

学校代号 10532  
分类号 TU317+.5

学 号 S200100157  
密 级 公开



湖南大学  
HUNAN UNIVERSITY

## 硕士学位论文

# 超高层双塔连体结构施工进度节点设计 与模态柔度识别研究

学位申请人姓名 胡锦涛  
培 养 单 位 土木工程学院  
导师姓名及职称 周云教授  
学 科 专 业 土木工程  
研 究 方 向 结构健康监测  
论文提交日期 2023年5月18日

学校代号：10532

学 号：S200100157

密 级：公开

湖南大学硕士学位论文

# 超高层双塔连体结构施工进度节点设计与模态柔度识别研究

国家自然科学基金（51878264）

湖南省交通厅科技进步与创新项目（201912）

长沙市科技计划（kq1706019）

学位申请人姓名： 胡锦涛

导师姓名及职称： 周云教授

培 养 单 位： 土木工程学院

专 业 名 称： 土木工程

论文提交日期： 2023 年 5 月 18 日

论文答辩日期： 2023 年 5 月 20 日

答辩委员会主席： 易伟建教授

**Design of construction progress nodes and identification of modal flexibility for high-rise twin-tower linked structures**

by

HU Jinnan

B.E. (North China University of Science and Technology)2020

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Civil Engineering

in the

Graduate School

of

Hunan University

Supervisor

Professor ZHOU Yun

May, 2023



# 湖南大学

## 学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的论文是本人在导师的指导下独立进行研究所取得的研究成果。除了文中特别加以标注引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写的成果作品。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律后果由本人承担。

作者签名：

日期： 年 月 日

## 学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权湖南大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于

- 1、保密，在\_\_\_\_年解密后适用本授权书。
- 2、不保密.

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名： 日期： 年 月 日

导师签名： 日期： 年 月 日

## 摘 要

为了满足社会经济的发展和空间使用的需求,相互靠近的高层建筑越来越多地被设计成连接的建筑系统,即由建筑通过链接(如天桥和空中花园)水平连接的系统。超高层双塔连体结构在竣工前要经历多个施工阶段,不同施工阶段的结构行为可能与整个竣工结构的结构行为不同,在不同施工阶段应考虑到这些影响,以减少任何施工偏差引起的结构内力。由于连体结构和幕墙对结构的受力情况具有较大影响,需要进行准确的实时施工阶段分析,包括已施工结构的行为、外部荷载和环境参数,以对结构的施工进度节点进行设计并评估结构的完整性、可用性和可靠性。此外,获取高层建筑结构在各种荷载作用下的动力信号是十分必要的,借此可通过动力信号处理和分析方法获得结构的动力特性,进而获取结构的柔度矩阵,以更加清晰的体现结构的性能。本文的主要研究内容如下:

(1)结合现场施工情况通过模型验算获得幕墙施工进度节点。通过建立主塔(A塔)、副塔(B塔)、双塔整体结构的模型,在风荷载和地震作用下,对结构在强、弱轴两种情况下的受力与变形进行验算,以合理安排幕墙施工方案,达到幕墙与主体结构的穿插施工。验算得到A塔幕墙施工进度节点,满足确保钢连廊吊装(铰接)所需施工作业空间和确保B塔结构施工至最高层条件下,B塔的填充墙与幕墙施工时间节点。

(2)结合现场施工情况通过模型验算获得连体结构(钢连廊)的施工进度节点并分析其对整体结构水平位移的影响。验算A塔、B塔结构施工过程中在填充墙和幕墙正常施工情况下(即与楼层施工进度一致),钢连廊吊装(铰接)的最迟施工时间节点。分析A塔、B塔结构在分别作用X、Y向作用力时,钢连廊连接前后影响A塔、B塔结构水平位移的主导因素。

(3)基于随机振动测试结合有限元模型实现对结构的柔度识别。为了识别高层结构连体前后刚度的变化对比,从而为未来识别钢连廊对结构抗侧向变形的影响,通过随机振动测试提取结构的动力特性,使用复模态指示函数法识别高层结构的基本模态参数,根据随机振动测试结合有限元模型进行结构柔度识别。通过建立实测高层案例的有限元模型,提取得到高层结构的集中质量矩阵,结合识别得到的模态参数,获得高层结构的柔度矩阵,进而获得在静力荷载作用下高层结构的侧向变形。

(4)研究了利用结构健康监测方法实时对进行吊装结构的施工过程进行安全监测的方法。由于双塔高层建筑的施工进度还未达到钢连廊连接的施工节点,目前对钢连廊结构设计了2种施工方法(散装拼接和整体吊装),通过初步选择确定了整体吊装方法,以某大跨度重型钢桁架吊装过程进行实时监测为例,分析吊装

过程中结构的主要受力部位，以及连体结构（钢桁架）连接前后内力重分布对结构的影响。从而对施工过程中结构关键位置的真实应变分布情况进行分析，评估施工过程中主体结构和连体结构的安全性，并通过建立精细化有限元模型进行了模型校验。从而证实了液压吊装技术和结构监测手段对于保障连廊结构安全的重要性。

**关键词：**高层建筑；施工进度节点验算；结构健康监测；随机振动；柔度识别；侧向变形预测

## Abstract

To meet the socio-economic development and space use needs, tall buildings in close proximity to each other are increasingly designed as connected building systems, i.e. systems consisting of buildings connected horizontally by links (e.g. sky bridges and sky gardens). Super tall twin-tower linked structures go through several construction phases before completion, and the structural behavior of different construction phases may differ from that of the entire completed structure, and these effects should be taken into account during the different construction phases to reduce the structural internal forces caused by any construction deviations. Since continuous structures and curtain walls have a large influence on the structural forces, accurate real-time construction phase analysis, including the behavior of the constructed structure, external loads and environmental parameters, is required to design the construction progress nodes of the structure and to assess the structural integrity, availability and reliability. In addition, it is necessary to obtain the dynamic signals of the high-rise building structure under various loads, by which the dynamic characteristics of the structure can be obtained through dynamic signal processing and analysis methods, and then the flexibility matrix of the structure can be obtained to reflect the performance of the structure more clearly. The main research of this paper is as follows:

(1) The curtain wall construction progress nodes were obtained by model verification in combination with the site construction. By establishing the model of the main tower (A tower), secondary tower (B tower) and the whole structure of the twin towers, the force and deformation of the structure under wind load and earthquake in both strong and weak axes are tested to reasonably arrange the curtain wall construction plan and achieve the interleaved construction of the curtain wall and the main structure. The test calculation gets the curtain wall construction schedule node of tower A, which satisfies the construction work space required to ensure the lifting (articulation) of steel connecting corridor and the construction time node of infill wall and curtain wall of tower B under the condition of ensuring the construction of tower B structure to the highest level.

(2) The construction progress nodes of the conjoined structure (steel gallery) were obtained through model calculations in conjunction with the site construction and its



influence on the horizontal displacement of the overall structure was analyzed. The latest construction time nodes for the lifting (articulation) of the steel gallery during the construction of tower A and tower B under the normal construction of the infill wall and curtain wall (i.e., in line with the floor construction schedule) are verified. Analyze the dominant factors affecting the horizontal displacement of A and B towers before and after the connection of the steel gallery when the X- and Y-directional forces are applied to the A and B towers respectively.

(3) Flexibility identification of structures based on random vibration tests combined with finite element models. In order to identify the change of stiffness of the high-rise structure before and after conjoining, so as to identify the influence of the steel connecting corridor on the lateral deformation resistance of the structure for the future, the dynamic characteristics of the structure are extracted by random vibration test, the basic modal parameters of the high-rise structure are identified by using the complex modal indicator function method, and the structural flexibility is identified based on the random vibration test combined with the finite element model. By establishing the finite element model of the measured high-rise case, the concentrated mass matrix of the high-rise structure is extracted, and the flexibility matrix of the high-rise structure is obtained by combining the identified modal parameters, and then the lateral deformation of the high-rise structure under the static load is obtained.

(4) A method of real-time safety monitoring of the construction process of the hoisted structure using structural health monitoring methods was investigated. Since the construction progress of the twin-tower high-rise building has not yet reached the construction node of the steel linkage connection, two construction methods (bulk splicing and integral lifting) are currently designed for the steel linkage structure, and the integral lifting method is determined through preliminary selection. The influence of redistribution on the structure. Thus, the real strain distribution in the key locations of the structure during the construction process is analyzed, the safety of the main structure and the conjoined structure during the construction process is evaluated, and the model is verified by establishing a refined finite element model. Thus, the importance of hydraulic lifting technology and structural monitoring means to guarantee the structural safety of the connecting corridor was confirmed.

**Key Words:** High-rise building; Construction progress node verification; Structural health monitoring; Ambient vibration test; Flexibility identification; Lateral deflection prediction

## 目 录

学位论文原创性声明 .....	I
学位论文版权使用授权书 .....	I
摘要 .....	II
Abstract .....	IV
插图索引 .....	IX
附表索引 .....	XI
<b>第 1 章 绪论</b> .....	<b>1</b>
1.1 研究背景及选题意义 .....	1
1.2 双塔连体高层结构研究现状 .....	2
1.3 结构健康监测系统及其在超高层结构中的应用 .....	4
1.3.1 结构健康监测系统的功能及组成 .....	4
1.3.2 结构健康监测系统的工程应用 .....	5
1.4 高层建筑结构模态参数识别研究 .....	7
1.5 高层结构位移识别研究现状 .....	9
1.6 本文研究内容 .....	12
<b>第 2 章 幕墙施工进度节点设计</b> .....	<b>14</b>
2.1 引言 .....	14
2.2 超高层双塔项目简介 .....	14
2.3 有限元建模与工况概述 .....	16
2.3.1 A 栋幕墙最高施工层数 .....	16
2.3.2 满足吊装作业空间下 B 栋幕墙最高施工层数 .....	18
2.3.3 B 栋施工至最高层条件下幕墙可施工最高层数 .....	19
2.4 控制指标 .....	20
2.4.1 稳定性控制指标 .....	20
2.4.2 剪重比控制指标 .....	21
2.4.3 位移角和位移比控制指标 .....	21
2.4.4 风振舒适度控制指标 .....	21
2.5 A 栋幕墙最高施工层数 .....	22
2.5.1 稳定性控制指标 .....	22
2.5.2 结构剪重比控制指标 .....	23
2.5.3 位移角和位移比控制指标 .....	24
2.5.4 风振舒适度控制指标 .....	26

2.6 满足吊装作业空间下 B 栋幕墙最高施工层数 .....	27
2.6.1 稳定性控制指标 .....	27
2.6.2 剪重比控制指标 .....	28
2.6.3 位移角和位移比控制指标 .....	29
2.6.4 风振舒适度控制指标 .....	31
2.7 B 栋施工至最高层条件下幕墙可施工最高层数 .....	31
2.8 本章小结 .....	32
<b>第 3 章 钢连廊吊装施工进度节点设计 .....</b>	<b>33</b>
3.1 引言 .....	33
3.2 工况概述 .....	33
3.3 稳定性控制指标 .....	34
3.4 剪重比控制指标 .....	35
3.5 位移角和位移比控制指标 .....	37
3.6 风振舒适度控制指标 .....	41
3.7 本章小结 .....	41
<b>第 4 章 超高层建筑结构随机振动测试与信号分析 .....</b>	<b>43</b>
4.1 引言 .....	43
4.2 随机振动信号预处理 .....	43
4.2.1 随机减量法 (RDT) .....	43
4.2.2 自然激励法 (NE <sub>x</sub> T) .....	44
4.3 复模态指示函数法 (CMIF) .....	45
4.4 超高层建筑结构现场测试简介 .....	46
4.5 超高层建筑结构信号分析与模态参数识别 .....	48
4.6 本章小结 .....	52
<b>第 5 章 基于随机振动的超高层建筑结构柔度识别 .....</b>	<b>54</b>
5.1 引言 .....	54
5.2 随机振动下伪频响应函数与冲击振动下频响应函数间的关系 .....	54
5.2.1 理论频响应函数 .....	54
5.2.2 随机振动下伪频响应函数 .....	55
5.2.3 冲击振动下真实频响应函数 .....	55
5.2.4 伪频响应函数与理论频响应函数的幅值关系 .....	57
5.3 随机振动测试结合有限元模型的柔度识别 .....	58
5.3.1 柔度识别理论 .....	58
5.3.2 随机振动测试结合有限元模型的柔度识别流程 .....	60
5.3.3 超高层建筑结构现场实测案例 .....	62

---

---

5.4 本章小结 .....	65
第 6 章 连体结构吊装施工研究 .....	67
6.1 引言 .....	67
6.2 钢连廊施工方案研究 .....	67
6.3 大跨重型钢桁架吊装施工案例研究 .....	70
6.3.1 工程概况 .....	70
6.3.2 监测系统 .....	71
6.3.3 监测结果 .....	74
6.3.4 基于有限元模型的钢桁架吊装模拟 .....	76
6.4 本章小结 .....	79
结论与展望 .....	81
参考文献 .....	83
致谢 .....	94
附录 A (攻读学位期间所发表的学术论文) .....	95

## 插图索引

图 2.1 不等高双塔连体结构示意图 .....	15
图 2.2 在 X 向风荷载和地震作用下结构受力示意图 .....	15
图 2.3 A 栋幕墙最高施工层数验算 .....	17
图 2.4 满足吊装作业空间下 B 栋幕墙最高施工层数验算 .....	18
图 2.5 B 栋施工至最高层条件下幕墙最高施工层数验算 .....	20
图 2.6 A 栋及整体结构地震各工况剪重比 .....	23
图 2.7 最大楼层位移 .....	25
图 2.8 最大层间位移角 .....	25
图 2.9 规定水平力作用下楼层最大位移比 .....	26
图 2.10 规定水平力作用下层间位移比 .....	26
图 2.11 B 栋地震各工况剪重比 .....	29
图 2.12 最大楼层位移 .....	30
图 2.13 最大层间位移角 .....	30
图 2.14 规定水平力作用下楼层最大位移比 .....	30
图 2.15 规定水平力作用下层间位移比 .....	31
图 3.1 钢连廊吊装施工控制点工况设置 .....	33
图 3.2 地震作用下各工况剪重比 .....	37
图 3.3 最大楼层位移 .....	39
图 3.4 最大层间位移角 .....	39
图 3.5 规定水平力作用下楼层最大位移比 .....	40
图 3.6 规定水平力作用下层间位移比 .....	41
图 4.1 A 塔加速度采集系统布置方案（立面图） .....	47
图 4.2 A 塔高层加速度信号采集系统平面布置（以 25 层为例） .....	48
图 4.3 A 塔加速度时程曲线 .....	49
图 4.4 A 塔加速度包络曲线 .....	50
图 4.5 随机振动测试 A 塔 CMIF 奇异值函数图 .....	51
图 4.6 随机振动测试下 A 塔振型图 .....	52
图 5.1 随机振动测试结合有限元模型的柔度识别流程图 .....	61
图 5.2 不等高超高层双塔连体结构 A 塔 .....	62
图 5.3 质量归一化振型（以 X 向 1 阶模态为例） .....	63
图 5.4 高层 X 向柔度矩阵 .....	64
图 5.5 高层 Y 向柔度矩阵 .....	64

图 5.6 预测的高层 X 向侧向变形.....	65
图 5.7 预测的高层 Y 向侧向变形.....	65
图 6.1 分区施工顺序示意图.....	67
图 6.2 空中钢连廊构件分段吊装示意图.....	68
图 6.3 超高层连体结构钢连廊吊装过程.....	69
图 6.4 大跨重型钢桁架吊装施工案例.....	69
图 6.5 大跨度空间钢结构屋盖.....	70
图 6.6 单榀主桁架 B <sub>3</sub> .....	71
图 6.7 实时监测系统构成.....	72
图 6.8 主桁架 B <sub>3</sub> 测点布置情况及吊装施工概念图.....	73
图 6.9 监测所用仪器设备.....	74
图 6.10 实时应变监测结果.....	75
图 6.11 现场施工情况.....	76
图 6.12 材料应力-应变曲线.....	77
图 6.13 有限元模型.....	77
图 6.14 吊装前桁架垂直方向变形.....	78
图 6.15 吊装后结构整体受力分布.....	79
图 6.16 吊装后结构钢材及格构柱内部混凝土受力分布.....	79

## 附表索引

表 1.1 超高层建筑实施结构健康监测 (SHM) 系统 .....	6
表 2.1 A 栋幕墙最高施工层数验算工况设置 .....	16
表 2.2 满足吊装作业空间下 B 栋幕墙最高施工层数验算 .....	19
表 2.3 B 栋施工至最高层条件下幕墙最高施工层数验算 .....	20
表 2.4 $\Delta u/h$ 限值 .....	21
表 2.5 地震作用 .....	22
表 2.6 风荷载作用 .....	22
表 2.7 各工况的最小刚重比 .....	22
表 2.8 各工况的楼层最小剪重比及规范限值 .....	23
表 2.9 各工况下 $\Delta u/h$ 限值[高规(3.7.3)] .....	24
表 2.10 顶点最大加速度 (单位: $m/s^2$ ) .....	26
表 2.11 地震作用 .....	27
表 2.12 风荷载作用 .....	27
表 2.13 各工况的最小刚重比 .....	28
表 2.14 各工况的楼层最小剪重比及规范限值 .....	28
表 2.15 各工况下楼层层间最大位移与层高之比限值[高规(3.7.3)] .....	29
表 2.16 顶点最大加速度 (单位: $m/s^2$ ) .....	31
表 2.16 各工况的最小刚重比 .....	32
表 3.1 钢连廊吊装施工控制点工况设置 .....	34
表 3.2 地震作用 .....	35
表 3.3 风荷载作用 .....	35
表 3.4 地震作用 .....	35
表 3.5 风荷载作用 .....	35
表 3.6 各工况的最小刚重比 .....	35
表 3.7 各工况的楼层最小剪重比及规范限值 .....	36
表 3.8 各工况下楼层层间最大位移与层高之比限值[高规(3.7.3)] .....	37
表 3.9 顶点最大加速度 (单位: $m/s^2$ ) .....	41
表 4.1 A 塔 X、Y 向前三阶模态参数 .....	51
表 6.1 杆件截面尺寸 .....	71
表 6.2 结构施工过程关键测点应变响应 .....	76
表 6.3 吊装完成后实测与有限元模拟应变对比 .....	78





# 第1章 绪 论

## 1.1 研究背景及选题意义

随着社会经济和建筑技术的发展,体系复杂的高层建筑不断涌现。其中,超高层连体结构可以通过连廊将不同的塔楼链接以提供交通连接,有效利用空间资源,达到更好的通风采光效果。经典的建筑结构如吉隆坡的 Petronas Twin Towers、滨海湾金沙酒店、纽约的 American Coopers 和比利时布鲁塞尔的 Proximus Towers。这些连接不仅提供了天桥、空中花园、游泳池等建筑系统的壮观景观,还可以用于其他一些有用的用途,如火灾或其他紧急情况下的冗余逃生路线。由于两个紧密相连的高层建筑之间存在的连体结构会显著影响连接连体结构与主体建筑物之间的结构特性(即由两个建筑物之间的连接引起的结构耦合),因此,超高层连体结构的结构设计通常比单一建筑的抗风、抗震等设计复杂。

建筑物的建造过程是一个时刻变化的体系,许多结构特性会随时间发生变化,例如材料特性、边界条件、荷载和结构刚度等,不仅要考虑结构成形后的受力状态,还要注意施工顺序过程中的受力和变形是否能满足结构设计要求,施工进度节点的差异将导致结构受力系统的转变。近年来发展起来的结构健康监测 (Structural health monitoring, SHM) 技术为全面测量荷载、环境因素和响应提供了一种方法,可以实时提供结构在正常运行或极端事件后的性能,并评估结构的正常使用状态或极限状态。由于施工时间长,材料、几何形状和边界条件对建筑的影响具有累计效应,对高层建筑的施工阶段和服役阶段进行结构健康监测是十分必要的。因此,为了保证结构施工后的可靠性和安全性,有必要对施工过程中时刻变化的高层建筑结构的整个施工过程监测,以减少施工误差引起的结构内力以及突发情况引起的结构变形。

本研究以长沙晟通·梅溪湖二期项目不等高双塔连体结构为载体,通过对该项目施工过程中结构的钢连廊和幕墙进行施工控制点分析,对高空刚性连接钢连廊在施工中所面临的施工进度节点进行优化。本文通过随机振动测试实测超高层双塔连体结构模态参数,得到结构的基本动力特性参数(频率、阻尼和振型等),通过建立高层结构的有限元模型获得结构的集中质量矩阵,进而结合基本模态参数信息获取结构的柔度矩阵,从而预测在任意静力荷载作用下结构的侧向变形,以便于为未来识别钢连廊结构的连接刚度提供理论依据。为给双塔连体结构的吊装施工方案提供技术支撑,对某深坑大跨重型钢桁架进行了吊装监测,验证了整体吊装过程实时监测的作用和可行性。

## 1.2 双塔连体高层结构研究现状

连体结构是指用连接器连接的单塔或多塔。它们主要分为两种结构形式：门式和连廊式连体结构。门式连体结构包含两个对称的塔楼，由几个顶层连接，连接宽度与主体结构相匹配。连体结构按其连接强度又可分为强连接结构和弱连接结构。通常，连体结构的每个单体塔应具有相同或相似的建筑形状、平面布局和刚度，并采用双轴对称的平面形式将它们连接起来。然而，在实际工程中，许多层数和刚度差异较大的超规范高层建筑均采用连体结构<sup>[1]</sup>。连廊一般与主结构核心筒或剪力墙间采用刚性连接缝伸臂桁架进行连接，可协调塔间位移。连接是由塔的刚度保护的。

从结构的角度来看，连接相邻高层建筑的链路连接可以减少结构的最大响应和强烈地震和风激励引起相邻建筑之间撞击的可能性，因为链路连接的耦合效应往往会使建筑物的振动同步<sup>[2, 3]</sup>。Zhu 等<sup>[4]</sup>将每座建筑物建模为单自由度系统，以获得受白噪声地面激励的耦合系统的控制装置的最优参数。Richardson 等<sup>[5]</sup>采用类似的简化模型，导出了耦合系统在地震激励下位移响应的封闭解，并确定了补充阻尼装置的优化设计。Zhu 和 Iemura<sup>[6]</sup>将每个建筑物简化为单个自由度系统，并将连接的阻尼装置模拟为弹簧-阻尼器系统，以研究耦合系统在静止白噪声地面激励下的动态特性。

单个建筑的模态振型一般都比较简单，可以在一定程度上进行估计，而连体结构的模态振型由于与连杆特性有显著的相关性，导致其形状复杂，因此很难进行估计<sup>[7]</sup>。Rayleigh 方法<sup>[8]</sup>指出，如果假设的模态振型与实际模态振型偏差很大，则系统的结构频率将被严重高估。因此，固有的模态振型假设和模态振型修正因子的使用可能会给预测的广义力和结构响应带来不确定性<sup>[9-14]</sup>。Song 等<sup>[15]</sup>开发了一种 3D 分析评估模型，该模型不需要任何模态振型的假设，并且可以考虑所有链接属性（即质量、位置和刚度）的影响。利用该模型全面考察了连杆特性对频率和模态振型等模态特性的影响，揭示连杆引起结构耦合的影响。Lu 等<sup>[16]</sup>采用 1/15 比例结构模型进行了一系列振动台试验，研究了由桁架连接的两个不等高塔楼的高层建筑。在强烈地震时，连接桁架的刚度可以协调两座塔。Zhou 等<sup>[17]</sup>对高程采用大跨度桁架的多塔连接结构进行了类似的研究。在不同烈度下对 1/25 比例模型结构进行了振动台试验，并进行了数值分析。在强震作用下，显著的竖向加速度可有效提高连接桁架的强度和刚度。Lee 等<sup>[18]</sup>对两座由天桥连接的高层建筑进行了研究，找出了合适的连接器配置。通过对耦合和非耦合结构的力学性能进行数值比较，确定了跨桥可以有效地提高阻尼比，从而降低动力响应，附加粘性阻尼器的桥梁可以获得更明显的耦合控制效果。为了评估连接结构的动力耦合和谱响应，Farhad 等<sup>[19]</sup>提出了一种简捷的杆系结构动力耦合和最大地震反应估计方

法。目的是准备一个简单的措施，以区分两个连接的结构在每个单独结构的响应中干扰的情况，并将这种情况纳入谱分析。Lim 和 Bienkiewicz<sup>[20]</sup>引入了一种简化的带有天桥的双联建筑六自由度模型，通过该模型可以推导出天桥水平的结构频率和模态振型。然而，该模型只考虑了一个连杆的情况，并对振型做了一些假设，这些假设并不适用于所有情况。

超高层连体结构具有施工周期长的特点，竖向变形和预变形控制是超高层连体结构设计和施工中首要考虑的问题，因此有必要对其施工过程中的竖向变形进行研究。Ma 等<sup>[21]</sup>对高度 238.6 m 的武汉某新建地标性建筑、层加固高连接高层框架-核心管结构进行了研究，利用 ETABS 软件进行施工模拟分析，研究重力荷载作用下竖向构件的竖向变形和变形差异，同时考虑施工工艺和混凝土收缩蠕变的影响。Yuan 等<sup>[22]</sup>以某非对称三塔连体超高层结构为工程背景，采用调整龄期有效模量法对其等效弹性问题进行了分析，推导了其竖向变形公式。在简化模型的基础上，讨论了连体超高层结构的最佳施工方案，并研究了连体超高层结构的预变形计算方法。

连接与建筑物间产生的结构耦合特征与连体结构中的结构行为有关<sup>[23,24]</sup>，这些特征往往会影响整个连体结构的横向响应。过去的研究表明，与没有连接的两座高层建筑相比，连体结构的横向响应可能会减小<sup>[23,25,26]</sup>。其他研究已经研究了连杆结构特性对连体结构横向响应的影响，以说明连杆结构特性如何影响连体结构的性能<sup>[27~30]</sup>。由于连体结构中的建筑物通常彼此靠近，作用在一个建筑物上的风力分量与作用在另一个建筑物上的风力分量相互作用。因此，有必要对连体结构的最佳施工控制点进行验算。

Gurley 等<sup>[31]</sup>推导出由使用弹簧-阻尼器系统连接的两个建筑物组成的系统的传递函数和响应的封闭形式解，进行了参数化分析使风致响应最小化。Luco 和 De Barros<sup>[32]</sup>随后扩展了该模型，并将其应用于使用粘滞阻尼器在建筑物高度上均匀分布连接的两座建筑物的情况。此外，Miranda<sup>[33]</sup>和 Miranda and Reyes<sup>[34]</sup>将单个多层建筑简化为通过轴向刚性链接连接的弯曲悬臂梁和剪切悬臂梁组合的模型，以获得建筑物在地面运动作用下的最大侧向变形的解析解。

由于高层建筑的结构设计一般受侧向刚度的支配，Kyoung Sun Moon<sup>[35]</sup>研究了具有不同结构连接结构的超框架连体塔的横向性能。虽然强调与建筑设计相关的静态响应，但也研究了基本的动态特性。Zengshun Chen 等<sup>[36]</sup>研究考察了连体结构中两座交错建筑的空气动力学特性，并评估了风致响应以及连接对横向位移的影响。使用获得的风荷载和三维分析模型来评估两座有和没有链接的高层建筑的侧向位移。

结构的建造过程中结构特性会随着时间而变化，例如材料特性、边界条件、载荷和结构刚度，施工方法和施工顺序的不同会导致结构应力体系的变化。大型

复杂工程结构在施工过程中的受力与变形状态是非常复杂的。为了保证结构施工后的可靠性和安全性，有必要对时变结构的整个施工顺序进行分析。Kim 和 Abdelrazaq<sup>[37]</sup>研究了在施工期间使用高性能混凝土时楼板/楼板系统的行为及其对这些系统长期性能的影响。考虑了施工周期中楼板强度和刚度发展的影响，支撑构件刚度和裂缝对长期和短期行为的影响。同时，研究了高层建筑体系的不同支护方式对高层建筑典型楼板施工周期和总体施工进度的影响。Lu 等<sup>[38]</sup>介绍了利用主从约束推导复合构件下部结构单元模型的方法，解决了钢筋与混凝土协同工作的问题。通过上海中心大厦（超高层钢筋混凝土结构）应用说明了该方法的使用，并基于 Visual c++ 和 Object ARX 开发了模拟高层组合结构施工顺序的计算程序。Zhao 和 Wang<sup>[39]</sup>研究了考虑围护效应和耦合效应的超高层建筑竖向缩短行为随时间的变化。首次提出了考虑特大钢围护效应的基于混凝土固结理论的混凝土徐变 B3 模型与纤维模型相结合的特大截面整体应变预测方法。并以超高层建筑工程为例，在施工顺序法的基础上，提出了考虑应力应变耦合效应的垂直缩短预测迭代方法。

### 1.3 结构健康监测系统及其在超高层结构中的应用

#### 1.3.1 结构健康监测系统的功能及组成

自 20 世纪 80 年代初以来<sup>[40]</sup>，土木工程界一直在研究桥梁结构的结构健康监测 (Structural Health Monitoring, SHM)。许多 SHM 的案例研究和操作已经成功地广泛应用于桥梁结构<sup>[41~45]</sup>。然而，对超高层建筑，特别是从建造到使用阶段的类似研究相对较少。根据 SHM 系统的功能总结其优点如下<sup>[46~49]</sup>：（1）验证结构设计、分析和实验室测试中使用的理论假设和参数；（2）在灾难和极端事件发生后，提供结构的真实信息，以便在维护和管理方面做出具有成本效益的决策；（3）提高对结构荷载和响应机理的认识；（4）检查施工活动的安全性，确保施工结构尽可能满足设计要求；（5）获得大量的现场数据，用于结构工程的前沿研究，如新结构类型和智能材料的应用。

一般来说，SHM 通常由四个步骤组成：（1）数据采集、融合和处理；（2）损伤诊断与特征提取；（3）数据解释和情况评估；（4）决策和预测。典型的 SHM 系统应包括安装在结构上的传感系统和数据采集和传输系统。传感系统负责收集原始数据，包括荷载（结构温度、风压和地面运动）、结构响应（沉降、倾斜、位移、应变和加速度）和环境因素（环境温度、湿度、太阳辐射、气压和腐蚀）。超高层建筑高度超过数百米，集中数据采集是不可行的。因此，数据采集和传输系统可以包含分布在结构上的多个独立数据采集单元（或变电站），以收集采集单元周围的传感器数据。

除此之外，部署在超高层结构上的复杂的长期健康监测系统还包括中控室的数据处理和控制系统、结构健康（或性能）评估系统和数据管理系统模块。数据处理和控制系统用于控制数据的采集和传输、数据的处理和存储、数据的显示。数据管理系统包括用于时空数据管理的数据库系统。结构性能评估系统可以包括在线结构状态评估系统和/或离线结构健康和安全评估系统。前者（在线）主要是将测量数据与设计值、分析结果以及预定的阈值和模式进行比较，以提供对结构状况的及时评估。后者（离线）结合了各种基于模型和数据驱动算法，例如载荷识别、模态识别和模型更新、损伤诊断和预测。一些 SHM 系统还具有便携式检查和维护系统，用于检查和维护传感器、数据采集单元和布线网络<sup>[50~52]</sup>。

### 1.3.2 结构健康监测系统的工程应用

数值分析和缩尺室内试验不能反映实际超高层结构的实际荷载、环境和反应的性能。结构健康监测可以从理论分析、数值计算和实验室试验中验证或交叉校核对应的结构。在实际的高层结构监测中，大部分对荷载环境和强风、地震的响应机制进行监测。例如，Brownjohn 和 Pan<sup>[46]</sup>为新加坡一座 280 米高的办公大楼建立了一个长期监测计划，以跟踪结构性能和监测结构在强风和地震时的动态响应。美国加州 160 多座建筑物、日本 100 多座建筑物和台湾 40 多座建筑物都装有强震监测系统，用于地震反应测量和灾后损害评估<sup>[53]</sup>。Li 等<sup>[54]</sup>测量了香港 70 层（370 米高）中国银行大厦在两次强台风作用下的短期加速度响应，并将其与风洞试验结果进行比较，研究了风致结构响应特征。Hua 等<sup>[55]</sup>用 700 多个传感器组成的长期结构 SHM 系统对 610m 高的广州塔在施工和使用阶段进行了实时监测，分析了台风“文森特”期间广州塔台实测的风特性和结构响应。Chen 等<sup>[56]</sup>在上海环球金融中心 492m 高的 15 层楼中开发了一套安装 46 个传感器的智能健康监测系统。利用东海 7.2 级地震的实测数据分析了上海环球金融中心在地震作用下的时程响应特性，并根据系统实测数据进行了频率比、阻尼比、幅谱比和振型识别。

由于高层建筑在竣工前要经历多个施工阶段，不同施工阶段的结构行为可能与整个竣工结构的结构行为不同。由于施工时间长，材料、几何形状和边界条件对建筑的影响是累积的，这也就导致结构在施工阶段的受力状态是与结构服役阶段显著不同<sup>[57]</sup>。因此，需要对高层建筑进行施工阶段的结构健康监测，实现在不同施工阶段考虑结构在不同状态下结构行为，减少任何施工偏差引起的结构内力。

Ni 等<sup>[50]</sup>在广州塔上进行了集成施工中和服役中监测的 SHM，该系统包含了 16 种类型的 800 多个传感器。选择所有这些传感器来捕捉结构的静态和动态特性。根据部分结构在不同施工阶段的有限元分析结果和整个结构完成后的有限元分析结果，在关键位置安装传感器。Zhu 等<sup>[58]</sup>通过融合多种类型的传感器和数据，可以提高特定结构响应测量的准确性。例如，将加速度计和一系列应变计结合起

来, 通过多速率卡尔曼滤波方法实现动态位移的可靠测量。Abdelrazaq 等<sup>[59]</sup>为了解 828 米高的 Burj Khalifa 在施工和服役阶段的结构和基础系统行为, 执行了详细的 SHM, 该系统监测了竖向构件的应变、基础沉降、收缩和蠕变、横向变形。

Su 等<sup>[60]</sup>对 632m 高的上海中心大厦建立了一个由 432 个传感器组成的复杂的 SHM 系统, 以全面了解在施工期间和施工后遭受强风、恶劣温度和地震的建筑物的结构性能。Liu 等<sup>[51]</sup>为了验证天津高银金融 117 大厦结构在施工阶段的性能和行为, 开发了结构健康监测系统。在 SHM 系统中使用了各种传感器来监测对结构安全有重大影响的不同结构参数。收集到的数据可以使用专门开发的软件进行分析, 从而用于施工期间的结构性能评估, 并实现现场监测与数值模型之间的数据交换和结果比较。Li 等<sup>[52]</sup>详细介绍了安装在 600 米高的平安金融中心的先进的集成 SHM 系统, 监测其在施工阶段和服役阶段的结构性能和外部激励。此外, 还对 SHM 系统的初步结果进行了分析和讨论。

表 1.1 列出了一些在施工和服役阶段已经部署了 SHM 系统的超高层结构。在施工和服役阶段都有一个集成的 SHM 系统有很多好处, 混凝土内部埋入式传感器, 如埋入式应变计、温度传感器、腐蚀传感器等, 且传感器的安装与施工进度同步。这使得这些传感器可以跟踪参数从施工开始的完整历史变化, 从而实现结构的全生命周期监测。此外, 可以获得测点处应变的初始读数, 从而可以计算绝对应力而不是相对应力的变化, 这有助于工程师评估结构的安全状况。

表 1.1 超高层建筑实施结构健康监测 (SHM) 系统

项目	基础信息	检测阶段	传感器总数	监测参数
中国银行大厦 (香港) <sup>[54]</sup>	混合结构, 370m, 1990	服役阶段	4	加速度, 位移, 风
地王大厦 (中国) <sup>[61]</sup>	混合结构, 384m, 1996	服役阶段	4	加速度, 位移, 风
中信大厦 (中国) <sup>[62]</sup>	混合结构, 391m, 1996	服役阶段	4	加速度, 位移, 风
金茂大厦 (中国) <sup>[63]</sup>	混合结构, 421m, 1999	服役阶段	3	加速度, 位移, 风
国际金融中心 (香港) <sup>[64]</sup>	混合结构, 420m, 2003	服役阶段	7	加速度, 位移, 风
台北 101 大厦 (台湾) <sup>[65]</sup>	混合结构, 508m, 2004	服役阶段	31	加速度, 风
上海环球金融中 心 (中国) <sup>[66]</sup>	混合结构, 492m, 2008	服役阶段	6	加速度

(续表)

项目	基础信息	检测阶段	传感器总数	监测参数
广州西塔 (中国) <sup>[67]</sup>	混合结构, 432m, 2010	服役阶段	4	加速度, 风
广州塔 (中国) <sup>[50]</sup>	混合结构, 600m, 2010	施工、服役阶段	843	加速度, 腐蚀, 挠 度, 位移, 地震, 倾 斜, 应变, 温度, 风
哈利法塔(阿拉 伯联合酋长国) <sup>[59]</sup>	钢/混凝土结 构, 828m, 2010	施工、服役阶段	624	加速度, 挠度, 位 移, 地震, 倾斜, 应 变, 温度, 风
上海中心大厦 (中国) <sup>[60]</sup>	混合结构, 632m, 2015	施工、服役阶段	432	加速度, 挠度, 位 移, 地震, 倾斜, 应 变, 温度, 风
平安金融中心 (中国) <sup>[52]</sup>	混合结构, 600m, 2017	施工、服役阶段	553	加速度, 腐蚀, 挠 度, 位移, 地震, 倾 斜, 钢筋应力, 土压 力, 应变, 温度, 风
武汉长江航运中 心大厦(中国) <sup>[68]</sup>	混合结构, 330m, 2020	施工、服役阶段	393	加速度, 挠度, 位 移, 应变, 温度, 风
天津高银金融 117 大厦(中国) <sup>[51]</sup>	混合结构, 597m, 2020	施工、服役阶段	580	加速度, 腐蚀, 挠 度, 位移, 地震, 倾 斜, 应变, 温度, 风

## 1.4 高层建筑结构模态参数识别研究

随机振动测试作为获取结构动力特性的常用手段, 它利用地脉动、风振、交通振动等环境激励进行测试, 其不需要在结构上施加人为的附加荷载激励, 不会改变结构的正常工作状态。与传统情况下需要同时获取作用于结构上的激励荷载的参数信息以及结构在相应荷载激励下的响应信号相比, 其具有以下特点<sup>[69, 70]</sup>: (1) 费用低, 操作简易; (2) 节约时间, 效率高; (3) 不中断结构的正常使用; (4) 安全性更好; (5) 更加符合实际情况。

现代摩天大楼随着建筑高度的增加和相对较低的固有频率和阻尼比, 使得结构受地振动、风振和结构外部的各种环境激励的影响变大。结构的物理特性, 如质量、刚度分布和结构边界条件等是影响高层建筑结构动力特性的主要因素。模

态分析发展并应用于高层结构,采用快速傅里叶变换<sup>[71]</sup>、短时傅里叶变换<sup>[72]</sup>、峰值法<sup>[73]</sup>、随机减量法<sup>[74]</sup>、Hilbert–Huang 变换<sup>[75]</sup>和小波变换<sup>[76]</sup>等多种模态识别方法,获得了系统的动态特性,包括振幅相关的阻尼和固有频率。

He 等<sup>[77]</sup>在频域采用峰值法,在时域采用随机减量法,确定了深圳 600 米高的平安金融中心的结构动力特性,如固有频率和阻尼比。采用椭圆滤波<sup>[78]</sup>和 Kaiser 窗 FIR 滤波器<sup>[79]</sup>两种带通滤波方法对加速度响应信号进行处理,分离不同模态的响应,并根据识别结果验证了两种滤波方法的适用性。

Xiong 等<sup>[80]</sup>以 632m 高的上海中心大厦为研究对象,开展了风致振动评价及动力特性估计的现场研究。提出了一种替代现有规范规定的振动评估策略,并阐述了其推导和机制。此外,通过现场观测确定了振幅相关的动态特性。对不同台风模态特性的拟合参数进行了详细的比较,为设计规范中规定的动力参数和动力特性与振动响应之间的潜在机理提取提供了有价值的信息。

Zhou 等<sup>[81]</sup>通过协方差驱动的随机子空间辨识方法研究了台风条件下高层建筑的时变结构动力学特性。验证该方法能够准确识别时变结构动力学特性;对超强台风山竹期间 420 m 高的高层建筑的现场测量,提出并讨论了摩天大楼的时变结构动力学特性。

Cao 等<sup>[82]</sup>对上海一座 632 m 高层建筑在台风钟达里和伦比亚通过期间的风力特性和动态性能进行了研究。从结构健康监测系统获得的现场测量值包括加速度和风速。为了识别动态特性,采用随机子空间法和增强频域分解法对模态参数进行识别。此外,使用加速度峰值和均方根的舒适性评估与不同标准进行了比较。

Weng 等<sup>[83, 84]</sup>提出了子结构方法来计算频率和模态振型,随后扩展到大型结构的有限元模型更新和损伤检测。采用正向子结构法计算了全局结构的频率和模态振型<sup>[83]</sup>。利用逆子结构法还可以从全局结构的测量中估计出单个独立子结构的局部频率和模态振型<sup>[84]</sup>。然后将所提出的子结构技术应用于广州塔,计算时间约为传统全局方法的十分之一<sup>[84, 85]</sup>。

Huang 等<sup>[74]</sup>为了准确识别高层建筑的非线性阻尼比,提出了一种包络随机减量法 (Random decrement technique, RDT) 和一种迭代计算方法,比较了传统的 RDT、按峰值排序的 RDT 和提出的包络 RDT 在评价变幅值非线性阻尼比方面的适用性,并将包络 RDT 应用于上海环球金融中心的阻尼比识别。

He 等<sup>[86]</sup>提出了一种将响应中的模态分量归类到不同能量组进行数据预处理的实现策略,进而对每组信号执行标准方法以进行模态识别,并对实际超高层建筑 Leatop Plaza-303m 进行了数值计算和模态实测。

Zhou 等<sup>[87]</sup>提出了一种新的方法来减弱频率间隔较近的高层建筑的平动模态之间的耦合引起的扰动现象对高层建筑模态识别的不利影响。通过频域和时域分析,观察高层建筑在台风作用下的振动响应,为了消除扰动对结构模态识别的影



响，提出了一种基于法向坐标的耦合平动模态分解方法，该方法可有效分离紧密耦合的平动模态，从而提高高层建筑阻尼估计的精度。

Yun 等<sup>[88]</sup>提出了一种实用的现场测量技术，用于识别在用或在建高层建筑的模态参数。基于数值分析模型的模态分析和两栋高层建筑的结构响应，提出了模态分析过程中三种测量分析条件的下界和上界准则作为增强频域分解方法的最小条件。通过对某 35 层建筑的结构响应进行验证，该方法得到了可靠的模型参数结果，提出增强频域分解方法可用于高层建筑现场响应的实际测量。

Chen 等<sup>[89]</sup>在中国上海世界金融中心的 792 米高的 15 层上安装了一个由 46 个传感器组成的智能 SHM 系统。通过对东海发生的 7.2 级地震的实测数据进行高层建筑动力特性分析，验证了该系统的有效性。随后，重点分析了上海世界金融中心在地震作用下的动力特性，包括时程响应，以及基于系统观测数据的频率和阻尼比、幅谱比和模态振型识别。

Zhang 等<sup>[90]</sup>提出了一种新的分析方法，首先利用复杂盲源分离技术实现复杂耦合信号的有效解耦，然后考虑实际结构气动特性的贝叶斯谱密度法，即新贝叶斯谱密度法，对解耦后信号进行有效的参数辨识。将该方法应用于某 838 m 超高层建筑气动弹性模型试验的模态参数辨识。结果表明，复盲源分离技术可以有效地解耦气动弹性模型中相似摆动模态频率产生的耦合信号。

结构动力特性或模态参数（即固有频率、阻尼比和模态振型）对于确定结构动力响应具有重要意义。一般来说，这些关键参数在抗风和抗震结构设计中都被视为常数或时不变值。文献综述表明，以往对高层建筑模态参数的研究主要是在建筑物的服役期进行的，然而，结构在施工过程中可能会经历时变行为，因此结构动力特性可能出现时变特征，关于施工阶段下高层建筑结构时变动力特性的研究工作仍然有限。

## 1.5 高层结构位移识别研究现状

高层结构在其生命周期中承受风、地震等外部荷载作用下引起的振动。振动会在建筑结构中产生应力、侧向变形、加速度等动力响应，侧向位移过大不仅会造成结构问题，还会对非结构要素造成各种各样的问题，如对装修材料的破坏，而横向加速度过大则会给建筑居住者带来不愉快的感受。基于这些原因，人们对高层建筑<sup>[47]</sup>相对侧向位移和水平加速度的测量和控制方法进行了各种研究。结构加速度响应的记录已经很好地服务于科学和工程界，并在评估设计/分析程序、改进规范规定以及将系统响应与损害<sup>[91, 92]</sup>联系起来方面很有用。其他位移传感方法也为这些需要而发展，包括土地测量技术（经纬仪、水平仪、全站仪等）、接触式的线性可变差动变压器（LVDT）<sup>[93]</sup>、激光位移传感器<sup>[94, 95]</sup>、全球定位系统（GPS）<sup>[96-98]</sup>和照片/视频成像技术在内的非接触式机器视觉测量技术最近都受到了关注。

随着结构高度和体量的大幅增加，高层结构的独特结构体系和周边复杂环境限制了传统位移测量方法的使用，准确的位移测量和估计是结构变形监测和控制的难点<sup>[99, 100]</sup>。

Kijewski-Correa 等<sup>[101]</sup>在芝加哥的高层建筑上建立了一个全球导航卫星（Global navigation satellite system, GNSS）监测系统，并证明了 GNSS 在精确测量高层建筑风诱导动态特性方面的潜力，GNSS 和加速度计数据之间有很好的校正。此外在世界最高的建筑迪拜哈利法塔<sup>[102]</sup>上建立并运行了一种先进的 SHM 原型系统 SmartSync。SmartSync 的位移模块由徕卡 AT504 GG 扼止环 GPS 天线和 GRX1200 GG 接收机组成，以接近实时的速度提供建筑物 10 Hz 的位移。

Wan 等<sup>[103]</sup>基于结构健康监测系统和远程非接触式干涉雷达系统（IBIS-FS），在台风 Kompasu 期间对深圳一座 600 米高的摩天大楼进行了综合现场测量。SHM 系统记录了风场和结构响应，包括通过加速度计记录 10 个建筑物高度的加速度，通过全球定位系统（GPS）记录建筑物顶部的水平位移。同时，IBIS-FS 同时测量了建筑物在多个高度的水平位移。这是 IBIS-FS 干涉雷达系统首次应用于超高层建筑在台风条件下的位移监测。通过将 IBIS-FS 测量的建筑物响应与 SHM 系统测量的建筑物响应进行比较，验证了 IBIS-FS 的有效性。

Li 等<sup>[104]</sup>采用快速傅里叶变换（Fast Fourier transform, FFT）对东京一座 108m 高钢塔在地震和风荷载作用下的响应进行了采集和分析，进而将滤波后的数据通过双微分转化成位移数据进行对比分析。

Zhou 等<sup>[105]</sup>提出了一套基于地面真孔径雷达（Ground-based real aperture radar, GB-RAR）和小波分析的超高层建筑动态特性监测分析技术方法。并以武汉绿地中心为例，对 2017 年在建项目（设计高度 636 m）的动态特性进行监测分析。通过 GB-RAR 和小波分析，准确推导出位移时间序列，精度达到亚毫米级。南北向和东西向建筑物顶部最大水平位移幅值分别为 18.84mm 和 15.94mm。

Zhang 等<sup>[106]</sup>提出了一种将图像处理技术与激光、CCD 摄像机相结合的监测方法。该方法具有成本低、精度高、长期和短期监测设备简单等优点，并设计了一种新型的倾斜角度消除装置，以消除位移监测中倾角的影响。但激光测距会随仪器距离测点的实测距离增加而增大测量误差，因此往往较适合于近距离的位移测量。

除此之外，由于非接触式、远距离测量和多点位移测量等优点在实际工程中的便利性，机器视觉位移测量方法在近几年得到了较快的发展，并衍生出了众多高效的位移识别方法。

Feng 等<sup>[107]</sup>基于上采样互相关联和方向码匹配两种先进的模板匹配技术，研制了一种新型的非接触式视觉传感器。并在试验中通过一台摄像机跟踪结构表面高对比度的人工目标或低对比度的自然目标（如螺栓和螺母），测量三层框架结构

所有楼层的位移。

Dong 等<sup>[108]</sup>提出了一种利用无标记技术的基于计算机视觉的动态位移监测框架。将用于目标定位的物理标记替换为通过鲁棒特征检测算法从视频帧中提取的虚拟标记（特征点）。这些虚拟标记表示结构的纹理或其他独特的表面特征。

Luo 等<sup>[109]</sup>提出新的基于梯度的计算机视觉技术（Edge-enhanced-matching, EEM），以实现低对比度自然目标的鲁棒位移测量。在 OCM 改进的 EEM 中，从图像中提取梯度幅度和方向，并在像素级与图像强度集成以突出边缘特征。为了使 EEM 技术更容易识别边缘特征，还开发了一种排序分割滤波技术。

Huang 等<sup>[110]</sup>提出了一种基于计算机视觉的振动测量方法，称为 *template-corner* 算法，该系统可以同时测量风致位移和加速度响应，进而识别得到结构的动态模型特征，该方法只需要一个 CMOS 相机就可以测量模型顶部平面的整个水平响应。

Choi 等<sup>[111]</sup>开发了一种自动化框架，通过使用无标记视觉位移传感器推导横向刚度来评估建筑物的动态特性。并通过数值模拟和振动台试验结果表明，与基于 FFT 的分析相比，所提出的框架能够监测频率域超过传感器 Nyquist 频率的动态特性。

目前高层建筑的结构健康监测系统可能并未安装位移传感器，因此通过实现结构的加速度、应变、速度等与位移相关的测量数据转换位移数据的方法也应运而生并使得其广泛发展与运用于实际工程。加速度在高频分量中具有较高精度，将加速度数据进行二次积分可以得到结构动态位移<sup>[112]</sup>。

Park 等<sup>[113]</sup>提出了一种低成本的基于加速度的无线位移测量系统。该系统实现了一种 FIR 滤波器类型的位移估计算法，可以消除通常由离散加速度信号的数值积分引起的低频漂移。且为验证所提系统的准确性和可行性，在振动台和三层剪力建筑模型上进行了室内试验，实验验证了所提系统的有效性。

Thong 等<sup>[114]</sup>提出了一种校正加速度计噪声位置误差的实验方法，导出了这种校准方法的理论形式，该方法基于将加速度测量建模为滤波噪声，且模型中还考虑了数值积分的影响。

Latt 等<sup>[115]</sup>对现有的基于傅里叶级数的自适应滤波方法进行了改进，提出了一种线性滤波与改进的加权频率傅里叶线性组合器或改进的限带多重傅里叶线性组合器相结合的方法，以消除加速度或速度积分引起的位移漂移，从而获得准确的位移估计。并使用 ADXL-203 加速度计进行了实时实验，结果表明，该方法的性能优于现有的解析积分方法。

介于结构的动态位移响应可以通过将识别得到的结构多阶模态振型进行叠加获得，已有研究人员通过在结构上布置分布式的应变传感器以此通过监测获得结构的动态应变响应数据，并通过模态分析获得结构的应变模态，进而基于应变模

态和振型的映射关系得到位移振型，最后基于振型叠加原理得到结构动态位移。

Shin 等<sup>[116]</sup>提出了一种利用光纤光栅传感器测得的振动应变和简支梁理论模态振型估算桥梁振动位移的算法。在该算法中，理论模态的数量受限于现场测试所使用的传感器数量，以防止在计算振动位移时出现数学秩的不足。该算法已应用于各种类型的桥梁，验证了算法的有效性。

Tezcan 等<sup>[117]</sup>提出了一种从加速度数据中获取位移时间序列的核回归方法。该方法从二阶中心差分近似开始，在线性核诱导的特征空间中进行岭回归，并将所提方法计算的结构系统位移与实测位移进行了比较。

Kang 等<sup>[118]</sup>研究了利用位移-应变关系和实测应变数据进行结构动态位移估计的方法，该方法利用位移和应变模态振型之间的关系，进而通过应变传感器信号的位移-应变关系对结构位移进行估计，估算的位移与激光位移传感器直接测量的位移吻合较好。在目前的研究中，证实了在没有位移测量的情况下，可以用应变数据估计结构位移。

林贤坤等<sup>[119~121]</sup>借助其有限元模型对试验模态振型质量归一化，利用振型已质量归一化的环境激励振动试验的试验模态参数，可获得桥梁结构的模态柔度矩阵并通过柔度矩阵得到在已知载荷作用下的试验模态挠度，通过与静挠度实测值比较，可对桥梁的状态作出评估。

Kliwer 等<sup>[122]</sup>基于应变传感器使用牛顿-柯特公式（矩形和梯形规则）、多项式样条、应变模态变换和曲线拟合法进行间接位移监测，将实验位移结果与 LVDT 位移传感器的位移结果进行了比较，并将该方法应用于一个在役的高速公路立交桥，其上配备长标距光纤光栅应变感测器，对提出的方法进行了验证。

综上所述，对连体结构施工阶段进行结构健康监测并分析连体结构的施工顺序是十分重要的，同时，仍较少有人通过随机振动测试获得高层结构的位移柔度矩阵，进而评估高层结构的侧向位移。因此，本文首先对连体结构中关键结构的施工控制点进行分析。其次，通过随机振动测试获得高层结构的模态参数，并通过有限元模型获得结构的集中质量矩阵，进而获得结构的柔度矩阵，以此预测高层结构在任意静力荷载作用下的侧向变形。除此之外，本文对某一大跨重型桁架的吊装施工过程进行了监测，为超高层双塔连体结构钢桁架的吊装施工提供技术支撑。

## 1.6 本文研究内容

本文的选题基于晟通·梅溪湖国际总部中心二期项目—超高层双塔连体结构的研究内容。为了保证施工过程的安全性，本文基于该项目对高层结构的幕墙、高空钢连廊的施工进度节点进行了验算；为了识别高层结构连体前后刚度的变化

对比，从而为未来识别钢连廊对结构抗侧向变形的影响，本文对高层结构进行了实测随机振动测试，并通过模态识别方法结合有限元模型获取高层结构的深层次参数，进而评估高层结构在静力荷载下的侧向变形；由于双塔高层建筑的施工进度还未达到钢连廊连接的施工节点，对初步选择确定的整体吊装方法以某大跨重型钢桁架的吊装施工过程为例，证实了液压吊装技术和结构监测手段对于保障连廊结构安全的重要性。本文主要包含以下研究内容：

研究一：针对本研究超高层双塔连体结构受大风天气影响且结构幕墙的安装会增加风荷载对结构作用的事实。为合理安排幕墙施工方案，达到幕墙与主体结构穿插施工的目的，本文在重点考察剪重比、刚重比、楼层位移比、层间位移角、最大加速度这五个指标的前提下，确定 A 塔可施工的最高层数、B 塔在满足现场吊装施工作业空间条件下填充墙和幕墙可设最高层数、B 塔独栋施工至最高层条件下填充墙和幕墙可设最高层数。

研究二：从结构的角度来看，连接相邻高层建筑的连体结构可以减少结构的最大响应以及强烈地震和风激励引起的较大的侧向位移，且在双塔结构吊装钢连廊后结构会发生内力重新组合，因此需对连廊部分的吊装施工进度节点进行优化设计。本文双塔连体结构连廊部分的吊装节点进行了分析，以确定在填充墙和幕墙正常施工情况下（即与楼层施工进度一致），主体 A、B 栋整体结构施工过程中钢连廊吊装（铰接）的最迟施工时间节点。

研究三：针对高层建筑结构在施工阶段建立结构健康监测系统，通过部署随机振动测试获得高层结构在随机激励作用下的加速度响应信号，并以此识别结构的基本模态参数。其次，建立高层结构的有限元模型提取各楼层的集中质量，进而获得结构的集中质量矩阵，最后根据随机振动测试识别得到的基本模态参数获得结构的真实柔度矩阵。通过柔度矩阵和任意侧向静力荷载的乘积获得高层结构的侧向变形，并与理论侧向位移对比。

研究四：由于双塔高层建筑的施工进度还未达到钢连廊连接的施工节点，目前对钢连廊结构设计了 2 种施工方法（散装拼接和整体吊装），对初步选择确定的整体吊装方法，以某大跨度重型钢桁架吊装过程为例进行全过程实时监测，分析吊施工过程中结构的受力情况。并基于大型有限元软件 ABAQUS，通过建立精细化有限元模型，对吊装完成后结构的各关键受力部位进行应力分析，由此揭示大跨重型桁架吊装过程中结构的受力特点和整体安全状态。

## 第2章 幕墙施工进度节点设计

### 2.1 引言

建筑物的建造过程中，许多结构特性会随时间发生变化，例如材料特性、边界条件、荷载和结构刚度等。施工方法和顺序的差异将导致结构受力系统的转变。大型复杂结构工程施工过程中的受力变形状态非常复杂，时变性特征尤为显著。不仅要考虑结构成型后的受力状态，还要注意施工顺序中的受力和变形是否能满足结构设计要求。因此，传统的结构设计分析方法已不能满足大型时变结构的计算要求。现场施工过程中，幕墙的施工会改变结构的空气动力学特性（例如，系统周围的风速和矢量、压力分布和风力系数），进而影响结构所受到的风致响应，除此之外，钢连廊的连接也会进一步影响结构的侧向变形。为了保证结构施工后的可靠性和安全性，有必要对时变结构的整个施工顺序进行分析。本章的目的为在满足现场施工条件的前提下，合理安排幕墙施工方案，以达到幕墙与主体结构的穿插施工。

### 2.2 超高层双塔项目简介

以长沙晟通·梅溪湖二期项目不等高双塔连体结构为载体，该项目为全国首例在 160m 左右高空设置刚性连接钢连廊的工程。项目位于长沙市岳麓区梅溪湖街道梅溪湖路与东方红路交汇处，占地面积 2.7 万  $\text{m}^2$ ，总建筑面积 27.2 万  $\text{m}^2$ ，其中地下室建筑面积 7.2 万  $\text{m}^2$ ，共 3 层，为不等高超高层双塔刚性体结构。该结构是由 A 塔和 B 塔所组成，两塔楼均为框架核心筒结构，并由一空中钢连廊结构将两座不等高塔楼连成一体。

A 塔楼建筑面积 9.6 万  $\text{m}^2$ ，地上 59 层，地下 3 层，建筑高度 279.65m（包括屋面层以上 30m 构架）。塔楼部分单层建筑面积约为 1700  $\text{m}^2$ ，钢结构主要包含外框劲性钢柱、核心筒钢骨柱、钢骨梁、伸臂桁架及塔冠停机坪。A 塔楼主要截面为 H 型钢梁、十字钢骨柱、H 型钢骨柱、箱型柱。材质为 Q345B、Q345GJB、Q345GJC。B 塔楼建筑面积 6.3 万  $\text{m}^2$ ，结构为地上 49 层，地下 3 层，建筑高度 219.65m（包括屋面层以上 20m 构架）。B 塔楼部分单层建筑面积约为 1200 平方米。B 塔楼钢结构主要包含外框劲性钢柱、核心筒钢骨梁及连体层钢框架结构。B 塔楼主要截面为 H 型钢梁、十字钢骨柱、H 型钢骨柱、箱型柱。材质为 Q345B、Q345GJB、Q345GJC。其中空中钢连廊位于 150m 标高处，是由钢结构桁架楼承板组成，如图 2.1。

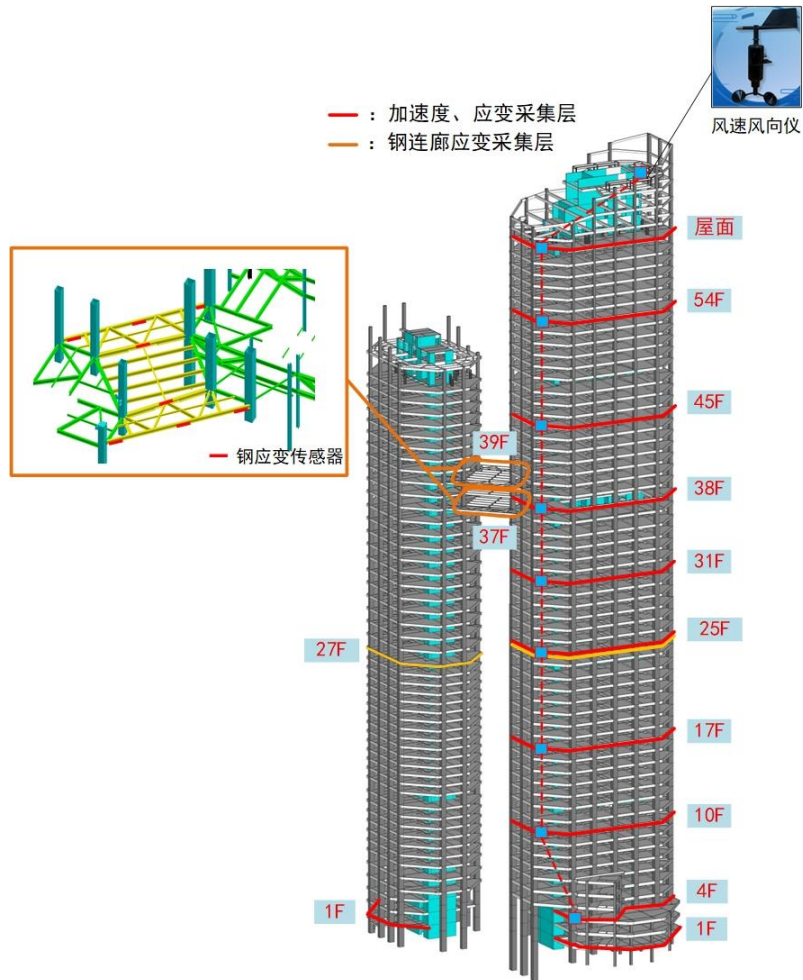


图 2.1 不等高双塔连体结构示意图

通过盈建科建筑设计软件 YJK V4.1.0 版本设计软件在风荷载和地震作用下，对结构在强、弱轴两种情况下的受力与变形进行验算，如图 2.2，其中，X 向为 A 栋弱轴、B 栋强轴方向，Y 向为 A 栋强轴、B 栋弱轴方向。A、B 塔吊装（铰接）钢连廊后，A、B 塔结构各自刚度均变大，结构整体受力面增大导致所受荷载作用也均变大。

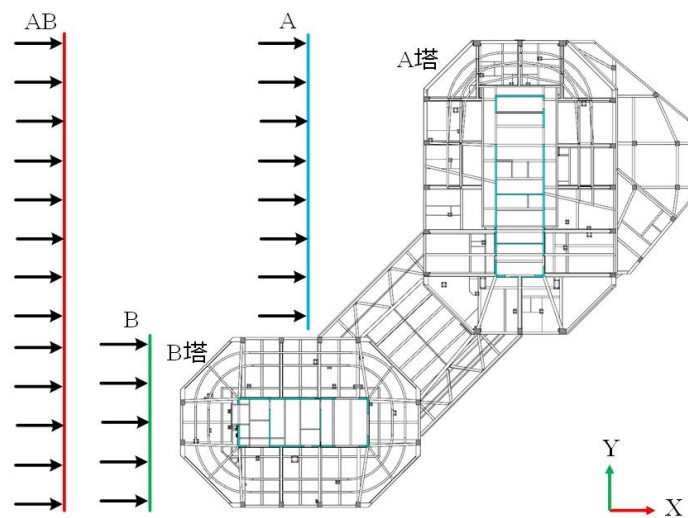


图 2.2 在 X 向风荷载和地震作用下结构受力示意图

本章针对以下三种情况的施工控制点进行了分析：

(1) 根据甲方所提供的图纸结合现场勘察完成建模，通过对比 A 塔单栋结构施工至 244.9m、240.4m 标高模型的验算结果，确定 A 塔单栋幕墙可施工的最高层数。

(2) 为满足现场吊装钢连廊时 B 塔单栋所需的施工作业空间，采取删减 B 塔单栋结构填充墙的方式进行验算。通过逐层删减填充墙发现当填充墙施工 6 层时，可满足对 B 塔单栋主体结构和幕墙均施工 48 层，以两种模型（满布填充墙、幕墙和满布幕墙、填充墙施工 6 层）验算结果对比，说明 B 塔单栋在满足现场吊装施工作业空间条件下（即 B 塔单栋施工至 48 层）填充墙和幕墙施工最高层数。

(3) 通过对比对幕墙与填充墙施工层数从 39F 逐层递减至 0F 设置的 6 种工况，验算 B 塔单栋施工至最高层条件下填充墙和幕墙可施工最高层数。

## 2.3 有限元建模与工况概述

### 2.3.1 A 栋幕墙最高施工层数

为达到钢连廊吊装施工期间不影响施工进度目的，验算 A 塔单栋结构所能施工的最高层数，以合理安排 A 栋结构幕墙的施工设计节点。建模根据甲方所提供的图纸结合现场勘察完成，进而通过盈建科建筑结构设计软件 YJK V4.1.0 版本设计软件对 A、B 栋整体结构施工阶段进行了以下 6 种工况的验算：

(1) 244.9m 标高以下 A 塔单栋（X、Y 向）；

(2) 240.4m 标高以下 A 塔单栋（X、Y 向）；

(3) A 塔 244.9m 标高以下、B 塔 187.4m 标高以下钢连廊吊装（铰接）后整体结构（X、Y 向），见图 2.3、表 2.1。

其中，关于在模型中进行以下参数设置：修正后的基本风压为  $0.37 \text{ kN/m}^2$ ，用于舒适度验算的风压为  $0.25 \text{ kN/m}^2$ ，用于舒适度验算的结构阻尼比为 2.0%，设计地震分组为一组，设防烈度为 6 (0.05g)，场地类别为 II，钢材阻尼比为 4%，混凝土阻尼比为 5%，型钢混凝土阻尼比为 5%，地震影响系数最大值为 0.040，罕遇地震影响系数最大值为 0.280。

表 2.1 A 栋幕墙最高施工层数验算工况设置

工况	施工标高(A/B)	风荷载、地震作用方向	是否吊装铰接钢连廊	是否满布幕墙	是否删减填充墙
244.9-AX	244.9m	X 向	否	是	否
244.9-AY	244.9m	Y 向	否	是	否
240.4-AX	240.4m	X 向	否	是	否



(续表)

工况	施工标高(A/B)	风荷载、地震作用方向	是否吊装铰接钢连廊	是否满布幕墙	是否删减填充墙
240.4-AY	240.4m	Y 向	否	是	否
整体-X	244.9/187.4m	X 向	是	是	否
整体-Y	244.9/187.4m	Y 向	是	是	否

注：244.9-AX 表示 A 塔施工至 244.9m 标高，作用 X 向风荷载/地震作用；整体-X 表示整体结构作用 X 向风荷载/地震作用

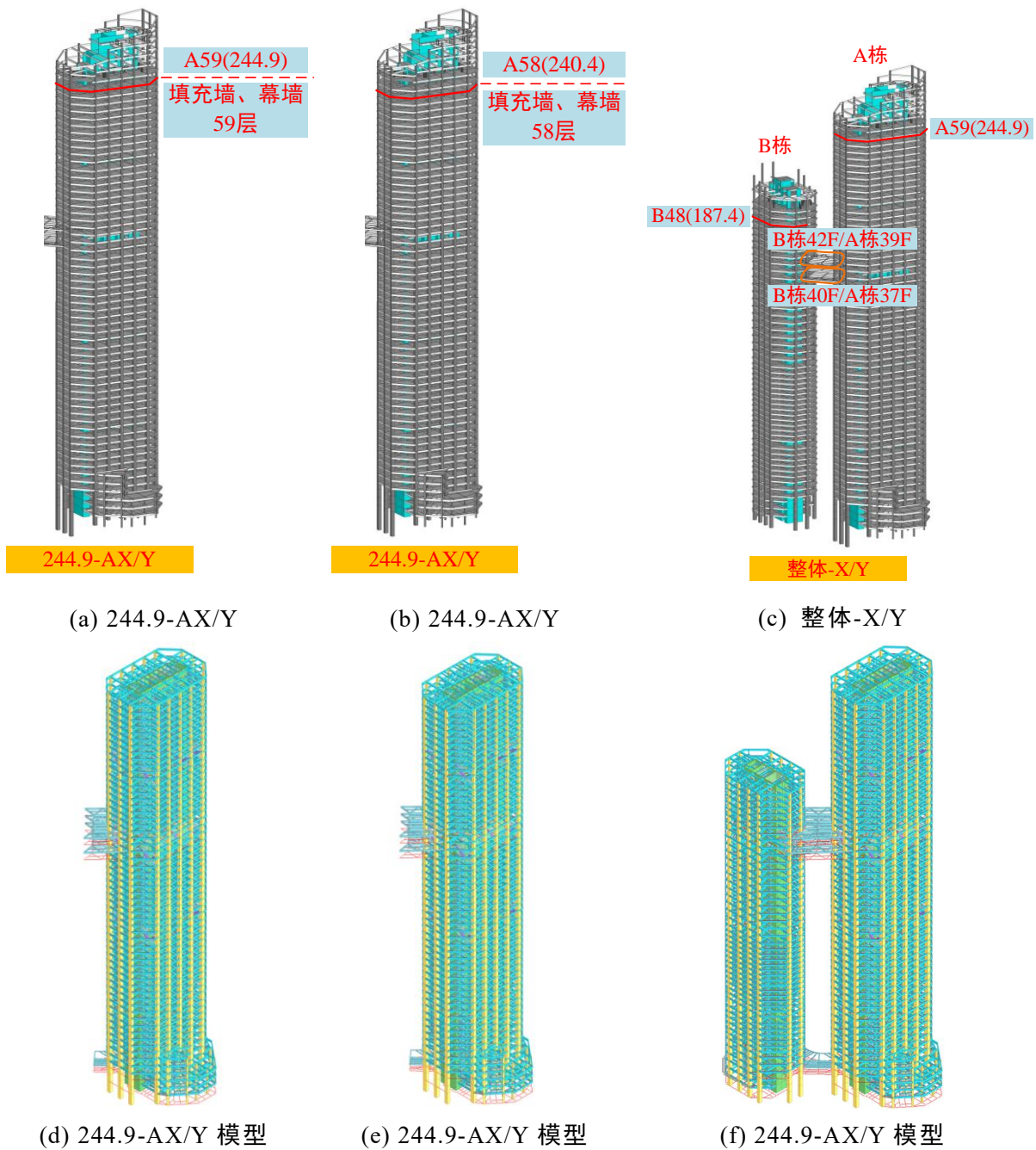


图 2.3 A 栋幕墙最高施工层数验算

### 2.3.2 满足吊装作业空间下 B 栋幕墙最高施工层数

为满足施工现场的钢连廊吊装施工（即 B 塔施工至 48 层），采取删减 B 塔单栋结构填充墙的方式进行验算，以满足现场吊装钢连廊时 B 塔单栋所需的施工作业空间。建模根据甲方所提供的图纸结合现场勘察完成，进而通过盈建科建筑设计软件 YJK V4.1.0 版本设计软件对 A、B 栋整体结构施工阶段进行了以下 6 种工况的验算（参数设置按 2.4 节同等考虑）：

- (1) 187.4m 标高以下 B 塔单栋（满布幕墙、填充墙）（X、Y 向）；
- (2) 187.4m 标高以下 B 塔单栋（满布幕墙、设置 6 层填充墙）（X、Y 向）；
- (3) A 塔 244.9m 标高以下、B 塔 187.4m 标高以下钢连廊吊装（铰接）后整体结构（X、Y 向），见图 2.4、表 2.2。

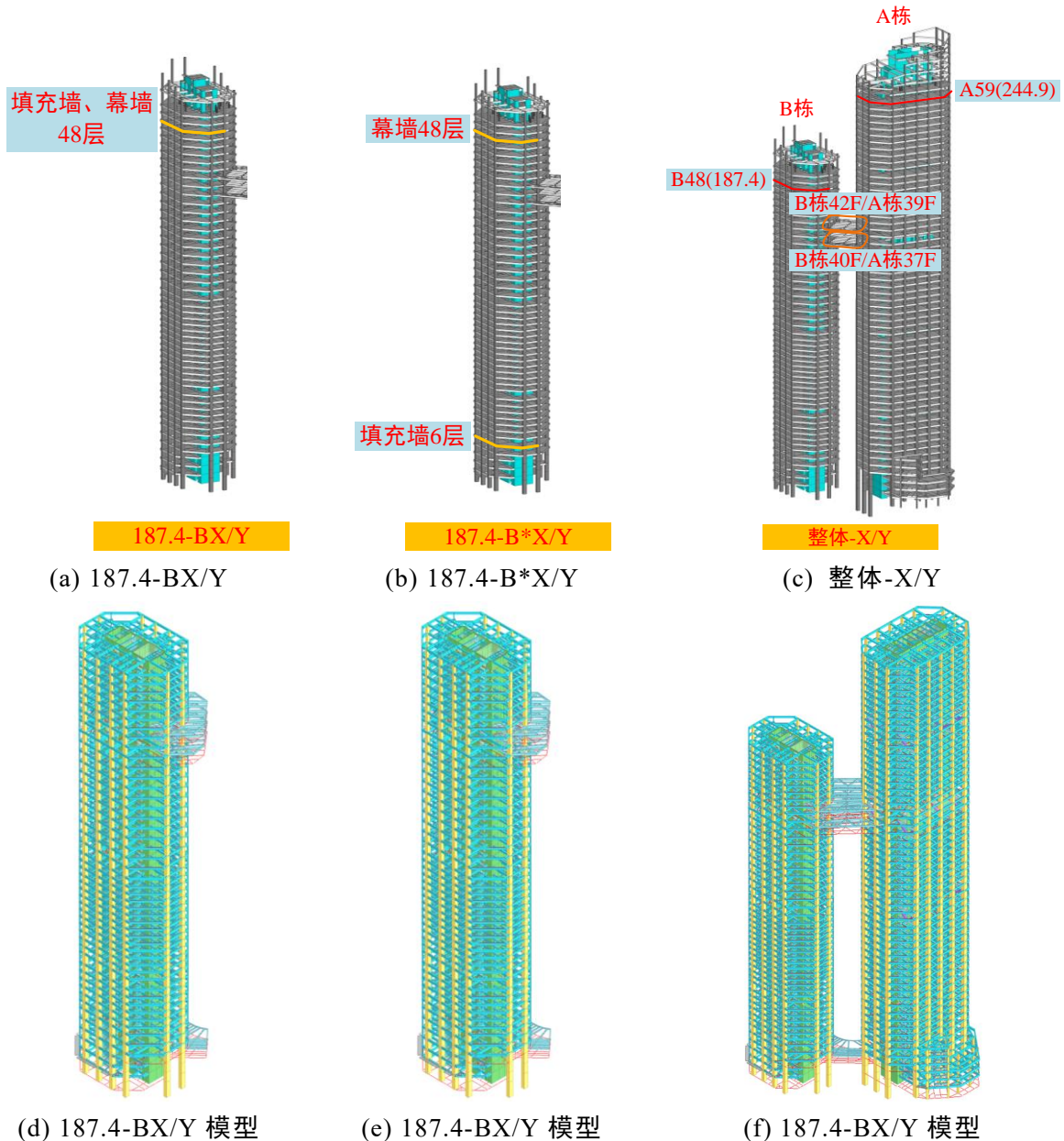


图 2.4 满足吊装作业空间下 B 栋幕墙最高施工层数验算

表 2.2 满足吊装作业空间下 B 栋幕墙最高施工层数验算

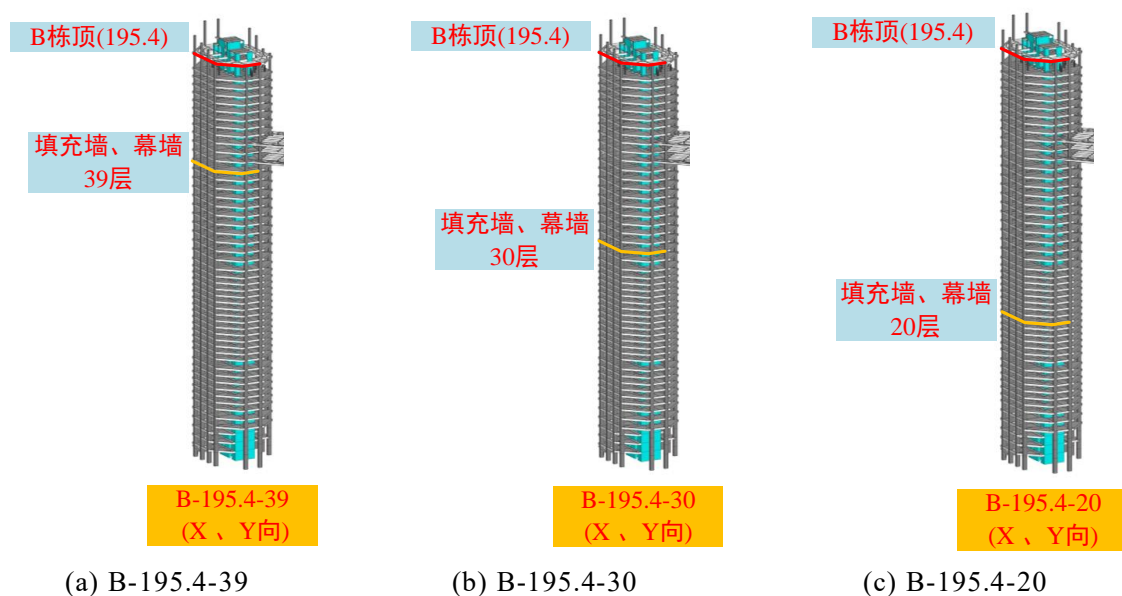
工况	施工标高(A/B)	风荷载、地震作用方向	是否吊装铰接钢连廊	是否满布幕墙	是否删减填充墙
187.4-BX	187.4m	X 向	否	是	否
187.4-BY	187.4m	Y 向	否	是	否
187.4-B*X	187.4m	X 向	否	是	是
187.4- B*Y	187.4m	Y 向	否	是	是
整体-X	244.9/187.4m	X 向	是	是	否
整体-Y	244.9/187.4m	Y 向	是	是	否

注：\*表示删减填充墙

### 2.3.3 B 栋施工至最高层条件下幕墙可施工最高层数

为达到钢连廊吊装施工期间不影响施工进度的目的，验算 B 塔单栋结构施工至最高层（195.4m）时，幕墙最高安装层数（未吊装钢连廊）。

建模根据甲方所提供的图纸结合现场勘察完成，进而通过盈建科建筑设计软件 YJK V4.1.0 版本设计软件，对 B 栋整体结构施工阶段采取幕墙与填充墙施工层数从 39F 逐层递减至 0F 的方式设置 12 种工况进行验算（参数设置按 2.4 节同等考虑），其中幕墙、填充墙通过荷载的作用层数考虑，见图 2.5、表 2.3，以下 12 种工况的有限元模型与图 2.4d 类似，在此不再陈列。



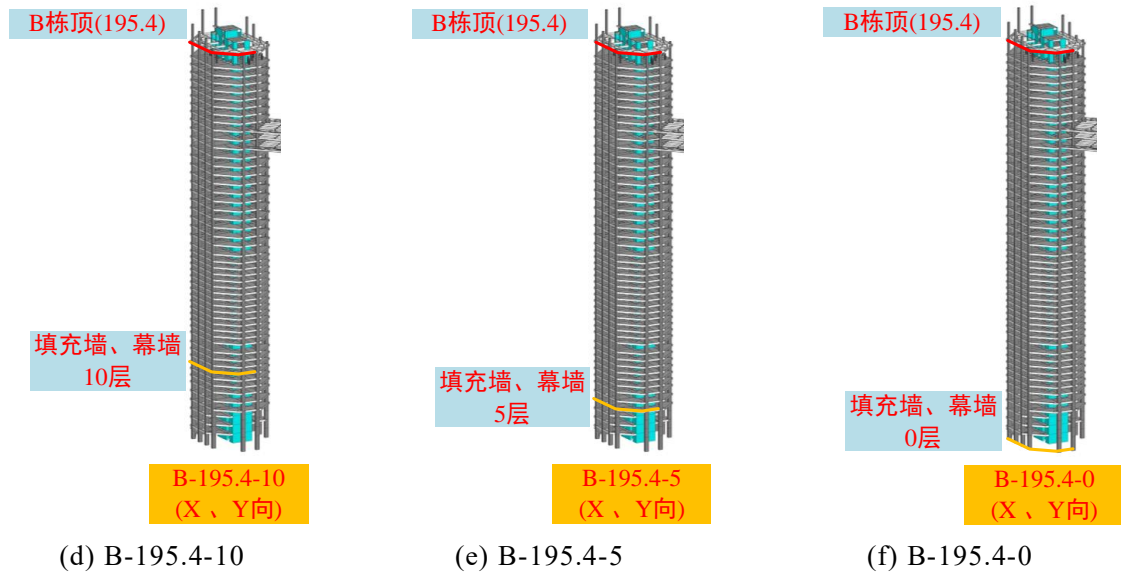


图 2.5 B 栋施工至最高层条件下幕墙最高施工层数验算

表 2.3 B 栋施工至最高层条件下幕墙最高施工层数验算

工况	填充墙与幕墙施工层数	风荷载计算方式
B-195.4-39	39	一般计算方式
B-195.4-30	30	一般计算方式
B-195.4-20	20	一般计算方式
B-195.4-10	10	一般计算方式
B-195.4-5	5	一般计算方式
B-195.4-0	0	一般计算方式

## 2.4 控制指标

### 2.4.1 稳定性控制指标

为使得在水平风荷载或地震作用下，防止结构的失稳倒塌，需要避免结构的重力荷载产生较大的二阶效应，因此对结构的刚重比进行验算。

《高规》5.4.1 条规定当高层框架剪力墙结构满足下式规定时，重力二阶效应产生的不利影响在弹性计算时可不再考虑。

$$\frac{EJ_d}{H^2 \sum_{i=1}^n G_i} \geq 2.7 \quad (2.1)$$

《高规》5.4.4 条规定对于框架剪力墙结构的稳定性必须满足以下规定：

$$\frac{EJ_d}{H^2 \sum_{i=1}^n G_i} \geq 1.4 \quad (2.2)$$

其中， $H$  为房屋高度； $q$  为分布荷载呈现倒三角形的分布时的最大值； $\mu$  为结构顶点质心的弹性水平位移； $EJ_d$  为高层结构在主轴方向上的弹性等效荷载的侧

向刚度； $G_i$ 为第  $i$  层重力荷载设计值。

### 2.4.2 剪重比控制指标

为限制各楼层的最小水平地震剪力，确保周期较长的结构的安全性，对结构的剪重比指标进行验算。

根据《抗震规范》5.2.5 条要求，得到各工况的楼层最小剪重比及规范限值。因盈建科计算较为保守，通过设计经验可知最小剪重比只需不低于限值的 85%，即可满足结构安全性。将 X、Y 向地震力 CQC 组合后，可得到各工况下 A、B 栋结构在 X、Y 向地震下的剪重比。

### 2.4.3 位移角和位移比控制指标

为控制结构平面规则性，限值结构的扭转，控制结构的侧向刚度，对结构的楼层位移比、层间位移角进行验算：

根据《高规》3.7.3 条的规定，高层建筑各个楼层之间的层间水平位移的最大值和层高的比值  $\Delta u/h$  应符合以下的规定：

1、对于结构不大于 150m 高度的高层建筑， $\Delta u/h$  不宜高于以下限值，如下表 2.4。

表 2.4  $\Delta u/h$  限值

结构体系	$\Delta u/h$ 限值
框架	1/550
框架-剪力墙、框架-核心筒、板柱-剪力墙	1/800
筒中筒、剪力墙	1/1000
除框架结构外的转换层	1/1000

2、高度不小于 250m 的高层建筑，其  $\Delta u/h$  不宜高于 1/500。

3、高度为 150m~250m 的高层建筑，可按以上 2 条规定做线性插值取值。

根据《抗规》3.4.3-1 条和《高规》3.4.5 条可得判断结构扭转不规则的位移比为 1.20，位移比的限值为 1.50。采用强制刚性楼板假定模型计算结果，单位：mm。

### 2.4.4 风振舒适度控制指标

为满足风振舒适度的要求，对 A、B 栋结构的最大加速度进行验算。对于房屋高度不小于 150m 的高层建筑，在 10 年一遇的风荷载标准值作用下，《高规》3.7.6 条和《高钢规》3.5.5 条分别规定，在顺风向和横风向结构顶点的振动最大加速度对于住宅、公寓不应超过  $0.15 \text{ m/s}^2$ 、 $0.20 \text{ m/s}^2$ ，对于办公、旅馆不应超过  $0.25 \text{ m/s}^2$ 、 $0.28 \text{ m/s}^2$ 。

在施工进度节点计算中，重点考察 A、B 栋双塔结构剪重比、刚重比、楼层位移比、层间位移角、最大加速度的验算。

## 2.5 A 栋幕墙最高施工层数

### 2.5.1 稳定性控制指标

为使得在水平风荷载或地震作用下，防止结构的失稳倒塌，需要避免结构的重力荷载产生较大的二阶效应。因此对结构的刚重比进行验算，最小刚重比应大于 1.4，以避免造成结构的失稳倒塌。

经验算 A 栋结构在地震和风荷载作用下，除工况 244.9-AX 外结构的刚重比均大于 1.4，即可通过《高规》5.4.4 条的整体稳定验算，但所有工况下结构的最小刚重比均小于 2.7，不满足《高规》5.4.1 条规范，如下表 2.5-2.6。进而，得到各工况最小刚重比，如下表 2.7，除工况 244.9-AX 外结构的整体稳定性均满足要求，结构施工满足可行性与安全性。

通过对比工况 244.9-AX、240.4-AX 和 244.9-AY、240.4-AY 可知，在规范要求的限值下，A 塔单栋施工不应超过 240.4m 标高。若施工至 244.9m 标高，则结构在 X 向风荷载作用下 A 栋 1F 的刚重比将达到 1.37 (<1.4)，即无法满足规范《高规》5.4.4 条对结构整体稳定性的要求。而在吊装钢连廊（铰接）后，A 栋结构在施工至 244.9m 时可满足结构的整体稳定性要求。因此，在吊装钢连廊（铰接）前，A 塔单栋施工不应超过 240.4m 标高。

表 2.5 地震作用

层号	工况	X 向刚重比	Y 向刚重比
A 栋 1F	244.9-AX、AY	1.457	3.300
A 栋 1F	240.4-AX、AY	1.536	3.500
A 栋 1F	整体-X、Y	1.735	2.908

表 2.6 风荷载作用

层号	工况	X 向刚重比	Y 向刚重比
A 栋 1F	244.9-AX、AY	1.373	3.485
A 栋 1F	240.4-AX、AY	1.440	3.665
A 栋 1F	整体-X、Y	1.771	2.676

表 2.7 各工况的最小刚重比

工况	X 向 (Min)	Y 向 (Min)	《高规》5.4.4 限值	《高规》5.4.1 限值
244.9-AX、AY	1.37	3.30		
240.4-AX、AY	1.44	3.50	1.4	2.7
整体-X、Y	1.74	2.49		

注：标红表示不满足规范要求。

### 2.5.2 结构剪重比控制指标

根据《抗震规范》5.2.5 条要求，得到各工况的楼层最小剪重比及规范限值如下表 2.8。对于各工况剪重比的验算需满足大于表 2.8 中所给出的规范限值的 85%，以控制高层结构在每层所承受的最小水平地震剪力，确保尤其是对于具有较长的周期的高层结构的安全性。

表 2.8 各工况的楼层最小剪重比及规范限值

工况	施工标高	风荷载、地震作用方向	是否吊装铰接钢连廊	是否满布幕墙	是否删减填充墙	楼层最小剪重比	规范限值
244.9-AX	244.9m	X 向	否	是	否	0.55%	0.60%
244.9-AY	244.9m	Y 向	否	是	否	0.68%	0.64%
240.4-AX	240.4m	X 向	否	是	否	0.56%	0.60%
240.4-AY	240.4m	Y 向	否	是	否	0.69%	0.66%
整体-X	244.9 / 187.4m	X 向	是	是	否	0.55%	0.60%
整体-Y	244.9 / 187.4m	Y 向	是	是	否	0.62%	0.60%

对比工况 244.9-AX、240.4-AX、整体-X 和工况 244.9-AY、240.4-AY、整体-Y，如下图 2.6。其中，工况 244.9-AX、240.4-AX 和整体-X 的最小剪重比虽低于规范限值，但高于限值的 85%，因此以上工况结构均满足安全性。

随楼层增加结构在地震作用下产生的剪力越大，因此剪重比随楼层逐渐增大，剪重比主要控制结构的下部楼层，且底部楼层剪重比均接近限值。按工况 240.4-AX、244.9-AX、整体-X 和整体-Y、240.4-AY、244.9-AY 顺序，结构最小剪重比越来越接近限值，即结构施工高度增高和吊装钢连廊均使得结构经济技术指标变好。以上工况地震剪重比均符合要求，结构刚度均满足水平地震剪力作用。

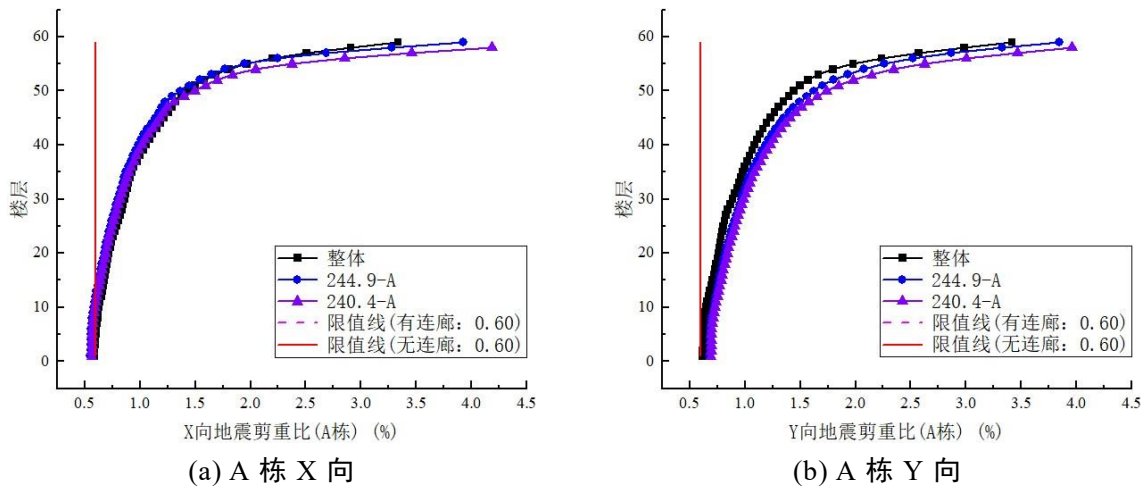


图 2.6 A 栋及整体结构地震各工况剪重比

### 2.5.3 位移角和位移比控制指标

为控制结构平面规则性，限值结构的扭转，控制结构的侧向刚度，对结构的楼层位移比、层间位移角进行验算。经验算根据《高规》3.7.3 条的规定得到各工况下的 $\Delta u/h$  限值，如下表 2.9。对于各工况位移角的验算需满足大于表 2.9 中所给出的规范限值，位移比应小于 1.2，以控制结构平面规则性，限值结构的扭转，控制结构的侧向刚度。

表 2.9 各工况下 $\Delta u/h$  限值[高规(3.7.3)]

工况	$\Delta u/h$ 限值	$\Delta u/h$ 限值（线性插值）
244.9-AX、AY	1/800	1/501
240.4-AX、AY	1/800	1/510
整体-X、Y	1/800	A:1/501; B:1/641

对工况 244.9-AX、244.9-AY、240.4-AX、240.4-AY、整体-X、整体-Y 进行地震、风荷载作用下结构最大楼层位移、最大层间位移角、楼层最大位移比、层间位移比下的分析，如图 2.7-2.10。工况 244.9-AX、244.9-AY、240.4-AX、240.4-AY、整体-X、整体-Y 均满足规范的要求。

最大楼层位移方面，对比工况 244.9-AX、240.4-AX、整体-X 和 244.9-AY、240.4-AY、整体-Y 可知，A 栋结构在 X、Y 向地震和风荷载作用下，各层的最大楼层位移均随楼层的增高而增大。A 栋弱轴（X 向）在未吊装钢连廊前，层位移随结构施工高度的增高有些许增加，在吊装钢连廊后，各层在地震作用下的层位移略有减小，而各层在风荷载作用下的层位移有显著减小，这是因为 A 栋 X 向的受力被 B 栋强轴（X 向）分担进而减小了 A 栋 X 向的层位移；A 栋强轴（Y 向）在未吊装钢连廊前，层位移随结构施工高度的增高有些许增加，但在吊装钢连廊后各层的层位移会显著增加，这主要是因为钢连廊吊装后 A、B 栋结构整体受力，B 栋弱轴（Y 向）的受力被 A 栋 Y 向分担进而增大了 A 栋 Y 向的层位移。可发现 B 栋弱轴（Y 向）对 A 栋强轴（Y 向）最大楼层位移方面的影响大于 B 栋强轴（X 向）对 A 栋弱轴（X 向）的影响，原因为 B 栋结构的整体刚度明显低于 A 栋。

综上所述，A 栋施工高度增高后，结构的最大层位移会越大，即结构安全性逐渐降低，而钢连廊的吊装将使得 B 栋强轴方向的作用加强 A 栋弱轴方向的刚度，降低 A 栋弱轴方向的最大层间位移，即增强了结构的整体受力性能，即钢连廊的吊装对结构的安全性和刚度有显著增强。

最大层间位移角方面，A 塔单栋结构在 X、Y 向地震和风荷载作用下，高层结构每层的最大层间位移角均随结构高度的增高先增大后减小。A 塔单栋结构随施工高度增加，最大层间位移角与最大楼层位移的变化规律相似，在此不再赘述。

楼层最大位移比、层间位移比方面，A 栋在规定水平力作用下，对比工况



244.9-AX、240.4-AX 和 244.9-AY、240.4-AY 可知，在未吊装钢连廊前，因工况 244.9-AY、AY 和 240.4-AX、AY 的施工高度相差不大，结构侧向刚度基本保持一致，随施工高度增大，A 栋 X、Y 向的楼层最大位移比、层间位移比基本不变。

对比工况 244.9-AX、整体-X 和 244.9-AY、整体-Y 可知，在钢连廊吊装后，结构整体较 A、B 单栋更加不规则，楼层位移比增大，结构的扭转趋势更加明显，层间位移比在连体层以下区域增大，但仍在《高规》3.4.5 条规定的限值之内，说明结构整体平面规则性较好，能够保证填充墙、幕墙等非结构构件不会因结构位移而发生破坏；在钢连廊吊装后，结构整体刚度增大，楼层最大位移比、层间位移比显著变大，综合最大楼层位移和最大层间位移角方面的分析可知，钢连廊吊装后 A 栋结构的最大层位移、最大层间位移角均降低，因此可判断钢连廊吊装后 A 栋结构的层平均位移、平均层间位移有显著降低，即钢连廊的吊装对结构整体的安全性和刚度有显著增强。

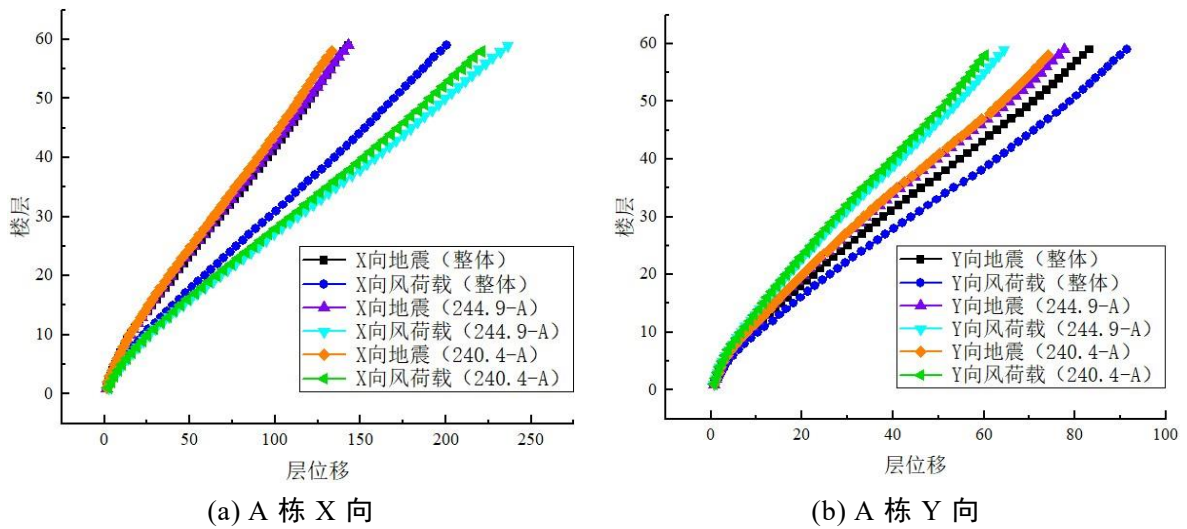


图 2.7 最大楼层位移

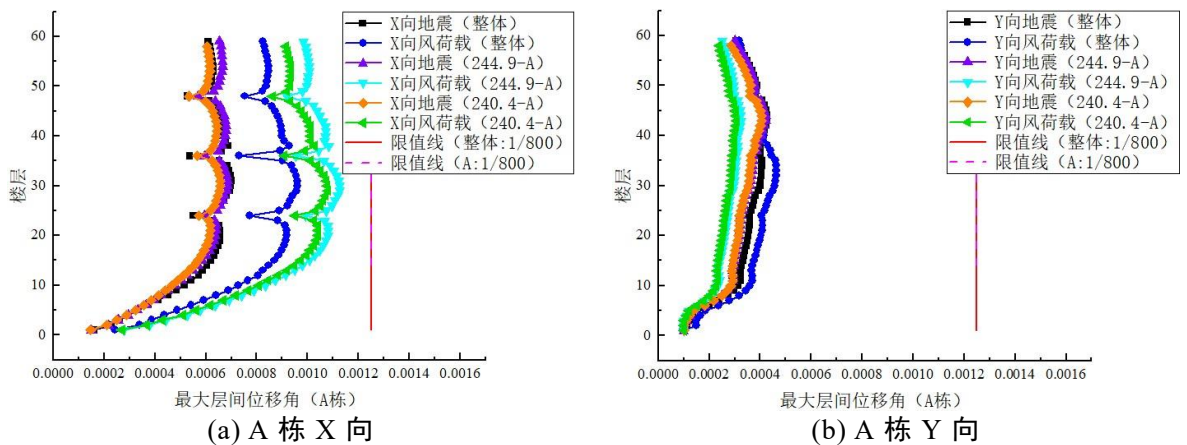


图 2.8 最大层间位移角

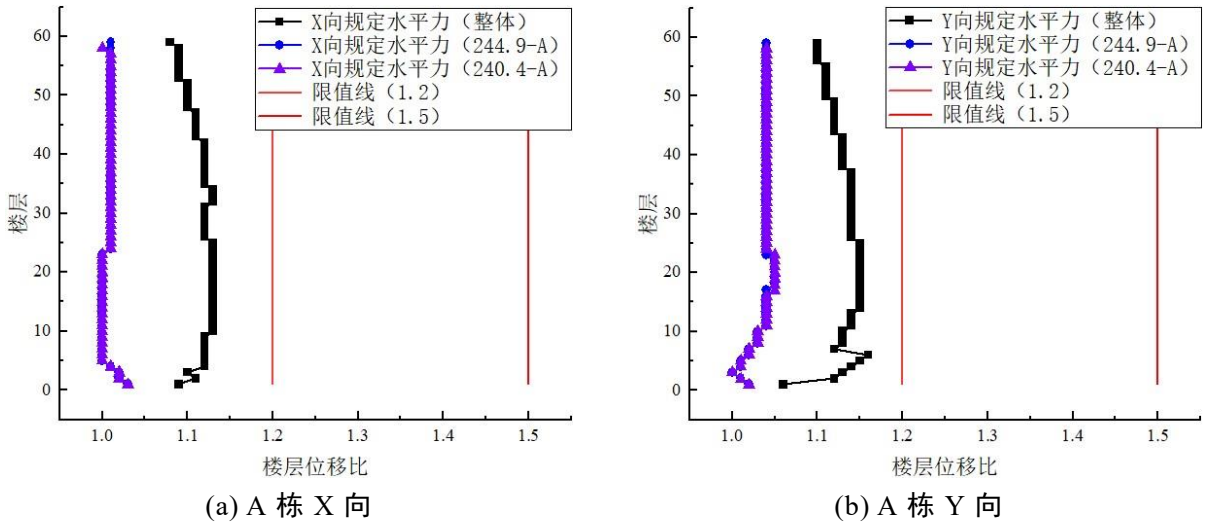


图 2.9 规定水平力作用下楼层最大位移比

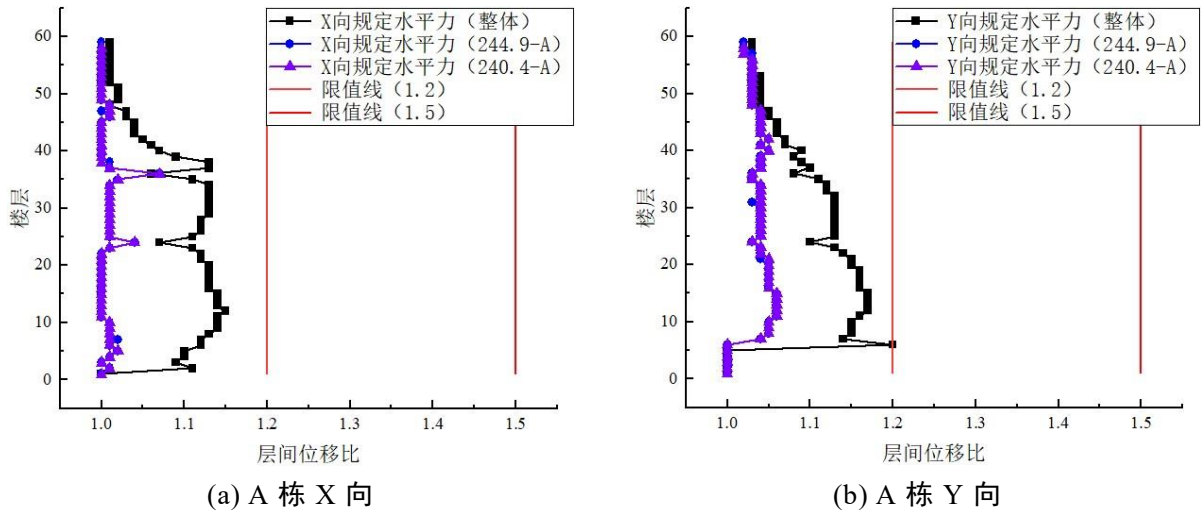


图 2.10 规定水平力作用下层间位移比

### 2.5.4 风振舒适度控制指标

结构顶点的振动最大加速度不应超过  $0.15 \text{ m/s}^2$ ，以满足规范对风振舒适度的要求。对比工况 244.9-AX、整体-X 和 244.9-AY、整体-Y 可知，钢连廊吊装铰接后，A、B 栋结构在 X、Y 顺、横风向下的顶点最大加速度会有所降低，即钢连廊的吊装可以提高结构的舒适度、安全性。以下各工况均满足规范对风振舒适度的要求。

表 2.10 顶点最大加速度（单位： $\text{m/s}^2$ ）

方向	244.9-AX、AY	240.4-AX、AY	整体-X、Y
X 顺风向	0.036	0.036	0.036
X 横风向	0.048	0.048	0.048
Y 顺风向	0.024	0.024	0.024
Y 横风向	0.070	0.069	0.070

## 2.6 满足吊装作业空间下 B 栋幕墙最高施工层数

### 2.6.1 稳定性控制指标

对结构的刚重比进行验算，最小刚重比应大于 1.4，以避免造成结构的失稳倒塌。经验算 B 栋结构在地震和风荷载作用下，除工况 187.4-BY 外结构刚重比均大于 1.4，即可通过《高规》5.4.4 条的整体稳定验算，但所有工况下结构的最小刚重比均小于 2.7，不满足《高规》5.4.1 条规范，需要考虑重力二阶效应，如下表 2.11-2.12。进而，得到各工况最小刚重比，如下表 2.13，除工况 187.4-BY 外结构整体稳定性均满足要求，结构施工满足可行性与安全性。

通过对比工况 187.4-BX、187.4-B\*X、整体-X 和 187.4-BY、187.4-B\*Y、整体-Y 可知，若满足钢连廊吊装（铰接）时现场具备充足施工作业空间，即 B 栋施工至 187.4m，需满足 B 栋填充墙施工不应超过 6 层。若 B 栋施工至 187.4m，且填充墙施工至 187.4m，则在 Y 向风荷载作用下 B 栋 1F 的刚重比将为 1.29 (<1.4)，无法满足规范《高规》5.4.4 条对结构整体稳定性的要求。而在吊装钢连廊（铰接）后，B 栋结构施工至 187.4m，同时填充墙施工至 187.4m，结构的整体稳定性满足要求。因此，为在满足结构安全性的前提下，保证钢连廊吊装（铰接）时 B 塔单栋具备现场施工作业空间，钢连廊吊装（铰接）前 B 塔填充墙只可施工至 6 层，幕墙施工可没限制。

并发现若不删减填充墙层数，在施工至 187.4m 标高时，B 栋 Y 向 1 层的刚重比仅为 1.29 (<1.4，不满足《高规》5.4.4 限值要求)，而删减填充墙层数至 6 层后 B 栋 Y 向 1 层的刚重比达到了 1.5，说明了填充墙对结构的刚重比有较大影响。

表 2.11 地震作用

层号	工况	X 向刚重比	Y 向刚重比
B 栋 1F	187.4-BX、BY	3.445	1.469
B 栋 1F	187.4-B*X、B*Y	4.161	1.794
B 栋 1F	整体-X、Y	2.830	2.494

表 2.12 风荷载作用

层号	工况	X 向刚重比	Y 向刚重比
B 栋 1F	187.4-BX、BY	3.522	1.287
B 栋 1F	187.4-B*X、B*Y	4.073	1.501
B 栋 1F	整体-X、Y	1.907	2.956

表 2.13 各工况的最小刚重比

工况	X 向 (Min)	Y 向 (Min)	《高规》5.4.4 限值	《高规》5.4.1 限值
187.4-BX、BY	3.45	1.29		
187.4-B*X、B*Y	4.07	1.50	1.4	2.7
整体-X、Y	1.74	2.49		

注：标红表示不满足规范要求。

## 2.6.2 剪重比控制指标

根据《抗震规范》5.2.5 条要求，得到各工况的楼层最小剪重比及规范限值如下表 2.14。对于各工况剪重比的验算需满足大于表 2.14 中所给出的规范限值的 85%，以控制高层结构在每层所承受的最小水平地震剪力，确保尤其是对于具有较长的周期的高层结构的安全性。

表 2.14 各工况的楼层最小剪重比及规范限值

工况	施工 标高	风荷载、地 震作用方向	是否吊装较 接钢连廊	是否满 布幕墙	是否删减 填充墙	楼层最小 剪重比	规范 限值
187.4-BX	187.4m	X 向	否	是	否	0.72%	0.70%
187.4-BY	187.4m	Y 向	否	是	否	0.61%	0.60%
187.4-B*X	187.4m	X 向	否	是	是	0.78%	0.76%
187.4-B*Y	187.4m	Y 向	否	是	是	0.68%	0.6%
整体-X	244.9 / 187.4m	X 向	是	是	否	0.55%	0.60%
整体-Y	244.9 / 187.4m	Y 向	是	是	否	0.62%	0.60%

对比工况 187.4-BX、187.4-B\*X、整体-X 和工况 187.4-BY、187.4-B\*Y、整体-Y，如下图 2.11。其中，工况整体-X 的最小剪重比虽低于规范限值，但不低于限值的 85%，因此以上工况结构均满足安全性。

随着楼层的增加结构对应于地震作用的剪力也越大，因此剪重比随楼层逐渐增大。符合一般情况，即结构上部楼层的剪重比较大，底部楼层剪重比较小，剪重比主要控制结构的下部楼层，且底部楼层剪重比接近限值。

对比工况 187.4-BX、187.4-B\*X、整体-X 和 187.4-BY、187.4-B\*Y、整体-Y 可知，吊装钢连廊后，最小剪重比将变小，结构的刚度所能额外承担的水平地震剪力变小，结构的经济技术指标变优。另外，对比工况 187.4-BX、187.4-B\*X 和 187.4-BY、187.4-B\*Y 可知，在 187.4-B\*X、187.4-B\*Y 工况下 B 栋结构的剪重比略微增大，结构的刚度所能额外承担的水平地震剪力变大，因此删减填充墙可略

微提高 B 栋结构安全性能。以上工况地震剪重比均符合要求，结构刚度均满足水平地震剪力的作用，结构施工均满足可行性与安全性。

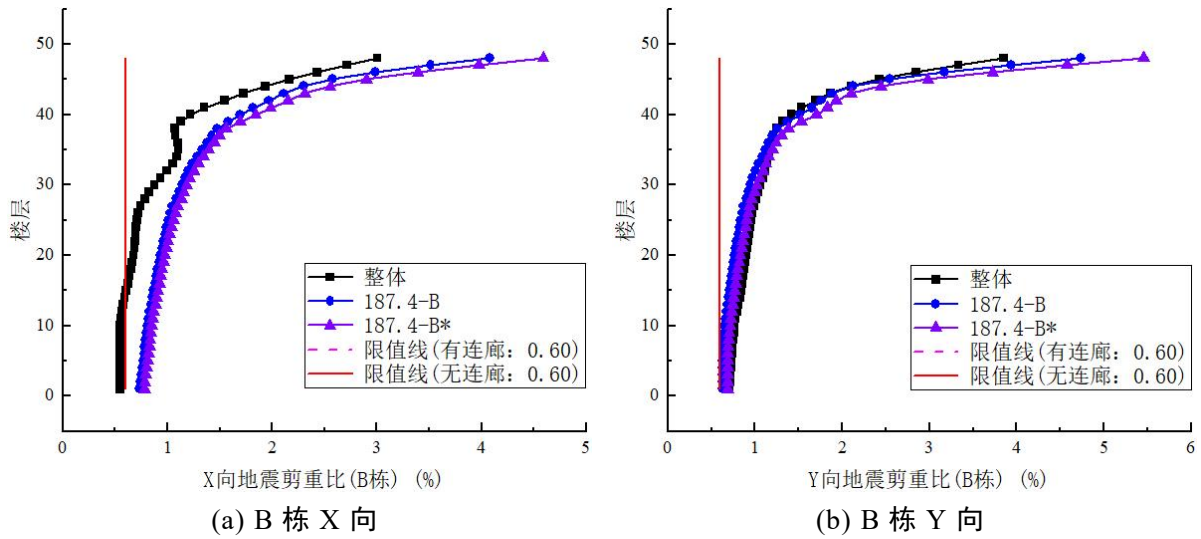


图 2.11 B 栋地震各工况剪重比

### 2.6.3 位移角和位移比控制指标

根据《高规》3.7.3 条得到各工况下的楼层层间最大位移与层高之比限值，如下表 2.15。对于各工况位移角的验算需满足大于表 2.15 中所给出的规范限值，位移比应小于 1.2，以控制结构平面规则性，限值结构的扭转，控制结构的侧向刚度。

表 2.15 各工况下楼层层间最大位移与层高之比限值[高规(3.7.3)]

工况	$\Delta u/h$ 限值	$\Delta u/h$ 限值（线性插值）
187.4-BX、BY	1/800	1/628
187.4-B*X、B*Y	1/800	1/641
整体-X、Y	1/800	A:1/501; B:1/641

对工况 187.4-BX、187.4-BY、187.4-B\*X、187.4-B\*Y、整体-X、整体-Y 进行地震、风荷载作用下结构最大楼层位移、最大层间位移角、楼层最大位移比、层间位移比验算，如下图 2.12-6.15，以上各工况均满足规范要求。

最大楼层位移方面，对比工况 187.4-BX、整体-X 和 187.4-BY、整体-Y 可知，在地震和风荷载各自作用下，B 栋在吊装钢连廊后，将使得 A 栋强轴（Y 向）的作用加强 B 弱轴（Y 向）的刚度，降低 B 弱轴（Y 向）的最大层位移，即增强结构的整体受力性能，而 B 栋强轴（X 向）的刚度同时要分担到 A 栋弱轴（X 向），进而增大 B 栋 X 向的层位移。综合 A 栋结构对 B 栋强弱轴的影响，可发现钢连廊吊装使 B 栋结构的最大层位移显著降低，即钢连廊吊装对结构安全性和刚度有显著增强。相比于 187.4-BX、BY 工况下，B 栋结构在 187.4-B\*X、B\*Y 工况下层位移均有所减小，故 B 栋结构在删减填充墙至 6 层后，层位移均有所减小。

最大层间位移角方面，对比工况 187.4-BX、187.4-B\*X 和 187.4-BY、187.4-

B\*Y 可知，相比于 187.4-BX、BY 工况，B 栋在 187.4-B\*X、B\*Y 工况下各层最大层间位移角均减小，故 B 栋删减填充墙至 6 层后，各层最大层间位移角均减小。

楼层最大位移比、层间位移比方面，B 栋结构在规定水平力作用下，对比工况 187.4-BX、187.4-B\*X 和 187.4-BY、187.4-B\*Y 可知，删减内填充墙之后 B 栋结构 Y 向的楼层最大位移比、层间位移比有所增加。对比工况 187.4-BX、整体-X 和 187.4-BY、整体-Y，钢连廊吊装后 B 栋楼层最大位移比、层间位移比的变化规律与 A 栋类似，在此不在赘述。

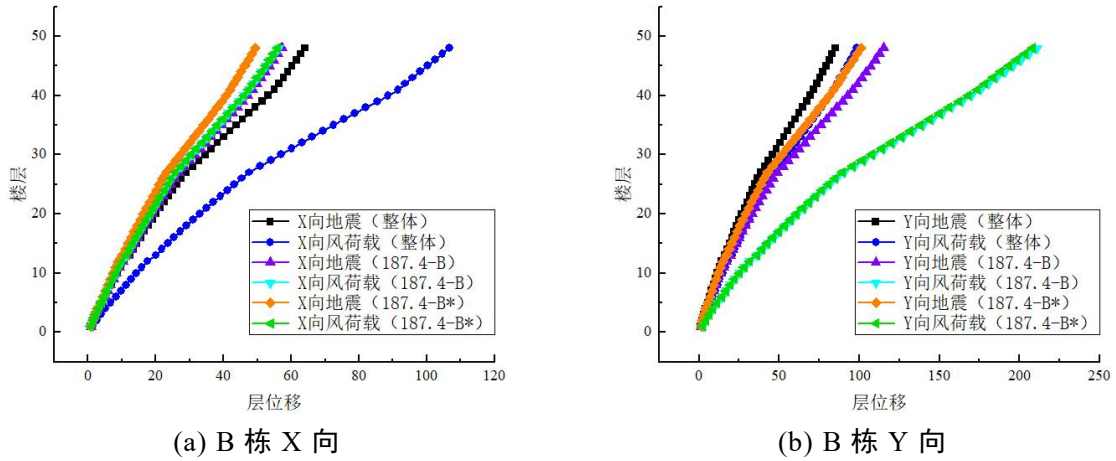


图 2.12 最大楼层位移

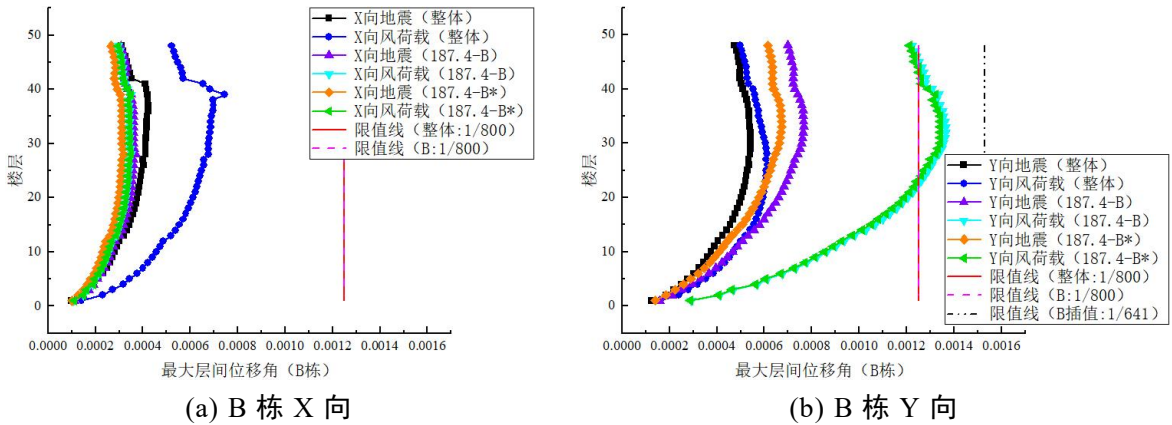


图 2.13 最大层间位移角

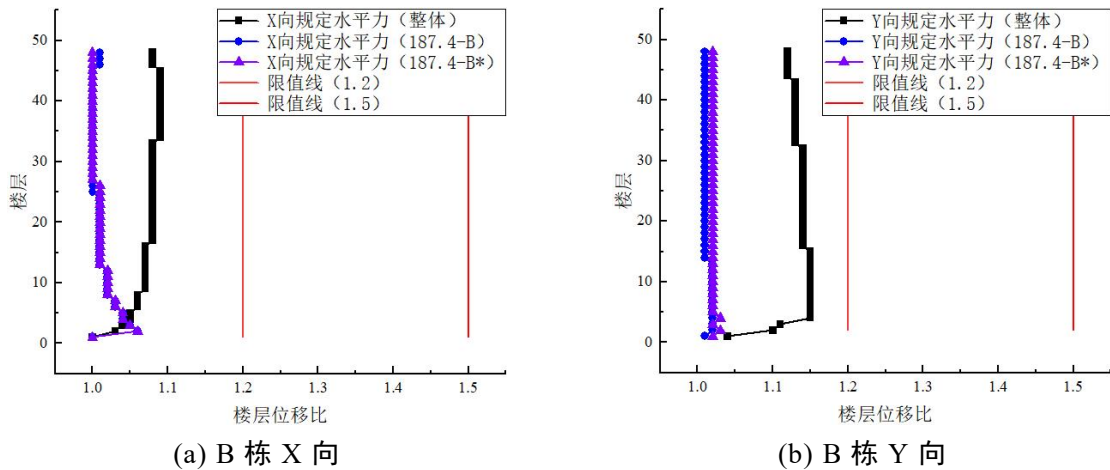


图 2.14 规定水平力作用下楼层最大位移比

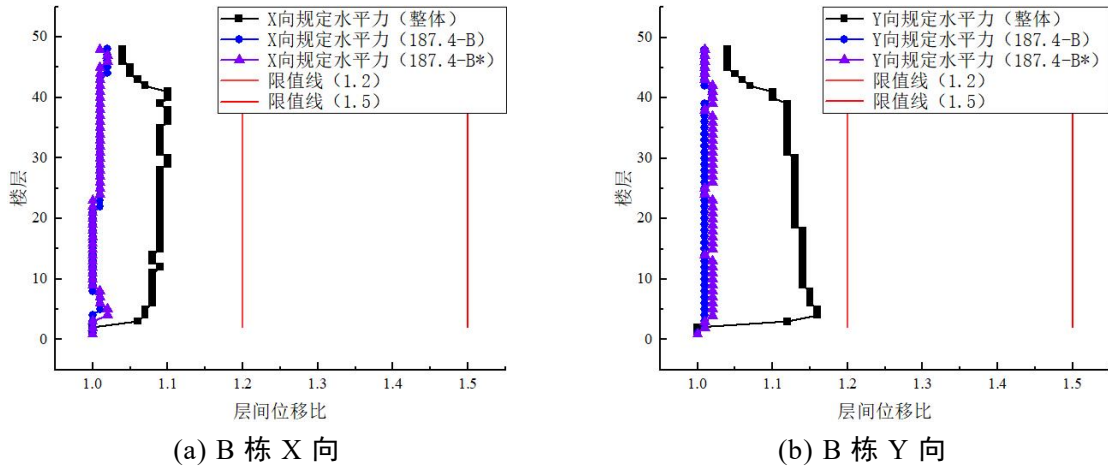


图 2.15 规定水平力作用下层间位移比

### 2.6.4 风振舒适度控制指标

结构顶点的振动最大加速度不应超过  $0.15 \text{ m/s}^2$ ，以满足规范对风振舒适度的要求。对比工况 187.4-BX、187.4-B\*X 和 187.4-Y、187.4-B\*Y 可知，B 栋结构在删减填充墙之后 X、Y 向顺、横风向下的顶点最大加速度会有所提升，即删减填充墙对结构的舒适度、安全性有所降低。对比工况 187.4-BX、整体-X 和 187.4-BY、整体-Y 可知，钢连廊吊装铰接后，B 栋结构在 X、Y 顺、横风向下的顶点最大加速度会有所降低，即钢连廊的吊装可以提高结构的舒适度、安全性。各工况均满足规范对风振舒适度的要求。

表 2.16 顶点最大加速度（单位： $\text{m/s}^2$ ）

塔号	方向	187.4-BX、BY	187.4-B*X、B*Y	整体-X、Y
B 栋	X 顺风向	0.033	0.038	0.033
	X 横风向	0.064	0.075	0.065
	Y 顺风向	0.041	0.048	0.041
	Y 横风向	0.068	0.079	0.068

## 2.7 B 栋施工至最高层条件下幕墙可施工最高层数

经过对图 2.5 中工况的试算与分析，最终确认满足以上施工条件的控制因素为结构的整体稳定性，即刚重比。B 塔单栋在各工况下，剪重比、位移比、位移角、风振舒适度验算均符合规范要求。

对结构的刚重比进行验算，最小刚重比应大于 1.4，以避免造成结构的失稳倒塌。当 B 塔单栋幕墙与填充墙施工至 5F 及以上工况时，结构刚重比均小于 1.4，不满足规范要求。因此，为满足 B 塔单栋施工至楼层底标高 195.4m（设备机房层一）时，结构刚重比满足规范要求，幕墙与填充墙均不应进行施工。

表 2.17 各工况的最小刚重比

工况	X 向 (Min)	Y 向 (Min)	《高规》5.4.4 限值	《高规》5.4.1 限值
B-195.4-39	>1.4	<1.4		
B-195.4-30	>1.4	<1.4		
B-195.4-20	>1.4	<1.4	1.4	2.7
B-195.4-10	>1.4	<1.4		
B-195.4-5	>1.4	<1.4		
B-195.4-0	3.81	1.42		

注：标红表示不满足规范要求。

## 2.8 本章小结

本章主要介绍了在满足现场施工条件的前提下，通过建立 A、B、AB 塔整体结构的模型，在风荷载和地震作用下，对结构在强、弱轴两种情况下的受力与变形进行分析，以合理安排幕墙施工方案，达到幕墙与主体结构的穿插施工。主要内容如下：

(1) 通过对比 A 塔单栋结构施工至 244.9m、240.4m 标高模型的验算结果，发现 A 栋在施工至 244.9m 标高后 X 方向的刚重比为 1.37，不满足规范要求，减重比、位移角、位移比、风振舒适度均满足规范要求。在未吊装钢连廊前，随施工高度增高，结构的安全性将逐渐降低，而吊装钢连廊将对结构的刚度有明显提高。在进行钢连廊吊装（铰接）前，建议 A 塔单栋幕墙施工不应超过 240.4m 标高，以避免造成结构的失稳倒塌。

(2) 为保证结构整体的稳定性以及连廊吊装施工的安全性，确保钢连廊吊装（铰接）所需施工作业空间（即 B 塔施工至 187.4m 标高），通过逐层删减填充墙进行验算后发现，当结构满布幕墙、填充墙只施工 6 层时可满足规范要求，以避免造成结构的失稳倒塌。并发现填充墙对结构的刚重比有较大影响。

(3) 为确保 B 塔单栋结构施工至最高层（即 B 塔施工至 195.4m 标高），通过对幕墙与填充墙施工层数从 39F 逐层递减至 0F 设置了 6 种工况，验算发现剪重比、位移角、位移比、风振舒适度均符合规范要求，但只有当幕墙与填充墙均不进行施工时，结构刚重比满足规范要求，即在吊装钢连廊前 B 塔不应进行填充墙与幕墙的施工，以避免造成结构的失稳倒塌。



## 第3章 钢连廊吊装施工进度节点设计

### 3.1 引言

连体结构与超高层间的结构特征（即由两个建筑物之间的连接引起的结构耦合）和连体结构中的结构行为有关，这些特征往往会影响整个连体结构的横向响应。从结构的角度来看，连接相邻高层建筑的连体结构可以减少结构的最大响应和强烈地震和风激励引起相邻建筑之间撞击的可能性。介于双塔连体结构在结构形式上存在的相互作用机理，在双塔结构吊装钢连廊后结构的受力形式会发生明显变化，使得结构发生内力重新组合，因此需对双塔连体结构连廊部分的吊装施工进度节点进行设计。本章的目的为确定在填充墙和幕墙正常施工情况下（即与楼层施工进度一致），主体 A、B 栋整体结构施工过程中钢连廊吊装的最迟施工控制点，以使得结构连体层以上具有足够的施工作业空间进行钢连廊的吊装施工。

### 3.2 工况概述

建模根据甲方所提供的图纸结合现场勘察完成，进而通过盈建科建筑设计软件 YJK V4.1.0 版本设计软件对 A、B 栋整体结构施工阶段进行了 179.4m 标高以下钢连廊吊装（铰接）前（满布幕墙）、183.4m 标高以下钢连廊吊装（铰接）前后（满布幕墙）6 种工况的验算（参数设置按 2.4 节同等考虑），如图 3.1。

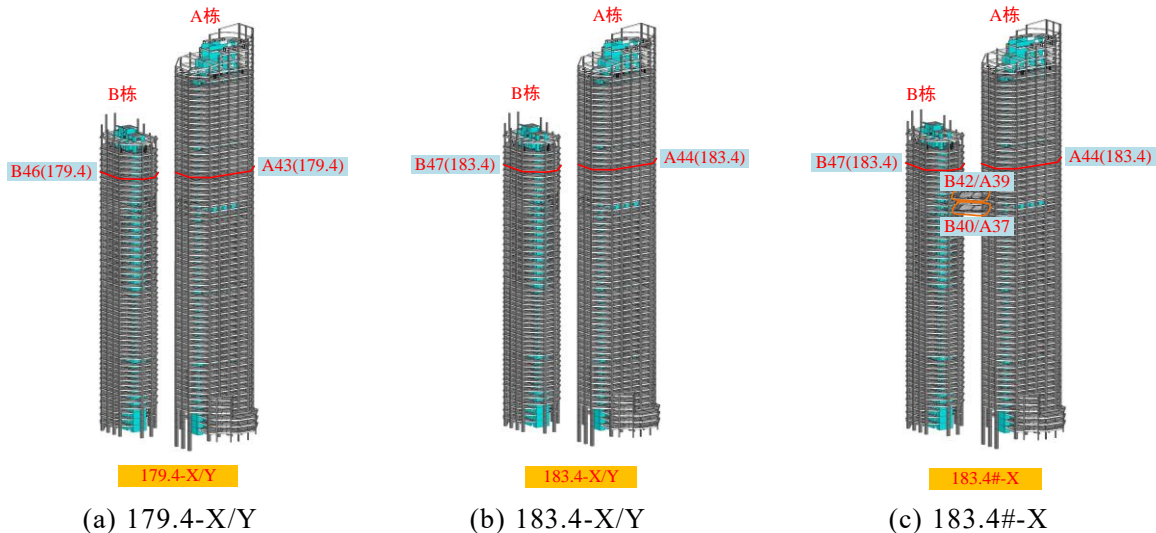


图 3.1 钢连廊吊装施工控制点工况设置

为充分掌握结构风荷载和地震作用下结构的受力与变形，考虑强、弱轴两种情况进行钢连廊吊装节点的验算，见表 3.1。通过对比工况 179.4-X、183.4-X、183.4#-X 和 179.4-Y、183.4-Y、183.4#-Y，分析 A、B 栋结构（未吊装钢连廊）在风荷载、地震作用下，连廊吊装（铰接）的最迟施工时间节点。验算指标与第 2

章一致，重点考察 A、B 栋双塔结构剪重比、刚重比、楼层位移比、层间位移角、最大加速度控制指标，在此不再赘述。

表 3.1 钢连廊吊装施工控制点工况设置

工况	施工标高	风荷载、地震作用方向	是否吊装钢连廊	是否满布幕墙
179.4-X	179.4m	X 向	否	是
179.4-Y	179.4m	Y 向	否	是
183.4-X	183.4m	X 向	否	是
183.4-Y	183.4m	Y 向	否	是
183.4#-X	183.4m	X 向	是	是
183.4#-Y	183.4m	Y 向	是	是

注：#表示吊装钢连廊

### 3.3 稳定性控制指标

对结构的刚重比进行验算，最小刚重比应大于 1.4，以避免造成结构的失稳倒塌。在水平风荷载和地震作用下对 A、B 栋结构进行分析可得，除工况 183.4-Y 外，结构的刚重比均满足《高规》5.4.4 条和 5.4.1 条对结构整体稳定的要求 ( $>1.4$ ,  $>2.7$ )，因此可以不考虑重力二阶效应，如下表 3.2-3.5。

进而，得到各工况的最小刚重比，如下表 3.6，除工况 183.4-Y 外结构整体稳定性均满足要求，结构施工满足可行性与安全性。

在风荷载和地震作用下，钢连廊铰接后 A、B 栋结构整体受力，通过对比工况 183.4-X、183.4#-X 和 183.4-Y、183.4#-Y，可得到 A、B 栋结构在钢连廊吊装铰接后有以下结论：

(1) A 栋 X 向（弱轴）刚重比因 B 栋 X 向为强轴的影响有所增大，A 栋 Y 向（强轴）刚重比因 B 栋 Y 向为弱轴的影响有显著降低。

(2) B 栋 X 向（强轴）刚重比因 A 栋 X 向为弱轴的影响有所减小，B 栋 Y 向（弱轴）刚重比因 A 栋 Y 向为强轴的影响有显著增加。

通过对比工况 179.4-X、183.4-X 和 179.4-Y、183.4-Y 可知，随着施工高度的增高，A、B 栋结构的 X、Y 向刚重比均有所降低，即结构的稳定性越差。通过对比工况 179.4-X、183.4-X、183.4#-X 和 179.4-Y、183.4-Y、183.4#-Y 可知，在结构未吊装铰接钢连廊前，随着结构从标高 179.4m 施工至 183.4m，A、B 栋结构在 Y 向风荷载作用下 B 栋 1F 的刚重比将不满足规范要求。

将结构施工至 183.4m 未吊装钢连廊与吊装铰接钢连廊后的工况进行对比，并综合工况 179.4-X、183.4-X 和 179.4-Y、183.4-Y 的对比结果可知，钢连廊的吊装（铰接）施工不应迟于 A、B 栋结构施工至 179.4m 标高。

表 3.2 地震作用

层号	工况	X 向刚重比	Y 向刚重比
B 栋 1F	179.4-X、Y	3.934	1.635
B 栋 1F	183.4-X、Y	3.737	1.552
B 栋 1F	183.4#-X、Y	3.322	3.364

表 3.3 风荷载作用

层号	工况	X 向刚重比	Y 向刚重比
B 栋 1F	179.4-X、Y	3.921	1.451
B 栋 1F	183.4-X、Y	3.734	1.378
B 栋 1F	183.4#-X、Y	2.877	3.790

表 3.4 地震作用

层号	工况	X 向刚重比	Y 向刚重比
A 栋 1F	179.4-X、Y	2.845	6.979
A 栋 1F	183.4-X、Y	2.705	6.617
A 栋 1F	183.4#-X、Y	3.013	5.710

表 3.5 风荷载作用

层号	工况	X 向刚重比	Y 向刚重比
A 栋 1F	179.4-X、Y	2.645	7.062
A 栋 1F	183.4-X、Y	2.526	6.736
A 栋 1F	183.4#-X、Y	2.937	3.836

表 3.6 各工况的最小刚重比

工况	X 向 (Min)	Y 向 (Min)	《高规》5.4.4 限值	《高规》5.4.1 限值
179.4-X、Y	2.65	1.45		
183.4-X、Y	2.53	1.38	1.4	2.7
183.4#-X、Y	2.88	3.36		

注：标红表示不满足规范要求。

### 3.4 剪重比控制指标

根据《抗震规范》5.2.5 条要求，得到各工况的楼层最小剪重比及规范限值如下表 3.7。因盈建科计算较为保守，通过设计经验可知最小剪重比只需不低于限值的 85%，即可满足结构安全性。因此，对于各工况剪重比的验算需满足大于表 3.7 中所给出的规范限值的 85%，以控制高层结构在每层所承受的最小水平地震剪力，确保尤其是对于具有较长的周期的高层结构的安全性。

将 X、Y 向地震力 CQC 组合后，得到各工况下 A、B 栋结构在 X、Y 向地震

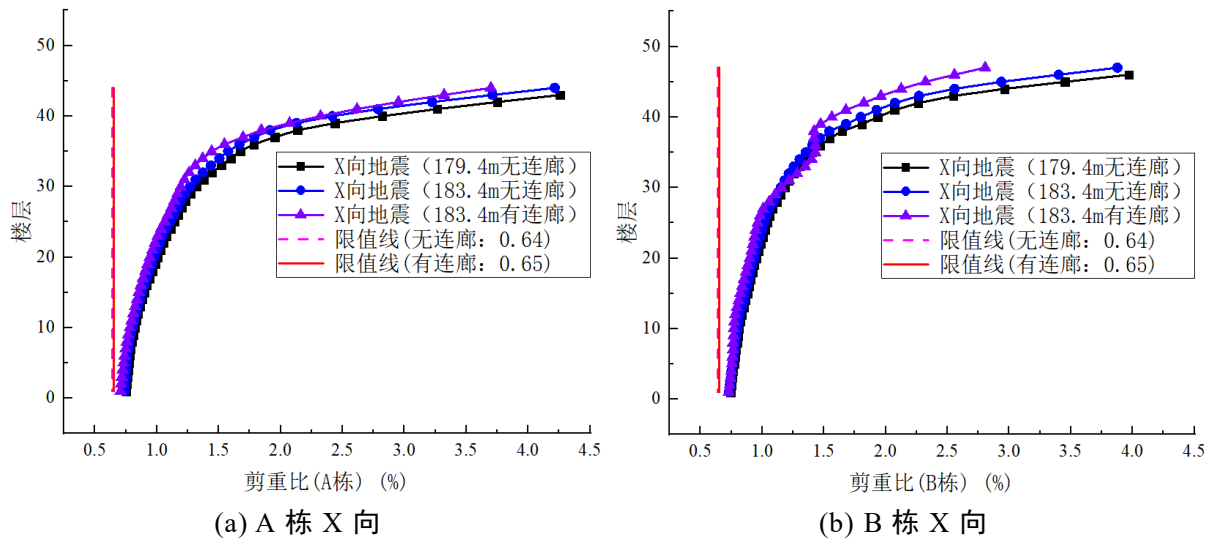
下的剪重比。

表 3.7 各工况的楼层最小剪重比及规范限值

工况	施工标高	风荷载、地震作用方向	是否吊装铰接钢连廊	是否满布幕墙	楼层最小剪重比	规范限值
179.4-X	179.4m	X 向	否	是	0.74%	0.66%
179.4-Y	179.4m	Y 向	否	是	0.65%	0.60%
183.4-X	183.4m	X 向	否	是	0.73%	0.64%
183.4-Y	183.4m	Y 向	否	是	0.63%	0.60%
183.4#-X	183.4m	X 向	是	是	0.71%	0.65%
183.4#-Y	183.4m	Y 向	是	是	0.70%	0.80%

对比工况 179.4-X、183.4-X、183.4#-X 和 179.4-Y、183.4-Y、183.4#-Y 分析主体 A、B 栋整体结构施工过程中连廊吊装（铰接）的最迟施工时间节点，如下图所示 3.2。其中，工况 183.4#-Y 的最小剪重比虽低于规范限值，但高于限值的 85%，因此以上工况结构均满足安全性。

随着楼层的增加结构对应于地震作用的剪力也越大，因此剪重比随楼层逐渐增大。符合一般情况，即结构上部楼层的剪重比较大，底部楼层剪重比较小，剪重比主要控制结构的下部楼层，且底部楼层剪重比均接近限值。按工况 179.4-X、183.4-X、183.4#-X 和 179.4-Y、183.4-Y、183.4#-Y 顺序，结构最小剪重比越来越接近限值，即结构施工高度增高和吊装钢连廊均会使得结构的经济技术指标越来越好。以上工况地震剪重比均符合要求，结构刚度均满足水平地震剪力的作用，结构施工均满足可行性与安全性。



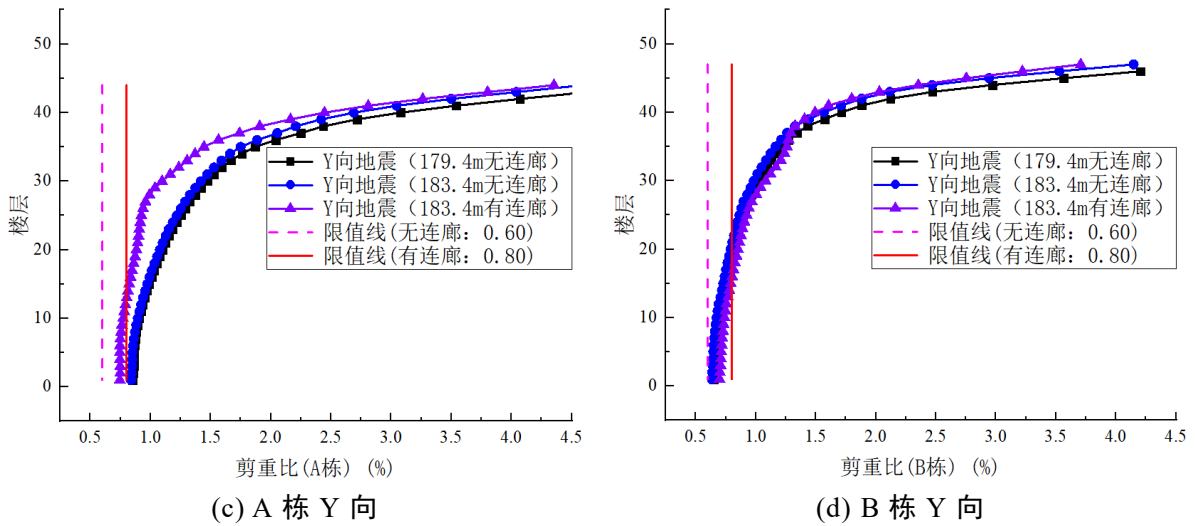


图 3.2 地震作用下各工况剪重比

### 3.5 位移角和位移比控制指标

经验算根据《高规》3.7.3 条的规定得到各工况下的楼层层间最大位移与层高之比限值，如下表 3.8。对于各工况位移角的验算需满足大于表 3.8 中所给出的规范限值，位移比应小于 1.2，以控制结构平面规则性，限值结构的扭转，控制结构的侧向刚度。

表 3.8 各工况下楼层层间最大位移与层高之比限值[高规(3.7.3)]

工况	$\Delta u/h$ 限值
179.4-X、Y	1/666
183.4-X、Y	1/653
183.4#-X、Y	1/653

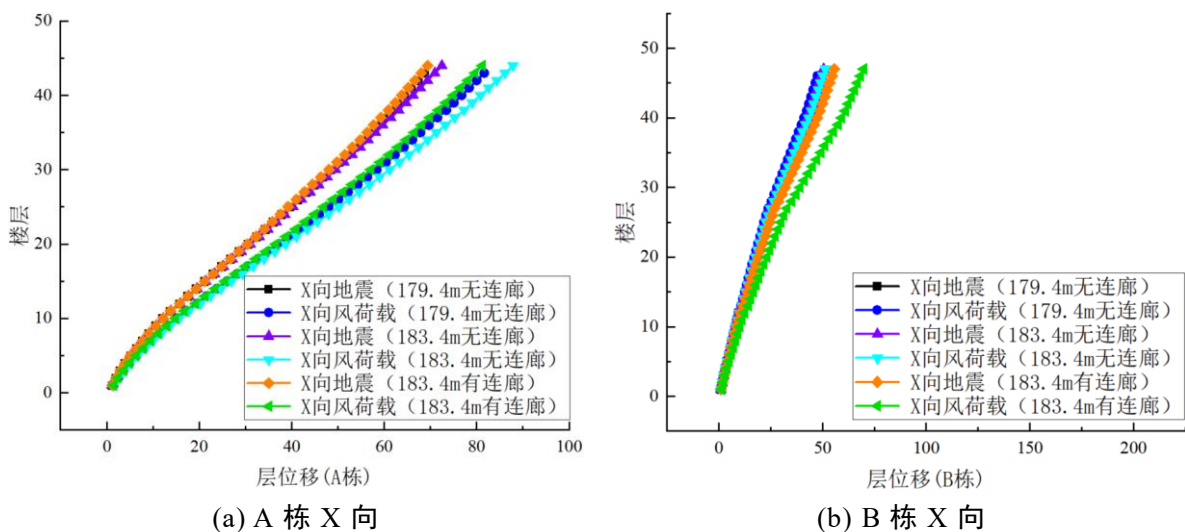
对工况 179.4-X、179.4-Y、183.4-X、183.4-Y、183.4#-X、183.4#-Y 进行地震、风荷载作用下结构最大楼层位移、最大层间位移角、楼层最大位移比、层间位移比下的验算，如下图 3.3-3.6，工况 179.4-X、179.4-Y、183.4-X、183.4-Y、183.4#-X、183.4#-Y 均满足规范对最大层间位移角、楼层最大位移比、层间位移比的要求。

对比工况 179.4-X、183.4-X、183.4#-X 和 179.4-Y、183.4-Y、183.4#-Y 可知，A、B 栋结构在 X、Y 向地震和风荷载作用下，最大楼层位移方面，各层的最大楼层位移均随楼层的增高而增大；A 栋 X 向在未吊装钢连廊前，层位移随结构施工高度的增高有些许增加，但在吊装钢连廊后各层的层位移会有所下降；A 栋 Y 向在未吊装钢连廊前，层位移随结构施工高度的增高有些许增加，在吊装钢连廊后，各层在地震作用下的层位移会有所增加，而各层在风荷载作用下的层位移有显著增加，这主要是因为钢连廊吊装后 A、B 栋结构整体受力，B 栋弱轴方向（Y 向）的受力被 A 栋 Y 向分担进而增大了 A 栋 Y 向的层位移；B 栋 X 向在未吊装钢连

廊前，层位移随结构施工高度的增高有些许增加，在吊装钢连廊后，各层在地震作用下的层位移会有所增加，而各层在风荷载作用下的层位移有显著增加，这主要是因为钢连廊吊装后 A、B 栋结构整体受力，A 栋弱轴方向（X 向）对 B 栋 X 向层位移的影响；B 栋 Y 向在未吊装钢连廊前，层位移随结构施工高度的增高有些许增加，但在吊装钢连廊后各层的层位移会有所下降。综上所述，随着施工高度的增高，结构的最大层位移会越大，即结构安全性逐渐降低，而钢连廊的吊装将使得 A/B 栋强轴方向的作用加强了 B/A 弱轴方向的刚度，降低了 B/A 弱轴方向的最大层间位移，即增强了结构的整体受力性能，使得 A、B 栋整体结构的 X、Y 向最大层位移显著降低，即钢连廊的吊装对结构的安全性和刚度有显著增强。

最大层间位移角方面，A、B 栋结构在 X、Y 向地震和风荷载作用下，结构每层的最大层间位移角均随建筑高度的增高先增大后减小。A、B 栋结构随施工高度增加，最大层间位移角与最大楼层位移的变化规律相似，在此不再赘述。

楼层最大位移比、层间位移比方面，A、B 栋结构在规定水平力作用下，对比工况 179.4-X、183.4-X 和 179.4-Y、183.4-Y 可知，在未吊装钢连廊前，因工况 179.4-X、183.4-X 和 179.4-Y、183.4-Y 的施工高度相差不大，结构侧向刚度基本保持一致，因此随施工高度增大，A、B 栋结构 X、Y 向的楼层最大位移比、层间位移比基本不变；对比工况 183.4-X、183.4#-X 和 183.4-Y、183.4#-Y 可知，在钢连廊吊装后，结构整体刚度增大，楼层位移比、层间位移比显著变大，综合最大楼层位移和最大层间位移角方面的分析可知，钢连廊吊装后 A、B 栋整体结构的 X、Y 向最大层位移、最大层间位移角均降低，因此可判断钢连廊吊装后 A、B 栋整体结构的层平均位移、平均层间位移有显著降低，即钢连廊的吊装对结构的安全性和刚度有显著增强。



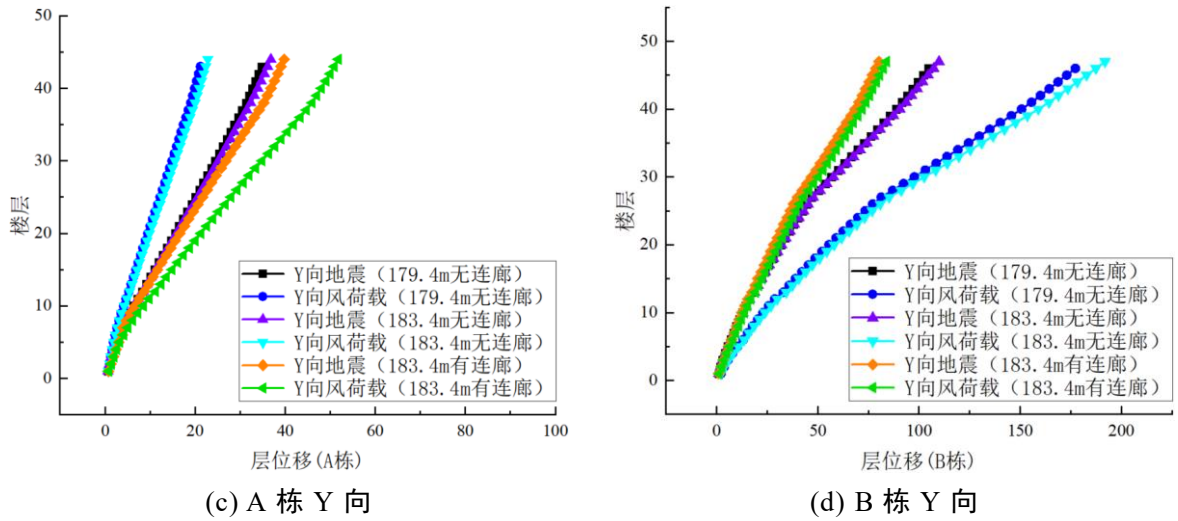


图 3.3 最大楼层位移

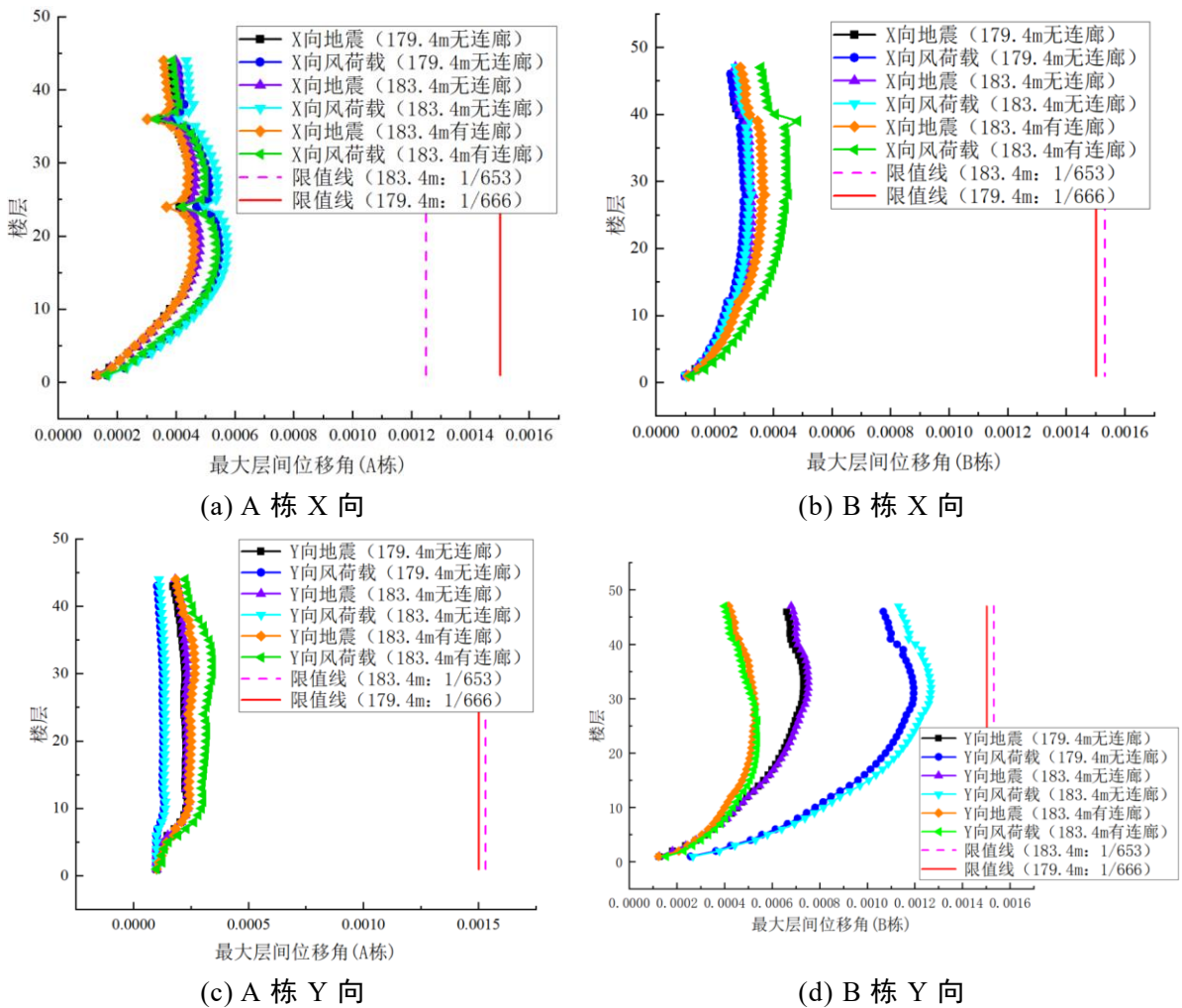


图 3.4 最大层间位移角

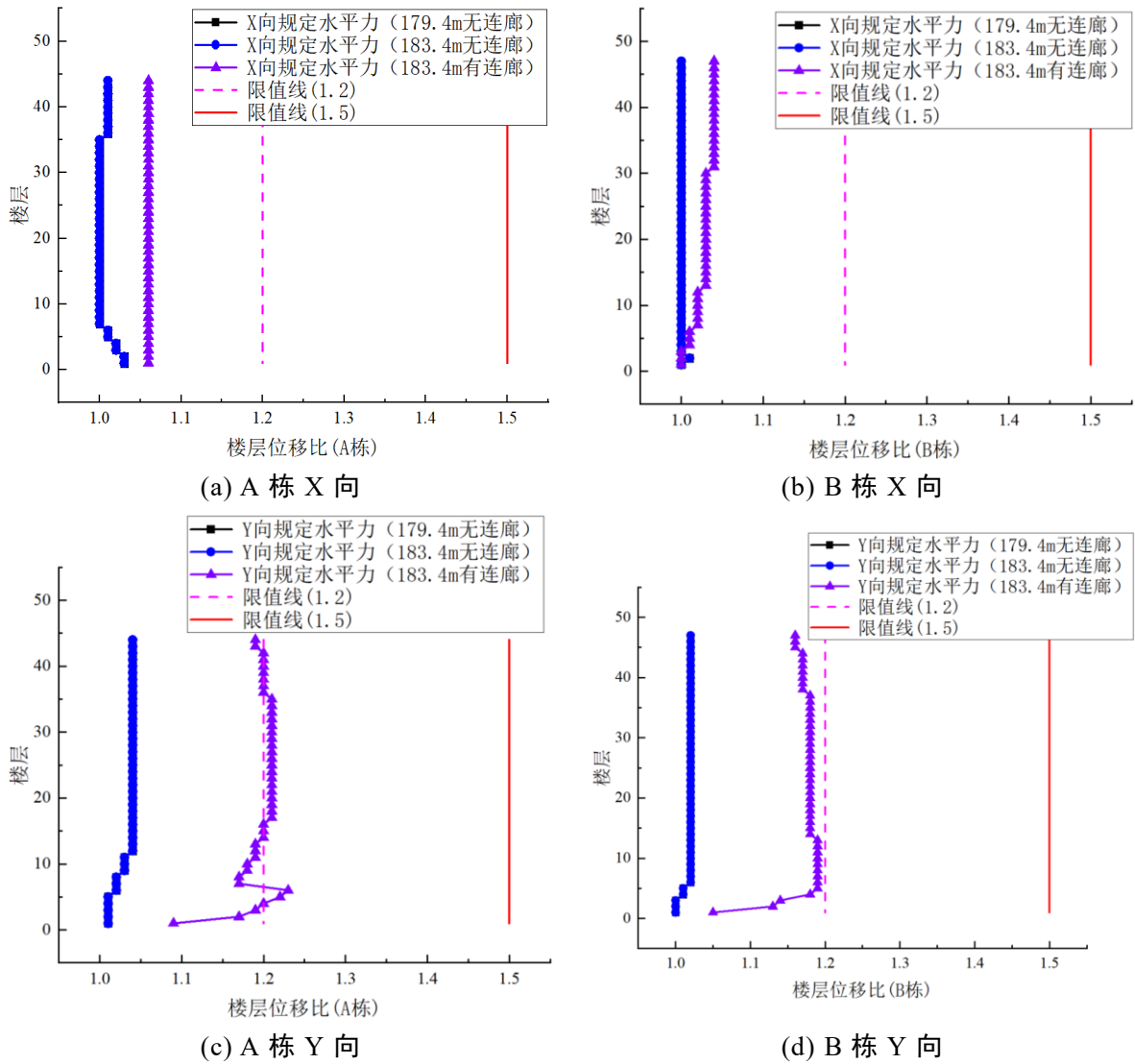
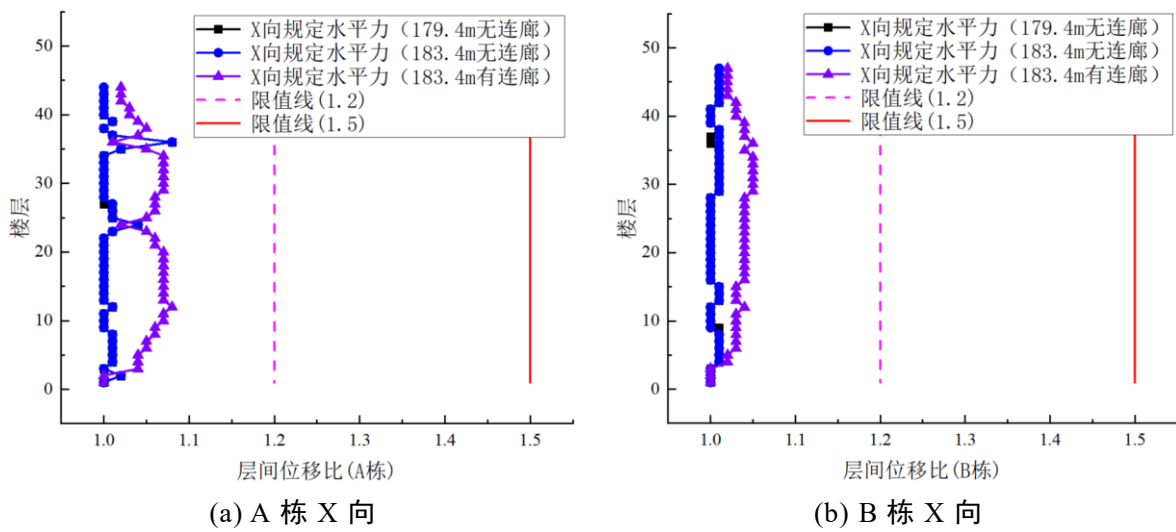


图 3.5 规定水平力作用下楼层最大位移比





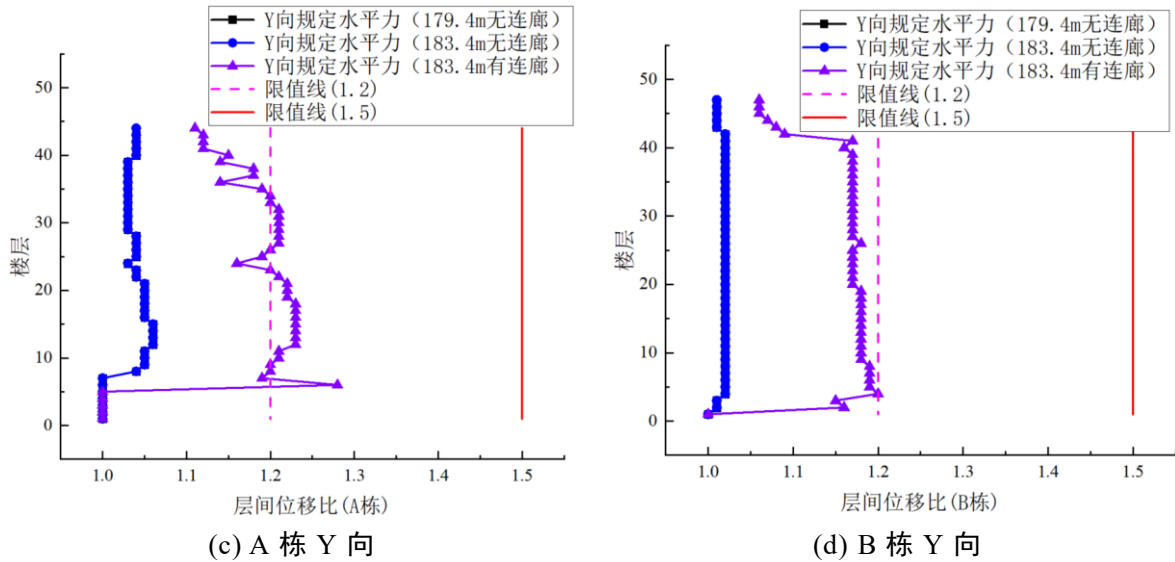


图 3.6 规定水平力作用下层间位移比

### 3.6 风振舒适度控制指标

结构顶点的振动最大加速度不应超过  $0.15 \text{ m/s}^2$ ，以满足规范对风振舒适度的要求。对比工况 179.4-X、183.4-X 和 179.4-Y、183.4-Y 可知，随着施工高度增加，A、B 栋结构在 X、Y 向顺、横风向下的顶点最大加速度将有所增加，即结构舒适度、安全性变差。对比工况 183.4-X、183.4#-X 和 183.4-Y、183.4#-Y 可知，钢连廊吊装铰接后，A、B 栋结构在 X、Y 向顺、横风向下的顶点最大加速度会有所降低，即钢连廊的吊装可以提高结构的舒适度、安全性。各工况均满足规范要求。

表 3.9 顶点最大加速度（单位： $\text{m/s}^2$ ）

塔号	方向	179.4-X、Y	183.4-X、Y	183.4#-X、Y
A 栋	X 顺风向	0.035	0.035	0.036
	X 横风向	0.033	0.034	0.034
	Y 顺风向	0.024	0.024	0.024
	Y 横风向	0.050	0.052	0.050
B 栋	X 顺风向	0.033	0.033	0.033
	X 横风向	0.063	0.064	0.063
	Y 顺风向	0.041	0.041	0.041
	Y 横风向	0.066	0.067	0.066

### 3.7 本章小结

本章主要介绍了在满足现场施工条件的前提下，通过建立 AB 塔整体结构的模型，在风荷载和地震作用下，对 A、B、AB 塔结构在强、弱轴两种情况下的受力与变形进行分析，确定在填充墙和幕墙正常施工情况下（即与楼层施工进度一

致)，主体 A、B 栋整体结构施工过程中钢连廊吊装（铰接）的最迟施工时间节点。主要内容如下：

（1）结构剪重比随楼层增高而增大，剪重比主要控制在结构的下部楼层，底部楼层剪重比接近限值。施工高度越高，最小剪重比越低，即结构的刚度所能额外承担的水平地震剪力越小，结构的安全性越差，且连廊吊装后结构的经济技术指标更优，因此连廊吊装越早对结构越有利。

（2）A、B 栋整体结构在地震和风荷载作用下，除工况 183.4-Y 外，结构刚重比均满足《高规》5.4.4 条和 5.4.1 条对整体稳定性的要求，即刚重比大于 1.4、2.7。为确保结构整体的稳定性以及施工的安全性，钢连廊的吊装铰接施工建议不迟于结构施工至 179.4m 标高，以避免造成结构的失稳倒塌。。

（3）对于 A 塔结构，当作用 X 方向力时，钢连廊连接前 A 塔的水平位移大于连接后，此时结构刚度的增加为 A 塔水平位移的主导影响因素；当作用 Y 方向力时，钢连廊连接前 A 塔的水平位移小于连接后，此时结构所受荷载的增加为 A 塔水平位移的主导影响因素。由于 B 塔与 A 塔位置的正交性，钢连廊的连接对 B 塔水平位移的影响与 A 塔相反。

## 第4章 超高层建筑结构随机振动测试与信号分析

### 4.1 引言

超高层建筑在地震、风等动力荷载作用下的性能取决于其质量、刚度、阻尼及其分布等结构性能。除了在灾害期间的安全性外，结构设计还应具有足够的阻尼以承受居住的要求。虽然这些结构性能可以通过解析有限元模型来确定，但高层建筑的真实性能还需要从全尺寸动力场试验中研究。模态参数集可以通过动力现场试验确定，这些有价值的信息不仅适用于分析模型，而且适用于原型评估、模型更新、结构健康监测和结构控制等其他应用。本章首先介绍了模态识别过程中普遍使用的信号处理方法，其次，对本文的研究对象超高层双塔结构 A 塔建立的结构健康监测系统中的加速度无线采集模块进行了介绍，并通过对高层建筑进行随机振动测试，分析结构在各个测点的加速度响应，进而对高层建筑的模态参数进行识别，为结构的柔度识别提供基本模态参数信息。

### 4.2 随机振动信号预处理

#### 4.2.1 随机减量法 (RDT)

随机减量技术 (RDT) [123] 是基于这样一种假设，即系统的动态响应是初始位移和速度条件下的响应和随机激励下的随机振动响应的叠加。RD 过程首先选择适当的响应阈值，从中提取  $(t_0, t+t_0)$  时间历史的等间距段。然后对这些分段进行平均，以消除随机部分，只保留响应的确定性部分。随机递减信号  $x(\tau)$  表示为：

$$x(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N y(t_i + \tau) \quad (4.1)$$

如果一个平稳高斯随机过程激励一个线性单自由度 (SDOF) 系统，该响应的 RD 生成的随机信号将具有与特定初始条件下线性系统的自由振动响应相似的特征。对随机递减函数进行曲线拟合，得到对数递减函数。设对数递减函数为式 (4) 式，模态频率和阻尼比采用线性最小二乘法可得：

$$x(t) = A_0 \cos(\omega_d t) \cdot \exp(-\xi \omega_0 t) \quad (4.2)$$

其中  $A_0$  为初始位移， $\omega_d$  为阻尼固有圆频率， $\xi$  为阻尼比， $\omega_0$  为固有圆频率。

Ibrahim [124, 125] 通过将基于单自由度体系的随机减量法延伸到适用于工程结构中常见的多自由度体系。

假设多自由度体系在环境随机振动测试下  $p$  和  $q$  测点的响应分别为  $x_p$  和  $x_q$ ，由此可以得到其自相关和互相关随机减量函数为：

$$RD_{x_p x_p}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_i^N x_p(t_i + \tau) \Big|_{T_{x_p(t)}} \quad (4.3)$$

$$RD_{x_p x_q}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_i^N x_q(t_i + \tau) \Big|_{T_{x_p(t)}} \quad (4.4)$$

式中： $RD_{x_p x_p}(\tau)$ 为  $p$  测点在环境随机振动下的响应信号的自相关随机减量函数； $RD_{x_p x_q}(\tau)$ 为环境随机振动下  $p$  和  $q$  测点响应的互相关随机减量函数； $N$ 为子信号的段数； $x_p(t_i + \tau) \Big|_{T_{x_p(t)}}$ 和  $x_q(t_i + \tau) \Big|_{T_{x_p(t)}}$ 分别为在  $T_{x_p(t)}$  触发时  $p$  测点和测点  $q$  的子信号段。由于信号触发条件的选取对于随机减量特征的提取起着决定性的作用，常选取正点数触发、水平交叉触发、零交叉触发、局部极值触发 4 种触发条件。

#### 4.2.2 自然激励法(NExT)

自然激励技术 (NExT) [126, 127] 是一种时域运行模态分析方法。这是最早的运行模态分析方法 (OMA) 之一，使用它可以在其周围环境中对结构进行测试，NExT 结合任何多输入多输出 (MIMO) 时域算法。

NExT 的第一步是获取结构在不同点的环境激励下的响应。然后根据记录数据的时间历史确定相关函数。相关函数通常用于分析受环境激励的系统。NExT 是基于输出响应在时间历史上的自相关和互相关函数，相关函数可以表示为衰减正弦波的和。每个衰减的正弦波都有一个固有频率和阻尼比，与相应的结构模态的固有频率和阻尼比相等。然后，采用时域模态识别方案，将相关函数处理为衰减正弦波（如自由振动响应）的和，估计模态参数。

结构的动力学基本方程为：

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = f(t) \quad (4.17)$$

其中， $[K]$ 、 $[M]$ 、 $[C]$  分别为  $N \times N$  的刚度、质量和阻尼矩阵； $x(t)$  为  $N \times 1$  的位移矩阵； $f(t)$  为  $N \times 1$  的作用于结构上的动力荷载。

在 NExT 中，在  $i$  处由于输入力  $f_k(t)$  在坐标  $k$  处的响应  $x_{ik}(t)$  可表示为：

$$x_{ik}(t) = \sum_{r=1}^n \phi_{ir} \phi_{kr} \int_{-\infty}^t f_k(t) g_r(t - \tau) d\tau \quad (4.18)$$

若冲击力假设为狄利克雷函数，上式可转化为：

$$x_{ik}(t) = h_{ik}(t) = \sum_{r=1}^n \frac{\phi_{ir} \phi_{kr}}{m_r \omega_{dr}} e^{-\zeta_r \omega_{nr} t} \sin \omega_{dr} t \quad (4.19)$$

当作用力为环境随机激励时，任意  $i$ ， $j$  两点的互相关与自相关函数为：

$$R_{ijk}(T) = E[x_{ik}(t+T)x_{jk}(t)] \quad (4.20)$$

$$R_{ff}^k(\sigma - \tau) = E[f_k(\sigma)f_k(\tau)] = \alpha_k \delta(\sigma - \tau) \quad (4.21)$$

其中  $R_{ijk}(T)$  是在  $T$  和  $E$  时间分离时评估的两个响应的乘积的期望值。

结合 (4.19) - (4.21) 并根据狄利克雷函数的性质可得：

$$R_{ijk}(T) = \sum_{r=1}^n \sum_{s=1}^n \alpha_k \phi_{ir} \phi_{kr} \phi_{js} \phi_{ks} \int_{-\infty}^t g_r(t+T-\tau) g_s(t-\tau) d\tau \quad (4.22)$$

利用单位脉冲响应函数的定义，公式 (4.22) 可化为：

$$R_{ijk}(T) = \sum_{r=1}^n \left[ G_{ijk}^r e^{-\xi_r \omega_{nr} T} \cos(\omega_{dr} T) + H_{ijk}^r e^{-\xi_r \omega_{nr} T} \sin(\omega_{dr} T) \right] \quad (4.23)$$

式中， $G_{ijk}^r$  和  $H_{ijk}^r$  与  $T$  无关，是模态参数的函数，如下：

$$\begin{cases} G_{ijk}^r \\ H_{ijk}^r \end{cases} = \sum_{s=1}^n \frac{\alpha_k \phi_{ir} \phi_{kr} \phi_{js} \phi_{ks}}{m_r \omega_{dr} m_s \omega_{ds}} \int_0^{\infty} e^{(-\xi_r \omega_{nr} - \xi_s \omega_{ns}) \lambda} \sin(\omega_{ds} \lambda) \begin{cases} \sin(\omega_{dr} \lambda) \\ \cos(\omega_{dr} \lambda) \end{cases} d\lambda \quad (4.24)$$

通过积分简化  $G_{ijk}^r$  和  $H_{ijk}^r$ ，并定义：

$$I_{rs} = 2\omega_{dr} (\xi_r \omega_{nr} + \xi_s \omega_{ns}), \quad J_{rs} = (\omega_{ds}^2 - \omega_{dr}^2) + (\xi_r \omega_{nr} + \xi_s \omega_{ns})^2, \quad \beta_{jk}^{rs} = \frac{\alpha_k \phi_{kr} \phi_{js} \phi_{ks}}{m_s} \quad (4.25)$$

将 (4.25) 和 (4.24) 带入 (4.23)，并对所有的  $m$  个输入位置求和，可得所有输入条件下的互相关函数：

$$R_{ijk}(T) = \sum_{r=1}^n \frac{\phi_{ir}}{m_r \omega_{dr}} \sum_{s=1}^n \sum_{k=1}^m \beta_{jk}^{rs} \frac{1}{\sqrt{I_{rs}^2 + J_{rs}^2}} e^{-\xi_r \omega_{nr} T} \sin(\omega_{dr} T + \theta_{rs}) \quad (4.26)$$

$$R_{ijk}(T) = \sum_{r=1}^n \frac{\phi_{ir} A_{jr}}{m_r \omega_{dr}} e^{-\xi_r \omega_{nr} T} \sin(\omega_{dr} T + \Omega_r) \quad (4.27)$$

这个方程 (4.27) 表明，相关函数是与脉冲响应函数相同形式的衰减正弦波的和。在使用 NExT 进行模态参数估计时，应该考虑到 OMA 中数据的性质是随机的，而 NExT 方法具有确定性框架<sup>[126, 127]</sup>。

### 4.3 复模态指示函数法 (CMIF)

复模态指示函数法 (CMIF)<sup>[124, 128]</sup>，其通过将频响函数矩阵做奇异值分解，得到奇异值曲线，研究发现其峰值处存在结构的模态参数信息，且可以对结构的密集模态区进行识别。在本研究后续的高层结构模态识别中，使用该方法识别结构的基本模态参数。

对随机振动测试中获得的频响函数矩阵  $\tilde{H}_{N_0 \times N_i}^d(\omega)$ ，该频响函数矩阵为  $N_0 \times N_i$  阶的矩阵， $N_0$ 、 $N_i$  为输出测点和输入参考点的个数，在每个频率点  $\omega$  作奇异值分解，以获得如下的矩阵方程<sup>[124, 128]</sup>：

$$\begin{aligned} [\tilde{H}^d(\omega)]_{N_0 \times N_i} &= [\tilde{U}(\omega)]_{N_0 \times N_i} [\tilde{S}(\omega)]_{N_i \times N_i} [\tilde{V}(\omega)]_{N_0 \times N_i}^H \\ &= [\tilde{\Phi}]_{N_0 \times 2N} \left[ \frac{1}{j\omega - \lambda_r} \right]_{2N \times 2N} [\tilde{L}]_{2N \times N_i}^T \end{aligned} \quad (4.28)$$

式中，位移振型矩阵  $[\tilde{\Phi}]_{N_0 \times 2N}$ 、对角矩阵  $\left[ \frac{1}{j\omega - \lambda_r} \right]_{2N \times 2N}$ 、系数矩阵  $[\tilde{L}]_{2N \times N_i}^T$  与

左奇异矩阵  $[\tilde{U}(\omega)]_{N_0 \times N_i}$ 、奇异值矩阵  $[\tilde{S}(\omega)]_{N_i \times N_i}$ 、右奇异矩阵  $[\tilde{V}(\omega)]_{N_0 \times N_i}^H$  一一对应。

$[\tilde{L}]$  矩阵在每一阶处有  $\{\tilde{L}_r\} = \tilde{Q}_r \{\tilde{\phi}_{r,drv}\}$ ， $\{\tilde{\phi}_{r,drv}\}$  是驱动点的振型向量， $\tilde{Q}_r$  是模态比例因子。

结构的固有模态频率和单自由度体系的缩放因子可用加强的频率响应函数 (Enhanced frequency response function, eFRF) 来识别，其与 CMIF 图的峰值相关，并估算频率和阻尼比。

模态比例因子  $\tilde{Q}_r$  是未知的，可由公式 (4.29) 中的最小二乘估计公式求解。

$$\frac{1}{Q_r} = C_{1r} C_{2r} \begin{Bmatrix} eH(\omega_1)_r \\ eH(\omega_2)_r \\ \vdots \\ eH(\omega_k)_r \end{Bmatrix}^+ \begin{Bmatrix} 1/(j\omega_1 - \lambda_r) \\ 1/(j\omega_2 - \lambda_r) \\ \vdots \\ 1/(j\omega_k - \lambda_r) \end{Bmatrix} \quad (4.29)$$

在公式中， $C_{1r} = \{\phi_r\}^T \{\phi_r\}$ ， $C_{2r} = \{\phi_{r,drv}\}^T \{\phi_{r,drv}\}$ 。  $eH(\omega)_r = \{\phi_r\}^T [H^d(\omega)] \{\phi_{r,drv}\}^T$ ，

这是加强的第  $r$  阶频率响应函数 (eFRF)。

当频率  $\omega$  与结构的第  $r$  阶固有频率  $\omega_r$  相等时， $1/(j\omega - \lambda_r)$  趋向于无穷大，即可使得其对应的奇异值  $\tilde{s}_i(\omega_r)$  趋向于很大。因此，当以  $\omega$  为自变量  $\tilde{s}_i(\omega_r)$  ( $i=1,2,\dots,N_i$ ) 的对数值为因变量作图 (CMIF 图) 时，在结构各阶的固有频率处会使得第一奇异值对应的曲线产生局部峰值，每个峰值处的频率值即为结构识别得到的各阶固有频率，峰值的拾取个数即为在选定的频率范围内的模态个数，结构的位移振型参数近似等于第一左奇异向量  $\{\tilde{u}_1(\omega_r)\}$ ，可用下式获得<sup>[124, 128]</sup>：

$$\{\tilde{u}_1(\omega_r)\} \approx \{\tilde{\phi}_r\} \quad (r=1,2,\dots,n) \quad (4.30)$$

#### 4.4 超高层建筑结构现场测试简介

基于新型不等高双塔协同抗侧结构体系 (高空刚性连接) 设计及施工关键技术研究项目对高层结构施工阶段进行随机振动测试，本文选择对该不等高超高层

双塔刚性体结构中仍处于施工阶段的 A 塔于 2023 年 1 月 11 日进行随机振动测试，进行测试时 A 塔处于停工状态，此时 A 塔施工至 133.2m（31F）。通过对 A 塔施工至 31F 时的结构进行随机振动测试，并通过自然激励法和 CMIF 法对结构的基本模态参数信息进行识别。

由于分布式在线监测系统具有轻便小巧、信息传递快捷且精确度高、数据信号采集噪声低等特点。本文选择构建分布式加速度在线监测系统，并实现远程无线控制。分别在 A 塔的第 5、10、17、25、31 层放置加速度传感器，在各层设置一个采集模块（采集器）。将 25 层设置为基站层，在 25 层设置控制器与工控机，如图 4.1。采集器与控制器之间通过 RS485 总线通讯，通过控制器实现多个采集器之间的信息同步，进而通过工控机对控制器的控制，以实现加速度时域信号的实时同步采集，并通过工控机实现对加速度在线监测系统的无线实时控制。

由于 A 塔高层结构的平面布置相对规则，因此本文建立的加速度在线监测系统仅对结构在 X、Y 两个水平方向上进行了测试（整体平动和扭转），在同一平面上的 X、Y 正交方向上各层最外侧主框架柱各安装两个传感器，分布在各楼层三个角落的主承重柱上，A 塔的测点布置如下图 4.1 所示。图 4.2 列出了 A 塔结构的各层测点加速度传感器布置图及结构平面布置。加速度传感器采用东华测试的磁电式速度传感器 2D001，采样频率设置为 100Hz，灵敏度为  $0.3V/m \cdot s^{-2}$ 。选用 DH5971N 分布式在线监测系统控制器、采集器。

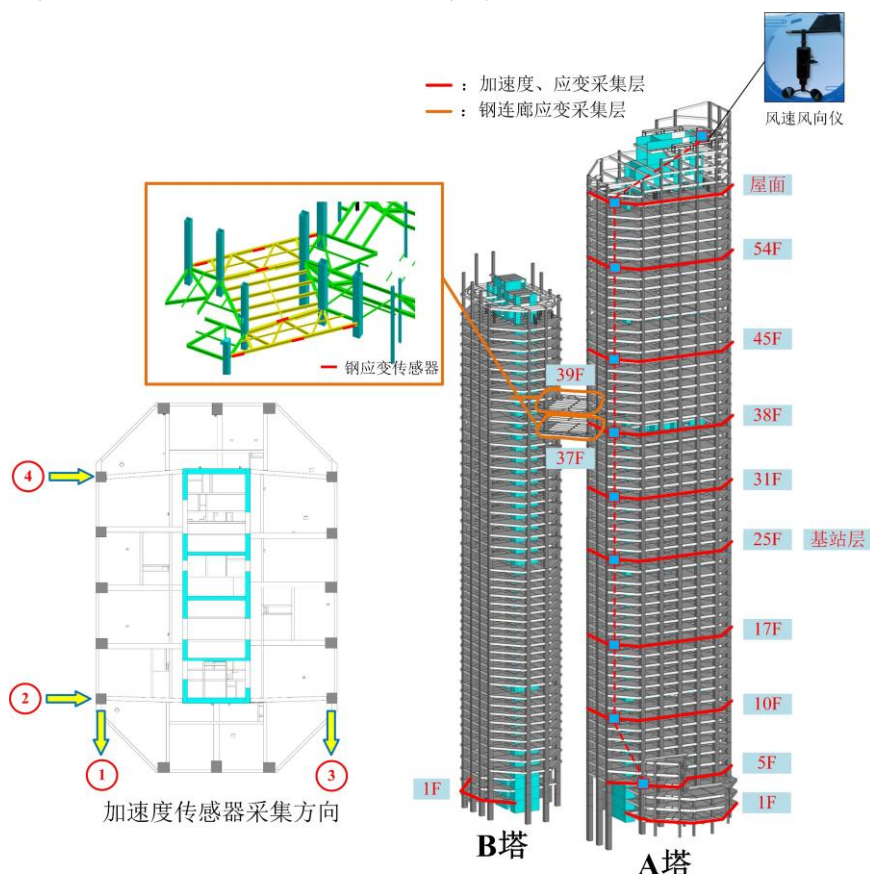


图 4.1 A 塔加速度采集系统布置方案（立面图）

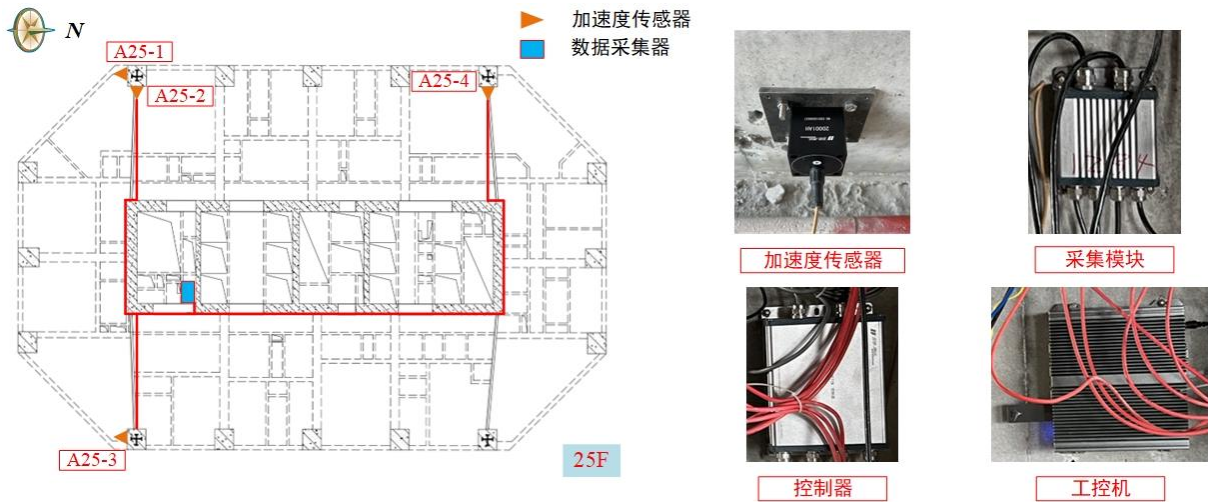


图 4.2 A 塔高层加速度信号采集系统平面布置（以 25 层为例）

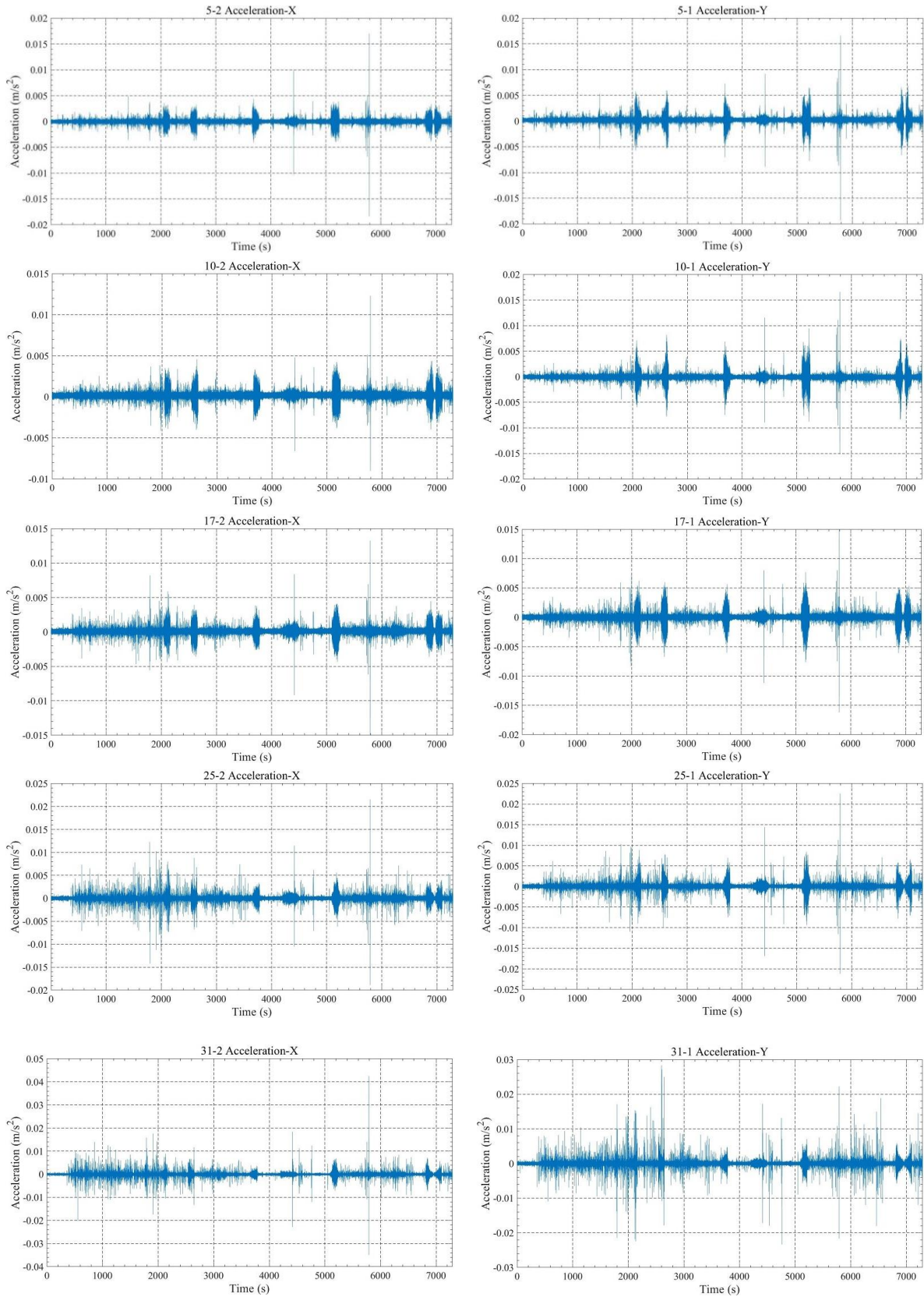
#### 4.5 超高层建筑结构信号分析与模态参数识别

以不等高超高层双塔中的A塔的环境随机振动测试采集到的数据为基础，通过求解各测点的互相关函数估计随机振动测试中的伪频响函数，进而利用CMIF方法识别高层结构A塔的基本模态参数。随机振动测试下A塔的X、Y向的加速度时程曲线（以2、1号测点为例）如图4.3所示，加速度信号的采样时间为2h。将加速度在线采集系统采集到的各个测点的加速度响应信号进行分段平均，分段数为89段，每段数据的点数为729282；其次，通过NE<sub>x</sub>T法模拟已知输入输出信号的冲击振动测试，对于X、Y方向，各选择两个参考点，均选择5层的2个测点为参考点，求解所有测点加速度信号与参考点处信号的互相关函数；最后，通过傅里叶变换，获得X、Y方向的频响函数，进而采取CMIF法识别结构的基本模态参数。

根据记录的加速度数据，得到各层的最大值，得到加速度和位移在X和Y方向上的包络曲线，如图4.4所示。这表明，沿A塔高度，X方向加速度峰值先从1F减小到10F，然后从10F增加到31F。Y方向加速度峰值先从1F减小到17F，然后从17F增加到31F。值得注意的是，上层的峰值大于下层的峰值，最大值出现在顶层(31F)，X、Y向的加速度峰值分别为 $0.043\text{m/s}^2$ 、 $0.028\text{ m/s}^2$ 。结果表明，尽管地面运动很小，但高层建筑对动态激励很敏感。

A塔高层建筑结构上层在自然激励作用下加速度相对较大，在高层建筑设计时应充分考虑这一点。从图4.4也可以看出包络曲线是光滑的。高层下层加速度出现随高度增高加速度减小的趋势，这是由于A塔结构1F-6F为底部加强区且12F为避难层，1F-6F和12F的刚度远大于普通层。





(a) A 塔 X 向加速度时程曲线

(b) A 塔 Y 向加速度时程曲线

图 4.3 A 塔加速度时程曲线

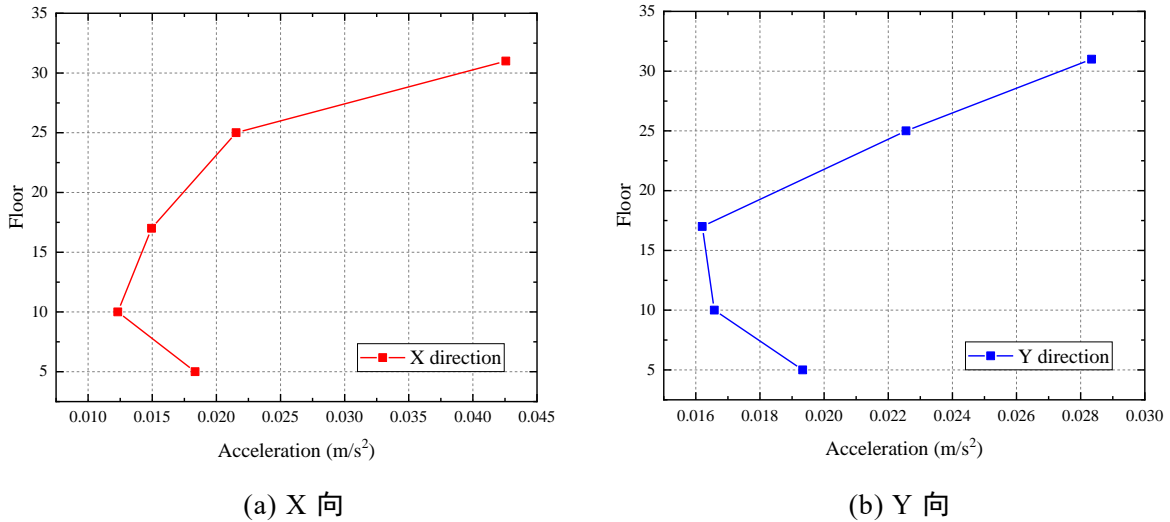
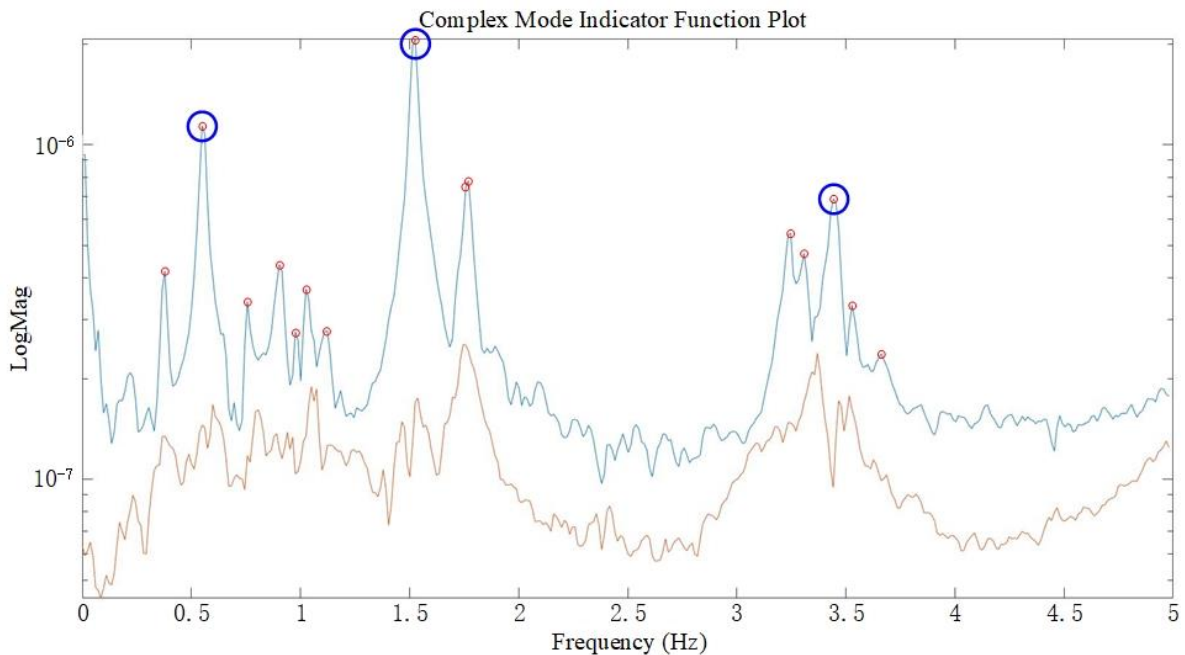


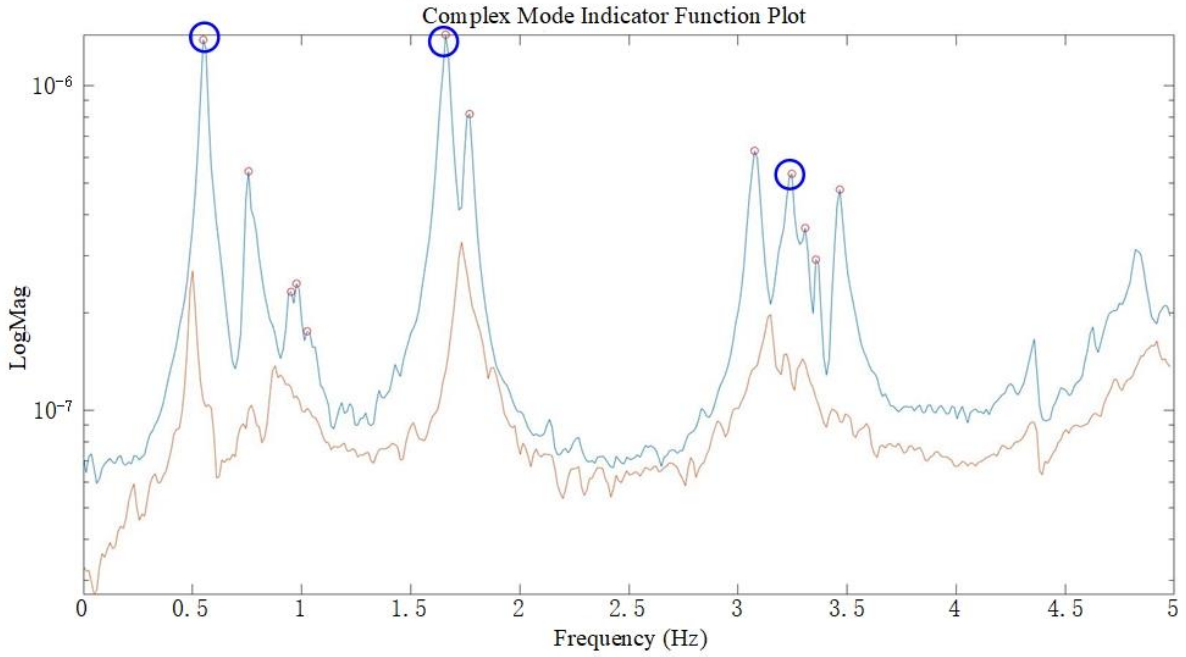
图 4.4 A 塔加速度包络曲线

不等高超高层双塔A塔X、Y向的复模态指示函数图如图4.5所示。根据CMIF图可以清晰的看出结构在X、Y方向均存在3个密集模态区，通过拾取CMIF图的峰值，识别结构的模态参数。模态保证判据（Modal Assurance Criteria, MAC）可以代表两个模态振型之间的相关性，其值为0~1，MAC值越接近1，说明两个模态振型很接近。由于结构的模态振型不会因为噪声或者结构的微小变化而改变，且噪声模态往往表现出较弱的相关性。因此，结合模态振型的形式并选择MAC值接近0（即相关性差）的模态振型作为结构的真实模态（如图4.5蓝色圈选）。

不等高超高层双塔A塔前3阶模态参数见表4.1所示。在每一阶固有频率处对根据测试获得的加速度数据获得的伪频响函数进行奇异值分解，结构的固有振型即为左奇异向量，识别的结构X、Y向前三阶平动振型如图4.6所示。



(a) X 向 CMIF 图

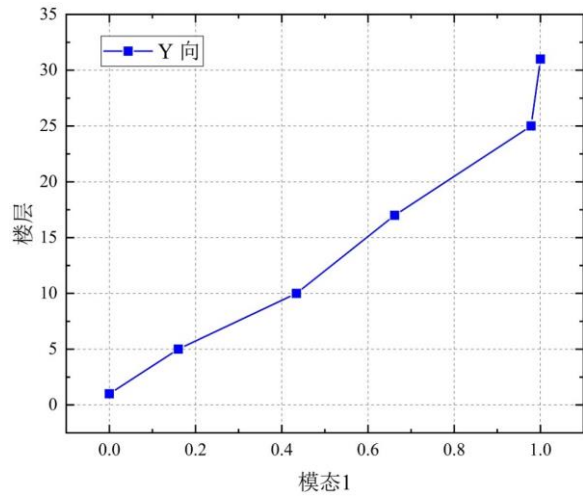
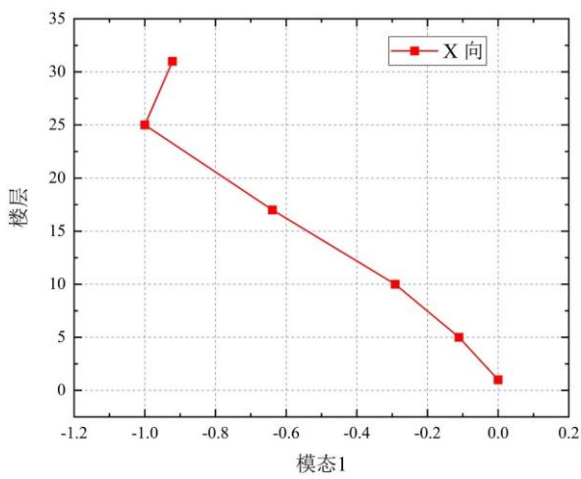


(b) Y 向 CMIF 图

图 4.5 随机振动测试 A 塔 CMIF 奇异值函数图

表 4.1 A 塔 X、Y 向前三阶模态参数

方向	模态	频率(Hz)	阻尼比(%)
X 向	1 阶	0.5516	3.0382
	2 阶	1.7404	0.8477
	3 阶	3.4411	0.6938
Y 向	1 阶	0.5520	2.6318
	2 阶	1.6587	1.2404
	3 阶	3.2535	1.7498



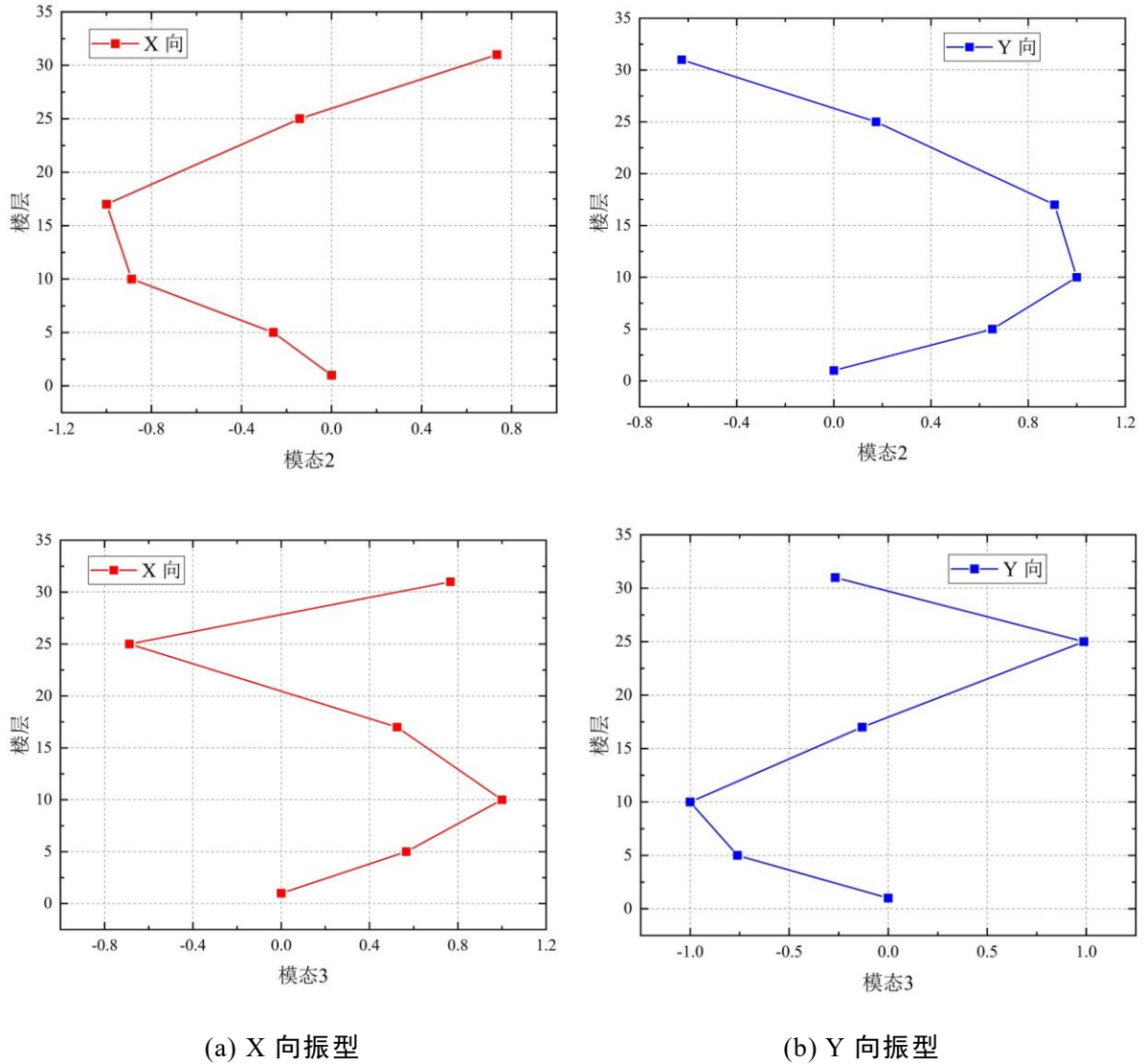


图 4.6 随机振动测试下 A 塔振型图

## 4.6 本章小结

本章通过采集随机振动的环境激励测试下的加速度响应信号，对高层结构 A 塔进行结构模态识别。首先，构建了结构健康监测中完整的加速度采集模块，对高层结构进行 X、Y 方向的加速度传感器的分布式布置。其次，计算各个测点与参考层测点响应之间的互相关函数，进而通过傅里叶变换获得结构在随机振动下 X、Y 方向的频响函数。进而，并采用常用的复模态指示函数法（CMIF）识别得到结构的基本模态参数。本章主要的工作内容如下：

(1) 对超高层 A 塔在施工阶段建立了加速度无线采集系统并对加速度响应进行了分析。分别在 A 塔的第 5、10、17、25、31 层布置了加速度传感器和采集模块实现在线实时监测与无线采集。由于 A 塔结构 1F-6F 为底部加强区且 12F 为避难层（即 1F-6F 和 12F 的刚度远大于普通层），使得高层加速度出现随高度增加

先减小后增加的趋势。值得注意的是，上层的峰值大于下层的峰值，最大值出现在顶层（31F），X、Y 向的加速度峰值分别为  $0.043\text{m/s}^2$ 、 $0.028\text{m/s}^2$ 。

（2）基于建立的加速度无线采集系统，对 A 塔结构进行随机振动测试，进而对采集得到的振动响应信号进行模态识别。首先，对未施工状态下的高层结构进行加速度信号采集；其次，将各个测点和参考点做互相关由此获得测点和参考点之间的互相关函数，进而通过对互相关函数做傅里叶变换得到伪频响函数；最后，采用复模态指示函数法识别得到结构的基本模态参数信息。

## 第5章 基于随机振动的超高层建筑结构柔度识别

### 5.1 引言

由于传统的模态识别只能得到结构的基本模态参数无法更加直接的反应结构的变形能力，因此本章介绍了一种结合随机振动测试和有限元来识别结构柔度矩阵的方法，并通过识别得到的柔度矩阵预测高层结构的侧向变形。值得注意的是，本章节所使用的是由地面运动和风等环境激励所激发的响应数据，然而仅通过普通的模态参数识别方法获得结构的基本模态参数（频率、阻尼比、振型等）无法较为准确的对结构的安全状态进行评估。在此基础上，本章节首先介绍了由环境激励实验（只有输出）得到的伪频响函数和由冲击试验（同时具备输入和输出）获得的频响函数（真实频响函数）之间的关系。其次，利用仅根据输出信号得到的伪频响函数识别得到的频率、阻尼比、振型等基本模态参数，结合通过有限元模型提取得到的集中质量矩阵获得结构的柔度矩阵。最后利用得到的柔度矩阵，预测在任意静力荷载下的结构变形。

### 5.2 随机振动下伪频响函数与冲击振动下频响函数间的关系

一种评估结构状况的有效方法是通过冲击试验，在冲击试验中同时测量输入力和相应的结构响应，该方法可以得到频响函数（FRF）的大小，是后续质量归一化模态振型和结构柔度识别所必需的，而方法的缺点是需要人工励磁装置，这意味着在现场试验中很难进行，特别是在超高层结构中。随机振动测试很容易实施，因为它利用交通和风荷载等自然运动来激励高层结构，然而由于环境力难以测量，环境试验数据估计的结构频响（以下称为伪频响函数）与冲击试验数据估计的结构频响（以下称为真实频响函数）具有相同的形状，但大小不同，通过环境激励实验识别得到的模态振型不是质量标准化的。下面通过理论公式推导，介绍随机振动和理论频响函数之间的关系。

#### 5.2.1 理论频响函数

N 自由度结构在模态空间中的运动方程为<sup>[129]</sup>：

$$\ddot{q}^r(t) + 2^r \omega_n^r \dot{q}^r(t) + \omega_n^{r2} q^r(t) = \frac{1}{M^r} \{\phi^r\}^T f(t) \quad (5.1)$$

对于具有 N 个自由度的结构，i 点作用脉冲力时，结构 o 点产生的信号为：

$$x_{oi}(t) = \sum_{r=1}^n \phi_{or} \phi_{ir} \int_{-\infty}^t f_i(t) g_r(t-\tau) d\tau \quad (5.2)$$

若在  $i$  点作用冲击力，则当  $\tau = 0$  时结构上的响应函数为：

$$h_{oi}(t) = x_{oi}(t) = \sum_{r=1}^n \tilde{\gamma}_{oi}^r e^{-\zeta_r \omega_{nr} t} \sin \omega_{dr} t \quad (5.3)$$

式中， $\tilde{\gamma}_{oi}^r = \frac{\phi_{or} \phi_{ir}}{m_r \omega_{dr}}$ ， $\phi_{or}$  和  $\phi_{ir}$  为第  $r$  阶位移振型在节点  $o$  和  $i$  处的值。

将公式 (5.2) 进行傅里叶变换即可获得结构的频响函数：

$$H_{oi}(\omega) = \sum_{r=1}^n \tilde{\gamma}_{oi}^r \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-\zeta_r \omega_{nr} t - j\omega t} \sin(\omega_{dr} t) dt \quad (5.4)$$

### 5.2.2 随机振动下伪频响函数

将环境随机振动测试下的自由衰减信号进行傅里叶变换即可获得伪频响函数，本文采取自然激励法 (NExT) 获取结构的自由衰减信号。NExT 基于时间历史中输出响应的自相关和互相关函数。这项技术首先用于 EMA，然后扩展到自然激励下的结构的 OMA。NExT 的第一步是获得不同点环境激励引起的结构响应，之后，从记录数据的时间历史中确定相关函数。一般用相关函数对受环境激励的系统进行分析，其可以表示为衰减正弦信号之和，这与在单位脉冲作用下原始结构的响应表达式一致。结构相应的模态频率和阻尼比，相当于每个衰减正弦信号均存在的一个固有频率和阻尼比。然后，采用时域模态识别方法，将相关函数处理为衰减正弦信号之和以此识别模态参数。

当在结构上施加多个输入力 ( $m=1,2,\dots,n$ ) 时，所有输入位置的互相关函数可由下式获得<sup>[130]</sup>：

$$R_{oi}(T) = \sum_{r=1}^n \frac{\phi_{or}}{m_r \omega_{dr}} \sum_{s=1}^n \sum_{k=1}^m \frac{\Theta_k}{2} \frac{\phi_{kr} \phi_{is} \phi_{ks}}{m_s} \frac{1}{\sqrt{I_{rs}^2 + J_{rs}^2}} e^{-\zeta_r \omega_{nr} T} \sin(\omega_{dr} T + \theta_{rs}) \quad (5.5)$$

式中， $J_{rs} = (\omega_{ds}^2 - \omega_{dr}^2) + (\zeta_r \omega_r + \zeta_s \omega_s)^2$ ， $I_{rs} = 2\omega_{dr}(\zeta_r \omega_r + \zeta_s \omega_s)$ ， $\theta_{rs} = \arctan\left(\frac{I_{rs}}{J_{rs}}\right)$ 。

将式 (5.5) 中的互相关函数与式 (5.3) 中精确的脉冲响应函数进行比较，可以看出两者形式相似，但幅度不同。

因此，对式 (5.5) 中的互相关函数进行傅里叶变换获得伪频响函数：

$$\tilde{H}_{oi}(\omega) = \sum_{r=1}^n \tilde{\gamma}_{oi}^r \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-\zeta_r \omega_{nr} T - j\omega T} \sin(\omega_{dr} T + \theta_{rs}) dT \quad (5.6)$$

式中， $\tilde{H}_{oi}(\omega)$  表示根据环境激励试验获得的伪频响函数其仅与输出信号相关；

$\tilde{\gamma}_{oi}^r = \frac{\phi_{or}}{m_r \omega_{dr}} \sum_{s=1}^n \sum_{k=1}^m \frac{\Theta_k}{2} \frac{\phi_{kr} \phi_{is} \phi_{ks}}{m_s} [I_{rs}^2 + J_{rs}^2]^{-\frac{1}{2}}$ ， $\Theta_k$  为激励力  $f_k(\sigma)$  的强度。

### 5.2.3 冲击振动下真实频响函数

在冲击试验中，同时测量了输入力和结构响应，从中可以估计出频响矩阵，

包括它们的大小与从结构固有参数（质量、刚度和阻尼）计算出来的分析值相当，而随机振动测试不能输出 FRF 大小，因为其只测量了结构响应。

假设在  $p$  点设置有一个动位移采集器采集在  $q$  点作用冲击力  $f_q(t)$  产生的动位移信号为  $x_p(t)$ ，通过傅里叶变换获得  $F_q(\omega)$  和  $X_p(\omega)$ 。

$x_p(t)$ 、 $f_q(t)$  的自功率谱密度函数分别如下式（5.7）和（5.8）所示：

$$GX_p X_p(\omega) = \sum_{i=1}^N X_{pi}(\omega) X_{pi}^*(\omega) \quad (5.7)$$

$$GF_q F_q(\omega) = \sum_{i=1}^N F_{qi}(\omega) F_{qi}^*(\omega) \quad (5.8)$$

$x_p(t)$  和  $f_q(t)$  的互功率谱密度函数为：

$$GX_p F_q(\omega) = \sum_{i=1}^N X_{pi}(\omega) F_{qi}^*(\omega) \quad (5.9)$$

$$GF_q X_p(\omega) = \sum_{i=1}^N F_{qi}(\omega) X_{pi}^*(\omega) \quad (5.10)$$

在冲击振动试验中计算结构的位移频响函数的方法有 3 种（ $H_1$  法、 $H_2$  法和  $H_v$  法），分别适合处理输出数据有噪声、输入数据有噪声、输入输出数据均有噪声影响时的状况。

(1)  $H_1$  法

$$H_{pq}(\omega) = \frac{GX_p F_q(\omega)}{GF_q F_q(\omega)} \quad (p, q = 1, 2, \dots, n) \quad (5.11)$$

(2)  $H_2$  法

$$H_{pq}(\omega) = \frac{GX_p X_p(\omega)}{GF_q X_p(\omega)} \quad (5.12)$$

(3)  $H_v$  法

构造功率谱密度矩阵其可由输入输出的互功率和自功率谱密度函数获得：

构造方法一：

$$[GFFX(\omega)] = \begin{bmatrix} GF_q F_q(\omega) & GF_q X_p(\omega) \\ GX_p F_q(\omega) & GX_p X_p(\omega) \end{bmatrix} \quad (5.13)$$

在每个频率点  $\omega$  处对  $[GFFX(\omega)]$  特征值分解可得：

$$[GFFX(\omega)] = [V(\omega)][\Lambda(\omega)][V(\omega)]^H \quad (5.14)$$

式中， $[\Lambda(\omega)]$  为特征值对角矩阵，取最小特征值  $\lambda_{\min}(\omega)$  对应的特征向量  $\{V(\omega)\}_{\lambda_{\min}}$ ，对  $\{V(\omega)\}_{\lambda_{\min}}$  归一化后取共轭获得频响函数  $H_{pq}(\omega)$ 。



$$\{V(\omega)\}_{\lambda_{\min}} = \begin{cases} H_{pq}^*(\omega) \\ -1 \end{cases} (p, q = 1, 2, \dots, n) \quad (5.15)$$

构造方法二：

$$[GFFX(\omega)] = \begin{bmatrix} GX_p X_p(\omega) & GX_p F_q^*(\omega) \\ GF_q X_p(\omega) & GF_q F_q(\omega) \end{bmatrix} \quad (5.16)$$

对  $[GFFX(\omega)]$  在每个频率点  $\omega$  处进行特征值分解，

$$[GFFX(\omega)] = [V(\omega)][\Lambda(\omega)][V(\omega)]^H \quad (5.17)$$

按 (5.14) 式做同样处理即可获得频响函数  $H_{pq}(\omega)$ 。

$$\{V(\omega)\}_{\lambda_{\min}} = \begin{cases} -1 \\ H_{pq}^*(\omega) \end{cases} (p, q = 1, 2, \dots, n) \quad (5.18)$$

依次移动冲击力输入点  $q(q=1, 2, \dots, n)$  和位移输出点  $p(p=1, 2, \dots, n)$  的位置，循环以上过程获得结构的位移频响函数矩阵。根据同一个输入点即参考点和所有输出点之间的频响函数即可获得结构的位移振型。由于利用冲击振动试验从反方向计算的频响函数和从正方向计算的理论频响函数具有一致性，在本文中使用理论频响函数代替冲击作用下获得的频响函数，进而推导其与随机振动测试下获得的伪频响函数之间的关系。

#### 5.2.4 伪频响函数与理论频响函数的幅值关系

从冲击试验数据识别结构柔度的理论已经发展到<sup>[131]</sup>。因此，从仅输出数据中识别结构柔性的一种方法是建立由冲击和环境试验数据估计的频响之间的关系。直接比较公式中导出的频响函数的幅值。(5.4) 和式 (5.6) 比较困难，因为所有的模态都在这些方程中求和。根据模态叠加原理分别比较各模态下的频响函数幅值。在第  $r$  级模态下，式 (5.6) 中的随机振动下伪频响函数幅值与式 (5.4) 中的理论频响函数幅值之比推导如下<sup>[132]</sup>：

$$\tilde{H}_{oi}^r(\omega) = f_{oi}^r H_{oi}^r(\omega) \quad (5.19)$$

$$f_{oi}^r = \frac{\tilde{Z}_{oi}^r}{Z_{oi}^r} = \frac{\sum_{s=1}^n \sum_{k=1}^m \frac{\Theta_k}{2} \frac{\phi_{kr} \phi_{is} \phi_{ks}}{m_s} \frac{1}{\sqrt{I_{rs}^2 + J_{rs}^2}}}{\phi_{ir}} \quad (5.20)$$

由式 (5.19)、(5.20) 可得如下结论：

(1) 仅输出数据 (5.6) 获得的随机振动下得到的在第  $r$  阶模态下的估计频响  $\tilde{H}_{oi}^r(\omega)$  的幅值与精确的理论频响 (5.4) 的幅度成正比，与  $f_{oi}^r$  的比率恒定。

(2) 每个模态的幅值比是一个常数，但它与模态有关，即  $f_{oi}^r$  随模态阶数  $r$  而

变化。

(3) 由公式 (5.6) 可知,  $f_{oi}^r$  与输出节点  $o$  无关, 即  $f_{oi}^r = f_{pi}^r$ , 其中  $o$  和  $p$  为输出节点号,  $i$  为参考节点号。 $\tilde{H}_i^r$  为频响函数矩阵的一列, 与相应的频响函数  $H_i^r$  成正比, 具有相同的比率值  $f_{oi}^r$ , 其中下标  $o$  表示输出总数从 1 到  $N_o$ 。

### 5.3 随机振动测试结合有限元模型的柔度识别

本节的重点是结合有限元模型, 利用仅有输出数据的随机振动测试获得的数据估计结构柔度矩阵。首先测量了结构的动力响应, 并将收集到的仅输出的测量结果用于基本模态参数识别。在此基础上, 通过基于有限元模型提取的集中质量对振型进行质量归一化, 最后获得柔度矩阵<sup>[125]</sup>。

#### 5.3.1 柔度识别理论

当参考节点为  $i$  时, 考虑单参考点情况, 结合 (5.19) 式可知, 随机振动与冲击振动试验数据在频率线  $\omega$  处的频响关系为<sup>[133]</sup>:

$$\tilde{H}(\omega) = \begin{bmatrix} \tilde{H}_{li}(\omega) \\ \vdots \\ \tilde{H}_{oi}(\omega) \\ \vdots \\ \tilde{H}_{N_{oi}}(\omega) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{r=1}^n \tilde{H}_{li}^r(\omega) \\ \vdots \\ \sum_{r=1}^n \tilde{H}_{oi}^r(\omega) \\ \vdots \\ \sum_{r=1}^n \tilde{H}_{N_{oi}}^r(\omega) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{r=1}^n f_i^r H_{li}^r(\omega) \\ \vdots \\ \sum_{r=1}^n f_i^r H_{oi}^r(\omega) \\ \vdots \\ \sum_{r=1}^n f_i^r H_{N_{oi}}^r(\omega) \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^n f_i^r \begin{bmatrix} H_{li}(\omega) \\ \vdots \\ H_{oi}(\omega) \\ \vdots \\ H_{N_{oi}}(\omega) \end{bmatrix} \quad (5.21)$$

式中,  $\tilde{H}(\omega)$  的维数为  $N_o \times 1$ ,  $o$  为输出节点的数量从 1 到  $N_o$ 。公式 (5.21) 的推导是因为  $f_i^r$  依赖于模式阶数和输入节点, 但与输出节点无关。每个模态的幅值比  $f_i^r$  是未知的。

目前有多种数据处理方法用于基本模态参数识别。本文采用 CMIF 方法识别结构的频率、振型和阻尼比。其中, 这些由环境试验和冲击试验数据识别得到的基本模态参数结果非常接近。在确定这些基本模态参数后, 利用它们来估计真实模态振型。在节点  $i$  处选取单个参考时, 输出节点  $o$  的第  $r$  阶模态振型,  $\phi_0^r$  和  $\tilde{\phi}_0^r$  分别在冲击振动测试和随机振动测试中的估计如下所示<sup>[133]</sup>:

$$H_{oi}^r(\omega_l) = \left[ \frac{1}{j\omega_l - \lambda_r} \right] \phi_{0r} \quad (5.22)$$

$$\tilde{H}_{oi}^r(\omega_l) = \left[ \frac{1}{j\omega_l - \lambda_r} \right] \tilde{\phi}_{0r} \quad (5.23)$$

$$\text{式中, } H_{oi}^r(\omega_l) \text{ 和 } \tilde{H}_{oi}^r(\omega_l) \text{ 的趋势均为 } N_s \times 1, \left[ \frac{1}{j\omega_l - \lambda_r} \right] = \begin{bmatrix} \frac{1}{j\omega_1 - \lambda_r} & \frac{1}{j\omega_1 - \lambda_r^*} \\ \vdots & \vdots \\ \frac{1}{j\omega_{N_s} - \lambda_r} & \frac{1}{j\omega_{N_s} - \lambda_r^*} \end{bmatrix},$$

$\lambda_r = -\xi_r \omega_r + j\sqrt{1 - \xi_r^2} \omega_r$ 。对所有输出节点 ( $o = (1, 2, \dots, N_o)$ ) 在所有模态 ( $r = (1, 2, \dots, n)$ )

下写出上述方程, 比例模态振型矩阵  $\phi_{0,r}$  和  $\tilde{\phi}_{0,r}$  可由公式 (5.22)、(5.23) 估计。

将公式 (5.21) 代入公式 (5.23), 并于 (5.22) 比较, 得到  $\phi_r$  与  $\tilde{\phi}_r$  的关系如下:

$$\{\tilde{\phi}_r\} = f_i^r \{\phi_r\} \quad (5.24)$$

由此可知, 仅从随机振动测试数据中识别的振型与质量归一化振型 (即真实振型) 之间存在一定的比例关系, 即公式 (5.24) 所示。式中,  $\{\phi_r\}$ 、 $\{\tilde{\phi}_r\}$  分别为第  $r$  阶质量归一化和未归一化的振型。

根据公式 (5.24), 得到纯输出数据估计的模态质量、比例因子等参数与冲击试验数据的关系如下:

$$\tilde{M}^r = (\tilde{\phi}^r)^T M \tilde{\phi}^r = (f_i^r)^2 M^r \quad (5.25a)$$

$$\tilde{Q}^r = \frac{1}{\tilde{\phi}_i^r} = \frac{1}{f_i^r} Q^r \quad (5.25b)$$

式中,  $M$  为结构质量,  $\tilde{M}^r$  为环境振动测试识别的第  $r$  阶模态质量,  $\tilde{Q}^r$  为环境振动测试识别的第  $r$  阶模态的比例系数, 公式 (5.24) 和 (5.25) 分别构建了来自环境和冲击试验数据的参数之间的关系。它们为随后从环境试验数据中识别柔度矩阵提供了基础。

质量归一化的振型需满足以下条件<sup>[133]</sup>:

$$\begin{cases} \{\phi_r\}^T [M] \{\phi_r\} = 1 \\ \{\phi_r\}^T [K] \{\phi_r\} = \omega_r^2 \end{cases} \quad (5.26)$$

其中,  $[M]$  为从有限元模型中提取的集中质量矩阵。

对振型进行质量归一化的缩放系数可以通过将 (5.24) 带入 (5.26) 获得:

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{\{\tilde{\phi}_r\}^T [M] \{\tilde{\phi}_r\}}} \quad (5.27)$$

当在具有  $N$  个自由度的结构上的节点  $q$  作用有单点冲击力时, 结构上  $p$  点的

频响应函数可以表示为<sup>[133]</sup>:

$$H_{pq}(\omega) = \sum_{r=1}^m \left[ \frac{Q_{Ar} \tilde{\phi}_{pr} \tilde{\phi}_{qr}}{(j\omega - \lambda_r)} + \frac{Q_{Ar}^* \tilde{\phi}_{pr}^* \tilde{\phi}_{qr}^*}{(j\omega - \lambda_r^*)} \right] \quad (5.28)$$

其中,  $Q_{Ar}$  为第  $r$  阶模态缩放系数;  $Q_{Ar}^*$  为  $Q_{Ar}$  的共轭复数;  $\tilde{\phi}_{pr}$ 、 $\tilde{\phi}_{qr}$  分别为第  $r$  阶节点  $p$ 、 $q$  的振型系数;  $\tilde{\phi}_{pr}^*$  和  $\tilde{\phi}_{qr}^*$  分别为  $\tilde{\phi}_{pr}$  和  $\tilde{\phi}_{qr}$  的共轭复数;  $\lambda_r$  为系统的第  $r$  阶极点;  $\lambda_r^*$  为  $\lambda_r$  的共轭复数,  $\lambda_r^* = -\xi_r \omega_r - j\omega_r \sqrt{1 - \xi_r^2}$ 。

第  $r$  阶的模态质量  $M_{Ar}$  与  $Q_{Ar}$  之间存在以下关系:

$$Q_{Ar} = \frac{1}{2j\omega_r M_{Ar}} \quad (5.29)$$

式中,  $\omega_r$  为第  $r$  阶的固有频率。

当模态质量  $M_{Ar} = 1$  时, 即可得质量归一化模态振型, 此时  $Q_{Ar} = \frac{1}{2j\omega_r}$ 。如果所得振型为质量归一化振型, 将式 (5.28) 中的未归一化的模态振型替换为质量归一化模态振型, 结合公式 (5.28) 和 (5.29), 可得<sup>[133]</sup>:

$$H_{pq}(\omega) = \sum_{r=1}^m \left[ \frac{Q_r \phi_{pr} \phi_{qr}}{(j\omega - \lambda_r)} + \frac{Q_r^* \phi_{pr}^* \phi_{qr}^*}{(j\omega - \lambda_r^*)} \right] \quad (5.30)$$

式中,  $Q_r$  为仅与结构固有频率相关的模态比例系数,  $Q_r^*$  为  $Q_r$  的共轭复数。在公式 (5.30) 中取  $j\omega = 0$ , 即可得模态柔度矩阵。

此时在  $q$  点作用有单位力, 节点  $p$  的位移可表示为<sup>[133]</sup>:

$$F_{pq} = H_{pq}(j\omega = 0) = \sum_{r=1}^m \left[ \frac{Q_r \phi_{pr} \phi_{qr}}{-\lambda_r} + \frac{Q_r^* \phi_{pr}^* \phi_{qr}^*}{-\lambda_r^*} \right] \quad (5.31)$$

在结构的各个自由度节点循环作用单位力, 进而获得各个自由度节点在单位力作用下的位移, 由此获得结构的柔度矩阵:

$$[F] = \begin{bmatrix} F_{11} & \cdots & F_{1N} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ F_{N1} & \cdots & F_{NN} \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^m \left[ \frac{Q_r \phi_r \phi_r}{-\lambda_r} + \frac{Q_r^* \phi_r^* \phi_r^*}{-\lambda_r^*} \right] \quad (5.32)$$

其中,  $\phi_r$  为第  $r$  阶质量归一化振型系数。在结构上作用一个力  $\{f\}$ , 则结构的预测变形为  $\{D\} = [F]\{f\}$  详细理论见参考文献<sup>[125]</sup>。

### 5.3.2 随机振动测试结合有限元模型的柔度识别流程

本节结合随机振动测试和超高层 A 塔有限元模型, 获得结构的质量归一化振

型，进而结合随机振动测试识别得到的基本模态参数求解柔度矩阵，以此获得高层结构在静力荷载作用下侧向变形得预测值，从而实现高层结构的状态评估。结合有限元模型的高层结构柔度矩阵识别及侧向变形预测的流程如图 5.1 所示。

(1) 首先获得高层结构在环境自然激励下各测点的加速度信号，进而对获得的信号进行初步预处理；

(2) 对处理好的加速度信号采取互相关函数法和傅里叶变换获得环境激励下的结构伪频响应函数；

(3) 采取 CMIF 法识别结构在环境激励下的结构基本模态参数，即频率、振型系数、阻尼比等；

(4) 从有限元模型中提取高层结构各层的集中质量，获得结构的集中质量矩阵，通过公式 (5.26) 获得结构的质量振型缩放系数，进而得到质量归一化振型；

(5) 根据质量归一化模态振型系数和识别得到的基本模态参数，重构结构在随机振动测试下的位移频响应函数，取  $j\omega=0$ ，即可获得高层结构的柔度矩阵；

(6) 根据求得的柔度矩阵，计算静力荷载作用下高层结构的侧向变形，并于模型在相同静力荷载作用下结构的侧向变形进行比较，进而对高层结构进行状态评估。

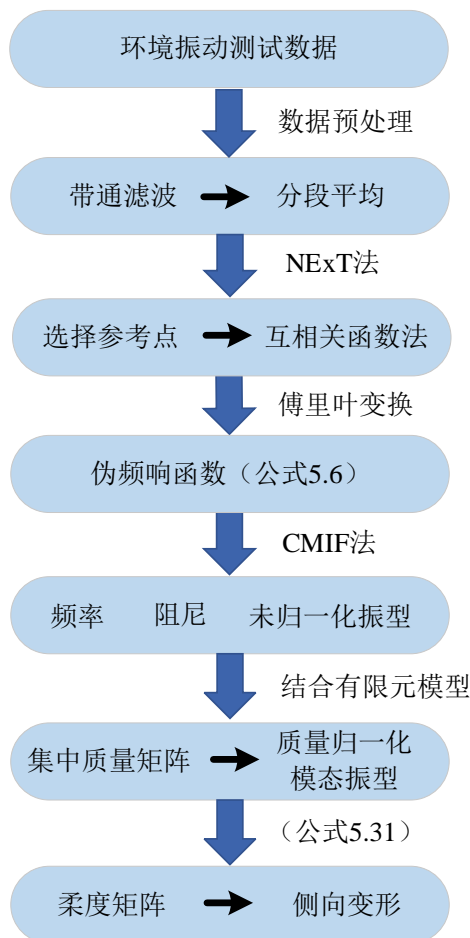


图 5.1 随机振动测试结合有限元模型的柔度识别流程图

### 5.3.3 超高层建筑结构现场实测案例

本节基于不等高超高层双塔连体结构的 A 塔，对随机振动测试结合有限元模型的柔度识别理论进行验证。首先，介绍了用于提取集中质量矩阵的有限元模型；其次，结合第 4 章识别得到的模态参数，获得高层结构的柔度矩阵；最后，结合求得的柔度矩阵，计算在特定静力荷载作用下高层结构的侧向变形，并于有限元模型在相同静力荷载作用下的侧向变形进行对比，实现对超高层结构在施工阶段的状态评估。

通过 5.2 节可知，通过环境随机振动测试只能获得伪频响函数，进而获得伪柔度矩阵，据此预测获得的结构变形在理论上与真实的变形之间存在一定的比例关系，这主要是由于输入信号的未知造成的。若要从仅有的环境激励试验获得的模态参数获得真实的柔度矩阵，需要借助有限元提供结构的质量信息。根据有限元获得结构的集中质量矩阵，进而结合环境激励实验识别的基本模态参数信息获得结构的质量归一化振型，以及结构的柔度矩阵。利用盈建科建筑设计软件 YJK V4.1.0 建立不等高超高层双塔连体结构 A 塔施工至 31F（133.2m）时的有限元模型（参数设置按 2.4 节同等考虑），如图 5.2 所示。超高层 A 塔 31F 以下结构在有限元模型中的模型材料参数设置如下：核心筒剪力墙、柱、连梁混凝土强度等级为 C60，梁、板混凝土强度等级为 C35。A 塔施工至 31F 时，2-6 层层高为 4.5m，1、12、24 层层高为 4.8m，其余楼层层高均为 4.1m，其中，12 层和 24 层为避难层。

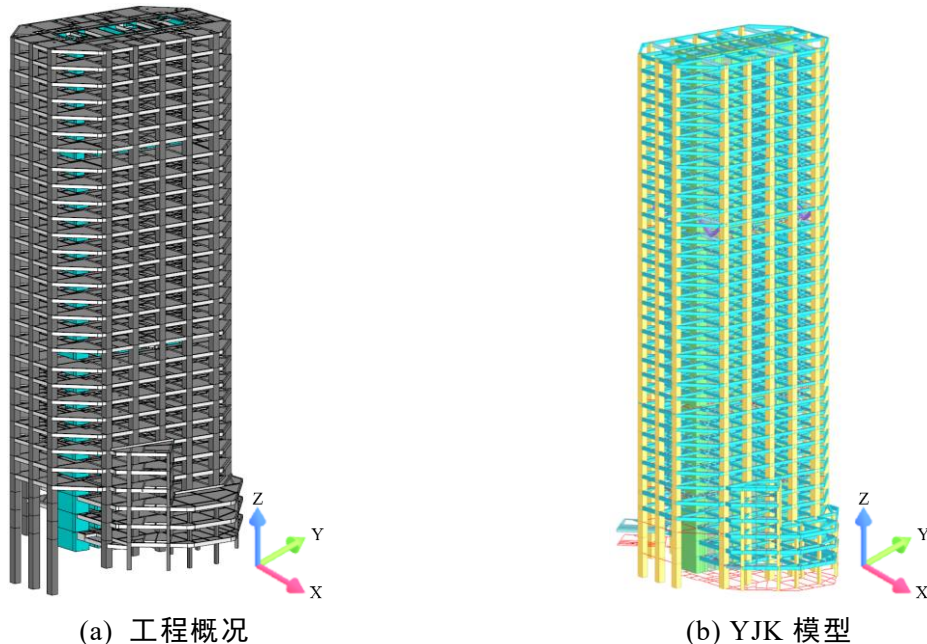


图 5.2 不等高超高层双塔连体结构 A 塔

对于超高层结构的状态评估，其在施工期的结构体系尚未成型，抗侧力体系不完整，结构稳定性相对较低，且主体结构直接暴露于外部环境中，受环境影响

容易产生较大结构变形，因此实现对高层结构侧向变形的预测，进而以此反映结构性能和评估结构安全是十分重要的。由于实际工程体量大、设备使用受限、信号干扰等原因，对实际高层结构进行侧向静力荷载作用下的实验研究是较为困难的，而随机振动测试无需施加人为激励即可获得高层结构产生的响应信息。由于结构得振动位移可由结构的多阶模态振型进行叠加表示，本节先利用第 4 章求得的结构上不同位置的分布式动态加速度数据得到振型参数等信息，再基于基本模态参数结合有限元模型获得归一化的振型，进而基于 5.3.2 节的理论求得结构的柔度矩阵，进而通过静力荷载矩阵和柔度矩阵的乘积对结构的变形进行预测。

基于有限元模型提取与实际加速度传感器采集位置相对应楼层的质量集中矩阵如下所示：

$$[M] = \begin{bmatrix} 4.29 & & & & & & \\ & \ddots & & & & & \\ & & 3.59 & & & & \\ & & & \ddots & & & \\ & & & & 3.25 & & \\ & & & & & \ddots & \\ & & & & & & 3.25 \end{bmatrix} \times 10^6 \text{ kg} \quad (5.32)$$

利用公式 (5.26) 计算各阶的质量归一化振型，将该系数乘以随机振动测试识别的振型，即可求得相应的质量归一化振型，如图 5.3，并通过线性插值拟合获得高层建筑结构各层的振型系数。

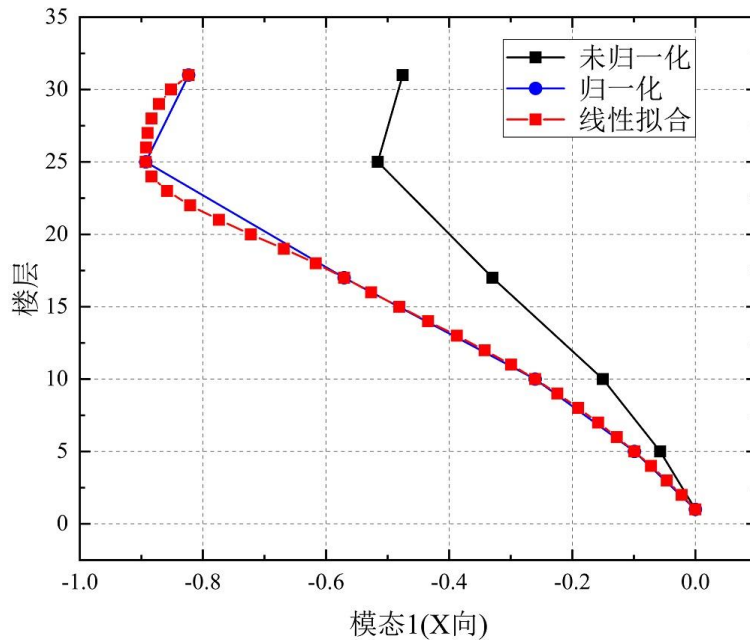


图 5.3 质量归一化振型（以 X 向 1 阶模态为例）

进而，结合第 4 章通过随机振动测试识别获得的基本模态参数结合有限元模型获得结构 X 向和 Y 向的频率、质量归一化的振型和阻尼，进而重构真实频响函数（公式 5.29），取频响函数在  $j\omega=0$  处的值，即可求得高层结构的柔度矩阵（公式 5.31）。识别得到的 X、Y 向的柔度矩阵如图 5.4、5.5 所示，其中，X、Y 向

分别为 A 塔建筑结构的弱、强轴方向。

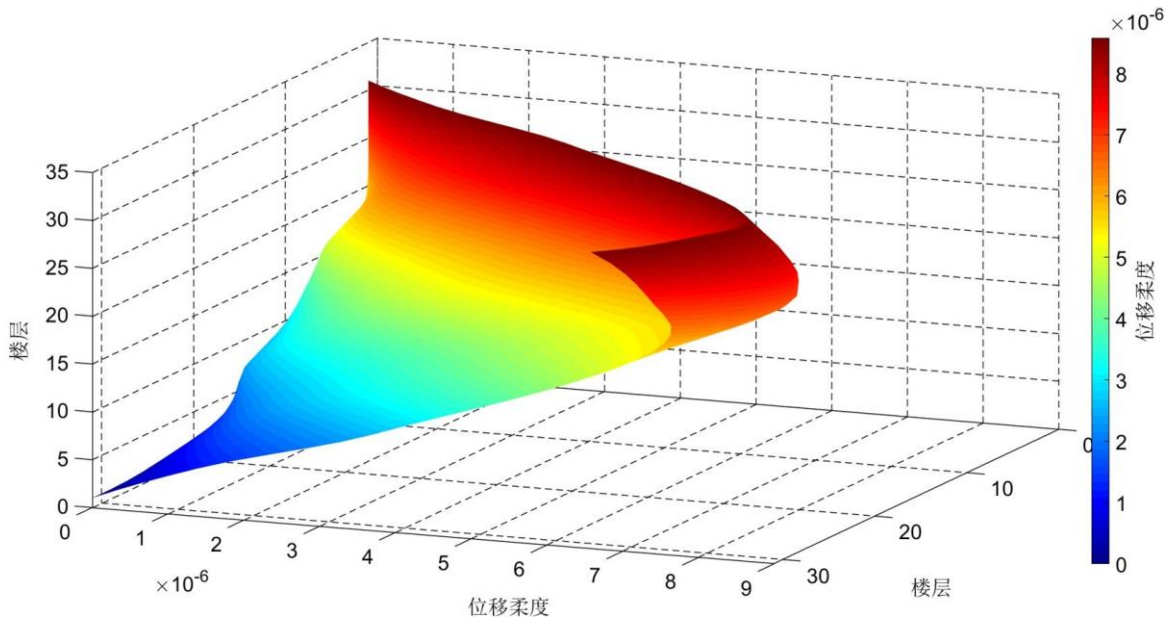


图 5.4 高层 X 向柔度矩阵

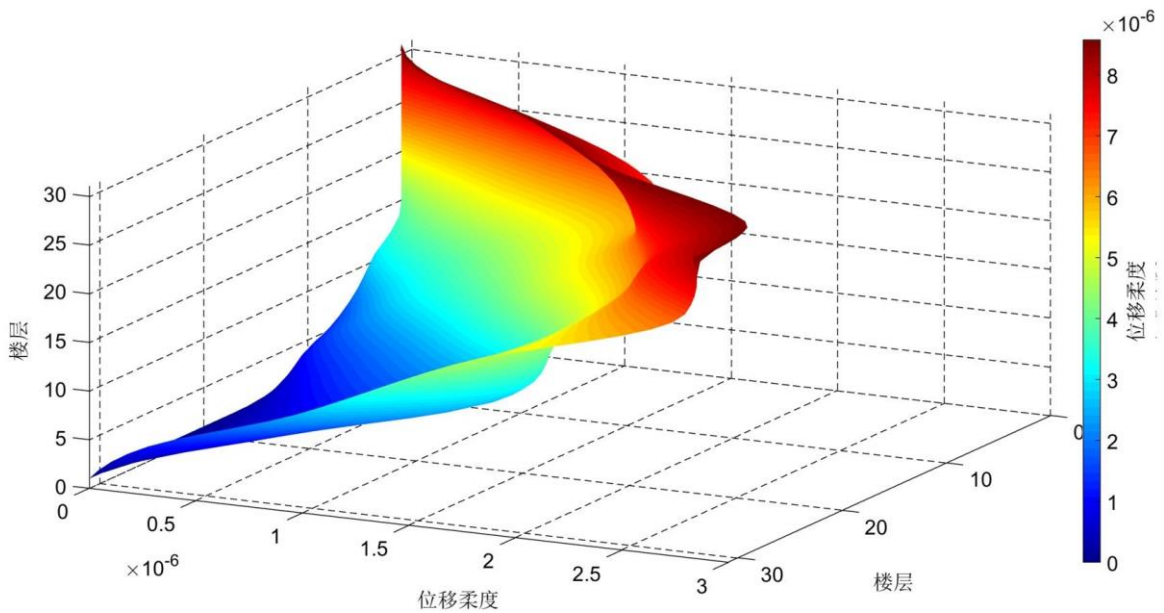


图 5.5 高层 Y 向柔度矩阵

在本节的验算中设置以下工况对柔度矩阵进行验算：即在不等高超高层双塔中施工阶段（施工至 31 层）的 A 塔，每层加速度传感器布置位置的柱底部施加 20kN 的水平侧向力静荷载。根据识别得到的柔度矩阵乘以该工况对应位置的节点力向量，即可得到在该工况下高层结构 X、Y 向的侧向变形，如图 5.6 和图 5.7 所示，该结果与有限元模型计算结果的误差分别为 13.41%、15.75%。

从图中可以看出柔度法识别的结构侧向变形在 12 层、24 层避难层附近变形趋势有所变化，这是因为高层结构在避难层结构侧向刚度有所突变造成的，这也在一定程度上证实了根据随机振动测试结合有限元模型的柔度识别方法的合理性。



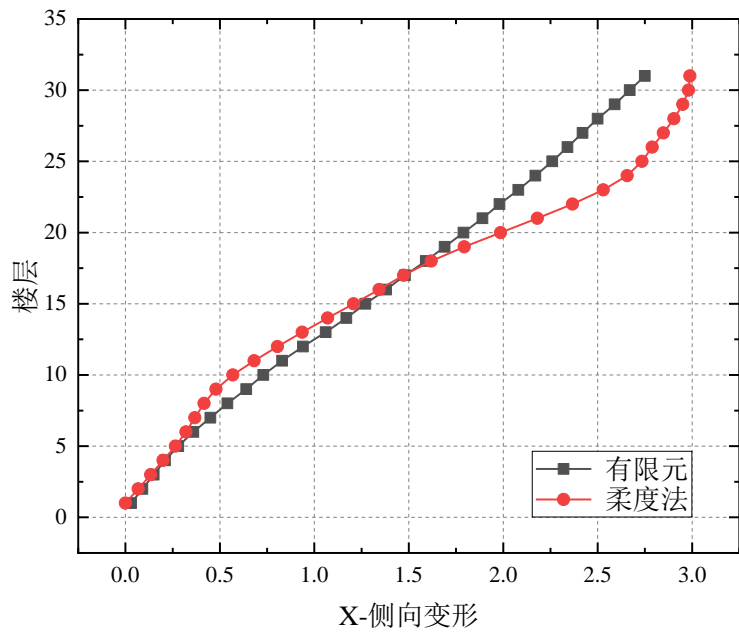


图 5.6 预测的高层 X 向侧向变形

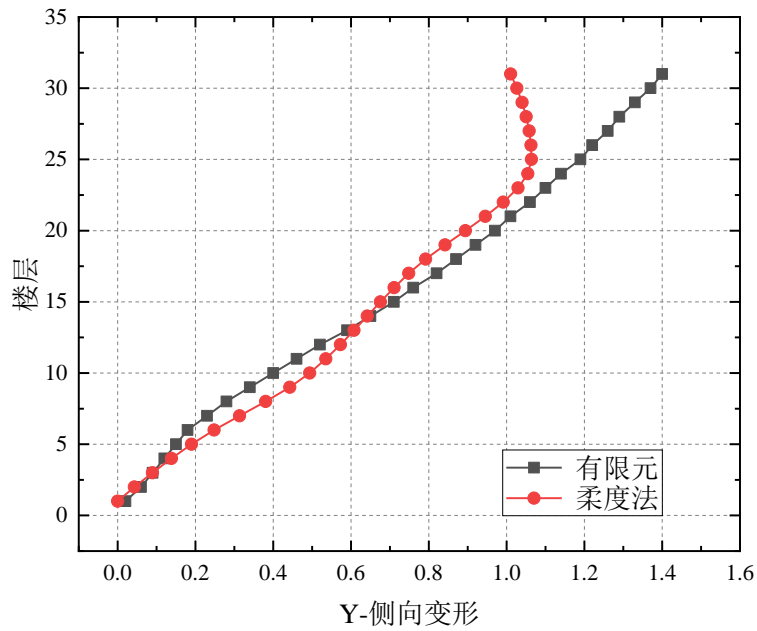


图 5.7 预测的高层 Y 向侧向变形

## 5.4 本章小结

本章首先介绍了随机振动测试与冲击振动测试下频响函数间的关系，以及根据随机振动测试结合有限元模型的柔度识别方法。除此之外，本章利用该方法求得了实际高层结构在静力荷载工况下的侧向变形，并与在相同工况下通过有限元计算的结果进行了对比，对识别的柔度矩阵得正确性进行了验证。

(1)介绍了理论频响函数与从随机振动测试中获得的伪频响函数之间的幅值比例关系,进而得到了随机振动下的模态振型与冲击振动下模态振型的比例关系。最后，结合有限元模型得到结构的集中质量矩阵，结合随机振动测试识别的模态

参数信息，得到结构的柔度矩阵。

(2) 建立了本文实测高层案例的有限元模型，对随机振动测试结合有限元模型的柔度识别理论进行验证。通过有限元模型提取高层结构的集中质量矩阵的；结合通过环境激励测试识别得到的模态参数，获得高层结构的柔度矩阵；结合求得的柔度矩阵，计算在特定静力荷载作用下高层结构的侧向变形，并与有限元模型在相同静力荷载作用下的侧向变形进行对比，以便于未来识别高层结构连体前后刚度的变化对比，以及分析钢连廊对结构抗侧向变形的影响。

## 第6章 连体结构吊装施工研究

### 6.1 引言

由于双塔高层建筑的施工进度还未达到钢连廊连接的施工节点，目前对钢连廊结构设计了2种施工方法（散装拼接和整体吊装），对通过初步选择确定的整体吊装方法，以某大跨度重型钢桁架吊装过程进行实时监测为例，通过在结构关键截面位置处布设应变传感器，对施工过程中结构关键位置的真实应变分布情况进行分析，以及连体结构（钢桁架）连接前后内力重分布对结构的影响。进而，基于大型有限元软件 ABAQUS 建立精细化有限元模型并进行了模型校验，对吊装完成后结构的各关键受力部位进行了应力分析。从而证实了液压吊装技术和结构监测手段对于保障连廊结构安全的重要性。

### 6.2 钢连廊施工方案研究

#### 1、散装拼接方案

将空中钢连廊结构的施工安装分为两个区域：I区为A、B座塔楼之间钢连廊部分，II区为A、B座塔楼内部钢连廊部分。II区钢连廊部分随A、B塔一起施工，I区钢连廊部分在A、B塔楼施工到顶层后待沉降稳定后再施工，如图6.1。

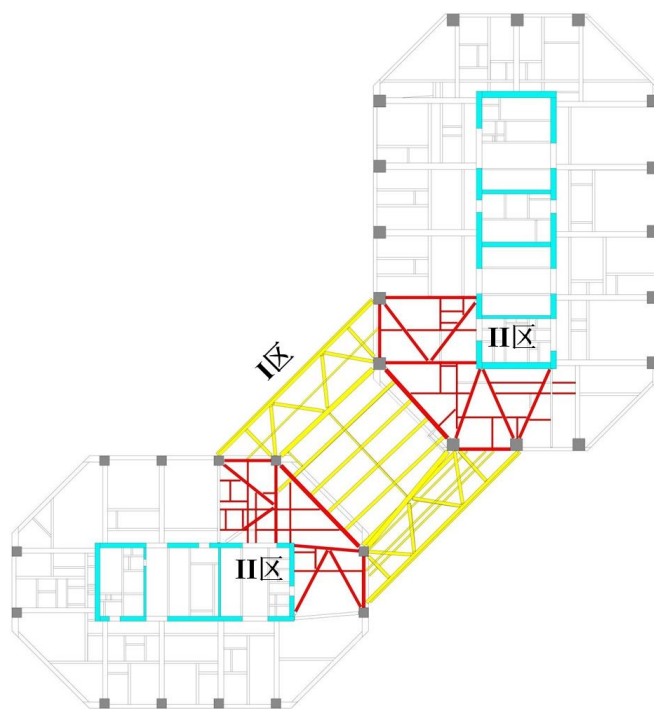


图 6.1 分区施工顺序示意图

根据现场条件、结构特点及吊装机械性能，连廊钢结构施工拟使用2台塔吊全覆盖范围吊装（图6.2中弧线为塔吊覆盖面积），主要采用单榀钢梁空中散装方

法，钢梁安装顺序为先主梁后次梁，主梁与钢柱牛腿固定连接采用临时连接板连接后再施焊，次梁与主梁采用高强螺栓连接固定。每根钢梁安装过程中设置两道生命线保证安全施工。每层钢连廊施工完成后满铺安全网，以保证上层结构施工安全。

钢连廊 GKL800B/A、GKL10A 构件长分别为 26m、15.5m，整根梁重分别为 12.1t、9.8t，根据现场实际情况，塔吊在 45m 范围极限起重性能为 8.12t，不能满足起重要求，因此将此构件分为三段吊装，分段后最重分别为 7.5t、6t，满足吊装起重要求，构件分段情况如图 6.2 所示。

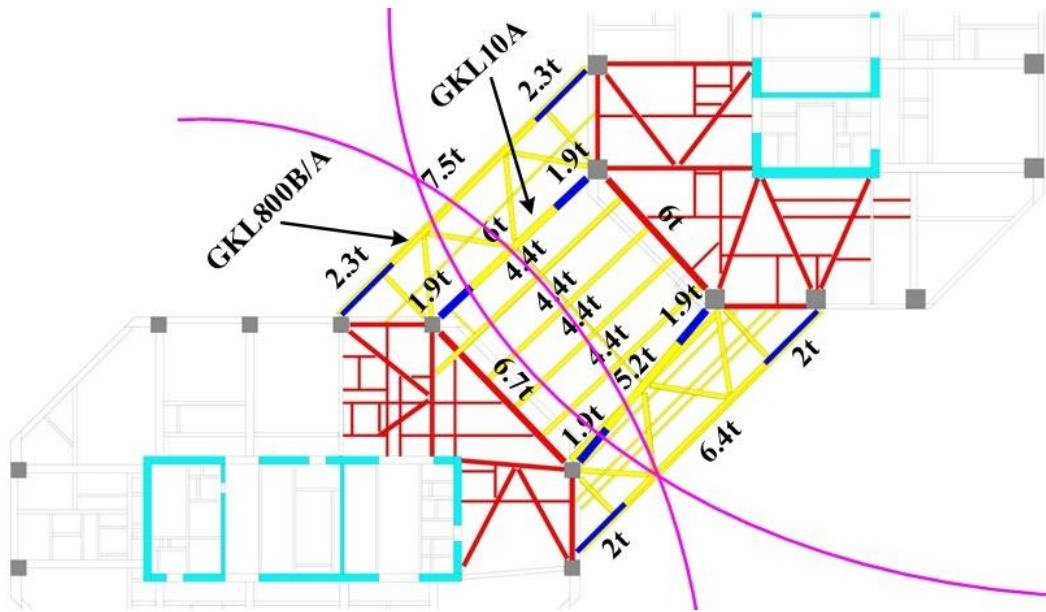


图 6.2 空中钢连廊构件分段吊装示意图

## 2、整体吊装方案

为避免焊接工艺不同有可能造成的焊缝位置的强度无法等同于钢材本身的强度，以及避免构件分段后焊接造成的焊接位置应力集中，并综合考虑操作便捷性及造价经济性等众多因素，计划吊装施工中在连体层（37F-39F）伸臂桁架上吊点两侧分别焊接提升梁，用以安装液压提升器，其受压侧通过承重钢绞线与下吊点桁架表面焊接的吊点牛腿进行相连，并通过液压提升器的重复伸缸和缩缸过程将主桁架提升至指定设计位置，见图 6.3。而整体吊装的好处在于通过构建结构健康监测实现对吊装全过程的实时监测，进而避免超高层双塔连体结构中的钢连廊在施工吊装过程中由于各种不确定因素的影响，对结构产生的损伤以及工程安全事故。

由于某深坑大跨屋盖结构上部的大跨度钢桁架采用相同的液压提升方案进行吊装施工，见图 6.2，因此本研究对其单榀重型桁架的吊装安装过程进行了实时监测，以探究大跨重型钢桁架在吊装整个过程中结构的受力变化（应力分布情况）与变形情况，为超高层双塔的吊装施工过程提供工程技术借鉴。针对该项目中所

监测的主桁架 B<sub>3</sub>，将下吊点牛腿焊接至其端部腹杆连接节点处，并在该节点区域内焊接 20mm 厚加劲肋进行加固处理。其中，牛腿所用钢材强度等级为 Q345B，其开孔位置与提升梁开孔位置在竖直方向上保持一致，且误差范围控制在 10mm 之内。为满足结构提升到位后对安装接口精度及相关规范的要求，在悬臂立柱受拉侧顶部安装背拉提升器，其通过柔性钢索与焊接在底部柱脚处的背拉反力架相连以进行锚固，如此使格构柱一侧的两台液压提升器用于提升作业，另一侧的两台液压提升器则作为张拉设备进行反向背拉，从而保证格构柱在提升状态下的水平位移能够处于合理范围内，桁架提升施工情况见下图 6.4。在所吊装桁架被提升至指定位置处后，将其与相邻格构柱进行焊接连接。

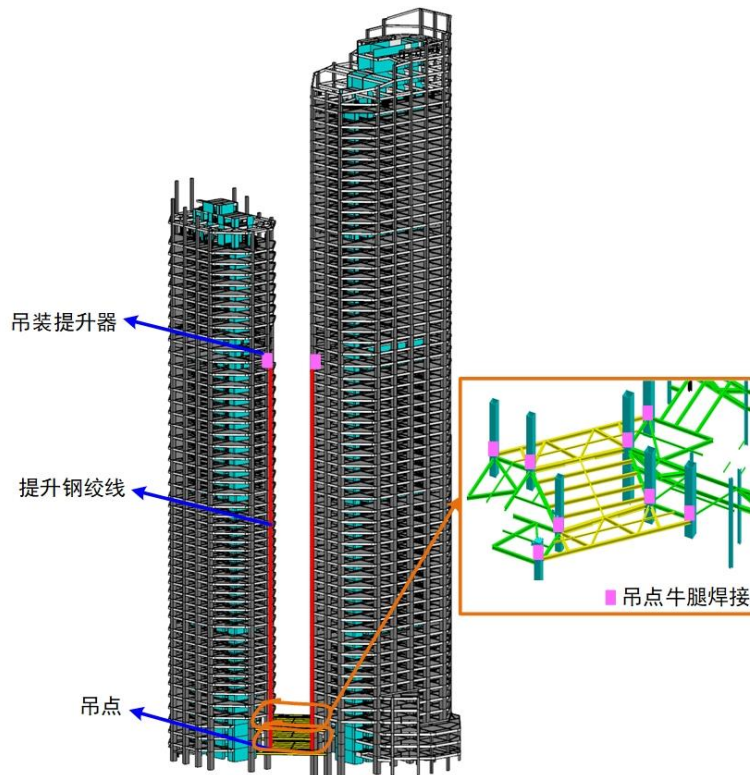


图 6.3 超高层连体结构钢连廊吊装过程



图 6.4 大跨重型钢桁架吊装施工案例

## 6.3 大跨重型钢桁架吊装施工案例研究

### 6.3.1 工程概况

以某大跨度重型钢-混组合结构体系中大跨重型桁架的吊装施工为例，研究吊装过程中结构的受力情况与变形行为。该项目工程中上部重型钢结构屋盖整体结构主要由主桁架、次桁架和环桁架三部分组成，如图 6.5 所示。其中主桁架为箱型截面组合桁架体系，次桁架为箱型截面单面桁架体系，环桁架为由圆管及箱型截面组合而成的三角桁架体系。在中部混凝土平台施工完成后，依据作业面交付时间，将该屋盖结构划分为九个施工区域。其中，每个区域内的施工顺序依次为主桁架、环桁架及次桁架，均采用先楼面拼装、再整体提升、后焊接安装的施工方法。其中，所有主桁架的总重量共计约  $4.9 \times 10^3 \text{t}$ ，次桁架总重约  $8.6 \times 10^3 \text{t}$ ，环桁架总重约  $4.5 \times 10^3 \text{t}$ ，整体提升高度约为 26m 左右。依据现场施工分区设置情况，主桁架的吊装顺序依次为 B<sub>3</sub>、B<sub>2</sub>、B<sub>4</sub>、A<sub>2</sub>、B<sub>5</sub>、A<sub>3</sub>、A<sub>1</sub>、B<sub>1</sub>。其中，每榀主桁架均由上（下）弦杆、腹杆、空间横向撑杆及斜向撑杆组成。

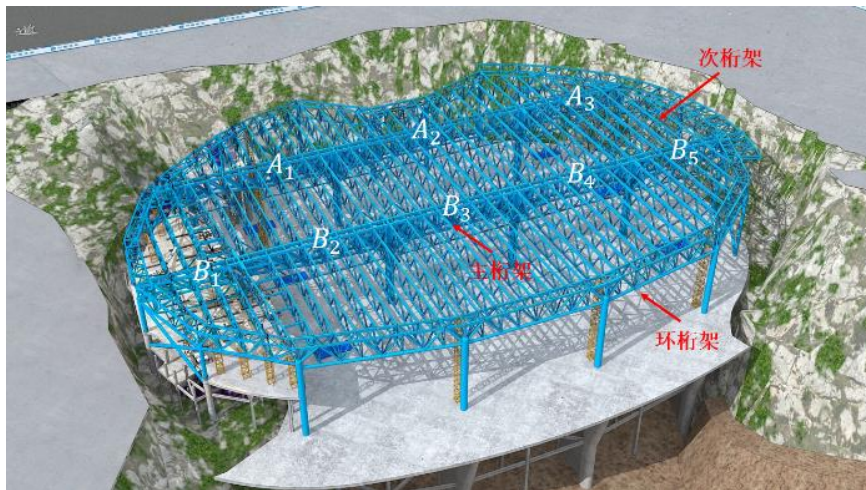


图 6.5 大跨度空间钢结构屋盖

因该项目中 B<sub>3</sub> 主桁架位于结构中心位置（承受荷载最大处），且 B<sub>3</sub> 主桁架为最先吊装桁架，后续桁架吊装在 B<sub>3</sub> 主桁架吊装后以其作为支撑结构继续进行其余桁架的吊装工作，进而组成重型钢结构屋盖整体结构。湖南大学土木工程结构健康监测研究团队对现场施工一区中单榀主桁架 B<sub>3</sub> 的吊装过程进行了监测。该被吊装主桁架高度约 8m，跨度约 48m，自重约 600t，提升高度约 26m，其拼接所用杆件均为矩形截面，部分杆件截面尺寸如图 6.6 和表 6.1 所示。待吊装桁架以两侧大体积钢管-混凝土格构柱作为竖向支撑体系，其分别由四根圆钢管与矩形薄壁钢板依次拼接组成。其中，钢管所用钢材型号为 Q420GJC，单根钢管柱直径为 1100mm、壁厚为 50mm；拼接所用钢板为 Q345GJC 型钢材，其壁厚为 12mm。格构柱总高度约 35m，其中钢管柱内部及格构柱底部 4m 范围内浇筑 C60 型自密实混凝土。除此之外，在格构柱东西两侧底部分别焊接有反力架以进行背拉操作。

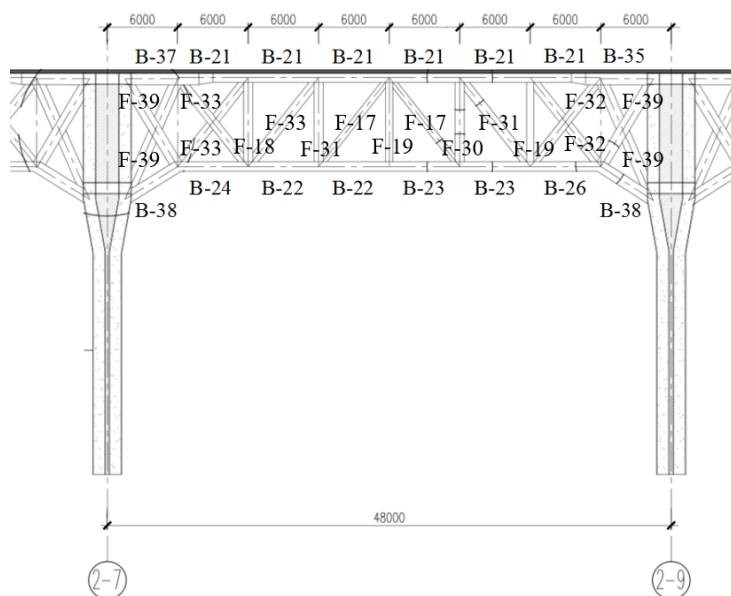


图 6.6 单楹主桁架 B<sub>3</sub>

表 6.1 杆件截面尺寸

编号	截面尺寸/mm	编号	截面尺寸/mm
B-21	800*800*25*25	F-17	600*800*20*20
B-22	800*800*30*30	F-18	600*800*25*25
B-23	800*800*35*35	F-19	600*800*30*30
B-24	800*800*40*40	F-30	800*800*30*30
B-26	800*800*50*50	F-31	800*800*35*35
B-35	1000*1000*40*40	F-32	800*800*40*40
B-37	1000*1000*60*60	F-33	800*800*50*50
B-38	1000*1000*70*70	F-39	1000*1000*50*50

### 6.3.2 监测系统

由于该工程结构具有跨度及自重大、构件类型多及施工过程复杂等特征，因此监测吊装安全具有重要意义。针对本桁架吊装过程，建立了以关键杆件应力水平观测为主的监测系统，其主要由现场数据采集及无线传输、数据存储及管理、结构预警及评估三部分组成，可有效实现监测数据的连续采集、自动储存及可视化监测等功能，如图 6.7 所示。

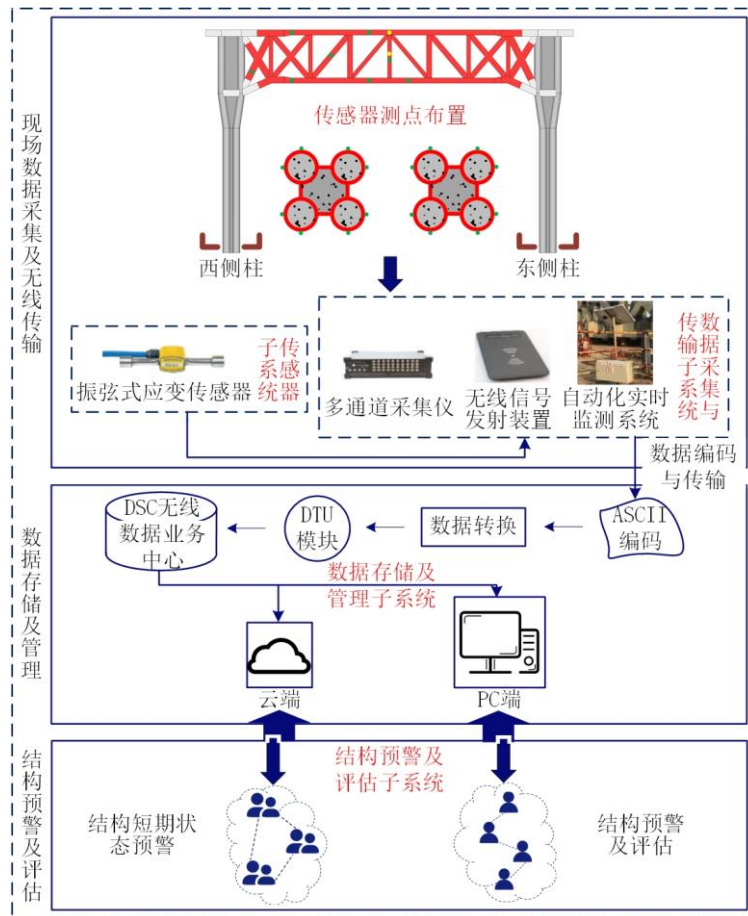


图 6.7 实时监测系统构成

根据结构的几何特征和受力特点以及对施工过程的分析，确定结构各个构件的测点位置，据此本文提出以下应变测点布置方案：

(1) 对于双轴对称的桁架结构，当结构承受较大的压力时，结构跨中可能出现挠曲变形。因此在桁架结构中间下弦杆对称布置 2 个测点（测点 2、3），中间上弦杆（测点 8）、中间空间横向撑杆（测点 9）各布置 1 个测点，以了解可能挠曲最大处结构受弯矩作用产生的弯曲变形。

(2) 为了解桁架可能挠曲最大处杆件受轴向力产生的轴向应变，在桁架中间的竖向腹板（测点 1）、空间斜杆（测点 10）各布置 1 个测点。

(3) 为获取桁架吊装过程和桁架与格构柱连接后桁架两侧边界处以及桁架杆件变截面处杆件的弯曲变形，并考虑到工程实际情况无法在焊接处安装应变传感器，因此在焊接位置最近处的上下弦杆中心（测点 5、7）和斜腹杆（测点 6）下侧中心各布置 1 个测点，其中测点 5、7 位于桁架杆件变截面处。考虑以上测点布置情况的基础上，为全面了解桁架结构各部位的变形以及单个斜腹杆的轴向变形布置测点 4。

对于东西两侧大体积钢管-混凝土支撑格构柱，针对每根格构柱底部（其受力最大处）沿截面圆周方向环绕均匀布置 8 个测点。

在结构上进行测点布置时，由于构件靠近节点处受力较为复杂，且实测值与



理论分析结果常有较大差异，因此各传感器均沿杆件轴线方向在跨中进行安装，避开节点及焊缝所在位置。测点选取位置综合考虑背拉反力架的安装区域。各测点编号、桁架吊装部分（红色区域）及桁架吊装受力情况详见图 6.8。吊装施工中，格构式立柱顶部上吊点的吊装提升器通过提升钢绞线与下吊点桁架表面焊接的吊点牛腿相连，进而经过液压提升器的重复伸缸和缩缸过程将桁架吊装部分（红色区域）提升至指定设计位置。

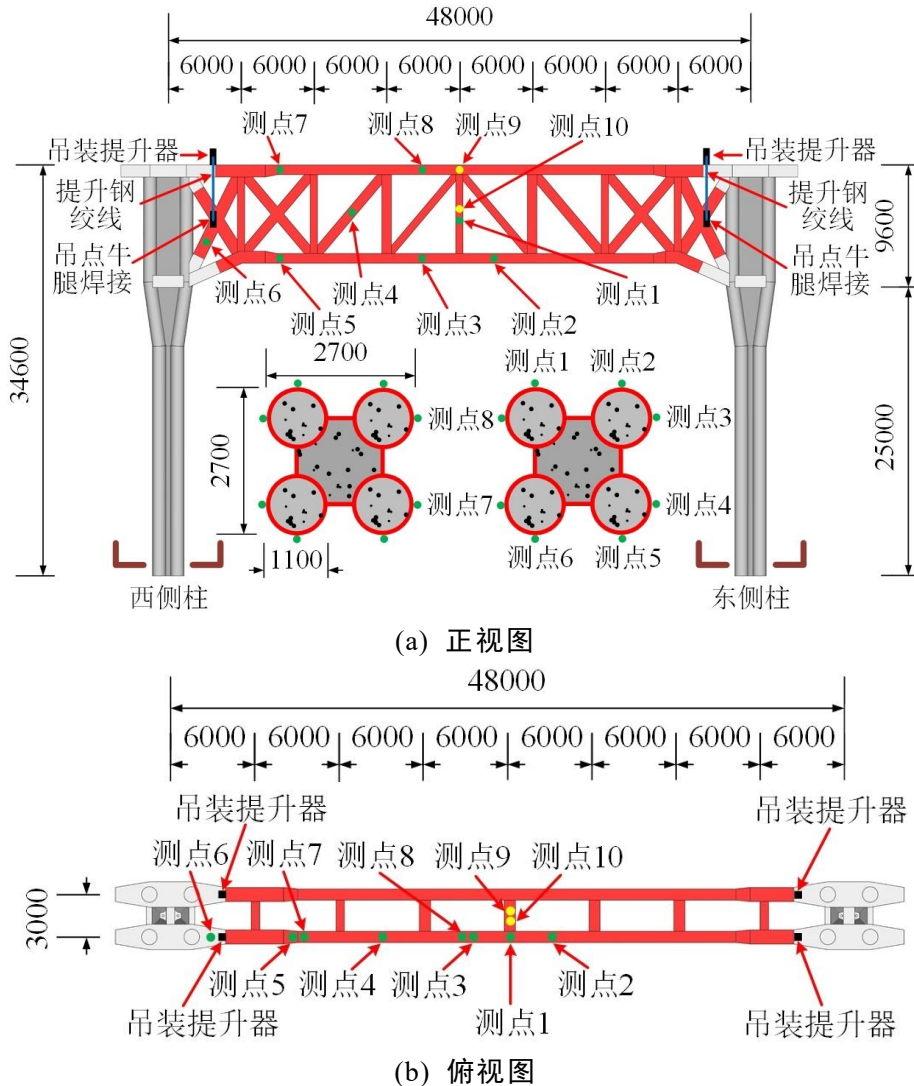


图 6.8 主桁架 B<sub>3</sub> 测点布置情况及吊装施工概念图

振弦式应变传感器适用于安装在钢结构及其它建筑物表面，该传感器与待测钢结构的温度膨胀系数相同具有较高的测量精度，其安装较常规电阻应变计更为简易且对安装环境要求较低，具有一定的防水性、耐腐蚀性和长期稳定性，适合复杂环境下的长期监测。因此，本项目选用 JMZX-212 型振弦式应变传感器（量程： $\pm 1500\mu\epsilon$ ，灵敏度： $1\mu\epsilon$ ），通过焊接方式固定于钢结构表面，如图 6.9 所示，同时为避免雨水、灰尘等对传感器灵敏度造成的干扰，在传感器外侧焊接有金属外壳进行仪器保护。选用 JMZX-32A 型综合采集模块，并配合无线发射技术，有效实现可视化的实时数据监测及超出阈值后的报警提示功能。通过太阳能电池板

进行能源供应。



(a) 钢桁架处传感器监测测点

(b) 格构柱处自动化采集装置

图 6.9 监测所用仪器设备

### 6.3.3 监测结果

本项目中所监测的主桁架  $B_3$  整体结构首先进行了高度约为 10cm 的预提升，用以检查各项设备的工作性能及关键构件的受力情况是否处于正常状态；在静置约 15h 后，该桁架进行正式吊装。其中液压同步提升速度约保持为 4~5m/h，总提升高度为 26m。在历经 4 个多小时后，整体结构于当日中午 2 时左右提升完毕。在对接接口定位确认完毕后，即开展主桁架与相邻格构柱之间的焊接工作。整个过程中监测所得的结构应变响应情况如图 6.10 所示，其中信号采样频率设置为 10min/次，以桁架吊装起始时刻为应变零点。图 6.10 中曲线标识符仅用于区分各个测点，不代表采样点。

在整个提升过程中，所监测位置处结构的应变响应均较小。其中，主桁架结构大部分测点处的应变响应不超过  $100\mu\varepsilon$ ，部分测点处应变响应达至  $200\mu\varepsilon$  左右；而对于两侧格构式支撑柱，其平均应变响应幅值在  $40\sim 100\mu\varepsilon$  之间波动，并处于合理范围内。在吊装提升工作初期，整体结构的内力重分布情况较为明显，但在施工过程中后期波动情况有所减缓。对于横向撑杆（测点 9）及空间斜撑（测点 10）处，其在提升过程中监测所得的应变响应情况变化较小，表明吊装过程整体平缓稳定，桁架结构未发生倾斜及平面外转动等情况。结构提升过程中及焊接完毕后关键测点处的应变响应如表 6.2 所示。

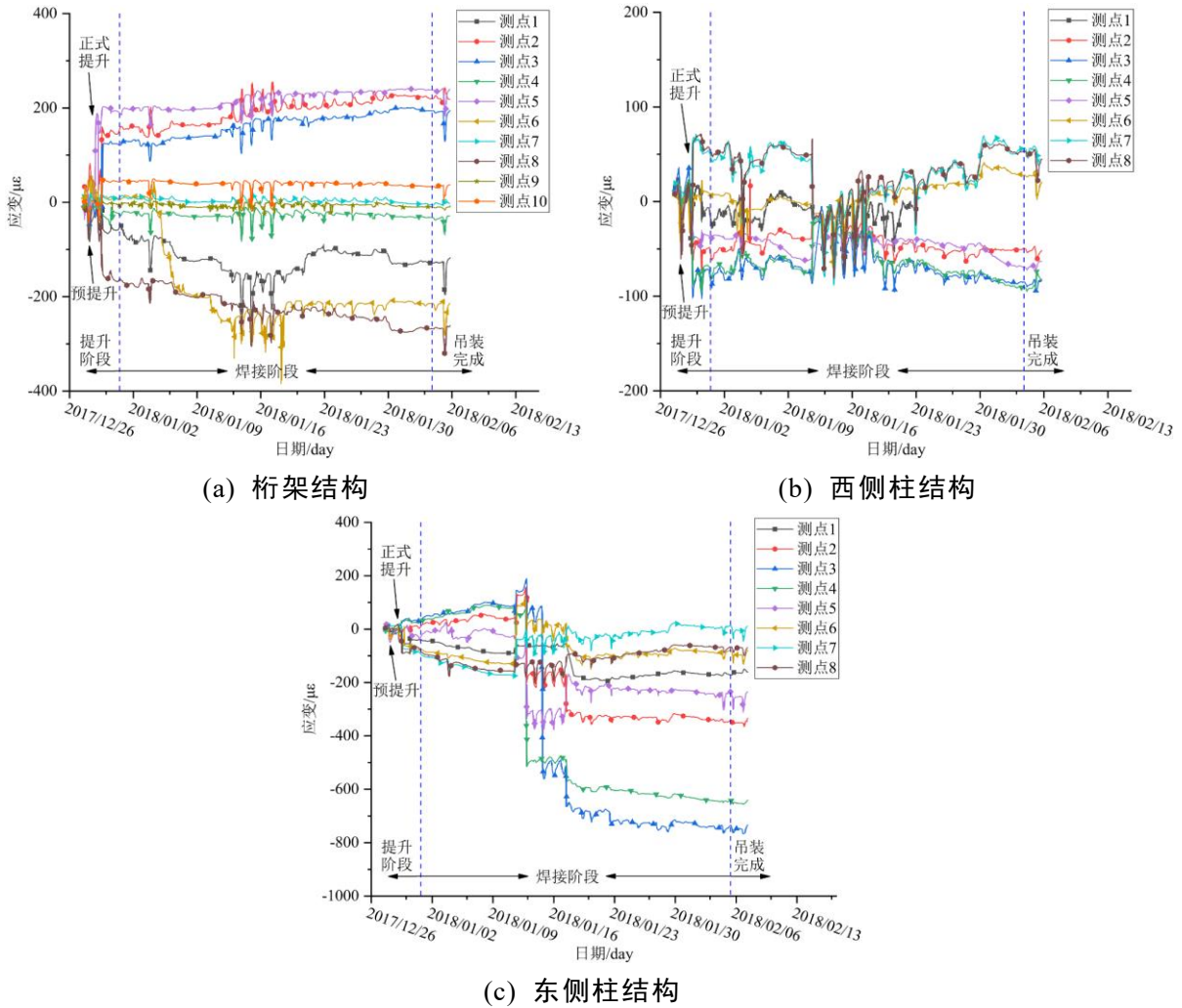


图 6.10 实时应变监测结果

在整体结构被提升至指定位置、并与相邻格构柱预留接口对接定位完成后，开始进行相应焊接工作。由于该桁架的杆件截面尺寸较大，焊接工作持续时间长，总共耗时约 3~4 周左右。焊接过程中，桁架结构的边界条件随之不断发生变化，从而导致其应变发展水平较为复杂，但整体仍处于安全范围内。在焊接阶段中期，桁架与格构柱的连接区域进行了集中的焊接工作，桁架与两侧格构柱的连接方式不断改变，整体结构不断进行内力重分布，使得桁架结构应变出现较大波动且两侧格构柱应变出现较为明显的应变重置问题。

焊接阶段后期，桁架与两侧格构柱的连接方式基本稳定，应变波动情况也有所减缓。在此期间，相邻东侧主桁架 B<sub>4</sub> 也进行了相应的吊装工作，从而造成 B<sub>3</sub> 结构体系的受力情况发生明显波动。由于主桁架 B<sub>4</sub> 在提升过程中以原有东侧柱作为支撑体系，导致监测所得两侧格构柱的应变响应变化趋势开始发生不同。

表 6.2 结构施工过程中关键测点应变响应

待测结构	测点编号	提升过程峰值应变/ $\mu\epsilon$	焊接完毕实测应变/ $\mu\epsilon$	焊接完毕实测应力/MPa
主桁架	测点 5	+199	+254	+52
	测点 8	-202	-275	-57
西侧柱	测点 3	-103	-93	-19
	测点 7	+65	+67	+14
东侧柱	测点 3	+104	-749	-154
	测点 7	-172	+21	+4

注：表中“+”表示受拉，“-”表示受压。

在与相邻格构柱之间的焊接工作完成后，开始陆续进行与主桁架 B3 相交次桁架的吊装及焊接工作，该过程导致结构体系的内力开始进一步发展。在相关工序完成后，结构的内力发展水平开始趋于稳定，整体响应基本仅随外界气温昼夜升降而发生周期性变化。现场吊装情况如图 6.11 所示。



(a) 提升过程



(b) 提升完成

图 6.11 现场施工情况

#### 6.3.4 基于有限元模型的钢桁架吊装模拟

采用大型有限元计算软件 ABAQUS 对吊装前后结构的受力进行模拟。管内混凝土在轴压作用下受到钢管壁的侧向压力约束而处于三向受力状态，单轴的抗压承载力提高，为考虑钢管约束作用对管内混凝土应变的影响，混凝土的受压本构关系采取韩林海<sup>[134]</sup>提出的管内混凝土应力 ( $\sigma$ ) - 应变 ( $\epsilon$ ) 关系模型，并通过约束效应系数指标控制约束对应变的影响规律，该本构模型的准确性已得到钢管混凝土构件与节点试验的验证<sup>[134, 135]</sup>。在不同约束条件下混凝土的受拉性能相差不大，因此混凝土的受拉本构关系统一采用沈聚敏等<sup>[136]</sup>建议的受拉应力-应变关系模拟混凝土在受拉状态下的本构关系，该本构关系与《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)<sup>[137]</sup>给出的本构关系形式一致。本文研究结构的钢材主要包括钢管、桁架、加劲板，采用双线性各向同性线性强化模型。本文采取的混凝土和

钢材应力 ( $\sigma$ ) -应变 ( $\varepsilon$ ) 关系见图 6.12。

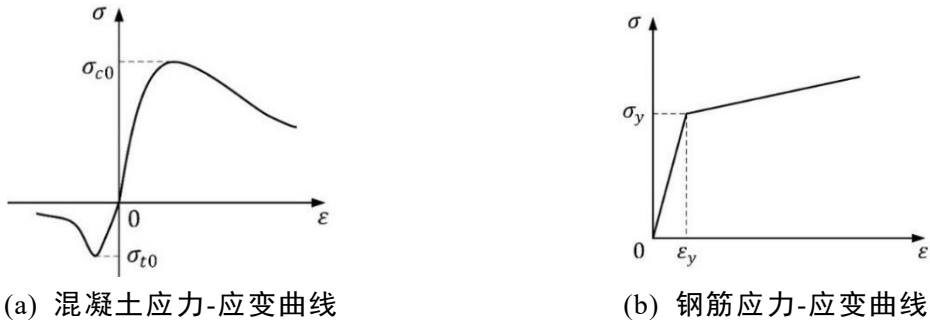


图 6.12 材料应力-应变曲线

本文根据单榀重型桁架的吊装及安装过程，建立了和试件相同尺寸和边界条件的有限元模型，如图 6.13。混凝土采用能较好模拟混凝土三维受力的三维六面体减缩积分实体单元 (C3D8R)，网格尺寸为 200mm，钢管和桁架部分采用壳单元 S4R，网格尺寸为 600mm。钢管混凝土和钢管之间采用 Tie 绑定约束，结构底面采用完全固支约束。在建立的模型基础上，缓慢地施加重力场，取光滑的加载幅值曲线，并尽可能地延长加载时间以减小荷载冲击的影响来模拟静力加载，通过在悬臂立柱受拉侧的顶部桁架顶面施加向下的面荷载和底部柱脚处施加向上的面荷载来分别模拟背拉提升器和背拉反力架对结构的作用，进而得到试件吊装前后的受力情况。

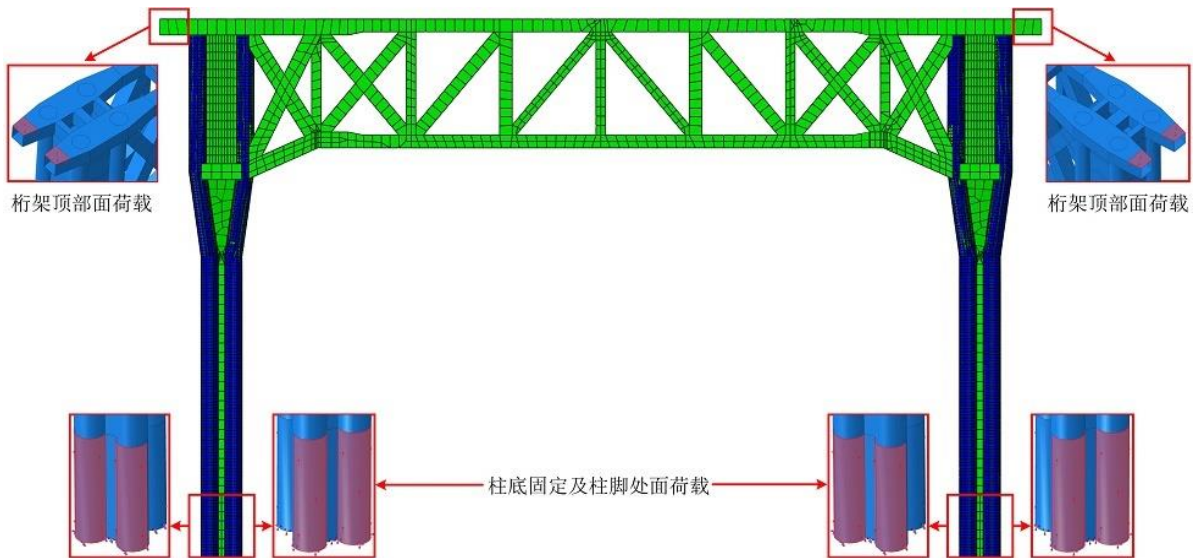


图 6.13 有限元模型

为保证桁架吊装焊接精度，对吊装前桁架静置期间桁架的变形进行了分析。待吊装桁架吊装前在桁架底部各个弦杆的节点处放置垫块使桁架静置，此时桁架部分竖直方向的变形情况如图 6.14，“+”表示竖直向上的变形，“-”表示竖直向下的变形，单位为 mm。可以得出，桁架静止时变形很小，桁架部分竖向变形最大的位置为两端，腹杆和上下弦杆节点处支座部位变形为正，节点间变形为负，说明在重力荷载作用下，节点间弦杆向下变形，腹杆和上下弦杆节点处变形向上。

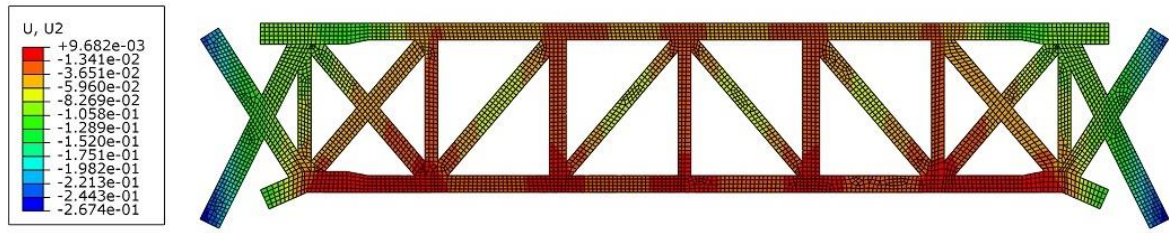


图 6.14 吊装前桁架竖直方向变形

为了保证桁架吊装过程的顺利实施，利用建立的有限元模型对桁架吊装焊接后的状态进行了系统的计算分析，并与结构焊接完毕后关键测点处的应变响应进行对比，吊装完成后实测应变与有限元模拟应变的对比见下表 6.3。可以看出，测点 5 位于桁架下弦杆截面尺寸变化焊接过渡位置和桁架吊装过程中桁架表面吊点牛腿的内侧，因此在桁架结构的实际吊装过程中，测点 5 位置处受到了其内侧大跨度桁架结构自重和残余应力的双重作用，使得该测点处产生的拉应变较模拟值偏大。主桁架上弦杆跨中测点 8 位置产生了较大压应变，且模型计算结果与实测结果吻合良好。西侧柱外侧测点 3 位置受压，西侧柱底部测点 7 位置内侧受拉。东侧柱测点 3、7 位置的模拟应变与实测应变相差较大，主要原因是相邻东侧主桁架也进行了相应的吊装工作，造成东侧柱承受的荷载变大，产生了较大的压应变，进而造成测点 3、7 的实测压应变偏大、拉应变偏小。通过以上分析可以看出，有限元模拟结果与监测结果大致吻合，总体误差较小。

表 6.3 吊装完成后实测与有限元模拟应变对比

待测结构	测点编号	焊接完毕实 测应变/ $\mu\epsilon$	焊接完毕模 拟应变/ $\mu\epsilon$	模拟应变/ 实测应变
主桁架	测点 5	+254	+46	0.181
	测点 8	-275	-273	0.993
西侧柱	测点 3	-93	-93	1.000
	测点 7	+67	+65	0.970
东侧柱	测点 3	-749	-93	0.124
	测点 7	+21	+68	3.238

注：表中“+”表示受拉，“-”表示受压。

吊装完成后结构整体及结构内部格构柱之间加劲板和底部混凝土的受力分布，见图 6.15。可以看出，结构整体受力最大位置位于两侧格构柱下部 I 类环状加劲板和底部混凝土之间钢板部位；格构柱之间的桁架部位受力集中在跨中范围内，两侧受力偏小；I、II 类加劲板和格构柱间底部混凝土部位，结构的受力相较周围偏小，说明钢管混凝土之间加劲板和底部混凝土降低了结构可能最大受力位置的应力，对结构整体的受力情况起到了有利作用；格构柱中环状 I 类加劲板受力集中在两侧格构柱内侧，两侧格构柱间底部混凝土受力集中在两侧格构柱的外侧；格构柱上部 II 类加劲板从上到下受力从格构柱外侧转向内侧。

吊装完成后结构整体钢材部分及两侧格构柱内部混凝土受力分布,见图 6.16,可以看出,结构整体与钢材部分的受力分布相似,但两侧格构柱钢管部分的间距过渡区域内侧受力偏大外侧受力偏小,在格构柱底部钢管部分内侧受力偏小而在外侧受力偏大;内侧钢管混凝土柱在间距过渡区域受力偏大且随着逐渐靠近顶部和底部而减小,钢管混凝土柱在环状加劲板位置受力最大;外侧钢管混凝土柱从间距过渡区域到底部受力逐渐变大,且底部受力最大。根据模型计算结果,结构在混凝土的浇筑受压应力发生完毕后钢材所受最大应力为 118.2MPa,混凝土所受最大应力为 7.9MPa,表明桁架吊装施工后处于弹性阶段,吊装施工方案安全。

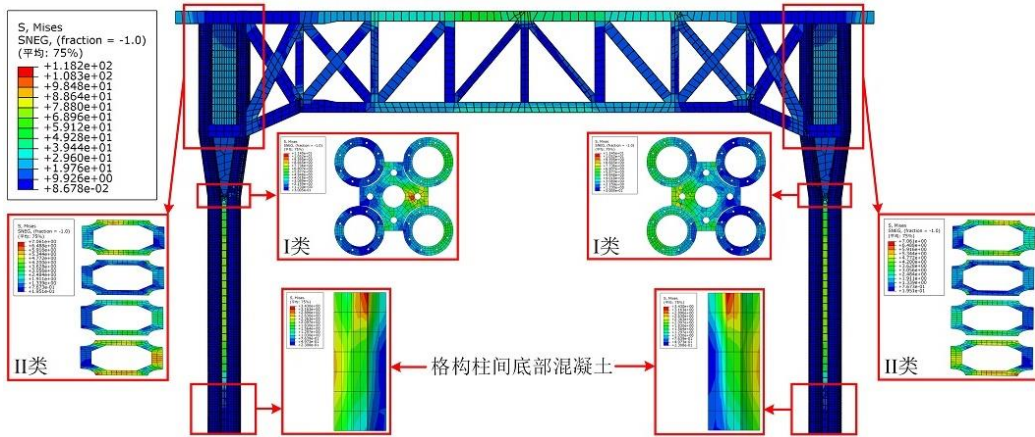


图 6.15 吊装后结构整体受力分布

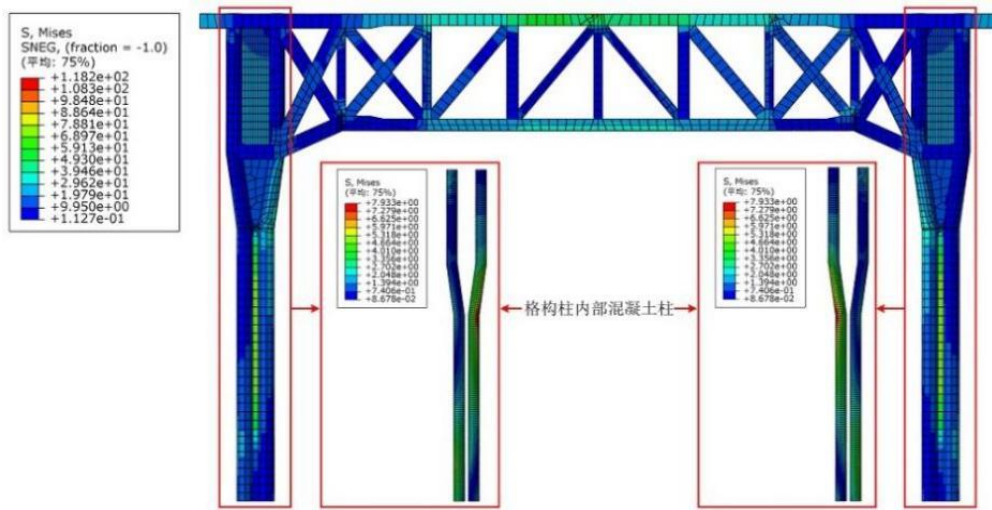


图 6.16 吊装后结构钢材及格构柱内部混凝土受力分布

## 6.4 本章小结

由于双塔高层建筑的施工进度还未达到钢连廊连接的施工节点,目前对钢连廊结构设计了 2 种施工方法(散装拼接和整体吊装),对超高层双塔连体结构对钢连廊初步确定的液压提升方案,本章对具有相同液压提升施工的大跨重型钢桁架的吊装及安装环节进行了全过程实时可视化监测。进而证实液压吊装技术和结构监测手段对于保障连廊结构安全的重要性,并给超高层双塔连体结构的钢连廊

吊装施工提供技术支撑。可以得到以下结论：

(1) 对该项目工程中单榀重型桁架的吊装及安装环节进行了全过程实时应变监测，结果表明结构关键部位处的应变响应未达到相应材料的屈服强度，表明吊装施工过程中整体结构处于弹性工作状态。由此证明了吊装施工方案不会引起结构产生较大的受力和变形，为超高层连体结构的吊装过程提供案例支撑。

(2) 在吊装提升初期，整体结构的内力重分布情况较为明显，吊装提升过程中应变较为平缓。焊接过程中，桁架的边界条件不断变化，结构不断进行内力重分布，导致其应变波动较大。焊接后期，桁架与两侧格构柱的连接基本稳定，应变波动减缓。因此，在高层钢连廊吊装施工过程中应密切关注钢连廊起吊初期以及钢连廊边界与塔楼相应位置焊接时的受力变化，并尽量降低钢连廊的起吊速度。

(3) 通过精细化有限元模型对吊装完成后结构整体、钢材部分及格构柱内部 I、II 类加劲板和内部混凝土的受力情况进行了分析。发现在吊装后大跨钢桁架处于弹性阶段，证明了整体吊装方案的可行性，且在吊装过程中结构的受力主要位于结构变截面处和底部。高层建筑的平面布置较为规整，因此在超高层建筑结构的钢连廊吊装过程中应关注层高突变的避难层和底部结构的受力变化。



## 结论与展望

本研究以长沙晟通·梅溪湖二期项目不等高双塔连体结构为载体,为了保证施工过程的安全性,基于该项目对高层结构的幕墙、高空钢连廊的施工节点进行了验算;为对结构的当前状态进行评估,对高层结构进行了实测随机振动测试,并获得结构的基本模态参数;结合有限元模型获得结构质量归一化的振型系数,进而求解结构的柔度矩阵;通过柔度矩阵与静力荷载矩阵的乘积预测结构的侧向变形。相关研究内容与成果如下:

(1)介绍了在满足现场施工条件的前提下,通过建立A、B、AB塔整体结构的模型,在风荷载和地震作用下,对结构在强、弱轴两种情况下的受力与变形进行验算,以合理安排幕墙施工方案,达到幕墙与主体结构的穿插施工。验算得到A塔单栋幕墙施工不应超过240.4m标高;确保钢连廊吊装(铰接)所需施工作业空间,B塔幕墙施工不受限制,但填充墙施工不可超过6层;确保B塔单栋结构施工至最高层,在吊装钢连廊前B塔不应进行填充墙与幕墙的施工。

(2)主体A、B栋整体结构施工过程中在填充墙和幕墙正常施工情况下(即与楼层施工进度一致),钢连廊吊装的最迟施工时间节点为不迟于结构施工至179.4m标高。对于A塔结构,当作用X方向力时,钢连廊连接前A塔的水平位移大于连接后,此时结构刚度的增加为A塔水平位移的主导影响因素;当作用Y方向力时,钢连廊连接前A塔的水平位移小于连接后,此时结构所受荷载的增加为A塔水平位移的主导影响因素。对于B塔结构,在作用X、Y方向力时,结构的水平位移和主导影响因素均与A塔相反。

(3)对超高层A塔在施工阶段建立了加速度无线采集系统,通过随机振动测试根据采集得到的振动响应信号进行模态识别,获得结构的基本模态参数信息。对根据随机振动测试结合有限元模型的柔度识别方法进行了理论推导,进而通过建立有限元模型获得结构集中质量矩阵,结合识别得到的基本模态参数,获得高层结构的柔度矩阵,计算在特定静力荷载作用下高层结构的侧向变形,并与有限元模型在相同静力荷载作用下的侧向变形进行对比,实现对超高层结构在施工阶段的状态评估。

(4)研究了利用结构健康监测方法实时对进行吊装结构的施工过程进行安全监测的方法。由于双塔高层建筑的施工进度还未达到钢连廊连接的施工节点,目前对钢连廊结构设计了2种施工方法(散装拼接和整体吊装),对通过初步选择确定的整体吊装方法,以某大跨度重型钢桁架吊装过程进行实时监测为例。通过在结构关键截面位置处布设应变传感器,对施工过程中结构关键位置的真实应变分布情况进行了分析,评估施工过程中主体结构和连体结构的安全性。并通过建立

精细化有限元模型，对吊装完成后结构的各关键受力部位进行了应力分析，从而证实了液压吊装技术和结构监测手段对于保障连廊结构安全的重要性。

尽管本文从模型验算、理论推导及现场测试方面对超高层双塔连体结构施工节点进行了验算，并对高层的柔度进行了识别研究，但仍存在以下局限性问题：

(1) 本文在模型验算中，采取的是逐一工况验算，需要不断的调整模型参数信息，后续可进行适当的研究通过算法实现和模型的交互式验算，实现模型的自动迭代。

(2) 本文通过高层结构现场试验初步验证了在仅有输出信息情况下结合有限元模型识别超高层结构侧向变形的柔度矩阵的可行性，但是还未在实际高层结构中进行已知输入信息的冲击试验，该方法与根据冲击试验下获得的结果需要进一步的验证研究，以及在不同结构形式的高层结构中的适用性也有待进一步研究。

## 参考文献

- [1] JGJ3-2010, Technical Specification for Concrete Structures of Tall building, China Architecture&Building Press, Beijing, 2010
- [2] Westermo, B. D. The dynamics of interstructural connection to prevent pounding. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1989, 18(5): 687-699
- [3] Lim J, Bienkiewicz B, and Richards E. Modeling of structural coupling for assessment of modal properties of twin tall buildings with a skybridge. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2011, 99(5): 615-623
- [4] Zhu H P, Wen Y P, and Iemura H. A study on interaction control for seismic response of parallel structures. *Computers and Structures*, 2001, 79(2): 231-242
- [5] Richardson A, Walsh K K, and Abdullah M M. Closed-form equations for coupling linear structures using stiffness and damping elements. *Structural Control and Health Monitoring*, 2013, 20(3): 259-281
- [6] Zhu H, Iemura H. A study of response control on the passive coupling element between two parallel structures. *Structural engineering and mechanics*, 2000, 9: 383-96
- [7] 黄坤耀. 双塔连体结构的静力、抗震和抗风分析[浙江大学博士学位论文]. 浙江: 浙江大学, 2001
- [8] Clough RW, Penzien J. *Dynamics of structures*. New York: McGraw-Hill; 1993
- [9] Chen X, Kareem A. Dynamic wind effects on buildings with 3D coupled modes: application of high frequency force balance measurements. *Journal of Engineering Mechanics*, 2005, 131: 1115-25
- [10] Tschanz T, Davenport AG. The base balance technique for the determination of dynamic wind loads. *Journal of wind engineering and industrial aerodynamics*, 1983, 13: 429-39
- [11] Tse KT, Hitchcock PA, Kwok K. Mode shape linearization for HFBB analysis of wind-excited complex tall buildings. *Engineering Structure*, 2009, 31: 675-85
- [12] Bernardini E, Spence SM, Giofrè M. Effects of the aerodynamic uncertainties in HFFB loading schemes on the response of tall buildings with coupled dynamic modes. *Engineering Structure*, 2012, 42: 329-41
- [13] Huang M, Tse KT, Chan CM, et al. Mode shape linearization and correction in coupled dynamic analysis of wind-excited tall buildings. *The Structural Design*

- of Tall and Special Buildings, 2011, 20: 327-48
- [14] Huang MF, Tse KT, Chan CM, et al. An integrated design technique of advanced linear-mode-shape method and serviceability drift optimization for tall buildings with lateral-torsional modes. *Engineering Structure*, 2010, 32(21): 46-56
- [15] Song J, Tse K. Dynamic characteristics of wind-excited linked twin buildings based on a 3-dimensional analytical model. *Engineering Structure*, 2014, 79: 169-81
- [16] Lu X, Chen L, Zhou Y, et al. Shaking table model tests on a complex high-rise building with two towers of different height connected by trusses. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2009, 18(7): 765-788
- [17] Zhou Y, Lu X, Lu W, et al. Study on the seismic performance of a multi-tower connected structure. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2011, 20(3): 387-401
- [18] Lee D G, Kim H S, Ko H. Evaluation of coupling-control effect of a sky-bridge for adjacent tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2012, 21(5): 311-328
- [19] Behnamfar F, Dorafshan S, Taheri A, et al. A method for rapid estimation of dynamic coupling and spectral responses of connected adjacent structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2016, 25(13): 605-625
- [20] Lim J, Bienkiewicz B, and Richards E. Modeling of structural coupling for assessment of modal properties of twin tall buildings with a skybridge. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2011, 99: 615-623
- [21] Ma L, Bai Y, Zhang J. Vertical deformation analysis of a high-rise building with high-position connections. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2020, 29(15): e1787
- [22] Yuan Z, Sun G, Wu X, et al. Research on vertical deformation and predeformation control of three-tower connected super high-rise structure during construction. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2022, 31(4): e1913
- [23] Lim J, Bienkiewicz B. Effects of structural and aerodynamic couplings on the dynamic response of tall twin buildings with a skybridge. *Structures Congress*, 2009, 1-9
- [24] Huang M, Tse K T, Chan C M, et al. Mode shape linearization and correction in coupled dynamic analysis of wind-excited tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2011, 20: 327-348

- [25] Lim J. Structural Coupling and Wind-Induced Response of Twin Tall Buildings with a Skybridge, Colorado State University, 2009
- [26] Lim J, Bienkiewicz B, Richards E. Modeling of structural coupling for assessment of modal properties of twin tall buildings with a skybridge. *Journal of wind engineering and industrial aerodynamics*, 2011, 99(5): 615-623
- [27] Song J, Tse K T. Dynamic characteristics of wind-excited linked twin buildings based on a 3-dimensional analytical model. *Engineering structures*, 2014, 79: 169-181
- [28] Hu G, Tse K T, Song J, et al. Performance of wind-excited linked building systems considering the link-induced structural coupling. *Engineering Structures*, 2017, 138: 91-104
- [29] Kim B R. Evaluating wind load and wind-induced response of a twin building using proper orthogonal decomposition. *Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea*, 2018, 31(6): 309-314
- [30] Kim B, Tse K T. POD analysis of aerodynamic correlations and wind-induced responses of two tall linked buildings. *Engineering Structures*, 2018, 176: 369-384
- [31] Gurley K, Kareem A, Bergman L A, et al. Coupling tall buildings for control of response to wind. *Structural safety & reliability*, 1994, 1553
- [32] Luco J E, De Barros F C P. Optimal damping between two adjacent elastic structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1998, 27(7): 649-659
- [33] Miranda E. Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings. *Journal of structural engineering*, 1999, 125(4): 417-425
- [34] Miranda E, Reyes C J. Approximate lateral drift demands in multistory buildings with nonuniform stiffness. *Journal of Structural Engineering*, 2002, 128(7): 840-849
- [35] Moon K S. Structural performance of superframed conjoined towers. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2021, 30(10): e1857
- [36] Chen Z, Kim B, Lee D E. Aerodynamic characteristics and lateral displacements of a set of two buildings in a linked tall building system. *Sensors*, 2021, 21(12): 4046
- [37] Kim J Y, Abdelrazaq A K. Construction sequence analysis of the flat plate system in a high-rise building and its impact on the construction cycle. *The Structural*

- Design of Tall and Special Buildings, 2009, 18(3): 341-349
- [38] Lu J, Wu J, Luo X, et al. Time-dependent analysis of steel-reinforced concrete structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2013, 22(15): 1186-1198
- [39] Zhao X, and Wang L. Vertical shortening prediction for super-tall buildings considering enclosure effect and coupling effect. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2020, 29(2): e1685
- [40] Sohn H, Farrar C R, Hemez F M, et al. A review of structural health monitoring literature: 1996-2001. Los Alamos National Laboratory, USA, 2003, 1: 16
- [41] Ko J M, Ni Y Q. Technology developments in structural health monitoring of large-scale bridges. *Engineering structures*, 2005, 27(12): 1715-1725
- [42] Li H, Ou J. The state of the art in structural health monitoring of cable-stayed bridges. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 2016, 6: 43-67
- [43] Vagnoli M, Remenyte-Prescott R, and Andrews J. Railway bridge structural health monitoring and fault detection: State-of-the-art methods and future challenges. *Structural Health Monitoring*, 2018, 17(4): 971-1007
- [44] Xu YL, Xia Y. *Structural Health Monitoring of Long-Span Suspension Bridges*. London: Spon Press; 2012
- [45] Zhou G D, Yi T H. Thermal load in large-scale bridges: a state-of-the-art review. *International Journal of Distributed Sensor Networks*, 2013, 9(12): 217983
- [46] Brownjohn J M, Pan T C. Identifying loading and response mechanisms from ten years of performance monitoring of a tall building. *Journal of performance of constructed facilities*, 2008, 22(1): 24-34
- [47] Bao Y, Chen Z, Wei S, et al. The state of the art of data science and engineering in structural health monitoring. *Engineering*, 2019, 5(2): 234-242
- [48] Huang H B, Yi T H, Li H N. Bayesian combination of weighted principal-component analysis for diagnosing sensor faults in structural monitoring systems. *Journal of Engineering Mechanics*, 2017, 143(9): 04017088
- [49] Yi T H, Li H N, Gu M. A new method for optimal selection of sensor location on a high-rise building using simplified finite element model. *Structural Engineering and Mechanics*, 2011, 37(6): 671-684
- [50] Ni Y Q, Xia Y, Liao W Y, et al. Technology innovation in developing the structural health monitoring system for Guangzhou New TV Tower. *Structural Control and Health Monitoring*, 2009, 16(1): 73-98

- [51] Liu T, Yang B, Zhang Q. Health monitoring system developed for Tianjin 117 high-rise building. *Journal of Aerospace Engineering*, 2017, 30(2): B4016004
- [52] Li Q, He Y, Zhou K, et al. Structural health monitoring for a 600 m high skyscraper. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2018, 27(12): e1490
- [53] Huang M J, Shakal A F. Structure instrumentation in the California strong motion instrumentation program. *Strong motion instrumentation for civil engineering structures*, 2001: 17-31
- [54] Li Q S, Fang J Q, Jeary A P, et al. Evaluation of wind effects on a supertall building based on full-scale measurements. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2000, 29(12): 1845-1862
- [55] Hua X G, Xu K, Wang Y W, et al. Wind-induced responses and dynamic characteristics of a super-tall building under a typhoon event. *Smart Structures and Systems*, 2020, 25(1): 81-96
- [56] Chen Z S, Zhou X, Wang X, et al. Dynamic Behavior of Super High-Rise Building: Deployment of Smart Monitoring System and Analysis. *Journal of Structural Engineering*, 2020, 146(4): 05020001
- [57] Xia Y, Ni Y, Zhang P, et al. Stress development of a supertall structure during construction: Field monitoring and numerical analysis. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 2011, 26(7): 542-559
- [58] Zhu H, Gao K, Xia Y, et al. Multi-rate data fusion for dynamic displacement measurement of beam-like supertall structures using acceleration and strain sensors. *Structural Health Monitoring*, 2020, 19(2): 520-536
- [59] Abdelrazaq A. Validating the structural behavior and response of Burj Khalifa: Synopsis of the full scale structural health monitoring programs. *International journal of High-rise buildings*, 2012, 1(1): 37-51
- [60] Su J Z, Xia Y, Chen L, et al. Long-term structural performance monitoring system for the Shanghai Tower. *Journal of civil structural health monitoring*, 2013, 3: 49-61
- [61] Li Q S, Xiao Y Q, Wong C K, et al. Field measurements of typhoon effects on a super tall building. *Engineering structures*, 2004, 26(2): 233-244
- [62] Fu J Y, Li Q S, Wu J R, et al. Field measurements of boundary layer wind characteristics and wind-induced responses of super-tall buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2008, 96(8-9): 1332-1358

- [63] Li Q S, Xiao Y Q, Fu J Y, et al. Full-scale measurements of wind effects on the Jin Mao building. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2007, 95(6): 445-466
- [64] Li Q S, Li X, He Y. Monitoring wind characteristics and structural performance of a supertall building during a landfall typhoon. *Journal of Structural Engineering*, 2016, 142(11): 04016097
- [65] Li Q S, Zhi L H, Tuan A Y, et al. Dynamic behavior of Taipei 101 tower: Field measurement and numerical analysis. *Journal of Structural Engineering*, 2011, 137(1): 143-155
- [66] Shi W, Shan J, Lu X. Modal identification of Shanghai World Financial Center both from free and ambient vibration response. *Engineering Structures*, 2012, 36: 14-26
- [67] Fu J Y, Wu J R, Xu A, et al. Full-scale measurements of wind effects on Guangzhou West Tower. *Engineering Structures*, 2012, 35: 120-139
- [68] Gao F, Chen P, Xia Y, et al. Efficient calculation and monitoring of temperature actions on supertall structures. *Engineering Structures*, 2019, 193: 1-11
- [69] Casciati F. An overview of structural health monitoring expertise within the European Union. *Proceedings of the First Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure*. Wu ZS& Abe M.ed. Lisse: Balkema, 2003, 31-37
- [70] 赵骏. 基于环境振动的结构模态参数识别方法及其软件实现[大连理工大学硕士学位论文]. 大连: 大连理工大学, 2008
- [71] Brincker R, Zhang L, Andersen P. Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition. *Smart materials and structures*, 2001, 10(3): 441
- [72] Yinfeng D, Yingmin L, Mingkui X, et al. Analysis of earthquake ground motions using an improved Hilbert–Huang transform. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2008, 28(1): 7-19
- [73] Peeters B, De Roeck G. Stochastic system identification for operational modal analysis: a review. *Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control*, 2001, 123(4): 659-667
- [74] Huang Z, Gu M. Envelope random decrement technique for identification of nonlinear damping of tall buildings. *Journal of Structural Engineering*, 2016, 142(11): 04016101
- [75] Xu Y L, Chen S W, Zhang R C. Modal identification of Di Wang Building under



- typhoon York using the Hilbert–Huang transform method. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2003, 12(1): 21-47
- [76] Li Z, Park H S, Adeli H. New method for modal identification of super high-rise building structures using discretized synchrosqueezed wavelet and Hilbert transforms. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2017, 26(3): e1312
- [77] He Y, Li Q, Zhu H, et al. Monitoring of structural modal parameters and dynamic responses of a 600m-high skyscraper during a typhoon. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2018, 27(6): e1456
- [78] Hughes J B, Moulding K W. Recent advances in switched-current filters. *Analog Circuit Des.* 1995; 187-201
- [79] Saramaki T. A class of window functions with nearly minimum sidelobe energy for designing FIR filters. In *Proceedings of IEEE International Symposium on Circuits and Systems, USA, Portland 1989*
- [80] Xiong H, Xiong Q, Zhou B, et al. Field vibration evaluation and dynamics estimation of a super high-rise building under typhoon conditions: data-model dual driven. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 2023, 13(1): 235-249
- [81] Zhou K, Li Q S. Investigation of time-varying structural dynamic properties of high-rise buildings under typhoon conditions. *Journal of Building Engineering*, 2022, 46: 103796
- [82] Cao J, Xiong H, Qin X. Monitor wind characteristics and wind-induced responses of a skyscraper during two typhoons. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2022, 31(16): e1975
- [83] Weng S, Xia Y, Xu Y L, et al. Substructure based approach to finite element model updating. *Computers & structures*, 2011, 89(9-10): 772-782
- [84] Weng S, Xia Y, Zhou X Q, et al. Inverse substructure method for model updating of structures. *Journal of Sound and Vibration*, 2012, 331(25): 5449-5468
- [85] Weng S, Zhu H P, Xia Y, et al. Damage detection using the eigenparameter decomposition of substructural flexibility matrix. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2013, 34(1-2): 19-38
- [86] He Y C, Li Z, Fu J Y, et al. Enhancing the performance of stochastic subspace identification method via energy-oriented categorization of modal components. *Engineering Structures*, 2021, 233: 111917
- [87] Zhou K, Li Q S, Li X. Eliminating beating effects in damping estimation of high-

- rise buildings. *Journal of Engineering Mechanics*, 2019, 145(12): 04019102
- [88] Yun, DY, Kim D, Kim M, et al. Field measurements for identification of modal parameters for high-rise buildings under construction or in use. *Automation in Construction*, 2021, 121: 103446
- [89] Chen Z, Zhou X, Wang X, et al. Dynamic behavior of super high-rise building: Deployment of smart monitoring system and analysis. *Journal of Structural Engineering*, 2020, 146(4): 05020001
- [90] Zhang L, Hu X, Xie Z. Identification method and application of aerodynamic damping characteristics of super high-rise buildings under narrow-band excitation. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2019, 189: 173-185
- [91] Park H S, Hong K P, Seo J H. Drift design of steel-frame shear-wall systems for tall buildings. *The Structural Design of Tall Buildings* 2002; 11(1):35-49
- [92] Achenbach J D. Structural health monitoring-what is the prescription? *Mechanics Research Communications* 2009; 36(2): 137-142
- [93] Liu B, Ozdagli A I, and Moreu F. Direct reference-free measurement of displacements for railroad bridge management. *Structural Control and Health Monitoring*, 2018, 25(10): e2241
- [94] Zhou L, Guo J, Wen X, et al. Monitoring and analysis of dynamic characteristics of super high-rise buildings using GB-RAR: a case study of the WGC under construction, China. *Applied Sciences*, 2020, 10(3): 808
- [95] Zhang L, Liu P, Yan X, et al. Middle displacement monitoring of medium–small span bridges based on laser technology. *Structural Control and Health Monitoring*, 2020, 27(4): e2509
- [96] Li X, Ge L, Ambikairajah E, et al. Full-scale structural monitoring using an integrated GPS and accelerometer system. *GPS solutions*, 2006, 10: 233-247
- [97] Yu J, Meng X, Yan B, et al. Global Navigation Satellite System-based positioning technology for structural health monitoring: a review. *Structural Control and Health Monitoring*, 2020, 27(1): e2467
- [98] Zhang R, Gao C, Pan S, et al. Fusion of GNSS and speedometer based on VMD and its application in bridge deformation monitoring. *Sensors*, 2020, 20(3): 694
- [99] Hou F, Jafari M. Investigation approaches to quantify wind-induced load and response of tall buildings: A review. *Sustainable Cities and Society*, 2020, 62: 102376

- [100] Cho S, Lee J, Sim S H. Sim. Comparative study on displacement measurement sensors for high-speed railroad bridge. *Smart Structures and Systems*, 2018, 21(5): 637-652
- [101] Kijewski-Correa T, Kilpatrick J, Kareem A, et al. Validating wind-induced response of tall buildings: Synopsis of the Chicago full-scale monitoring program. *Journal of Structural Engineering*, 2006, 132(10): 1509-1523
- [102] Kijewski-Correa T, Kwon D K, Kareem A, et al. SmartSync: An integrated real-time structural health monitoring and structural identification system for tall buildings. *Journal of Structural Engineering*, 2013, 139(10): 1675-1687
- [103] Wan J W, Li Q S, Han X L, et al. Investigation of structural responses and dynamic characteristics of a supertall building during Typhoon Kompasu. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2022, 230: 105209
- [104] Li X, Ge L, Ambikairajah E, et al. Full-scale structural monitoring using an integrated GPS and accelerometer system. *GPS solutions*, 2006, 10: 233-247
- [105] Zhou L, Guo J, Wen X, et al. Monitoring and analysis of dynamic characteristics of super high-rise buildings using GB-RAR: a case study of the WGC under construction, China. *Applied Sciences*, 2020, 10(3): 808
- [106] Zhang L, Liu P, Yan X, et al. Middle displacement monitoring of medium–small span bridges based on laser technology. *Structural Control and Health Monitoring*, 2020, 27(4): e2509
- [107] Feng D, Feng M Q. Vision-based multipoint displacement measurement for structural health monitoring. *Structural Control and Health Monitoring*, 2016, 23(5): 876-890
- [108] Dong C Z, Celik O, Catbas F N. Marker-free monitoring of the grandstand structures and modal identification using computer vision methods. *Structural Health Monitoring*, 2019, 18(5-6): 1491-1509
- [109] Luo L, Feng M Q. Edge-enhanced matching for gradient-based computer vision displacement measurement. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 2018, 33(12): 1019-1040
- [110] Huang M, Zhang B, Lou W. A computer vision-based vibration measurement method for wind tunnel tests of high-rise buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2018, 182: 222-234
- [111] Choi I, Kim J H, Sohn J H. Automated framework for monitoring building structures through derivation of lateral stiffness using marker-free vision-based

- displacement sensor. *Measurement*, 2022, 194: 111062
- [112] Wang Z C, Geng D, Ren W X, et al. Strain modes based dynamic displacement estimation of beam structures with strain sensors. *Smart Materials and Structures*, 2014, 23(12): 125045
- [113] Park J W, Sim S H, Jung H J, et al. Development of a wireless displacement measurement system using acceleration responses. *Sensors*, 2013, 13(7): 8377-8392
- [114] Thong Y K, Woolfson M S, Crowe J A, et al. Numerical double integration of acceleration measurements in noise. *Measurement*, 2004, 36(1): 73-92
- [115] Latt W T, Veluvolu K C, Ang W T. Drift-free position estimation of periodic or quasi-periodic motion using inertial sensors. *Sensors*, 2011, 11(6): 5931-5951
- [116] Shin S, Lee S U, Kim Y, et al. Estimation of bridge displacement responses using FBG sensors and theoretical mode shapes. *Structural engineering and mechanics: An international journal*, 2012, 42(2): 229-245
- [117] Tezcan J, Marin-Artieda C C. Least-Square-Support-Vector-Machine-based approach to obtain displacement from measured acceleration. *Advances in Engineering Software*, 2018, 115: 357-362
- [118] Kang L H, Kim D K, Han J H. Estimation of dynamic structural displacements using fiber Bragg grating strain sensors. *Journal of sound and vibration*, 2007, 305(3): 534-542
- [119] 林贤坤, 覃柏英, 张令弥等. 基于附加质量的试验模态振型质量归一化. *振动. 测试与诊断*, 2012, 32(05): 784-790+864
- [120] 林贤坤. 梁式桥梁有限元模型建立与修正及在状态评估中的应用研究[南京航空航天大学博士学位论文]. 南京: 南京航空航天大学, 2009
- [121] 林贤坤, 张令弥, 郭勤涛等. 基于模态挠度法的预应力连续箱梁桥状态评估. *土木工程学报*, 2010, 43(10): 83-90
- [122] Kliewer K, Glisic B. A comparison of strain-based methods for the evaluation of the relative displacement of beam-like structures. *Frontiers in Built Environment*, 2019, 5: 118
- [123] Kareem A, Gurley K. Damping in structures: its evaluation and treatment of uncertainty. *Journal of wind engineering and industrial aerodynamics*, 1996, 59(2-3): 131-157
- [124] Ibrahim, S. R. The use of random decrement technique for identification of structural modes of vibration. *18th Structural Dynamics and Materials*

- Conference San Diego, CA, U.S.A, 1977
- [125] Ibrahim S R. Random decrement technique for modal identification of structures. *Journal of Spacecraft and Rockets*, 1977, 14(11): 696-700
- [126] Brownjohn J M W, Magalhaes F, Caetano E, et al. Ambient vibration re-testing and operational modal analysis of the Humber Bridge. *Engineering Structures*, 2010, 32(8): 2003-2018
- [127] Siringoringo D M, Fujino Y. System identification of suspension bridge from ambient vibration response. *Engineering Structures*, 2008, 30(2): 462-477
- [128] Cole, H. A. On-the-line analysis of random vibrations. In: *Proceeding of the AIAA/ASME 9th Structural Dynamics Materials Conf.* Palm Springs, Calif, 1968: 68-288
- [129] Chopra A.K. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, second ed. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 2001
- [130] Yang J, Sun Y, Jing H, et al. An improved NExT method for modal identification with tests validation. *Engineering Structures*, 2023, 274: 115192
- [131] Brown D L, Witter M C. Review of recent developments in multiple-reference impact testing. *Sound and Vibration*, 2011, 45(1): 8
- [132] Xia Q, Tian Y D, Zhu X W, et al. Structural damage detection by principle component analysis of long-gauge dynamic strains. *Struct Eng Mech*, 2015, 54(2): 379-392
- [133] Zhang J, Guo S, Chen X. Theory of un-scaled flexibility identification from output-only data. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2014, 48(1-2): 232-246
- [134] 韩林海. 钢管混凝土结构—理论与实践(第三版). 北京: 科学出版社, 2016
- [135] 李威. 圆钢管混凝土柱-钢梁外环板式框架节点抗震性能研究[清华大学博士学位论文]. 北京: 清华大学, 2011
- [136] 沈聚敏, 王传志, 江见鲸. 钢筋混凝土有限元与板壳极限分析. 北京: 清华大学出版社, 1993
- [137] GB 50010—2010, 混凝土结构设计规范. 北京, 中国建筑工业出版社, 2010

## 致 谢

流年似水，岁月蹉跎。三年的旅程，所有经历，于我皆是礼物。东方红的日落给我足够的光热，自卑亭旁的图书馆拓开我知识的星河，湖大让我在追求卓越的同时感受着校园中扑面而来的古朴书香气，百年古建里的名人絮语纷飞。

桃李不言，下自成蹊。首先要感激我的导师周云教授，一直以来，师父都是我的良师益友，亦是我最敬佩的老师。于科研论文，悉心指导；于为人处世，言传身教；于思想生活，关心帮助。感谢师父一直以来对我的关心与帮助，尊重我的想法，关心我的学习生活，在我迷茫的时候指点迷津，并且尽全力支持我。

山水一程，三生有幸。感谢胡翔、陈太平师兄在抗倒塌、ABAQUS 模拟方面知识的传授和解惑；感谢郝官旺师兄在论文写作方面不厌其烦的为我讲解论文的写作框架、引言部分每句话如何书写以及每句话存在的意义；感谢张保证、周易师兄在我迷茫时和我一起讨论科研道路的规划让我受益匪浅；感谢阳建波、聂晶鑫、李自强师兄在实验室试验中指引我在试验中灵活、严谨且合理的解决实际问题；感谢周赛师姐以及李自强、赵瑜、胡建鑫师兄在 MATLAB 和 Python 编程方面和贝叶斯算法、区间仿射-支持向量机算法、卡尔曼滤波理论学习上的帮助。

感谢周晓枫、危俊杰、刘鹏、郑佳缘三年来的陪伴，我们一同学习、做项目的经历让我的研究生生涯多姿多彩。感谢周晓枫、危俊杰、周超、欧阳耀国在我心情低落时无微不至的陪伴和开导；感谢郝官旺、周易师兄、危俊杰以及叶鹏、张文杰、陈嘉豪、张路遥、陈建伟、冷建波、汪柏煊，在桥梁实验中对我的帮助；感谢罗先明师兄以及张文杰、叶鹏、陈嘉豪，在超高层实验中我们从在现场上的手忙脚乱到有条不紊的布线、安装传感器等，因你们使得各项任务精准完成，特别感谢张文杰在模型验算时的帮助以及叶鹏在寒冬忍受病痛帮我安装传感器。

春晖寸草，山高海深。感谢我的父母对我每个选择的尊重、理解和支持，为我提供坚实后盾，使我可以不遗余力的追寻梦想。感谢海外的哥哥对我在科研上的帮助，同时也是我的人生榜样，我会以哥哥为目标继续努力。同时也感谢家人们对我的爱护与帮助，你们是最坚强的后盾。愿我的家人身体健康，和睦美满！

最后，感谢各位评审专家、教授、老师能在百忙之中参与本论文的评审和答辩，祝各位老师身体健康，平安喜乐！

胡锦涛

2023年5月20日于湖南大学

## 附录A （攻读学位期间所发表的学术论文）

- [1] Yun Zhou, Jin-Nan Hu, Guan-Wang Hao, et al. Identification of influence lines for highway bridges using Bayesian parametric estimation based on computer vision measurements. *Journal of Bridge Engineering, ASCE(SCI)*. (Under Review)
- [2] 周云, 胡锦涛, 赵瑜等. 基于卡尔曼滤波改进压缩感知算法的车辆目标跟踪. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2023, 50(01): 11-21
- [3] 周云, 胡锦涛, 朱正荣等. 基于精细化有限元模型的混凝土框架结构动力倒塌承载力. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2023, 50(03): 51-61
- [4] 周云, 胡锦涛, 朱正荣等. 深坑大跨屋盖重型钢桁架吊装结构施工过程检测研究. *建筑科学与工程学报*, 1-9

