博士学位论文

基于截面屈服面模型更新的框架结构 混合试验方法

HYBRID TESTING OF FRAME STRUCTURES BASED ON MODEL UPDATING OF SECTIONAL YIELD SURFACE

陈永盛

哈尔滨工业大学

2015年6月

国内图书分类号:TU317.1/TU311.3 国际图书分类号: 624 学校代码:10213 密级:公开

工学博士学位论文

基于截面屈服面模型更新的框架结构 混合试验方法

- 博士研究生: 陈永盛
- 导师: Shing, P. Benson 教授
- 副 导 师 吴 斌 教授
- 申请学位:工学博士
- **学**科:土木工程、防灾减灾工程及防护工程
- 所在单位: 土木工程学院
- 答辩日期: 2015年6月
- 授予学位单位:哈尔滨工业大学

Classified Index: TU317.1/TU311.3 U.D.C: 624

Dissertation for the Doctoral Degree in Engineering

HYBRID TESTING OF FRAME STRUCTURES BASED ON MODEL UPDATING OF SECTIONAL YIELD SURFACE

Candidate:	Chen Yongsheng
Supervisor :	Prof. Shing, P. Benson
Vice Supervisor :	Prof. Wu Bin
Academic Degree Applied for :	Doctor of Engineering
Speciality :	Disaster Prevention and Reduction Engineering and Protective Engineering
Affiliation :	School of Civil Engineering
Date of Defence :	June, 2015
Degree-Conferring-Institution :	Harbin Institute of Technology

摘要

混合试验综合了数值模拟和物理试验的优点,是研究结构动力反应的有效 方法之一。子结构技术的应用使混合试验在评估大型复杂结构抗震性能上具有 很大的潜力。但是当前的子结构混合试验还存在较大模型误差:一方面源自结 构的计算模型和数值单元过于简化,如用层模型及构件层次本构来描述框架结 构;另一方面源于数值子结构模型参数的不确定性,如用假定的数值模型来描 述大型复杂结构中无法进行试验又可能进入非线性的构件,当这种数值模型在 结构中所占比例较大时,混合试验的优势就消失了。

为了减少子结构混合试验中的两类模型误差,有必要采用合理的计算模型 和精细的数值单元;可以而且应该利用试验子结构观测数据实时辨识预设数值 模型的参数,并在线更新数值子结构中相应部分的模型。这两个解决方案还要 求有基于有限元软件的混合试验系统提供技术支撑。

本文以框架结构为研究对象,以减少模型误差提高试验精度为宗旨,提出 了基于截面屈服面模型更新的框架结构混合试验方法,主要内容和结论如下:

(1)提出了梁柱单元中考虑轴力弯矩耦合的截面本构模型。根据截面组合思想构建了轴力与弯矩的屈服面,并基于经典塑性理论建立了截面本构模型;阐述了截面状态确定和本构关系积分的方法;编写了基于 MATLAB 的杆系有限元非线性分析程序。研究表明,该截面本构模型不但能考虑轴力存在及变化对截面抗弯承载力的影响,而且具有随动、等向及混合强化的特性。此外,与塑性较模型和纤维截面模型结果的比较表明所提截面模型能兼顾计算精度和效率。

(2) 提出了梁柱单元中截面本构模型参数的识别方法。以框架柱为辨识对 象,提取其基本坐标系下杆端位移和力为输入和输出信息,并预设基于力的单 元和截面本构为框架柱的数值模型;采用 unscented Kalman Filter (UKF)纯参估 计和双重估计模式进行辨识;分析了 UKF 纯参数估计性能对初值与噪声的选择 的敏感性,并探讨了有无模型误差下两种估计模式的识别效果。研究表明,UKF 算法在识别梁柱截面本构模型参数时具有较高的精度、鲁棒性和计算效率。

(3) 建立了基于有限元并考虑模型更新的混合试验系统架构。分析了两环混 合试验系统架构存在的问题并搭建了一个混合试验系统仿真平台;研究了基于 有限元软件的三环混合试验系统架构,总结了 MATLAB 有限元与中间环 dSPACE 间数据的通信,扩展了中间层 dSPACE 以包含命令的插值、边界的控 制等功能;提出面向单元并考虑在线模型更新的杆系结构混合试验系统架构。 研究表明,所提出的仿真平台和试验架构是可行的,有效的。 (4) 开展了常规混合试验及考虑在线模型更新的混合试验。以平面钢框架为 研究对象,以杆系结构为计算模型并明确了静动力分析算法;设计了足尺框架 柱试验子结构,研究了三个作动器加载模式和测量方案;开展了面向单元的框 架结构常规混合试验和考虑在线模型更新的混合试验。研究表明,三个作动器 加载模式能实现平面框架柱的边界条件,常规子结构混合试验对大型框架结构 优势不太明显,而考虑在线模型更新的混合试验能大幅提高试验精度。

关键词: 混合试验,本构模型,系统辨识,参数估计,模型更新, 试验系统

Abstract

Hybrid testing, which combines the advantages of numerical computation and physical experiment, is an effective method to evaluate the dynamic response of structures. It is potential in assessing the seismic performance of large scale structures with the help of substructuring technique. However, there are some model errors in substructure hybrid testing. One model error is derived from discteting the prototype structure in too simple computational model and rough numerical elements, e.g. story shear model and constitutive models in member level are used to represent frame structures. The other model error is resulted from the parameter uncertainty of the assumed model in numerical substructures, e.g. the members which undergo nonlinearity but can not be tested experimentally will be represented by assumed numerical models. The advantage of substructure hybrid testing will be eclipsed if the whole structure is dominated by numerical substructures.

To reduce the two model errors in hybrid testing, it is necessary to adopt proper computational model and refined numerical element. Besides, the measured data of experimental substructure can and should be used to identify the parameters of the predefined numerical model, then the identified parameters can be used to calibrate the corresponding model in numerical substructure during hybrid testing. Hybrid testing system based on finite elemnt software and model updating framework is studied to provide technical supports for the two strategies above.

This study focus on reducing model errors in hybrid testing of frame structures, thus, hybrid testing with online sectional model updating is proposed. The main work and conclusions are as follows:

(1) The sectional constitutive model account for axial-flexural interaction is proposed for beam-column element. The sectional yield surface of axial force and bending moment is formed based on section assembly concept, and the sectional constitutive model is built according to the classical plastic theory. Section state determination and constitutive relation integration are discussed for the application of the sectional constitutive model. A nonlinear finite element software based on MATLAB is developed. Numerical simulation show that: the sectional constitutive model not only can account for the influence of axial force on the bending capacity, but also features with kinematic, isotrophic and mixed hardending. Besices, the sectional constitutive model can balance both computation accuracy and efficiency.

(2) The parameter identification method of the sectional constitutive model for beam-column elements is proposed. A frame column is taken as the system to be identified, the nodal displacements and forces of the column in basic coordinate

哈尔滨工业大学工学博士学位论文

system are chosen as the inputs and outputs, and force based element with sectional constitutive law is adoped as the numerical model of the column. UKF is employed as identification algorithm in parameter estimation and joint estimation forms. The performance of UKF Pure parameter estimate with respect to the initial value and noise of the filter are analized. Besides, the identification with and without model errors using both Pure parameter estimation and Joint UKF estimation are discussed. The results show that the identification method is robust, accurate and efficient.

(3) Hybrid testing framework with online model updating based on finite element software is estimated. The problem associated with two-loop hybrid testing system is analized and a simulation platform for hybrid testing system is built. The three-loop hybrid testing framework based on finite element is studied, in which the communication between MALAB finite element and middle loop dSPACE is summarized, besides, the functions of the dSPACE are extended to include commands generating and boundary conditions controlling. The framework of hybrid testing with online model updating for frame structures is proposed. Numerical simulation and hytrid testing have shown that the platform of simulation and the framework of testing are feasible and effective.

(4) Hybrid testing of frame structure with and without online modeling updating are carried out. Plan steel frames are taken as the target structure and considered as bar-system model, the methods for static and dynamic analysis are specified. A full scale frame column is designed as the specimen and loaded by three-actuator experimental setup, the measurement layout is also introduced. The conventional hybrid testing and the hybrid testing with online model updating are conducted. The results show that the boundary condiction of a plan column can be realized by three-experimental setup, the advantage of conventional hybrid testing is not obvious for large scale frame structrues, while the hybrid testing with online model updating avel to obvious for large scale frame structrues, while the hybrid testing with online model updating with online model updating with online model updating with online model updating is not obvious for large scale frame structrues, while the hybrid testing with online model updating with online model updating can greatly improve the accuracy of testing results.

Keywords: Hybrid testing, Model updating, Constitutive model,

System identification, Parameter estimation, Testing system

目	录

日	一寻
	一个

摘 要	I
Abstract	III
第1章绪 论	1
1.1 课题背景及研究的目的和意义	. 1
1.2 框架结构数值建模的研究现状	. 2
1.2.1 梁柱单元研究现状	3
1.2.2 本构模型研究现状	5
1.3 结构混合试验方法的研究现状	. 7
1.3.1 数值积分方法综述	8
1.3.2 加载控制策略综述	10
1.3.3 混合试验系统综述	12
1.4 系统辨识参数估计的研究现状	13
1.4.1 系统辨识原理概述	14
1.4.2 参数估计方法综述	16
1.5 模型更新在混合试验中的应用	19
1.5.1 模型更新混合试验原理	19
1.5.2 模型更新混合试验发展	21
1.6 关键问题及研究的思路和内容	23
第2章 考虑轴力弯矩耦合的截面本构模型	25
2.1 引言	25
2.2 截面轴力与弯矩的屈服面	26
2.2.1 规范推荐的相关曲线	26
2.2.2 截面组合式相关曲线	26
2.3 截面广义内力与变形的关系	28
2.3.1 截面本构关系假定	28
2.3.2 塑性力学基本法则	28
2.3.3 截面增量本构关系	29
2.4 截面状态确定与本构关系积分	30
2.4.1 截面状态确定方法	30
2.4.2 截面本构关系积分	32

2.5 数值分析算例	
2.5.1 静力弹塑性分析异例	
2.5.2 动力弹塑性分析异例	
第3章 梁杜戡面本构模型参数的识别方法	47
3.1 引言	47
3.2 框架柱试验及其数值模型	
3.2.1 枉试验及观测信息	
3.2.2 框架柱的数值模型	
3.3 UKF 原理和状态及参数估计	53
3.3.1 UKF 算法基本原理	53
3.3.2 UKF 参数估计原理	57
3.3.3 UKF 双重估计原理	58
3.4 UKF 初值和噪声选择与分析	59
3.4.1 初值选择与性能分析	60
3.4.2 噪声选择与性能分析	63
3.5 数值仿真算例	64
3.5.1 无模型误差识别问题	65
3.5.2 有模型误差识别问题	67
3.6 本章小结	69
第4章 有限元模型更新混合试验系统架构	71
4.1 引言	71
4.2 混合试验系统架构及仿真平台	
4.2.1 两环混合试验系统架构	72
4.2.2 混合试验系统仿真平台	74
4.3 基于有限元软件的混合试验系统	
4.3.1 三环混合试验系统架构	76
4.3.2 数据在软硬件中的传递	78
4.3.3 试验系统中的关键问题	
4.4 杆系结构模型更新混合试验架构	85
4.4.1 杆系结构混合试验架构	
4.4.2 杆系模型更新试验架构	
4.5 试验系统验证及模型更新仿真	87
4.5.1 混合试验系统平台验证	87

4.5.2 模型更新混合试验仿真		
4.6 本章小结 96 第 5 章 框架结构考虑模型更新的混合试验 97 5.1 引言 97 5.2 研究对象及结构分析方法 98 5.2.1 平面框架计算模型 98 5.2.2 结构层次分析方法 100 5.3 框架柱子结构设计及加载方案 102 5.3.1 框架柱子结构设计及加载方案 102 5.3.2 试件加载及测量方案 104 5.3.3 加载系统坐标转换 108 5.4 框架柱子结构混合试验研究 109 5.4 框架结构模型更新混合试验 111 5.5 框架结构模型更新混合试验 119 5.5.1 试验系统及工况设计 121 5.6 木章小结 124 结论与展望 125 附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型 127 附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换 129 附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 154 致 谢 155 个人简明 155 <td>4.5.2 模型更新混合试验仿真</td> <td>92</td>	4.5.2 模型更新混合试验仿真	92
第 5 章 框架结构考虑模型更新的混合试验 .97 5.1 引言 .97 5.2 研究对象及结构分析方法 .98 5.2.1 平面框架计算模型 .98 5.2.2 结构层次分析方法 .00 5.3 框架柱子结构设计及加载方案 .100 5.3 框架柱子结构设计及加载方案 .102 5.3.1 框架柱子结构设计 .102 5.3.2 试件加载及测量方案 .104 5.3.3 加载系统坐标转换 .108 5.4 框架柱子结构混合试验研究 .109 5.4.1 试验系统及工况设计 .109 5.4.2 试验结果及分析讨论 .111 5.5 框架结构模型更新混合试验 .119 5.5.1 试验系统及工况设计 .109 5.5.2 试验结果及分析讨论 .111 5.5 框架结构模型更新混合试验 .119 5.5.2 试验结果及分析讨论 .111 5.5 框架结构模型更新混合试验 .121 5.6 本章小结 .124 结论与展望 .125 附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型 .127 附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换 .129 附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 .131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 .133 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 .135 参考文献 .137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 .153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 .155	4.6 本章小结	
5.1 引言 97 5.2 研究对象及结构分析方法 98 5.2.1 平面框架计算模型 98 5.2.2 结构层次分析方法 100 5.3 框架柱子结构设计及加载方案 102 5.3.1 框架柱子结构设计及加载方案 102 5.3.2 试件加载及测量方案 104 5.3.3 加载系统坐标转换 108 5.4 框架柱子结构混合试验研究 109 5.4 框架柱子结构混合试验研究 109 5.4.1 试验系统及工况设计 109 5.4.2 试验结果及分析讨论 111 5.5 框架结构模型更新混合试验 119 5.5.1 试验系统及工况设计 121 5.6 本章小结 121 5.6 本章小结 124 结论与展望 125 附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型 125 附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换 129 附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 154 致 谢 155 个人简历 156	第5章 框架结构考虑模型更新的混合试验	97
5.2 研究对象及结构分析方法 98 5.2.1 平面框架计算模型 98 5.2.2 结构层次分析方法 100 5.3 框架柱子结构设计及加载方案 102 5.3.1 框架柱子结构设计 102 5.3.2 试件加载及测量方案 104 5.3 加载系统坐标转换 108 5.4 框架柱子结构设计公UUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUUU	5.1 引言	
5.2.1 平面框架计算模型	5.2 研究对象及结构分析方法	
5.2.2 结构层次分析方法	5.2.1 平面框架计算模型	98
5.3 框架柱子结构设计及加载方案 102 5.3.1 框架柱子结构设计 102 5.3.2 试件加载及测量方案 104 5.3.3 加载系统坐标转换 108 5.4 框架柱子结构混合试验研究 109 5.4 框架柱子结构混合试验研究 109 5.4.1 试验系统及工况设计 109 5.4.2 试验结果及分析讨论 111 5.5 框架结构模型更新混合试验 119 5.5.1 试验系统及工况设计 119 5.5.2 试验结果及分析讨论 111 5.5 框架结构模型更新混合试验 119 5.5.2 试验结果及分析讨论 121 5.6 本章小结 124 结论与展望 125 附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型 127 附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换 129 附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 154 致 谢 155 个人简历 156	5.2.2 结构层次分析方法	100
5.3.1 框架柱子结构设计 102 5.3.2 试件加载及测量方案 104 5.3.3 加载系统坐标转换 108 5.4 框架柱子结构混合试验研究 109 5.4 框架柱子结构混合试验研究 109 5.4 框架柱子结构混合试验研究 109 5.4 框架柱子结构混合试验研究 109 5.4.1 试验系统及工况设计 109 5.4.2 试验结果及分析讨论 111 5.5 框架结构模型更新混合试验 119 5.5.1 试验系统及工况设计 119 5.5.2 试验结果及分析讨论 121 5.6 本章小结 124 结论与展望 125 附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型 127 附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换 129 附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 154 致 谢 155 个人简历 156	5.3 框架柱子结构设计及加载方案	102
5.3.2 试件加载及测量方案 104 5.3.3 加载系统坐标转换 108 5.4 框架柱子结构混合试验研究 109 5.4 框架柱子结构混合试验研究 109 5.4.1 试验系统及工况设计 109 5.4.2 试验结果及分析讨论 111 5.5 框架结构模型更新混合试验 119 5.5.1 试验系统及工况设计 119 5.5.2 试验结果及分析讨论 119 5.5.1 试验系统及工况设计 119 5.5.2 试验结果及分析讨论 121 5.6 本章小结 124 结论与展望 125 附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型 127 附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换 129 附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 154 致 谢 155 个人简历 156	5.3.1 框架柱子结构设计	
5.3.3 加载系统坐标转换 108 5.4 框架柱子结构混合试验研究 109 5.4.1 试验系统及工况设计 109 5.4.2 试验结果及分析讨论 111 5.5 框架结构模型更新混合试验 119 5.5.1 试验系统及工况设计 119 5.5.1 试验系统及工况设计 119 5.5.2 试验结果及分析讨论 121 5.6 本章小结 124 结论与展望 125 附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型 127 附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换 129 附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 154 致 谢 155 个人简历 156	5.3.2 试件加载及测量方案	
5.4 框架柱子结构混合试验研究 109 5.4.1 试验系统及工况设计 109 5.4.2 试验结果及分析讨论 111 5.5 框架结构模型更新混合试验 119 5.5.1 试验系统及工况设计 119 5.5.2 试验结果及分析讨论 121 5.6 本章小结 124 结论与展望 125 附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型 127 附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换 129 附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 154 致 谢 155 个人简历 156	5.3.3 加载系统坐标转换	
5.4.1 试验系统及工况设计 109 5.4.2 试验结果及分析讨论 111 5.5 框架结构模型更新混合试验 119 5.5.1 试验系统及工况设计 119 5.5.2 试验结果及分析讨论 121 5.6 本章小结 124 结论与展望 125 附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型 127 附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换 129 附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 154 致 谢 155 个人简历 156	5.4 框架柱子结构混合试验研究	109
5.4.2 试验结果及分析讨论	5.4.1 试验系统及工况设计	
5.5 框架结构模型更新混合试验 119 5.5.1 试验系统及工况设计 119 5.5.2 试验结果及分析讨论 121 5.6 本章小结 124 结论与展望 125 附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型 127 附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换 129 附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 155 个人简历 156	5.4.2 试验结果及分析讨论	111
5.5.1 试验系统及工况设计	5.5 框架结构模型更新混合试验	119
5.5.2 试验结果及分析讨论	5.5.1 试验系统及工况设计	119
5.6 本章小结 124 结论与展望 125 附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型 127 附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换 129 附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 155 个人简历 156	5.5.2 试验结果及分析讨论	121
结论与展望 125 附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型 127 附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换 129 附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 155 个人简历 156	5.6 本章小结	
附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型 127 附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换 129 附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 155 个人简历 156	结论与展望	
附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换 129 附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 154 致 谢 155 个人简历 156	附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型	127
附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换 131 附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 154 致 谢 155 个人简历 156	附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换	129
附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略 133 附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 154 致 谢 155 个人简历 156	附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换	
附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较 135 参考文献 137 攻读学位期间发表的学术论文及其他成果 153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限 154 致 谢 155 个人简历 156	附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略	
参考文献	附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较	
攻读学位期间发表的学术论文及其他成果153 哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限154 致 谢	参考文献	137
哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限154 致 谢	攻读学位期间发表的学术论文及其他成果	153
致 谢155 个人简历	哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限	
个人简历	致 谢	
1 * 41 3189	个人简历	156

Contents

	1
Abstract (In English)	III
Chapter 1 Introduction	1
1.1 Background, objective and significance of the subject	1
1.2 Development of model building for frame structrue	2
1.2.1 State of art of beam-column element	3
1.2.2 State of art of constitutive models	5
1.3 Development of the method of hybrid simulation	7
1.3.1 Overview of numerical integration methods	8
1.3.2 Overview of loading controlling strategies	10
1.3.3 Overview of platform of hybrid testing system	12
1.4 Development of system identification and parameter estimation	13
1.4.1 Overview of the principle of system identification	14
1.4.2 Overview of the method of parampter estimation	16
1.5 Application of model updating to hybrid simulation	19
1.5.1 Principle of hybrid simulation with model updating	19
1.5.2 Development of hybrid testing with model updating	21
1.6 Key problem, technical route and content of the research	23
Chapter 2 Sectional constitutive model with axial forc and bending r	noment
coupling	25
2.1 Introduction	25
2.2 Viald surface of sectional axial force and bending moment	
2.2 Their surface of sectional axial force and bending moment	
2.2.1 Corelation curve recommanded by Standards	
 2.2 Tread surface of sectional axial force and bending moment 2.2.1 Corelation curve recommanded by Standards 2.2.2 Corelation curve by section assemblage concept 	
 2.2 Tread surface of sectional axial force and bending moment 2.2.1 Corelation curve recommanded by Standards 2.2.2 Corelation curve by section assemblage concept 2.3 Relation of generalized forces and deformation in section 	26 26 28
 2.2 Trend surface of sectional axial force and bending moment	26 26 28 28
 2.2 Trend surface of sectional axial force and bending moment	26 26 28 28 28 28
 2.2 Trefd surface of sectional axia force and bending moment	26 26 28 28 28 28 28 29
 2.2 Trend surface of sectional axial force and bending moment	26 26 28 28 28 28 29 30
 2.2 Trefd surface of sectional axia force and bending moment	26 26 28 28 28 28 28 29 30 30 30
 2.2 Trefd surface of sectional axial force and bending moment	26 26 28 28 28 28 29 30 30 30 32
 2.2 Trefd surface of sectional axial force and bending moment	26 28 28 28 28 28 29 30 30 30 32 33
 2.2 Trend surface of sectional axial force and bending moment	26 26 28 28 28 28 29 30 30 30 30 32 33 33

2.6 Brief summary	46
Chapter 3 Identification method of the parameters of sectional constitu	tive
model in beam-column element	47
3.1 Introduction	47
3.2 Test design and numerical model of frame column	48
3.2.1 Testing and measurement of column	48
3.2.2 Numerical model of frame column	49
3.3 Principle of UKF and state and parameter estimate	53
3.3.1 Basic principle of UKF algorithm	53
3.3.2 Principle of UKF parameter estimate	56
3.3.3 Principle of UKF dural estimate	59
3.4 Selection of initial value and noise of UKF and analysis	60
3.4.1 Selection of initial value and analysis	60
3.4.2 Selection of noise and performance analysis	63
3.5 Examples of numerical simulation	66
3.5.1 Identification without model errors	66
3.5.2 Identification with model errors	68
3.6 Brief summary	70
Chapter 4 Framework of hybrid testing system based on FE-software	and
online model updating	71
4.1 Introduction	71
4.2 Framework and platform of hybrid testing system	72
4.2.1 Framework of two-loop hybrid testing system	72
4.2.2 Simulation platform of hybrid testing system	74
4.3 Hyrid testing system based on finite element software	76
4.3.1 Framework of three-loop hybrid testing system	76
4.3.2 Data communication between software and hardware	78
4.3.3 Key problems in hybrid testing system	82
4.4 Framework of hybrid testing for bar-system with model updating	85
4.4.1 Framework of hybrid testing for bar-system	85
4.4.2 Hybrid testing of bar-system with model updating	86
4.5 Verfication of testing system and simulation of model updating	87
4.5.1 Verfication of the platform of hybrid testing system	87
4.5.2 Simulation of hybrid testing with model updating	92
4.6 Brief summary	96

Chapter 5 Hybrid simulation of frame structrue with onlin	ne model
updating	97
5.1 Introduction	97
5.2 Target structrue and analysis method in structrual level	98
5.2.1 Computing model of plane frame	98
5.2.2 Analysis method in structrual level	100
5.3 Design and loading of column experimental substructrue	
5.3.1 Design of column experimental substructrue	
5.3.2 Loading and measurement of the specimen	104
5.3.3 Coordinate transformation of loading system	
5.4 Hybrid testing based on column experimental substructrue	
5.4.1 Testing system and design of testing cases	
5.4.2 Results of the testings and analysis	
5.5 Hybrid testing of frame structrue with model updating	119
5.5.1 Testing system and design of testing cases	119
5.5.2 Results of the testings and analysis	
5.6 Brief summary	
Conclusions	
Appendix A.	
Appendix B.	
Appendix C	131
Appendix D	133
Appendix E	135
References	137
Papers published in the period of Ph.D. education	153
Statement of copyright and Letter of authorization.	154
Acknowledgements	155
Resume	156

第1章绪论

1.1 课题背景及研究的目的和意义

地震是一种破坏力极强的突发式自然灾害,它给人类带来了巨大的灾难 和创伤。我国是世界上地震多发的国家之一,近年来的几次强震造成了大量 的人员伤亡和财产损失^[1]。

为了减轻地震灾害,我国建立了由监测预报、震害防御和应急救援构成 的防震减灾体系。震害防御作为该体系的重要环节,其核心是通过抗震研究, 提高建筑物及构筑物的安全性^[2]。在抗震研究中理论分析和试验研究一直是 相辅相成的两条途径,其中结构抗震试验作为科学实践的重要形式,不但是提 出结构抗震理论的基础,而且是验证抗震分析方法的标准;此外,结构抗震 试验还能探索一些理论分析无法解决的问题。

结构抗震试验可分为拟静力试验、振动台试验和拟动力试验等^[2,3]。拟静力试验^[4-6]通过对批量试件进行低周往复试验来研究其滞回特性,该方法不能考虑地震作用的影响。振动台试验^[7,8]能够重现地震动,可以比较真实地反映结构在地震下的动力响应。但是由于台面尺寸和承载能力的限制,往往无法 开展足尺结构试验;而缩尺结构模型的动力相似律很难得到满足(尤其是在 弹塑性范围内),其试验结果往往很难推广到原型结构中去^[9]。

拟动力试验又称混合试验,它通过数值计算来考虑结构惯性力和阻尼力 作用,而恢复力通过对结构试验加载获取,其原理见图 1-1。该方法对试验装 置要求较低,解决了恢复力数值模型及参数难以确定的困难,因此受到青睐。 子结构混合试验技术允许只对结构的关键(非线性)部位进行试验,而其他 部位用数值模型代替,解决了实验室规模和设备能力对大型结构试验的限制。 快速和实时试验方法能考虑加载速率对实验结果的影响,以准确反映速度相 关型试件的性能,从而扩展了混合试验的应为范围。

传统的子结构混合试验通常采用层模型来进行整体结构的建模,试验子 结构只能选取其中一层或多层。该模型虽然计算简便,但它只能研究结构整 体反应,不能探究结构中各构件的塑性发展过程;这种对实际结构的过度简 化,会带来模型误差(称之为第一类模型误差)。为了解决上述问题,有必要 采用更精细的计算模型,如杆系模型,或者杆系-层模型进行整体结构的建模, 并选用目前通用的有限元软件作为计算平台进行计算。

大型复杂结构在地震等极端外部作用下,一些构件如支撑、连梁、桥墩、

框架柱或阻尼器等会表现出极强的非线性。在开展混合试验时,由于设备及 资金限制,不可能对所有非线性构件都开展真实试验,通常只选取有代表性 的一个或几个作为试验子结构,剩余绝大部分非线性构件只能通过假定的数 值模型来仿真计算。这些假定模型的参数通常依据经验设定,因此仿真结果 与构件的真实反应会存在误差(称之为第二类模型误差)。这种模型误差随着 数值单元在整体结构建模中所占比例的增加而增大,于是混合试验相对于数 值仿真的优势就消失了。



图1-1 混合试验原理示意图

Fig. 1-1 Principle schematic of Hybrid Simulation

随着系统辨识和参数估计的发展,通过试验数据在线识别构件或结构的 模型参数成为可能。为了提高数值模型的计算精度,有限元模型更新^[10]的思 想应运而生。在混合试验中对试验单元的加载可以获得许多有用的数据,基 于系统辨识和参数估计理论可以实时识别该试验单元数值模型的参数,利用 有限元模型更新的思想,可以在线校准数值子结构中与试验单元对应的数值 模型参数,从而可以减少第二类模型误差。

框架结构是多层建筑结构的主要形式,研究其抗震性能是一项重要的课题。本文将以框架结构为研究对象,以减少模型误差,提高试验精度为出发点,提出了基于截面屈服面模型更新的框架结构混合试验方法,以期对结构 混合试验的发展有所贡献。

1.2 框架结构数值建模的研究现状

框架结构数值模型是其弹塑性分析的基础。框架结构建模包括两方面内 容,其一是空间上的离散假定(结构计算模型、单元分析模型);其二物理上 广义力与变形的关系(本构关系模型)的确定。

框架结构的计算模型有层模型、杆系模型和实体有限元模型,见图 1-2。 若计算模型按整体层模型^[11]考虑,单元分析采用能描述整层柱侧移的弹簧模 型,则本构模型要用层间剪力与侧移的关系;该模型计算效率高,但是精度 较低。若计算模型按实体有限元考虑,单元分析选用三维实体模型,则本构 模型要用塑性力学中的三维应力应变关系;该模型计算精度高,但是效率低 下。 为了减少模型误差,并能兼顾计算精度与效率,本文选择杆系模型作为 框架结构的计算模型。杆系模型以构件为基本单元,并将质量通常集中在结 点上。下面对杆系模型中梁柱单元和相应的本构模型分别进行综述。





1.2.1 梁柱单元研究现状

非线性梁柱单元是杆系有限元非弹性分析的基础。迄今国内外学者已提出 许多非线性梁柱单元模型,大体分为两类:集中塑性模型和分布塑性模型^[11], 下面分别评述其研究进展。

1.2.1.1 集中塑性模型

集中塑性模型假定塑性只发生在杆端等特定区域,平面梁柱单元在整体坐标系下每个杆端有三个自由度,可以用平动或转动非线性弹簧来描述其塑性。按照考虑非线性自由度的数量,集中塑性模型可以分为单轴弹簧模型和多轴弹簧模型^[12];按照单元的组织架构,集中塑性模型可以分为并联模型和串联模型,见图 1-3。下面以第二种分类展开论述。

(1)**并联模型** 并联模型将多个平行子单元并起来,每个子单元分别 描述不用的变形机理,从而构成能描述复杂滞回性能的杆系单元。整个模型的 刚度等于各子单元刚度之和。1965 年 Clough 等^[13]提出了并联分量模型来描述 双线性弯矩-转角关系。它由两个并联的杆件组成,其中一个理想弹塑性杆来 描述屈服,另一个弹性杆来描述应变硬化。1976 年 Takizawa^[14]将该模型扩展 成三个并联的子杆件,如图 1-3 a)所示,用来描述未开裂区混凝土的弹性,开 裂区混凝土的塑性和钢筋屈服的性质。1999 年 Filippou 等^[15]提出了考虑最全 面的四分量模型,它由弹性、分布塑性、界面滑移和剪切等四个子单元(分量) 构成。该模型考虑了定轴力对剪力和弯矩的影响,但不能处理变轴力问题。



a) Parallel components model

a) 串联模型 a) Series components model

图 1-3 两类集中塑性模型

Fig. 1-3 Two types of concentrated plasticity models (2) **串联模型** 串联模型将弹性杆件与多个非线性弹簧串起来,可用 不同类别的弹簧描述不同自由度的弹塑性。整个模型的柔度等于各子单元柔度 之和。1967年Giberson^[16]提出了图1-3 b)所示的串联模型。它由一个弹性杆和 连接在其两端的等效非线性转动弹簧组成,赋予转动弹簧弯矩转角本构用来代 表塑性铰模型。该模型通过选择适当的端部弹簧本构模型可以描述复杂的滞回 现象。Powelld等^[17]提出了三维广义塑性铰的概念,在每个杆端用广义铰考虑 轴力、扭矩和两个弯矩的弹塑性,并基于经典塑性理论考虑这四个自由度的耦 合作用。Liew等^[18]针对钢结构提出了精细化的塑性铰模型,其实质是考虑截 面从完全弹性到完全塑性过渡阶段刚度的衰减,值得注意的是在钢结构的塑性 铰中,刚度矩阵是用稳定函数表示的,郭子雄等^[19]提出了一个包含节点锚固 滑移、构件剪切变形,以及分布塑性区域的框架单元;其前两种变形分别用集 中在单元端部的两个串联零长度转动弹簧和平移弹簧来模拟

关于集中塑性模型中使用的的本构模型将在 1.2.2 中讨论。集中塑性模型 的优点在于计算效率高。其局限性在于:(1)所用本构模型参数与构件截面特 征和加载路径等有关,需要特定的识别算法来确定。(2)塑性铰长度由经验假 定与实际会有出入,计算精度不高。

1.2.1.2 分布塑性模型

分布塑性模型允许塑性沿着杆件纵向发展。它假定杆件的横截面服从平截 面假定,通过对控制截面内力和刚度的积分能够得到杆端力并更新单元刚度矩 阵,从而实现单元状态确定。按照提出的时间顺序,分布塑性模型可分为分段 变刚度模型^[20]、曲线分布柔度模型^[21]和纤维截面模型^[22]等;按照单元形成原 理,分布塑性模型可以分为基于位移的单元和基于力的单元等^[23]。下面以第 二种分类展开评述。

(1) **基于位移的单元** 基于位移的单元(Displacement Based Element, DBE)采用刚度法列式^[24]。它首先利用协调条件对单元结点位移插值构建单元内部位移场;然后利用截面本构关系通过截面变形确定截面内力并更新截面

第1章绪论

刚度矩阵;最后利用平衡条件通过对控制截面积分获得结点力和单元刚度矩阵。基于位移的单元在强非线性阶段,由于描述的单元内部位移场失真会带来 误差,需通过细化网格(一个构件划分多个单元)来提高精度,但细化网格会 增加自由度数目,牺牲计算效率。

(2) **基于力的单元** 基于力的单元(Force Based Element, FBE)采用 柔度法列式^[25,26]。它首先利用平衡条件对单元结点力插值构建单元内部力场, 并通过截面柔度确定截面变形;然后利用截面本构确定截面抗力及不平衡力, 并进而求得截面残余变形;最后利用变形协调条件将截面残余变形和柔度矩阵 积分到杆端,通过迭代控制杆端残余变形满足容差。单个基于力的单元模拟一 个构件就能达到足够的精度,因而仿真对整体结构只需按构件离散,所产生的 结点自由度少,计算效率高。

在以上两类单元的列式中,都要用到截面状态确定,这需要通过两个途径 来完成:其一,采用基于截面的本构,直接通过截面变形得到截面内力并更新 截面刚度矩阵。其二,划分纤维截面,先由截面变形导出每根纤维的应变,然 后用单轴材料本构求得每根纤维应力和切线刚度,最后积分到截面的内力和刚 度。关于截面本构和材料本构,将在1.2.2中进行介绍。

1.2.2 本构模型研究现状

本构模型是描述连续介质广义内力与变形关系的数学表达式。在杆系结构 的梁柱单元中,本构模型¹是将不同层次的变形和内力联系起来的必由之路, 因此得到了国内外学者的广泛研究。

按照曲线形式,本构模型可以分为曲线型和折线型。曲线型本构用光滑曲 线表述广义力与变形的关系,其刚度是连续变化的,与工程实际较为接近,如 Ramberg-Osgood模型^[27]、BoucWen模型^[28,29]。折线型本构用多段直线表示构 件在不同工作阶段的力学性能。如双线型、三线型^[30]和四线型、退化双线型、 退化三线型、指向原点型和滑移捏拢型等。

按照适用层次,梁柱单元的本构模型可分三类:基于构件的本构模型、基 于截面的本构模型和基于材料的本构模型。下面展开讨论这三个层次本构模型 的研究现状。

1.2.2.1 构件层次本构模型

构件层次本构模型通常直接给出杆端力分量与相应位移分量的关系,如弯 矩-转角关系,轴力-轴向位移关系,剪力-侧移关系等。它可以是单轴本构,也

¹ 在结构抗震中,构件和截面层次的力与变形关系常称作恢复力模型,本文统一称作本构模型。

哈尔滨工业大学工学博士学位论文

可以是多轴耦合的本构。构件层次本构适用于集中塑性模型。

(1) 杆端单轴本构模型 由于简单实用,研究人员依据试验提出了许 多杆端单轴本构。Taucer等总结了用于集中塑性模型中非线性弹簧的多个本构 模型,包括前面提到折线型和曲线型现象本构模型。Ibrarra等^[31]提出了一个 考虑强度和刚度退化、捏拢效应的多段线模型,即Ibrarra-Krawinkler(IK)模 型。Lignos等^[32]对IK模型进行修正,并用试验数据库校正模型参数,给出参 数与钢构件材料与几何尺寸的关系。

(2)杆端多轴本构模型 当考虑杆端力各分量的耦合作用时,就必须使用多轴耦合本构。其中,最常用的当属双轴弯曲本构模型。Takizawa 等^[33]基于经典塑性理论将一维退化三线形模型推广到二维,提出了混凝土柱在双轴弯曲下的恢复力模型。

1.2.2.2 截面层次本构模型

截面层次本构模型直接给出截面上内力(轴力或弯矩)与截面变形(轴向 变形或曲率)的关系。最常用的当属用于梁单元的弯矩-曲率本构,和用于柱 单元的轴力-弯矩-曲率本构。截面层次本构主要用于分布塑性单元。

(1)截面单轴本构模型 当构件单向弯曲破坏为主,轴力变化不大或 其影响可以忽略时,其截面上的弯矩-曲率本构按非弹性考虑,而轴力-轴向变 形关系常按弹性处理。陆新征等^[34]总结了截面上常用的弯矩-曲率本构模型, 它们有 Ramberg-Osgood 模型、双线形及退化双线形模型、指向极值点的 Clough 模型、三线形及四线形模型和考虑滑移捏拢的 Park 模型等。

(2)截面多轴本构模型 当考虑截面上各内力分量的耦合作用时,就必须使用多轴耦合本构。其中,最常用的当属双轴弯曲本构模型。杜宏彪等^[35]基于正交塑性流动法则和 Mroz 硬化法则,将一维退化三折线滞回规则扩展到二维,提出了截面双向弯矩-曲率恢复力模型。

1.2.2.3 材料层次本构模型

材料层次的本构模型直接给出了材料的应力与应变关系。由于难以试验验 证和工程应用,这里不讨论基于经典塑性等理论的三维本构模型,只回顾用于 截面纤维的单轴应力应变本构。

(1) **钢筋(材)的本构模型** 1943 年, Ramberg 等首先提出了钢材的三参数应力-应变模型,即 Ramberg-Osgood 模型。1962 年, Penizen^[36]提出了一种适用于钢材的双线性恢复力模型,考虑了钢材的应变硬化和包辛格效应。 1973年, Menegotto 等^[37]提到了著名的 Megegotto-Pinto 模型,目前在 OpenSEES 软件中得到广泛应用。后续有很多学者开发了针对钢筋和钢材的材料本构模型^[38-41]。 第1章绪论

(2) **混凝土的本构模型** 关于混凝土在反复荷载作用下的本构, 1964 年 Sinha 等^[42]对素混凝土进行了低应变速率往返加载试验,提出了单轴压力下 素混凝土的应力-应变关系。关于箍筋约束混凝土的本构, Soliman(1967)^[43], Iyengar 等(1970)^[44]开展了试验,进行了有益探索; 1972 年 Kent 和 Park^[45]提 出的著名的 Kent-Park 模型,得到广泛应用。为了考虑应变速率对约束混凝土 本构的影响, Scott(1982)^[46], Dilger(1984)^[47], Soroushian(1986)^[48]分别提出了 自己的模型。1988 年 Mander 等^[49]提出的模型得到了广泛应用。

1.3 结构混合试验方法的研究现状

结构混合试验(Hybrid Testing),又称拟动力试验(Pseudo-dyamic Testing) 或联机实验,是采用数值模拟和物理实验相结合研究结构动力反应的试验方 法。在混合试验 40 余年的发展历程中,国内外学者做了大量研究并取得了丰 硕的成果。下面先从纵向简述混合试验的发展,再从横向详述混合试验中的关 键问题。

从混合试验的纵向发展来看,迄今大致经历了萌芽、发展和繁荣三个阶段, 这三个阶段的划分主要依据标志性思想的提出,而时间的划分是粗略的。

第一阶段:混合试验的萌芽阶段(20世纪 70年代初到 80年代中期)。1969年日本学者 Hakuno 等^[50]人首次提出拟动力试验方法。他用模拟计算机与加载作动器联机求解运动方程,从而相对真实地模拟结构的地震反应。1974年Takanashi 等^[51]采用数字计算机代替模拟计算机,发展了用于结构非线性地震反应分析的拟动力试验系统。

这是混合试验的提出、改进和初步应用的阶段,其试验研究工作主要集中 在日本, Takanashi 等^[52]对这一时期的的拟动力试验工作做了详细的评述和总 结; 美国学者 Mahin 等^[53]对拟动力试验进行了系统的理论总结。

第二阶段:混合试验的发展阶段(20世纪80年代中期至90年代末),它 以子结构技术和实时拟动力试验为标志。(1)面对建筑结构向着更高、更大、 更复杂的方向发展,而实验室规模和设备能力有限的矛盾,一些学者提出了子 结构拟动力试验技术^[54],来解决模型试验的"尺寸效应"问题。结构的运动 方程可以表达为

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{R}_{N}(t) + \mathbf{R}_{E}(t) = \mathbf{P}(t)$$
(1-1)

其中,结构恢复力通常被分为数值部分 $\mathbf{R}_{N}(t)$ 和试验部分 $\mathbf{R}_{E}(t)$ 。

(2)由于传统拟动力试验采用准静态的加载过程,无法考虑加载速率对结构反应的影响,而地震对结构的作用恰恰是动力的。随着结构中一些阻尼元件的出现,结构具有明显的速度相关性。为此,一些学者提出了快速甚至实时

拟动力试验^[55]来消除加载速率的影响。结构的运动方程可以表达为 $M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + R_{N}(t) + R_{F}(u, \dot{u}, \ddot{u}) = P(t)$ (1-2)

其中,弹性力 \mathbf{R}_{F} 表示为位移 \mathbf{u} 、速度 \mathbf{u} 甚至加速度 \mathbf{u} 的函数,即 $\mathbf{R}_{F}(\mathbf{u},\mathbf{u},\mathbf{u})$ 。

第三阶段:混合试验的繁荣阶段(21世纪初至今)。21世纪以来,随着大型复杂结构的出现,混合试验朝着两个方向发展:在空间域上,为了整合不同地区的实验资源,混合试验由本地局部试验向网络协同试验发展^[56];在时间域上,为了测试速度相关型试件,混合试验由理想中的实时试验向现实中的快速试验方向发展^[57]。

从混合试验横向发展来说,有四个关键问题:(1)结构计算模型上,应采 用合理的计算模型和精细的数值单元(2)数值积分方法上,要求算法不但有 较高的效率,而且必须具有稳定性和精度。(3)试验控制加载上,涉及到作动 器非线性控制和复杂边界条件的控制等。(4)试验系统平台上,远程网络协同 试验要求不同的实验站点之间或者实验站点与计算中心之间能可靠地传递数 据。鉴于结构计算模型已在 1.2 节介绍,下面对后三个方面展开论述。

1.3.1 数值积分方法综述

结构在空间域上离散后可形成计算模型,并能建立其运动方程,如式(1-1) 和(1-2)所示。但其中的向量是时间的连续函数,通常没有解析解。为此,还 需在时间域上进行离散

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{i} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_{i} + \mathbf{R}_{i}(\mathbf{u}_{i}) = \mathbf{P}_{i}$$
(1-3)

其中, M 和 C 分别为质量矩阵和阻尼矩阵, R 为结点内力向量, P 为结点荷载向量, u、 u和ü 分别为位移、速度和加速度向量。

数值积分方法是求解结构运动方程的有效工具。它在混合实验中处于中心 地位。在众多积分算法中,根据待求量(位移、速度或加速度)是否能表示为 已知量的显函数,可以分为显式方法和隐式方法;根据每一时间步集成等效外 力的次数,可以分为迭代方法和非迭代方法^[58]。

积分算法中两个重要的数值特性是稳定性和精度。稳定性指积分算法在 推进过程中消除初始误差的能力。精度指方程的数值积分解与解析解的相似 程度。此外,数值能耗(阻尼)和周期畸变也是积分方法的两个重要数值特 性。

1.3.1.1 积分方法按族分类

根据演化发展和内在联系,积分方法可以分为六族:线性多步法、Newmark 系列算法、配置方法、α系列算法、ρ系列算法和混合的隐式-显式法^[59,60]。

(1) 线性多步法 线性多步法基于的是位移的一阶或两阶微分。包括

第1章绪论

中央差分法,梯形法则,Gear 两步法,Houbolt 法^[61],Park 法^[62]等。关于这 些算法有如下结论:(a)中央差分法是这类算法中唯一的显式算法;(b)中央 差分法为条件稳定,而梯形法,Gear 两步法,Houbolt 法和 Park 法为无条件 稳定;(c)所有这些算法都是二阶精度^[59,60]。

(2) Newmark 系列算法 这类算法都是基于 β 和 γ 两个参数而发展来的^[63]。最著名的几种算法为:平均加速度法、线性加速度法、Fox-Goodwin 法和显式 Newmark 法。其中,平均加速度法为无条件稳定,其他三个为条件稳定。这类算法共同的特点是它们的精度至少为二阶且不含数值阻尼。

(3)配置方法 其思路是在 (n+θ)Δt (θ≥1)时刻求解运动方程,如著
 名的 Wilson-θ法,在θ≥1.37时是无条件稳定且二阶精确的方法。配置方法
 ^[27]如果能恰当地选择参数,可以实现无条件稳定及二阶精度,可以实现需的
 数值耗散。但该方法会延长结构周期。

(4) **α系列算法** 在运动方程中引入参数 **α** 可提高 Newmark 法的数 值耗散性。若参数 **α** 只被引入阻尼和刚度项中,称作 HHT-**α** 算法^[64,65]。若参 数 **α** 只被引入质量项中,称作 WBZ-**α** 算法^[66]。Chung 和 Hulbert^[67]将这两种 算法结合在一起建立了广义-**α**算法。随后,他们又开发出了广义-**α**算法的 显式形式^[68]。这类方法能实现二阶精度和无条件稳定,且具有最佳数值耗散。

(5) ρ **系列算法** 这类方法^[69,70]采用形函数来近似非线性的反力和位 移,然后将无权重的积分残余量设为零。与 HHT-α算法类似,这种算法通过 调节参数 ρ 来实现二阶精度、无条件稳定和最优数值阻尼等。其优点是采用 了外力的均值,能够捕捉到外力的高频成分^[70]。其显式形式^[69]数值特性与中 央差分法相同。

(6) **混合显-隐式方法** 这类方法结合了显式算法和隐式算法的优点, 以 Hughes 和 Liu 提出^[71,72]的方法最具代表性。Huge^[73]将刚度矩阵分为线性和 非线性两部分推广了该类算法,非线性部分采用显示方法求解,线性部分则采 用隐式方法求解。这类方法在混合实验中得到广泛的应用及发展完善。

1.3.1.2 典型数值积分方法

在众多积分方法中,应用较广的当属中心差分法和平均加速度法, HHT-α算法等。下面总结后两种典型的数值积分方法,为后续开展混合试验 提供理论支撑。

(1) Newmark- $\beta^{[63]}$ 法 它采用参数 $\beta \pi \gamma 来反应加速度在积分步长 末端对位移和速度的贡献,见式(1-5)和(1-6)。当<math>\beta = 0.25 \pi \gamma = 0.5$ 时为平均 加速度法, $\beta = 1/6 \pi \gamma = 0.5$ 时为线性加速度法, $\beta = 1/12 \pi \gamma = 0.5$ 为 Fox-Goodwin 法, $\beta = 0 \pi \gamma = 0.5$ 时为显式 Newmark 法也即中央差分法。通

过恰当选取参数, Newmark- β法可实现无条件稳定性且具有二阶精度。以一 个单自由度的动力方程为例说明,如公式(1-4)。

$$ma_{n+1} + cv_{n+1} + kd_{n+1} = f_{n+1} \tag{1-4}$$

$$d_{n+1} = d_n + \Delta t v_n + (0.5 - \beta) \Delta t^2 a_n + \beta \Delta t^2 a_{n+1}$$
(1-5)

$$v_{n+1} = v_n + \Delta t (1 - \gamma) a_n + \Delta t \gamma a_{n+1}$$
(1-6)

Newmark 系列中一些常见算法的数值特性^[59,60]见表 1-2

```
表 1-1. Newmark 系列常见算法的数值特性
Table 1-1 Numerical properties of well-know members of Newmark family
```

	eui properiies	or wen kno	w memoers of ite winark	lainii
算 法	β	γ	稳定性条件	精确性
平均加速度法	1/4	1/2	无条件	二阶
线性加速度法	1/6	1/2	$\Omega_{crit} = 2\sqrt{3} \approx 3.5$	二阶
Fox-Goodwin 法	1/12	1/2	$\Omega_{crit} = \sqrt{6} \approx 2.4$	四阶
显式 Newmark 法	0	1/2	$\Omega_{crit} = 2$	二阶

(2)**HHT**-*α***算法** 该算法^[64,65]在 Newmark-*β*法的基础上,引入一个 参数*α*到运动方程的弹性力与阻尼力项,在不降低精度的前提下来控制数值 耗散。该算法结合了正的γ-耗散和负的α-耗散,有效地提高了其数值耗散能 力。在算法中β和γ由α决定,通过调整α,能实现算法的无条件稳定、二 阶精确以及最优数值耗散。以一个单自由度系统的运动方程为例来说明,见 式(1-7)。

$$ma_{n+1} + (1+\alpha)cv_{n+1} - \alpha cv_n + (1+\alpha)kd_{n+1} - \alpha kd_n = (1+\alpha)f_{n+1} - \alpha f_n$$
(1-7)

$$d_{n+1} = d_n + \Delta t v_n + (0.5 - \beta) \Delta t^2 a_n + \beta \Delta t^2 a_{n+1}$$
(1-8)

$$v_{n+1} = v_n + \Delta t (1 - \gamma) a_n + \Delta t \gamma a_{n+1}$$
(1-9)

其中: $\beta = (1-\alpha)^2/4$, $\gamma = 0.5-\alpha$,

HHT-α算法的稳定性条件为α∈[-1/3,0],其精度能达到二阶;高阶模态能被有效的抑制,而低阶模态一直保持不变;但周期会被延长。

1.3.2 加载控制策略综述

加载控制是混合试验的关键环节,它关系着子结构边界条件的实现等多个 方面,很大程度决定着混合试验的成败,因此得到国内外许多学者的关注。 1.3.2.1 作动器的控制策略

关于作动器对非线性试件的控制,目前存在三方面的研究:尝试线性控制 策略、寻求非线性控制方法和考虑作动器与试件的相互作用。下面简述前两者。

(1) 线性控制策略 如 Phillips 等^[74]用 LQG 方法将作动器跟踪变为调

第1章绪论

节,提出了一种基于模型的液压伺服跟踪控制。并用前馈控制器来实现大频率 范围内的补偿,用反馈控制来提高跟踪的鲁棒性。Gao^[75]和宁西占^[76]采 H∞ 对 实时混合试验中的作动器进行控制,但该方法依赖于对作动器模型的把握。张 涛^[77]用非线性模型模拟作动器,用线性二次型高斯控制方法(LOG)来控制 作动器。数值仿真取得了较好的效果。

Wagg 等^[78]将最小控制合成法(MCS)法应用 (2) 非线性控制方法 到实时混合试验中,并用小型试验进行了验证。Neild 等^[79]用一种修正的模型 参考自适应控制策略(MRAC)来控制有噪声和非模态高频试件,并结合滤波 器来现在自适应的频率范围。王向英^[80]和周惠蒙^[81]用滑动模态控制器来控制 作动器, 仿真和试验表明该控制方法比 PID 效果更好。

1.3.2.2 边界条件的有效控制

子结构混合试验的边界条件包括位移的协调和力的平衡,仅依靠作动器的 基本控制模式(位移控制或力控制)通常难以有效实现边界条件,为此国内外学 者探讨了内外环嵌套控制和力与位移切换控制。

Nakata 等^[82]提出力与位移混合控制策略,该方 (1) 内外环嵌套控制 法先根据结构位移响应和测量反力识别结构刚度,再把目标力命令转化为位移 命令,通过内环位移控制实现外环目标力命令。谭晓晶^[83]针对大刚度试件, 提出了外环位移控制内环力控制的拟动力试验方法; 曾聪^[84]在开发的多轴试 验加载系统中,采用外环力控制内环位移控制的模式来保证恒定轴力的施加。 这些都体现了力与位移嵌套控制的思想,相关示意见图 1-4。



b) 外环力内环位移控制

a) External displacement internal force controlb) External force internal displacement control 图 1-4 力与位移混合控制示意图

Fig. 1-4 Schematic diagrams of mixed force-displacement control

Pan 等^[85]采用力与位移切换控制的方法对隔 (2) 力与位移切换控制 震结构进行混合试验,在试件受压时采用力控制,受拉时采用位移控制。Kim 等^[86]提出用交替控制的策略,即将力控制与转换控制方法结合形成混合控制 方法。该方法通过两自由度串联体系进行验证,其中上层的作动器采用位移控 制,下层的作动器采用力与位移混合控制。谭晓晶^[87]提出了基于位移正反馈 的力与位移混合控制方法,并通过仿真与试验验证了该方法的可行性与有效 性。

1.3.2.3 时滞估计与补偿策略

电液伺服作动器的内在特性会导致命令和响应间存在时滞。时滞会直接影 响混合试验的稳定性。近几年,相关的研究主要集中在时滞影响分析、时滞估 计和时滞补偿等方面。

关于时滞影响分析,Horiuchi 等^[88]指出作动器时滞相当于在试验结构上施加了负阻尼,这将导致实时混合试验结构反应发散。Mercan 等^[89]分析了时滞对系统稳定性的影响,并提出了采用轨迹法计算稳定界限的稳定性判别方法。邓丽霞^[90]结合隐式中点法研究了时滞对试验稳定性的影响规律,并给出了稳定临界时滞的近似计算公式。

(1)**时滞估计研究** Darby等^[91]研究发现试验子结刚度的变化将会影响作动器时滞的大小,并给出了时滞在线估计方法。Wallace等^[92]提出一种基于自适应向前预测的在线时滞估计方法,并提出过偿的方法来提高较大刚度或较小阻尼试验结构系统试验的稳定性。Ahmadizadeh等^[93]采用自适应增益方法在线估计时滞,这种方法不需要试系统的先验信息,但时滞估计值存在超调现象。王贞等^[94]采用渐消记忆推最小二乘法在线估计时滞,研究表明该方法具有较好的精度和计算效率。

(2)时滞补偿研究 Horiuchi等^[95]通过对目标位移的三阶多项式外插 来预测下一步作动器位移命令,之后又将位移三阶外插改进为加速度线性外插 法,提高了系统的稳定性。Carrion等^[96]利用已知的结构系统特性(质量、刚 度、阻尼矩阵)和荷载向量,提出一种基于模型反应来预测作动器输入位移的 时滞补偿方法。Phillips等^[97]发展了基于前馈-反馈控制的时滞补偿方法,该方 法需要结合液压伺服系统和试验结构的传递函数使用。Chen等^[98]提出基于逆 离散传递函数和力的平衡方程的双补偿方法,可以同时对位移和力进行补偿, 通过振动台试验验证了双补偿策略的精度。Wu等^[99]提出了一种基于时滞上界 和优化的方法来进行位移时滞过补偿的方法,通过数值模拟和真实混合试验验 证了该方法优于传统的补偿方法。

1.3.3 混合试验系统综述

试验系统是开展结构混合试验的载体。只有科学合理地布置各个部分,才 能顺利开展本地试验和网络协同试验。

为了构建先进的远程协同实验网络,许多国家做了大量工作。美国推出"地 震工程模拟网络"(NEES)计划、欧洲建立了"减轻地震风险的欧洲网络"、 东亚地区的日本建成了世界最大的振动台,并建设了 E-Defense 网络(简称 ED-net)、韩国起草了建设工程发展计划(简称 KOCED)^[100]、我国台湾建立 了"基于互联网的地震工程模拟"平台,我国大陆创建了 HQH-NSER 远程协同试验系统。此外,英国、新西兰等国家也在模仿美国的 NEES 构建类似的系统 UK-NEES 和 NZNEES,并和美国的 NEES 进行连接。

1.3.3.1 混合试验平台开发

近十年来,国内外学者开发了许多混合试验平台,极大地方便了混合试验 的开展,下面介绍几个典型的混合试验平台。

Kwon 等^[101]基于 MATLAB 脚本语言开发了多站点子结构混合试验模拟协 调软件 UI-SimCor, 它架构清晰,用 HHT-α数值积分方法在其协调器中求解 结构运动方程。Takahashi 等^[102]基于面向对象的网络协同模拟思想,提出一个 用于开展结构分布式试验-计算模拟的软件架构; Schellenberg^[103]将该架构细 化,开发了试验配置和控制的开源软框架 OpenFreco。

Xiao 等^[104,105]基于 VB 语言开发了网络协同试验软件 NetSlab, 该软件主要用于远程协同试验的组织和控制,以及控制中心程序和试验参与程序之间的数据传递和通讯。Pan 等^[106]提出一个并行的分布式混合试验架构 P2P, 其思想是将各子结构自身的动力特性凝聚到边界,通过迭代实现边界上的协调和平衡。Wu 等基于 C++语言开发了混合试验平台 HyTest, 目前正在完善中。

1.3.3.2 混合试验平台应用

混合试验平台的开发,极大地促进了混合试验的发展,下面简述相关混合 试验平台的的应用情况。

Eatherton 等^[107]和 Ji 等^[108]分别基于 Ui-SimCor 对钢结构和钢筋混凝土结构开展了混合试验,研究了两类结构的破坏性能。王强等^[109]和冯帆等^[110]分别使用 OpenSEES 和 Abaqus 有限元软件通过 OpenFresco 和 MTS FlextestGT 实现通信,并开展了验证性试验。郝伟^[111]和许国山等^[112,113]研究了 OpenFresco 分别通过 dSPACE 和 LabView 与试验加载系统数据通信的问题。

郭玉荣等^[114]和王大鹏等^[115]使用 NetSlab 开展了多跨桥梁结构的远程网络 协同混合试验,验证了该混合试验平台的可靠性。Wang 等^[116-119]对 P2P 模式 的数值性能进行分析,并结合通用有限元软件对隔震结构与钢-混凝土结构开 展了本地子结构混合试验;对四层钢框架开展了两种分布式混合试验,探究了 采用该平台开展结构倒塌模拟的可行性与有效性。

1.4 系统辨识参数估计的研究现状

所谓系统辨识是指根据系统或过程的输入输出来确定描述系统行为的数 学模型。参数估计是系统辨识的一个重要方面,也是开展模型更新的理论基础。 下面首先介绍系统辨识的原理,然后讨论参数估计的方法。

1.4.1 系统辨识原理概述

所谓系统是指按一定秩序组而成具有综合功能的客观整体。模型是指对所研究客观系统的数学描述。关于系统辨识,1962年L.A. Zadeh^[120]给出一个数学定义,即在系统输入和输出的基础上,从一组给定的模型类中,确定一个与所测系统等价的模型。1978年L. Ljung^[121]指出系统辨识有三个要素,即数据、模型类和准则;辨识就是按照一定准则在一组模型类中选择一个对数据拟合最好的模型。

系统辨识有多种分类方法。(1)根据预设模型的类别,可分为线性模型辨 识和非线性模型辨识等;(2)根据系统的组成结构,可以分为开环系统辨识和 闭环系统辨识;(3)根据辨识的执行过程,可以分为离线辨识和在线辨识。(4) 根据对系统的了解程度,可以分为整体辨识和部分辨识。其中整体辨识中对系 统一无所知,故可看着黑箱问题;部分辨识中对系统略有所知,故可看作灰箱 问题。工程问题大多是灰箱问题,即系统模型的结构已知,此时,辨识就简化 为参数估计问题。

系统辨识是建立系统模型的重要方法之一,通常将分析建模和辨识建模结 合使用。系统辨识可用于仿真分析、预测预报、在线控制和监测诊断等多个方 面。

1.4.1.1 系统辨识的基本原理

L. Ljung的定义指出了系统识别的要素和实质。在其三要素中,数据是辨识的基础,模型类是选择的范围,准则是辨识的依据。下面结合图1-5阐述系统辨识的原理。

(1) 辨识原理 对于待辨识的系统 S, 预设一个模型 M。在相同输入 u(t)下, 比较系统 S 的观测输出 y_m(t) 和模型 M 的预测输出 y_p(t)。如果预测输出和观 测输出按某种准则非常接近,则模型 M 可以代表系统 S。如果预测输出和观 测输出按某种准则相差甚远,则修改模型 M(包括模型的结构和相应的参数), 直到预测输出与观测输出按指定准则非常接近,从而确立一个能代表系统 S 的模型 M。

系统辨识可以理解为一个优化的过程。一般地,准则是目标函数,模型 是优化变量,模型类是约束条件。特别地,当模型结构已知,进辨识简化为 参数估计时,准则还是目标函数,参数为优化变量,参数取值范围为约束条 件。

(2)误差准则 等价准则是系统辨识中不可或缺的三大要素之一,它是衡量

第1章绪论

模型接近实际系统或过程的标尺,通常表示为一个误差的泛函。因此等价准则也叫误差准则或损失函数,记作

$$J(\theta) = \sum_{0}^{T} f(\varepsilon(t))$$
(1-10)

试验设计

式中, $f(\cdot)$ ——是 $\varepsilon(t)$ 的函数,常用平方的形式,即 $f(\varepsilon(t)) = \varepsilon^2(t)$;

ε(t) ——定义在区间[0,T]上的误差函数,它应理解为模型与实际系统 或过程的"误差",可以表示为输出误差,输入误差或广义误差。









辨识目的和先验知识

预设模型

型结构识别

参数估计

模型检验不合格

↓^{合格} 最终模型)



(1) 辨识的内容 为了建立系统的数学模型,系统辨识需要完成以下四方面 内容: a)实验设计,b)模型结构辨识,c)模型参数估计和 d)模型检验。对于 一个具体的系统辨识,还可能有许多辅助性工作。

(2) 辨识的步骤 虽然系统辨识在数据、模型类和准则的选择上有很大的自由性,但在进行辨识时,一般遵循如下的步骤,如图 1-6 所示。

a) 明确辨识目的、掌握先验知识。辨识目的决定系统模型的类别和采用的辨识方法;先验知识对试验设计和模型选取起指导性作用。

b)试验设计。根据辨识目的和先验知识确定研究对象,选择试验信号, 采样间隔和数据长度等,记录输入输出数据,并进行预处理。

c)预设模型。根据先验知识和辨识目的,选定待辨识对象(系统)数学模型的种类,确定一个验前假定模型。

d)模型结构辨识。根据系统输入输出数据,在假定模型类别的前提下, 利用辨识方法确定模型的架构,如差分方程的阶次,纯延时等。

e) 模型参数估计。根据系统输入输出数据,在假定模型架构的前提下,利用估计方法确定模型的参数。为了"去噪",常基于统计方法。

f) 模型检验。利用一套新的输入输出数据,检验新建模型的有效性和可 靠性,如果合格则辨识终止,否则需要重新辨识。

1.4.1.3 系统辨识的方法分类

根据数据处理域的不同,可分为时域方法和频域方法等。频域方法有谱分析法和频响函数法等;时域方法采用时域输入输出数据,与结构环境荷载和非 线性行为相关^[122],是更宽泛有效的识别方法。

根据辨识方式的不同,可分为离线识别算法和在线识别算法。离线辨识算 法在获得批量数据后再进行识别,虽然其精度较高,但要存海量数据。在线辨 识算法仅用当前时刻的数据就能进行辨识。其占据存储量小,计算效率高。

根据对系统的把握程度,可分为非参数模型(黑箱)识别方法和含参数模型(灰箱)识别方法。下面就这种分类展开介绍。

(1) 非参数模型辨识方法 这类方法将系统看做"黑箱",无需预先假定 其模型结构,理论上可适用于任何复杂的系统。经典辨识方法有阶跃响应法、 脉冲响应法、频响函数法、相关分析法和谱分析法,它们主要用来识别系统的 传递函数。现代辨识方法有神经网络法、模糊逻辑法和智能算法(遗传算法^[123]、 蚁群算法和粒子群算法^[124])等。

(2)含参数模型辨识方法 这类方法将系统视作"灰箱",必须事先假定 模型的结构,通过极小化模型与系统间的误差函数来确定模型的参数,即参数 估计。在估计理论中有五大类方法:最小二乘估计、最大似然估计、极大验后 估计、最小方差估计和线性最小方差估计。在 1.4.2 节将详细论述参数估计的 若干问题。

此外,若从优化的角度来看待系统辨识,则优化方法可以用做辨识算法。 如牛顿法、梯度法,单纯形法等。朱镜清^[125]用修正的单纯形法辨识结构的刚 度并估计结构的位移。赵威^[126,127]对非线性结构的参数估计和系统识别方法进 行总结。

1.4.2 参数估计方法综述

估计是从带有随机干扰的观测数据中提取有用信息的方法。估计问题可分为状态估计和参数估计。参数估计是在已知系统模型结构时,用系统的输入和输出数据计算系统模型参数的过程;当系统的模型用状态空间表示时,通常也 对其状态进行估计。

根据选用的估计准则,估计方法可分为最小二乘估计、最大似然估计、极 大验后估计、最小方差估计、线性最小方差估计,其中后三者属于贝叶斯估计 的范畴。目前,最小二乘估计和基于线性最小方差的卡曼滤波器系列是土木结 构中最常见的时域在线估计方法,下面主要评述这几种方法的应用。

1.4.2.1 最小二乘估计

最小二乘估计(Least-square estimation, LSE)由高斯(1795)在测算行星轨 道时首先提出,它以残差的平方最小作为估计准则。一般最小二乘法对所有观 测数据平等对待,其估计精度不高。根据重要性可以对观测数据加权,从而形 成加权最小二乘法。以上两种都是对批量数据进行的离线估计,为了实现在线 估计可采用递推最小二乘法。当考虑有色噪声时,为实现无偏估计需要采用增 广最小二乘等方法。其理论发展如图1-7所示。

最小二乘估计在土木结构中得到了广泛应用。1999年Smyth等^[128]提出了 一个基于最小二乘的自适应算法,对非线性模型参数过少或过多情况下,该算 法都能得到可靠的恢复力估计值和滞变单元模型参数。2001年Lin^[129]提出了一 种基于变量追踪的自适应在线参数识别算法。在每一时间步用递推最小二乘法 更新增益矩阵的对角线元素,保证参数识别值平滑收敛。2004年Yang^[130]提出 了一种基于最小二乘估计的自适应跟踪技术,可以跟踪参数的突然和缓慢变 化;通过非线性滞变结构的参数识别验证了该方法的有效性。2007年Yang^[131] 提出序贯非线性最小二乘估计方法,对非线性弹性结构和非线性滞变结构进行 了参数识别和损伤识别,研究表明该算法能够跟踪时变参数,具有良好的稳定 性和收敛速度。

由于标准的LSE 只能针对结构参数能够被线性表达的模型参数识别,并 不能直接用于非线性结构参数识别问题。2011年Zhang^[132]针对Bouc-Wen 模型, 推导出相应最小二乘参数识别方法,该方法将理想弹塑性Bouc-Wen 模型的滞 变位移用实际测量的恢复力代替,采用隐式积分规则得到关于滞回模型参数的 线性方程,实现了基于Bouc-Wen 模型最小二乘法参数在线识别,研究发现参 数识别值在识别前期波动较大,该方法仍需进一步的试验验证。



图 1-7 最小二乘估计的发展 Fig. 1-7 Development of LSE

图 1-8 卡尔曼滤波器的执行 Fig. 1-8 Operation of Kalman filter

1.4.2.2 扩展的卡曼滤波器

1960 年Kalman^[133]于提出了一种以线性最小方差为估计准则的卡尔曼滤 波器(Kalman filter, KF), KF采用了状态方程方式来描述动态系统,只需根据 前一步的状态估计值和当前步及之前的观测值就可直接递推计算出当前步的 最优状态估计, KF的执行过程见图1-8。为了使KF 能够应用于非线性航天器 导航问题, Stanley 等人首先提出了扩展卡尔曼滤波器(Extended Kalman filter, EKF)。 EKF 采用标准的卡尔曼滤波(Kalman filter, KF)递推算法架构,对非线 性系统在KF 状态估计处进行了一阶线性化。

EKF 在结构损伤辨识和非线性参数识别等方法得到广泛应用。1984 年, Hoshiya 等人^[134]将EKF 应用于抗震结构的系统识别。为了能够得到一个稳定 的收敛解,提出将一种基于目标函数的加权整体迭代与EKF 算法相结合的识 别方法,并针对多自由度线性系统、双折线滞变系统以及双折线等效线性化系 统验证了所提出的方法的有效性。2002 年,Zhang 等人^[135]采用EKF 识别考 虑滑移和退化的非弹性结构滞回模型参数,并与单纯形算法、广义梯度下降方 法进行了对比分析,表明这些识别算法可以应用于非弹性结构参数识别。2006 年,Yang 等人^[136]提出了一个基于振动观测数据的自适应EKF 方法来在线识 别结构参数,并能识别出结构发生损伤破坏时的参数变化,从而判别结构的损 伤程度。他通过线性、非线性弹性、弹塑性的Benchmark 结构识别验证了所 提方法的有效性。2010 年,Foun^[137]采用自适应EKF 识别单自由度和多自由 度的线性、非线性结构时变参数,并讨论了不同观测噪声水平以及不同观测噪 声协方差对参数识别影响。

由于EKF 需要在每一个递推步中求解相应的雅克比矩阵,当非线性系统 不可导时,则很难求解雅克比矩阵。此外,如果状态估计初始值选择收敛域以 外时可能会导致识别结果发散。而且,仅当系统为接近线性或弱非线性模型时, EKF 才能取得较为可靠的结果。

1.4.2.2 隐性卡尔曼滤波器

1995年Julier和Uhlmann等^[138-145]提出了隐性卡尔曼滤波器(Unscented Kalman filter, UKF),之后一些研究者^[146-149]对UKF 方法进行了深入研究和发展,提高了该算法的精度和稳定性。UKF 采用确定性采样策略去逼近状态量的统计特征值,即隐性变换 (Unscented transformation, UT),然后利用卡尔曼滤波的"预测-更新"递推架构进行状态估计。UT 变换不需要计算非线性系统的雅克比矩阵,而采用一系列确定性的Sigma 点来近似状态估计,将这些Sigma 点进行真实系统的非线性变换,通过加权统计这些变换后的Sigma 点来近似计算随机向量函数的均值和协方差,并至少达到泰勒展开二阶精度。因

此,UKF 同时具有很强的非线性状态估计能力和较高的计算效率的优点。

2007 年Wu 等人^[150]首次应用UKF 来解决土木工程中的非线性模型参数 识别问题,比较了EKF和UKF 对强非线性系统的识别效果。研究表明,与EKF 相比,UKF 在强非线性模型参数识别上精度更高,对噪声的鲁棒性更好。2008 年Wu 等^[151]应用UKF 在线识别考虑退化、滑移的非线性滞回模型参数,研究 表明UKF 算法具有较高的识别精度和计算效率,能够实现实时状态估计和参 数识别。2013年陶冬旺^[152]分别采用EKF 和UKF识别多自由度剪切型结构的线 性和非线性子结构模型参数,并用来评价结构地震损伤。2014年Astroza等^[153] 采用UKF识别框架结构分布塑性梁柱单元模型中材料的本构参数,仿真结果表 明,只要外部荷载能激起材料的非线性,相应的本构参数就能识别出来。

目前,利用真实试验数据进行在线识别非线性模型参数的研究还相对较 少。Chatzi 等人^[154]采用UKF 方法利用Tasbihgoo 等人的试验数据在线识别非 线性结构模型参数,利用识别参数的终值更新了相应的一系列基于Bouc-Wen 模型的非线性模型,并提出了模型参数识别平滑性和准确性的双重整体误差评 价准则。Song^[155,156]基于UKF 方法用试验观测数据对磁流变阻尼器和钢框架 结构进行了模型参数实时在线识别,并用参数识别终值来更新模型,然后对比 了在相同的输入下模型更新结果与真实结构试验结果,验证了模型更新方法的 有效性。

1.5 模型更新在混合试验中的应用

大型复杂结构在地震等极端作用下一些构件会进入非弹性状态。若开展足 尺子结构混合试验,由于设备和资金限制,只能对若干具有代表性的构件开展 真实试验,而剩余大部分构件要用理想化的模型代替。鉴于这些模型的参数通 常是假定的,其计算结果的模型误差就不容忽视,混合试验的优势也无法突显。

为了减少模型误差,可以考虑充分利用试验子结构的观测数据,在线识别 其预设模型的参数,并实时更新数值子结构中相应构件的模型参数,这就是模 型更新混合试验的思想。下面首先介绍模型更新混合试验的原理,然后讨论其 发展现状。

1.5.1 模型更新混合试验原理

关于整体结构建模,在传统的混合模拟中,整体结构被划分为试验子结构和数值子结构,而在模型更新混合模拟中,数值子结构根据其与试验子结构的相似程度,分为可更新的数值子结构和不更新的数值子结构,见图 1-9。



图1-9 在线模型更新混合模拟架构

Fig. 1-9 Framework of online model updating hybrid simulation 可更新的数值子结构由数值模型中与试验子结构特性相似的构件组成, 它们和试验子结构(如支撑、桥墩或框架柱)可以用相同的数学模型描述, 但可以和试验子结构具有不同的加载路径。这类数值子结构可以充分利用试 验子结构的测量信息,校正其选用的数学模型参数。

不更新的数值子结构由数值模型中与试验子结构特性不同的构件组成。 它们通常能够用可靠的数学模型来描述,模型的参数选取比较有把握,因此 不需要在试验中更新其模型参数;当然由于这些构件与试验子结构特性不同, 也不可能用试验测量数据校正其模型参数。



图 1-10 模型更新混合试验示意图

Fig. 1-10 Schematic diagram of hybrid simulation with model updating

第1章绪论

关于混合试验架构,传统混合试验以积分算法为中心,以数值子结构计算 和试验子结构加载为两个基本点。模型更新混合试验(见图1-9)则需要在此 基础上增加两个模块:其一是系统识别模块,这里系统指试验子结构;其二是 参数更新模块。

在系统识别模块(见图1-9中的虚线框)中,有一个预先设定的模型和参数 优化算法子模块。预先设定的模型是能描述系统(试验子结构的)的附属数值 子结构,它和可更新数值子结构具有相同的数学模型。在混合模拟中,附属数 值子结构输入的位移时程与其代表的试验子结构完全相同。参数优化算法是系 统识别的核心,它通过设定目标函数,比较试验子结构的测量信息与附属数值 子结构反应,实时估计出一组最佳的参数。通常使用递推算法,如前面提到的 UKF算法,因为其具有较高的计算效率。

在参数更新模块(见图1-9中的点线框)中,系统识别得到的参数首先通 过一个约束限定在设定的范围内,从而保证参数本身具有物理意义。然后用这 些识别的参数校正可更新数值子结构数学模型的参数。值得注意的是,可更新 数值子结构数学模型的参数并不必每步都更新,通常在参数识别的初始几步, 其波动很大,这时可以不进行更新;待参数收敛稳定后,再进行更新。

关于模型更新混合试验的执行,结合图 1-9 取积分算法中的一步进行说明: 首先,把结点位移 u_E 发送给试验子结构并测量反力 R_E。接着,把结点 位移 u_E 和测量反力 R_E 发送给系统识别模块,对参数进行一次估计。然后, 把结点位移 u_{N1}和估计出的参数发送给可更新的数值子结构并计算出内力 R_{N1}。最后,把结点位移 u_{N2}发送给不更新数值子结构并计算出内力 R_{N2}。就 这样,重复上述操作,遍历所有时间,就能利用试验子结构的测量数值,对 相关数值子结构进行在线模型更新。图 1-10 以桥梁结构为例给出了模型更新 混合试验的示意图。

1.5.2 模型更新混合试验发展

近十年来,国内外学者对模型更新混合试验开展了积极的探索,取得了丰硕的成果。表 1-2 总结了迄今为止相关的研究进展。

2005年,Yang WJ等^[157]首先在子结构混合试验中,提取试验子结构观测数据并用多层前馈神经网络算法学习试验子结构的恢复力模型,然后用训练好的神经网络在线预测数值子结构的恢复力。通过对两层剪切型框架的仿真和试验表明,该方法能够提高数值子结构恢复力计算的准确性。值得说明的是神经网络方法计算负荷较大,从而限制了其用于在线模型更新混合试验。

Yang YS等^[158,159]阐述了模型更新混合试验架构,提出在混合试验中用多 变量非线性优化的Nelder-Mead Simplex Method (NM)方法来识别试验子恢复 力模型参数,并在线更新相应的数值子结构模型参数。针对桥梁结构在 OpenSeesNavigator软件开展混合试验数值仿真,验证了该算法的可行性。

2010年,张健^[9]采用UKF算法或最小二乘^[160]识别结构层间双线性或 Bouc-Wen恢复力模型参数,用子结构数据训练好的神经网络预测类似子结构 的恢复力,并通过数值仿真探讨了UKF、最小二乘和神经网络这三种识别方法 在自适应子结构拟动力试验中的应用。

王涛等人基于模型更新的思想开展了一系列混合试验:2011年王涛等^[161] 以框架带支撑结构为对象,基于底层试验支撑的观察力位移关系,用最小二乘 法识别假定的双线性模型参数,并在线更新第二层支撑双线性模型参数,开展 了自适应拟动力子结构试验。2012到2013年,王涛等基于UKF算法开展了三组 模型更新混合试验。首先他^[162,163]以单自由度(双弹簧-质量-阻尼)系统为对 象,以其中一个弹簧为试件,另一个用线弹性模型代替,开展混合试验,提取 试件的力-位移关系用UKF在线识别其刚度,并实时更新数值弹簧模型的刚度。 然后他^[164]以带支撑的两层框架为对象,结构简化为层模型,以底层支撑为试 件,上层支撑用Bouc-Wen模型代替,在混合试验中利用试验支撑力-位移数据, 采用UKF识别预设的Bouc-Wen模型参数,并在线更新上层支撑的参数。最后 王涛^[165,166]通过在UKF的预测步及更新步中修正UT变换的Sigam采样点,提出 了一个新的约束UKF算法,并把该算法用到模型更新混合试验中,通过仿真和 试验验证了其有效性。关于王涛在模型更新混合试验方面的研究成果,详见其 博士论文^[167]。

2013年, Kwon等^[168]提出一个新的模型更新方法,数值模型为多个具有不同模型参数值的假定模型的加权线性叠加,通过定义性能指标函数,采用在线优化方法求解模型的权重系数,完成混合试验中的数值模型更新,通过仿真和试验验证表明线性加权组合的数值模型能够很好地复制物理试件的性能。

2014年,Hashemi等^[169]阐述了利用试验子结构数据更新数值子结构模型参数的混合试验架构,总结了在线模型更新混合试验的执行过程。他以单层单跨排架为对象,采用UKF算法识别左侧试验排架柱底部弯矩-转角预设的Bouc-Wen模型参数,并实时更新右侧排架柱底部弯矩转角Bouc-Wen模型的参数。

2014 年,Elanwar 等^[170]讨论了基于试验构件的观测数据,在混合试验中修改数值子结构模型中的材料本构参数,其核心是用遗传算法识别材料本构关系
第1章绪论

参数。通过钢结构和混凝土结构两个数值仿真算例,验证了基于材料本构模型 更新混合试验的有效性。但该文没考虑混合试验中应力数据的不可直接观测 性,没有进行试验也未给出识别结果。

Table 1-2 Statistics of interatures on model updating hybrid simulation up to now							
作者及	结构	试验	附加	识别質法	试验系统		
文献编号	计算模型	子结构	数值模型	67月7月14	1413 <u>m</u> 71 - 51		
Yang WJ	两层框架	第一层	Ramberg-	神经网络	未说明		
et al. $[137]$	(层模型)		Osgood				
Zhang ^[160]	两层带	一层	BouC-Wen	最小二乘	dSPACE		
$\pm^{[161]}$	支撑框架	支撑	双线性		-MTS		
王 ^[163-167]	两层带	弹簧	线弹性/	UKF/	dSPACE		
Wu ^[163]	支撑框架	支撑	BouC-Wen	CUKF	-FTS/MTS		
Yong YS	桥梁结构	一个	弹簧+直杆	单纯形法	OpenSees-		
<i>et al</i> . ^[159]		桥墩			Navigator		
Kwon	单层两跨	左跨	DBE+	未说明	UI-Simcor		
<i>et al.</i> $[168]$	支撑框架	支撑	Steel02				
Hashemi	单层单跨	左侧	BouC-Wen	UKF	OpenFresco		
<i>et al</i> . ^[169]	排架结构	柱子					
Elanwar	单层两跨	左侧	材料	遗传算法	UI-Simcor		
<i>et al</i> . ^[170]	钢或钢混	柱子	本构模型				

表 1-2 迄今关于模型更新混合模拟的统计 Table 1.2 Statistics of literatures on model undating hybrid simulation up to norm

注:表中统计文献截止 2014 年 10 月。

1.6 关键问题及研究的思路和内容

本课题来源于国家自然科学基金重大研究计划"重大工程的动力灾变"项 目群下的国际合作项目"建筑及桥梁抗倒塌性能的分布式大型子结构试验方法 及平台(51161120360)"。

本文以"减少模型误差、提高试验精度"为宗旨。根据对研究现状的分析, 目前混合试验中模型误差的来源有两个方面:其一,当前对框架结构开展混合 试验时,常以层模型为结构计算模型,这种简化不仅带来模型误差,而且无法 探究梁柱构件的局部反应。其二,对大型复杂结构开展混合试验,由于设备和 资金限制,只能对少数非线性构件开展足尺子结构试验,剩余多数构件用假定 的数值模型代替,当后者在整个结构中所占比例较大时,混合试验的优势就消 了。此外,当前混合试验系统架构难以同时支持精细化有限元和模型更新思想, 因此无法开展模型更新混合试验。这三个方面是本文拟解决的关键问题。

为了解决这三个关键问题,本文围绕研究宗旨,以框架结构为研究对象, 将从三个方面入手开展研究。首先,采用杆系模型作为框架结构的计算模型, 并针对梁柱单元,寻求能兼顾计算精度与效率的本构模型。其次,针对框架柱 试验子结构,预设梁柱单元及本构模型,研究利用试验中观测信息快速识别本 构模型参数,为在线校正数值子结构中相应框架柱的本构模型做准备。最后, 针对杆系结构混合试验,研究基于有限元软件的混合试验系统,并提出框架结 构在线模型更新混合试验架构,为开展相关试验提供实现载体。本文的技术路 线如图 1-11 所示。



图 1-11 内容安排与技术路线 Fig. 1-11 Framework of hybrid simulation with model updating

本文将梁柱截面本构模型更新及杆系结构混合试验方法结合起来,从理论 分析、数值仿真和试验验证等方面研究相关问题,具体内容安排如下:

(1)第2章研究考虑轴力弯矩耦合的截面本构模型。首先构建了截面上 轴力与弯矩的屈服面,基于经典塑性理论建立了考虑轴力弯矩耦合的截面本构 模型。从数值角度给出了截面本构模型的使用方法;并通过仿真算例,验证了 所提截面本构模型的特性。

(2)第3章研究梁柱截面本构模型参数识别方法。首先确定研究对象框架柱的观测信息与预设模型,接着探讨 UKF 基本原理及状态和参数的估计模式,然后分析 UKF 纯参数估计模式下初值与噪声的选择及性能分析,最后通过数值算例进行仿真验证。

(3)第4章研究基于有限元软件的混合试验系统。首先分析两层混合试验系统架构存在的问题并搭建一个混合试验系统仿真平台;接着引入了基于有限元软件的三环混合试验系统;然后提出面向单元并考虑模型更新的框架结构 混合试验架构,最后验证所提出的仿真平台和试验架构。

(4)第5章开展考虑在线模型更新的框架混合试验。首先明确框架结构研究对象的计算模型和结构层次分析方法;接着设计了框架柱试验子结构,并确定其加载和测量方案;然后开展框架结构常规混合试验;最后开展了框架结构在线模型更新混合试验。

第2章 考虑轴力弯矩耦合的截面本构模型

2.1 引言

为了减少由计算模型和数值单元引起的模型误差,本文拟采用杆系模型 和非线性梁-柱单元对框架结构进行建模,这对本构模型的选取提出了要求。 就梁-柱单元而言,现有的本构模型有三个层次:构件层次、截面层次和材料 层次^[34,171,172]。构件层次的本构主要用在集中塑性单元中,而后两者主要用 于分布塑性单元中。在这三类本构模型中,截面层次的本构模型能兼顾计算 精度与效率,因此在混合模拟的数值建模中具有很大潜力。

目前梁-柱单元截面上的本构模型通常是给出截面的"弯矩-曲率"关系, 或者给定截面的"轴力-弯矩-曲率"关系。这类关系曲线是通过大量试验拟 合或经由纤维截面分析得到,在使用时缺乏灵活性,不能考虑轴力存在及变 化对弯矩的影响^[171]。

截面屈服面为考虑轴力与弯矩耦合作用提供了一个很好的工具。 Nigam^[173]、Morris^[174]和 Wen^[175]等提出在单元杆端采用屈服面进行弹塑性分析。Powell等^[176]基于经典塑性理论提出了一个广义的塑性铰模型。White^[177]使用屈服面提出了精细化塑性铰模型;舒兴平^[178]利用屈服面在单元杆端进行单元状态确定并进行了试验;Chan等^[179]提出了一个适用于 I 或 H 型截面的全塑性屈服面,并据此建立了塑性铰单元。进入新世纪以来,屈服面的应用热度不减: Iu 等^[180]基于截面屈服面来考虑材料非线性和应变强化,并采用精细化塑性铰方法研究组合框架结构;ElMandooh等^[181]为了考虑变轴力下钢筋混凝土柱构件中弯曲与剪切滞回特性,将每个杆端塑性铰细化为三个串联的转动子弹簧和一个剪切弹簧并用屈服面进行状态确定。最近,Biglari^[182]基于屈服面提出拟铰梁柱单元,而 Bleyer^[183]用屈服面来估计组合框架的上下限荷载。但是,在这些塑性铰模型中,集中塑性的假定会影响模拟精确;在拟铰模型中, 凭经验确定的塑性铰长度也影响模拟精度。此外 Drain2D^[184]中基于屈服面的塑性铰模型只假定在弯曲方向屈服,这有悖于经典塑性理论。

为考虑轴力与弯矩的耦合作用,并兼顾计算精度与效率,本章提出了一 个用于梁柱单元的截面本构模型。内容安排如下:首先构建了截面上轴力与 弯矩的屈服面;接着基于经典塑性理论建立了截面本构模型;然后阐述了截 面状态确定和本构关系积分的方法;最后通过静力和动力弹塑性分析算例验 证所提截面本构模型。值得说明的是,所提本构模型虽然只适用于钢结构, 哈尔滨工业大学工学博士学位论文

但通过改变屈服面形式该方法可以很容易推广到混凝土结构及组合结构中。

2.2 截面轴力与弯矩的屈服面

在截面的弹塑性分析中,确定一个控制截面屈服的函数是至关重要的。 Morris 等^[185]提出了不同中性轴下 I 型截面的屈服面,Orbison^[186]针对宽翼缘 截面提出了一个实用的单公式屈服面,Duan 等^[187]提出了用于双轴对称型钢 截面的单公式四参数屈服面;下面首先给出规范推荐的双线性相关方程,然 后依据截面组合思想,推导 H 型截面相关曲线作为屈服函数^[188]。

2.2.1 规范推荐的相关曲线

根据中国钢结构设计规范(GB 50017-2003)^[189]第9.2.3条对弯矩作用在一个主轴平面内压弯构件强度的规定,其截面轴力弯矩相关曲线可以表示如下

$$\stackrel{\text{\tiny $\underline{\square}$}}{=} \frac{N}{N_{y}} \le 0.13 \text{ B}^{\dagger}, \quad \frac{M}{M_{p}} = 1.0$$
 $\stackrel{\text{\tiny $\underline{\square}$}}{=} \frac{N}{N_{y}} > 0.13 \text{ B}^{\dagger}, \quad \frac{N}{N_{y}} + \frac{20M}{23M_{p}} = 1.0$
(2-1)

其中 N_v — 一截面屈服轴力 $N_v = f_v \cdot A$, f_v 为钢材屈服强度, A 为截面积;

 $M_{\rm p}$ ——截面塑性弯矩 $M_{\rm p} = f_{\rm v} \cdot W_{\rm p}$, $W_{\rm p}$ 为截面的塑性模量。

根据美国钢结构设计规范(AISC-360-10)^[190]推荐的对称截面压弯构件 相互作用公式(H1-1a和H1-1b),截面的轴力弯矩相关曲线可以表示如下

$$\stackrel{\text{\tiny \underline{N}}}{=} \frac{N}{N_{y}} < 0.2 \text{ II}, \quad \frac{N}{2\varphi N_{y}} + \frac{M}{\varphi_{b}M_{p}} = 1.0$$

$$\stackrel{\text{\tiny \underline{N}}}{=} \frac{N}{N_{y}} \ge 0.2 \text{ II}, \quad \frac{N}{\varphi N_{y}} + \frac{8M}{9\varphi_{b}M_{p}} = 1.0$$

$$(2-2)$$

其中 φ ——受压抵抗系数, φ =0.90;

 $\varphi_{\rm b}$ ——受弯抵抗系数, $\varphi = 0.90$ 。

这类相关曲线虽然简单,但它在描述截面的承载能力时通用性差,以至 于对其他许多截面不经济;此外,这类分段函数描述的曲线在分段点不可导。

2.2.2 截面组合式相关曲线

Chan 和 Chui^[191]提出了截面组合思想,用来确定截面的塑性极限承载力。 其核心是假设腹板承担轴力,剩余未屈服的部分抵抗弯矩。以 Η 型钢柱为研 究对象 (见图 3),设一个翼缘面积为 *A_t* = α*A_w* (其中 *A_w* 为腹板面积,为了简 化取 *h*≈*h*_w),则该截面单独受轴力或弯矩作用时的极限承载能力如下:





图 2-1 文献中提到的屈服面 图 2-2 H 型截面及截面内力分析 Fig. 2-1 Yielding surface obtained using Fig. 2-2 H-Section and internal force analysis models published in the literature.

$$N_{y} = Af_{y} = (2\alpha + 1)A_{w}f_{y}$$

$$M_{p} = W_{p}f_{y} = 2A_{f}f_{y}h/2 + 2 \times 0.5A_{w}f_{y}h_{w}/4 \approx (\alpha + 0.25)A_{w}f_{y}h$$
(2-3)

当轴力较小(N<A_wf_y,其中f_y为屈服应力)时,塑性中和轴在腹板内,轴力和弯矩的平衡条件分别如下^[192]

$$N = (1 - 2\eta) \quad ht_{w} f_{y} \approx (1 - 2\eta) \quad A_{w} f_{y}$$

$$M_{z} = A_{f} f_{y} (h - t) + (\eta h - t) t_{w} f_{y} (1 - \eta - t / h) h \approx (\alpha + \eta - \eta^{2}) A_{w} f_{y} h$$
(2-4)

消去以上两式中的η,则可得轴力/和弯矩/的相关公式

$$\frac{(2\alpha+1)^2}{4\alpha+1} \cdot \frac{N^2}{N_v^2} + \frac{M}{M_p} = 1$$
(2-5)

当轴力较大(N≥A_wf_y,其中f_y为屈服应力)时,塑性中和轴在腹板外, 按照上述方法可得轴力 N和弯矩 M 的相关公式

$$\frac{N}{N_{y}} + \frac{(4\alpha + 1)}{2(2\alpha + 1)} \cdot \frac{M}{M_{p}} = 1$$
(2-6)

从而,理想弹塑性材料 H 型钢截面的屈服函数可以表示为

$$\phi(N,M) = \begin{cases} \frac{(2\alpha+1)^2}{4\alpha+1} \cdot \frac{N^2}{N_y^2} + \frac{|M|}{M_p} - 1, & \frac{N}{N_y} < \frac{1}{2\alpha+1} \\ \frac{|N|}{N_y} + \frac{(4\alpha+1)}{2(2\alpha+1)} \cdot \frac{|M|}{M_p} - 1, & \frac{N}{N_y} \ge \frac{1}{2\alpha+1} \end{cases}$$
(2-7)

为了证明屈服函数式(2-7)在分段点是可导的,依据式(2-5)和式(2-6), 将弯矩 *M* 表达为轴力 *N*的函数

$$M_{z} = \begin{cases} M_{p} \left(1 - \frac{(2\alpha + 1)^{2}}{4\alpha + 1} \cdot \frac{N^{2}}{N_{y}^{2}}\right), & \frac{N}{N_{y}} < r_{N} = \frac{1}{2\alpha + 1} \\ \frac{2(2\alpha + 1)}{(4\alpha + 1)} \cdot M_{p} \left(1 - \frac{|N|}{N_{y}}\right), & \frac{N}{N_{y}} \ge r_{N} = \frac{1}{2\alpha + 1} \end{cases}$$
(2-8)

弯矩M在轴力 $N_0 = r_N N_y$ 时的左右导数分别为

$$M'_{-}(N_{0}) = -M_{p} \frac{(2\alpha+1)^{2}}{4\alpha+1} \cdot \frac{2N_{0}}{N_{y}N_{y}} = -\frac{2(2\alpha+1)}{4\alpha+1} \cdot \frac{M_{p}}{N_{y}}$$

$$M'_{+}(N_{0}) = -\frac{2(2\alpha+1)}{4\alpha+1}M_{p} \cdot \frac{1}{N_{y}} = -\frac{2(2\alpha+1)}{4\alpha+1} \cdot \frac{M_{p}}{N_{y}}$$
(2-9)

由 *M'_*(*N*₀) = *M'*₊(*N*₀) 可知,式(2-7)所示屈服函数在分段点是可导的,因此, 便于本章后续塑性流动的研究。

2.3 截面广义内力与变形的关系

2.3.1 截面本构关系假定

设二维梁柱单元某一截面内力为: $\mathbf{s}(x) = [N(x), M(x)]^{\mathrm{T}}$,其中: N(x)为截 面轴力, M(x)为截面弯矩。截面变形为: $\mathbf{e}(x) = [\varepsilon_{a}(x), \chi(x)]^{\mathrm{T}}$,其中: $\varepsilon_{a}(x)$ 为 轴力变形, $\chi(x)$ 为截面曲率。为了建立截面本构模型,做如下假定:

(1)平截面假定 变形前为平面的截面,变形后仍为平面;与中性轴垂直的平截面,在变形后仍垂直于中性轴。这也是经典的 Euler-Bernoulli 梁变形假定,限定了截面上没有剪应变和剪应力。

(2) 全截面塑性 虽然截面真实的塑性发展是从边缘纤维屈服过渡 到全截面屈服,但本文假定在截面各点应力达到屈服应力前,截面处于弹性 状态,即忽略了从边缘纤维屈服到全截面塑性的过渡。

(3) J₂理论推演 经典的塑性理论(如 J₂流动理论)主要用于应力 应变空间,这里假定 J₂理论也适用于截面上广义应力(轴力及弯矩)和广义应 变(轴向变形及曲率)空间,从而将 J₂理论演绎到截面的内力空间中。

2.3.2 塑性力学基本法则

(1) 弹性内力与变形关系 截面内力增量仅由截面变形的弹性部分引起,而且两者呈线性关系。

$$\mathbf{ds} = \mathbf{k}_{se} \cdot (\mathbf{de} - \mathbf{de}^{p}) \tag{2-10}$$

这里 $\mathbf{k}_{se} = \begin{bmatrix} EA & 0 \\ 0 & EI \end{bmatrix}$ 是截面的刚度矩阵, E 是材料的弹性模量, A 是截面面积, I 是截面惯性矩。

(2) 流动法则 依据 Drucker 公设,当材料处于相关流动时,塑性变 形沿着屈服面的外法线方向发展。

$$d\mathbf{e}^{\mathrm{p}} = d\lambda \cdot \mathbf{G} \tag{2-11}$$

这里 $\mathbf{G} = \partial \varphi / \mathbf{\hat{s}}$ 是屈服面的外法线方向, $d\lambda$ 是塑性变形增量大小, 它将在 2.3.3 中确定。

(3) 强化法则 强化准则规定了截面屈服后后继屈服函数在内力空间 中的变化规则。对于随动强化,截面背内力增量与塑性变形增量成正比

$$\mathbf{dF}_{a} = h_{k}\mathbf{k}_{se} \cdot \mathbf{de}^{p} \tag{2-12}$$

其中 h_k ——随动强化系数 $h_k = b/(1-b)$, b为应变强化系数。

对于等向强化,截面屈服力增量与塑性变形增量的绝对值成正比

$$\mathbf{dF}_{\mathrm{y}} = h_{\mathrm{i}}\mathbf{k}_{\mathrm{se}} \cdot \left| \mathbf{de}^{\mathrm{p}} \right| \tag{2-13}$$

其中 h——等向强化系数h = b/(1-b), b为应变强化系数。

(4)加载与卸载准则 该准则用以判断从一塑性状态出发是继续塑性加载还是弹性卸载,这是计算过程中判定是否有塑性变形以及决定采用弹性本构还是弹塑性本构的必须内容。

$$\varphi(\mathbf{s}, \mathbf{F}_{a}, \mathbf{F}_{y}) = 0 \implies \begin{cases} \mathbf{G} \cdot \mathbf{ds} > 0 & 塑性加载 \\ \mathbf{G} \cdot \mathbf{ds} = 0 & 中性变载 \\ \mathbf{G} \cdot \mathbf{ds} < 0 & 弾性卸载 \end{cases}$$
(2-14)

2.3.3 截面增量本构关系

根据强化法则,首先对式(2-7)所示屈服函数进行修正,以考虑混合强化

$$F_{yN}, F_{yM} = --$$
 截面屈服内力, $F_{y}(e^{p}) = [F_{yN}, F_{yM}]^{T} = F_{y0} + c \cdot h_{i} k_{se} \cdot |e^{p}|$;

 $c \in [0,1]$ —— 混合因子: c = 0时随动强化, c = 1时混合强化。 根据塑性力学的基本原则,可以建立截面的本构关系。对于式(2-10),为 了获得截面内力增量ds,必须先知道截面塑性变形增量de^P的大小dλ。为此要 考虑一致条件。

所谓一致条件,是指在塑性加载时,新的内力点仍然停留在弹性边界上。 它可以用下式表示

$$\varphi(\mathbf{s}, \mathbf{F}_{a}, \mathbf{F}_{y}) = 0, \quad \varphi(\mathbf{s} + d\mathbf{s}, \mathbf{F}_{a} + d\mathbf{F}_{a}, \mathbf{F}_{y} + d\mathbf{F}_{y}) = 0 \quad (2-16)$$

即:

$$\mathbf{d}\boldsymbol{\varphi} = \left(\frac{\partial \boldsymbol{\varphi}}{\partial \mathbf{s}}\right)^{\mathrm{T}} \cdot \mathbf{d}\mathbf{s} + \left(\frac{\partial \boldsymbol{\varphi}}{\partial \mathbf{F}_{\mathrm{a}}}\right)^{\mathrm{T}} \cdot \mathbf{d}\mathbf{F}_{\mathrm{a}} + \left(\frac{\partial \boldsymbol{\varphi}}{\partial \mathbf{F}_{\mathrm{y}}}\right)^{\mathrm{T}} \cdot \mathbf{d}\mathbf{F}_{\mathrm{y}} = 0$$
(2-17)

将式(2-10)、(2-12)、(2-13)和(2-11)代入式(2-17)得

$$\mathbf{G}^{T} \cdot \mathbf{k}_{se} \cdot (\mathbf{d}\mathbf{e} - \mathbf{d}\lambda \cdot \mathbf{G}) + \mathbf{d}\lambda \cdot h_{k} \cdot \mathbf{G}_{1}^{T}\mathbf{k}_{se}\mathbf{G} + \mathbf{d}\lambda \cdot h_{i} \cdot \mathbf{G}_{2}^{T}\mathbf{k}_{se}\mathbf{G} = 0$$
(2-18)

这里 $G_1 = \partial \varphi / \partial F_a$, $G_2 = \partial \varphi / \partial F_y$ 。

标量da代表截面塑性变形增量的大小,它可以表示如下:

$$d\lambda = L/H \tag{2-19}$$

这里L是加载准则函数

$$L = \mathbf{G}^{\mathrm{T}} \mathbf{k}_{\mathrm{se}} \cdot \mathbf{d} \mathbf{e} \tag{2-20}$$

H 是一个正的标量

$$H = \mathbf{G}^{\mathrm{T}} \mathbf{k}_{\mathrm{se}} \mathbf{G} - h_{\mathrm{k}} \cdot \mathbf{G}_{1}^{\mathrm{T}} \mathbf{k}_{\mathrm{se}} \mathbf{G} - h_{\mathrm{i}} \cdot \mathbf{G}_{2}^{\mathrm{T}} \mathbf{k}_{\mathrm{se}} \mathbf{G}$$
(2-21)

将式(2-19)代入式(2-11),将所得塑性变形增量代入式(2-10),从而截面 内力增量ds可以表示为

$$\mathbf{ds} = (\mathbf{k}_{se} - \mathbf{k}_{sp}) \cdot \mathbf{de} = \mathbf{k}_{sep} \cdot \mathbf{de}$$
(2-22)

这里 \mathbf{k}_{sp} — 一截面塑性刚度矩阵 $\mathbf{k}_{sp} = (\mathbf{k}_{se} \cdot \mathbf{G}\mathbf{G}^{\mathrm{T}} \cdot \mathbf{k}_{se}) / H$;

k_{sep}——截面弹塑性刚度矩阵,或称切线刚度矩阵。

2.4 截面状态确定与本构关系积分

对于分布塑性单元中给定的积分截面,本节结合图 2-3 内力空间(其中横轴 *M* 为弯矩,纵轴 *N* 表示轴力),说明所提出截面本构模型的数值计算方法,并用有限增量 "△"代替前述的无穷小增量 "d"进行讨论。

2.4.1 截面状态确定方法

在增量步或迭代步中,由第 *j*步向第 *j*+1步推进时,截面状态确定就是已 知第 *j*步的量和第 *j*+1 步的截面变形,计算截面内力并更新截面刚度矩阵。 其主要步骤如下[193]:

(1) 计算试探内力 按截面弹性矩阵 k_{se}计算截面内力增量的预测值
 Δs,并形成试探内力(图 3 中 B 点)。

$$\Delta \tilde{\mathbf{s}} = \mathbf{k}_{se} \cdot \Delta \mathbf{e} \tag{2-23}$$

$${}^{j+1}\mathbf{s}^{\text{trial}} = {}^{j}\mathbf{s} + \Delta \tilde{\mathbf{s}}$$
(2-24)

(2) 确定截面状态 对单元的每一个积分截面,将其截面试探内力 $j^{+1}\mathbf{s}^{trial}$ 代入截面的屈服函数 $\varphi^{(j+1}\mathbf{s}^{trial}, {}^{j}\mathbf{F}_{a}, {}^{j}\mathbf{F}_{y})$,根据 φ 值及 ${}^{j}State$,确定比例因 子[194]r和 ${}^{j+1}State$ 。

当^{*j*}State=0,即截面原来的状态为弹性时:

(a) 若 $\varphi^{(j+1}\mathbf{s}^{trial}, \mathbf{f}_a, \mathbf{f}_y) \leq 0$,则当前状态也为弹性: 令 $^{j+1}State=0$, r=1;

(b) 若 $\varphi^{(j+1}\mathbf{s}^{nid}; \mathbf{F}_{a}^{j}, \mathbf{F}_{y} > 0,$ 则当前状态变为塑性: 令 $^{j+1}State=1$, 计算r(见图 2-3)。对式 $\varphi^{(j}\mathbf{s}+r\tilde{\Delta s}, {}^{j}\mathbf{F}_{a}, {}^{j}\mathbf{F}_{y})=0$ 进行 Taylor 展开,并忽略高于一次的项

$$\varphi^{(j}\mathbf{s} + r\tilde{\Delta \mathbf{s}}, {}^{j}\mathbf{F}_{a}, {}^{j}\mathbf{F}_{y}) = \varphi^{(j}\mathbf{s}, {}^{j}\mathbf{F}_{a}, {}^{j}\mathbf{F}_{y}) + (\partial\varphi/\partial\mathbf{s})_{|_{j_{s}}}\tilde{\Delta \mathbf{s}}$$
(2-25)

从而可近似求得比例因子如式(2-26)所示

$$r = \frac{\varphi^{(j}\mathbf{s}, {}^{j}\mathbf{F}_{a}, {}^{j}\mathbf{F}_{y})}{\left(\partial\varphi/\partial\mathbf{s}\right)_{j_{s}} \cdot \Delta\tilde{\mathbf{s}}}$$
(2-26)

当^{*j*}State=1,即截面原来的状态为塑性时:

- (a) 若 $\varphi^{(j+1}\mathbf{s}^{trial}, \mathbf{F}_a, \mathbf{F}_y) \leq 0$,则当前状态变为弹性: 令 $^{j+1}State=0$, r=1;
- (b) 若 $\varphi({}^{j+1}\mathbf{s}{}^{trial}, \mathbf{F}_{a}, \mathbf{F}_{a}) \succ 0$ 则当前状态变为塑性: 令 ${}^{j+1}State = 1, r=0$ 。

(3) **计算内力增量** 计算变形增量 Δe 对应的内力增量 Δs

$$\Delta \mathbf{s} = \int_{j_{\mathbf{e}}}^{j_{\mathbf{e}}+\Delta \mathbf{e}} \mathbf{k}_{\mathrm{se}} \cdot (\mathbf{d}\mathbf{e} - \mathbf{d}\mathbf{e}^{\mathrm{p}}) = r\Delta \tilde{\mathbf{s}} + \int_{j_{\mathbf{e}}+r\Delta \mathbf{e}}^{j_{\mathbf{e}}+\Delta \mathbf{e}} \mathbf{k}_{\mathrm{se}} \cdot (\mathbf{d}\mathbf{e} - \mathbf{d}\mathbf{e}^{\mathrm{p}})$$
(2-27)

到达屈服面前变形产生的内力增量:

$$\Delta \mathbf{s}_1 = r \Delta \tilde{\mathbf{s}} \tag{2-28}$$

超过屈服面后变形产生的内力增量:

$$\Delta \mathbf{s}_2 = \int_{j_{\mathbf{e}+r\Delta \mathbf{e}}}^{j_{\mathbf{e}+\Delta \mathbf{e}}} \mathbf{k}_{s\mathbf{e}} \cdot (\mathbf{d}\mathbf{e} - \mathbf{d}\mathbf{e}^p)$$
(2-29)

截面总内力增量 $\Delta s = \Delta s_1 + \Delta s_2$

(4) 更新相关信息 更新截面内力、塑性变形、背内力、屈服内力和 截面刚度矩阵 **k**_{st}。

$$^{j+1}\mathbf{s}^{=\,j}\mathbf{s}^{+}\Delta\mathbf{s} \tag{2-30}$$

$$^{j+1}\mathbf{e}^{\mathbf{p}} = {}^{j}\mathbf{e}^{\mathbf{p}} + \Delta \mathbf{e}^{\mathbf{p}}$$
(2-31)

$${}^{j+1}\mathbf{F}_a = {}^{j}\mathbf{F}_a + h_{\mathbf{k}}\mathbf{k}_{se} \cdot \Delta \mathbf{e}^{\mathbf{p}}$$
(2-32)

$$^{i+1}\mathbf{F}_{y} = {}^{j}\mathbf{F}_{y} + h_{i}\mathbf{k}_{se} \cdot \left| \Delta \mathbf{e}^{p} \right|$$
(2-33)

$$\mathbf{k}_{st} = (\mathbf{k}_{se} - \mathbf{k}_{sp}) = \mathbf{k}_{sep}$$
(2-34)



图 2-3 内力空间与内力路径示意图 Fig. 2-3 The schematic of force space and force trajectory

2.4.2 截面本构关系积分

现在研究超过屈服面之后变形 Δe₂ = (1-r)Δe 产生的内力增量 Δs₂,见式 (2-29),本文采用基于显式积分的切向预测径向返回算法(见图 2-3)求解。 (1)切向预测

$$\Delta \mathbf{s}_2 = \int_{j_{\mathbf{e}+r\Delta \mathbf{e}}}^{j_{\mathbf{e}+r\Delta \mathbf{e}}} \mathbf{k}_{s\mathbf{e}} \cdot (\mathbf{d}\mathbf{e} - \mathbf{d}\mathbf{e}^p) = \mathbf{k}_{s\mathbf{e}} \cdot (\Delta \mathbf{e}_2 - \Delta \mathbf{e}_2^p)$$
(2-35)

其中: $\Delta \mathbf{e}_2 = (1-r)\Delta \mathbf{e}_\circ$

依据式(2-22)可得,超过屈服面之后变形 Δe_2 所产生的内力增量 Δs_2 为

$$\Delta \mathbf{s}_2 = (\mathbf{k}_{se} - \mathbf{k}_{sp}) \cdot \Delta \mathbf{e}_2 = \mathbf{k}_{sep} \cdot \Delta \mathbf{e}_2$$
(2-36)

式中k_{sep}为内力点刚到屈服面时截面的弹塑性刚度矩阵。

(2) 径向返回

在式(2-36)中若 \mathbf{k}_{sep} 是图 2-3 中起点 *C* 的切线刚度,那么 Δs_2 在 *C* 点切线方向;又由于曲线外凸,故^{j+1}s'(点*D*)总在屈服面之外。所以有必要采用回归映射算法(这里选用径向返回)使^{j+1}s(点*E*)落在屈服面上。

这种修正通常只需在屈服面的法线方向给内力矢量加一个修正的矢量

$$\delta \mathbf{s} = a \cdot \mathbf{G} \tag{2-37}$$

其中, *a* 是一个待定的小比例系数, 它使屈服条件在已修正的内力状态下得到满足

$$\varphi^{(j+1}\mathbf{s}' + \delta\mathbf{s}, \mathbf{F}_{a}, \mathbf{F}_{y}) = \varphi^{(j+1}\mathbf{s}' + a \cdot \mathbf{G}, \mathbf{F}_{a}, \mathbf{F}_{y}) = 0$$
(2-38)

这是一个关于 a 的非线性方程, a 可以通过该方程求出解析解或者数值解。 这里采用一阶泰勒展式, 忽略所有高于一阶的高次项, 则可得标量 a。

$$a = \frac{-\varphi^{(j+1}\mathbf{s}', \mathbf{F}_{a}, \mathbf{F}_{y})}{\mathbf{G}^{\mathrm{T}}\mathbf{G}}$$
(2-39)

从而可得修正后的内力矢量

$$\mathbf{s}^{j+1}\mathbf{s}^{j+1}\mathbf{s}^{j} + a \cdot \mathbf{G} \tag{2-40}$$

在图 2-3 所示内力空间中,向量 \overline{OA} 表示第 *j*步的截面内力 ^{*j*}s,向量 \overline{AB} 表示内力增量的预测值 $\Delta \hat{s}$ 。向量 \overline{AC} 表示到达屈服面前变形产生的内力增量 Δs_1 ,向量 \overline{CD} 表示超过屈服面后变形产生的内力增量 Δs_2 。向量 \overline{OE} 表示第 *j*+1 步的截面内力 ^{*j*+1}s

2.5 数值分析算例

为了验证 2.3 节所提出的截面本构模型的性能,本节分别以悬臂柱为例 进行了静力往复循环分析,以平面框架为例进行动力弹塑性分析。

2.5.1 静力弹塑性分析算例

以H型钢悬臂柱为研究对象(几何尺寸,荷载信息见图 2-4),其材料为 Q235,截面为WA250×250型钢,轴压比 P/Ny=0.58。在悬臂柱顶部结点施加 图 2-5 所示竖向荷载和水平位移命令,进行静力往复循环弹塑性分析。

2.5.1.1 悬臂柱建模与分析设置

在建模时,悬臂柱用一个基于力的单元描述,该单元采用 Gauss-Lobatto 积分,并设 5 个积分点,单元收敛容差设为 10⁻⁸。考虑两类本构模型: 材料 层次随动/等向强化本构模型(记作: Fiber-KinH/IsoH)和截面层次随动/等向 强化本构模型(记作: Section-KinH/IsoH),强化系数均为 b=0.03。材料单轴 本构模型要配合纤维截面(纤维划分见表 2-1)使用,而截面本构模型可以 直接用于截面状态确定。此外,采用了类似 Clough 并联模型的集中塑性模型 (杆端理想弹塑性梁柱单元^[178]及一个弹性梁柱单元,原理见附录 A)对悬臂 柱进行建模(记作: Hinge-KinH)。



图 2-4 悬臂柱静力往复弹塑性分析 Fig. 2-4 Static cycle analysis of a cantilever column



图 2-5 顶点竖向荷载与水平位移命令 Fig. 2-5 Vertical load and horizontal displacement commands at the top node

	Table 2-1	Fiber division sch	eme of H-Section ste	el
WA250×250	腹板高	腹板厚	翼缘宽	翼缘厚
	h_w 方向	t_w 方向	b_f 方向	t_f 方向
纤维条数 (nf)	10	1	1	2

在分析时,先用荷载增量方法(Newton-Rophson, N-R 迭代,容差 10⁻⁶) 施加竖向荷载,然后采用位移增量法(N-R 迭代,容差 10⁻⁶)施加水平位移,相 同的分析方法保证了比较的一致性。所有建模和分析都在 MATLAB 里编程 实现;此外,对材料本构的工况,也在 OpenSEES 中用 noninearBeamColum 单元、Wsection 纤维截面和 Hardening 单轴材料对悬臂柱建模并进行了分析。 2.5.1.2 **悬臂柱的数值仿真结果**

关于悬臂柱的整体反应,图 2-6 给出了其底部剪力与顶部水平位移的曲线;关于悬臂柱的局部反应,底部截面弯矩与曲率的关系如图 2-7 所示,底 部截面轴力与弯矩屈服面及截面内力路径如图 2-8 所示,底部截面弯矩、背 内力、屈服力和弹塑性状态时程如图 2-9 所示。

在图 2-6 中,由截面层次随动/强化本构模型(Section-KinH/IsoH)所得结构的整体反应与由 OpenSEES 中材料层次的随动/等向强化本构模型(Fiber-KinH/IsoH)所得结果吻合较好,而由考虑随动强化的集中塑性模型

(Hinge-KinH)所得结果与前两者差别较大,这说明所提出的截面本构模型 在研究结构整体反应时具有很高的精度。



在图 2-7 中,由材料层次本构模型和截面层次本构模型得到的悬臂柱底 部截面弯矩曲率关系存在差别的原因在于截面屈服的标准不同:前者是以边 缘纤维屈服为标准,后者是以全截面屈服为标准。虽然存在屈服标准的差别, 但对类似于 H 型钢这种面积远离中性轴的截面,两者对结构反应的模拟几乎

但对尖似于 H 型钢这种面积远离中性轴的截面, 网看对结构反应的模拟几乎 相同(见图 2-6)。后续可以通过考虑塑性沿截面横向的发展来提高截面本构 模型的精度。



由图 2-7 和图 2-8 可知,所提出的截面随动/等向强化本构模型,能灵活 地考虑轴力与弯矩的耦合作用,即由于轴力的存在(轴压比为 0.58),屈服 弯矩降为全截面屈服弯矩的 0.55 左右。



Fig. 2-8 Internal force path and yield surface of the bottom integration section 由图 2-8 a)和图 2-9 a)可知,所提出的截面本构模型具有随动强化的性质,随着截面塑性变形的累积,截面背内力 *F_{aN}* 和 *F_{aM}* 增加(图 2-9 a)),屈

服面发生移动(图 2-8 a))。由图 2-8 b)和图 2-9 b)可知,所提出的截面本构模型具有等向强化的性质,随着截面塑性变形的累积,截面屈服内力 *F_{yN}*和 *F_{yM}*增加(图 2-9 b)),屈服面发生外扩(图 2-8 b))。



Fig. 2-9 Time history of Moment, back forces, yield force and the state of the bottom integration section

在图 2-9 中,由材料和截面本构模型所得的悬臂柱底部截面的弯矩时程 进行了比较,两者能很好吻合。底部积分截面的弹塑性状态演化时程与截面 背内力或者屈服力的演化相照应。

关于计算效率,表 2-2 对基于截面本构和材料本构模型仿真的计算时间进行了比较。计算平台均为 MATLAB,并在一台(奔腾 IV 处理器,主频 2.8

GHz,内存 2.0 GB)计算机上运行。从表 2-2 可知,采用截面本构的计算时间约为材料本构的 20%,计算效率提高了 4 倍以上。

表 2-2 截面模型和纤维模型计算时间比较 Table 2-2 Time consumption comparison of section model and fiber model

工 况	截面本构 t _A (s)	材料本构 t _B (s)	$(t_{\rm A/} t_{\rm B})$ %	$t_{\rm B/} t_{\rm A}$
随动强化	5.26	31.55s (MATLAB)	16.7%	5.99
等向强化	4.95	27.73s (MATLAB)	17.9%	5.60

计算平台: MATLAB, 电脑: 奔腾 IV 处理器, 主频 2.8 GHz, 内存 2.0 GB.

2.5.2 动力弹塑性分析算例

2.5.2.1 单层单跨框架动力分析算例

以单层单跨平面钢框架为研究对象(几何尺寸、截面型号、结点质量与 荷载信息见图 2-10)。为了获得适当的轴压比和基本周期,本例对竖向荷载 与结点质量进行了人为的放大。水平激励为 El Centro (NS,1940)地震记录(峰 值调为 310gal)。





Fig. 2-10 The computing model of 1 storey 1 bay steel plane frame 关于结构建模:每个结点取三个自由度(两个平动、一个转动自由度), 忽略转角自由度的动力作用。结构质量矩阵 *M* 为 6×6 维对角矩阵,转角对应 项为零。左右两柱用非线性梁柱单元建模,具体工况和方法见表 2-3;而梁 构件按线弹性梁柱单元考虑。组装单元刚度矩阵,形成 6×6 维结构刚度矩阵 *K*。结构的阻尼比取*ζ*=0.02,阻尼矩阵按经典 Rayleigh 阻尼^[195]*C*=α*M*+β*K*_I来 考虑其中 *K*_I为初始刚度矩阵。

哈尔滨工业大学工学博士学位论文

表 2-3 建模信息及计算时间 Table 2-3 Models building information and time consumption						
工况类别	工况 1: Section	工况 2: Fiber	工况 3: Hinge			
本构模型	截面 NM 耦合本构	单轴材料本构	弹性+理想弹塑性			
单元形式	柔度法单元	柔度法单元	并联分量单元			
模拟平台	MATLAB	OpenSEES /MATLAB	MATLAB			
计算时间	4.701958	22.909445 (MATLAB)	0.700381s			

关于结构分析:先用荷载增量方法(N-R 迭代,容差 10⁻⁶)施加竖向荷载,然后采用 alpha-Operator Splitting (α-OS)积分方法^[196],施加水平地震作用进行动力分析。所有建模和分析都在 MATLAB 里编程实现;此外,对材料本构的工况,也在 OpenSEES 中用 noninearBeamColum 单元、Wsection 纤维截面和 Hardening 单轴材料对该平面框架进行建模和分析。

图 2-11 比较了三种工况下结构的整体反应。在 2-11 a)中,由截面本构 所得结构顶部(结点 3)水平位移反应时程与由材料本构所得结果吻合很好, 而由塑性铰模型所得结果与这两者相差甚远。在 2-11 b)中,由截面本构所得 结构基底剪力与顶部位移的关系曲线与由材料本构所得结构趋势一致,而由 塑性铰模型所得结果与这两者相差很大。这些说明截面本构模型具有较高的 计算精度。



图 2-12 到图 2-14 比较了工况 A(基于截面本构)和工况 B(基于材料本构)下左右两柱底部截面的局部反应。由这两种工况所得截面弯矩-曲率关系和截面内力路径趋势相同(见图 2-12 和图 2-13),差别在于工况 B 的截面曲







Fig. 2-13 Local response comparison at bottom section of column 112 between Case A and B





率略大。由这两种工况所得截面弯矩、轴力时程完全吻合,而轴向变形时程 趋势一致,工况 B 的反应略大(见图 2-14)。从图 2-12 和 2-13 可以看出:(1) 所用截面本构能考虑轴力和弯矩的耦合作用,由于轴力(左右两柱轴压比分 别为 0.396 和 0.462)的存在和变化,截面的抗弯承载力有所降低并且在屈服 段有波动。(2)所用截面本构具有随动强化的性质,随着截面塑性变形的累 积,截面背内力增加,屈服面随着发生移动。从图 2-14 可以明显看出框架柱 轴力的变化,截面进入塑性时伴随着较大轴向变形,这说明所提出的截面本 构能考虑变轴力作用,且考虑了轴向的屈服。

关于计算效率,这三种工况都采用 MATLAB 编程,运行的电脑为 Intel Pentium IV 处理器,主频 2.80GHz,内存 2.5GB,计算时间列于表 2-3 中。与 工况 B 相比,工况 A 的计算效率提高了近 4 倍(22.90/4.70-1)。

为了验证本文所提截面本构模型的普适性,下面对工况 1 (截面轴力弯 矩耦合本构,记作: NMYS-S)和工况 2 (纤维截面单轴材料本构,记作: FIBER-M)进行扩展。不但用基于力的单元 (FBE)对框架柱建模,而且分 别用一个和五个基于位移的单元 (DBE)来描述一个框架柱。其中每个框架 柱用五个基于位移的单元建模的工况如图 2-15 所示。由工况 1 扩展的三种工 况在 MATLAB 里编程运行,而由工况 2 扩展的三种工况在 OpenSEES 里实 现。这六种工况均忽略强化作用,提取右侧框架柱底部截面弯矩曲率关系和 截面内力路径进行比较分析。



图 2-15 平面钢框架采用基于位移的单元建模示意 Fig. 2-15 Model building of steel plane frame by DBE 图 2-16 比较了六种工况下右侧框架柱底部截面弯矩曲率关系。首先可以

看出,当所用单元类型和单元数目相同时,采用截面轴力弯矩耦合本构 (NMYS-S)所得结果与由纤维截面单轴材料本构(FIBER-M)所得结果能 很好吻合,这说明了截面轴力弯矩耦合本构可以用于基于力和基于位移的单 元,具有普适性。从图 2-16 a)可以看出,采用 5 个基于位移的单元比用 1 个 基于位移的单元能更准确地描述构件的承载力。由图 2-16 b)可以看出,相对 于用 5 个基于位移的单元,采用 1 个基于力的单元就能描述出框架柱的滞回 反应。



a) DBE(1 or 5 elements for one column) b) FBE and DBE(5 elements for one column) 图 2-16 右柱底部截面弯矩与曲率关系







Fig. 2-17 Internal force path and yield surface of the bottom section of the right column 图 2-17 比较了六种工况下右侧框架柱底部截面内力(弯矩和轴力)的路 径。从图 2-17 a)可以看出,采用 1 个基于位移的单元来描述框架柱时,底部 截面屈服后轴力卸载,抗弯承载力增加,这显然与实际不符。其原因是在强 非线性下,刚度法单元内部位移场失真。可以通过细化网格,如用 5 个基于 位移的单元来描述一个构件,来提高模拟精度。从图 2-17 b)可以看出,相对 于用 5 个基于位移的单元,采用 1 个基于力的单元就能描述出框架柱的实际 受力情况。由于离散成的单元少,结构所需自由度也少,因此,基于力的单 元在模拟框架结构时具有很大潜力。

2.5.2.2 四层两跨框架动力分析算例

以一个四层两跨钢框架(见图 2-18 所示)为例,它在纵向有三跨,在横向有两跨,楼板为钢筋混凝土板,如图 2-18 a)所示。该框架横向较柔,且② 轴和③轴上框架承担最大的竖向荷载。这里取②轴上的平面钢框架为研究对象,其几何尺寸、截面型号、结点质量与荷载信息见图 2-18 b),各构件的截面尺寸见表 2-4。



a) 原型钢框架的平面图b)平面钢框架的尺寸与荷载信息a) Planform of the prototype steel frame
图 2-18 四层两跨平面钢框架b) Dimensions and loads of the plane frame

Fig. 2-18 Plane steel frame structure to be studied

关于结点质量,在结构顶层,边柱与中柱顶部的集中质量分别为5ton 和10 ton;在标准层,边柱与中柱顶部的集中质量分别为10ton 和 20 ton。关于竖向荷载,在结构顶层,边柱与中柱顶部的集中荷载分别为 100kN 和 200kN;在标准层,边柱与中柱顶部的集中荷载分别为 200kN 和 400kN。

水平激励选用 El Centro (1940, NS)地震记录,采样频率为 0.01s,峰值调为 310cm/s²,地震动持时 32s,结构阻尼矩阵使用经典的 Rayleigh 阻尼,由结构前两阶模态频率(振型阻尼比 0.02)确定。

关于建模,这里采用三种工况见表 2-5,其区别在于柱构件选用的单元 及本构模型。第一种工况采用基于力的单元和截面轴力弯矩耦合本构模型, 记作"Section",第二种工况采用基于力的单元和纤维截面及材料本构模型, 记作"Fiber",第三种工况采用文献[178]中塑性铰单元并联一个弹性杆来考 虑强化¹,记作"Hinge"。这三种工况都在 MATLAB 里编程实现,其中第二 种工况也在 OpenSEES 里进行了计算,用以比较精度。在第二种工况中,H 型钢截面的纤维划分方案同表 2-1。前两种工况均采用柔度法单元,使用 Gauss-Lobatto 积分并用 5 个积分截面。

表	2-4 焊接	H型钢截面尺寸	一及特性	
Table 2-4 The section	dimension	and features of	welding H section	steel

						•	
构件	北 石 刊 旦		尺寸((mm)		面积 (A)	惯性矩 (I _z)
类型	截॥空亏	d	b_f	t_w	t_f	(cm^2)	(cm^4)
柱	WH400×400	400	400	8	14	142.0	45170
	WH350×350	350	350	8	12	110.0	26310
	WH300×300	300	300	8	12	94.1	16340
梁	WH500×300	450	300	8	16	133.0	63080
	WH400×250	400	250	8	12	90.1	26130

首先进行竖向荷载下的静力分析,结构层次采用荷载增量法,迭代算法为 Newton-Raphson,能量收敛容差取 10⁻⁶。然后进行地震作用下的动力分析,采用 α-Operator Splitting^[196]逐步积分算法,积分步长取 0.01s,α 取-1/6,注在 OpenSEES 的 alpha-OS 算法中, alpha 相应取 5/6。

表 2-5 H型钢截面纤维划分方案

Table 2-5 Models building information and time consumption						
工 况	工况 A: Section	工况 B: Fiber	C: Hinge			
本构模型	截面 NM 耦合本构	单轴材料本构	弹性+理想弹塑性			
单元形式	柔度法单元	柔度法单元	并联单元			
模拟平台	MATLAB	OpenSEES /MATLAB	MATLAB			
计算时间	131.725612	603.739521 (MATLAB)	20.700381s			

图 2-19 比较了三种工况下结构的整体反应。工况 A 下顶部位移反应时 程与工况 B 下相应的反应非常接近,如图 2-19 a)所示。此外工况 A 下各层 的最大层间位移角也与工况 B 的接近,见图 2-19 b)。相比之下,由工况 C 所得结构的整体反应与前两者有明显的差异。这些说明由本文提出的截面本

¹ 附录 A 中证明了其与考虑强化的串联塑性铰模型的等效性



构模型所得结构的整体反应在精度上远高于塑性铰模型,且逼近纤维模型。

图 2-20 至图 2-22 比较了前两种工况下结构的局部反应。由于选用的屈服标准不同(工况 A 为全截面屈服,而工况 B 为边缘纤维屈服),两种工况下底层边柱 111 和中柱 112 中底部(积分)截面上弯矩曲率关系有所不同,但是这些滞回环的趋势是一致的,见图 2-20 a)和图 2-21 a)。从这两张图可以看出所提出的截面本构模型能很好解释轴力存在对截面弯矩的影响。在截面轴力弯矩内力空间中,工况 A 和工况 B 下底层边柱 111 和中柱 112 底部(积分)截面上在内内力路径见图 2-20 b)和图 2-21 b),两种工况的结果基本吻合;此外,工况 A 下截面背内力轨迹,以及相应于截面弯矩峰值时的后继屈服面也画在这两张图上。从图 2-20 b)可看出所提出的截面本构模型能很好处理变轴力问题。







Fig. 2-21 Local response comparison at bottom section of column 112 between Case A and B



a) 柱 111 底部积分截面
 b) 柱 112 底部积分截面
 a) Bottom section of column 111
 b) Bottom section of column 112
 图 2-22 工况 A 和工况 B 下柱 111 及柱 112 底部截面内力、轴向变形和状态的时程
 Fig. 2-22 Time history of force/deformation and state at the bottom section
 between Case A and Case B

在图 2-22 中,工况 A 和工况 B 下底层边柱 111 和中柱 112 底部(积分) 截面上的弯矩、轴力和轴向变形的时程分别进行了比较。可以看出,工况 A 模拟的结果与工况 B 吻合得很好;图 2-22 a)中截面轴力在(-300~-1100)kN 范 围内波动,说明所提出的截面本构模型能很好解决变轴力问题。工况 A 下两 个柱子底部(积分)截面上的弹塑性状态也分别给出,可以看出,截面出现 塑性(State=1)的时刻对应截面轴向变形发生变化的时刻,相应的截面轴力弯 矩组合值也较大。

表 2-5 中比较了三种工况下的计算时间。这三种工况都采用 MATLAB 编程,运行的电脑为 Intel Pentium IV 处理器,主频 2.80GHz,内存 2.5GB。与工况 B 相比,工况 A 的计算效率提高了大约 78.2% ((603.74-131.73)/ 603.74)。

2.6 本章小结

本章依据"截面组合思想"构建了截面上轴力与弯矩的屈服面,基于经典 塑性理论建立了考虑轴力弯矩耦合的截面本构模型。从数值角度给出了截面本 构模型的使用方法,编写了完整的基于 MATLAB 的杆系有限元分析程序,通 过仿真算例验证了所提截面本构模型的特性。结论如下:

(1)所提出的截面本构模型能考虑轴力弯矩耦合作用,能解释轴力存在 对截面弯矩承载力的影响,特别是在变轴力的情况。

(2)所提出的截面本构模型能考虑等向强化与随动强化,具有混合强化的特性,适合于型钢截面。

(3)所提出的截面本构模型能考虑框架单元的分布塑性,可以方便地用 于基于位移或基于力的梁-柱单元之中。

(4) 在计算精度上,所提出的截面本构模型远高于塑性铰模型且逼近纤 维模型;在计算效率上,所提出的截面本构模型,远高于纤维模型。

本章提出的截面本构模型为第二章本构模型参数识别指明了研究对象,也 为混合模拟中数值模型选取奠定了基础。

第3章 梁柱截面本构模型参数的识别方法

3.1 引言

为了减少参数不准确引起的误差,本章将研究第1章所提截面本构模型参数的识别方法,为后续开展模型更新混合试验做铺垫。本构模型参数识别属于 逆问题的范畴,它依托系统辨识理论,根据试验观测数据,在预设本构模型和 估计准则下,将相关参数识别出来。

国内外学者在本构模型参数识别方面做了许多积极的探索。赵威^[126]总结了 用于用于非线性滞回模型参数辨识的修正高斯牛顿法、单纯形法和动态滤波法。 马克俭^[197]采用自适应变步长随机识别方法辨识钢混结构层间恢复力模型。后续 一些学者分别基于神经网络^[198,199]、遗传算法^[200,201]和粒子群滤波^[202-203]等方法 识别岩土及结构材料的本构模型参数。这些识别方法通常依托迭代,需要大量 运算,属于离线识别方法的范畴。

递推算法能保证在线辨识。Caravani 等^[204]采用递推最小二乘(Recursive Least Square, RLS)基于时域数据估计结构刚度和阻尼参数,研究表明该算法在高噪声下也能快速收敛到真值。Zhang 等^[135]采用扩展的卡尔曼滤波器(Extended Kalman filter, EKF) 识别非弹性结构 BoucWen 模型的滞回参数,研究表明它能够高效地辨识非弹性结构滞回模型的参数。但 EKF 一阶线性化的思想难以解决复杂非弹性本构模型的辨识问题。

隐性卡曼滤波器 (unscented Kalman filter, UKF)在非线性系统辨识中具有大的潜力。Wu 等^[150,151]首先用UKF来辨识土木结构中BoucWen滞回模型的参数, 后又考虑了退化及捏缩滞回模型的参数辨识问题,指出UKF比EKF有更好的识别精度和抗噪鲁棒性,能处理复杂非线性问题,并有较高的计算效率。后续相关的研究均集中在对BoucWen模型的识别,没有探究分布塑性梁柱单元所用本构的辨识问题。Astroza等^[205]采用UKF识别框架结构分布塑性梁柱单元模型中材料的本构参数,仿真结果表明,只要外部荷载能激起材料的非线性,相应的本构参数就能识别出来。但其所用基于位移的梁柱单元增加了计算量,采用的纯参数估计模式未指明对历史变量的更新。

本章内容安排如下:首先针对框架柱试验子结构设计试验并预设数值模型; 接着阐述了UKF的基本原理和其用于参数估计及双重估计时的方法;然后分析 了UKF算法对初值及噪声的敏感性及取值策略;最后通过数值仿真算例验证了 UKF纯参数估计和UKF联合估计识别截面本构模型参数的精度和效率。

3.2 框架柱试验及其数值模型

本章待识别的非线性系统为框架柱,对其预设的数值模型是基于力的梁柱 单元及截面本构模型,能够观测的数据是框架柱端位移和反力。下面从框架柱 试验及观测信息、框架柱的预设数值模型分别阐述。

3.2.1 柱试验及观测信息

鉴于本文的研究对象为框架结构,在开展混合模拟时,所取的试验子结构 为一个框架柱,因此本章待识别的非线性系统选为平面框架柱。而数据是系统 辨识的基础,为此下面阐述框架柱的试验设计和观测信息。

3.2.1.1 框架柱的试验设计

平面框架柱受轴力、剪力和/或弯矩作用,至少有五种加载方案,如图 3-1 所示。其中 3-1 a)只加剪力,3-1 b)只加轴力, 3-1 c)加轴力或/和弯矩, 3-1 d)加剪力和弯矩,3-1 e)加轴力、剪力和弯矩。理论上可以选择任意一种加载模式,但为了模拟框架柱子结构的真实受力状态,考虑变轴力的影响,考虑压弯剪的耦合,本文选择 3-1 e)所示的加载模式。





图 3-1 平面框架柱的几种加载模式 Fig. 3-1 Loading Setups for plane column

试验时,将该平面框架底部固定在反力台上,顶部通过刚性加载梁与三个 作动器相连。通过三个作动器运动对框架柱施加水平、竖向和转动方向位移, 并测量相应的反力,如图 3-1 e)所示,从而实现框架柱子结构边界位移的协调和 力的平衡。

3.2.1.2 框架柱的观测信息

通过对平面框架柱按照图 3-1 e)的加载模式进行试验,首先可以测量到三个 作动器的位移 d_t和反力 F_t,然后转换为悬臂注坐标下柱顶点三个自由度的位移 d_c和反力 F_c,进而转换为简支坐标下三个自由度的位移 q 和反力 Q,转换过程 如图 3-2 所示。具体转换方法见附录 C1

这里选简支坐标系下三个自由度的位移 q 和反力 Q 为系统(框架柱)的输

入输出数据的原因如下: (1)通用性,它是单元坐标转换后试验单元与数值单 元最后共有的部分,为此不仅便于预设该框架柱的数值模型,而且在仿真时观 测量可以从数值单元及一般截面本构甚至纤维截面的材料本构模拟得到。(2) 完备性,简直坐标系下的杆端位移 q 虽然只有三个分量,但可以直接用于单元 状态确定;若已知输入位移少于 3 个,则需用位移增量法通过迭代按结构计算 反力。



图 3-2 框架柱坐标转换:从基本坐标系到三个作动器坐标系 Fig. 3-2 Coordinate transformation of column: from Basic to Tri-actuator coordinate system

3.2.2 框架柱的数值模型

对于框架柱非线性系统,要识别其截面本构模型的参数,需用预设一个能 代表该框架柱的数值模型。该模型必须能嵌入第2章所提的截面本构模型,而 且要有较高的计算精度与效率。

3.2.2.1 非线性梁柱单元类型及选择

框架柱的数值模型属于梁-柱单元的范畴。弹塑性梁柱单元模型有两大类: 集中塑性模型和分布塑性模型。(1)集中塑性模型假定塑性只发生在杆件的两端, 如采用弯矩-转角本构的塑性铰。塑性铰模型计算效率高,但计算精度差。(2) 分布塑性模型通过截面本构积分能够描述塑性沿单元纵向的分布。它计算精度 高,若使用第2章提出的考虑轴力弯矩耦合的截面本构还能兼顾计算精度与效 率,鉴于此,计划采用分布塑性单元来描述框架柱。

分布塑性梁-柱单元又分为两类^[24]:(1)基于位移的单元,它在强非线性阶段,由于描述的单元内部位移场失真会带来误差,需通过细化网格(一个构件划分多个单元)来提高精度,但细化网格会增加自由度数目,牺牲计算效率。 (2)基于力的单元^[25],它采用柔度法列式,单个基于力的单元模拟一个构件就能达到很高的精度,因而仿真时所用自由度少,计算效率高。鉴于此,下面选择基于力的单元并使用截面轴力弯矩耦合本构模型来描述拟研究的框架柱。 3.2.2.2 基于柔度法的单元分析原理 在杆系有限元分析中,单元状态确定(即单元分析)的目的是获得杆端力与杆端位移的关系。也就是已知杆端位移,求杆端力并更新单元的刚度矩阵。 设在基本坐标系下,二维梁柱单元的结点位移和结点反力分别为: \mathbf{q}_e 和 \mathbf{Q}_e 。截面内力为: $\mathbf{s}(x) = [N(x), M(x)]^T$,其中:N(x)为截面轴力,M(x)为截面弯矩。截面变形为: $\mathbf{e}(x) = [\varepsilon_a(x), \chi(x)]^T$,其中: $\varepsilon_a(x)$ 为轴力变形, $\chi(x)$ 为截面曲率,见图3-3^[172]。则采用柔度法进行梁-柱单元状态确定的原理如下。



图 3-3 平面框架单元基本坐标系下杆端及截面上广义力与变形 Fig. 3-3 Generalized forces and deformations at the element and section level (1) **平衡方程** 单元内部截面内力场通过结点力表示为

$$\mathbf{s}(x) = \mathbf{b}(x) \cdot \mathbf{Q}_{\mathrm{e}} \tag{3-1}$$

其中**b**(*x*)为单元内力场插值函数: **b**(*x*) = $\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \xi - 1 & \xi \end{bmatrix}$, $\xi = x/L \in [0,1]$ 。 (2) **截面本构关系** 截面内力与变形的增量本构关系如下

$$\Delta \mathbf{e}(x) = \mathbf{f}_{at}(x) \cdot \Delta \mathbf{s}(x) \tag{3-2}$$

其中: $\mathbf{f}_{st}(x)$ 为截面切线柔度矩阵。本文第2.4节已对截面切线刚度矩阵 $\mathbf{k}_{st} = \mathbf{f}_{st}^{-1}$ 进行了重点讨论。

其中: $\mathbf{F}_{\mathbf{e}} = \int_{0}^{L} \mathbf{b}^{T} \mathbf{f}_{\mathbf{s}}(x) \mathbf{b} dx = \int_{0}^{1} \mathbf{b}^{T} \mathbf{f}_{\mathbf{s}} \mathbf{b} \frac{L}{2} d\xi = \frac{L}{2} \sum_{i=1}^{n_{s}} b_{i}^{T} f_{si} b_{i} \cdot w_{i}$ 为单元柔度矩阵。 (*n*_s为积 分截面数, *w*_i为权重)。式(3-3)只有通过在单元内部迭代才能满足。

3.2.2.3 单元状态确定及系统方程建立

采用柔度法进行梁-柱单元状态确定的具体方法见附录E1,这里用框图的 形式表示单元内部迭代的执行过程,见图3-3。在这种基于力的单元中,结点反







Fig. 3-4 State determination procedure of force based element 根据框架柱数值模型和式(3-4)可以建立一个离散时间状态空间方程(亦称

系统方程或过程方程)

$$\mathbf{x}_{k} = G(\mathbf{x}_{k-1}, \mathbf{u}_{k-1}, \mathbf{v}_{k-1})$$
(3-5)

其中, $\mathbf{x} \in \mathbf{R}^n$ 为 n 维状态向量,可以是杆端力 \mathbf{Q}_{e} 等, \mathbf{u} 是输入向量,即杆端位移 \mathbf{q}_{e} , \mathbf{v} 是过程噪声,代表建模的不确定性及不可观测的随机干扰。

根据 3.2.1 中设定的框架柱观测信息可以建立一个观测方程

$$\mathbf{y}_k = H(\mathbf{x}_k, \mathbf{u}_k, \mathbf{w}_k) \tag{3-6}$$

其中, $\mathbf{y} \in \mathbf{R}^m$ 为 *m* 维观测向量,本文中为杆端力 $\mathbf{Q}_{\mathbf{x}}$, w为观测噪声。

值得注意的是,式(3-5)中的x可代表系统的纯状态、纯参数,或者代表系统状态和参数的结合,又称扩展的状态。

3.2.2.4 框架柱数值单元的参数分析

为了研究截面本构模型参数 $\boldsymbol{\theta} = [N_y, M_p, h_k]^{\mathrm{T}}$ 的摄动对框架柱数值单元输出 杆端力的影响,需要研究给定位杆端位移下,杆端力对本构模型参数的敏感性。 为了简化问题,以第 2 章 2.5.1 中悬臂柱静力分析为例,输入顶点水平位移命令 改为幅值为 0.045m 的一个周期正弦命令,研究其基底剪力 R 对本构模型参数 $\boldsymbol{\theta} = [N_v, M_p, b]^{\mathrm{T}}$ 的敏感性。

敏感性分析的方法有两种,一种是有限差分法(Finite difference method, FDM),它通过参数摄动来重复分析来计算敏感性;另一种是直接微分法^[206](Direct differentiation method, DDM)它利用导数通过一次分析就能确定参数的敏感性。Zhang 等研究了非弹性材料参数的敏感性,并推导了线性硬化 *J*2 塑性材料对参数的导数。Conte 等^[207]和 Scott 等^[208]研究了基于力的梁-柱单元对单轴钢筋和混凝土材料参数的敏感性。这里将用 DDM 分析基于力的梁-柱单元中截面轴力弯矩耦合本构模型中参数的敏感性,如图 3-5 所示。

为了验证 DDM 分析的结果,用 FDM 进行了同样的参数敏感性分析,其中, 参数的微小扰动为 $\Delta \theta = \epsilon \theta$ 。减小 $\Delta \theta$,由 FDM 获得的参数敏感性分析结果应该 趋近于 DDM 所分析的敏感性

$$\lim_{\Delta \theta \to 0} \frac{R(\theta + \Delta \theta) - R(\theta)}{\Delta \theta} = \frac{\partial R}{\partial \theta}$$
(3-7)

式(3-7)中 FDM 趋近于 DDM 的情况可以从图 3-5 中看出。



Fig. 3-5 Response sensitivity of base shear force with respect to the parameters of sectional constitutive model

由图 3-5 可以知,在截面本构模型的三个参数中,悬臂柱基底剪力对屈服 轴力 N_y的敏感性最大,对随动强化系数 b 的敏感性最小。在图 3-5 中,第二行 图中给出是(∂R/∂θ)θ,即基底剪力 R 对各参数的敏感性 ∂R/∂θ与参数本身的 乘积。以 3-5 b) M_p 的敏感性的敏感性为例,在基底剪力-顶部位移图中,当位 移为 0.045m 时,基底剪力为 28.24kN,对应在下图的 $(\partial R / \partial M_p) M_p$ 为 26.01kN。 这说明屈服弯矩 M_p 增加 5%将引起基底剪力 1.30kN(4.6%)的增加。

值得注意的是,这里参数敏感性分析与结构设计中所用反应敏感性不同, 后者是在指定荷载下,研究参数不同的选择引起结构位移反应的变化,即分析 的是位移对参数的敏感性。

3.3 UKF 原理和状态及参数估计

从贝叶斯方法 (Bayesian approach)的角度看,根据系统方程(3-5)和观测方程(3-6)对状态、参数或状态及参数同时估计,需要在已知u 和 y的情况下构建x 的后验证概论密度函数 (Probability density function, PDF)。通过PDF可以实现 以最小均方差或极大后验等为准则的优化估计。

递推滤波算法只需依托最新观测信息,而不必存储和处理历史数据,是一种高效在线估计模式。若第*k*-1步的后验PDF *p*(**x**_{k-1} | **y**_{1:k-1})已知,则第*k*步的后验 PDF *p*(**x**_k | **y**_{1:k})可以通过贝叶斯的预测-修正架构来确定。但这种PDF的递推只提 供了一个理论架构,由于需要复杂的积分,具体实现起来很难。

从卡曼滤波器发展起来的隐性卡曼滤波器为解决上述估计问题提供了一个次优的途径。下面首先阐述 UKF 的基本原理,然后讨论 UKF 参数估计遇到的问题,最后分析 UKF 二重估计模式。

3.3.1 UKF 算法基本原理

隐性卡曼滤波器由 Julie 和 Uhlmann^[138-145]提出,它通过 UT 变换在保证精度与效率的前提下成功地解决了非线性系统估计问题。下面先介绍 UT 变换的原理,然后结合状态估计说明 UKF 算法原理。

3.3.1.1 UT 变换

UT 变换是 UKF 的核心,它基于"逼近一个概论分布比近似任意的非线性 函数更容易"的思想,通过确定性采样,计算随机向量函数的统计特性,并使 其前两阶统计特征在数值上达到二阶精度,见图 3-6。

设**x**为任一*n*维随机向量,假定其均值向量和方差矩阵分别为 $\bar{\mathbf{x}}$ 和 \mathbf{P}_x ,**y**=*f*(**x**) 为函数向量,通过 UT 变换求 **y** 的矩阵和协方差矩阵。

(1)**产生样本点** 通过状态向量**x**的均值**x**和协方差**P**_x构造一个由 2*n*+1
 个σ点(样本点)**x**⁽ⁱ⁾组成的矩阵**x**。

$$\boldsymbol{x}^{(0)} = \overline{\mathbf{x}} \tag{3-8}$$

$$\boldsymbol{x}^{(i)} = \overline{\boldsymbol{\mathbf{x}}} + \left[\sqrt{(n+\lambda)\boldsymbol{\mathbf{P}}_{x}}\right]_{i}, \ i = 1, 2, ..., n$$
(3-9)

$$\boldsymbol{x}^{(n+i)} = \overline{\boldsymbol{\mathbf{x}}} - [\sqrt{(n+\lambda)\boldsymbol{\mathbf{P}}_x}]_i, \ i = 1, 2, ..., n$$
(3-10)

式中 $\left[\sqrt{(n+\lambda)\mathbf{P}_x}\right]_i$ ——矩阵 $\left[\sqrt{(n+\lambda)\mathbf{P}_x}\right]$ 的第 *i* 列,

λ是一个按(3-11)定义的比例参数

$$\lambda = \alpha^2 (n + \kappa) - n \tag{3-11}$$

常数 α 决定了 σ 点在均值周围的分布,通常取一个比较小的正数, $0 \le \alpha \le 1$ 。 κ 是另一个比例因子,通常取 $\kappa = 3 - n$ 。

(2) **非线性变换** 将每个 σ 点进行非线性变换,计算相应的函数值

$$\mathbf{y}^{(i)} = f(\mathbf{x}^{(i)}), \quad i = 0, ..., 2n$$
 (3-12)

(3) **计算统计特性**通过对采样点加权,计算 y 的均值和方差,及 x 与 y 的协方差矩阵

$$\overline{\mathbf{y}} = \sum_{i=0}^{2n} W_m^{(i)} \mathbf{y}^{(i)}$$
(3-13)

$$\mathbf{P}_{y} = \sum_{i=0}^{2n} W_{c}^{(i)} (\mathbf{y}^{(i)} - \overline{\mathbf{y}}) (\mathbf{y}^{(i)} - \overline{\mathbf{y}})^{\mathrm{T}}$$
(3-14)

$$\mathbf{P}_{xy} = \sum_{i=0}^{2n} W_c^{(i)} (\boldsymbol{x}^{(i)} - \overline{\mathbf{x}}) (\boldsymbol{y}^{(i)} - \overline{\mathbf{y}})^{\mathrm{T}}$$
(3-15)

其中权重

$$W_m^{(0)} = \lambda / (\lambda + n) \tag{3-16}$$

$$W_{c}^{(0)} = \lambda / (\lambda + n) + (1 - \alpha^{2} + \beta)$$
(3-17)

$$W_m^{(i)} = W_c^{(i)} = 1/\{2(\lambda + n)\}, i = 1, 2....2n$$
(3-18)

这里 β 提供了状态量的先验分布信息,当x为高斯分布时,取 $\beta=2$ 。



形式时,对高斯分布的状态向量,非线性变换后能达到三阶精度;对非高斯分布的状态向量,也至少能保证二阶精度。图 3-7 比较了二维随机向量经不同非 线性变换后的统计特性,最左边是用 Monte-Carlo 采样获得的真实均值和协方 差,中间是经由一阶线性近似获得的均值和方差,最右边是通过 UT 变换获得 的均值和方差,可见 UT 变换通过较少的采样点就能达到足够的精度。

3.3.1.2 UKF 算法

为了简化,将前述状态方程(3-5)和观测方程(3-6)写成如下的加性噪声形式,(非加性噪声可采用扩展的状态量,将噪声包含在其内,不再赘述)。

$$\mathbf{x}_{k} = g(\mathbf{x}_{k-1}, \mathbf{u}_{k}, k-1) + \mathbf{v}_{k-1}$$
(3-19)

$$\mathbf{y}_k = h(\mathbf{x}_k, \mathbf{u}_k, k) + \mathbf{w}_k \tag{3-20}$$

其中 $\mathbf{x}_k \in \mathbb{R}^n$ 为n维随机状态向量, $\mathbf{y}_k \in \mathbb{R}^m$ 为m维观测向量, $\mathbf{v}_k \sim N(0, \mathbf{Q}_k)$ 为过 程高斯白噪声, $\mathbf{w}_k \sim N(0, \mathbf{R}_k)$ 为观测高斯白噪声,**u**为外部输入。

UKF 算法在传统卡尔曼滤波器"预测-修正"的架构下,通过 UT 变换解决 系统方程或观测方程中的非线性问题。具体步骤如下^[65]:

(1)预测步 根据系统方程和观测方程,利用 UT 变化进行状态预测和 观测预测。首先,对于状态的预测,在第 k-1 步状态量后验估计的基础上,产 生 2n+1 个样本点 χⁱ.

$$\boldsymbol{\chi}_{k-1} = [\hat{\mathbf{x}}_{k-1}^{+}, \hat{\mathbf{x}}_{k-1}^{+} + \gamma \sqrt{\hat{\mathbf{P}}_{k-1}^{+}}, \hat{\mathbf{x}}_{k-1}^{+} - \gamma \sqrt{\hat{\mathbf{P}}_{k-1}^{+}}]$$
(3-21)

根据系统方程,将采样点 χ_{k-1} 推进到第k步,并求出状态的先验估计,即均值和协方差矩阵

$$\boldsymbol{\chi}_k = g(\boldsymbol{\chi}_{k-1}, \boldsymbol{\mathbf{u}}_k) \tag{3-22}$$

$$\hat{\mathbf{x}}_{k}^{-} = \sum_{i=0}^{2n} W_{m}^{(i)} \chi_{k|k-1}^{(i)}$$
(3-23)

$$\hat{\mathbf{P}}_{k}^{-} = \sum_{i=0}^{2L} W_{c}^{(i)} (\boldsymbol{\chi}_{k|k-1}^{(i)} - \hat{\mathbf{x}}_{k}^{-}) (\boldsymbol{\chi}_{k|k-1}^{(i)} - \hat{\mathbf{x}}_{k}^{-})^{\mathrm{T}} + \mathbf{Q}_{k}, \qquad (3-24)$$

其次,对于观测的预测,可以使用式(3-21)的采样点,也可以在状态量先验 估计的基础上重采样

$$\boldsymbol{\chi}_{k-1}^{*} = [\hat{\boldsymbol{x}}_{k}^{-}, \hat{\boldsymbol{x}}_{k}^{-} + \gamma \sqrt{\hat{\boldsymbol{P}}_{k}^{-}}, \hat{\boldsymbol{x}}_{k}^{-} - \gamma \sqrt{\hat{\boldsymbol{P}}_{k}^{-}}]$$
(3-25)

根据观测方程,利用采样点计算观测值,并求观测值的统计特性,即均值和协 方差矩阵

$$\boldsymbol{y}_{k|k-1} = h(\boldsymbol{\chi}_{k|k-1}^*, \boldsymbol{\mathbf{u}}_k)$$
(3-26)

$$\hat{\mathbf{y}}_{k} = \sum_{i=0}^{2L} W_{m}^{(i)} \mathcal{Y}_{k|k-1}^{(i)}$$
(3-27)

$$\hat{\mathbf{P}}_{\mathbf{y}\mathbf{y}} = \sum_{i=0}^{2n} W_c^{(i)} (y_{k|k-1}^{(i)} - \hat{\mathbf{y}}_k) (y_{k|k-1}^{(i)} - \hat{\mathbf{y}}_k)^{\mathrm{T}} + \mathbf{R}_k$$
(3-28)

(2)更新步 通过计算状态与观测的协方差矩阵,求出最关键的卡尔曼 增益矩阵,进而利用真实观测值对状态均值进行更新,并更新其协方差矩阵。 首先,计算状态量与观测量的协方差矩阵

 $\hat{\mathbf{P}}_{\mathbf{x}\mathbf{y}} = \sum_{i=0}^{2n} W_c^{(i)} (\boldsymbol{\chi}_{k|k-1}^{(i)} - \hat{\mathbf{x}}_k^-) (\boldsymbol{y}_{k|k-1}^{(i)} - \hat{\mathbf{y}}_k)^{\mathrm{T}}$ (3-29)

然后,利用式(3-28)和式(3-29)的结果,计算卡尔曼增益

$$\mathbf{K}_{k} = \hat{\mathbf{P}}_{\mathbf{x}\mathbf{y}} (\hat{\mathbf{P}}_{\mathbf{y}\mathbf{y}})^{-1}$$
(3-30)

最后,利用真实观测值对状态进行更新,并更新状态量协方差矩阵

$$\hat{\mathbf{x}}_{k}^{+} = \hat{\mathbf{x}}_{k}^{-} + \boldsymbol{K}_{k} [\boldsymbol{y}_{k} - \hat{\mathbf{y}}_{k}]$$
(3-31)

$$\hat{\mathbf{P}}_{k}^{+} = \hat{\mathbf{P}}_{k}^{-} - \mathbf{K}_{k} \cdot \hat{\mathbf{P}}_{\mathbf{y}\mathbf{y}} \cdot \mathbf{K}_{k}^{\mathrm{T}}$$
(3-32)

从而得到状态量的后验估计。

基于 UKF 算法对式(3-19)和(3-20)所示状态空间模型进行估计的流程图如 图 3-8 所示。



图 3-8 UKF 用于状态空间模型的流程图^[205] Fig. 3-8 Flowchart of UKF for the state-space model

3.3.2 UKF 参数估计原理

对于式(3-4)中的非线性函数,若采用纯参数估计(Parameter Estimation, PE) 模式识别其中的参数θ,则可以表达成如下的状态空间递推格式。

$$\boldsymbol{\theta}_{k} = \boldsymbol{\theta}_{k-1} + \mathbf{n}_{k}$$

$$\mathbf{y}_{k} = H(\boldsymbol{\theta}_{k}, \mathbf{u}_{k}^{G}) + \mathbf{e}_{k}$$
 (3-33)

其中, $\boldsymbol{\theta}_{k}$ ——由过程噪声 \mathbf{n}_{k} 驱动的系统参数, $\mathbf{n}_{k} \sim N(0, \mathbf{Q}_{k})$ 为过程噪声;

 \mathbf{y}_k — 一带有广义噪声 \mathbf{e}_k 的非线性输出, $\mathbf{e}_k \sim N(0, \mathbf{R}_k)$ 为高斯噪声;

 \mathbf{u}_k^G ——系统广义输入,包括狭义输入 $\mathbf{q}_{e,k}$ 、历史变量 $\mathbf{v}_{h,k-1}$ 和 $\mathbf{Q}_{e,k-1}$ 。

在式(3-33)中,过程方程为线性,非线性全部集中在观测方程,下面给出 基于 UKF 纯参数估计的算法,见表 3-1

表 3-1 UKF 参数估计程序

Table 3-1 The procedure of UKF parameter estimation

初始化

$$\hat{\boldsymbol{\theta}}_0 = E[\boldsymbol{\theta}], \tag{3-34}$$

$$\mathbf{P}_{\boldsymbol{\theta}\boldsymbol{0}} = E[(\boldsymbol{\theta} - \hat{\boldsymbol{\theta}}_{0})(\boldsymbol{\theta} - \hat{\boldsymbol{\theta}}_{0})^{\mathrm{T}}], \qquad (3-35)$$

对于 $k \in \{1, 2, \cdots, \infty\},\$

时间更新步

$$\hat{\boldsymbol{\theta}}_{k}^{-} = \hat{\boldsymbol{\theta}}_{k-1}^{-}, \tag{3-36}$$

$$\mathbf{P}_{\boldsymbol{\theta}\boldsymbol{k}}^{-} = \mathbf{P}_{\boldsymbol{\theta}\boldsymbol{k}-1}^{-} + \mathbf{Q}_{\boldsymbol{k}-1} \tag{3-37}$$

$$\mathcal{G}_{k|k-1} = [\hat{\boldsymbol{\theta}}_{k}^{-}, \hat{\boldsymbol{\theta}}_{k}^{-} + \gamma \sqrt{\mathbf{P}_{\boldsymbol{\theta}k}^{-}}, \hat{\boldsymbol{\theta}}_{k}^{-} - \gamma \sqrt{\mathbf{P}_{\boldsymbol{\theta}k}^{-}}], \qquad (3-38)$$

$$\boldsymbol{y}_{k|k-1} = H(\boldsymbol{\vartheta}_{k|k-1}, \ \boldsymbol{u}_{k}^{G}), \tag{3-39}$$

$$\hat{\mathbf{y}}_{k} = \sum_{i=0}^{2L} W_{m}^{(i)} y_{k|k-1}^{(i)}$$
(3-40)

$$\mathbf{P}_{\mathbf{y}_{k},\mathbf{y}_{k}} = \sum_{i=0}^{2L} W_{c}^{(i)}(y_{k|k-1}^{(i)} - \hat{\mathbf{y}}_{k})(y_{k|k-1}^{(i)} - \hat{\mathbf{y}}_{k})^{\mathrm{T}} + \mathbf{R}_{k}, \qquad (3-41)$$

测量更新步

$$\mathbf{P}_{\mathbf{\theta}_{k}\mathbf{y}_{k}} = \sum_{i=0}^{2L} W_{c}^{(i)} (\mathcal{G}_{k|k-1}^{(i)} - \hat{\mathbf{\theta}}_{k}^{-}) (y_{k|k-1}^{(i)} - \hat{\mathbf{y}}_{k})^{\mathrm{T}}, \qquad (3-42)$$

$$\kappa_k^{\theta} = \mathbf{P}_{\theta_k \mathbf{y}_k} \mathbf{P}_{\mathbf{y}_k \mathbf{y}_k}^{-1} \tag{3-43}$$

$$\hat{\boldsymbol{\theta}}_{k} = \hat{\boldsymbol{\theta}}_{k}^{-} + \kappa_{k}^{\boldsymbol{\theta}} (\boldsymbol{y}_{k} - \hat{\boldsymbol{y}}_{k}), \qquad (3-44)$$

$$\mathbf{P}_{\boldsymbol{\theta}\boldsymbol{k}} = \mathbf{P}_{\boldsymbol{\theta}\boldsymbol{k}}^{-} - \boldsymbol{\kappa}_{\boldsymbol{k}} \mathbf{P}_{\mathbf{y}_{\boldsymbol{k}},\mathbf{y}_{\boldsymbol{k}}} \boldsymbol{\kappa}_{\boldsymbol{k}}^{T}$$
(3-45)

注: 这里 $\gamma = \sqrt{L+\lambda}$, λ 是一个缩放因子, *L*是参数 θ 的维数; **Q**是过程噪声协方差矩阵, **R**为观测噪声协方差矩阵; *Wⁱ*是采样点的权重。

在UKF纯参数估计中,过程噪声协方差矩阵Q的选择将影响参数估计的效果和收敛速率。Wan等建议了三种取值策略:(1)Q_k取任意固定的对角阵,随估

计进程退化至零,(2) $\mathbf{Q}_k = (\lambda_{RLS}^{-1} - 1)\mathbf{P}_{\theta k}$, $\lambda_{RLS} \in (0,1]$ 为遗忘因子和(3) Robbins-Monro法, $\mathbf{Q}_k = (1 - \alpha_{RM})\mathbf{Q}_{k-1} + \alpha_{RM}\kappa_k^{\theta}\mathbf{e}_k\mathbf{e}_k^{\mathrm{T}}(\kappa_k^{\theta})^{\mathrm{T}}$ 。

基于UKF纯参数估计对3.2.2的框架柱数值模型中截面本构参数进行辨识的 流程图如图3-9所示。其核心工作是在时间更新步先验估计后,利用输入杆端位 移、历史变量和参数的2L+1个采样点,运行2L+1个框架柱数值模型计算杆端力 的作为输出。值得注意的是,在观测更新步后验估计后,有必要使用参数的后 验估计值,在第*k*-1步历史变量的基础上运行第2L+2个框架柱数值模型,产生新 的第*k*步历史变量,用作下一步观测方程中运行2L+1个框架柱数值模型时广义的 统一的历史变量输入。



图 3-9 UKF 参数估计的流程图¹ Fig. 3-9 Flowchart of UKF for the state-space model

3.3.3 UKF 双重估计原理

为了对非线性系统的状态和参数同时进行估计,Wan^[209]和Nelson^[210],提出 了EKF双重估计(Dual Estimation)的思想,Wan等^[211,212]将该思想扩展到UKF。 下面着重阐述双重估计中联合UKF(Joint UKF)估计模式。

对于式(3-4)中的非线性函数,若采用联合 UKF 模式识别其中的参数θ,则 需要表达成如下的状态空间形式。

¹ 表中参数的先验估计可以按式(3.38)和是(3-39)直接得到,采样放在先验估计后进行。
$$\mathbf{Z}_{k} = F(\mathbf{Z}_{k-1}, \mathbf{u}_{k}^{g}) + \mathbf{v}_{k}$$

$$\exists \mathbb{P}: \left\{ \mathbf{x}_{k} \\ \mathbf{\theta}_{k} \right\} = \begin{bmatrix} G(\mathbf{x}_{k-1}, \mathbf{\theta}_{k-1}, \mathbf{u}_{k}^{g}) \\ \mathbf{I} \cdot \mathbf{\theta}_{k-1} \end{bmatrix} + \left\{ \mathbf{v}_{k} \\ \mathbf{n}_{k} \right\}$$
(3-46)

$$\mathbf{y}_{k} = \mathbf{H}\mathbf{Z}_{k} + \mathbf{w}_{k}$$

$$\exists \mathbb{P}: \quad \mathbf{y}_{k} = [\mathbf{I}, \mathbf{0}] \begin{cases} \mathbf{x}_{k} \\ \mathbf{\theta}_{k} \end{cases} + \mathbf{w}_{k}$$
(3-47)

其中**Z**为扩展的状态量, $\mathbf{Z}_k = [\mathbf{x}_k, \mathbf{\theta}_k]^T$; **I**为单位矩阵。

下面给出基于 UKF 进行双重估计的算法,具体见表 3-2

表 3-2 联合 UKF 估计的程序

Table 3-2 The procedure of joint UKF estimation

初始化

$$\hat{\mathbf{Z}}_0 = E[\mathbf{Z}_0], \tag{3-48}$$

$$\mathbf{P}_0 = E[(\mathbf{Z}_0 - \hat{\mathbf{Z}}_0)(\mathbf{Z}_0 - \hat{\mathbf{Z}}_0)^{\mathrm{T}}], \qquad (3-49)$$

对于 $k \in \{1, 2, \cdots, \infty\},$

时间更新步方程如下:

$$\boldsymbol{\xi}_{k|k-1} = [\hat{\mathbf{Z}}_{k}^{-}, \hat{\mathbf{Z}}_{k}^{-} + \gamma \sqrt{\mathbf{P}_{k}}, \hat{\mathbf{Z}}_{k}^{-} - \gamma \sqrt{\mathbf{P}_{k}}], \qquad (3-50)$$

$$\boldsymbol{\xi}_{k|k-1}^{*} = \mathbf{F}(\boldsymbol{\xi}_{\mathbf{x},k-1}, \boldsymbol{\xi}_{\mathbf{0},k-1}, \mathbf{u}_{k}^{g}), \qquad (3-51)$$

$$\hat{\mathbf{Z}}_{k}^{-} = \sum_{i=0}^{2L} W_{i}^{(m)} \boldsymbol{\xi}_{i,k|k-1}^{*}, \qquad (3-52)$$

$$\mathbf{P}_{k}^{-} = \sum_{i=0}^{2L} W_{i}^{(c)} (\boldsymbol{\xi}_{k|k-1}^{*} - \hat{\mathbf{Z}}_{k}^{-}) (\boldsymbol{\xi}_{k|k-1}^{*} - \hat{\mathbf{Z}}_{k}^{-})^{\mathrm{T}} + \mathbf{Q}_{k}, \qquad (3-53)$$

测量更新步为线性变换,故可选用 KF 对状态量的修正形式:

$$\kappa_k = \mathbf{P}_k^{-} \mathbf{H}^T (\mathbf{H} \mathbf{P}_k^{-} \mathbf{H}^T + \mathbf{R})^{-1}, \qquad (3-54)$$

$$\hat{\mathbf{Z}}_{k}^{+} = \hat{\mathbf{Z}}_{k}^{-} + \kappa_{k} (\mathbf{y}_{k} - \mathbf{H}\hat{\mathbf{Z}}_{k}^{-}), \qquad (3-55)$$

$$\mathbf{P}_{k}^{+} = (\mathbf{I} - \kappa_{k} \mathbf{H}) \mathbf{P}_{k}^{-}, \qquad (3-56)$$

注: 这里 $\gamma = \sqrt{L + \lambda}$, λ 是一个缩放因子, L 是扩展状态量 **Z** 的维数; **Q** 是过程噪声协方差 矩阵, **R** 为观测噪声协方差矩阵; *W*ⁱ 是采样点的权重。

3.4 UKF 初值和噪声选择与分析

在使用UKF辨识非线性系统时,需要确定其状态量的初始估计值、初估值 误差的协方差矩阵、过程噪声协方差矩阵和观测噪声协方差矩阵。这些初值和 噪声的选择关系到系统辨识与参数估计的效果^[213]。下面采用数值模拟来分析 UKF初值和噪声对截面本构模型参数识别的影响。

设截面本构模型参数的真实值为 N^t_y =2022.9kN, M^t_p =217.41kNm 和 b^t=0.030。框架柱用基于力的单元和截面本构模型来描述, 输入杆端位移及测

量杆端力为 2.5.2.1 中工况 1 下左柱在基本坐标系下的相应信息。观测噪声为白噪声序列,其均方根为测量杆端力均方根的 1‰。采用 UKF 纯参数估计模式识别参数 $\theta = [N_y, M_p, b]^T$,滤波器参数选取如下:过程噪声协方差矩阵 $Q_0 = 10^{-8}I_3$, 观测噪声协方差矩阵 $R_0 = diag([0.8418, 0.9358, 0.4139]) \times 10^{-2}$,状态量初估计值

$$\hat{\boldsymbol{\theta}}_{0} = [N_{y}, M_{p}, b]^{\mathrm{T}} = [172.87, 185.79, 150]^{\mathrm{T}}$$
 (3-57)

初估值误差的协方差矩阵

 $\mathbf{P}_{0} = diag([\sigma_{N_{y}}^{2}, \sigma_{M_{p}}^{2}, \sigma_{b}^{2},]) = diag([866, 1000, 24657])$ (3-58) 注意式(3-57)中 N_{y} 缩小了一个数量级, b扩大了四个数量级, 使状态量在同一 个数量级, 避免协方差矩阵不正定而引起采样时 Choleshy 分解失败。

3.4.1 初值选择与性能分析

3.4.1.1 初始状态估计的影响

设初始状态估计 $\hat{\theta}'_0 = \varepsilon_{\theta} \hat{\theta}_0$,比较 ε_{θ} 等于0.8、1.0和1.2三种工况下截面本构 模型参数的识别结果。这里滤波器其余参数保持不变^[213],即 $\mathbf{P}'_0 = \mathbf{P}_0$, $\mathbf{Q}'_0 = \mathbf{Q}_0$, $\mathbf{R}'_0 = \mathbf{R}_0$ 。不同 $\hat{\theta}'_0$ 下截面本构模型参数估计值对比如图3-12所示,参数估计收敛 值及其相对误差见表3-3。

表 3-3 不同 $\hat{\theta}_0'$ 下参数估计终值及其相对误差

Table 3-3 Final estimate values and relative errors with different	6) '_0
--	---	--------------

参数 真	百立佰	初估估	$\varepsilon_{\theta} = 0.8$		$\varepsilon_{\theta} = 1.0$		$\varepsilon_{\theta} = 1.2$	
	关入田	N1 III III.	收敛值	误差%	收敛值	误差%	收敛值	误差%
$N_{ m y}$	2022.9	三种	2024.2	0.0645	2026.1	0.1571	2027.0	0.2016
$M_{ m p}$	217.41	三种	216.69	0.3340	217.24	0.0828	217.29	0.0573
b	0.0300	三种	0.0290	3.1886	0.0285	5.0674	0.0284	5.2045

注: 相对误差(%)=100×收敛值-真实值//真实值

由图3-12 可知,当 ε_{θ} 从0.8变化到1.2,采用UKF参数估计模式对截面本构模型参数的估计均能收敛到真实值,可见该算法对 $\hat{\theta}'_{0}$ 的选择具有较好的鲁棒性。 当 ε_{θ} =0.8时参数提前开始收敛,这是因为状态量初估值 $\hat{\theta}'_{0}$ 中控制截面屈服的参数 N_{y} 和 M_{p} 较小,截面会提前进入屈服,预测杆端力与观测杆端力的误差和滤波器增益同时发挥作用。

由表3-3可知,参数 N_v 和 M_p 识别终值的相对误差均不大于1%,随动强化系

数b相对误差均不超过10%,可见在UKF纯参数估计中,状态量 $\hat{\theta}_0$ 初估值上下浮动20%都不影响参数估计的精度。



Fig. 3-12 Effect on parameter identification with different $\hat{\theta}'_0$

3.4.1.2 初始协方差矩阵的影响

设初始协方差矩阵 $\mathbf{P}'_0 = \varepsilon_p \mathbf{P}_0$,分别对比 ε_p 等于0.8、1.0和2.0三种情况下截面本构模型参数的识别结果。此时其余滤波器参数保持不变^[213],即 $\hat{\mathbf{\theta}}'_0 = \hat{\mathbf{\theta}}_0$, $\mathbf{Q}'_0 = \mathbf{Q}_0$, $\mathbf{R}'_0 = \mathbf{R}_0$ 。不同 \mathbf{P}'_0 下参数估计值对比如图3-13所示,参数估计的收敛值 及其相对误差见表3-4。

由图3-13可见,当 ε_p 从0.8变化到2.0,采用UKF参数估计模式对截面本构模型参数的估计均能收敛到真实值,可见该算法对 P'_0 的选择具有较好的鲁棒性。 当 ε_p =1.0时 P'_0 中参数对应项为其真实方差,故识别效果较好; ε_p =2.0时 P'_0 较大, 参数估计值的候选范围扩大,其向下波动使截面较早屈服,滤波器增益较早发 挥作用; ε_p=0.8时 **P**'₀较小,参数估计值的初始候选范围较小,已不包含真值, 故识别效果较差。由表3-4可知,参数 N_y和M_p识别终值的相对误差均不大于1%, 随动强化系数b相对误差均不超过10%,可见在UKF参数估计模式中,**P**'₀的不同 选择选择都能保证其精度。



图 3-13 不同的初始协方差对识别效果的影响 Fig. 3-13 Effect on parameter identification with different P₀

表 3-4 不同 P ′ 下参	数估计终值及其相对误差
------------------------	-------------

Table 3-7 Final estimate values and relative errors with different \mathbf{P}_0'

参数 真实(直完估	初估估	\mathcal{E}_{P} =	= 0.8	\mathcal{E}_{P} =	=1.0	$\mathcal{E}_{p} =$	2.0
	共大山	101日日	收敛值	误差%	收敛值	误差%	收敛值	误差%
$N_{ m y}$	2022.9	1728.7	2019.0	0.1915	2026.1	0.1571	2028.0	0.2532
$M_{ m p}$	217.41	185.79	217.32	0.0452	217.24	0.0828	217.41	0.0064

第3章 梁柱截面本构模型参数的识别方法

b	0.0300	0.0200	0.0260	8.266	0.0285	5.0674	0.0282	5.8369
注:	相对误差(%))=100×收公	敛值-直实(直/直实值				

3.4.2 噪声选择与性能分析

3.4.2.1 过程噪声协方差矩阵的影响

在纯参数估计中,过程方程的状态转移系数为单位矩阵,其过程噪声Q₀本 身没有确定的物理意义,理论上过程噪声Q₀设得越小越好,以便减小待估参数 的随机波动。因此,这里略去采用数值分析模式研究过程噪声协方差矩阵对参 数估计结果的影响。

但在实际应用中,该过程噪声 \mathbf{n}_k 有利于增加滤波器的跟踪能力。一般来说, 过程噪声 \mathbf{Q}_0 越大,旧的数据被越快"遗忘";但过程噪声越大,也会增加待估 参数的变动^[210]。这些定性的经验可以作为 \mathbf{Q}_0 选择的原则。

3.4.2.2 观测噪声协方差矩阵的影响

设观测噪声协方差矩阵 $\mathbf{R}'_0 = \varepsilon_R \mathbf{R}_0$,分别对比 ε_R 等于10⁻²、1.0和10⁻²三种情况下截面本构模型参数的识别结果,此时其余滤波器参数保持不变^[213],即 $\hat{\mathbf{\theta}}'_0 = \hat{\mathbf{\theta}}_0$, $\mathbf{P}'_0 = \mathbf{P}_0$, $\mathbf{Q}'_0 = \mathbf{Q}_0$ 。不同 \mathbf{R}'_0 下参数估计值对比如图3-15所示,参数估计 终值及其相对误差见表3-6。

由图3-15可知, ε_R 从10⁻² 变化到10²,采用UKF参数估计模式对截面本构模型参数的识别均能收敛到真实值,可见该算法对 \mathbf{R}'_0 的选择具有较好的鲁棒性。 当 ε_R =1.0时的观测噪声与测量杆端力真实噪声水平相适应,所得参数估计结果 是最好的;当 ε_R =100时观测噪声显然过大,所得参数估计值由很大的波动;当 ε_R =0.01时估计结果尚且满意,如果噪声再小,识别结果将不能接受。





图 3-15 不同观测噪声对识别效果的影响 Fig. 3-15 Effect on parameter identification with different **R**'₀

由表3-6可知,参数*N_y和M_p*估计终值的相对误差均不大于1%,随动强化系数b的相对误差均不超过10%,可见在UKF参数估计模式中,**R**₀的不同选择选择都能保证其精度。随动强化系数b较差的估计效果与3.2.2.4中截面本构模型参数敏感性分析结果一致。

表3-6 不同 R'_0 下参数估计终值及其相对误差 Table 3-6 Final estimate values and relative errors with different \mathbf{R}'_0

参数 真实值	直完估	初估估	$\varepsilon_{R} = 0.01$		$\varepsilon_{R} = 1.0$		$\varepsilon_{R} = 100$	
		收敛值	误差%	收敛值	误差%	收敛值	误差%	
$N_{ m y}$	2022.9	1728.7	2019.4	0.1753	2026.1	0.1571	2031.3	0.4135
$M_{ m p}$	217.41	185.79	217.31	0.0511	217.24	0.0828	217.81	0.1781
b	0.0300	0.0200	0.0321	6.9095	0.0285	5.0674	0.0261	13.0153

注: 相对误差(%)=100×收敛值-真实值//真实值

3.5 数值仿真算例

为了验证 UKF 识别截面本构模型参数的精度与效率,本节对比了 UKF 参数估计和 UKF 联合估计的结果,并考虑真实识别中有无模型误差问题。

研究对象为 2.5.2 中的框架柱(单层单跨框架的左柱),分别提取由工况 1 (截面轴力弯矩耦合本构模型)和工况 2(纤维截面单轴材料本构模型)正问 题分析得到的简直坐标系下的杆端力作为观测值,识别 3.2.2 中预设框架柱数 值模型截面本构的相关参数。截面本构模型参数的真实值为 N¹_v=2022.9kN、 $M_{p}^{t} = 217.41$ kNm 和 $b^{t} = 0.030$; 初估值为 $N_{y}^{i} = 1728.8$ kN、 $M_{p}^{i} = 185.79$ kNm 和 $b^{i} = 0.015$ 。

采用 UKF 参数估计时,状态量初估计值及其误差协方差矩阵为

$$\hat{\boldsymbol{\theta}}_{0} = [N_{y}^{i}, M_{p}^{i}, b^{i}]^{T} = [172.87, 185.79, 15.00]^{T}$$

$$\boldsymbol{P}_{0} = \operatorname{diag}([\sigma_{N_{y}}^{2}, \sigma_{M_{p}}^{2}, \sigma_{b}^{2}]) = \operatorname{diag}([30^{2}, 30^{2}, 15^{2}])$$
(3-59)

过程噪声协方差矩阵表示为由 q 控制的可调节的形式

$$\mathbf{Q} = \text{diag}([(qN_{y}^{i})^{2}, (qM_{p}^{i})^{2}, (qb^{i})^{2}])$$
(3-60)

采用 UKF 联合估计时,状态量初估计值及其误差的协方差矩阵为

$$\hat{\mathbf{Z}}_{0} = [N, M_{i}, M_{j}, N_{y}^{i}, M_{p}^{i}, b^{i}]^{\mathrm{T}} = [0, 0, 0, 172.87, 185.79, 15.00]^{\mathrm{T}}$$
(3-61)

$$\mathbf{P}_{0} = \operatorname{diag}([\sigma_{N}^{2}, \sigma_{M_{i}}^{2}, \sigma_{M_{j}}^{2}, \sigma_{M_{p}}^{2}, \sigma_{b}^{2}]) = \operatorname{diag}([10^{-8}, 10^{-8}, 30^{2}, 30^{2}, 30^{2}, 15^{2}])$$

过程噪声协方差矩阵表示为由 q 控制的可调节的形式

$$\mathbf{Q} = \text{diag}([q^2, q^2, q^2(qN_y^i)^2, (qM_p^i)^2, (qb^i)^2])$$
(3-62)

这两种估计模式下,观测噪声序列统一估计为

$$\mathbf{v} = r \cdot \mathrm{RMS}(\mathbf{y}) \tag{3-63}$$

相应的观测噪声协方差矩阵统一记作

$$\mathbf{R} = r^2 \times \operatorname{diag}(\mathrm{RMS}^2(\mathbf{y})) \tag{3-64}$$

其中 r 为可调系数, y 为观测数据序列。

3.5.1 无模型误差识别问题

依据 2.5.2.1 中工况 1 (截面轴力弯矩耦合本构模型)正问题分析结果,提 取左柱基本坐标系下杆端位移和杆端力作为待辨识系统的输入输出数据。识别 3.2.2 中预设框架柱数值模型截面本构的三参数。

(1) 采用 UKF 参数估计时, 令 $q = 10^{-6}$, 按式(3-60)取过程噪声协方差矩阵 Q, 或者直接取Q= 10^{-8} I₃; 令r = 0.001, 按式(3-64)取观测噪声协方差矩阵, 或者直接取R= 10^{-4} I₃。(2) 采用 UKF 联合模式识别时, 令 $q = 10^{-6}$, 按式(3-62) 取过程噪声协方差矩阵Q, 或者直接取Q= 10^{-6} I₆; 令r = 0.001, 按式(3-62)取 观测噪声协方差矩阵, 或者直接取R= 10^{-4} I₃。

截面本构模型参数识别结果如图 3-16 所示,基本坐标系下杆端力计算值与测量值如图 3-17 所示,每一加载步所需计算时间如图 3-18 所示,参数的识别 值及相对误差见表 3-7。

从图 3-16 的 a)、b)和 c)可以看出,在第 88 时间步左右,各参数估计值开始向真值方向移动,其中屈服面参数 N_v和 M_p在第 110 时间步左右趋近并锁定

真实值,而随动强化系数 h_k也在第 120 步后趋近真实值。可见,一旦截面进入 屈服,杆端力计算值与观测值的微小误差就能使卡曼滤波器增益发挥作用,并 快速收敛到真值。图 3-16 d)给出了内力空间中的屈服面,可见识别出的屈服面 与真实屈服面吻合很好,内力路径被限制在后继屈服面(强化后的识别屈服面) 之内。



Fig. 3-16 Result of parameter identification for sectional constitutive model

由图 3-17 比较了联合 UKF 估计下框架柱在基本坐标系下的杆端力 Q_b=[N, M_i, M_j]^T的预测值与观测值,可见预测值能跟踪观测值,且经滤波后更平滑。综合图 3-17 和图 3-18 可以看出,当截面屈服时,需要大量计算时间。本例中采用 UKF 联合估计时,扩展的状态量维数为 L=6, UT 变换中每次产生 2L+1=13个样本点,相当于计算 13 个单元;而采用 UKF 参数估计时,状态量维数为 L=3, UT 变换中每次产生 2L+1=7 个样本点,相对于计算 7 个单元。故 UKF 联合估计

第3章 梁柱截面本构模型参数的识别方法

每步所需时间比 UKF 参数估计要多,但 UKF 联合估计时所需最长的时间步消 耗也不超过 0.8 秒,可以进行实施辨识。从表 3-7 可知,屈服面参数 N_y和 M_p 的相对误差不超过 1%,而强化系数 b 的相对误差不超过 5%,可见识别具有很 高精度。



图 3-17 杆端力 Qb比较 Fig. 3-17 Comparison of nodal forces



图 3-18 每步的时间消耗 Fig. 3-18 Time consumption of each step

表 3-7 参数估计值及其相对误差 Table 3-7 Estimation values and relative errors of the parameters

					· · · ·	
参数	真实值	初估值	PE 识别值	相对误差	JE 识别值	相对误差
$N_{\rm y}$	2022.9	1728.7	2024.6	0.08%	2013.0	0.49%
$M_{ m p}$	217.41	185.79	217.32	0.05%	217.30	0.05%
b	0.0300	0.0150	0.0293	2.33%	0.0304	1.67%

3.5.2 有模型误差识别问题

预设的模型和真实系统通常存在误差,研究有模型误差下的识别具有重要的现实意义。2.5.2.1 中工况 2 采用纤维截面单轴材料本构建模并在 OpenSEES 中运行,每根纤维所用单轴本构为 Hardening 材料,弹性模量为 *E* = 2.06×10¹¹N/m²,屈服强度 *f*_y=275Mpa,随动强化系数 *b*=0.03。提取左柱基本 坐标系下杆端位移和杆端力作为待辨识系统的输入输出数据。识别 3.2.2 中预 设框架柱数值模型截面本构的三参数。

(1) 采用 UKF 参数估计时,令 $q=10^{-4}$,按式(3-60)取过程噪声协方差矩阵 Q,或者直接取 $Q=10^{-8}I_3$;令r=0.01,按式(3-64)取观测噪声协方差矩阵,或 者直接取 $R=10^{-2}I_3$ 。(2)采用 UKF 联合估计时,令 $q=10^{-4}$,按式(3-62)取过程 噪声协方差矩阵Q,或者直接取 $Q=10^{-2}I_6$;令r=0.001,按式(3-64)取观测噪 声协方差矩阵,或者直接取 $\mathbf{R} = 10^{-2}\mathbf{I}_3$ 。

截面本构模型参数识别结果如图 3-19 所示,基本坐标系下杆端力计算值与测量值如图 3-20 所示,每一加载步所需计算时间如图 3-21 所示,参数的识别 值及相对误差见表 3-8。



Fig. 3-19 Result of parameter identification for sectional constitutive model

从图 3-19 的 a)、b)和 c)可以看出,虽然存在较大模型误差,但各参数估计 值也能很快收敛到真值附近。值得注意的是,由于模型误差的存在,识别中出 现了参数的振荡,这正是滤波器增益根据杆端力计算值和观测值差距不断调整 的结果。图 3-19 d)给出了内力空间中的屈服面,可见识别出的屈服面与真实屈 服面比较接近,识别屈服面经强化后限定了内力路径的范围。

由图 3-20 比较了联合 UKF 估计下框架柱在基本坐标系下的杆端力 Qb=[N,

*M*_i, *M*_j]^T的预测值与观测值,可见预测值能跟踪观测值,且经滤波后更平滑。从 图 3-21 可以看出,只有在截面进入屈服时每步时间开销会大于 0.1 秒,但其每 步最长计算时间不超过 0.7 秒,能够实现在线辨识。从表 3-8 可知,屈服面参 数 *N*_y和 *M*_p的相对误差不超过 5%,而强化系数 *b*的相对误差不超过 25%。可 见 UKF 联合估计和 UKF 参数估计具有可以接受的识别精度。



图 3-20 杆端力 Qb 比较 Fig. 3-20 Comparison of nodal forces

图 3-21 每步的时间消耗 Fig. 3-21 Time consumption of each step

表3-8	参数估计值及	其相对误差
------	--------	-------

Table 3.8 Estimation values and relative errors of the

	Table 5-6 Estimation values and relative errors of the parameters									
参数	真实值	初估值	PE 收敛值	相对误差	JE 收敛值	相对误差				
$N_{ m y}$	2022.9	1728.7	1980.0	2.12%	1999.0	1.18%				
$M_{\rm p}$	217.41	185.79	221.35	1.81%	224.89	3.44%				
b	0.0300	0.0150	0.0342	14.00%	0.0373	24.33%				

3.6 本章小结

为了识别梁柱截面本构模型参数,本章以框架柱为待辨识系统,预设基于 力的梁柱单元为数值模型,并以基本坐标系下的杆端位移和力为系统输入和输 出;阐述了 UKF 双重估计方法及其初值和噪声对识别效果的影响,通过数值仿 真探讨了联合 UKF 识别方法的精度和效率。主要结论如下:

(1)选用框架柱基本坐标系下的杆端位移和力作为系统输入和输出能大幅 减少计算量;框架柱数值模型采用基于力的单元和截面本构模可以提高计算效 率;给定杆端位移下,杆端力对随动强化系数敏感性较差。

(2) 设定的框架柱数值模型具有路径相关性,建议将历史变量看做广义的 输入,采用 UKF 纯参数估计进行本构参数的辨识。UKF 联合估计同时对状态

哈尔滨工业大学工学博士学位论文

和参数进行更新,不仅能获得待估参数,而且能实现对观测量的滤波。

(3) UKF 纯参数估计模式对初值(状态初估值及初估值误差协方差矩阵) 和噪声(过程噪声及观测噪声)的选择具有很好的鲁棒性;UKF 参数估计和 UKF 联合估计具有很高的识别精度和效率,适用于后续的在线模型更新。

第4章 有限元模型更新混合试验系统架构

4.1 引言

在混合模拟中,计算模型和积分算法是核心,数值模型和加载控制是两个 基本点,而混合试验系统则是开展混合模拟的工具和载体。一般地,混合试验 系统包括积分算法模块、数值模型模块和试验加载模块。复杂的混合试验系统 还包括网络通信模块、实时监测模块和前后处理模块。各模块协同工作,可以 减少混合模拟的模型误差、积分误差、控制误差和测量误差。

纵观混合模拟的发展,在空间域上,有本地单机试验和网络协同试验;在 时间域上,有慢速试验和快速实时试验。混合模拟在时空上的多样性,促生了 混合试验系统的多样化。根据所用积分方法的数目,可分为串行混合试验系统, 如 NetSlab^[105], OpenFresco^[102]及 UI-Simcor^[101]模式和并行混合试验系统 P2P^[106] 和 PLSRT2^[214]。根据所用结构计算模型,可以分为针对层模型的混合试验系统 和面向杆系模型的混合试验系统。根据所用的数值计算载体,可以分为基于数 字信号处理板和基于有限元软件的混合试验系统。鉴于串行模式技术相对成熟, 面向杆系结构的有限元软件精度较高,故本章主要研究基于串行有限元软件的 杆系结构混合试验系统。

为了减少模型误差,除了采用合理的结构计算模型和精细的单元数值模型 外,可以而且应该充分利用试验子结构的测量数据,在线校准数值子结构中相 应部分数值模型的参数,这就是模型更新混合试验的思想。国内外学者在这方 面进行了积极的探索,表 1-2 总结了迄今为止有关模型更新混合模拟所使用的 混合试验系统。其中,文献[157]没有具体说明;文献[160,167]采用的是 dSPACE-FTS/MTS 的混合试验系统,dSPACE 作为信号处理板的一种,其计算功能较弱, 不利于大型复杂结构计算;文献[159]阐述了模型更新混合试验架构,采用 OpenSeesNavigator 进行仿真,但未开展试验。文献[168]采用的是 UI-Simcor 混 合试验系统,其积分算法模块在 MATLAB 中运行,但没有明确数值子结构采用 什么软件模拟,没有说明识别的权值在什么地方完成。文献[169]采用基于 OpenFresco 的混合试验系统,它以 OpenSees 作为计算软件执行积分算法和数值 子结构模块,用 OpenFresco 将试验子结构的结点位移传至 xPC-Target,在该实 时环境下产生连续的位移命令并传给加载系统 MTS,实现对试验子结构的加 载。该系统总体上比较理想,但也没有明确识别参数在什么地方完成。鉴于此, 本章将在研究基于串行有限元软件的杆系结构混合试验系统的基础上,提出新 的在线模型更新混合试验系统。

本章内容安排如下:首先总结混合试验系统基本架构及仿真平台;接着阐述了基于杆系有限元的混合试验系统;然后提出了框架结构模型更新混合试验 系统;最后通过仿真算例验证了所提出的混合试验系统的性能。

4.2 混合试验系统架构及仿真平台

为了开发新的试验系统,需要充分认识传统的混合试验架构,并搭建一个 开发新系统的平台。本节首先总结传统的两环混合试验系统架构,然后搭建了 一个通用的混合试验系统仿真平台。

4.2.1 两环混合试验系统架构

混合模拟是结构数值计算与试验加载相结合的一种联机试验方法。传统的 混合试验系统一般采用两环架构,具体见图 4-1。其中,最外环为结构数值计算 中的积分算法环,最内环为试验加载中的伺服控制环。



图 4-1 两环混合试验系统架构 Fig. 4-1 Framework of hybrid testing system in two-loop

对于外环积分算法,见图 4-2,它是混合试验系统的核心。通过逐步积分算法,结构的时间离散运动方程得到求解。它发送位移给试验和数值子结构,测量并计算相应反力,如此循环遍历所有时间。这些工作通常由一台个人电脑或者数字信号处理板完成。文献[101,105]的混合试验系统中,用于求解运动方程的逐步积分算法在个人电脑中运行;文献[55,167]的混合试验系统中,为了开展实时试验,逐步积分算法在数字信号处理板上运行。值得注意的是,每一时间

步求解结构运动方程所需计算时间具有随机性和不确定性。但当结构计算模型 比较简单(如层模型),计算量小时,每步所需计算时间比较少,所以常被忽略。



对于内环伺服控制,见图 4-3,它是试验加载系统的核心。通过电液伺服控制,试验子结构的边界条件得到实现。在伺服控制中,控制器按照一定的采样频率 *f*_{sam}运行,因此测量信号以一个确定性的控制时间步长 Δ*t*_{con}=1/*f*_{sam} 反馈给控制器并与命令信号比较,通过控制器的调节给作动器发送指令,以实现目标命令。图 4-3 只给出了最常用的位移控制模式;如果输入命令为目标力,而反馈信号采用测量反力,则构成力的控制模式,该模式主要应用于对大刚度试件的加载;这两种基本控制模式的结合可以构建力与位移切换控制的混合加载模

式。

在两环混合试验架构中,外环个人电脑或者数字信号处理板与内环试验加 载系统的通信一般通过数模或模数转换接口采用模拟信号连接。对于 MTS 试验 加载系统,通过它提供的一个计算机模拟接口与配置(MTS Computer Simulation Interface and Configurator, CSIC)程序,用户可以将自己编写的外环积分算法程 序连接到 MTS 控制器,执行常用的结构试验命令和数据采集操作。OpenFresco 试验协调软件中 MTSCsi 试验控制命令就是基于这种方式的将内外环联系起来 的。 两环混合试验系统架构虽然简单明了,但是在应用中暴露出一些问题。 譬如内外环时间步长的不匹配,这是由于外环积分算法中每步的计算时间是不 确定的,而内环伺服控制中信号更新的控制时间是确定的。又如子结构边界条 件不能很好实现,这是因为内环伺服控制采用的反馈信号是从作动器测量得到, 而试验中作动器与试件的响应并非一致(如转角边界条件)。这些问题将在 4.3 节采用三环试验架构解决。

4.2.2 混合试验系统仿真平台

为了研发新的混合试验系统,需要搭建一个混合试验系统仿真平台。下面 首先介绍 Simulink 的仿真环境,然后提出基于 Simulink 的混合试验系统仿真平 台,最后讨论混合模拟的执行过程。

Simulink 是 MathWorks 公司开发的 MATLAB 里的一个仿真工具箱,其主要功能是实现动态系统的建模、仿真和分析。在系统的开发设计中,可以预先对目标系统进行仿真试验,按照性能指标的要求对系统做适当的修改,按照仿真的最佳效果来调整系统的参数,从而减少物理系统设计的时间,提高系统开发的效率^[215]。



图 4-4 基于 Simulink 的混合试验系统仿真平台 Fig. 4-4 Simulation Platform for hybrid testing system

由混合模拟的原理知,混合试验系统仿真平台中必须包含三大模块:运动 方程求解模块、数值子结构模块和试验子结构模块,见图 4-4。运动方程求解模 块主要是根据结构外部激励和当前步结构内力,选择合适的积分步长和逐步积 分算法,通过结构运动方程求解下一步位移。数值子结构模块通过假定的恢复 力模型,由给定的单元结点位移计算相应的反力。它等价于通用有限元软件中 的单元及材料库。试验子结构模块包括获取目标位移、产生位移命令、试验加 载系统和测量反馈模块,见图 4-4 中虚线框部分。它利用设定的加载系统数值 模型^[216],来模拟对试验子结构的加载。通过这个混合试验系统仿真平台,初学 者可以探索混合模拟的执行过程,研究者可以集中精力搞专项开发。

在图 4-4 的仿真平台中,计数器 Gen Counter 以模拟时间 Δt_{sim} 为周期产生

 $0 \sim N = \Delta t_{sim} / \Delta t_{con}$ 的整数,其中 Δt_{con} 为控制器采样时间步长。三个触发模块:数据采集模块、求解运动方程模块和获取目标位移模块分别通过 Hit Crossingx(x=1,2,3)与计数器相连,通过设置 Hit Crossing 阀值,确定三个触发模块的执行顺序与时间。建议触发1取0.8N,触发2取0.9N,触发3取N,这样在开展混合模拟时,先提取测量反力,再解方程求位移,然后在模拟时间步长的整数倍时间点获取目标位移。为避免作动器阶跃太大,一个简便的办法是对目标位移进行插值发送,插值步数 n=0.5· $\Delta t_{sim} / \Delta t_{sub}$,其中 Δt_{sub} 为加载子步, Δt_{sub} 应该大于作动器静态时滞,这个工作在产生位移命令模块实现。

鉴于本文结构计算模型复杂,数值计算部分所需时间随机性较大,下面依据提取目标位移的方式讨论两种执行过程:固定等待时间模式和任意等待时间 模式。

对于固定等待时间模式,如图 4-5 所示,虽然每一时间步从提取测量反力 到解方程求出位移所用的计算时间 Δt_{cal} 有长有短,但每步都选择了一个固定的 等待时间 Δt_{wai} 来提取目标位移。这里等待时间 Δt_{wai} 通常设得足够长,并大于每 一步的计算时间 Δt_{cal}。该模式适用于各步计算时间相差不太大的情况,此时它 能保证每一积分步长对应相同的模拟步长 Δt_{sin}。对于各步计算时间离散性较大 的情况,若以预估的最大计算时间作为等待时间,将会浪费时间。



对于任意等待时间模式,如图 4-6 所示,既然每一时间步从提取测量反力 到解方程求出位移所用的计算时间 Δt_{cal} 有长有短,那么就让等待时间 Δt_{wai} 随计 算时间变化而变化。也就是说,一旦目标位移计算出来,就开始加载。该模式 适用于各步计算时间离散较大的情况,能够提高试验的执行效率,但是它很难 保证每一积分步长对应相同的模拟步长 Δt_{sin}。鉴于其灵活性,在 4.3 节基于有 限元软件的混合适应系统中采用这种模式。

4.3 基于有限元软件的混合试验系统

为了减少混合模拟中的模型误差,应该采用合理的结构计算模型和精细的数值单元模型,这要求通过基于有限元软件的混合试验系统才能实现。本节着重讨论 MATLAB 杆系有限元通过 OpenFresco 和 dSPACE 连接 MTS 试验加载系统的混合试验系统。

4.3.1 三环混合试验系统架构

在众多混合试验系统中,由 Mosqueda^[217]提出的三环硬件架构是一个模块 化、可扩展的混合试验系统。在这三个环中,最内环是电液伺服试验加载系统; 最外环是求解结构运动方程的积分算法;中间环节是产生连续命令的数字信号 处理板。由 Schellenberg^[58]开发的 OpenFresco 是一个面向对象的、相对独立的 连接有限元分析软件和实验室加载设备的软件架构,OpenFresco 也吸收了三环 硬件架构的优点。

鉴于哈尔滨工业大学结构与抗震试验中心有且只有 dSPACE,作者从实际 出发,学习和借鉴了 OpenFresco 软件架构,开发了新的三环混合试验架构,见 图 4-7 和图 4-8。对每一个环节,下面详细介绍。





Fig. 4-7 Framework of hybrid testing system in three-loop

最内环为伺服控制环,广义上即电液伺服试验加载系统,它包含控制器、 作动器、液压源、传感器和采集卡。控制器接收位移命令和位移反馈,控制其 差值并发送电流信号给作动器上的伺服阀调节液压油的输入,从而驱动作动器 移动。位移与荷载传感器测量相关电压并转换为数字信号传给采集卡。通常控 制器采用比例-积分-微分 (Proportional-Integral-Derivative, PID)数字控制,采样 频率 *f*_{sar}在 1kHz 以上,即新的命令信号以一个确定性的控制时间步长 $\Delta t_{con} = 1 / f_{sam}$ 发送给作动器。本文使用的控制器为 MTS Flex Test GT 控制器,采 样频率设为 1024Hz。相应的控制步长约为 0.001s。

最外环为积分算法环,广义上即结构分析的有限元软件。它包括结构状态确定(静力和动力分析程序)、数值单元的状态确定,甚至截面状态确定。关于 有限元软件,虽然选择范围很宽,但作者建议与选用的结构计算模型相适应。 本章选用 MATLA 杆系有限元为计算平台,结构层面的静动力分析和数值子结 构分析都在这个平台上完成。所用的有限元软件可以在普通的个人电脑上运行, 为了直接或者间接与试验加载系统相连,或者开展网络试验,可以在该电脑上 安装 OpenFresco。值得注意的是,当结构比较复杂或者选用的计算模型和数值 单元比较精细时,结构层次和单元层次的计算非常耗时,而且由于结构或构件 的屈服、屈曲、断裂或者倒塌等影响,每一步所花费的时间是不确定和不相等 的。

中间环为 dSPACE 实时数字信号处理板。它提供一个多功能的工作间,其 功能有:(1)产生连续或者"斜坡-保持"信号将以不同频率运行的内外环联系 起来。(2)可以估计并采取措施补偿加载系统的时滞。(3)可以构建新的控制 环以实现设定的目标,如设定目标位移或者目标荷载。在硬件上,关于中间环 与最外环的连接, dSPACE 处理板直接插在计算平台电脑上,并通过 PCI 总线 与其 CPU 相连;数字信号(图 4.7 中粗线)通过共享内存在计算平台电脑与 dSPACE 处理板间传递。关于中间环与最内环的连接,信号通过 D/A 和 A/D 转 换后由模拟电压信号(图 4.7 中细线)传递。



图 4-8 三环混合试验系统架构 Fig. 4-8 Framework of hybrid testing system in three-loop

4.3.2 数据在软硬件中的传递

关于如何实现 MATLAB 有限元软件(M 文件形式)与 dSPACE 处理板实时通信,以及 dSPACE 处理板与试验加载系统 MTS 的实时通信,下面给出详细策略。

4.3.2.1 MATLAB 与 dSPACE 间的通信

dSPACE 是基于 MATALB/Simulink 控制系统的软硬件工作平台。其软件中 一个重要的部分是实时接口软件 RTI(Real- Time Interface),它集成了 dSPACE 系统 I/O 硬件模型,可以对实时代码生成软件 RTW(Real Time Workshop)进行 扩展,使下载到 dSPACE 处理板上的 Simulink 模型代码能驱动硬件,开展硬件 在回路仿真。dSPACE 处理板上运行的模型代码与有限元软件(如 MATLAB 中 M 文件)是独立的。因此,实现两者的实时通信是一个重要的问题。dSPACE 软件中提供了两个函数库 Clib 和 Mlib,基于变量共享内存原理,分别用于和 C 语言及 MATLAB 语言的通信。



图 4-9 dSPACE 数据接收与反馈及混合试验控制 Fig. 4-9 Data reception and feedback and hybrid testing control 本文 MATLAB 有限元与 dSPACE 处理板实时通信的途径可以分为直接法 和间接法。其中,直接法是 MATLAB 利用 Mlib 编写一个试验控制函数 (HybridControlDspace.m)直接与 dSPACE 处理板通信;而间接法是 MATLAB 先通过 Socket 连接到 OpenFresco,再通过 OpenFresco 基于 Clib 编写的试验控

制命令(expControl dSpace)与 dSPACE 处理板通信。这两种途径都需要先搭

建一个 Simulink 模型(如图 4-9 所示)并编译成 C 代码下载到 dSPACE 处理板 中运行起来。

图 4-9 给出了 dSPACE 数据接收和反馈及混合试验控制的具体内容。在左下侧, dspIn 和 frcIn 为测量位移和反力,在右上侧 dspOut 为输出的位移命令。中间的区域有三个核心框:其中左上侧 Get Target Dsp 为接收目标位移模块; 右下侧 Measurements Feedback 为反馈测量信息模块;右上侧 Gen CommDsp & Ctrl TargDsp 产生位移命令和控制目标位移模块。前两个模块将在下面 dSPACE 与外环通信方法中剖析,第三个模块将作为关键问题在 4.3.3 中说明。

在混合试验中,dSPACE 通过 Mlib 接收 MATLAB 有限元的数据或者通过 Clib 接收 OpenFresco 传来的数据为目标位移、速度和加速度,本文只考虑目标 位移,记作 targDsp。dSPACE 反馈给 MATLAB 或者 OpenFresco 的是测量位移、 速度、加速度和反力,本文只考虑测量位移和反力,分别记作 measDsp 和 measFrc。

在混合试验中,为了实现数据在 dSPACE 与 MATLAB 有限元或者 OpenFresco 间的顺利传递,特意设置四个控制变量,它们是:simState, newTarget, switchPC 和 atTarget。其中 simState 用于控制 dSPACE 处理板的运行状态,如 启动、暂停和停止;其他三个变量控制发生数据传递交换的时机,如控制何时 接收数据,对方是否接收到。表 4-1 总结了混合模拟中外环与 dSPACE 通信的 方法。

14010	C 4-1		ISFAU		iu M-me/C-me m mybriu simura			
Matlab: HybridControlDspace.m				dSPACE 中运行的 Simulink 模型				
OpenFr	esco:	expControl dSpace		dSp	bace Hybrid Controller(D3/D3)			
开始	写	simState=1	→	读	simState: $0 \rightarrow 1$	启动		
<i>for i</i> =1,	,,	, N						
	赋值	i targDsp=newDsp		准省	备 newTarget==0			
12.024	写	newTarget=1	→	读	newTarget: 0→1			
反达	读	switchPC: $0 \rightarrow 1$	-	写	switchPC=1	接收		
日怀		上面确认对方接受到	-	写	atTarget=0 (开始加载)	目标		
世侈	+	下面对变量恢复初值			commDsp=TargDsp	位移		
	写	newTarget=0	→	读	newTarget: 1→0	_		
	读	switchPC: $1 \rightarrow 0$	-	写	switchPC=0			
	等待	F反馈信息		产生	主位移命令,控制加载目标			
接收	读	atTarget: 0→1	-	写	atTarget=1(加载完成)	反馈		
测量	读	daqDisp=measDsp		写	measDsp=测量位移	测量		
信息	读	daqForce=measFrc		写	measFrc=测量反力	信息		
end								
结束	写	simState=0	\rightarrow	读	simState: 1→0	停止		

表 4-1 混合模拟中 M 文件或 C 文件与 dSPACE 的通信

dSPACE 与外环的通信方法分为三个步骤:初始化、交互数据和结束。其中交互数据为核心,可以分为:①外环发送目标位移而 dSPACE 接收目标位移和②dSPACE 反馈测量信息而外环接收测量信息。

首先是初始化。外环程序将完成三项工作:指定 dSPACE 型号,对接收到 的测量信号清零,令 simState=1 使 dSPACE 启动。而 dSPACE 程序将响应外环 的指令,当检测到变量 simState 变为 1 时开始启动。此时 newTarget=0, switchPC=0, atTarget=1, dSPACE 做好准备,等等目标位移。

其次是外环发送目标位移而 dSPACE 接收目标位移。外环积分算法每步计 算出新的位移后,赋值给目标位移变量 targDsp,并令 newTarget=1。dSPACE 端(详见图 4-10a 获取目标位移模块)监测到 newTarget 从 0 变为 1,就执行图 4-10b 中模块,令 switchPC=1,atTarget=0,并读取目标位移 targDsp,开始加载。 此时,外环程序监测到 switchPC 从 0 变为 1,这是告知外环程序 dSPACE 端已 经收到目标位移,于是,外环程序端令 newTarget=0,完成复位。此时 dSPACE 端监测到 newTarget 从 1 变为 0,就执行图 4-10c 中的模块,令 switchPC=0,完 成复位。外环程序监测到 switchPC 从 1 变为 0,说明都完成了控制变量的复位。



Fig. 4-10 Blocks to get target displacement and details in its subsystem

然后是 dSPACE 反馈测量信息而外环接收测量信息。从 atTarget=0 开始加载,默认在指定的时间步长 Δt_{sim}内能实现目标位移,图 4-9 中 Gen CommDsp & Ctrl TargDsp 模块在产生位移命令的同时给出基于控制采样步长 Δt_{con} 的计数器。

在 dSPACE 程序端,当计数器 counter= $\Delta t_{sim} / \Delta t_{con}$ 时加载完成,计数器触发图 4-11a 中测量信息反馈模块,执行图 4-10b 中的触发子系统模块,将测量的位移 和反力分别保存在 measDsp 和 measFrc 中,并令 atTarget=1。对外环程序端,当监测到 atTarget 从 0 变为 1,就读取共享内存中的测量反力和位移。



 a) 及頃测重信息模块
 b) 融及丁系统下的模块

 a) Blocks to feedback measurements
 b) Blocks in triggered subsystem

 图 4-11 反馈测量信息模块及其子系统细节

Fig. 4-11 Blocks to feedback measurements and details in its subsystem

最后是结束环节。外环程序端发出指令 simState=0, dSPACE 程序端监测到 simState 变为 0, 就停止程序的运行。

4.3.2.2 dSPACE 与 MTS 控制器的通信

dSPACE与MTS 控制器的通信对应于三环试验架构的中间环与最内环数据的交换。图 4-12 给出了通信的示意图。关于通信接口,在 dSPACE 端, dSPACE 附属板上有模拟输出(D/A)与模拟输入端口(A/D), dSPACE 处理器上有这些模拟端口对应虚拟接口 RTI,见图 4-13;在 MTS 控制器端,其控制箱面板上集成了模拟输入和模拟输入端口,在控制箱的人机交互软件中,可以将模拟输入做为外部命令驱动作动器,也可以将加载系统测量的位移和反力转换为模拟信号输出。

在图 4-13 中,中间 dSpace HC 模块用于 dSPACE 和 MATLAB 的通信,这 在 4.3.2.1 已详细剖析。在 dSpace HC 左侧两个输入端为测量的位移和反力, DS1104MUX_ADC1 是 dSPACE1104 上一个综合的模数转换接口,它集成了 AD1-4 通道,这里使用了 1-3 通道测量位移; DS1104ADC-C5/6/7 为三个独立的 模数转换接口,这里用于从加载系统测量反力。dSpace HC 右侧为输出位移命 令,DS1104DAC-C1/2/3 为 dSPACE1104 上三个独立的数模转换接口,用于给 加载系统发送位移命令。另外,图中三角形为可调的标定系数。





图 4-12 dSPACE 与 MTS 控制器的通信

Fig. 4-12 Communication between dSPACE and MTS controller 关于 dSPACE 与 MTS 控制器的通信方法,需要配置好软硬件资源。硬件 上,只需要用 PNC 线连接 dSPACE 附属板上的模拟输出输入端口到 MTS 控制 箱上对应的模拟输入输出端口。注意,这里传递的是模拟量,容易引入噪声, 但采用屏蔽较好的信号线,可以满足试验要求。在软件上,由于标准模拟输入 输出端口电压范围+10V~+10V,需要根据拟传递信号的范围,对数字信号进行 缩放。如 dSPACE 端要发送 80mm 的位移命令,再需要缩小 10 倍成为 8V 的电 压从 D/A 端口发出,MTS 的 A/D 端接收 8V 的电压,需要扩大 10 倍,还原为 80mm 的位移命令。由于在模拟传输中可能会引入噪声,放大后噪声也跟着放 大,这一点在反馈的力信号中更为明显。需要说明的是,这种模拟传输的方式 是可行的,为了得到更纯净的信号,后续应该开发数字传输模式。



图 4-13 dSPACE 混合试验控制和接口 Fig. 4-13 Controller and interface for hybrid testing in dSPACE

4.3.3 试验系统中的关键问题

在混合试验系统中,有许多问题值得研究,其中有两个关键问题迫切需要

解决:分别是位移命令的产生和目标位移的控制。这里针对图 4-9 中设置的 Gen CommDsp & Ctrl TargDsp 模块展开讨论,详见图 4-14。



图 4-14 产生位移命令与控制目标位移模块

Fig. 4-14 Module for generating displacement command and controlling the target displacement

关于位移命令的产生,其必要性在于保护试验加载系统,获取相对平稳光 滑的加载路径。因为试验中目标位移的增量可能会很大,如果直接发送给试验 加载系统,那么可能会造成作动器较长的上升时间,在有限的加载步长内达不 到目标位移,发生"欠条",也可能引起作动器发生很大阶跃,超过目标位移, 发生"超条"。

通过对目标位移插值产生新的位移命令,是解决上述问题的有效方法。文 献^[53]提出了采用"斜坡-保持"的试验加载模式,其实质是一种内插位移命令 的方法;文献^[218]提出了对目标位移用 Lagrange 多项式外插内插的模式开展实 时试验;文献^[217]基于事件驱动思想在有限状态机里实现对目标位移的外插内插 来开展分布式混合试验;文献^[58]对通过外插内插产生连续位移命令的模式进行 修正,避免了从外插预测到内插修正时位移命令的跳跃。这种用外插-内插方法 产生连续位移命令的模式在用于显式积分方法时效果很好,但作者在实践中发 现其用于隐式方法或者结构分析中含迭代时会在外插预测到内插修正的切换时 出现问题。此外,这种连续的位移命令会在加载末点反馈的测量信息引入时滞。 为此本文采用"斜坡-保持"模式产生位移命令。

图 4-15 给出了对目标位移 gDsp 通过内插产生"斜坡-保持"位移命令 cDsp 的模块。其核心部分为 MATLAB 嵌入函数模块,该模块输入端 D1 和 D2 分别 为上一步和当前步的目标位移,t 为系统时间,Xin 是循环变量;输出端 Dc 为

位移命令, j 为计数器, Xout 是与 Xin 对应的循环变量。该 MATLAB 嵌入函数 代码见作者科学网博客[http://blog.sciencenet.cn/u/yschen]。



图 4-15 计数器及斜坡-保持命令模块

关于目标位移的控制,其必要性在于保证试件实现预期的边界条件。在试验中对子结构施加边界条件(边界位移或者边界力)时,通常借助一些刚性加载梁,但这种所谓的"刚性"是假定的;另外作动器与加载梁的连接或与反力装置的连接可能会松动,因此虽然作动器很好响应了按照边界条件生成的位移命令,但是试件本身并没有达到预期的边界条件。



图 4-16 外环位移控制模块 Fig. 4-16 Module for displacement control in outer loop

一个有效的方法是构建外环边界条件控制模块。文献^[78]采用修正的最小控制合成自适应算法作为外环控制器开展子结构试验;文献^[83]针对大刚度试件, 提出了外环位移控制内环力控制的拟动力试验方法;文献^[84]开发的拟静力试验

Fig. 4-15 Module to generating counter and ramp-hold command

多轴试验加载系统中,采用外环力控制内环位移控制的模式。这些都体系了双 环控制的思想,根据具体需求,内外环采用力或者位移控制可以灵活组合。鉴 于本文只考虑边界位移,下面只讨论外环位移控制。需要说明的是,这里的外 环位移控制,不应该和 4.3.1 三环试验架构中外环积分算法环节混淆,它是相 对于内环加载控制环而言,其控制器运行在 dSPACE 实时数字信号处理板上。

图 4-16 给出了外环位移控制模块。输入端为目标位移 getDsp 和反馈回的 实测边界位移 meaDsp,输出为位移命令 comDsp。以框架柱三作动器试验加载 系统为例,控制的目标位移是柱顶的水平位移、轴向位移和转角,反馈回的测 量位移是实测柱顶水平位移、轴向位移和转角。注意反馈回的测量位移不是作 动器的位移,也不是通过作动器位移转换得到到柱顶位移,而是外接传感器测 得柱头位移。两者差值经过控制器调节后,需要转换为三个作动器加载的命令 (见 TransCT),在输出之前,每个通道设定阀值做好保护(见 Detector)。

4.4 杆系结构模型更新混合试验架构

以前两节为基础,本节在有限元软件中添加识别和更新模块,研究针对杆 系结构的在线模型更新混合试验架构。下面首先提出以梁柱为子结构的混合试 验架构,然后讨论框架结构在线模型更新混合试验架构。

4.4.1 杆系结构混合试验架构

框架结构由梁柱构件组成,在地震等极端外部作用下,部分梁柱构件会进入塑性。以框架柱为试验子结构开展混合试验,不仅可以研究结构整体非线性 反应,而且可以探究结构局部反应。

为了阐述框架柱子结构混合试验架构,下面以单层两跨平面钢框架为例进 行说明,见图4-17。取中柱为试验子结构,其他梁柱构件为数值子结构,按杆 系结构建模。在杆系有限元中分析中,外层为结构状态确定,内层为单元状态 确定。

对于结构状态确定,见图4-17中虚线框,其任务是在每一增量步或迭代步, 按照结构静力或动力平衡方程可以求得结点位移向量u,并组装每个单元的杆端 反力得到结点内力向量R,见附录B.1。

对于梁-柱单元的状态确定,见图 4-17 中点线框,其目标是通过杆端位移确定杆端力并更新单元的刚度矩阵。具体执行时,单元整体坐标系下杆端位移 d^{ee}用单位定位向量从结构结点位移 u 中提取,先转换为局部坐标系下的杆端位 移 ā^{ee},再转换为基本坐标系系下的位移 q^{ee}。而杆端力和切线刚度矩阵则从简直 坐标系先转换到局部坐标系,再从局部坐标系转换到整体坐标系,见图 4-17。



单元状态确定包括数值子结构中所有单元和试验子结构单元。

图4-17 框架柱子结构混合试验架构

Fig. 4-17 Framework of hybrid simulation with column as an experimental substructure

对于试验子结构单元(框架柱),其在基本坐标系下的杆端位移 q 先转换到 悬臂坐标系下的杆端位移 d_c,然后再转换到三个作动器加载坐标系下作动器的 目标位移 d_t。三个作动器的测量反力 F_t从三个作动器加载坐标系先转换到悬臂 坐标系反力 F_c,然后再转换到基本坐标系下的杆端力 Q。具体见附录 C。

对于数值子结构中的单元,其在基本坐标系下的杆端位移 q 通过刚度法或 者柔度法得到截面变形,依据截面层次的本构模型执行截面状态确定。如果选 用纤维截面,由截面变形可求得纤维应变,通过材料本构可以得到纤维应力, 纤维应力可以合成截面内力。截面内力及截面刚度可以积分到杆端获得基本坐 标系下的杆端力 Q 和刚度矩阵。

4.4.2 杆系模型更新试验架构

框架结构采用杆系有限元建模时,整个结构可以划分成若干个梁柱单元。 当采用其中一个框架柱为试验子结构,其余构件为数值子结构来开展混合试验 时,就可以通过在线模型更新来减少模型误差,提高试验精度。

为了阐述框架结构在线模型更新混合试验的架构,下面仍以单层两跨平面 钢框架为例进行说明,见图4-18。以中柱是试验子结构, 其他构件为数值子结 构。假定所用框架柱具有相同的截面和材料,在混合试验中,考虑用中柱的观 测数据,实时识别假定的截面本构模型参数,并在线校正两个边柱的本构模型。 这里的梁单元属于不更新的数值子结构。



图4-18 框架结构在线模型更新混合模拟

Fig. 4-18 Online model updating hybrid simulation for frame structure 在 4.4.1 框架柱子结构混合试验架构的基础上,图 4-18 给出了框架结构在 线模型混合试验架构。其关键环节是参数识别和模型更新。

首先,对于实时参数识别,需要对试验子结构预设梁柱单元作为附属数值 子结构,且该梁柱单元及所用本构应与待校正两个边柱的数值子结构模型相同, 见图 4-18。输入试验单元基本坐标系下的杆端位移 \mathbf{q}_{E}^{e} ,通过控制该附属梁柱 单元简直坐标系下的计算杆端力 \mathbf{Q}_{e} 和试验子结构相应的测量杆端反力 \mathbf{Q}_{m} 的 误差,估计出所用本构的参数 $\mathbf{\theta}$ 。本文使用 UKF 算法来完成参数的在线识别。

其次,对于在线模型更新,每步识别的参数0先通过设定的阀值保证其在 有物理意义的范围。在需要更新的时间步,将参数估计值传递给数值子结构中 两个边柱所用本构模型,用于这些单元的状态确定,即计算Q^e_N。

4.5 试验系统验证及模型更新仿真

混合试验系统和架构只有在应用中才能得到检验和发展,本节采用实例对 4.2 和 4.3 中的混合试验系统进行验证,并对 4.4 中的模型更新混合试验架构进 行仿真。

4.5.1 混合试验系统平台验证

选图 4-19 所示单自由度体系为研究对象,以弹簧为试验子结构,钢柱为数 值子结构。输入 El Centro (NS,1940)地震记录(峰值 220gal,取持时 6 秒),采用

哈尔滨工业大学工学博士学位论文

中心差分法(积分步长Δt_{int}=0.01s),进行动力时程分析。开展混合试验系统的 仿真及试验验证。



4.5.1.1 混合试验系统仿真验证

为了进行混合试验系统仿真,需要建立加载系统(包括控制器、作动器和 试件)的模型。这里用文献^[219]提出的二阶传递函数作为加载系统的模型。

$$T_A(s) = \frac{\omega_A^2 e^{-\tau s}}{s^2 + 2\xi_A \omega_A s + \omega_A^2}$$
(4-1)

其中 ξ_A 和 ω_A 分别为加载系统的阻尼比与圆频率, τ 为纯时滞, s为拉普拉斯算子。取 $\xi_A = 1.5$, $\omega_A = 210 rad / s$, $\tau = 0.0005 s$ 。

将 4-1 式离散化并在 Simulink 中用传递函数模块表示。该模型在阶跃命令 下的位移反应见如图 4-20 所示, 文献^[220]用高价加载系统模型验证了上述简化 的二阶线性模型精度较高,可以代替真实的加载系统进行数值仿真。

将图 4-4 基于 Simulink 的混合试验系统中的加载系统模块用上述的简化的 二阶传递函数及增益(弹簧刚度 K_E)构成的模块代替,以图 4-19 所示单自由 度结构为对象进行混合试验系统仿真。 图 4-21 为该结构顶部水平位移反应时 程,整体图说明混合试验系统各模块协同工作性能很好,没有引起模拟结果发 散。局部图可以看出混合模拟的执行过程,是按图 4-5 中设定固定等待时间进 行的。如果要研究命令发送的模式,对目标位移进行外插-内插以实现连续加载 模式,或者在"斜坡-保持"加载模式中改变斜坡段时间及加载子步等,可以修 改图 4-4 中产生位移命令模块。如果要研究实时试验,可以调整时间比例因子 和 Hit Crossingx 中的阀值进行模拟。如果要研究加载系统,如位移控制模式或 力控制模式等可以采用相应的加载系统模型进行混合模拟仿真。



4.5.1.2 混合试验系统试验验证

下面用真实的试验加载系统代替图 4-4 中加载系统模块。试验在哈尔滨工 业大学土木学院小型混合试验平台(mini-HS@HIT)进行。所用 dSPACE-FTS 试验加载系统^[221]实物见图 4-22,性能见图 4-23。该系统的数字控制器在 Simlink 中搭建并在 dSPACE 实时仿真平台上运行,因此从产生位移命令模块到试验加 载系统,以及从试验加载系统到测量反馈模块都用数字信号传递,从而减少了 噪声的引入。





图4-22 基于dSPACE-FTS的试验加载系统 Fig. 4-22 dSPACE-FTS Loading System

图4-23 阶跃位移命令与位移响应 Fig. 4-23 Step command and response

将图 4-4 中的加载系统模块用 dSPACE-FTS 试验加载系统的控制与数据采集端 Simulink 模型代替就能实现硬件在回路。以图 4-19 所示单自由度结构为对象开展混合模拟,验证混合试验系统。(注,试验前弹簧先预拉一定位移,并以此为平衡位置,试验时弹簧一直处于受拉状态。)

图 4-24 为该结构顶部水平位移反应时程,整体图说明混合试验系统各模块 同连接的硬件设备(试验加载系统)协同工作性能良好。局部图可以看出混合 模拟的执行过程,这里用加载子步 $\Delta t_{sub} = \Delta t_{con}$,实现了作动的平稳运动。



图4-24 结构顶部水平位移反应时程(仿真 Δt_{sim} =1.000s, Δt_{sub} =0.001s) Fig. 4-24 Time history of horizontal displacement of structure top node

本混合试验中,试验子结构(弹簧)是线弹性,其刚度 K_E可以提前测定,因此可认为数值模拟的结果为真解。为了研究混合试验系统的误差,图 4-25 给出结构的数值模拟和混合模拟的结果,可见两者吻合较好。图 4-26 给出了混合模拟的绝对误差与相对误差(相对误差是绝对误差除以数值模拟反应的最大值并取绝对值而得),误差主要来源于(1)力传感器的噪声,(2)试验时作动器实际位移±12mm (发给加载系统的命令折减一半)相对其量程±100mm 太小。从该图可以看出误差的累积效应。







图4-26 混合模拟的绝对误差与相对误差 Fig.4-26 Absolute error and relative error of Hybrid Simulation

4.5.1.3 混合试验中的时间步长

在混合试验中有五类时间步长:积分步长、控制步长、计算步长、加载步

第4章	有限元模型更新混合试验系统架构	
-----	-----------------	--

长和模拟步长,如表 4-2 所示。

表 4-2 混合试验系统中的各类时间步长

Table 4-2 The time-ste	ps in	Hybrid	Testing	System
------------------------	-------	--------	---------	--------

步长名称	代号	时间步长含义	步长	仿真步长
积分步长	$\Delta t_{\rm int}$	时间上离散运动方程所用的时间间隔	指定	0.010s
控制步长	$\Delta t_{\rm con}$	试验控制及数据采集系统的采样时间	指定	0.001s
计算步长	$\Delta t_{\rm cal}$	解运动方程计算目标位移的时间间隔	随机	0.200s
加载步长	$\Delta t_{\rm loa}$	加载时为实现目标所必须的时间间隔	指定	0.800
模拟步长	$\Delta t_{\rm sim}$	模拟步长=计算步长+加载步长	随机	1.000s

积分步长(Δt_{int})是在时间上离散运动方程时所用的时间间隔,它通常关系到 积分算法的稳定性,但它与实际计算所需要的时间无关。控制步长(Δt_{con})是试 验加载系统控制器的采样步长,目前的电液伺服加载系统采样频率高于 1kHz, 因此控制步长它通常很小如 2⁻¹⁰ ≈ 0.001s。计算步长(Δt_{cal})是解运动方程计算目 标位移的时间间隔,它通常具有随机性,对大型复杂结构会特别耗时。加载步 长(Δt_{loa})是加载时为实现目标所必须的时间间隔,它通常由作动器的性能确定。 模拟步长(Δt_{sin})为计算步长与加载步长之和。



Fig 4-27 Realization of two modes in extracting the target displacement

图 4-27 给出了 4.2.2 中所述提取目标位移两种模式的实现情况。其中图 4-27 a)类似于 4.5.1.2 中的例子,即采用固定等待时间 0.2s。而图 4-27 b)来自第 5 章 5.5.2 中基于 MATLAB-dSPACE-MTS 的试验结果,由计数器可以看出有限元计 算时间的随机性;由控制变量 newTarget 和 atTarget 等可以看出命令发送和数据 采集情况的执行顺序。

4.5.2 模型更新混合试验仿真

本节以 2.5.2 中的门式框架为例,以左柱为试验子结构并用基于力的单元和 截面本构模型(真实屈服面参数按 *f*_y=275kN 推定)来模拟,开展混合模拟仿真, 并考虑在线模型更新,用于验证 4.4 中所提出的试验架构。

为了突出在线模型更新混合模拟的效果,增加了工况 A (参考工况)和工况 B (不含更新)用于对比。这三种工况建模和分析设置类似于 2.5.2 中单层单跨钢框架的算例,不同点在于所用截面轴力弯矩耦合本构模型中参数的选取,见表 4-3。其中工况 B 等价于 2.5.2.1 中的分析结果,工况 C 在工况 B 的基础上,增加了左柱截面本构参数的实时辨识和右柱截面本构参数的在线更新,是为检验 4.4 节所提在线模型更新混合试验架构而量身定制。

Table 4-3 Hybrid simulation cases for 1-bay 1-stroey steel frame								
工况	代号	左柱 (试验子结构)			右柱 (数值子结构)			
		$N_{\rm y}({\rm kN})$	$M_{\rm p}({\rm kN.m})$	b	$N_{\rm y}({\rm kN})$	$M_{\rm p}({\rm kNm})$	b	
А	参考工况	2022.9	217.4	0.030	2059.7	217.4	0.030	
В	不含更新	2022.9	217.4	0.030	1728.7	185.79	0.015	
С	包含更新	2022.9	217.4	0.030	1728.7	185.79	0.015	

表 4-3 单层单跨钢框架混合模拟工况

注 轴力: P=800kN, 地震动峰值 PGA=310gal

4.5.2.1 参数的实时估计

在工况 C 考虑模型更新的混合模拟中,每一时间步都提取左柱在基本坐标 系下的杆端位移和杆端力,利用第 3 章提到的联合 UKF 识别方法实时估计截面 本构模型参数。各参数初估值和识别值列于表 4-4,其中 N_y和 M_p的相对误差不 超过 1%,而强化系数 b 的相对误差不超过 5%。

表 4-4 左柱截面本构模型参数取值

_	Table 4-4 Parameters of the sectional constitutive model for the left column							
	参数	初估值	下界	上界	识别值	参考值	相对误差(%)	
	$N_{ m y}$	1728.7	1581.5	2322.9	2018.6	2022.9	0.21%	
	$M_{\rm p}$	185.8	170.0	249.4	216.80	217.42	0.29%	
	b	0.015	0.010	0.040	0.0286	0.0300	4.67%	

able 4-4 Parameters of the sectional constitutive model for the left colur

截面轴力弯矩耦合本构模型三参数估计值的时程如图 4-28 a)、b)和 c)所示。 由图中可以看出, 1.7s 前屈服面参数 N_y和 M_p维持初估值,从 1.7s 到 2.2s,屈 服面参数 N_y和 M_p迅速移动并收敛于参考值, 2.2s 后,屈服面参数不再发生变 化;而强化系数 b 趋近并收敛到参考值附近的过程在 1.96s-2.46s 间完成。这说 明一旦截面屈服,计算输出和观测输出的误差就能激发卡曼滤波器增益发挥作 用使待识别参数迅速趋近并收敛到真值附近,可以所用联合 UKF 估计方法具有 高效性。



c) 强化系数 b 的估计
 d) F
 c) Estimation of hardening coefficient
 d) Force
 图 4-28 截面本构模型参数的估计



Fig. 4-28 Estimation of the parameters of sectional constitutive model 图 4-28 d)绘制了轴力弯矩空间中的内力路径和相应的屈服面:按照识别出

的 N_y和 M_p绘制的屈服面与参考屈服面能很好吻合。识别的屈服面考虑随动强 化后,基本能将杆端内力路径包络。这些说明了识别的有效性。

在本文依据单元杆端信息识别截面本构模型参数中,一个重要的控制条件 是令杆端力预测值与观测值的均方误差最小。图 4-29 给出了简直坐标系下杆端 力预测值与观测值的时程对比。图中可见预测值能很好地跟踪观测值,说明控 制目标得到实现。

在线模型更新混合模拟中参数的识别要求实时进行。图 4-30 给出了每一时间步参数识别所消耗的时间。单步最大时间消耗不超过 0.5s,总的 6.2s(310 步) 识别时间为 22.03s。







图 4-30 参数识别过程中每步消耗的时间 Fig. 4-30 Time consumption in each step during parameter identification

4.5.2.2 模型更新结果

在工况 C 考虑模型更新的混合模拟中,每步通过左柱估计的截面本构模型 参数,要用于校正右柱所设的截面本构模型。下面比较表 4-3 所列三种工况的 仿真结果。

图 4-31 比较了三种工况下结构顶部结点 3 水平位移反应时程。由图 4-30 a) 可知不考虑模型更新的工况 B 与参考工况 A 最大水位移相差 19.86% ((44.82-40.40)/44.82)。而由图 4-31 b)可知考虑模型更新的工况 C 与参考工况 A 最大水位移相差 1.78% ((44.82-44.02)/44.82)。可见通过考虑在线模型更新, 可以明显提高混合模拟的精度。





图 4-32 比较了三种工况下右侧框架柱底部截面弯矩曲率关系。不考虑模型
更新的工况 B 与参考工况 A 有较大差距,如图 4-32 a)所示。而考虑模型更新的工况 C 与参考工 A 能很好吻合,见图 4-32 b)。这再次说明考虑在线模型更新能提高混合模拟的精度。



In Case A, Case B and Case C

图 4-33 给出了右侧框架柱底部截面上的内力路径和参考屈服面及更新前后的屈服面。可见更新后的屈服面与参考屈服面能很好吻合,截面内力路径约束 在更新后的后继屈服面内。







图 4-34 模型更新混合模拟每步时间消耗 Fig. 4-34 Time consumption in each step of hybrid simulation with model updating

图 4-34 给出了模型更新混合模拟每步消耗的时间。其中工况 B(不含更新)的时间也即传统混合模拟的时间消耗非常少,而识别及更新所花费的时间较多。这是因为结构本身只有 3 个单元,而采用联合 UKF 估计是附加数值单元 13 个。

工况 C (包含更新)的混合模拟每步最大时间消耗不超过 0.7s。6.2s 地震记录 (310 步)总的时间消耗为 32.75s,可见所提在线模型更新混合模拟架构具有 高效性。

4.6 本章小结

本章首先探讨了两环混合试验系架构及混合试验仿真平台,接着研究了基于有限元软件的三环混合试验架构中的数据传输等问题,然后提出了面向单元的及在线模型更新的杆系结构混合试验系统架构。主要结论如下:

(1)传统两环混合试验系统无法解决目标边界条件难以实现和内外环时间步长不匹配问题。提出的基于 Simulink 混合试验系统仿真平台为研发复杂的混合试验系统提供了模拟环境。提取目标位移时采用的任意等待时间模式实质上是变步长模拟,可以大幅提高试验效率。

(2) 在基于有限元的三环混合试验架构中,中间层 dSPACE 提供了一个多 功能工作间,可以产生连续或者"斜坡-保持"信号,可以对目标边界条件进行 控制等。MATLAB 有限元与 dSPACE 的实时通信可以通过基于 Mlib 的自定义 函数或者基于 Clib 的 OpenFresco 实现。

(3)面向单元的杆系结构混合试验系统架构中,所有单元都经历从整体到局部再到基本坐标的变换。对数值单元从基本坐标进入截面层次甚至进入材料层次;对于试验单元从基本坐标系进入悬臂坐标再采用三个作动器加载。如果考虑在线模型更新,只需在软件中添加参数辨识和参数校正模块就能实现。

第5章 框架结构考虑模型更新的混合试验

5.1 引言

减少混合试验中的模型误差是本文的出发点和落脚点。该目标可以通过采 用合理的单元数值模型来实现,也可以利用观测数据对数值模型更新来实现。 本章将以框架结构为研究对象,以混合试验为研究方法,以减少混合试验的模 型误差为宗旨,阐述框架结构考虑模型更新的混合试验,验证第2、3章的理论 和第4章的试验系统。

关于框架结构的混合试验,国内外学者做了许多研究。文献^[52]列举了 20 世纪 70~80 年代日本所开展的混合试验,有钢框架也有混凝土框架,它们都是 全结构试验。文献^[2]介绍了三层剪切型框架和六层钢筋混凝土框架的子结构拟 动力试验。这些框架结构在进行混合试验时,都被简化为层模型,难免引入较 大模型误差。文献^[222]提出采用有限元软件 Drain-2D 开展框架结构的混合试验, 并在数值仿真验证中首次引入试验单元来代替数值单元。文献^[223],^[224]以钢筋混 凝土框架为对象,以底层中柱为试验子结构并用三个作动器加载来实现边界条 件,采用精细化的杆系有限元模型分析数值子结构,开展混合试验。文献^[225] 以两层两跨钢框架为对象,以梁柱连接体为试验子结构,用 ABAQUS 多尺度建 模来分析数值子结构,用 UI-SMCOR 开展混合试验。文献^[119]以四层两跨钢框 架为对象,将下部一层半作为试验子结构,并拆成两块在美国和日本分别加载; 上部数值部分在 OpenSEES 里模拟,开展分布式混合试验。文献^[226]总结了美国 地震工程模拟网络计划(NEES)资助下所开展的混合试验,其中八成以上都以 框架结构为研究对象。值得注意到是,结构数值模型并非越精细越好,还应该 兼顾计算的效率。

关于框架结构考虑模型更新的混合试验,在绪论表 1-2 中对相关的研究进行了总结。其中文献[157]以两层空间框架为对象,将其简化为层模型;采用神经网络识别底层框架的滞回模型,更新上层框架的所用的 Ramberg-Osgood 模型。文献[160,167]以两层带支撑框架为对象,将其简化为层模型;分别用最小二乘法、UKF 方法和约束 UKF 方法识别底层的支撑模型,更新上层支撑的BouC-Wen 模型。文献[168]以单层两跨带支撑框架为对象,以左跨支撑为试验子结构,以基于位移的单元和 Steel02 本构为预设模型,识别其参数并校正右侧支撑相关本构参数。文献[169]以单层单跨排架为对象,以左侧排架柱为试验子结构,用刚性梁及具有 BouC-Wen 模型的转动弹簧作为预设模型;通过 UKF 实

哈尔滨工业大学工学博士学位论文

时识别左侧排架柱模型参数,并在线更新右侧排架柱相应的弹簧本构模型。文献[170]以单层两跨钢及钢混框架为对象,以左侧柱为试验子结构,用遗传算法 识别材料本构参数,通过数值仿真验证所提出的在线模型更新混合试验。但该 文没考虑混合试验中应力数据不可直接观测性,没有进行试验也未给出识别结 果。以上研究中,除了文献[166],其他虽然考虑了模型更新,但结构计算模型 却采用了简化的层模型,故有待改进。

本章内容安排如下:首先明确采用的研究对象和使用的结构分析方法。接 着介绍框架柱子结构设计及加载配置和测量方案;然后介绍了框架结构常规混 合试验的工况和结果;最后将介绍模型更新混合试验的工况和结果。

5.2 研究对象及结构分析方法

在混合试验中,结构计算模型和数值积分方法是灵魂和核心。为了便于后续工作的开展,本节首先介绍原型结构,并探讨其计算模型和数值建模,然后给出结构分析所用的静力和动力方法。

5.2.1 平面框架计算模型

作为验证算例,本章选择平面钢框架为研究对象。不失一般性,本文的混 合试验方法和模型更新的思想也适用于混凝土框架或钢混组合框架结构。下面 首先介绍研究对象的结构原型,然后明确平面框架的计算简图。

研究对象的原型为图 5-1 所示钢框架。从该三维框架中取出两个平面钢框架作为研究对象,见图 5-2。其中图 5-2a 中的单层单跨平面钢框架取自图 5-1c 中的①或⑤/B-C 榀,图 5-2b 中的三层两跨平面钢框架取自图 5-1c 中的②-④/A 或 C 榀。这两榀平面钢框架所用焊接 H 型钢型号如表 5-1 所示。







表	5-1焊接H	型钢截面	i尺寸	及特性
1	J I/ J J I		1/ 2 1	

Гat	ole	5-	1 '	The	section	dim	ension	and	features	of	welding	Η	section	steel

构件	盘面刑旦		尺寸 (1	nm)		面积	惯性矩	抵抗矩
类型	似 田 空 与	d	b_f	t_w	t_f	$A (\mathrm{cm}^2)$	$I_{\rm z}~({\rm cm}^4)$	$W_{\rm pz}~({\rm cm}^3)$
柱	WH250×250	250	250	6	12	73.5	9080	790.61
梁	WH300×200	300	200	6	12	64.5	11010	805.46

关于平面框架的计算模型,不同于以往的层模型,本文采用杆系模型。具体建模如下:(1)整个框架在空间上离散成梁柱单元,其中柱构件用基于力的梁柱单元和第2章提出的截面轴力弯矩耦合本构模型来模拟,梁构件按线弹性梁柱单元考虑;(2)单元之间假定为刚性连接,每个结点有三个自由度(两个平动自由度,一个转动自由度);(3)假定首层各框架柱底部与基础固结;(4)竖向荷载换算后直接加在结点上,具体见图 5-2,水平方向输入地震动为 El Centro (NS,1940)地震记录;(5)所用模型质量采用集中质量。需要说明的是,在图 5-2a 单层单跨钢框架中,为了调整轴压比,人为加大了竖向荷载;为了获得理想的基本周期,人为调整了结点质量。

根据以上原则,可以确定结构自由度数目,并建立结构静力和动力平衡方程。在施加重力荷载阶段,需要遵守式(5-1)所示的静力平衡方程:

$$\mathbf{R}(\mathbf{u}) = \mathbf{P} \tag{5-1}$$

其中 P ——结点外力向量, 如竖向重力荷载等;

R(**u**)一一结点内力向量,它是结点位移向量**u**的函数,在线弹性阶段可表示为结构刚度**K**与位移**u**的乘积,即**R**(**u**)=**K**·**u**。

在水平地震作用阶段,需要遵守式(5-2)所示的结构运动方程。值得注意的 是,转角自由度可用通过静力凝聚消掉,也可通过转动惯性矩考虑其作用。

 $\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{R}(\mathbf{u}(t)) = \mathbf{P}(t)$ (5-2)

其中 M ——质量矩阵, 对角阵, 本文用转动惯性矩考虑转角自由度;

C—— 阻尼矩阵, 采用经典 Rayleigh 阻尼 $C = \alpha M + \beta K$;

R——结点内力向量,它是它是结点位移u(t)的函数;

P(t--- t时刻结点外力向量,如水平地震作用、竖向恒载等;

 $\mathbf{u}(t)$ 、 $\dot{\mathbf{u}}(t)$ 和 $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ ——t时刻结点位移、速度和加速度向量。

5.2.2 结构层次分析方法

结构分析的任务是根据结构外部作用确定其内力和变形。结构分析方法有 静力和动力两类分析方法。依据后续工作需求,这里只讨论静力分析中的荷载 增量法和动力分析中的α-OS积分方法。

5.2.2.2 静力分析: 荷载增量法

对于静力平衡方程(5-1),逐级增加荷载至预定目标,并求得结构内力 **R** 和 变形 **u** 的方法,称为荷载增量法。假定第 *i* 步结构的结点位移为**u**_{*i*},则第 *i*+1 步的结点位移可以通过对方程(5-1)进行一阶 Taylor 展开得到:

$$\mathbf{R}(\mathbf{u}_{i+1}) \approx \mathbf{R}(\mathbf{u}_i) + \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial \mathbf{u}} \Delta \mathbf{u}_i = \lambda_{i+1} \mathbf{P}$$
(5-3)

移项可得:

$$\mathbf{K}^{\mathsf{t}} \Delta \mathbf{u}_{i} = \lambda_{i+1} \mathbf{P} - \mathbf{R}(\mathbf{u}_{i}) \tag{5-4}$$

其中 \mathbf{K}^{t} ——为结构第 *i* 步的切线刚度矩阵, $\mathbf{K}^{t} = (\partial \mathbf{R} / \partial \mathbf{u})_{\mathbf{u}}$;

 λ_{i+1} — 一为第 i+1 步外荷载项系数,如 i+1=5则, $\lambda_{i+1} = (i+1)/5$ 。 从而求得第 i+1 步的结点位移:

$$\mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{u}_i + \Delta \mathbf{u}_i$$

通常,此解并不能满足平衡条件,即存在残差

$$\lambda_{i+1} \mathbf{P} - \mathbf{R}(\mathbf{u}_{i+1}) \neq 0 \tag{5-6}$$

(5-5)

因此,在每一增量步内,引入迭代步k。当相对残差小于容许残差 ε_0 时,停止迭代,即:

$$\varepsilon = \frac{\left\|\mathbf{R}(\mathbf{u}_{i+1})\right\|^2}{1 + \left\|\lambda_{i+1}\mathbf{P}\right\|} \le [\varepsilon_0]$$
(5-7)

从而,式(5-5)可以表示为迭代增量形式:

$$\mathbf{u}_{i+1}^k = \mathbf{u}_{i+1}^{k-1} + \Delta \mathbf{u}^k \tag{5-8}$$

5.2.2.2 动力分析: α-OS 积分方法^[196]

对在空间域离散后的结构半连续运动方程(5-2),按照Δt在时间域离散,并 写以α为权的平衡方程形式,

 $Ma_{i+1} + [(1+\alpha)Cv_{i+1} - \alpha Cv_i] + [(1+\alpha)R_{i+1} - \alpha R_i] = [(1+\alpha)P_{i+1} - \alpha P_i] \quad (5-9)$ 其中: R_i和 P_i — 第 *i* 步结点的恢复力向量和外荷载向量;

 $\mathbf{a}_{i}, \mathbf{v}_{i}$ 和 \mathbf{d}_{i} — 结构在i步的结点加速度、速度和位移向量。

已知结构在第*i*步加速度、速度和位移向量分别为**a**_i、**v**_i和**d**_i,则*i*+1时刻相应的量可表示为:

预测步:

$$\widetilde{\mathbf{d}}_{i+1} = \mathbf{d}_i + \Delta t \mathbf{v}_i + 0.5 \Delta t^2 (1 - 2\beta) \mathbf{a}_i$$

$$\widetilde{\mathbf{v}}_{i+1} = \mathbf{v}_i + \Delta t (1 - \gamma) \mathbf{a}_i$$
(5-10)

修正步:

$$\mathbf{d}_{i+1} = \tilde{\mathbf{d}}_{i+1} + \Delta t^2 \beta \mathbf{a}_{i+1}$$

$$\mathbf{v}_{i+1} = \tilde{\mathbf{v}}_{i+1} + \Delta t \gamma \mathbf{a}_{i+1}$$
 (5-11)

其中 $\beta = (1-\alpha)^2/4$, $\gamma = (1-2\alpha)/2 \alpha \in -\{1/3, \circ\}$

对恢复力采用Operator Splitting(OS)法近似:

$$\mathbf{R}_{i+1}(\mathbf{d}_{i+1}) \approx \mathbf{K}^{i} \mathbf{d}_{i+1} + (\mathbf{R}_{i+1}(\mathbf{d}_{i+1}) - \mathbf{K}^{i} \mathbf{d}_{i+1})$$
(5-12)

其中Kⁱ——结构初始刚度矩阵。

将式(5-10)、(5-11)和(5-12)代入式(5-9)
$$\hat{\mathbf{M}} \cdot \mathbf{a}_{i+1} = \hat{\mathbf{F}}_{i+1}$$
 (5-13)

其中等效质量**M**和等效外力**F**分别为

$$\hat{\mathbf{M}} = \mathbf{M} + \gamma \Delta t (1+\alpha) \mathbf{C} + \beta \Delta t^2 (1+\alpha) \mathbf{K}^{\mathrm{i}}$$
(5-14)

$$\mathbf{\ddot{F}} = (1+\alpha)\mathbf{P}_{i+1} - \alpha\mathbf{P}_i + \alpha\mathbf{\ddot{R}}_i - (1+\alpha)\mathbf{\ddot{R}}_{i+1} + \alpha\mathbf{C}\mathbf{\tilde{v}}_i - (1+\alpha)\mathbf{C}\mathbf{\tilde{v}}_{i+1} + \alpha(\gamma\Delta t\mathbf{C} + \beta\Delta t^2\mathbf{K}^i)\mathbf{a}_i \qquad (5-15)$$

综上,无论静力或动力分析,集成结构刚度是重要的工作。本文后续框架 柱子结构混合试验中,结构刚度集成如下

Kⁱ = (**A**_b^{(1)T}**Γ**_{rot}^{(1)T}**Γ**_{rbm}^{(1)T}**Γ**_{rbm}^{(1)T}**Λ**_b^{(1)T}**Λ** $_b⁽¹⁾) + <math>\sum_{e=2}^{Nel}$ (**A**_b^{(e)T}**Γ**_{rot}^{(e)T}**K**_c^(e)**Γ**_{rbm}^{(e)T}**Γ**_{rot}^{(e)T}**Λ**_b^(e)) (5-16) 其中 **k**_m⁽¹⁾ 为试验单元基本坐标系下的测量刚度; **k**_c^(e) 为各数值单元基本坐标下的 计算刚度,其他符号和试验中单元刚度取值见附录 **B**。

5.3 框架柱子结构设计及加载方案

在框架结构中,柱构件同时承受轴力、剪力弯矩的耦合作用;在水平荷载 作用下,由于结构的倾覆作用柱构件会产生变化的轴力。鉴于此,本文选框架 柱为试验子结构,本节介绍框架柱子结构设计和加载方案等细节。

5.3.1 框架柱子结构设计

试验子结构的设计要综合考虑试验系统的加载能力和原型结构的尺寸及内力。本文所选框架柱试验子结构的材料特性见表 5-2 钢材拉伸试验结果,其截面几何与力学性能如表 5-3 所示。框架柱试验子结构的几何尺寸见图 5-1。

		Table 5-2 Res	ults of the steel tensi	le test	
取样	钢板厚度	弹性模量均值	屈服强度均值	抗拉强度均值	延伸率
部位	<i>t</i> (mm)	E (Pa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϕ (%)
腹板	5.9	2.02×10^{11}	282.287	418.069	34.50
翼缘	11.8	2.01×10^{11}	277.545	420.387	37.20

表 5-2 钢材拉伸试验结果

表 5-3 柱截面几何和力学特性

	Table 5-3	Geometric and	l mechanical	properties of t	he column sec	tion
面积	惯性矩	抵抗矩	轴向刚度	弯曲刚度	屈服轴力	塑性弯矩
$A (m^2)$	$I(m^4)$	$W_{\rm pz}~({\rm m}^3)$	EA (N)	EI (Nm ²)	$N_{\rm y}({\rm kN})$	$M_{\rm p}({\rm kNm})$
7.35×10 ⁻³	9.080×10 ⁻⁵	7.906×10 ⁻⁴	1.515×10 ⁹	1.870×10^{7}	2059.7	221.4

注:表中计算刚度所用弹性模量 E=2.015×10¹¹Pa,

屈服轴力和塑性弯矩的计算公式见式 2-1,所用屈服强度 fy=279.916Mpa。



值得说明的是:在前期预研中,作者所在课题组还设计了截面为 WH400 × 400 的框架柱,开发了三个作动器加载模式,研究了基于 OpenSEES-OpenFresco-MTS 的混合试验系统,开展了框架柱子结构混合试验。后续 5.3.2.1 节的图 5-5 就选择框架柱 WH400×400 对其加载布置进行说明。但限于篇幅,本文只介绍框架柱 WH250×250 的试验结果。

5.3.2 试件加载及测量方案

5.3.2.1 加载方案及布置

试验子结构框架柱采用三个作动器加载来实现边界条件,见图 5-1。框架 柱底部锚板通过四个钢锚栓固定在实验室反力基座上,框架柱顶部和刚性加载 梁用高强螺栓连接。三个作动器头部均连在刚性加载梁上,其中一个水平作动 器底部连在反力墙上,对框架柱施加水平作用;两个竖向作动器底部连在反力 基座上,对框架柱施加轴向和转动作用。



Fig. 5-4 Scheme of the loading layout for the column substructure

本文对框架柱采用三个作动器加载的试验在哈尔滨工业大学结构与抗震试验中心进行,具体加载布置见图 5-5(试件为柱 WH400)和图 5-6(试件为柱WH250)。试验设备为 MTS 试验系统,作动器最大出力为±1000kN,位移量程为±250mm,采用 MTS793 人机交互软件管理 Flex Test GT 6.0 控制器,试验中三个作动器均采用位移控制,控制精度为 0.25mm。为了防止框架柱平面外侧移,用四根刚性立柱组成两个门式刚架(见图 5-5b 中的 9A-9D, 5A-5D),每个立柱伸出带滚轴的支架,水平顶紧刚性加载梁侧边。



a) 前视图 a) Front view



b) 左视图 b) Left view





c) 侧视图
d) 框架柱
c) Side view
图 5-5 框架柱子结构(WH400×400)加载布置

Fig. 5-5 Loading layout of the column substructure(WH400×400)

哈尔滨工业大学工学博士学位论文



a) 侧视图 a) Side view



b) 框架柱 b) Column



5.3.2.2 测量方案及布置

为了测量框架柱的宏观位移、截面曲率和材料应变,试验前设计了测量方案(见图 5-7)并在试验中实物布置(见图 5-6 和图 5-8)。





b) 柱脚测点布置方案

b) Observation point at the foot of column

Fig. 5-7 Scheme of observation layout for the column substructure

对于宏观位移,用柱头水平位移计1和柱脚水平位移计2测量柱水平侧移; 用柱头两个竖向位移计测轴向位移并能计算出转角;用柱头处倾角仪测量转角。 为了测截面曲率,在柱头和柱脚指定截面上分别布置了曲率规,见图 5-7 和图 5-8abc。为了测材料应变,在柱头和柱脚指定截面上分别布置了应变片,见图 5-7 和图 5-8abc,并用动态应变仪 DH5922 采集应变。需要说明两点,通过对应 截面翼缘上的应变也可以计算出截面曲率;为了统一应变时程与截面内力时程 的时间轴,试验中从 MTS 控制器输出两控制截面弯矩时程到动态应变采集仪。 第5章 框架结构考虑模型更新的混合试验



a) 柱头测点布置 a) Observation points at the head of the column



b) 柱头测点布置(局部) c) 柱脚测点布置 b) Observation points at the head of the column c) Observation point at the foot of column



d) 应变采集设备
 d) The equipment to acquire strain
 图 5-8 框架柱测点布置及应变采集设备
 Fig. 5-8 Observation points of the column and strain acquisition equipment

5.3.3 加载系统坐标转换

鉴于三个作动器试验加载系统具有耦连效应,从框架柱顶部目标位移,到 三个作动器位移的转换不再呈线性关系,相应三个作动器反力到框架柱顶部反 力的转换也不再是线性关系。为了更好地实现框架柱顶部边界条件,建议引入 几何非线性坐标转换。图 5-9 给出了三个作动器试验加载系统几何非线性坐标 转换示意图。其中三个链杆代表作动器,矩形块代表试验加载梁,结点7是加 载梁与框架柱顶部结合点。实线代表变形前的位置,虚线代表变形后的位置。

假定加载梁是绝对刚性,那么每个作动器的位移可以用结点7目标位移(u, v, w)和该加载系统的一些参数表示。





当加载完成后,量测各作动器的反力*F_i*,*i*=1,2,3。然后将这些三个作动器 坐标下的反力转换为悬臂柱坐标下的反力*N、V和M*。已知各作动器反力*F_i*,则结点7处轴力*N、*剪力*V*和弯矩*M*可以通过加载梁的平衡条件求得。

实际上,加载梁为非绝对刚性,且竖向作动器的上下连接可能松动,为了 在柱顶施加轴向目标位移 ν,直接使两竖向作动器行走 d2 和 d3 (d2 和 d3 由前 述坐标变换得到)通常是不行的;水平位移和转角也有类似问题,但不太明显。 科学的做法是采用外环位移控制,但作者尝试后三个方向未能全成功实现,见 附录 D。本文线性回归了两竖向作动器位移与试件轴向位移的比例系数 r_i,对 目标轴向位移 ν 扩大 r_i倍后再经坐标转换生成作动器的位移命令,加载后能基 本能实现目标位移,具体见图 5-16 b)和图 5-17 a)所示。

5.4 框架柱子结构混合试验研究

本节以5.3中的框架柱为试验子结构,以5.2中的两个平面框架为研究对象, 开展常规混合试验研究。下面先介绍试验系统及工况设计,然后对试验结果进 行分析讨论。

5.4.1 试验系统及工况设计

5.4.1.1 框架结构常规混合试验系统

针对框架柱子结构试验,图 5-10 给出了框架结构常规混合试验示意图。该 图中有三个模块,(1) 结构整体分析模块,它是组织混合试验的核心,本文在 MATLAB 中编程实现,并包括对静力平衡方程的迭代求解。(2) 数值子结构模 块,它用基于力的单元和截面轴力弯矩耦合本构来模拟框架柱,用弹性梁单元 来模拟梁构件。本文也在 MATLAB 中编程实现(3) 试验子结构模块,它用三 个作动器对框架柱子结构加载,实现子结构边界条件。本文在哈工大结构与抗 震试验中心进行。

需要说明两点:其一,图 5-10 框架结构混合试验示意图与第4章的三环混 合试验架构并不矛盾,因为这里的运动方求解模块和数值子结构模块都是在 MATLAB有限元中进行的,图 5-11 给出了混合试验三环架构中的硬件。其二, 梁柱单元要经过从整体到局部再到基本坐标系的转换,参见附录 B。子结构的 选择可以是任意一层框架柱,甚至框架梁,这一点可以通过后面三层三跨钢框 架的混合试验来验证。



图 5-10 框架结构常规混合试验架构 Fig. 5-10 Framework of conventional hybrid simulation for frame structure



a) 有限元+dSPACE+加载系统 b) MTS 控制箱 a) FE-Software+ dSPACE+ Loading system b) MTS Controller 图 5-11 三层混合试验系统硬件 Fig. 5-11 Hardware of three-architecture in hybrid testing system

(1) 单层单跨钢框架混合试验工况 以图 5-2 a)所示的单层单跨平面钢框

^{5.4.1.2} 框架结构混合试验工况设计

架为对象,以左侧框架柱为试验子结构,右侧柱和梁构件为数值子结构,开展 混合试验研究其在不同地震动水平下的动力反应,具体工况见表 5-4。

表 5-4 单层单跨钢框架混合试验工况

				5 5		
工况编号	S01	S02	S03	S04	S05	S06
PGA (gal)	35	55	70	220	310	400
轴力(kN)	600	600	600	600	1000	1000

Table 5-4 Hybrid testing cases for 1-bay 1-stroey steel frame

(2) **三层两跨钢框架混合试验工况** 以图 5-2 b)所示的三层两跨平面钢框架为对象,分别以底二层边跨柱、二层中跨柱、一层边跨柱和一层中跨柱为试验子结构,剩余的柱梁构件为数值子结构,开展混合试验研究结构的动力反应,具体工况见表 5-5。

Table 5-5 Hybrid testing cases for 2-bay 5-strocy steel frame									
工况编号	T01	T02	T03	T04	T05	T06			
PGA (gal)	220	220	220	220	310	400			
试验柱编号	123	122	111	112	112	112			
轴力(kN)	300	600	500	1000	1000	1000			

表 5-5 三层两跨钢框架混合试验工况 Table 5-5 Hybrid testing cases for 2-bay 3-stroey steel frame

5.4.2 试验结果及分析讨论

5.4.2.1 单层单跨钢框架混合试验

对单层单跨钢框架,按照表 5-4 中的试验工况,开展混合试验。结构周期 见附录 B,下面分别介绍结构在小震和大震下结构的反应。

(1) 小震下结构反应

图 5-12 以 35gal 下结构的反应为代表,介绍小震下结构的整体反应。其中, 图 5-12 a)和 b)分别给出了结构顶部结点 3 和结点 4 的水平位移,竖向位移和转 角反应时程;图 5-12 c)和 d)分别给出了左柱和右柱底部杆端力反应时程。图 5-12 e)和 f)分别给出了左柱和右柱底部杆端轴力和弯矩在内力空间中的路径。

在混合试验中,首先对结构施加重力并用荷载增量法进行静力分析。这些 从图 5-12 的轴向位移、轴力时程和轴力路径中都可以看出。值得注意的是,在 图 5-12 a)和 b)结点位移图中,静力分析完成后(第 0.2s)结点 3 和结点 4 都出 现了附加转角(θ_3 =-4.048×10⁻⁴ rad, θ_4 =1.661×10⁻⁴ rad),这是由于左侧框架柱试 验子结构采用三个作动器加载时未使用几何非线性坐标转换,施加重力时,会 引起水平作动器上附加反力,通过动力平衡方程求解后,产生了附加转角。对 结构施加地震作用时,用 α -OS 逐步积分法求解结构运动方程。从图 5-12 c)和 d)可以看出轴力在变化,这说明用三个作动器加载模式,能实现对框架柱试验 子结构变轴力的加载。 从图 5-12 e)和 f)可以看出,柱底部杆端轴力弯矩路径在 屈服面之内,此时结构为弹性状态。



图 5-13 比较了 35gal、55gal 和 70gal 下单层单跨钢框架的整体反应。其中, 图 5-13 a)给出了左柱顶部(结点 3)的水平位移时程比较;图 5-13 b)给出了左柱 底部剪力时程比较;图 5-13 b)给出了左柱底部剪力与顶部侧移关系曲线。在图 5-13 a)中, 35gal、55gal 和 70gal 下结点 3 水平位移的时间轴被串接在一起, 从图中可以推算出相应层间侧移分别为 0.14%、0.23%和 0.30%,均小于弹性层 间位移角限值 1/300^[227]。





(2) 大震下结构反应

图 5-14 以 220gal 下结构的反应为代表,介绍大震下结构的整体反应。其中, 图 5-14 a)和 b)分别给出了结构顶部结点 3 和结点 4 的位移和转角反应时程;图 5-14 c)和 d)分别给出了结构左柱和右柱底部杆端力反应时程。图 5-14 e)和 f)分



别给出了结构左柱和右柱底部杆端轴力和弯矩在内力空间中的路径。

与弹性混合试验类似,在输入地震作用之前,首先对结构施加重力并用荷 载增量法进行静力分析。这些从图 5-14 的轴向位移、轴力时程和轴力路径中都 可以看出。对结构施加地震作用时,用α-OS 逐步积分法求解结构运动方程。 从图 5-14 c)和 d)可以明显看出轴力的变化,这说明用三个作动器加载模式,能 实现对框架柱试验子结构变轴力的加载。在图 5-14 e)中,左柱(试验子结构) 底部杆端轴力和弯矩的路径超出了预估的屈服面,这是因为预估的屈服面参数 *N*y和 *M*p是按照屈服应力 fy=235 估算,与试件的真实值不符;由此可见数值模 拟中预设的参数需要试验来校准,这将在 5.5 节中通过模型更新来考虑。在图 5-14 f)中,右柱(数值子结构)底部杆端进入屈服状态,其内力路径控制在后 继屈服面之内。

在混合试验中,左柱除了用真实的试验子结构代替外,还用一个与右柱相同的数值单元来模拟。图 5-15 给出了 220gal 下的单层单跨钢框架中左右两柱的局部反应。其中,图 5-15 a)和 d)分别为两侧框架柱各积分截面的状态;图 5-15 b)和 e)分别为两侧框架柱底部截面的弯矩与曲率关系;图 5-15 c)和 f)分别为两侧框架柱底部截面在轴力弯矩空间中的内力路径。



从图 5-15 可以看出, 左右两个框架柱底部截面均进入屈服状态。从图 5-15 d)还能看出作为数值子结构的右柱顶部积分截面也进入了屈服。图 5-15 b)比较 了左侧框架柱底部截面由应变片测算、由曲率规测量和数值单元仿真得到的弯矩与曲率的关系。后者与前两者的差别是由于仿真时假定材料在 f_y=235Mpa 就屈服,而试件真实屈服强度约为 280Mpa。

图 5-16 给出了试验中三个作动器的位移和反力。其中:图 5-16 a)为水平 作动器的位移命令和位移响应;图 5-16 b)为两个竖向作动器的位移命令和位移 响应,可以看出重力分析结束后,两竖向作动器行程不同,2#作动器位移偏小, 3#作动器位移较大;图 5-16 c)为三个作动器的测量反力时程。



Fig. 5-16 Displacement and force of each actuator

图 5-17 给出了框架柱试验子结构轴向位移、水平位移和转角三个方向的目标值及测量值,这里测量值由图 5.7 柱头及柱脚测量设备得到。其中:图 5-17 a)中测量值由竖向位移传感器 1 和 2 取平均得到,它和目标值由一定误差;图 5-17 b)中的测量值由柱头水平传感器 1 和柱脚底座水平传感器 2 作差得到,它和目标值吻合得较好;图 5-17 c)中的测量值由两种途径得到,分别是由两个竖向传感器测算和由倾角仪直接测量得到,后者与目标值吻合较好。



图 5-18 比较了 220gal、310gal 和 400gal 下单层单跨钢框架的整体反应。其中,图 5-18 a)给出了左柱顶部结点 3 的水平位移时程比较;图 5-18 b)给出了左柱底部剪力时程比较;图 5-18 b)给出了左柱底部剪力与顶部侧移关系曲线。图

5-18 a)将 220gal、310gal 和 400gal 下结点 3 水平位移的时间轴串接在一起,从 图中可以推算出相应层间侧移分别为 0.98%、1.22%和 1.55%,均小于弹塑性层 间位移角限值 1/50^[227]。



a) 结点 3 位移/转角时程 a) Displacements time history of Node-3





Fig. 5-18 Global response of 1-storey 1-bay steel frame under PGA=220gal

5.4.2.2 三层两跨钢框架混合试验

对三层两跨钢框架,按照表 5-4 中的试验工况,开展混合试验。下面先简 要介绍不同试验子结构的反应,再分析以底层中柱 122 为试验子结构混合试验 的结果。

(1) 不同框架柱试验子结构的反应

依据表 5-4 的工况设计,分别以第二层右边柱 123,、第二层中柱 122、底层 左边柱 111 和底层中柱 112 为试验子结构,开展混合试验。图 5-19 给出了 220gal 下各试验子结构测量反力转换到简直坐标系下的时程。从图 5-19 a)和 c)可以看 出,边柱的在水平地震作用下呈现变轴力;从图 5-19 b)和 d)可以看到该结构中 柱轴力近似恒定。从图中结果可见,无论变轴力还是定轴力情况,在本混合试 验的加载系统中都能实现对框架柱的加载。此外,工况 T01-T04 还说明 4.4 节 所提的框架结构混合试验架构在选择子结构时具有灵活性,可以是任一框架柱 或者梁构件。





(2) 以底层中柱为子结构的试验结果

在表 5-4 中,工况 T04、T05 和 T06 均是以底层中柱为试验子结构开展的混 合试验,不同点是所用地震动峰值分别为 220gal、310gal 和 400gal。图 5-20 给 出了结点 41 的水平位移时程。其中:图 5-20 a)比较了这三种工况下结点 41 的 水平位移时程。图 5-20 b)比较了混合试验(工况 T06)与数值仿真和参考值下结 点 41 的时程。这里的数值仿真中假定柱材料屈服强度 fy=235Mpa,随动强化系 数 h_k=0.015。参考值也是纯数值模拟的结果,只是采用框架柱材性试验的结果, 取屈服强度 f_y≈280Mpa,随动强化系数 b=0.030,并使每个柱单元初始刚度等 于试验框架柱子结构真实测量值。从图 5-20 b)可以看出,混合试验虽然比数值 仿真效果好,但它与参考值也还有很大差距。这是因为在工况 T06 里试验单元 只有 1 个,数值单元有 14 个(8 个框架柱+6 个框架梁),在 PGA=400gal 下, 底层框架柱都进入弹塑性阶段,所以常规混合试验的优势就不突出了,这些将 在 5.5 节通过考虑模型更新的混合试验来解决。



a) 工况 T04、T05 和 T06 比较 a) Case T04 vs. T05 vs. T06



 b) 工況 T06 与数值仿真及参考值的比较
 b) Case T06 vs. Numerical simulation vs. Reference value

图 5-20 底层中柱子结构混合试验结果(结点 41 水平位移时程) Fig. 5-20 Results of hybrid simulation with column 112 as an experimental substructure

5.5 框架结构模型更新混合试验

本节以 5.3 中的框架柱为试验子结构,以 5.2 中的单层单跨平面框架为研究 对象,开展考虑模型更新的混合试验研究。下面先介绍试验系统及工况设计, 然后对试验结果进行分析讨论。

5.5.1 试验系统及工况设计

5.5.1.1 在线模型更新混合试验系统

在框架结构常规混合试验示意图的基础上,图 5-21 给出了考虑在线模型更新的框架结构混合试验架构。其中核心部分为参数识别,如图 5-21 中部下方模块。按照第 3 章截面参数识别的理论,预设一个附加的数值单元代替框架试验 子结构,该附加数值单元与数值子结构中的柱单元完全相同,都是基于力的梁 柱单元配合截面轴力弯矩耦合本构。用隐性卡尔曼滤波(UKF)算法估计试验 子结构截面本构模型中的 N_y、M_p和 b 三个参数;注意,UKF 中传递非线性的 UT 变换采用了确定性采样,本例中 UKF 联合估计采样点为 13 个,即设置了 13个附加的数值单元。在每一时间步,识别出的参数传递给右侧相应的数值子 结构,根据需要更新其中的参数。



图 5-21 框架结构模型更新混合试验架构

Fig. 5-21 Framework of online model updating hybrid simulation for frame structure 5.5.1.2 模型更新混合试验工况设计

以图 5-2 a)所示的单层单跨平面钢框架为对象,以左侧框架柱为试验子结构,右侧柱和梁构件为数值子结构,设计表 5-6 所示工况,研究框架结构在线模型更新混合试验。

Table 5-6 Hybrid testing cases for 1-bay 1-stroey steel frame										
丁口米则	左柱	(试验子结构	右柱(数值子结构)							
工机关剂	$N_{\rm y}({\rm kN})$	$M_{\rm p}({\rm kNm})$	b	$N_{\rm y}({\rm kN})$	$M_{\rm p}({\rm kNm})$	b				
计算工况	2072.5	225.8	0.025	2059.7	221.4	0.025				
不含模型更新	2072.5	225.8	0.025	1728.7	185.79	0.015				
考虑模型更新	2072.5	225.8	0.025	1728.7	185.79	0.015				
	Table 5-61 工况类别 计算工况 不含模型更新 考虑模型更新	Table 5-6 Hybrid test 工祝类别 左柱 Ny(kN) 计算工况 2072.5 不含模型更新 2072.5 考虑模型更新 2072.5	Table 5-6 Hybrid testing cases for 左柱 (试验子结构 九次kN 加g(kN) Mg(kNm) 计算工况 2072.5 225.8 不含模型更新 2072.5 225.8 考虑模型更新 2072.5 225.8	Table 5-6 Hybrid testing cases for 1-bay 1 上次 左柱 (试验子结本) 九% Mp(kNm) b 计算工况 2072.5 225.8 0.025 不含模型更新 2072.5 225.8 0.025 考虑模型更新 2072.5 225.8 0.025	Table 5-6 Hybrid testing cases for 1-bay 1-stroey stee 左柱 (试验子结构) 右柱 刀次类別 方生住 (试验子结本) 右柱 Ny(kN) Mp(kNm) b Ny(kN) 计算工况 2072.5 225.8 0.025 2059.7 不含模型更新 2072.5 225.8 0.025 1728.7 考虑模型更新 2072.5 225.8 0.025 1728.7	Table 5-6 Hybrid testing cases for 1-bay 1-stroey steel frame 左柱 (试验子结构) 工况类别 左柱 (动像子结构) Ny(kN) Mp(kNm) b Ny(kN) Mp(kNm) 计算工况 2072.5 225.8 0.025 2059.7 221.4 不含模型更新 2072.5 225.8 0.025 1728.7 185.79 考虑模型更新 2072.5 225.8 0.025 1728.7 185.79				

表 5-6 单层单跨钢框架混合试验工况

轴力 P=600, PGA=220gal

工况 A 是计算工况,由于没有找到且尚未开展类似的足尺单层框架振动台试验,也没条件对左右两个框架柱同时开展子结构混合试验,这里设计的参考 工况也是以左柱为子结构的混合模拟,但右柱采用的参数是从材性试验中估算 出来的值,理论上能代表结构"真实"的反应。

说明

工况 B 为不含模型更新的混合试验,即常规的混合试验,左柱用 5.3 节真 实的试验子结构代替;右柱用基于力的梁柱单元及截面轴力弯矩耦合本构模型 来模拟,本构模型参数 N_y和 M_p按屈服强度 f_y=235Mpa 来确定, b 按经验确定。 该工况用来和工况 C 对比。

工况 C 为考虑模型更新的混合试验,它与常规混合试验(工况 B)的不同 点在于:试验时,利用左边框架柱试验子结构的测量反力,识别设定的截面本 构模型参数,并在线校正右侧框架柱数值子结构单元截面的参数。该工况用于 验证基于截面模型更新的框架结构混合试验。

5.5.2 试验结果及分析讨论

5.5.2.1 参数识别结果

在工况 C 考虑模型更新的混合试验中,每一时间步都用 UKF 对设定的截面本构模型参数进行估计。表 5-7 给出了所用参数的取值,这里:初估值中的 N_y和 M_p按 Q235 钢材的屈服强度 f_y=235Mpa 来确定;计算值中的 N_y和 M_p按框架柱材性试验取屈服强度 f_y~280Mpa 来推定;识别值是各参数的最终收敛值。 表 5-7 试验框架柱截面本构模型参数取值

Table 5-7 Parameters of the sectional constitutive model for the experimental column

参数	初估值	下界	上界	识别值	计算值
N _v	1728.7	1581.5	2322.9	2075.5	2059.7
$M_{ m p}$	185.8	170.0	249.4	225.8	221.4
$k_{ m h}$	0.015	0.010	0.040	0.0255	0.025

为了便于讨论,将第3章联合UKF估计中式(3-55)重述如下

$$\begin{cases} \hat{\mathbf{x}}_{n}^{+} \\ \hat{\mathbf{\theta}}_{n}^{+} \end{cases} = \begin{cases} \hat{\mathbf{x}}_{n}^{-} \\ \hat{\mathbf{\theta}}_{n}^{-} \end{cases} + \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{n}^{\mathrm{xx}} \\ \mathbf{k}_{n}^{\mathrm{x0}} \end{bmatrix} (\mathbf{y}_{n} - \mathbf{H}\hat{\mathbf{x}}_{n}^{-})$$
(5-17)

其中: $\hat{\mathbf{x}}$ 和 $\hat{\mathbf{\theta}}$ 分别为状态和参数的估计值, y为观测量; Kalman 增益矩阵 \mathbf{k}_n 为

$$\kappa_n = \frac{\mathbf{P}_n^{-} \mathbf{H}^{\mathrm{T}}}{\mathbf{H} \mathbf{P}_n^{-} \mathbf{H}^{\mathrm{T}} + \mathbf{R}}$$
(5-18)

这里: $\mathbf{H} = [\mathbf{I}, \mathbf{0}]^{\mathrm{T}}$; $\mathbf{P}_{n}^{-} = E[(\mathbf{Z} - \hat{\mathbf{Z}})(\mathbf{Z} - \hat{\mathbf{Z}})^{\mathrm{T}}]$, 因 $\mathbf{Z} = [\mathbf{x}, \mathbf{\theta}]^{\mathrm{T}}$, $\mathbf{i} \mathbf{P}_{n}^{-} = \begin{bmatrix} \mathbf{P}_{xx} & \mathbf{P}_{x\theta} \\ \mathbf{P}_{\theta x} & \mathbf{P}_{\theta \theta} \end{bmatrix}$, 则 式(5-18)中卡曼增益的分子为: $[\mathbf{P}_{xx}, \mathbf{P}_{x\theta}]^{\mathrm{T}}$ 。注意到,若计算中**θ**还没用到,则 $\mathbf{P}_{x\theta}$ 为零,从而即使 $(\mathbf{y}_{n} - \mathbf{H}\hat{\mathbf{x}}_{n}^{-})$ 为非零值,参数也不会更新。

图 5-22 a) b)和 c)给出了截面本构模型三参数的估计时程,下面简述参数的演化过程。在 1.9 秒之前,试验子结构测量内力点在初估屈服面内(见图 5-22 d)和图 5-23),参数尚未用到, $\mathbf{k}_{n}^{x\theta}$ 为零,故参数 $\hat{\boldsymbol{\theta}}_{n}^{+}$ 没有变化。在 1.9 秒到 3.0 秒之间,试验子结构测量内力点突破了假定的初估屈服面,(见图 5-22 d)和图

5-23),参数已经用到, $\mathbf{k}_{n}^{x\theta}$ 为非零发挥作用,逐步给出新的参数 $\hat{\boldsymbol{\theta}}_{n}^{+}$ 的估计,也 即给出了修正的屈服面,见图 5-22d)。在 1.9 秒之后,试验子结构测量内力点 没有再能超过修正后的屈服面(见图 5-22 d)和图 5-23),此时参数不再用到, $\mathbf{k}_{n}^{x\theta}$ 变为零,参数保持到稳态值。







5.5.2.2 模型更新结果

参数识别的目标是用于模型更新,在工况 C 中,要将识别出的参数 **θ**=[*N_y*,*M_p*,*b*]^T传递给模型更新模块。这里,首先通过一个设定的上下界约束, 见表 5-7,将参数限定在有物理意义的范围之内,从而避免混合试验失败。然 后用识别出的参数,修正右侧框架柱数值单元所用截面轴力弯矩耦合本构的参 数,当且仅当修正本构参数后,再计算单元杆端力并用于结点反力的集装,注 意,这里的模型更新是在线进行的。

图 5-24 给出了表 5-6 所列三种试验工况下结点 3 的水平位移时程。在图 5-24 a)中,不含更新的常规混合试验与计算工况最大位移相差 12.08%, (-30.74+34.93/|-34.93|)。在图 5-24 b)中,模型更新混合试验与计算工况最大位 移仅差 2%,(|-35.63+34.93|/|-34.93|)。这说明,与常规混合试验相比,考虑模 型更新的混合试验能减少结构整体反应的误差。



图 5-24 三种工况下结点 3 水平位移时程比较 Fig. 5-24 Comparison of time histories of horizontal displacement of Node-3 in Case A, Case B and Case C

图 5-25 a)给出了表 5-6 所列三种试验工况下右侧框架柱底部截面弯矩曲 率关系。其中,不含更新的常规混合试验与计算工况下柱 2 底部截面弯矩曲率 关系有很大差别。模型更新混合试验与计算工况下柱 2 底部截面弯矩曲率关系 基本吻合。这说明,与常规混合试验相比,考虑模型更新的混合试验还能减少 结构局部反应的误差。

图 5-25 b)给出了工况 C 下右柱底部截面内力路径及屈服面,可以看出更 新参数前的屈服面、更新参数后的屈服面以及更新参数后并考虑随动强化的屈 服面。右柱底部截面内力路径遵循更新参数后并考虑随动强化的屈服面,可见 所进行的屈服面参数模型更新是有效的。









Fig. 5-25 Relation of moment vs. curvature at the bottom section of right column, force path and yield surface in force space at the bottom section of right

5.6 本章小结

本章以平面钢框架为研究对象,以一个足尺框架柱为试验子结构,采用三 个作动器加载的模式和基于有限元的混合试验系统,分别开展了常规混合试验 和模型更新混合试验等一系列试验。主要结论如下:

(1) 对框架柱采用三个作动器加载的模式能够实现预定的轴向、切向和转 动边界条件。主程序中的荷载增量方法通过迭代保证了对试验子结构预定轴力 的加载,而三个作动器加载模式本身保证了对框架柱变轴力的施加。鉴于加载 梁的非绝对刚性及有关连接的松动,有必要设置附加的测量设备监测试件真实 位移,建议对目标边界条件采用外环控制进行加载。

(2) 对框架结构开展以框架柱为子结构的混合试验是可行的,有效的。与 基于层模型的框架结构混合试验相比,基于杆系模型的框架结构混合试验不仅 能研究结构整体反应,而且能探讨构件的局部反应。对大型复杂框架结构开展 混合试验,若只能取多个非线性构件中的少数几个开展试验,并不能发挥混合 试验的优势,不能有效提高试验精度,建议考虑模型更新。

(3) 在框架柱子结构混合试验中,设定基于力的梁柱单元和截面轴力弯矩 耦合本构模型,提取试验框架柱输入位移和测量反力,依据 UKF 识别截面本构 模型参数具有可行性、鲁棒性和高效性。用识别出的参数在线校正相应数值框 架柱单元所用截面本构模型的参数是可行的,有效的。当进入非线性的数值单 元较多时,这种模型更新能大幅提高试验精度。

结论与展望

为了减少子结构混合试验中的模型误差,本文以框架结构为研究对象,一 方面提出了梁柱单元中考虑轴力弯矩耦合的截面本构模型,以便采用杆系计算 模型和分布塑性单元进行整体建模;另一方面提出了利用构件试验数据估计截 面本构模型参数的辨识方法,并用来在线校准数值子结构中相应的模型。开发 了基于杆系有限元并考虑在线模型更新的混合试验系统架构,形成了基于截面 屈服面模型在线更新的框架结构混合试验方法,并通过试验进行了验证。具体 的研究成果和相应的结论如下:

 基于经典塑性理论,提出了梁柱单元中考虑轴力与弯矩耦合的截面本构模型。研究表明:(1)该截面本构模型不但能考虑轴力存在对截面抗弯承载力的影响,而且能很好地解决变轴力问题;(2)该截面本构模型不但能考虑理想 弹塑性,而且具有随动、等向及混合强化的特性。(3)通过与塑性铰模型和纤 维截面模型结果的比较表明所提截面模型能兼顾计算精度和效率,特别适用于 混合试验中数值子结构的建模。

2. 基于系统辨识理论,提出了利用构件试验数据识别截面本构模型参数的 方法。研究表明: (1)以梁柱单元基本坐标下杆端位移和力作为待辨识系统的 输入输出数据具有完备性和通用性,能提高识别的效率(2)UKF 纯参数估计 时必须把历史变量作为广义输入;UKF 联合估计模式既能对参数进行估计又能 对观测信息滤波。(3)UKF 纯参数估计模式对初值和噪声的选择具有很好的鲁 棒性;UKF 纯参和联合估计模式具有很高精度和效率,适用于在线辨识问题。

3. 为了提供实现平台,开发了基于杆系有限元并考虑在线模型更新的混合 试验系统架构。研究表明:(1)在基于有限元的三环混合试验系统中,中间环 dSPACE 提供了一个多功能工作间,可以产生连续或者"斜坡-保持"信号,可 以对目标边界条件进行控制等。(2)最外环 MATLAB 有限元中,所有单元都经 历从整体到局部再到基本坐标的变换。对数值单元要从基本坐标进入截面层次 甚至进入材料层次;对试验单元要从基本坐标系进入悬臂坐标再转换为三个作 动器坐标。考虑在线模型更新时,只需在 MATLAB 软件中添加参数辨识和参数 校正模块就能实现。(3) MATLAB 有限元与 dSPACE 的实时通信可以通过基于 Mlib 的自定义函数或者基于 Clib 的 OpenFresco 实现。提取目标位移时采用的 任意等待时间模式实质上使用了自适应时间步长,可以大幅提高试验效率。

4. 为了检验所提方法,开展了常规混合试验和考虑在线模型更新的框架结构混合试验。研究表明:(1)三个作动器加载模式能实现平面框架柱的边界条

哈尔滨工业大学工学博士学位论文

件;鉴于加载梁的非绝对刚性及有关连接的松动,有必要设置附加的测量设备 监测试件真实位移,建议对目标边界条件采用外环控制进行加载。(2)对框架 结构开展以构件为子结构的混合试验是可行的,不仅能研究结构整体反应,而 且能探讨构件的局部反应;但对大型框架结构开展混合试验,若只能取多个非 线性构件中的少数几个开展试验,并不能发挥混合试验的优势。(3)在框架柱 子结构混合试验中,利用框架柱试验数据采用联合 UKF 模式估计截面本构模型 参数并在线校正相应数值框架柱单元所用截面本构模型的参数是可行的,有效 的。当进入非线性的数值单元较多时,这种模型更新能大幅提高试验精度。

本文创新之处有四点,分布在文章的第2章到第5张,归纳如下:

- (1) 提出了梁柱单元中考虑轴力与弯矩相互作用的截面本构模型;
- (2) 提出了利用构件试验数据识别截面本构模型参数的 UKF 方法;
- (3) 建立了基于杆系有限元及在线模型更新的混合试验系统架构;

(4) 开展了面向梁柱单元并考虑在线模型更新的框架结构混合试验。

关于在线模型更新混合试验方法,以下问题值得进一步研究:

从研究的本构模型来看,本文提出的考虑轴力弯矩耦合的截面本构模型应用范围有限,后续应该考虑循环加载下强度,刚度的退化甚至捏缩效益;研究剪力墙时应该考虑压弯剪的耦合作用;研究三维梁柱单元时应该考虑轴力与双向弯矩的耦合等。此外,可以研究材料层次的单轴本构,因为它们在用于更新时的适用范围更广。

2. 从采用的辨识算法来看,本文仅研究了 UKF 双重估计中的联合 UKF 估计模式,它对存在模型误差情况下的辨识还有提升空间。后续可以探索其他一些基于梯度的优化方法,如将参数敏感性分析得到的梯度与求解非线性最小二乘问题的方法(Gauss-Newton, Levenberg-Marquardt, Powell's Dog Leg)结合使用;也可以探索其他一些如粒子群算法,粒子滤波器算法等方法。

3. 从采用的试验架构来看,本文的结构分析和识别更新均在 MATLAB 有限元中进行,其计算效率受到限制。后续应该考虑在专业的有限元软件如 OpenSEES 中进行结构分析和预设试验单元数值模型的分析,而 MATLAB 中只 运行识别算法。此外,应该探索充分利用 OpenSEES 现有的敏感性分析模块, 添加识别算法,直接进行参数估计并实现在线模型更新。

4. 从试验的加载设置来看,本文用三个作动器对平面框架柱进行加载,由于轴向刚度较大,后续应该考虑竖向作动器采用力控制,而水平作动器仍用位移控制的模式;文中推导的三个作动器坐标转换方法需要后续试验验证。此外,三个作动器试验配置要求较高。后续可以研究在简单加载条件下,辨识其预设的精细化模型。

附录 A 双分量并联模型与弹塑性强化模型

1. 预备知识

设拟研究本构模型的第一刚度为 E,第二刚度为 E_t ,塑性强化模量为 H, 应变强化系数为 b ($b = E_t / E$),结合图 A-1 研究 $E \in H \in E_t$ 和 b之间的关系。



Fig. A-1 Elastoplastic model with hardening and parallel model with two components

由图A-1 a)可知
$$\Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon^{e} + \Delta \varepsilon^{p}$$
 (A-1)

即有
$$\frac{\Delta\sigma}{E_{t}} = \frac{\Delta\sigma}{E} + \frac{\Delta\sigma}{H}$$
 (A-2)

由式(A-2)可得

$$E_{\rm t} = EH / (E + H) \tag{A-3}$$

令 $E_{t} = EH / (E + H) = bE$ 得

$$H = bE/(1-b) \tag{A-4}$$

用式(A-4) 替换式(A-3)分子中的H,并令 $E_t = bE$ 得

$$E + H = E / (1 - b) \tag{A-5}$$

2. 一维情况(理想弹塑性分量为一维J2模型)

对双分量并联模型

$$\Delta \sigma = E_1 \Delta \varepsilon + E_2 (\Delta \varepsilon - \Delta \varepsilon^{\rm p}) \tag{A-6}$$

其中,右侧前半部分代表弹性分量的贡献, $E_1 = bE$;后半部分代表理想弹塑性 分量的贡献 $E_1 = (1-b)E$ 。弹性阶段 $\Delta \varepsilon^p = 0$;进入塑性后 $\Delta \varepsilon^p = \Delta \varepsilon$,从而有

$$\Delta \sigma = \begin{cases} (E_1 + E_2) \Delta \varepsilon = E \Delta \varepsilon, & \text{iff} \\ E_1 \Delta \varepsilon = b E \cdot \Delta \varepsilon & \text{, iff} \end{cases}$$
(A-7)

对弹塑性强化模型

$$\Delta \sigma = E(\Delta \varepsilon - \Delta \varepsilon^{\mathrm{p}}) \tag{A-8}$$

其中, 弹性阶段 $\Delta \varepsilon^{P} = 0$, 塑性阶段

$$\Delta \varepsilon^{\rm p} = \frac{E}{E+H} \Delta \varepsilon \tag{A-9}$$

从而有

$$\Delta \sigma = \begin{cases} E \Delta \varepsilon, & \mathring{\mathcal{H}} \mathfrak{E} \\ \frac{EH}{E+H} \Delta \varepsilon = b E \cdot \Delta \varepsilon, & \mathring{\mathcal{B}} \mathfrak{E} \end{cases}$$
(A-10)

比较式(A-7)和式(A-10)可知,一维情况下双分量并联模型与弹塑性强化模型是等价的。

3. 二维情况(理想弹塑性分量为二维J2模型)

对双分量并联模型

$$\Delta \boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{E}_1 \Delta \boldsymbol{\varepsilon} + (\boldsymbol{E}_2 - \frac{\boldsymbol{E}_2 g g^{\mathrm{T}} \boldsymbol{E}_2}{g^{\mathrm{T}} \boldsymbol{E}_2 g}) \Delta \boldsymbol{\varepsilon}$$
(A-11)

其中,右侧前半部分代表弹性分量的贡献, $E_1 = bE$;后半部分代表理想弹塑性分量的贡献 $E_2 = (1-b)E$,g表示塑性流动的方向, $g = \partial \varphi / \partial \sigma$, φ 为屈服函数。 塑性阶段化简后

$$\Delta \boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{E} \Delta \boldsymbol{\varepsilon}^{-} \frac{(1-b)^{2} \boldsymbol{E} \boldsymbol{g} \boldsymbol{g}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{E}}{(1-b) \boldsymbol{g}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{E} \boldsymbol{g}} \Delta \boldsymbol{\varepsilon}$$

$$= (\boldsymbol{E}^{-} \frac{(1-b) \boldsymbol{E} \boldsymbol{g} \boldsymbol{g}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{E}}{\boldsymbol{g}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{E} \boldsymbol{g}}) \Delta \boldsymbol{\varepsilon}$$
(A-12)

对弹塑性强化模型

$$\Delta \boldsymbol{\sigma} = \left(\boldsymbol{E} - \frac{\boldsymbol{E} \boldsymbol{g} \boldsymbol{g}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{E}}{\boldsymbol{g}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{E} \boldsymbol{g} - \boldsymbol{g}_{1}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{H} \boldsymbol{g}} \right) \Delta \boldsymbol{\varepsilon}$$
(A-13)

其中,*g*表示塑性流动的方向 $g = \partial \varphi / \partial \sigma$, φ 为屈服函数。 g_1 为屈服面对背内力的导数, $g_1 = \partial \varphi / \partial F_a = -\partial \varphi / \partial \sigma = -g$,与g互为相反数。应用式(A-5) E + H = E / (1-b),塑性阶段可简化为

$$\Delta \boldsymbol{\sigma} = (\boldsymbol{E} - \frac{\boldsymbol{E} \boldsymbol{g} \boldsymbol{g}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{E}}{\boldsymbol{g}^{\mathrm{T}} (\boldsymbol{E} + \boldsymbol{H}) \boldsymbol{g}}) \Delta \boldsymbol{\varepsilon}$$

= $(\boldsymbol{E} - \frac{(1-b)\boldsymbol{E} \boldsymbol{g} \boldsymbol{g}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{E}}{\boldsymbol{g}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{E} \boldsymbol{g}}) \Delta \boldsymbol{\varepsilon}$ (A-14)

比较式(A-12)和式(A-14)可知,一维情况下双分量并联模型与弹塑性强化模型也是等价的。

附录 B 单元数据在不同坐标系间的转换

1. 单元坐标转换 (整体 → 局部 → 基本)

设**u**代表结构结点位移向量,**R**代表结构结点恢复力向量。单元整体坐标 系下杆端位移向量为 $\mathbf{p}^{(e)} = [x_i \quad y_i \quad \theta_i \quad x_j \quad y_j \quad \theta_j]^{\mathrm{T}}$,单元整体坐标系下杆端力向 量为 $\mathbf{P}^{(e)} = [X_i \quad Y_i \quad M_i \quad X_j \quad Y_j \quad M_j]^{\mathrm{T}}$,则有.

$$\mathbf{p}^{(e)} = \mathbf{A}_{b}^{(e)} \mathbf{u}, \ \mathbf{R} = \sum_{e=1}^{N_{el}} \left\{ (\mathbf{A}_{b}^{(e)})^{\mathrm{T}} \mathbf{P}^{(e)} \right\}$$
(B-1)

其中 A_b^(e)——提取单元位移向量的布尔矩阵; .

(A_b^(e))^T——组装结点恢复力的布尔矩阵。

设单元局部坐标系下的杆端位移向量为 $\mathbf{d}^{(e)} = [u_i \quad v_i \quad \theta_i \quad u_j \quad v_j \quad \theta_j]^{\mathrm{T}}$, 而 单元局部坐标系下的杆端内力向量为 $\mathbf{F}^{(e)} = [N_i \quad V_i \quad M_i \quad N_j \quad V_j \quad M_j]^{\mathrm{T}}$,则有

$$\mathbf{d}^{(e)} = \Gamma_{\text{rot}}^{(e)} \cdot \Gamma_{\text{rez}}^{(e)} \cdot \mathbf{p}^{(e)}; \quad \mathbf{P}^{(e)} = \Gamma_{\text{rez}}^{(e)\text{T}} \cdot \Gamma_{\text{rot}}^{(e)\text{T}} \cdot \mathbf{F}^{(e)}$$
(B-2)

其中 $\Gamma_{rez}^{(e)}$ ——端部刚域 (rigid-end-zone) 转换矩阵;

Γ^(e)_{rot}——整体坐标到局部坐标系的转换矩阵

$$\boldsymbol{\Gamma}_{\text{rot}}^{(e)} = \begin{bmatrix} \mathfrak{R}^{e} & 0\\ 0 & \mathfrak{R}^{e} \end{bmatrix}; \quad \mathfrak{R}^{e} = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha & 0\\ \sin\alpha & \cos\alpha & 0\\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

式中 α——单元从整体坐标系到局部坐标系底转角。

设单元基本(简支)坐标系下的杆端位移向量为 $\mathbf{q}^{(e)} = [\delta \ \theta_i \ \theta_j]^T$,而单 元基本(简支)坐标系下的杆端内力向量为 $\mathbf{Q}^{(e)} = [N \ M_i \ M_j]^T$,则有

$$\mathbf{q}^{(e)} = \mathbf{\Gamma}_{\rm rbm}^{(e)} \cdot \mathbf{d}^{(e)}; \quad \mathbf{F}^{(e)} = \mathbf{\Gamma}_{\rm rbm}^{(e)\rm T} \cdot \mathbf{Q}^{(e)}$$
(B-3)

其中线性线性转换矩阵

$$\boldsymbol{\Gamma}_{\rm rbm_Lin}^{\rm (e)} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1/L & 1 & 0 & -1/L & 0 \\ 0 & 1/L & 0 & 0 & -1/L & 1 \end{bmatrix};$$

当考虑位移从局部坐标系到简支坐标系的非线性转换(如图B-1所示)时,

- 其中 L, 一一单元变形后两端点所成弦的长度;
 - α_1 ——单元所成弦相对于原始位置转过的角度。



图 B-1 从局部坐标系 L 到简支坐标系 B 的非线性转换

Fig. B-1 Nonlinear transformation from Local coordinate system to Basic coordinate system B

而反力从简支坐标系转换到局部坐标系的非线性转换矩阵为

$$\boldsymbol{\Gamma}_{\text{rbm}_\text{Cor}}^{(e)} = \begin{bmatrix} -\cos\alpha_1 & -\sin\alpha_1 & 0 & \cos\alpha_1 & \sin\alpha_1 & 0 \\ -\sin\alpha_1 / L_n & \cos\alpha_1 / L_n & 1 & \sin\alpha_1 / L_n & -\cos\alpha_1 / L_n & 0 \\ -\sin\alpha_1 / L_n & \cos\alpha_1 / L_n & 0 & \sin\alpha_1 / L_n & -\cos\alpha_1 / L_n & 1 \end{bmatrix}$$
(B-5)

2. 单元刚度矩阵(一致刚度矩阵)

梁柱单元在基本坐标系下刚度矩阵为

$$\mathbf{k}_{b} = \begin{bmatrix} EA / L & 0 & 0 \\ 0 & 4EI / L & 2EI / L \\ 0 & 2EI / L & 4EI / L \end{bmatrix}$$
(B-6)

其中E为材料弹性模量,A和I分别为截面面积和惯性矩。

本文第五章框架柱子结构混合试验中,柱单元计算刚度和测量刚度分别为

 $\mathbf{k}_{b}^{c} = 10^{5} \times \begin{bmatrix} 4.3295 & 0 & 0 \\ 0 & 0.2138 & 0.1069 \\ 0 & 0.1069 & 0.2138 \end{bmatrix} \text{FD} \ \mathbf{k}_{b}^{m} = 10^{5} \times \begin{bmatrix} 4.3137 & 0.0283 & -0.2517 \\ 0.0766 & 0.6288 & -0.5575 \\ -0.1164 & -0.2646 & 0.9304 \end{bmatrix}$

考虑到加载梁的非刚性和连接松动,测量刚度中**k**^m_b(1,1)是对原始测量刚度中相应值扩大2.8倍得到。而原始测量刚度取10次测量的平均值。

对第五章的单层单跨钢框架结构,左柱分别取上述计算刚度和测量刚度集成的结构刚度矩阵,求得结构周期如下,误差在可接受范围之内。

 $\mathbf{T}_{n}^{c} = \begin{bmatrix} 0.4886 & 0.1657 & 0.1310 & 0.0427 & 0.0426 & 0.0419 \end{bmatrix}$ $\mathbf{T}_{n}^{m} = \begin{bmatrix} 0.4660 & 0.1474 & 0.0850 & 0.0427 & 0.0426 & 0.0419 \end{bmatrix}$
附录 C 二维框架单元试验加载坐标转换

开展框架单元子结构混合试验时,为了便于加载,目标位移需要先从简直 坐标系B转换到悬臂坐标系C,再从悬臂坐标系C转换到三个作动器坐标T进行加 载。测量的位移和反力要进行相应的逆变换。

目标位移从基本坐标系B(简支坐标系)转换到基本坐标系C(悬臂坐标系)的非线性转换如下^[228].

$$\begin{aligned} d_1^{(C)} &= L_n \cos(q_2^{(B)}) - L, \quad \not \pm \not \oplus L_n = (L + q_1^{(B)}) \\ d_2^{(C)} &= -L_n \sin(q_2^{(B)}) \\ d_3^{(C)} &= -q_2^{(B)} + q_3^{(B)} \end{aligned} \tag{C-1}$$

其中, L_n — 一单元当前变形后的长度, $L_n = (L + q_1^{(B)})$ 。



图 C-1 从简支坐标 B 到悬臂坐标 C 的非线性转换 Fig. C-1 Nonlinear transformation from basic system B to C

测量位移从基本坐标系C(悬臂坐标系)转换到基本坐标系B(简支坐标系) 见图B-1,具体公式^[228]为

$$q_{1}^{(B)} = L_{n} - L \quad \ddagger \pitchfork L_{n} = \sqrt{(L + d_{1}^{(C)})^{2} + (d_{2}^{(C)})^{2}}$$

$$q_{2}^{(B)} = -\alpha \qquad \ddagger \pitchfork \alpha = \arctan\left[d_{2}^{(C)}/(L + d_{1}^{(C)})\right] \quad (C-2)$$

$$q_{3}^{(B)} = -\alpha + d_{3}^{(C)}$$

其中, L, 一一为单元变形后的长度;

α一一为从基本坐标B的弦到基本坐标A弦的转角。 测量反力从基本坐标系C(悬臂坐标系)转换到基本坐标系B(简支坐标系) 见图C-2,具体公式^[228]为

$$Q_1^{(B)} = \cos(\alpha)F_1^{(C)} + \sin(\alpha)F_2^{(C)}$$

$$Q_2^{(B)} = d_2^{(C)}F_1^{(C)} - (L + d_1^{(C)})F_2^{(C)} - F_3^{(C)}$$

$$Q_3^{(B)} = F_3^{(C)}$$
(C-3)

其中, 弦转角 α 与式(C-2)中的表达式类似, 只是为了减小试验误差, 将式中测 量位移用目标位移代替。



a) 位移从蓥平坐孙系 C 到 B

a) Displacements from basic system C to B

b) Forces from basic system C to B

图 C-2 从悬臂坐标 C 到简支坐标 B 到的非线性转换

Fig. C-2 Nonlinear transformation from basic system C to B

目标位移从悬臂坐标系C到三个作动器加载坐标系T的线性转换如下

$$\begin{cases} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{cases} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -L_2 \\ 0 & 1 & L_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \\ \theta \end{bmatrix}$$
(C-4)

其中悬臂坐标下位移为 $\mathbf{d}_{c} = [u \ v \ \theta]^{\mathrm{T}}$, 三个作动器位移为 $\mathbf{d}_{t} = [d_{1} \ d_{2} \ d_{3}]^{\mathrm{T}}$, L_{2} 和 L_{3} 及各作动器编号见 5.3.3 节图 5.9 a)所示。

测量反力从三个作动器加载坐标系T到悬臂坐标系C的线转换如下

$$\begin{cases} N \\ V \\ M \end{cases} = \begin{bmatrix} 0 & 0.5 & 0.5 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & -L_2 & L_3 \end{bmatrix} \begin{cases} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{cases}$$
(C-5)

其中悬臂坐标下反力 $\mathbf{F}_{c} = [N \ V \ M]^{T}$, 三个作动器反力为 $\mathbf{F}_{t} = [F_{1} \ F_{2} \ F_{3}]^{T}$, 各作动器编号参见 5.5.5 节图 5.9。

附录 D 框架柱子结构边界条件的实现策略

框架柱子结构的边界条件为其在悬臂坐标系下顶点位移向量 $\mathbf{d}_{c} = [u,v,\theta]^{T}$ 的协调和力向量 $\mathbf{F}_{c} = [N,V,M]^{T}$ 的平衡。这个边界条件需要通过前述三个作动器的加载来实现。

在实际中,由于(1)加载梁是非绝对刚性的和(2)竖向作动器两端连接的可能松动,为了在柱顶施加轴向目标位移 v,直接使两竖向作动器行走 d2 和 d3(d2 和 d3 由前述坐标变换得到)通常是不行的,如图 D-1 所示。水平目标 位移 u 和目标转角 θ也有类似问题。



a) Results of simulation



图 D-1 由三个作动器加载得到的框架柱轴向目标位移与观测位移 Fig. D-1 Target and measured axial displacement of the column by Three-actuator loading

为了实现目标边界条件,科学的做法是采用外环控制。在静力分析阶段, 本文所用荷载增量法中的迭代相当于加了力的外环控制(见图 1-4b,注意这里的 控制对象变成了结构,目标是施加结点外荷载),可以保证对框架竖向力的加载, 如图 5-12c,5-14c,5-16c 和 5-19 所示。关于位移边界条件的实现,无论在静力或 者动力分析阶段,都应该采用位移外环控制,其原理如图 D-2 所示:将目标位 移d。作为命令d。,将柱头外接位移传感器测量的位移 d^m 转换到d^m 作为反馈, 设计位移控制器,控制两者误差。将该位移控制器的输出转换到三个作动器加 载坐标d^c,作为作动器的命令,通过内环控制,进行加载。



图 D-2 外环位移内环位移控制示意图 Fig. D-2 Displacement control in both outer and inner loop

在本文 4.3.3 节,作者在 FE-dSPACE-MTS 混合试验系统的中间环 dSPACE 中植入了外环位移控制程序,见图 4-16 所示。在试验中,也尝试了外环位移控制,控制器采用 PI 控制器 (\mathbf{K}_p 和 \mathbf{K}_I 均为对角矩阵),其中对水平和轴向目标 位移的控制效果还好,见图 5-13 a)和 b);但对转角的控制中,未实现预定控制 效果,见图 5-13 c)。其原因在于柱头水平侧移后,采用两个固定的竖向位移计 测出的转角存在较大误差。合理的做法是采用倾角仪的观测值进行反馈,但由于其噪声较大,本文未进行尝试。



对于框架柱的水平位移和转角,直接将其转换为三个作动器命令并加载, 其实现情况也可以接受,见图 5-17b 和图 5-17c。本文在进行试验时,重点考虑 了轴向位移的实现问题。具体做法是:在试验前线性回归了两竖向作动器位移 与试件轴向位移的比例系数 r₁;试验时,对目标轴向位移 v 扩大 r₁ (r₁=2.8)倍 后再经坐标转换生成作动器的位移命令,加载后基本能实现目标位移 (见图 5-17a)。

附录 E 柔度法与刚度法单元状态确定比较

E.1: 柔度法单元状态确定过程^[207]

E.1.1	初始化				
	单元刚度矩阵	$\mathbf{K}_{\mathrm{T}}^{j=0}=\mathbf{K}_{\mathrm{T}}^{i}$	(E-1)		
	单元杆端力	$\mathbf{Q}^{j=0} = \mathbf{Q}^i$	(E-2)		
	截面内力	$\mathbf{D}^{j=0}(x) = \mathbf{D}^i(x)$	(E-3)		
	截面变形	$\mathbf{d}^{j=0}(x) = \mathbf{d}^{i}(x)$	(E-4)		
	截面残余变形	$\mathbf{r}^{j=0}(x) = 0$	(E-5)		
	截面柔度矩阵	$\mathbf{f}_s^{j=0}(x) = \mathbf{f}_s^i(x)$	(E-6)		
E.1.2	单元内迭代(for <i>j</i> =1,2, …, <i>n</i>)				
	杆端位移增量	$\Delta \mathbf{q}^{j=1} = \mathbf{q}^{i+1} - \mathbf{q}^i$	(E-7)		
	杆端力增量	$\Delta \mathbf{Q}^{j} = \mathbf{K}^{j-1} \Delta \mathbf{q}^{j}$	(E-8)		
	更新杆端力	$\mathbf{Q}^{j} = \mathbf{Q}^{j-1} + \Delta \mathbf{Q}^{j}$	(E-9)		
	截面内力增量	$\Delta \mathbf{D}^{j}(x) = \mathbf{b}(x) \Delta \mathbf{Q}^{j}$	(E-10)		
	更新截面内力	$\mathbf{D}^{j}(x) = \mathbf{D}^{j-1}(x) + \Delta \mathbf{D}^{j}(x)$	(E-11)		
	截面变形增量	$\Delta \mathbf{d}^{j}(x) = \mathbf{f}_{s}^{j-1}(x)\Delta \mathbf{D}^{j}(x) + \mathbf{r}^{j-1}(x)$	(E-12)		
	更新截面变形	$\mathbf{d}^{j}(x) = \mathbf{d}^{j-1}(x) + \Delta \mathbf{d}^{j}(x)$	(E-13)		
	计算截面抗力	$\mathbf{D}_r^j(x) = C[\mathbf{d}^j(x)]$	(E-14)		
	更新截面柔度	$\mathbf{f}_{s}^{j}(x) = [\mathbf{k}^{j}(x)]^{-1}$	(E-15)		
	截面残余变形	$\mathbf{r}^{j}(x) = \mathbf{f}_{s}^{j}(x)[\mathbf{D}^{j}(x) - \mathbf{D}_{r}^{j}(x)]$	(E-16)		
	杆端残余位移	$\mathbf{s}^j = \int \mathbf{b}^{\mathrm{T}}(x) \mathbf{r}^j(x) dx$	(E-17)		
	单元柔度矩阵	$\mathbf{F}_{\mathrm{T}}^{j} = \int \mathbf{b}^{\mathrm{T}}(x) \mathbf{f}_{s}^{j}(x) \mathbf{b}(x) dx$	(E-18)		
	单元单元刚度	$\mathbf{K}_{\mathrm{T}}^{j}=[\mathbf{F}_{\mathrm{T}}^{j}]^{-1}$	(E-19)		
	判断收敛性				
		$\frac{[(\mathbf{s}^{j})^{\mathrm{T}}\mathbf{K}_{\mathrm{T}}^{j}\mathbf{s}^{j}]}{(\mathbf{\Delta}\mathbf{q}^{j=1})^{\mathrm{T}}\mathbf{K}_{\mathrm{T}}^{j=1}\mathbf{\Delta}\mathbf{q}^{j=1}} \leq tol$	(E-20)		

$$\Delta \mathbf{q}^j = -\mathbf{s}^j \tag{E-21}$$

消除残余位移 E.1.3 **更新**

更新单元刚度

更新杆端力

 $\mathbf{K}_{\mathrm{T}}^{i+1} = \mathbf{K}_{\mathrm{T,conv}}^{j} \tag{E-22}$

$$\mathbf{Q}^{i+1} = \mathbf{Q}^j_{conv} \tag{E-23}$$

哈尔滨工业大学工学博士学位论文

更新截面内力	$\mathbf{D}^{i+1}(x) = \mathbf{D}^{j}_{conv}(x)$	(E-24)
更新截面变形	$\mathbf{d}^{i+1}(x) = \mathbf{d}_{conv}^{j}(x)$	(E-25)
更新截面柔度	$\mathbf{f}_{s}^{i+1}(x) = \mathbf{f}_{s,conv}^{j}(x)$	(E-26)

E.2: 柔度法与刚度法单元比较

表 E-1 柔度法与刚度法单元状态确定的比较^[23]

Table. E-1 Element state determination with flexibility and stiffness method

步骤	柔度法	刚度法
1. 杆端力增量	$\Delta \mathbf{Q}^{j} = \mathbf{K}^{j-1} \Delta \mathbf{q}^{j}$	
2. 更新杆端力	$\mathbf{Q}^{j} = \mathbf{Q}^{j-1} + \Delta \mathbf{Q}^{j}$	
3. 截面内力增量	$\Delta \mathbf{D}^{j}(x) = \mathbf{b}(x) \Delta \mathbf{Q}^{j}$	
4. 更新截面内力	$\mathbf{D}^{j}(x) = \mathbf{D}^{j-1}(x) + \Delta \mathbf{D}^{j}(x)$	
5. 截面变形增量	$\Delta \mathbf{d}^{j}(x) = \mathbf{f}^{j-1}(x)\Delta \mathbf{D}^{j}(x) + \mathbf{r}^{j-1}(x)$	
6. 更新截面变形	$\mathbf{d}^{j}(x) = \mathbf{d}^{j-1}(x) + \Delta \mathbf{d}^{j}(x)$	$\mathbf{d}(x) = \mathbf{a}(x)\mathbf{q}$
7. 计算截面抗力	$\mathbf{D}_r^j(x) = C[\mathbf{d}^j(x)]$	$\mathbf{D}(x) = C[\mathbf{d}(x)]$
8. 更新截面刚度	$\mathbf{k}^{j}(x)$	$\mathbf{k}(x)$
9. 推算截面柔度	$\mathbf{f}^{j}(x) = [\mathbf{k}^{j}(x)]^{-1}$	
10.截面残余变形	$\mathbf{r}^{j}(x) = \mathbf{f}^{j}(x)[\mathbf{D}^{j}(x) - \mathbf{D}_{r}^{j}(x)]$	
11.杆端残余位移	$\mathbf{s}^j = \int \mathbf{b}^{\mathrm{T}}(x) \ \mathbf{r}^j(x) dx$	
12.单元柔度矩阵	$\mathbf{F}^{j} = \int \mathbf{b}^{\mathrm{T}}(x) \mathbf{f}^{j}(x) \mathbf{b}(x) dx$	
13.单元刚度矩阵	$\mathbf{K}^{j} = (\mathbf{F}^{j})^{-1}$	$\mathbf{K} = \int \mathbf{a}^{\mathrm{T}}(x) \mathbf{k}(x) \mathbf{a}(x) dx$
14.更新杆端力	$\mathbf{Q}^j = \mathbf{Q}^j - \mathbf{K}^j \mathbf{s}^j$	$\mathbf{Q} = \int \mathbf{a}^{\mathrm{T}}(x) \ \mathbf{D}(x) dx$

注:柔度法中上标j表示单元内部的迭代次数。

参考文献

- [1] 胡聿贤. 地震工程学(第二版) [M]. 北京: 地震出版社, 2006.
- [2] 邱法维. 钱稼茹, 陈志鹏. 结构抗震实验方法[M]. 北京: 科学出版社, 2000:1-40.
- [3] Williams M S, Blakeborough A. Laboratory testing of structures under dynamic loads: an introductory review[J]. Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 2001, 359(1786): 1651-1669.
- [4] 邱法维,潘鹏. 结构拟静力加载实验方法及控制[J]. 土木工程学报, 2002, 35(1): 1-5.
- [5] 王曙光, 蓝宗建. 劲性钢筋混凝土开洞低剪力墙拟静力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(1): 85-90.
- [6] Pan P, Zhao G, Lu X, et al. Force-displacement mixed control for collapse tests of multistory buildings using quasi - static loading systems[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2014, 43(2): 287-300.
- [7] Benedetti D, Carydis P, Pezzoli P. Shaking table tests on 24 simple masonry buildings[J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 1998, 27(1): 67-90.
- [8] 黄宝锋, 卢文胜, 宗周红. 地震模拟振动台阵系统模型试验方法探讨[J].
 土木工程学报, 2008, 41(3): 46-52.
- [9] 张健.自适应子结构拟动力试验方法[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学硕士学 位论文, 2010.
- [10] Friswell M I, Mottershead J E, Ahmadian H. Finite-element model updating using experimental test data: parametrization and regularization[J]. Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 2001, 359(1778): 169-186.
- [11] Taucer F, Spacone E, Filippou F C. A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures[R]. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, 1991.
- [12] Li K N. CANNY99: Three-Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package: Technical Mannual[R]. CANNY Consultants PTE LTD. Singapore,1998.
- [13] Clough R W, Benuska K L. Wilson E L. Inelastic earthquake response of tall buildings[C]. Proc. 3rd World Conf. On Earthquake Engrg. New

Zealand.1965

- [14] Takizawa H. Notes on some basic problems in inelastic analysis of planar RC structures[J]. Trans. of Arch. Inst. of Japan, 1976, 240: 51-62.
- [15] Ambrisi A D, Filippou F C. Modeling of cyclic shear behavior in RC members[J].Journal of Structural. Engineering. ASCE. 1999, 125(10): 1143-1150.
- [16] Giberson M F. The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation[D]. California Institute of Technology, 1967.
- [17] Powell G H, Chen P F S. 3D beam-column element with generalized plastic hinges[J]. Journal of engineering mechanics, 1986, 112(7): 627-641.
- [18] Liew J Y R, White D W, Chen W F. Second-order refined plastic-hinge analysis for frame design. Part I[J]. Journal of Structural Engineering, 1993, 119(11): 3196-3216.
- [19] 郭子雄,周素琴.考虑多种非线性变形的 RC 框架单元模型[J]. 华侨大学 学报:自然科学版, 2003, 24(2): 156-161.
- [20] Soleimani D, Popov E P, Bertero V V. Nonlinear beam model for R/C frame analysis[C]. 7th ASCE Conference on Electronic Computation. ASCE, 1979: 483-509.
- [21] 汪梦甫, 沈蒲生. 钢筋混凝土框剪结构非线性地震反应分析[J]. 工程力学, 1999, 16(4): 136-144.
- [22] Taucer F, Spacone E, Filippou F C. A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures[R]. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, 1991.
- [23] Neuenhofer A, Filippou F C. Evaluation of nonlinear frame finite-element models[J]. Journal of Structural Engineering (ASCE) ,1997, 123:958 966.
- [24] Alemdar B N, White D W. Displacement, flexibility, and mixed beam-column finite element formulations for distributed plasticity analysis[J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(12): 1811-1819.
- [25] Zeris C, Mahin S A. Analysis of reinforced concrete beam-columns under uniaxial excitation[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(4):804-820
- [26] Scott M H, Fenves G L. Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements[J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(2): 244-252.
- [27] Ramberg W, Osgood W R. Description of stress-strain curves by three parameters[R]. Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D.C.
- [28] Bouc R. Forced vibration of mechanical systems with hysteresis[C].

Proceedings of the fourth conference on non-linear oscillation, Prague, Czechoslovakia. 1967.

- [29] Wen Y K. Method for random vibration of hysteretic systems[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1976, 102(2): 249-263.
- [30] Takeda T, Sozen M A, Nielson NN. Reinforced concrete response to simulated earthquakes[J]. ASCE Journal of he Structural Division, 1970, 96:2557-2573.
- [31] Ibarra L F, Medina R A, Krawinkler H. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration[J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 2005, 34(12): 1489-1511.
- [32] Lignos D G, Krawinkler H. Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading[J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 137(11): 1291-1302.
- [33] Takizawa H, Aoyama H. Biaxial effects in modelling earthquake response of R/C structures[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1976, 4(6): 523-552.
- [34] 陆新征,叶列平,谬志伟. 建筑结构抗震弹塑性分析[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2009.10-30.
- [35] 杜宏彪, 沈聚敏. 在任意加载路径下双轴弯曲钢筋混凝土柱的非线性分析 [J]. 地震工程与工程振动, 1990, 10(3): 41-55.
- [36] Penizen J. Dynamic response of elasto-plastic frames[J]. Journal of Structural Division, ASCE, 1962, 88(ST7): 1322~1340.
- [37] Menegotto M, Pinto P E. Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Frames Including Changes in Geometry and Nonelastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending[C]. IABSE Congress Reports of the Working Commission Band13. Lisbon, Portugal, 1973, 15-22.
- [38] Cofie N G, Krawinkler H. Uniaxial cyclic stress-strain behavior of structural steel[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1985, 111(9): 1105-1120.
- [39] Dodd L L, Restrepo-Posada J I. Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel[J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(3): 433-445.
- [40] Hoehler M S, Stanton J F. Simple phenomenological model for reinforcing steel under arbitrary load[J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(7): 1061-1069.
- [41] Kunnath S K, Heo Y A, Mohle J F. Nonlinear uniaxial material model for reinforcing steel bars[J]. Journal of structural engineering, 2009, 135(4): 335-343.
- [42] Sinha B P, Gerstle H K and Tulin L G. Stress-Strain relationships for concrete under cyclic loading[J]. Journal of ACI, 1964, 61(2):195-211.
- [43] Soliman MTM, Yu C W. The flexural stress-strain relationship of concrete

confined by rectangular transverse reinforcement[J]. Magazine of Concrete Research, 1967, 19(61):253-262.

- [44] Iyengar K T S R, Desayi P, Reddy K N. Stress-strain characteristics of concrete confined in steel binders[J]. Magazine of concrete research, 1970, 22(72): 173-184.
- [45] Kent D C and Park R. Flexural members with confined concrete[J].Journal of Structural Division,ASCE,1971,97(ST7):1969-1990.
- [46] Scott B D, Park R, Priestley M J N. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates[J].ACI Journal,1982,79(1):13-27.
- [47] Dilger W H, Koch R, Kowalczyk R. Ductility of plain and confined concrete under different strain rates[J]. ACI Journal, 1984, 81(1):73-81.
- [48] Soroushian P, Abaseki K. Strain rate-dependent interaction diagrams for reinforced concrete[J]. ACI Journal, 1986, 83(2):251-258.
- [49] Mander J B, Priestley M J N, Park R.Theoretical stress-strain behavior of concrete[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1988, 114(8): 1804-1826.
- [50] Hakuno M, Shidawara M, Hara T. Dynamic destructive test of a cantilever beam, controlled by an analog-computer[J]. Transactions of the Japan Society of Civil Engineers, 1969, 171: 1-9.
- [51] Takanashi K, Udagawa K, Seki M, et al. Non-linear earthquake response analysis of structures by a computer actuator on-line system (part 1 details of the system)[J].Transactions of the Architectural Institute of Japan, 1975, 229: 77-83.
- [52] Takanashi K, Nakashima M. Japanese activities on on-line testing[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1987, 113(7): 1014-1032.
- [53] Mahin S A, Shing P B. Pseudodynamic method for seismic testing[J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(7): 1482-1503.
- [54] Dermitzakis S N, Mahin, S A. Development of substructuring techniques for on-line computer controlled seismic performance testing[R]. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, 1985.
- [55] Nakashima M, Kato H, Takaoka E. Development of real-time pseudo dynamic testing[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1992, 21(1): 79-92.
- [56] Mosqueda G, Stojadinovic B, Hanley J, et al. Hybrid seismic response simulation on a geographically distributed bridge model[J]. Journal of structural engineering, 2008, 134(4): 535-543.
- [57] Nakashima M. Development, potential, and limitations of real-time online (pseudo-dynamic) testing[J]. Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 2001,

359(1786): 1851-1867.

- [58] Schellenberg A H. Advanced implementation of hybrid simulation[D]. University of California, Berkeley, 2008.
- [59] 程春. 基于模型预测-修正算法的分布式混合试验方法[D]. 哈尔滨: 中国 地震局工程力学研究所学位论文, 2010.
- [60] 潘鹏,王涛,中岛正爱. 在线混合试验进展——理论与应用[M]. 北京:清 华大学出版社,2013.
- [61] Houbolt J C. A recurrence matrix solution for the dynamic response of elastic aircraft[J]. Journal of Aeronaut Science, 1950, 17: 540-550.
- [62] Park K C. An improved stiffly stable method for direct integration of nonlinear structural dynamic equations[J]. Journal of Applied Mechanics (ASME), 1975, 42: 464-470.
- [63] Newmark N M. A method of computation for structural dynamics[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 1959, 85(EM3):67-94.
- [64] Hilber H M, Hughes T J R, Taylor R L. Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics[J]. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1977, 5:283-292.
- [65] Hilber H M. Analysis and design of numerical integration algorithms in structural dynamics[C]. Report No.UCB/EERC-76/29, Earthquake Engineering research Center, The University of California, Berkeley, 1976.
- [66] Wood W L, Bossak M, Zienkiewicz O C. An alpha modification of Newmark's method[J]. International Journal of Numerical Methods in Engineering, 1981, 15: 1562-1566.
- [67] Chung J, Hulbert G M. A time integration algorithm for structural dynamics with improved numerical dissipation: the generalized alpha-method[J]. Journal of Applied Mechanics (ASME), 1993, 60: 371-375.
- [68] Hulbert G M, Chung J. Explicit time integration algorithms for structural dynamics with optimal numerical dissipation[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1996, 137: 175-188.
- [69] Anderheggen E, Bazzi G. On a new algorithm for time-step integration of nonlinear structures[C]. Symposium of future trends in computational structural analysis synthesis, Washington, D.C. 1978.
- [70] Bazzi G, Anderheggen E. The thou-family of algorithms for time-step integration with improved numerical dissipation[J]. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1982, 10: 537-550.
- [71] Hughes T J R, Liu W K. Implicit-explicit finite elements in transient analysis: stability theory[J]. Journal of Applied Mechanics (ASME), 1978, 45: 371-374.
- [72] Hughes T J R, Liu W K. Implicit-explicit finite elements in transient analysis:

implementation and numerical examples[J]. Journal of Applied Mechanics (ASME), 1978, 45: 375-378.

- [73] Hughes T, Pister K, Taylor R. Implicit-explicit finite elements in nonlinear transient analysis[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1979, 17/18: 159-182.
- [74] Phillips B M, Spencer B F. Model-Based Feedforward-Feedback Tracking Control for Real-time Hybrid Simulation[J]. NSEL report series report No: NSEL-028, August 2011.
- [75] Gao X. Development of a Robust Framework for Real-time Hybrid Simulation: from Dynamical System, Motion Control to Experimental Error Virification[D] West Lafayette: University of Purdue Thesis, 2012.
- [76] 宁西占. 实时混合试验的 H∞控制[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学硕士学位 论文, 2013: 1-30.
- [77] 张涛. 电液伺服加载系统的 LQR 控制及在实时子结构试验中的应用[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学硕士学位论文,2008:13-25.
- [78] Wagg D J, Stoten D P. Substructuring of Dynamical Systems via the Adaptive Minimal Control Synthesis Algorithm[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2001, 30(6): 865-877.
- [79] Neild S A, Yang L, Wagg D J. A Modified Model Reference Adaptive Control Approach for Systems with Noise or Unmodelled Dynamics[J]. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part I: Journal of Systems and Control Engineering, 2008, 222(3): 197-208.
- [80] 王向英,吴斌,王倩颖.实时子结构实验的滑动模态控制[J].工程力学, 2007,24(6): 174-179.
- [81] 周惠蒙. 单自由度实时混合试验的控制方法[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学 博士学位论文, 2013.
- [82] Nakata N, Spencer B F, Elnashai A S. Mixed load/displacement control strategy for hybrid simulation[C]. Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan. 2006.
- [83] 谭晓晶, 吴斌. 外环位移控制与内环力控制拟动力试验方法[J]. 振动与冲击, 2012, 31(14): 16-21.
- [85] Pan P, Nakashima M, Tomofuji H. Online test using displacement-force mixed control. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2005, 34: 869-888.
- [86] Kim H, Stojadinovic B, Yang T Y, et al. Alternative control strategies in hybrid simulation[C]. Proceedings of 4th International Conference on

Advances in Experimental Structural Engineering. Ispra, Italy, 2011.

- [87] 谭晓晶. 大刚度试件拟动力试验方法[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学博士学 位论文, 2013.
- [88] Horiuchi T, Inoue M, Konno T, et al. Real-time hybrid experimental system with actuator delay compensation and its application to a piping system with energy absorber[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1999,28(10): 1121-1141.
- [89] Mercan O, Ricles M. Stability and accuracy analysis of outer loop dynamics in real-time pseudo-dynamic testing of SDOF systems[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2007, 36(11): 1523-1543.
- [90] 邓丽霞. 子结构试验的数值稳定性分析[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学博士 学位论文, 2011: 21-102.
- [91] Darby A, Blakeborough A, Williams M. Stability and delay compensating for real-time substructure testing[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2002,128(12): 1276-1284.
- [92] Wallace M, Sieber J, Neild S, et al. Stability analysis of real-time dynamic substructuring using delay differential equation models[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2005, 34(15): 1817-1832.
- [93] Ahmadizadeh M, Mosqueda G, Reinhorn A. Compensation of actuator delay and dynamics for real-time hybrid structural simulation[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008, 37(1): 21-42.
- [94] 王贞, 吴斌. 基于最小二乘法的时滞实时在线估计方法[J]. 振动工程学报,2009, 22(6): 625-631.
- [95] Horiuchi T, Konno T. A new method for compensating actuator delay in realtime hybrid experiment[J]. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 2001, 359: 1893-1909.
- [96] Carrion J, Spencer B. Real-time hybrid testing using model-based delay compensation[J]. Smart Structures Systems, 2008, 4(6): 809-828.
- [97] Phillips B, Spencer B. Model-based feedforward-feedback actuator control for real-time hybrid simulation[J]. Journal of Structural Engineering, 2012,139(2): 219-228.
- [98] Chen P, Tsai K. Dual compensation strategy for real-time hybrid testing [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2013, 42: 1-23.
- [99] Wu B, Wang Z, Bursi O. Actuator dynamics compensation based on upper bound delay for real-time hybrid simulation[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2013, 42(12): 1749-1765.
- [100] Kim J K, KOCED collaboratory program[C], ANCER Annual Meeting: Networking of Young Earthquake Engineering Researchers and Professionals.

Hawaii, USA, 2004.

- [101]Kwon O S, Elnashai A S and Spencer B F, A framework for distributed analytical and hybrid simulations[J], Structural Engineering and Mechanics, 2008,30(3):331-350.
- [102] Takahashi Y, Fenves G L. Software framework for distributed experimentalcomputational simulation of structural systems[J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 2006, 35(3): 267-291.
- [103]Schellenberg A, Kim H, Mahin S A, et al. Environment independent implementation of a software framework for fast local and geographically distributed hybrid simulations[C] The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China, 2008.
- [104]肖岩,胡庆,郭玉荣,等. 结构拟动力远程协同试验网络平台的开发研究[J]. 建筑结构学报. 2005,26(3):122-129
- [105] Xiao Y, Hu Q, Guo Y R, et al. Network platform for remote structural testing and shared use of laboratories[J], Progress In Natural Science, 2005,15(12): 1135-1142
- [106] Pan P, Tomofuji H, Wang T, et al. Development of peer to peer (P2P) internet online hybrid test system[J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 2006, 35(7): 867-890.
- [107] Eatherton M, Hajjar J, Deierlein G, et al. Hybrid simulation testing of a controlled rocking steel braced frame system[C] 9th US National and 10 th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto. 2010.
- [108] Ji J, Elnashai A S, Kuchma D A. Seismic fragility relationships of reinforced concrete high - rise buildings[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2009, 18(3): 259-277.
- [109] 王强, 冯帆, You S. 基于有限元软件的子结构拟动力试验技术[J]. 沈阳建 筑大学学报(自然科学版), 2010, 26(6): 1085-1089.
- [110] 冯帆, 王强, 王占飞. 基于有限元软件 ABAQUS 的子结构拟动力试验技术 [J]. 结构工程师, 2011(27): 82-87.
- [111]郝伟. 基于 OpenFresco 软件的混合试验方法[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学硕士学位论文, 2011.
- [112] 许国山, 郝伟, 陈永盛, 等. 基于有限元软件 OpenSEES 的混合试验系统 及试验验证[J]. 振动与冲击, 2012, 31(22): 45-52.
- [113] 许国山, 郝伟, 陈永盛, 等. 基于 OpenFresco-LabVIEW-dSpace 的混合试 验系统研究[J]. 工程力学, 2013, 30(3): 417-423.
- [114]郭玉荣, 范云蕾, 曾东, 等. 网络化结构实验室: 桥梁结构远程拟动力试验 平台开发与应用[J]. 工程力学, 2010, 1.

- [115] Wang D, Tian S, Cai X, et al. Internet-based collaborative pseudo-dynamic testing of multi-span bridge structure[J]. Progress in Natural Science, 2009, 19(5): 623-633.
- [116] Wang T, Yoshitake N, Pan P, et al. Numerical characteristics of peer-to-peer (P2P) internet online hybrid test system and its application to seismic simulation of SRC structure[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2008, 37(2): 265-282.
- [117] Wang T, Nakashima M, Pan P. On-line hybrid test combining with general purpose finite element software[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2006, 35(12): 1471-1488.
- [118] Wang T, McCormick J, Yoshitake N, et al. Collapse simulation of a four-story steel moment frame by a distributed online hybrid test[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008, 37(6): 955-974.
- [119] Wang T, Mosqueda G, Jacobsen A, et al. Performance evaluation of a distributed hybrid test framework to reproduce the collapse behavior of a structure[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2012, 41(2):295-313.
- [120]Zadeh L A. From circuit theory to system theory[J]. Proceedings of the IRE, 1962, 50(5): 856-865.
- [121]Ljung L. Convergence analysis of parametric identification methods[J]. Automatic Control, IEEE Transactions on, 1978, 23(5): 770-783.
- [122] Imai H, Yun C B, Maruyama O, et al. Fundamentals of system identification in structural dynamics[J]. Probabilistic Engineering Mechanics, 1989, 4(4): 162-173.
- [123] Kristinsson K. System identification and control using genetic algorithms[J]. System, man and cybernetics, 1992,22(5):1033-104.
- [124] Kennedy J, Eberhart R. Particle swarm optimization. Proc. IEEE International Conference on Neural Networks,1995,4,1942-1948
- [125]朱镜清. 一个修正的单纯形法及其在结构识别中的应用[J]. 地震工程与工程振动, 1985, 5(3): 63-70.
- [126]赵威. 非线性结构的参数估计和系统识别[J]. 振动工程学报, 1988, 1(4): 61-73.
- [127]赵威. 估计非线性结构参数的直接拟合法[J]. 地震工程与工程振动, 1990, 10(4): 83-89.
- [128] Smyth A W, Masri S F, Chassiakos A G, et al. On-line parametric identification of MDOF nonlinear hysteretic systems[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1999, 125(2): 133-142.
- [129] Lin J, Betti R, Smyth A, et al. On-line identification of non-linear hysteretic

structural systems using a variable trace approach [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2001, 30: 1279-1303.

- [130] Yang J, Lin S. On-line identification of non-linear hysteretic structures using an adaptive tracking technique[J]. International Journal of Non-Linear Mechanics, 2004, 39 (9): 1481-1491.
- [131] Yang J, Huang H. Sequential non-linear least-square estimation for damage identification of structures with unknown inputs and unknown outputs[J]. International Journal of Non-Linear Mechanics, 2007, 42(5): 789-801.
- [132]Zhang J, Wu B, Wang T. Adaptive substructure testing method based on least square[C]. 2011 International Conference on Electric Technology and Civil Engineering, IEEE, Lushan, China, 2011, 3: 1907-1910.
- [133] Kalman R. A new approach to linear filtering and prediction theory[J]. Trans. ASME. Journal of Basic Eng, 1960, 82D: 35-46.
- [134] Hoshiya M, Saito E. Structural identification by extended Kalman filter [J]. Journal of Engineering Mechanics, 1984, 110 (12): 1757-1772.
- [135]Zhang H, Foliente G, Yang Y, et al. Parameter identification of inelastic structures under dynamic loads[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(5): 1113-1130.
- [136] Yang J, Lin S, Huangl H, et al. An adaptive extended Kalman filter for structural damage identification [J]. Structural Control and Health Monitoring, 2006, 13(4): 849-867.
- [137]Foun K. Identification of civil structural parameters using the extended Kalman filter[D]. Massachusetts Institute of Technology, 2009.
- [138] Julier S, Uhlmann J, Durrant-Whte H. A new approach for filtering nonlinear systems[C]. Proceendings of the American Control Conference, Seattle, Washington, 1995: 1628-1632.
- [139] Julier S J, Uhlmann J K. A general method for approximating nonlinear transformations of probability distributions[R]. Technical report, Robotics Research Group, Department of Engineering Science, University of Oxford, 1996.
- [140] Julier S J, Uhlmann J K. A new extension of the Kalman filter to nonlinear systems[C]. Proc., 11th Int. Symp. on Aerospace/Defense Sensing, Simulation and Controls, Society of Photo-optical Instrumentation Engineers (SPIE), Bellingham, WA, 1997, 3(26):182–193.
- [141] Julier S J, Uhlmann J K, Durrant-Whte H. A new method for the nonlinear transformation of means and covariances in filters and estimators[J]. IEEE Transactions on Automatic Control, 2000, 45(3): 477-482.
- [142] Julier S J, Uhlmann J K. Reduced sigma point filters for the propagation of means and covariances through nonlinear transformations[C]. Proceendings of

the American Control Conference, Anchorage, Ak May 8-10, 2002: 887-892.

- [143] Julier S J. The scaled unscented transformation[C]. Proceedings of American Control Conference, 2002, 6: 4555-4559.
- [144] Julier S J. The spherical simplex unscented transformation[C]. Proceendings of the American Control Conference, 2003: 2430-2434.
- [145]Julier S J, Uhlmann J K. Unscented Filtering and Nonlinear Estimation[J]. Proceendings of the IEEE, 2004, 92(3): 401-422.
- [146] Wan E, Merwe R V D. The unscented Kalman filter for nonlinear estimation. In: Adaptive systems for signal processing, communications, and control symposium, AS-SPCC[C]. Lake Louise, Alberta, Canada: IEEE, 2000: 153-158.
- [147] Merwe R V D, Wan E. The Square-root unscented Kalman filter for state and parameter estimation[C]. Proceedings of the International Conference on Acoustics, Speech, and Signal Processing, Salt Lake City, USA, 2001: 3461-3464.
- [148] Wan E, Merwe R V D. Kalman filtering and neural networks[M]. Wiley, Chapter 7, 2001: 221-280.
- [149] Xie Z, Feng J. Real-time nonlinear structural system identification via iterated unscented Kalman filter[J]. Mechanical Systems and Signal Processing, 2012, 28: 309-322.
- [150] Wu M, Smyth A. Application of the unscented Kalman filter for real-time nonlinear structural system identification[J]. J Struct Control Monitor, 2007, 14(7): 971-990.
- [151] Wu M, Smyth A. Real-time parameter estimation for degrading and pinching hysteretic models[J]. International Journal of Non-Linear Mechanics, 2008, 43(9): 822-833.
- [152]陶冬旺. 基于数据驱动和物理模型的结构地震损伤识别方法研究[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学博士学位论文, 2013.
- [153] Astroza R, Ebrahimian H, Conte J P. Material Parameter Identification in Distributed Plasticity FE Models of Frame-Type Structures Using Nonlinear Stochastic Filtering[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2014. Published online on Sep.14 2014
- [154] Chatzi E, Smyth A, Masri S. Experimental application of on-line parametric identification for nonlinear hysteretic systems with model uncertainty[J]. Structural Safety, 2010, 32(5): 326-337.
- [155]Song W, Dyke S. Real-Time Dynamic Model Updating of a Hysteretic Structural System[J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(3).
- [156] Song W, Dyke S. Development of a cyber-physical experimental platform for

real-time dynamic model updating[J]. Mechanical Systems and Signal Processing, 2013, 37(1): 388-402.

- [157] Yang W J, Nakano Y. Substructure online test by using real-time hysteresis modeling with a neural network[C]. Proceedings of the first international conference on Advances in Experimental structural Engineering, Nagaya, 2005: 267-274.
- [158] Yang Y, Tsai K, Elnashai A, et al. Preliminary study on online updating hybrid simulation[C]. NCREE Technical Report 09-001, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, 2009.
- [159] Yang Y, Tsai K, Elnashai A, et al. An online optimization method for bridge dynamic hybrid simulations[J]. Simulation Modelling Practice and Theory, 2012, 28: 42-54.
- [160] Zhang J, Wu B, Wang T. Adaptive Substructure testing method based on least square[C]. The International Workshop on Architecture, Civil and Environmental Engineering, IEEE, 2011:1907-1910
- [161] 王涛,吴斌,张建.基于最小二乘法的自适应子结构拟动力试验[J].结构 工程师,2011,27(增):57-62.
- [162] Wang T, Wu B. Model updating for hybrid testing with unsecented Kalman filter[C]. The 7th International Workshop on Advanced Smart Materials and Smart Structures Technology ANCRISST2012, Bangalore, India, 2012.
- [163] 王涛, 吴斌. 基于 UKF 模型更新的混合试验方法[J]. 振动与冲击, 2013, 32(5): 138-143.
- [164] 王涛, 张健, 吴斌. 采用隐性卡尔曼滤波器的自适应子结构试验方法[J]. 振动工程学报, 2013, 26(3): 328-334.
- [165] 王涛, 吴斌. 基于约束 UKF 模型更新的混合试验方法[J]. 地震工程与工程振动, 2013, 33(5).100-109
- [166] Wang T, Wu B. Real-time Hybrid Testing with Constrained Unscented Kalman Filter[C]. 5th International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering. Taipei, Taiwan, 2013.
- [167] 王涛.基于模型更新的土木结构混合试验方法 [D].哈尔滨:哈尔滨工业大学博士学位论文, 2014.
- [168] Kwon O S, Kammula V. Model updating method for substructure pseudo-dynamic hybrid simulation. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2013,(42)1971–1984
- [169] Hashemi M, Masroor A, Mosqueda G. Implementation of online model updating in hybrid simulation[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2014, 43(3): 395-412.
- [170] Elanwar H H, Elnashai A S. On-line model updating in hybrid simulation

tests[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2014, 18:350-363.

- [171]陈永盛,吴斌,潘天林.考虑轴力弯矩耦合的截面随动强化恢复力模型[J]. 防灾减灾工程学报.2014,34(3):336-341.
- [172]陈永盛,吴斌,潘天林等.基于柔度法与截面轴力弯矩屈服面本构的梁柱 单元[J]. 计算力学学报,2014,31(5):609-614.
- [173] Nigam N C. Yielding in framed structures under dynamic loads[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1970, 96(5): 687-709.
- [174] Morris G A, Fenves S J. Elastic-plastic analysis of frameworks[J]. Journal of the Structural Division, 1970, 96(5): 931-946.
- [175] Wen R K, Farhoomand F. Dynamic analysis of inelastic space frames[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1970, 96(5): 667-686.
- [176] Powell G H, Chen P F S, 3D Beam-Column Element with Generalized Plastic Hinges, Journal of Engineering Mechanics, 1986, 112 (7):627-641.
- [177] White D W, Plastic-hinge methods for advanced analysis of steel frames. Journal of Construction Steel Research, 1993, 24(2):121–52.
- [178] 舒兴平,沈蒲生. 钢框架极限承载力的有限变形理论分析和试脸研究[J].工程力学,1993, 10(4):32-41
- [179] Chan S L, Chui P T. A generalized design-based elasto-plastic analysis of steel frames by section assemblage concept[J]. Engineering Structures,1997,19(8): 628-636.
- [180] Iu C K, Bradford M A, Chen W F. Second-order inelastic analysis of composite framed structures based on the refined plastic hinge method[J]. Engineering Structures, 2009, 31(3):799-813.
- [181]ElMandooh G K, Ghobarah A. Flexural and shear hysteretic behaviour of reinforced concrete columns with variable axial load[J]. Engineering structures, 2003, 25(11): 1353-1367.
- [182]Biglari A, Harrison P, Bićanić N. Quasi-hinge beam element implemented within the hybrid force-based method[J]. Computers & Structures, 2014, 137 (6): 31-46
- [183]Bleyer J, Buhan P D, Yield surface approximation for lower and upper bound yield design of 3D composite frame structures[J]. Computers and Structures, 2013,129: 86-98.
- [184]Prakash V, Powell G, Campbell S. DRAIN 2D User Guide V 1.10[R]. University of California at Berkeley, CA, 1993.
- [185] Morris G A, Fenves S J. Approximate yield surface equations[J]. Jorunal of Engineering Mechanics Division, 1969, 95(4): 937-954.
- [186]Orbison J G, McGuire W, Abel J F. Yield surface applications in nonlinear steel frame analysis[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and

Engineering, 1982, 33(1): 557-573.

- [187] Duan L, Chen W F. A yield surface equation for doubly symmetrical sections[J]. Engineering Structures, 1990, 12(2): 114-119.
- [188]陈永盛, 吴斌. 基于截面轴力与弯矩屈服面本构积分的梁-柱单元[J]. 工程力学, 2014,31(4):203-209.
- [189]GB 50017-2003,钢结构设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2003.
- [190] AISC 360-10. Specification for Structural Steel Buildings[S]. American Institute of Steel Construction, 2010.
- [191]Chan S L, Chui E E T. A generalised design-based elasto-plastic analysis of steel frames by section assemblage concept. Journal of Engineering Structures. 1997,19(8): 628-636.
- [192]张耀春,周绪红.钢结构设计原理[M].北京:高等教育出版社.2004:221-223.
- [193] 王勖成. 有限单元法[M].北京: 清华大学出版社, 2003:586-591.
- [194]陈惠发, 萨里普 A F 著.弹性与塑性力学[M]. 余天庆, 译. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006: 321-327
- [195] Chopra A K. 结构动力学-理论及其在地震工程中的应用[M]. 谢礼立,译. 北京: 高等教育出版社, 2007: 339-341.
- [196] Combescure D, Pegon P. α-Operator splitting time integration technique for pseudo dynamic testing error propagation analysis[J].Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 1997,16:427-443.
- [197]马克俭. 多层混凝土结构间恢复力模型的系统识别[J]. 合肥工业大学学报: 自然科学版, 1999, 22(4): 69-74.
- [198] 冯夏庭,杨成祥.智能岩石力学(2)——参数与模型的智能辨识[J]. 岩石力 学与工程学报, 1999, 18(3): 350-353.
- [199]李继良,朱建明. 工程材料本构模型辨识及参数反演新方法[J]. 河北理工 学院学报, 2000, 22(4): 1-11.
- [200] 曲杰, 金泉林, 徐秉业. 超塑性本构模型材料参数识别方法研究[J]. 工程 力学, 2004, 21(4): 17-21.
- [201] 刘永强,杨绍普,廖英英,等.基于遗传算法的磁流变阻尼器 Bouc-Wen 模型参数辨识[J]. 振动与冲击, 2011, 30(7): 261-265.
- [202]朱艳峰 任凤鸣. 基于粒子群优化算法的本构模型参数识别[J]. 力学与实 践, 2007, 29(6): 41-43.
- [203] Charalampakis A E, Dimou C K. Identification of Bouc–Wen hysteretic systems using particle swarm optimization[J]. Computers & structures, 2010, 88(21): 1197-1205.
- [204] Caravani P, Watson M L, Thomson W T. Recursive least-squares time domain identification of structural parameters[J]. Journal of applied mechanics, 1977,

44(1): 135-140.

- [205] Astroza R, Ebrahimian H, Conte J P. Material Parameter Identification in Distributed Plasticity FE Models of Frame-Type Structures Using Nonlinear Stochastic Filtering[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2014. Published online on Sep.14, 2014.
- [206] Kleiber M, Antúnez H, Hien T D, et al. Parameter sensitivity in nonlinear mechanics: theory and finite element computations[M]. New York: John Wiley, 1997.
- [207] Conte J P, Barbato M, Spacone E. Finite element response sensitivity analysis using force - based frame models[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2004, 59(13): 1781-1820.
- [208] Scott M H, Franchin P, Fenves G L, et al. Response sensitivity for nonlinear beam-column elements[J]. Journal of structural engineering, 2004, 130(9): 1281-1288.
- [209] Wan E A, Nelson A T. Dual Kalman filtering methods for nonlinear prediction, smoothing, and estimation[J]. Advances in neural information processing systems, 1996, 9.
- [210] Nelson A T. Nonlinear estimation and modeling of noisy time series by dual Kalman filtering methods[M]. Oregon Graduate Institute of Science and Technology, 2000.
- [211] Wan E A, Merwe R V D, Nelson A T. Dual Estimation and the Unscented Transformation[C]. NIPS. 1999: 666-672.
- [212] Wan E A, Merwe R V D. The unscented Kalman filter for nonlinear estimation[C]. Adaptive Systems for Signal Processing, Communications, and Control Symposium 2000. AS-SPCC. The IEEE 2000. IEEE, 2000: 153-158.
- [213] 王涛, 吴斌, 孟丽岩, 等. 约束 UKF 初始参数对 Bouc-Wen 模型参数识 别的影响[J]. 黑龙江科技大学学报, 2014, 24(6): 651-657.
- [214] 王贞. 实时混合试验的控制和时间积分算法[D]. 哈尔滨工业大学博士学 位论文.2012:8-18.
- [215]郑阿奇,曹戈,赵阳. MATLAB 实用教程[M].北京:电子工业出版社,2005
- [216]吴斌, 尹全林, 张涛. 实时子结构试验中加载系统数值模型[J]. 哈尔滨工 业大学学报, 2010, 42(12):1155-1859.
- [217] Mosqueda G. Continuous hybrid simulation with geographically distributed substructures[D]. University of California, Berkeley, 2003.
- [218] Nakashima M, Masaoka N. Real-time on-line test for MDOF systems[J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 1999, 28(4): 393-420.
- [219] Wu B, Wang Q Y, Shing P B,et al. Equivalent force control method for generalized real-time substructure testing with implicit integration[J].

Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2007, 36:1127–1149.

- [220]许国山. 实时子结构试验的等效力控制方法[D].哈尔滨工业大学博士学位 论文.2010:55-56
- [221]周惠蒙, 王涛, 陈永盛,等. 采用 dSPACE 控制的电液伺服试验加载系统[J]. 结构工程师, 2011(27): 1-5.
- [222] Schneider S P, Roeder C W. An inelastic substructure technique for the pseudodynamic test method[J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 1994, 23(7): 761-775.
- [223] Shoraka MB, Charlet AY, Elwood KJ, Haukaas T. Hybrid simulation of the gravity load collapse of reinforced concrete frames[C]. Proceedings of 18th Analysis and Computation Speciality Conference -Structures Congress 2008.
- [224] Saouma V, Kang D, Haussmann G. A computational finite element program for hybrid simulation[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2012;41(3):375-89.
- [225] Mahmoud H, Elnashai A, Spencer B, et al. Hybrid simulation for earthquake response of semirigid partial-strength steel frames[J]. Journal of Structural Engineering. 2013;139(7):1134-48.
- [226] Shao X, Griffith C. An overview of hybrid simulation implementations in NEES projects[J]. Engineering Structures. 2013;56:1439-51.
- [227]中华人民共和国国家标准.建筑结构抗震设计规范(GB50010-2010)[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010
- [228] Schellenberg A, Yang T Y, Mahin S A, et al. Hybrid simulation of structural collapse[C]. Proceeding of 14th World Conference on Earthquake Engineering. 2008, Oct.12-17, Beijing, China.

攻读学位期间发表的学术论文及其他成果

(一)发表的学术论文

期刊论文

- [1] **陈永盛**, 吴斌. 基于截面轴力与弯矩屈服面本构积分的梁-柱单元[J]. 工程 力学, 2014,31(4):203-209. (EI 检索号 20142117744174, 第 2 章)
- [2] **陈永盛**, 吴斌, 王贞等. 基于 simulink 的混合试验系统及其验证[J]. 振动 与冲击,2014,33(7):18-23. (EI 检索号 20142117743372, 第4章)
- [3] **Y.S. Chen**, B. Wu, T.L.Pan. A novel sectional hysteretic model for beam-column element[J]. Engineering Review. (EI,已录用,对应第2章).
- [4] **陈永盛**, 吴斌, 潘天林等. 基于柔度法与截面轴力弯矩屈服面本构的梁柱 单元[J]. 计算力学学报, 2014,31(5): 609-614.(对应第 2、3 章)
- [5] 陈永盛,吴斌,潘天林.考虑轴力弯矩耦合的截面随动强化恢复力模型[J]. 防灾减灾工程学报. 2014,34(3):336-341. (对应第2章)
- [6] Bin Wu, **Yongsheng Chen**, Guoshan Xu, et al.. Hybrid simulation for frame structures with sectional model updating[J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 2015,(Under review).

会议论文

- [7] **Y.S. Chen**, B. Wu, and T.L.Pan. Yield Surface Applied to Dynamic Elastoplastic Analysis with Flexibility Method[C]. Avanced Materials Research Vols:838-842. (EI 收录号 20131516192070, 第 2、3 章)
- [8] B.Wu,Y.S.Chen, G.S. Xu, C. Zeng. Hybrid simulation for frame structures with sectional model updating[C]. The Sixth World Conference on Structural Control and Monitoring, Barcelona, Spain, 2014.

(二)参与的科研项目

- [1] 建筑及桥梁抗倒塌性能的分布式大型子结构试验方法及平台,国家自然科学基金重大研究计划国际(地区)合作交流项目.课题编号:51161120360.
- [2] 重大建筑与桥梁结构地震灾变集成研究,国家自然科学基金重大研究计划 集成项目. 课题编号: 91315301-09.

哈尔滨工业大学学位论文原创性声明和使用权限

学位论文原创性声明

本人郑重声明:此处所提交的学位论文《基于截面屈服面模型更新的框架 结构混合试验方法》,是本人在导师指导下,在哈尔滨工业大学攻读学位期间独 立进行研究工作所取得的成果,且学位论文中除已标注引用文献的部分外不包 含他人完成或已发表的研究成果。对本学位论文的研究工作做出重要贡献的个 人和集体,均已在文中以明确方式注明。

作者签名: 并永遵 日期:2015年6月30日

学位论文使用权限

学位论文是研究生在哈尔滨工业大学攻读学位期间完成的成果,知识产权 归属哈尔滨工业大学。学位论文的使用权限如下:

(1)学校可以采用影印、缩印或其他复制手段保存研究生上交的学位论文, 并向国家图书馆报送学位论文;(2)学校可以将学位论文部分或全部内容编入 有关数据库进行检索和提供相应阅览服务;(3)研究生毕业后发表与此学位论 文研究成果相关的学术论文和其他成果时,应征得导师同意,且第一署名单位 为哈尔滨工业大学。

保密论文在保密期内遵守有关保密规定,解密后适用于此使用权限规定。 本人知悉学位论文的使用权限,并将遵守有关规定。

作者签名: 并永道 日期: 2015 年 6月 30日 第八 日期: 2015年6月30日 导师签名:

- 154 -

致 谢

书山寻路寒窗五载,学海求索春花秋实。在本文付梓之际,回望走过的艰 辛历程,离不开老师的指导,同学的帮助和家人的支持,在此向所有关心和支 持我的人表示衷心的感谢。

首先感谢我的导师 P. B. Shing 和吴斌教授。在攻读博士学位期间,吴老师 为我提供了优越的科研条件和宽松的学习环境。本文的研究工作是在吴老师的 悉心指导下完成的;整篇论文大到方向的把握,小到文字的表述,无不倾注着 老师的心血。难忘老师周末假期与我讨论课题,难忘老师出差途中惦念研究进 展;难忘老师严谨认真的治学态度,难忘老师追根溯源的探索精神。吴老师的 言传身教,将使我受益终身。

感谢土木工程学院结构与抗震试验中心马云飞老师、田玉滨老师、许国山 博士、倪丽老师、周大睿老师等在试验过程中的帮助;感谢学院陈春霈老师, 学工办徐鹏举和孙冬东老师在培养过程中的指导。

感谢教研室所有兄弟姐妹们的帮助:感谢许国山博士和王贞博士在试验系 统开发上的帮助;感谢丁勇博士、王涛师兄和梅竹等在识别算法上的有益讨论; 感谢潘天林等在学习弹塑性理论上的帮助;感谢曾聪、潘天林、鲁军凯、杨格 和宁西占等在开展试验过程中的帮助;感谢张家广、梅洋、李波、李伟、张新 晨、王照然、杨清波,文龙和许海霞等在学习上的交流和生活上的帮助。

感谢我的父母,岳父岳母,您们的理解与期盼是我前进的动力;感谢我的 姐姐和姐夫,你们的支持是我完成学业的有力保障。特别感谢我的妻子段曼丽, 是你多年来的理解和支持,才使我可以无所牵挂地攻读博士学位。最心疼我的 孩子,在你呀呀学语的四年年,缺少父爱的呵护。

感谢国家自然科学基金国际合作项目(编号:51161120360)和国家自然科学基金重大研究计划集成项目(编号:91315301-09)对本文研究工作给予的资助。

陈永盛

2015年6月20日于哈尔工业大学

个人简历

1982年02月01日生于河南省南阳市镇平县

(一) 学习经历

2001年09月——2005年7月,在北京科技大学土木与环境工程学院土木工程专业学习,并获得工学学士学位。

2007年09月——2010年7月,在中国地震局工程力学研究所防灾减灾工程及防护工程专业学习,并获得工学硕士学位。

2010年09月——2015年6月,在哈尔滨工业大学土木工程学院防灾减灾工程及防护工程专业学习,并获得工学博士学位。

(二) 工作经历

2005年07月——2007年8月,在中国建筑第七工程局第四建筑公司工作,任技术员。