

钢筋混凝土梁弯曲损伤分析的摄动法

张道明¹, 郭学东², 赵志蒙³

(1. 江苏科技大学 土木工程与建筑学院, 江苏 镇江 212003; 2. 吉林大学 交通学院, 长春 130022; 3. 内蒙古大学 交通学院, 呼和浩特 010070)

摘要: 基于钢筋混凝土梁弯曲损伤的特征, 分析了梁弯曲损伤后的固有频率特征向量和敏感性。其中, 梁跨中截面刚度弯曲损伤系数对损伤后梁振动特征向量的增量最为敏感, 并随荷载的增加而增加。电磁激振器扫频试验和理论的研究结果表明, 钢筋混凝土梁弯曲损伤后基频随荷载的增加呈明显非线性降低, 试验梁基频实测结果与理论结果有明显偏差, 利用摄动分析法可以修正弯曲损伤梁刚度的误差, 判别钢筋混凝土梁弯曲损伤程度。

关键词: 工程力学; 弯曲损伤; 扫频测试; 摄动; 敏感性

中图分类号: O322 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671-5497(2011)05-1358-06

Bending damage analysis of reinforced concrete beam using perturbation method

ZHANG Dao-ming¹, GUO Xue-dong², ZHAO Zhi-meng³

(1. School of Civil Engineering & Architecture, Jiangsu University of Science and Technology, Zhenjiang 212003, China; 2. College of Transportation, Jilin University, Changchun 130022, China; 3. College of Transportation, Inner Mongolia University, Huhehaote 010070, China)

Abstract: The characteristic vectors and the sensitivity of the damaged reinforced concrete beam(RCB) were derived from the analysis of the bending damage behavior of RCB. The bending damage coefficients of the mid-span section rigidity were found most sensitive to the increment of vibration characteristic vectors of the damaged RCB, and they increase as the loads go up. The sweep check by the electromagnetic exciter and the theoretical study demonstrated that the basic frequencies of RCB after bending damage showed an obviously non-linear reduction with the load, and the tested basic frequencies of the specimen beam were obviously different from the theoretical results. The perturbation method can be used to correct the errors of the bending damaged RCB rigidity and to distinguish the bending damage degree of RCB.

Key words: engineering mechanics; bending damage; sweep check; perturbation; sensitivity

目前采用无损伤动力检测技术识别在役钢筋混凝土结构的损伤已经成为主要研究方向^[1-2], 并取得了良好的效果。钢筋混凝土桥梁损伤后其刚

度、质量等都会发生改变, 并导致结构动力响应也相应变化, 通过测试结构的动力响应能够间接得到结构的损伤状态^[3-7], 因此通过振动理论模型计

收稿日期: 2010-07-25.

基金项目: 吉林省教育厅科学技术研究项目(2009-473); 内蒙古自治区高校科学研究项目(NJ10003).

作者简介: 张道明(1965-), 男, 副教授, 博士. 研究方向: 桥梁结构损伤评价. E-mail: zdmzdm@sina.com

通信作者: 郭学东(1955-), 男, 教授, 博士生导师. 研究方向: 路桥的病害检测与修复加固. E-mail: guoxd@jlu.edu.cn

算结构固有频率变化判别钢筋混凝土桥梁弯曲损伤程度成为可能。但是由于结构振动阻尼变化,结构损伤模型建立的准确性等因素,致使通过理论计算判别结构损伤会有一定的误差。目前研究表明,这些误差可通过摄动分析加以修正^[8-10]。

本文通过电磁激振器和信号发生器对试验梁进行0~1800 Hz扫频试验,确定损伤前后试验梁固有频率的变化,间接分析试验梁弯曲损伤程度;根据钢筋混凝土弯曲损伤的特点,建立了变刚度振动摄动分析方法,利用实测数据,摄动分析连续分布体系结构参数变化引起振动特性变化,修正结构刚度理论计算误差,判别结构弯曲损伤程度。

1 扫频试验

1.1 试验简介

采用了5根矩形截面简支钢筋混凝土梁进行弯曲损伤静动试验研究。梁的截面设计尺寸均为200 mm×300 mm,梁长2500 mm,计算长度为2400 mm;混凝土为C30;钢筋采用HPB235和HPB335级钢材,其中底部受力纵筋为2Ø22,上部架力筋为2Ø12,箍筋为Ø8@100,试验梁的构造示意图如图1所示。动荷载激振设备采用江苏连能电子有限公司生产的JZK-50型电磁激振器,信号发生器YE1311,功率放大器YE5874A,拾振器为中国地震工程研究所的941B型拾振器,数据采集仪为江苏东华DH5923动态采集分析仪。

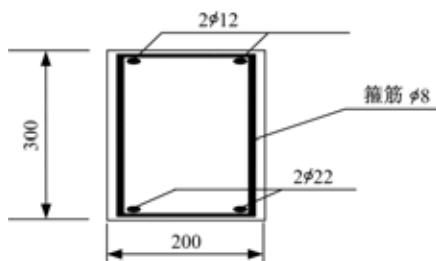


图1 试验梁截面

Fig. 1 Specimens section

在动力试验之前进行了材性试验,混凝土的实测强度平均值为34.28 MPa,弹性模量为 2.526×10^4 MPa;钢筋屈服强度为336.3 MPa,弹性模量为 2.01×10^5 MPa。振动荷载试验采用电磁激振器对损伤前后的试验梁进行了0~1800 Hz变频激振,由DHDAS5923信号分析系统的傅里叶变换FFT平均谱确定试验梁基频。损伤荷载由跨中600 kN千斤顶施加,350 kN压力传感器控制。

1.2 试验结果

其中pt-2至pt-5,共计4根试件在跨中施加了60~120 kN集中损伤荷载,卸载后再次施加集中荷载直至破坏。

试验梁pt-1为不做损伤荷载试验,实测完好状态基频后,加载直至破坏。由于试验采用跨中集中施加损伤荷载,梁截面开裂高度由跨中向两边支座逐渐减小;跨中开裂实测可视测范围最大达到1750 mm,具体如表1所示。随着损伤荷载的增加,梁的损伤跨中开裂高度逐渐增加,最高达到260 mm,相邻裂缝间距逐渐减小,由150 mm减小到80 mm,如图2所示。卸载后再次加载试验,结果表明,随着损伤荷载的增大,屈服荷载和极限荷载明显降低,跨中挠度也逐渐加大,说明损伤对钢筋混凝土梁刚度和承载力产生了明显的影响,如表2所示。

表1 试件损伤后截面刚度分布拟合函数

Table 1 Distribution fitting function of damaged cross section rigidity

试件	P_s/kN	l_{cr}/m	l_{crt}/m	B_{min}/B_0	η
pt-2	51.21	1.07	1.04	0.524409	0.475
pt-3	68.81	1.41	1.36	0.479355	0.520
pt-4	92.15	1.66	1.65	0.457623	0.540
pt-5	111.63	1.79	1.75	0.449446	0.550

注: P_s 为跨中施加的损伤荷载; B_{min} 为试件损伤后跨中最小计算刚度; l_{crt} 为实测弯曲开裂长度; B_0 为全截面的换算抗弯刚度; l_{cr} 为跨中弯曲损伤理论开裂长度; η 为弯曲理论损伤系数。



图2 电磁激振器激振损伤后的试件

Fig. 2 Bending damaged specimens excited by the vibrator

表2 弯曲损伤前后梁的基频

Table 2 Basic frequencies of undamaged and damaged beams

基频类型	试件				
	pt-1	pt-2	pt-3	pt-4	pt-5
AT1	100.6	101.6	97.7	99.6	103.5
BL1	100.97	100.97	100.97	100.97	100.97
load	0	51.21	68.81	92.15	111.63
AT2	100.6	91.8	81.1	78.1	71.5
BL2	100.97	88.54	77.09	77.17	80.73

注:AT1和AT2分别为实测弯曲损伤前、后的一阶基频;BL1和BL2分别为理论计算弯曲损伤前、后的一阶基频。

在试验中采用电磁激励法进行扫频实测施加损伤荷载前后试件的固有频率。未做损伤试验的试件,仅实测了完好状态下的三阶自振频率。拾振器布置如图 2 所示。实测的构件基频采用共振法和频域变换法 FFT 记录。电磁激振器激振频率由 1.9 Hz 匀速变换到 1800 Hz, 得到 39、50、100、150、400、640、900、1600 Hz 左右等一系列共振频率。其中, 100、400、900、1600 Hz 左右的共振频率为试件固有频率, 其他频率为试件支座产生的共振频率。

在实测中, 由于激振器产生的强迫振动荷载比较小, 试件高阶固有频率实测共振频率很不敏感, 数据离散漂移误差大, 前一二阶频率规律性较强, 试验表明各未损伤试件的固有频率都有明显的差异性。一阶基频由 90.8 Hz 到 105.5 Hz 不等, 平均值为 100 Hz, 说明钢筋混凝土梁在试验前, 由于制作、搬运和安装等因素内部存在明显的缺陷, 造成梁基频发生明显的变化。试验梁弯曲损伤后, 一阶基频也有一定的误差。试验梁 pt-5 误差高达 12.9%。考虑到损伤后阻尼对高阶基频的影响, 本文试件弯曲损伤分析采用一阶基频, 具体数据见表 2。

1.3 梁截面刚度分析

试验结果表明, 钢筋混凝土梁随着荷载的增加, 梁截面受拉区开裂, 构件刚度呈非线性变化。构件截面开裂高度由跨中向两侧呈抛物线变化。目前计算钢筋混凝土梁非线性刚度方法很多, 这些方法都是近似分析方法。本文采用文献[11]的方法计算受弯构件非线性刚度。具体如下:

$$B = \frac{B_0}{\left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2 + \left[\left(1 - \frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2\right]B_{cr}} \quad (1)$$

式中: B_{cr} 为开裂构件等效截面的抗弯刚度, $B_{cr} = E_c I_{cr}$, I_{cr} 为开裂截面换算惯性矩; $B_0 = 0.95 E_c I_0$, E_c 为混凝土弹性模量; M_{cr} 为考虑塑性系数的开裂弯矩。

本文采用跨中施加集中弯曲损伤荷载, 其弯曲损伤可分为 3 段, 即跨中弯曲损伤段和两个端部未损伤段。根据式(1)和里兹法, 及试验件损伤加载方式, 采用分段函数来拟合弯曲损伤后梁的刚度分布。假定未开裂段梁刚度不变, 开裂段采用式(1)计算梁损伤后刚度变化, 用余弦函数拟合。各试件损伤后刚度分布拟合表达式为

$$B_0(x) =$$

$$\begin{cases} B_0, & -l/2 \leq x \leq l_{cr}/2 \\ B_0[1 - \eta \cos(\frac{\pi}{l_{cr}}x)], & -l_{cr}/2 \leq x \leq l/2 \\ B_0, & l_{cr}/2 \leq x \leq l/2 \end{cases} \quad (2)$$

$$\eta = 1 - B_{min}/B_0 \quad (3)$$

式中: l 为试件计算长度。具体数值见表 1。

2 振动敏感性分析

由于梁刚度沿长度方向发生变化, 其振动特征值因弯曲损伤程度不同也会发生明显的变化。本文根据欧拉振动齐次方程对弯曲损伤梁进行了敏感性分析。

2.1 弯曲梁横向振动方程

欧拉梁结构的自振动方程为

$$m \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial t^2} + \frac{\partial}{\partial x^2} [B_0(x) \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial x^2}] = 0 \quad (4)$$

其通解可表示为

$$y(x, t) = A \cos(\frac{n\pi}{l}x) \sin(\omega t) \quad (5)$$

由方程(4)欧拉梁的自振特征方程也可表示为

$$\frac{\partial}{\partial x^2} [B_0(x) \frac{\partial^2 w_0(x)}{\partial x^2}] = \lambda_0 m w_0(x) \quad (6)$$

式中: $B_0(x)$ 为梁初始截面刚度分布, 等截面直梁 $B_0(x) = EI$; $\lambda_0 = \omega^2 = \frac{B_0 n^4 \pi^4}{ml^4}$ 为梁初始固有频率的特征值, m 为梁单位长度上的质量分布; $w_0(x)$ 为梁初始振型函数, 其表达式为

$$w_0(x) = A \cos(n\pi x/l) \quad (7)$$

2.2 变刚度梁自振频率和敏感性分析

当钢筋混凝土梁弯曲损伤后, 梁的刚度发生了明显的变化。由方程(4)(6)可知, 梁弯曲振动特征值和模态方程也会发生明显变化。梁损伤后刚度可按式(2)近似计算, 并假定钢筋混凝土梁弯曲损伤后, 其振动模态方程形式不变。根据 Rayleigh 能量法, 变刚度梁自振频率特征向量 λ'_0 可表示为

$$\lambda'_0 = \frac{\sum_{i=1}^n \int_{l_{i-1}}^{l_i} B_i(x) (w''_0)^2 dx}{m \int_{-l/2}^{l/2} w_0^2 dx} \quad (8)$$

式中: $B_i(x)$ 为钢筋混凝土梁第 i 段刚度分布。

本文试件是跨中弯曲损伤, 截面刚度模型见式(2), 其变刚度梁自振频率特征向量 λ 可表示为

$$\begin{aligned} \lambda'_0 &= \frac{\int_{-l/2}^{l/2} B_0 (w''_0)^2 dx}{m \int_{-l/2}^{l/2} w_0^2 dx} - \\ &\frac{\eta B_0 \int_{-l_{cr}/2}^{l_{cr}/2} \cos(\frac{\pi}{l_{cr}}x) (w''_0)^2 dx}{m \int_{-l/2}^{l/2} w_0^2 dx} = \\ &\lambda_0 \left[1 - \frac{\eta \int_{-l_{cr}/2}^{l_{cr}/2} \cos(\frac{\pi}{l_{cr}}x) \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx}{\int_{-l/2}^{l/2} \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx} \right] \end{aligned} \quad (9)$$

当 $\eta = 0$ 时, λ'_0 表示钢筋混凝土梁未损伤时的自振频率特征值。具体计算结果见表 1。根据式(9), 特征值对 η 和 l_{cr} 敏感性可采用其一阶导数表示, 即

$$\alpha = \frac{\partial \lambda_0^1}{\partial \eta} = \lambda_0 \frac{\int_{-l_{cr}/2}^{l_{cr}/2} \cos(\frac{\pi}{l_{cr}}x) \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx}{\int_{-l/2}^{l/2} \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx} \quad (10)$$

$$\beta = \frac{\partial \lambda_0^1}{\partial l_{cr}} = \lambda_0 \frac{-\pi \eta \int_{-l_{cr}/2}^{l_{cr}/2} x \sin(\frac{\pi}{l_{cr}}x) \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx}{l_{cr}^2 \int_{-l/2}^{l/2} \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx} \quad (11)$$

敏感性分析结果表明, 跨中截面开裂高度刚度损伤系数比开裂范围敏感, 同时该值随损伤荷载的增大而增大, 见表 3。

表 3 梁弯曲损伤的敏感性

Table 3 Sensitivity of the bending damaged beams

	pt-1	pt-2	pt-3	pt-4	pt-5
α	0	0.526	0.644	0.710	0.733
β	0	0.119	0.104	0.090	0.082

3 摄动分析

3.1 简支梁摄动特征值确定

由于计算假定以及边界条件、模型选择和阻尼等方面的原因, 不可避免地带来计算上的误差。由式(9)计算的结果和试验结果对比可知, 理论计算损伤后的钢筋混凝土梁自振频率特征向量值与实测结果有一定的误差。因此本文采用摄动分析理论, 在钢筋混凝土梁弯曲损伤后的弯曲刚度模型中引入摄动参数 ϵ , 不考虑弯曲损伤梁质量变化, 实现评价损伤后梁的刚度参数和自振特征值。其任意点处刚度 $B(x)$ 分布、梁自振特征值 $\lambda^{(i)}$ 和

横向振型函数 $w^{(i)}$ 具体表达式如下:

$$B(x) = B_0(x) + \epsilon B_s(x) \quad (12)$$

$$\lambda^{(i)} = \lambda_0^{(i)} + \epsilon \lambda_1^{(i)} + \epsilon^2 \lambda_2^{(i)} + \dots \quad (13)$$

$$w^{(i)} = w_0^{(i)} + \epsilon w_1^{(i)} + \epsilon^2 w_2^{(i)} + \dots \quad (14)$$

式中: ϵ 为一小参数; $\lambda_1^{(i)}$ 和 $\lambda_2^{(i)}$ 为自振特征值一阶和二阶摄动; $w_1^{(i)}$ 和 $w_2^{(i)}$ 为振型函数一阶和二阶摄动; $B_s(x)$ 为梁的弯曲刚度摄动值。

$$B_s(x) = \begin{cases} \epsilon B_0, & -l/2 \leq x \leq -l_{cr}/2 \\ \epsilon B_0 [1 - \eta \cos(\frac{\pi}{l_{cr}}x)], & -l_{cr}/2 \leq x \leq l_{cr}/2 \\ \epsilon B_0, & l_{cr}/2 \leq x \leq l/2 \end{cases} \quad (15)$$

考虑摄动后微单元 dx 上的分布摄动荷载满足自平衡, 因此有摄动后恢复力分布荷载为

$$q_k(x) = \frac{d^2}{dx^2} [B_0(x) + \epsilon B_s(x)] \frac{d^2}{dx^2} [w_0^{(i)} + \epsilon w_1^{(i)} + \epsilon^2 w_2^{(i)} + \dots] \quad (16)$$

考虑摄动后微单元上惯性力分布荷载为

$$q_g(x) = [\lambda_0^{(i)} + \epsilon \lambda_1^{(i)} + \epsilon^2 \lambda_2^{(i)} + \dots] m [w_0^{(i)} + \epsilon w_1^{(i)} + \epsilon^2 w_2^{(i)} + \dots] \quad (17)$$

略去二阶以上的摄动, 考虑摄动后微单元 dx 上未损伤时和损伤后分布荷载满足自平衡, 则有

$$\begin{aligned} \frac{d^2}{dx^2} [B_0(x) \frac{d^2}{dx^2} w_0^{(i)}] - \lambda_0^{(i)} m w_0^{(i)} &= \\ \lambda_1^{(i)} m w_0^{(i)} - \frac{d^2}{dx^2} [B_s(x) \frac{d^2}{dx^2} w_0^{(i)}] & \end{aligned} \quad (18)$$

因初始振型函数和摄动振型函数应满足全部的边界条件, 根据虚功原理, 摄动恢复内荷载在任意一阶振型函数上做的虚功等于初始分布恢复内荷载在摄动振型函数上做的虚功, 同时考虑构件沿长度方向刚度函数不连续性, 有

$$\begin{aligned} \sum_{s=1}^n \int_{l_{s-1}}^{l_s} w_0^{(i)} \frac{d^2}{dx^2} [B_0(x) \frac{d^2}{dx^2} w_0^{(i)}] dx &= \\ \sum_{i=1}^n \int_{l_{i-1}}^{l_i} w_0^{(i)} \frac{d^2}{dx^2} [B_0(x) \frac{d^2}{dx^2} w_0^{(i)}] dx & \end{aligned} \quad (19)$$

系统摄动分布荷载在初始振型函数上做的虚功可表示为

$$\begin{aligned} \sum_{s=1}^n \int_{l_{s-1}}^{l_s} \{ w_0^{(i)} \frac{d^2}{dx^2} B_0(x) \frac{d^2}{dx^2} w_0^{(i)} \} dx - \lambda_0^{(i)} m w_0^{(i)} &= \\ \sum_{s=1}^n \int_{l_{s-1}}^{l_s} w_0^{(i)} \{ \lambda_1^{(i)} m w_0^{(i)} - \frac{d^2}{dx^2} [B_s(x) \frac{d^2}{dx^2} w_0^{(i)}] \} dx & \end{aligned} \quad (20)$$

当 $j = i$ 时, 根据模态函数正交关系, 未损伤梁的特征值的一阶摄动为

$$\lambda_1^{(i)} = \frac{\sum_{s=1}^n \int_{l_{s-1}}^{l_s} \omega_b^{(i)} \frac{d^2}{dx^2} [B_s(x) \frac{d^2}{dx^2} \omega_b^{(i)}] dx}{m \int_{-l/2}^{l/2} \omega_b^{(i)} dx} \quad (21)$$

由公式分部积分变换可得

$$\lambda_1^{(i)} = \frac{\sum_{s=1}^n \int_{l_{s-1}}^{l_s} B_s(x) (\frac{d^2 \omega_b^{(i)}}{dx^2} \frac{d^2 \omega_b^{(i)}}{dx^2}) dx}{m \int_{-l/2}^{l/2} \omega_b^{(i)} dx} \quad (22)$$

未损伤梁的特征值的一阶摄动可表示为

$$\lambda_1^{(i)} = \frac{B_0 A^2 n^4 \frac{\pi^4}{l^4} \int_{-l/2}^{l/2} \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx}{mA^2 \int_{-l/2}^{l/2} \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx} = B_0 \frac{n^4 \pi^4}{ml^4} = \lambda_0^{(n)} \quad (23)$$

由试验结果和理论分析可知,试验梁在集中荷载作用下,因弯曲损伤其刚度分布是阶段直线和曲线交替分布函数。对于跨中弯曲损伤的构件,根据式(2),可表示为

$$\begin{aligned} \lambda_1^{(i)} &= B_0 \frac{n^4 \pi^4}{ml^4} \left\{ \left[\int_{-l/2}^{-l_{cr}/2} \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx \right] \right. \\ &\quad \left. + \left[\int_{-l_{cr}/2}^{l_{cr}/2} \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx \right] + \left[\int_{l_{cr}/2}^{l/2} \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx \right] - \right. \\ &\quad \left. \eta \int_{-l_{cr}/2}^{l_{cr}/2} \cos(\frac{\pi x}{l_{cr}}) \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx \right\} / \int_{-l/2}^{l/2} \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx + \\ &\quad \int_{l_{cr}/2}^{l/2} \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx / \int_{-l/2}^{l/2} \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx = \\ &\quad \lambda_0 \left[1 - \frac{\eta \int_{-l_{cr}/2}^{l_{cr}/2} \cos(\frac{\pi x}{l_{cr}}) \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx}{\int_{-l/2}^{l/2} \cos^2(\frac{n\pi x}{l}) dx} \right] = \lambda'_0 \end{aligned} \quad (24)$$

由式(24)可知,摄动特征值和构件损伤后截面刚度及未损伤原构件振动特征值和原刚度与损伤范围 l_{cr} 和损伤程度 η 有关。摄动损伤敏感性与特征值敏感性相同,如式(10)(11)所示,数值如表 2 所示。根据式(13),一阶摄动参数 ϵ 可表示为

$$\epsilon = \frac{\lambda^{(i)} - \lambda_0^{(i)}}{\lambda_1^{(i)}} \quad (25)$$

式中: $\lambda^{(i)}$ 为第 i 阶梁实测自振频率特征值; $\lambda_0^{(i)}$ 为第 i 阶梁理论计算自振频率特征值。

由式(11)弯曲损伤的钢筋混凝土梁调整后的截面刚度 $B(x)$ 分布为

$$B(x) = \begin{cases} B_0(1+\epsilon), -l/2 \leq x \leq -l_{cr}/2 \\ B_0(\epsilon+1)[1-\eta \cos(\frac{\pi}{l_{cr}}x)], -l_{cr}/2 \leq x \leq l_{cr}/2 \\ B_0(1+\epsilon), l_{cr}/2 \leq x \leq l/2 \end{cases} \quad (26)$$

当 $x = 0$ 时,跨中截面因弯曲损伤,其刚度 B_{min} 最小,为

$$B_{min} = B_0(1+\epsilon)(1-\eta) \quad (27)$$

3.2 简支梁摄动分析

由实测结果表明试件基频并不完全一致,说明钢筋混凝土试验梁在制作、运输和安装过程中产生了裂缝和内部缺陷,致使试件刚度发生了明显的变化。根据式(22)(23)(24),取 l_{cr} 为零,则具体可表示未损伤试件的摄动,因此式(22)(23)(24)是完全统一的。实测分析结果表明:该未损伤构件摄动值很小,并无规律性,说明了混凝土试验梁内部缺陷的不确定性和这些缺陷对试验梁刚度的影响程度。由表 2 可以看出,一阶摄动特征值弯曲损伤后比未损伤原构件振动特征值减小,并随弯曲损伤的增大而减小,说明试验梁跨中荷载增加对梁弯曲损伤程度的影响在逐渐增大。表 4 数据表明,通过摄动可以修正梁弯曲损伤后的刚度。

表 4 试件摄动分析

Table 4 Perturbation analysis on tested specimen

参数	试 件				
	pt-1	pt-2	pt-3	pt-4	pt-5
$\lambda_1^{(1)}$	402073	402073	402073	402073	402073
未损伤	-0.0073	0.0125	-0.0637	-0.0269	0.051
B_0	13344034	13610642	12585785	13080064	14124461
$\lambda_1^{(1)}$	402073	301507	266293	247899	232201
损伤	-0.0073	0.010	-0.026	-0.03	-0.136
B_{min}/B_0	1	0.579	0.468	0.446	0.389
η	0	0.421	0.532	0.554	0.611

4 结 论

(1) 试验结果表明,试验梁在不同荷载作用下,跨中受拉区出现了不同程度的区域性开裂,开裂区域和开裂的高度随损伤荷载的增大而增大,试验梁的刚度和基频明显减小。

(2) 由于边界条件、构件的缺陷对未弯曲损伤的钢筋混凝土梁刚度理论计算值与实测有一定的差异。通过摄动分析可以修正构件刚度,确保结构动力分析的准确性。

(3) 构件跨中截面开裂高度、刚度、损伤系数对梁损伤最为敏感,而且随损伤荷载的增加敏感

性增加。

(4)构件因弯曲损伤程度增加,其刚度明显非线性减小,利用实测数据和摄动分析法可以修正弯曲损伤梁刚度。

参考文献:

- [1] 余云燕. 多缺陷框架结构的波动响应[J]. 振动工程学报, 2008, 21(5): 511-515.
Yu Yun-yan. Dynamic response of multi-defective frame structure[J]. Journal of Vibration Engineering, 2008, 21(5): 511-515.
- [2] 郑栋梁, 李中付, 华宏星. 结构早期损伤识别技术的现状和发展趋势[J]. 振动与冲击, 2002, 21(2): 1-10.
Zheng Dong-liang, Li Zhong-fu, Hua Hong-xing. A summary review of structural initial damage identification methods[J]. Journal of Vibration and Shock, 2002, 21(2): 1-10.
- [3] Abdel Wahab M M, de Roeck G. Damage detection in bridge using modal curvatures; application to a real damage scenario[J]. Journal of Sound and Vibration, 1999, 226(2): 217-235.
- [4] Doebling S W, Farrar C R, Prime M B. A summary review of vibration-based damage identification methods[J]. The Shock and Vibration Digest, 1998, 30(2): 92-105.
- [5] Hearn G, Testa R B. Modal analysis for damage detection in structures[J]. Journal of Structural Engineering, 1991, 117(10): 3042-3063.
- [6] Zimmerman D C, Kaouk M. Structural damage detection using a minimum rank up date theory[J]. Vibration & Acoustics, 1994, 116(2): 222-230.
- [7] Norris M A, Meirovitch L. On the problem of modelling for parameter identification in distributed structures[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1989, 28(10): 2451-2463.
- [8] 刘寒冰, 秦绪喜, 王书娟, 等. 结构参数小幅变化后桥梁固有模态修正的矩阵摄动法[J]. 土木工程学报, 2006, 39(4): 32-34, 53.
Liu Han-bing, Qin Xu-xi, Wang Shu-juan, et al. Matrix perturbation method for natural model analysis of bridges with small parametric variations[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(4): 32-34, 53.
- [9] 陈塑寰. 弹性结构振动特征值问题摄动法的一般理论[J]. 吉林工业大学学报, 1983, 4: 1-12.
Chen Su-huan. General theory of perturbation method about elastic structure vibration eigenvalue[J]. Journal of Jilin Industrial University, 1983(4): 1-12.
- [10] 陈塑寰. 结构振动分析的矩阵摄动理论[M]. 重庆: 重庆出版社, 1991.
- [11] 交通部. 公路钢筋混凝土及预应力钢筋混凝土桥涵设计规范[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004.