

学校代号 10532

学 号 S12011192

分 类 号 TU317+.1

密 级 公开



湖南大学  
HUNAN UNIVERSITY

## 硕士学位论文

# 基于子结构模态综合法识别桥面板柔 度的理论和试验研究

学位申请人姓名 蒋运忠

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 周云副教授 易伟建教授

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 结构识别与损伤诊断

论文提交日期 2015年6月2日

学校代号：10532  
学 号：S12011192  
密 级：公开

湖南大学硕士学位论文

# 基于子结构模态综合法识别桥面板 柔度的理论和试验研究

国家自然科学基金青年基金(51208190)资助  
教育部高校博士点基金青年基金(20120161120028)资助  
湖南省自然科学基金(12554053)资助  
湖南省优秀青年骨干教师培养计划资助  
湖南大学青年教师成长计划资助

学位申请人姓名：蒋运忠  
导师姓名及职称：周云副教授 易伟建教授  
培 养 单 位：土木工程学院  
专 业 名 称：结构工程  
论文提交日期：2015年6月2日  
论文答辩日期：2015年6月5日  
答辩委员会主席：李正农教授

Sub-structural modal flexibility integration theory and experiment  
research for bridge deck identification

by

JIANG Yunzhong

B.E. (Southwest University) 2012

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structural Engineering

in the

Graduate School

of

Hunan University

Supervisor

Associate Professor ZHOU Yun, Professor YI Weijian

June, 2015



## 摘 要

钢-混凝土组合结构是桥梁结构中的一种常见形式,对其进行结构识别研究有着重要的意义。本文在总结之前研究成果的基础上,对一块实验室钢-混凝土组合桥面板和一座钢-混凝土组合结构桥梁进行静动载试验及子结构模态柔度识别研究。具体研究内容如下:

(1)在理论上总结了两种模态柔度计算方法,提出两种模态识别方法在本质上进行模态柔度的求解是一致的。利用两种方法相互转化的特点,可以得到结构的质量归一振型。同时,提出了利用分片测试获取结构整体模态柔度的理论。其过程是对子结构质量归一振型进行拼接得到扩充的整体振型,再利用拼接的振型计算结构的整体柔度矩阵。

(2)对一混凝土板有限元模型和一实验室钢-混凝土组合板进行脉冲锤击测试实验,表明单点输入单点输出(SISO),单点输入多点输出(SIMO)和多点输入多点输出(MIMO)等方法均能较为准确地获取模态柔度系数,并能通过子结构振型拼接的方法获得与静力方法相差很小的模态柔度矩阵。通过对一座实际桥梁的脉冲锤击法分片测试,验证了该方法在实际运用的可行性。同时,进行了随机振动测试下的振型质量归一研究。通过有限元数值试验和实验室的随机振动试验表明,基于集中质量矩阵假设,可以利用随机振动测试获取结构的模态柔度,其结果比实际结构要柔。

(3)基于模态柔度方法进行结构损伤识别研究。首先,设计了支座刚度变化、连接件损伤和横向支撑破坏这三种损伤工况用来模拟实际桥梁结构可能出现的损伤状况。通过对比结构损伤前后的模态柔度位移信息,成功实现了组合板的损伤识别。结果表明模态柔度是极好的损伤指标,其对损伤的敏感程度比频率和振型大得多。其次,通过静力加载造成试验板的静力损伤,并利用模态柔度方法成功地识别出静力损伤的位置和损伤程度。

(4)基于 Strand7 有限元软件和 Matlab 应用程序的 API 交互访问技术对钢-混凝土组合板结构进行有限元模型修正。首先,比较了三种不同建模方式的钢-混凝土有限元模型,结果表明壳-实体模型能够很好地反映出组合结构的真实静动力性能。然后,基于静动力数据对基准模型的物理参数进行灵敏度分析,选取灵敏度高的 4 个参数进行多参数模型校验。最后,基于获得的静动力试验数据和 Strand7 模型分析结果,通过引入 Teughels 损伤函数识别出了试验板的刚度退化分布。

**关键词:** 结构识别; 模态柔度; 子结构模态综合; 模型修正; 钢-混凝土组合结构

## Abstract

Steel concrete composite structure is a common form of bridge structure, and the research on its structure identification is of great significance. In this paper, static load tests, dynamic load tests and substructural modal flexibility identification were conducted on a laboratory steel concrete composite slab and a real steel-concrete composite structure bridge based on previous research findings. The specific research contents are listed in the following:

(1) Two methods to calculate modal flexibility were reviewed, although the approaches may appear distinct, in reality these two modal flexibility calculation methods are consistent. By using the characteristic of mutual transformation between two methods, the mass normalized mode shapes can be got. A method utilizing the substructural modal test to obtain the global flexibility is proposed. The global structural mode shapes can be assembled by putting together substructural mass normalized mode shapes, further the global modal flexibility can be extracted.

(2) Through a numerical test of simply supported reinforced concrete slab and a laboratory steel concrete composite slab test, it is shown that SISO, SIMO and MIMO impact tests can all generate reliable modal flexibility coefficients. The proposed integration strategy can estimate the global modal flexibility within a few percent of static flexibility. The possibility of utilizing substructural modal tests to get global modal flexibility has been verified by a real bridge test. Meanwhile, the mass normalized mode shapes got by the random vibration test was studied. A numerical test and a laboratory test showed that structural modal flexibility can be extracted based on lumped mass matrix assumption, and the tested flexibility result is bigger than the actual flexibility.

(3) Structural damage identification based on the modal flexibility was researched. Firstly, three damage cases were designed to simulate the damage situation on real bridge, which are removal of cross diaphragm, changes of boundary condition, damage of connectors. By comparing modal flexibility information before and after structural damage, the damage identification of steel concrete composite slab is easily achieved. Test results show that modal flexibility is a good damage index and flexibility coefficients are more sensitive to damage than either frequencies or mode shapes. Secondly, static damage of steel concrete composite slab was made

by the static load test, and the damage location and damage degree was successfully identified based on modal flexibility.

(4) Steel concrete composite structure model updating method based on Strand7-Matlab application programming interface (API) strategy was researched. Firstly, three different finite element model of steel concrete composite structure was compared in this paper. The results show that the shell-brick model can well reflect the real static and dynamic performance of composite structures. Then, sensitivity analysis for the physical parameters was studied based on the static and dynamic data of the benchmark model, and four parameters was selected for model updating. Finally, the concept of Teughels damage function was introduced to model identification. By comparison of test data and finite element analysis results, the stiffness degradation distribution of the tested slab has been identified.

**Key Words:** Structural identification; Modal flexibility; Substructural mode synthesis; Model updating; Steel concrete composite structure

## 目 录

学位论文原创性声明与学位论文版权使用授权书 .....	I
摘要 .....	II
Abstract .....	III
<b>第 1 章 绪论</b> .....	1
1.1 研究背景、意义.....	1
1.2 结构识别 .....	2
1.2.1 结构识别的定义 .....	2
1.2.2 用于结构识别的振动测试方法 .....	3
1.2.3 基于柔度矩阵的结构识别 .....	4
1.2.4 基于模型修正的结构识别 .....	5
1.3 组合结构动力识别的研究进展 .....	6
1.4 本文研究的主要内容 .....	6
<b>第 2 章 基于模态柔度的分片子结构综合法</b> .....	9
2.1 引言 .....	9
2.2 模态柔度计算方法 .....	9
2.2.1 模态柔度的定义 .....	9
2.2.2 方法一：基于圆频率的模态柔度计算方法 .....	9
2.2.3 方法二：基于频响函数 $\omega=0$ 的模态柔度计算方法 .....	10
2.3 基于子结构综合识别模态柔度的理论和方法 .....	11
2.3.1 子结构综合的理论依据 .....	13
2.3.2 有重叠区域的子结构模态综合 .....	15
2.3.3 无重叠区域的子结构模态综合 .....	16
2.3.4 随机振动的振型质量归一理论 .....	17
2.4 混凝土简支板的脉冲锤击数值试验 .....	18
2.4.1 简支板有限元分析 .....	18
2.4.2 模态参数识别方法 .....	20
2.4.3 基于脉冲激励的模态参数分析 .....	22
2.4.4 子结构综合模态柔度对比 .....	25
2.5 混凝土简支板的随机振动数值试验 .....	29
2.5.1 随机振动的有限元仿真试验 .....	29
2.5.2 基于质量归一振型的模态柔度识别 .....	31

2.6 本章小结 .....	33
<b>第 3 章 基于模态柔度分片子结构综合法的试验研究 .....</b>	<b>34</b>
3.1 引言 .....	34
3.2 钢-混凝土组合结构的脉冲锤击测试 .....	34
3.2.1 试验对象 .....	34
3.2.2 动力试验装置 .....	35
3.2.3 试验工况 .....	36
3.3 试验过程及结果 .....	37
3.3.1 MIMO 全局测试 .....	37
3.3.2 不同测试工况的模态系数比较 .....	43
3.3.3 分片测试子结构综合结果 .....	43
3.4 钢-混凝土组合结构的随机振动测试 .....	45
3.4.1 随机振动测试工况设置 .....	46
3.4.2 随机振动测试模态参数识别 .....	47
3.4.3 模态柔度位移 .....	48
3.5 脉冲锤击法落锤装置的设计与制作 .....	49
3.5.1 国外脉冲锤击法锤击装置 .....	49
3.5.2 湖南大学落锤的设计与制作 .....	51
3.5.3 脉冲锤击法落锤的反弹控制 .....	51
3.6 钢-混凝土组合梁桥动力试验 .....	52
3.6.1 桥梁概况 .....	52
3.6.2 多参考点脉冲锤击法测试 .....	53
3.6.3 脉冲锤击测试的子结构综合 .....	55
3.6.4 随机振动测试 .....	58
3.7 本章小结 .....	60
<b>第 4 章 钢-混凝土组合板的损伤识别试验研究 .....</b>	<b>61</b>
4.1 引言 .....	61
4.2 损伤模拟试验 .....	61
4.2.1 损伤工况设定 .....	61
4.2.2 试验模态分析 .....	63
4.2.3 不同损伤工况模态分析结果 .....	64
4.3 钢-混凝土组合结构的静动载试验 .....	67
4.3.1 试验目的 .....	67
4.3.2 ABAQUS 有限元模型 .....	67
4.3.3 混凝土和钢筋的材性试验 .....	71

4.3.4 分级加载工况 .....	72
4.4 试验现象及结果 .....	74
4.4.1 静载试验裂缝发展情况 .....	74
4.4.2 荷载-位移曲线 .....	76
4.4.3 荷载-应变曲线 .....	78
4.4.4 损伤过程中的试验模态分析 .....	81
4.4.5 模态柔度位移结果 .....	82
4.4.6 模态柔度位移与静载位移 .....	84
4.5 本章小结 .....	86
<b>第 5 章 钢-混凝土组合结构的模型修正研究 .....</b>	<b>87</b>
5.1 引言 .....	87
5.2 基于模型修正的结构识别理论 .....	87
5.2.1 基于 Strand7 和 Matlab 交互访问的模型修正方法 .....	87
5.2.2 目标函数的确定 .....	88
5.2.3 模型修正的 Matlab 实现 .....	89
5.3 钢-混凝土组合结构的 STRAND7 有限元模型 .....	90
5.3.1 Strand7 有限元模型的建立 .....	90
5.3.2 有限元模型的静动力分析结果 .....	93
5.4 钢-混凝土组合结构的有限元模型修正 .....	95
5.4.1 修正参数的灵敏度分析 .....	95
5.4.2 参考状态下的模型修正 .....	98
5.4.3 损伤状态下的模型修正 .....	99
5.5 本章小结 .....	102
<b>结论与展望 .....</b>	<b>103</b>
<b>参考文献 .....</b>	<b>105</b>
<b>致谢 .....</b>	<b>111</b>
<b>附录 A(攻读学位期间所发表的学术论文目录) .....</b>	<b>112</b>

# 第1章 绪 论

## 1.1 研究背景、意义

交通是国民经济的“命脉”，桥梁结构是现代交通网络的“咽喉”。随着国民经济的迅速发展和城市化进程逐步加快，国家大力投资发展交通事业，建立了现代化的交通网络，我国开展全球最大规模的桥梁工程建设，其数量、类型和跨径已跃居世界前列，成为名符其实的桥梁大国。由于受到车辆荷载的反复磨损冲击，以及暴雨洪水、风沙冰雪、日晒冻融等因素的侵蚀影响，此外，由于设计和施工缺陷，再加上交通量的增长以及超载事件的频繁发生，结构材料性质随着时间的增长发生衰变，结构性能发生退化，关键部件出现损伤，造成我国桥梁使用功能退化，甚至发生垮塌事故，人员伤亡和财产损失已有惨痛的教训<sup>[1-3]</sup>。2011年7月份，我国9天内发生4座桥梁垮塌和1座桥梁倾斜的事件，引起了人们广泛地关注和对结构安全的担忧<sup>[4]</sup>。为了随时掌握桥梁的安全状况，应加强对桥梁的健康监测和状态评估，同时通过有效方法来核实桥梁的承载能力<sup>[5]</sup>。

发达国家的桥梁运营情况值得我们借鉴，在美国共有604485座桥梁，超过33%的桥梁建造历史已经超过50年，其中43%的桥梁被鉴定为结构缺陷或功能丧失<sup>[6]</sup>。美国的高速公路桥梁结构维护中，最重要的部分是识别和减轻桥面板的功能退化，50%~85%的桥梁管理的经费被花费到修补和更换桥面板。

我国多数桥梁的建设时间不长，但已经产生了一些病害。截至2011年底，全国仅公路桥梁就达68.94万座，其中危桥9.18万座，占13.3%（2011年交通运输部统计公报）。据统计，自2001年起至2012年年底，全国投入危桥改造资金达438.8亿。在未来10~20年内，既有桥梁仍将出现大范围的桥梁工作性能退化，病害诊治任务依然艰巨。为了随时掌握桥梁的安全状况，应加强对桥梁的健康监测，同时通过有效的方法来核实桥梁的承载能力。与西方发达国家相同的是，我国当前的桥梁检测是以依靠视觉检查为主的测试方法。随着桥梁测试技术的发展，工程师意识到目前的桥梁结构检测评估决策方法不可靠，需要发展更加快速、更加可靠的桥梁结构性能评估动力测试方法。

在实际的桥面板动力测试中，通常需要中断桥面的交通，以便布设大量的传感器，因此需要耗费大量的人力物力和财力。如果能够进行分片子结构试验，即先测试桥面板某子结构区域的模态以及模态柔度，然后再测试其它区域的模态柔度，最后将各分片子结构综合起来，得到整个桥面板的模态特性及整体模态柔度，进一步对桥面板的性能进行评估，这样使得测试过程可以不中断交通，并节约传

传感器布设的个数，从而节省人力物力财力和时间。

相对于房屋建筑，桥梁结构的跨度一般比较大，组合结构是桥梁结构中的一种常见形式。相对于发展比较成熟的钢筋混凝土结构和钢结构，组合结构存在的时间还比较短。由于组合结构同时具有混凝土结构和钢结构这两种结构的优点，能够充分地发挥出构件中各个材料的力学性能，近几十年来已经得到广泛地研究和应用。在欧美等发达国家，钢-混凝土组合梁桥是最常见的一种桥梁形式。经过几十年的发展，我国组合梁桥的数量也很多，已成为一种十分广泛的桥梁形式。因此，本文的研究着重于钢-混凝土组合结构的动力特性和结构识别研究。通过理论分析结合实验室的实验和现场桥梁实验来分片子结构综合方法的可行性。

## 1.2 结构识别

### 1.2.1 结构识别的定义

对于桥梁结构的性能评估，需要进行结构识别。“结构识别”(St-Id)的概念是由 Liu 和 Yao<sup>[7]</sup>在 1978 年最先提出来的，它被 Doebling 等<sup>[8]</sup>定义为“利用试验数据校验后的修正模型来预测与参数相关的结构反应”。



图 1.1 结构识别六步圆

经过 30 年的发展，结构识别成为工程力学界和土木工程界的一个积极和富有活力的研究方向，结构识别的概念已经被 ASCE St-Id of Constructed Systems Committee 所接受，结构识别的范式被描述为理论-试验-决策的六步综合圆<sup>[9]</sup>如图 1.1 所示，它包括：(1)通过观察结构对象建立总体概念；(2)建立初始有限元模型；(3)进行结构实验；(4)分析、验证和阐述测试数据；(5)模型校验和参数识别；(6)利用校验的模型进行决策和预测。2011 年，Brownjohn 等<sup>[10]</sup>对基于振动的结构监控用于大型土木工程结构并成功辅助业主支持的例子进行了总结，另外 ASCE St-Id Committee<sup>[11]</sup>提出了最新的结构识别进展报告，对过去 30 年中结构识别的实验方法和成功的实例进行了总结。

结构识别 6 步圆中的每一步，都对结构识别的成功实现有着重要影响。而对于结构识别在实际桥梁中的运用，存在的主要挑战总结有以下几点：(1)通过对实际结构进行观察建立初始有限元模型，难以就实际结构的边界条件、物理参数等建立精确的模型。(2)无法做到全面地精细测试。如实际桥梁测试中受资金和场地条件的制约，通常只能在多跨中的某一跨进行测试。(3)测试过程无法避免外界噪声的干扰，同时受测试技术的限制，存在测试误差。(4)结构识别通常只能识别一部分模态振型，对于一些对损伤十分敏感的高阶模态振型的识别十分困难。(5)受实际结构的非线性影响，测试得到的频率和振型无法保证其可靠性。(6)无法对耦合模态进行分解。(7)利用实测数据对初始模型进行校验，难以保证校验后的模型符合结构的实际情况。(8)目前对损伤指标的可靠性还没有达成一致的认识，等等。

### 1.2.2 用于结构识别的振动测试方法

在结构识别的第 3 步中，控制试验包括荷载可控试验和荷载不可控试验。对于荷载可控的桥梁结构实验，主要包括静载实验，外部动力激励试验或者两者的结合，测试过程中对输入和输出信号均进行了采集。而对于荷载不可控的桥梁结构实验，主要采用风、车辆、地震等环境激励进行测试，测试过程只采集输出信号。对应于上述两种测试方法，应用于结构动力测试的激励方法也分为两大类，一种是采用外部激励方法，对应的模态分析手段称为实验模态分析；另一种是采用环境激励方法，对应的模态分析手段称为工作模态分析。1996 年 Doebling 等<sup>[12-13]</sup>和 2003 年 Sohn 等<sup>[14]</sup>对之前 15 年基于振动测试的试验应用进行了很好地总结和归纳。

利用结构随机振动的方法进行桥梁结构的模态测试需要很长的采样时间，且基于各态历经平稳随机过程的假设受到激励源频率成分的影响，对刚度较大的中小型桥梁进行工作模态分析得到的模态测试结果离散性较大，仅仅能得到虚拟频响函数(Pseudo-FRF)。外部激励试验是一种强大的实验工具，它不但能提高激励的信噪比，也能获得真实的频率响应函数。不同的外部激励方法包括偏心质量激振器测试<sup>[15]</sup>，电动激励器测试<sup>[16]</sup>，瞬态释放测试<sup>[17]</sup>，多参考点脉冲锤击激励(Multiple Reference Impact Test, MRIT)<sup>[18-20]</sup>和步进式松弛激励<sup>[21]</sup>等等。其中 MRIT 则能够快速有效地在桥梁上实施，并且能够得到重复性较好质量较高的真实频率响应函数(FRF)，因此得到广大工程师和研究者的欢迎。

利用单参考点激励进行模态测试，由于结构振动时会产生能量耗散，不同位置处的振幅存在较大差异，输入点处可能会表现出微小的非线性，且其频响函数矩阵的每一列需要独立确定，测量误差较大。利用多参考点激励，可以使输入点处的振幅变得更均匀，减小了非线性因素的影响，频率响应函数矩阵中的不同列

和不同行可以同时确定,提高了频响函数的一致性,因此其测得的频响函数的准确性较高<sup>[22]</sup>。

从1980年开始, Drexel DI3研究所的 A. Emin. Aktan 教授和 Cincinnati 结构动力学实验室 David Brown 教授领导的团队开始利用多参考点脉冲锤击测试进行了一系列的桥梁试验<sup>[23-28]</sup>。脉冲锤击法相比随机振动法最大的优势在于能够获得模态质量, Aktan 教授等人利用锤击法进行模态分析进而得到桥梁上部结构的模态柔度, 并发现柔度以及柔度的变化能成为桥梁结构和性能评估的极好指标。根据 MRIT 激励点和拾振点的数目, 它被分为单输入单输出(Single Input Single Output, SISO)、单输入多输出(Single Input Multiple Output, SIMO)、多输入多输出(Multiple Input Multiple Output, MIMO)和多输入单输出(Multiple Input Single Output, MISO)四种类型。

### 1.2.3 基于柔度矩阵的结构识别

利用动力测试获得结构的基本模态信息, 对比结构在损伤前后的模态信息变化, 能够有效地识别出结构的损伤, 而用于损伤识别的这些模态参数称为损伤指纹。一些常用的动力损伤指纹主要有频率、阻尼比、振型、模态应变能、模态柔度、模态曲率等。1992年, Raghavendrchar和Aktan<sup>[29]</sup>第一次将模态柔度作为结构识别的状态指标, 通过对一座实桥进行脉冲锤击测试, 发现模态柔度是一个很好的结构损伤指标。1994年, Pandey等<sup>[30]</sup>对几个数值算例和一个简支梁结构进行动力实验和数据分析, 发现只要获得结构的前两阶模态, 就能利用模态柔度实现对结构损伤位置和损伤程度的判断。1994年, Allbright<sup>[31]</sup>对预应力混凝土梁结构进行静动力试验, 比较了模态柔度矩阵与静力柔度矩阵之间的差别。1999年, Zhao等<sup>[32]</sup>分析了多种损伤指纹对结构损伤的敏感程度, 发现模态柔度比模态频率、模态振型对结构的损伤更加灵敏。2003年, 孙国等<sup>[33]</sup>通过对比连续梁结构柔度矩阵对角线上元素的差值来识别结构的损伤状态。2006年, Catbas等<sup>[34]</sup>介绍了实际结构模态柔度提取的手段, 将基于柔度矩阵的结构识别在实际应用中进行推广。2009年, 李永梅等<sup>[35]</sup>进一步发展了利用模态柔度曲率识别结构损伤的方法, 发现柔度曲率对损伤的灵敏度更高。2011年, Yang等<sup>[36, 37]</sup>提出一种新的柔度分解公式, 建立结构刚度扰动参数和柔度扰动参数之间的关系, 采用快速的反演算法对结构损伤进行识别, 该方法只需经过一次计算即可得到较好的结果。

以往基于模态柔度的结构识别研究, 一些有意义的结论总结如下: (1)模态柔度比传统的固有频率、振型对结构损伤具有更高的灵敏度, 并且利用模态柔度能够获得结构在荷载下的位移, 可以作为静载实验的有力补充; (2)模态柔度识别中一般只需要前面的少数几阶模态, 因此在实际测试中能够方便的实现; (3)动力测试获得的模态柔度矩阵是结构真实模态柔度矩阵的一个子集, 动力测试手段只能

获得结构拾振点位置的柔度系数，而没有布置拾振点的其他位置的柔度则无法获得；(4)利用模态柔度方法能够获得结构损伤的位置信息，但该方法存在着不确定性，因为模态柔度本质是结构的位移影响系数，而位移是一个累加变量，位移最大的位置并不一定是结构损伤最严重的位置。

## 1.2.4 基于模型修正的结构识别

在对桥梁进行静动力试验的基础上，利用有限元模型修正的方法进行结构物理参数识别，从而进行损伤诊断。其基本的思想是建立目标函数使测试实验结果与理论计算结果相互匹配。而对于大型桥梁结构的有限元模型修正，其应用受到了很大的限制，这是由于各种方法和理论都局限于有限元动力方程，完整的或者缩聚的质量矩阵和刚度矩阵一般很难列出，且与理论模型有着一定的差距。因此，成功地应用模型修正理论仅仅停留在自由度较少的简单结构或实验室模型结构，而对于大型复杂桥梁结构如斜拉桥、悬索桥等的自动识别应用却十分困难。

修正有限元模型使其与测试结果相匹配可以通过手工调整数据或自动有限元模型修正的方法。2000年，Brownjohn等<sup>[38]</sup>证明了手工调整技术可以成功地应用于模型修正。2007年，Daniell Wendy等<sup>[39]</sup>使用系统的手动调整技术对一座三维斜拉桥进行了修正。2001年，Zhang等<sup>[40]</sup>使用有限元模型修正技术对 Kap Shui Mun 桥进行了深入的灵敏度研究来证明不同结构参数对所关心模态的影响。由于手工调整数据的局限性，有学者开始探索利用计算机编程来调用商业有限元程序以实现交互的桥梁结构有限元模型修正研究。许多编程软件也有能力与其它分析软件交互使用，如 Fortran、C++、Matlab 等。2005年，Deng等<sup>[41]</sup>利用计算机辅助的模型修正系统(CAMUS)来进行高层结构的有限元模型修正。2008年，Scott<sup>[42]</sup>利用有限元软件 OpenSees 来进行参数修正以及反应灵敏度识别以支持可靠度、优化和系统识别方面的研究。2009年，Wei等<sup>[43]</sup>利用 ABAQUS 和 C++ 软件的交互进行了有限元模型修正的优化研究。2009年，Hua等<sup>[44]</sup>利用 ANSYS 和有限差分方法进行灵敏度分析。2011年，Jafarkhani等<sup>[45]</sup>在 NASTRAN 有限元软件中建立初始模型，利用自回归滑动平均模型触发模型修正程序，并基于演化策略进行结构损伤识别研究。2012年，Ribeiro等<sup>[46]</sup>利用 ANSYS、Matlab 和 Oplislang 三个软件的交互对模型参数进行修正，采用遗传算法得到其最优解，并基于模态应变能对模型参数进行配对。2013年，Song等<sup>[47]</sup>利用 Matlab 程序对钢-混凝土剪力墙的 OpenSee 初始模型进行非线性模型修正研究。2014年，Sanayei等<sup>[48]</sup>利用参数识别系统(PARIS)对 SAP2000 有限元模型参数进行自动修正。

以往学者在处理大型复杂结构的模型修正问题时，往往只能在有限元软件中建立有限元模型，用正问题试算的方法来获取参数的灵敏度，从而寻找敏感参数，其局限性在于修正的循环迭代不能直接在有限元商业软件中进行。

### 1.3 组合结构动力识别的研究进展

在钢-混凝土组合梁结构的振动理论方面,国内外相关学者已经进行了较多研究。2000年, Biscontin 等<sup>[49]</sup>采用能量法对钢-混凝土等截面组合梁结构进行有限元数值振动分析,将数值结果与实验室振动结果对比,其结果可以判定出组合结构的损伤状态。2008年, Banerjee 等<sup>[50]</sup>从理论上推导出了钢-混凝土组合梁的弯曲刚度和扭转刚度,从而得到了组合梁的自由振动耦合方程,并利用编程进行求解。2009年, Faruk 等<sup>[51]</sup>采用铁木辛柯梁理论研究了组合梁结构的动力性能。2009年, Girhammar 等<sup>[52]</sup>将钢-混凝土组合梁看成欧拉-伯努利梁,分析了其振动微分方程的解。在国内,2000年,郭向荣等<sup>[53]</sup>推导了考虑混凝土板剪切变形下的组合梁结构振动方程,并结合一座实桥的动力试验验证了所提方法的正确性。2007年, Xu 等<sup>[54]</sup>利用铁木辛柯理论,分析了不完全抗剪组合梁结构的动力性能。2010年,戚菁菁等<sup>[55]</sup>研究了连接件剪切变形、界面相对滑移、连接件掀起效应等因素影响下的组合梁振动特性。

在组合结构的动力试验方面,国内外相关研究主要是通过动力指纹的变化来判定损伤是否存在以及损伤的位置。2002年, Morassi 等<sup>[56]</sup>进行了组合梁结构的栓钉损伤识别试验研究,试验过程中利用移除连接件旁边混凝土来模拟连接件损伤,并基于固有频率的变化来判定连接件的损伤。2004年, Dilena 等<sup>[57]</sup>分析了频率、阻尼和振型对组合结构连接件损伤的敏感程度。2005年,叶梅新等<sup>[58]</sup>对一座组合结构实桥进行有限元模拟,利用模态频率、模态振型、模态曲率等多种动力指纹进行损伤识别。2007年, Xia 等<sup>[59]</sup>利用频响函数构建了新的损伤评估指标,并利用一座实桥的动力试验进行验证。2008年, Ren 等<sup>[60]</sup>成功地实现利用小波能量变换法来识别连接件的损伤,其结果显示该方法能够十分有效地识别出结构的局部损伤。2009年, Liu 等<sup>[61]</sup>利用有限元模拟连接件的刚度下降,并基于曲率模态进行连接件损伤的判断和量化研究。2012年, Zhu 等<sup>[62]</sup>在实验室条件下利用可移除的栓钉来模拟损伤,并基于相对熵方法对结构进行识别研究,不同损伤状态下的振动试验结果表明该方法能够判断出损伤的存在。

由上可见,对于组合结构动力性能的理论研究已经有大量研究,而相关的结构识别研究则集中在对组合结构连接件损伤的研究。以往的研究多是数值仿真试验或实验室模型试验,对于现场桥梁实测数据的研究还比较少。目前,对组合结构损伤的判断,多数还处于判断损伤是否存在的阶段。对于损伤的定位和量化,需要进一步的深入研究。

### 1.4 本文研究的主要内容

本论文在国家自然科学基金青年基金(51208190)、教育部高校博士点青年基

金(20120161120028)、湖南省自然科学基金(12554053)、湖南省优秀青年骨干教师培养计划和湖南大学青年教师成长计划的资助下进行研究。结构识别涉及到多种学科的交叉,经过多年的发展,其基本理论已经十分成熟,但在理论的进一步深化及其实际应用方面还有很多问题有待解决。本文在总结和吸收之前的研究成果基础上,分别从理论和试验两个方面开展了结构识别的相关研究。在结构识别的理论方面,介绍了两种模态柔度计算方法,提出两种模态识别方法在本质上进行模态柔度的求解是一致的,能够相互转化。利用不同子结构的质量归一振型进行拼接可以得到结构的整体振型,并进一步得到全局结构的模态柔度。试验方面,主要进行了钢-混凝土组合结构的分片子结构动力测试和损伤识别试验,从试验研究角度来验证上述结构识别的理论和方法。本文具体的研究内容如下:

第1章为绪论部分,着重阐述了本文的研究背景意义以及国内外相关研究的进展情况。首先,介绍我国桥梁的安全性能现状,指出现有桥梁检测方法无法满足精确的桥梁安全评估和健康监控需要,因此基于结构识别理论的桥梁检测手段有着重要意义;然后,对结构识别的定义和实现方法进行了阐述,分别从模态柔度和模型修正这两个方面总结了国内外关于结构识别的相关研究。最后,总结了钢-混凝土组合结构结构识别的相关研究进展。

第2章为模态柔度及分片模态子结构综合的理论研究。针对现有两种模态柔度计算方法的一致性,提出一种基于分片测试的子结构模态柔度综合技术,即利用分片测试得到的子结构质量归一振型拼接得到结构整体振型,进一步获得全局结构的模态柔度。一块混凝土简支板的有限元仿真试验被用来验证子结构模态柔度综合算法的正确性。同时,为了将子结构综合技术推广到随机振动测试,提出了随机振动测试下振型质量归一的方法,并通过一个数值板的算例验证了该方法的正确性。

第3章为基于分片子结构综合技术的钢-混凝土组合板的模态柔度识别。通过一个实验室钢-混凝土组合结构的动力试验和一座实际桥梁的脉冲锤击分片测试试验,验证了利用子结构振型拼接的方法获取结构模态柔度矩阵的可行性。同时在实验室条件下,进行了随机振动测试振型质量归一的研究。通过一个实验室组合板和一座实际桥梁的随机振动试验表明,基于集中质量矩阵假设,可以利用随机振动测试获取结构的模态柔度,其结果比实际结构要柔。

第4章为基于模态柔度的组合板损伤识别。在实验室条件下对实际桥梁可能出现的损伤进行模拟,其主要研究工作包括多种损伤工况的静动载试验,多种响应数据的模态识别,静载位移与模态柔度位移比较和误差分析。

第5章为基于静动力数据的模型修正研究。首先,建立了钢-混凝土结构的3种有限元模型,对比研究建模方法的准确性。其次,利用静动力数据对钢-混凝土板壳-实体模型的物理参数进行灵敏度分析。然后,选取灵敏度较高的参数进行多

参数模型校验。最后，基于 Teughels 提出的损伤函数，对钢-混凝土组合板进行损伤状态下的混凝土刚度退化识别研究。

最后为结论与展望部分，概括全文的研究成果和主要结论，并指出本文研究的不足之处及未来研究方向。

## 第2章 基于模态柔度的分片子结构综合法

### 2.1 引言

基于多参考点的脉冲锤击法进行桥梁结构动力测试，能够获得结构的模态柔度信息，进而来补充传统的静力载荷试验。将模态柔度计算得到的位移与结构在静载试验下的真实位移进行比较，其结果可以作为判断桥梁结构线弹性条件状况及性能的重要参考依据。在实际桥梁结构的动力测试过程中，通常需要对桥梁进行全封闭测试，阻碍交通正常运行，加大了动力测试的成本。另外，桥梁结构一般跨度较大，要准确测出桥梁的模态振型，往往需要布设较密的测点。而用于桥梁动力测试的传感器一般比较昂贵，传感器的数量通常是十分有限。因此，利用分片子结构模态进行综合得到结构的整体模态，可以大大地降低桥梁动力测试的成本和时间。

### 2.2 模态柔度计算方法

#### 2.2.1 模态柔度的定义

柔度用于表征结构在单位力作用下的弹性变形能力，按照测试结构柔度的试验方法来分类，柔度可分为静力柔度和模态柔度这两种。所谓静力柔度，是指通过静力试验及静力分析方法获得的柔度；而模态柔度则是指利用模态试验及模态分析方法得到的柔度。模态柔度的概念最先由 Clough 和 Penzien<sup>[63]</sup>于 1975 年提出。利用多参考点脉冲锤击法等动力测试手段，可以提取出结构的模态柔度。理论上，只要有足够多的模态用于计算结构的模态柔度，就可以得到柔度的精确解。在不考虑测试误差的情况下，对于线弹性状态下的结构，其模态柔度值与静力柔度值是一致的。模态柔度的计算依赖于 MRIT 试验获取的动力模态参数，有两种方法可以被用于模态柔度的计算：(1) 方法一：基于圆频率和质量归一化振型计算模态柔度；(2) 方法二：基于频率响应函数拟合曲线的截距之和提取模态柔度。

#### 2.2.2 方法一：基于圆频率的模态柔度计算方法

把自然频率和模态振型变换为单位载荷下的柔度矩阵用以下的公式来表达，

$$f = \Phi \Omega \Phi^T \quad (2.1)$$

$$\begin{bmatrix} f_{1,1} & \cdots & f_{1,n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ f_{n,1} & \cdots & f_{n,n} \end{bmatrix}_{n \times n} = \begin{bmatrix} \varphi^1(1) & \cdots & \varphi^m(1) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \varphi^1(n) & \cdots & \varphi^m(n) \end{bmatrix}_{n \times m} \times \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_1^2} & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & \frac{1}{\omega_m^2} \end{bmatrix}_{m \times m} \times \begin{bmatrix} \varphi^1(1) & \cdots & \varphi^m(1) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \varphi^1(n) & \cdots & \varphi^m(n) \end{bmatrix}_{m \times n}^T \quad (2.2)$$

其中，
$$f_{ij} = \sum_{r=1}^m \frac{\varphi^k(i)\varphi^k(j)}{\omega_k^2} \quad (2.3)$$

式中， $[f]_{n \times n}$ 为  $n \times n$  阶的柔度矩阵；下标  $n$  代表结构的自由度数，下标  $m$  代表模态阶数； $\Phi$  为质量归一的振型矩阵；而  $\Omega$  为模态圆频率平方的倒数按照降序排列的对角矩阵； $\varphi^m(n)$  为振型矩阵中第  $m$  阶模态第  $n$  点的振型模态分量； $f_{i,j}$  为柔度矩阵中第  $i$  行第  $j$  列的模态柔度系数， $i=1, 2, \dots, n, j=1, 2, \dots, n$ ； $\omega_k$  为第  $k$  阶模态的圆频率， $k=1, 2, \dots, m$ 。

在实践中对于复杂的结构很难获得较为精确的质量矩阵，因此难以获得质量归一的振型，从而限制了该方法的应用。该方法的特点是，对于一个  $n$  自由度结构，无论使用 1 阶模态还是逐步扩大到  $m$  阶模态，所得到的模态柔度均为  $n \times n$  阶。

### 2.2.3 方法二：基于频响函数 $\omega=0$ 的模态柔度计算方法

由于质量矩阵信息未知，通常很难直接从实验中获得。而模态质量系数可以直接从 MRIT 测量得到的频率响应函数(FRF)中提取出来。通常使用部分分式表达频率响应函数来拟合试验测试的频率响应函数，如下式所示：

$$H_{pq}(\omega) = \sum_{r=1}^N \left[ \frac{A_{pqr}}{(j\omega - \lambda_r)} + \frac{A_{pqr}^*}{(j\omega - \lambda_r^*)} \right] \quad (2.4)$$

式中， $H_{pq}(\omega)$  为在第  $q$  点敲击第  $p$  点拾振的频响函数， $j$  为虚数符号， $\omega$  为频率值， $\lambda_r$  表示系统的第  $r$  阶极点， $A_{pqr}$  表示第  $q$  点敲击第  $p$  点拾振时第  $r$  阶模态的留数， $A_{pqr} = Q_{Ar} \psi_{pr} \psi_{qr}$ ，其中  $Q_{Ar}$  为第  $r$  阶模态的模态比例因子， $\psi_{pr}$  和  $\psi_{qr}$  分别为第  $p$  点和第  $q$  点第  $r$  阶模态的模态振型系数，\*表示复数共轭。

利用模态参数估计算法<sup>[64]</sup>，在  $\omega=0$  处计算自由度  $p$  和  $q$  点的频响函数，得到<sup>[65]</sup>，

$$H_{pq}(\omega) = \sum_{r=1}^m \left[ \frac{\psi_{pr} \psi_{qr}}{M_{Ar}(-\lambda_r)} + \frac{\psi_{pr}^* \psi_{qr}^*}{M_{Ar}^*(-\lambda_r^*)} \right] \quad (2.5)$$

式中， $H_{pq}(\omega)$  为第  $q$  点输入和第  $p$  点输出获得的频率响应函数； $\lambda_r$  为第  $r$  阶极点； $\psi_{pr}$  和  $\psi_{qr}$  分别为第  $p$  点和第  $q$  点第  $r$  阶模态的模态振型系数， $M_{Ar}$  为第  $r$  阶模态的模态质量系数， $M_{Ar}=1/Q_{Ar}$ 。

在有明确可测量的动力输入情况下，结构激励和响应在频域上表达为频响函数，模态质量系数可以直接从 MRIT 测量得到的频率响应函数中提取出来。在传

统的结构动力信号的测试中，为了保证振动测试的高精度，常利用加速度传感器测试结构反应，因此测试得到的频响函数为“加速度导纳”，而要计算模态柔度，则需要将“加速度导纳”转化为“位移导纳”。因此在计算频响函数的过程中，需要在频域中除以 $(j\omega)^2$ 。

上述方法存在一个问题，就是当 $\omega$ 接近等于0时， $(j\omega)^2$ 也无限趋近于0，这将导致加速度导纳除以 $(j\omega)^2$ 后变为无穷大，这显然是不合理的。为了解决这个问题，提出了频率响应函数曲线拟合的方法，对多个自由度的加速度频率响应函数进行拟合，分别提取出每个单自由度拟合曲线在 $\omega=0$ 时的截距，计算它们的截距之和，则可以获得多自由度体系的模态柔度，其柔度矩阵的表达式如下：

$$f = \begin{bmatrix} f_{11} = H_{11}(\omega=0) & \cdots & f_{1q} = H_{1q}(\omega=0) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ f_{p1} = H_{p1}(\omega=0) & \cdots & f_{pq} = H_{pq}(\omega=0) \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

该柔度矩阵同样为静力柔度矩阵的近似，需要利用多个模态进行截断处理。通常低阶的模态对模态柔度贡献大，当有足够的测试模态被识别，则模态柔度趋近于静力柔度。

上述两种获取模态柔度方法的关键在于得到模态质量系数。只有在有确定的动力信号输入及相应输出的情况下，即通过 FRF 才能得到结构的模态质量，而 MRIT 又是获取 FRF 最方便快捷的途径，因此本文的研究大部分基于 MRIT 测试方法。

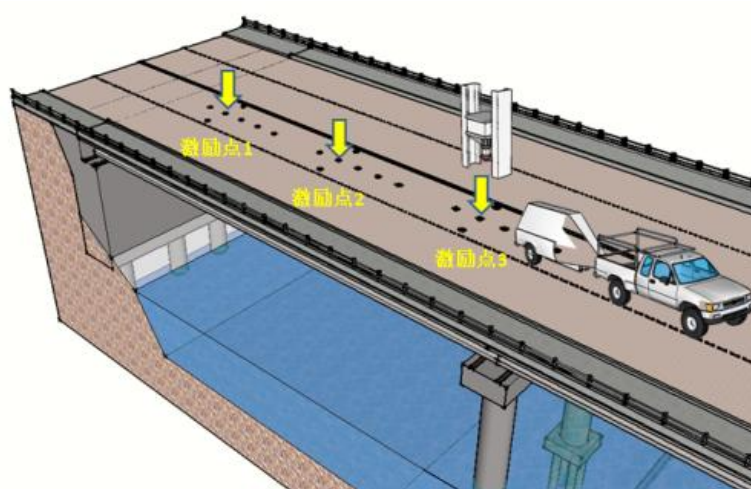
## 2.3 基于子结构综合识别模态柔度的理论和方法

子结构模态综合的思想最早源于上世纪 60 年代大型复杂结构的整体动力分析，Hurty<sup>[66]</sup>和 Gladwell<sup>[67]</sup>最早提出了模态坐标和模态综合等的相关定义，为子结构模态综合的研究提供了理论基础，早期的研究多运用于航天工程和机械工程等领域。子结构模态综合的实现过程主要有两步，第一步是“化整为零”，即先把一个结构分成若干个子结构进行测试，分别获得每个子结构的性能；第二步是“化零为整”，将每个子结构的测试结果进行整合，得到整体结构的性能。

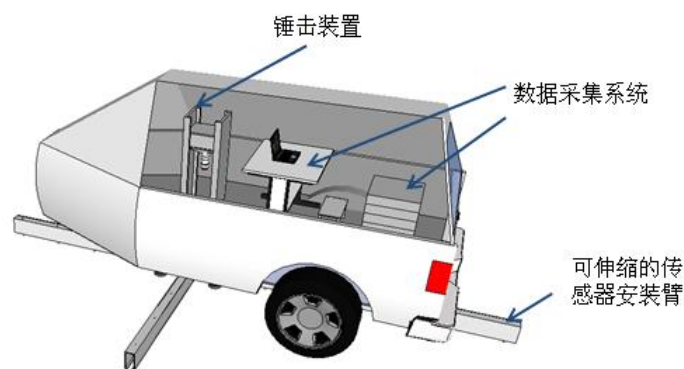
目前在土木工程领域，运用子结构模态综合方法进行动力分析的研究相对较少。2012 年，Prader<sup>[68]</sup>进行了利用子结构测试的频响函数获取结构整体频响函数的研究，提出了有重叠测试区域和无重叠测试区域两种子结构测试手段下振型缩放系数的计算公式。Zhang<sup>[69]</sup>等利用边界点柔度系数相同的条件获取子结构模态振型的缩放系数，融合了分块振动测试的动力结果，得到结构的整体模态柔度，并利用一个实验室桁架结构验证了文中所提方法的准确性。

基于上述研究成果，本文对子结构模态综合的相关理论和方法进行了进一步的深入研究。分片子结构模态参数测试的基本思路是利用脉冲锤击法在桥面板上

进行局部分片测试，获得局部区域的模态柔度系数，然后将各局部区域的子结构柔度集成。脉冲锤击法的实施如图 2.3 所示。利用一轮载机动式落锤，该落锤的核心部分为一自由式落锤，落锤能从一定的高度自由落下，利用反弹控制装置将落锤刹住防止其反弹。该机动式落锤可以由牵引车辆拖拽至结构任何地方，车上可集成信号处理系统等。落锤从一定高度落下后能保持每次的锤击力基本相同，轮载式落锤下部有传感器安装臂，安装臂上可安装各种传感器如加速度、速度、位移或声学传感器等。轮载车辆沿着桥面板一条车道向前行驶，进行单点输入多点输出的锤击并获取锤击信号，测试完一点后，再移动到另一点进行锤击如图 2.3 所示，直至将整个桥梁测试完毕，最终将各个锤击点独自锤击识别得到的局部模态柔度整合得到整个桥面板的全局模态柔度。



a) 钢筋混凝土桥面板测试假想图



b) 轮载式落锤机构

图 2.3 轮载机动式落锤测试钢筋混凝土桥面板假想图

采用分片测试手段能够实现中小型桥梁结构健康状态的快速诊断和检测，在不进行桥梁交通的全封闭的情况下，每次测试仅利用车辆运行的 1~2 条机动车道，在桥梁上敲击 2~3 个激励点，每个点重复测试 3 次，利用桥面板上布置的传感器获得响应信号，在测试完成后又可更换到另外的 1~2 条车道上进行试验，最终通过子结构模态柔度综合方法组成整体模态。这样每条车道上测试时间不会超过 1 个小时，而使用无线传感器测试则不会超过半个小时，大大节约了人力物力

财力和时间,有限影响城市道路车辆的正常运营,一天可以进行3~4座桥梁结构的测试。结构的健康状况信息通过测试得到的信号进行内业分析,并建立桥梁结构测试结果的数据库,对桥梁结构进行定期地检测,能够了解结构状况的变化,并了解到结构的损伤和实效的发生,防范危险于未然。

### 2.3.1 子结构综合的理论依据

上一节介绍的两种模态柔度分析方法虽然在表达式上有所不同,但是能够相互转化,当模态向量为质量归一的模态振型时,其频率响应函数能写成类似于公式(2.7)的形式

$$H_{pq}(\omega) = \sum_{r=1}^m \left[ \frac{Q_r \varphi_{pr} \varphi_{qr}}{(-\lambda_r)} + \frac{Q_r^* \varphi_{pr}^* \varphi_{qr}^*}{(-\lambda_r^*)} \right] \quad (2.7)$$

式中:  $Q_r$  为第  $r$  阶模态的模态比例因子,  $Q_r$  与  $Q_{Ar}$  的区别在于,  $Q_r$  是振型质量归一化后的模态比例因子;  $\varphi_{pr}$  和  $\varphi_{qr}$  分别是振型质量归一化后的第  $p$  点和第  $q$  点的第  $r$  阶模态的振型系数; \* 代表复数共轭。如果结构是比例阻尼结构,  $Q_r$  与模态质量以及模态频率的关系如式(2.8)所示<sup>[70]</sup>,

$$Q_r = \frac{1}{2j\omega_r M_r} \quad (2.8)$$

式中,  $M_r$  为振型质量归一化后的第  $r$  阶模态的模态质量系数,  $M_r=1$ 。

当方程(2.5)等于方程(2.7)时,可以得到:

$$Q_{Ar} \psi_{pr} \psi_{qr} = Q_r \varphi_{pr} \varphi_{qr} \quad (2.9)$$

式中:  $\psi$  在为未进行质量归一化的模态振型,  $Q_{Ar}$  为未进行质量归一化振型对应的模态比例因子。

在脉冲锤击法的信号分析和处理中,  $Q_{Ar}$ ,  $\psi_{pr}$  和  $\psi_{qr}$  为已知参数,能直接从模态分析中提取出来,而  $Q_r$  可以由公式(2.7)直接计算得到。当拾振点与输入点相同即  $p=q$  时,则该点称为驱动点或参考点,这时方程(2.9)可被写成方程(2.10),

$$Q_{Ar} \psi_{pr} \psi_{pr} = Q_r \varphi_{pr} \varphi_{pr} \quad (2.10)$$

联立(7)式和(9)式,可得到第  $p$  点的质量归一的模态振型系数,其计算公式如方程(10)所示,

$$\varphi_{pr} = \sqrt{2j\omega_r Q_{Ar}} \cdot \psi_{pr} \quad (2.11)$$

则对第  $r$  阶模态其余点的模态振型系数能直接从方程(2.9)中求得,如方程(2.12)所示,

$$\varphi_{q_r} = Q_{A_r} \psi_p \psi_{q_r} / (Q_r \varphi_p) \quad (2.12)$$

利用在参考点求解出的模态振型系数，从而获得其它点的相应振型系数，这样就能把多参考点模态分析中获取到的振型转化为质量归一的振型。获得了质量归一的振型之后，则可利用方法一求解出模态柔度。这种处理手段为两种模态柔度的计算方法之间建立一座桥梁，而且在处理的过程中，并未用到结构的质量矩阵，因为对于复杂结构而言，质量矩阵是很难事先准确获得。

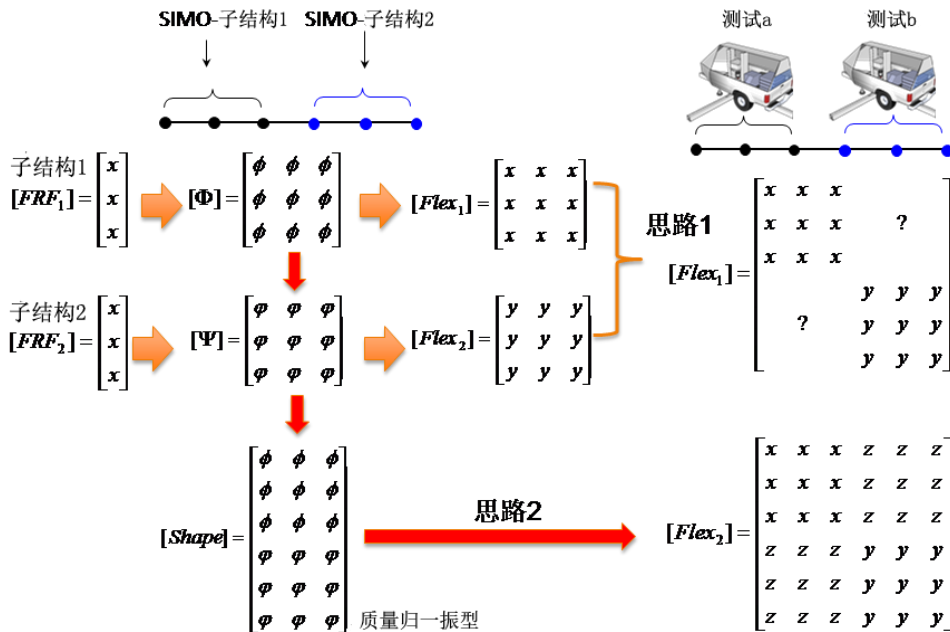


图 2.4 子结构综合示意图

利用分片子结构模态综合的策略进行桥面板测试时，将遇到以下的技术难题，即无论采用单点激励多点拾振（SIMO），还是多点激励多点拾振（MIMO），获得的频响函数矩阵的行数与传感器的拾振点的个数有关。对某点进行 SIMO 试验，能获得与拾振点数目相同行数的频响函数，并能得到与自由度数和模态阶数相同的方阵，这样得到的模态柔度也是方阵。要将两个子结构的方阵综合起来，常规的办法如图 2.4 思路 1 所示，图中 FRF 为频响函数矩阵，Shape 为振型矩阵，Flex 为柔度矩阵，该方法得到的整体柔度矩阵将出现右上角和左下角的缺失。为了解决该问题，则需要利用 2.2 节中的方法。首先利用多参考点脉冲锤击法方法二获取子结构的质量归一的模态振型，然后将两个子结构对应于同一阶的模态振型进行拼接，在振型上把子结构的维数扩充为  $n$  维，再利用公式(2.1)进行计算，最终得到一个  $n$  维的柔度满阵，该方法能够将直接拼接时缺失的右上角和左下角的矩阵填满。

### 2.3.2 有重叠区域的子结构模态综合

在实际桥梁结构的脉冲锤击测试过程中，通常是沿着桥面的一条车道或结构的中心线向前推进来进行动力测试。每一次测试能够得到桥梁结构特定区域的柔度，如节点柔度，主梁柔度，横向支撑柔度以及每一条车道的柔度等。利用相互独立的各次 SIMO 分片测试结果得到桥梁结构的全局模态，其测试工况可以设置为图 2.5 所示的两种情况。为了连接各个独立试验的测试结果，需要采用特殊的数据处理技术和方法来综合整体结构的模态参数，最终获得整个结构的模态柔度。为了使相邻两个子结构之间建立联系，可以在两次测试中选择一些共同的参考点，即两次测试之间有些测点是重叠的，这样就可以得到两次测试结果之间的一致性比例和相位信息。每一个子结构与相邻的子结构组合成一个更大的整体，通过多次组合，就能得到桥梁结构全长范围内的模态信息。

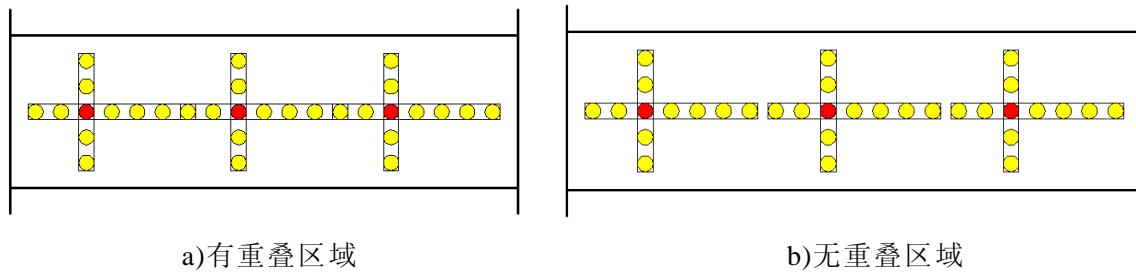


图 2.5 桥梁全局模态分片测试

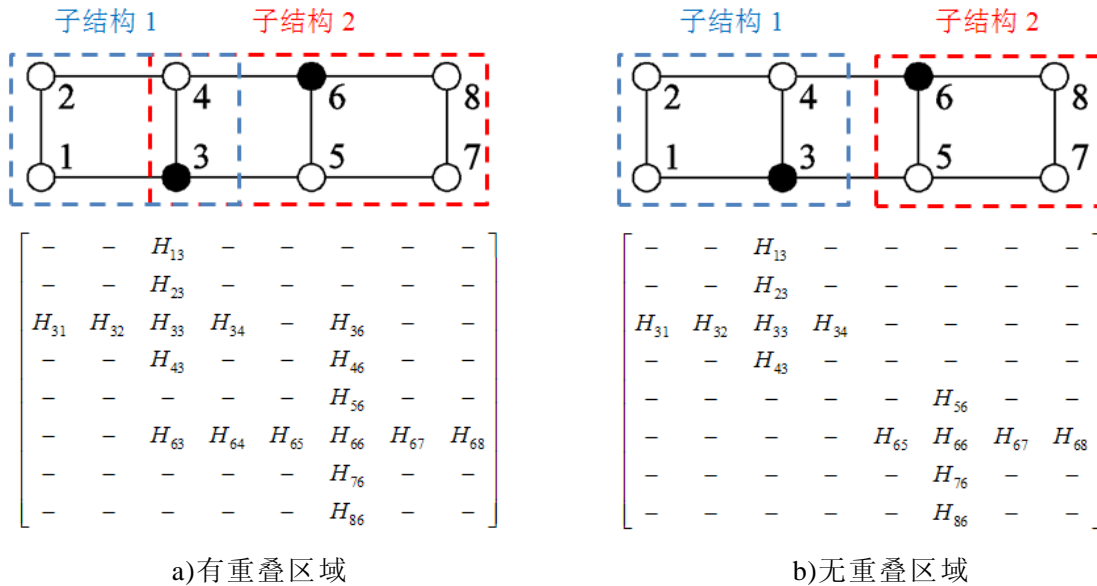


图 2.6 SIMO 测试的频响函数矩阵拼合

以一个 8 自由度简支板为例子，对比有重叠区域和无重叠区域下的模态参数拼接。有重叠区域的分片测试如图 2.6(a)所示，分别对子结构 1 和子结构 2 进行 SIMO 测试，点 3 和点 6 分别选作两次测试的激励点。测试得到的频响函数矩阵也在图 2.6(a)中所示，子结构的模态振型可以通过以下的方法拼接在一起形成整体结构的模态振型。通过两个子结构的共同测点 3 和 4，可以计算出两个子结构

振型拼接的模态振型比例因子。通过最小二乘估计，使两个振型拼接在一起，其振型比例系数的计算公式如公式(2.13):

$$\alpha = \frac{\left\{ \psi \right\}_r^{\text{子结构1}T} \left\{ \psi \right\}_r^{\text{子结构2}*}}{\left\{ \psi \right\}_r^{\text{子结构2}T} \left\{ \psi \right\}_r^{\text{子结构2}*}} \quad (2.13)$$

将子结构 1 选为主结构，对子结构 2 进行 SIMO 测试得到的模态振型，乘以模态振型比例系数  $\alpha$ ，使两个子结构的模态参数统一，得到的整体结构模态振型如公式(2.14)所示:

$$\left\{ \psi \right\}_r^{\text{全局}} = \left\{ \begin{array}{l} \left\{ \psi \right\}_r^{\text{子结构1}} \\ \left\{ \psi \right\}_r^{\text{乘以比例系数的子结构2}} \end{array} \right\} \quad (2.14)$$

对最终得到的全局模态振型进行相对相位检查，以使组合拼接得到的振型能够反映正确的整体结构振型。这种检查的过程，需要工程师对桥梁常见的模态振型有一定的理解，以寻找出合适、正确的子结构模态振型来进行拼接。

### 2.3.3 无重叠区域的子结构模态综合

在实际的动力测试过程中，受交通阻碍、仪器架设和测试时间等方面的限制，有可能无法使得每一次测试之间都有相互重叠的区域，即两个子结构之间可能没有共同的测点。这种情况下，两个子结构之间便无法通过检查重叠区域测点振幅、相位一致等条件来求得它们之间的模态比例系数。无重叠区域分片测试得到的频响函数矩阵如图 2.6(b)所示。由于没有重叠区域，该 8 自由度简支板的整体振型无法通过两个子结构的振型拼接获得。但进行脉冲锤击测试过程中，激励力一般不大，结构处于一种线性受力阶段。因此，仍然可以通过以下方法对无重叠区域分片测试的振型进行拼接组合成结构整体振型。

首先，对子结构 1 进行动力测试得到其频响函数矩阵，利用模态分析技术得到子结构 1 的留数矩阵，以激励点为点 2 计算出一个模态质量归一化比例因子，将留数矩阵乘以该因子得到模态振型矩阵。同理，对于子结构 2 利用相同的方法得到其留数矩阵，以激励点为点 6 计算出相应的模态质量归一化比例因子，将留数矩阵乘以该因子得到模态振型矩阵。将两个归一化后的子结构模态振型进行拼接，可以得到结构的整体振型。对于部分缺失的节点，可以采用曲线拟合或曲面拟合的方法，插入相应的节点振型系数，形成结构整体振型。

对于无重叠区域的子结构模态综合，需要对拼接的模态进行检查和判断。一种方法是依据子结构之间的相位或者结构先验模型的分析结果来判断拼接后的整体模态是否正确。

### 2.3.4 随机振动的振型质量归一理论

脉冲锤击测试的外部激励可以直接从采集仪器中拾取，进一步能够得到结构的模态质量系数，因此能够对模态分析获得的振型进行质量归一。对于一些大型桥梁结构，通常无法通过锤击激励来激发结构的模态，只能采用环境激励的办法对结构进行模态识别。为此，需要假定结构的质量矩阵，对环境激励下测试得到的模态振型进行振型归一。1996年，Doebbling<sup>[71]</sup>等总结了环境激励下振型质量归一的四种方法。对于质量矩阵 $[M]$  已知的情况下，Guyan凝缩质量归一法的计算原理如式(2.15)所示。

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] = [I] \quad (2.15)$$

式中， $\Phi$ 为质量归一后的模态振型， $I$ 为单位矩阵。将振型矩阵按振型系数展开，式(2.15)可以转化为式(2.16)的形式：

$$\Phi_{ij} = \frac{\varphi_{ij}}{\sqrt{\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}}} \quad (2.16)$$

式中， $\Phi_{ij}$ 为质量归一后第*i*阶模态在第*j*点的模态振型系数， $\varphi_{ij}$ 为未进行归一的模态振型系数。将一个无穷大自由度的结构假设为具有*n*个自由度的结构，式(2.16)可写成式(2.17)：

$$\Phi_{ij} = \frac{\varphi_{ij}}{\sqrt{\sum_{k=1}^n m_k \varphi_{ik}^2}} \quad (2.17)$$

由上述推导可见，只要能够获得结构的质量矩阵，就能根据公式(2.17)求解出结构的质量归一振型。由于本文主要研究板的结构识别问题，下面对矩形板弯曲单元的质量矩阵的获取进行了介绍。

以一个4节点的矩形板弯曲单元为例，节点编号为*i, j, k, m*。每个节点有3个自由度，分别为板的横向位移 $\omega$ ，转角 $\theta_x = \partial\omega / \partial x$ 和转角 $\theta_y = \partial\omega / \partial y$ 。则该单元的位移向量可以表示为：

$$[D] = [\omega_i, \theta_{xi}, \theta_{yi} | i \in i, j, k, m] \quad (2.18)$$

板单元的刚度矩阵与利用静力有限元法获得的刚度矩阵相同。

板单元的质量矩阵可采用两种形式，分别为集中质量矩阵和一致质量矩阵。对于集中质量矩阵的情况，假设板单元的质量平均分布到单元的各个节点上，并忽略节点的转动自由度，则集中质量矩阵可表示为：

$$[M] = \frac{mA}{4} \begin{bmatrix} G & & & 0 \\ & G & & \\ & & G & \\ 0 & & & G \end{bmatrix}, \quad G = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

其中，*m*是单位面积下的质量，*A*是该板单元的总面积。

对于一致质量矩阵的情况，则可以利用形函数矩阵 $[N]$ 获取，表达式为：

$$[M] = \int_v [N^T] m_0 [N] dv \quad (2.20)$$

其中， $m_0$ 是单位体积下的质量。通常，对于一个 $2a \times 2b$ 等厚度的矩形板弯曲单元，式(2.20)可转换为式(2.21)：

$$[M] = m \int_{-a}^a \int_{-b}^b [N^T] [N] dx dy \quad (2.21)$$

上式的求解可以利用高斯积分法进行计算。

## 2.4 混凝土简支板的脉冲锤击数值试验

为了验证上述子结构模态柔度综合计算方法的可行性，一块混凝土简支板被用来进行理论分析与试验仿真。设计一尺寸为 $10.97\text{m} \times 2.74\text{m}$ 的简支混凝土板，厚度为 $0.254\text{m}$ ，边界条件采用一边固定铰支座，一边滚动支座，该板的弹性模量为 $3.448 \times 10^5 \text{MPa}$ ，密度为 $2.4 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ 。

### 2.4.1 简支板有限元分析

本文采用SAP2000有限元软件建立一块简支板模型，采用壳单元进行建模，按照分析要求将有限元模型划分为36个区域，每个区域在细分成36个单元，总共1296个壳单元。混凝土材料强度为C30，建模过程不考虑结构的剪切刚度，混凝土板的有限元模型、区域划分及测点编号如图2.7所示。有限元分析过程主要定义了静力分析、模态分析和线性时程分析三种工况。

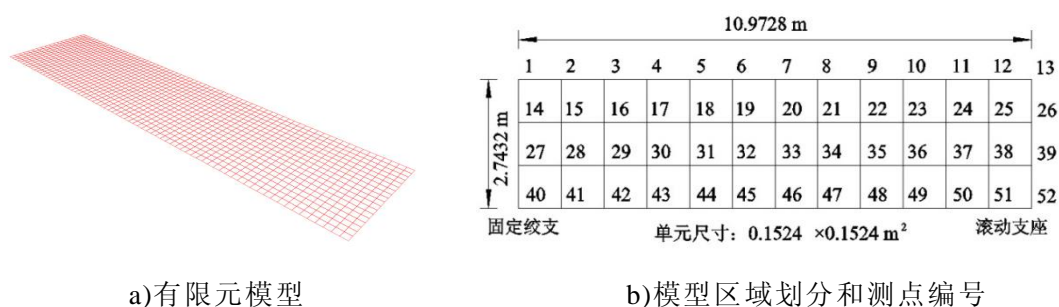


图 2.7 板的有限元模型、区域划分和测点编号

#### 2.4.1.1 静力分析工况

静力分析工况的目的在于获得结构的静力柔度矩阵，可以将其作为模态分析的一个参考柔度。静力分析过程中，依次在测点15~25定义一个单位竖向力，并依次进行静力求解，每次静力求解后输出测点15~25的竖向位移值。每进行1次静力求解，就可以获得结构静力柔度矩阵中的1列，经过11次静力求解后，可以得到结构的完整静力柔度矩阵如式(2.22)所示。

$$f_{static} = \begin{bmatrix} 2.045 & 3.567 & 4.603 & 5.204 & 5.415 & 5.281 & 4.853 & 4.178 & 3.306 & 2.287 & 1.168 \\ 3.567 & 6.643 & 8.768 & 10.015 & 10.484 & 10.266 & 9.458 & 8.158 & 6.464 & 4.474 & 2.287 \\ 4.603 & 8.768 & 12.055 & 14.047 & 14.867 & 14.660 & 13.571 & 11.744 & 9.326 & 6.464 & 3.306 \\ 5.204 & 10.015 & 14.047 & 16.907 & 18.224 & 18.172 & 16.946 & 14.739 & 11.744 & 8.158 & 4.178 \\ 5.415 & 10.484 & 14.867 & 18.224 & 20.212 & 20.510 & 19.339 & 16.946 & 13.571 & 9.458 & 4.853 \\ 5.281 & 10.266 & 14.660 & 18.172 & 20.510 & 21.379 & 20.510 & 18.172 & 14.660 & 10.266 & 5.281 \\ 4.853 & 9.458 & 13.571 & 16.946 & 19.339 & 20.510 & 20.212 & 18.224 & 14.867 & 10.484 & 5.415 \\ 4.178 & 8.158 & 11.744 & 14.739 & 16.946 & 18.172 & 18.224 & 16.907 & 14.047 & 10.015 & 5.204 \\ 3.306 & 6.464 & 9.326 & 11.744 & 13.571 & 14.660 & 14.867 & 14.047 & 12.055 & 8.768 & 4.603 \\ 2.287 & 4.474 & 6.464 & 8.158 & 9.458 & 10.266 & 10.484 & 10.015 & 8.768 & 6.643 & 3.567 \\ 1.168 & 2.287 & 3.306 & 4.178 & 4.853 & 5.281 & 5.415 & 5.204 & 4.603 & 3.567 & 2.045 \end{bmatrix} \times 10^{-5} (\text{mm/N}) \quad (2.22)$$

### 2.4.1.2 模态分析工况

模态分析工况的目的在于得到结构的模态频率和模态振型等信息。利用 SAP2000 有限元分析得到的模态振型是质量归一化振型，因此可以运用本文 2.2.2 节中介绍的方法一来获取结构的模态柔度矩阵。利用 SAP2000 进行模态分析时，将模态的类型定义为特征向量，其最大振型数目设置为 24。

表 2.3 模态分析得到的频率和振型

模态	振型矩阵[Φ]											MPF	频率 (Hz)
	点 15	点 16	点 17	点 18	点 19	点 20	点 21	点 22	点 23	点 24	点 25		
1 阶	0.085	0.165	0.233	0.285	0.318	0.329	0.318	0.285	0.233	0.165	0.085	0.79	3.63
2 阶	-0.164	-0.283	-0.327	-0.283	-0.163	0.000	0.163	0.283	0.327	0.283	0.164	0.82	14.56
3 阶	-0.049	-0.095	-0.135	-0.165	-0.184	-0.191	-0.184	-0.165	-0.135	-0.095	-0.049	0.87	20.88
4 阶	0.230	0.325	0.229	0.000	-0.230	-0.325	-0.230	0.000	0.229	0.325	0.230	0.90	32.85
5 阶	-0.097	-0.167	-0.193	-0.167	-0.097	0.000	0.097	0.167	0.193	0.167	0.097	0.90	43.56
6 阶	0.281	0.280	0.000	-0.280	-0.280	0.000	0.280	0.280	0.000	-0.280	-0.281	0.90	58.50
7 阶	0.140	0.197	0.139	0.000	-0.139	-0.196	-0.139	0.000	0.139	0.197	0.140	0.90	69.64
8 阶	-0.313	-0.160	0.228	0.278	-0.084	-0.322	-0.084	0.278	0.228	-0.160	-0.313	0.94	91.49
9 阶	0.175	0.173	-0.001	-0.173	-0.173	0.000	0.173	0.173	0.001	-0.173	-0.175	0.94	100.35
10 阶	0.324	-0.001	-0.320	0.003	0.322	0.000	-0.322	-0.003	0.320	0.001	-0.324	0.94	131.76

表 2.3 所示为模态分析工况运行求解后得到结构的前 10 阶模态信息，如模态频率、模态振型[Φ]及质量参与系数(Mass Participation Factor, MPF)。质量参与系数主要用于表征某一阶振型参与结构整体振动的程度，该值越大，表明该模态截断后对振动分析产生的影响越大。

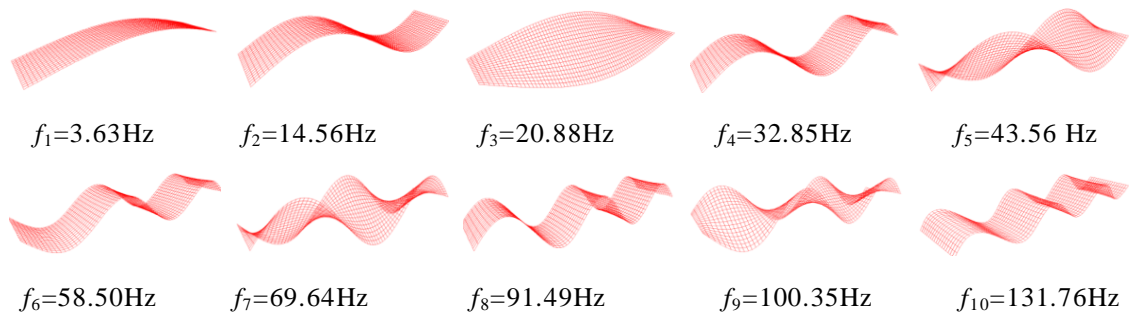


图 2.8 有限元前 10 阶振型图

表 2.3 中列出的 MPF 值是前面各模态振型参与系数的累加值, 其分析结果显示, 前面 3 阶模态振型的 MPF 值分别为 0.79、0.03 和 0.05, 累加值为 0.87, 这表明低阶模态, 振型的质量参与系数较大, 高阶模态振型的质量参与系数很小。因此在识别结构的振型模态时, 对前几阶主要模态的准确识别显得尤为重要, 有限元分析得到的简支板前 10 阶振型如图 2.8 所示。

#### 2.4.1.3 线性时程分析工况

该工况的设置用于模拟实际结构的脉冲锤击测试试验。首先, 在有限元软件中定义一个时程函数, 单位力乘以该时程函数, 则得到一个脉冲激励。运行时程分析工况, 导出结构在脉冲激励下测点的加速度响应信号, 然后根据 2.2.3 节介绍的方法二计算结构的模态柔度。时程分析过程中, 结构的阻尼比设定为 0.01, 采样频率 1000Hz, 相当于每 0.001s 采集一个数据点, 总的采样数据点为 20000。图 2.9 为线性时程分析工况获得的力脉冲信号和加速度响应信号。

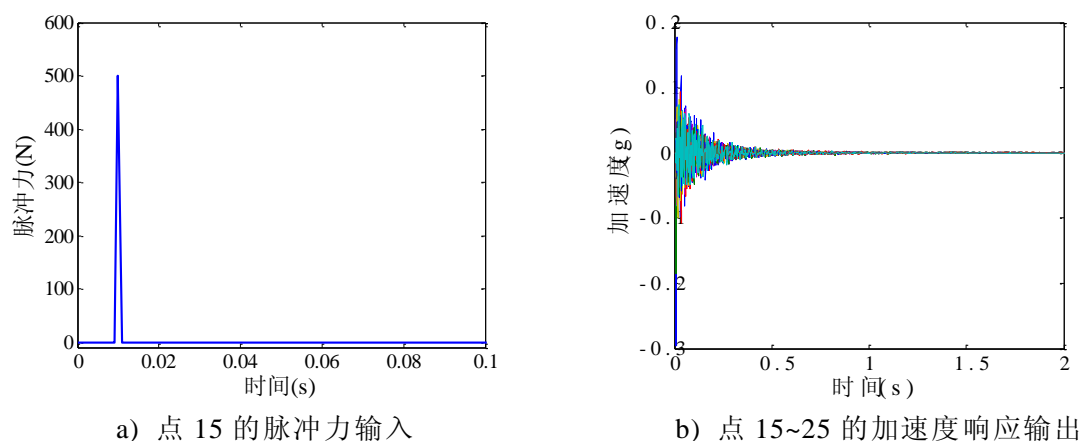


图 2.9 线性时程分析的输入输出信号

#### 2.4.2 模态参数识别方法

结构识别六步圆中的第 4 步是进行数据分析与阐述。利用动力测试得到结构在线性状态下的力信号和加速度信号, 对其进行实验模态分析, 可以得到结构的模态参数信息。实验模态分析是综合运用线性振动理论、动态测试技术、数字信号处理和参数识别等手段, 进行系统识别的过程, 其核心是模态参数识别。按照分析过程中采用的基础信号进行分类, 模态参数识别可分为频域模态参数识别和时域模态参数识别。复模态指示函数法 (Complex Mode Indicator Function, CMIF) 是以频域模态模型为根据的一种多自由度方法。利用 CMIF 法进行实验模态分析的过程如图 2.10 所示。

进行试验模态分析的第一步是检查数据信号。查看测试得到的激励信号和输出信号, 将有明显错误的信号进行剔除。

第二步是对信号进行滤波。因为傅里叶变换能够分析的阶数是有限的, 为了

获取实验所需的低阶频谱，通常可以利用一个低通滤波器将信号中不必要的高阶信号过滤掉。

第三步是对信号进行加窗。离散傅里叶变换是对信号的有限样本进行的，因此需要对测试得到的信号进行截断处理。而由于对原始信号进行截断，导致分析结果产生的误差，称为泄露。为了控制泄露产生的影响，需要对信号进行加窗处理。加窗只能使泄露得到抑制，但无法完全消除泄露的影响。常用的窗函数有矩形窗、Hanning窗、Hamming窗、Gauss窗和平顶窗等。对于脉冲锤击测试的动力信号，一般对力信号加矩形窗，对响应信号加指数窗。

第四步是对信号进行快速傅里叶变换(FFT)。快速傅里叶变换是离散傅里叶变换中的一种快速算法，该算法能够明显地减少计算机的运算时间，其前提是分析数据点的数目必须是 $2^N$ 。

第五步是对信号进行频域平均。频率平均的目的是为了随机噪声对测试信号产生的干扰。对于脉冲锤击测试，可能通过增加每个测点的锤击次数来实现平均；对于随机振动测试，可以将测试的响应信号分成n个分段，分别对分段信号进行傅里叶变换，然后再进行频频平均。

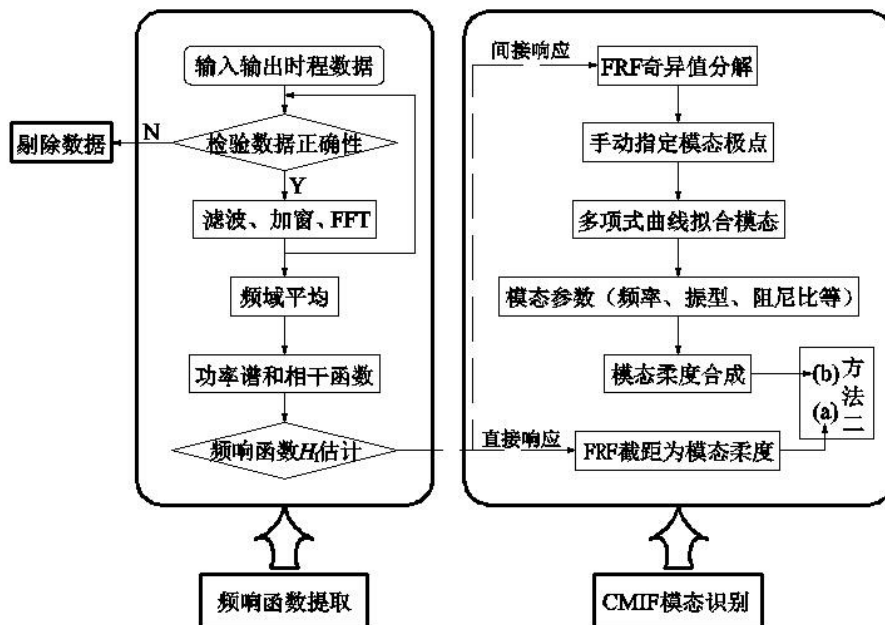


图 2.10 CMIF 法实验模态分析过程

第六步是进行频率响应函数估计。利用上面获得的  $G_{xx}$ 、 $G_{xf}$ 、 $G_{ff}$  功率谱及其相干函数，可以推导出结构的频率响应函数。对于荷载可控的振动测试，如脉冲锤击测试、激振器振动测试等，其频响函数为响应信号的自功率谱除以响应信号与输入力信号的互功率谱。而对于荷载不可控的振动测试，如随机振动测试等，由于无法知道测试过程中的力信号，因此需要假定一个参考点，将参考点看作测试过程中的输入信号。首先求取随机振动的响应信号的自相关函数，使随机信号

变成一个类似于脉冲信号的衰减信号。然后，利用测点的自动率谱除以测点与参考点的互功率谱，可以得到结构的频率响应函数。由于该频响函数并不是结构的真实频响函数，通常称之为伪频响函数(pseudo-FRF)。

通常频率响应函数有  $H_1$ 、 $H_2$  和  $H_v$  估计三种方法，它们的区别在于对信号附加噪声的数学处理。一般来说，当可以用  $H_v$  估计时，它优于  $H_1$  和  $H_2$  估计；如果无法使用  $H_v$  估计，对于输出信号有附加噪声或者输入信号之间相互独立时，采用  $H_1$  估计结果更好，而当输入信号有附加噪声时，则采用  $H_2$  估计结果更好<sup>[72]</sup>。

最后是利用 CMIF 方法进行模态识别。该方法在频率分辨率的精度之内估计结构的阻尼和固有频率，以及与之相对应的未经换算的模态振型，然后求取复数极点并进行模态比例换算。求解过程主要是利用峰值提取这一个过程，在奇异值曲线上的峰值点选取峰值，然后利用程序拟合曲线的方法进行模态参数识别。

### 2.4.3 基于脉冲激励的模态参数分析

#### 2.4.3.1 CMIF 法提取模态信息

在 Sap2000 中建立简支板的模型，对其中一个测点施加 1kN 的三角形脉冲力，力的持续时间为 0.002s，阻尼比取为 1%，采用 Newmark- $\beta$  法对板进行线弹性状态下的动力时程分析，得到结构各个输出点的加速度响应信号以及锤击输入点的力信号，即完成了一次 SIMO 数值测试。如果对模型中不同测点分别施加脉冲力，并利用动力时程分析得到其力信号和响应信号，即完成了一次 MIMO 数值测试。将数值试验得到的力信号和响应信号导出，然后进行信号分析，分析其 FRF 并进行模态参数提取，得到结构的频率、振型等动力信息，最后分别根据方法一和方法二计算模态柔度。

表 2.4 不同工况下模态柔度系数的比较

工况	输入点	输出点	模态柔度系数/(mm · N <sup>-1</sup> )
工况 1 SISO	16	16	6.743 × 10 <sup>-5</sup>
工况 2 SIMO	16	3, 16, 29, 42	6.571 × 10 <sup>-5</sup>
工况 3 SIMO	16	14~26 共 13 个点	6.400 × 10 <sup>-5</sup>
工况 4 MIMO	16, 17	15~18, 29, 42	6.571 × 10 <sup>-5</sup>
工况 5 MIMO	15~18, 29, 42	15~18, 29, 42	6.628 × 10 <sup>-5</sup>

设计了 5 种动力测试工况如表 2.4 所示，这些工况包括了各种 SISO，SIMO 和 MIMO 的情形，计算在第 16 点的模态柔度系数如表 2.4 所示，各阶模态柔度系数识别结果基本相似。在无噪声干扰的情况下，产生数据差别的主要原因是在结构的模态提取过程中，激励点和拾振点位于振型节点上，造成了部分模态的缺失。

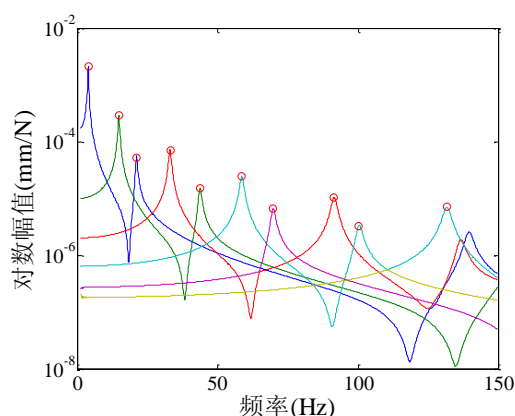


图 2.11 CMIF 峰值提取图

为了进一步验证 CMIF 法提取模态参数的可靠性，沿着板纵向的一条轴线进行了一次 MIMO 测试，作为子结构测试的一个参考工况。采用脉冲力锤击混凝土板，敲击点为 15,17,19,21,23,25 这 6 个点，拾振点为 15~25 这 11 个点，即为多参考点下的脉冲锤击测试。利用 CMIF 法进行峰值提取如图 2.11 所示。由图 2.11 提取得到结构的前 10 阶频率，和有限元分析结果对比如表 2.5 所示。由表 2.5 可以看出，利用 CMIF 法识别得到的模态频率与有限元软件分析得到的频率相差在 0.1% 以内，但阻尼比的误差则比较大，这是由于模态分析过程中对力信号和加速度信号进行了加窗，因此识别得到的阻尼比会比实际的要大。

表 2.5 前 10 阶模态的分析结果

阶数	CMIF		SAP 2000	
	频率(Hz)	阻尼比(%)	频率(Hz)	阻尼比(%)
1	3.6276	3.5734	3.6288	1.0000
2	14.5592	1.6196	14.5601	1.0000
3	20.8816	1.3337	20.8772	1.0000
4	32.8482	1.2758	32.8503	1.0000
5	43.5622	1.1378	43.5593	1.0000
6	58.4997	1.1579	58.5036	1.0000
7	69.6560	1.0667	69.6370	1.0000
8	91.4803	1.1058	91.4887	1.0000
9	100.3806	1.0074	100.3509	1.0000
10	131.7344	1.0773	131.7563	1.0000

采用 CMIF 模态分析方法得到结构的模态振型，利用 2.3.1 节介绍的振型质量归一方法，对模态振型进行归一，再利用 2.2.2 节的模态柔度计算方法，可以得到一个模态柔度矩阵。另外，利用 2.2.3 节的方法，也可以得到一个模态柔度矩阵。两种方法得到的结果与静力分析得到的柔度矩阵进行对比如图 2.12 所示。

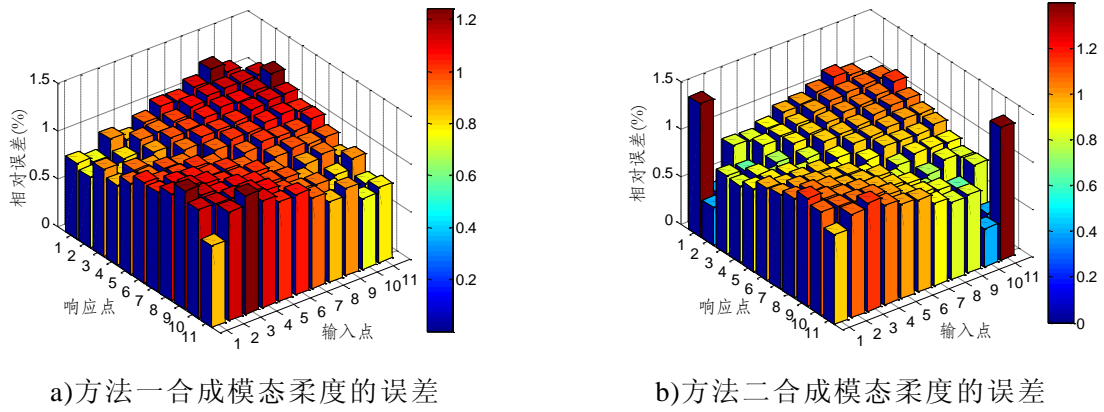


图 2.12 模态柔度与静力柔度的相对误差

图 2.12 清晰地反映出方法一和方法二计算的模态柔度与静力柔度的相对误差，两种方法得到的柔度矩阵误差均在 1.5% 以内。方法一计算模态柔度是基于圆频率和质量归一的振型进行计算，理论上利用无穷阶模态合成的模态柔度是精确解，其主要误差是高阶模态的截断误差。方法二通过频率响应函数拟合曲线的截距之和计算结构的模态柔度系数，其实质是方法一在实际运用中的转化。和方法一相类似，方法二合成模态柔度也是基于识别的前 10 阶模态，高阶模态的截断误差是主要误差。另外，频响函数曲线拟合以及模态参数识别过程中也会产生一定的误差，这是该方法比方法一误差稍大的原因。

### 2.4.3.2 模态柔度位移对比

结构在均布荷载作用下的位移变形通常称为 ULS(Uniform Load Surface)值，该值可以用于检验动力测试结果的准确性。在有限元仿真测试过程中，通常用均布集中力荷载来代替均布线荷载，即沿加速度测点位置处满布集中力荷载，集中力大小为 10kN，运行模型可得到结构在均布集中力荷载作用下的位移。同时，利用上节得到的柔度矩阵乘以力矩阵，也可以得到各个点的位移值。

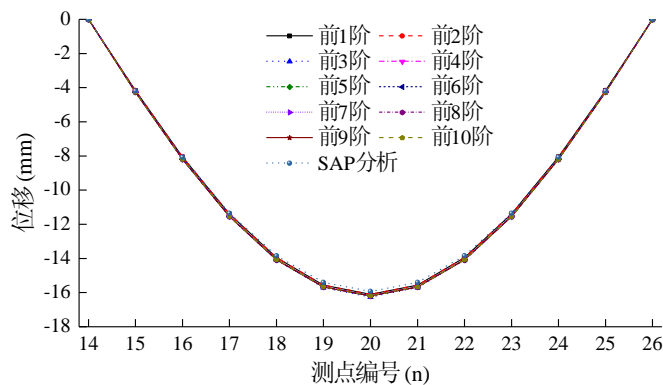


图 2.13 各阶模态合成得到的模态柔度位移

为了研究模态阶数对模态柔度的影响，将参与模态柔度合成的振型从前 1 阶至前 10 阶。分别利用 1 阶、2 阶至 10 阶振型，可以分别得到 10 个不同的柔度矩

阵。把这些不同的柔度矩阵与力矩阵相乘，则可以得到结构不同的位移值，其结果如图 2.13 所示。结果表明，各点利用模态柔度预测的位移值与有限元分析值的误差均在 1% 之内。由图 2.13 可见，第 1 阶模态对模态柔度位移预测的结果影响很大，其贡献值达到 98% 以上，而高阶模态的模态柔度位移值得影响很小，基本可以忽略。因此，在进行模态分析过程中，低阶模态的准确识别显得十分重要。

### 2.4.4 子结构综合模态柔度对比

为了验证分片子结构模态综合理论的可靠性，设计如图 2.14 所示的子结构综合工况，将结构沿着板纵向划分为 2 个子结构，子结构 1 分别为第 28 点输入，第 28~33 点输出，子结构 2 为第 34 点输入，第 34~38 点输出。

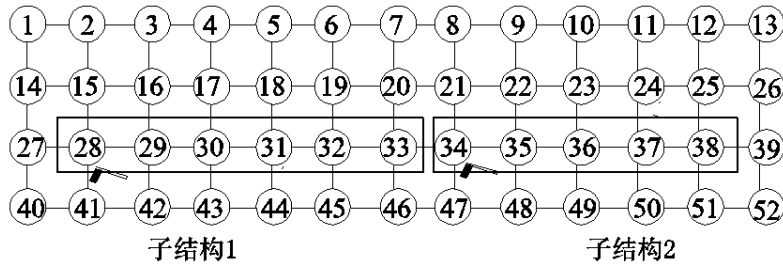


图 2.14 分片子结构测试工况

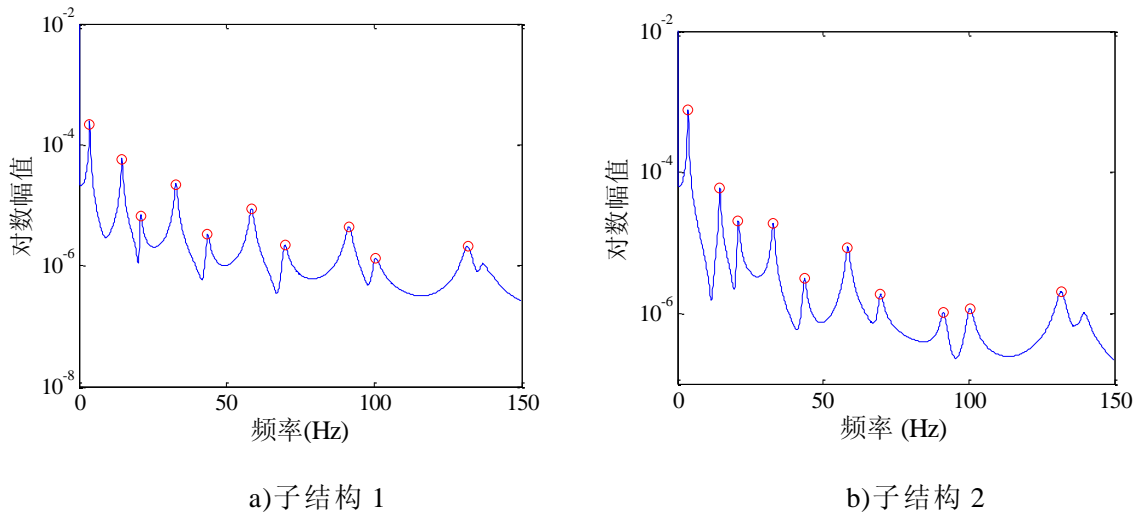


图 2.15 CMIF 模态峰值提取图

对子结构 1 和子结构 2 分别进行有限元脉冲锤击动力分析，将导出的时域信号进行模态分析，其各自的模态提取如图 2.15(a)和图 2.15(b)所示。采取 CMIF 峰值提取的方法进行模态参数的识别，识别得到的前 10 阶模态频率和阻尼比如表 2.6 所示，同时用 Sap2000 进行整体结构模态分析得到的频率也在表 1 列出。

利用子结构 SIMO 试验获取结构的模态之后，再利用子结构综合的方法将子结构的振型进行综合，得到的前 9 阶模态如图 2.16 所示，由图可见分段试验的模态拼接顺滑，与计算模态振型一致，可见该方法的准确性。

表 2.6 前 10 阶模态的分析结果

阶数	子结构一		子结构二		Sap2000	
	Freq(Hz)	Damp(%)	Freq(Hz)	Damp(%)	Freq(Hz)	Damp(%)
1	3.6278	3.5881	3.6276	3.5767	3.6288	1.0000
2	14.5593	1.6028	14.5565	1.5270	14.5601	1.0000
3	20.8796	0.9972	20.8793	1.2158	20.8772	1.0000
4	32.8473	1.2793	32.8477	1.3081	32.8503	1.0000
5	43.5787	1.0182	43.5703	1.0836	43.5593	1.0000
6	58.4960	1.1669	58.5003	1.1412	58.5036	1.0000
7	69.7198	0.9453	69.6641	1.0211	69.6370	1.0000
8	91.4560	1.1236	91.4700	1.1982	91.4887	1.0000
9	100.5421	0.9107	100.4034	0.9912	100.3509	1.0000
10	131.5892	1.1249	131.6803	1.0945	131.7563	1.0000

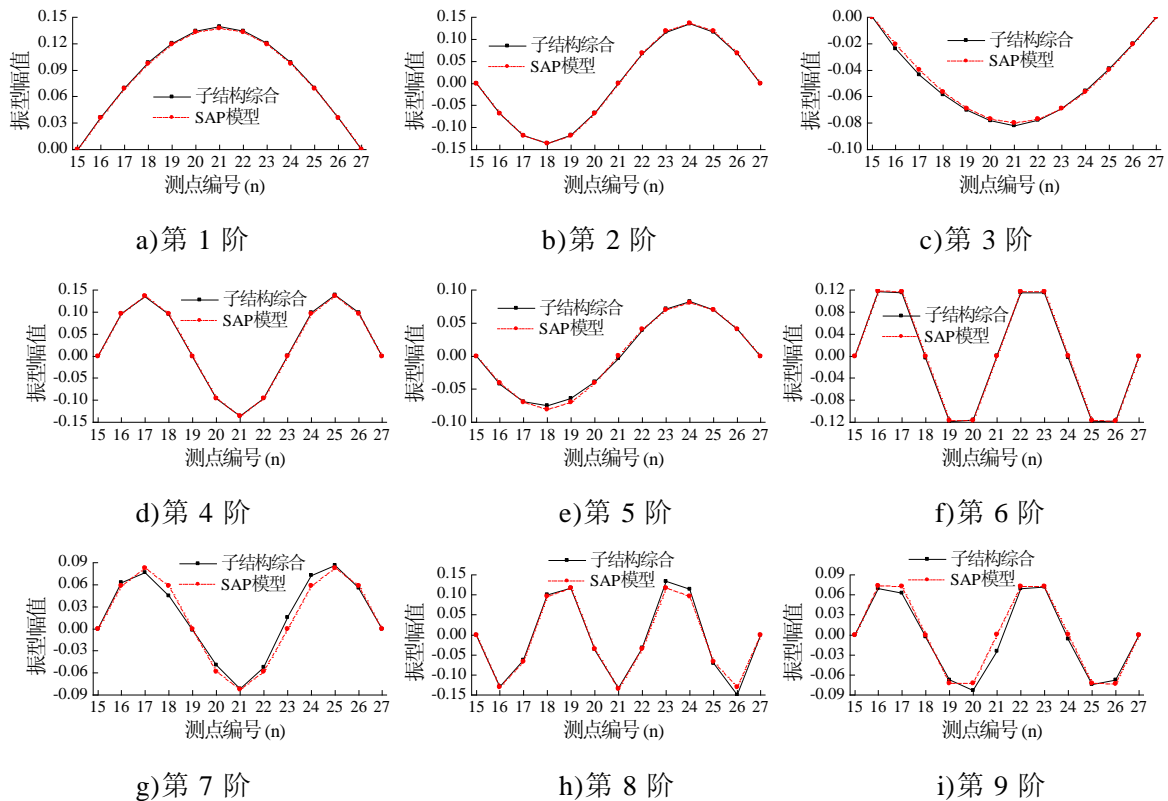


图 2.16 子结构集成前 9 阶模态

利用分片子结构质量归一的振型拼接得到整体结构的振型，再利用 2.2.2 节所述方法得到结构的整体柔度矩阵如式(2.15)所示。将该柔度矩阵与有限元软件得到的振型矩阵进行对比，其误差如图 2.17 所示。从误差矩阵可以看出所有柔度系数在无噪声干扰情况下的误差均在 2% 以内，说明该方法在理论上的可行性，同时其精度满足工程实践要求。

$$f_{\text{total}} = \begin{bmatrix} 2.04 & 3.60 & 4.65 & 5.26 & 5.48 & 5.35 & 4.92 & 4.24 & 3.37 & 2.33 & 1.19 \\ 3.60 & 6.68 & 8.85 & 10.13 & 10.61 & 10.40 & 9.60 & 8.29 & 6.57 & 4.55 & 2.33 \\ 4.65 & 8.85 & 12.15 & 14.19 & 15.04 & 14.84 & 13.76 & 11.92 & 9.47 & 6.57 & 3.36 \\ 5.26 & 10.13 & 14.19 & 17.06 & 18.42 & 18.39 & 17.16 & 14.94 & 11.91 & 8.28 & 4.24 \\ 5.48 & 10.61 & 15.04 & 18.42 & 20.41 & 20.74 & 19.57 & 17.15 & 13.74 & 9.58 & 4.92 \\ 5.35 & 10.40 & 14.84 & 18.39 & 20.74 & 21.59 & 20.74 & 18.38 & 14.82 & 10.38 & 5.35 \\ 4.92 & 9.60 & 13.76 & 17.16 & 19.57 & 20.74 & 20.41 & 18.41 & 15.02 & 10.59 & 5.47 \\ 4.24 & 8.29 & 11.92 & 14.94 & 17.15 & 18.38 & 18.41 & 17.05 & 14.18 & 10.11 & 5.24 \\ 3.37 & 6.57 & 9.47 & 11.91 & 13.74 & 14.82 & 15.02 & 14.18 & 12.14 & 8.84 & 4.64 \\ 2.33 & 4.55 & 6.57 & 8.28 & 9.58 & 10.38 & 10.59 & 10.11 & 8.84 & 6.67 & 3.60 \\ 1.19 & 2.33 & 3.36 & 4.24 & 4.92 & 5.35 & 5.47 & 5.24 & 4.64 & 3.60 & 2.03 \end{bmatrix} \times 10^{-5} (\text{mm/N}) \quad (2.15)$$

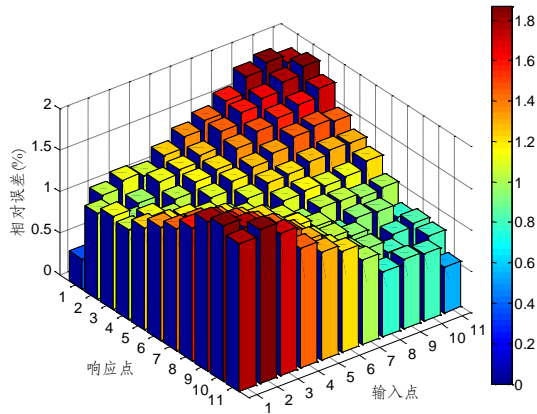


图 2.17 子结构综合模态柔度与静力柔度的相对误差

为进一步验证分片子结构的可靠性，在线拼接的基础上，进行了振型的面拼接数值实验。对板结构进行脉冲锤击法的 SIMO 测试，设计如图 2.18 所示的子结构综合工况，将结构沿着板纵向划分为 2 个子结构，子结构 1 分别为第 31 点输入，其他 28 个点输出，子结构 2 为第 24 点输入，其他 24 个点输出。

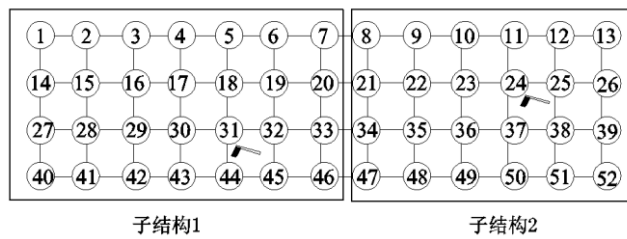


图 2.18 桥面板子结构划分图

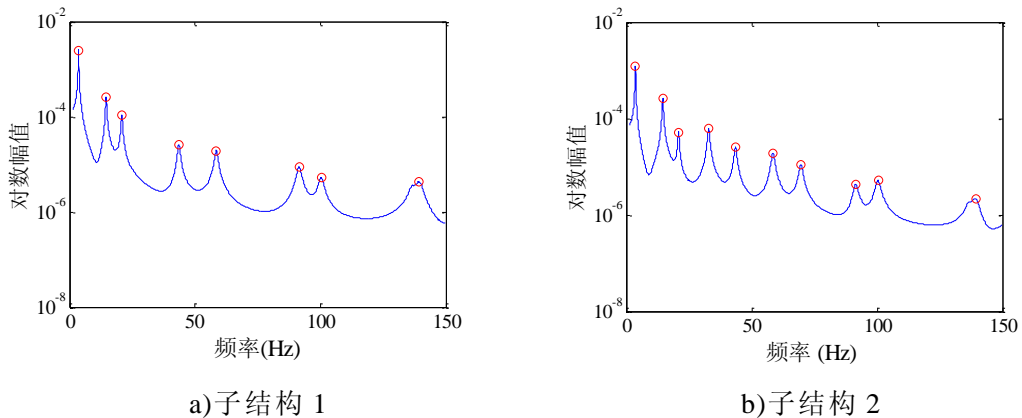


图 2.19 CMIF 模态峰值提取图

对子结构 1 和子结构 2 分别进行有限元脉冲锤击动力分析，将导出的时域信号进行模态分析，其各自的模态提取如图 2.19(a)和图 2.19(b)所示，识别得到的前 10 阶模态频率和阻尼比如表 2.7 所示。子结构 1 未能识别出结构的第 4 阶模态和第 7 阶模态，这是因为子结构 1 的输入点刚好位于这两阶的振型节点。

在得到桥面板各个子结构的模态参数以后，各邻近子结构“模态缝合”和“子结构合成”。由于各子结构均利用了质量归一的模态振型并属于同一个归一标准，因此它们之间没有比例放大系数(scaling factor)。因此，有公共传感器节点的子结构之间可以直接拼合，而无公共传感器节点的子结构则需要进行人为经验判断来确定振型的方向，这样获得了整体结构的模态振型。利用子结构综合的方法将子结构的振型进行综合，得到的前 9 阶模态如图 2.20 所示。

表 2.7 前 10 阶模态的分析结果

阶数	子结构一		子结构二		Sap2000	
	Freq(Hz)	Damp(%)	Freq(Hz)	Damp(%)	Freq(Hz)	Damp(%)
1	3.6284	2.2528	3.6284	2.2548	3.6288	1.0000
2	14.5593	1.2952	14.5591	1.3034	14.5601	1.0000
3	20.8754	1.2177	20.8751	1.2217	20.8772	1.0000
4	—	—	32.8479	1.1323	32.8503	1.0000
5	43.5574	1.0928	43.5558	1.1018	43.5593	1.0000
6	58.4986	1.0793	58.4997	1.0700	58.5036	1.0000
7	—	—	69.6294	1.0688	69.6370	1.0000
8	91.4828	1.0475	91.4795	1.0477	91.4887	1.0000
9	100.3246	1.0513	100.3450	1.0339	100.3509	1.0000
10	139.4624	1.0798	139.4801	1.0576	139.4700	1.0000

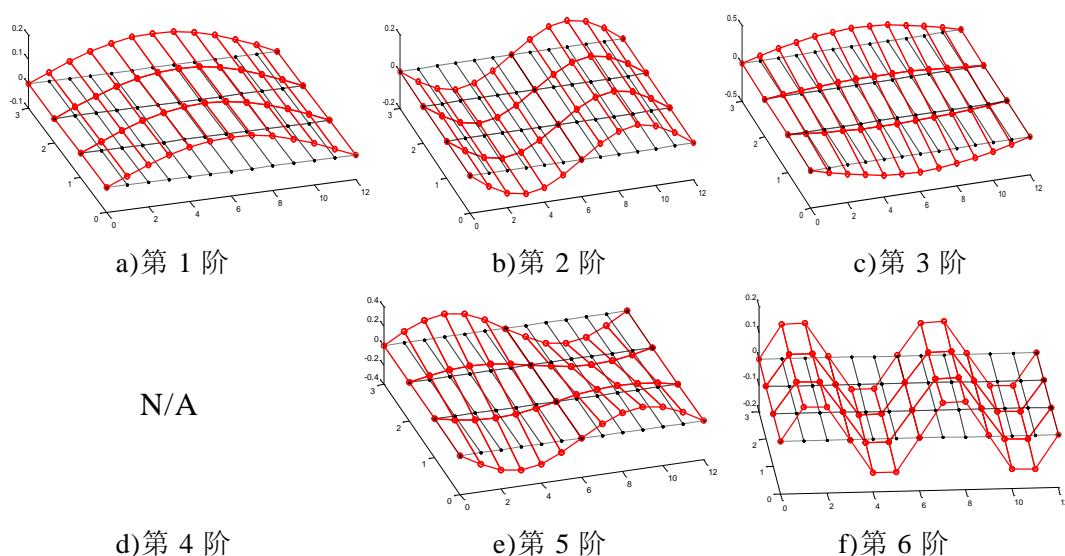
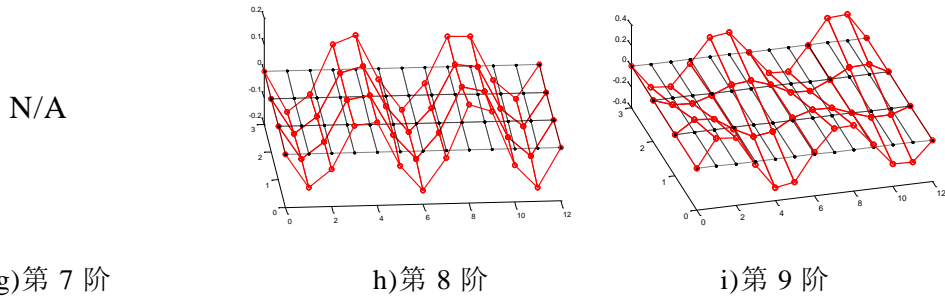


图 2.20 子结构集成前 9 阶模态



续图 2.20 子结构集成前 9 阶模态

由图 2.20 可见分片试验的模态拼接顺滑，与计算模态振型一致，可见该方法的准确性。利用整体模态振型可进一步得到结构的整体柔度矩阵，该柔度矩阵与有限元分析得到的柔度矩阵进行对比，其误差在 3% 以内。

## 2.5 混凝土简支板的随机振动数值试验

脉冲锤击测试在中小型桥梁结构中的运用较为普遍，而对于大型桥梁结构，由于目前脉冲激励装置可以提供的锤击力较小，其运用受到一定的限制。大型桥梁的振动测试运用最广泛的是环境激励测试，即随机振动测试。随机振动测试的输入信号无法获取，因此随机振动的模态分析无法得到结构的模态柔度。基于前面 2.3.4 节中介绍的随机振动振型归一理论，可以利用随机振动测试得到的模态频率和模态振型，利用式(2.18)对测试得到的振型进行质量归一，再利用式(2.1)求解出结构的模态柔度矩阵。为了验证理论的可行性，设计了一个混凝土简支板的随机振动数值试验。

### 2.5.1 随机振动的有限元仿真试验

随机振动有限元仿真的试验对象与脉冲锤击法数值相同，在 SAP 2000 有限元软件中建立一块混凝土简支板，简支板的材料、单元尺寸和边界条件与前一节的设定值相同。本文采用白噪声信号来模拟随机信号输入，利用 Matlab 编程，定义白噪声信号的采样频率为 2000Hz，最小截止频率 0Hz，最大截止频率为 500Hz，信号的时间长度为 120s，最大幅值为 5。测试过程的输入信号和输出信号如图 2.21 所示。

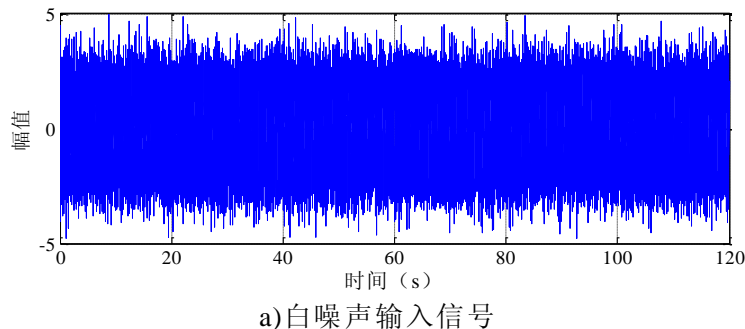
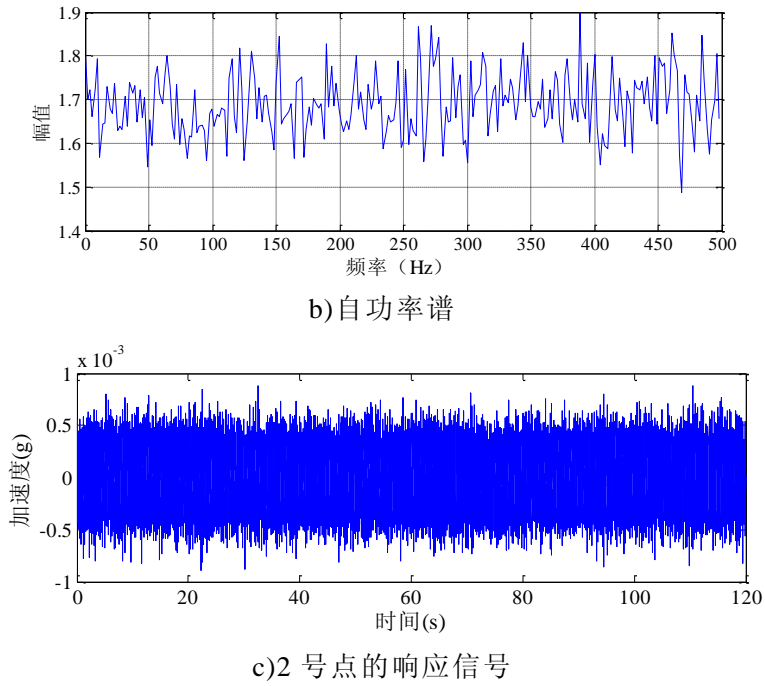


图 2.21 Matlab 生成的随机信号



续图 2.21 Matlab 生成的随机信号

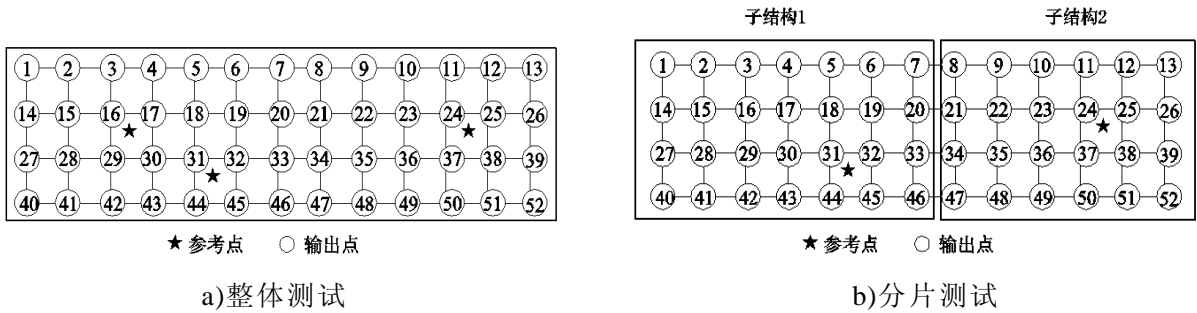


图 2.22 随机振动动力测试工况设置

表 2.8 随机振动测试前 10 阶模态分析结果

模态	SAP2000	全区域测试法		分片子结构测试			
	频率(Hz)	频率(Hz)	差值(%)	子结构 1 频率(Hz)	差值(%)	子结构 2 频率 (Hz)	差值(%)
1 阶	3.6288	3.6241	0.13	3.6235	0.15	3.6271	0.05
2 阶	14.5601	14.5607	0.00	14.5613	0.01	14.5632	0.02
3 阶	20.8772	20.8035	0.35	20.8256	0.25	20.7963	0.39
4 阶	32.8503	32.5496	0.92	32.4412	1.25	32.8523	0.01
5 阶	43.5593	43.3685	0.44	43.2679	0.67	43.6325	0.17
6 阶	58.5036	58.9632	0.79	58.1126	0.67	58.6038	0.17
7 阶	69.6370	69.4120	0.32	69.6784	0.06	69.7434	0.15
8 阶	91.4887	91.4232	0.07	91.4031	0.09	91.2013	0.31
9 阶	100.3509	—	—	—	—	—	—
10 阶	139.4700	132.6854	4.86	131.6396	5.61	131.9649	5.38

将白噪声随机信号导入到 SAP2000 有限元模型的时程函数中, 定义一个线性

时程分析工况，采样频率设为 1000Hz，采样时间为 120s。运行求解，则可以得到有限元各个测点的加速度响应信号。设置了两组随机振动动力测试工况，如图 2.22 所示。工况 1 为整体测试工况，16,24 和 31 号点选取为随机振动动力测试的参考点，52 个点为加速度响应信号输出点。工况 2 为分片测试工况，点 31 和点 24 分别为子结构 1 和子结构 2 的参考点。求解参考点与其他测点的互相关函数，可以得到结构的伪频响函数曲线。采用 CMIF 方法对频响函数曲线进行极点峰值提取如图 2.23 所示，测试得到的模态参数整理如表 2.8 所示。

由图 2.23 可见，频响函数曲线的后面几个波峰位置出现一些小的波浪形刺，这主要是因为白噪声模拟信号无法完全模拟出现实中的随机振动。但从表 2.8 所示来看，随机振动数值模拟试验能够很好地识别出结构的前 8 阶模态，第 9 阶模态未能识别出来，第 10 阶模态出现较大的误差。

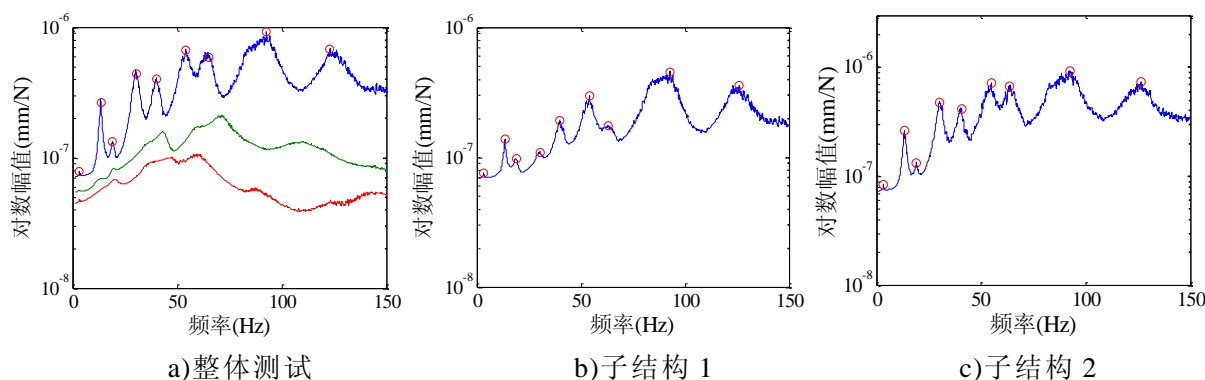


图 2.23 随机振动测试 CMIF 法模态提取图

### 2.5.2 基于质量归一振型的模态柔度识别

利用 CMIF 模态分析方法可以得到随机振动测试下结构的频率和振型。对模态振型进行质量归一后，就可以利用 2.2 节所述的方法一计算结构的模态柔度矩阵。该过程的关键是对结构的质量矩阵进行假设。本文基于集中质量矩阵假设，对随机振动测试得到的模态振型进行质量归一化。将简支板的质量均匀分布到 52 个测点，其单元划分如图 2.24 所示。设简支板的总质量为  $m$ ，则每个角位置处测点的质量为  $1/144m$ ，边线上测点的质量为  $1/72m$ ，中间测点的质量为  $1/36m$ 。

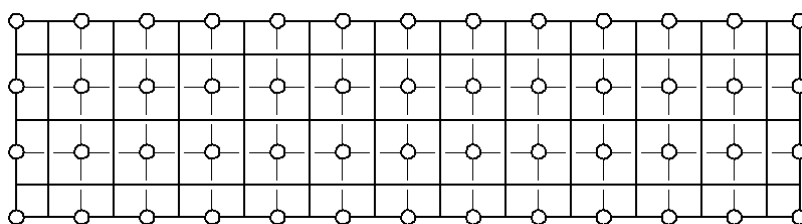


图 2.24 简支板的集中质量划分

基于上述集中质量矩阵假设，可以得到结构的质量矩阵  $[M]$ ，利用式(2.17)则可以得到质量归一化的振型。对于整体测试的情况，在得到结构的质量归一振型

矩阵之后，可以利用式(2.1)可以求解出结构的柔度矩阵。而对于分片测试情况，需要先将分片测试得到的子结构振型进行拼接，利用拼接好的振型按式(2.1)去求解结构的整体柔度矩阵。MAC 值是模态置信因子，振型  $\varphi_i$  和振型  $\varphi_j$  的 MAC 值计算公式如式(2.23)所示，MAC 越接近 1，表明两个振型的相关性越大。

$$MAC_{i,j} = \frac{(\varphi_i^T \varphi_j)^2}{(\varphi_i^T \varphi_i)(\varphi_j^T \varphi_j)} \quad (2.23)$$

为了检验整体测试和分片测试所获质量归一振型的正确性，将测试得到的振型与有限元分析得到的振型进行 MAC 值比较如图 2.25 所示。由图可见，基于随机振动测试得到的模态振型，除了后面 2 阶高阶模态，其他主要模态的振型结果基本吻合有限元模型分析结果。

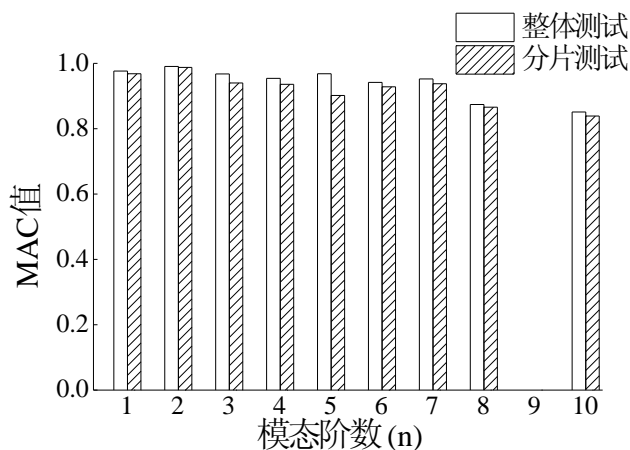


图 2.25 随机振动测试的振型 MAC 值

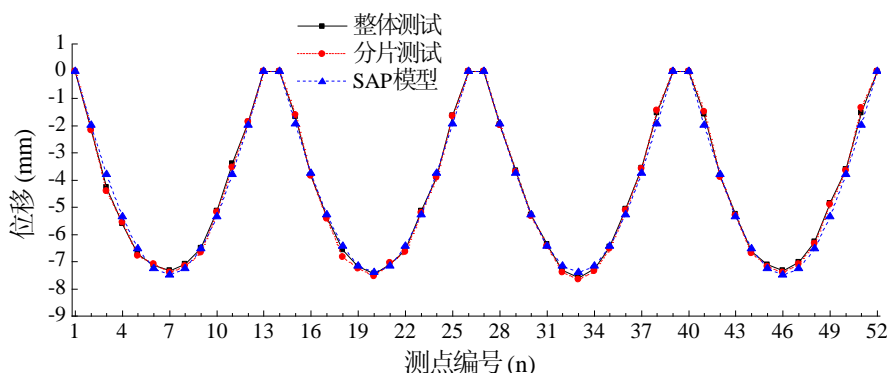


图 2.26 随机振动模态柔度位移与有限元模型位移

利用整体模态振型进一步获得不同工况下结构的模态柔度矩阵。在简支板的 52 个测点位置施加 1kN 的荷载，在有限元软件中运行求解，得到各个测点在均布集中力荷载作用下的位移。同时，利用模态测试得到的柔度矩阵，乘以相应的力矩阵，也可以得到结构各个测点的位移。不同方法得到的均布集中力作用下位移结果如图 2.26 所示。对比结果表明，采用集中质量矩阵假设能够成功地对随机振动测试得到的振型进行质量归一，并利用归一化振型求取结构的柔度矩阵。利用

随机振动测试得到的柔度矩阵去预测结构在均布力作用下的位移，产生的误差基本在 3% 以内，满足工程实践的要求。

## 2.6 本章小结

本章阐述了利用模态参数分析方法识别模态柔度的理论和方法。首先对两种模态柔度的计算方法进行了介绍，指出两种模态柔度计算方法的关键是得到结构的模态质量系数。其次，利用模态柔度两种计算方法的一致性，提取出了脉冲锤击法测试获得质量归一振型的公式。对分片测试得到的子结构质量归一振型进行拼接，得到结构的整体振型，再基于方法一可以得到整体结构的满阵柔度矩阵，解决了传统子结构模态柔度矩阵拼接过程右上角和左下角空白的难题。然后，一个基于 SAP2000 有限元仿真的混凝土板脉冲锤击数值试验被用来验证上述模态柔度算法的正确性。研究结果表明利用方法一、方法二以及分片子结构测试得到的位移模态柔度能够很好地吻合有限元静力分析的结果。模态分析得到的柔度矩阵的主要误差来源于有限元模态分析的模态截断。最后，对混凝土简支板进行了一次随机振动数值试验，基于集中质量矩阵假设对随机振动测试得到的模态振型进行质量归一，并利用归一后振型计算结构的柔度矩阵，进一步获得结构在均布力作用下的位移。结果表明，在无噪声干扰的情况下，基于集中质量矩阵假设得到的柔度矩阵能够很好地预测结构的变形，其误差基本在 3% 以内。

## 第3章 基于模态柔度分片子结构综合法的试验研究

### 3.1 引言

前面一章介绍了分片子结构模态柔度综合的理论和有限元数值试验验证，本章设计了一个实验室的钢-混凝土组合结构的分片测试试验以及一座实际桥梁的脉冲锤击分片测试试验，来进一步验证该方法的可行性。钢-混凝土组合结构是国际上现有桥梁中一种非常常见的结构，利用动力测试对组合结构进行模态识别，对现实桥梁结构的动力识别有着重要意义。动力试验识别的模态参数能够反应出桥梁结构的静力特性，与桥梁结构的静力试验形成比较与互补。该试验的具体目的有以下3点：(1)对直接利用动力信号获取结构模态频率、振型及阻尼比等参数的理论和方法进行研究，验证多参考点脉冲锤击法识别钢-混凝土组合板模态信息的准确性；(2)验证利用分片子结构综合法获取模态柔度的可行性及精确度；(3)对基于随机振动测试的模态振型质量归一方法进行研究。

### 3.2 钢-混凝土组合结构的脉冲锤击测试

#### 3.2.1 试验对象

本试验对象为一钢-混凝土组合板，该试验采用3根Q235工字形钢梁作为主梁，在其上部铺设C50混凝土面板形成组合板结构。整个试件宽2.05m，长4.0m。混凝土面板厚60mm，板内布置双层双向直径6mm的HPB300钢筋，钢筋纵向间距150mm，横向间距80mm。试验构件的截面图及其配筋如图3.1所示。

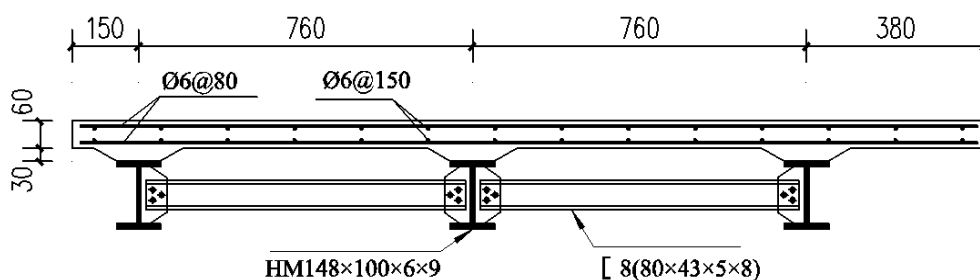


图 3.1 组合桥面板截面图 (单位: mm)

组合板试件的平面图和测点布置如图3.2所示。试验板通过固定铰支座和滚动铰支座形成简支结构体系，两端各有100mm悬臂长度。整个试件由6个支座支撑，其中位于1、10、19号点处的为滚动铰支座，位于9、18、27号点处的为固定铰支座。3根主梁之间，设有6根横向支撑，其型号为8号槽钢。

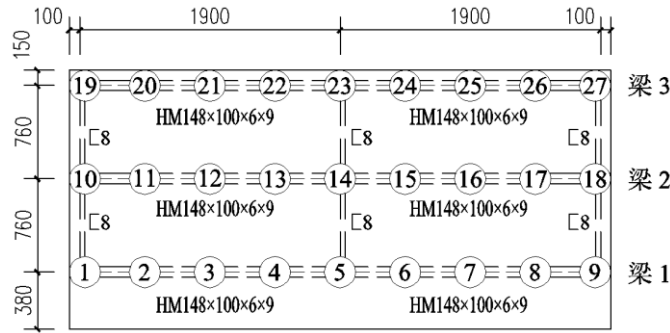


图 3.2 钢梁平面位置和测点布置图(单位：mm)

### 3.2.2 动力试验装置

用于动力测试的外部激励方法包括偏心质量激振器测试，电动激励器测试，多参考点脉冲锤击激励(MRIT)和步进式松弛激励等等。其中，MRIT 能够得到重复性较好质量较高的真实频率响应函数(FRF)，并能够从 FRF 中识别得到模态质量，进一步可以获取结构的模态柔度。



图 3.3 钢-混凝土组合板动力试验照片

利用多参考点脉冲锤击法进行钢-混凝土组合板的动力试验，测试过程的照片如图 3.3 所示，利用力锤敲击产生力脉冲激励，然后用加速度传感器来拾取不同的响应时程信号，为了获得与静载位移对应的模态柔度位移结果，动力传感器的布设位置与静载位移测点一致。对该实验室模型进行了系统地综合试验，进行了多工况的全结构模态测试和分片子结构综合动力测试，模态试验所用动力传感器的相关信息见表 3.1。

表 3.1 动力传感器的相关参数

传感器类型	型号	灵敏度	频响范围	量程
力锤	PCB-086D20	0.23 mV/N	0~6000 Hz	±22.24 kN
加速度计	KD1010L	10 mv/ms <sup>-2</sup>	0.5~7000 Hz	±600 g

钢-混凝土组合板多参考点脉冲锤击法模态测试的传感器安装如图 3.4 所示。

本文采用 PCB 公司生产的力锤进行锤击测试，力锤型号为 086D50，质量 5.5kg，锤头直径 7.6cm，力锤长度 89cm。该型号的力锤大约能提供 22kN 的锤击力，是 PCB 公司生产的最大型号力锤。在力锤端部配置不同硬度的锤头进行锤击，力锤与锤击点的接触时间不同，其范围大概为 0.001s~0.005s。为了能够充分地捕捉脉冲力信号，力锤选用了中硬度的红色橡胶锤头。利用美国 SignalCalc DP730 采集仪器采集试验过程中的力信号和加速度信号，设置分析频率为 1600Hz，对应的采样频率为 4096Hz，每次测试采集的谱线数为 32768，对应的采样时间为 8s。当力信号大于 10N 时，自动触发采样。采样的最初时间点设为触发时的前 0.05s，这样便能够完整地采集到整个力信号。测试过程的锤击点选为除支座外的其他 21 个中间测点以减少噪声干扰，每个测点锤击 5 次。

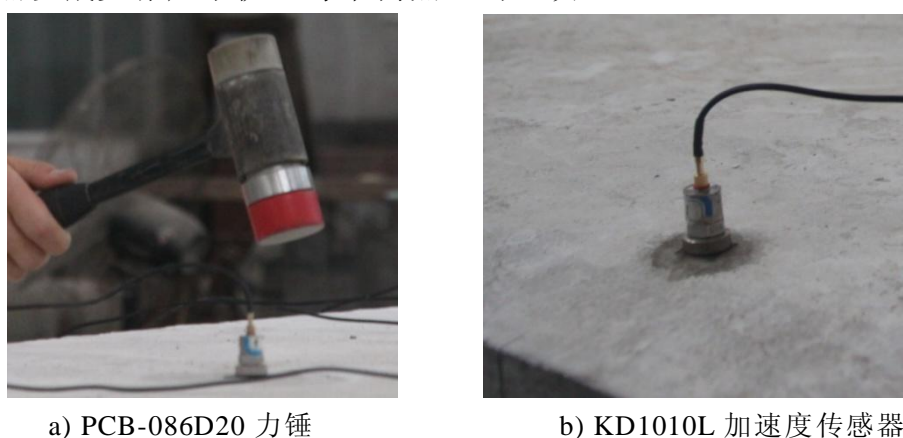


图 3.4 组合板模态试验的动力测试仪器

### 3.2.3 试验工况

设计了 6 组动力测试工况，这些工况包括了各种 SISO, SIMO 和 MIMO 的情形，各种工况的激振点和拾振点如表 3.2 所示。工况 1 对结构进行了一次多参考点的全局测试。工况 2~工况 5 为单参考点输入，对比拾振点不同对第 12 点测试柔度的影响。工况 5 和工况 6 作为两次分片测试，其测试结果与工况 1 对比，可以验证分片测试结果的准确性。

表 3.2 MRIT 的 6 个动力测试工况

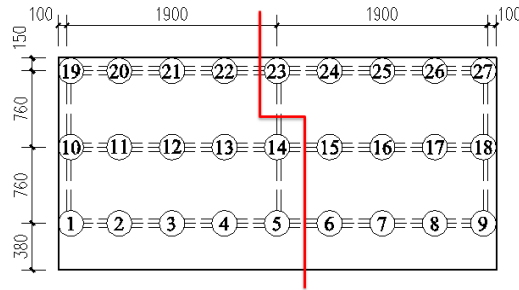
测试工况	测试类型	激振点	拾振点
工况 1	MIMO	2~8,11~17,20~26	1~27
工况 2	SISO	12	12
工况 3	SIMO	12	3,11,12,13,21
工况 4	SIMO	12	3,10~18,21
工况 5	SIMO	12	1~5,10~14,19~23
工况 6	SIMO	17	6~9,15~18,24~27

### 3.3 试验过程及结果

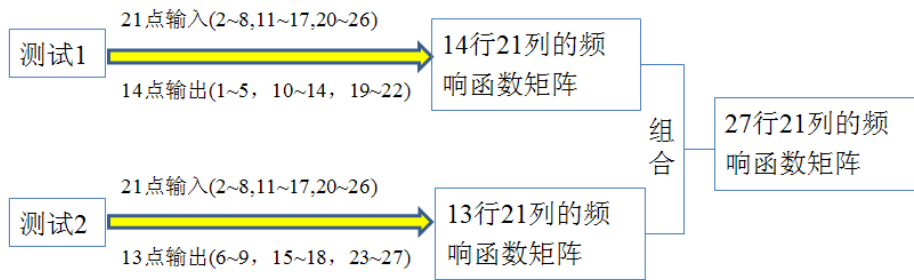
#### 3.3.1 MIMO 全局测试

##### 3.3.1.1 利用不同力锤激励的动力测试结果

为了准确识别组合板的各阶模态，首先对该试验板进行了一次多参考点的脉冲锤击测试。由于测试所用的 DP730 采集仪器只有 14 个通道，因此该测试需要分两次测试完成。两次测试的布点情况如图 3.5(a)所示



(a) MIMO 测点分布



(b) 测试说明和频响函数矩阵组合

图 3.5 钢-混凝土组合板的 MIMO 全局测试

两次测试结果的频率响应函数组合过程如图 3.5(b)所示。测试 1 的输入点为 2~8、11~17 和 20~26，输出点为 1~5、10~14 和 19~22；测试 2 的输入点为 2~8、11~17 和 20~26，输出点为 1~5、10~14 和 19~22。第 1 次测试得到一个 14 行 21 列的频响函数矩阵，第 2 次测试得到一个 13 行 21 列的频响函数矩阵，两次测试组合则可以得到一个 27 行 21 列的频响函数矩阵。该测试工况与分片测试工况的区别在于，工况 1 两组测试的输入点均是对应于整个结构的所有区域，利用两次测试组合的频响函数矩阵是一个满阵，不会出现矩阵右上角和左下角空缺的问题。但由于该测试的激励点需要遍布整个结构，在实际桥梁测试过程中对交通的阻碍情况无法改善，同时测试所需花费的时间也较长。

为了选取最合适的锤击力大小和锤头硬度，分别采用了不同锤击力大小和不同锤头硬度的力锤进行锤击，设置了高硬度小力锤、高硬度大力锤、中硬度小力锤三组不同的锤击装置进行脉冲锤击测试。对测试的动力信号进行 CMIF 法模态分析，其典型力信号和模态峰值提取图如图 3.6 所示，得到其频率和阻尼比如表 3.3 所示。

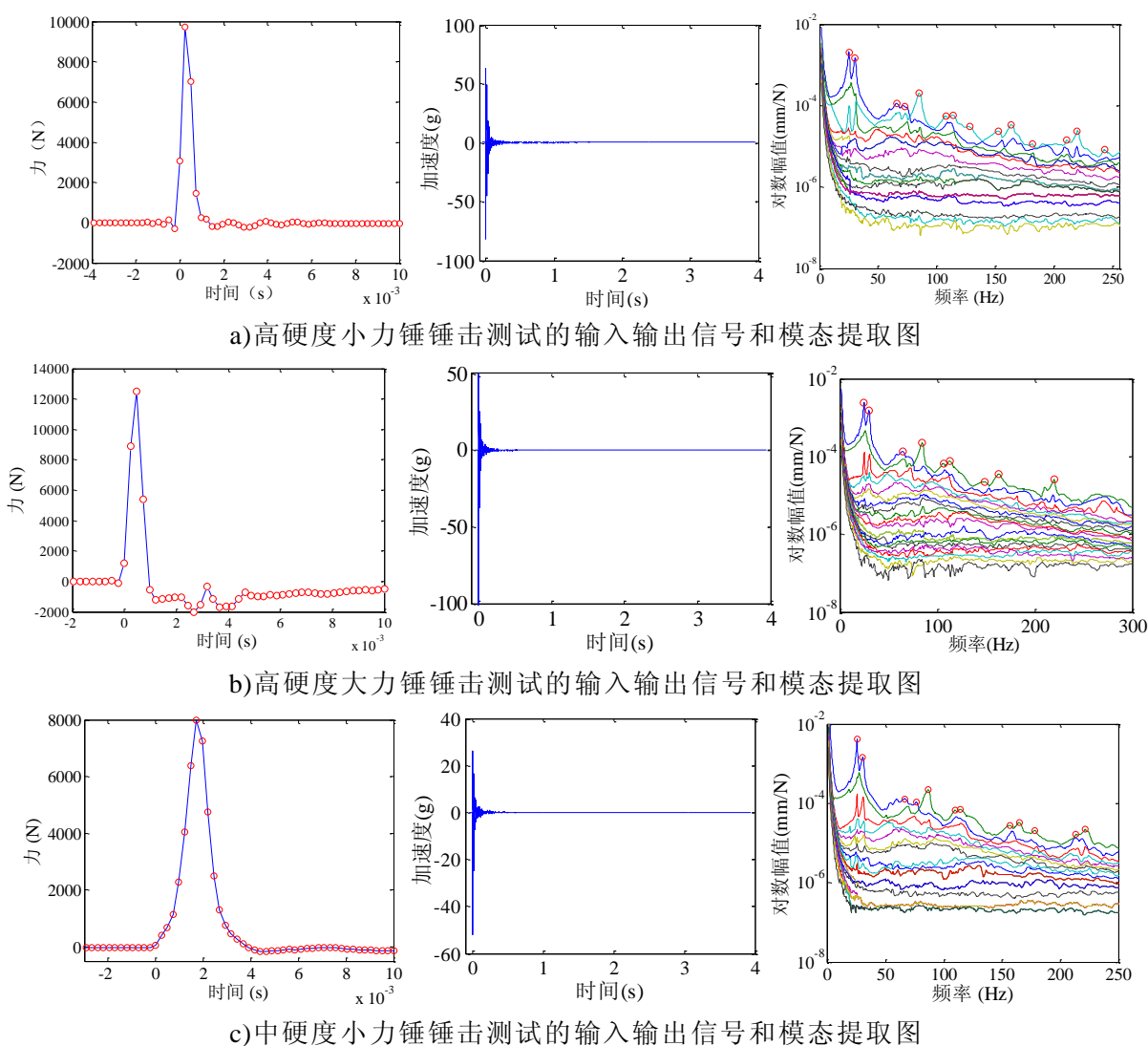


图 3.6 三组脉冲锤击测试的典型输入输出信号和模态峰值提取图

利用三组动力测试获得的模态信息，进一步可以得到结构的模态柔度，利用模态柔度乘以力荷载矩阵，可以预测结构在荷载作用下的位移。为检验模态柔度的准确性，对实际结构进行了一次砝码加载，在 21 个激励点位置布置两个 25kg 的砝码，每根梁等距架设 5 个位移计测量结构在砝码加载下的位移，其试验照片如图 3.7 所示。



图 3.7 钢-混凝土组合板的砝码均布加载试验

表 3.3 MIMO 全局测试的动力测试结果

模态	高硬度小力锤		高硬度大力锤		中硬度小力锤	
	频率(Hz)	阻尼比(%)	频率(Hz)	阻尼比(%)	频率(Hz)	阻尼比(%)
1 阶	24.955	2.39	24.689	2.62	25.118	1.63
2 阶	31.195	2.59	31.697	3.48	31.908	3.38
3 阶	62.152	5.02	62.843	5.20	62.864	5.36
4 阶	73.873	5.80	—	—	75.194	5.27
5 阶	83.275	2.04	83.206	2.02	83.359	2.32
6 阶	109.416	3.69	108.871	3.53	109.237	3.14
7 阶	120.102	3.30	119.218	2.99	119.324	3.08
8 阶	128.187	4.90	—	—	—	—
9 阶	151.487	3.19	149.154	5.17	157.103	3.25
10 阶	164.873	1.87	164.128	2.45	164.793	2.14
11 阶	179.561	2.14	—	—	177.691	1.98
12 阶	210.340	1.33	—	—	212.738	1.82
13 阶	219.894	1.02	219.081	0.88	221.740	1.57
14 阶	242.547	1.46	—	—	—	—

将实测位移值与模态柔度位移值进行对比如图 3.8 所示，结果表明中硬度小力锤的测试结果与实测值最吻合。这是因为小力锤的锤击力能较好地激发结构的振动，提供的力信号较大力锤更加稳定。另外，利用中硬度锤头进行锤击时与结构的接触时间较长，力信号的削波现象得到改善。于是，下文中的动力测试均采用中硬度小力锤来进行脉冲锤击试验。

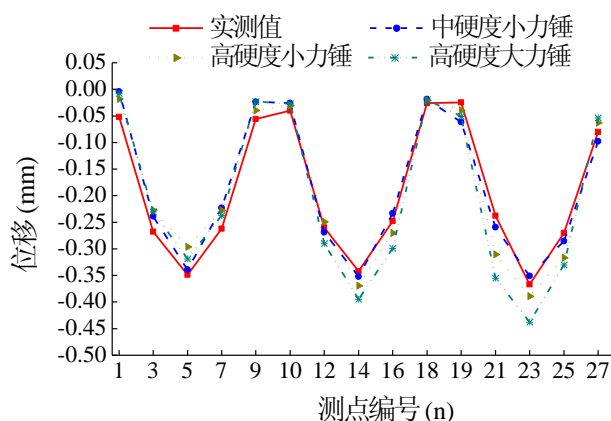


图 3.8 模态柔度位移与实测位移的对比

### 3.3.1.2 CMIF 法分析结果与 PolyMax 模态分析结果对比

本小节对 CMIF 和 LMS PolyMax 两种试验模态识别方法进行比较。复模态指示函数(CMIF)的模态识别过程在前文已经叙述过，其主要步骤是在频响应函数曲线峰值处提取模态极点，通常正确的模态极点提取需要分析者具有一定的先验知识。

PolyMax 模态分析方法是比利时研发的动力测试软件 LMS 中的一个模态分析模块，该方法可以方便有效地识别出测试结构的模态参数，其应用范围非常广泛。PolyMax 方法可以对频响函数进行稳态图分析，稳态图能很好地识别出密集模态，而 PolyMax 方法与 CMIF 法同样能够得到模态质量，因此也可以利用本文所提出的模态柔度计算方法获取结构的模态柔度。通过上一节的模态柔度结果比较，表明中硬度小力锤的测试结果最为理想。为了进一步判断全局测试过程中是否有漏掉的模态，对中硬度小力锤的动力测试数据进行了 PolyMax 分析。

图 3.9 是分别利用上述两种方法获得钢-混凝土组合板 MIMO 测试下的模态极点和 MAC 值。由图可见，采用 CMIF 方法很好地识别出钢-混凝土组合板的前 12 阶模态，而第 9 阶模态振型和第 10 阶模态振型之间的 MAC 值较大，说明这两阶振型相关性较大。LMS PolyMax 模态分析过程中的迭代次数设为 250 次，极点稳态图如图 3.9(c)所示。稳态图中的“o”代表该极点不稳定，“f”代表极点的频率稳定，“d”代表极点的频率和阻尼稳定，“v”代表极点的振型稳定，“s”代表极点的频率、振型和阻尼都稳定。利用 PolyMax 稳态分析方法可以识别出组合板的前 14 阶模态，但第 10、11 两阶模态以及第 12、13 两阶模态的 MAC 值较大。

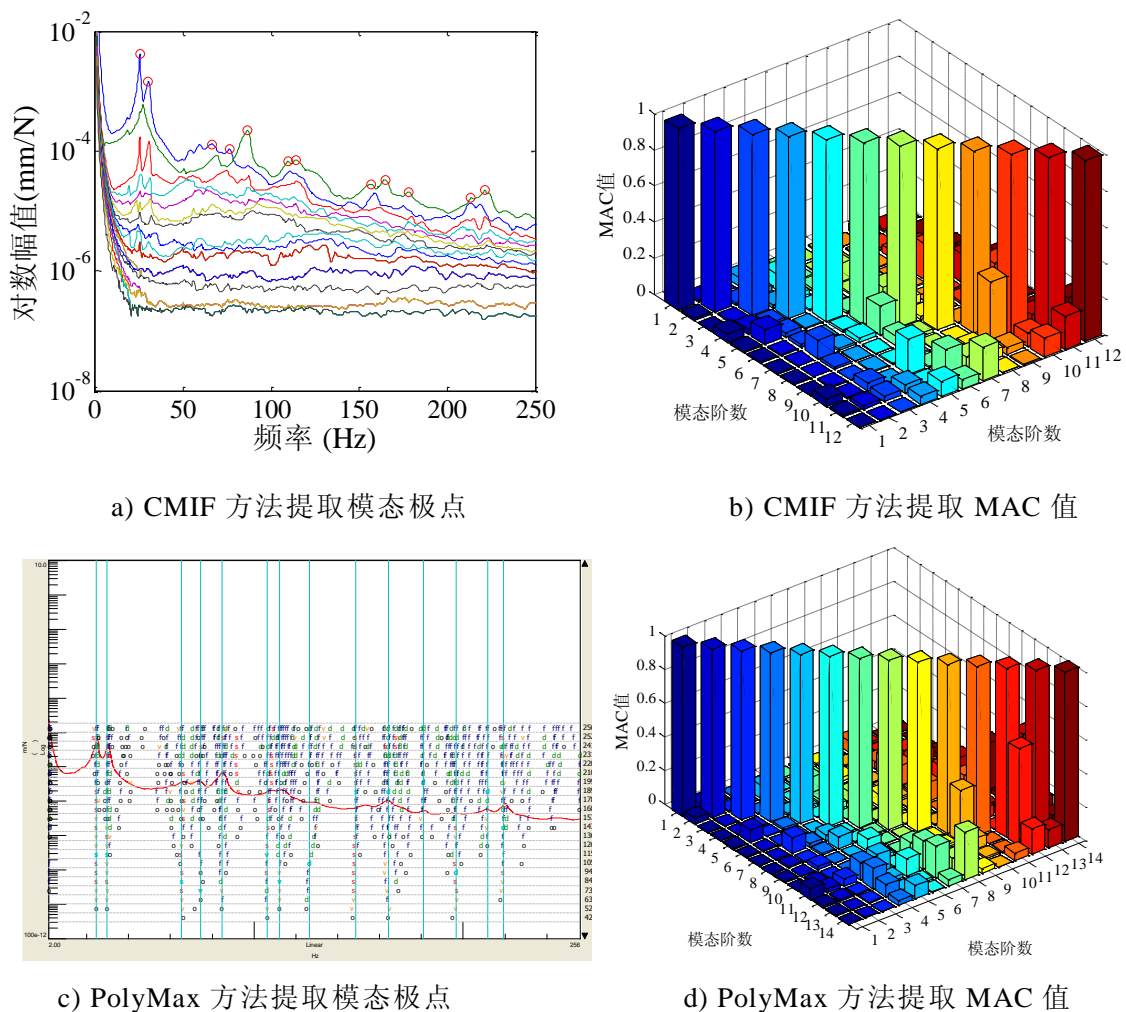


图 3.9 CMIF 方法和 PolyMax 方法模态识别

两种模态分析方法得到的频率、阻尼比结果如表 3.4 所示。CMIF 法较 PolyMax 分析方法少识别了 2 阶模态。但这 2 阶模态均是结构的高阶模态，对模态柔度的影响很小。两种分析方法得到的频率值相差在 0.5% 以内，说明全局测试模态参数识别的准确性。同时，结构的主要模态均能被两种方法识别，说明两种方法均可以有效地运用于组合结构的模态识别。

表 3.4 CMIF 法与 PolyMax 分析结果对比

模态	CMIF 法分析结果		PolyMax 分析结果	
	频率(Hz)	阻尼比(%)	频率(Hz)	阻尼比(%)
1 阶	24.783	1.63	24.702	2.58
2 阶	31.268	3.38	31.546	4.11
3 阶	61.864	5.36	61.391	6.89
4 阶	75.194	5.27	75.345	2.12
5 阶	83.359	2.32	82.596	0.76
6 阶	109.237	3.14	109.277	3.67
7 阶	120.324	3.08	120.286	2.35
8 阶	—	—	126.565	5.35
9 阶	152.103	3.25	151.514	5.70
10 阶	165.193	2.14	165.269	2.14
11 阶	177.691	1.98	178.923	0.74
12 阶	—	—	196.684	4.39
13 阶	212.738	1.82	211.828	0.66
14 阶	221.740	1.57	220.426	0.98

### 3.3.1.3 不同荷载作用的位移结果验证

脉冲锤击法测试得到的柔度矩阵乘以力矩阵即可以得到结构在荷载作用下的位移。理论上，利用动力测试得到的柔度矩阵可以用于结构在任何荷载作用下的位移。为了验证模态柔度矩阵预测结构位移的可靠性，设置了 5 组加载工况如图 3.10 所示，图中粗线方框里的测点即砝码加载的位置。对组合板的不同位置进行加载，并利用百分表测试结构在不同荷载作用下的位移。

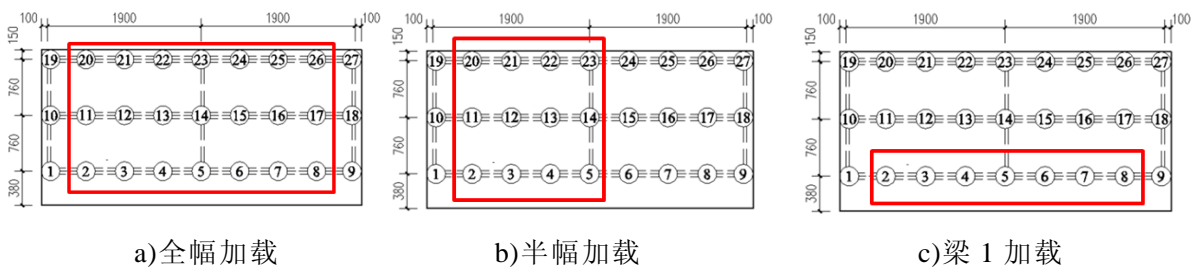
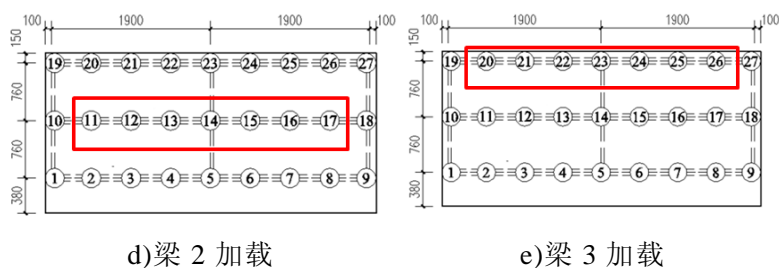


图 3.10 不同荷载作用的工况设置



续图 3.10 不同荷载作用的工况设置

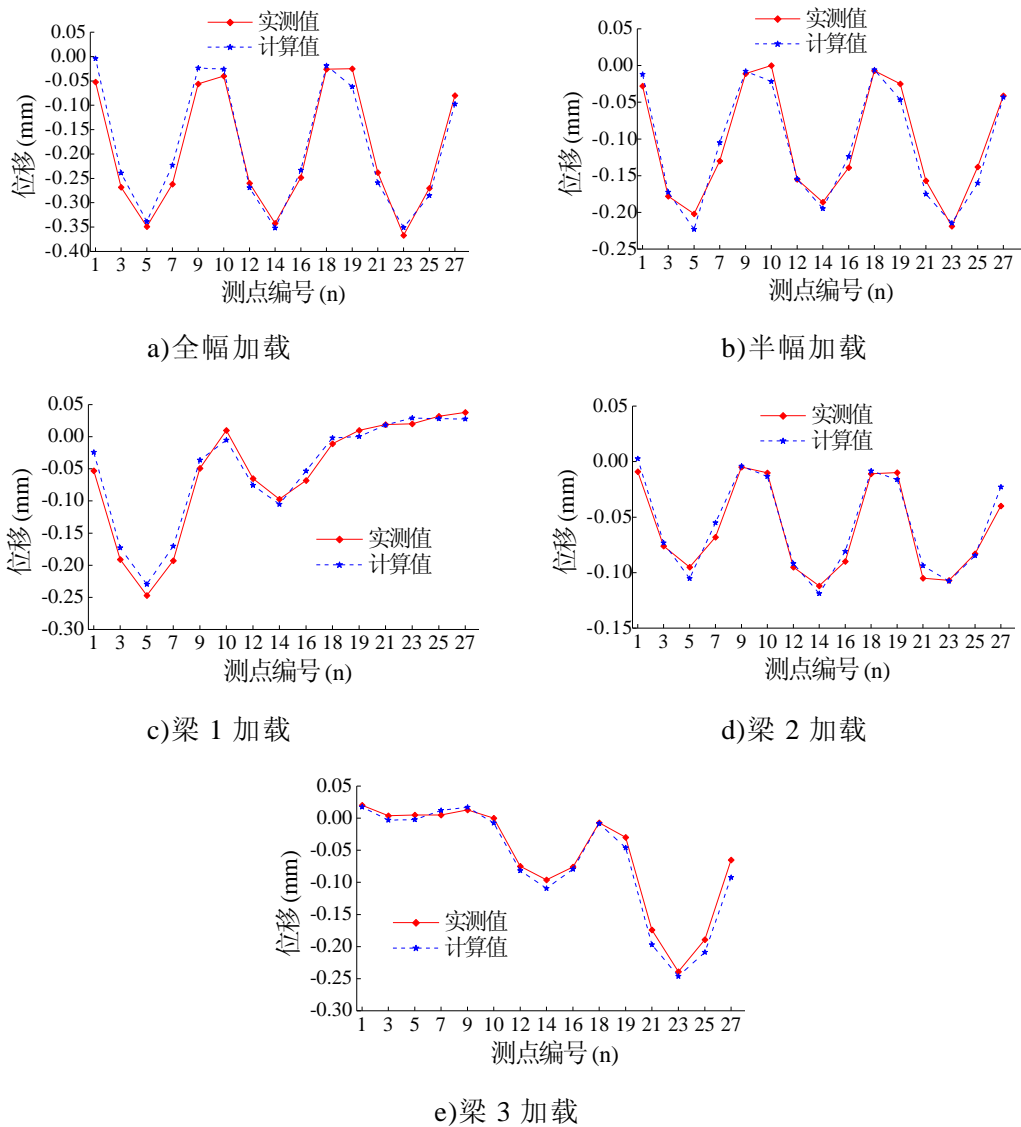


图 3.11 不同荷载作用下模态柔度位移与实测值对比

将砵码加载试验得到的位移与模态柔度预测的位移进行对比，其结果如图 3.11 所示。结果表明：各种荷载作用下的位移实测值均与位移预测值吻合良好，说明脉冲锤击测试得到模态柔度可以用于预测不同荷载作用下的结构位移。同时，各种不同荷载作用下的位移值均与模态柔度预测位移值吻合，也进一步证明了 MIMO 测试得到的模态柔度的准确性。

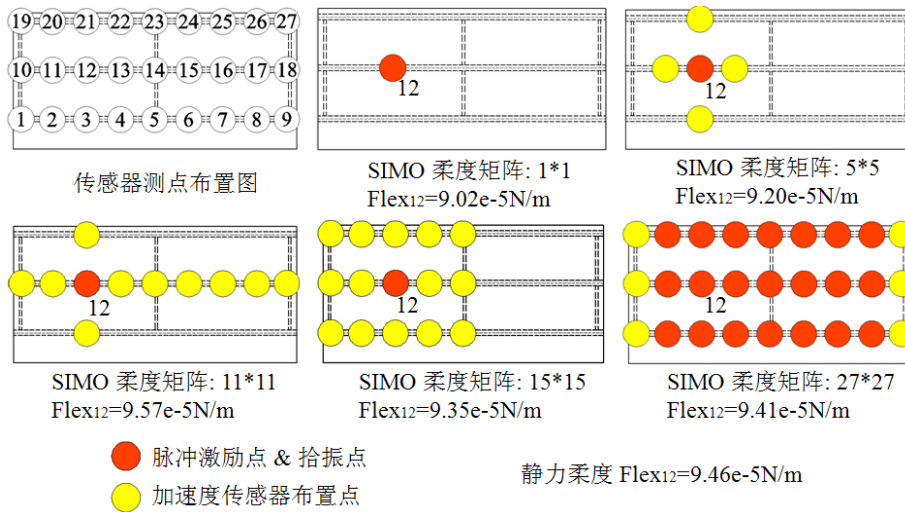


图 3.12 不同测试工况识别的模式柔度系数

### 3.3.2 不同测试工况的模式系数比较

为了验证 SISO、SIMO、MIMO 等动力测试方法识别结构局部模态柔度的准确性，设置了 5 组动力测试工况如图 3.12 所示。利用 CMIF 分析方法得到 5 组测试第 12 点的模态柔度系数。其结果显示所有测试结果和实测的静力结果非常吻合，这说明脉冲锤击动力测试的可靠性。

### 3.3.3 分片测试子结构综合结果

设置了一组无重叠区域的分片测试工况如图 3.13(a)所示，分别对子结构 1 和子结构 2 进行 SIMO 动力测试，对应为表 3.2 中的工况 5 和工况 6。根据子结构分片测试得到的频率响应函数矩阵，利用 CMIF 模态分析方法对子结构的模态参数进行识别，其频率响应函数极点峰值提取图如图 3.13(b)和图 3.13(c)所示。作为对比，设置了一组有重叠区域的分片测试工况，其测点布置、峰值提取如图 3.14 所示。对两组工况测试得到的子结构振型分别进行质量归一，然后将 2 个子结构的振型拼接成就能得到整体结构的振型。运用子结构综合技术得到的结构整体振型如图 3.15 所示。

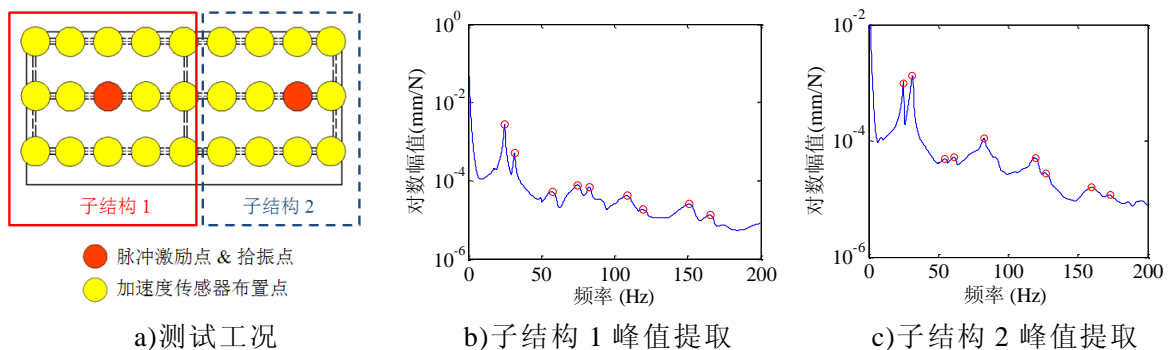


图 3.13 无重叠区域分片测试工况和子结构模态提取图

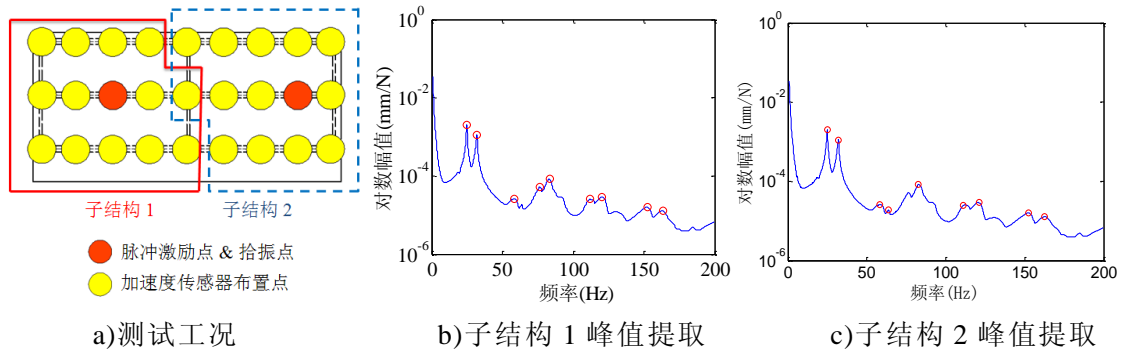


图 3.14 有重叠区域分片测试工况和子结构模态提取图

表 3.5 前 10 阶模态的分析结果

阶数	MIMO 测试		无重叠区域分片测试				有重叠区域分片测试			
	频率 (Hz)	阻尼比 (%)	子结构 1		子结构 2		子结构 1		子结构 2	
			频率 (Hz)	阻尼比 (%)	频率 (Hz)	阻尼比 (%)	频率 (Hz)	阻尼比 (%)	频率 (Hz)	阻尼比 (%)
1	24.78	1.31	24.75	1.33	24.75	1.29	24.76	1.34	24.79	1.32
2	31.26	2.36	31.28	1.79	31.29	2.24	31.25	1.85	31.14	1.42
3	56.77	5.92	56.73	5.75	56.74	6.47	56.76	5.79	56.59	5.86
4	61.80	2.63	—	—	61.75	2.64	—	—	61.89	2.13
5	82.68	2.48	82.66	2.45	82.72	2.61	82.69	2.53	82.54	2.75
6	109.36	3.92	109.34	4.19	109.44	2.84	109.37	4.02	109.38	3.62
7	120.01	3.04	120.11	4.54	120.18	3.15	120.02	4.15	120.14	3.52
8	127.61	3.45	—	—	—	—	—	—	—	—
9	151.98	3.16	151.78	3.32	152.15	4.11	151.85	3.29	152.08	3.98
10	165.06	2.49	165.13	2.45	165.68	4.09	165.06	2.57	165.49	3.86

由图 3.15 可以看出，第 4 阶振型可以有结构的 MIMO 全局测试得到，而在分片子结构测试中无法同时获得该阶模态。对于实验室这种无噪声干扰的环境下，产生数据差别的主要原因是在结构的模态提取过程中，激励点和拾振点位于振型节点上，造成了部分模态的缺失。剩余的 8 阶模态均能在分片测试中很好地识别，分片测试得到的频率、阻尼比和 MIMO 测试的结果对比如表 3.5 所示。

利用子结构质量归一振型拼接得到的结构整体振型，可以获得结构的整体模态柔度矩阵。为了验证该柔度矩阵的准确性，将分片测试得到的模态柔度位移值与实测位移值以及 MIMO 测试得到的模态柔度位移值进行对比，如图 3.16 所示。图中有限元分析结果是指利用有限元软件 Strand7 建立的模型在均布荷载作用下的位移结果。由图可见，分片测试得到的模态柔度能够很好地预测结构位移，证明了该方法在实际结构中的可行性。

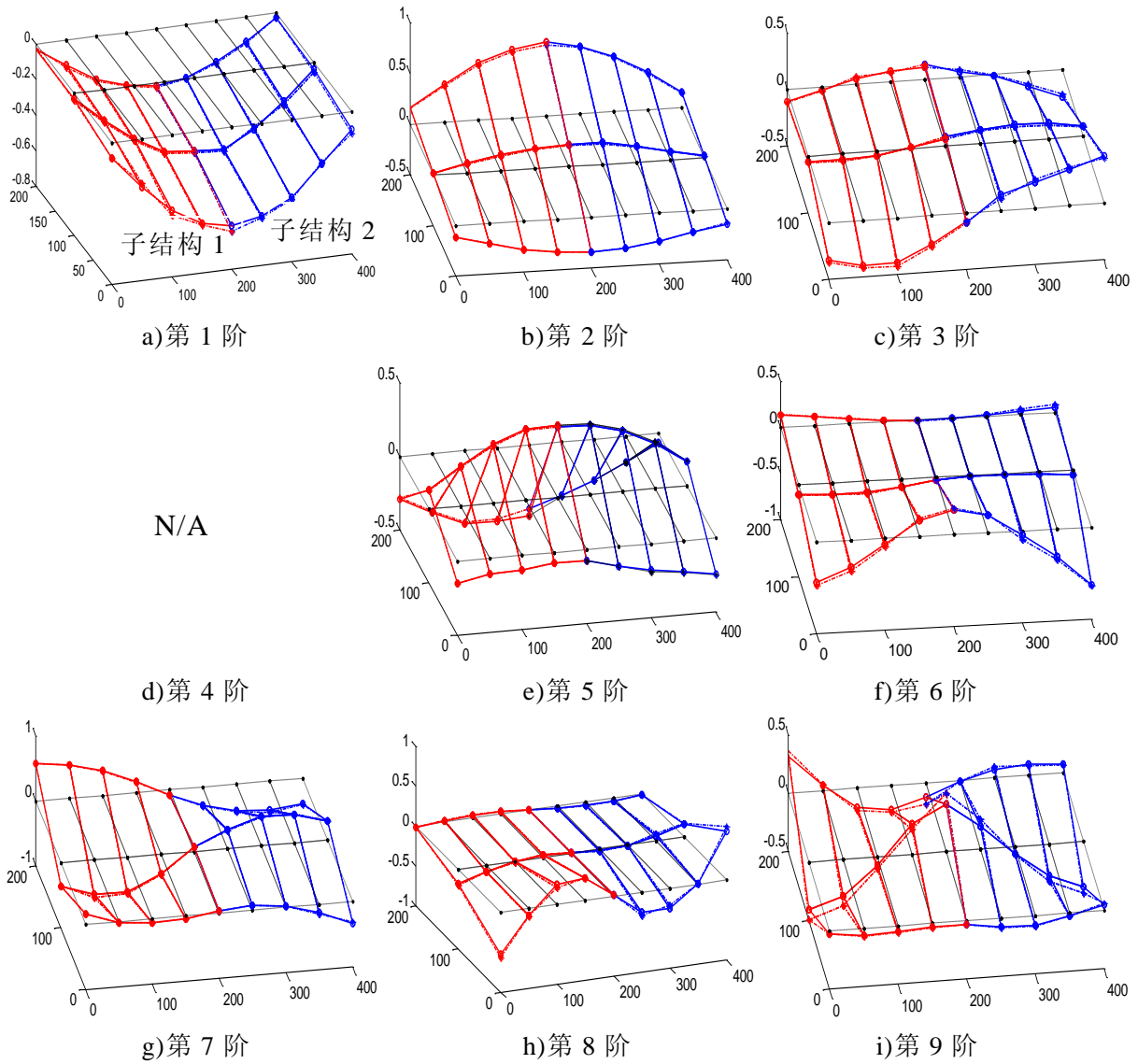


图 3.15 前 9 阶子结构综合模态振型

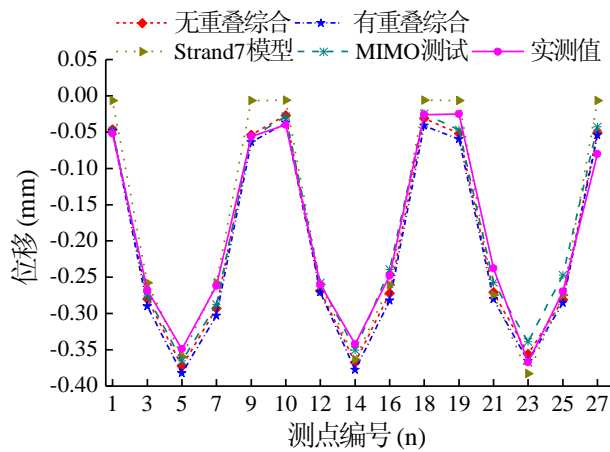


图 3.16 子结构综合柔度位移与实测对比

### 3.4 钢-混凝土组合结构的随机振动测试

模态柔度的获取需要利用对测试得到的振型进行质量归一，其适用条件是在



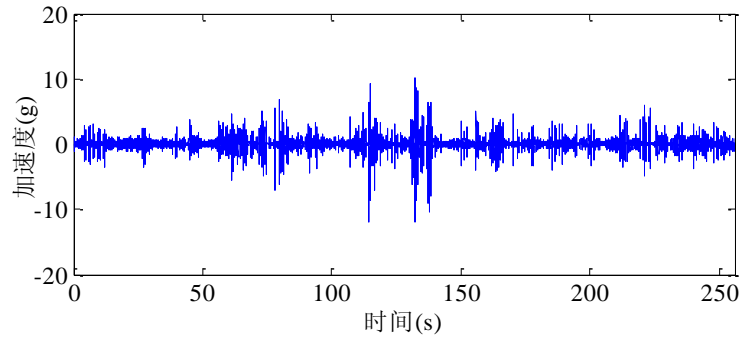


图 3.19 典型的加速度信号(14 号点)

### 3.4.2 随机振动测试模态参数识别

将参考点的加速度参考点输出信号看作是随机振动的激励信号，计算参考点与其他测点的互相关函数，进一步可以得到参考点与测点的伪频率响应函数。利用 CMIF 法对频响函数进行极点峰值提取如图 3.20 所示。两组随机振动测试得到的各阶模态与脉冲锤击测试的结果整理如表 3.6 所示，同时计算随机振动测试获得的模态振型与脉冲测试振型的 MAC 值如图 3.21 所示。由于随机振动测试过程中，结构的第 3、4、9 阶模态未能识别，因此图 3.21 里面没有列出这 3 阶模态的 MAC 值。

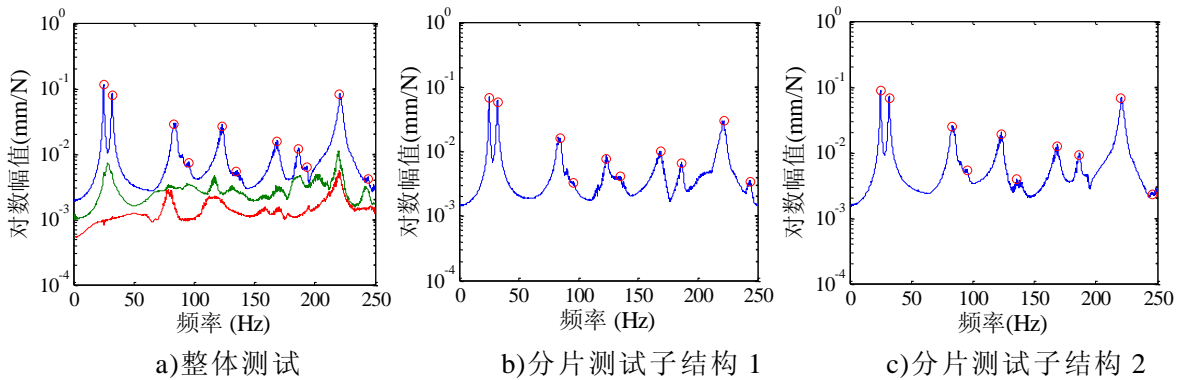


图 3.20 随机振动伪频响应函数 CMIF 峰值提取图

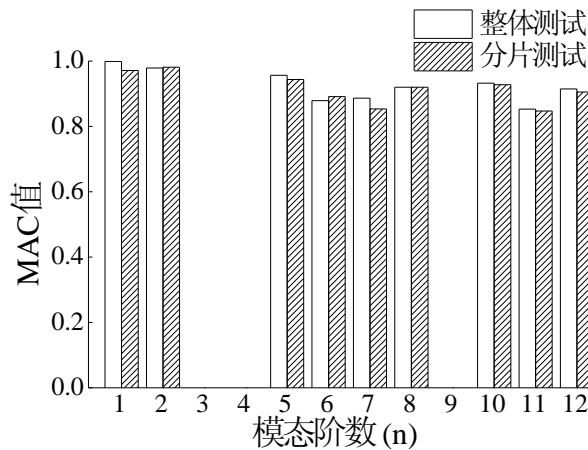


图 3.21 模态振型 MAC 值

表 3.6 随机振动测试与脉冲锤击测试得到的频率对比

模态	脉冲锤击测试	整体随机振动测试			分片随机振动测试		
	频率(Hz)	频率(Hz)	差值(%)	子结构 1 频率(Hz)	差值(%)	子结构 2 频率(Hz)	差值(%)
1 阶	24.78	24.84	0.24	24.85	0.28	24.84	0.24
2 阶	31.26	31.35	0.29	31.38	0.38	31.37	0.35
3 阶	56.77	—	—	—	—	—	—
4 阶	61.80	—	—	—	—	—	—
5 阶	82.68	82.80	0.15	83.07	0.47	83.02	0.41
6 阶	109.36	108.77	-0.54	108.43	-0.85	108.52	-0.77
7 阶	120.01	121.92	1.59	122.05	1.70	122.14	1.77
8 阶	127.61	129.13	1.19	129.42	1.42	129.69	1.63
9 阶	151.98	—	—	—	—	—	—
10 阶	165.06	167.14	1.26	167.08	1.22	166.88	1.10
11 阶	179.56	181.72	1.20	181.50	1.08	181.76	1.23
12 阶	219.89	220.86	0.44	221.87	0.90	220.74	0.39

### 3.4.3 模态柔度位移

本文基于集中质量矩阵假设，对随机振动测试得到的模态振型进行质量归一化。将简支板的质量均匀分布到 27 个测点，其划分如图 3.22 所示。计算每个测点所属区域的质量列出如表 3.7 所示，集成结构的总质量矩阵。利用质量矩阵对模态振型进行归一化，再根据 2.2 节方法一的理论计算结构的模态柔度。为检验模态柔度的准确性，利用模态分析得到的模态柔度去计算结构在均布集中力下的位移，与脉冲锤击测试以及砝码静载试验实测值对比如图 3.23 所示。

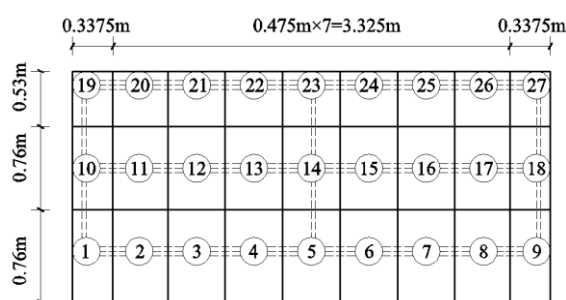


图 3.22 集中质量划分

表 3.7 各测点的集中质量 (单位: kg)

梁编号	支座	1/8 跨	1/4 跨	3/8 跨	1/2 跨	5/8 跨	3/4 跨	7/8 跨	支座
梁 1	55.31	73.55	73.55	73.55	76.60	73.55	73.55	73.55	55.31
梁 2	58.37	73.55	73.55	73.55	79.66	73.55	73.55	73.55	58.37
梁 3	42.81	55.95	55.95	55.95	59.01	55.95	55.95	55.95	42.81

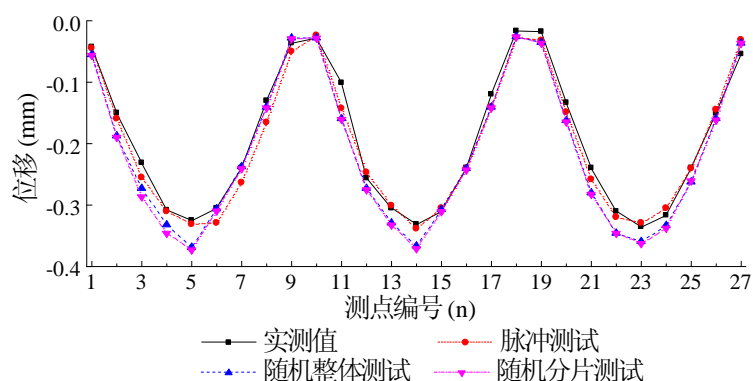


图 3.23 均布力作用下的位移值

由图 3.23 可见,利用随机振动测试获得的柔度矩阵能够预测结构在荷载下的位移,其位移结果偏大,平均每个测点的位移值约增加了 10%左右。这主要是因为采用集中质量矩阵假设过程中,忽略了各个测点之间的耦合作用,相当于降低了结构的自由度,从而使结构变柔。

### 3.5 脉冲锤击法落锤装置的设计与制作

如何从频响函数中有效地识别结构的柔度是一个具有挑战性的问题,主要是实际桥梁结构的频率响应函数受到各种噪声干扰而辨识困难。解决该问题主要从两个方面入手解决,第一是改进脉冲锤击装置,传统的力锤脉冲力有限,发展高等的脉冲激励装置来提供频响范围更广锤击力更大的信号将有助于提高试验的信噪比。目前 Drexel 大学和湖南大学等正在研制一种脉冲可控的落锤装置用于桥梁的激励<sup>[73]</sup>。第二需要发展强大的信号处理手段以提高模态参数识别的准确度。

桥梁的脉冲锤击测试可以通过一个自由落锤来实现。本节的主要研究内容是设计制作出能够用于桥梁结构快速脉冲锤击法测试用途的落锤,在基于单输入多输出(SIMO)脉冲锤击法的基础上,进行桥面局部区域的加速度传感器布设,测试得到子结构的模态信息,并利用子结构模态柔度综合技术进行结构整体模态集成,得到结构的整体的柔度矩阵,从而对桥梁结构健康状况进行评估。该落锤的设计制作及应用成功将成为设想的未来的轮载机动式落锤的雏形(图 2.3)。

#### 3.5.1 国外脉冲锤击法锤击装置

脉冲锤击方法在国际上桥梁的检测中已有很多应用,研究者一般以手锤或落锤的激励为主。力锤激励信号具有较高的信噪比,可以获取高质量的模态频率和振型。落锤相比力锤具有更加大的冲击激励力,能够增加其在实际桥梁动力测试中特别是桥面有车辆等环境激励存在情形下的鲁棒性。但直接利用脉冲锤击方法来获取结构模态质量并进一步获取结构的模态柔度,仅有美国辛辛那提大学的 David Brown 教授团队和德雷塞尔大学 A.Emin.Aktan 教授团队成功地实现。其他的研究团队有利用脉冲锤击法进行桥梁激励试验,如英国谢菲而德大学的

Brownjohn 教授<sup>[74]</sup>和比利时鲁汶大学的 De Roeck 教授<sup>[75]</sup>等分别运用激振器激励和落锤激励，其目的是为了获取高质量的模态参数。目前文献中记载的关于脉冲锤击法的力锤和落锤主要有以下几种类型如图 1 所示，其中手持力锤(图 3.24(a))为美国 PCB 公司生产的标准手持式力锤；落锤形式一为比利时鲁汶大学野外试验所用落锤(图 3.24(b))；落锤形式二为 Drexel 大学研制的可实现气动反弹控制的落锤(图 3.24(c))；落锤形式三为 Modal Test 公司生产的商品化的落锤(图 3.24(d))；另外也有利用 FWD 落锤式弯沉仪进行桥面脉冲锤击测试。



a)手持力锤进行激励      b) 落锤形式一      c)落锤形式二      d)落锤形式三

图 3.24 不同形式的落锤



图 3.25 湖南大学研制脉冲锤击法落锤

### 3.5.2 湖南大学落锤的设计与制作

根据国内外文献中记载的各种力锤和落锤的式样,设计的新型落锤的具体方案如图 3.25 所示,在结构实验室进行试制成功。该落锤能沿着滑动导杆依靠自重惯性落下,提供可重复的标准力脉冲信号。力锤上可通过砝码进行配重调整,这样使响应信号能够在存在交通车流激励和环境噪声的存在下,具有较高的信噪比。该落锤需要选择合适硬度的橡胶锤头以便于脉冲锤击信号的有效谱宽度能覆盖中小型桥梁结构前 10 阶频率,约为 60~100Hz。为了方便落锤的移动和搬运,落锤下还可设计安装 4 个小型橡胶轮胎。

### 3.5.3 脉冲锤击法落锤的反弹控制

由于弹性锤头的影响以及接触介质的不同,弹性锤头的自由下落总伴随着 5~10 次程度逐次衰减的反弹,而反弹的产生对力信号产生影响而使响应信号产生多次脉冲响应信号的叠加,这样就影响着脉冲锤击法分析。解决力锤的反弹问题其关键是需要锤头撞击接触介质后反弹后防止其第 2 次接触。

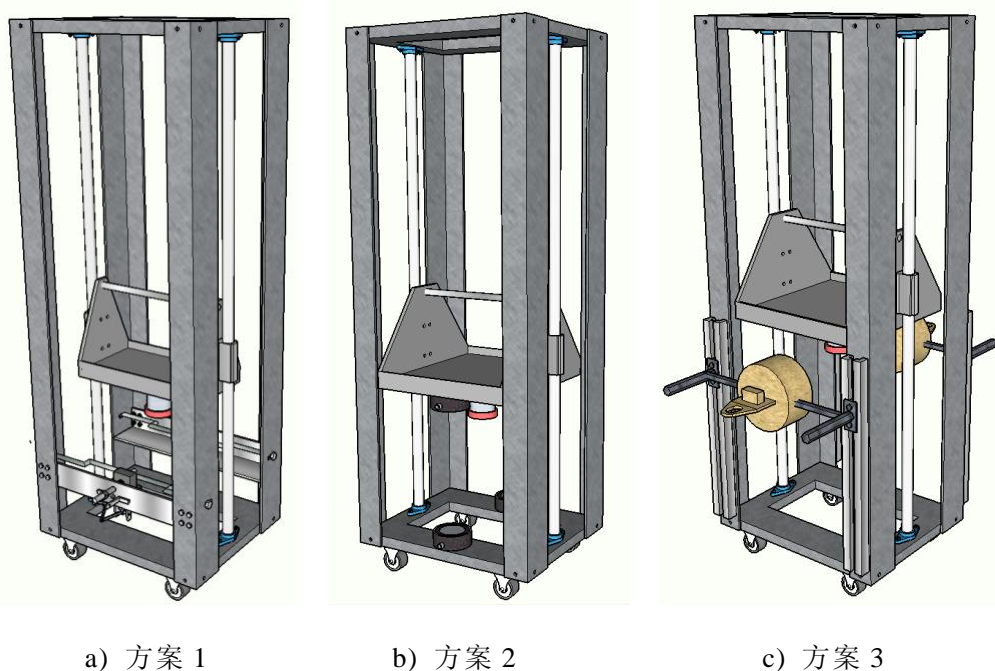


图 3.22 脉冲锤击法落锤反弹控制

考虑到解决该问题的难度,本文研究了 3 种反弹控制的方案并申请了专利:方案一(图 3.26(a))是一套机械反弹控制装置,它通过落锤落下时触碰反弹控制装置上的触发杆使橡胶垫块弹出一定距离,待落锤上升时将反弹装置上的水平可移动撑杆撞开,从而使橡胶垫块完全弹出而将落锤顶住。方案二(图 3.26(b))是利用锤头在第一次脉冲后反弹时,打开电磁铁开关,利用同性相斥的原理使锤头与地面不再接触。方案三(图 3.26(c))则是利用锤头在第一次脉冲反弹时,打开电磁铁开关,利用电磁引力使两侧电磁铁能够把该加载平台抱住。

### 3.6 钢-混凝土组合梁桥动力试验

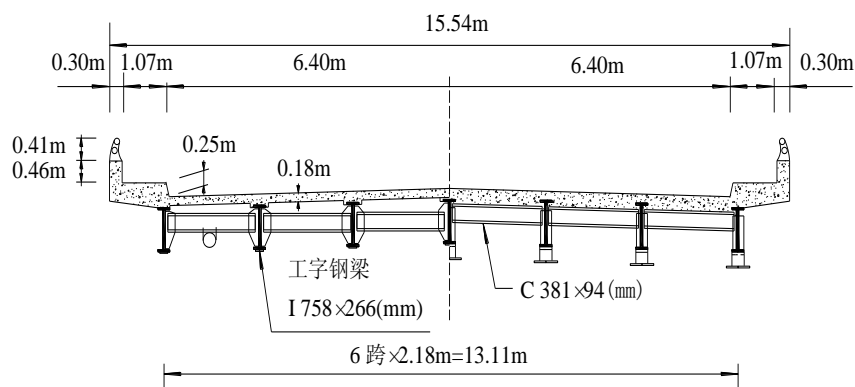
结合近年来笔者团队参加的一座实际桥梁结构试验的实践，对多参考点脉冲锤击法在桥梁结构识别的应用进行深入研究，分别阐述了该方法在实际桥梁结构信号处理及参数识别中遇到的问题和挑战，并提出了相应的解决方案在试验中得到了有效的应用。拟对一座简支钢-混凝土组合梁桥进行多参考点脉冲锤击法试验，该试验的目的是验证在实际工程中模态柔度计算的可靠性以及子结构分片综合技术的可行性。

#### 3.6.1 桥梁概况

一座三跨简支钢-混凝土组合梁桥试验被用来进一步验证子结构模态柔度综合方法的可靠性，如图 3.27 所示。该桥为双向四车道，其中东西两跨跨长均为 15.45m，全长 46.62m，宽 15.54m，混凝土人行道宽 1.07m。桥梁上部结构由钢筋混凝土桥面板和 7 根间距为 2.18m 的简支工字形钢梁组成，下部结构为钢筋混凝土支墩。桥面板、人行护栏等部件在 2004 年进行了翻修。测试的桥梁结构为一跨桥梁结构的半幅，限制 2 车道车辆通行。笔者团队对该跨半幅桥面进行了多参考点脉冲锤击法实验，利用一反弹可控的落锤来进行锤击法测试。

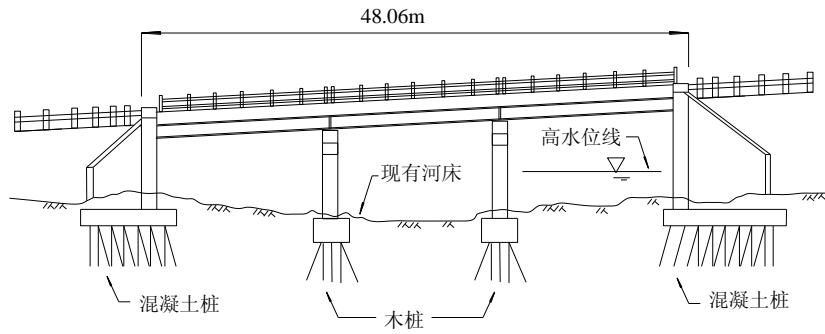


a) 测试桥梁



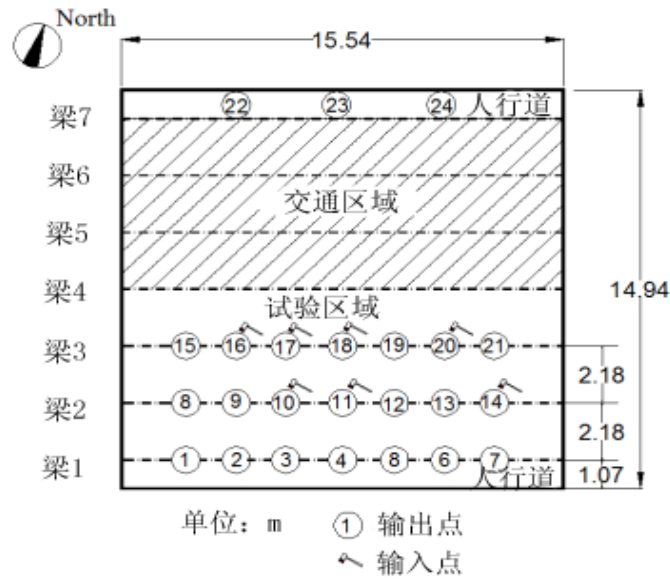
b) 桥梁横截面

图 3.27 桥梁概况和截面尺寸

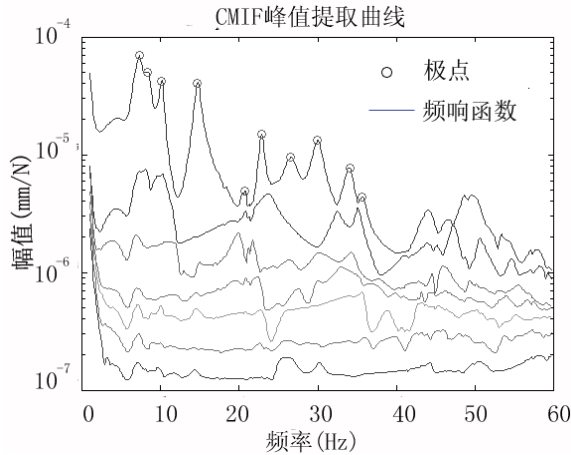


c) 桥梁立面图

续图 3.27 桥梁概况和截面尺寸



a) 传感器安装点布置图



b) CMIF 进行 7 个参考点 PC 桥梁分析

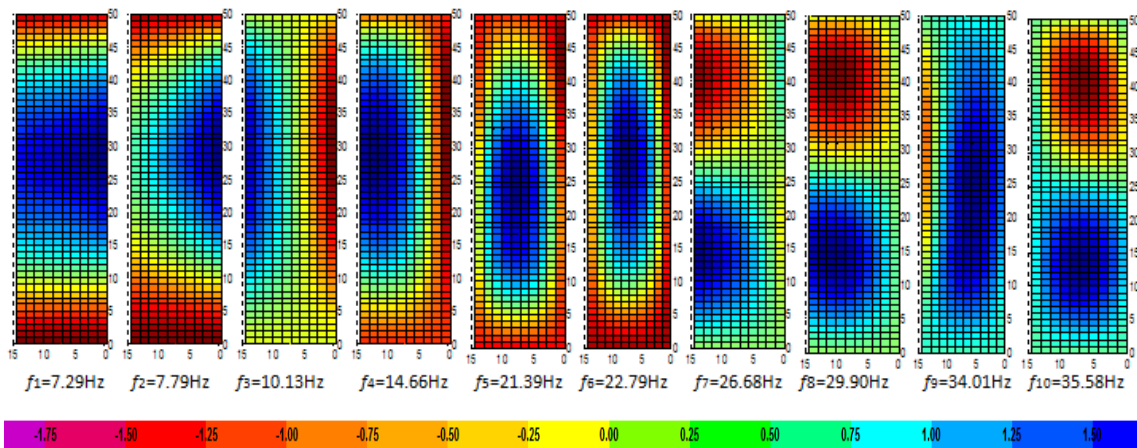
图 3.28 测试布置和模态提取图

### 3.6.2 多参考点脉冲锤击法测试

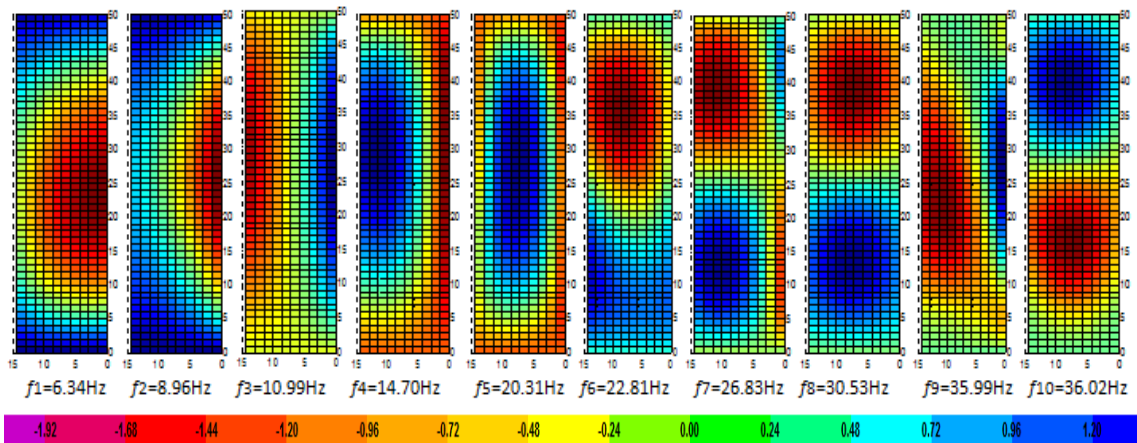
脉冲锤击法测试采用的反弹可控的落锤，落锤能提供大约 111kN 的力。在此次试验中，数据采集系统采用 National Instruments 公司系统，同时利用 ABSignal 公司的 ModalView 软件进行信号采集。经过校验，24 个 PCB393A-03 加速度传感

器沿车道和人行道布置用来测垂直振动，其中人行道上的传感器用于测试扭转模态，测点布置图如图 3.28(a)所示。10, 11, 14, 16, 17, 18 和 20 作为输入点，试验在无车辆运行时进行，以避免外界干扰。锤击点附近的加速度在 $-1.5g \sim 1.5g$ 间变化，而远离锤击点的加速度在 $-0.15g \sim 0.15g$ 之间。

在无车辆运行的情况下进行多参考点数据采集，以提取模态参数。脉冲锤击试验的采样频率设置为 1600Hz，对原始时域信号加矩形窗和指数窗以减少信号的泄露。加窗后的时域信号采用 16384 点的傅里叶变换(FFT)进行自功率谱和互功率谱计算，该频率响应函数采用  $H_1$  算法，并用 CMIF 模态分析方法提取极点、留数和放大因子。进行模态提取时频响函数的峰值提取图如图 3.28(b)所示，识别得到的振型如图 3.29(a)所示。采用 SAP2000 有限元软件对该桥进行建模，混凝土抗压强度取  $f_c=27.6\text{MPa}$ ，弹性模量  $E_c=2.15 \times 10^4 \text{MPa}$ ；钢材屈服强度为  $f_y=344.7\text{MPa}$ ，弹性模量  $E_s=2.0 \times 10^5 \text{MPa}$ 。纵梁和横隔梁采用 Beam 单元，混凝土面板采用 Shell 单元，钢梁和混凝土之间的连接采用 Link 单元进行模拟，整座桥总共划分为 2223 个 Beam 单元，6048 个 Shell 单元，1722 个 Link 单元。在 Sap2000 中利用子空间迭代法计算特征值，分析得到的前 10 阶垂直方向模态如图 3.29(b)所示。



a) 脉冲锤击法测试的前 10 阶模态



b) Sap2000 计算的前 10 阶模态

图 3.29 实测模态和 Sap2000 计算模态对比

由图 3.29 可见，除第 6 和第 9 阶略有差别外，其他各阶都能基本吻合，说明多参考点锤击法很好地识别了结构的振动特性。其中第 1 阶频率计算值与测试值之间差异相对其它较大，这是因为进行实桥动力测试时，地基、环境温度及模态试验方法等因素对低阶模态的影响较大。而这些因素难以在有限元模型中准确地反映，故低阶频率测试值与计算值的差异较其它阶大。

### 3.6.3 脉冲锤击测试的子结构综合

该桥最重要的测试目的是为了验证分片子结构综合的思想，即在桥面上不封闭桥梁的情形下，利用一条车道或者部分车道，采用单点激励多点拾振(SIMO)的脉冲锤击法进行局部桥面的动力测试，以识别局部桥面的模态柔度，然后再将各激励点区域的子结构综合起来以获得结构整体的模态柔度。

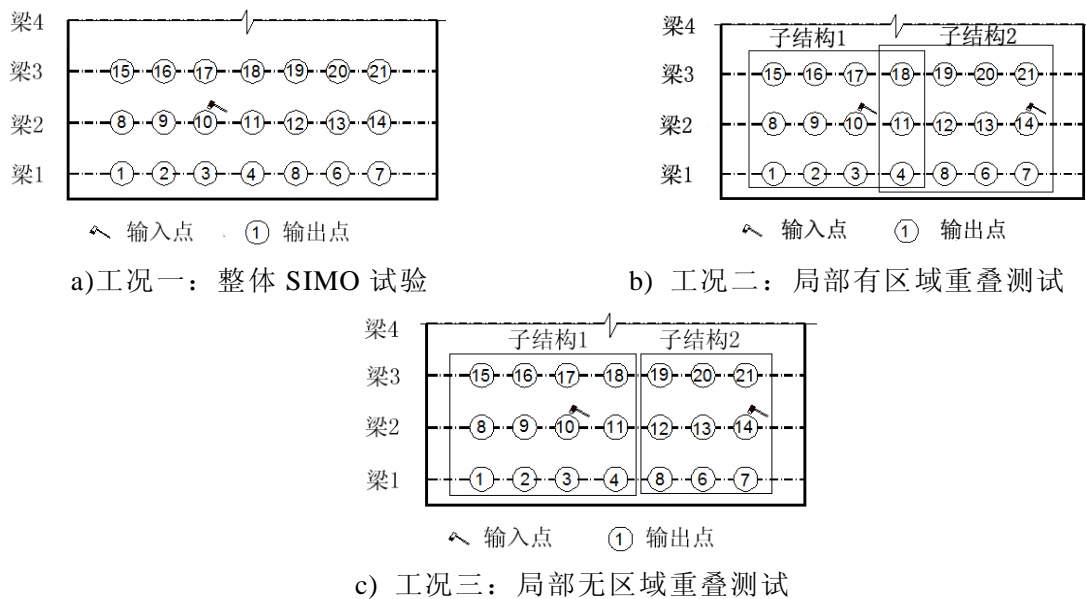


图 3.30 整体 SIMO 测试和局部 SMIO 测试工况

采用了三种不同工况的 SIMO 试验对桥面板进行动力测试，以验证子结构综合法的可行性，测试工况如图 3.30 所示。工况一是对全区域范围进行 SIMO 动力测试，在 10 号点处施加激励，所有 21 个点采集加速度信号，采用 CMIF 方法提取频响函数峰值，用这种方法来对比与 MIMO 测试的结果差别。工况二是对两个有部分重叠的子区域分别进行 SIMO 动力测试，10 号点和 14 号点分别为两个子区域的激励点，用 CMIF 法得到两个子结构的模态振型，将其质量归一后进行拼合，最终得到整个结构的模态振型和柔度系数。工况三则对两个无重叠的子区域分别进行 SIMO 动力测试。

第一种工况为了测试用 SIMO 方法来进行模态柔度识别的可靠性，用 CMIF 方法来进行模态提取，第二种工况和第三种工况是为了测试分片子结构集成的可能性，利用 SIMO 方法对两个子结构分别进行测试，然后再进行子结构综合，两种工况分别用 CMIF 方法进行模态提取如图 3.31 所示。

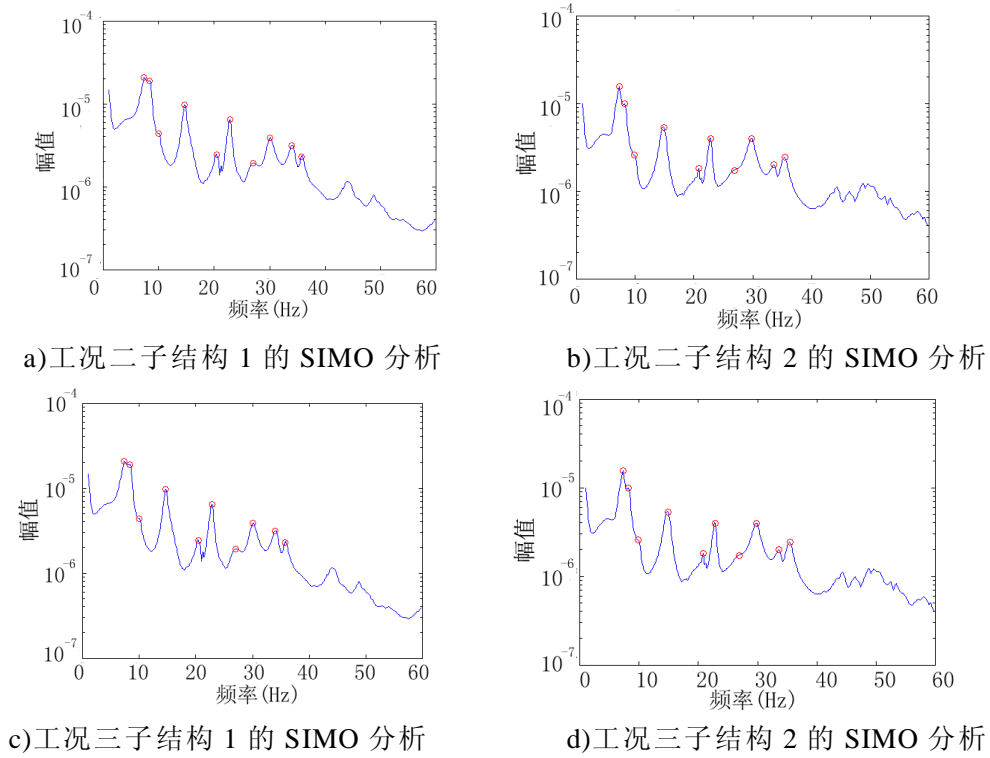


图 3.31 子结构 SIMO 测试的模态提取

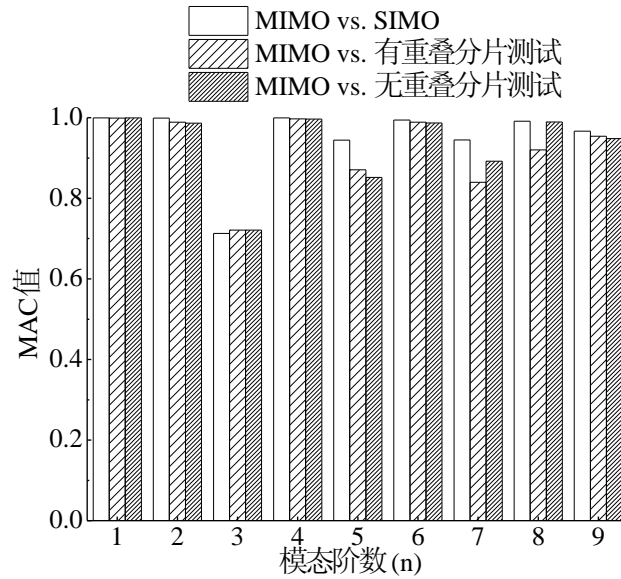


图 3.32 不同试验方法 MAC 值比较

MIMO 方法和三种 SIMO 方法得到的相关模态参数如表 3.8 所示，表中频率差是指不同测试方法得到的频率与 MIMO 方法得到频率的差值，不同方法振型估计的 MAC 值如图 3.32 所示。MAC 值是衡量不同测试方法得到的振型的相关程度，该值越接近 1，说明两个振型的相关程度越高。除了第 3 阶模态差别稍大，用 SIMO 和 SIMO 子结构综合所获得的模态与 MIMO 所获的模态差别不大。MIMO 相对于 SIMO 而言，测得的频响函数估计的准确性和一致性均得到了提高。因此采用 MIMO 识别模态比 SIMO 在理论上要更加可靠，表中显示第 3 阶模态差异较大的原因可能是采用 SIMO 法识别模态时，锤击点恰好位于第 3 阶的振型节点附近，

从而导致该阶模态的拾取误差较大，这也是 SIMO 方法的一个缺点。但从振型上判断，两种方法获得的该阶模态振型基本一致。

表 3.8 MIMO 法与不同的 SIMO 法测得的固有频率比较

模态	MIMO 法	SIMO 全区域测试法		有重叠区域子结构测试				无重叠区域子结构测试			
	频率 (Hz)	频率 (Hz)	差值 (%)	子区域 1 频率 (Hz)	差值 (%)	子区域 2 频率 (Hz)	差值 (%)	子区域 1 频率 (Hz)	差值 (%)	子区域 2 频率 (Hz)	差值 (%)
1	7.29	7.78	6.71	7.77	6.54	7.35	0.78	7.77	6.54	7.35	0.82
2	7.79	7.97	2.35	7.96	2.20	7.55	-3.10	7.96	2.20	7.57	-2.80
3	10.13	8.75	-13.6	8.68	-14.3	8.94	-11.72	8.68	-14.3	8.94	-11.7
4	14.66	14.66	0.02	14.66	0.00	14.78	0.81	14.66	0.00	14.78	0.82
5	21.39	20.82	-2.67	20.93	-2.18	21.88	2.27	20.93	-2.18	22.22	3.85
6	22.78	22.80	0.06	22.76	-0.13	22.74	-0.23	22.76	-0.13	22.71	-0.36
7	26.68	27.13	1.66	27.18	1.83	28.49	6.76	27.18	1.83	28.91	8.33
8	29.89	29.93	0.12	29.95	0.18	29.64	-0.86	29.95	0.18	29.64	-0.85
9	34.01	34.10	0.25	33.99	-0.05	33.78	-0.68	33.99	-0.05	34.17	0.48
10	35.58	35.68	0.27	35.14	-1.23	35.25	-0.93	35.14	-1.23	35.25	-0.95

由表 3.8 可见，不同方法得到的频率估计相差较小，这说明 MIMO 法、SIMO 法、有重叠区域的子结构综合测试法和无重叠区域的子结构综合测试法均能对结构的柔度系数进行准确的识别，并能合理地利用。利用柔度系数矩阵预测结构在均布荷载作用下的位移值称为 ULS 值，该值是比较柔度识别方法是否准确的最直观的方法。为了比较不同柔度识别方法对 ULS 值的影响，在每个点施加 4450N 的载荷，直接提取比较如图 3.33 所示。可见，SIMO 的工况 1 在第 3 号梁的结果误差较大，而 SIMO 的子结构综合的结果与 MIMO 结构符合基本良好，因此可见子结构模态柔度综合能被用到实际工程中。

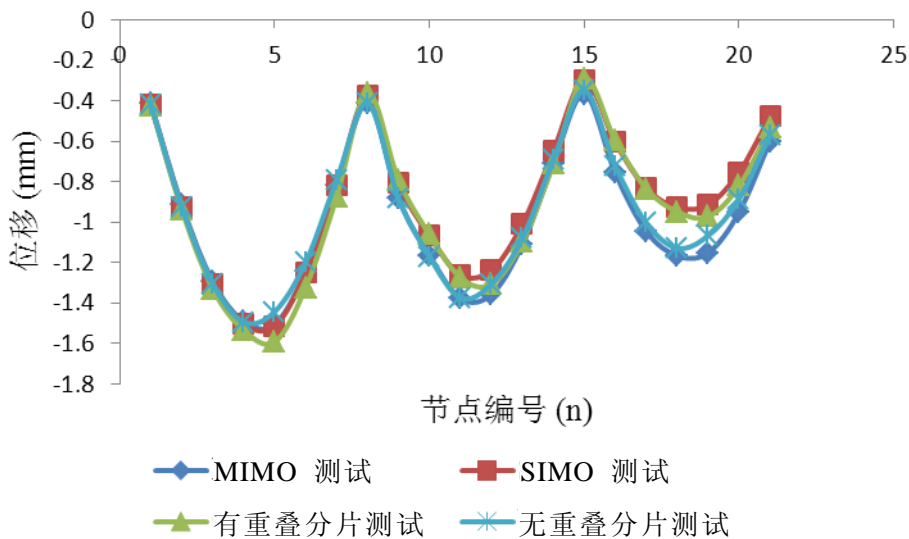


图 3.33 不同工况下 ULS 值比较

### 3.6.4 随机振动测试

该桥测试的另一个目的是验证随机振动测试下利用质量归一振型识别结构模态柔度的可行性。对该桥进行了两组随机振动测试工况，其工况设置如图 3.34 所示。随机振动测试的采样频率为 413.05Hz，采样时间为 610s。

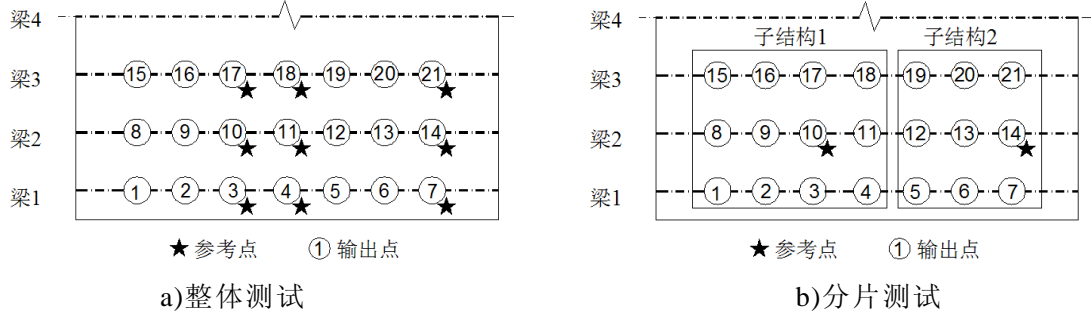


图 3.34 随机振动动力测试工况设置

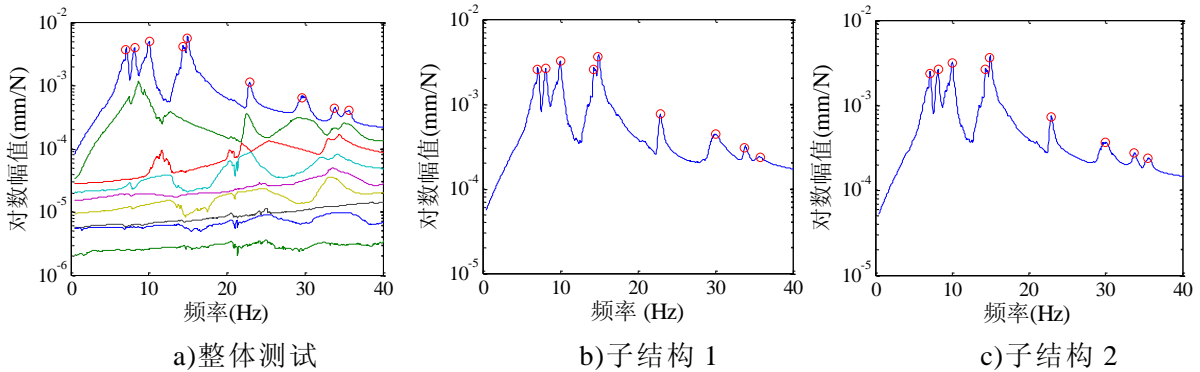


图 3.35 随机振动测试 CMIF 法模态提取图

表 3.9 随机振动测试前 10 阶模态分析结果

模态	MIMO 测试	全区域随机测试		分片子结构随机测试			
	频率(Hz)	频率(Hz)	差值(%)	子结构 1 频率(Hz)	差值(%)	子结构 2 频率(Hz)	差值(%)
1 阶	7.29	6.95	4.66	6.96	4.53	7.22	0.96
2 阶	7.79	8.23	5.65	8.23	5.65	8.25	5.91
3 阶	10.13	10.33	1.97	10.26	1.28	10.34	2.07
4 阶	14.66	14.79	0.89	14.80	0.95	14.83	1.16
5 阶	21.39	—	—	—	—	—	—
6 阶	22.78	23.81	4.52	23.56	3.42	23.78	4.39
7 阶	26.68	26.24	1.65	—	—	—	—
8 阶	29.89	29.49	1.34	29.32	1.91	28.99	3.01
9 阶	34.01	34.56	1.62	34.67	1.94	33.60	1.21
10 阶	35.58	—	—	36.41	2.33	34.10	4.16

随机振动测试的工况 1 为整体测试工况，3、4、7、10、11、14、17、18、21 这 9 个点选取为随机振动动力测试的参考点，21 个点为加速度响应信号输出点。工况 2 为分片测试工况，点 10 和点 14 分别为子结构 1 和子结构 2 的参考点。求

解参考点与其他测点的互相关函数，可以得到结构的伪频响应函数曲线。采用 CMIF 方法对频响应函数曲线进行极点峰值提取如图 3.35 所示，测试得到的模态参数整理如表 3.9 所示。从表 3.9 所示来看，随机振动整体测试和分片测试均能较好识别出结构的各阶模态，但有一部分高阶模态未能识别出来。随机振动测试得到的各阶振型与 MIMO 测试得到的振型 MAC 值如图 3.36 所示。

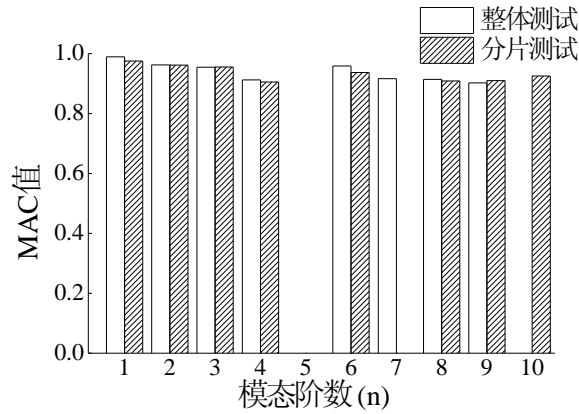


图 3.36 模态振型 MAC 值

采用前面所述的质量归一方法对随机振动测试得到的模态振型进行归一化。将测试区域的质量均匀分布到 21 个测点，其划分如图 3.37 所示。计算每个测点所属区域的质量列出如表 3.10 所示，集成结构的总质量矩阵，然后计算结构的模态柔度。随机振动测试得到的模态柔度位移与脉冲锤击测试得到的模态柔度位移如图 3.38 所示。

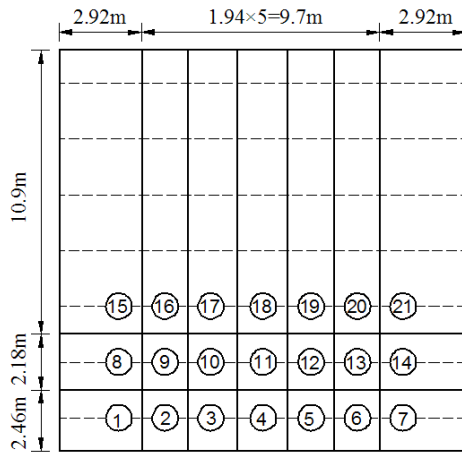


图 3.37 集中质量划分

表 3.10 各测点的集中质量 (单位: kg)

梁编号	1/8 跨	1/4 跨	3/8 跨	1/2 跨	5/8 跨	3/4 跨	7/8 跨
梁 1	6398.43	4214.48	4214.48	4269.47	4214.48	4214.48	6398.43
梁 2	3558.06	2290.85	2290.85	2400.83	2290.85	2290.85	3558.06
梁 3	20486.7	13501.4	13501.4	13666.4	13501.4	13501.4	20486.7

由图 3.38 可见，各点的 ULS 值与 MIMO 测试的结果基本符合，误差基本在 10% 之内，而梁 1 位置的结果要比梁 2 和梁 3 的结果要好，这是因为测试过程中只对该桥宽度的半幅进行了测试，梁 3 测点的质量估计的误差比梁 1 要大。

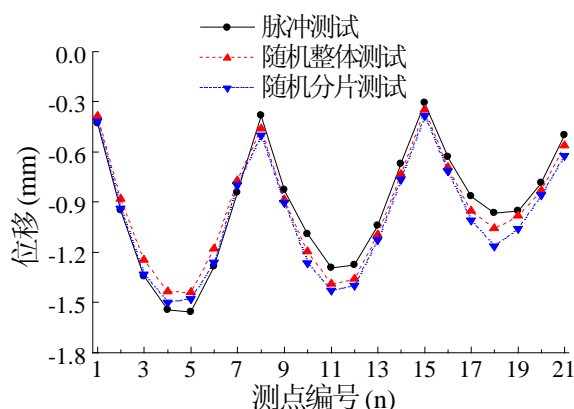


图 3.38 均布力作用下的位移值

### 3.7 本章小结

本章进行钢-混凝土组合结构的脉冲锤击试验和随机振动试验。脉冲锤击法模态试验的研究结果表明 SISO, SIMO 和 MIMO 等多种动力测试均能有效地识别结构的模态参数。利用两组 SIMO 子结构分片测试得到的振型，拼接成结构的整体振型，最终获得结构的整体柔度，与 MIMO 测试的结果以及静载试验的结果对比表明，分片子结构模态柔度综合技术能够识别出结构的主要模态，得到的模态柔度与实测结果的误差较小，验证了该方法运用于实际结构的可行性。为了进一步扩大模态柔度识别的测试技术，研究了随机振动测试下的模态柔度获取方法。随机振动测试的柔度误差较脉冲锤击测试增大，主要原因在于随机振动测试过程无法获取结构精确的质量矩阵，需要对结构的质量矩阵进行一定的假设，因此利用随机测试得到的柔度矩阵是结构真实柔度矩阵的一个相似矩阵。将随机振动测试的柔度矩阵乘以力矩阵，预测的位移值比实测值要大，这主要是因为集中质量矩阵假设降低了结构的自由度，从而使结构变柔。

## 第4章 钢-混凝土组合板的损伤识别试验研究

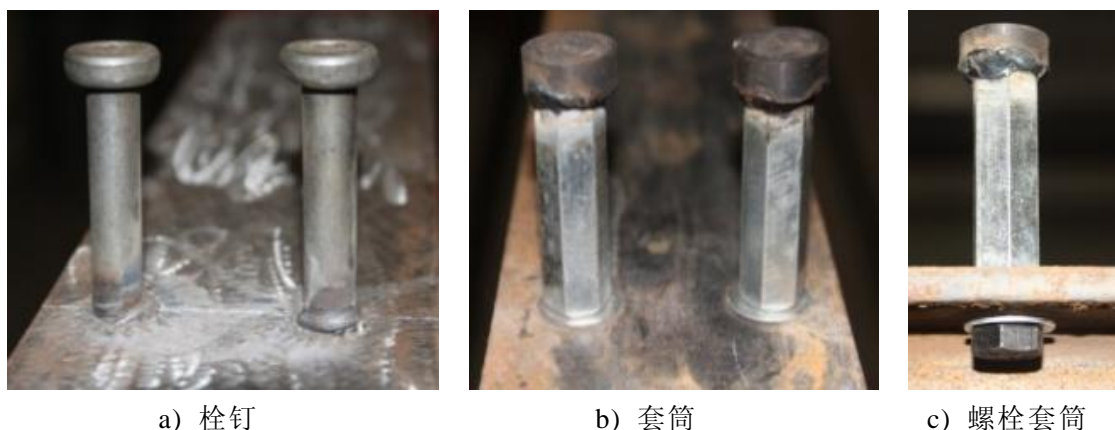
### 4.1 引言

结构识别领域的一个核心内容是损伤识别。所谓损伤，主要指结构的材料性能、边界条件、几何特性等发生变化，引起结构的静动力性能以及结构整体安全性的变化。Rytter<sup>[76]</sup>定义了四个层次的损伤识别：(1)损伤是否存在；(2)损伤位置判断；(3)损伤程度的计算；(4)判断结构是否可靠，预测结构剩余寿命。目前，大部分测试手段只能达到第1层次的损伤识别，对于第2、3层次的损伤识别则多处于学者研究阶段，对于第4层次的损伤识别问题则研究得比较少。从理论上说，用于判定结构损伤是否存在的指标应该是全局量，而用于判定结构损伤位置和损伤程度的指标最好是局部量。模态柔度系数作为一个反映结构各个测点柔度状态的局部量，已经在广泛的桥梁结构静动力试验中被证明是一种可靠的反映结构性能状态的有效指标。利用动力测试手段能够获取结构的模态柔度，进一步用于结构的状态评估和损伤诊断。

### 4.2 损伤模拟试验

#### 4.2.1 损伤工况设定

钢-混凝土板的相关情况在第3章进行了详细介绍，本章的内容基于前文的钢-混凝土组合板进一步进行试验研究。对实际桥梁可能出现的损伤情况进行实验室模拟，如改变支承条件、拆掉横隔梁、连接件松动、静力加载等，对试验构件造成不同程度的损伤，再进行动力测试。抗剪连接件是钢梁和混凝土板协同工作发挥其特点的关键部件。



a) 栓钉

b) 套筒

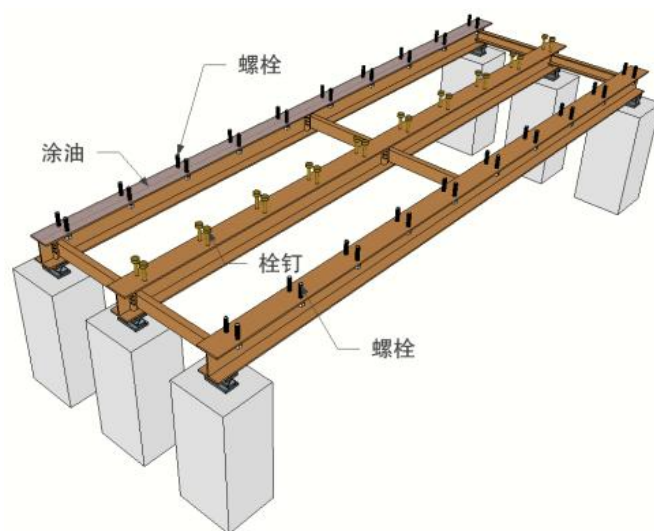
c) 螺栓套筒

图 4.1 栓钉和螺栓套筒连接件

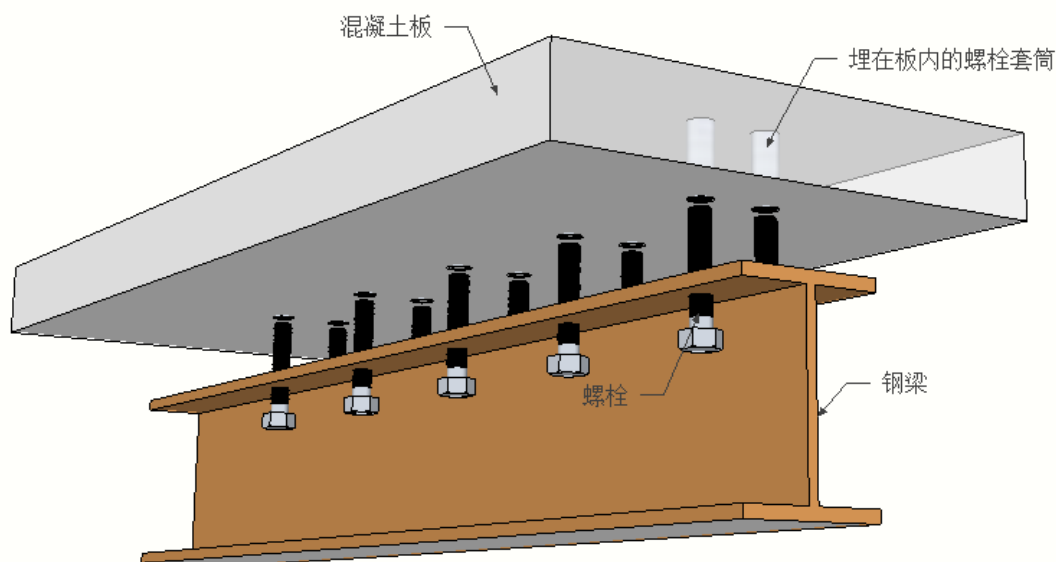
钢-混凝土组合结构的抗剪连接件最常用的是圆柱头栓钉，如图 4.1(a)所示。

栓钉底端与钢梁焊接在一起，顶端有一扩大的圆柱头，从而防止栓钉从混凝土板中拔出。为了在实验室条件下模拟连接件的损伤，设计了螺栓加套筒的连接件形式模拟传统的栓钉连接件，如图 4.1(b)和(c)所示。

梁 1 和梁 3 采用可松动的螺栓连接，梁 2 则采用传统的栓钉连接，栓钉的尺寸和间距与螺栓相同。连接件设计为完全抗剪，在梁 1 上涂有黄油，消除了混凝土和钢梁表面之间的粘结作用，从而梁 1 的大部分剪力由抗剪连接件承受。组合板钢梁的整体连接件分布如图 4.2 所示。



a) 各钢梁连接件示意图



b) 钢梁和混凝土板螺栓连接示意图

图 4.2 钢梁连接件示意图

在实验室条件下对试验构件造成不同程度的损伤，如图 4.3~4.5 所示。对实际桥梁可能出现的损伤情况分 3 种工况进行实验室模拟。以组合板的初始状态为参考状态，各种损伤工况的具体定义如下所示。

工况 1：将 5 号点和 14 号点之间的横隔梁拆掉，如图 4.3 所示。该工况的设计是使工字钢的侧向刚度发生变化。

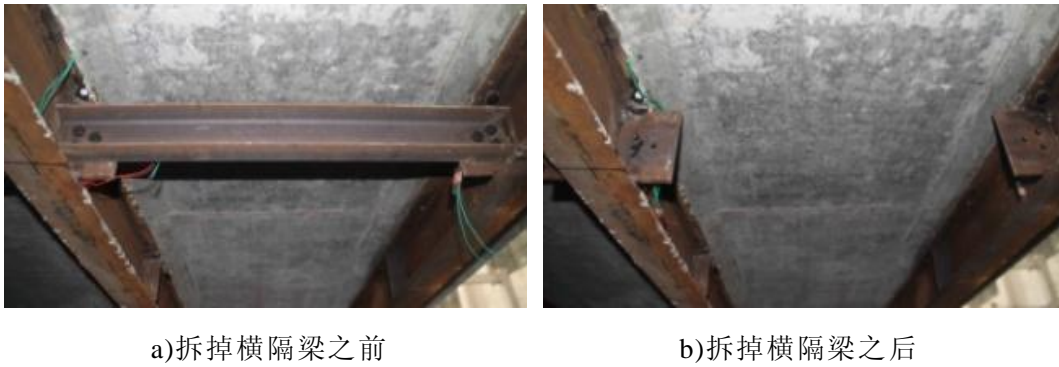


图 4.3 工况 1：模拟横隔梁损伤

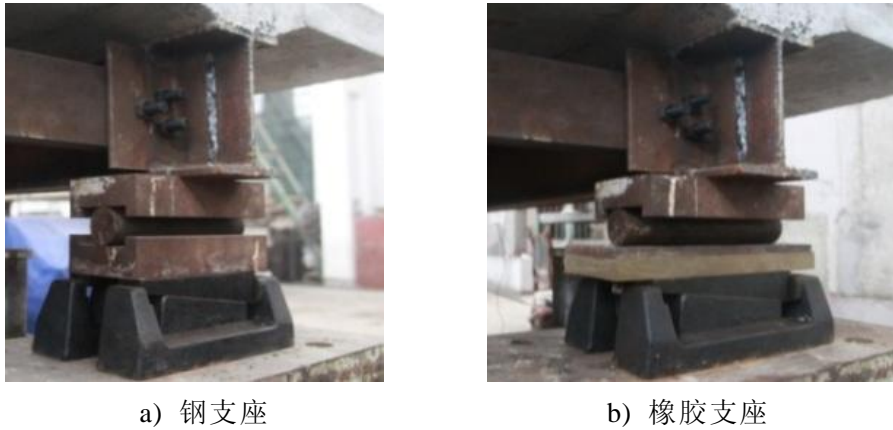


图 4.4 工况 2：模拟支座损伤

工况 2：将 1 号点的支座由钢支座换成橡胶支座，钢支座的弹性模量为 200000MPa，橡胶支座采用聚氨酯板，弹性模量为 60MPa。支座下面放置了一个刚性的可调节支座，利用可调节支座可以对组合板的 6 个支座进行调平，同时可以方便地更换支座类型，工况 2 如图 4.4 所示。该工况使支座刚度产生变化。

工况 3：将梁 1 中位于 5~9 号点区域的螺栓完全松掉，如图 4.5 所示。该工况使混凝土和钢梁的连接情况发生变化。

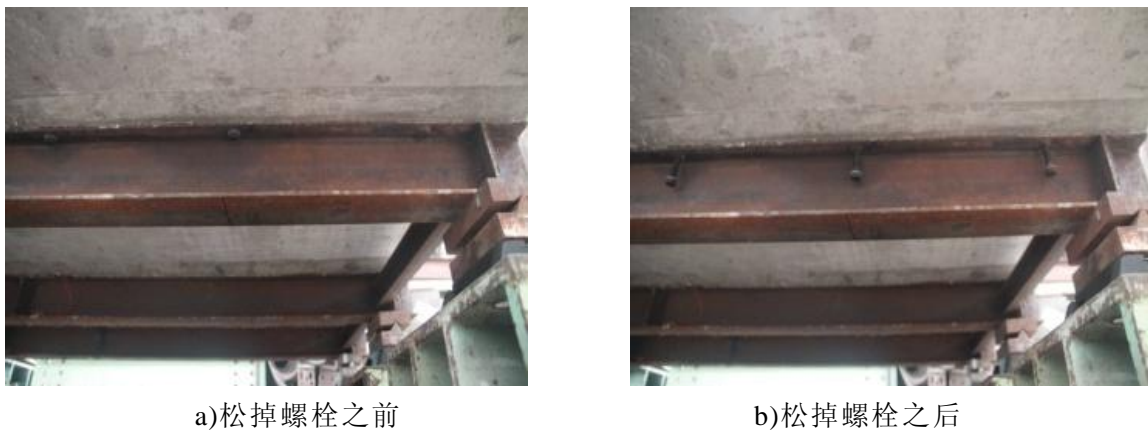


图 4.5 工况 3：模拟连接件损伤

#### 4.2.2 试验模态分析

为研究不同损伤工况对于组合结构板不同位置处柔度系数的影响，主要以梁

1 和梁 2 为研究对象进行了一系列的静动力试验。动力试验过程中，采用 DP730 采集系统进行数据采集。为了使脉冲信号有充分的数据点，采样频率设置为 4096Hz。通过对比实验表明，试件在每次锤击 8s 后已经充分衰减，因此采样时间设置为 8s。每根梁布置 9 个传感器，测点位置如图 3.2 所示，其中除支座外的 7 个位置被用来进行锤击法试验。将采集的力时域数据和响应时域数据进行傅里叶变换得到其频响函数，利用 CMIF 方法进行模态参数提取峰值图如图 4.6 所示，进一步分析得到结构的模态柔度。

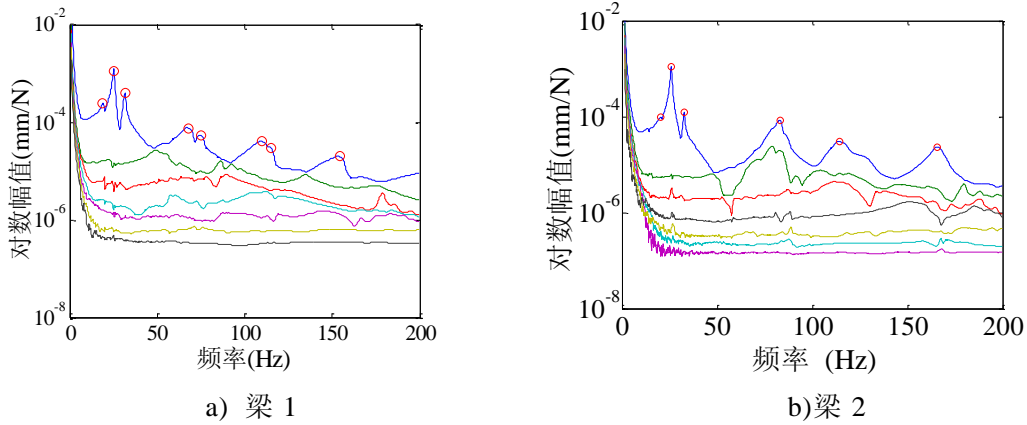


图 4.6 CMIF 峰值提取图

为了验证动力测试结果的准确性，对梁 1 和梁 2 分别进行了一组静载试验。对梁 1 和梁 2 除支座处的其他 7 个测点分别进行砝码堆载，每个测点上的砝码为 50kg，然后用百分表测试结构在荷载下的挠度。将动力测试得到的模态柔度预测结构在荷载下的位移值与静载试验实际测得的位移值进行对比，如图 4.7 所示。由图可见，利用模态柔度预测的位移值与结构在荷载下的位移实测值吻合良好，说明了模态柔度识别的准确性。

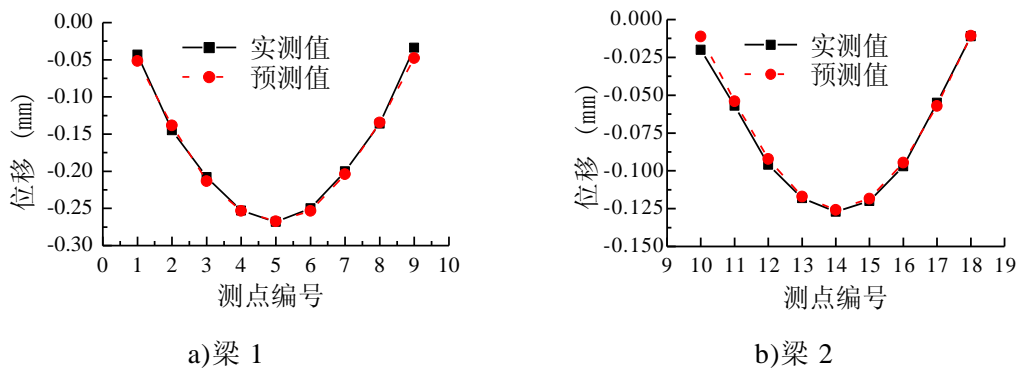


图 4.7 位移实测值和预测值

### 4.2.3 不同损伤工况模态分析结果

对不同工况下的试验板进行模态测试，利用 CMIF 方法对 FRF 进行峰值极点提取得到结构的模态参数，如频率、阻尼比等，将损伤工况下的模态参数与参考

状态进行对比如表 4.1 所示，表中所列差值均是值该工况频率与参考状态测试频率之间的差值。

表 4.1 不同工况下频率和阻尼比的比较

梁号	参考状况		工况 1			工况 2			工况 3		
	频率 (Hz)	阻尼 (%)	频率 (Hz)	阻尼 (%)	差值 (%)	频率 (Hz)	阻尼 (%)	差值 (%)	频率 (Hz)	阻尼 (%)	差值 (%)
1	19.75	2.67	18.81	4.62	4.76	18.27	2.73	7.49	19.89	2.85	4.35
	25.21	1.64	25.26	1.36	0.20	23.91	1.86	5.16	24.77	2.39	1.75
	31.47	1.96	31.57	1.77	0.32	30.75	1.60	2.29	31.13	1.54	1.08
	69.40	6.80	68.31	6.68	1.57	65.63	2.71	5.43	69.50	8.03	2.74
	74.54	4.11	74.30	3.31	0.32	—	—	—	73.75	3.05	1.06
	110.61	4.60	109.18	4.29	1.29	103.40	3.76	6.52	—	—	—
	113.91	2.28	113.14	2.56	0.68	—	—	—	110.53	3.83	2.97
	154.39	2.75	152.68	3.18	1.11	149.80	3.80	2.97	150.13	3.69	2.76
2	20.26	2.26	20.38	2.35	0.59	19.24	3.43	5.03	19.92	2.57	1.70
	25.43	1.39	25.51	1.35	0.31	24.21	1.74	4.80	25.09	1.64	1.34
	32.00	1.47	31.98	1.49	0.06	31.02	1.74	3.06	31.60	1.53	1.24
	82.33	2.34	81.70	1.91	0.77	85.68	2.43	4.07	82.10	2.07	0.27
	113.09	4.09	113.31	3.99	0.19	117.55	3.49	3.94	112.32	3.53	0.68
	166.07	2.34	165.22	2.25	0.51	165.43	2.46	0.39	164.28	2.35	1.08

由表 4.1 可见，不同损伤工况下钢-混凝土组合板的自振频率均一定程度下降，阻尼比的变化则不明显。相对于高阶模态，低阶模态对钢-混凝土组合板的损伤更为敏感，其中第 1 阶模态频率在不同工况下分别降低 4.76%、7.49%、4.35%，可见结构的模态频率对支座刚度的变化最为敏感。从结构的频率变化能够判断损伤的发生，但无法判断其损伤位置。

利用 CMIF 方法对 FRF 进行曲线拟合，根据方法 2 公式(3)进一步得到结构的模态柔度矩阵。将柔度矩阵乘以测点位置对应的力向量，可以得到一个模态柔度位移值，作为结构损伤判定的指标。将 3 个损伤工况下获得的模态柔度位移与参考状态位移进行对比，如图 4.8 所示。

为了进一步量化结构的损伤程度，以试验板的原始状态为参考状态，定义不同损伤工况下的模态柔度位移差值如下：

$$E = \frac{|D_d - D_r|}{D_r} \times 100\% \quad (4)$$

式中， $E$  为模态柔度位移差值， $D_d$  为损伤工况下的模态柔度位移值， $D_r$  为参考状态下的模态柔度位移值。根据式(4)计算梁 1 和梁 2 在不同工况下的模态位移差值如图 4.9 所示。

由图 4.9 可见，对于工况 1，去掉横隔梁后对梁 1 的滚动支座一侧的位移值有较大影响。除支座位置外，损伤前后模态柔度位移值变化最大的点为 2 号点，前后变化 12.5%。梁 2 损伤前后模态柔度位移变化比梁 1 要小些，其变化最大值为 7.3%，为 11 号点。

对于工况 2，模态柔度位移值对支座刚度的变化非常敏感，在支座刚度变化一侧尤其明显，1 号点和 2 号点的位移值变化分别为 119.6%和 34.9%。梁 1 的支座变化对梁 2 的位移值也有一定影响，在 10 号点和 11 号点变化最为明显，为 29.3%和 14.2%。

对于工况 3，梁 1 在连接件损伤一侧的模态柔度位移值变化明显，越靠近支座变化越大，如 9 号点和 8 号点的变化分别为 89.8%和 22.1%。而梁 2 损伤前后模态柔度位移值变化不大，这是因为该损伤没有直接作用在梁 2 上，可见模态柔度能够很好地识别出局部损伤。

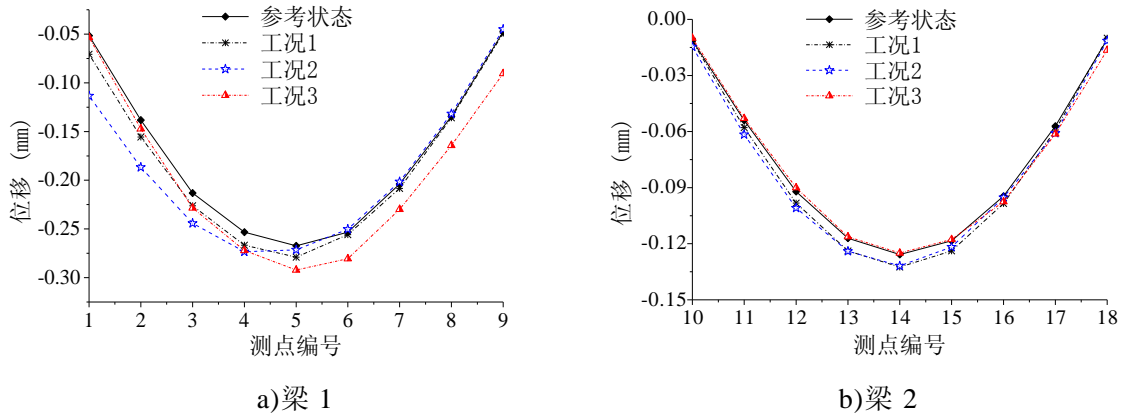


图 4.8 模态柔度位移对比

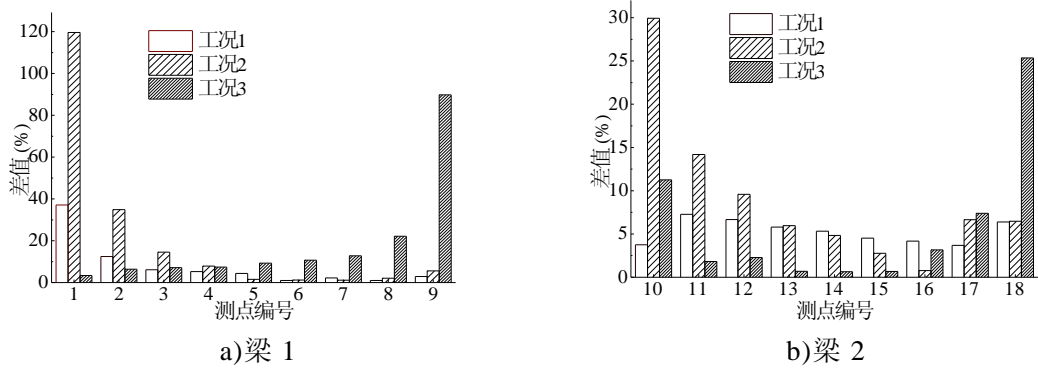


图 4.9 模态柔度位移差值

总之，横向支撑变化对梁 1 和梁 2 的模态柔度位移的影响相对其他两个工况要小。支座变化和连接件松动时，梁 1 和梁 2 均在靠近损伤的位置产生非常明显的位移差值，表明模态柔度位移能够很好地识别出结构损伤及其损伤位置。

## 4.3 钢-混凝土组合结构的静动载试验

### 4.3.1 试验目的

国内对于钢筋混凝土结构的静动力试验研究非常多,但对于钢-混凝土组合结构的静动力性能研究还比较少。运用于结构损伤识别的动力指纹多种多样,根据本文前几章的研究表明,模态柔度能够准确地预测结构在荷载作用下的位移,成为静载试验的有力补充。另外,模态柔度能够准确地识别出损伤以及损伤发生的位置,因此本文将主要从模态柔度的角度来识别钢-混凝土组合板的损伤。

静动载试验的目的主要有以下几点:(1)研究组合结构在静力加载过程中的静力性能,如荷载位移曲线,钢梁、混凝土板、钢筋的应力情况,结构随荷载增加结构产生的裂缝发展趋势等;(2)利用静力加载造成组合板的静力损伤,再利用动力测试方法识别静力损伤状态下结构的模态信息,研究利用模态柔度识别结构静力损伤的可靠性,比较结构静力位移与模态柔度位移的差别。

本文将利用 ABAQUS 进行试验板的静力分析,以作为静载试验的参考。

### 4.3.2 ABAQUS 有限元模型

#### 4.3.2.1 材料本构关系

##### 1. 混凝土本构关系

混凝土的本构关系采用 Hognestad 表达式,如图 4.10 所示。Hognestad 曲线的方程如式 4.1 所示。

$$\sigma = \begin{cases} \sigma_0 \left[ \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right], & \varepsilon \leq \varepsilon_0 \\ \sigma_0 \left[ 1 - 0.15 \frac{(\varepsilon - \varepsilon_0)}{(\varepsilon_u - \varepsilon_0)} \right], & \varepsilon_0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (4.1)$$

式 4.1 中,  $\sigma_0$  为混凝土峰值应力;  $\varepsilon_0$  为混凝土峰值压应变;  $\varepsilon_u$  为混凝土极限压应变。

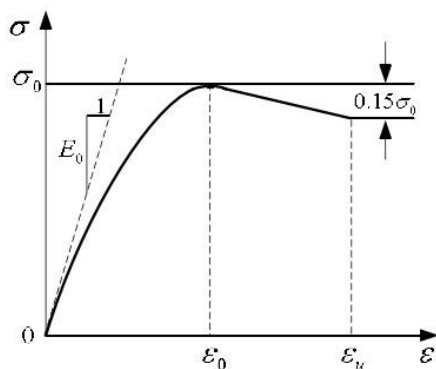


图 4.10 混凝土本构关系

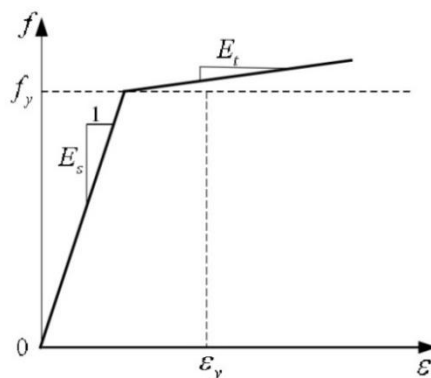


图 4.11 钢材本构关系

Hongnestad 建议理论分析时,取混凝土极限压应变  $\varepsilon_u=0.003$ ,峰值压应变为:

$$\varepsilon_0 = 2 \frac{\sigma_0}{E_0} \quad (4.2)$$

式(4.2)中,混凝土峰值应力:  $\sigma_0 = 0.85f_c$ ,  $f_c$ 为混凝土圆柱体抗压强度。混凝土的初始弹性模量取  $E_c=34500\text{MPa}$ ,泊松比为 0.2。混凝土开裂的临界应力为  $10\% f_c$ ,软化模量为  $10\% E_c$ 。

## 2. 钢材本构关系

钢材的本构关系采用二折线模型,其应力—应变关系曲线如图 4.11 所示,图中取钢材弹性模量  $E_s=206000\text{MPa}$ ,钢材强化模量  $E_t=0.01E_s$ ,泊松比为 0.3。

## 3. 钢筋本构关系

金属塑性模型被选取为钢筋的本构关系模型。在 ABAQUS 有限元模型中,塑性参数的定义通常是输入结构的真实应力与真实应变,因此需要对相关的数据进行一定的转换。由于钢筋在受拉时会发生颈缩效应,因此材料的名义应力将小于其真实应力。为了获取结构的真实受力数据,应该把钢筋的名义应变和应力转换为钢筋的真实应力和应变。这些参数的转换过程如下面几个公式所示:

$$\varepsilon = \ln(1+\varepsilon_{\text{nom}}) \quad (2.26)$$

$$\sigma = \sigma_{\text{nom}}(1+\varepsilon_{\text{nom}}) \quad (2.27)$$

$$\varepsilon^{\text{pl}} = \varepsilon - \varepsilon^{\text{el}} = \varepsilon - \sigma / E \quad (2.28)$$

式中,  $\varepsilon$ 和  $\varepsilon_{\text{nom}}$ 分别代表结构的真实应变和名义应变;  $\sigma$ 和  $\sigma_{\text{nom}}$ 分别代表真实应力和名义应力;  $\varepsilon^{\text{pl}}$ 和  $\varepsilon^{\text{el}}$ 则分别代表真实的塑性应变和弹性应变。将有限元模型中钢筋本构的相关参数设置整理如表 4.2 所示。

表 4.2 钢筋本构关系参数

规格	弹性模量 (N/mm <sup>2</sup> )	泊松比	塑性数据			
			$\sigma_{\text{nom}}$ (MPa)	$\varepsilon_{\text{nom}}$	$\sigma$ (MPa)	$\varepsilon^{\text{pl}}$
Φ8	$2.06 \times 10^5$	0.3	300	0.001456	300.44	0
			420	0.55	651	0.435

### 4.3.2.2 几何模型

几何模型按照构件的实际尺寸建立,其有限元模型示意图如图 4.12 所示。建模时未考虑钢梁和混凝土的滑移,采用实体单元进行建模,有限元网格划分为 50mm。

### 4.3.2.3 有限元分析结果

由于实验室加载装置的限制,采用单点加载方案对钢-混凝土组合板进行加载。ABAQUS 有限元模型分析时,首先在混凝土板跨中位置建立一块刚度无穷大

的钢板模拟实际加载过程中的钢梁。然后在刚性板的中心位置采用单点加载，其加载模型图如图 4.13 所示。运行有限元软件，得到钢-混凝土组合板的应力云图和变形示意图如图 4.14 所示。钢梁和板内钢筋的应力和变形情况如图 4.15 所示。由分析结果可以看出：钢梁的应力较大，混凝土的应力较小；纵向钢筋的应力比横向钢筋要大。这说明钢-混凝土组合板的主要受力构件为钢梁，因此组合板具有较好的延性。

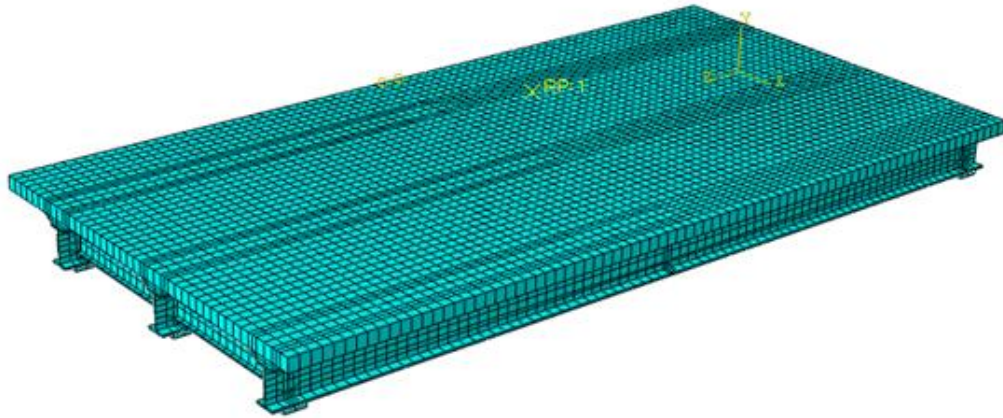


图 4.12 钢-混凝土组合板的 ABAQUS 有限元模型网格划分

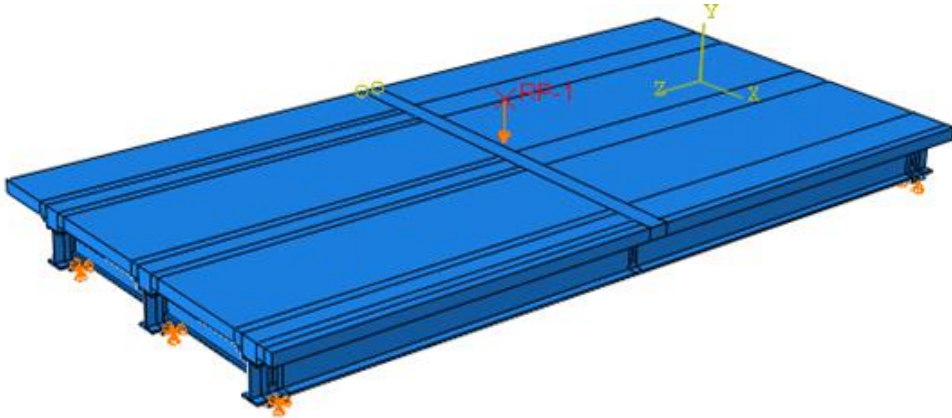
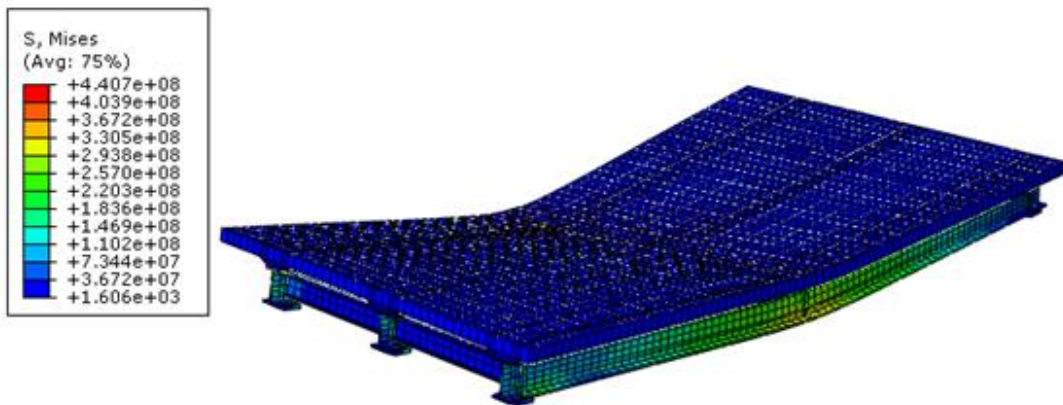
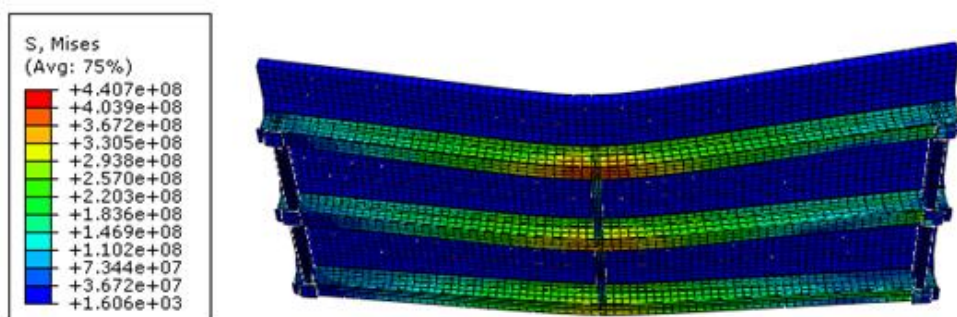


图 4.13 有限元模型的加载图



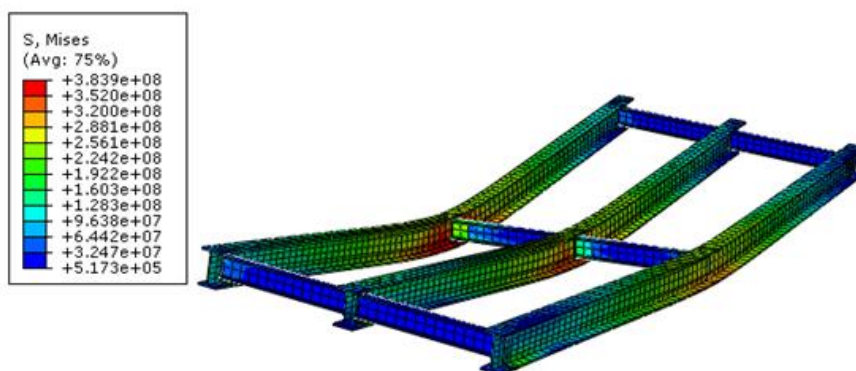
a)变形示意图

图 4.14 钢-混凝土组合板整体应力云图和变形示意图

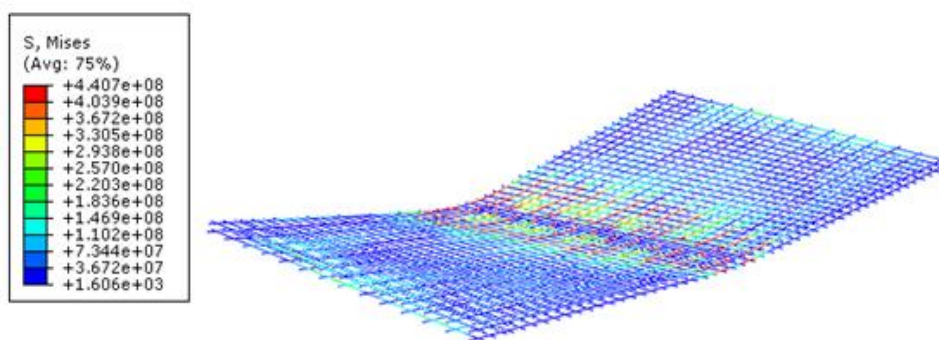


b)应力云图

续图 4.14 钢-混凝土组合板整体应力云图和变形示意图



a)钢梁



b)钢筋

图 4.15 钢-混凝土组合板钢梁和钢筋应力云图和变形示意图

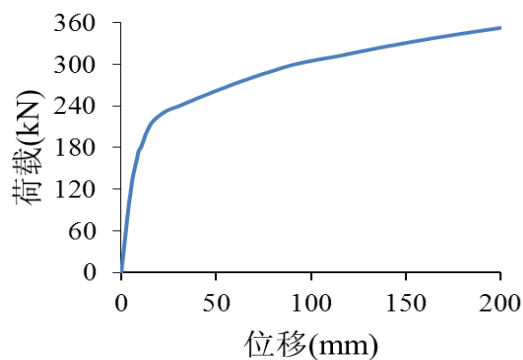


图 4.16 ABAQUS 分析的跨中荷载位移曲线

集中力作用点处的荷载位移曲线如图 4.16 所示，极限荷载为 352.68kN，极限

荷载对应的位移值为 200mm。由荷载位移曲线可以看出，钢-混凝土组合板在 180kN 的荷载以内，结构基本保持着线弹性状态。荷载超过 180kN 之后，结构进入塑性阶段，变形急剧增加。但有限元分析结果未能表现出下降段，这与建模时材料的本构关系定义有一定关系。

### 4.3.3 混凝土和钢筋的材性试验

钢-混凝土组合板试件混凝土浇注的同时，预留了 3 个标准的立方体试块，其边长是 150mm，立方体试块的养护环境和养护时间与试验板一样。材料试验的主要目的在于获取混凝土的弹性模量、密度和极限强度。首先利用电子称获得试块的重量，除以试块的体积得到其密度。然后利用压力试验机对试块进行竖向加载直至破坏，如图 4.17(a)所示。混凝土试块的加载过程参照《普通混凝土力学性能试验方法标准(GB/T 50081-2002)》中的相关规定，采用匀速加载，其速率控制为 12-18kN/s。混凝土破坏时呈锥形破坏，根据测试得到的混凝土破坏强度，可以由式(4.4)推算试块的弹性模量，3 个试块的试验结果如表 4.3 所示。

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + 34.7/f_{cu}} \quad (4.4)$$

上式  $E_c$  代表弹性模量， $f_{cu}$  代表压力试验得到的混凝土破坏强度。



a) 混凝土抗压强度试验



b) 钢筋拉伸试验

图 4.17 钢筋和混凝土材性试验

表 4.3 混凝土材性试验数据

混凝土编号	质量/kg	密度/kg·m <sup>-3</sup>	破坏荷载/kN	抗压强度/MPa	弹性模量/MPa
Con-1	7.99	2.37×10 <sup>3</sup>	1216	54.04	3.52×10 <sup>4</sup>
Con-2	8.04	2.38×10 <sup>3</sup>	1172	52.09	3.49×10 <sup>4</sup>
Con-3	8.11	2.40×10 <sup>3</sup>	1236	54.93	3.53×10 <sup>4</sup>
平均值	8.05	2.38×10 <sup>3</sup>	1208	53.68	3.51×10 <sup>4</sup>

表 4.4 钢筋材性试验数据

钢筋编号	屈服荷载/kN	屈服强度/MPa	极限荷载/kN	极限强度/MPa
HRB300-1	8.63	305.21	12.03	425.63
HRB300-2	8.84	312.78	12.20	431.77
HRB300-3	8.75	309.52	12.14	429.63
平均值	8.74	307.84	12.12	429.01

钢-混凝土组合板制作过程，预留了 3 根 600mm 长的板内分布钢筋，用于进行钢筋的抗拉试验。抗拉试验参照《金属材料拉伸试验第 1 部分：室温试验方法 (GB/T 228.1-2010)》的相关规定，利用拉伸试验机对钢筋进行轴向受拉试验，记录下钢筋的屈服荷载和极限荷载，3 根钢筋的抗拉试验结果如表 4.4 所示。

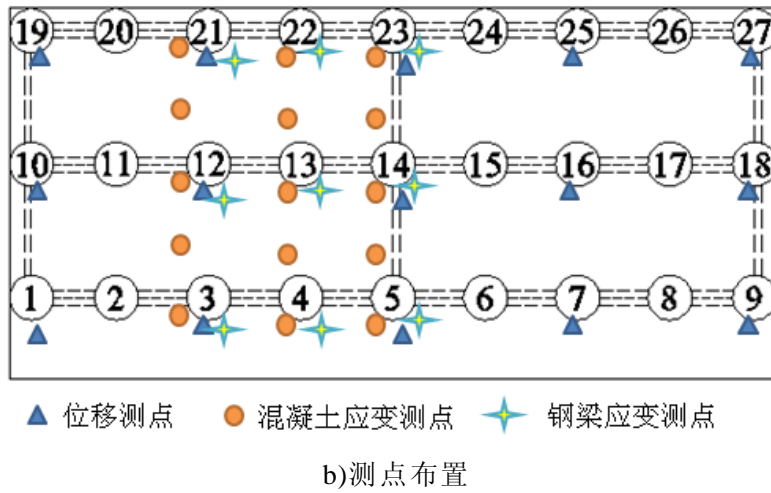
#### 4.3.4 分级加载工况

钢-混凝土组合板通过分级静力加载制造损伤工况，图 4.18 为钢-混凝土组合板静力加载的测点布置和试验照片，试验板两端通过固定铰和滚动铰支承在钢墩上，且两端悬臂长 100mm，采用液压千斤顶加载装置对结构进行加载。



a)加载照片

图 4.18 钢-混凝土组合板静力加载照片和测点布置



续图 4.18 钢-混凝土组合板静力加载照片和测点布置

试验板的挠曲变形通过 15 个沿钢梁纵向均匀布置位移计测试，编号为 D01~D15。采用黄岩公司生产的应变片进行应变测量，15 个混凝土应变片用来测量组合板的混凝土应变，型号为 BX120-100AA，编号为 C01~C15，其中位于 1/4 跨和 3/8 跨的混凝土应变片贴在混凝土面板的上表面，受加载梁的影响，1/2 跨的混凝土应变片贴在混凝土面板的下表面。24 个钢筋应变片用来测试钢梁的应变，应变片型号为 BX-120-5AA，编号为 ST01~ST24。每根钢梁的 1/4 跨和 1/2 跨位置贴有钢筋应变片，每个位置贴了 4 个应变片，其中工字形钢梁的腹板有 3 个应变片，梁底翼缘底部有 1 个应变片，具体位置如图 4.19 所示。

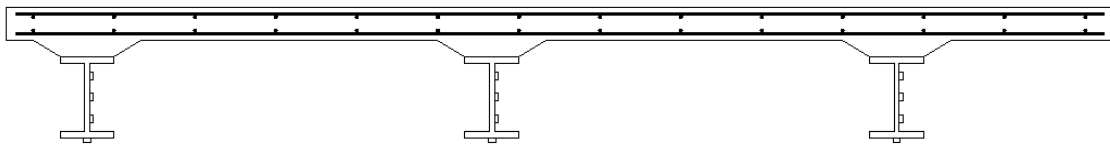


图 4.19 钢梁应变片位置图

跨中控制截面位于钢梁位置处的纵向钢筋和横向钢筋均贴有钢筋应变片，其型号为 BX-120-3AA，编号为 B01~B06，主要用于测试跨中位置钢筋的应变情况。钢-混凝土组合板采用单点加载，压力传感器用来监测机械千斤顶所施加的荷载值，千斤顶的单点荷载通过位于试验板跨中上面的加载梁均匀传递到试验板。为了使点荷载均匀分布于实验板的各个主梁，在加载梁的下方撒了一层较厚的实心砂，并将弹性垫块均匀垫在加载梁的下方。位移传感器、压力传感器和应变片数据均由 TDS-530 应变仪采集，人工记录试验过程中的裂缝出现与开展。

对组合板进行了分工况多级静载试验，总共设置了 3 组加载工况。第 1 组测试为静力损伤工况 1，对试验板进行加载，一边加载一边观察试验过程结构是否出现裂缝，当试验板出现肉眼可见的裂缝即停止加载，卸载后对试验板进行一次动力测试。第 2 组测试为静力损伤工况 2，将试验板加载至中度开裂，卸载后进行动力测试。第 3 组测试为静力损伤工况 3，将试验板加载至破坏，卸载后再进

行动力测试。

## 4.4 试验现象及结果

### 4.4.1 静载试验裂缝发展情况

由于钢-混凝土试验板采用单点加载的方式进行加载，跨中截面为控制截面，跨中的位移和应力均是最大的。图 4.20 为钢-混凝土组合板静载试验中记录的裂缝开展，钢-混凝土组合板的裂缝集中分布于试验板的跨中底部区域。

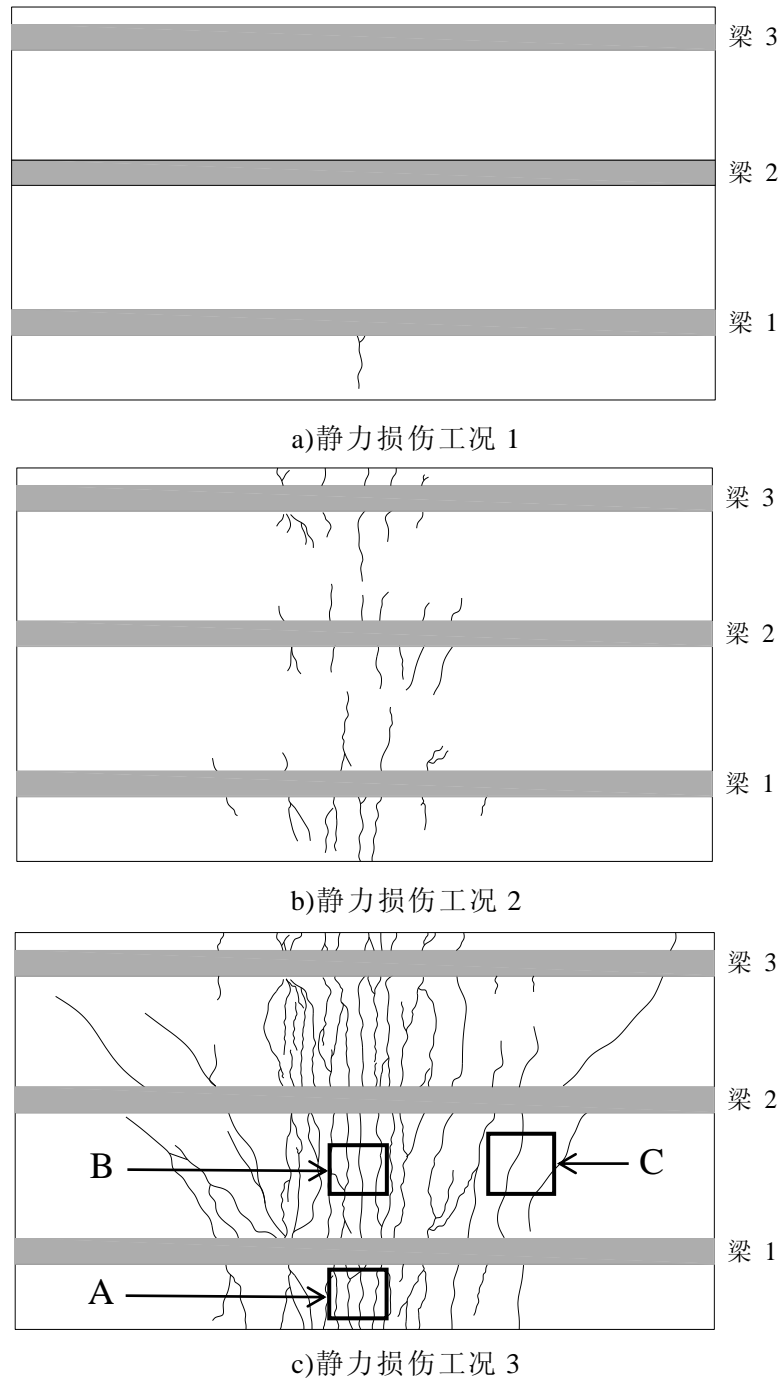


图 4.20 钢-混凝土组合板的裂缝开展

钢-混凝土组合板的受力过程可分为开裂前、带裂缝工作和钢梁屈服后三个阶段

段：混凝土开裂为裂缝从无到有的界限状态，表征着混凝土从线弹性状态进入弹塑性状态；带裂缝工作阶段为裂缝的量变累积过程，表现为已有裂缝的不断扩宽以及向支座方向延伸和新裂缝的不断出现；钢梁屈服后阶段为裂缝量变到质变的破坏过程，混凝土的裂缝急剧扩展，形成横向贯通裂缝，裂缝间距开始变小，跨中区域的裂缝变得很密集，同时裂缝宽度增大，裂缝由跨中不断向两边发展，最后出现混凝土剥落。

由图 4.20 可以看出，结构首先在梁 1 跨中位置出现裂缝，这是由于该试验板为左右不对称结构，梁 1 的混凝土翼缘板向外伸出宽度要比梁 3 的大，因此加载过程中梁 1 承受的力相对来说较大。随着荷载的增加，梁 1 位置裂缝开始向梁 2 和梁 3 方向扩展，同时裂缝也开始往支座方向发展，结构进入带裂缝工作阶段。由于组合结构的主要受拉构件为钢梁，因此能够承受较大的挠曲变形。随着荷载继续增加，梁 1、梁 2 和梁 3 之间的裂缝相互贯通，裂缝变得非常密集，最终结构发生破坏。图 4.21 为结构破坏状态下的照片，其中图 4.21(a)~4.21(c)分别对应图 4.20(c)中标出的 A、B、C 三个位置的裂缝开展情况，图 4.21(d)是破坏时螺栓发生剪切破坏后的照片。由图 4.21 可见，结构破坏时，跨中底部混凝土裂缝密集，结构的竖向变形增大，钢梁与混凝土板之间的粘结逐渐减弱，导致连接件承受的剪切力增加，最终螺栓连接件被剪断，整个结构发生弯剪破坏。



a)位置 A 裂缝照片



b)位置 B 裂缝照片



c)位置 C 裂缝照片



d)螺栓套筒连接件破坏照片

图 4.21 钢-混凝土组合板的破坏状态

#### 4.4.2 荷载-位移曲线

钢-混凝土组合板的静载试验分为 3 次加载过程，3 次加载对应的最大荷载分别为 100kN、200kN 和 260kN。利用 TDS-530 数据采集仪采集荷载和位移数据，以梁 1 跨中位移为监测点，位移每增加 0.5mm 自动采集一次数据。图 4.22 是试验板破坏状态下的变形照片，由照片可以看出，结构出现了明显的挠曲变形。图 4.23~图 4.25 分别为钢-混凝土组合板 3 次静力加载历程中的梁 1 跨中、梁 2 跨中和梁 3 跨中的荷载-位移曲线。第一次加载后，各梁跨中的残余变形在 0.5mm 以内，结构基本保持着弹性状态。第二次加载后，结构跨中的残余变形为 17.3mm，结构的刚度有一定程度的下降。第三次加载至 258kN 时，荷载无法继续上升，结构的变形急剧增加，梁 1 位置的螺栓套筒连接件发生剪断，荷载突然下降，结构残余变形达到 92.5mm。加载过程中，梁 1 的跨中位移最大，梁 3 的跨中位移最小，这是由于结构本身不对称，加载梁分配给梁 1 的荷载是 3 根梁中最大的，因此梁 1 跨中位移最大，且连接件的破坏也在梁 1 发生。



图 4.22 钢-混凝土试验板破坏状态下的变形

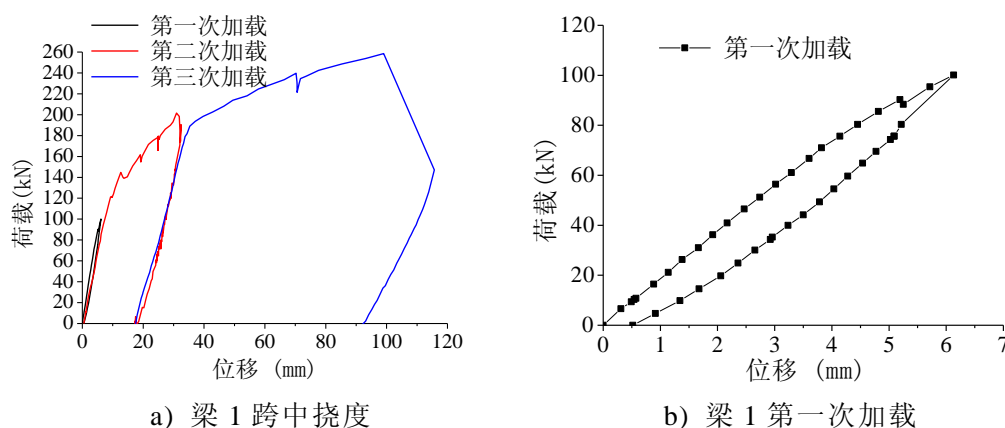
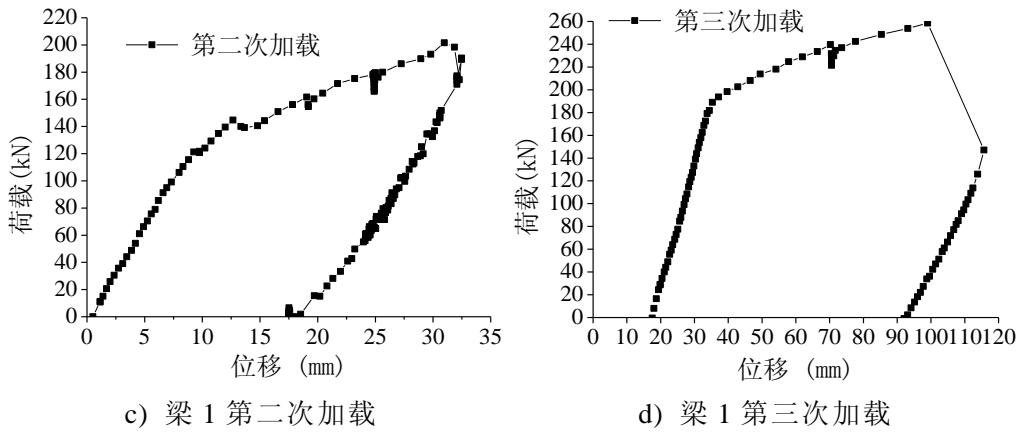


图 4.23 钢-混凝土试验板梁 1 跨中的荷载-位移曲线



续图 4.23 钢-混凝土试验板梁 1 跨中的荷载-位移曲线

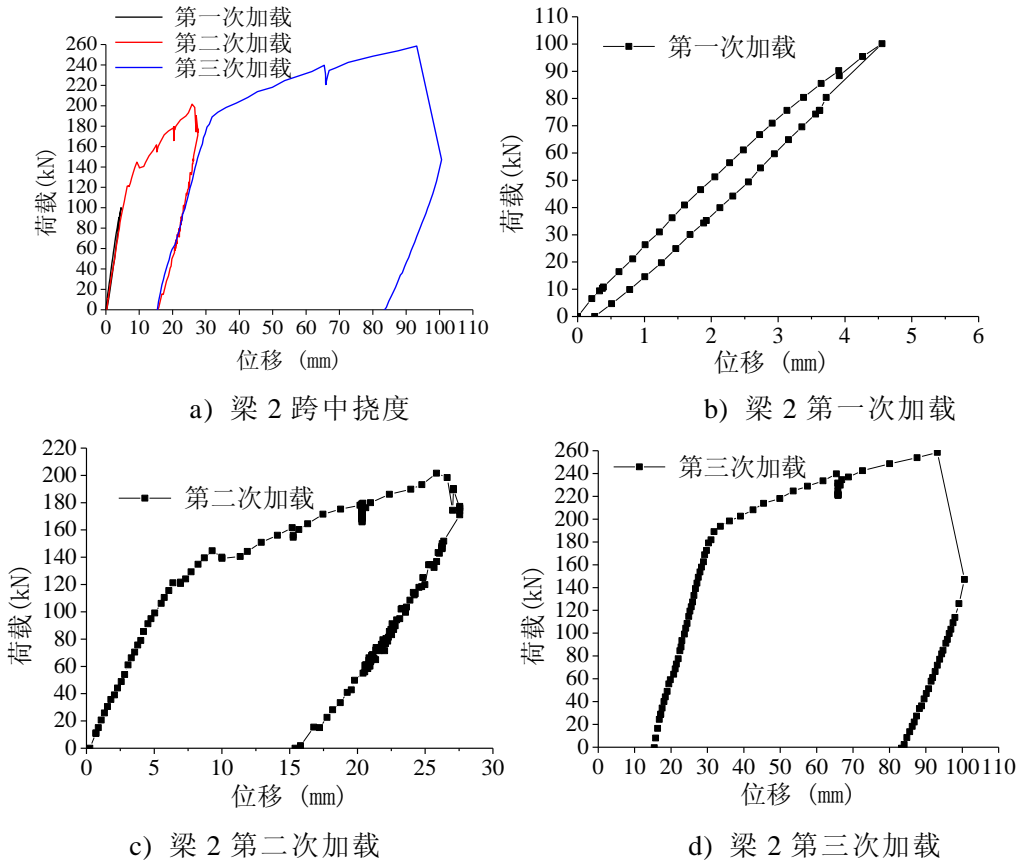


图 4.24 钢-混凝土试验板梁 2 跨中的荷载-位移曲线

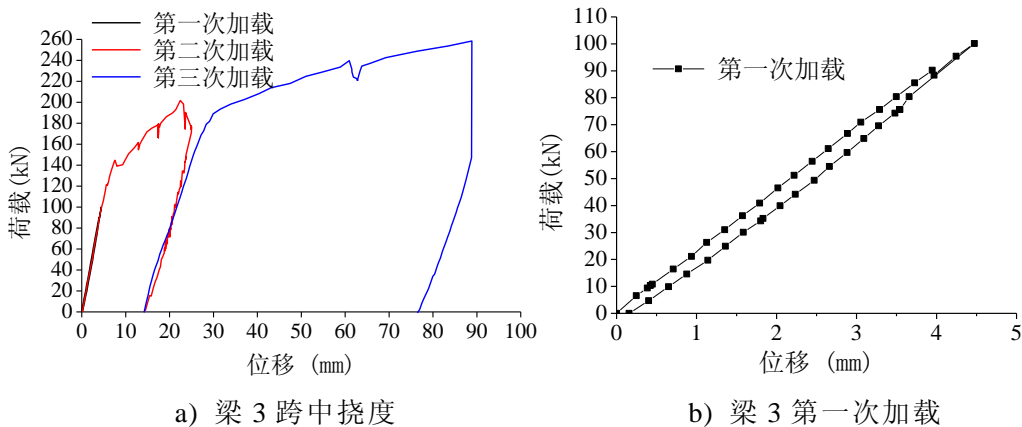
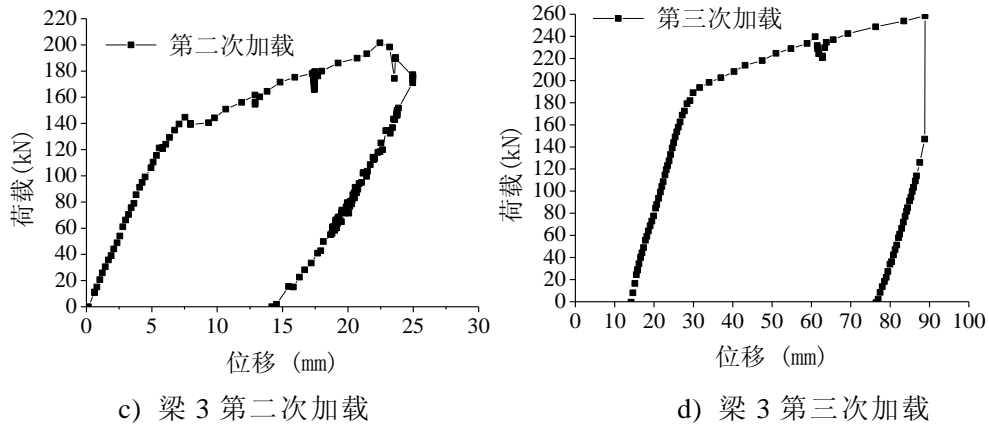


图 4.25 钢-混凝土试验板梁 3 跨中的荷载-位移曲线



续图 4.25 钢-混凝土试验板梁 3 跨中的荷载-位移曲线

### 4.4.3 荷载-应变曲线

#### 4.4.3.1 钢梁应变

表 4.5 为钢梁下翼缘板底部应变片编号,图 4.26 为钢-混凝土组合板钢梁底部的荷载-应变曲线,主要分析了梁底 1/4 跨和 1/2 跨位置处钢梁的应变。由应变测试结果可以发现,荷载加载至 10kN,应变基本呈线性增长,说明结构在该阶段基本处于线弹性状态。

表 4.5 钢梁下翼缘板底部应变片编号

钢梁位置	梁 1	梁 2	梁 3
1/4 跨	ST04	ST08	ST12
1/2 跨	ST16	ST20	ST24

在弹性阶段,1/4 跨位置钢梁的应变基本相同,1/2 跨钢梁应变以梁 1 的最大,这与位移测试的结果是一致的。第 2 次加载过程,钢梁应变表现出较大的塑性变形,跨中应变增长很快,但 1/4 跨位置的应变仍然较小,梁 1 的跨中应变要高于梁 2 和梁 3 的应变。第 3 次加载过程,随着荷载的增大,3 根梁的应变接近相同。结构破坏时,钢梁跨中的应变已经到达极限应变,而钢梁 1/4 跨位置的应变仍保持线性增长。

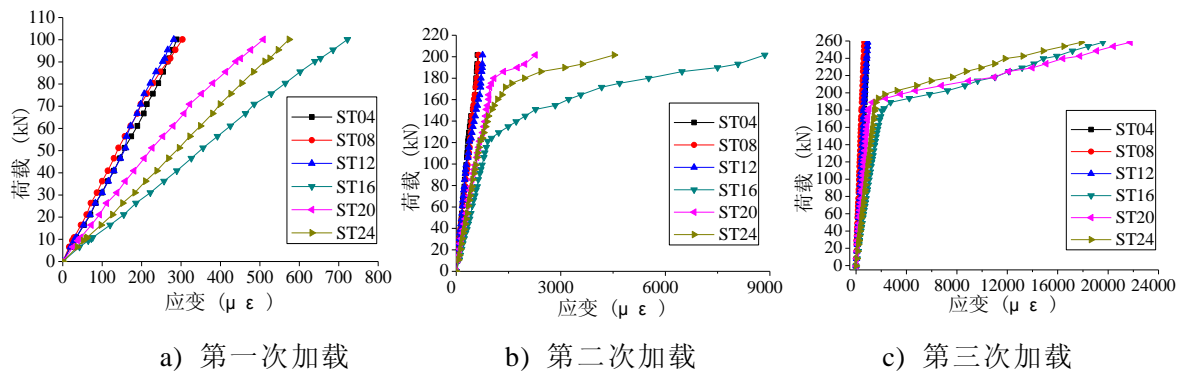


图 4.26 钢-混凝土组合板钢梁底部的荷载-应变曲线

### 4.4.3.2 混凝土应变

图 4.27 为混凝土面板应变测点编号图，在板的 1/4 跨、3/8 跨和 1/2 跨位置处布有混凝土应变测点，每一控制截面沿板的横向方向贴有 5 个应变片。需要注意的是，1/4 跨和 3/8 跨位置的应变片贴在混凝土板的顶面，而 1/2 跨位置的应变片受加载装置限制贴在混凝土的底面。

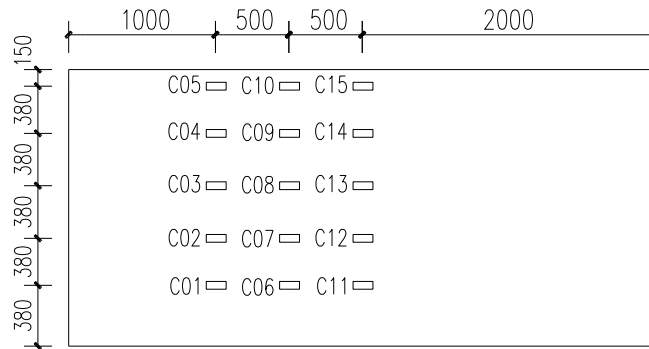


图 4.27 钢梁下翼缘板底部应变测点编号(单位: mm)

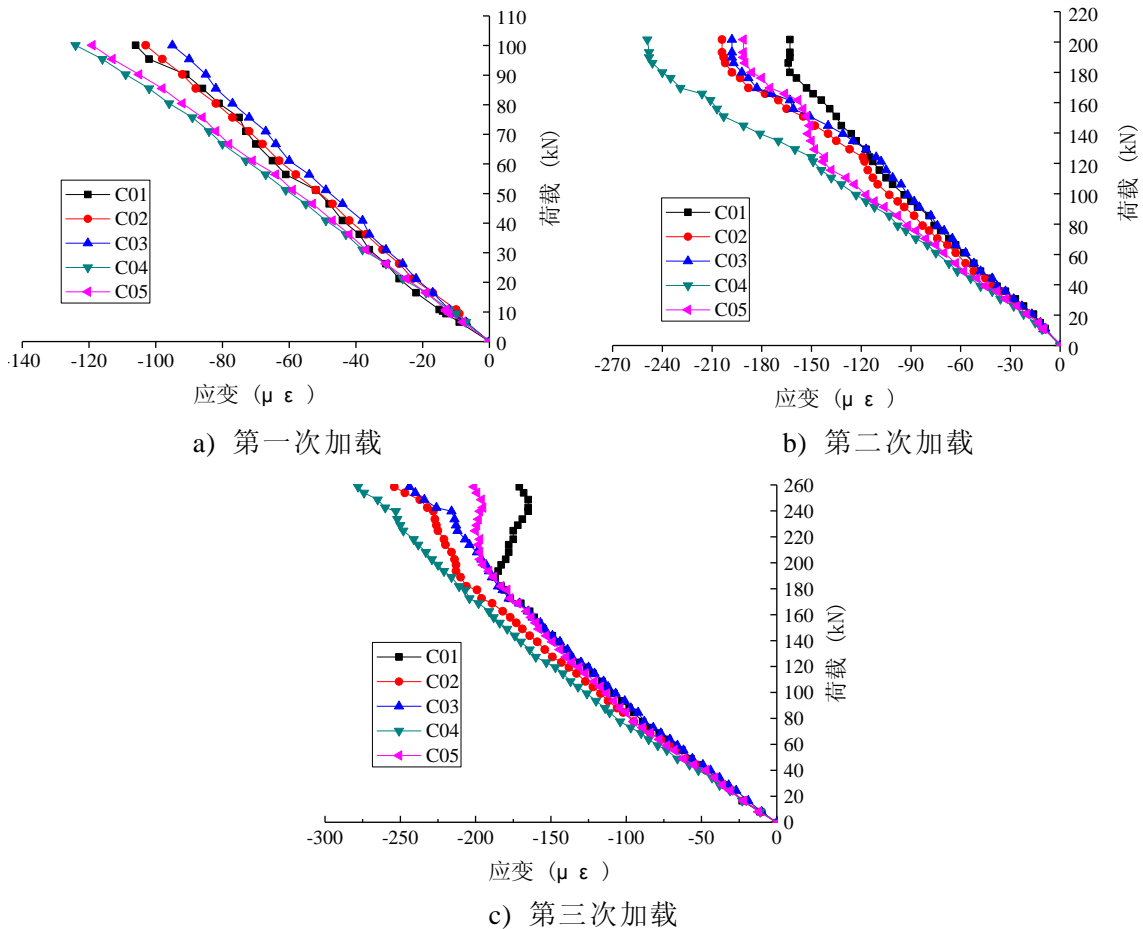


图 4.28 1/4 跨顶面混凝土应变

图 4.28~图 4.30 分别是 1/4、3/8 和 1/2 跨位置的混凝土应变。由图 4.28 可以看出，相对于钢梁应变，1/4 跨位置的混凝土压应变相对很小，第 1 次加载过程，结构处于弹性阶段，第 2 次和第 3 次加载过程中呈现出一定塑性。由图 4.29 可以看出，由于更加靠近跨中，3/8 跨位置处的应变要比 1/4 跨位置的混凝土应变增加

一倍以上，第3次加载过程中出现了明显塑性变形。由于加载装置在跨中，因此跨中的混凝土应变片贴在底部。由图4.30可以看出，跨中混凝土底部一直受拉，第1次加载过程中最先在梁1跨中附近的混凝土拉应变急剧增大，说明该处最先出现裂缝。随着加载的增大，裂缝开展，跨中的混凝土应变逐渐均匀。第2次加载中，跨中底面混凝土拉应变过大，导致应变片损坏。

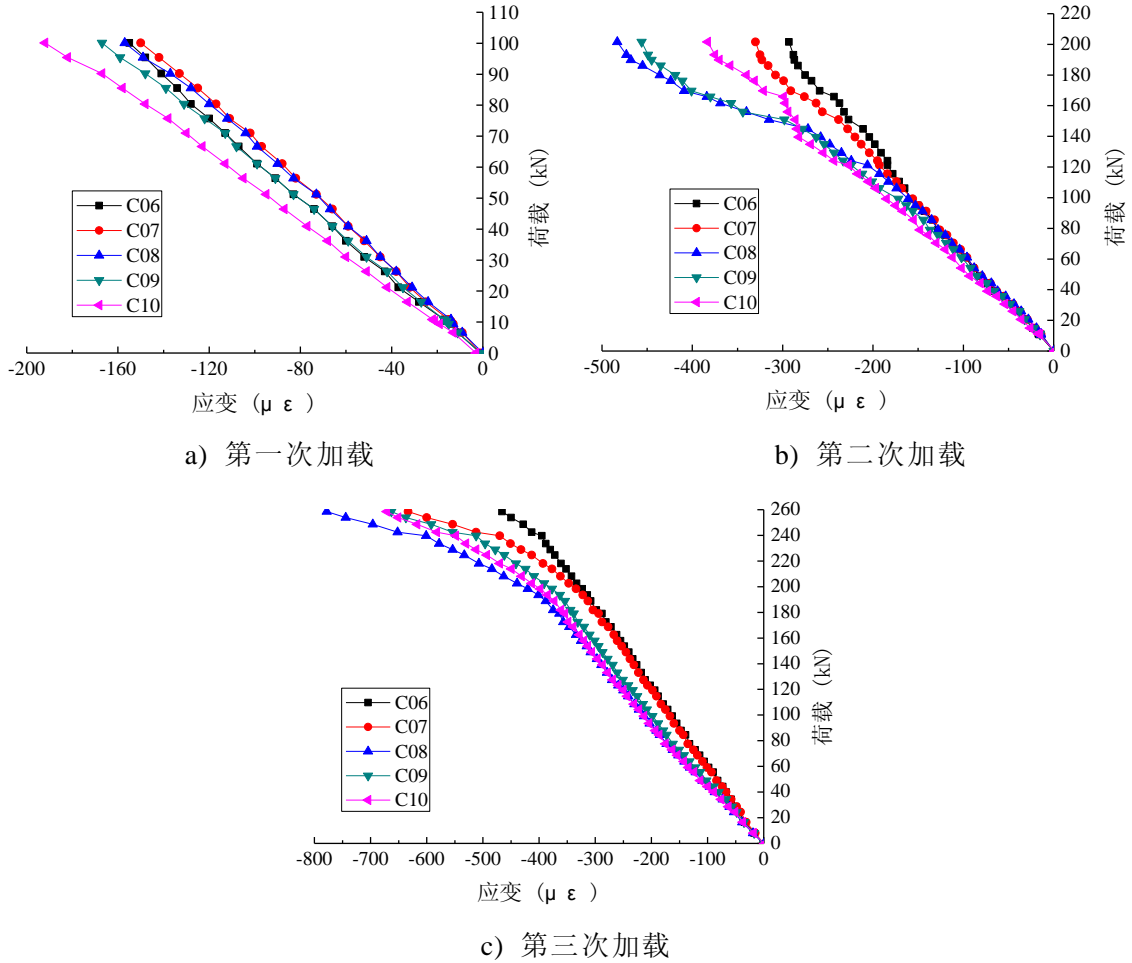


图 4.29 3/8 跨顶面混凝土应变

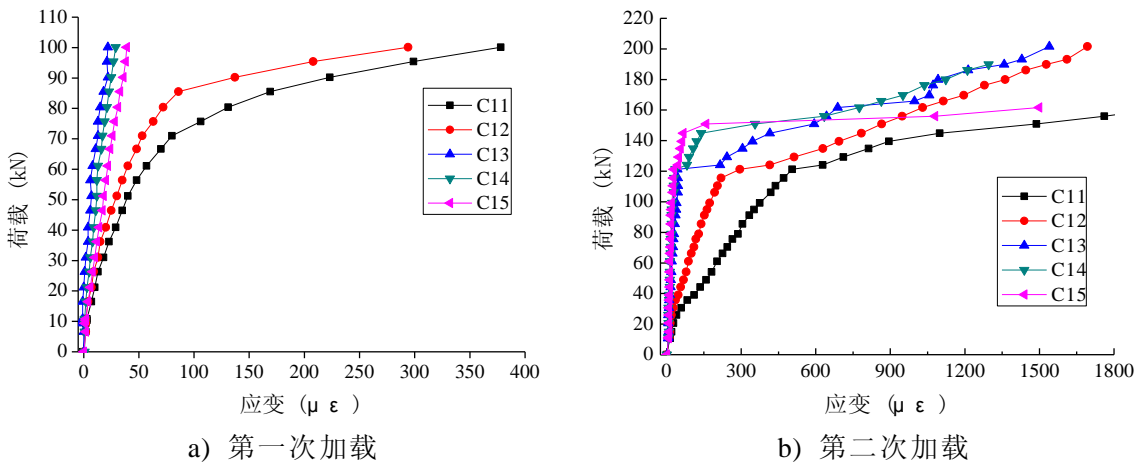


图 4.30 1/2 跨底面混凝土应变

### 4.4.4 损伤过程中的试验模态分析

由于在静载测试过程，将钢-混凝土组合板的方向调整了 90 度，结构的支座条件发生了一些变化，因此对该试验板又进行了一次在参考状态下的 MIMO 动力测试，以作为静力损伤工况的参照。然后，对该试验板进行静力加载造成结构的静力损伤状态。每加载 1 次后，对损伤后的试验板进行一次 MIMO 动力测试。通过动力测试获得试验板的力脉冲和加速度响应信号，对时域信号进行傅里叶变换得到其频率响应函数。采用 CMIF 模态识别方法在频率响应函数曲线的峰值处提取模态极点，各种工况下的模态极点提取图如图 4.31 所示。

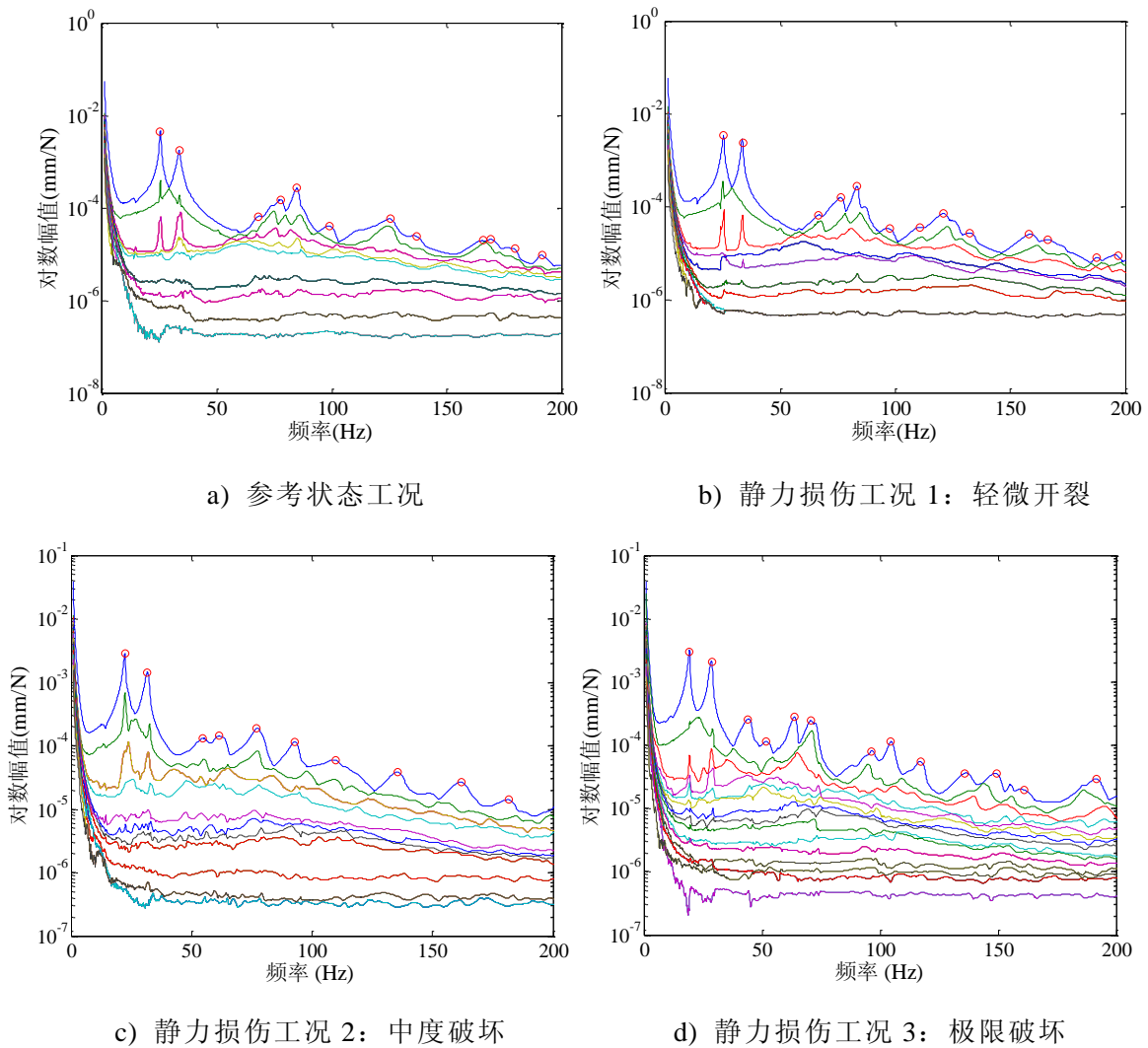


图 4.31 CMIF 方法模态识别

表 4.6 为采用 CMIF 方法识别的钢混凝土组合板 4 个分析工况的频率和阻尼比。钢-混凝土组合板的模态参数随损伤程度加深的变化规律为：整体上自振频率逐渐下降，阻尼比上升。其中，第 1 阶模态的模态参数变化最为明显。参考状态下，钢-混凝土组合板第 1 阶模态频率为 25.30Hz，而静力损伤工况 3 组合板第 1 阶模态频率基频为 19.15Hz，下降率高达 24.31%。参考状态下，试验板第 1 阶模态阻

尼比为 0.99%，而静力损伤工况 3 组合板第 1 阶阻尼比为 2.21%，增长率高达 123.23%。由各阶模态的频率、阻尼比随静力损伤的变化情况来看，前面低阶模态的变化叫高阶模态的变化要明显些。对于静力损伤工况 1，结构的频率变化率最大的模态为第 1 阶，约为 0.83%，变化幅值较工况 2 和工况 3 要小很多，这是因为在工况 1 状态下，结构基本仍属于线弹性结构。但工况 1 情况下，结构的阻尼比较参考状态发生了较大变化，这说明静力损伤工况 1 作用下，结构已产生一定数量的内部微裂缝，因此结构的阻尼比增加较快。

表 4.6 CMIF 方法识别的模态参数

模态	参考状态		静力损伤工况 1				静力损伤工况 2				静力损伤工况 3			
	频率	阻尼比(%)	频率	差值 (%)	阻尼比(%)	差值 (%)	频率	差值 (%)	阻尼比(%)	差值 (%)	频率	差值 (%)	阻尼比(%)	差值 (%)
1	25.30	0.99	25.09	-0.83	1.47	48.48	22.17	-12.37	1.91	92.93	19.15	-24.31	2.21	123.23
2	33.49	1.93	33.32	-0.51	1.03	-46.63	31.70	-5.34	2.58	33.68	28.46	-15.02	1.99	3.11
3	67.76	1.75	67.56	-0.30	2.26	29.14	65.24	-3.72	2.31	32.00	63.70	-5.99	2.07	18.29
4	77.89	2.58	76.31	-2.03	2.65	2.71	73.14	-6.10	3.32	28.68	70.63	-9.32	2.77	7.36
5	84.71	1.43	83.09	-1.91	1.25	-12.59	80.02	-5.54	1.54	7.69	79.74	-5.87	1.65	15.38
6	99.49	3.86	97.42	-2.08	4.24	9.84	95.46	-4.05	5.38	39.38	97.17	-2.33	2.83	-26.68
7	125.37	3.12	121.13	-3.38	2.82	-9.62	119.56	-4.63	3.10	-0.64	117.25	-6.48	2.52	-19.23
8	136.85	3.52	132.91	-2.88	3.03	-13.92	130.11	-4.93	3.17	-9.94	136.85	0.00	2.96	-15.91
9	165.26	3.33	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	169.83	2.55	167.44	-1.41	3.25	27.45	162.74	-4.17	2.87	12.55	161.51	-4.90	3.61	41.57
11	179.73	1.35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	190.71	1.73	187.64	-1.61	1.64	-5.20	182.12	-4.50	1.67	-3.47	192.10	0.73	1.90	9.83

#### 4.4.5 模态柔度位移结果

为确保参考状态下动力测试获取模态参数的准确性，首先对参考工况下动力测试得到的模态柔度进行检验。检验模态柔度测试结果的方法在前文已经有相关描述，主要是对比结构在均布点荷载作用下的静载位移和模态柔度位移。利用砝码加载，记录试验板在均布节点荷载下的位移，节点荷载作用点为 2~8、11~17 和 20~26 这 21 个测点，每个测点布置 2 个 25kg 的砝码，即节点荷载大小为 980N。模态柔度位移是由测试得到的柔度矩阵乘以节点荷载向量获得。参考状态下，静载位移与模态柔度位移的对比结果如图 4.32(a)所示。由图可见，模态柔度位移与静载实测位移十分吻合，说明测试结果的准确性。

钢-混凝土组合板 4 个分析工况的模态柔度位移比较见图 4.32(b)。由图可以看出，随着静力损伤的加深，试验板的模态柔度位移增大。为具体量化各种损伤工况下模态柔度位移变化的相对值，将各个测点在静力损伤下的模态柔度位移与参考状态下的模态柔度位移结果进行对比。由于支座位置处测点的位移较小，其相对差值的变化很大，不具备参考性，对在分析过程中舍去了 6 个支座测点，只

对其他 21 个非支座测点的模态柔度位移变化进行了分析，得到其相对差值如图 4.33 所示。

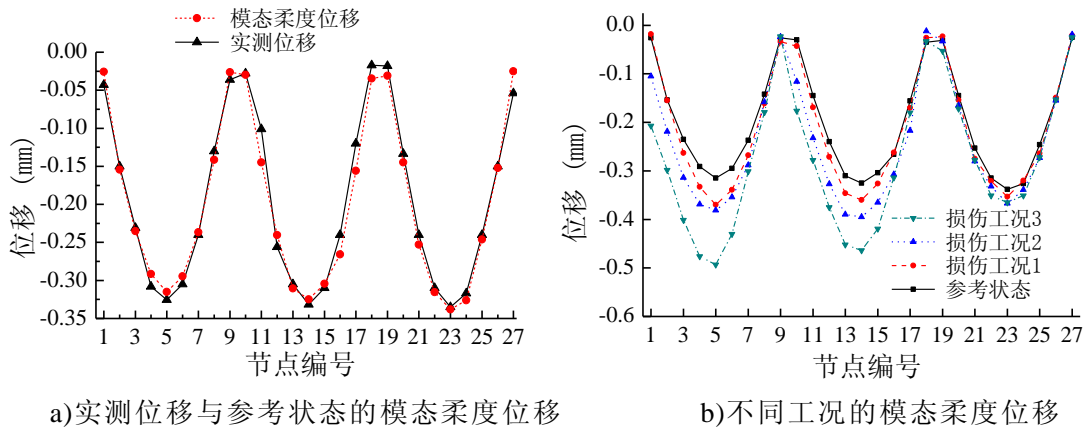


图 4.32 钢-混凝土组合板的模态柔度位移

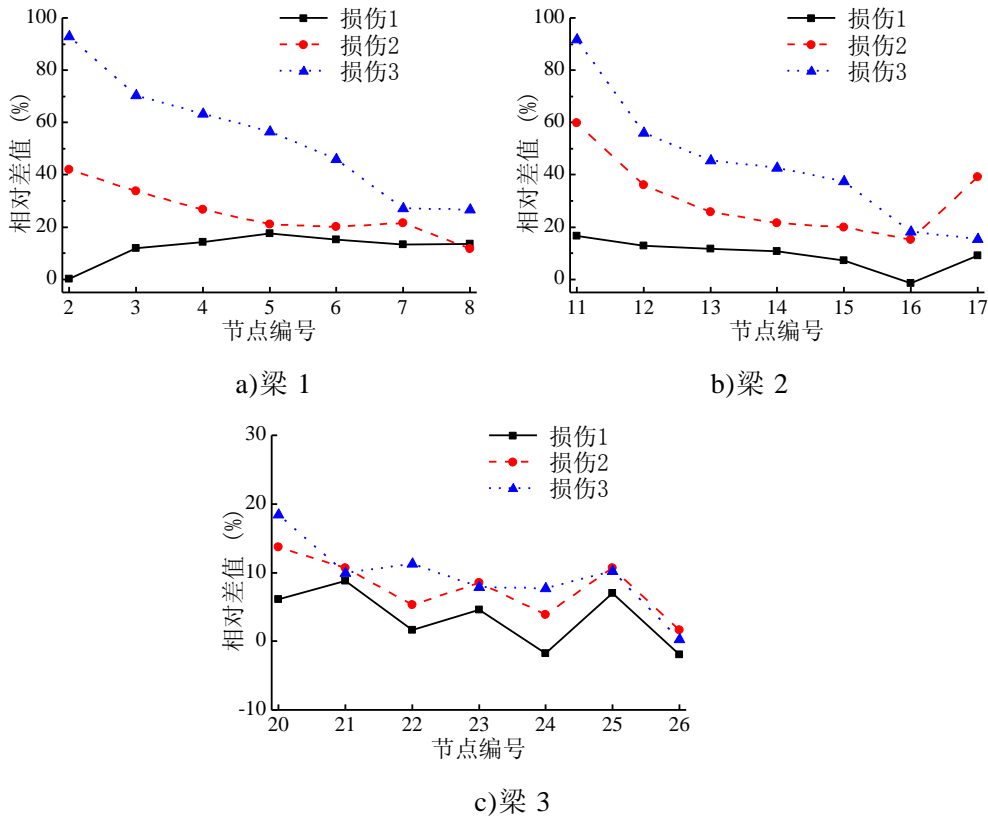


图 4.33 损伤状态下的模态柔度位移变化程度

由图 4.33 可以看出，结构在静力损伤工况 1 情况下，模态柔度位移的变化已经非常明显，最大相对差值为测点 5 的 17.5%，而利用损伤工况 1 的最大频率变化仅为 0.5%，这说明模态柔度位移对结构损伤的敏感程度要远远高于模态频率。而测点 5 正好时结构加载过程裂缝最先出现的位置，因此该测点处的模态柔度变化最大，这表明模态柔度方法能够有效地识别出损伤发生的位置。同一个静力损伤工况，梁 1 和梁 2 的柔度变化比梁 3 要明显很多，这是因为梁 1 和梁 2 的有效混凝土翼缘板宽度比梁 3 要宽，承担了更大的竖向荷载作用，因此损伤程度较梁

3 要大。对于静力损伤工况 2，梁 2 的柔度变化比梁 1 的柔度变化更大，这是因为梁 1 出现裂缝后，试验板的受拉区产生应力重分布，主要受力部位由梁 1 偏向梁 2，裂缝的扩展向梁 2 方向发展，因此其柔度变化较梁 1 更明显。但这种变化逐渐趋向均匀，使试验板的各部位均进入塑性受力阶段。因此，总体来看，梁 1 和梁 2 的柔度变化相差不是很大。对于静力损伤工况 3，随着试验荷载的增加，模态柔度位移的变化非常明显，最大变化率高达 92.8%，这说明结构已经产生了极限破坏，已经能够通过肉眼看出结构发生了明显的挠曲破坏。

从各种静力损伤工况的柔度变化趋势来看，靠近滚动支座一侧的柔度变化较固定支座一侧的柔度变化大，而最终结构连接件破坏也产生在滚动支座这一侧。结果表明，柔度变化的幅值能够反映出结构的损伤程度，进一步能够判断结构发生极限破坏的位置。

#### 4.4.6 模态柔度位移与静载位移

图 4.34 对钢-混凝土组合板的静载位移与模态柔度位移进行比较，3 个分析工况的对应荷载分别为 100kN、200kN 和 258kN。由图可见，静力损伤工况 1 的静载位移与模态柔度预测的位移结果很接近。而静力损伤工况 2 和静力损伤工况 3 的静载位移与模态柔度位移之间的差值随着损伤程度的增加而加大。

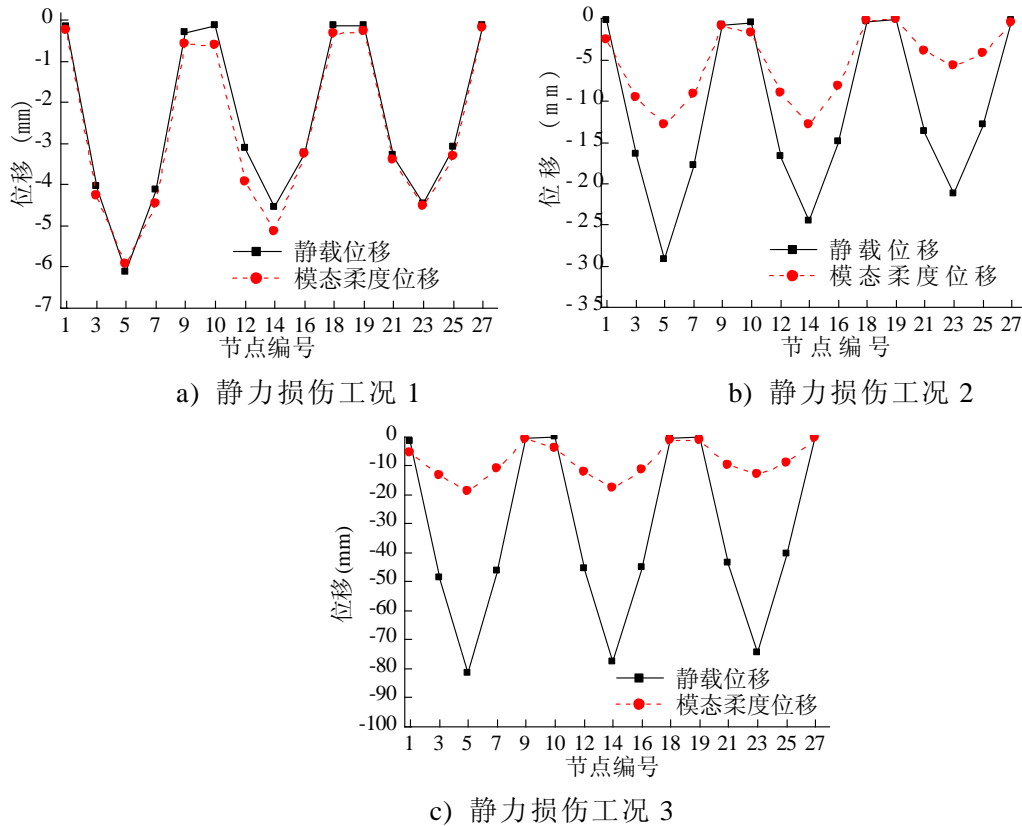


图 4.34 钢-混凝土组合板的模态柔度位移与静载位移

试验板的静力测试位移和模态柔度位移之间出现较大的差值，这主要是由于结构在静力测试和动力测试过程中受力状态的不同造成的。图 4.35 所示的示意图

能够更加形象地理解静动力测试中受力状态的不同。图中实线代表前一个损伤工况，虚线代表后一个损伤工况。对于静力测试而言，静力位移是前一个损伤工况的峰值荷载除以其割线刚度；对于动力测试而言，模态柔度位移是前一个损伤工况的峰值荷载除以后一个损伤工况起始点的切线刚度。有图可见，后一工况起始点的切线刚度大于前一工况的割线刚度，因此静力位移大于模态柔度位移。如果将损伤过程中的残余变形去除掉，则割线刚度与切线刚度的差值将会减小。对于静力损伤工况 1，结构仍处于线弹性阶段，卸载后的残余变形较小，因此静载位移与模态柔度位移结果很接近。随着荷载增加，混凝土进入非线性受力阶段，卸载后的残余变形增加，造成静载位移和模态柔度位移的差值越来越大。

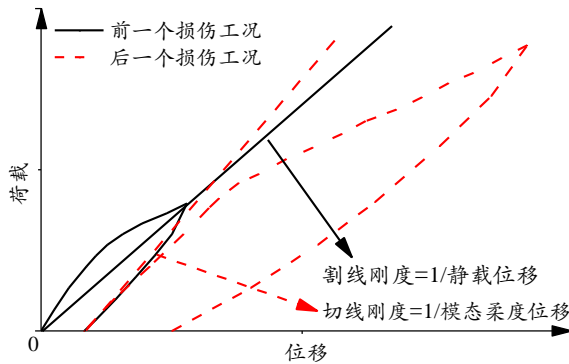


图 4.35 模态柔度位移与静载位移的对应关系

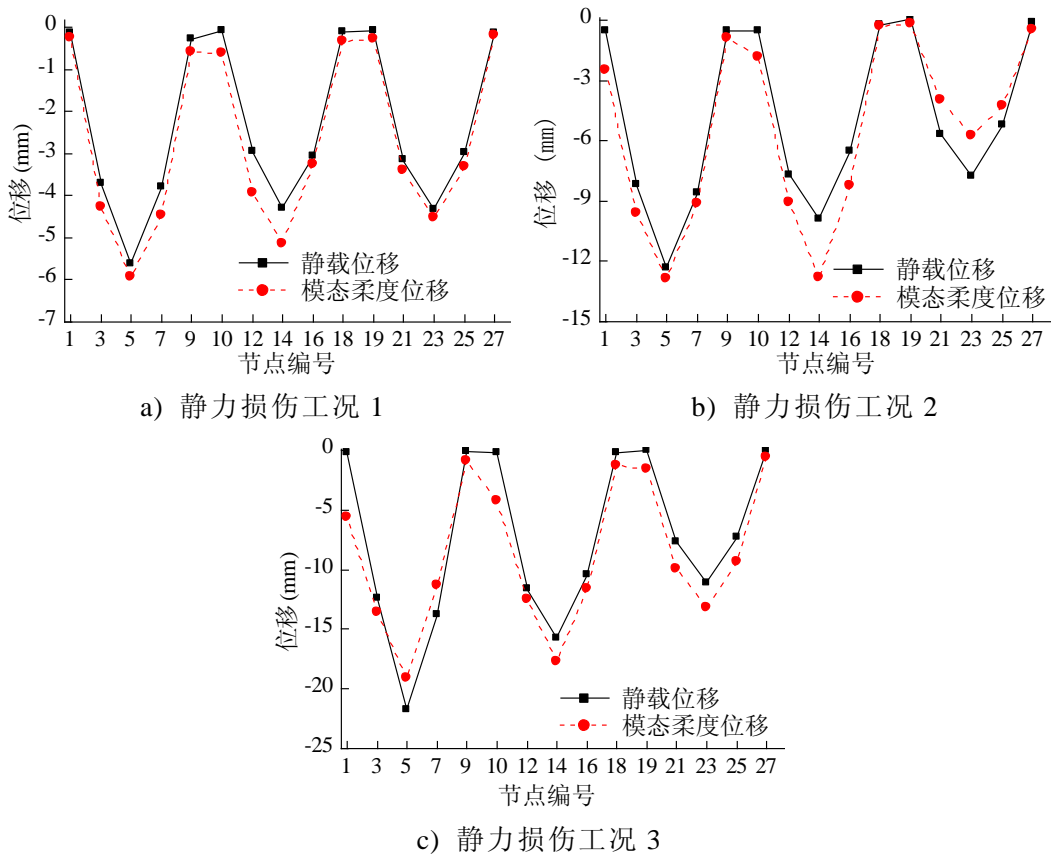


图 4.36 钢-混凝土组合板的模态柔度位移与静载弹性位移

由于组合结构的延性较好，试验板在静载试验过程中的塑性残余变形较大。

因此，可以定义一个静载弹性位移等于静载总位移减去结构卸载后的残余位移。对比静载弹性位移和模态柔度位移如图 4.36 所示。由图可见，模态柔度位移结果与静载弹性位移的差值较小。对于这一部分的误差，可从两个方面分析。首先对于模态柔度位移来说，环境噪声干扰、频响函数估计、模态峰值提取和模态拟合会引入一小部分的误差。其次，对于测试静载位移过程，受位移计安装的垂直度和采集仪器的灵敏度等影响，也会产生一定误差。特别是当试验板出现新的裂缝时，混凝土的非线性会造成荷载的小幅下滑，使得荷载与位移不同步，尤其是对于裂缝快速增长阶段的工况 2 和工况 3 来说，这一部分误差是不容忽视的。

## 4.5 本章小结

本章主要是基于模态柔度方法对钢-混凝土组合板进行损伤识别研究。

首先，在实验室条件下设计了支座损伤、横向支撑损伤和连接件损伤这 3 种损伤工况来模拟实际桥梁结构可能出现的各种损伤情况，基于模态柔度的损伤识别结果表明，模态柔度比模态频率对结构的损伤更加敏感，并且利用模态柔度位移的变化能够定位结构的损伤位置。支座变化对结构模态柔度的影响最大，而横向支撑条件的变化对结构模态柔度的影响较小。

其次，对钢-混凝土组合板进行静动力试验研究，按照试验板在静载过程中裂缝发展的情况分了 3 组静力损伤工况。测试结果显示模态柔度位移变化最大的位置，就是结构受力最大和开裂程度最深的位移，这说明利用模态柔度位移的变化能够反推结构的受力情况。

最后，对结构的静载位移和模态柔度位移进行了对比。在线弹性阶段，静载位移和模态柔度位移十分接近。而结构进入塑性受力状态后，由于残余变形的增大，静载位移和模态柔度位移的差值增加。

## 第5章 钢-混凝土组合结构的模型修正研究

### 5.1 引言

模型修正(Model updating)是一种理论计算,是将模型中的一个或多个参数进行修正使得修正后的模型能够更好地预测结构的反应,通常这一过程又被称为模型校验(Model calibration)。灵敏度分析通常在模型修正之前进行,系统地从模型本身及其物理参数考虑,以保证选择最灵敏的参数进行修正。利用人工的手段进行参数调整以减小实验数据和模型输出的误差是工程师最常用的方法,但是这种调整需要对桥梁结构具有先验的认识,而且该方法是相当费时且具有局限性。通常有两种途径被用来增加模型修正的有效性,第一种途径是使用分析包直接进行编程或者使用第三方的修正软件(如 FEMTool 或 Dakota),这种方法的局限性是没有后处理的功能。第二种途径利用 Matlab 程序代码对结构模型进行处理,利用 Matlab 程序将结构需要的参数提取出来并进行循环迭代运算,但此种方法只适合于结构形式比较简单的结构。

### 5.2 基于模型修正的结构识别理论

#### 5.2.1 基于 Strand7 和 Matlab 交互访问的模型修正方法

Strand7<sup>[83]</sup>是由澳大利亚研究开发的大型有限元仿真软件系统,集前处理、分析和后处理于一体,拥有强大的建模功能和丰富的分析求解功能,曾被用来进行国家游泳中心“水立方”有限元分析。Strand7 相对于 ANSYS、Sap2000 等大型有限元软件的优势主要在于两点,一是安装空间小、价格便宜、计算性能好。对于本研究所需用到的线性静力问题计算和模态分析计算两种情况,笔者团队曾进行过 Sap2000 和 Strand7 软件的对比计算,其结果误差微乎其微。另一点也是最具创新的一点是拥有可以和其他程序交互访问的 Strand7 API 模块,为使用者开拓了宽广的技术发挥空间。Strand7 API 具有动态链接库(DLL)文件 St7API.DLL,以及一系列的头文件和包含文件,DLL 文件的一些功能包括:读取 Strand7 有限元数据,修正和创造 Strand7 有限元数据,启动 Strand7 求解器以及读取 Strand7 分析结果数据。头文件的存在允许外部程序与 St7API.DLL 文件访问。它们定义所有使用的函数需要调用‘Stdcall’文件。在调用过程中,‘St7APICall.h’和‘St7APIConst.m’需要包含在程序运行目录中,而‘St7API.dll’必需位于一个能被访问程序找到的路径里。

Matlab 软件是进行矩阵计算最好的工具，而且其中包含很多特有的模块化的命令，因此计算软件选择 Matlab 进行交互是最好的选择。对于大型复杂结构，特别是由各种梁、板等构件组合而成的结构，单元编号复杂难以在 Matlab 软件中进行编程。Strand7 软件则能运用交互编程与 Matlab 软件直接衔接，并能利用许多 Matlab 自带的工具箱(统计、优化和遗传算法等)来修正合理的有限元模型。利用 Matlab 程序能直接定义和修改 Strand7 模型中的各种参数并进行反复迭代，自动提取和列出结构的反应。在综合 Matlab 编程和 Strand7 中的内部函数的前提下，模型修正的过程能简单自动运行。Strand7 API 交互访问的基本流程如图 5.1 所示。

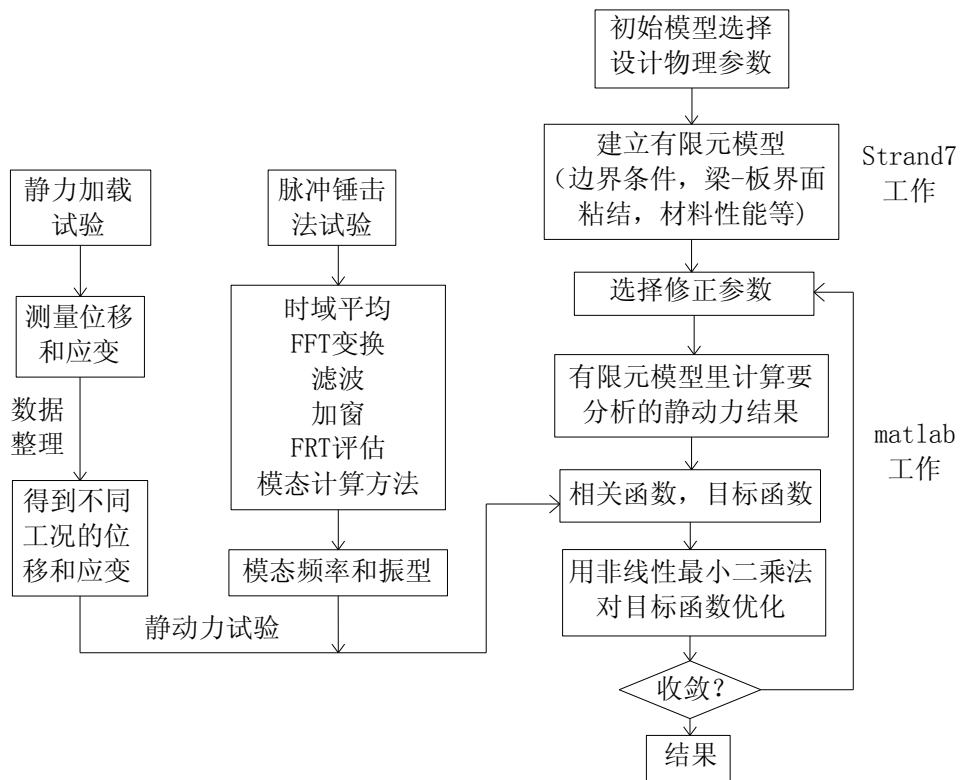


图 5.1 利用 Matlab 与 Strand7 交互访问的流程图

### 5.2.2 目标函数的确定

在进行计算机自动交互访问研究中，可以利用目标函数来判断是否收敛。设定目标函数比较修正模型和实际结构的误差，并基于 Matlab 编程进行优化求解。利用 Matlab 编程设定目标函数和解的精度，经过有限次迭代后，当目标函数精度满足设定值要求时，程序就会发生收敛并得到最优解。对于具有位移数据和模态数据的结构，同时进行两种数据的模型修正，定义的目标函数如式(5.1)、(5.2)所示：

$$obj_{Disp}(x) = \frac{\sum_{i=1}^n d_E^j - d_A^j(x)}{n} \quad (5.1)$$

$$obj_{Modal}(x) = \frac{\sum_{i=1}^n f_i(x) + 1 - MAC_i}{n} \quad (5.2)$$

其中,

$$MAC_i(x) = \frac{|\phi_{Ai}^T(x)\phi_{Ei}|^2}{(\phi_{Ai}^T(x)\phi_{Ai}(x))(\phi_{Ei}^T\phi_{Ei})} \quad (5.3)$$

$$f_i = \frac{f_E^j - f_A^j(x)}{f_E^j} \quad (5.4)$$

在上式中, 下标  $E$  表示实验测试数据, 下标  $A$  表示有限元软件 Strand7 分析数据, 其中  $d$  表示位移,  $s$  表示应变,  $f$  表示频率,  $\phi$  表示振型向量, 其中  $x$  表示待识别的参数, 如弹性模量等。

### 5.2.3 模型修正的 Matlab 实现

模型修正的过程主要使用了 3 个笔者所在团队开发的 Matlab 程序。第一个是 ApiTest.m 程序, 该程序主要用于 Strand7 模型的打开、运行求解和结果提取。第二个是 ObjectiveFunction.m 程序, 该程序定义修正过程的目标函数, 能够调用 ApiTest 文件, 将有限元模型的计算结果与实测结果代入到目标函数中。第三个是 UpdateModel.m 程序, 该程序是模型修正过程中的主程序, 该程序主要利用优化工具, 对有限元模型的参数进行更新, 并读取预测结果, 判断目标函数是否满足迭代收敛的精度。

Matlab 的优化工具箱提供了许多优化函数用于优化计算, 能够实现使目标函数最小化的函数有 fminbnd、fmincon、fminsearch、fminMax、fgoalattain 和 lsqnonlin 等优化函数。本文采用非线性最小二乘优化算法(lsqnonlin)进行参数修正。非线性最小二乘法是以误差的平方和最小为准则来估计非线性静态模型参数的一种参数估计方法。Matlab 里面提供 3 种可用于非线性最小二乘优化问题的算法: 信赖域反射算法、Levenberg-Marquardt 算法(L-M 算法)和高斯-牛顿算法。本文选择的是信赖域反射算法, 该算法的基本思想是在每次迭代中给出一个信赖域, 这个信赖域一般是当前迭代点的一个小邻域。然后在这个邻域内求解一个子问题, 得到试探步长 (trial step), 接着用某一评价函数来决定是否接受该试探步长以及决定下一次迭代的信赖域。通常, 评价函数即目标函数。优化算法里面的参数控制可以通过 optimset 函数设定, 常用的设置有函数值(计算结果)的精度、自变量的精度、允许进行函数计算的最大次数、允许运行迭代的最大次数等。将所有参数设置好之后, 运行 UpdateModel.m 程序, 有限元模型的参数更新、运行分析和结果提取将自动进行, 经过有限次迭代, 当目标函数精度满足设定值要求, 程序发生收敛, 最终得到目标函数的最小值。

### 5.3 钢-混凝土组合结构的 Strand7 有限元模型

#### 5.3.1 Strand7 有限元模型的建立

模型修正的一个重要前提是建立一个能够正确反映结构静动力性能的有限元模型。钢-混凝土结构由于有混凝土和钢材这两种材料共同受力，其界面粘结、连接件剪切刚度、边界条件等存在诸多不确定因素。为了获得一个精确可靠的有限元模型，在 Strand7 里面建立了 3 种不同模型如图 5.2 所示。以钢梁和混凝土板建模时所用的单元类型，3 种模型分别为梁-壳模型、梁-实体模型和壳-实体模型。

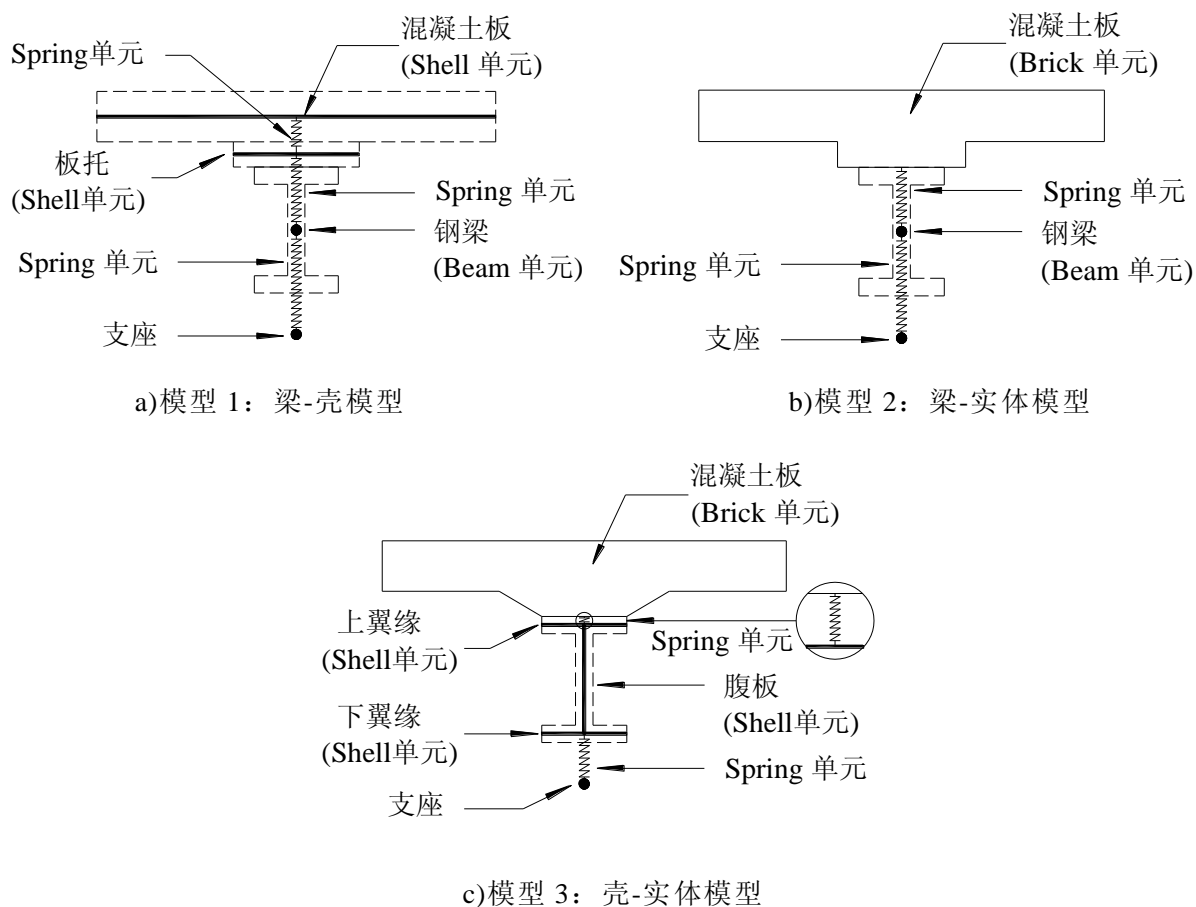


图 5.2 钢-混凝土组合结构的 3 种有限元模型

梁-壳体模型的优点在于所采用的单元比较简单，模型的运行速度快，对于大型结构，这样的简化计算将能够明显地提高模型结果分析的运行速度。但这种模型过度地简化可能会导致结构偏柔，难以反映出结构的实际静动力性能。并且壳单元对于带板托的组合结构梁，无法建立整体的混凝土面板，只能将上部混凝土和板托分开建模，板托与上部混凝土之间的弹簧连接将增加建模过程的不确定性。梁-实体模型能够克服板托建模的困难，但钢梁采用 Beam 单元，使得钢梁与混凝土板的界面连接情况不能很好地反映在模型中。壳-实体模型能够最大程度地反映结构真实的界面、几何等条件，但模型运行的时间相对来说是最长的。3 种模型的横向支撑均采用 Beam 单元。

为了简化模型，混凝土板和板内的纵横向分布钢筋采用整体式建模，将钢筋看成一种均匀分布在混凝土内部的材料，并基于等效原理定义混凝土的弹性模量和密度。混凝土板的等效弹性模量  $E_c$  取为  $3.51 \times 10^4 \text{MPa}$ ，泊松比  $\lambda_c$  为 0.2，混凝土密度  $\rho_c$  为  $2450 \text{kg/m}^3$ 。钢梁中钢材的弹性模量  $E_s$  取为  $2.0 \times 10^6 \text{MPa}$ ，泊松比  $\lambda_s$  为 0.25，混凝土密度  $\rho_s$  为  $7850 \text{kg/m}^3$ 。

有限元建模过程中，不同构件之间连接单元的定义是建模过程中的难点。本文所采用的 3 种模型的连接单元是一样的。本文定义的连接单元均为弹簧-阻尼单元，根据连接单元连接的具体对象，分为梁-支座连接单元、梁-板连接单元、板-板连接单元和连接件连接单元这 4 种类型。梁-支座连接单元、梁-板连接单元和板-板连接单元采用竖向弹簧-阻尼单元进行模拟，通过定义弹簧轴向刚度和侧向刚度来考虑不同的连接情况。连接件连接单元采用水平 X 方向和 Y 方向两个方向的弹簧-阻尼单元进行模拟如图 5.3 所示，图中螺旋线表示两个水平方向的弹簧-阻尼单元，粗直线表示刚性体。两个水平弹簧单元通过 4 个刚性体连接起来构成空间 8 面体结构，刚性体的交点分别位于钢梁和混凝土板的竖向相应节点位置处。连接件中的弹簧-阻尼单元只考虑弹簧的轴向刚度，不再考虑其侧向刚度。

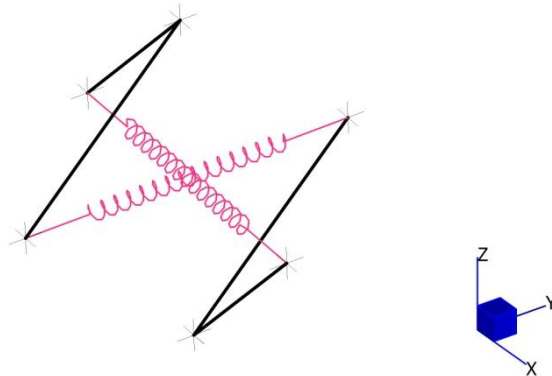


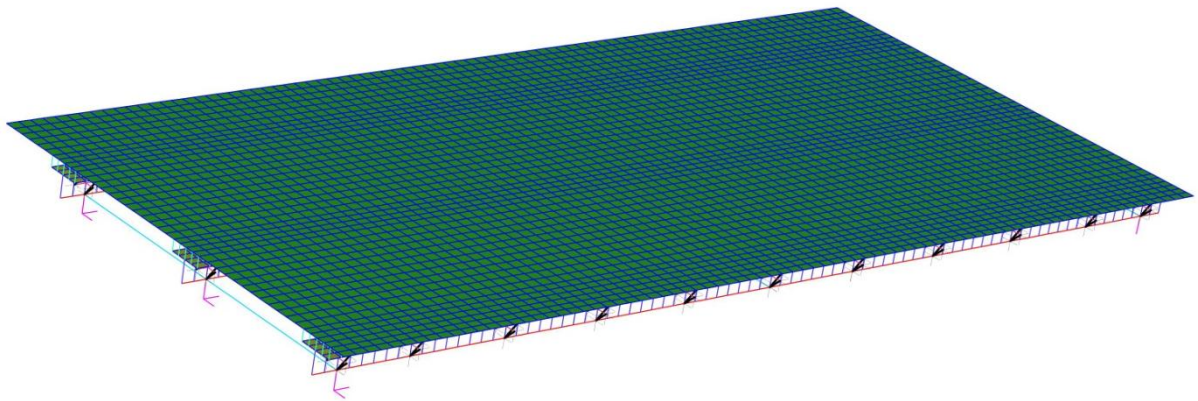
图 5.3 连接件弹簧-阻尼单元

表 5.1 钢-混凝土组合板 3 种模型弹簧单元刚度定义

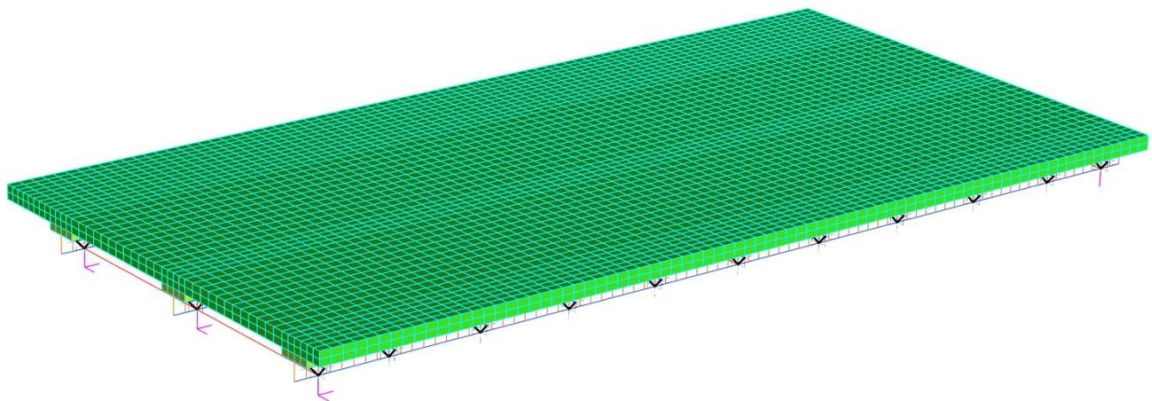
模型	梁-壳体模型				梁-实体模型			壳-实体模型		
	梁-支座	梁-板	板-板	连接件	梁-支座	梁-板	连接件	梁-支座	梁-板	连接件
轴向刚度 ( $10^6 \text{kN m}^{-1}$ )	2.0	1.02	0.038	1.0	2.0	1.02	1.0	2.0	1.02	1.0
侧向刚度 ( $10^6 \text{kN m}^{-1}$ )	$10^9$	0.5	0.1	0	$10^9$	0.5	0	$10^9$	0.1	0

3 种模型的连接单元的弹簧刚度定义如表 5.1 所示。由于梁-壳体模型和梁-实体模型中梁-板连接单元每个截面只有 1 个竖向弹簧，而在壳-实体模型单元中每个截面可以定义 5 个竖向弹簧，为了平衡竖向弹簧数目少的影响，将梁-壳体模型和梁-实体模型中的竖向弹簧侧向刚度设置为初值的 5 倍。各个模型的梁-板弹

簧轴向刚度则取混凝土弹性模量和钢材弹性模量的平均值。3种模型的梁-支座连接单元均认为其弹簧侧向刚度为无穷大，故建模时取了一个非常大的弹簧侧向刚度。3种建模方法得到的 Strand7 有限元模型图如图 5.4 所示。3种模型混凝土板 X 方向和 Y 方向的基本单元尺寸为 50mm，并在钢梁位置对应位置加密为 25mm，混凝土板 Z 方向的基本单元尺寸为 30mm。钢梁 Beam 单元的单元尺寸为 50mm，Shell 单元的单元尺寸为 25mm。在 Strand7 有限元软件中，弹簧-阻尼单元属于 Beam 单元里的一种，刚性体单元属于 Link 单元里的一种。梁-壳体模型总共有 1860 个 Beam 单元，4480 个 Shell 单元和 132 个 Link 单元；梁-实体模型总共有 627 个 Beam 单元，8320 个 Brick 单元和 132 个 Link 单元；壳-实体模型总共有 1437 个 Beam 单元，2400 个 Shell 单元，9280 个 Brick 单元和 264 个 Link 单元。由单元数目可以看出，模型越精确，有限元模型的总自由度越多，模型运行求解所需要的时间也就越长。

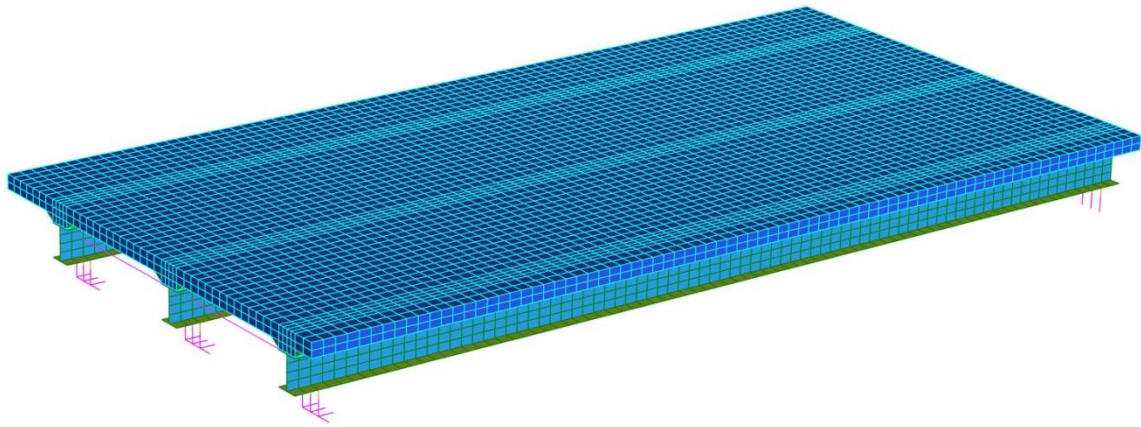


a)梁-壳体模型



b)梁-实体模型

图 5.4 钢-混凝土组合结构的 3 种有限元模型



c)壳-实体模型

续图 5.4 钢-混凝土组合结构的 3 种有限元模型

### 5.3.2 有限元模型的静动力分析结果

对 3 种不同建模方式得到的有限元模型进行模态工况分析,得到相关的频率、振型信息如表 5.2 所示,表中所示频率差值和 MAC 值均是有限元模型与实测结果的对比值。由表可见,壳-实体模型的模态分析结果与实测结果最为接近,而梁-壳体模型的结果最差,这说明壳-实体模型最能准确地反映出结构的实际情况。为进一步验证有限元模型与实测静力结果是否吻合。将 3 种有限元模型相对于实际试验中的测点位置处进行均布集中力加载,静力分析求解后得到的位移与静力试验测试位移对比如图 5.5 所示。

表 5.2 3 种模型的模态参数计算结果

模态	实测	梁-壳体模型			梁-实体模型			壳-实体模型		
	频率 (Hz)	频率 (Hz)	频率差值 (%)	MAC 值	频率 (Hz)	频率差值 (%)	MAC 值	频率 (Hz)	频率差值 (%)	MAC 值
1	24.78	14.65	-40.88	0.943	18.52	-25.26	0.953	23.67	-4.48	0.966
2	31.26	23.02	-26.36	0.929	26.58	-14.97	0.946	31.30	0.13	0.959
3	56.77	—	—	—	56.92	0.26	0.396	62.16	9.49	0.503
4	61.80	48.65	-21.28	0.155	—	—	—	73.72	19.29	0.161
5	82.68	58.36	-29.41	0.474	78.07	-5.58	0.914	76.20	-7.84	0.870
6	109.36	86.25	-21.13	0.001	83.57	-23.58	0.001	88.99	-18.63	0.001
7	120.01	106.44	-11.31	0.372	117.56	-2.04	0.772	114.42	-4.66	0.755
8	127.61	120.08	-5.90	0.018	—	—	—	125.24	-1.86	0.073

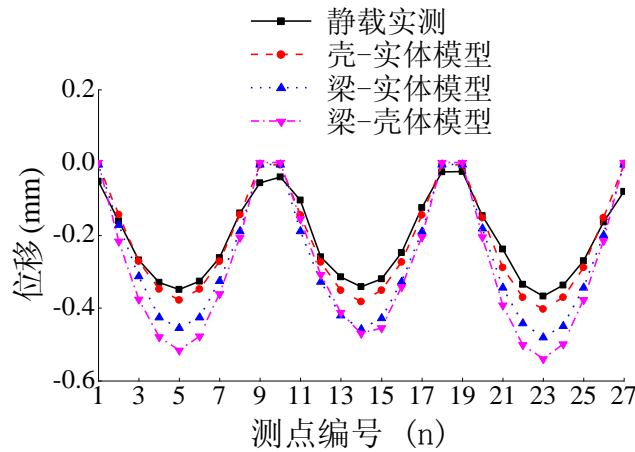


图 5.5 有限元模型静力分析位移与实测位移

由图 5.5 可见，壳-实体模型与实测位移结果十分接近，而其余两种模型的静力结果误差较大。初步分析主要原因是将工字形钢梁简化为 Beam 单元或将混凝土板简化为 Shell 单元，结构的整体刚度降低了，导致有限元模型相对于实际结构变柔了。综合静动力结果可见，壳-实体模型与实际结构的测试结果最吻合，说明该模型能够很好地模拟实际结构。壳-实体模型分析的前 8 阶振型与实测振型结果的比较如图 5.6 所示，图中右边的模态为实验室 MRIT 测试得到的振型结果，左边的模态为 Strand7 壳-实体有限元模型的振型结果。

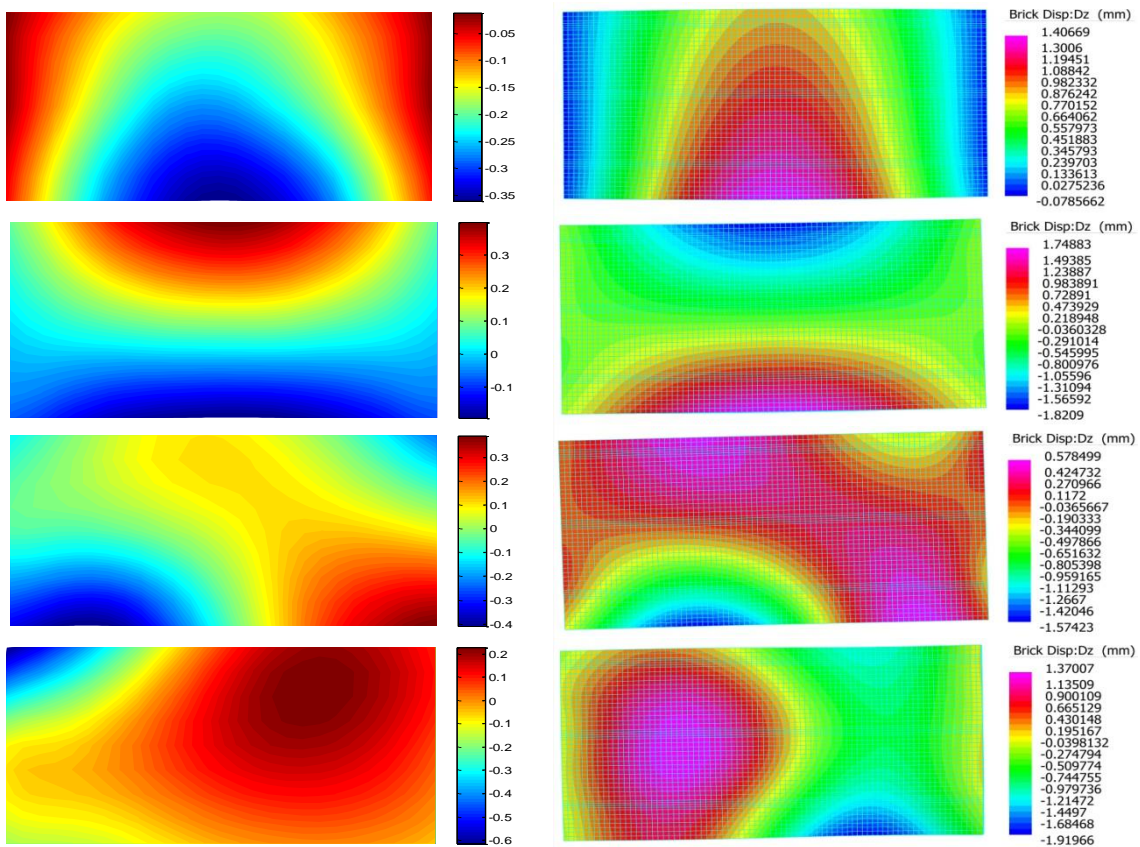
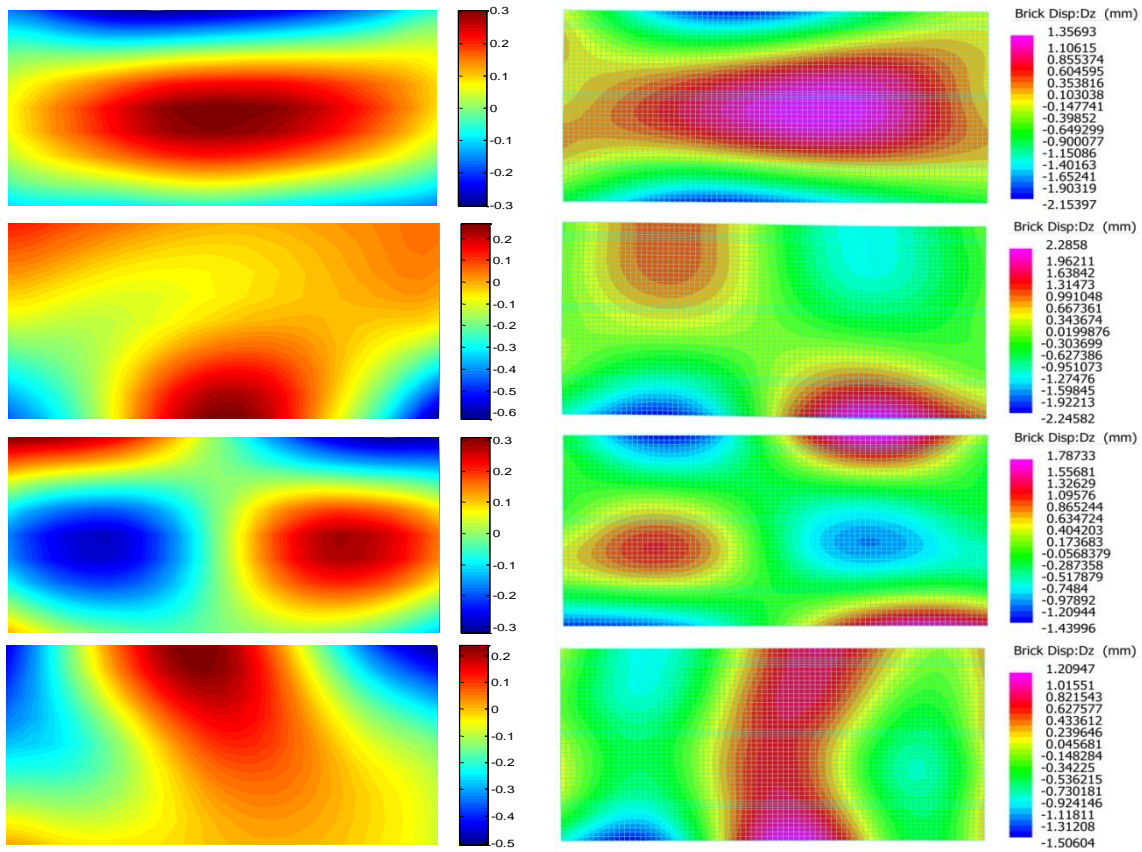


图 5.6 动力试验与壳-实体有限元模型分析的前 8 阶模态振型



续图 5.6 动力试验与壳-实体有限元模型分析的前 8 阶模态振型

## 5.4 钢-混凝土组合结构的有限元模型修正

### 5.4.1 修正参数的灵敏度分析

灵敏度分析是为了确定模型中物理参数对目标函数的影响程度，以确定结构模型中合适的物理参数，用于简化有限元模型修正过程中需要修正的参数。本文选取了钢-混凝土组合板的 5 个物理参数进行参数灵敏度分析，待修正参数的取值上下限和采样个数见表 5.3，表中参考状态下，混凝土的弹性模量  $E_0=3.51 \times 10^5 \text{MPa}$ ，其密度  $\rho_0=2450 \text{kg/m}^3$ ，支座弹簧轴向刚度  $K_1=200 \text{kN/mm}$ ，梁-板弹簧轴向刚度取  $K_2=100 \text{kN/mm}$ ，连接件弹簧轴向刚度  $K_3=100 \text{kN/mm}$ 。

表 5.3 灵敏度分析的修正参数取值

修正参数	参数下限	参数上限	采样个数	比例间距
弹性模量 $E$	$0.8E_0$	$1.5E_0$	15	线性平均
密度 $\rho$	$0.8\rho_0$	$1.5\rho_0$	15	线性平均
支座弹簧轴向刚度 $K_1$	$0.01K_1$	$100K_1$	15	对数平均
梁-板弹簧轴向刚度 $K_2$	$0.01K_2$	$100K_2$	15	对数平均
连接件弹簧轴向刚度 $K_3$	$0.01K_3$	$100K_3$	15	对数平均

分别利用静动力试验数据对上述 5 个物理参数进行灵敏度分析。采用静力数

据进行灵敏度分析时，目标函数如式(5.1)所示，组合板中梁 1、梁 2、梁 3 分别取 5 个均布实测点位移，总共 15 个点的位移数据参与构建静力目标函数。动力数据灵敏度分析的目标函数如式(5.2)所示，将有限元模型中几阶 MAC 值较小的模态剔除，选择 1、2、3、5、7 这 5 阶模态构建灵敏度分析过程中的目标函数。

图 5.7 为基于静力数据的灵敏度分析结果。由图可见，静力数据构成的目标函数对混凝土弹性模量的变化十分敏感，但对于其他参数的变化则不太敏感，尤其是混凝土密度的变化，几乎对目标函数没有影响。

图 5.8 为基于动力数据的灵敏度分析结果。由图可见，梁-板弹簧轴向刚度对动力数据不太敏感，而其他 4 个参数则都比较敏感。基于动力数据目标函数的参数灵敏度分析会遇到一个难点问题——模态匹配，即如何从有限元分析的众多模态中挑选出与试验模态一一匹配的对应模态。一般而言，传统的模型修正方法是根据模态振型凭个人经验来判断模态，但如果模型修正过程中待修正的参数较多，有限元模型修正过程迭代的次数较多，不可能确保每次有限元分析得到的模态与实测试验值一一对应。本文基于振型 MAC 值来匹配模态，但是某些扭转模态的存在常常误导正确的模态匹配，因此正确编写模态匹配的 Matlab 程序是解决此问题的关键。图 5.8e)中目标函数出现一些微小不连续，表明这个模型的某些模态没有正确匹配，从而导致目标函数出现尖角。

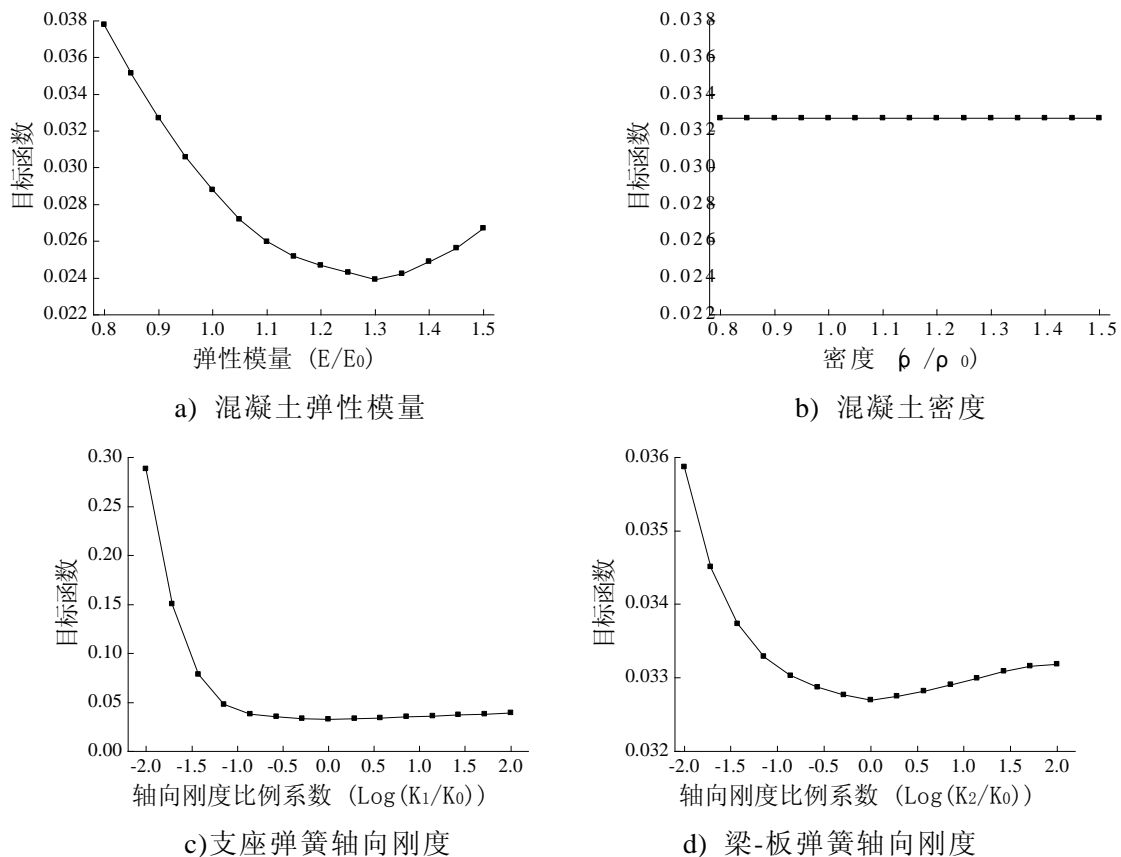
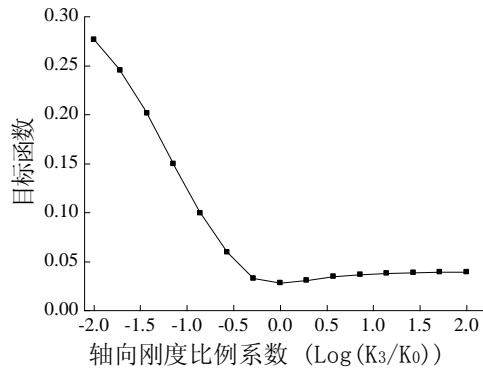
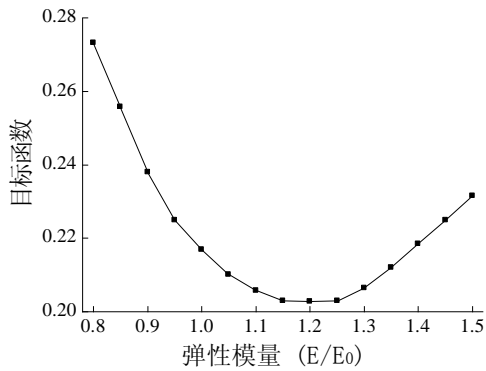


图 5.7 基于静力数据的参数灵敏度分析

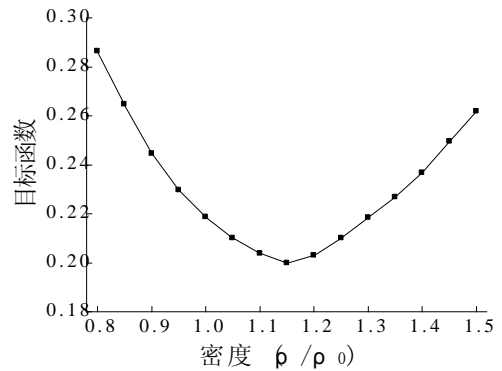


e) 连接件弹簧轴向刚度

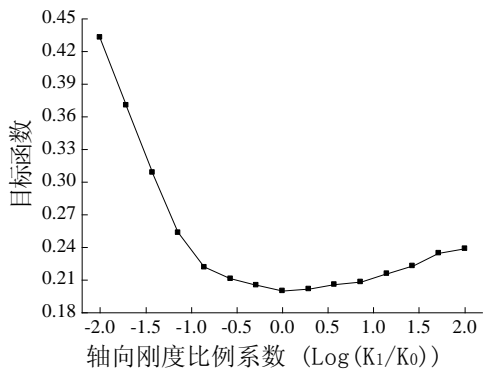
续图 5.7 基于静力数据的参数灵敏度分析



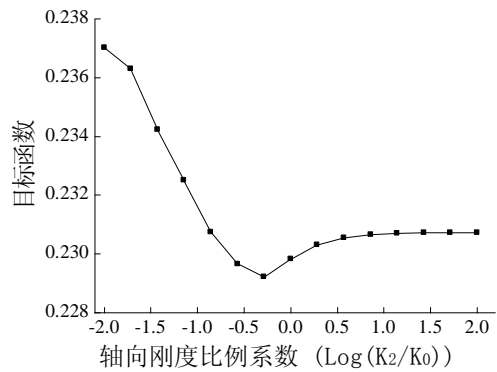
a) 混凝土弹性模量



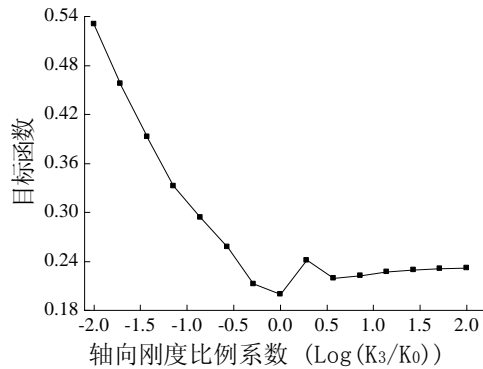
b) 混凝土密度



c) 支座弹簧轴向刚度



d) 梁-板弹簧轴向刚度



e) 连接件弹簧轴向刚度

图 5.8 基于动力数据的参数灵敏度分析

### 5.4.2 参考状态下的模型修正

基于上一节的物理参数灵敏度分析结果，选择混凝土弹性模量、混凝土密度、支座弹簧轴向刚度和连接件弹簧轴向刚度这 4 个参数进行模型修正。修正参数的初始赋值和灵敏度分析的初始值相同。模型修正过程采用笔者团队开发的 Strand7-Matlab API 交互访问的模型修正方法。图 5.9 是基于静力测试数据的多参数模型迭代结果，经过 52 次迭代后，目标函数发生收敛。由图 5.9a)可见，混凝土弹性模量的收敛性很好，而其他 3 个参数的收敛性较差，这主要是因为静力数据对这 3 个参数在初值附近的变化不敏感。图 5.10 是基于动力测试数据的多参数模型迭代结果，经过 67 次迭代后，目标函数发生收敛。修正过程中模型参数的初值和迭代后的收敛值如表 5.3 所示。

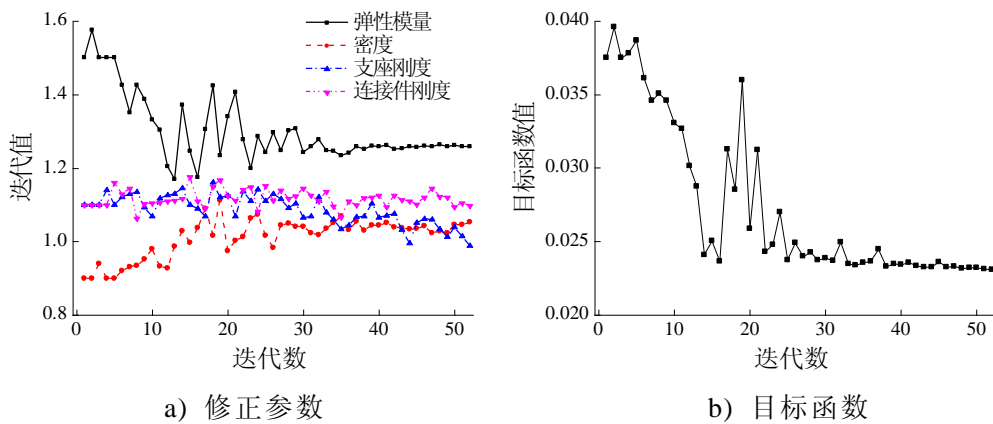


图 5.9 基于静力数据的多参数模型修正

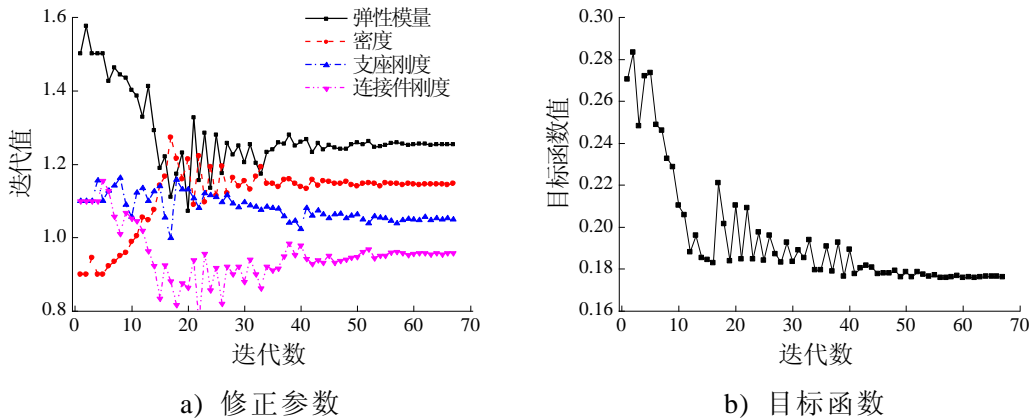


图 5.10 基于动力数据的多参数模型修正

表 5.3 参数的初值和修正后收敛值

修正参考数据	弹性模量		混凝土密度		支座刚度		连接件刚度	
	初值	收敛值	初值	收敛值	初值	收敛值	初值	收敛值
静力数据	1.5	1.24	0.9	1.05	1.1	0.99	1.1	1.10
动力数据	1.5	1.23	0.9	1.15	1.1	1.05	1.1	0.96

由静动力修正结果来看，两种方法修正得到的混凝土弹性模量比例系数十分

接近，而其它几个参数的修正值存在一定差别。基于静力数据对其他 3 个参数的变化并不敏感，因此采用动力修正的参数比例系数结果，作为最终修正模型的参数值。对修正后的模型进行均布集中力荷载下的静力求解，将模型修正前后的位移结果与砝码加载实测位移进行对比如图 5.11 所示。同时，对修正后的模型进行模态工况分析，得到修正模型的频率和振型。整理模型修正前后的模态分析结果以及动力测试试验值如表 5.4 所示。结果显示修正模型的静动力分析结果相对于初始模型得到了较大地改善，这说明基于应用程序交互式访问的模型修正方法能够成功地对模型参数进行修正。

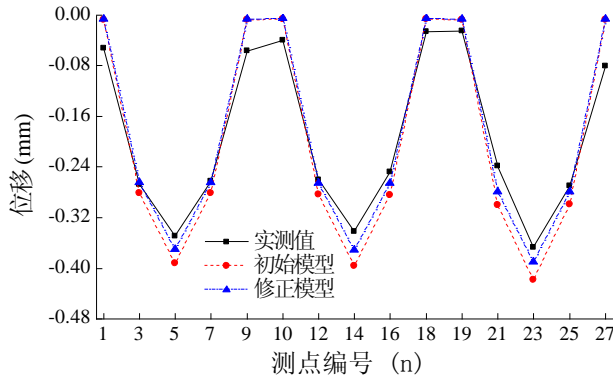


图 5.11 模型修正前后的均布荷载位移

表 5.4 模型校验前后的模态数据

阶数	实测		初始模型		修正模型		
	频率(Hz)	频率(Hz)	频率差值(%)	MAC 值	频率(Hz)	频率差值(%)	MAC 值
1	24.78	23.67	-4.48	0.966	24.68	-0.40	0.977
2	31.26	31.30	0.13	0.959	30.79	-1.51	0.964
3	56.77	62.16	9.49	0.503	59.37	4.91	0.612
5	82.68	76.20	-7.84	0.870	78.55	-4.99	0.919
7	120.01	114.42	-4.66	0.755	122.52	2.09	0.788

### 5.4.3 损伤状态下的模型修正

损伤函数采用 Teughels<sup>[77]</sup>提出的表达式。它被用来产生一系列光滑分布的模型物理特性，修正参数为因子通过损伤函数与之相乘，可用一维形函数来计算。

$$N_1^e(x_1) = \frac{1-x_1}{2}; \quad N_2^e(x_1) = \frac{1+x_1}{2} \quad (5.5)$$

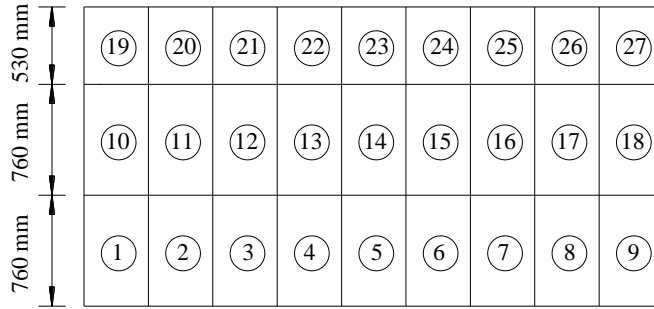
其中， $-1 \leq x_1 \leq 1, \max|N_1^e(x_1)| = 1$ 。

在损伤诊断中，它被后处理地映射到“损伤单元”上，被定义为一系列有限元模型的相邻单元，通过相邻节点连接。连接参数  $a^e$  对于每个有限单元被确定为整体损伤函数  $N_i$  的线性组合，其计算公式如式(5.6)所示。

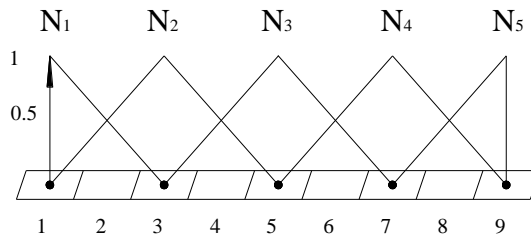
$$a^e = \sum_{i=1}^{n_i} p_i N_i(x^e) \tag{5.6}$$

$n_i$  为损伤函数  $N_i$  的数量,  $p_i$  为它们之间的相乘因子,  $x_e$  为单元  $e$  的中心点坐标。未损伤状态的初始参数为杨氏模量  $E_0=4.31 \times 10^4 \text{MPa}$  表示, 结构的惯性矩被选为原始截面特性, 弹性模量为待修正参数, 如式(5.6)所示, 连接参数  $a^e$  位于 0 到 1 之间:

$$E^e = (1 - a^e) E_0 \tag{5.7}$$



a) 模型修正的模型单元划分



b) 梁的损伤函数

图 5.12 单元划分和损伤函数

钢-混凝土组合板的每根梁被划分为 Strand7 中 9 个区域, 其单元划分情况如图 5.12(a)所示。每根梁划分为 5 个损伤单元域如图 5.12(b)所示, 每个损伤单元域的形函数为一个三角形函数, 采用这种形式的形函数能够在识别过程中避免相邻的物理参数产生较大的离散和偏差, 每根梁共有 5 个参数值需要被识别。

每根梁  $n$  个区域的连接参数, 可以利用其形函数矩阵和损伤因子向量两者相乘得到, 计算公式如式(5.8)所示。针对本文中每根梁划分为 9 个区域的情况, 式(5.8)可以写成式(5.9)的形式。

$$\{a\}_{n \times 1} = [N]_{n \times n_i} \{P\}_{n_i \times 1} \tag{5.8}$$

$$\begin{Bmatrix} a^1 \\ a^2 \\ \vdots \\ a^9 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1(x^1) & N_2(x^1) & N_3(x^1) & N_4(x^1) & N_5(x^1) \\ N_1(x^2) & N_2(x^2) & N_3(x^2) & N_4(x^2) & N_5(x^2) \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ N_1(x^9) & N_2(x^9) & N_3(x^9) & N_4(x^9) & N_5(x^9) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \end{Bmatrix} \tag{5.9}$$

表 5.5 模态识别结果与试验结果比较

模态参数	损伤工况 1		损伤工况 2		损伤工况 3		
	试验	修正	试验	修正	试验	修正	
1 阶	频率/Hz	24.57	24.34	22.17	21.85	19.15	18.79
	误差/%	—	0.90	—	1.44	—	1.87
	MAC	—	0.96	—	0.97	—	0.93
2 阶	频率/Hz	31.09	31.65	30.90	31.42	28.46	29.28
	误差/%	—	1.81	—	1.68	—	2.88
	MAC	—	0.96	—	0.94	—	0.91
3 阶	频率/Hz	57.56	60.36	55.24	59.78	53.70	58.93
	误差/%	—	4.86	—	8.21	—	9.74
	MAC	—	0.63	—	0.59	—	0.61
5 阶	频率/Hz	83.09	78.11	80.02	76.43	79.74	75.86
	误差/%	—	5.99	—	4.49	—	4.87
	MAC	—	0.91	—	0.89	—	0.83
7 阶	频率/Hz	121.13	122.09	119.56	121.43	117.25	120.85
	误差/%	—	0.79	—	1.56	—	3.07
	MAC	—	0.79	—	0.78	—	0.75

每个单元区域的损伤函数值可以由形函数确定，只要求解出  $\pi_i$ ，则能够确定出每个单元区域的连接参数，即得到每个单元区域的刚度退化系数。由于损伤状态下，结构已经进入塑性受力状态，基于静力数据的模型修正，将导致刚度退化系数估计过大。因此，本文仅利用动力数据进行钢-混凝土组合板的损伤状态模型修正。图 5.13 为钢-混凝土组合板结构经过模型修正得到的刚度退化曲线，表 5.5 为钢-混凝土组合板模型修正后各阶模态参数与试验实测结果的比较。

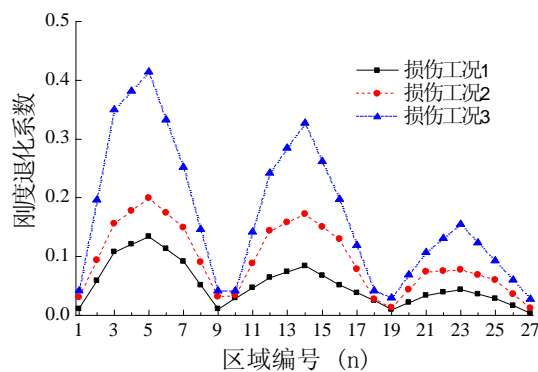


图 5.13 钢-混凝土组合板的刚度退化曲线

从表 5.5 可见，钢-混凝土组合板在 3 种损伤工况下的修正模型能够很好地匹配结构的试验模型。从图 5.13 可见，结构随着损伤的增大，刚度退化越来越大。在同一损伤状态下，梁 1 的刚度退化最大，梁 3 的刚度退化最小，这与静载试验过程中裂缝发展的趋势是一致的。在线弹性损伤工况下，刚度退化系数最大出现

在梁 1 的 5 号区域, 其值为 13.4%。破坏状态下, 混凝土的最大刚度退化系数为 41.4%。

## 5.5 本章小结

本章基于 Strand7 有限元软件和 Matlab 应用程序的 API 交互访问技术对钢-混凝土组合板结构进行有限元模型修正。首先, 对利用 API 交互访问技术进行模型修正的理论和方法进行了介绍。其次, 比较了三种不同建模方式的钢-混凝土有限元模型。研究表明, 壳-实体模型能够很好地反映出组合结构的真实静动力性能, 因此将该模型选取为有限元模型修正过程中的基准模型。然后基于静动力数据对基准模型的物理参数进行灵敏度分析, 选取灵敏度高的 4 个参数进行多参数模型校验。结果表明, 经过模型修正后, 校验后的模型相对于初始模型有了明显地改善。最后, 基于 Teughels 提出的损伤函数, 对钢-混凝土组合板进行损伤状态下的混凝土刚度退化识别研究。其结果表明钢-混凝土组合结构开裂时混凝土刚度下降 13.4%, 破坏状态下的刚度下降为 41.4%。

## 结论与展望

本文从理论分析、试验研究和实际桥梁结构测试等多方面进行了钢-混凝土组合结构的损伤识别和模态柔度子结构综合技术研究。理论上拓展模态柔度概念和基于频响函数截距的模态柔度算法，指出了两种计算方法之间的一致性，提出了利用子结构质量归一振型获取结构整体模态柔度的方法，并研究了随机振动测试的振型质量归一方法。通过对实验室一座钢-混凝土组合结构和一座钢-混凝土实际桥梁进行脉冲锤击模态测试和随机激励振动测试，验证了分片子结构综合方法在实际运用中的可行性。同时，对实验室组合板进行支承条件变化、横向支撑变化、连接件损伤等工况下的动力测试。并利用静力加载该试验板，制造出不同静力损伤程度的试验板，对其进行静动力试验。文章通过基于模态柔度的结构识别方法进行理论分析和实验验证，得到的结论归纳如下：

(1)介绍了两种模态柔度的计算方法，本质上讲两种方法对模态柔度的求解是一致的，能够相互转化。利用其相互转化的特点，可以在频响函数上取留数，再对留数进行转化从而获得不同子结构的质量归一振型，进一步对子结构的振型进行拼接得到扩充的振型，但需要人为判别拼接振型的方向。

(2)通过一个简支板有限元仿真试验，一个实验室钢-混凝土组合板振动试验和一座实际桥梁的振动测试试验，从动力测试实践方面验证了分片子结构测试获取结构整体模态柔度的可行性。利用子结构模态柔度综合技术，能够获取与结构实际柔度相差很小的柔度矩阵。同时，研究了随机振动测试下模态振型质量归一的方法，其结果表明，利用集中质量矩阵对振型进行归一获得到的柔度矩阵较实际结构的柔度要柔。

(3)钢-混凝土组合结构参考状态和各种模拟损伤工况的模态分析结果表明，自振频率只能判断结构损伤的出现，模态柔度能够综合全面地反映钢筋混凝土简支梁结构的损伤位置和损伤程度。通过对横向刚度、支承条件和连接性能的变化模拟结构的损伤，结果表明支承条件对结构的动力性能影响最大，且支座附件的位移变化对结构的损伤最为敏感。另外，对该组合板进行了静动力试验，分析了参考状态和3种静力损伤工况下的动力测试数据。随着静力荷载的增加，结构的自振频率逐渐降低，阻尼比增加，模态柔度位移增加。模态柔度变化最大的测点，指示出结构最先出现裂缝的位置。对比模态柔度位移和静载位移，结果显示随静力损伤程度增加，两者之间的差值越大。这主要是由于组合结构具有较好的延性，卸载后有较大的残余变形。

(4)基于静动力数据对钢-混凝土组合结构进行了模型修正研究。研究结果表

明，静力数据对混凝土的弹性模量较为敏感，对其他物理参数的敏感性较差。而动力数据能够全面地检验结构的弹性模量、密度和支座刚度等物理参数，其修正结果较静力修正的结果更为可信。基于 Teughels 提出的损伤函数，对钢-混凝土组合板进行损伤状态下的混凝土刚度退化识别研究，结果表明，刚度退化最大的位置是结构最先发生破坏和破坏最严重的位置，说明模型修正方法能够很好地识别结构的损伤状态。

本文侧重钢-混凝土组合结构的结构识别试验研究，鉴于本人时间精力和学术能力有限，难免存在一些不足之处，研究方法和理论分析尚需进一步深入，未来的研究方向应从如下方面着手：

(1)钢-混凝土组合板由 6 个支座支承，底部垫有可调节高度的刚性垫块，限于实验室的条件和技术，对 6 个支座进行完全精确的调平存在一定的困难。由于该试验板为超静定结构，支座条件的变化对结构的影响较大，因此精确调平的困难给测试结果带来了一定的误差。另外，支座之间的相互作用，使得脉冲锤击激发各阶模态时有一定关联作用，尤其是高阶模态的 MAC 值较大，对于结构各阶正确模态的提取以及无关模态的剔除需要进一步的深入研究。

(2)分片子结构综合方法的应用需要利用先验知识和人为干预的手段来进行两个子结构振型的拼接，另外对于实际结构中模态的提取以及在模态振型节点位置易造成模态的缺失等问题还值得进一步研究。

(3)利用随机振动测试获取结构模态柔度的过程中，需要利用结构的质量矩阵。实际结构的整体质量可以计算出来，但基于测点位置的质量矩阵分布往往很难获取，需要理论上的假设和分析才能得到结构的质量矩阵。常用的质量归一方法都采用一定的假设，得到的质量矩阵仍存在一定的误差，对于精确的质量归一方法研究仍有待进一步深化。

## 参考文献

- [1] 吉伯海, 傅中秋. 近年国内桥梁倒塌事故原因分析. 土木工程学报(增刊), 2010, 43: 465—498
- [2] 叶梅新, 黄琼. 钢结构事故研究. 长沙铁道学院学报, 2002, 20(4): 6—10
- [3] 徐洪涛, 郭国忠, 蒲焕玲等. 我国近年来桥梁事故发生的原因与教训. 中国安全科学学报, 2007, 17(11): 90—95
- [4] 羊城晚报. 内地9天内发生4座桥梁垮塌1座桥梁倾斜. [http://news.ifeng.com/mainland/detail\\_2011\\_07/21/7845922\\_0.shtml](http://news.ifeng.com/mainland/detail_2011_07/21/7845922_0.shtml), 2011—07—21
- [5] 张宇峰, 徐宏, 倪一清. 大跨度桥梁结构健康监测及安全评价系统研究与应用进展. 公路, 2005(11): 22—26
- [6] FHWA. National Bridge Inventory. U.S.Department of Transportation, Federal Highway Administration. 2011
- [7] Liu S C, Yao J T P. Structural Identification Concept. Journal of the Structural Division, 1978, 104(12): 1845—1858
- [8] Doebling S W, Farrar C R, Aktan A E, et al. The State of the Art in Structural Identification of Constructed Facilities. A draft report by the ASCE committee on structural identification of constructed facilities, 2000
- [9] Aktan A E, Moon F L. ASCE-SEI Performance of Structures Track Technical Committee: Structural Identification of Constructed Systems. <http://www.di3.drexel.edu>, 2005
- [10] Brownjohn J M W, Stefano A D, Xu Y L, et al. Vibration-based monitoring of civil infrastructures: challenges and successes. Submitted to Journal of Civil Structural Health Monitoring, 2011
- [11] ASCE. Structural identification of constructed systems: A state-of-the-art report. American society of civil engineers, ASCE-SEI Structural identification of constructed systems committee, Reston, Va, 2011
- [12] Doebling S W, Farrar C R, Prime M B, et al. Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: A literature review. Report LA-13070-MS, Los Alamos National Laboratory, New Mexico, 1996
- [13] Doebling S W, Farrar C R, Prime M B. A summary review of vibration-based damage identification methods. The Shock and Vibration Digest, 1996, 30(2): 91—

- [14] Sohn H, Farrar C R, Hemez F M, et al. A review of structural health monitoring literature from 1996-2001. Report LA-13976-MS, Los Alamos National Laboratory Report, New Mexico, 2003
- [15] Hudson D E. Response testing of full-scale structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 1964, 90(3)
- [16] Brownjohn J M W, Moyo P, Omenzetter P, et al. Assessment of highway bridge upgrading by dynamics testing and finite element model updating. *Journal of Bridge Engineering*, 2003, 8(3): 162—172
- [17] Luscher D L, Brownjohn J M W, Sohn H, et al. Modal parameter extraction of Z24 bridge data. 19th international modal analysis conference, Kissimmee, FL. Bethel, CT: Society of Experimental Mechanics, 2001: 836—841
- [18] Avitabile P. Modal space-back to basics: Is there any difference between a roving hammer and roving accelerometer test. *Experimental Techniques*, 1998, 22(5): 9—10
- [19] Green M F, Cebon D. Dynamic response of highway bridges to heavy vehicle loads: Theory and experimental validation. *Journal of Sound and Vibration*, 1994, 170(1): 51—78
- [20] Reynders E, Degrauwe D, Roeck G D, et al. Combined experimental-operational modal testing of footbridges. *Journal of Engineering Mechanics*, 2010, 136(6): 687—696
- [21] Gentile C, Cabrera F. Dynamic investigation of a repaired cable-stayed bridge. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1997, 26(1): 41—59
- [22] Allemang R J. Vibrations: Experimental modal analysis. [http://www.sdrl.uc.edu/academic-course-info/vibrations-iii-20-263-663/v3\\_5.pdf](http://www.sdrl.uc.edu/academic-course-info/vibrations-iii-20-263-663/v3_5.pdf):15-18, 1999
- [23] Hogue T D, Aktan A E, Hoyos A. Localized Identification of Constructed Facilities. *Journal of Structural Engineering*, 1991, 117(1): 128—148
- [24] Raghavendrchar M, Aktan A E. Flexibility by Multireference Impact Testing for Bridge Diagnostics. *Journal of Structural Engineering*, 1992, 118(8): 2186—2203
- [25] Aktan A E, Catbas N, Turer A, et al. Structural identification: Analytical Aspects. *Journal of Structural Engineering*, 1998, 124(7):817—829
- [26] Catbas F N, Aktan A E. Condition and Damage Assessment: Issues and Some Promising Indices. *Journal of Structural Engineering*, 2002, 128(8): 1026—1036
- [27] Catbas F N, Brown D L, Aktan A E. Parameter Estimation for Multiple-Input Multiple-Output Modal Analysis of Large Structures. *Journal of Engineering*

- Mechanics, 2004, 130(1): 921—930
- [28] Catbas F N, Brown D L, Aktan A E. Use of Modal Flexibility for Damage Detection and Condition Assessment: Case Studies and Demonstrations on Large Structures. *Journal of Structural Engineering*, 2006, 132(11): 1699—1712
- [29] Raghavendrchar M, Aktan A E. Flexibility by Multireference Impact. Testing for Bridge Diagnostics. *Journal of Structural Engineering*, 1992, 118(8):2186—2203
- [30] Pandey A K, Biswas M. Damage detection in structures using changes in flexibility. *Journal of Sound and Vibration*, 1994, 169(1):3—17
- [31] Allbright K, Parekh K, Miller R, et al. Modal verification of a destructive test of a damaged prestressed concrete beam. *Experimental Mechanics*, 1994, 34(4):389—396
- [32] Zhao J, Dewolf T J. Sensitivity study for vibration parameters used in damage detection. *Journal of Structural Engineering*, 1999, 125(4):410—416
- [33] 孙国, 顾元宪. 连续梁结构损伤识别的改进柔度矩阵方法. *工程力学*, 2003, 20(4): 50—54
- [34] Catbas F N, Brown D L, Aktan A E. Use of modal flexibility for damage detection and condition assessment: Case studies and demonstrations on large structures. *Journal of Structural Engineering*, 2006, 132(11):1699—1712
- [35] 李永梅, 周锡元, 高向宇. 基于柔度差曲率矩阵的结构损伤识别方法. *工程力学*, 2009, 26(2): 188—195
- [36] Yang Q W. A new damage identification method based on structural flexibility disassembly. *Journal of Vibration and Control*, 2011, 17(7): 1000—1008
- [37] Yang Q W, Sun B X. Structural damage localization and quantification using static test data. *Structural Health Monitoring*, 2011, 10: 381—389
- [38] Brownjohn J M W, Xia P Q. Dynamic assessment of curved cable-stayed bridge by model updating. *Journal of Structural Engineering*, 2000, 126(2): 252—60
- [39] Daniell W E, John H G. Macdonald. Improved finite element modeling of a cable-stayed bridge through systematic manual tuning. *Engineering Structures*, 2007, 29: 358—371
- [40] Zhang Q W, Chang T Y P, Chang C C. Finite-element model updating for the Kap-Shui Mun Cable-stayed Bridge. *Journal of Bridge Engineering*, 2001, 6(4): 285—293
- [41] Deng X Y, Brownjohn J M W. Development of a computer aided model updating system (CAMUS). *ASCE Computing in Civil Engineering*, 2005
- [42] Scott M H, Haukaas T. Software framework for parameter updating and finite-element response sensitivity analysis. *Journal of Computing in Civil*

- Engineering, 2008, 22(5): 281—291
- [43] Song W, Dyke S, Yun G, Harmon T. Improved damage localization and quantification using subset selection. *Journal of Engineering Mechanics*, 2009, 135(6): 548—560
- [44] Hua X G, Ni Y Q, Chen Z Q, et al. Structural damage detection of cable-stayed bridge using changes in cable forces and model updating. *Journal of Structural Engineering*, 2009, 135(9): 1093—1106
- [45] Jafarkhani R, Masri S F. Finite Element Model Updating Using Evolutionary Strategy for Damage Detection. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 2011, 26: 207—224
- [46] Ribeiro D, Calçada R, Delgado R, et al. Finite element model updating of a bowstring-arch railway bridge based on experimental modal parameters. *Engineering Structures*, 2012, 40: 413—435
- [47] Song W, Dyke S, Harmon T. Application of Nonlinear Model Updating for a Reinforced Concrete Shear Wall. *Journal of engineering mechanics*, 2013, 139:634—649
- [48] Sanayei M, Rohela P. Automated finite element model updating of full-scale structures with PARAMeter Identification System (PARIS). *Advances in Engineering Software*, 2014, 67: 99—110
- [49] Gianni B, Antonino M, Pia W. Vibrations of Steel Concrete Composite Beams. *Journal of Vibration and Control*, 2000, 6: 691—714
- [50] Banerjee J R, Su H, Jayatunga C. A dynamic stiffness element for free vibration analysis of composite beams and its application to aircraft wings. *Computers and Structures*, 2008, 86: 573—579
- [51] Faruk F C. Free and forced vibrations of non-uniform composite beams. *Composite Structures*, 2009, 88: 413—423
- [52] Ulf A G, Dan H P, Anders G. Exact dynamic analysis of composite beams with partial interaction. *Int.J.Mech.Sci*, 2009, 51(8): 565—582
- [53] 郭向荣, 曾庆元. 高速铁路结合梁桥与列车系统振动分析模型. *华中理工大学学报*, 2000, 28(3): 60—62
- [54] Rong Q X, Wu Y F. Static, dynamic, and bucking analysis of partial interaction composite members using Timoshenko'S beam theory. *Int.J.Mech.Sci*, 2007, 49(10): 1139—1155
- [55] 戚菁菁, 蒋丽忠, 张传增等. 界面滑移、竖向掀起及剪切变形对钢-混凝土组合连续梁动力性能的影响. *中南大学学报(自然科学版)*, 2010, 41(6): 2334—

2343

- [56] Morassi A. Vibrations of steel-concrete composite beams with damaged connection. Proceedings of ISMA 2002: International Conference on Noise and Vibration Engineering, VoLS 1-5, 2002: 357—366
- [57] Michele D. Experimental modal analysis of steel concrete composite beams with partially damaged connection. Journal of Vibration and Control, 2004(10): 897—913
- [58] 叶梅新, 黄琼. 高速铁路钢-混凝土组合梁的损伤识别. 中南大学学报(自然科学版), 2005, 36(4): 704—709
- [59] Xia Y, Hao H, Andrew J D. Dynamic assessment of shear connectors in slab-girder bridges. Engineering Structures, 2007(29): 1475—1486
- [60] Ren W X, Sun Z S, Xia Y, et al. Damage Identification of Shear Connectors with Wavelet Packet Energy: Laboratory Test Study. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(5): 832—841
- [61] Liu K, Roeck G D. Damage Detection of Shear Connectors in Composite Bridges. Structural Health Monitoring, 2009(8): 345—356
- [62] Zhu X Q, Hao H, Uy B, et al. Dynamic Assessment of Shear Connection Conditions in Slab-Girder Bridges by Kullback-Leibler Distance. Advances in Structural Engineering, 2012, 15(4):771—780
- [63] Clough R W, Penzien J. Dynamics of Structures (1st Edition). McGraw-Hill Companies, 1975
- [64] Allemang R J, Brown D L. A Unified Matrix Polynomial Approach to Modal Identification. Journal of Sound and Vibration, 1998, 211(3): 301—322
- [65] Zhou Y, Prader J, Weidner J, et al. Structural Identification of a Deteriorated Reinforced Concrete Bridge. Journal of Bridge Engineering, 2012, 17(5):774—787
- [66] Hurty W C. Vibration of Structure Systems by Component Mode Synthesis. Journal of Engineering Mechanics Division, 1960(86): 51—58
- [67] Gladwell G M L. Branch Mode Analysis of Vibrating Systems. Journal of Sound and Vibration, 1964(1):41—59
- [68] Prader J. Rapid impact modal testing for bridge flexibility—towards objective condition evaluation of infrastructures [Dissertation]. Drexel University, 2012
- [69] Zhang J, Moon F L. A new impact testing method for efficient structural flexibility identification. Smart Materials and Structures, 2012(21):055016
- [70] Allemang R J. Vibrations: Experimental Modal Analysis. UC-Structural Dynamics Research Lab Publication (UC-SDRL-CN-20-263-663/664), 1995

- [71] Doebling S W, Farrar C R. Computation of Structural Flexibility for Bridge Health Monitoring using Ambient Modal Data. In: Proc of the 11th ASCE Engineering Mechanics Conference. Ft. Lauderdale, FL, 1996, 5:1114—1117
- [72] 李德葆,陆秋海. 实验模态分析及其应用.北京:科学出版社, 2001: 135—139
- [73] Zhou Y, Prader J, Devitis J, et al. Rapid impact testing for quantitative assessment of large populations of bridges, Conference of Nondestructive Characterization for Composite Materials, Aerospace Engineering, Civil Infrastructure, and Homeland Security, San Diego, California, USA, 2011
- [74] Brownjohn J M W, Moyo P, Omenzetter P, et al. Assessment of Highway Bridge upgrading by dynamic testing and finite-element model updating. Journal of Bridge Engineering, 2003, 8(3): 162—172
- [75] Reynders E, Degrauwe D, Roeck G D, et al. Combined Experimental-Operational Modal Testing of Footbridges. Journal of Engineering Mechanics, 2010, 136(6):687—696
- [76] Rytter A. Vibration based inspection of civil engineering structures [Dissertation]. Denmark:Aalborg University,1993
- [77] Teughels A, Maeck J, Roeck G D. Damage assessment by FE model updating using damage functions. Journal of Computers & Structures, 2002, 80(25):1869—1879

## 致 谢

在论文即将完稿之时，也即将告别三年的研究生生活。在湖南大学读研期间，优美的校园环境、浓郁的人文关怀和锐意进取的学习氛围，帮助我在这所千年学府里成长。潇湘江畔，岳麓山下，湖大学子与时俱进、敢为人先的风采，激励我不断奋进。十余年的学习生涯，也即将步入一个新的生活阶段。在此，由衷感谢湖大三年来对我的熏陶和锻炼，给予我前行的勇气和力量。

本论文的工作是在易伟建教授和周云副教授的亲切关怀和悉心指导下完成的。感谢易伟建教授对我学习上的殷切教导以及生活上的关心。易老师从全局上指导我的研究进展，每一次和易老师谈话，都加深了我对研究领域的理解，开拓了我的视野。易老师渊博的学识素养，敏锐的学术洞察力，孜孜不倦的科研态度，是我一生学习的榜样，将会一直指导我的科研和人生道路。同时，感谢周云副教授三年来对我的悉心指导。从论文选题、实验设计、数据分析、论文撰写直至定稿，无不凝聚着周老师大量心血和精力。周老师严谨的治学态度，精益求精的工作作风，深深地感染和鼓舞着我。三年来，周老师在科研、生活和工作各方面给我以无微不至的关怀和照顾，令我受益匪浅，终生难忘。

在实验室工作和论文撰写期间，课题组同门兄弟姐妹给予我许多帮助和支持，在此表示由衷的感谢。感谢课题组谢利民、张军凯、陈松柏、贾凡丁、周祎、吴峥、陈太平、胡翔对我实验和学习上的鼎力帮助，感谢同门张锐、邹品增、洪枫、朱泽华、米斯特、刘义仁、吴宇羽、梁彦涛、王涌全、孙雯、谭子希等读研期间的陪伴和帮助，感谢师兄龙小波、霍兵勇、邓清、蒋曲翀等对我实验的指导 and 关心。谢谢所有帮助过我的老师和同学。

最后要感谢一直在默默关心和包容着我的父母和亲人，感谢他们为我提供的一切，谢谢他们的理解，让我能够全身心地投入科学研究。

蒋运忠

2015年5月于湖南大学

## 附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录

- [1] Zhou Y, Zhang J, Jiang Y Z, et al. Rapid Impact Testing for Quantitative Assessment of Bridge via Substructure Integration. *Engineering Structures* (To be submitted)
- [2] 周云, 蒋运忠, 谢利民. 桥面板分片子结构模态柔度综合的理论与试验研究. *中国公路学报*, 2015, 28(4): 35—44
- [3] 周云, 蒋运忠, 易伟建等. 基于模态柔度理论的结构损伤诊断试验研究. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2015, 42(5): 36—45
- [4] 蒋运忠, 周云, 谢利民. 基于应用程序交互访问技术的桥梁有限元模型修正研究. *工程力学*, 2014(已录用, 稿号: 20140177)
- [5] 周云, 谢利民, 蒋运忠等. 多模型结构识别方法及在混凝土连续梁的应用. *地震工程与工程振动*, 2014 (已录用, 稿号: 201407003)
- [6] 周云, 易伟建, 蒋运忠等. 多参考点脉冲锤击法识别桥梁柔度的理论与实践. *中国公路学报*, 2014(已录用, 稿号: 20140152)
- [7] 谭德先, 周云, 米斯特, 易伟建, 谢利民, 蒋运忠. 环境激励下高层建筑结构动力测试与有限元建模分析. *土木工程学报*, 2014(已录用, 稿号: 4070580)
- [8] Zhou Y, Xie L M, Jiang Y Z, et al. Multiple model identification of the structure for rational model selection method. In: *Proc of the 13th International Symposium on Structural Engineering*. Hefei, Volume I, Science Press, 2014: 970—977
- [9] Zhou Y, Wu Z, Xie L M, Jiang Y Z, Yi W J. Structural Identification on Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames on Soil Foundation. In: *Proc of the 5th Asia-Pacific Workshop on Structural Health Monitoring*. Shenzhen, 2014
- [10] Zhou Y, Tan D X, Xie L M, Jiang Y Z, Yi W J. Ambient vibration analysis for structural identification of high-rise buildings. In: *Proc of the 5th International Symposium on Innovation & Sustainability of Structures in Civil Engineering*. Harbin, 2013
- [11] 周云, 蒋运忠, 谢利民. 一种用于桥面板动力检测的自由落锤反弹控制装置. 中国专利. 实用新型, 20264953.X, 2013—11—27
- [12] 周云, 蒋运忠, 谢利民. 一种用于桥面板动力检测的自由落锤装置. 中国专利. 实用新型, 20264413.1, 2013—11—27
- [13] 周云, 蒋运忠, 谢利民. 一种用于桥面板动力检测的声学传感器系统. 中国专利. 实用新型, 20264569.X, 2013—11—27

- [14] 周云, 蒋运忠, 谢利民. 一种用于桥面板动力检测的轮载牵引式落锤集成装置. 中国专利. 实用新型, 20264998.7, 2013—11—27
- [15] 周云, 蒋运忠, 谢利民. 一种实现组合结构抗剪连接件刚度变化的螺栓套筒装置. 中国专利. 实用新型, 20404624.5, 2014—10—14
- [16] 周云, 蒋运忠, 谢利民. 一种利用激光位移信号测试桥面柔度装置. 中国专利. 实用新型, 20404606.7, 2014—10—14
- [17] 周云, 李凌圳, 刘俊逸, 刘凯, 阎瑞, 蒋运忠. 一种用于测量结构竖向位移的连通管式静力水准仪. 中国专利. 实用新型, 20515175.1, 2015—05—20