

基于应变模态变化率的钢轨损伤检测*

赵才友¹, 王平¹, 全顺喜¹, 曹洋¹, 胡国祥²

(1. 西南交通大学高速铁路线路工程教育部重点实验室 成都, 610031)

(2. 武汉工程大学交通研究中心 武汉, 430073)

摘要 为了准确、快速检测出钢轨中的损伤及其损伤位置和程度,提出了基于应变模态变化率的钢轨损伤检测方法。以五跨钢轨为例,通过数值仿真分析和实验室足尺模型测试表明:基于频率的变化可判断钢轨发生损伤,但无法确定损伤的位置及程度;基于应变模态的变化和基于应变模态变化率的变化可判断钢轨发生损伤、确定损伤的位置和程度;损伤程度对于损伤识别的影响较大,损伤程度越大,损伤单元的应变模态变化率就越大,钢轨的前两阶应变模态变化率可以确定损伤的发生、位置及损伤程度。

关键词 钢轨损伤;应变模态变化率;损伤位置;损伤程度

中图分类号 U213.152.1

引言

高速重载铁路运营线上的钢轨出现断裂将严重威胁行车安全。我国铁路部门针对行车安全制定的“三防”措施,其中之一就是防断轨。对于断轨的监控预防应强化钢轨各种探伤作业的管理,提高钢轨各种探伤作业的质量。不论哪种钢轨探伤作业,因为存在作业周期问题、探伤设备本身可能存在的质量问题和人为因素等,所以不可能完全发现钢轨缺陷。断轨一旦出现,要求至少能向前方来车发出信号并使之有足够时间采取防范措施。要及时发现断轨并制止恶性运营事故的发生,就需要实时检测断轨。从工作原理来讲,实时断轨检测方法主要有:基于轨道电路原理的牵引回流实时断轨检测方法和准轨道电路实时断轨检测方法、基于非轨道电路原理的光纤实时断轨检测方法、应力实时断轨检测方法和声波实时断轨检测方法。牵引回流和准轨道电路实时断轨检测方法在道岔和护轨等工况的灵敏度检测和系统可靠性表现不佳。声波实时断轨检测方法在机械绝缘处的灵敏度检测和系统可靠性方面较差。光纤实时断轨检测方法的安装操作和可修复性有待提高。应力实时断轨检测方法在灵敏度、系统可靠性和可修复性上表现不佳^[1-2]。笔者在研究结构动力特性的损伤诊断方法的基础上,提出了基于应变模态变化

率诊断技术并应用在钢轨损伤检测中。

1 基于应变模态变化率的结构损伤识别

结构的损伤研究表明,结构的损伤必定引起其刚度和质量的变化,刚度和质量的变化与损伤的类型和程度有密切关系,反映在结构动力特性上就是结构频率和振型的变化^[3-9]。

对于多自由度强迫振动系统

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = f(t) \quad (1)$$

设 $f(t) = Fe^{i\omega t}$, $x = Xe^{i\omega t}$, 由坐标变换解耦得到

$$x = \Phi q = \sum_{j=1}^n q_j \Phi_j \quad (2)$$

将式(2)变换为频域方程得到

$$(-\omega^2 m_r + k_r + j\omega c_r)q = \Phi^T F \quad (3)$$

其中: M, K, C 分别为质量矩阵、刚度矩阵和阻尼矩阵; $f(t)$ 为载荷矢量; Φ 为正则化主模态矩阵, q 为模态坐标; m_r, k_r, c_r 分别为模态质量矩阵、模态刚度矩阵和模态阻尼矩阵,且均为对角阵。

根据式(2)和式(3)得到

$$x = \Phi Y_r \Phi^T F \quad (4)$$

其中: $Y_r = (-\omega^2 m_r + k_r + j\omega c_r)^{-1}$ 。

在三维空间中,将位移矢量 X 、主模态矩阵 Φ 、激振力矢量 F 及矩阵 Ω 按三维坐标 x, y, z 重新排列

* 国家自然科学基金资助项目(编号:51078320);铁道部重大科研资助项目(编号:2011G009)

收稿日期:2011-07-01;修改稿收到日期:2011-11-10

$$\begin{cases} \mathbf{x} = [\mathbf{U}, \mathbf{V}, \mathbf{W}]^T \\ \Phi = [\Phi_u, \Phi_v, \Phi_w]^T \\ \mathbf{F} = [\mathbf{F}_x, \mathbf{F}_y, \mathbf{F}_z]^T \end{cases} \quad (5)$$

$$\text{于是} \begin{Bmatrix} \mathbf{U} \\ \mathbf{V} \\ \mathbf{W} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \Phi_u \\ \Phi_v \\ \Phi_w \end{bmatrix} \mathbf{Y}_r [\Phi_u \quad \Phi_v \quad \Phi_w]^T \begin{Bmatrix} \mathbf{F}_x \\ \mathbf{F}_y \\ \mathbf{F}_z \end{Bmatrix} \quad (6)$$

其中: $\mathbf{p} = \Phi^T$ 与 \mathbf{F} 沿轴向积分, 为 Φ 的函数。

根据弹性力学基本原理, 结构的正应变分量为

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial \mathbf{U}}{\partial x} \\ \frac{\partial \mathbf{V}}{\partial y} \\ \frac{\partial \mathbf{W}}{\partial z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial \Phi_u}{\partial x} \\ \frac{\partial \Phi_v}{\partial y} \\ \frac{\partial \Phi_w}{\partial z} \end{Bmatrix} \mathbf{Y}_r [\Phi_u \quad \Phi_v \quad \Phi_w]^T \times \begin{Bmatrix} \mathbf{F}_x \\ \mathbf{F}_y \\ \mathbf{F}_z \end{Bmatrix} \quad (7)$$

其中: $\Psi = [\Psi_x \quad \Psi_y \quad \Psi_z]^T$ 称为正应变模态。

式(7)可表达为

$$\varepsilon = \Psi \mathbf{Y}_r \Phi^T \mathbf{F} \quad (8)$$

ε 对结构参数变化的一阶变分关系为

$$\delta \varepsilon = [\delta \Psi \mathbf{Y}_r \Phi^T + \Psi \delta \mathbf{Y}_r \Phi^T + \Psi \mathbf{Y}_r \delta \Phi^T] \mathbf{F} \quad (9)$$

由结构损伤导致的结构应变变化 $\delta \varepsilon$ 主要由结构应变模态的变化 $\delta \Psi$ 、结构自振频率的变化 $\delta \mathbf{Y}_r$ 和结构位移模态的变化 $\delta \Phi$ 三者综合而成。因此, 从损伤识别的角度讲, 基于 $\delta \Psi$ 、 $\delta \mathbf{Y}_r$ 、 $\delta \Phi$ 的损伤识别方法理论上都是可行的, 只是在精度方面存在差异。由于损伤是典型的局部行为, 由圣维南原理可知, 损伤对结构特性的影响程度依 $\delta \Psi$ 、 $\delta \mathbf{Y}_r$ 、 $\delta \Phi$ 顺序递减, 即基于 $\delta \Psi$ 的损伤识别效果最好。从损伤定位的角度讲, 由于 $\delta \varepsilon$ 和 $\delta \Psi$ 的变化在位置坐标上存在一致的对对应关系, $\delta \varepsilon$ 和 $\delta \Phi$ 的变化在位置坐标上则不存在一致的对对应关系, 因此基于 $\delta \Psi$ 的损伤定位方法理论上存在正确定位的可能, 而基于 $\delta \Phi$ 的损伤定位方法理论上存在错误定位的隐患。可以看出, $\delta \Psi$ 、 $\delta \mathbf{Y}_r$ 、 $\delta \Phi$ 均和外荷载 \mathbf{F} 没有发生直接关联, 也就是说它在一定程度上反映结构自身的属性。

设 Ψ_l 和 Ψ_D 分别为完好结构和有损伤结构的应变模态矩阵, 则损伤前、后的应变模态改变量为 $\Delta \Psi = \Psi_l - \Psi_D$ 。

定义应变模态变化率为 $\delta = \Delta \Psi / \Psi_l$, 由于结构损伤前、后的位移模态发生变化, 应变模态作为其一阶导数将发生突变, 则应变模态变化率的突变更加明显, 突变量进一步放大, 故可认为该指标为较应变模态更加敏感的指标; 因此, 将应变模态变化率作为

结构断裂损伤识别指标具有现实意义。

2 基于应变模态变化率的钢轨断裂损伤数值

可以看出, $\delta \Psi$ 、 $\delta \mathbf{Y}_r$ 、 $\delta \Phi$ 及应变模态变化率 δ 均和外荷载均 \mathbf{F} 无关, 而只与结构本身的固有属性有关, 即结构体系的刚度、质量和阻尼。得到结构体系的固有属性值即可表达出各种损伤识别指标, 从而对损伤前、后的结构体系进行损伤识别分析及健康诊断^[10]。

笔者通过对钢轨结构进行模态分析, 获取损伤前、后的相应动特性参数并进行比较, 为了验证该损伤识别指标对钢轨结构损伤的识别和定位是否敏感。目前, 采用模态分析理论诊断断裂损伤的主要参数有固有频率、应变模态和应变变化率模态。笔者分别用这些指标对钢轨结构的损伤进行模拟数值分析并对比。

2.1 模型建立及相关参数选取

钢轨为 60 kg/m 标准轨, 钢轨高度为 176 mm, 为了减小边界影响, 钢轨长度取 5 个枕跨, 即 300 cm。钢轨视为 Timoshenko 梁, 其材料参数为: 弹性模量 $E = 2.06 \times 10^{11}$ N/m²; 密度 $\rho = 7800$ kg/m³; 泊松比 $\nu = 0.3$ 。

扣件刚度参照秦沈客运专线板式轨道采用扣件, 即扣件刚度为 60 kN/mm、阻尼为 47.7 kN·s/m。计算模型示意图如图 1 所示。其中, 断裂损伤程度用单元抗弯强度 EI 的折减来模拟。沿钢轨纵向将钢轨划分为 100 个单元, 笔者取 50 号单元, 即中间跨的 1/2 跨处出现断裂损伤。采用 Fortran90 语言编制计算程序进行仿真计算^[11]。

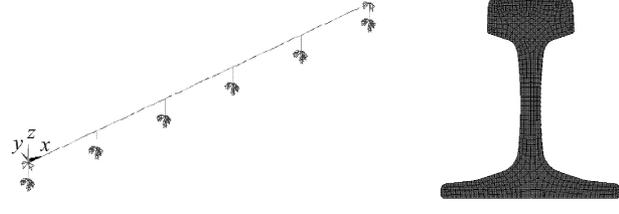


图 1 计算模型及截面网格化分示意图

2.2 基于固有频率的钢轨断裂损伤识别

固有频率是模态参数中最容易获得的一个参数, 且识别精度高, 因此验证结构体系的固有频率能否作为损伤识别的指标尤其重要。结构损伤通常使其质量阵和刚度阵发生变化, 固有频率 ω 会产生微

小的变化,对于轨道体系等大型工程结构,损伤常常使结构的刚度明显降低,而对质量分布几乎不产生影响;因此可以通过动力测试来捕捉结构静、动力参数的变化,推测结构工作状态的变化^[12-14]。

表1为该钢轨在单一损伤情况下不同程度损伤前、后的前10阶固有频率的变化情况,即未损伤、损伤25%、损伤50%和损伤75%(即从轨底至轨头,钢轨横断面全高的1/4,1/2,3/4断裂)时各阶频率发生变化的情况。可以看出,损伤引起结构固有频率发

生变化,据此可判断结构发生损伤。结构的有些阶固有频率的变化量都微小,鉴于目前的检测手段及检测技术水平,固有频率对于微小损伤无实际意义;频率改变量也无法判断损伤的准确位置(不同位置的损伤可能带来固有频率的改变量相同),尤其是对于多个损伤同时存在时此指标不可能进行准确判断因此针对于钢轨,固有频率可作为先验数据来判断损伤存在并预测实际发生损伤的位置,为实验获取精确解提供依据。

表1 钢轨在单一损伤不同断裂损伤程度情况下的前10阶固有频率的变化情况

阶数	无损伤/Hz	损伤75%/Hz	$\Delta\omega \cdot \omega^{-1}/\%$	损伤50%/Hz	$\Delta\omega \cdot \omega^{-1}/\%$	损伤25%/Hz	$\Delta\omega \cdot \omega^{-1}/\%$
1	52.569 52	50.120 91	4.657 9	50.178 25	4.548 8	50.690 15	3.575 0
2	124.962 8	124.942 2	0.016 5	124.942 3	0.016 4	124.945 2	0.014 1
3	141.571 2	133.697 1	5.562 0	135.774 6	4.094 5	140.204 3	0.965 5
4	182.657 2	168.018 8	8.014 1	169.215 3	7.359 1	176.002 8	3.643 1
5	195.386 9	192.081 6	1.691 7	194.194 4	0.610 3	195.143 3	0.124 7
6	201.730 4	201.728 8	0.000 8	201.729 8	0.000 3	201.730 4	0.000 0
7	246.885 2	206.941 3	16.179 2	218.163 7	11.633 5	236.797 2	4.086 1
8	265.312	250.717 5	5.500 9	251.040 1	5.379 3	254.107 2	4.223 3
9	299.827 2	299.780 7	0.015 5	299.783 1	0.014 7	299.785 9	0.013 8
10	397.946 3	332.010 2	16.569 1	348.262 1	12.485 2	389.145 3	2.211 6

2.3 基于应变模态的钢轨断裂损伤识别

通过结构的运动方程可知,一旦结构的固有频率 ω 确定,就可以求出正则化主模态矩阵 Φ 中 Φ_1, Φ_2 之间的关系^[10-13],可表示为

$$\frac{\Phi_1}{\Phi_2} = \frac{k_2}{k_1 + k_2 - m_1\omega^2} \quad (10)$$

由于式(10)右端为零的齐次方程,所以不能求出 Φ_1, Φ_2 本身值的大小,可求出它的比值。当体系以某一频率 ω 振动时,式(10)表明 Φ_1, Φ_2 的比值恒为常数,即体系的变形形式保持不变。

对于结构的每个振型模态必有一个应变模态与之对应。应变响应与位移响应的模态坐标具有相同的表达形式和物理意义,但是应变表达形式对于结构的局部应力变化比较敏感,一般常用应变表达形

式进行结构的损伤预测。基于模态叠加原理,应变模态可以表示为各阶应变模态贡献和

$$\epsilon = \sum_{r=1}^m q'_r(t)\phi_r^\epsilon(x) \quad (11)$$

其中: $\{\phi\}_r^\epsilon$ 为应变模态; q'_r 为第 r 阶应变模态; $\{\phi\}_r^\epsilon(x)$ 为在整个响应中所占的分量大小。

对相邻振动的位移模态计算模型的应变模态,计算公式为

$$y'_m = \frac{y_{m+1} - y_{m-1}}{2\Delta} \quad (12)$$

通过对钢轨进行有限元模拟数值分析提取各单元的应变值,绘制损伤前、后钢轨的应变模态图,并对损伤前、后钢轨的应变模态进行比较分析,如图2~图13所示。

2.3.1 无损伤时应变模态

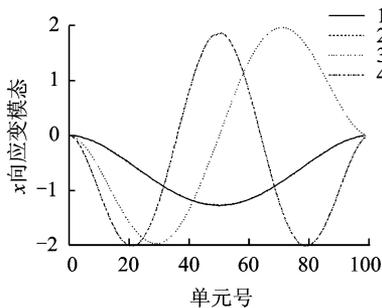


图2 无损伤时x方向应变模态

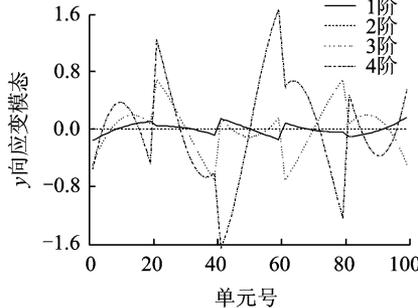


图3 无损伤时y方向应变模态

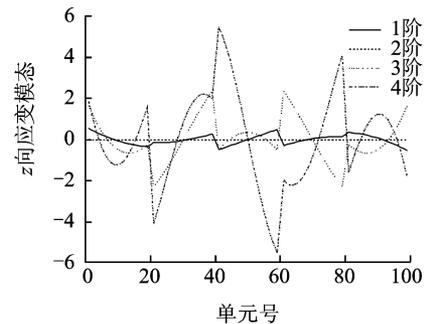
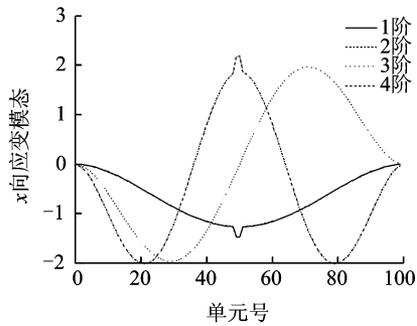
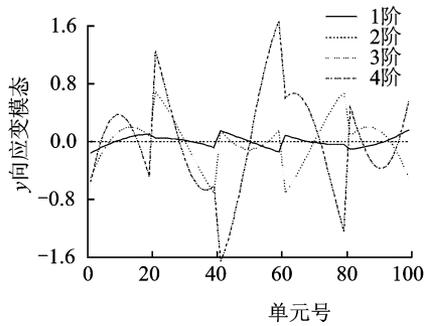
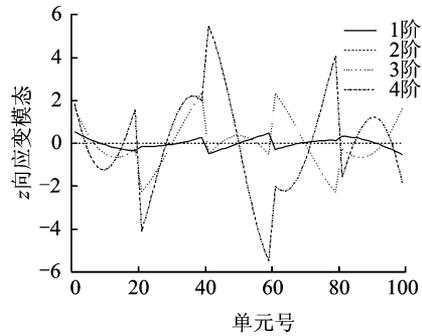
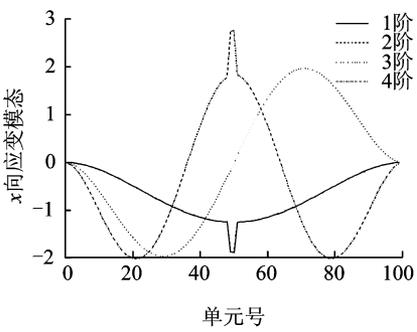
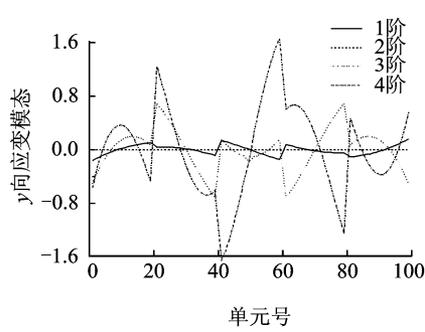
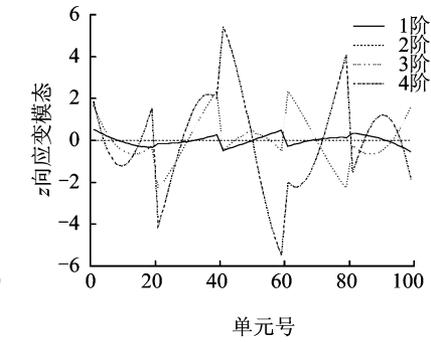


图4 无损伤时z方向应变模态

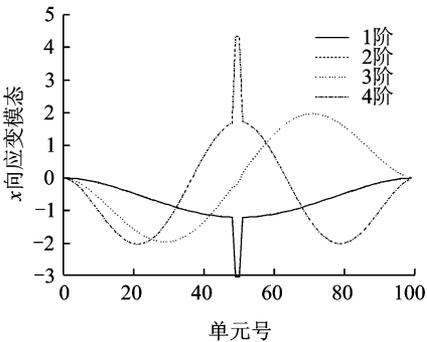
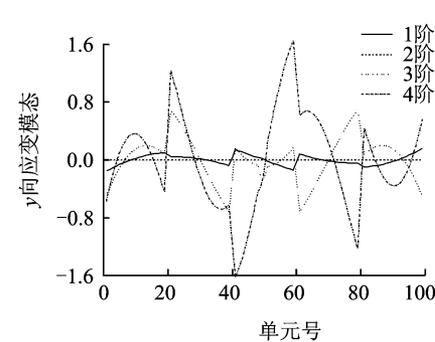
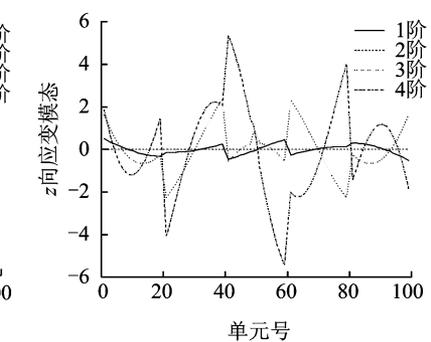
2.3.2 损伤25%时应变模态

图5 损伤25%时 x 方向应变模态图6 损伤25%时 y 方向应变模态图7 损伤25%时 z 方向应变模态

2.3.3 损伤50%时应变模态

图8 损伤50%时 x 方向应变模态图9 损伤50%时 y 方向应变模态图10 损伤50%时 z 方向应变模态

2.3.4 损伤75%时应变模态

图11 损伤75%时 x 方向应变模态图12 损伤75%时 y 方向应变模态图13 损伤75%时 z 方向应变模态

通过图2~图13可以看出:钢轨发生损伤单元在损伤前、后的应变变化较大,在损伤单元处应变模态图形有明显突变,曲线线型出现尖峰;钢轨的前两阶应变模态振型的在损伤前、后损伤单元均发生突变,即前两阶振型可用于损伤的识别与定位。 x 向(即轴向)应变模态较 y, z 向更能显示出损伤的位置和损伤程度;通过损伤前、后的 x 向应变模态比较图形可以确定损伤的发生及损伤发生的位置。本算例中钢轨应变至少取第3阶模态作为评判标准。

2.4 基于应变模态变化率的钢轨损伤

以式(1)定义的应变模态变化率对图1所示的钢轨模型进行分析,损伤位置相同,提取钢轨损伤前、后的前3阶应变模态并计算应变模态变化率,绘制应变模态变化率曲线。

由于 x 向(即轴向)应变模态能清晰表明损伤的位置和损伤程度,故只分析轴向应变模态变化率。

通过图14~16可知,钢轨损伤前、后所有单元

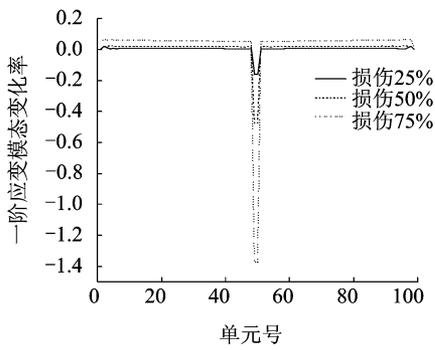


图14 第1阶应变模态变化率

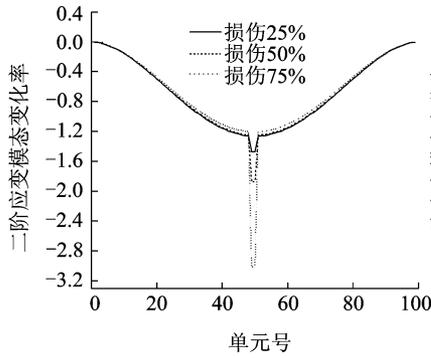


图15 第2阶应变模态变化率

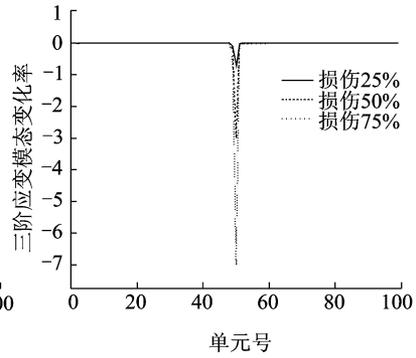


图16 第3阶应变模态变化率

应变变化量均有改变,但损伤单元的变化较大,未损伤单元的变化较小,应变模态图形形状并未改变;钢轨发生损伤单元在损伤前、后的应变变化较大,在损伤单元处应变模态图形有明显突变,曲线线型出现尖峰;损伤单元损伤前、后的应变变化量随损伤量的增大而增大;钢轨的前两阶应变模态振型在损伤前、后损伤单元均发生突变,即前两阶振型均可用于损伤的识别与定位;通过损伤前后的应变模态比较图形可以确定损伤的发生及损伤发生的位置。

3 试验分析

取5跨60 kg/m标准轨(3.0 m)试验试件作验证,试件在1.5 m处有损伤,损伤裂纹深度分别为0.5 cm、1.0 cm和1.5 cm 3种工况,如图17所示。在试验中,用试件未损伤的实测模态作为未损伤时的

理论计算值进行分析。由于应变模态具有正交性^[15-18],按照应变传感器优化配置准则,并考虑到轨道结构的实际受力和构造要求,共布置11个应变片,即把试件划分为10个单元、11个节点(节点6布置损伤)。把应变片分别布置在相邻两个扣件的钢轨跨中轨脚处和扣件上钢轨的轨脚处,均测量沿线路的轴向应变。

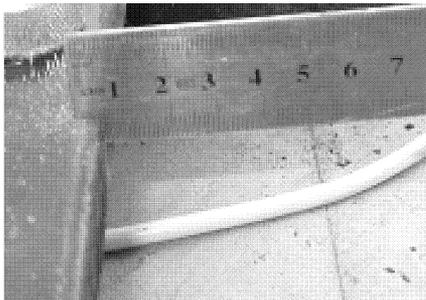
对测试得到的数据进行处理,钢轨的弯曲静力关系为

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{1}{\rho} = \frac{M_i}{E_i I_i} = \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{\Delta^2} \quad (13)$$

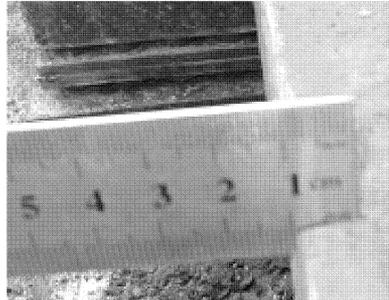
$$\epsilon = \frac{-h}{\rho} = \frac{-h(y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1})}{\Delta^2} \quad (14)$$

其中: ϵ 为沿线路的轴向应变。

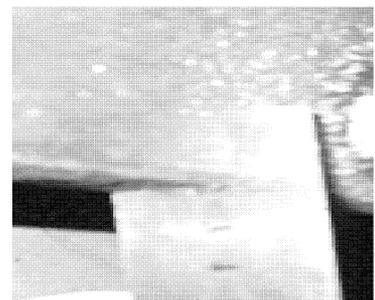
对损伤前、后的数据进行处理得到损伤前、后的应变模态变化率,如图18和图19所示。



(a) 裂纹深为0.5 cm



(b) 裂纹深为1.0 cm



(c) 裂纹深为1.5 cm

图17 钢轨裂纹布置工况示意图

可见,在节点6和8有明显突变,可以判断这两个位置有可能发生损伤。根据图19可以看出,节点4和节点6有可能发生损伤。综合结果可以判断得出单元6有损伤,且损伤程度越大,突变越明显。值得注意的是,在测量时由于测试误差、设置边界条件等

影响,实测到的数据在处理并不特别理想。例如,第1阶应变模态变化率图上节点8有突变,而第2阶应变模态变化率在单元4也有明显突变,这会对损伤识别造成一定的影响,但是由于它的变化比较小,可以忽略。

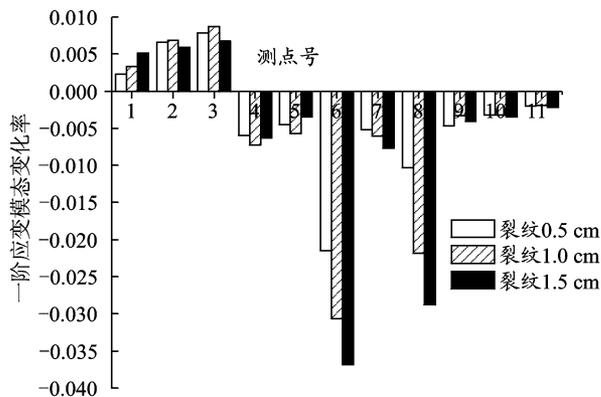


图18 第1阶应变模态变化率

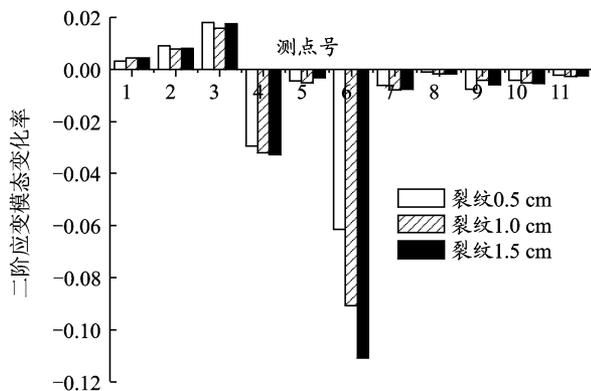


图19 第2阶应变模态变化率

4 结束语

基于损伤前、后频率指标的变化可判断钢轨发生损伤,但无法确定损伤的位置及损伤的程度。基于损伤前、后应变模态指标的变化和基于损伤前、后应变模态变化率指标的变化可判断钢轨发生损伤,能够确定损伤的位置和损伤的程度。损伤程度对于损伤识别的影响较大,损伤程度越大,损伤单元的应变模态变化率也越大。钢轨的前两阶应变模态变化率可以确定损伤的发生、损伤发生的位置及损伤程度。进一步研究应以建立钢轨模态诊断的档案和故障信息档案,确定安全阈值和判别标准为目标^[15]。

参 考 文 献

[1] 田铭兴,陈云峰,赵斌,等. 实时断轨检测方法综述[J]. 兰州交通大学学报, 2011(1):122-126.
Tian Mingxing, Chen Yunfeng, Zhao Bin, et al. Review on real time broken rail detection methods[J]. Journal of Lanzhou Jiaotong University, 2011(1):122-126. (in Chinese)

[2] 张友鹏,任远. 基于超声导波的实时钢轨断裂检测方法研究[J]. 铁道工程学报, 2010(11): 47-51.
Zhang Youpeng, Ren Yuan. Research on real-time detection method for broken rail based on ultrasonic guided waves[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2010(11): 47-51. (in Chinese)

[3] 徐丽,易伟建. 应变模态在框架结构节点损伤诊断中的应用研究[J]. 振动、测试与诊断, 2002, 22(2): 136-141.
Xu Li, Yi Jianwei. Damage detection of frame structure joints using strain modal Method[J]. Journal of

Vibration, Measurement & Diagnosis, 2002, 22(2): 136-141. (in Chinese)

- [4] 李军,于德栋,白会人. 基于应变模态的结构损伤定位方法[J]. 世界地震工程, 2007(3):104-109.
Li Jun, Yu Dedong, Bai Hui ren. Damage localization of changes based on the strain modes for simply supported beam[J]. World Earthquake Engineering, 2007(3): 104-109. (in Chinese)
- [5] 蒋济同,于红理. 基于应变模态差的海洋平台构件的损伤识别研究[J]. 灾害学, 2010(10): 67-70.
Jiang Jitong, Yu Hongli. Study on identification of offshore platform component damage based on strain modal difference[J]. Journal of Catastrophology, 2010(10): 67-70. (in Chinese)
- [6] Maeck J, Abdel M. Damage identification in reinforced concrete structures by dynamic stiffness determination[J]. Engineering Structures, 2000, 22:1339-1349.
- [7] 焦莉,李宏男,孙威. 基于数据融合和“能量-损伤”的结构状态特征提取[J]. 振动、测试与诊断, 2010, 30(1): 83-86.
Jiao Li, Li Hongnan, Sun Wei. Feature extraction of structure status based on data fusion and wavelet analysis[J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2010, 30(1): 83-86. (in Chinese)
- [8] Hearn G, Testa R B. Modal analysis for damage detection in structure[J]. Engineering Structures, 1991, 117(11):3024-3063.
- [9] 高芳清,金建民,高淑英. 基于模态分析的结构损伤检测方法研究[J]. 西南交通大学学报, 1998, 33(1):108-113.
Gao Fangqing, Jin Jianming, Gao Shuying. Damage detection in structures by modal analysis[J]. Journal of Southwest Jiao Tong University, 1998, 33(1):108-

113. (in Chinese)

- [10] 李功宇,郑华文. 损伤结构的曲率模态分析[J]. 振动、测试与诊断, 2002, 22(2): 136-141.

Li Gongyu, Zheng Huawen. Studies on curvature modal analysis of damaged structures[J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2002, 22(2): 136-141. (in Chinese)

- [11] 徐士良. FORTRAN 常用算法程序集[M]. 2版. 北京:清华大学出版社, 1997:7-25.

- [12] 许金余,张其顶,李海川. 柱壳结构体系的损伤诊断[J]. 振动、测试与诊断, 2008, 28(1): 1-4.

Xu Jinyu, Zhang Qiding, Li Haichuan. Damage diagnosis of the cylindrical shell structure system [J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2008, 28(1): 1-4. (in Chinese)

- [13] 孙晓峰,王轲,施荣明. 基于改变结构刚度模态试验的动力学模型修改[J]. 烟台大学学报:自然科学与工程版, 2011, 24(1):13-18.

Sun Xiaofeng, Wang Ke, Shi Rongming. Dynamical model updating based on modetests with changed structure stiffness[J]. Journal of Yantai University: Natural Science and Engineering Edition, 2011, 24(1):13-18. (in Chinese)

- [14] 王计生,喻俊馨,黄惟公. 小波包分析和支持向量机在刀具故障诊断中的应用[J]. 振动、测试与诊断, 2008, 28(3): 273-276.

Wang Jisheng, Yu Junxin, Huang Weigong. Application of wavelet package analysis and support vector machine to fault diagnosis of cutting tool[J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2008, 28(3): 273-276. (in Chinese)

- [15] 董晓马,张为公. 应变传感器优化配置研究[J]. 仪器仪表学报, 2006, 11(27): 1242-1244.

Dong Xiaoma, Zhang Weigong. Investigation on optimal placement of strain sensor[J]. Chinese Journal of Scientific Instrument, 2006, 11(27): 1242-1244. (in Chinese)

- [16] Cha P D, Gu W. Model updating using an incomplete set of experimental modes[J]. Journal of Sound and Vibration, 2000, 233(4): 587-600.

- [17] 袁爱民,戴航,孙大松. 基于EI及MAC混合算法的斜拉桥传感器优化布置[J]. 振动、测试与诊断, 2009, 29(1): 55-59.

Yuan Aimin, Dai Hang, Sun Dasong. Optimal sensor placement of cable-stayed bridge using mixed algorithm based on effective independence and modal assurance criterion methods[J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2009, 29(1): 55-59. (in Chinese)

- [18] 周公博,朱真才,陈光柱. 基于传感器网络的瓦斯传感器故障诊断[J]. 振动、测试与诊断, 2010, 30(1): 23-27.

Zhou Gongbo, Zhu Zhencai, Chen Guangzhu. Fault diagnosis of gas sensor based on wireless sensor network [J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2010, 30(1): 23-27. (in Chinese)



第一作者简介:赵才友,男,1984年10月生,博士研究生。主要研究方向为轨道结构无损检测、轨道交通减振降噪。曾发表《特殊工况下桥上纵连板式无砟轨道无缝线路温度力研究》(《铁道建筑》2010年第3期)等论文。

E-mail: zcy848279@163.com