

基于结构高阶局部模态的损伤诊断研究*

易伟建¹ 吴高烈¹ 徐丽²

(1. 湖南大学土木工程学院,长沙 410082)(2. 广州大学,广州 510006)

摘要 结构振动测试和损伤诊断中,较易得到结构的低阶模态信息,但低阶模态信息主要反映结构的整体性能,对结构局部损伤不敏感.本文主要研究框架结构高阶模态特性,并通过高阶模态来反映结构的局部特征,实现框架结构损伤诊断.研究中采用理论模态分析和实验模态分析相结合的方法.理论模态分析表明框架结构存在模态密集区且高阶模态具有局部特征.采用局部激振方法对一个钢筋混凝土框架结构模型施加激励,通过实验模态分析获取高阶局部模态信息.结果表明最大能量高阶模态可以识别框架柱的刚度变化.

关键词 模态分析,高阶模态,局部模态,参数识别,框架结构

引言

利用位移模态识别结构损伤是非破损检测与评估的一种常用方法,通常认为,从频域提取的振动信号反映了结构整体信息,对结构局部的变化不敏感,识别局部损伤的难度较大.理想的方法是从可能出现损伤的部位直接提取反映局部状态的特征信息,通过分析识别结构局部损伤.自上世纪90年代以来,应变模态、曲率振型等方法应用于结构损伤诊断,其基本技术路线就是直接利用结构的局部状态信息识别结构参数的变化^[1-4].

文献[5]定义总体模态为综合模态或结构模态,而局部模态是指结构的某些局部有比其他部位明显增大的振幅.文献[6]提出,结构整体模态是指结构各部件变形较为均匀,主结构上有较大变形的模态;局部模态是指框架及桁架等主结构变形较小或不变形,而以板、壳等辅结构的局部变形为主的模态. M. Maalej 等由桥梁局部构件应变响应的谱估计识别构件的基频,由构件基频变化与其刚度或支撑条件变化的对应关系,对结构局部性能变化进行监控^[7]. C. G. Koh 等直接由子结构上的动力响应来识别子结构的物理参数.利用互易定理,子结构的界面力被同一激励下子结构上几组不同的响应数据消去^[8].文献[9]提出两阶段识别方法,并利用实测的前4阶固有频率,识别框架梁的约束条件和截面刚度,但计算方法忽略了构件与结构之间的动力(惯性)耦合,其识

别结果还有待进一步研究.

本文通过模态分析,发现框架结构的高阶模态具有以梁柱挠曲振动为特征的局部模态性质,并采用局部挠曲模态测试技术,得到框架结构的局部挠曲模态.利用结构局部挠曲振动特性,探讨了结构阶局部模态在损伤诊断中的合理应用.

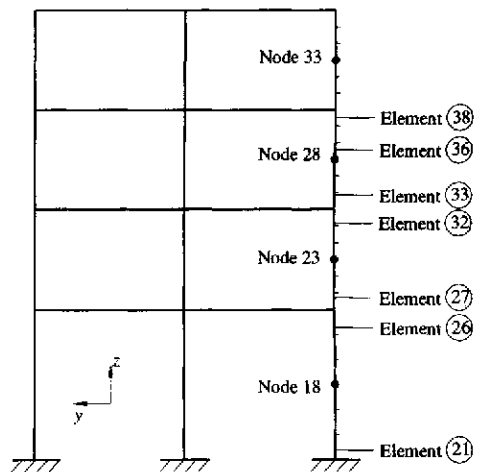


图1 框架有限元模型示意图

Fig. 1 Finite element model of a frame

1 框架结构的高阶局部模态

框架结构振动可分为空间整体振动和局部振动,其低阶模态反映了结构的整体振动特征,而结构的高阶模态表现为板、梁、柱等构件局部振动模态.

由结构分析可知,当等截面连续梁各跨跨度相等时,连续梁的振动模态可视为单跨梁振动模态的组合,多跨连续梁的固有频率表现出按单跨梁振动模态密集成组分布的特点.将固有频率密集分布的区间称为模态密集区.在模态密集区内,固有频率数目一般与连续梁的跨数相等^[10].规整的多层框架结构以层为基本单元,在框架的高阶模态中,柱的受力类似于竖直的多跨连续梁,与连续梁的差别在于框架柱中的轴力以及框架柱与框架梁的连接条件.按子结构的概念,框架柱子结构的界面不但

存在静力耦合,还存在惯性耦合.如果简单的取框架中的一根梁或柱,将其视为两端弹性支承的梁,用实测的各阶固有频率去反求支承刚度和构件刚度,没有考虑子结构之间的动力相互作用,很难得到正确的识别结果.

利用有限元方法对结构进行特征值分析,可以得到结构高阶模态密集区的各阶模态参数.本文定义同一类构件的挠曲振型对应于单跨梁1阶弯曲振型的局部模态构成第1局部模态密集区,第2、第3局部模态密集区依此类推.

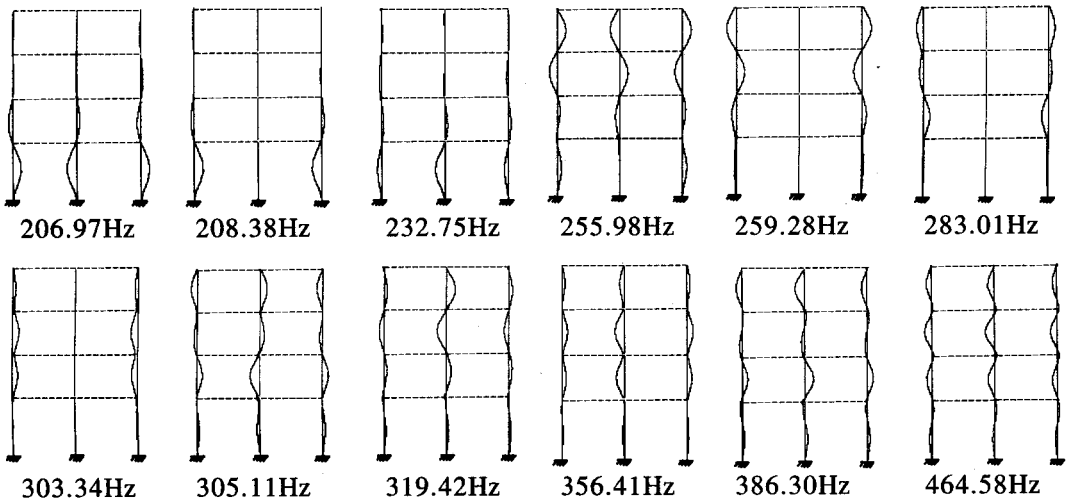


图2 框架柱第一局部模态密集区的12阶模态

Fig. 2 12 modes in the first intensity mode region of the frame columns

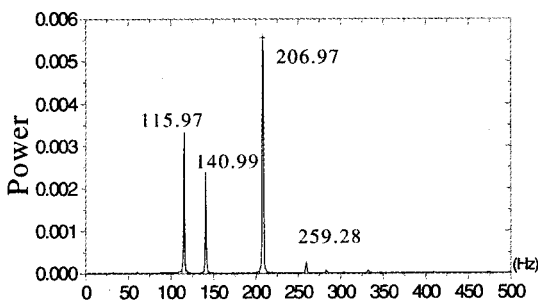


图3 节点18激励,节点18响应功率谱
Fig. 3 Response power spectrum of Node 18

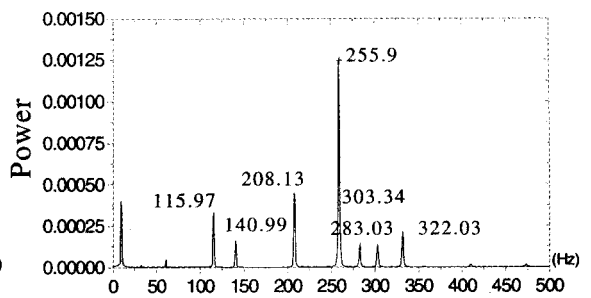


图4 节点28激励,节点28响应功率谱
Fig. 4 Response power spectrum of Node 28

横向框架平面有限元模型如图1所示.框架柱局部模态第1密集区的共12阶振型(图2).在结构整体频率分布中,这些模态位于第8阶至第23阶之间.从图2可以看出,框架结构的节点在局部模态中只有转角位移,没有水平位移,这也是局部模态的特征之一.

采用模拟仿真的方法,对框架施加脉冲激励,由振型叠加法求解结构的时程反应.用于振型叠加的计算模态取至144阶,结构阻尼比取为0.003.在第1层边柱中点(节点18)和第3层边柱中点(节点28)施加激励,得到响应功率谱如图3和图4(图中纵坐标为功率)所示.从图中可以看出,局部激振并不能得到模态密集区中的全部高阶模态,不同的激

为了能够从测试中准确的获取局部模态信息,

振点激发出的框架柱局部模态贡献不同. 节点 18 激励得到模态密集区中的 2 阶固有频率, 节点 28 激励得到模态密集区中的 5 阶固有频率.

2 基于最大能量的高阶模态选择

如上所述, 获取结构局部模态密集区中的所有

模态是困难的. 理想的方法是基于结构高阶局部模态, 利用单个构件的测试结果进行损伤诊断.

对单个构件进行激振, 由响应功率谱可以看出, 模态密集区中各模态峰值不同, 同一模态密集区中峰值最大的频率表明在此密集区中该模态对所考察的构件响应贡献最大, 与密集区中其它模态

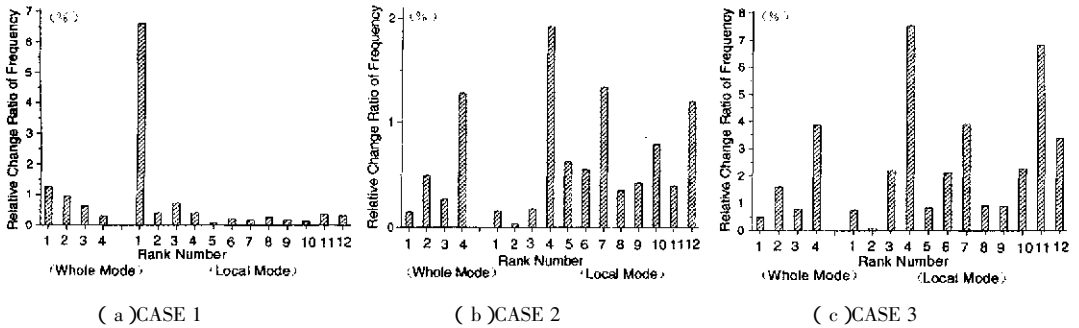


图 5 损伤工况 CASE1 ~ CASE3 结构固有频率的相对变化率

Fig. 5 Damage case 1 ~ 3: Relative change ratio of natural frequencies of the structure

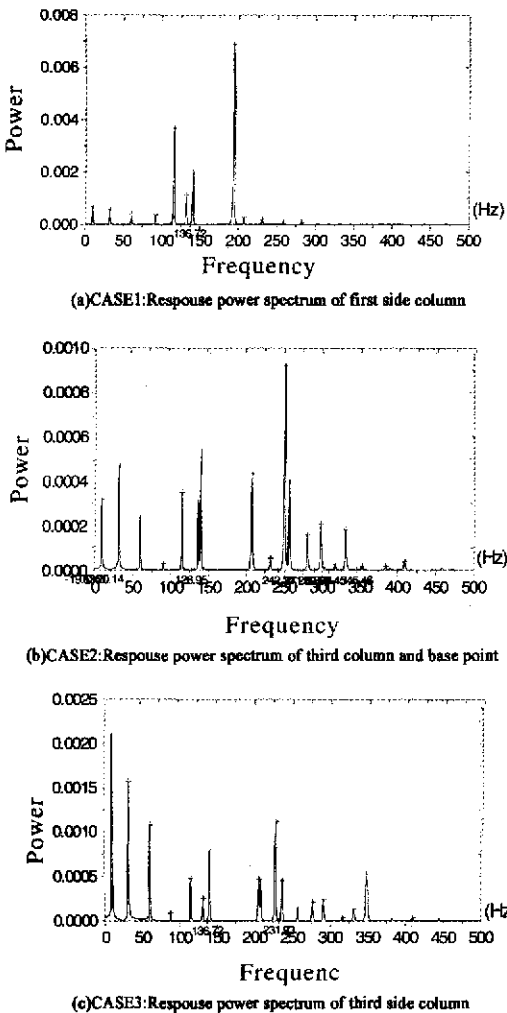


图 6 CASE1 ~ 3 响应功率谱

Fig. 6 Case 1 ~ 3 response power spectrum

相比, 它应更全面的反映了该构件的性能. 因此, 本文选取同一模态密集区中最大能量的固有频率作为诊断构件损伤的指标. 在实际测试中, 它表现为功率谱上同一模态密集区中峰值最高的频率, 由它在构件损伤前后的相对变化率来指示损伤的存在.

为考察结构高阶局部模态损伤诊断应用的可行性, 对框架结构进行了损伤诊断的仿真计算. 损伤工况如表 1 所示.

表 1 框架结构模拟损伤工况

Table 1 Simulated damage cases for the frame structure

Case No	Damage location and degree
1	Side column stiffness in first storey decrease 20 percent (element 21 ~ 26)
2	Side column stiffness in third storey decrease 20 percent (element 33 ~ 38)
3	Side column stiffness in third storey decrease 50 percent (element 33 ~ 38)

对框架结构进行各损伤状况下的模态分析, 得到框架结构的低阶整体模态频率以及框架柱高阶局部模态频率在各损伤工况下的变化如图 5 所示.

从图 5 (a)可以看出, 对于底层框架柱的损伤, 代表最大能量的高阶局部模态频率表现出比结构低阶模态频率更高的敏感性, 由损伤引起的变化率最大, 可以明确指示损伤的存在. 第三层柱损伤时, 多个高阶模态频率发生较大的变化, 且随损伤程度增加, 模态频率相对变化率加大. 对比图 2 的振型, 可以看出, 第 1 阶高阶模态的底层柱位移较大, 当底层柱刚度变化时, 相应的固有频率发生较大的变

化. 同样, 第4阶高阶模态的第3层柱位移最大, 因此, 与之对应的固有频率在第3层柱损伤时有最大的改变量. 而第7、10、12阶模态位移在第3层较大, 对应的固有频率也发生较大的变化.

分别在各层柱中点施加脉冲激励, 得到部分测点的响应功率谱(图6). 可以看出, 在各高阶模态中, 代表最大能量的局部模态在损伤后仍然为功率谱图上的最高峰值. 因此, 利用高阶局部模态诊断结构刚度变化的基本指示量是代表最大能量的固有频率相对变化率.

3 混凝土框架模型的局部模态测试

为了准确获得框架柱的高阶局部模态, 对钢筋混凝土框架结构模型进行了振动测试. 模型平面及框架梁的截面尺寸如图7所示, 为2跨4层框架结构(图1), 底层层高为1333mm, 其余各层为1000mm. 框架柱截面尺寸为133mm×133mm. 混凝土强度等级为C25. 框架柱配筋率为1.2%. 在②轴线框架上采用正弦稳态扫描激励, 多点拾振的方式进行振动测试, 测点布置如图8所示. 从图9和图

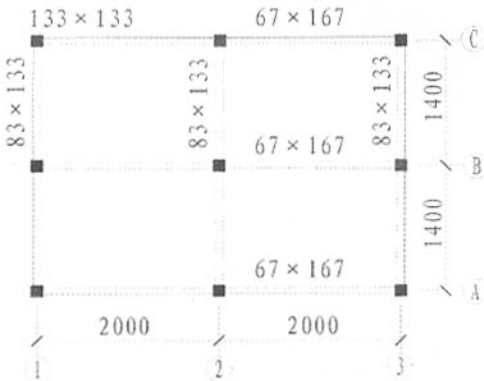


图7 钢筋混凝土框架模型平面图
Fig. 7 Plan of the RC frame

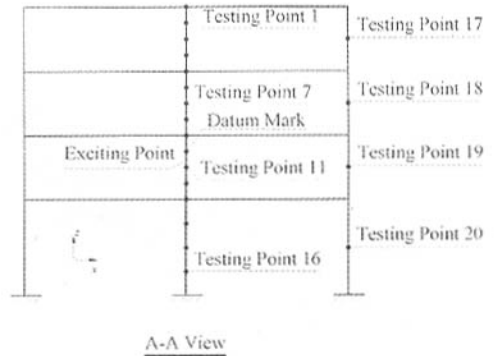


图8 测点布置
Fig. 8 Layout of the measurement

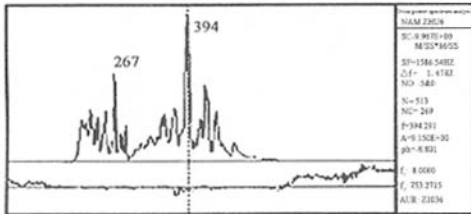


图9 第二层柱点与基准点的互功率谱

Fig. 9 Cross power spectrum of second column and base point

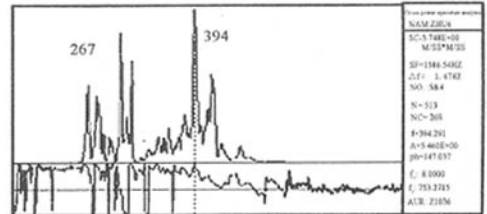


图10 第三层柱中点与基准点的互功率谱

Fig. 10 Cross power spectrum of third column and base point

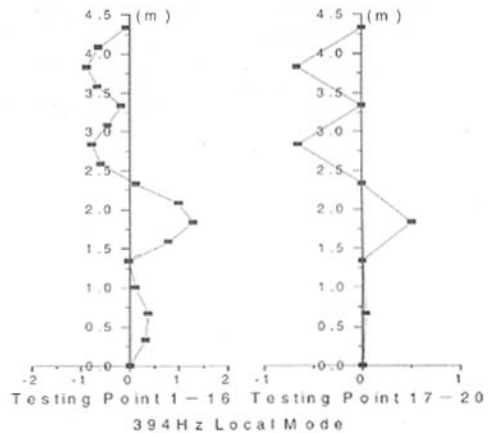
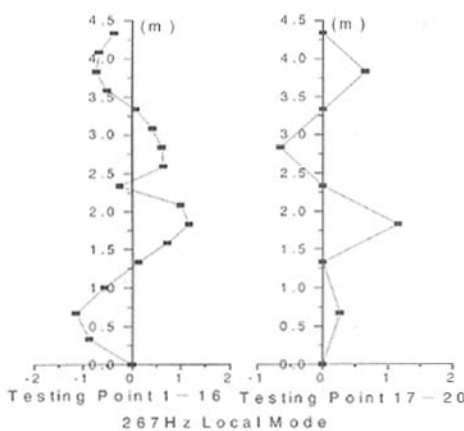


图11 框架边柱局部模态振型图

Fig. 11 Local mode shapes of the side column of the frame

10 可以看出, 框架柱的振动具有模态密集特点. 在模态密集区中, 框架柱具有不同的模态频率, 但大体对应了相同的模态振型. 模态试验的结果显然与图 2 ~ 图 6 给出的模态分析的结果有所区别, 因为实测的框架模型为一空间结构, 而分析的对象为平面结构.

试验中还采用脉冲激励方式进行了振动测试, 所得传递函数的最大峰值频率与稳态激励的结果相同^[11].

通过实验模态分析, 得到与固有频率 267Hz 和 394Hz 对应的框架边柱振型(图 11). 图中振型表明, 当频率为 267Hz 时, 框架的振动为空间振动, ③轴线柱振型与②轴线柱振型不同, ②轴线柱振型与模态分析的结果也不吻合(图 2), 可以认为这一阶模态不是我们预期的高阶局部模态. 当固有频率为 394Hz 时, ②轴线和③轴线框架柱的振型完全相同, 并且与模态分析所得的第 11 阶高阶模态振型较为吻合, 固有频率也比较接近. 因此, 有理由认为本文采取的稳态激励方式使框架柱振动的最大能量相对集中在这一阶模态上, 框架柱的刚度变化也应使这一阶模态产生较大的变化.

4 钢筋混凝土框架模型柱刚度变化的局部模态诊断

为在实际结构中考察框架柱刚度变化对高阶局部模态影响, 采用单层砖砌体加强模型框架②轴线二层边柱, 砌体材料为 MU10 粘土烧结砖, M10 混合砂浆, 宽度为 115mm. 加强后, 该柱的组合截面高度 133mm × 200mm. 按材料力学公式计算, 截面抗弯刚度提高约 31%. 第二层边柱刚度变化后, 再采用稳态正弦扫描激励进行振动测试.

图 12 给出柱刚度变化后的互功率谱. 对比图 9 和图 12, 可以看出两者差别不大, 267Hz 的频率点没有变化, 而原来为 394Hz 的频率点改变为 397Hz, 相对变化率为 0.75%. 由于柱的刚度变化, 结构低阶固有频率也发生变化. 如表 2 所示, 第 1、2 阶固有频率没有变化, 第 3、4 阶固有频率变化量

也较小.

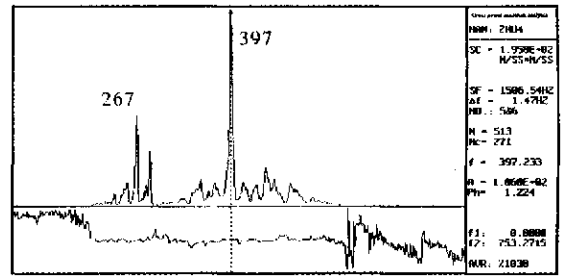


图 12 第二层柱加强后中点与基准点的互功率谱

Fig. 12 Cross power spectrum of the second column and base point after being strengthened

表 2 二层框架柱加强前后的结构低阶固有频率(Hz)与相对变化率

Table 2 Relative change ratio of natural frequencies of the frame before and after the second column was strengthened

First 4 horizontal displacement modes	Natural frequencies before strengthened	Natural frequencies after strengthened	Relative change ratio
First mode	7.810	7.810	0
Second mode	24.796	24.796	0
Third mode	45.455	45.650	0.43%
Fourth mode	66.961	67.351	0.58%

对模态振型的分析表明, 前 4 阶模态和最大能量局部模态的振型在二层框架边柱加强前后没有明显变化. 按照理论分析, 模态振型也应发生细微的变化, 但由于测试和模态拟合中的误差, 数据分析未能反映相应的规律性变化. 试验中还测试了模型框架纵向振动和扭转振动的固有频率, 二层框架边柱加强后, 前 4 阶纵向振动和前 4 阶扭转振动的固有频率均未发生变化.

以上测试和分析结果表明, 结构整体振动模态中的较高阶模态和高阶局部模态对结构局部变化更加敏感. 采用本文提出的最大能量高阶局部模态的方法, 可以明确的指示出框架结构刚度发生变化的部位.

为进一步利用振动测试数据和本文提出的高阶局部模态概念分析框架柱刚度的改变量, 建立框架有限元计算模型, 以框架柱未加强前的结构为基准, 计算在已知质量情况下, 结构固有频率随框架二层边柱单元刚度改变的增量变化, 得到该单元的抗弯刚度改变量 Δk 与结构横向平动第三、四阶固有频率

及框架柱一阶最大能量局部模态频率改变量 Δf_i 间的关系曲线. 计算结果如图13所示. 注意到采用砌体加强框架柱时, 柱的质量也有所增加, 因此, 当刚度增加较小时, 增加的质量使固有频率下降, 因此变化量出现负值. 质量增加量保持不变, 随着刚度的增

加, 固有频率逐渐增加. 由图13可知, 二层边柱的刚度增加量对应了实测固有频率改变量, 图13的曲线实际上就是固有频率的灵敏度曲线. 根据图13即可由实测框架柱固有频率的改变量插值计算得到实际框架柱的刚度改变量, 结果见表3.

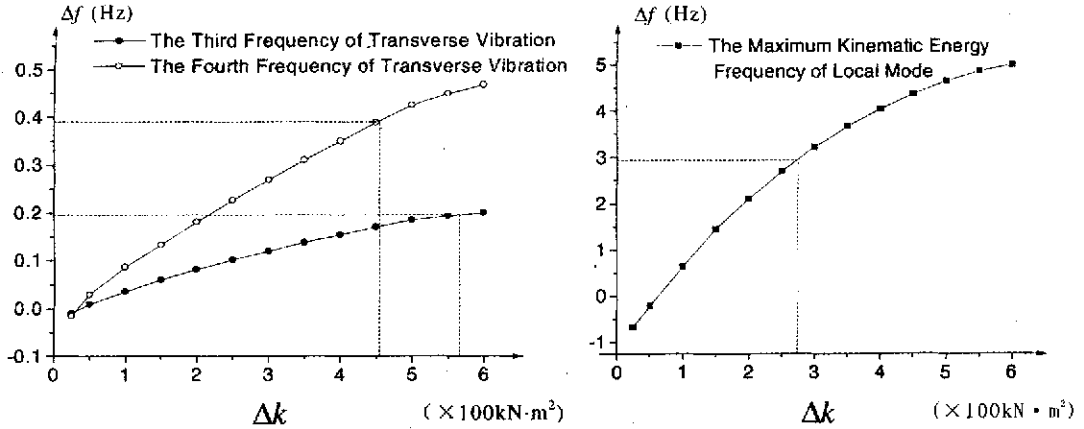


图13 框架柱单元3刚度变化量与频率变化量关系曲线图

Fig. 13 Relationship curve of stiffness change and natural frequency change of the element 3 of the frame

分析图13中的3条曲线, 可以发现, 结构整体低阶模态固有频率对柱刚度变化的灵敏度低于高阶局部模态相应的灵敏度. 或者说, 结构低阶固有频率对柱刚度变化不敏感. 与按材料力学计算结果相比较, 由最大能量局部模态识别的框架柱刚度改变量较为接近, 低阶整体模态频率的识别结果则偏大. 这表明利用框架柱的最大能量局部模态频率能更为准确地识别框架结构的局部刚度变化.

节点不发生线位移为主要特征. 高阶局部模态具有模态密集的特点, 模态密集区中的模态数与框架结构中同类杆件的数目相同.

表3 不同固有频率识别的柱刚度改变量 Δk ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

Table 3 Stiffness change of the column identified by different natural frequencies

Order of the mode	Third horizontal displacement mode	Fourth horizontal displacement mode	Maximum local energy
Stiffness change of the column of second storey	$\Delta k = 566.6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ Relative change = 72%	$\Delta k = 454.2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ Relative change = 58%	274.3 kNm

(2) 模态分析和模态实验均表明, 采用局部激励可以激发框架结构的高阶局部模态, 但不能激发模态密集区中的所有模态. 利用高阶局部模态诊断结构刚度变化的基本指示量是代表最大能量的固有频率相对变化率.

(3) 模态实验的结果表明, 框架结构整体低阶固有频率对结构局部刚度变化不敏感, 采用本文提出的最大能量高阶局部模态的方法, 可以明确的指示出框架结构刚度发生变化的部位. 利用最大能量高阶局部模态识别构件刚度变化的结果也具有较高的准确度.

5 结论

本文探讨了框架结构局部模态的特点, 对结构高阶局部模态用于损伤诊断的可行性进行了研究, 得到以下结论:

本文通过对比试验, 利用高阶局部模态识别框架结构的构件刚度变化. 由于局部模态的测试结果与激励有关, 为给出构件物理参数的定量估计, 需建立根据局部模态进行物理参数估计的计算模型, 这一方面的研究工作还有待进一步深入.

(1) 框架结构的高阶局部模态以梁、柱挠曲,

参 考 文 献

1 陆秋海, 李德葆, 张维. 利用模态试验参数识别结构损

- 伤的神经网络法. 工程力学, 1999, 16(1): 35 ~ 42 (Lu Q H, Li D B and Zhang W. Neural network method in damage detection of structures by using parameters from modal test. *Engineering Mechanics*, 1999, 16(1): 35 ~ 42 (in Chinese))
- 2 G C Yao, K C Chang and G C Lee. Damage diagnosis of steel frames using vibration signature analysis. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 1992, 118(9): 1949 ~ 1961
 - 3 M F Elkordy, K C Chang, G C Lee. Application of neural networks in vibration signature analysis. *Journal of Engineering Mechanics*, 1994, 120(2): 252 ~ 265
 - 4 A K Pandey, M Biswas and M M Samman. Damage detection from changes in curvature mode shapes. *Journal of Sound and Vibration*, 1991, 145(2): 321 ~ 332
 - 5 Chaur - Ming Chou, 用模态质量分布识别局部模态. 国外导弹与航天运载器, 1990 (6) 81 ~ 85 (Chaur M C, Identification of local modes of structures by mode mass distribution. *Overseas Missile and Space Shuttle*, 1990, (6): 81 ~ 85(in Chinese))
 - 6 牟全臣 王聪 郑钢铁等. 火箭仪器舱试验与计算模态相关性分析. 机械强度, 2001, 23(1): 85 ~ 87 (Mu Q C, Wang C, Zheng G T and Huang W H. Correlation evaluation of tested and calculated modes of a rocket equipment cabin. *Journal of Mechanical Strength*, 2001, 23(1): 85 ~ 87(in Chinese))
 - 7 M Maalej, et al. Spectral analysis of sensor data in civil engineering structures. *Computers and Structures*, 1999, 70: 675 ~ 689
 - 8 C G Koh, et al. Substructural identification method without interface measurement. *Journal of Engineering Mechanics*, 2003, 129(7): 769 ~ 776
 - 9 李国强 李杰. 工程结构动力检测理论与应用. 北京: 科学出版社, 2002 (Li G Q and Li J. Theory and application of dynamic detection for engineering structures. Beijing: Scientific Press, 2002(in Chinese))
 - 10 钱培风. 结构动力学. 北京: 中国建筑工业出版社, 1964 (Qian P F. Dynamics of Structures. Beijing: Chinese Architectural Industry Press, 1964(in Chinese))
 - 11 徐丽. 基于模态参数的混凝土框架结构损伤诊断研究 [D]. 湖南大学, 2004 (Xu L. Research on damage diagnosis of concrete frame structures based on the modes parameters, Doctoral dissertation, Hunan University, 2004(in Chinese))

RESEARCH ON STRUCTURAL DAMAGE DIAGNOSIS BASED ON STRUCTURAL HIGH ORDER LOCAL MODES *

Yi Weijian¹ Wu Gaolie¹ Xu Li²

(1. College of Civil Engineering Hunan University, Changsha 410082, China) (2. Guangzhou University, Guangzhou 510006, China)

Abstract In structural dynamic testing and damage detection, the low - order modal information of a structure can be easily obtained, which reflects mostly the global behavior of the structure rather than the local characteristics of the structure. By using the theoretical and experimental modal analysis, this paper investigated the high - order modal properties of the frame structures and the relationship between the high - order modal parameters and the local characteristics of the frame structures in order to implement damage diagnosis of the structures. The theoretical modal analysis showed that there was a dense high - order mode section and the high - order modes behaved the local characteristics in the frame structures. A local exciting method was used to obtain the high - order modes information on a reinforced concrete frame model by the experimental modal analysis method. It was known from the testing results that the stiffness change of a column in the frame structures could be detected by the maximum energy high - order modes.

Key words modal analysis, high order mode, local mode, parameter identification, frame structures

Received 13 May 2006, revised 18 August 2006.

* Supported by the National Natural Science Foundation of China (50378034) and Specialized Research Fund for the Doctoral Program of Higher Education (20030532020).