

## 摘要

在诸如悬索桥这样的复杂结构的健康监测与诊断中,传感器的布设方案和损伤指标体系的选择直接影响着损伤识别的效果。国内外学者在相关领域进行了大量研究并取得了一定成果,但是由于结构的健康诊断与损伤识别问题的复杂性,目前的研究成果仅仅是初步的,仍存在大量的理论与实际问题有待深入研究。

与大量的结构自由度相比,监测和测量系统的传感器数量是十分有限的,因此对大型复杂结构响应的测量一般都不完备的,这将导致结构识别结果的不唯一性;加之结构工况的复杂性和工作环境的随机性,合理地布设传感器和恰当地选用健康状态指标对于悬索桥结构的健康诊断是十分重要的。

传感器布设与健康状态指标的选择是密切相关的。目前,根据所用数据的类型将损伤指标大致分为两大类:基于静态特性的损伤指标和基于动态特性的损伤指标。悬索桥是一个由多种材料、不同构件组成的复杂体系,不同部位的损伤对各个指标的影响也是不同的,单一的指标很难识别出悬索桥所有部位的损伤,为此,本文通过 ANSYS 建立起的有限元模型进行数值模拟,着重分析了在无噪声情况下频率改变比、模态曲率差、静态应变差指标对吊索、主梁、和主缆三种常见损伤类型的识别效果,提出了将频率改变比、模态曲率差、静态应变差指标组成的指标体系来识别悬索桥的损伤。

根据上述三个指标自身的特点提出了一组针对悬索桥的简单易行的传感器布设方法,详细论述了悬索桥检测时应变、频率、模态曲率的测点布置情况。应变测点根据应变分布图来进行布置,频率则是依据动能最大原理来布设,模态曲率测量则是采用逐步累加法利用 MAC 矩阵来评价测点形成的振型的正交性。

在悬索桥整桥试验模型上对悬索桥可能的损伤情况进行了试验模拟,提取结构损伤前后的频率改变比为输入数据,应用神经网络技术对损伤区域定位进行了试验研究。结果表明除主缆损伤不能定位外,吊索损伤和主梁损伤具有较好的定位效果。频率改变比对模型悬索桥结构定位的可行性为实际工程的损伤检测提供了很大的帮助。

**关键词:** 悬索桥; 损伤识别; 传感器布设; 损伤模拟

# The Applicability of Different Indices for Damage Identification of Suspension Bridges

## Abstract

The placement of sensors and the selection of index system can greatly affect the identifying results in the health monitoring and diagnosis of complex structures such as suspension bridges. In the recent years the scholars have done a great deal of research and got a series of achievement in the two fields, but because of the complication of health diagnosis and damage detection, the achievement is just primary and there are also many theoretical and practical problems to be studied.

Compared with the DOFs of the structures, the number of sensors in monitoring and diagnosis system is finite, thus the measurement of structures' response is also incomplete, therefore it's impossible to find a decided and doubtless answer for the detection; considering the complicity of damage cases and the uncertainty of working environment, it's important to adopt reasonable sensors' configuration and select fit healthy state indices in suspensions' health diagnosis.

The configuration of sensors and the selection of indices is quite correlated in the damages detection. At the present the indices are generally grouped into two types by the data source: the indices based on the static data and the indices based on the dynamic data. The suspension bridge is a complex system constituting multi-materials and different components, the damages in different positions have different effect on the indices. It's difficult to identify all types of damages using single index. This paper presents a comparative study of the applicability of frequency changes ratio index, modal curvature difference index and static strain difference index for the three common damage types in the suspension bridges (girder damage, hanger damage and cable damage) in the absence of noise based on finite element model modeled by ANSYS software. From the simulation results a practical damage detection methodology of suspension bridges is proposed in this paper by combination usage of those three indices.

According to the characteristic of the three indices this paper has put forward a simple and easy sensors' placement method and given a detailed discussion of the disposing of the measuring points when detecting static strain, frequency and modal curvature. Sensor placement for static strain relies on the static strain distribution while maximum kinetic energy criterion is adopted to determine the sensor locations for frequency. When locating sensors of modal curvature, successive addition approach is introduced and MAC matrix is used to evaluate nonlinear of singular vectors.

Damages are simulated in the suspension bridge model and then neural networks are used to detect damage regions using frequency changes ratio as input parameter. The results show that both networks can give a satisfactory result on positioning girder damages and hanger damages besides cable damages. The feasibility of identifying damages of suspension bridge model by frequency difference ratio index in this paper gives a great help to the practical damage detection.

**Key Words: Suspension Bridge; Damage Detection; Sensors' Placement; Damage Simulation**

# 大连海事大学学位论文原创性声明和使用授权说明

## 原创性声明

本人郑重声明：本论文是在导师的指导下,独立进行研究工作所取得的成果,撰写成博士/硕士学位论文 “悬索桥损伤指标的适用性分析”。除论文中已经注明引用的内容外,对论文的研究做出重要贡献的个人和集体,均已在文中以明确方式标明。本论文中不包含任何未加明确注明的其他个人或集体已经公开发表或未公开发表的成果。

本声明的法律责任由本人承担。

论文作者签名:  2007年3月23日

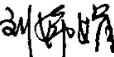
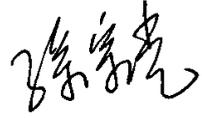
## 学位论文版权使用授权书

本学位论文作者及指导教师完全了解“大连海事大学研究生学位论文提交、版权使用管理办法”,同意大连海事大学保留并向国家有关部门或机构送交学位论文的复印件和电子版,允许论文被查阅和借阅。本人授权大连海事大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索,也可采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编学位论文。

保密, 在\_\_\_\_年解密后适用本授权书。

本学位论文属于: 保密

不保密 (请在以上方框内打“√”)

论文作者签名:  导师签名: 

日期: 2007年3月23日

## 第 1 章 绪论

### 1.1 课题背景

随着科技的进步、经济的发展及社会的需求,现代的工程结构正朝着高层次、大型化方向发展。尤其是进入了 21 世纪以后,大型桥梁结构——悬索桥更是如雨后春笋般的涌现出来。迄今为止已建成的悬索桥有明石海峡大桥(日本)、金门大桥(美国)、青马大桥(中国香港)、江阴长江大桥(中国)等<sup>[1]</sup>。

悬索桥结构在复杂的服役环境中,设计载荷的作用、材料的老化及各种突发性外在因素(风、地震)的影响使得结构的损伤不可避免并且不断地积累。这些损伤轻则影响悬索桥的使用性能,重则引起结构的破坏,给人们的生命和财产带来损失。所以利用结构损伤检测的理论和方法,建立结构损伤识别系统,及早的对结构进行在线监测和损伤检测,对结构的安全可靠性及结构的剩余寿命进行科学、准确的评估具有重要的科学意义和很强的工程实际应用背景。

近年来,大型桥梁健康监测技术已经成为国内外学术界和工程界研究的热点,国内外许多桥梁现已安装了不同规模的健康监测系统。英国连续钢箱梁桥 Foyle 桥上布设的传感器系统是最早安装的较为完整的监测系统之一;丹麦曾对总长 1726m 的 Faroe 跨海斜拉大桥进行施工阶段及通车首年的监测,旨在检查关键的设计参数,监测施工危险阶段以及获取开发优化的监控维护系统所必需的桥梁健康记录,另外他们在主跨 1624m 的 Great Belt East 悬索桥上已开始尝试把极端记录与正常记录分开处理的技术以期减小数据存量<sup>[2]</sup>;挪威在主跨 530m 的 Skarnsundet 斜拉桥上所安装的全自动数据采集系统已能对风、加速度、倾斜度、应变、温度、位移进行自动监测<sup>[3]</sup>。我国自 90 年代起也在一些大型重要桥梁上安装了监测系统,如香港的青马大桥<sup>[4]</sup>、汲水门大桥和汀九大桥,内地的上海徐浦大桥以及江阴长江大桥等。

为了有效实现健康监测的目标,一般必须利用由传感器和计算机系统构成的结构健康监测对结构进行长期的在线监测,并有效利用监测信息反演结构的状态,识别结构中的损伤。结构健康监测的效果主要取决于以下两个方面:技术上而言,主要是先进传

传感器的优化布设和信息的高效传输；理论上而言，主要是结构识别理论和状态评估理论的发展。

传感器的类型、位置和数量对试验结果起决定作用。由于客观因素的制约，传感器的数量总是有限的，如何安排有限数量的传感器从噪声信号中实现对结构状态信息的最优采集是悬索桥健康监测的关键技术之一。损伤识别一直是结构健康监测系统设计的关键，它更侧重于根据传感器提供的信息，定义损伤指标以评估其程度。经过多年的理论与实际应用国内外学者已在这两个领域取得了一系列的研究成果，但是由于结构的健康诊断与损伤识别问题的复杂性，目前的研究成果仅仅是初步的，还有大量的理论与实际问题有待深入研究。

损伤指标的选择与传感器的布设之间是密切相关的。一方面,结构健康监测为结构识别过程提供了结构在实际服役条件下的结构响应实测信息,另一方面,结构识别得到结构的准确响应特征和模型,为结构健康监测和损伤监测提供了基础。但是,理论上而言,根据不同的监测数据识别其结构健康状态和可能的结构损伤是一个复杂结构体系在不完善条件下的反问题,本身就很难得到确定性的惟一解答。再考虑到大型桥梁结构在结构构造、工作环境等方面的复杂性与不确定性,大型结构的健康状态与损伤识别确实是一个复杂的过程。因此根据两者之间的关系将传感器布设方案与损伤识别指标结合起来是一个值得进行研究的科研内容。本课题旨在探索出一组简单适用的悬索桥识别指标并根据此指标确定传感器布设方案,最大限度的获取结构信息进行损伤识别,为实际工程中的悬索桥检测提供一定的参考资料。

## 1.2 损伤识别指标的研究现状

对结构进行损伤识别,是近几十年来随着土木工程研究理论的发展而不断成熟的一门新兴研究领域。它的主要内容包括对结构体系中是否出现损伤进行判别及对已经出现的损伤定位和对损伤程度进行有效的度量,即通过对结构进行检测,以确定结构是否有损伤存在,进而判别损伤程度和定位,以及结构目前的状况、使用功能和结构损伤的变化趋势,对由损伤引起的结构使用风险进行评估。

总的来说结构损伤诊断主要包括三方面的内容:(1)结构损伤识别,也就是结构

是否发生损伤，属于损伤的定性判断。损伤识别是进行结构故障诊断的基础，目前国际上关于结构故障诊断的研究多集中在损伤识别的层次上。（2）结构损伤定位，即结构损伤位置的判断，属于损伤的定位判断。损伤定位是进行结构故障诊断的核心，也是问题的难点所在。（3）结构损伤程度的标定和评价，即损伤的定量判断。结构损伤程度的标定和评价常常是对工程结构进行故障诊断的目的所在，因为结构损伤程度的标定和评价是进行结构完整性评定及实施维修决策的基础。

从逻辑上讲，要进行损伤识别和定位，首先需要解决的是损伤标识量的选择问题，即决定以哪些物理量为依据能够更好地识别和标定损伤的位置和程度。目前，用于损伤定位的指标根据所使用数据的类别不同而大致分为两大类：基于静态特性的损伤指标和基于动态特性的损伤指标。在基于结构动态特性的损伤识别研究中，常用的指标包括结构频响函数、固有频率变化比、模态振型差、模态振型曲率、坐标模态保证准则等。在基于结构静态特性中，常用的指标包括应力差、应变差、刚度差等。以下仅对结构损伤检测常用敏感参数的研究情况进行简单的介绍。

### 1.2.1 基于固有频率变化的损伤识别技术

利用动力学方法进行结构的损伤识别是当前研究的热点,其中基于固有频率的损伤识别方法得到了广泛的研究,这主要是由于固有频率测量简单,分析方法成熟,受噪声影响较小,精度较高,能够很好的识别结构的整体损伤,因此实际工程上也有比较成功的应用<sup>[5]</sup>。尤其是当有些结构形状较为复杂,有些位置不适合布置测试点时,频率法的优势就更为显著。因为相对于其他方法频率法需要的测点较少,一般来说只需要一两个测点就可以得到结构多阶固有频率<sup>[6]</sup>。

但是该方法也有很大的局限性:不同形式的结构损伤可能产生相似的频率变化特性,通过频率反推损伤位置得出的结果不具备唯一性;某些构件的局部损伤对整体频率的影响极其有限,特别是当结构发生较小的损伤时难以据此判别结构的损伤存在;此方法还无法识别对称结构对称位置的损伤,也无法判断多损伤的发生,所以需要借助其他的损伤识别方法进行进一步的识别。

Adams<sup>[7]</sup>和 Cawley<sup>[7]</sup>提出了仅用测量的固有频率进行损伤评估的方法,其原理是在单一损伤的情况下某两阶频率改变量的比值仅是损伤位置的函数而于损伤程度无关。根据这个结论, Cawley 和 Adams 进而提出仅利用“频率变化比”检测结构损伤; Penny 等<sup>[8]</sup>改进了 Cawley 和 Adams 提出的方法,用统计分析来识别最可能的损伤位置; Salwu<sup>[9]</sup>评述了土木工程领域应用固有频率作为诊断参数的结构评估方法,对结构损伤与频率变化之间的关系和那些限制振动监测在损伤检测和结构评估中成功应用的可能因素均进行了讨论。薛松涛等<sup>[10]</sup>提出一种二阶频率灵敏度分析方法,通过测量结构损伤前后频率变化的损伤参数识别方法来确定结构的损伤位置和损伤程度。对于层间剪切结构模型,可以测得结构的各阶频率。并对多种工况进行了框架结构模型的振动试验。试验结果表明,对于层间剪切结构,通过测量结构频率变化可以确定结构的损伤位置和损伤程度。

### 1.2.2 基于模态曲率变化的损伤识别技术

当结构发生损伤时,损伤处的局部刚度降低从而使曲率值增大,因此可以利用损伤前后的模态曲率的变化来识别结构的损伤。曲率是位移的2阶导数,利用模态曲率来识别损伤比其他分析方法更为敏感,且只需要少数低阶模态振型即可,测试精度容易保证。由于其在结构损伤检测及损伤定位中的优越性,现已能成功的应用于梁式结构和刚架结构的损伤识别中<sup>[11-13]</sup>。但需要注意的是,模态曲率是由模态位移差分所得到的,所以要求布置较多的测点,以便利用中心差分法求取模态曲率,布置的测点越多,间距越小,精度就越高,否则将增大模态曲率振型的误差。另外噪声对模态曲率的影响也很大,当模态位移噪声大于1%后就不能把损伤位置检测出来<sup>[14]</sup>。由于现有检测条件的限制,目前应用模态曲率方法进行实际桥梁结构的损伤评估仍停留在基础研究阶段。

### 1.2.3 基于模态阻尼比变化的损伤识别技术

模态阻尼比也是结构的固有属性之一,结构的损伤也会引起阻尼比的变化。20世纪60年代,在金属结构的动力实验中人们发现损伤将导致结构的模态阻尼比发生显著变化。80年代中期以来,在树脂基玻璃纤维和碳纤维复合材料层板的动力实验中,以及在钢筋混凝土结构的动力实验中,人们也都观察到了同样的现象。因此,一些研究者建议,

可以用模态阻尼比  $\zeta_j$  的变化作为结构的损伤标识指标。基于模态阻尼比变化的结构损伤识别方法尚未流行, 其中的一个主要原因, 是模态阻尼比  $\zeta_j$  的测试信噪比  $\eta_j = \Delta\zeta_j / \delta\zeta_j$  目前还不够高<sup>[15,16]</sup> ( $\Delta\zeta_j$  和  $\delta\zeta_j$  分别是  $\zeta_j$  由损伤引起的变化和  $\zeta_j$  的测试误差), 相信这种状态会随着测试技术的进步逐步得到改善。

#### 1.2.4 基于模态振型变化的损伤识别技术

相对于固有频率模态振型虽然测试精度较低但却包含着更多的损伤信息, 因此基于模态振型的损伤识别更为普遍, 常用方法有:

(1) 模态置信度 (MAC、COMAC) 法: 该方法是利用模态置信判据进行损伤识别。当损伤未发生时, 模态置信度值为 1; 当损伤发生时, 振型发生变化, 模态置信度的值不再为 1。

(2) 模态正交法: 该方法主要利用模态振型与结构刚度矩阵、质量矩阵的正交性来识别结构的损伤。已知未损伤结构的刚度矩阵 ( $K$ )、质量矩阵 ( $M$ ) 和损伤前后的模态振型 ( $\phi$ 、 $\phi_d$ ), 无损伤时模态满足正交条件,  $\phi_d^T M \phi_d$  和  $\phi_d^T K \phi_d$  的非对角元素为零, 损伤时  $\phi_d^T M \phi_d$  和  $\phi_d^T K \phi_d$  的非对角元素将不再为零, 且  $\phi_d^T K \phi_d$  的主对角元素不等于未损伤时频率对角阵的主元素值, 因此可根据  $\phi_d^T M \phi_d$  和  $\phi_d^T K \phi_d$  矩阵的非对角元素值来进行损伤的识别。由于该方法要用到刚度矩阵和质量矩阵, 涉及到模态的插值扩阶或模态缩减问题, 这给该方法的识别效果带来了一定的影响。

#### 1.2.5 基于柔度变化的损伤识别技术

近年来, 一些研究者利用模态柔度的改变量对结构进行损伤识别, 指出模态柔度比固有频率或振型对局部损伤更敏感, 可以更好地识别结构损伤。其主要原理是: 在满足模态归一的条件, 柔度矩阵是频率的倒数和振型的函数。随着频率的增大, 柔度矩阵中高频率倒数的影响可以忽略不计, 这样只需测量几个低阶模态参数和频率即可进行损伤识别。

Aktan 和 Raghavendrachar<sup>[17]</sup>通过对一个三跨混凝土桥的数值分析和实验研究证明了模态柔度比固有频率或振型对局部损伤更敏感; 唐小兵等<sup>[18]</sup>提出了利用损伤结构模态

柔度的曲率对梁的损伤位置进行识别,既有高的灵敏度又避免了使用原结构的模态参数;孙国等<sup>[19]</sup>改进了传统柔度阵方法,提出以结构柔度阵中某些自由度对应的对角元素的变化率作为损伤指示函数,对多跨连续梁结构进行更为有效的损伤识别;对自由度较多的悬臂型结构或剪切型结构,由于难以得到高阶模态,鞠彦忠等<sup>[20]</sup>研究了利用测量稳态柔度矩阵来识别结构损伤的理论方法,对于悬臂结构,其柔度与其结构参数间的线性关系,直接建立模态与结构损伤参数之间的关系,通过解矩阵方程识别损伤参数。

### 1.2.6 基于结构刚度变化的损伤识别技术

当结构发生损伤时,其刚度必然发生变化,所以有好多学者提议利用刚度矩阵的变化来识别结构的损伤。1988年 Park 和 Lee 利用结构损伤前后的刚度矩阵差来识别结构的损伤,指出损伤程度越大,识别效果越好。当结构的损伤小于 5%时,该方法将无法进行损伤的识别。但 Gybol 却认为刚度矩阵的识别效果与振型有关,他认为刚度矩阵只有包含了足够多的振型尤其是包含了那些对结构刚度矩阵影响较大的振型时此方法才有效。

### 1.2.7 基于应变能变化的损伤识别技术

在众多损伤标量中应变能指标以其对结构局部损伤的敏感性和良好的抗噪性能受到广泛关注。1995年 Stubbs 等<sup>[21,22]</sup>基于模态应变能概念提出用损伤指标法来识别结构的损伤,并将这一方法应用于梁结构和板式结构的损伤识别中;史治宇等<sup>[23,24]</sup>等采用模态应变能的变化率作为结构损伤指标,在对梁结构和平面刚架结构的损伤定位和损伤程度判别方面都做了卓有成效的研究。但对于大跨度斜拉桥、悬索桥等柔性结构来说,由于其频率低且分布较密,用此方法并不适合。针对此种情况袁明等<sup>[25]</sup>提出了 CMSE 法,并进行了汀九斜拉桥的损伤诊断数值仿真试验,结果表明 CMSE 法既考虑了高阶模态对单元模态应变能的贡献,又能用少量的低阶测量模态和分析模态即可保证结构的损伤程度评估的精度,适用于低频密频的大跨度斜拉桥、悬索桥等柔性结构。

### 1.2.8 基于应变模态变化的损伤识别技术

应变是位移的一阶导数,因此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,这种与位移模态相对应的固有应变分布状态称之为应变模态<sup>[26]</sup>。应变模态可以研究应力集中和局部结构变动对周围区域的影响等问题,这些都是模态位移分析所无法办到的。

1992年, Yao 利用应变模态概念对一个五层钢框架进行损伤识别,作者利用实测损伤结构的一阶振型与未损伤结构的一阶振型相比,从而识别结构的损伤。与其他指标相比应变模态具有局部化特征,更能探测结构细微的局部损伤。

清华大学的李德葆教授<sup>[26]</sup>则着重推导了应变响应公式及应变频响函数矩阵,并提出了模态实验与应变模态参数识别的方法;湖南大学的周先雁<sup>[27]</sup>等人通过对框架结构的实验,用应变模态实现了对结构损伤位置的识别估。

### 1.2.9 基于静态特性变化损伤识别技术

结构的静态特性参数主要有结构的刚度、结构静态位移、应变、材料的特性参数(如材料的弹性模量、截面的面积)等。结构发生损伤时会引起结构单元刚度变化,从而使结构的位移、应变等参数发生相应的变化,通过对结构的位移、应变等的测量,利用上述参数在发生损伤时计算值与测量值的残差分析来实现对结构的损伤检测。基于静态参数的损伤识别技术识别效果好,所需数据较易测得<sup>[28]</sup>。

由于静态特性参数测量信息量较少,因此基于静态测量数据的损伤识别方法的研究目前还处于发展阶段<sup>[29]</sup>。但由于静态数据测试所需的设备相对较为便宜,测试精度较高,结构的精确变形或应变可以经济、准确地测得,因而基于静态测量数据的损伤识别方法是一种既未成熟而又具有广阔的应用前景的损伤识别技术,在土木工程领域得到越来越多的专关注。

Yam 等<sup>[30]</sup>通过有限元模型对板类结构的挠度、挠度斜率及挠度曲率构造的损伤因子进行敏感性分析,实现结构损伤的识别。Wang 等<sup>[31]</sup>研究了利用静态测量数据及频率变化,通过两步法首先运用损伤指标对结构损伤进行定位,然后运用迭代计算求解非线性优化问题,对结构的损伤大小进行识别。Hjelmstad 等<sup>[32]</sup>利用结构的静态响应,通过待识别参数组的自适应算法对结构损伤进行识别,他将未知数分为单元的基本参数和未测量的位移两部分,未测量的位移作为未知变量导致了算法的稳定性的减小。Banan 等

[33,34]运用静态测量数据将结构的损伤识别问题转化为以残余力误差和位移误差最小为优化目标函数的优化问题，并且研究了一种迭代算法求解该优化方程。蔡晶等<sup>[35]</sup>基于静态测量数据，提出了服役结构损伤探测及状态评估的概率分析方法，用 Gauss-Newton 法推导了在不完全测量的情况下两种参数识别方法。

目前基于静态特性的结构损伤识别方法主要存在以下两个方面的问题：(1)相对于基于动态测量数据的损伤识别技术而言，基于静态测试数据的损伤识别方法由于可利用的测量信息量较少而难于得到理想的识别结果。(2)对于一个确定的结构而言，由于加载工况有限而导致在某个载荷工况作用下，对结构变形影响很小的那些损伤构件很难被识别出来。

尽管利用静态测量数据进行损伤识别对测试条件、仪器的测量精度等要求高，但近年来由于科学技术的发展，测量仪器的精度不断提高，同时优化加载方式，采用优化算法、模型缩减法等，使基于静态测量数据的损伤识别的测量信息量少、由于加载上况有限而对结构变形影响很小的那些损伤构件很难被识别出来等不足均得到改善，基于静态测量数据的结构损伤识别方法的优点得到了充分体现。由于静态测量数据精度高、稳定性好，因此基于静态测量数据的损伤识别方法的研究具有广阔的前景。

### 1.3 传感器布置方案的研究现状

#### 1.3.1 传感器简介

对桥梁进行健康监测首先需要在桥梁结构中提取能反映结构特性的参数信号，如应力、应变、温度、变形、速度、加速度、位移等局部信号和整体信号。因此应用传感器获取必要的结构特性信息是桥梁健康监测和损伤检测的首要前提。无论是手工检测还是健康监测都需要高效的无损检测设备即检测系统中的传感器。常用传感器见表 1.1。

表 1.1 中的传感器在国内外桥梁健康监测中得到了广泛的应用。近年来研究和实践表明结构健康监测中新兴的传感器主要有：光纤传感器、微机电系统 (MEMS) 传感器、GPS 和无线传感等。

表 1.1 损伤检测中常见的传感器类型

Tab. 1.1 The usual sensors in damage detection

监测内容	传感器
载荷监测	风速仪、温度计、强震仪、摄像机
几何监测	位移计、倾角计、GPS、电子测距计、数字像机
动、静力监测	位移计、倾角计、应变计、测力计、加速度计

光纤传感器技术是其中发展很快的一支。光纤传感器具有体积小、安装方便、不怕电磁干扰、反应灵敏等优点，在桥梁、大坝等超静定结构建筑的应变检测中有着独特的优势。MEMS 传感器在可靠性和造价方面有较大的优势，它不但可以适应桥梁结构恶劣的工作环境，而且精度高、造价低，为给桥梁大量布设传感器提供了可能。GPS 全球定位系统可获得渐进的主跨垂直倾斜、桥面挠度和塔顶的偏移。GPS 还可以直接测得桥梁结构的三维位移。在悬索桥的健康监测中该系统不仅可行而且精度可提高到厘米水平。有线传输系统造价高、信号易受环境的干扰，为此出现了无线传感系统。无线传感安装方便，可实现传感器之间的无线通信，减轻了系统对中心数据采集单元系统协调性的依赖。

### 1.3.2 传感器优化布设方法的研究

大型复杂结构的自由度通常可以达到几千甚至几万，而测量信息量十分有限，这说明除了测量得到的部分已知信息外还有大量的信息是未知的。直接用这些不完全数据进行损伤识别时传感器布置的位置与数量就对损伤识别的效果起着至关重要的作用。如何安排有限数量的传感器实现对结构状态改变信息的最优采集，是大跨度桥梁健康监测的关键技术之一<sup>[36]</sup>。

一种好的传感器布设方案应做到：(1)在含噪声的环境中,能够利用尽可能少的传感器获取全面、精确的结构参数信息。(2)测得的模态应能够与模型分析的结果建立起对应关系。(3)能够通过合理添加测点对感兴趣的部分模态进行数据重点采集。(4)测得的时程记录将对模态参数的变化最为敏感<sup>[37]</sup>。除此之外,Carne 和 Dohmann 还强调了传感器布设应使模态试验结果具有良好的可视性和直观性<sup>[38]</sup>。

传感器优化布设方案的研究是以大型有限元软件为工作平台的,其基本思想是利用有限元模型的模态分析结果组成初始布点的模态矩阵,然后根据传感器优化方法编制程序,实现传感器优化布置的目的。传感器优化配置的方法很多<sup>[39]</sup>,每种方法都有其应用的合适范围、优势和局限性。优化方法的选择直接关系到优化计算的效率和可行性。

传感器方案的优化布设是一个组合优化问题。设需要在  $n$  个可选位置上布置  $m$  个传感器,当  $n$  和  $m$  都很大时,如果用穷举法需要计算的次数太多,往往难以求解。由于组合优化问题的难度,它的求解仍然是研究的热点之一。在传感器的优化布设方面,目前已经提出了很多种方法,下面就几种主要的方法作一下简单的介绍。

#### (1)有效独立法

1991年,Kammer<sup>[40,41]</sup>提出了有效独立法(Effective Independence,简称EFI),其基本思想是逐步消除那些对目标振型的独立性贡献最小的自由度,以使目标振型的空间分辨率能得到最大程度的保证。他采用逐步消去法<sup>[39]</sup>使Fisher信息阵<sup>[42]</sup>感兴趣的模态向量尽可能地线性无关,从而在试验数据中采集到最大的模态反应信息。

#### (2)模型缩减法

Guyan的模型缩减法<sup>[43]</sup>也是一种常用的测点选择方法,通过刚度或质量子矩阵构成的转换矩阵可以把那些对模态反应起主要作用的自由度保留下来作为测点的位置。该方法可以较好地保留低阶模态,但不一定代表待测模态。有学者基于上述限制分别提出改进缩减系统和连续接近缩减方法。Shi等提出了一种基于测点对也是一种常用的测点选择方法,通过刚度(静力缩减)或质量(动力缩减)子矩阵构成的转换矩阵,可以把那些对模态反应起主要作用的自由度保留下来作为测点的位置。如果选择恰当静力缩减将能较好地保留低阶振型,而动力缩减则将可以较好地保存高阶振型。

#### (3)逐步累积法

逐步累积法是模型缩减法的逆运算,它将用有限元得到的自由度作为传感器的初始配置,然后不断的从剩余可选位置中选取1个最优的加入到优化配置中,直至达到最优的数目为止。由这种方法得到的是次优解即局部最优解。

#### (4)遗传算法

遗传算法起源于达尔文的生物进化理论，它模拟自然界“适者生存”的机制，由美国 Michigan 大学的 Holland[45]教授所建立。其基本思想就是在遗传计算过程中，适应度大的个体基因得到遗传，而适应度较差的个体基因会逐渐消失，其编码操作使其能并行处理大量信息，同时搜索成群的解，在多点寻优，理论上易于达到全局最优解，适于大型复杂结构如大跨度桥梁的传感器最优测点布设问题。清华大学的秦权<sup>[46]</sup>等人据此对香港青马大桥的传感器优化布设问题进行了研究，把测取的变形能最大作为为遗传进化的适应值，较好地解决大型结构传感器优化布设问题开辟了新的途径。

### 1.3.2 传感器测点布设的评估标准

对于一组选定的测点，有必要建立一个标准对其进行评价，从而也是对相应的传感器优化布点算法的优劣进行评价。目前关于测点布设的评估标准主要有五个，这五种标准分别为模态保证标准(MAC)、修正模态保证标准、振型矩阵的条件数、模态运动能、Fisher 信息矩阵。围绕着这五种标准，形成了很多算法，尽管这些标准在理论上存在或多或少的联系，但对于一个特定的结构进行传感器优化布设时，不同算法所需要的传感器数量以及布设的位置可能各不相同。

上述测点布设方案的五个评估标准中，模态保证标准、修正模态保证标准、振型矩阵的条件数在保障实验模态向量的正交性方面起到了基本的作用，但不能保证测点对结构待识别参数的敏感性达到最优；模态运动能能保证传感器布设在反应的高幅点，有利于数据的采集及提高测量的抗噪能力；Fisher 信息矩阵依赖于待识别参数  $q$ ，当  $q$  为广义坐标向量时，它即保证实验模态向量的正交性。关于这五种标准，有些文献上已经给出了相应的评价。如 Udawadia 认为模态运动能标准得不到传感器的最优布设，并建议不再进一步发展基于这种标准的布设方法<sup>[47]</sup>。Penny 等<sup>[48]</sup>曾以几个简单的板梁数值模型为背景，采用 Guyan 模型缩减法和线性独立法，研究了 5 种评价标准，但是并未得到一个确定的结论。

### 1.4 论文的主要内容

经过了多年的理论研究和实际工程经验的积累，结构的损伤识别方面已经取得了许多重大的研究成果，但仍然存在一些不足，主要有：(1)在损伤指标的选择上多选择单

一的指标来进行损伤的识别。(2)损伤指标的相关性分析不够,将指标与传感器布设方案结合在一起进行分析的更是少见。(3)各种传感器布设方案只在局部问题中有效,同一个结构按不同的布设方法得出的布设方案往往是不同的,尚缺乏有效的传感器布设方案的评价指标。(4)多数传感器布设方案只对低自由度的简单结构(如简支梁、桁架等)有效,大型桥梁结构的传感器布设方案的研究一直是一个难点。为此本课题的主要研究内容如下:

#### (1)损伤指标的适用性分析

悬索桥是一个复杂结构,不同的损伤情况的动、静力指标的灵敏度是不同的,采用单一指标很难达到预期的识别效果。本课题运用ANSYS软件建立三维悬索桥有限元模型,比较分析在不同损伤工况下各个损伤指标的识别效果。根据各个指标对悬索桥不同损伤位置的适用性并考虑损伤位置对结构安全的权重,针对悬索桥提出一组常见损伤类型的综合的损伤识别指标。

#### (2)传感器布设方案的研究

针对上面提出的一组损伤识别指标,选定合适的传感器类型,借鉴其他工程中传感器的布设方法,根据不同的识别指标的识别特性确定测点,建立传感器系统的框架,尚不涉及优化问题。

#### (3)在实验室模型桥上进行辅助试验研究

模型桥为全长10m的三跨悬索桥,主跨5.8m、两边跨2.1m。在模型桥上布设传感器系统,观察其识别效果,分析试验结果产生的原因,测试所选指标体系的在实际检测中的可行性。

### 1.5 本章小结

本章主要阐述了课题研究的背景、目的和意义,概述了结构损伤识别和传感器优化布设的发展概况,指出了将损伤识别指标和传感器布设方案结合起来进行损伤识别的重要意义,在文章的最后简要介绍了本论文研究的主要内容。

## 第 2 章 结构损伤识别和传感器布设方法的理论研究

### 2.1 基于结构固有频率变化的损伤识别方法

根据结构力学理论可知结构损伤的存在必然会使结构的物理参数发生变化,进而会影响到结构的静、动力响应特性,使得各种结构力学参数(应变、固有频率和模态振型等)在不同程度上受到影响,进而使结构显示出与正常结构相区别的静、动态特性。在各种结构参数中,基于频率测量的损伤识别方法很具吸引力,因为在实际结构中,频率容易测量且与测量位置无关,是识别中常用的敏感性参数。

#### 2.1.1 理论推导

多自由度体系的基本运动方程为:

$$(K - \omega^2 M)\phi = 0 \quad (2.1)$$

其摄动形式为:

$$[(K + \Delta K) - (\omega^2 + \Delta\omega^2)(M + \Delta M)](\phi + \Delta\phi) = 0 \quad (2.2)$$

一般假设损伤只影响结构的刚度,而对质量则无影响。  $\Delta M$  可以近似取值为 0,可有:

$$\Delta\omega_i = f(\Delta K, r) \quad (2.3)$$

其中  $r$  为损伤位置向量,级数展开并忽略高阶项可得:

$$\Delta\omega_i = f(0, r) + \Delta K \frac{\alpha f}{\alpha(\Delta K)}(0, r) \quad (2.4)$$

因为  $f(0, r) = 0$ ,所以:

$$\Delta\omega_i = \Delta K g_i(r) \quad (2.5)$$

同理有:

$$\Delta\omega_j = \Delta K g_j(r) \quad (2.6)$$

假设刚度的变化独立于频率,则有<sup>[49]</sup>:

$$\frac{\Delta\omega_i}{\Delta\omega_j} = \frac{g_i(r)}{g_j(r)} = h(r) \quad (2.7)$$

由公式(2.7)Cawley 和 Adams 得出结论: 某两阶频率改变量的比值仅是损伤位置的函数。根据这个结论, Cawley 和 Adams 进而提出利用“频率变化比”检测结构损伤位置的原理: 当结构发生损伤后, 任意某两阶频率改变量的比值仅是损伤位置的函数, 而与损伤的大小没有关系。并且随着损伤位置的不同, 这个“频率变化比”的比值也会变化。那么利用实测出的结构发生损伤后的“频率变化比”便可以识别出结构发生损伤的位置。

公式(2.7)的推导是在忽略二阶项的前提下得出的。当结构损伤较小时, 二阶项很小, 可以忽略; 然而当结构损伤较大时, 二阶项的忽略必会对该方法的正确性产生影响。“两阶频率改变量的比值仅是损伤位置的函数”这一结论的成立是有损伤程度的限制的。一般来说, 在损伤程度达到较大(70%~80%)之前, 可以完全正确应用。因为实际需要检测的损伤程度一般不超过上述的临界值, 所以利用频率变化比指标来对结构的损伤进行定位具有很强的理论依据。

### 2.1.2 通过频率变化比进行损伤定位的方法

根据以上原理, 用两阶频率变化比来进行损伤定位可由以下几步完成<sup>[6]</sup>:

第一步: 作出各阶频率变化率的标准频率变化比曲线

假设结构各个单元均发生损伤, 通过数值模拟计算得到各阶频率变化比, 以单元为横坐标, 以各阶频率变化比  $\frac{\Delta\omega_i}{\Delta\omega_j}$  作为纵坐标, 得出  $i$  条参考曲线。

第二步: 通过实测数据得到各阶频率变化比

通过实际检测中损伤前后的固有频率  $\omega$  和  $\omega_d$ , 同样可以算出实测的频率变化比, 在上述的标准频率变化比曲线中画出  $i$  条直线, 可得到实测频率变化比直线和标准频率变化比曲线之间有几个交点。

第三步: 判断损伤位置

由第二步得到的交点中判别损伤的可能位置, 如果两次交点之中有坐标相近的情况,

则认为此坐标下是损伤存在的可能位置之一，而如果两次的交点中有些坐标不能吻合，则可以排除这些位置处存在损伤的可能性。在同一位置交点越多该位置发生损伤的可能性就越大。

通过频率反推损伤位置得出的结果不具备唯一性，因此需要对第三步得出的点进行进一步的排除。对于对称结构，由于其对称性至少有一个对称点可能是虚假的；如果结构不对称则在损伤存在时通过上面方法识别出的点只有唯一的一个，在测试结果准确的情况下可唯一识别出损伤的位置。

固有频率虽然是模态参数中最容易获得的一个参数，且识别精度高，但很多实践证明该方法在实际应用中存在着一些不足。固有频率是全局量，不同位置的损伤有可能引起相同的频率变化，往往只能发现损伤却不能具体确定损伤的位置，也无法对对称结构的对称位置的损伤进行识别；频率变化比对刚度、质量的局部变化、微小损伤不敏感，因此直接使用频率变化来判断结构的局部微小损伤是不理想的。

实际工程应用中，由于测试模态振动的噪声水平高，实际测量的频率和与实际状况有一定的差别，影响识别的效果，所以在实际检测中有待于进一步研究能够剔除噪声影响的检测方法。

## 2.2 基于模态曲率变化的损伤识别方法

频率是表征结构刚度及其它物理参数发生改变的一个宏观指标，在结构的动力指纹中，振型却能更加敏感地反映结构局部的变化。可以利用基于振型变化的指标来识别结构的损伤，常见的指标有：模态置信度判据法、模态位移指标、模态曲率指标、模态应变指标等。在目前所研究的各种损伤指标中，模态曲率差是识别效果较好的指标之一。模态曲率能够反映结构局部特性的变化，并可以通过各阶振型得到，且对局部结构的敏感性大大高于振型，在结构的损伤检测中有着良好的应用前景。

由材料力学知识可知,直梁弯曲静力关系式为:

$$\frac{1}{\rho_m} = \frac{M_m}{E_m I_m} \quad (2.8)$$

$\frac{1}{\rho_m}$  \_\_\_\_\_ 截面  $m$  处的曲率

$E_m I_m$  \_\_\_\_\_ 截面  $m$  处的梁的抗弯刚度

$M_m$  \_\_\_\_\_ 截面  $m$  处的弯矩

结构的局部损伤会导致结构局部刚度下降,从而导致损伤处的曲率增大,模态曲率值发生突变。因此,通过损伤前后模态曲率差可以诊断结构的损伤情况,包括损伤位置和损伤程度,通过模态曲率指标在损伤前后的变化可以更明显地确定故障位置。指标公式为:

$$\Delta\varphi_y = \varphi_y - \varphi_y^d \quad (2.9)$$

$\varphi_y$  \_\_\_\_\_ 梁上  $i$  节点损伤前的第  $j$  阶模态曲率值

$\varphi_y^d$  \_\_\_\_\_ 梁上  $i$  节点损伤后的第  $j$  阶模态曲率值

在实际工程的损伤检测中,由于不能直接测出结构的曲率响应,结构的模态曲率可由模态位移通过差分方程近似求出。若能得到等间距有限元离散单元节点处的模态位移值,则结构的模态曲率可由中央差分方程求得,即在模态位移测量的基础上,由差分计算得到模态曲率。对于沿梁的三个等间距测点模态曲率的计算公式为:

$$\varphi_y = \frac{\phi_{(i-1),j} - 2\phi_{i,j} + \phi_{(i+1),j}}{h^2} \quad (2.10)$$

$\varphi_y$  \_\_\_\_\_ 梁上节点  $i$  的第  $j$  阶模态曲率

$\phi_{i,j}$  \_\_\_\_\_ 梁上节点  $i$  的第  $j$  阶模态位移

$h$  \_\_\_\_\_ 相邻两测点间的距离

模态曲率对模态位移进行两次差分,放大了结构的损伤。该方法能够检测梁式结构损伤的存在、位置及大小,且要比模态位移识别率高。但需要注意的是模态曲率依赖于模态位移,因实测振型一般不能达到很高的精度,从而也限制了模态曲率的应用。另外模态曲率测量时需要非常邻近的测点,以便利用中心差分法求取模态曲率,间距越小,精度越高,这样就要求足够密的测点,否则将增大模态曲率的误差。

在进行结构模态曲率的计算时,所取的振型数目,不是随意的,应当不少于三阶,同时也不应当多于结构所分段落数目。取得振型数目太少会使得计算结构不精确,会损失一部分曲率;若取得太多,会造成工作量的加大,使得计算成本太高,同时因为计算结构的振型的曲率时,所采用的方法都是数值计算方法,而不是精确的微分法,这就造成了一定程度的误差,这对最后的检测都有不利影响。

### 2.3 基于振型变化的损伤识别方法

1984年 West 首先提出了基于振型变化信息进行结构损伤位置诊断。近年来,很多学者在振型的基础上提取出许多特征量,一般以结构损伤前后的模态相关性来识别结构的损伤。如模态置信因子(MAC),模态比例因子(MSF),坐标模态置信因子(COMAC)等。

#### (1)模态置信因子(MAC)

$$MAC_i = \frac{(\phi_i^d \phi_i)^2}{(\phi_i^T \phi_i)(\phi_i^d (\phi_i^d)^T)} \quad (2.11)$$

#### (2)模态比例因子(MSF)

$$MSF_i = \frac{\phi_i^T \phi_i^d}{(\phi_i^d)^T \phi_i} \quad (2.12)$$

#### (3)坐标模态置信因子(COMAC)

$$COMAC_i = \frac{\sum_{n=1}^N |(\phi_n^T \phi_n^d)|^2}{\sum_{n=1}^N \phi_n^2 \sum_{n=1}^N (\phi_n^d)^2} \quad (2.13)$$

$\phi_i$ 、 $\phi_i^d$ 分别为结构损伤前后的第*i*阶模态向量。以上3个参数的取值范围均为0~1,当其接近于0时,说明损伤前后的模态不相关,即结构中有损伤;当其接近于1时,说明损伤前后的模态相关性好,即结构中无损伤。

### 2.4 基于柔度变化的损伤识别方法

振型按质量归一化后,模态柔度矩阵F可由模态位移矩阵得到,计算公式为:

$$F = \sum_{i=1}^N \frac{1}{\omega_i^2} \phi_i \phi_i^T \quad (2.14)$$

式中:  $F$  为结构的柔度矩阵;  $\phi_i$  为振型的列向量,  $\omega$  为结构的固有频率;  $N$  为结构的自由度数。当结构发生损伤时, 必然导致结构的局部刚度的降低, 从而引起的局部柔度变化增大。利用柔度变化来识别损伤的指标公式为:

$$\gamma(i) = \frac{F_{ii}^d - F_{ii}}{F_{ii}} \quad (2.15)$$

$F_{ii}^d$ 、 $F_{ii}$  分别为损伤前后柔度矩阵的对角元素,  $\gamma(i)$  最大值处即为损伤的位置。

由式(2.14)可见, 柔度矩阵的变化同时综合了位移模态的变和频率的变化, 因此, 基于柔度矩阵的损伤定位方法和基于位移模态矩阵的损伤定位方法虽然本质上是相同的, 但对于具体问题的分析处理则可能存在着差异。从模式识别的角度上说, 应尽可能的避免以复合因素的作用结果作为识别指标。也就是说, 以模态位移的变化为依据比以柔度矩阵的变化为依据来定位损伤通常更容易些。

## 2.5 基于应变能变化的损伤识别方法

利用能量变化的损伤识别技术, 由于表达能量所用的参数不同, 从而产生了多种方法。当模态对质量归一化时, 单元模态应变能比为:

$$\delta E_y = \frac{\phi_i^T K_j \phi_i}{\omega_i^2} \quad (2.16)$$

$\delta E_y$  为第  $i$  阶单元应变能与结构总应变能之比,  $\omega_i$  为结构的第  $i$  阶固有频率,  $\phi_i$  为结构的第  $i$  阶振型,  $K_j$  为第  $j$  单元的的扩阶单元刚度。以单元模态应变能比在损伤前后的变化率为定位参数, 表达式为:

$$\eta_y = \frac{\delta E_y^d - \delta E_y}{\delta E_y} \quad (2.17)$$

$\delta E_y$ 、 $\delta E_y^d$  分别为损伤前后的单元模态应变能比。单元发生损伤是应变能比的变化

率 $\eta_y$ 的绝对值要远远高于为损伤单元的,可依此来进行损伤的定位。

## 2.6 基于应变模态变化的损伤识别方法

对于多自由度强迫振动系统有

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = \{f(t)\} \quad (2.18)$$

设 $f(t) = \{F\}e^{i\omega t}$ ,  $x = \{X\}e^{i\omega t}$ ,并作解耦变化变化得

$$\{X\} = [\phi]\{q\} = \sum_{i=1}^n q_i [\phi] \quad (2.19)$$

则式(5.18)变为频域方程

$$(-\omega^2[m_r] + [k_r] + j\omega[C_r])\{q\} = [\phi]^T \{F\} \quad (2.20)$$

其中:  $[M]$ 、 $[K]$ 、 $[C]$ 为结构的质量矩阵、刚度矩阵和阻尼矩阵,  $\{f(t)\}$ 为载荷矢量,  $[\phi]$ 为正则化主模态矩阵,  $\{q\}$ 为广义坐标,  $[m_r]$ 、 $[k_r]$ 、 $[C_r]$ 分别为模态质量矩阵、刚度矩阵和阻尼矩阵,且均为对角矩阵。

$$\{X\} = [\phi][\Omega][\phi]^T [F] \quad (2.21)$$

式中 $[\Omega] = \text{diag}(\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2)$

在三维空间中,位移 $\{X\}$ 和激振力 $[F]$ 均有三个方向上的分量,

$$\{X\} = (U, V, W)^T, \{F\} = (F_x, F_y, F_z)^T$$

于是有:

$$\begin{Bmatrix} U \\ V \\ W \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \phi_u \\ \phi_v \\ \phi_w \end{Bmatrix} [\Omega] [\phi_u, \phi_v, \phi_w]^T \begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{Bmatrix} \quad (2.22)$$

根据弹性力学原理,应变与位移之间的关系为:

$$\begin{bmatrix} \xi_x \\ \xi_y \\ \xi_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_u}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_v}{\partial y} \\ \frac{\partial \phi_w}{\partial z} \end{bmatrix} [\Omega] \begin{bmatrix} \phi_u \\ \phi_v \\ \phi_w \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \psi_x \\ \psi_y \\ \psi_z \end{bmatrix} [\Omega] \begin{bmatrix} \phi_u \\ \phi_v \\ \phi_w \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{bmatrix} = [\psi][\Omega][\phi][F] \quad (2.23)$$

其中  $[\psi] = \begin{bmatrix} \psi_x \\ \psi_y \\ \psi_z \end{bmatrix}$  为主应变模态。由式 (2.23) 表明, 由结构损伤而导致结构应变变化

化  $\{\delta\xi\}$  主要由结构主应变模态的变化  $\{\delta\psi\}$ 、结构自振频率变化  $\{\delta\Omega\}$  和结构位移模态的变化  $\{\delta\phi\}$  三者综合而成<sup>[50]</sup>, 且是位置坐标的函数。因此基于结构应变模态的损伤识别是可行的。通常以损伤前后应变模态差来进行损伤的识别, 应变模态差最大值处即为损伤的位置。

## 2.7 基于静态特性的损伤识别方法

静力识别的试验条件相对要求较高, 故一直不太为人重视。然而结构的静力识别却具有较高的精度及稳定性。事实上随着近年来测试技术的进步, 静力识别的许多不足已逐渐得到改善。本文将着重讨论基于静态应变及位移测量的结构参数识别算法。

未损伤结构在外载荷  $\{P\}$  作用下的静力平衡方程可以表示为:

$$[K]\{\mu_0\} = \{P\} \quad (2.24)$$

式中  $[K]$ 、 $\{\mu_0\}$ 、 $\{P\}$  为未损伤结构的刚度矩阵、位移列阵、荷载列阵。根据式 (1), 位移列阵可以表示为:

$$\{\mu_0\} = [K]^{-1}\{P\} \quad (2.25)$$

结构损伤后刚度矩阵  $[K]$  发生变化, 其平衡方程变为:

$$[K - \Delta K]\{\mu_0\}^d = \{P\} \quad (2.26)$$

式中  $\Delta K$  为刚度变化量,  $\{\mu_0\}^d$  为损伤后的位移列阵, 则损伤后的位移列阵为:

$$\{\mu_0\}^d = [K - \Delta K]^{-1} \{P\} \quad (2.27)$$

因此损伤前后的位移差为:

$$\Delta\mu = \{\mu_0\} - \{\mu_0\}^d \approx [K]^{-1} [\Delta K] [K]^{-1} \{P\} \quad (2.28)$$

在检测中, 可以通过测量在何在作用下的结构位移来进行损伤的定位。但位移时累加量, 位移的最大量处并不一定与损伤位移相重合, 所以基于静态位移的损伤识别在理论上存在着误定位的可能。研究认为基于静态应变变化的损伤识别技术较基于静态位移变化的损伤识别技术对损伤更为敏感。基于应变变化的损伤识别技术尤其适合于局部损伤, 是目前进行结构局部损伤评估的一个比较好的选择。

## 2.8 传感器的优化布设的原理研究

根据传感器的优化布设准则国内外学者已经提出了多种优化算法, 以下将对常用的两种传感器布设方法进行简单的介绍。

### 2.8.1 有效独立法

有效独立法由 Kammer 首先提出, 是一种基于每个传感器布点对确定模态向量线性无关的布设方法, 其目的是用有限的传感器采集到尽可能多的模态反应信息, 后来的许多算法都是对这种方法的引申和发展。

对于仅需要对结构的模态振型进行识别的模态实验, 当其模态可以确保被充分激励出来的情况下, 待识别参数可以表示为振型的广义坐标  $q$ , 传感器的输出可以表示为:

$$\mu_s = \phi_s q + N \quad (2.29)$$

其中  $\mu_s$  是传感器的输出信息,  $\phi_s$  为所监测模态振型按候选测点缩减后的模态矩阵,  $N$  代表方差为  $\psi_0^2$  静态高斯白噪音。假设有  $s$  个候选测点, 而只有  $m(m < s)$  个传感器可用, 则这种方法的目标是保持尽可能多的线性无关信息, 从而获得模态振型的最佳估计, 也即真实的广义坐标  $\hat{q}$  的最佳估计。对应于  $\hat{q}$  存在着一个偏差, 假如这个过程是一个无偏有效估计, 估计偏差的协方差矩阵  $P$  可由下式给出:

$$p = E \left[ \left( q - \hat{q} \right) \left( q - \hat{q} \right)^T \right] = Q^{-1} = \left( \frac{A}{\psi_0^2} \right)^{-1} \quad (2.30)$$

其中  $A$  为 Fisher 信息矩阵, 信息阵的最大化, 将会得到参数  $q$  估计偏差的协方差最小, 也就是得到了  $\hat{q}$  的最佳估计。

候选测点对模态矩阵的线性无关的贡献用矩阵  $E$  的对角元来表示,  $E$  的表达式如下:

$$E = \phi_s \left[ \phi_s^T \phi_s \right]^{-1} \phi_s^T \quad (2.31)$$

如果  $E_{ii} = 0$ , 则表示在相应第  $i$  测点上无法识别所关心的模态,  $E_{ii} = 1$  则表示相应测点是关键点, 不能排除。有效独立法通过  $E$  矩阵对角元大小来对各个候选测点的优先顺序进行排序, 用迭代算法每次排除相应对角元最小的测点, 再进行下一次迭代, 直到得到满意的布点数, 最终尽可能的保持了缩减模态矩阵的线性独立和 Fisher 信息阵的行列式, 从而能够从测试数据中得到模态反应的最佳估计。

## 2.8.2 MAC 法

由结构动力学原理可知, 结构各固有振型在节点上的值形成了一组正交向量。但由于量测自由度远小于结构模型的自由度并且受到测试精度和测量噪音的影响, 测得的模态向量已不可能保证其正交性。在极端的情况下甚至会由于向量间的空间交角过小而丢失重要的模态。因此在选择测点时有必要使量测的模态向量保持较大的空间交角, 从而尽可能地把原来模型的特性保留下来。Carne 等认为模态保证标准矩阵是评价模态向量空间交角的一个很好的工具。其公式表达如下:

$$MAC_{ij} = \frac{(\phi_i^T \phi_j)^2}{(\phi_i^T \phi_i)(\phi_j^T \phi_j)} \quad (2.32)$$

式中  $\phi_i$ 、 $\phi_j$  分别为第  $i$  阶、 $j$  阶模态向量, 于是通过检查各阶模态振型在量测自由度上形成的 MAC 阵的非对角元素即可判断出相应两模态振型的交角状况。换句话说, 当 MAC 阵的某一元素  $MAC_{ij}(i \neq j)$  等于 1 时表明第  $i$  向量与第  $j$  向量交角为零, 两向量不可分辨; 而当  $MAC_{ij}(i \neq j)$  等于零时, 则表明第  $i$  向量与第  $j$  向量相互正交, 两

向量可以轻易识别，故测点的布置应力求使 MAC 矩阵非对角元素向最小化发展。

根据这个思想，同济大学崔飞提出了一个传感器优化布点的迭代算法<sup>[51]</sup>。首先根据经验和计算得到的振型形状初步拟定一小组测点，然后每次往原定的测点组中添加一个新的传感器，其目标是最大程度的减小原 MAC 矩阵中非对角元素的最大值或平均值，这样经过不多的数次计算后即可获取期望的测点数。这种算法对于像大型桥梁这样具有庞大自由度的结构无疑是一种切实可行的算法。

### 2.9 本章小节

在损伤识别中，损伤标识量的选择是一个关键环节。不同国家的学者已经提出许多对损伤敏感的特征参数（即损伤标识量），并通过理论分析、模型实验、现场实验等手段对所提出的观点进行论证。本章基于结构静、动力学理论，给出结构损伤识别的常用方法。在传感器布设方面，简要介绍了两种常见的传感器布设方法，为后继的课题研究提供一定的理论基础。

### 第3章 悬索桥损伤指标的适用性分析

面向结构健康诊断研究的有限元模型需要具备高精度、真正的三维模型、构件独立描述等特征。为此本文采用大型通用有限元分析软件 ANSYS 来建立模型,以 Beam188 单元、Link10 单元来组合建立空间有限元模型。该模型以跨度为 10m 的实验室悬索桥模型为原型进行建模,并对该模型的模态参数进行了校正<sup>[52]</sup>。

经过多年的理论研究,基于静、动态特性的损伤识别技术已日趋成熟,各个指标的有效性也已得到了广泛而深入的研究。借鉴前人的研究成果,本文选取比较分析的指标为识别效果较好的频率变化比指标、模态曲率指标和静态应变差指标。在指标的识别效果比较上,主要考虑其在定性、定位、定量三方面的效果。

#### 3.1 实验室悬索桥模型概况

本试验模型不针对具体的悬索桥结构,而是参考通常的悬索桥结构,根据试验目的和试验条件,虚拟了一个大众化的悬索桥,并以此为原型,进行缩尺模型试验设计。根据实验室的现有条件,采用缩尺比 1/100 建立模型桥,模型几何参数<sup>[52]</sup>如表 3.1 示。

表 3.1 模型几何参数

Tab. 3.1 Geometric parameters of the model

项目	虚拟原桥	模型设计
跨径布置(m)	210+580+580	2.1+5.8+2.1
主跨矢高(m)	72.5	0.725
塔高(m)	125	1.25
吊索间距(m)	20	0.2
中跨矢跨比	1:08	1:08
边跨矢跨比	01:22.1	01:22.1
跨度比(边跨跨度与主跨跨度之比)	0.36	0.36
宽跨比(梁宽与主跨跨度之比)	1:19	1:19
高跨比(梁高与主跨跨度之比)	0.1756944	0.175694444
高宽比(梁高与梁宽之比)	1:10	1:10

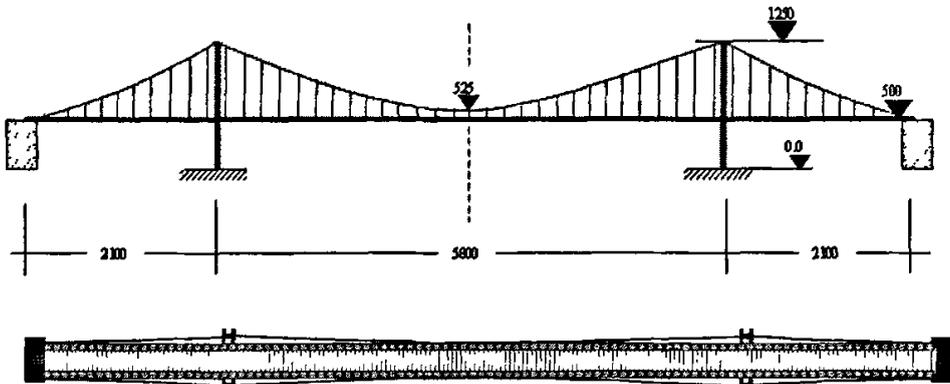


图 3.1 总体布置图 (单位: mm)

Fig. 3.1 Sketch of the model (unit: mm)

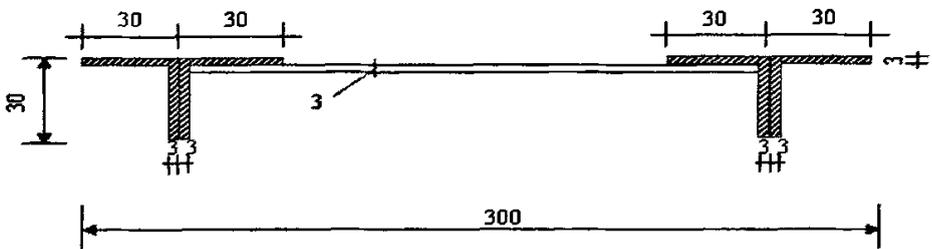


图 3.2 加劲梁横截面图 (单位: mm)

Fig. 3.2 Cross section of the stiffening girder (unit: mm)

试验模型采用钢材料制成,各构件按几何相似条件设计,但个别杆件为满足加工工艺和材料现有的供应规格的要求,同时考虑制造和加工的可能,截面作了适度调整,具体见表 3.2<sup>[52]</sup>。

为保证模型对可能损伤情况的方便模拟,试验模型采用独立构件,通过螺栓连接的方式进行组装,每一个构件可以被方便地拆除或替换。模型结构具体的构造方式(见图 3.2-3.10)如下:

(1) 加劲梁由纵向构件和横向构件通过螺栓拼接而成,通过这种方式,还可以根据需要改变桥梁的跨度,甚至构造形式。

(2) 桥塔上部设有滑槽式主索鞍,下部设有 8mm 厚的钢板,该板预先焊接在塔柱上,然后用膨胀螺栓与地面锚固,以确保将塔底弯矩、轴力及剪力传入基座。

- (3) 主缆两端配有正反螺纹扣件，通过桥墩上的散索鞍（滑轮）后，锚固在地面上。
- (4) 吊索与主梁之间的连接采用螺栓旋入方式以便调节吊索长度。
- (5) 主梁与桥塔相交处横向垫有橡胶垫块，允许主梁在其横、纵向转动。
- (6) 在主梁与桥墩的铰支点处各焊接一小段 $\phi 8$ 的钢棍，使主梁可以沿纵向转动。

表 3.2 模型材料参数

Tab. 3.2 Material parameters of the model

构件		截面形状	截面尺寸 (mm)	弹性模量 (MPa)	泊松比	密度 (Kg/m <sup>3</sup> )	说明
加劲梁	纵向构件	L形	L30×3	$2.1 \times 10^5$	0.3	$7.84 \times 10^3$	
	横向构件	矩形	250×50×3	$2.1 \times 10^5$	0.3	$7.84 \times 10^3$	两者用 M5 螺栓连接
塔柱		H形	100×50×5×7	$2.1 \times 10^5$	0.3	$7.84 \times 10^3$	H型钢
桥塔横梁		矩形	350×50×4	$2.1 \times 10^5$	0.3	$7.84 \times 10^3$	用 M10 螺栓与塔柱连接
塔柱底板		矩形	420×260×8	$2.1 \times 10^5$	0.3	$7.84 \times 10^3$	与塔柱焊接
主缆		圆形	6 (直径)	$0.8 \times 10^5$	0.3	0.126	钢丝绳
吊索		圆形	3 (直径)	$0.8 \times 10^5$	0.3	0.0316	钢丝绳



图 3.3 桥墩锚固图

Fig. 3.3 Pier anchorage



图 3.4 塔柱与底板的连接

Fig. 3.4 Joint of column and baseplate

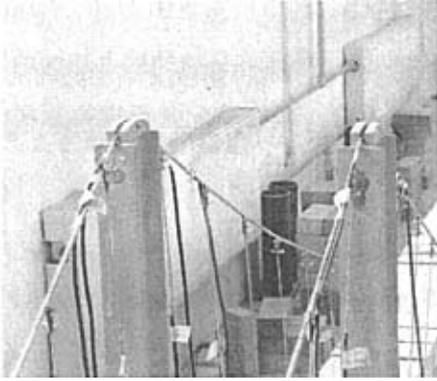


图 3.5 塔顶鞍座  
Fig. 3.5 Tower cables

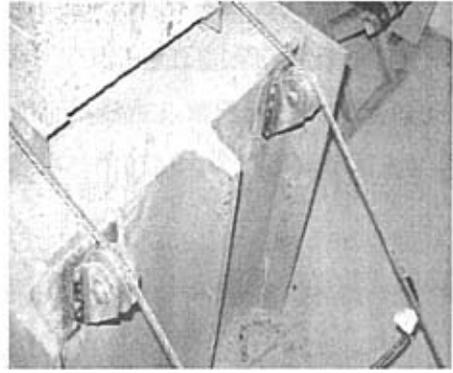


图 3.6 散索鞍  
Fig. 3.6 Splay saddle

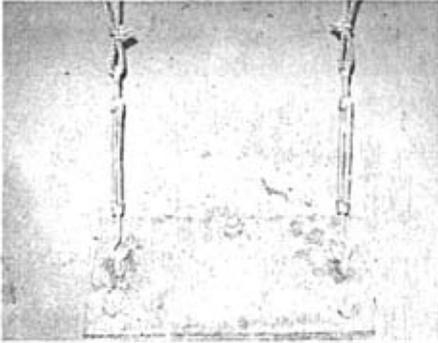


图 3.7 主缆锚固  
Fig. 3.7 Cable anchorage

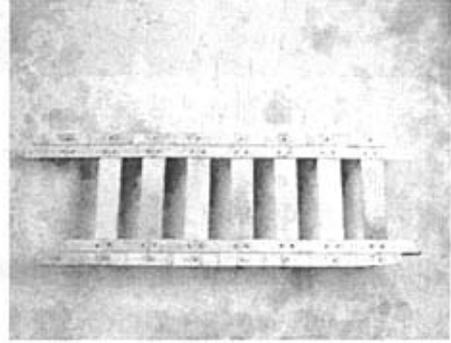


图 3.8 加劲梁拼装图  
Fig. 3.8 Segmental continuous girder



图 3.9 吊索局部图  
Fig. 3.9 Parts of hangers

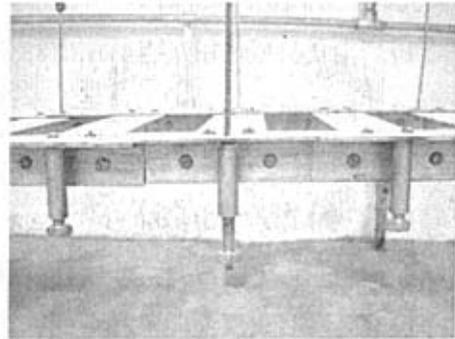


图 3.10 主梁与吊索的连接  
Fig. 3.10 joints of girder and hanger

按相似比 1:100 建立起来的模型悬索桥的质量远远达不到原桥重量的 1/100,考虑到成本及试验的可行性,采用了高密度的耐火砖对加劲梁进行配重。在加劲梁上加铺两层密度较大的耐火砖进行配重,重量增至加劲梁的 8.37 倍,即模型配重至虚拟原桥的 1/11.9,并将这个模型作为本试验的基准悬索桥模型(见图 3.11)。

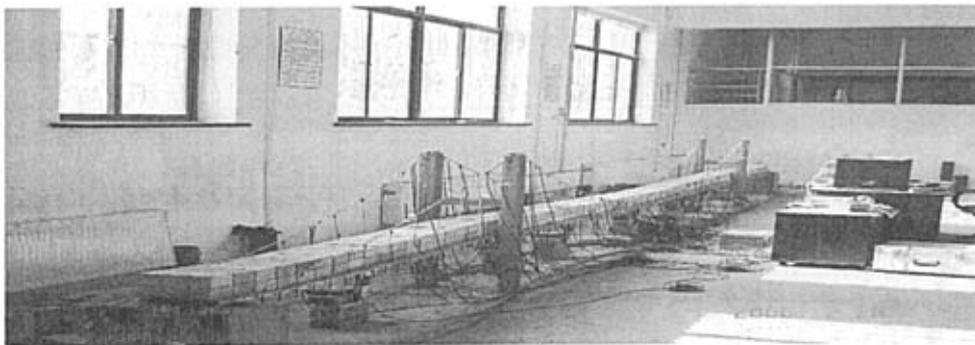


图 3.11 配重状态下的模型悬索桥

Fig. 3.11 Integral suspension model after balance weight

### 3.2 悬索桥有限元模型的建立

悬索桥有限元模型是数值模拟分析的基础,它的精度与准确性直接影响着数值分析的结果,为此要合理的选取单元建立高精度的三维悬索桥有限元模型。本文采用 ANSYS 来建立空间有限元模型。ANSYS 软件是融合结构、热、流体、电磁、声学于一体的大型通用有限元分析软件,被广泛的应用于土木工程、地质矿产、汽车交通等领域。

#### 3.2.1 单元的性质及选择

悬索桥的主梁、桥塔均采用 Beam188 单元。Beam188 单元是三维线性(2 节点)或者二次梁单元。每个节点有六个或者七个自由度,该单元基于铁木辛哥梁结构理论,并考虑了剪切变形的影响,适用于分析从细长到中等粗短的梁结构,并且适合悬索桥这样的柔性结构的非线性大应变问题

悬索桥的吊索、主缆采用三维杆单元 Link10,该单元在每个单元节点上有三个平动自由度,没有转动自由度,即单元不可承受弯矩。该单元仅受拉或者受压。选用仅受拉选项时,如单元受压,刚度消失,适合模拟缆索的松弛和缆索静力分析。悬索桥的缆索

受较大初拉力作用，刚度直接取决于拉力的大小，具有明显的应力刚化特性，Link10 单元的应力刚化选项可以很好的模拟这种特性。

### 3.2.2 单元划分及边界条件的模拟

加劲梁的主纵梁(以下简称为主梁)为等截面T型梁，采用BEAM188单元，每一横梁节点间视为一个主纵梁单元，每侧主纵梁共100个单元，101个节点，节点编号从左至右为A1(B1)至A101(B101)(A、B分别为悬索桥的内侧与外侧)；横梁为等截面矩形梁，采用BEAM188单元，每一根横梁视为一个单元，共100个单元；桥塔结构为等截面工字型梁，亦采用BEAM188单元，塔上横梁间距视为一个单元；主缆和吊索均采用三维杆单元LINK10，每根吊索视为一个单元，每根吊索之间的主缆缆段为一个单元。两侧索面中每侧索面由49根吊索组成，编号分别取为A1(或B1)至A49(或B49)，全桥共98根吊索，108根主缆缆段。模型见图3.12，模型总节点数为648，单元总数为528。

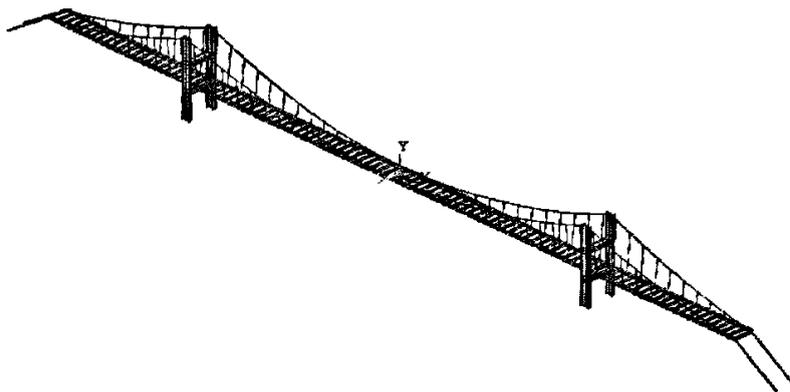


图3.12 全桥轴侧图

Fig. 3.12 ortho-axial side view of the model

在ANSYS分析中，边界条件的模拟也是很重要的，这直接关系着有限元的求解过程，边界条件处理不当有可能导致求解不收敛等问题。边界条件如下：

- (1) 塔与地面、主缆与地面的连接采用固接。
- (2) 主缆在主塔上X方向可自由滑动，Y、Z方向耦合。
- (3) 加劲梁在左侧与桥台的连接为固定铰支，在右侧为活动铰支座。

(4) 对于主缆端的转索滑轮支座，直接将索端节点约束竖向平动自由度，因设有横向限位，也约束了其横向平动自由度。

### 3.3 主梁损伤时各个指标识别效果

损伤工况是根据工程经验选取的，在结构常见的损伤部位来模拟损伤，考虑到本悬索桥结构的对称性，假定损伤位置主要集中在主梁的内侧（A侧）。以降低弹性模量（以下简称弹模）来模拟结构的损伤，主梁损伤时的具体工况见表 3.3。

表 3.3 主梁的损伤工况

Tab.3.3 damage cases in girder

损伤工况	损伤单元	位置描述	弹模降低量
1	10	边跨跨中	30%
2	20	桥塔处	30%
3	36	主跨 1/4	30%
4	50	主跨跨中	30%
5	36	主跨 1/4	10%
6	36	主跨 1/4	50%
7	36	主跨 1/4	70%
8	10、50	边跨跨中与主跨跨中	30%
9	10、90	两侧边跨跨中	30%
10	35、50	主跨 1/4 与主跨跨中	30%
11	35、65	主跨 1/4 与主跨 3/4	30%

在主梁损伤时，所选取的识别指标为频率变化比指标、模态曲率差指标和静态应变差指标。一般来说，低阶的结构模态参数即可以进行较为准确的损伤判断，所以在计算频率变化比指标时，选取的频率为有限元分析中的前六阶频率，分别是竖弯振型的前 4 阶频率( $\omega_1$ 、 $\omega_2$ 、 $\omega_4$ 、 $\omega_6$ )和扭转振型的前 2 阶频率( $\omega_3$ 、 $\omega_5$ )；在计算模态曲率差指标时，由于只考虑悬索桥主梁以竖向振动为主的振型，所以只选取 A 侧主梁的前 4 阶竖弯模态振型进行分析。

#### 3.3.1 频率变化比指标对主梁损伤的识别效果

“某两阶频率改变量的比值仅是损伤位置的函数”这一结论是有前提的，即结构发生的损伤为轻微损伤，这样才能使得进行结构摄动分析时二阶以上的量可忽略不计。换句话说该结论实质上是一个近似结论，因此有必要了解频率改变比指标与结构损伤程度的相关性。

由于结构的损伤是通过材料弹性模量的降低来模拟的，即令  $E_d = E \times (1 - \alpha)$ ，其中  $\alpha$  为弹模降低量。分别令  $\alpha = 10\%、30\%、50\%、70\%、90\%、100\%$ ，假设单元 36 发生损伤，以  $\omega_6$  为基数，得到不同的损伤程度下频率改变比。由图 3.6 可以看出当结构未完全损伤时，不同损伤程度时大部分结构的频率变化比的变化并不大。而结构构件完全损伤的情况在损伤工况中是很少见的，可见可以利用频率改变比曲线来识别构件的损伤。

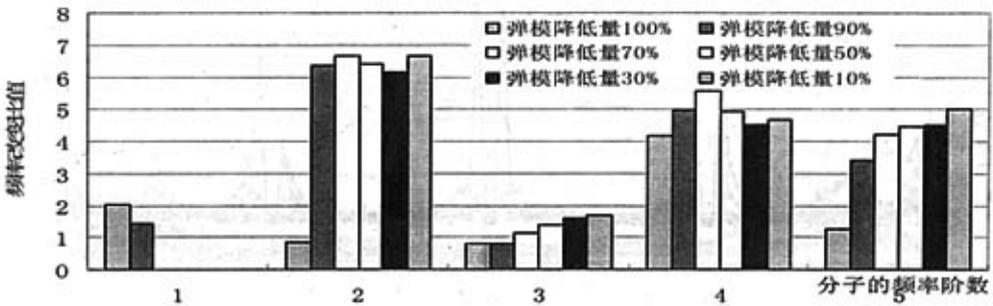


图 3.6 单元 36 在不同损伤程度时的频率变化比值

Fig. 3.6 Frequency changes ratio of element 36 in different damage cases

由于损伤识别时并不知道损伤的程度，因此较为合理的标准频率变化比曲线应该是不同损伤程度下各种损伤工况的综合，也就是取平均值或者损伤程度居中时工况的频率变化比曲线。由于选取均值时工作量非常大，所以只选取  $\alpha = 0.3$  时的频率变化比曲线为标准频率变化比曲线，此时的频率变化比值接近均值。

频率变化比指标中作为基数的频率的选择是很重要的，在选择时应尽量选择单调性小的频率作为基数，以免实测频率变化比值与标准频率变化比曲线的交点过多。以不同阶频率做基数的频率变化比曲线见图 3.7—3.12。由图可见以  $\omega_6$  作为基数的标准频率变化比曲线相对其他基数要好一些，为此本文选用以  $\omega_6$  作为基数的频率变化比曲线作为损伤识别时的标准频率变化比曲线。

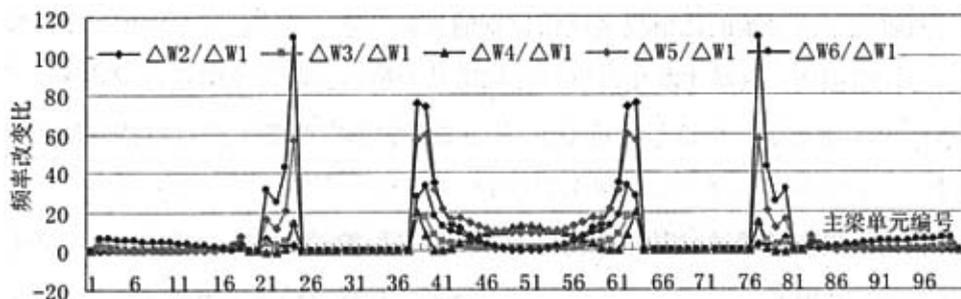


图 3.7 以  $\omega_1$  为基数的频率变化比曲线

Fig. 3.7 Frequency changes ratio curve when  $\omega_1$  as divisor

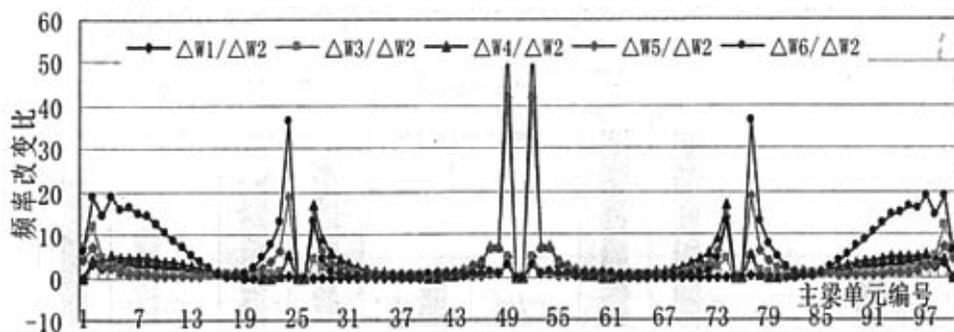


图 3.8 以  $\omega_2$  基数的频率变化比曲线

Fig. 3.8 Frequency changes ratio curve when  $\omega_2$  as divisor

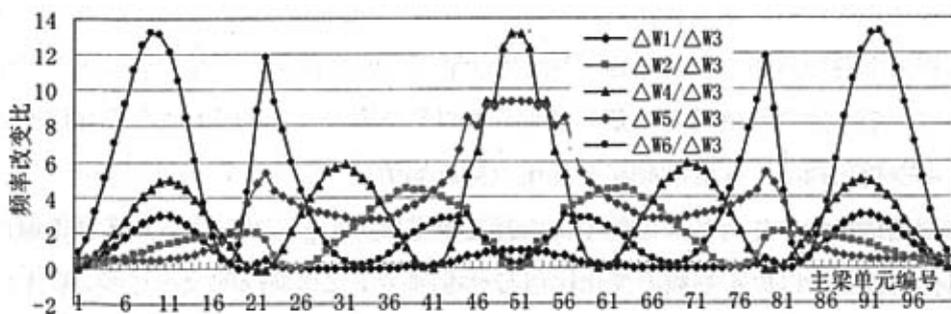


图 3.9 以  $\omega_3$  基数的频率变化比曲线

Fig. 3.9 Frequency changes ratio curve when  $\omega_3$  as divisor

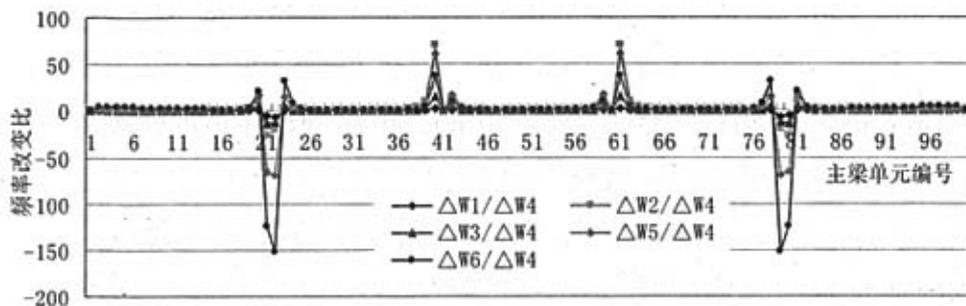


图 3.10 以  $\omega_4$  基数的频率变化比曲线

Fig. 3.10 Frequency changes ratio curve when  $\omega_4$  as divisor

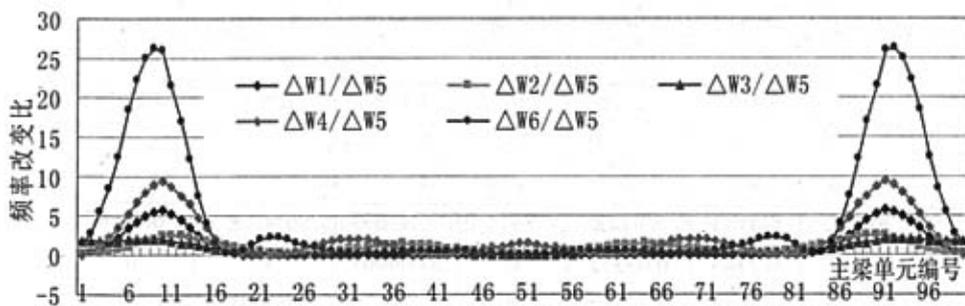


图 3.11 以  $\omega_5$  基数的频率变化比曲线

Fig. 3.11 Frequency changes ratio curve when  $\omega_5$  as divisor

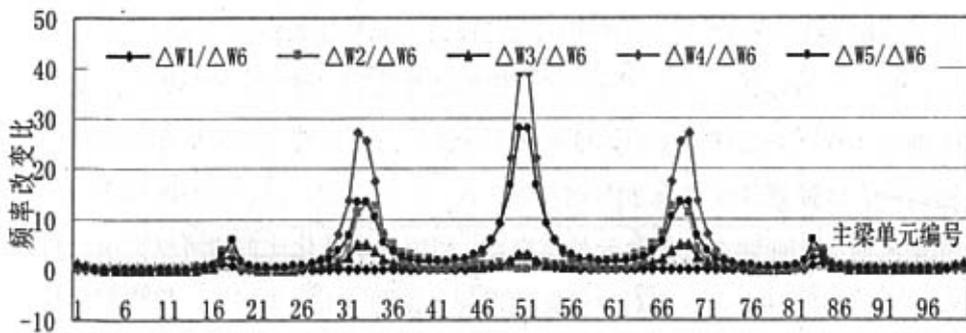


图 3.12 以  $\omega_6$  基数的频率变化比曲线

Fig. 3.12 Frequency changes ratio curve when  $\omega_6$  as divisor

由图 3.12 的标准频率变化比曲线可以看出 $\omega_1$ 对结构损伤的敏感性较低, 频率几乎没有改变,  $\Delta\omega_1/\Delta\omega_0$ 曲线接近水平线; 除了 $\Delta\omega_1/\Delta\omega_0$ 外其余各个频率变化比在靠近桥塔处(单元 19)、主跨 1/4 处(单元 35)、主跨跨中(单元 50)和主跨 3/4(单元 65)处出现峰值, 其中主跨跨中处主梁的损伤对频率变化比的影响最大。由此可知可知频率变化比不但与损伤位置有关, 还与所选取的频率有关, 当损伤位置位于作为除数的那阶频率的变化值低值区域时, 频率变化比数值相对较大, 频率变化比指标对该位置的损伤敏感性较强。

表 3.4 单损伤工况时的频率变化比值

Tab.3.4 Frequency changes ratio in single damage cases

	损伤前	工况 1	工况 2	工况 3	工况 4	工况 5	工况 6	工况 7
$\omega_1$	3.2236	3.2187	3.2234	3.2236	3.2225	3.2236	3.2236	3.2235
$\omega_2$	3.3093	3.307	3.3061	3.3019	3.309	3.3073	3.2927	3.2733
$\omega_3$	4.5642	4.5624	4.5626	4.5623	4.5632	4.5637	4.5606	4.5581
$\omega_4$	5.7171	5.709	5.7164	5.7117	5.7049	5.7157	5.7043	5.6872
$\omega_5$	5.869	5.8679	5.8637	5.8636	5.8603	5.8675	5.8574	5.8463
$\omega_6$	6.4172	6.3963	6.4112	6.416	6.4169	6.4169	6.4146	6.4118
$\Delta\omega_1/\Delta\omega_6$		0.2344	0.03333	0	3.666667	0	0	0.018519
$\Delta\omega_2/\Delta\omega_6$		0.11	0.53333	6.1667	1	6.666667	6.384615	6.666667
$\Delta\omega_3/\Delta\omega_6$		0.0861	0.26667	1.5833	3.333333	1.666667	1.384615	1.12963
$\Delta\omega_4/\Delta\omega_6$		0.3876	0.11667	4.5	40.66667	4.666667	4.923077	5.537037
$\Delta\omega_5/\Delta\omega_6$		0.0526	0.88333	4.5	29	5	4.461538	4.203704

建立了标准频率改变比曲线后便可以通过损伤工况验证其识别效果。通过 ANSYS 数值模拟得到损伤前后的频率值, 进而计算出频率变化比, 将频率变化比带入到标准频率变化比曲线中得到两曲线的交点。单损伤工况中, 当损伤程度与标准频率变化比曲线的程度相同时, 即弹模降低量为 30%时, 如工况一、二、三、四, 实测的频率变化比曲线与标准频率变化比曲线在损伤单元处有交点, 利用频率变化比曲线可以准确的将损伤单元识别出来, 但同时也有着对称位置的误判(见图 3.13-3.16); 损伤程度与标准频率变化比曲线不同时, 工况五、六、七, 由于频率变化比变化不大, 频率变化比还是将损伤区域定位在单元 36 附近(见图 3.17-3.19)。此可见标准频率改变比曲线对于单

损伤的识别效果时很理想的，能够识别处不同损伤程度不同位置的损伤。

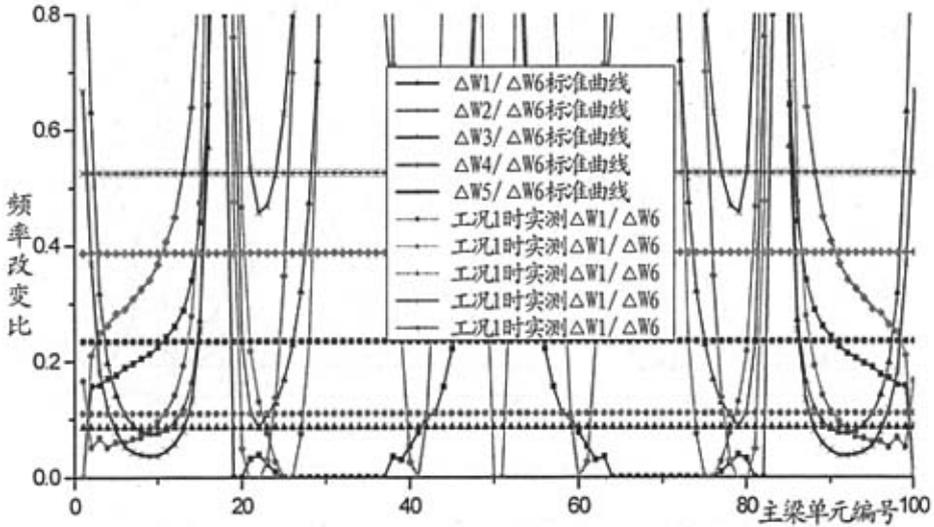


图3.13 工况一时频率变化比的识别效果

Fig. 3.13 damage detection by frequency changes ratio index in case 1

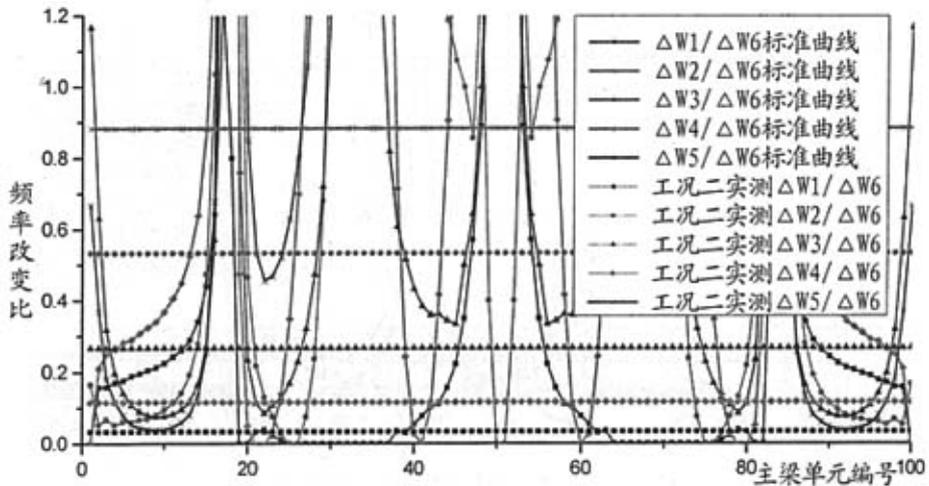


图3.14 工况二时频率变化比的识别效果

Fig. 3.14 damage detection by frequency changes ratio index in case 2

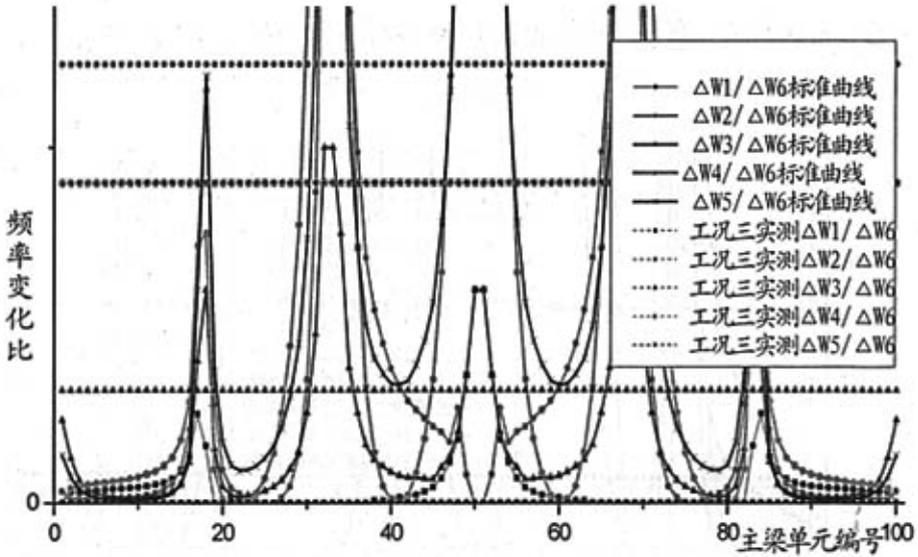


图3.15 工况三时频率变化比的识别效果

Fig. 3.15 damage detection by frequency changes ratio index under in 3

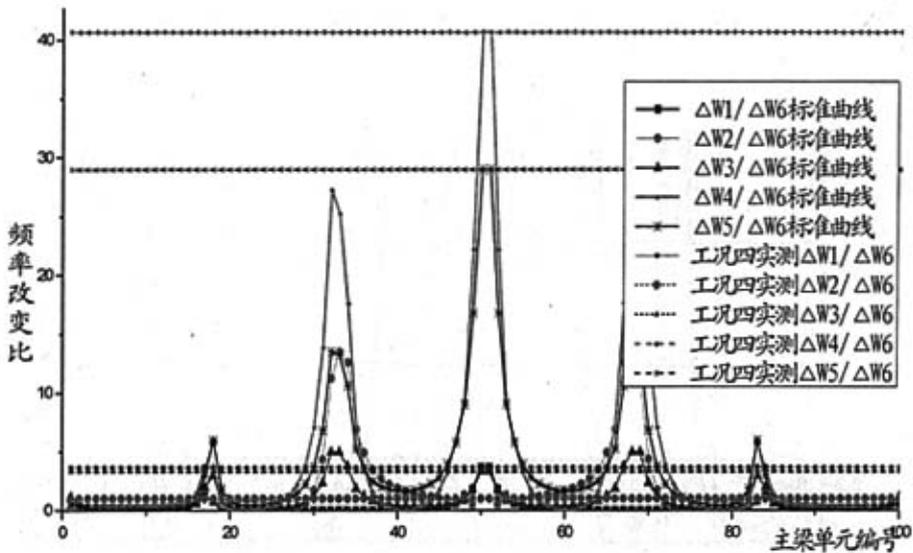


图 3.16 工况四时频率变化比的识别效果

Fig. 3.16 damage detection by frequency changes ratio index in case 4

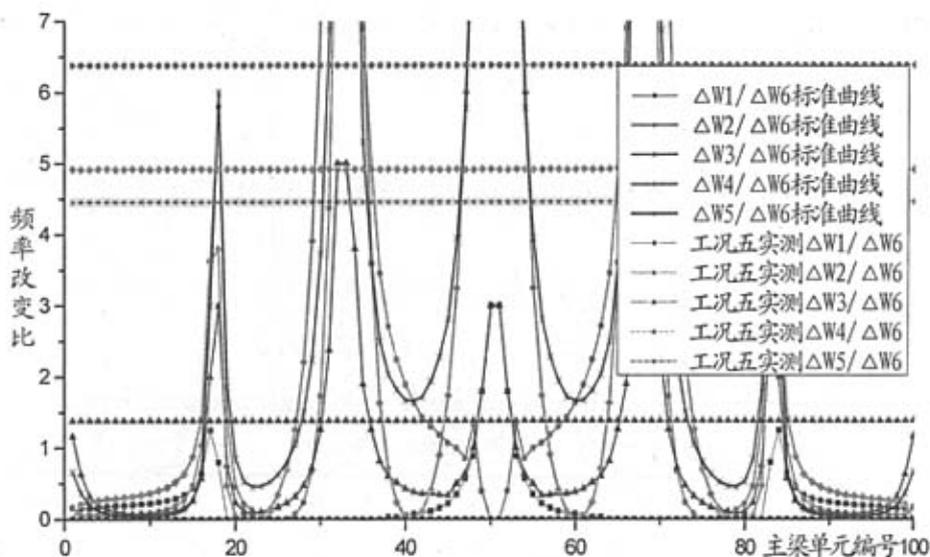


图 3.17 工况五时频率变化比的识别效果

Fig. 3.17 damage detection by frequency changes ratio index in case 5

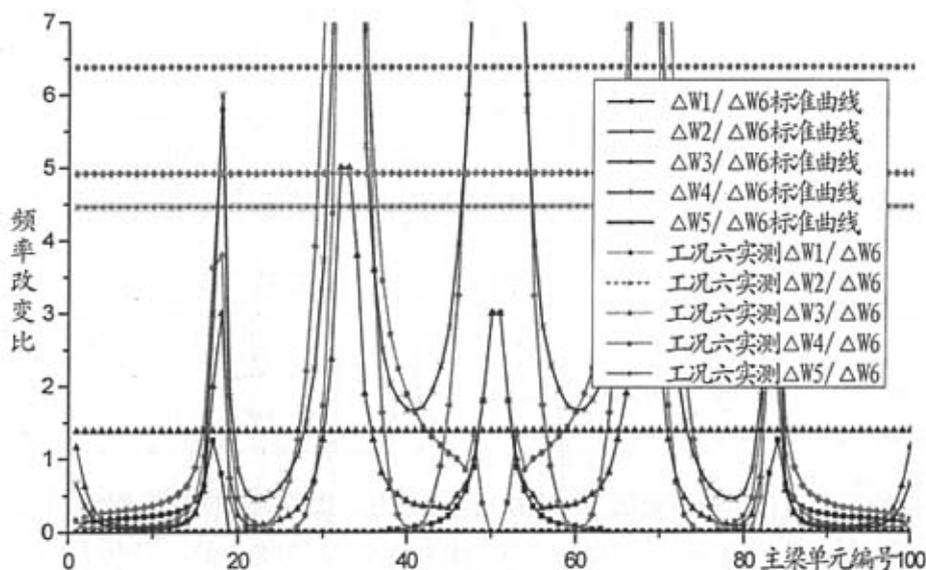


图 3.18 工况六频率变化比的识别效果

Fig. 3.18 damage detection by frequency changes ratio index in case 6

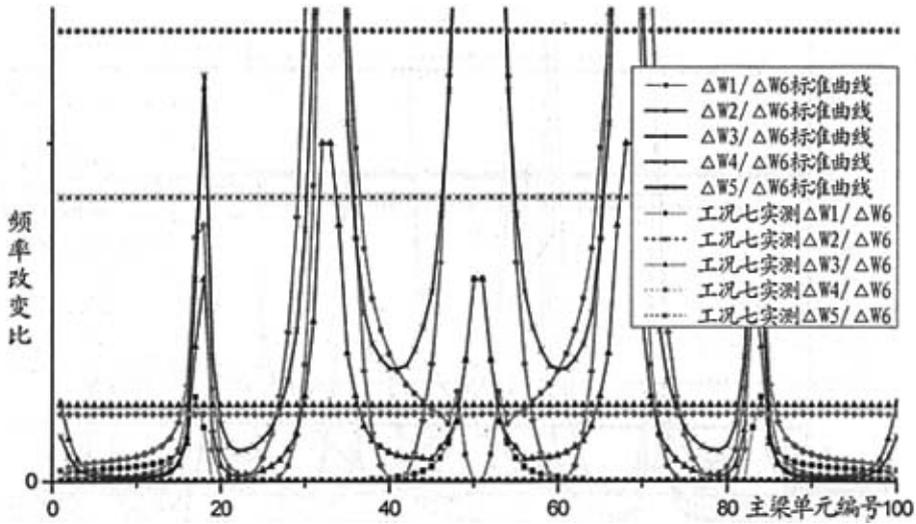


图 3.19 工况七时频率变化比的识别效果  
Fig. 3.19 damage detection by frequency changes ratio index in case 6

表 3.5 单损伤时标准频率改变比曲线的识别效果  
Tab.3.5 results of damage detection by frequency changes ratio index in single damage cases

	实测值与标准频率改变比曲线的交点						
	工况 1	工况 2	工况 3	工况 4	工况 5	工况 6	工况 7
$\Delta \omega_1 / \Delta \omega_6$	10、90	20、80	多个	50	多个	多个	无
$\Delta \omega_2 / \Delta \omega_6$	10、90	20、80	35、65	50	35、36 之间 65、66 之间	35、36 之间 65、66 之间	35、36 之间 65、66 之间
$\Delta \omega_3 / \Delta \omega_6$	10、90	20、80	35、65	50	35、36 之间 65、66 之间	34、35 之间 64、65 之间	34、35 之间 64、65 之间
$\Delta \omega_4 / \Delta \omega_6$	10、90	20、80	35、65	50	35、36 之间 65、66 之间	35、36 之间 65、66 之间	35、36 之间 65、66 之间
$\Delta \omega_5 / \Delta \omega_6$	10、90	20、80	35、65	50	35、36 之间 65、66 之间	35、36 之间 65、66 之间	35、36 之间 65、66 之间

虽然频率变化比指标无法识别多损伤,但也有必要考虑该标准频率变化比曲线对多损伤的适用性。当主梁发生多处损伤时,频率改变比结果见表3.6。比较表3.4与表3.6可知,多损伤中若有一处损伤发生在边跨,那么各阶频率变化比的数值就与该点单损伤时的数值相近,这时运用频率变化比指标只能大致识别出边跨位置的损伤而漏掉主跨处的损

伤;若两处损伤都发生在主跨,频率变化比数值则在主跨两处损伤的数值之间,此时无法正确的识别出损伤;单损伤时频率变化比指标对于损伤位置的敏感性在多损伤情况下同样显现,主跨损伤对频率变化比的影响要比边跨大的多。但也有特殊情况,如单元33和67同时损伤时,频率 $\omega_1$ 、 $\omega_3$ 不降反升,频率变化比 $\Delta\omega_1/\Delta\omega_6$ 和 $\Delta\omega_3/\Delta\omega_6$ 出现负值,但这并不影响整体的变化趋势。因此利用标准频率变化比曲线并不是所有的多损伤均不能识别,当损伤均发生在边跨时标准频率变化比曲线时可以定位的,但总体效果不理想,所以利用标准频率变化比曲线识别多损伤还是存在着一定局限性的。

表 3.6 多损伤工况时的频率改变比值  
Tab.3.6 Frequency changes ratio in double damage cases

损伤工况	$\omega_1$	$\omega_2$	$\omega_3$	$\omega_4$	$\omega_5$	$\omega_6$
损伤前	3.2236	3.3093	4.5642	5.7171	5.869	6.4172
工况 8	3.2178	3.3071	4.5616	5.6972	5.8585	6.3964
工况 9	3.2178	3.3071	4.5616	5.6972	5.8585	6.3964
工况 10	3.2225	3.3036	4.5612	5.6947	5.855	6.4169
工况 11	3.2274	3.3036	4.567	5.7073	5.8633	6.4167
	$\Delta\omega_1/\Delta\omega_6$	$\Delta\omega_2/\Delta\omega_6$	$\Delta\omega_3/\Delta\omega_6$	$\Delta\omega_4/\Delta\omega_6$	$\Delta\omega_5/\Delta\omega_6$	
工况 8	0.2788	0.1058	0.125	0.9567	0.4567	
工况 9	0.2788	0.1058	0.125	0.9567	0.4567	
工况 10	3.667	19	70	74.6667	46.6667	
工况 11	-7.6	11.4	-5.6	19.6	11.4	

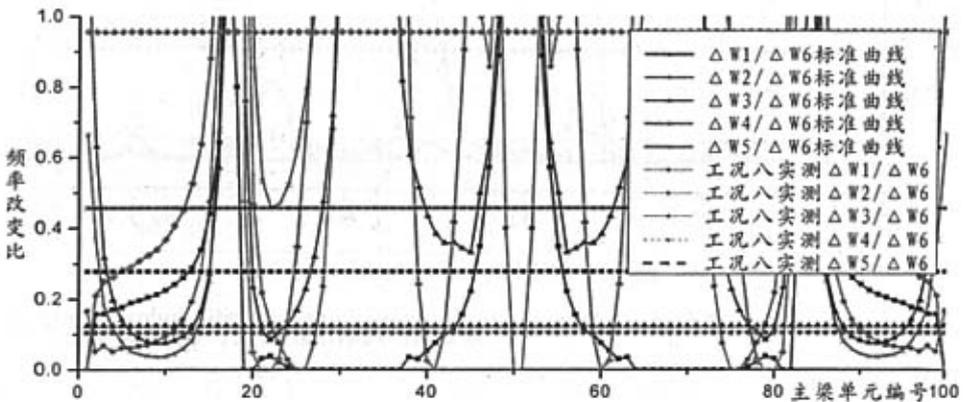


图 3.20 工况八时频率变化比的识别效果  
Fig. 3.20 damage detection by frequency changes ratio index in case 8

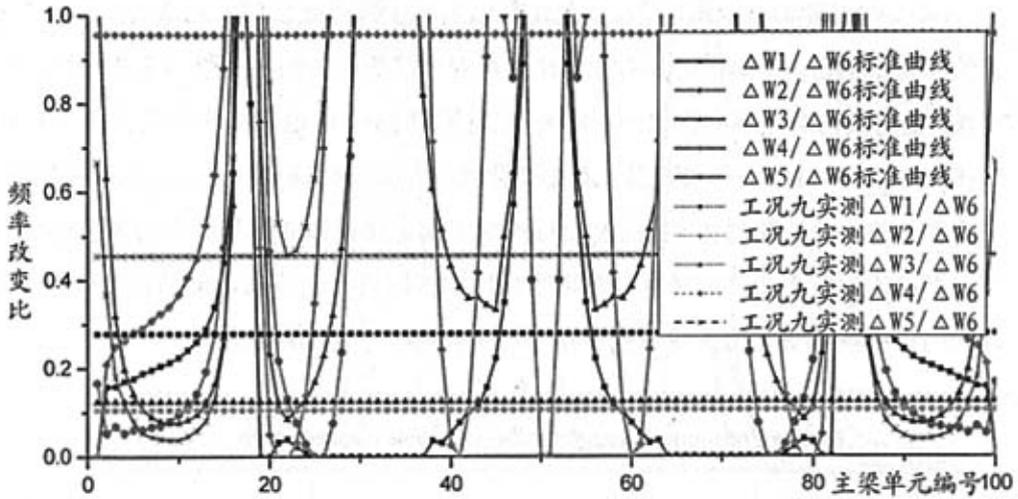


图 3.21 工况九时频率变化比的识别效果

Fig. 3.21 damage detection by frequency changes ratio index in case 9

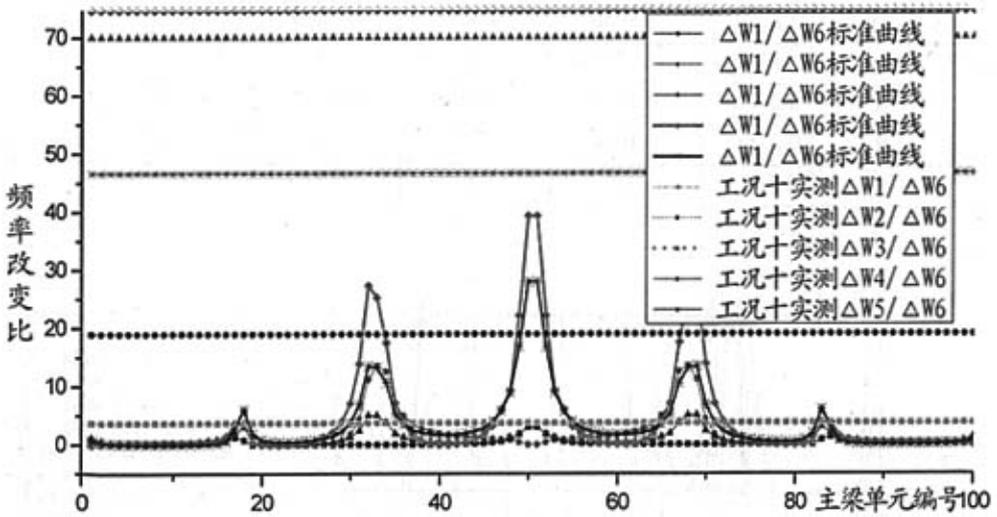


图 3.22 工况十时频率变化比的识别效果

Fig. 3.22 damage detection by frequency changes ratio index in case 10

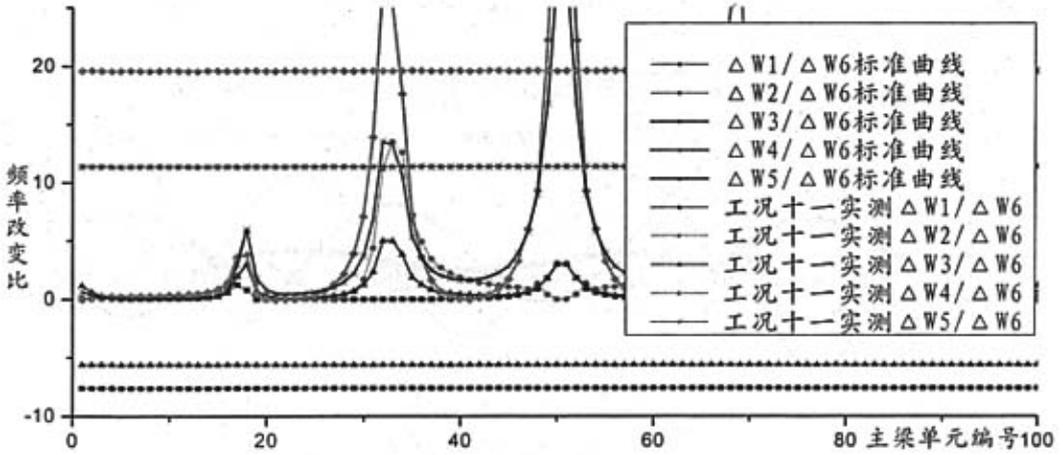


图 3.21 工况十一时频率变化比的识别效果

Fig. 3.21 damage detection by frequency changes ratio index in case 11

表 3.7 多损伤时标准频率改变比曲线的识别效果

Tab.3.5 results of damage detection by frequency changes ratio index in double damage cases

	实测值与标准频率改变比曲线的交点			
	工况 7	工况 8	工况 9	工况 11
$\Delta \omega 1 / \Delta \omega 6$	12、13 之间 87、88 之间	12、13 之间 87、88 之间	无	无
$\Delta \omega 2 / \Delta \omega 6$	10、11 之间 89、90 之间	10、11 之间 89、90 之间	无	无
$\Delta \omega 3 / \Delta \omega 6$	13、14 之间 86、87 之间	13、14 之间 86、87 之间	无	无
$\Delta \omega 4 / \Delta \omega 6$	15、16 之间 84、85 之间	15、16 之间 84、85 之间	无	无
$\Delta \omega 5 / \Delta \omega 6$	15、16 之间 84、85 之间	15、16 之间 84、85 之间	无	无

### 3.3.2 模态曲率差指标对主梁损伤的识别效果

若直梁上某一单元发生了损伤,该单元的两个节点的模态曲率差会发生突变,因此只需根据各节点沿轴线方向的模态曲率差曲线就可以对损伤进行定位。由每个节点的模态

位移进行两次差分得到模态曲率，完好状态时的模态曲率图见图 3.22。各个工况的模态曲率差见图 3.23—3.26。

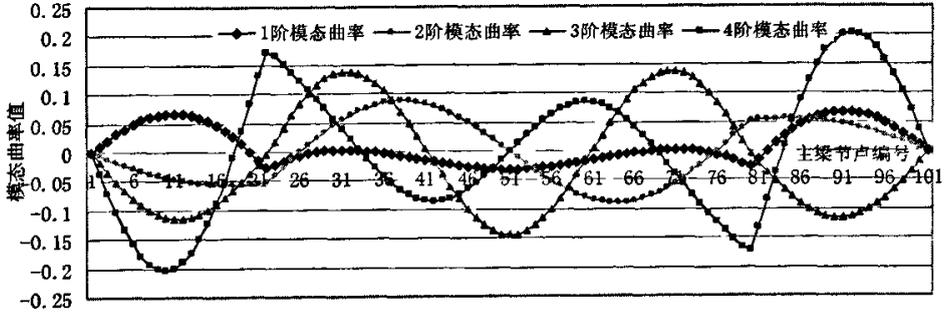


图 3.22 完好状态时模态曲率图

Fig. 3.22 modal curvature curve of girder in healthy state

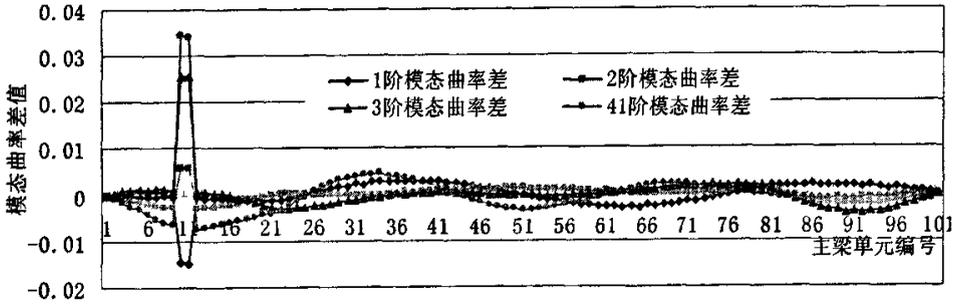


图3.23 工况一时的模态曲率差图

Fig. 3.23 modal curvature difference curve of girder in case 1

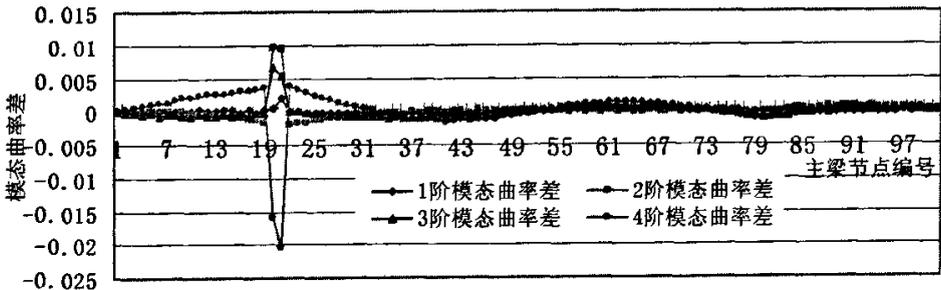


图3.24 工况二时的模态曲率差图

Fig. 3.24 modal curvature difference curve of girder in case 2

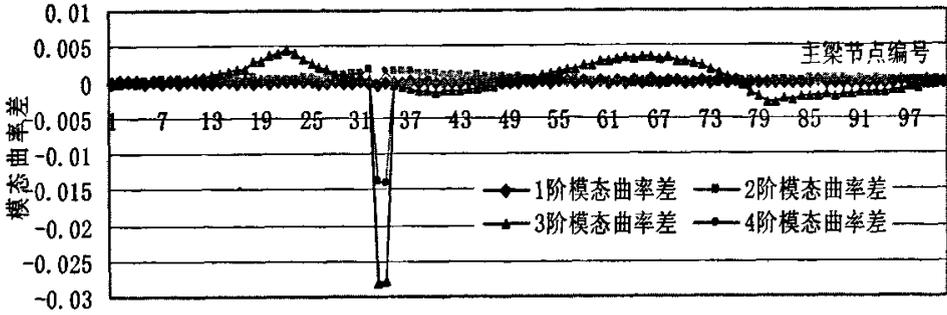


图3.25 工况三时的模态曲率差图

Fig. 3.25 modal curvature difference curve of girder in case 3

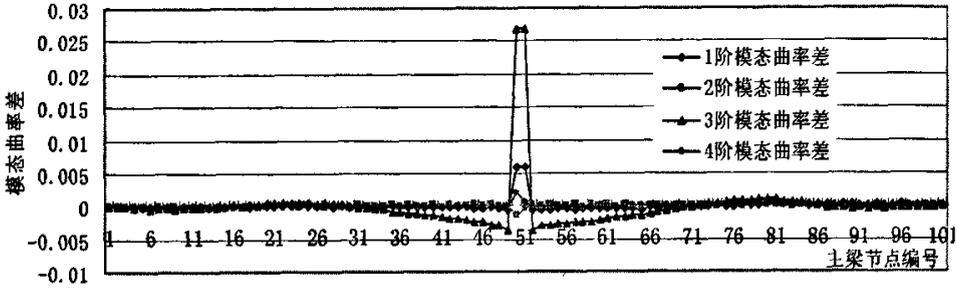


图3.26 工况四时的模态曲率差图

Fig. 3.26 modal curvature difference curve of girder in case 4

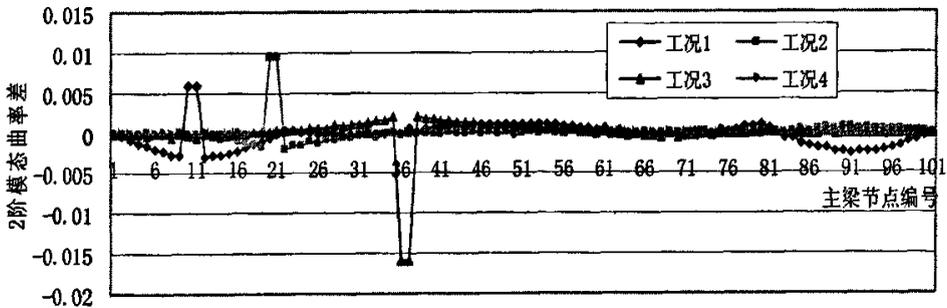


图 3.27 单损伤时 2 阶的模态曲率差图

Fig. 3.27 2' modal curvature difference curve of girder in single damage cases

由图 3.23—3.26 可以看出，模态曲率差指标表现出明显的局部特性，即损伤单元处的模态曲率差远远大于未损伤处的，各阶模态曲率差曲线在损伤处出现尖峰。在相同的

损伤情况下, 模态曲率差值的大小与该处模态曲率本身的数值相关,原模态曲率值越大, 变化值就越大, 在模态曲率差曲线上形成的峰值也越大, 反之亦然。所以各阶模态曲率差指标对不同位置损伤的识别效果是有差异的, 其数值与损伤所处的位置和所选取的模态曲率差振型相关。在相同的损伤程度下, 损伤位置越靠近模态曲率差振型曲线的峰值, 该阶模态曲率差的数值就越大, 曲线的突起程度也就越高。

比较图 3.22 与图 3.27 可以明显的看出此特点。工况三中单元 35 两侧的节点 35、36 接近 2 阶模态曲率曲线的峰值, 此处损伤时模态曲率差曲线突起程度较高, 对此位置损伤的灵敏度也较高; 工况四中单元 50 两侧的节点 50、51(损伤处) 位于 2 阶模态曲率曲线的零值点处, 此时 2 阶模态曲率差曲线在 50、51 节点处并没有突起, 无法检测到此处的损伤。由此可见各阶模态曲率差指标对于位于该阶模态曲率零值点处的损伤时不敏感。因此在实际检测工程中, 应同时测取多阶模态曲率, 参考多阶模态曲率差的识别效果来进行定位。由图 3.23—3.26 可以看出竖弯振型的前四阶模态曲率的信息互补性很好, 模态曲率差指标能够准确的进行损伤的定位,不会出现漏判和误判。

提取工况三、五、六、七时损伤单元 36 两侧节点 36、37 的模态曲率差值, 绘制表格 3.8。由表 3.8 可知随着损伤程度的增大, 损伤前后的模态曲率差也增大, 差值量随损伤程度呈非线性增长, 即模态曲率差指标对大损伤量更为敏感。由此可见模态曲率差数值可以定性地标定损伤的程度, 度量不同损伤程度的相对大小。但由于损伤程度与模态曲率差指标之间的复杂关系, 目前尚无法定量的标定损伤处的绝对损伤程度。

表 3.8 单元 37 损伤时两侧节点在不同损伤程度下的模态曲率差数值

Tab.3.8 modal curvature difference value of element 37 in different damage cases

模态曲率差的阶数	工况 5		工况 3		工况 6		工况 7	
	节点 36	节点 37	节点 36	节点 37	节点 36	节点 37	节点 36	节点 37
1 阶	0.0002	0.0004	0.0011	0.0013	0.003	0.0033	0.0091	0.0099
2 阶	-0.0043	-0.0042	-0.016	-0.0159	-0.036	-0.0358	-0.0774	-0.0778
3 阶	-0.0056	-0.0055	-0.022	-0.021	-0.0514	-0.0484	-0.1164	-0.1091
4 阶	0.0022	0.0021	0.0075	0.0162	0.0162	0.0188	-0.2628	-0.2522

在实际桥梁在营运过程中有可能多根主梁同时产生损伤而失效,因此还分析了多个主梁同时发生损伤的情况(工况八、九、十、十一),各个工况的模态曲率差图见图 3.28~3.31。

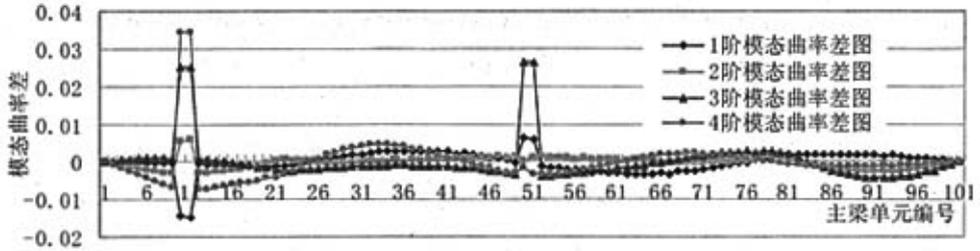


图 3.28 工况八时的模态曲率差图

Fig. 3.28 modal curvature difference curve of girder in case 8

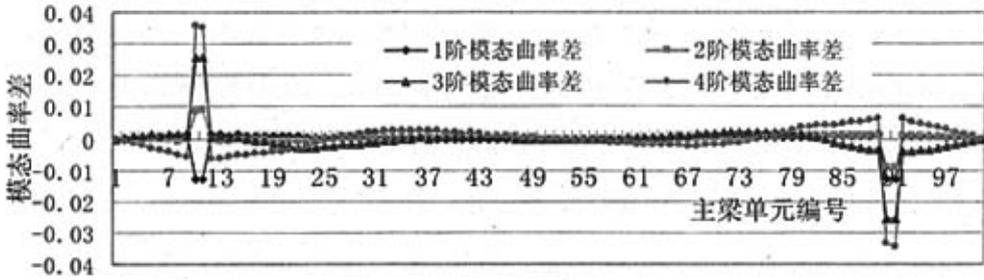


图 3.29 工况九时的模态曲率差图

Fig. 3.29 modal curvature difference curve of girder in case 9

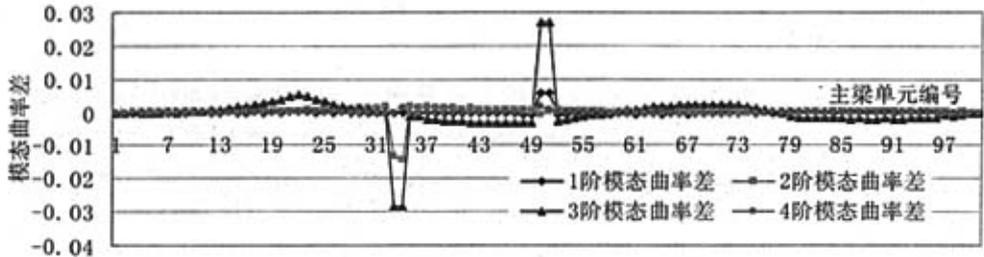


图 3.30 工况十时的模态曲率差图

Fig. 3.30 modal curvature difference curve of girder in case 10

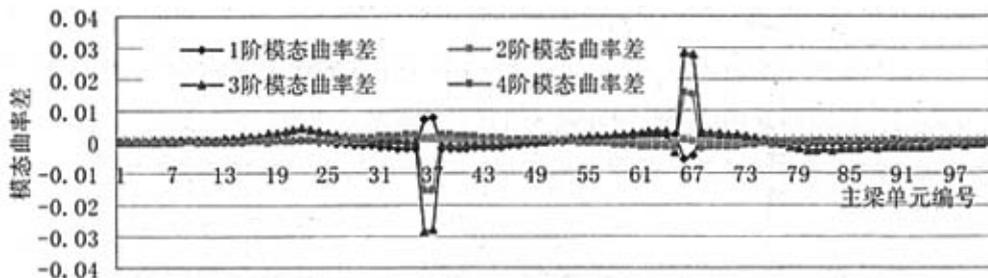


图 3.31 工况十一时的模态曲率差图

Fig. 3.31 modal curvature difference curve of girder in case 11

由图可知在损伤处，模态曲率差曲线出现尖峰，且各处损伤部位之间不相互影响。在相同的损伤程度下，多损伤与单损伤的模态曲率差值是相近的，单损伤时模态曲率差指标对损伤位置的敏感性同样适用于多损伤，也能够很好地标定出多损伤的相对损伤程度。由此可见模态曲率差指标能够很好的识别出多损伤的位置与程度，符合实际检测需要。

### 3.3.3 静态应变差指标对主梁损伤的识别效果

单损伤时各工况的静态应变差曲线见图 3.32。由图可以看出结构损伤以后，刚度降低，损伤处应变的绝对值增大，静态应变差曲线在损伤处出现尖峰，其余地方则比较平缓，静态应变差最大值处即为损伤单元，所以利用静态应变差能够很好地识别结构的局部损伤。

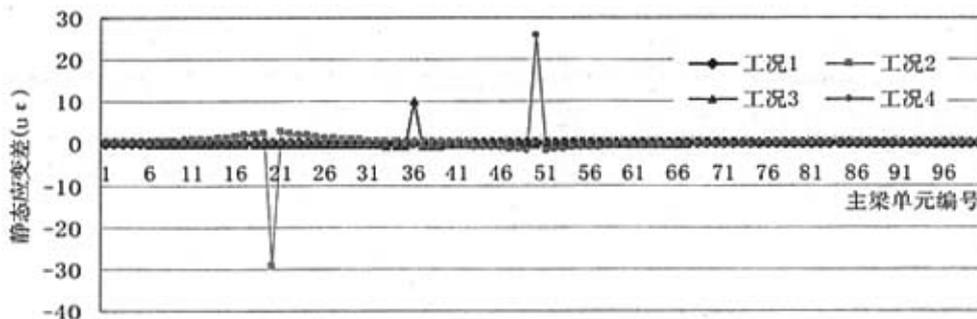


图 3.32 单损伤时的主梁静态应变差图

Fig. 3.32 static strain difference curve of girder in single damage cases

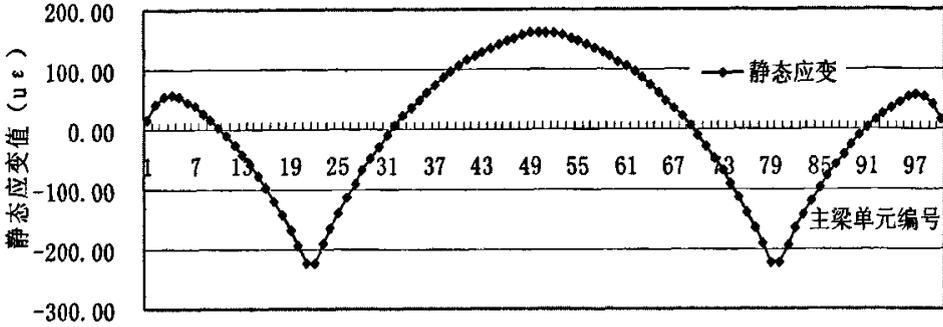


图 3.33 完好状态下主梁静态应变分布图

Fig. 3.33 static strain difference curve of girder in healthy state

静态应变差指标对不同位置损伤的识别效果是不同的。由图 3.22 和图 3.33 可以看出损伤位置越靠近应变分布曲线的峰值，静态应变值的改变量就越大，在静态应变差曲线上形成的峰值也越大，反之亦然。如工况一中单元 10 接近应变分布曲线的零值处，静态应变差曲线在单元 10 处的突起程度就很小，此时单元 10 处的损伤也就无法被识别出来。由此可见静态应变差指标的局限性在于其不能检测静态应变分布曲线零值点处的损伤，因此在实际检测工程中,应尽量避免在这些位置布置测点。

由表 3.9 可以看出静态应变差指标具有明显的局部特性。结构损伤时，除损伤单元处的应变发生较大的变化外其他单元的应变变化量均较小，即使是紧靠近损伤位置的单元，应变的改变量也只有损伤单元的 10%，所以静态应变差指标只能检测到所测测点处的损伤而不能检测到其相邻单元的损伤。在实际检测中，损伤位置是未知的，所以在应用静态应变差指标检测损伤时一般需要与其他全局性损伤识别指标共同使用，在运用全局性识别指标初步确定损伤区域后，再利用静态应变差指标进行具体构件的定位。随着损伤程度的增加，静态应变差值也随之增大，差值量随损伤程度呈非线性增长，同模态曲率差指标一样，静态应变差数值可以定性标定损伤的程度，度量不同损伤程度的相对大小，但无法定量的标定损伤的程度得到损伤处的绝对损伤程度。

表 3.9 不同损伤程度下单元 36 附近的静态应变差

Tab.3.9 static strain difference value of elements around NO.36 in different damage cases

损伤工况	单元静态应变差( $\mu\epsilon$ )				
	34	35	36	37	38
工况 5	-1.35E-07	-1.50E-07	2.64E-06	-1.53E-07	-1.37E-07
工况 3	-5.11E-07	-5.67E-07	9.99E-06	-5.80E-07	-5.18E-07
工况 6	-1.16E-06	-1.28E-06	2.26E-05	-1.31E-06	-1.17E-06
工况 7	-2.51E-06	-2.79E-06	4.91E-05	-2.85E-06	-2.55E-06

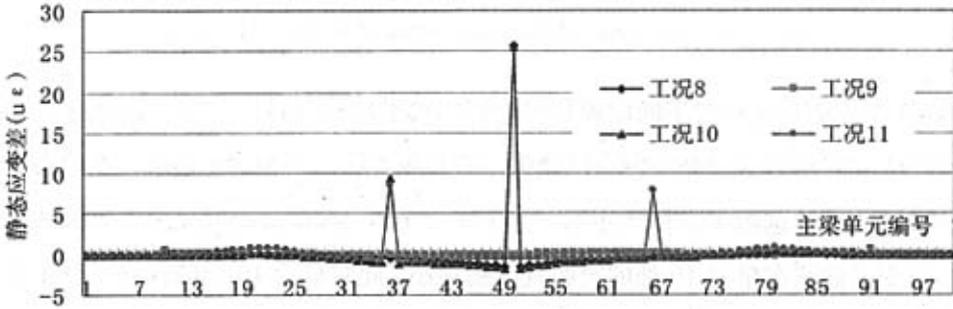


图 3.34 多损伤时主梁的静态应变差图

Fig. 3.32 static strain difference curve of girder in double damage cases

在多损伤工况下（见图 3.34），静态应变差曲线在损伤处出现尖峰，各处损伤部位之间不相互影响。不管是单损伤还是多损伤，只要损伤程度相同，静态应变差指标对每一处损伤的敏感性是一样的，由此可见该指标对多损伤同样具有良好的敏感性，能够很好地标定出多处损伤的相对损伤程度。

### 3.4 吊索损伤时各个指标的识别效果比较分析

考虑的结构对称性，吊索损伤也主要集中在悬索桥的内侧，吊索损伤时的具体工况见表 3.10。

表3.10 吊索损伤时的损伤工况

Tab.3.10 damage cases in hanger

损伤工况	损伤单元	位置描述	弹模降低量
1	5	边跨跨中	30%
2	10	桥塔处	30%
3	18	主跨 1/4	30%
4	25	主跨跨中	30%
5	18	主跨 1/4	10%
6	18	主跨 1/4	50%
7	18	主跨 1/4	70%
8	5、25	边跨跨中与主跨跨中	30%
9	5、45	两侧边跨跨中	30%
10	18、25	主跨 1/4 与主跨跨中	30%
11	18、32	主跨 1/4 与主跨 3/4	30%

### 3.4.1 频率变化比指标对吊索损伤的识别效果

表 3.11 单元 18 损伤时结构的固有频率

Tab.3.11 Frequency of structure when element 18 is damaged

	$\omega_1$	$\omega_2$	$\omega_3$	$\omega_4$	$\omega_5$	$\omega_6$
损伤前	3.2236	3.3093	4.5642	5.7171	5.869	6.4172
A18 弹模降低 10%	3.2236	3.3093	4.5642	5.7171	5.869	6.4172
A18 弹模降低 30%	3.2236	3.3093	4.5642	5.7171	5.869	6.4172
A18 弹模降低 50%	3.2236	3.3093	4.5642	5.7171	5.869	6.4172
A18 弹模降低 70%	3.2236	3.3093	4.5642	5.7171	5.869	6.4172
A18 弹模降低 90%	3.2233	3.3092	4.5639	5.7171	5.869	6.4172
A18 弹模降低 100%	3.2188	3.3089	4.5583	5.7166	5.8687	6.4171

与识别主梁损伤的方法相类似，首先要建立标准频率变化比曲线。选取单元 18(主跨 1/4 处)进行比较分析,将单元弹性模量分别降低 10%、30%、50%、70%、90%和 100%，损伤后结构的固有频率见表 3.11。由表可知当弹模降低量小于 70%时,各阶频率并没有发生变化；当刚度降低量达到 90%时,频率才开始改变；当弹模降低 100%时各阶频率的最大改变量也只有 1.49%。这是由于吊索是一个局部受力构件，它的损伤对结构的整

体频率的影响是极其微小的。所以在这种情况下，弹模降低 100% 时所引起的二阶小项也是可以忽略的，“某两阶频率改变量的比值仅是损伤位置的函数”在此时也是成立的，所以吊索损伤时以弹模降低 100% 时的频率变化比来建立标准频率变化比曲线。

此标准频率变化比曲线是有一定局限性的，它无法识别低损伤程度的损伤。在弹模降低量小于 90% 时，频率不发生变化，作为基数的频率  $\omega_6$  改变量为零，频率变化比公式是无法成立，也就无法识别出损伤的位置，所以标准频率变化比曲线只能识别弹模降低量高于 90% 时的损伤工况。上述的十一个损伤工况中由于弹模降低量均小于 90%，所以标准频率变化比曲线均不能识别出损伤的位置。

### 3.4.2 模态曲率差指标对吊索损伤的识别效果

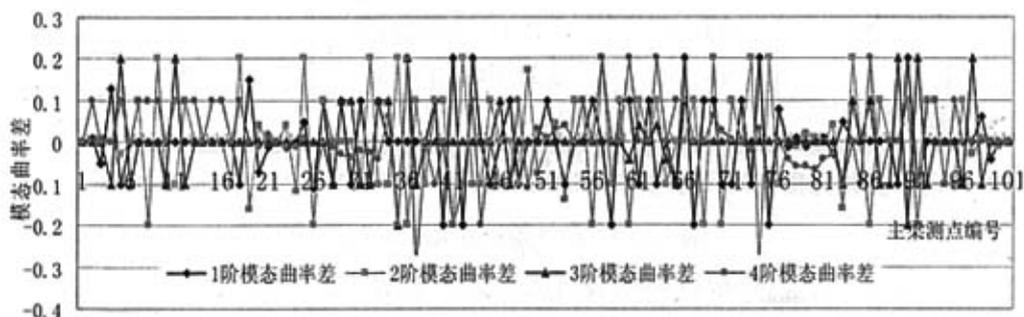


图 3.35 工况四时模态曲率差图

Fig. 3.35 modal curvature difference curve of girder in case 4

模态曲率差指标能够识别出损伤主要时因为主梁的损伤导致刚度的降低，进而引起模态曲率差的变化。吊索损伤时，主梁的刚度并未发生变化，所以无法用模态曲率差指标来识别吊索的损伤。由图 3.35 也可以明确的看出各阶模态曲率差曲线并未在损伤处（节点 50、51）出现尖峰，所以不能用主梁的模态曲率变化来识别确定吊索的位置。

### 3.4.3 静态应变差指标对吊索损伤的识别效果

静态应变差指标对吊索损伤的识别效果与主梁损伤时相似。静态应变差曲线表现为明显的局部特性，在损伤处出现尖峰，其余地方则比较平缓，尖峰的突起程度也和吊索的静态应变分布曲线有关。

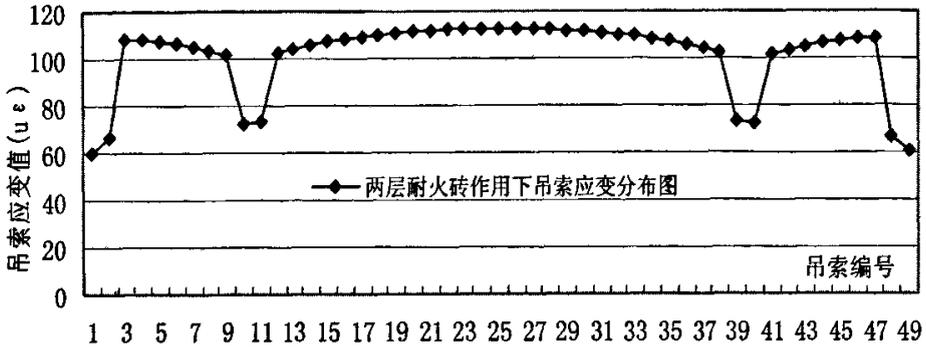


图 3.36 吊索静态应变分布图

Fig. 3.36 static strain difference curve of hanger in healthy state

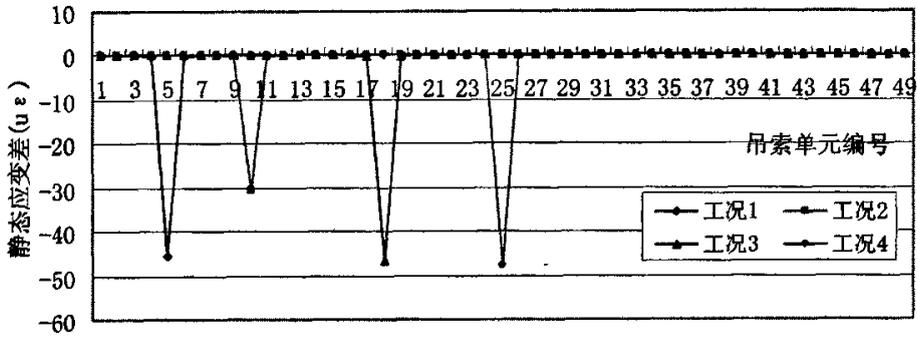


图 3.37 吊索单损伤工况时的静态应变差曲线

Fig. 3.37 static strain difference curve of hanger in single damage cases

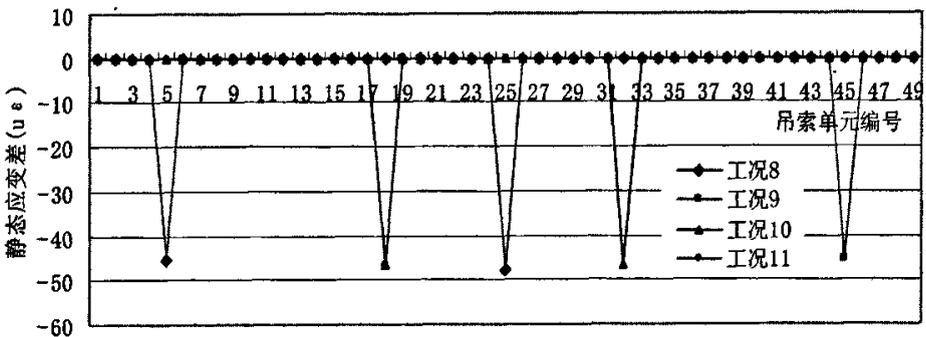


图 3.38 吊索多损伤工况时的静态应变差曲线

Fig. 3.38 static strain difference curve of hanger in double damage cases

由图 3.36 可以看出由于吊索静态应变分布曲线比较平缓,除了在桥塔附近的吊索应变稍小外其他单元应变相近,所以在相同程度的损伤工况下,应变的改变量也是接近的;由于吊索均受拉,不存在着零应变点,也就避免了漏诊的可能,因此相对于主梁损伤静态应变差指标对吊索损伤的识别效果要好的多(见图 3.37)。多损伤时各处损伤部位之间不相互影响(见图 3.38),单损伤时静态应变差对损伤位置的敏感性在多损伤时同样适用,损伤程度相同,静态应变差对每一处损伤的敏感性是一样的,可见静态应变差对吊索多损伤同样具有良好的敏感性,能够很好地标定出多损伤的相对损伤程度。

### 3.5 主缆损伤时各个指标的识别效果比较分析

主缆是悬索桥的生命线,主梁上所受的荷载均通过吊索传递给主缆,因此在设计时主缆具有较大的安全系数,损伤一般发生在锚固区。在数值模拟时也只假设锚固区的单元存在损伤,不考虑其他主缆段的损伤,具体的损伤工况见表3.12。

表3.12 主缆损伤时的损伤工况

Tab.3.12 damage cases in cable

损伤工况	位置描述	弹模降低量
1	A 左锚固区	10%
2	A 左锚固区	30%
3	A 左锚固区	50%
4	A 左锚固区	70%
5	A 左锚固区	90%
6	A 左锚固区	100%
7	A 左锚固区、B 左锚固区	30%
8	A 左锚固区、A 右锚固区	30%
9	A 左锚固区、B 右锚固区	30%

#### 3.5.1 频率变化比指标对主缆损伤的识别效果

各损伤工况的频率改变见表3.13。由表可知在相同的损伤程度下,主缆损伤对结构整体频率的影响要比前两种损伤大的多,频率变化比数值也与主梁、吊索两种损伤相差

很大，不会与前两种损伤工况相混淆，可以利用频率变化比来定位主缆的损伤。

表3.13 主缆损伤时的频率改变比

Tab.3.13 Frequency difference ratio in cable damages

工况	$\omega_1$	$\omega_2$	$\omega_3$	$\omega_4$	$\omega_5$	$\omega_6$
损伤前	3.2236	3.3093	4.5642	5.7171	5.869	6.4172
1	3.219	3.3091	4.5585	5.716	5.8689	6.4171
2	3.2058	3.3088	4.5427	5.7128	5.8686	6.4167
3	3.1825	3.3081	4.5163	5.7076	5.8682	6.4162
4	3.1296	3.3066	4.463	5.6973	5.8671	6.4148
5	2.9052	3.30001	4.3071	5.6666	5.8626	6.4089
6	0.41939	0.42559	0.76703	0.80625	0.92778	0.97706
7	3.1885	3.3083	4.5208	5.7084	5.8683	6.4163
8	3.1881	3.308	4.5225	5.7086	5.8681	6.4161
9	3.1884	3.308	4.5207	5.7081	5.8681	6.4161
	$\Delta \omega_1 / \Delta 6$	$\Delta \omega_2 / \Delta 6$	$\Delta \omega_3 / \Delta 6$	$\Delta \omega_4 / \Delta 6$	$\Delta \omega_5 / \Delta 6$	
1	46	2	57	11	1	
2	35.6	1	43	8.6	0.8	
3	41.1	1.2	47.9	9.5	0.8	
4	39.16667	1.125	42.16667	8.25	0.791667	
5	38.36145	1.119277	30.9759	6.084337	0.771084	
6	39	1.111	48.22	9.667	0.778	
7	32.2727	1.181818	37.91	7.27	0.81818	
8	32	1.181818	39.54	8.18	0.81818	
9	0.51547	0.530084	0.697996	0.902713	0.908296	

选取弹模降低量为 30%时的频变比值作为标准频变比。在不同的损伤程度下，频率变化比数值基本接近。但当弹模降低量达到 100%时，锚固区主缆完全松弛，频率变化比数值与低损伤程度相差很远，且变化规律也不相同，这主要是因为悬索桥锚固区主缆的完全松弛导致结构的受力体系发生了改变，从而引起了频率的变化规律不再与低损伤时相同，这是就无法用标准频变比来识别。另外在相同的损伤程度下，主缆单损伤时与

多损伤时数值相近，这就很难判断主缆是单损伤还是多损伤。综上所述，利用频率变化比指标来识别主缆的损伤时可行的，但是无法判断损伤是否为多损伤。

### 3.5.2 模态曲率差指标对主缆损伤的识别效果

由理论可知模态曲率差指标能够识别损伤主要是针对直梁结构刚度发生变化时的损伤工况，而主缆锚固区损伤时并不会引起主梁刚度的变化，所以模态曲率差指标很难识别主缆锚固区的损伤。由图3.38可以看出，主缆损伤时模态曲率差曲线变化比较平缓且接近对称，并未出现明显的峰值，主要时因为主缆松弛时，引起的主梁模态位移也是均匀变化的。

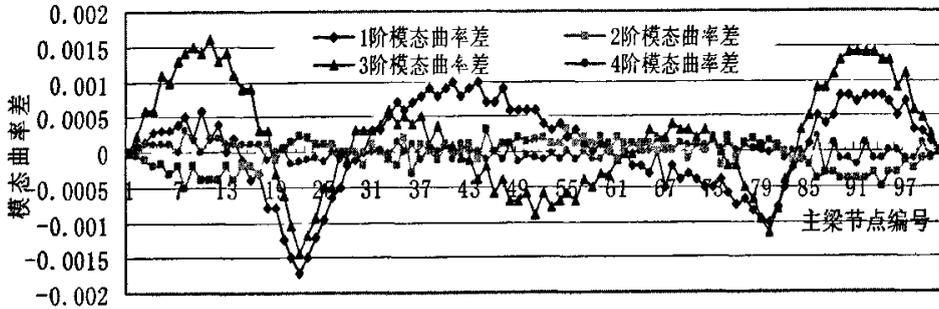


图3.39 工况四时的模态曲率差曲线

Fig. 3.39 modal curvature difference curve of girder in case 4

### 3.5.3 静态应变差指标对主缆损伤的识别效果

主缆损伤时的静态应变差值见表3.14。与前两种损伤相似，静态应变差指标对主缆损伤的识别效果也很好。在相同的损伤程度下，主缆静态应变的改变量要比吊索和主梁大的多，差值的大小随着损伤程度的增大而增大。多损伤时各处损伤部位之间不相互影响，只要损伤程度相同，静态应变差值也是基本一样的。综上所述，静态应变差指标能够很好的识别出吊索的损伤并能进行损伤程度的定性标定。

表3.14 主缆损伤时的静态应变差

Tab.3.14 static strain difference value of cable in damage cases

	单损伤工况				
	工况 1	工况 2	工况 3	工况 4	工况 5
损伤单元静态应变差 ( $\mu\varepsilon$ )	-118.40	-453.6	-1045.5	-2372.5	-8056.4
	多损伤工况				
	工况 7		工况 8		工况 9
损伤单元静态应变差 ( $\mu\varepsilon$ )	-459.1、-459.1		-443.5、-443.9		-459.1、-459.5

### 3.6 本章小节

根据上述的比较分析,已经详细地了解了频率改变比、模态曲率差和静态应变差三个指标对悬索桥主梁、吊索和主缆三种损伤工况的识别效果(见表 3.15—3.17)。主要结论如下:

(1)损伤发生在主梁时,由于各阶模态曲率差指标之间信息的互补性,该指标的识别效果要优于其他两指标,但由于测量技术的限制而很难获得准确的模态振型,模态曲率差指标也就很少应用于实际检测当中,尤其是像悬索桥这种大型结构。频率改变比指标能够很好的定位主梁的损伤但却无法识别多损伤,也无法评定损伤的程度。静态应变差指标一般能够很好的定位单损伤与多损伤,但一般适用于损伤大致区域定位以后局部构件的检测。

(2)并不是所有的损伤都会引起结构的频率的变化,如吊索这种局部受力构件,该构件损伤时对结构频率的影响是极其微小的,所以频率改变比指标只能检测出吊索损伤的高损伤程度部分。吊索损伤的局部损伤检测仍以静态应变差指标最为理想。

(3)损伤前后模态曲率发生变化主要是由构件刚度下降而引起的,而主缆与吊索损伤时主梁的刚度并未发生变化,所以模态曲率差指标无法识别主缆与吊索的损伤。

(4)频率变化比指标和静态应变差指标均能识别出主缆损伤,但静态应变差指标无法区分单损伤还是多损伤,所以,对于损伤发生在锚固区的主缆损伤以静态应变差指标最为适宜。

在悬索桥的损伤检测中,可以将频变比指标、模态曲率指标和静态应变差指标结合起来进行损伤识别。首先根据频率改变比来确定损伤的大致区域,然后再用局部损伤指标来确定具体的构件,主梁损伤可用模态曲率差指标或静态应变差指标,吊索损伤则用静态应变差指标,主缆的检测可以直接在锚固区设置测点来进行监测。

表 3.15 主梁损伤时三个指标的识别效果

Tab.3.15 damage detection results of the three indices in girder damage cases

损伤 工况	位置描述	频率改 变比	模态曲率差				静态应变差
			1 阶	2 阶	3 阶	4 阶	
1	边跨跨中	+	++	++	++	++	-
2	桥塔处	+	+	++	+	++	++
3	主跨 1/4	+	+	++	++	++	++
4	主跨跨中	+	++	-	++	-	++
5	主跨 1/4	+	+	++	++	++	++
6	主跨 1/4	+	+	++	++	++	++
7	主跨 1/4	+	+	++	++	++	++
8	边跨跨中与主跨跨中	-	++	+	++	+	+
9	两侧边跨跨中	-	++	++	++	++	-
10	主跨 1/4 与主跨跨中	-	+	++	++	++	++
11	主跨 1/4 与主跨 3/4	-	+	++	++	++	++

说明:—表示不能识别损伤;+表示大致能够判断损伤的发生,出现多判但不漏判;++表示能够准确判断损伤的位置。

表 3.16 吊索损伤时三个指标的识别效果

Tab.3.16 damage detection results of the three indices in hanger damage cases

损伤 工况	位置描述	频率改 变比	模态曲率差				静态应变差
			1 阶	2 阶	3 阶	4 阶	
1	边跨跨中	-	-	-	-	-	++
2	桥塔处	-	-	-	-	-	++
3	主跨 1/4	-	-	-	-	-	++
4	主跨跨中	-	-	-	-	-	++
5	主跨 1/4	-	-	-	-	-	++
6	主跨 1/4	-	-	-	-	-	++
7	主跨 1/4	-	-	-	-	-	++
8	边跨跨中与主跨跨中	-	-	-	-	-	++
9	两侧边跨跨中	-	-	-	-	-	++
10	主跨 1/4 与主跨跨中	-	-	-	-	-	++
11	主跨 1/4 与主跨 3/4	-	-	-	-	-	++

说明：-表示不能识别损伤；+表示大致能够判断损伤的发生，出现多判但不漏判；++表示能够准确判断损伤的位置。

表 3.17 主缆损伤时三个指标的识别效果

Tab.3.17 damage detection results of the three indices in hanger cable damage cases

损伤 工况	位置描述	频率改 变比	模态曲率差				静态应变差
			1 阶	2 阶	3 阶	4 阶	
1	A 左锚固区	+	-	-	-	-	++
2	A 左锚固区	+	-	-	-	-	++
3	A 左锚固区	+	-	-	-	-	++
4	A 左锚固区	+	-	-	-	-	++
5	A 左锚固区	+	-	-	-	-	++
6	A 左锚固区	-	-	-	-	-	++
7	A 左锚固区、B 左锚固区	-	-	-	-	-	++
8	A 左锚固区、A 右锚固区	-	-	-	-	-	++
9	A 左锚固区、B 右锚固区	-	-	-	-	-	++

说明：-表示不能识别损伤；+表示大致能够判断损伤的发生，出现多判但不漏判；++表示能够准确判断损伤的位置。

## 第4章 损伤识别时传感器的布设方法

上一章主要探讨了静、动力损伤指标对悬索桥不同类型损伤的识别效果,根据有限元分析,提出了一组由模态曲率差指标、频变比指标、静态应变差指标所组成的指标体系。本章的主要内容为针对上一章提出的指标体系来布设传感器,以希望能够用最少的传感器获得最多的损伤信息。

对于简单结构,凭经验可以直接寻找到较合理的传感器布设位置,但对于复杂的大型结构经验方法的局限性便显而易见。本节的传感器布设方案是在借鉴其他传感器优化布设方案的基础上根据悬索桥结构自身的受力特点而提出的有针对性的测点布设方法。

### 4.1 静态应变测量时传感器布设方法

在通常情况下,应变测量的主要目的是确定结构在静荷载作用下的反应,分析判定结构的工作状态与受力情况,所以应变片的位置一般贴在结构的关键性位置即能够代表结构受力特性的位置。

在损伤识别中,更重要的是关注损伤区域的应变信息,所以除了关键性部位外,还要重点考虑易于损伤的结构区域,这些易损部分包括的高应力区、反复应力作用区域及施工节点处等。在这些部位也应布置测点来进行检测,从而实现了对结构状态信息的最优采集,改善对大型柔性结构的整体损伤探测能力。

根据上一章的 ANSYS 计算出来的结果,主梁、吊索和主缆的应变分布如图 4.1、4.3、4.5 所示,其中主梁、吊索和主缆的编号与上一章顺序相同。按照主梁应变图形(图 4.1)的分布特点,将主梁共划分为 6 个特征段:左边跨左半部分(1-10)、左边跨右半部分(11-21)、主跨左半部分(22-50)、主跨右半部分(51-79)、右边跨右半部分(80-90)、右边跨左半部分(90-100)。布置传感器时,可在各个受力区域内选取等间距选取几个测点来布设,测点对称布置。测点初步选取如下:第 1 段的峰值处(N4)和零点处(N10);第 2 段中点(N16)和尾部峰值点(N21);第 3 段包含的构件较多,将其均分为 4 部分,测点为 N28、N35、N42、N50。右半部分与左半部分对称,测点分别为 N58、N65、N72(第 4 段),N80、N86(第 5 段),N90、N94(第 6 段)。因应变差指标是不能检测

出应变分布曲线零值点处的损伤，所以应该避免在这些零点布置测点，由图 4.1 可以看出边跨跨中的应变接近零，所以应去掉这两个测点 N10、N90，测点的最终布置见图 4.2。

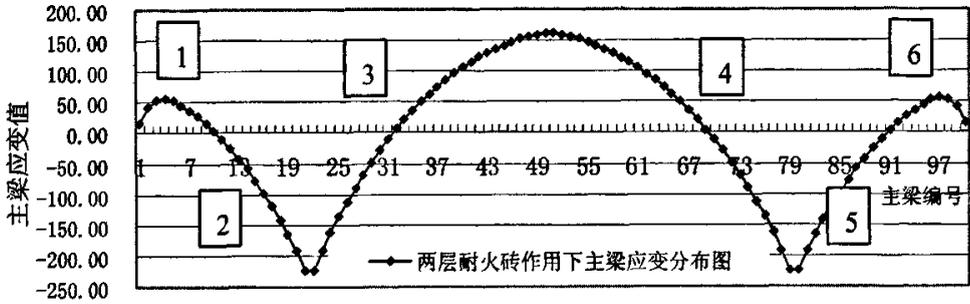


图 4.1 主梁静态应变分布图

Fig. 4.1 static strain distribution of girder

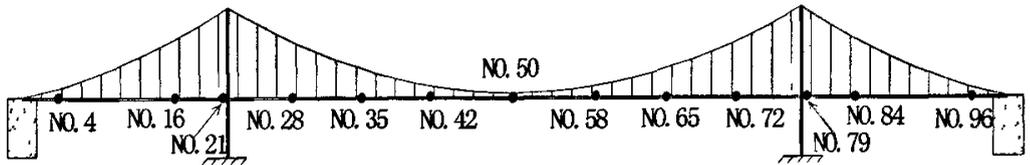


图 4.2 主梁应变测点布置图

Fig. 4.2 sensors' placement of girder in static strain measurement

根据吊索的应变分布图（图 4.3），整个悬索桥的吊索均受拉，无零应变点，共分为 7 个受力特征段：左侧第 1、2 根吊索、左边跨吊索、左桥塔两侧吊索、主跨、右桥塔两侧吊索、右边跨吊索、右侧第 1、2 根吊索。布置传感器时，可在各个受力区域内选取等间距选取几个测点来布设。考虑到两边跨外端（第 1 断、第 7 段）、主跨跨中部分（第 4 段的中间部分）吊索长度很小，应变片粘贴困难，所以去除这部分测点，其余部分每段选取 2 个（每段的第一个和最后一个）至 3 个（每段的第一个、中间和最后一个）测点，测点对称布置，吊索编号由左至右，具体测点为：第 2 段的 NO3、6、9 根吊索；第 3 段的 NO10、11 根吊索；第四段的 NO16、20、30、34，因为区域内包含的构件较多，所以选取四个测点；第 5 段的 NO39、40 根吊索；第 2 段的 NO41、44、47 根吊索，全跨吊索的测点布置见图 4.4。

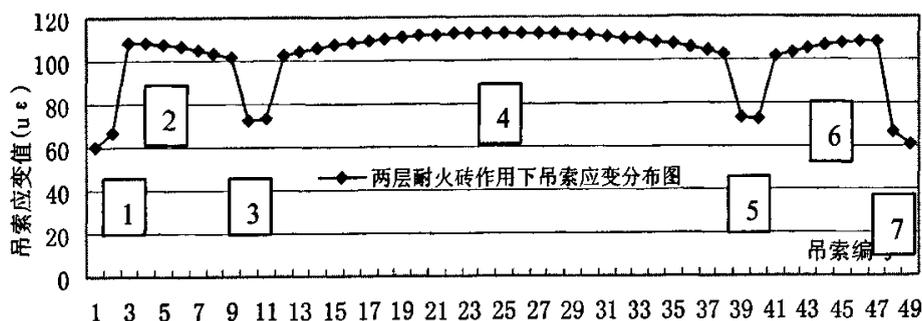


图 4.3 吊索应变分布图

Fig. 4.3 static strain distribution of hanger

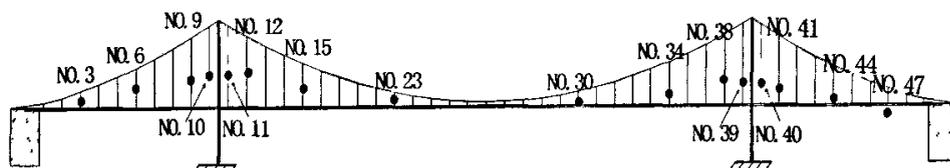


图 4.4 吊索应变测点布置图

Fig. 4.4 sensors' placement of hanger in static strain measurement

由图 4.5 可以看出主缆的静态应变分布曲线比较平缓,除了锚固区的主缆应变较大外其他部分应变相近。根据其分布特点,首先应该在锚固区设立测点,考虑到靠近桥塔处的主缆易于破损,也应在此处增布设测点;在布置吊索测点时,两边跨端部、主跨跨中部分没有布置测点,而在布置主缆测点时这些位置的主缆测点就不可缺少,这时因为在悬索桥受力体系中,吊索将力传给主缆,若吊索发生损伤,会在一定程度上影响与其连接的主缆的力学性能,在这些位置布置测点可以在一定程度上监测该区域吊索的受力性能;主缆其他位置应变比较均匀,无较大的应力分区,此时除满足足够的测点密度外,还应参考其他桥梁的工程经验,在常见测点位置如两个边跨跨中、主跨跨中、主跨 1/4 截面、主跨 3/4 截面等布置测点,具体布置见图 4.6,图中主缆编号从左边跨第 1 段主缆排起,由左至右。

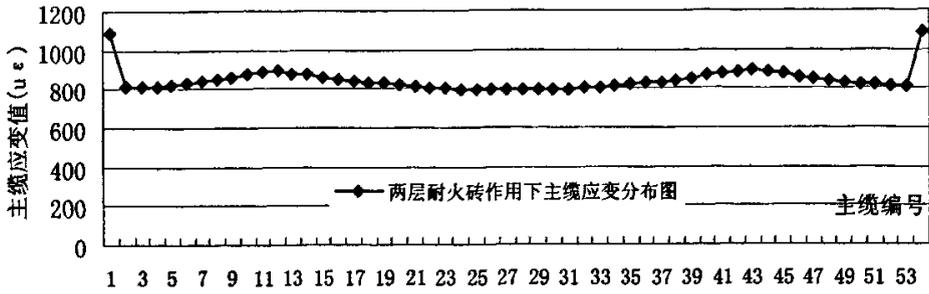


图 4.5 主缆应变分布图

Fig. 4.5 static strain distribution of cable

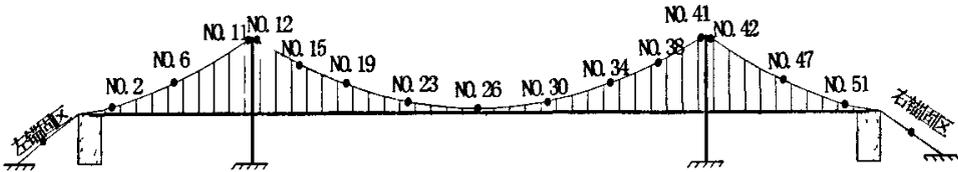


图 4.6 主缆应变测点布置图

Fig. 4.6 sensors' placement of cable in static strain measurement

#### 4.2 固有频率测量时的传感器布设方法

在传统的模态试验中，传感器一般凭经验配置。近年来人们提出了若干配置理论，主要有基于动能原理、振型独立原理、振型缩聚原理、频率响应函数向量线性独立原理等等。本节的传感器布设主要采用基于动能原理的布设方法，即在动能较大的坐标位置布置传感器<sup>[53]</sup>。由结构动力学原理可知节点的动能与位移的平方成正比，振型位移量越大，动能就越大，在动能最大处布置测点即在振型峰值处布置测点。不同的振型具有不同的峰值点，当要测多阶频率时，测点应尽量选在各阶振型的共同峰值处，避免布置在振型的节点上。

在利用频率来进行损伤识别时，只需少数几阶低阶频率即可，所以本节选取竖弯振型的前四阶频率作为检测频率，各阶振型见图 4.7~4.10。由图可知 1 阶振型的峰值点为 N11、N51、N91，2 阶振型的峰值点为 N11、N37、N65、N90，3 阶振型的峰值点为 N11、N31、N51、N71、N90，4 阶振型的峰值点为 N11、N26、N41、N61、N76、N91，四个

频率均在 N11、N91 (N90) 处均有峰值,第 1、3 阶在 N51 处峰值重合。为了能够尽可能多的测得结构的固有频率,此三点应为首选测点。当条件允许布置更多的测点时,再根据所关心的频率范围增加测点,如若要更精确测量第 3 阶频率,则可在 N31、N71 中任选一个位置。频率测量时的测点布置见图 4.11。

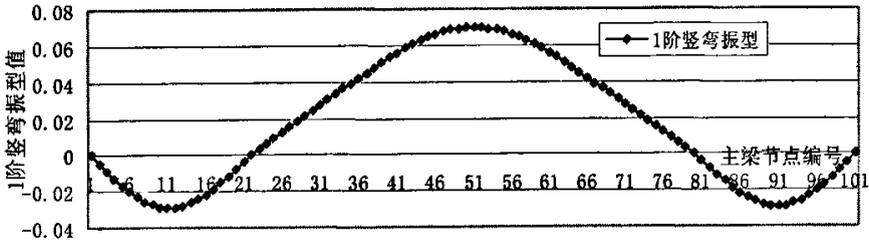


图 4.7 主梁 1 阶竖弯振型图

Fig. 4.7 1' vertical vibration mode curve of girder

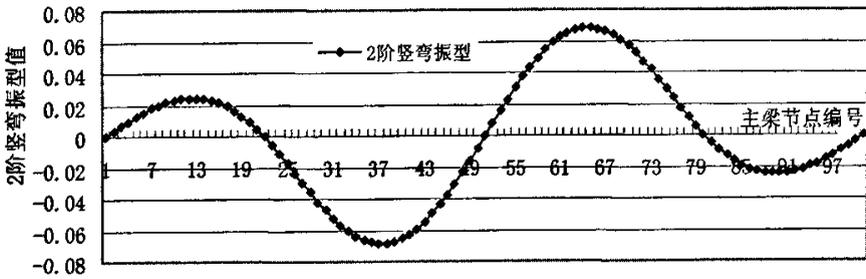


图 4.8 主梁 2 阶竖弯振型图

Fig. 4.8 2' vertical vibration mode curve of girder

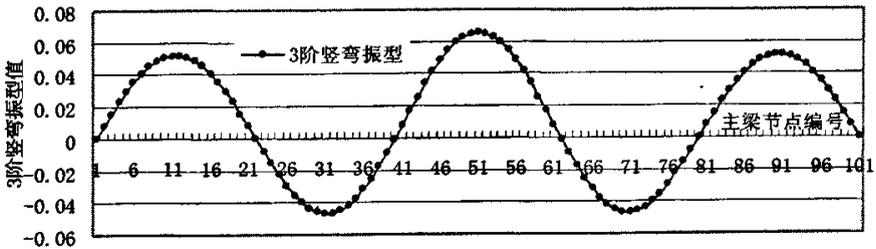


图 4.9 主梁 3 阶竖弯振型图

Fig. 4.9 3' vertical vibration mode curve of girder

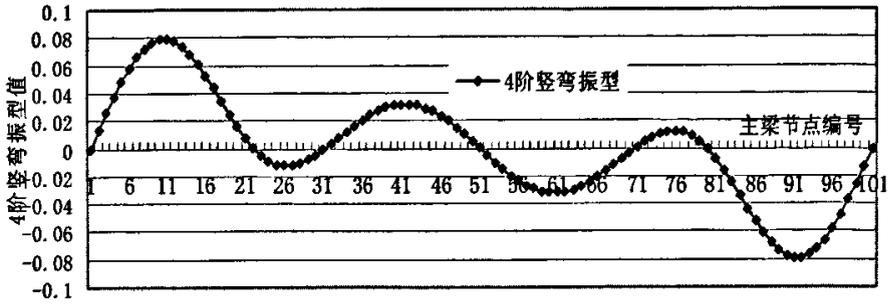


图 4.10 主梁 4 阶竖弯振型图

Fig. 4.10 4<sup>th</sup> vertical vibration mode curve of girder

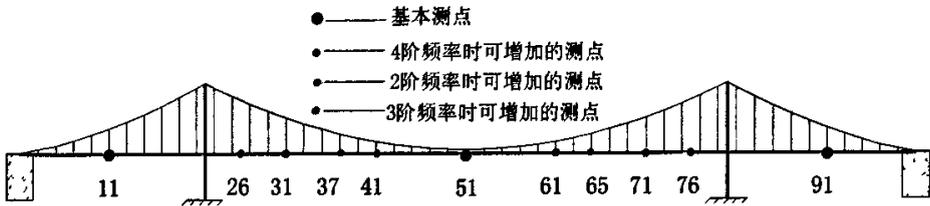


图 4.11 频率测量时测点布置图

Fig. 4.11 sensors' placement in frequency measurement

### 4.3 模态曲率测量时传感器的布设方法

目前来讲，模态曲率主要有两种测量方法：第一种方法先测量结构的应变，然后将所得应变模态一次差分进而得到曲率；第二种方法是将测得的模态位移（也就是振型）进行二次差分获得模态曲率。无论采用哪种方法，均要求传感器等间距布置。本文采用根据振型进行两次差分的方法来测量模态曲率。

#### 4.3.1 确定结构的主导模态

根据上一章的分析可知当损伤位置靠近结构某阶曲率振型的节点处时，该阶模态曲率振型没有突变，对损伤不敏感，所以需要采用具有互补信息的几阶模态来进行综合性分析。一般来说，低阶的结构模态参数即可以进行较为准确的损伤判断。由上一章分析可知竖弯振型的前四阶振型互补性很好，所以只选用前四阶振型即可，竖弯振型见图 4.9—4.12。

### 4.3.2 初始测点的选取

由结构动力学原理可知,结构各固有振型在节点上的值形成了一组正交向量。但由于量测自由度远小于结构模型的自由度,并且受到测试精度和测量噪声的影响,测得的模态向量已不可能保证其正交性。因此在选择测点时应使量测的模态向量尽量保持较大的空间交角,从而尽可能地把原来模型的特性保留下来。

先从模型中剔除不可能作为测点的自由度,通常包括转角自由度及无法安置仪器的位置,剩下的自由度即成为测点设置的位置总集。根据模态分析的结果,在结构反应比较强烈的点布置测点,传感器个数 $n$ 原则上应大于感兴趣的模态的个数。传感器的初始设定有赖于一定的经验,本节的传感器布设方案的初始测点是在参考其他桥梁传感器布置方案的基础上确定的。初始测点除了满足模态振型的正交性外还要能够提供损伤指标所需要的信息,模态曲率差在作为损伤指标时无法识别模态曲率曲线节点处的损伤,因此需要避开这些节点均匀布置足够多的测点。

结构的几何、材料性质以及单元节点编号与上一章相同,根据悬索桥的对称性,只选取内侧主梁作为研究对象。由有限元知识可知,主梁的每个节点具有3个平动、3个转动自由度。假定只在竖向Y方向设测点,除去支承点的约束自由度测点的选择为:11Y、21Y、31Y、41Y、51Y、61Y、71Y、81Y、91Y(下标字母Y为竖向平动自由度),共9个点,测点布置见图4.12。

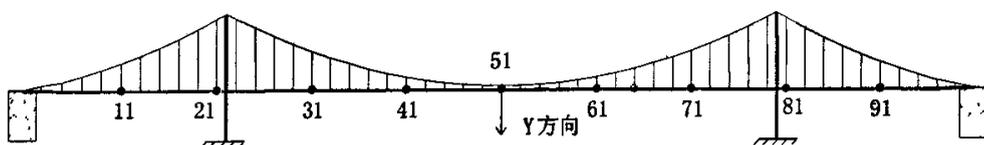


图 4.12 模态曲率测量时初始测点布置图

Fig. 4.12 the prime sensors' placement in modal curvature measurement

一般用模态幅值相干系数(MAC)来评价振型之间相关性,MAC矩阵的计算公式为:

$$MAC_{ij} = \frac{(\phi_i^T \phi_j)^2}{(\phi_i^T \phi_i)(\phi_j^T \phi_j)} \quad (4.1)$$

$\phi_i$ 、 $\phi_j$  分别为结构的第  $i$ 、 $j$  阶模态向量。MAC 非对角元素越大，相关性越强，振型的测试效果就越差，所以传感器布设时的准则为获取一组能保证最终 MAC 非对角元素小于某个阈值的测点群。阈值的选取应根据试验对象以及设备精度而定<sup>[54]</sup>，由于本节测点的数据为有限元数据，本身精度较高，所以阈值选取为 0.001。提取测点处的前四阶模态位移值，形成的 MAC 矩阵为

$$MAC = \begin{bmatrix} 1.0000 & 0.0024 & 0.0097 & 0.0264 \\ 0.0024 & 1.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0097 & 0.0000 & 1.0000 & 0.0000 \\ 0.0264 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 \end{bmatrix}$$

非对角元素的最大值为 0.0264，大于阈值 0.001，各阶振型的正交性不是很好。

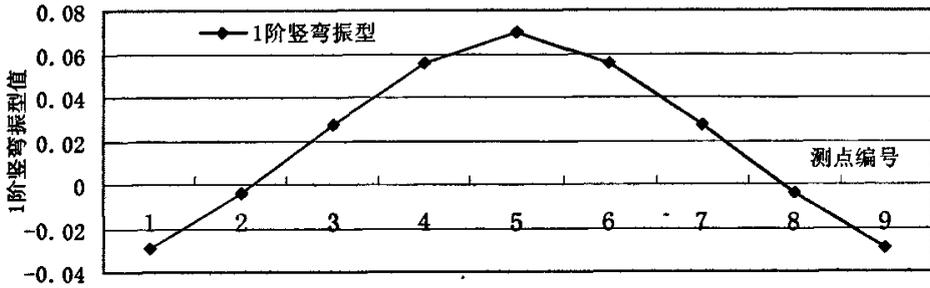


图 4.13 初始测点布置时主梁 1 阶竖弯振型图

Fig. 4.13 1' vertical vibration mode curve of girder in the prime sensors' placement

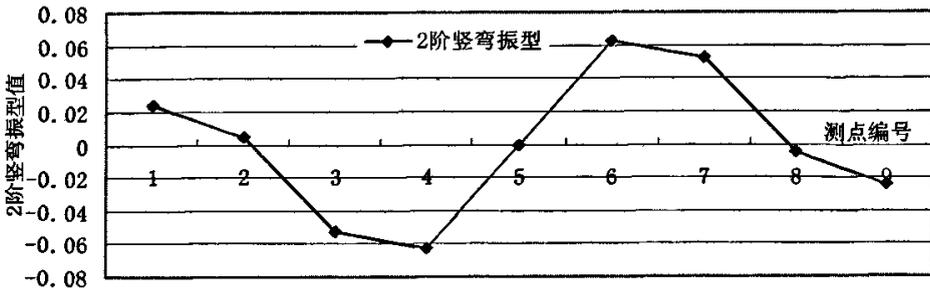


图 4.14 初始测点布置时主梁 2 阶竖弯振型图

Fig. 4.14 2' vertical vibration mode curve of girder in the prime sensors' placement

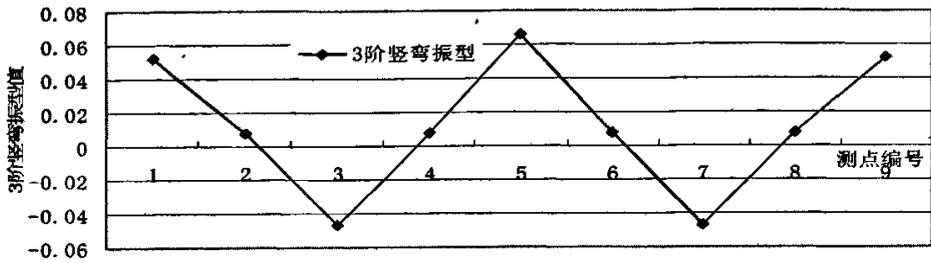


图 4.15 初始测点布置时主梁 3 阶竖弯振型图

Fig. 4.15 3<sup>rd</sup> vertical vibration mode curve of girder in the prime sensors' placement

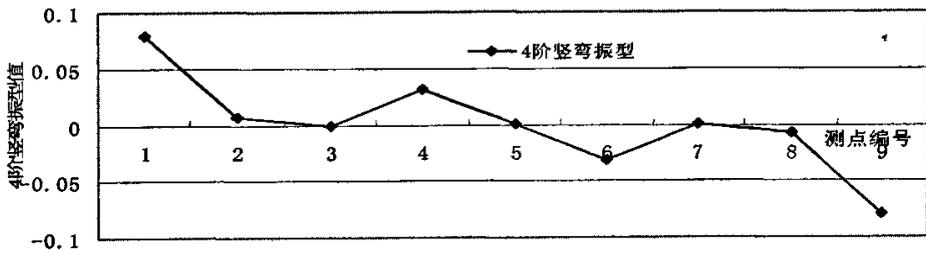


图 4.16 初始测点布置时主梁 4 阶竖弯振型图

Fig. 4.16 4<sup>th</sup> vertical vibration mode curve of girder in the prime sensors' placement

提取测点处的模态位移值形成主梁的竖弯振型图。比较图 4.13—4.16 与图 4.7—4.10 可以看出按照初始的传感器布设方法，竖弯振型曲线效果随形状大致符合但是却丢失某些关键点，曲线光滑度很低，尤其是第 3 阶竖弯振型曲线，丢失了最外部分的半波，与结构的实际振型不符。由于振型数据已经不是很理想，在此基础上进行二次差分而得到的模态曲率曲线则更是无法和完全数据下的模态曲率曲线相符(见图 4.16—4.20)，所以此时的测点布置偏少，需要进一步增加测点。

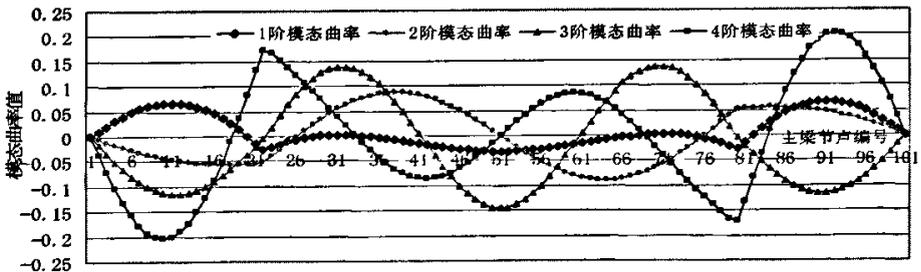


图 4.17 主梁前 4 阶模态曲率图

Fig. 4.17 the first 4<sup>th</sup> modal curvature curve of girder

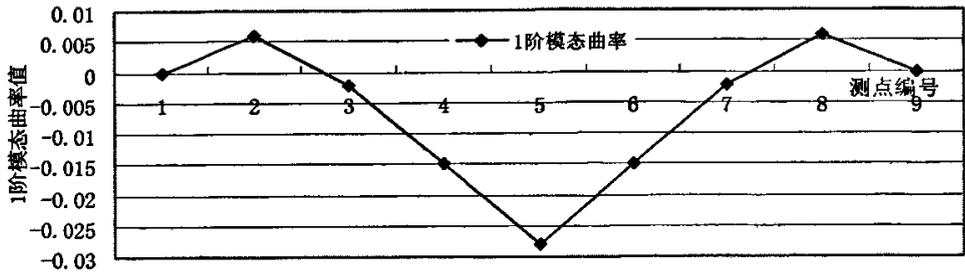


图 4.18 初始测点布置时主梁 1 阶模态曲率图

Fig. 4.18 1' modal curvature curve of girder in the prime sensors' placement

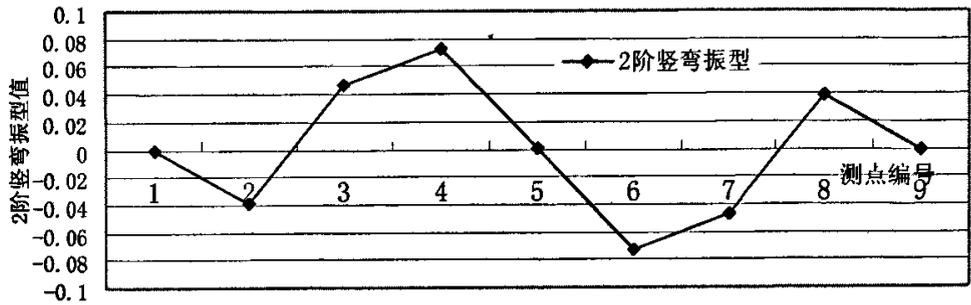


图 4.19 初始测点布置时主梁 2 阶模态曲率图

Fig. 4.19 2' modal curvature curve of girder in the prime sensors' placement

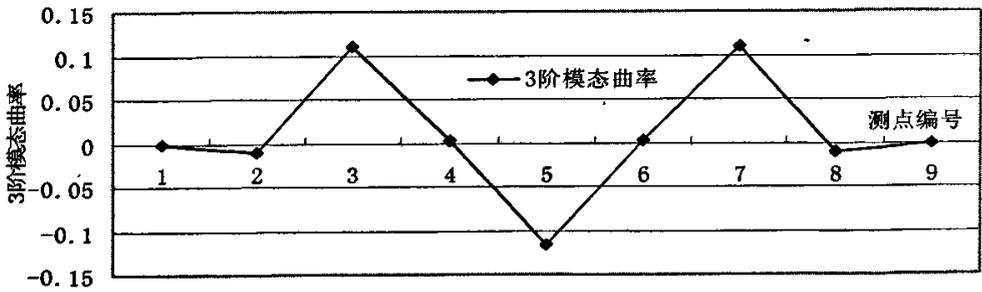


图 4.20 初始测点布置时主梁 3 阶模态曲率图

Fig. 4.20 3' modal curvature curve of girder in the prime sensors' placement

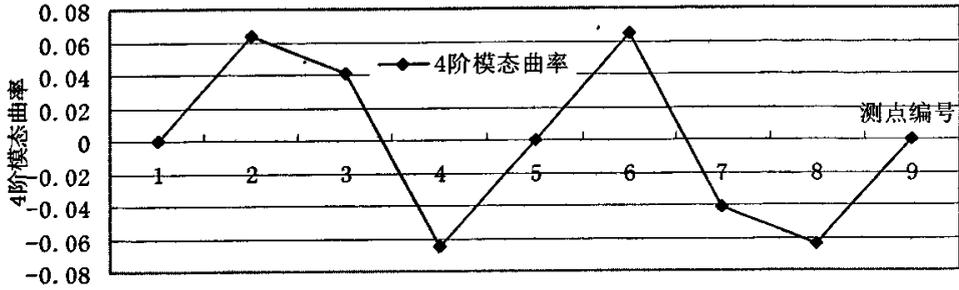


图 4.21 初始测点布置时主梁 4 阶模态曲率图

Fig. 4.21 4' modal curvature curve of girder in the prime sensors' placement

### 4.3.3 传感器布设方案的改进

由于曲率测量时，测点需均匀布置，所以增加一倍的测点，测点分别为：6Y、11Y、16Y、21Y、26Y、31Y、36Y、41Y、46Y、51Y、56Y、61Y、66Y、71Y、76Y、81Y、86Y、91Y、96Y,下标字母 Y 为竖向平动自由度),共 19 个测点，测点布置见图 4.21。提取测点处的前四阶模态值形成的 MAC 矩阵为

$$MAC = \begin{bmatrix} 1.0000 & 0.0000 & 0.0001 & 0.0000 \\ 0.0000 & 1.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0001 & 0.0000 & 1.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 \end{bmatrix}$$

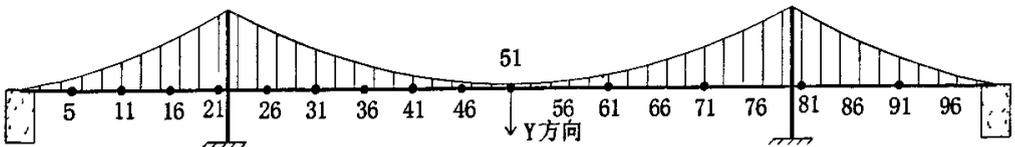


图 4.22 改进后的测点布置图

Fig. 4.22 the improved sensors' placement in modal curvature measurement

MAC 矩阵非对角元素的最大值为 0.001，小于等于阈值 0.001，各阶振型的正交性很好，测点可以不再进行改进。提取各测点的竖向位移值绘制振型曲线及模态曲率差曲线，见图 4.22—4.29，由图可以看出振型和模态曲率与完全数据时形状相似，并没有丢

失波形，曲线也很光滑，可见测点布置较为理想。

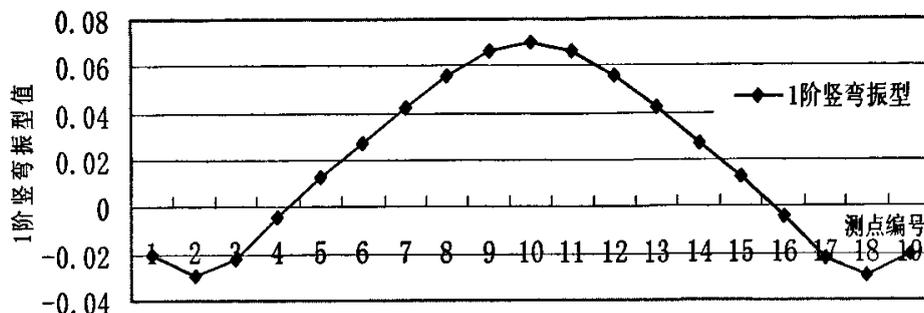


图 4.23 改进后测点布置时主梁 1 阶竖弯振型图

Fig. 4.23 1' vertical vibration mode curve of girder in the improved sensors' placement

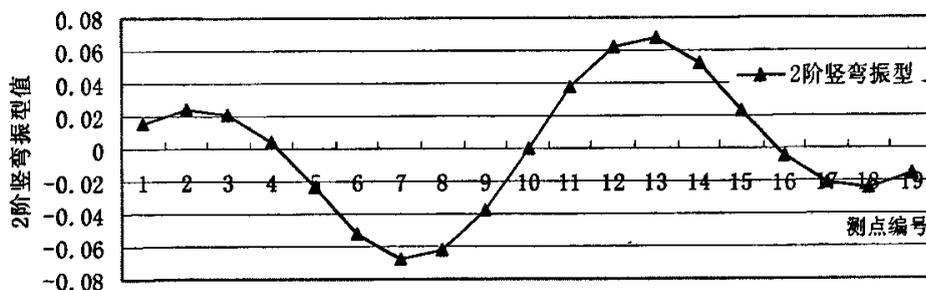


图 4.24 改进后测点布置时主梁 2 阶竖弯振型图

Fig. 4.24 2' vertical vibration mode curve of girder in the improved sensors' placement

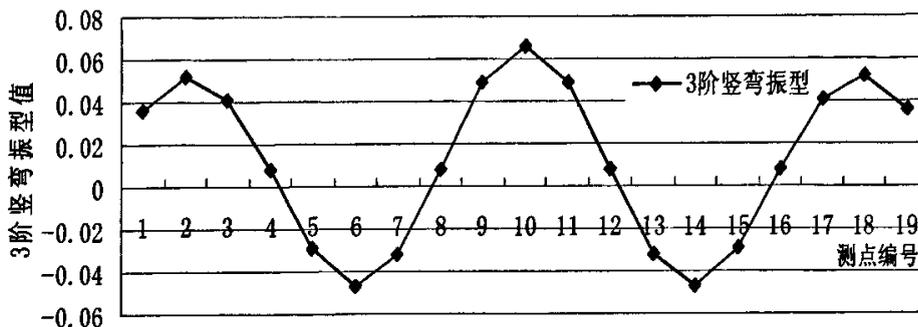


图 4.25 改进后测点布置时主梁 3 阶竖弯振型图

Fig. 4.25 3' vertical vibration mode curve of girder in the improved sensors' placement

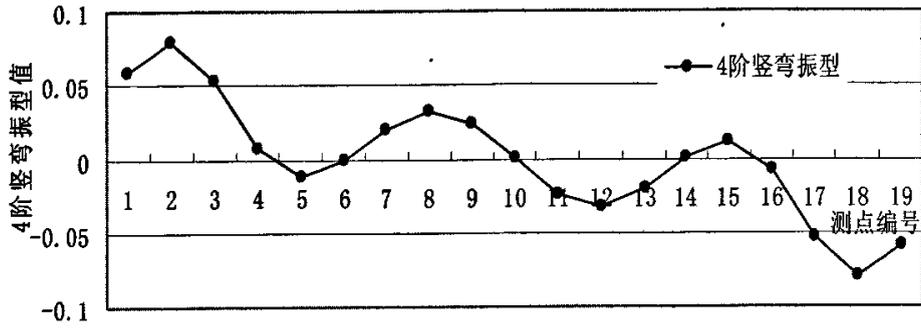


图 4.26 改进后测点布置时主梁 4 阶竖弯振型图

Fig. 4.26 4<sup>th</sup> vertical vibration mode curve of girder in the improved sensors' placement

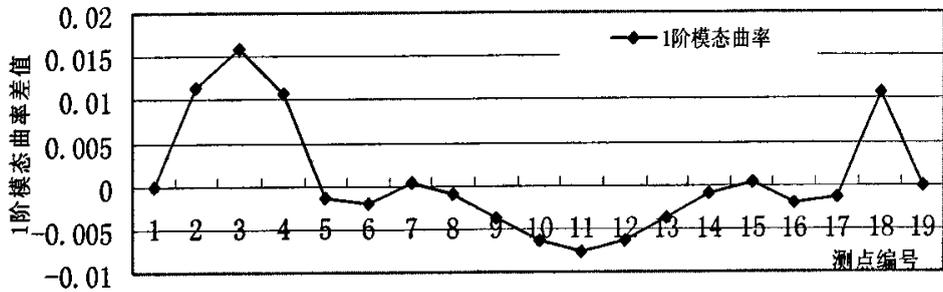


图 4.27 改进后测点布置时主梁 1 阶模态曲率图

Fig. 4.27 1<sup>st</sup> modal curvature curve of girder in the improved sensors' placement

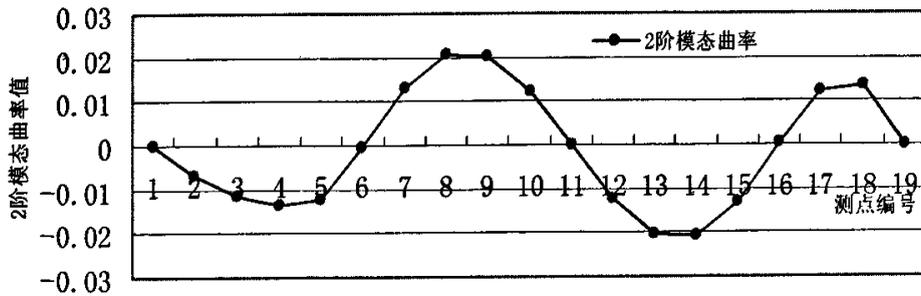


图 4.28 改进后测点布置时主梁 2 阶模态曲率图

Fig. 4.28 2<sup>nd</sup> modal curvature curve of girder in the improved sensors' placement

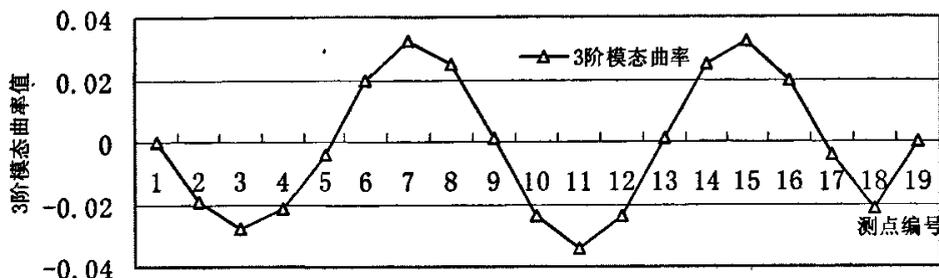


图 4.296 改进后测点布置时主梁 3 阶模态曲率图

Fig. 4.29 3' modal curvature curve of girder in the improved sensors' placement

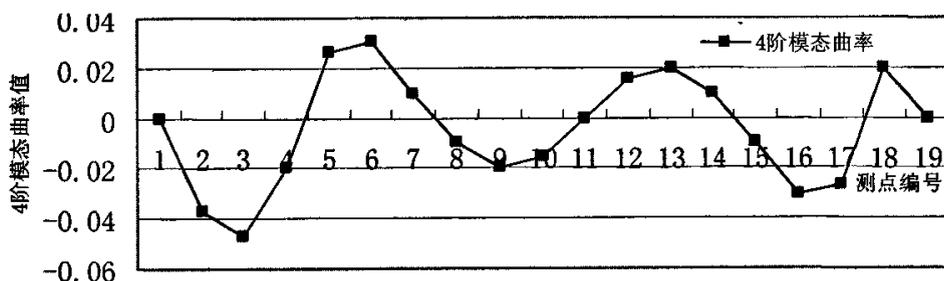


图 4.30 改进后测点布置时主梁 4 阶模态曲率图

Fig. 4.30 4' modal curvature curve of girder in the improved sensors' placement

#### 4.3.4 利用改进后的传感器布设方案进行损伤识别

根据改进后的传感器布设方案，以损伤前后的模态曲率差作为识别指标，选取几种典型的主梁损伤工况，验证上述的传感器优化布设的有效性。共分为四种工况，见表 4.1。

表 4.1 主梁损伤工况

Tab.4.1 damage cases in girder

工况	损伤单元	损伤位置	弹模降低量
1	35	测点 7	30%
2	10	测点 2	30%
3	35、50	测点 7、测点 10	30%

改进后测点布置时各损伤工况的识别效果见图 4.30、4.32、4.34。在图 4.30 中，损伤发生在测点 7 处，曲线在在 7、8 点之间形成凹谷，而在完全数据下（图 4.31），在损伤

单元处的两节点 35、36 之间构成尖峰，尖峰的突起程度比非完全数据下时要高。在图 4.32 中，损伤发生在 2 节点处，2、3 之间连线的倾斜程度高于其他连线，在节点 3 处形成尖峰，这与完全数据下的模态曲率差曲线（图 4.33 在节点损伤处即节点 10、11 形成尖谷）不同。之所以在测点 3 形成尖峰而不是在损伤处的测点 2 形成尖峰主要是因为模态曲率差指标不但与损伤处的节点位移有关，还与损伤处前后的节点位移有关，当结构发生损伤时，损失处的振型量增加，它也同时影响着其前一点与后一点的模态曲率值，所以会在测点 3 形成尖峰。由图 4.34 与 4.35 可以看出当采用优化后的传感器布设方案时，模态曲率差指标对于多处损伤同样适用，识别效果与单损伤相同。由此可见采用改进后的传感器布设方案来进行损伤检测是可行的。

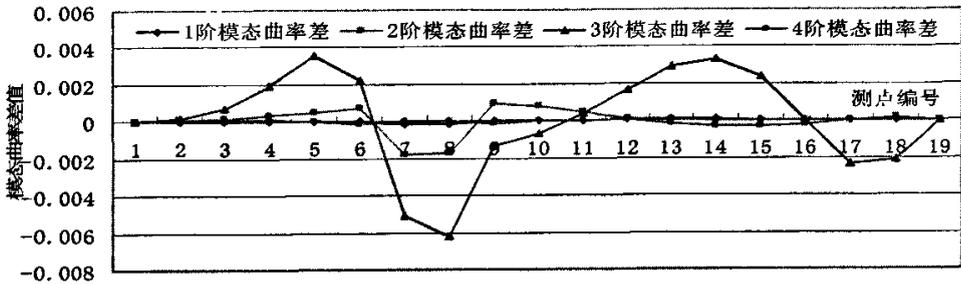


图 4.31 测点改进后工况一主梁前 4 阶模态曲率差图

Fig. 4.31 the first 4<sup>th</sup> modal curvature curve of girder in the improved sensors' placement under case 1

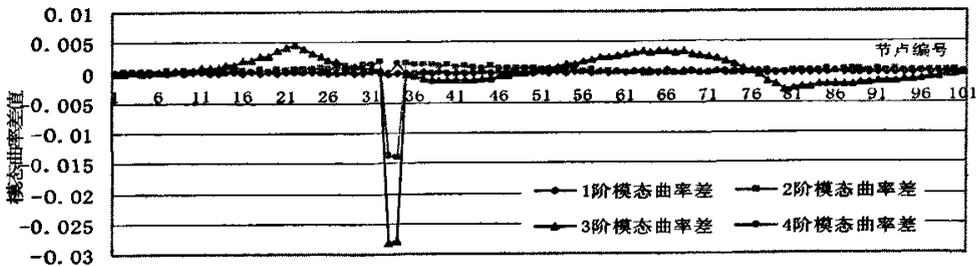


图 4.32 完全数据下工况一主梁前 4 阶模态曲率差图

Fig. 4.32 the first 4<sup>th</sup> modal curvature curve of girder with complement data in case 1

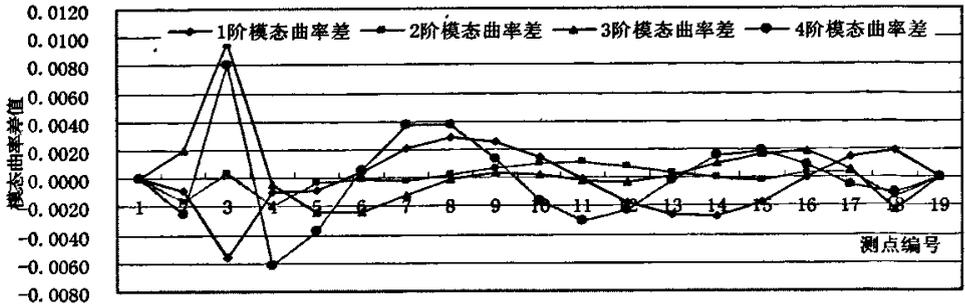


图 4.33 测点改进后工况二主梁前 4 阶模态曲率差图

Fig. 4.33 the first 4 modal curvature curve of girder in the improved sensors' placement under case 2

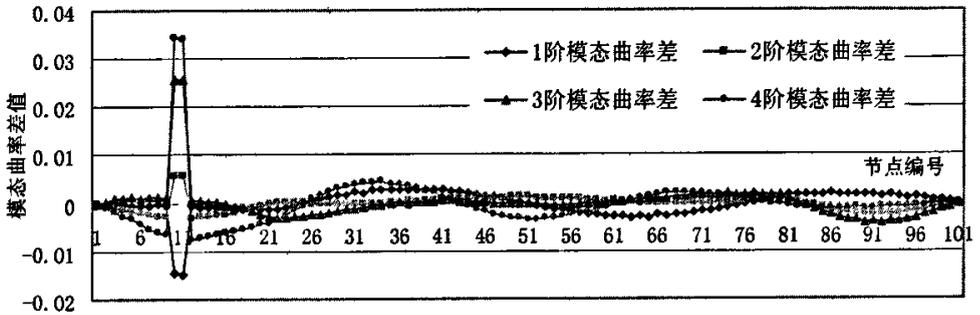


图 4.34 完全数据下工况二主梁前 4 阶模态曲率差图

Fig. 4.34 the first 4 modal curvature curve of girder with complement data in case 2

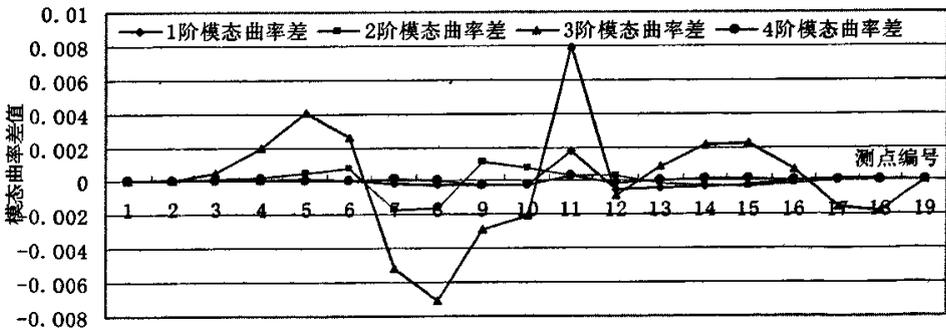


图 4.35 测点优化改进后工况三主梁前 4 阶模态曲率差图

Fig. 4.35 the first 4 modal curvature curve of girder in the improved sensors' placement under case 3

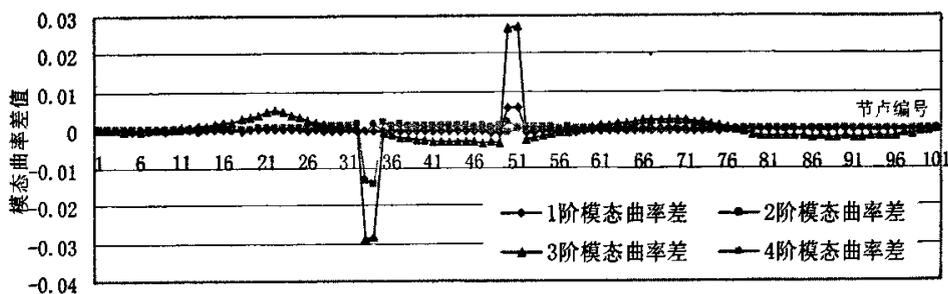


图 4.36 完全数据下工况三主梁前 4 阶模态曲率差图

Fig. 4.36 the first 4<sup>th</sup> modal curvature curve of girder with complement data in case 3

#### 4.4 本章小节

本章的主要内容为针对上一章提出的指标体系进行了传感器的布设，详细论述了悬索桥检测时静态应变、固有频率、模态曲率测量时的测点布置情况。静态应变测量时首先根据静态应变分布图的形状和结构部件的易损伤情况来确定初始测点，由于静态应变差指标无法识别零值点处的损伤，所以再去除应变分布曲线零值点处的测点进而形成最终的测点布置方案；测量固有频率时则是依据动能最大原理来布设传感器，测点应尽量选在各阶振型的共同峰值处；模态曲率测量时则是采用逐步累加法利用 MAC 矩阵来评价测点所形成的振型的正交性，并利用改进后的传感器布设方案检测结构的损伤，结果表明此时模态曲率差指标识别效果虽然不如完全数据的情况下精度高，但仍可以进行损伤的定位。

本章为静、动态检测提供了一套切实可行的传感器布设方法。但对于大型桥梁尤其是悬索桥结构有着结构上的不确定性因素，而且它在复杂的自然环境下工作，噪声、检测仪器、检测方法都不可避免的给桥梁的检测带来了一定的误差，故在实际测点布置上应考虑桥梁具体的结构特点以及测量的条件来定出最佳的布点方案。

## 第5章 损伤识别的试验研究

前几章主要研究了利用频变比、模态曲率差和静态应变差组成的一组指标对悬索桥损伤的识别效果,并根据这组指标来配置传感器,理论上证明了指标系统的可行性。本章则主要在试验模型上模拟悬索桥几种常见的损伤工况,通过试验来验证所选指标体系对于悬索桥损伤定位的有效性。这个试验研究是具有非常重要的实际意义的,因为目前大多数学者在进行损伤识别的试验研究时一般都是以比较简单的结构作为研究对象,如板、简支梁、桁架等,而悬索桥这种复杂结构的损伤识别的试验研究则很少见于文献,本悬索桥的试验研究将为实际悬索桥的损伤检测提供一定的参考资料。

由于试验条件所限,以配重为两层耐火砖时的悬索桥模型为试验的基准模型。需要注意的是,本章只分析了频变比指标对单损伤的识别效果,并没有考虑多处损伤,也没有对损伤的程度进行量化,其主要内容是根据损伤前后的频率值来构造输入参数,利用神经网络方法来进行损伤区域的大致定位。由于确定了损伤区域以后,就可以对损伤区域的各个构件进行应变测量从而实现构件的定位,此部分的工作相对于损伤区域的大致定位来讲较为容易且意义不是很重,所以本章也没有进行此方面的试验研究。

### 5.1 应用神经网络来进行损伤区域的定位

尽管利用实测结构动力特性识别结构损伤状态是结构损伤识别的一条重要途径,但结构损伤识别是典型的反问题,反问题通常是不适定的,不适定性又意味着很难确定解的存在性、唯一性和稳定性或是它们的组合,即结构动力特性测试的微小误差可能导致参数识别结果发生很大变化。这使得现有的大部分结构损伤诊断方法难以适用于工程实际。为了改善损伤识别技术,神经网络已越来越多地被用于基于振动的结构损伤识别中。神经网络是一种无模型非线性问题求解方法,这种方法只需要输入、输出数据对,换句话说它不需要严格建立推导反问题的方程,也不需要表示输入输出之间的算子,这对于解决反问题是最重要的,因此神经网络方法在结构损伤识别方面的应用研究有着广阔前景。

5.1.1 基于神经网络的损伤检测方法

众所周知，神经网络具有较强的模式分类或识别能力，这种模式识别能力是通过神经网络的训练而获得的。在训练阶段，对代表同一模式的多个输入，规定了与该特定模式对应的一个目标输出，输入与其对应的目标输出被称为训练对。对同一模式经若干训练对输入输出训练后，神经网络便具备了对该模式的识别能力。当对所有可能的模式完成这样的训练后，神经网络便在一定程度上具备了对上述所有模式的识别能力。这样，一个训练好的神经网络便可以用于对未知模式输入的模式归类和识别。神经网络的训练过程如 5.1 所示，识别过程如 5.2 所示。

训练数据通常要通过数值模型模拟产生，而这些数据代表了不同的损伤模式，其精度直接影响着被训练的神经网络的模式识别能力，因此，将神经网络方法用于损伤识别，一个最重要的前提就是要建立一个高精度的数值模型，如有限元模型。对高精度模型的依赖，也成为神经网络模式识别技术的一个缺点。本文前面建立的高精度有限元模型不但构造精细，而且通过实测数据进行了仔细校正，为神经网络技术的应用提供了有利支持。

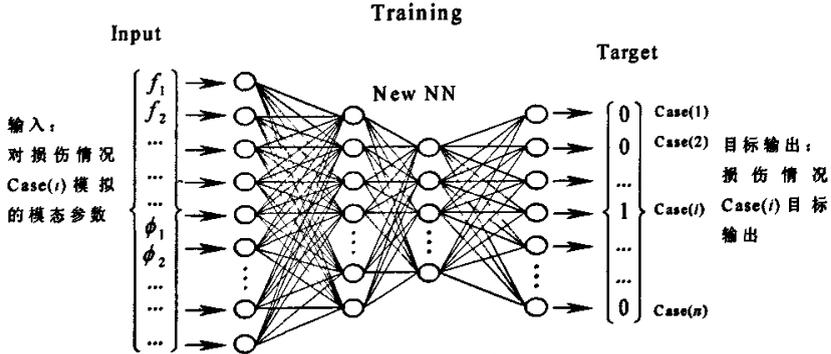


图 5.1 神经网络的训练

Fig. 5.1 the training process of neural network

$$\text{Input} = \{f_1 \quad f_2 \quad f_3 \quad \dots \quad \phi_1 \quad \phi_2 \quad \dots \dots\} \tag{5.1}$$

$$\text{Target} = \{0 \quad 0 \quad \dots \quad 1 \quad \dots \quad 0 \quad 0\} \tag{5.2}$$

神经网络的输入数据通常为与损伤相关的结构参数，对每一种损伤状态构造一组神经网络的输入向量，输入向量与损伤状态一一对应。输入向量可以为频率、振型、应变

或其组合等，向量形式见公式 5.1。训练网络中，神经网络的目标输出是一个损伤模式指示向量。实际上，就损伤区域的识别而言，可以将发生在同一区域的损伤的各种损伤工况归为同一类，训练时目标输出向量的形式见公式 5.2。目标向量的元素数等于损伤模式总数  $n$ ，如损伤模式个数  $n=12$ 。当训练时输入第  $i$  个损伤模式的数据时，目标向量的第  $i$  个元素就为 1，其余元素均为 0。

经上述训练过程训练好的网络，可以认为具备各种损伤模式的识别能力。当获得实际测量的结构模态参数后，输入给上述训练好的网络，根据网络的输出来判断结构的实际状态。这一过程如图 5.2 所示。由于训练精度、数据噪声等因素，实际的网络输出不会完全和训练时的目标输出一样，因此输出向量的形式写作：

$$\text{Output} = \{c_1 \ c_2 \ \dots \ c_i \ \dots \ c_n\} \tag{5.3}$$

当  $c_i$  最大时，可以认为是第  $i$  种损伤模式发生。

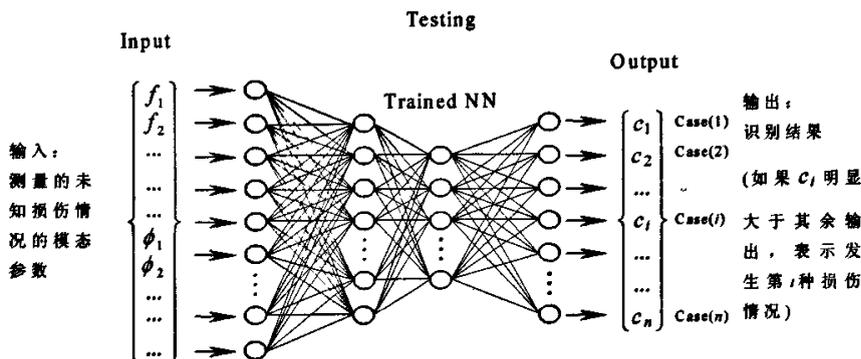


图 5.2 神经网络的识别过程

Fig. 5.2 the texting process of neural network

一般来说损伤检测的神经网络方法是同时识别损伤的位置和程度的。为了能够准确识别损伤程度需要把每个可能损伤位置的多种损伤程度都作为训练样本。当结构体系复杂时，训练样本数很多，所需训练的时间很长，这就给损伤识别技术带来一定的困难。很多学者就提出了分步识别理论：即分步识别损伤的位置和程度。M.F.Elkordy 等<sup>[55]</sup>采用应变模态数据和位移振型数据分别输入给神经网络进行结构的损伤识别。第一个网络采用得到的应变振型数据作为输入，以确定结构的损伤位置(以 1 或 0 来表示是否损伤)。第二个网络采用应变振型数据和已识别得到的损伤位置作为输入，得到结构的损

伤大小。第三个网络采用加速度计得到的位移振型数据和识别得到的损伤位置作为输入,同样得到结构的损伤大小。Y.Q.Ni 将分步识别理论用于悬索桥的安全性监测:第一步,确定有无损伤。训练时采用无损状态时的输入和输出,识别时如输出偏离原输出,说明损伤发生。第二步,进行损伤分类,输出结点数等于损伤类别数(以 1 或 0 表示是否损伤)。然后识别损伤的位置和程度。

这两种方案:第一种方案是采用两个不同构造的神经网络,网络 1 进行损伤定位,其输入参数只与位置有关,而与大小无关;网络 2 确定损伤程度,其输入参数既含有与大小有关的参数,也含有与大小无关的参数。第二种方案采用两个相同构造的网络,其输入向量中的大部分参数只与位置有关,其余的则与程度和位置都相关。输出向量中有一个参数是代表大小,其余则代表位置。网络先用一定损伤程度的样本训练,确定损伤位置并粗略估计大小,然后针对识别出的位置,相应地采用多种损伤程度的样本进行训练,以更准确地识别损伤的程度。

本节中则主要利用神经网络来进行损伤的大致定位,并不包括对损伤程度的评定。这是很有实际意义的,因为一旦损伤区域确定以后,将损伤有针对性的具体到局部构件的工作就会相对容易的多。所选用的网络结构为只含有一个隐含层的神经网络,分别采用了两种不同的网络训练策略。一个是随着网络训练的进行动态地增加神经网络隐含层的神经元,我们把该网络称为“动态网络”;另一个是在神经网络的训练中引入遗传算法,我们把该网络称为“GA 网络”。动态网络的优点是训练速度较快。GA 网络的优点是当训练数据较少时,也能较好地工作。

### 5.1.2 神经网络的输入与输出

在 1995 年, Kaminski<sup>[56]</sup>就已指出,神经网络输入参数的选择及其表达形式会直接影响损伤识别的结果。目前用神经网络进行结构损伤识别时,有许多文献采用固有频率经预处理后作为神经网络的输入参数,也有采用位移模态、模态曲率、应变模态等模态参数作为输入参数,有些则采用位移、加速度时程响应数据,还有的采用频响函数作为神经网络的输入参数<sup>[57]</sup>。

采用模态曲率指标的检测结构的损伤是一种比较好的检测评估方法。采用此指标作

为结构损伤的识别参数是目前桥梁结构损伤检测的一种趋势,但用模态曲率方法进行实桥结构损伤评估还存在一定困难。这是由于结构损伤识别结果是否理想还取决于所采用的测试数据的精确性和完整性,目前由于测试技术的限制及环境的影响,测得的数据常常不完备,且含有噪声、模型误差等不利因素<sup>[58]</sup>,这就使得模态曲率差指标的误差大大增大,影响最终的识别结果。

静态应变测量数据对局部损伤敏感,当测点远离损伤区域时,静态应变指标就不能够再检测出损伤,而在实际工程中,损伤位置一般均是未知的,因此应变指标具有一定的局限性。考虑到结构的动力特性,用固有频率作为采用神经网络进行结构损伤识别时的输入参数是一个较好的选择,这是因为,固有频率测试简单,抗噪声性强,可以在结构的一、两个点上测到,并且与测点位置相对独立,能够反映结构整体的动力特性,由固有频率而计算得出的频率变化比指标还与损伤程度无关,适合实际工程中的损伤区域的检测。

理论上,采用神经网络方法时可以将结构的每一个构件都纳入识别范围,即对每一个构件进行损伤模拟,然后作为一种损伤情况去训练神经网络。但是对于像悬索桥这种大跨度桥梁这类结构这是不可行的,因为那将要求一个神经网络具备能够识别数千个模式的能力,这样的神经网络无论是从构造上还是从训练上目前都是难以实现的。因此本节中的损伤识别仍然限于对包含具体损伤构件的区域的识别。让每个损伤情况代表所在的损伤区域内各种可能的损伤情况,将发生在同一区域的各种损伤情况都可以归为同一类模式。当损伤区域确定后就可以应用同样的方法识别具体损伤构件了。因为在已被识别的损伤区域内,一般仅有几个或十几个构件,将它们同时纳入一个神经网络进行识别是完全可行的。考虑到悬索桥的对称性,假设损伤只发生在内侧的左半跨,将有限元计算出的频率变化比数据作为神经网络的训练数据。在识别出损伤位置以后,根据对称性变可以将其他三个对称位置也列为可能的损伤位置。

本节分别采用了三种不同的区域划分模:一种为粗略划分,只将损伤区域划分为主梁损伤(Z)、吊索损伤(D)和主缆损伤(L)三种模式;第二种将主梁、吊索损伤在进行精确的划分,按照同一损伤区域数据相近的原则将主梁损伤划分为Z1、Z2、Z3、Z4、Z5五种方式,吊索划分为D1、D2、D3三种方式,主缆损伤依然为L;第三种则不考虑数

据的相近性，将主梁、吊索按照空间位置的不同来划分，边跨左半部分为 Z1 (D1), 边跨靠近桥塔半部分为 Z2 (D2), 主跨划分为三等分，从桥塔开始依次为 Z3 (D3), Z4 (D4), Z5 (D5), 主缆损伤依然为 L, 具体划分方式见表 5.1。

运用 ANSYS 软件进行数值仿真模拟产生训练数据。吊索损伤时，假设左半跨的每个单元均发生损伤，考虑到吊索损伤对整个结构频率变化影响很小，将弹模降低量为 100% 时的频率变化比作为训练数据，共 25 组数据；主梁损伤时，假设从左侧第 2 个单元起，每隔一个单元发生损伤，考虑到要识别的损伤是实际损伤，在数值模拟时应适当加大损伤程度，所以将弹模降低量为 50% 时的频率变化比作为训练数据，共 25 组数据；主缆损伤时，只模拟锚固区损伤，弹模降低量分别为 50%、60%、70%、80%、90%、100%，共 5 组数据。

表 5.1 神经网络的有限元训练数据组

Tab.5.1 the training data of neural network from finite element model

损伤区域	单元	模式划分方式		
		1	2	3
主梁损伤	2	Z	Z1	Z1
	4	Z	Z1	Z1
	6	Z	Z1	Z1
	8	Z	Z1	Z1
	10	Z	Z1	Z1
	12	Z	Z2	Z2
	14	Z	Z2	Z2
	16	Z	Z2	Z2
	18	Z	Z2	Z2
	20	Z	Z2	Z2
	22	Z	Z2	Z3
	24	Z	Z3	Z3
	26	Z	Z3	Z3
	28	Z	Z3	Z3
	30	Z	Z3	Z3
	32	Z	Z4	Z4
	34	Z	Z4	Z4
	36	Z	Z4	Z4
38	Z	Z4	Z4	

续表 5.1

主梁损伤	40	Z	Z4	Z4
	42	Z	Z4	Z5
	44	Z	Z5	Z5
	46	Z	Z5	Z5
	48	Z	Z5	Z5
	50	Z	Z5	Z5
吊索损伤	1	D	D1	D1
	2	D	D1	D1
	3	D	D1	D1
	4	D	D1	D1
	5	D	D1	D1
	6	D	D1	D2
	7	D	D1	D2
	8	D	D1	D2
	9	D	D1	D2
	10	D	D1	D2
	11	D	D2	D3
	12	D	D2	D3
	13	D	D2	D3
	14	D	D2	D3
	15	D	D2	D3
	16	D	D2	D4
	17	D	D2	D4
	18	D	D2	D4
	19	D	D3	D4
	20	D	D3	D4
	21	D	D3	D5
	22	D	D3	D5
	23	D	D3	D5
	24	D	D3	D5
	25	D	D3	D5
主缆损伤	锚固区	L	L	L
	锚固区	L	L	L
	锚固区	L	L	L
	锚固区	L	L	L
	锚固区	L	L	L

## 5.2 模型悬索桥的频率测试

### 5.2.1 仪器设备和数据采集

自振特性测试系统由 DH-5938 信号测试系统、压电加速度传感器和计算机组成,采用木棒敲击的方法产生冲击作用,进行模型的激振。压电加速度传感器采用 bk8318 高精度超低频加速度传感器,其灵敏度高,性能稳定。DH-5938 信号测试系统完成了压电式加速度传感器、输出信号的调理、预处理和采样,并实时传送至计算机对信号储存和处理。相应的配套软件可以对采集的数据进行频域、时域及幅值域的分析处理。

为了测得结构的动力特性,必须选择合适的激振方式,一般采用脉冲锤击法。由于试验条件所限,采用木棒敲击的方法产生冲击作用,对模型进行单点激振。在敲击时,为了获得足够的激振能量,需要保证激振力和持续时间足够。

进行单点激励时,选择激励点应以能够有效激起各阶模态为准则。如果激励点选在某阶模态的节点上,该阶模态就不能被激励出来。即使选在附近,该阶模态振动信号也很弱,所以应尽量避免选在前几阶模态振型的节点处,以免造成某些模态的丢失。在初步确定测点的基础上,可在选定的几个激励点进行激励试验,测量若干个频响函数,观察哪个激励点所得到的频响函数不丢失重要模态,则此点为最佳激振点。

### 5.2.2 噪声干扰的控制方法

任何测试信号和分析结果都包含噪声部分。噪声的来源包括电源、仪器内部电子线路、各种连接导线及其仪器组成的网络及大地。因此噪声的表现形式有来自电源的供品正弦信号及其各次谐波成分,有来自其他方面的随机信号噪声。在模态试验中,抑制噪声影响的途径有两类:一是在测试系统中采用合理的减噪措施,二是在软件分析过程中采取减噪措施<sup>[54]</sup>。

本试验中为降低噪声干扰所采取的措施如下:

在测试系统中:(1)所有信号线采用屏蔽导线,避免与电源线平行且尽量远离电源线。(2)测试仪器电源从总电源的输出端接出,减少了共电源仪器之间由于电源波动造成的误差(3)测试系统连接后,尽量不拨动仪器开关,以免产生高频噪声。

在软件采样及分析处理时:(1)为了避免产生频率混淆现象,提高采样频率  $f$  即缩

小采样间隔时间 $\Delta t$ ,使其大于或等于 2 倍的截止频率。(2) 在采样频率  $f$  一定的前提下,将高于  $f/2$  的信号频率成分滤掉,这不仅能有效避免频率混淆,还在于大部分问题时所关心的频率成分是有限的,高频成分对实际分析并无太大意义。(3)在敲击激振时,输入信号时间历程短,极大部分让噪声占据,为保证测试精度,依次截取时域信号的若干样本,进行分段频谱分析得到所需频域信号后,再做平均。

### 5.2.3 传感器测点布置

测量频率时,测量结果不但与传感器有关,还与激励点有关。当按照第四章在边跨布置测点时,根据实际检测,频率测试效果并不是很理想,所以本试验在主梁的主跨上布设5个测点,分别是中跨的 $L/8$ 、 $L/4$ 、 $3L/8$ 、 $L/2$ 和 $5L/8$ 测点(从左侧排起),成线型均布,如图3.14所示。试验采用的激振方法为随机激励振动,压电式加速度传感器拾得振动加速度信号,通过放大器放大,再由数据采集仪采集(8通道的DHDAS数据采集仪)记录至计算机,试验采用瞬态采集、信号触发,采样频率为100Hz。

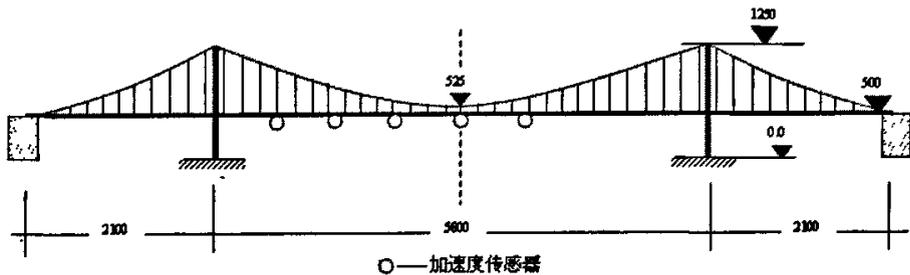


图 5.3 加速度传感器布置图(单位: mm)

Fig. 5.3 the placement of acceleration sensor

### 5.2.4 损伤工况与测试结果

根据模型悬索桥的拼装特点和试验条件,通过以下方式进行损伤的模拟:(1)由于主梁为两片角钢拼装而成,所以通过卸掉其中一片角钢的方式来模拟损伤。(2)对主缆损伤试验是通过锚固部件的放松来实现,没有损伤的量化标准。(3)同主缆损伤

类似，吊索的松弛是通过调节松紧螺母来实现的，也没有损伤的量化标准。在前面的有限元分析的基础上，结合工程经验，确定损伤试验内容如下：

(1) 主梁损伤

工况 1：卸掉中跨内侧第 21 根和第 22 根吊索（从桥塔左侧第一根吊索排起）之间的一段角钢片；

(2) 主缆右锚损伤

工况 2：在右锚处调节正反螺纹扣件，将内侧主缆松一圈；

工况 3：在右锚处调节正反螺纹扣件，将内侧主缆松两圈；

工况 4：在右锚处调节正反螺纹扣件，将内侧主缆松三圈；

(3) 吊索损伤

工况 5：通过松紧螺母将中跨外侧第 7 根吊索（从左侧排起）松一圈

工况 6：通过松紧螺母将中跨外侧第 7 根吊索（从左侧排起）松一圈

工况 7：通过松紧螺母将中跨外侧第 7 根吊索（从左侧排起）松一圈

在布置好加速度传感器后，打开东华振动测试系统，采用瞬态采集、信号触发，采样频率为 100Hz、量程设置合理后，记录了用木棍敲击四次时的加速度响应。记录了用木棍敲击四次时的加速度响应，用频谱分析软件，将时域数据经过 FFT 变换后得到其傅立叶谱的幅值谱，主梁的各阶自振频率可根据频谱分析得到的 FFT 谱图上峰值位置来确定。损伤时的 FFT 频谱分析图见图 5.4—5.11，得到竖弯实测频率值见表 5.2，与有限元分析相对应的频率为  $\omega_2$  (3.3093)、 $\omega_6$  (6.4172)、 $\omega_{12}$  (11.705)、 $\omega_{14}$  (16.817)。

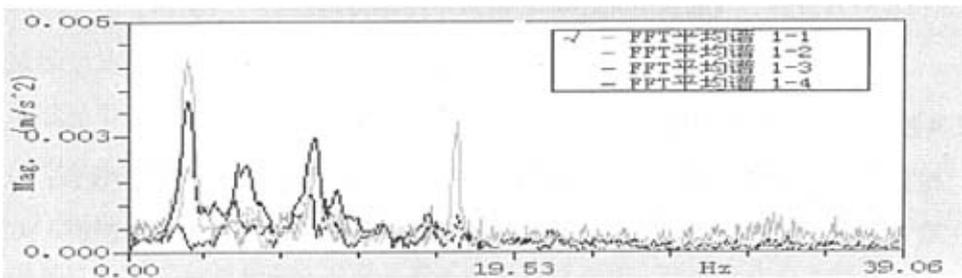


图 5.4 完好状态时的频谱分析图

Fig. 5.4 Frequency spectrum in healthy state

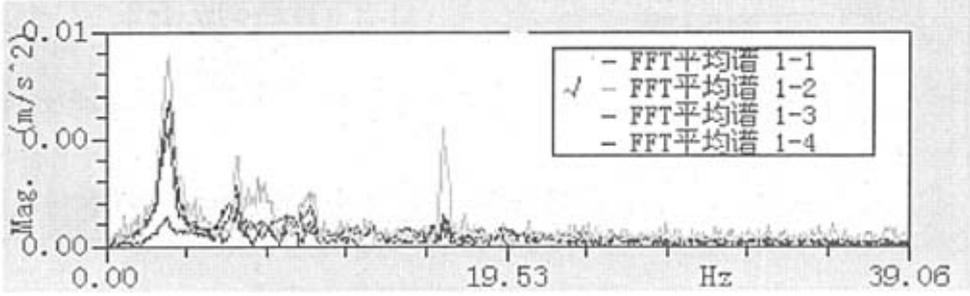


图 5.5 工况一时的频谱分析图

Fig. 5.5 Frequency spectrum in case 1

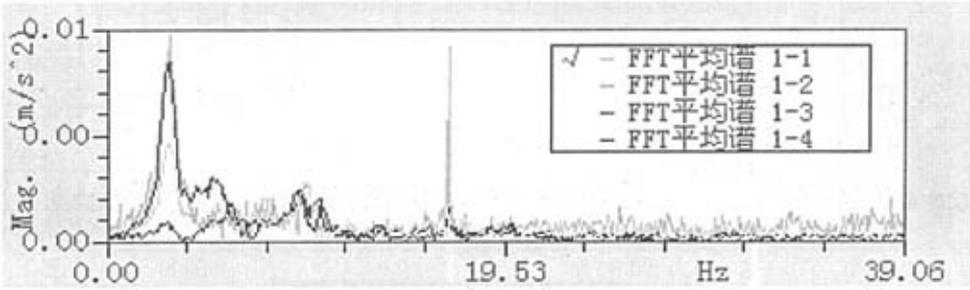


图 5.6 在况二时的频谱分析图

Fig. 5.6 Frequency spectrum in case 2

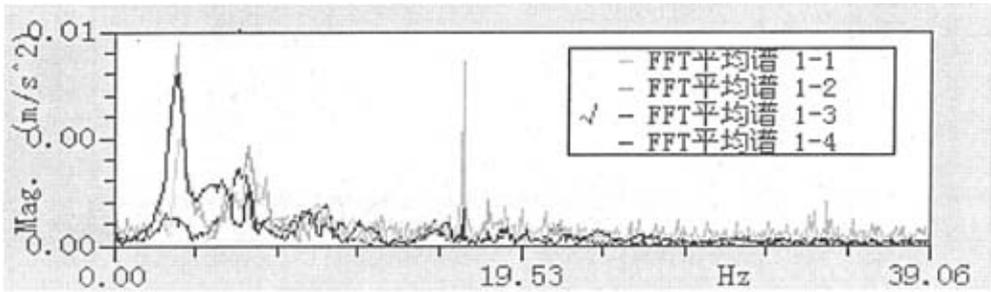


图 5.7 在况三时的频谱分析图

Fig. 5.7 Frequency spectrum in case 3

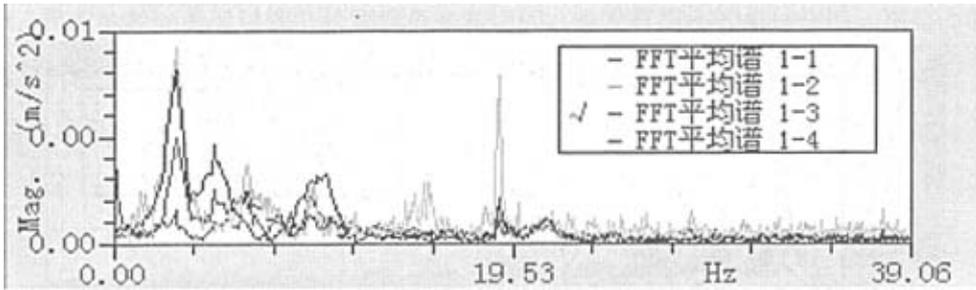


图 5.8 在况四时的频谱频谱分析图

Fig. 5.8 Frequency spectrum in case 4

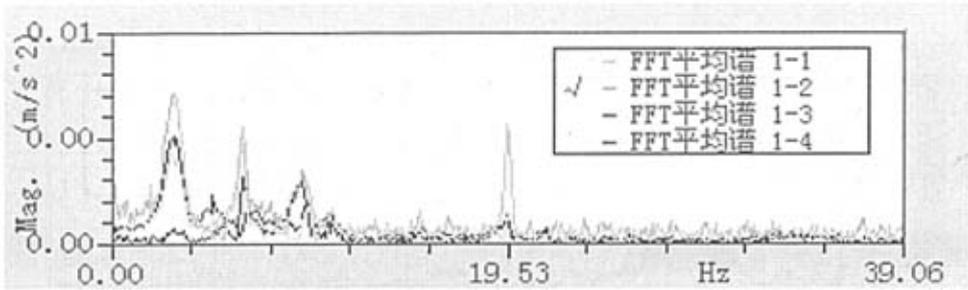


图 5.9 在况五时的频谱频谱分析图

Fig. 5.9 Frequency spectrum in case 5

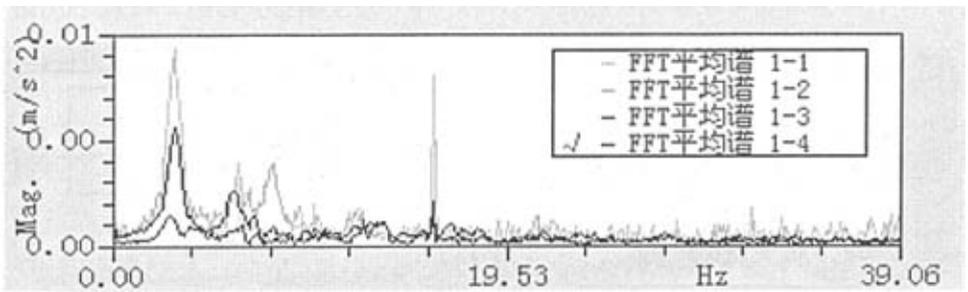


图 5.10 在况六时的频谱频谱分析图

Fig. 5.10 Frequency spectrum in case 6

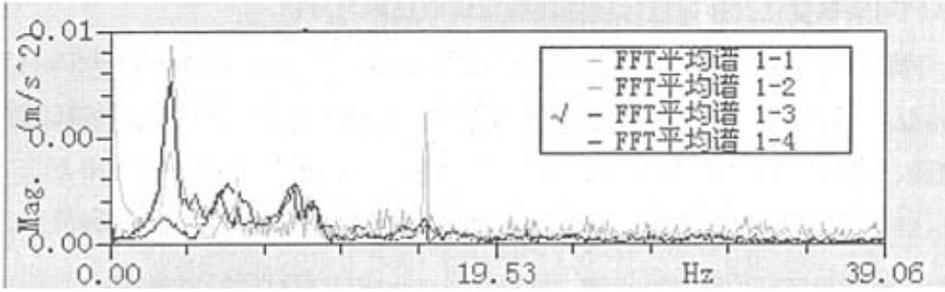


图 5.11 在况七时的频谱频谱分析图

Fig. 5.11 Frequency spectrum in case 7

表 5.2 结构损伤时的频率实测值和变化率

Tab.5.2 frequency and frequency difference ratio in damage cases

工况	$\omega_1$	$\omega_2$	$\omega_3$	$\omega_4$
损伤前	3.13	6.27	9.59	16.64
工况 1	3.03	5.97	9.89	16.55
工况 2	2.94	5.97	9.3	16.74
工况 3	2.55	5.97	9.01	16.74
工况 4	3.03	4.9	9.69	18.89
工况 5	3.03	6.17	9.2	15.86
工况 6	3.03	5.97	9.4	15.96
工况 7	3.03	5.87	9.3	16.25
	$\Delta \omega_1/\Delta \omega_4$	$\Delta \omega_2/\Delta \omega_4$	$\Delta \omega_3/\Delta \omega_4$	
工况 1	1.098901099	3.296703297	-3.296703297	
工况 2	-1.919191919	-3.03030303	-2.929292929	
工况 3	5.858585859	3.03030303	5.858585859	
工况 4	-0.044464206	-0.609159627	0.044464206	
工况 5	0.128040973	0.128040973	0.499359795	
工况 6	0.146842878	0.440528634	0.279001468	
工况 7	0.255754476	1.023017903	0.74168798	

5.3 利用频率变化比指标进行损伤区域定位的结果与分析

考虑到频率的单调性,选取 $\omega_4$ 作为基数,进而计算出实测频率改变比 $\Delta\omega_1/\Delta\omega_4$ 、 $\Delta\omega_2/\Delta\omega_4$ 、 $\Delta\omega_3/\Delta\omega_4$ (见表5.2),将此三个频变比数据作为神经网络的输入向量,按照表5.1(红色单元为损伤区域)所示的三种模式划分方式,利用神经网络方法来进行损伤区域的定位,识别结果见表5.3—5.8。表中识别区域下的数据表示各种损伤情况的可能性,表中每一行的最大值以深色背景标出,此处为神经网络识别的最为可能的损伤情况。

表 5.3 模式划分一时动态网络的定位结果

Tab.5.3 damage detecting results by dynamic neural network in sort 1

实际损伤区域	由动态网络识别的损伤区域			识别结果
	D	L	Z	
Z	0.507	0.082	0.411	D
L	0.509	0.491	0	D
L	0	0	1	Z
L	0.994	0.006	0	D
D	0.997	0.003	0	D
D	0.997	0.003	0	D
D	0.997	0.002	0.002	D

表 5.4 模式划分一时 GA 网络的定位结果

Tab.5.4 damage detecting results by GA neural network in sort 1

实际损伤区域	由 GA 网络识别的损伤区域			识别结果
	D	L	Z	
Z	0.044	0.664	0.291	L
L	0.089	0.874	0.037	L
L	0.14	0.199	0.661	Z
L	0.408	0.544	0.048	L
D	0.441	0.507	0.052	L
D	0.414	0.527	0.059	L
D	0.443	0.496	0.061	L

表 5.5 模式划分二时动态网络的定位结果

Tab.5.5 damage detecting results by dynamic neural network in sort 2

工 况	实际 损伤 区域	由动态网络识别的损伤区域									识别 结果
		D1	D2	D3	L	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	
1	Z4	0.009	0	0.005	0.027	0.004	0	0	0	0.955	Z5
2	L	0	0.475	0.013	0.002	0.035	0	0	0.475	0	D2/Z4
3	L	0	0	0	0	0	0.506	0	0.494	0	Z2
4	L	0	0.993	0.004	0.002	0	0	0	0.001	0	D2
5	D2	0	0.993	0.003	0.002	0	0	0	0.002	0	D2
6	D2	0	0.992	0.003	0.002	0	0	0	0.003	0	D2
7	D2	0.002	0.953	0.014	0.007	0	0	0	0.023	0	D2

表 5.6 模式划分 2 时 GA 网络的定位结果

Tab.5.6 damage detecting results by GA neural network in sort 2

工 况	实际 损伤 区域	由 GA 网络识别的损伤区域									识别 结果
		D1	D2	D3	L	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	
1	Z4	0.152	0.145	0.151	0.155	0	0.138	0.044	0.169	0.046	Z4
2	L	0.186	0.225	0.191	0.18	0	0.066	0.01	0.138	0.003	D2
3	L	0.127	0.083	0.12	0.131	0.028	0.246	0.131	0.099	0.035	Z2
4	L	0.182	0.19	0.183	0.18	0	0.091	0.022	0.144	0.008	D2
5	D2	0.178	0.183	0.179	0.177	0	0.098	0.025	0.149	0.011	D2
6	D2	0.176	0.181	0.177	0.175	0	0.102	0.026	0.151	0.013	D2
7	D2	0.172	0.175	0.173	0.172	0	0.108	0.028	0.156	0.017	D2

表 5.7 模式划分 3 时动态网络的定位结果

Tab.5.7 damage detecting results by dynamic neural network in sort 3

工 况	实际 损伤 区域	由动态网络识别的损伤区域											识别 结果
		D1	D2	D3	D4	D5	L	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	
1	Z4	0.005	0.001	0.014	0.002	0.002	0.028	0.003	0	0.013	0	0.932	Z5
2	L	0.007	0	0.371	0.229	0.002	0.007	0.005	0	0	0.379	0	Z4
3	L	0.003	0.01	0	0	0.002	0.011	0	0.403	0.528	0.017	0.024	Z3
4	L	0.063	0.01	0.524	0.169	0.04	0.094	0.002	0	0	0.093	0.004	D3
5	D4	0.083	0.021	0.418	0.162	0.06	0.108	0.003	0	0.001	0.128	0.014	D3
6	D4	0.081	0.019	0.424	0.15	0.059	0.111	0.003	0	0.002	0.125	0.025	D3
7	D4	0.089	0.028	0.325	0.136	0.073	0.107	0.004	0.002	0.003	0.18	0.051	D3

表 5.8 模式划分 3 时 GA 网络的定位结果  
Tab.5.8 damage detecting results by GA neural network in sort 3

工 况	实际 损伤 区域	由 GA 网络识别的损伤区域											识别 结果
		D1	D2	D3	D4	D5	L	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	
1	Z4	0.114	0.115	0.103	0.108	0.114	0.12	0	0.102	0.045	0.136	0.045	Z4
2	L	0.131	0.116	0.193	0.167	0.131	0.117	0	0.032	0.002	0.11	0.002	D3
3	L	0.041	0.053	0.017	0.027	0.041	0.051	0.009	0.506	0.218	0.023	0.013	Z2
4	L	0.136	0.131	0.148	0.143	0.136	0.131	0	0.051	0.008	0.109	0.006	D3
5	D4	0.134	0.129	0.142	0.138	0.134	0.13	0	0.058	0.011	0.114	0.009	D3
6	D4	0.132	0.128	0.14	0.137	0.132	0.13	0	0.061	0.013	0.117	0.01	D3
7	D4	0.13	0.126	0.134	0.132	0.13	0.128	0	0.068	0.016	0.122	0.014	D3

当采用粗略划分的方式一时，动态网络只能识别出吊索损伤而不能识别出其他两种类型损伤，GA 网络的识别效果更差，仅识别出了主缆损伤的其中两种。且同一组输入数据按照不同的训练方式，识别结果完全不同，由此可见采用此种划分方式时，识别结果波动很大，可信度较低。这主要是因为采用此种划分方式，每个损伤模式包含的数据范围很大，尤其是主梁损伤，数据范围在 0.2~140 之间，包含了吊索损伤和主缆损伤的数据范围，这就给神经网络识别带来了一定的困难。

当采用模式划分二时，由于此方式根据数据的范围进行了更为细致的区域划分，因此的动态网络能够很好的对吊索损伤进行定位，将损伤区域为 Z4 的主梁损伤定在 Z4 附近的 Z5 区域，但对主缆损伤识别错误；GA 网络则正确识别出了主梁损伤和吊索损伤，但也无法识别出主缆损伤，其总体效果要比动态网络好一些。由此可见采用模式划分方式二时，两种神经网络的识别效果基本一致，正确率高，稳定性好。

模式划分三是按照空间位置不同而进行区域划分的，当采用此种模式划分方式时，神经网络的识别效果比模式划分一时要好，比模式划分二时要稍差一些。两个网络的定位结果也基本一致，GA 网络对主梁损伤的识别效果要比动态网络稍好一些。两神经网络均不能识别主缆损伤，在吊索损伤方面虽然不能精确的定位，但还是能将 D4 区域的损伤定位在其附近的 D3 区域。

从正确识别率上看，在模式划分一时，动态网络的正确识别率为 3/7 GA 网络为 2/7；

在模式划分二时，动态网络的正确识别率为 3/7，GA 网络为 4/7，两种网络的定位结果也基本一致；在模式划分三时，动态网络的正确识别率为 0，GA 网络为 1/7，两种网络的定位结果也基本一致，此方式虽然精确定位效果差，但还是将损伤定位在正确区域的附近。

由表 5.3—5.8 可以看出无论采用哪种模式划分方式，神经网络均不能正确识别主缆损伤，这主要是由试验数据和有限元模型数据之间的误差造成的。悬索桥试验模型未损前加劲梁与桥塔的支座接触不完全，而当主缆放松时，加劲梁与支座充分接触，此时的悬索桥接近简支连续梁桥，结构刚度增大，导致自振频率的增大。而在有限元分析中，损伤前后的约束条件是一致的，并未考虑损伤而引起的结构体系的转变，这就使有限元数据和试验数据具有很大的出入，利用此时的有限元数据训练神经网络来识别试验损伤也就存在着误定位的隐患。由此可见网络训练数据应该尽可能的接近实际数据，否则将无法进行损伤识别。

在本试验条件下，由以上分析可以得出以下结论：

(1) 理论模型与实际试验模型的误差是影响神经网络识别效果的主要因素之一。ANSYS 有限元模型通常会引入一些假定，所得出的数据均为理想数据，由此得出的力学参数必然与试验模型参数存在着误差。实际桥梁在发生损伤时，有可能使得结构的力学体系发生变化，而有限元模型中通常是很难模拟的，这时有有限元数据的可用性降低，这也是本节中无法利用频率改变比指标识别主缆损伤的根本原因。

(2) 在桥面上均布两层耐火砖时，模型配重仅为虚拟原桥的 1/11.9，配重不足使得损伤信息极有可能淹没在噪声中，信噪比较差，测量中的噪声使得本来不存在损伤的单元参数识别值与基本值不同，导致判别结果出现错误（如主梁损伤的识别），因此，在实际检测中，应合理的考虑噪声对试验结果的影响。

(3) 测试仪器、测量环境和信号处理也会引起实测数据的误差。测试仪器由于测量精度及仪器本身的关系，会引起一定的误差，同时由于信号处理技术所限，采集和分析信号也会引起一定的误差，这些都属于系统误差。只要损伤前后采用的是同一套检测设备，系统误差对实测数据影响一般也都在可接受范围之内。

(4) 模式的划分也会影响到损伤区域的正确识别。同一模式里面的数据应该相近,各个不同的模式之间数据应该有一定的差距,否则神经网络会对正确识别损伤区域存在着一定的困难。

虽然实际测量的频率值和理论值存在着误差,但只要损伤前后采用同一套测试系统,测试环境也基本相同,那么系统测试误差对损伤前后的测试数据同时存在着影响;频率改变比指标为损伤前后频率改变差的比值,系统误差对测试频率的影响在差值过程中已被抵消,理论与实测值的误差被大大降低,所以基于频率改变比指标来识别实际结构的损伤是有一定可行性的。

#### 5.4 本章小节

本章的主要工作为在实验室的悬索桥模型上来模拟构件的损伤,将频率改变比指标作为神经网络的输入数据,按照不同的模式划分方式来进行损伤区域的定位。在本试验条件下,除主缆损伤不能定位外,吊索损伤和主梁损伤均具有较好的定位效果,这为实际悬索桥工程的损伤检测提供了很大的帮助。当确定了损伤区域以后,就可以对损伤区域中的各个构件进行应变测量,进而将损伤定位在具体构件上。

## 结 论

要想能够很好的进行结构损伤识别,技术上而言关键是要是先进传感器的优化布设和信息的高效传输;理论上而言主要是结构识别理论和状态评估理论的发展。经过了多年的理论研究和实际工程经验的积累,结构的损伤识别方面虽然已经取得了许多重大研究成果,但目前的研究仍然存在一些不足,尤其是应用在象悬索桥这种大跨度结构上,其效果仍不是很理想,仍需要不断的研究和探索。

本文通过悬索桥的主梁、吊索、主缆三种常见损伤工况的数值模拟,对比分析了频率改变比、模态曲率差和静态应变差指标对三种典型损伤的识别效果,提出了用三指标组成的指标体系来识别悬索桥损伤的方法,并根据这组指标来配置传感器,理论上证明了指标系统的可行性。最后,在试验悬索桥模型上模拟几种损伤情况,根据损伤前后的频率值来构造输入参数,利用神经网络方法来进行损伤区域的大致定位。

### 一、本文主要结论

通过本课题的理论分析和试验研究,主要结论如下:

(1)损伤发生在主梁时,由于各阶模态曲率差指标之间信息的互补性,该指标要优于其他两指标;吊索损伤与主缆损伤时以静态应变差指标指标最为理想;主缆与吊索损伤时,沿主梁提取的模态曲率差指标无法识别主缆与吊索的损伤。

(2)在悬索桥的损伤检测中,可以将频变比指标、模态曲率指标和静态应变差指标结合起来进行损伤识别。首先根据频变比来确定损伤的大致区域,然后根据损伤发生的区域不同而选用不同的局域损伤指标。

(3)传感器布设方面,应变测点根据应变分布图来进行布置,频率则是依据动能最大原理来布设,模态曲率测量可以采用逐步累加法来以MAC矩阵来评价测点形成的振型的正交性,进而确定测量时所需的最少测点。

(4)在本试验条件下,将频率改变比指标作为输入参数利用神经网络方法来对悬索桥结构进行损伤区域的大致定位是可行的。

## 二、展望

悬索桥的损伤识别是一个相当复杂的问题，本文对此问题进行了初步探索，还有大量的工作要做，还有很多问题需要进一步地研究：

(1) 模态曲率差指标虽然识别效果很好，但是由于检测方面的限制一直很难应用于实际工程，因此要考虑解决它们的检测途径。

(2) 评价传感器布设效果的统一指标方面的研究

(3) 在复杂的自然环境下,悬索桥实际结构的传感器布设

(3)神经网络的训练数据的理想与否直接影响着网络的识别效果，如何使建立的有限元模型接近实际工程结构仍是一个值得研究的课题。

(4)实际检测工程中如何减少噪声和数据处理中如何合理考虑噪声的影响。

(5)悬索桥损伤识别试验在定位方面和损伤程度方面的进一步模拟研究。

## 参 考 文 献

- [1]严国敏.现代悬索桥[J].北京:人民交通出版社,2001.12.
- [2] E.Y.Andersen. Structural monitoring of the Great Belt Bridge. In: Jon Krokeborg. Proceeding of the Third Symposium on Strait Crossing Rotterdam. Balkema, 1994, 54~62.
- [3]Myroll F, Dibiagio E .Instrumentation for monitoring the Skarnsunder Cable-stayed Bridge. In: Jon Krokeborg ,ed.Proceedings of the Third Symposium on Strait Crossing. Rotterdam: Balkema,1994.207~215.
- [4]张启伟,袁万城,范立础.大型桥梁结构安全监测的研究现状与发展[J].同济大学学报,1997,25(增刊):76~81.
- [5] Kaminski P C. The Approximate Location of Damage through the Analysis of Natural Frequencies with Artificial Neural Networks. Journal of Process Mechanical Engineering, 1995, 209: 117~123.
- [6] 刘文峰,柳春图,应怀樵.通过频率改变率进行损伤定位的方法研究[J].振动与冲击:2004,23(2):28~31.
- [7] Cawley P. and R.D. Adams. The Location of Defects in Structures from Measurements of Natural Frequencies. Journal of Strain Analysis, 1979, 14(2):49~57.
- [8] Penny J.E.T., D.A.L. Wilson and M.I. Friswell. Damage Location in Structures Using Vibration Data. In: Proc. of the 11th International Modal Analysis Conference, 1993, 861~867.
- [9] Salwu O.S. Detection of Structural Damage through Changes in Frequencies: A Review. Engineering Structures, 1997, 9: 718~723.
- [10] 薛松涛,钱宇音,陈镭等.采用二阶频率灵敏度的损伤识别和试验[J].同济大学学报(自然科学版), 2003, 3: 263~267.
- [11] Lu Q, Ren G, Zhao Y. Multiple damage location with flexibility curvature and relative frequency change for beam structures. Journal of Sound and Vibration,2002,2(2):1101~11146.
- [12]Abdel Wahab MM,De Roeck G. Damage detection in bridge using modal curvatures : application to a real damage scenari. Journal of Sound and Vibration, 1999,226(2):217~235.
- [13]王山山,任青文.基于曲率模态振型的刚架结构损伤检测[J].动力学与控制学报,2005,3(2):81~86.
- [14] 禹丹江,陈淮.桥梁损伤检测的曲率模态方法探讨[J].郑州大学学报(工学版), 2002, 23(3): 104~106.
- [15] 董聪.现代结构系统可靠性理论及其应用.北京:科学出版社, 2001.

- [16] Bodeux J B, Golinval J C. Application of ARMAV Models to the Identification and Damage Detection of Mechanical and Civil Engineering Structures. *Smart Materials and Structures*, 2001, 10(3): 479~489.
- [17] Raghavendrchar M, Aktan A E. Flexibility by Multi-reference Impact Testing for Bridge Diagnostics. *Journal of Structural Engineering*, 1992, 118(8): 2186~2203.
- [18] 唐小兵, 沈成武, 陈定方. 结构损伤识别的柔度曲率法[J]. *武汉理工大学学报*, 2001, 23(8): 18~20.
- [19] 孙国, 顾元宪. 连续梁结构损伤识别的改进柔度阵方法[J]. *工程力学*, 2003, 20(4): 50~54.
- [20] 鞠彦忠, 张增军, 陈景彦等. 基于柔度法的结构损伤识别[J]. *东北电力学院学报*, 2004, 24(1): 47~50.
- [21] N Stubbs, J T Kim, K Topple. An efficient and robust algorithm for damage localization in offshore platforms [A]. *ASCE 10<sup>th</sup> Structures Congress92*[C]. USA: San Antonio Tx, 1992. 543~546.
- [22] B H Kim, N Stubbs, T Park. Flexural damage index equations of a plate [J]. *Journal of Sound and Vibration*, 2005, (283): 341~368.
- [23] Z Y Shi, S S Law, Zhang L M. Structural damage localization from modal strain energy change[J]. *Journal of Sound and Vibration*, 1998, 218(5): 825~ 844.
- [24] Z Y Shi, S S Law, L M Zhang. Structural damage detection from modal strain energy change[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2000, 126(12): 1216~1223.
- [25] 袁明, 贺国京. 基于模态应变能的结构损伤检测方法研究[J]. *铁道学报*, 2002.
- [26] 李德葆, 诸葛鸿程, 王波. 实验应变模态分析原理和方法[J]. *清华大学学报*, 1990, 30(2): 105~112.
- [27] 周先雁. 用应变模态对混凝土结构进行损伤识别的研究[J]. *湖南大学学报*, 1997, 24(5): 69~74.
- [28] 刘效尧, 蔡键, 刘晖. 桥梁损伤诊断. 北京: 人民交通出版社, 2002.
- [29] Doebling S.W., Farrar C.R., Prime M.B. A summary review of vibration-based damage identification methods. *The Shock and Vibration Digest*, 1998, (3): 92~105.
- [30] Yam L.H., Li YY, Wong W O. Sensitivity studies of parameters for damage detection of plate-like structures using static and dynamic approaches. *Engineering Structures*, 2002, 24(11): 1465~1475.
- [31] Wang X., Hu N., Fukunaga H., et al. Structural damage identification using static test data and changes in frequencies. *Engineering Structures*, 2001, 23(6): 610~621.

- [32] Hjelmstad K.D., Shin S. Damage detection and assessment of structures from static response. *Journal of Engineering Mechanics*, 1997, 123(6): 568~76.
- [33] Banan M.R., Hjelmstad K.D. Parameter estimation of structures from static response,I: computational aspects. *Journal of Structural Engineering*, 1994a, 120(11): 3243~3258.
- [34] Banan M.R., Hjelmstad K.D. Parameter estimation of structures from static response,II: numerical simulation studies. *Journal of Structural Engineering*, 1994b, 120(11):3259~3283
- [35]蔡晶, 吴智深, 李兆霞.静力载荷作用下结构参数识别及状态评估的统计分析[J].*工程力学*, 2004, 21(6): 76~83
- [36] 刘斌,姚永丁,叶贵如.斜拉桥传感器优化布点的研究[J].*工程力学*.2005,22(5):171~175
- [37]崔飞,袁万成,史家钧.传感器优化布设在桥梁健康监测中的应用.同济大学学报,1999,27(2)
- [38]Thomas G. Carne and Clark R. Dohmann. A Modal Test Design Strategy for Model Correlation. Proc. 13<sup>th</sup> Intl. Modal Analysis Conference, 1995
- [39]刘福强, 张令弥.作动器传感器优化布置的研究进展[J].*力学进展*, 2000, 30(4):506~516
- [40]Kammer D C. Sensor placement for on-orbit modal identification of large space structure[J]. *Journal of Guidance Control and Dynamics*.1991,14(2):251~259.
- [41]Kammer D C,Yao L. Enhancement of on-orbit modal identification of large space structures through sensor placement[J]. *Journal of Sound and Vibration*, 1994,171(1):119~140.
- [42]Klein A, Melard G, Spreij P. On the result and property of the Fisher information matrix of a vector ARMA process[J]. *Linear Algebra and Its Applications*, 2005, 403(1/3):291~313.
- [43]Guyan R J. Reduction of stiffness and mass matrix [J]. *AIAA Journal*, 1965, 3(2):380.
- [44]邓焱、严普强, 桥梁结构损伤的振动模态检测, 振动、测试与诊断, 1999.9
- [45] J H Holland *Adaptation in natural and artificial systems*(M). Ann Arbor: The University of Michigan Press, 1975.
- [46]李戈, 秦权, 董聪.用遗传算法选择悬索桥监测系统中传感器的最优布点. *工程力学* [J]. 2002, 17(1): 25~33
- [47] Udawadia F E. Methodology for optimum sensor locations for parameter identification in dynamic system [J].*Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 1994, 120(2):368~390.
- [48] J E T Penny, M I Friswell, S D Garvey. Automatic choice of measurement location for dynamic testing [J]. *AIAA Journal*, 1994, 32(2): 407~414.
- [49] 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.2002.4
- [50]董聪, 丁辉, 高嵩.结构损伤识别和定位的基本原理与方法[J].*中国铁道科学*, 1999, 20(3): 89~94

- [51]崔飞, 袁万城, 史家钧. 传感器优化布设在桥梁健康监测中的应用[J]. 同济大学学报, 1999, 27 (2) : 165~169
- [52]石健. 面向健康诊断的悬索桥损伤灵敏度分析[D]. 大连: 大连海事大学, 2006
- [53]曹树谦, 张文德, 萧龙翔. 振动结构模态分析. 天津: 天津大学出版社, 2001, 3
- [54]崔飞, 高岩. 结构损伤识别的传感器优化布设方法[J]. 铁道建筑, 2003, 3: 51~54
- [55] Elkordy M F, Chang K C, Lee G C. Application of Neural Networks in vibrational Signature Analysis[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1994, 120(2): 251~264
- [56] Kaminski P C. The approximate location of damage through the analysis of natural frequencies with artificial neural networks. Journal of Process Mechanical Engineering, 1995; 209: 117—123
- [57]王柏生, 倪一清, 高赞明. 框架结构连接损伤识别神经网络输入参数的确定[J]. 振动工程学报, 2000, 13(1): 137~141
- [58]王柏生, 丁浩江. 模型误差对神经网络进行结构损伤识别的影响 [J] . 土木工程学报, 2000, 33 (1) : 50~55

## 攻读学位期间公开发表论文

刘娟娟, 孙宗光, 牛振龙. 悬索桥的适用性分析. 建筑材料技术与应用: 2007, (99): 1~3

## 致 谢

将近三年的研究生学习即将过去，我将怀念这段美好的时光，怀念在这期间给予我关心、支持和帮助的老师 and 朋友们。

首先要感谢导师孙宗光教授。本文正是在孙老师的帮助下才得以如期完成，感恩之语，无辞可达。从论文的选题、总体构思、理论分析、论文的定稿到论文的完成都倾注着导师的大量心血。孙老师以其高尚的品格，严谨的治学态度潜移默化地影响着我、塑造着我，这将对本人的一生有着深远的影响。

本人还要感谢赵颖华教授、王东升副教授、范颖芳副教授和李晓飞老师对试验的关心与协助，感谢实验员房军老师在试验设备上的无私支持与大力协助！

感谢师姐栗雁娜在有限元数值模拟方面的研究，这使得本人的论文进度大大加快，感谢师兄石健在试验方面的指导与帮助，试验的顺利完成与师兄耐心的帮助是分不开的。感谢同实验室的同学们在生活上、学习上对本人的无微不至的照顾！感谢师弟陈世俊在试验过程中的大力帮忙！

最后要特别感谢研究生院和道路与桥梁工程研究所，是道桥所给了本人一个充实自己、提高自己的机会。在今后的生活中，本人将牢记老师们的教导，用自己的实际行动来回报老师们对本人的辛勤栽培！

## 研究生履历

姓 名	刘嫦娟
性 别	女
出生日期	1981 年 12 月 8 日
获学士学位专业及门类	土木工程（建筑工程方向）
获学士学位单位	沈阳建筑大学
获硕士学位专业及门类	道路与铁道工程
获硕士学位单位	大连海事大学
通信地址	大连海事大学道路与桥梁工程研究所
邮政编码	116026
电子邮箱	xiaoyezi1208@163.com