年开展了单一材料悬臂梁多损伤物理模型实验及数值仿真计算分析, 研究表明工作应变模态与锤击激励下所得应变模态形状相似, 初步验证并完善了损伤位置、损伤程度直接指标法^[8]。虽然工作应变模态频域识别方法能够较为准确地识别出单一材料的结构损伤位置及损伤程度, 但将其实际用于环境激励下复杂钢筋混凝土桥梁结构的损伤识别还有待进一步研究^[9]。本文根据应变模态相关理论, 通过预损伤钢筋混凝土梁损伤识别实验研究, 进一步讨论了基于应变响应直接实现环境激励下钢筋混凝土桥梁结构的快速损伤识别原理和方法。

* 收稿日期: 2016-11-07; 修回日期: 2017-08-07

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(5127823); 云南省教育厅重大项目资助(KKJ1201507001)

通讯作者: 马琨(1966-), 男, 博士, 教授, 主要研究领域: 结构健康诊断。Email: makun_box@sina.com

1 理论推导

由随机振动理论可知,平稳随机激励未知输入 $x(t)$ 和随机响应输出 $y(t)$ 之间的功率谱密度关系可表示为:

$$\mathbf{G}_{yy}(j\omega) = \mathbf{H}(j\omega)\mathbf{G}_{xx}(j\omega)\mathbf{H}(j\omega)^T \quad (1)$$

式中, $\mathbf{G}_{xx}(j\omega)$ 为输入的功率谱密度矩阵; $\mathbf{G}_{yy}(j\omega)$ 为输出的功率谱密度矩阵; $\mathbf{H}(j\omega)$ 为频响函数矩阵; $\mathbf{H}(j\omega)^T$ 为复共轭转置矩阵。根据(1)式,随机激励谱密度与应变频响函数关系可写为:

$$G_{\epsilon,ii}(\omega) = |H_{\epsilon,ij}(\omega)|^2 G_{\epsilon,jj}(\omega) \quad (2)$$

式中, $G_{\epsilon,jj}(\omega)$ 是 j 点激励信号的自功率谱密度; $G_{\epsilon,ii}$ 是 i 点应变响应信号的自功率谱密度。由(2)式可知,应变频响函数的幅值平方与 $G_{\epsilon,ii}$ 成比例,随机激励下的应变响应函数与自功率谱和互功率谱直接相关。

一个 n 自由度粘性阻尼系统的模态频响函数为^[10]:

$$\mathbf{H}(\omega) = \sum_{i=1}^n \frac{\mathbf{\Phi}_i \mathbf{\Phi}_i^T}{k_r - \omega^2 m_r + j\omega c_r} \quad (3)$$

式中, $\mathbf{\Phi}_r$ 为 r 阶位移模态振型矩阵; k_r 、 m_r 、 c_r 分别表示第 r 阶的模态刚度、模态质量以及模态阻尼矩阵。应变是位移的一阶导数,对应于每一阶位移模态,则必有其对应的固有应变分布状态,它们是同一能量平衡状态的两种表现形式。根据位移与应变之间的关系,应变频响函数可写为:

$$\mathbf{H}_\epsilon = \sum_{r=1}^n \frac{\mathbf{\Psi}_r \mathbf{\Phi}_r}{k_r - \omega^2 m_r + j\omega c_r} \quad (4)$$

式中, $\mathbf{\Psi}_r$ 为 r 阶应变模态振型矩阵。由(4)式得 j 点激励引起 i 点响应的任意元素可写为^[11]:

$$H_{\epsilon} = \sum_{r=1}^n \frac{\psi_{ir} \phi_{jr}}{k_r \sqrt{[1 - (\frac{\omega}{\omega_r})^2]^2 + 4\xi_r^2 (\frac{\omega}{\omega_r})^2}} \quad (5)$$

式中, ξ_r 、 ω_r 分别为第 r 阶模态阻尼比、固有频率。当 $\omega = \omega_r$ 时, $|H_\epsilon|$ 取得最大值。因此,可以从系统应变频响幅值曲线的峰值确定结构的固有频率。对于一般非密集模态情况,当 $\omega = \omega_r$ 时第 r 阶应变模态对应应变模态振型的贡献占主导地位,忽略相邻模态影响,由(2)、(5)式可得:

$$|H_\epsilon(\omega_r)| = \sqrt{\frac{G_{\epsilon,ii}(\omega_r)}{G_{\epsilon,jj}(\omega_r)}} = \frac{|\psi_{ir} \phi_{jr}|}{2\xi_r k_r} \quad (6)$$

(6)式表明应变频响模态识别方法适用于环境激励下结构的损伤识别。(6)式中的任意一列可写为:

$$\begin{bmatrix} |H_{\epsilon,1j}(\omega_r)| \\ |H_{\epsilon,2j}(\omega_r)| \\ \vdots \\ |H_{\epsilon,nj}(\omega_r)| \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sqrt{\frac{G_{\epsilon,11}(\omega_r)}{G_{\epsilon,jj}(\omega_r)}} \\ \sqrt{\frac{G_{\epsilon,22}(\omega_r)}{G_{\epsilon,jj}(\omega_r)}} \\ \vdots \\ \sqrt{\frac{G_{\epsilon,m1}(\omega_r)}{G_{\epsilon,jj}(\omega_r)}} \end{bmatrix} = \frac{\phi_{jr}}{2\xi_r k_r} \begin{bmatrix} \psi_{\epsilon,1r} \\ \psi_{\epsilon,2r} \\ \vdots \\ \psi_{\epsilon,nr} \end{bmatrix} \quad (7)$$

由(7)式可以看出,对于同一阶应变模态而言,模态刚度 k_r 、模态阻尼 ξ_r 和位移模态 ϕ_{jr} 相同,均可视为常数。应变模态振型 ψ_r 可由各测点应变响应自功率谱密度与参考点应变自功率谱密度比值的平方根得到,也可由各测点应变频响幅值得到。由模态振型标准化可知,模态振型是被测结构上各测点与选定参考点间两个振幅的比值,与各测点振动大小无关。因此,在进行应变模态实验时仅需测量各点应变频响幅值,并将其与选定参考点幅值大小作归一化即可得到模态振型,从而可以快速、直接实现应变模态振型的测量,应变模态振型的正负则根据频响函数幅值相位实部的正负来确定。

2 实验研究

2.1 预损伤钢筋混凝土梁

钢筋混凝土梁浇筑时即在梁的底部 1/4 和 1/2 位置采用厚度为 1mm 的塑料片进行混凝土间的物理分隔,形成断层来模拟结构裂纹,裂纹深度分别为梁高的 5%、10%、15%、20%。实验过程中共制作了 9 根试件,其中包含 1 根完好梁,其余 8 根梁分别对应两个不同损伤位置的 4 种不同损伤工况。梁的外型、尺寸和截面配筋如图 1 所示。混凝土强度等级 C30,实测密度为 $2.25 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 。混凝土保护层厚度 40mm,受压、受拉纵筋均为二级 HRB335 $\Phi 20$ 钢筋,箍筋为一级 HPB235 钢筋 $\Phi 8$,箍筋配置间距 200mm。试验梁浇筑完成后在自然环境下静置较长时间,梁的各项物理性能指标变化已趋于稳定。实验时,梁的各个部位未出现新的裂缝。

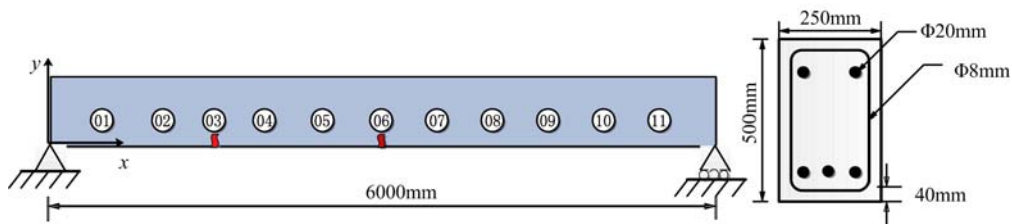


图 1 预损伤钢筋混凝土梁示意图

Fig. 1 Sketch map of pre-damaged reinforced concrete beam

实验时,将梁作 12 点均分,除两端支撑点外,共布设了 11 个测点,对应每个测点在梁的底部沿 x 、 y 方向贴两片相互垂直的应变片,以 4 号测点作为参考点。为了获得较高阶振动频率,实验时用锤击作随机激励,由动态应变信号采集分析系统采集各测点应变响应,采样频率为 2000Hz,分析频率为 781.25Hz,采样时间 20min。图 2 为现场实验图,图 3 为试验梁预设损伤截面。



图 2 实验现场图

Fig. 2 Experiment environment

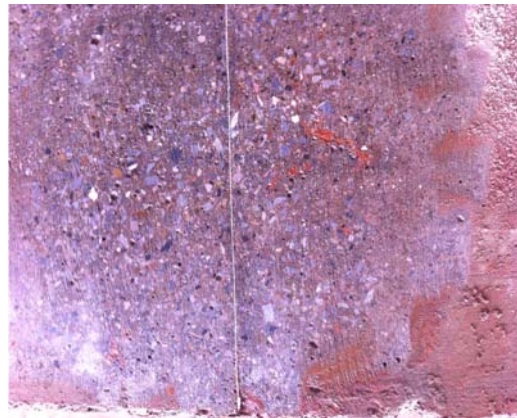


图 3 试验梁损伤截面

Fig. 3 Damage cross section of experimental beam

2.2 结果分析

采用 FFT 对各测点采样应变响应作频谱变换分析,频率分辨率 0.01Hz,经变换计算后得到应变响应幅值图(如图 4)。

图 4(a)为各测点应变频响幅值叠加图,图中各测点共振峰值叠加性较好,固有频率易于识别。因此,根据(5)式从各测点应变频响幅值曲线峰值对应位置即可识别出试验梁各阶固有频率,采用半功率带宽法可求得固有频率处的阻尼比。不同损伤位置、损伤工况实测前四阶固有频率阻尼见表 1、表 2。

从表 1 和表 2 可以看出,完好梁固有振动频率整体高于损伤梁,固有频率随损伤量的增大而呈减小趋势,当损伤量大于 15%时,损伤梁固有频率下降趋势较为明显;在相同损伤状况下,两个不同损伤位置的固有频率没有较大区别;结构阻尼比未体现出与损伤量变化趋势的一致性。实验数据中,损伤量为

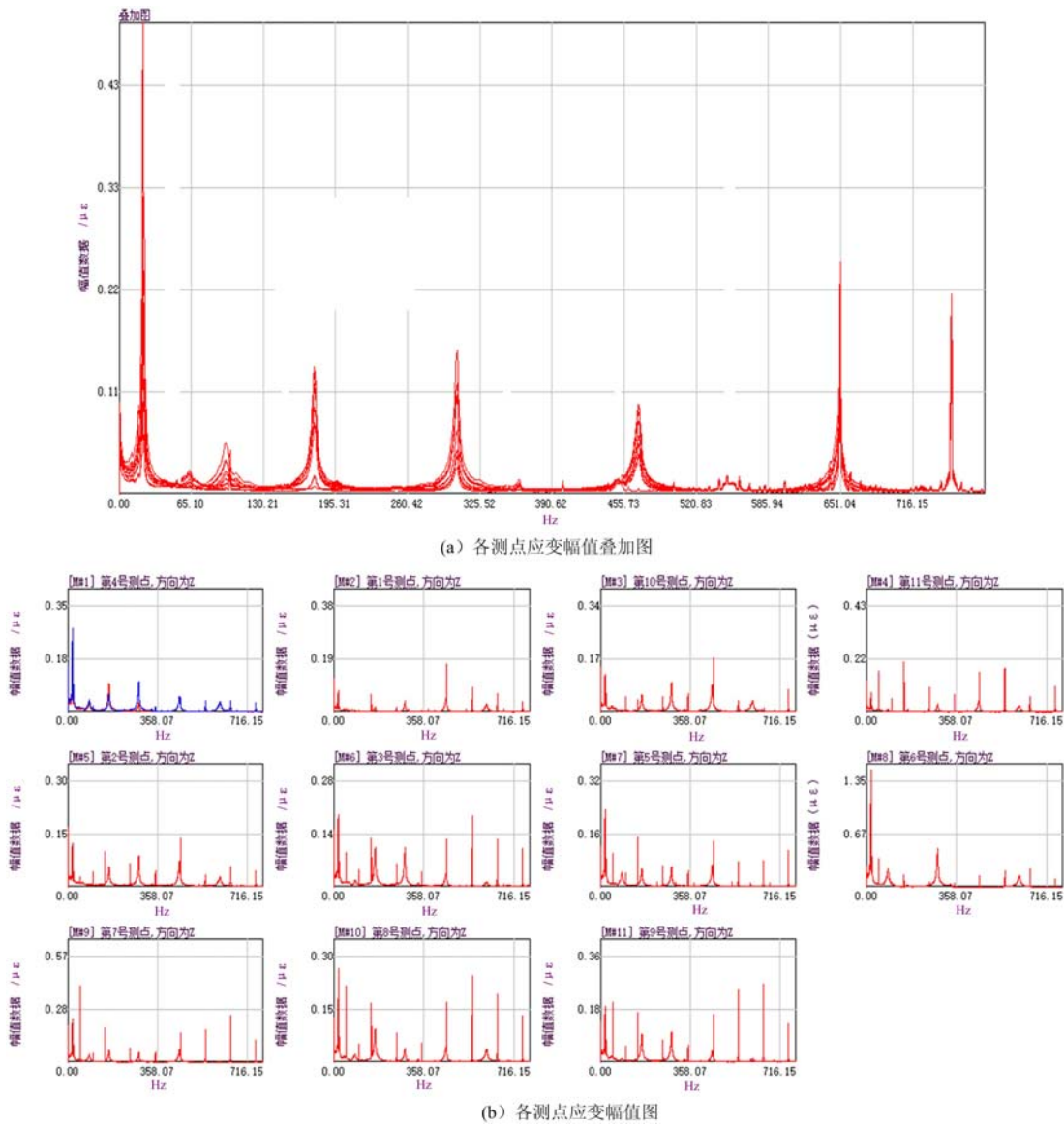


图4 应变频响幅值图

Fig. 4 Amplitude of strain frequency response

5%和10%的实测固有频率区分度不大,损伤量为20%的试验梁固有频率略高于15%的试验梁固有频率,其原因是试件在浇筑时无法做到二者物理结构完全一致。研究表明,受实际实验工况边界条件、实验试件样本物理特性结构间的差异及实验过程中外在因素影响等原因,结构固有频率仅在损伤量较大时可初步对照完好梁固有振动频率来判断待测结构是否存在损伤。

表1 1/4跨不同损伤工况下实测预损伤钢筋混凝土梁频率阻尼

Tab. 1 Frequency and damping of pre-damaged reinforced concrete beam under different damage conditions at 1/4 location

工况	完好		损伤量 5%		损伤量 10%		损伤量 15%		损伤量 20%	
	频率	阻尼	频率	阻尼	频率	阻尼	频率	阻尼	频率	阻尼
1	23.36	2.56	21.97	3.57	21.97	2.76	19.54	4.30	21.49	4.49
2	178.51	0.70	173.34	1.64	174.32	1.18	161.21	2.08	169.03	1.61
3	306.40	0.53	297.85	0.66	297.36	0.64	283.34	1.90	295.07	0.73
4	468.23	0.44	454.10	0.96	455.08	0.56	435.23	0.42	450.42	0.15

表 2 1/2 跨不同损伤工况下实测预损伤钢筋混凝土梁频率阻尼
Tab.2 Frequency and damping of pre-damaged reinforced concrete beam
under different damage conditions at 1/2 location

工况	完好		损伤量 5%		损伤量 10%		损伤量 15%		损伤量 20%	
	频率	阻尼	频率	阻尼	频率	阻尼	频率	阻尼	频率	阻尼
1	23.36	2.56	22.46	3.34	21.97	4.06	19.09	4.54	19.78	3.31
2	178.51	0.70	177.25	0.12	175.78	0.32	161.64	0.10	165.79	1.30
3	306.40	0.53	305.66	0.51	305.18	0.81	282.05	0.85	284.21	0.73
4	468.23	0.44	469.73	0.03	468.75	0.62	455.90	0.94	446.34	0.52

图 4(b)为各测点应变频响幅值图,从图中可识别出不同阶次对应各测点的应变频响幅值。根据(7)式,将各测点应变响应幅值与参考点幅值的绝对值相比做归一化处理,便可得到应变模式振型。图 5 和图 6 为实测 1/4 跨和 1/2 跨损伤位置不同损伤程度下的前四阶应变模式振型图。

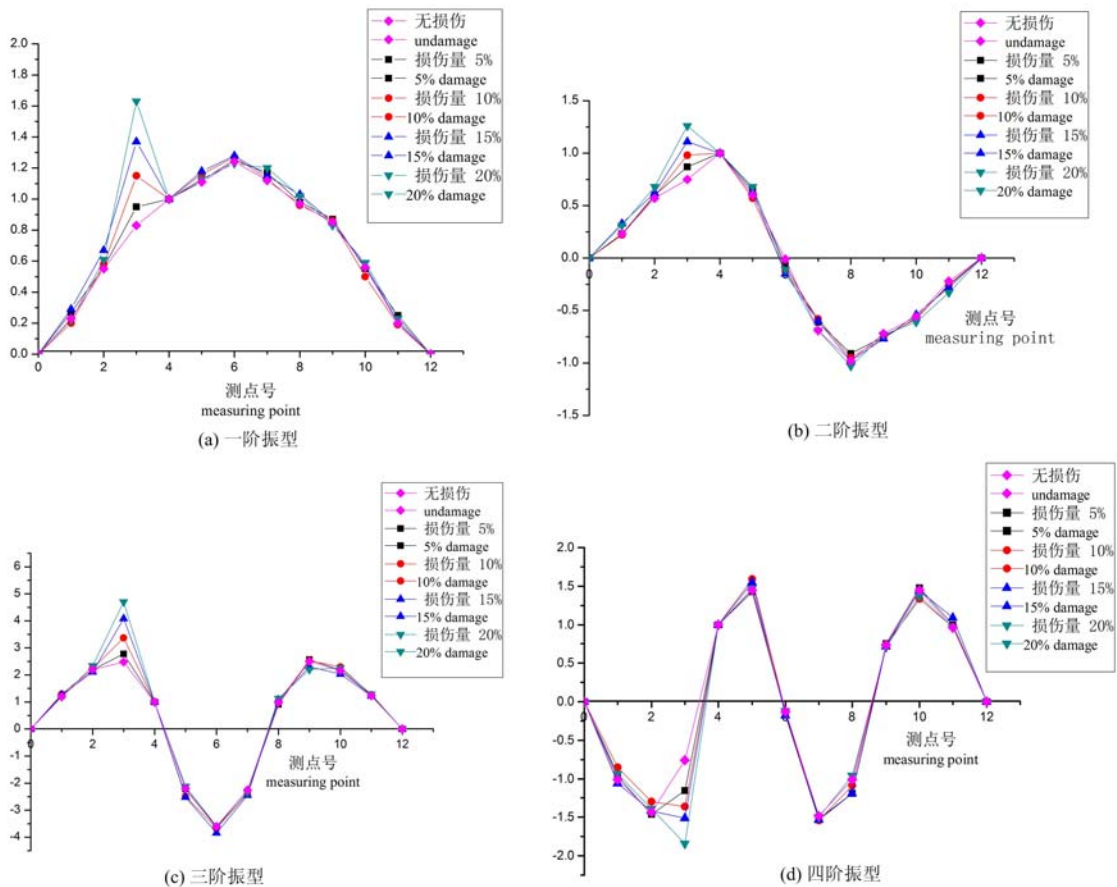


图 5 1/4 跨不同损伤程度下的应变模式振型图

Fig. 5 Strain modes of different damage conditions at 1/4 location

对照图 5 和图 6 可以看出,较之完好梁,1/4 跨损伤位置的试验梁各阶应变模式振型都有较显著的突变。1/2 跨损伤位置的试验梁仅一阶和三阶应变模式振型突变显著,二阶和四阶由于损伤位置恰好处于振型节点上,应变模式振型突变不明显。振型突变时,突变程度均随损伤程度增加而增加。同时可以看到,在两个不同损伤部位,三阶应变模式振型突变尤为明显。工程实际检测中,应结合结构检测部位来选取合理的模式阶次振型对结构损伤状况进行判断,避免选取处于振型节点位置的模式阶次来判别结构损伤。实验结果表明,应变模式振型较好地识别出了结构预设损伤位置的存在,证明了文中所提基于应变响应实现结构损伤识别方法及原理的可行性和正确性,同时也证明了自然环境激励下应变模

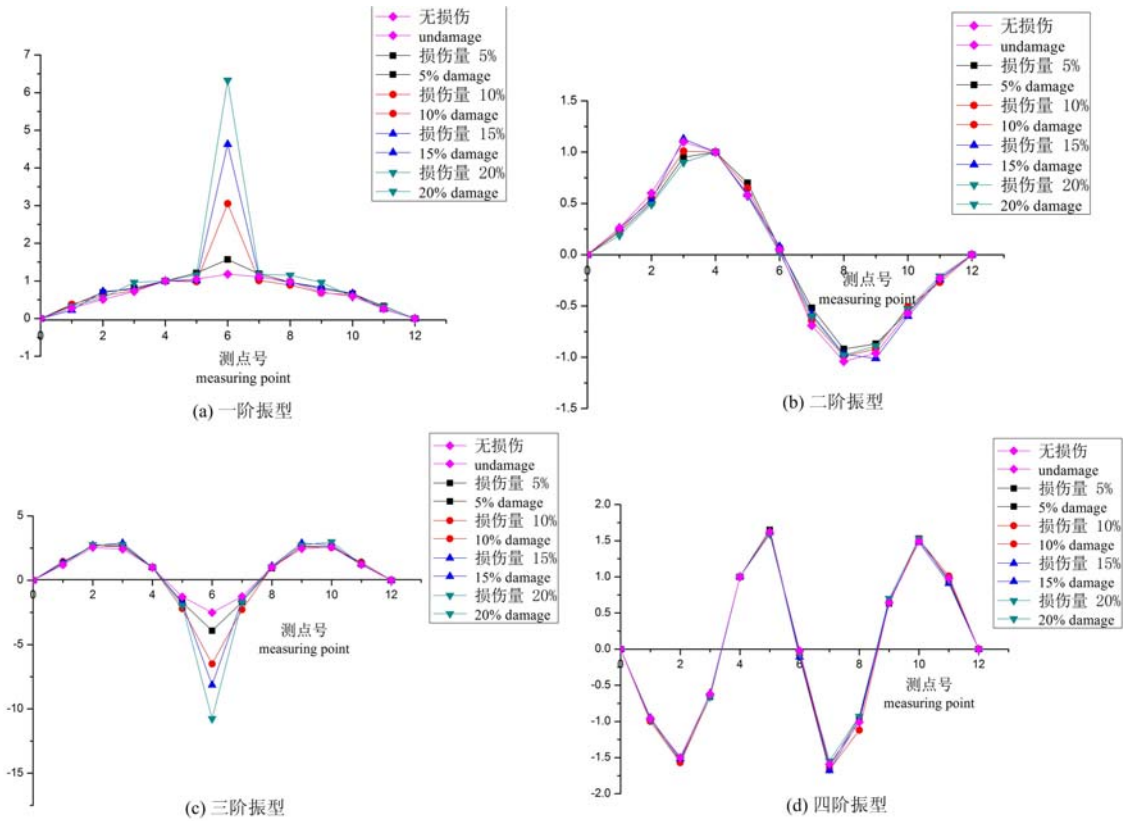


图6 1/2跨不同损伤程度下的应变模式振型图

Fig. 6 Strain modes of different damage conditions at 1/2 location

态损伤识别方法在钢筋混凝土梁结构损伤识别中的适应性与准确性。

为了进一步研究损伤程度与应变模式振型突变之间的关系,文中选取了两个不同损伤位置突变最明显的三阶应变模,以完好梁应变模式振型参数为基准绘制了损伤量与应变模式振型突变关系曲线图(图7)。

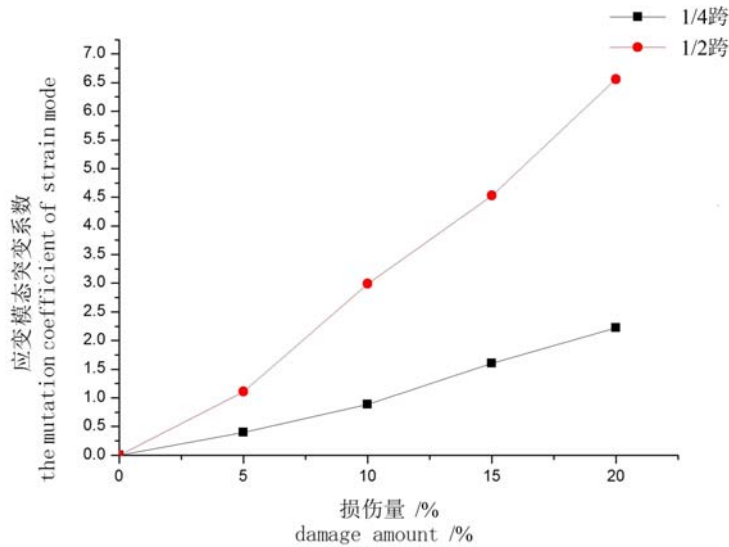


图7 不同损伤位置三阶应变模式损伤量与突变关系曲线图

Fig. 7 The damage amount and mutation coefficient relationship of third order strain mode at different damage position

从图7中两个不同损伤位置三阶应变模式损伤量与突变系数关系曲线图可以看出,应变模式振型突变与损伤量基本呈线性递增关系。相同损伤状况下,跨中振型突变远高于1/4位置振型突变,这是因

为相同激励条件下,跨中应力—应变变化要大于1/4跨的变化量。结果表明,在钢筋混凝土桥梁工程损伤识别实际应用中,可根据结构损伤量与振型突变曲线来进行结构损伤程度的定量分析。

3 结论

通过预损伤钢筋混凝土梁的实验研究结果表明,局部小损伤对钢筋混凝土梁结构固有频率影响较小,仅通过固有频率变化难以有效判断出结构的损伤状况。应变模态振型较好的识别出了结构预设损伤位置的存在,文中所提基于应变响应的结构损伤识别方法,可直接、快速实现环境激励下钢筋混凝土梁结构的损伤识别。

最后,作为探究性反向研究,文中钢筋混凝土梁的损伤模拟制作是按照通常桥梁检测规范中的1/4、1/2两个检测部位进行损伤预设的。应变片布设时均跨过损伤位置,损伤位置因裂纹的存在而产生应力集中,应变会明显增加,振型突变较为显著。因而,在桥梁工程实际检测过程中,结合目测、结构裂纹等信息初步确定结构损伤位置后,再选取恰当的应变片布设位置可在节约检测成本的前提下有效提高桥梁结构损伤识别效率。

参考文献:

- [1] 朱宏平,余璟,张俊兵. 结构损伤动力检测与健康监测研究现状与展望[J]. 工程力学, 2011(2):1—11 (ZHU Hongping, YU Jing, ZHANG Junbing. A summary review and advantages of vibration-based damage identification methods in structural health[J]. Engineering Mechanics, 2011(2):1—11 (in Chinese))
- [2] Wei Fan, Pizhong Qiao. Vibration-based damage identification methods: a review and comparative study[J]. Structural Health Monitoring, 2011(10):83—111.
- [3] Hillary B, Ewins D J. The use of strain gauges in force determination and frequency response function measurements[C]. Proc. of 2th IMAC, 1984:627—634.
- [4] Ewins D J. Modal testing: theory and practice[M]. Wiley, London, 1984.
- [5] Li D B, Zhang H C, Wang B. The principle and techniques of experimental strain modal analysis[C]. Proc. of 7th IMAC, 1989:1285—1289.
- [6] 李德葆,陆秋海. 实验模态分析及其应用[M]. 北京:科学出版社, 2001 (LI Debao, LU Qiu hai. Experimental modal analysis and application[M]. Beijing: Sciences Press, 2001 (in Chinese))
- [7] 郭湘宇,周海燕. 应变模态法在悬臂梁结构损伤监测诊断中的应用[J]. 江南大学学报(自然科学版), 2008(4): 475—478 (GUO Xingyu, ZHOU Haiyan. Strain modality law to cantilever beam structure damage monitor diagnosis research and application[J]. Journal of Jiangnan University(Natural Science Edition), 2008(4): 475—478 (in Chinese))
- [8] 顾培英,邓昌,汤雷. 基于工作应变模态损伤识别方法的试验研究[J]. 振动与冲击, 2011(11):175—178 (GU Peiying, DENG Chang, TANG Lei. Experimental study on damage identification based on operational strain modal shape[J]. Journal of Vibration and Shock, 2011, 30(11):175—178 (in Chinese))
- [9] 韩乃杰,张浩,吴向飞,等. 基于应变模态的桥梁损伤识别方法研究进展[J]. 中外公路, 2015(1):90—94 (HAN Najie, ZHANG Hao, WU Xinagfei, et al. Research progress of bridge damage identification method based on strain mode[J]. Journal of China and Foreign Highway, 2015(1): 90—94 (in Chinese))
- [10] 刘习军,贾启芬. 工程振动理论与测试技术[M]. 北京:高等教育出版社, 2003 (LIU Xijun, JIA Qifeng. Engineering vibration theory and testing technology[M]. Beijing: Higher Education Press, 2003 (in Chinese))
- [11] 顾培英,邓昌. 基于环境激励下的工作应变模态频域识别方法[J]. 振动与冲击, 2008(8):68—70 (GU Peiying, DENG Chang. Modal parameters identification of operational strain modes under ambient excitation with frequency domain method[J]. Journal of Vibration and Shock, 2008(8):68—70 (in Chinese))

On the damage identification of pre-damaged reinforced concrete beam based on strain response

WU Jia-quan, LI Hong-yan, YE Fei, MA Kun

(Faculty of Science, Kunming University of Science and Technology, Kunming 650093, Yunnan, China)

Abstract: Aiming at the practical situation that artificial excitation is difficult to be carried out in health detection of large bridge engineering structure, based on strain response, the method and principle to realize structural damage rapid identification under environmental excitation are proposed and derived in this paper. Strain response information of reinforced concrete beam under different pre-damage conditions is obtained by strain gauge, the evolution of dynamic characteristics of pre-damaged reinforced concrete beam, such as frequency, vibration mode, modal damping and so on, is studied under different pre-damage conditions. Results show that the principle and method proposed in this paper can directly and quickly realize damage identification of reinforced concrete bridge structure under environmental excitation.

Keywords: strain response; pre-damaged reinforced concrete beam; natural frequency; strain mode shape; damage identification