



## 框架填充墙结构有限元建模与模型修正研究

### 摘 要

框架填充墙结构是一种工程上应用十分普遍的结构体系。现有的研究表明，填充墙对框架结构的性能有很大的影响，且在结构抗震设计中，忽略填充墙对框架结构的影响并不安全。本文利用一座实验室框架填充墙结构在三组工况下的动力试验的相关数据，在有限元分析软件中建立了相应的结构模型，还提出了一个可以在有限元软件中实现的精细模型。根据国际上几种比较流行的关于填充墙模型的计算公式，建立了相应的计算模型，通过计算模态分析，将实验值和计算值进行对比，从而验证模型的合理性。关于框架填充墙的数值模拟分析，由于需要考虑大量的参数，模型往往存在诸多不确定性因素，导致有限元模型和试验结果之间不可避免地存在误差，这些误差可能达到相当大的程度。

**关键词：**框架结构；模态试验；有限元模型；模型修正；等效斜撑



## Abstract

Infilled frame structure is a very common structural system in engineering application. Existing research show that the infill walls have great influences on the capacity, stiffness and deformation behavior of the frames. It is unsafe to ignore the effect of the infill walls in the seismic design of structures. In this paper, three cases of a four-story reinforced concrete structure model which has independent footings on soil foundation were simulated in the finite element software, and a refined centerline model has been built in finite element software. According to several simplified formulas used for the infill walls simulation and calculation, the corresponding computational model which used the equivalent bracing to simulate masonry infill wall was established. The rationality of the models has been verified by the experiment results. Numerical simulation of the infilled frame is difficult and generally unreliable because of a large number of parameters to be taken into account. It can lead to a significant error in the finite element modeling.

**Keywords:** Frame; Modal test; Finite element model; Model updating; Equivalent diagonal strut



目 录

第一章 绪论 .....	1
1.1 引言 .....	1
1.2 研究背景及意义 .....	1
1.3 国内外研究现状 .....	1
1.3.1 框架填充墙的试验研究 .....	2
1.3.2 框架中填充墙模型的建模研究 .....	2
1.4 本文主要研究内容 .....	6
第二章 框架填充墙结构动测试验 .....	7
2.1 引言 .....	7
2.2 钢筋混凝土框架模型 .....	7
2.2.1 动力模态试验 .....	8
2.2.2 回弹法测定框架混凝土的弹性模量 .....	10
2.3 试验结果比较 .....	11
2.3.1 模态分析与参数识别 .....	11
2.3.2 频率和阻尼比 .....	12
2.3.4 模态振型图 .....	13
2.4 小结 .....	16
第三章 框架结构的有限元建模分析 .....	17
3.1 引言 .....	17
3.2 关于 SAP2000 以及模型定义 .....	17
3.3 框架结构常规模型 .....	17
3.4 模型精细处理 .....	20
3.4.1 框架结构精细模型 1 .....	20
3.4.2 框架结构精细模型 2 .....	25
3.5 小结 .....	29



---

第四章 框架填充墙结构的有限元模型 .....	30
4.1 引言 .....	30
4.2 框架填充墙结构模型 1 .....	30
4.3 框架填充墙结构模型 2 .....	32
4.4 框架填充墙结构模型 3 .....	34
4.5 框架填充墙结构模型 4 .....	36
4.6 框架填充墙结构模型 5 .....	37
4.7 模态振型对比图 .....	44
4.7.1 模型 1 的模态振型图 .....	44
4.7.2 模型 5 的模态振型图 .....	45
4.7.3 模型 1 与模型 5 的对比 .....	47
4.8 模型分析以及存在的问题 .....	47
4.9 小结 .....	49
结论与展望 .....	50
致谢 .....	51
参考文献 .....	52



## 第一章 绪论

### 1.1 引言

填充墙具有较好的分割、维护作用，与空框架结构相比较，框架填充墙结构具有建筑平面布置灵活，房屋室内空间大等优点，因而广泛应用于商场、宾馆、医院以及教学楼等建筑中。框架填充墙是一种框架和砌体的组合结构，因此兼具有框架结构和砌体结构的特点。对于框架而言，影响其刚度的主要因素有梁柱截面尺寸、混凝土强度等级和梁柱连接形式等；对填充墙而言，影响其刚度的主要因素是填充墙的数量、其截面尺寸以及开洞情况和材料强度等。填充墙和框架的相互作用机理十分复杂，影响因素很多。其主要影响因素有填充墙和框架的相对刚度比、加载方式，填充墙和框架之间的连接形式以及施工质量等。因此，填充墙的加入对框架结构的抗震性能有很大的影响。国内外学者也对框架填充墙结构进行了大量的试验与研究。

### 1.2 研究背景及意义

2008 年汶川大地震和 2010 年玉树大地震，给社会带来了巨大的经济损失和人员伤亡。在遭受强烈地震作用后，建筑物的主体结构一般都能保存较完整，但是结构体系却经常因为填充墙等非结构构件的毁坏，丧失了其正常使用功能。现行的建筑结构抗震设计中，认为填充墙只有维护和隔断的作用，没有充分考虑填充墙对结构刚度及周期的影响，仅是采取乘以周期折减系数的方法<sup>[1]</sup>。在实际工作情况下，填充墙与主体框架协同作用，框架受到填充墙的支撑作用，而填充墙受到框架的约束。忽略填充墙的影响，可能将对结构安全造成不利影响，所以，设计时应当充分考虑填充墙对框架结构的抗侧移刚度、抗剪强度以及抗震性能的影响。现代信息社会，随着计算机的普及和有限元技术的发展，使得通过有限元软件建立框架填充墙结构的精细模型成为可能。所以，研究有关框架填充墙结构有限元精细模型，对于合理设计框架填充墙结构和分析框架、填充墙两者的受力机制，具有十分重要的意义。

### 1.3 国内外研究现状

框架填充墙结构与空腹框架在动力性能方面存在较大差别。60 多年里，国内外科研



工作者和工程设计人员，在结构设计、抗震性能、试验研究以及计算模型分析等多方面做了许多工作。

### 1.3.1 框架填充墙的试验研究

国外对于填充墙框架的全面、深入的研究开始比较早，下面扼要地介绍一下其中几个主要方面：

国外学者集中研究了框架填充墙结构在单调和循环加载下的抗震性能，1998 年 Khalid M. Mosalam<sup>[2]</sup> 等人通过对一个两层两跨按重力荷载作用下的钢框架填充墙进行了拟动力试验研究，评估了测试结构的动力性能。

2002 年 Ghassan Al. Chaar<sup>[3]</sup> 对五个 1/2 模型进行静力试验研究，通过测试的应力、应变、转角等关系推导了判断填充墙的失效模式的计算公式。

相比较，国内在框架填充墙领域起步比较晚，主要围绕抗震来分析，也就是填充墙的刚度和强度退化的问题。在这方面做了较深入的有关国雄<sup>[4][5]</sup>，邹昫<sup>[6][7]</sup>等。

1996 年香港大学的关国雄<sup>[4]</sup> 对一个四层一开间的 1/3 框架填充墙模型振动台试验，探讨了地震作用下结构的动力特性与反应特征，提出了钢筋混凝土填充墙结构的层间侧向刚度与抗力的简化估计方法与公式；指出存在填充墙的框架结构在弹性状态下，填充墙几乎承担了全部的侧向荷载；填充墙对于主体结构的抗变形能力显著提高，框架柱的破坏由弯一弯破坏向部分剪切型过渡，同时侧向抗力提高很多。

2002 年江南大学的邹昫<sup>[6]</sup> 将框架高与宽的比值及梁与柱惯性矩的比值作为试验参数，测试了 21 个有砖填充墙的一层一跨钢筋混凝土框架在平面内的对角荷载作用下的受力性能，同时测试了相似试件在水平荷载作用下的性能。提出了开裂与极限荷载的计算公式，认为框架的外形是影响结构延性的一个重要原因。

### 1.3.2 框架中填充墙模型的建模研究

框架填充墙结构的宏观模型分析一直都是一个难点，自上世纪 50 年代以来在该领域已经产生了许多不同的分析模型，其中被广泛接受和认可的填充墙模型是斜撑模型，斜撑模型即是将砌体填充墙等效为一根与墙宽度相同的斜撑杆件，此杆件只承受压力，而不承受拉力，其中等效斜撑模型又分为单压杆斜撑模型和多重压杆斜撑模型。用等效



斜撑模型来计算填充墙在框架中所起的作用，经历了一个比较漫长的过程。

1961年Holmes<sup>[8]</sup>利用一系列小比例试件试验，首次提出了用两根在端部铰接的压杆来替代填充墙，压杆的厚度以及材料和填充墙相同，并提出了斜撑的宽度与填充墙对角线长度的公式关系，这是最早提出明确公式的等效斜撑模型。公式如下：

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{3} \quad (1.1)$$

其中， $d$ 为填充墙板的对角线长度， $w$ 是斜撑的宽度。

1969年Smith和Carter<sup>[9]</sup>提出了评价斜撑等效宽度的变量，填充墙与框架结构相对刚度比 $\lambda_h$ ，参数含义如图1.1所示：

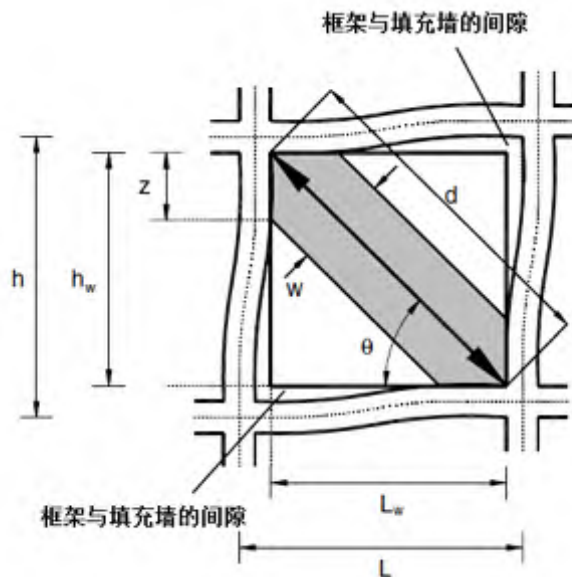


图 1.1 参数示意图<sup>[9]</sup>

公式如下：

$$\lambda_h = h \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EI h_w}} \quad (1.2)$$

其中， $E_w$ 为砌体填充墙的弹性模量， $EI$ 为柱的抗弯刚度， $t_w$ 为砌体填充墙的以及等效斜撑的厚度， $h$ 为横梁中心线之间的柱高， $h_w$ 为砌体填充墙的高度， $\theta$ 为填充墙高度与长度之间的夹角值，公式如下：

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h_w}{L_w} \right) \quad (1.3)$$



其中,  $L_w$  为砌体填充墙的长度

1971 年 Mainstone<sup>[10]</sup> 在一系列实验和分析数据的基础上提出了经验公式。如下:

$$\frac{w}{d} = 0.16\lambda_h^{-0.3} \quad (1.4)$$

1970 年 Mainstone 和 Weeks<sup>[11]</sup> 在实验和分析数据的基础上提出了以下经验公式:

$$\frac{w}{d} = 0.175\lambda_h^{-0.4} \quad (1.5)$$

其中公式(1.5)被分析框架填充墙的研究人员所广泛接受,用以分析和重建框架填充墙结构的建筑物。

1984 年 Liauw 和 Kwan<sup>[12]</sup> 首次提出了用角度值  $\theta$  来计算等效斜撑的有效宽度,并通过参数分析得到了斜撑有效宽度的表达式:

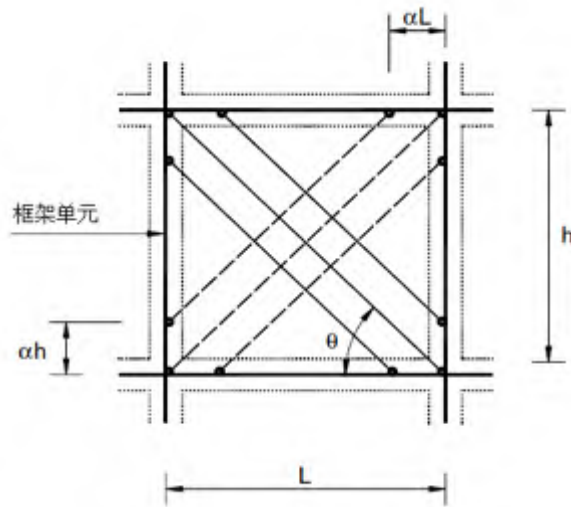
$$\frac{w}{d} = \frac{0.95 \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda_h}} \quad (1.6)$$

此公式虽然是半经验公式,但同样被许多研究人员用于建模分析框架填充墙结构。

1985 年 Thiruvengadam<sup>[13]</sup> 提出了一种多重压杆等效斜撑模型,在研究带洞填充墙框架时,为了得到结构的固有频率,分析时使用了单压杆模型、多重压杆模型等模型,其中多重压杆模型,能够预测框架填充墙结构的分离部位。结果表明,相对于开洞的墙,多重压杆模型具有更大的适应性,因此被认为是一种对单压杆模型的改进。作者还提出了使用多重压杆模型分析时,根据不同的接触长度来对结构进行不同划分的具体方法。

1991 年 Chrysostomou<sup>[14]</sup> 为了研究框架填充墙结构在地震荷载作用下造成的填充墙刚度和强度退化所带来的影响,提出了一种多重压杆等效斜撑模型,其中每块填充墙面板采用 6 根等效斜撑杆件,其中三个平行的支杆分别支撑于每个对角方向,并且非对角线的压杆被定位在框架构件的关键位置。这些位置由参数  $\alpha$  确定,它表示填充墙面板的长度或者高度的一小部分,并且与框架柱、框架梁的塑性铰位置有关。



图 1.2 斜撑示意图<sup>[14]</sup>

1992 年 Paulay 和 Priestley<sup>[15]</sup>指出较高的斜撑杆件的等效宽度值会形成刚度更大的结构，并且造成存在一个潜在的更高的地震响应，从而导致结构偏于不安全。因此提出了一个在框架砌体填充墙结构抗震设计中斜撑有效宽度的恒定值，如下式：

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{4} \quad (1.7)$$

1997 年 Crisafulli<sup>[16]</sup>研究了不同的多重压杆等效斜撑模型对钢筋混凝土框架填充墙结构动力方面的影响，尤其是对结构的刚度以及填充墙周边框架结构所引起的现象。将单、双和三肢压杆斜撑模型得到的结果，与那些相对应的有限元分析的结果进行了比较。

从上面的介绍可以看出，许多科研工作者对框架填充墙的研究已经超过 60 多年，而能够在日常的工程设计中使用的宏观模型是具有重要的实际意义的。其中较为简便的属于等效斜撑模型，即用对角线斜撑支柱来模拟填充墙，其中最基本的参数是等效斜撑的有效宽度，用以代表填充墙的刚度和强度。等效斜撑模型主要有两种，第一种是单压杆斜撑模型，但单压杆斜撑模型不足以准确地表示填充墙和框架结构边界之间的相互作用，从而不能准确地了解在框架填充墙结构边界的弯矩和剪力的分配。第二种是多重压杆模型，包括两个、三个以及多于三个的支撑模型。相对于单压杆斜撑模型，多重压杆模型可以更准确地预测填充墙与框架结构的相互作用，但在造型复杂性方面大大增加，给实际运用带来了不便。在建立数学模型时，由于存在各种理论假设，边界模拟的模糊性，材料参数的不确定性，支撑刚度和连接刚度的不恰当模拟，阻尼特性或是被



忽略或者远远不够精确等因素，使得有限元模型和试验结果之间不可避免地存在误差，这些误差可能达到相当大地程度<sup>[17]</sup>。

目前而言，有关填充墙的数值模拟问题依然是开放性的，可用的填充墙宏观模型并不具备必要的简便性和在日常工程实践中使用所要求的精度。为了提供能够准确地捕捉填充墙框架的力学行为且能够在日常工程实践中使用的模型，在有关填充墙的数值模拟领域的研究仍然值得继续。

## 1.4 本文主要研究内容

虽然国内外众多学者在框架填充墙结构的上做了许多的研究工作，但是现在仍有大量问题没有得到有效解决。

1.有部分学者提出了很多填充墙的简化计算模型，但用于计算结构的动力性能仍然存在着较大的误差；而用非线性的有限元模型进行分析又过于复杂。

2.填充墙与框架的连接方式将直接影响结构的整体性能，而填充墙与框架的连接仍是一个较为模糊的概念。因此有必要在这方面做进一步的研究。

3.虽然对填充墙的抗震建模进行了大量的的研究，但对于低幅振动下的建模研究则缺少相关的资料。

本文基于实验室混凝土框架结构动力测试的结果，在有限元分析软件中建立了框架填充墙结构的有限元模型，比较了填充墙填充前后不同状态的动力特性，提出了一个可以在有限元分析软件中实现的精细模型，对国际上几种比较流行的关于填充墙模型的计算公式进行了讨论和评价，并比较了相应的数据。

本文主要进行了下列研究：

1.根据一个在实验室条件下的填充墙框架结构在进行模态试验后所得出的较为全面的数据，利用此参数和模型基本数据，在有限元分析软件中建立了计算模型。

2.在有限元分析软件中建立了精细模型，计算模态分析得到了相应的结果，通过分析结构模型的动力特性参数修正计算模型，从而提高了模型的精度。

3.根据国际上比较流行的几种计算公式，运用有限元软件建立了相应的计算模型，并得到了相应的结果，通过与实测数据相比较，从而判断其模型的合理性，讨论了填充墙框架结构的各种计算模型及其拟合效果。



## 第二章 框架填充墙结构动测试验

### 2.1 引言

本章节所述内容为谢利民<sup>[18]</sup>所进行的实验,谢利民对实验室的一座四层混凝土空间框架填充墙模型进行了振动模态试验,在不同的方向、不同的工况条件下进行了动力测试,取得了相对完整的结构模型的动力特性参数,为后续的有限元计算模型分析提供了相应的试验数据。

本章试验的主要内容有:

- 1.不同方向的动力试验。其一,填充墙砌筑方向的动力测试,即主方向,本文规定为 Y 方向;其二,非砌筑方向的动力测试,即与此垂直的方向,本文规定为 X 方向。
- 2.不同工况条件下的动力试验。试验工况分为 3 组工况,分别为空框架结构、粘土砖框架结构、填充墙框架结构。
- 3.材料特性试验。测试了框架主体材料混凝土材料的弹性模量与抗压强度。

### 2.2 钢筋混凝土框架模型

一个位于湖南大学土木学院结构实验室的钢筋混凝土框架结构,其结构形式为 4 层 1 跨 2 开间,在 2005 年 11 月至 2006 年 4 月期间分层浇注。该框架结构按 1:3 相似比设计,底层层高为 1.333m,2 至 4 层层高为 1m,跨度长为 1.8m,开间为 1.4m,总尺寸为  $L \times B \times H = 2.8\text{m} \times 1.8\text{m} \times 4.333\text{m}$ 。框架梁、柱和板的受力钢筋均为 HPB235,设计混凝土强度等级为 C25,楼板厚度均为 30mm,柱下独立板式基础厚 60mm,构件的截面尺寸和配筋见表 2.1,框架结构具体尺寸见图 2.1 和图 2.2。

表 2.1 框架构件的截面尺寸和配筋

构件名称	截面尺寸	受力钢筋	箍筋
框架梁	沿开间	$B \times H = 83\text{mm} \times 133\text{mm}$	$2\phi 8, 2\phi 8$
	沿跨度	$B \times H = 67\text{mm} \times 167\text{mm}$	$2\phi 8, 3\phi 8$
框架柱	$L \times B = 133\text{mm} \times 133\text{mm}$	$4\phi 8$	$\phi 3@30$
楼板	$L \times B = 1800\text{mm} \times 2800\text{mm}$	$\phi 3@60, \phi 3@40$	—
基础板	$L \times B = 600\text{mm} \times 600\text{mm}$	$\phi 8@60$	—

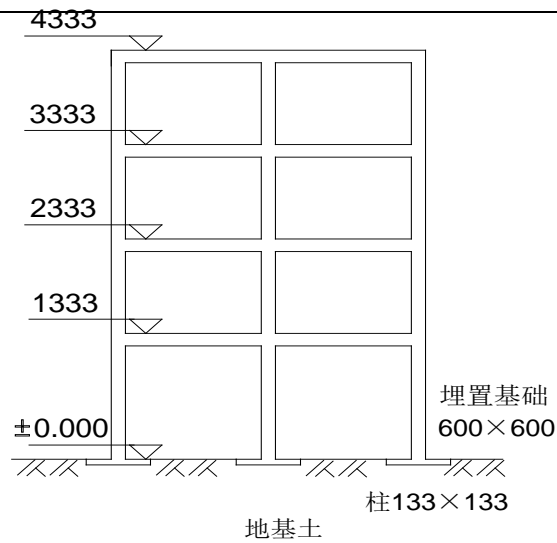


图 2.1 框架立面图<sup>[19]</sup>

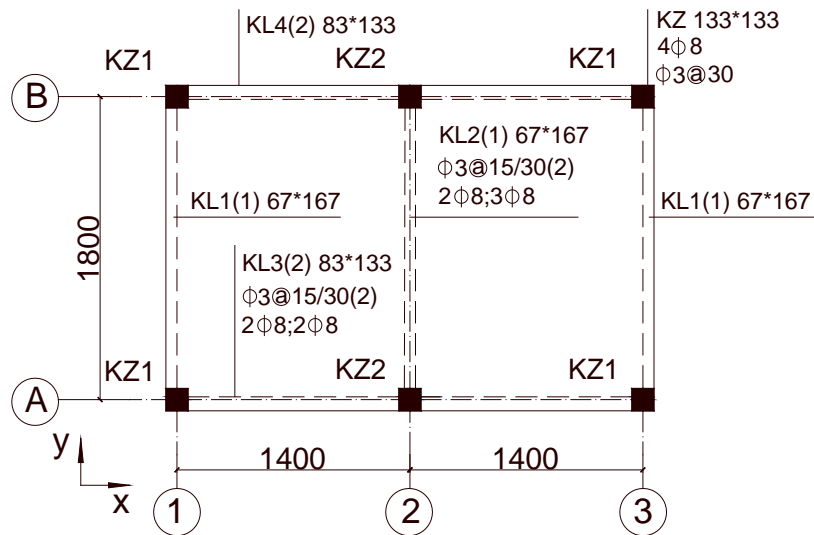


图 2.2 框架结构梁配筋图<sup>[19]</sup>

### 2.2.1 动力模态试验

为了研究填充墙引起的钢筋混凝土框架模态参数变化，并设法从中分离附加质量和附加刚度对框架模态参数的影响比例，特设计如下一组对比试验。图 2.3 显示为三种不同工况的框架结构：(a)空框架；(b)粘土砖框架；(c)填充墙框架。需要说明的是，粘土砖框架是在砌筑填充墙的位置堆叠粘土砖以近似模拟填充墙的附加质量，且与左右框架柱和上部框架梁均不接触，填充墙沿跨度方向布置于 1、2 层框架梁之间。这三种框架结构形式分别考虑了钢筋混凝土框架结构中填充墙的附加质量和附加刚度。



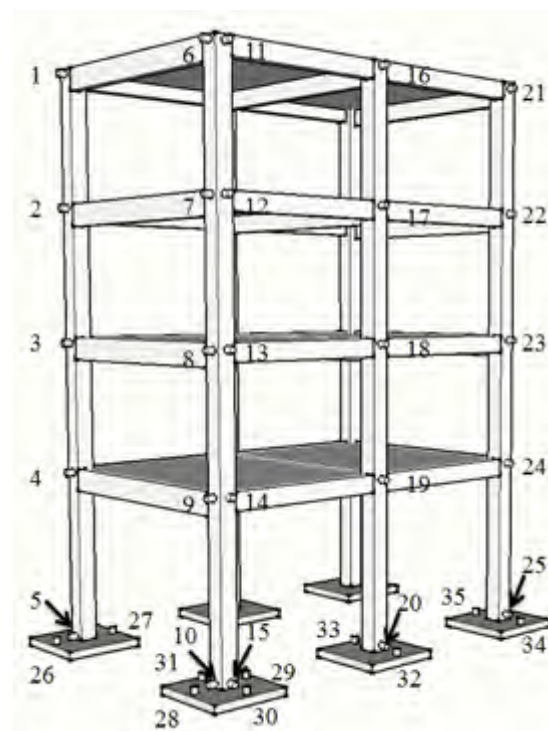
(a) 工况 1: 空框架



(b) 工况 2: 粘土砖框架



(c) 工况 3: 填充墙框架



(d) 动力传感器布设

图 2.3 钢筋混凝土框架工况及动力测点布置

动力试验采用多参考点脉冲锤击测试获取框架 X 平面和 Y 平面的模态信息。关于加速度传感器的布设，其中 1~35 点分别安装加速度计，1~10 为水平 X 方向，15~29 为



水平 Y 方向，11~14、30~35 为竖直方向。选择合适频响范围的中性锤头敲击，鉴于框架柱底测点的脉冲信号差，仅锤击各楼层测点。力脉冲和响应信号由 DP730 数采仪采集，设置采样频率为 256Hz，定义 0.05s 的提前触发采样，每个测点平均敲击 5 次。模态试验受到 DP730 通道数目的限制被分成 3 组测试进行，其测点信息见表 2.2。

**表 2.2 框架结构试验的测点布置**

测试分组	响应点	锤击点	测试平面
测试 1	1~14	1~4、6~9	跨度平面 (X 方向)
测试 2	15~24、30~33	15~18、20~23、25~28	开间平面 (Y 方向)
测试 3	20~29、32~35	15~18、20~23、25~28	

### 2.2.2 回弹法测定框架混凝土的弹性模量

鉴于钢筋混凝土框架逐层浇筑，且没有现存的现存混凝土试块测试其强度大小，故采用回弹法测定混凝土的弹性模量，假定每 1 层构件的弹性模量取值一样。每 1 层 13 个构件，每个构件 3 个测区，依据《回弹法检测混凝土抗压强度技术规程》JGJ/T 23-2011<sup>[20]</sup>，每一测区均匀分布 16 个测点，取其 10 个回弹值的平均值作为该测区的平均回弹值，修正梁底回弹非水平方向的影响，并用酚酞酒精溶液量测构件的碳化深度，根据测区回弹值和碳化深度查询测区混凝土强度换算表，得到混凝土的抗压强度值，具体数据见表 2.3：

**表 2.3 回弹法测定混凝土弹性模量**

楼层	构件名称	测区混凝土		混凝土强度推定值/MPa	混凝土弹性模量/MPa	楼层弹性模量/MPa
		强度换算值/MPa 平均值	标准差			
1 层	框架柱	37.38	4.17	30.52	29967	30373
	框架梁	43.69	6.45	33.08	30779	
2 层	框架柱	37.51	1.45	35.12	31367	29345
	框架梁	29.10	3.24	23.77	27324	
3 层	框架柱	42.18	4.66	34.51	31196	29791
	框架梁	36.51	6.25	26.23	28386	
4 层	框架柱	32.49	0.68	31.37	30247	30250





---

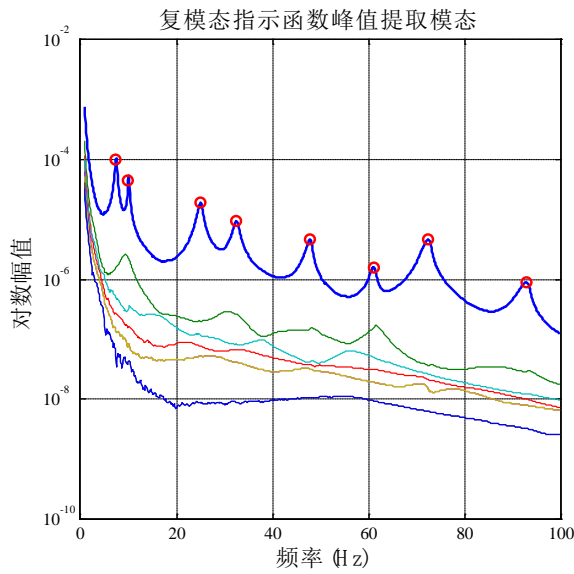
层	框架梁	34.19	1.70	31.39	30253
---	-----	-------	------	-------	-------

---

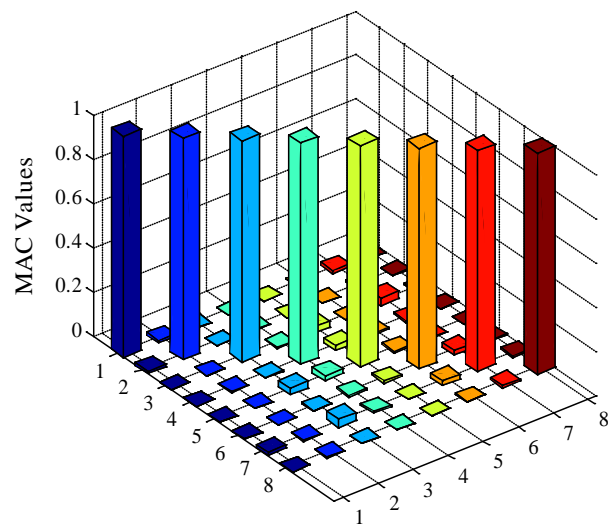
### 2.3 试验结果比较

#### 2.3.1 模态分析与参数识别

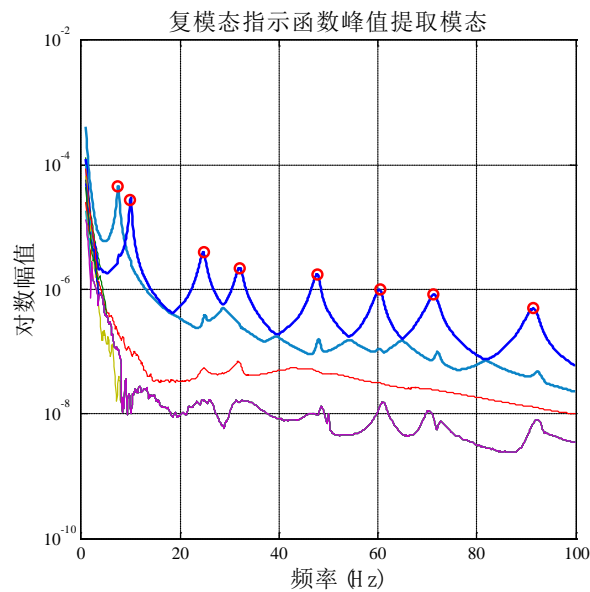
基于 MRIT 测试的加速度时程数据，采用 CMIF 方法进行模态分析与参数识别。图 2.4 为空框架的前 4 阶模态，其中包括 X、Y 平面的 CMIF 提取模态极点和振型 MAC 值。



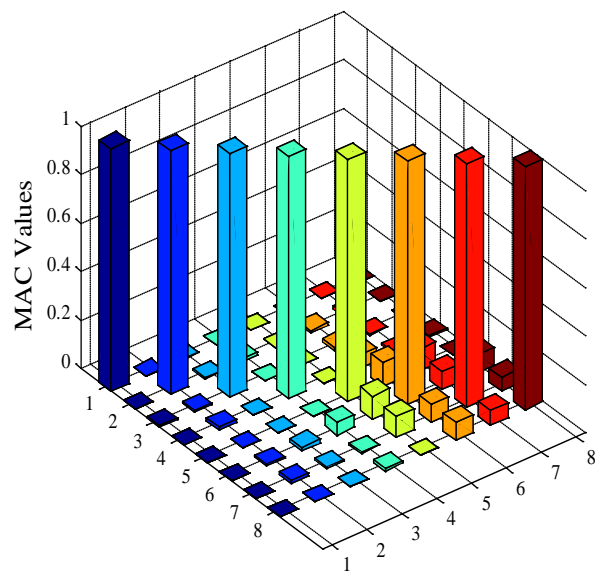
(a) CMIF 提取 X 平面的模态极点



(b) X 平面模态的 MAC 值



(c) CMIF 提取 Y 平面的模态极点



(d) Y 平面模态的 MAC 值



图 2.4 空框架的 CMIF 提取前 4 阶模态

其中粘土砖框架结构的 CMIF 模态极点与空框架结构一致，即 X 平面和 Y 平面均有 8 个模态。图 2.5 为填充墙框架结构的 CMIF 模态极点，可以看到 X 平面和 Y 平面均只包含 6 个模态，消失了 2 个模态。其中 X 平面消失的模态为 3、4 阶扭转；Y 平面第 4 阶 Y 平动和扭转模态均消失。这说明 Y 轴填充墙对 X 平动模态影响不太显著，但对于 Y 平动影响显著，使得某一阶模态直接消失。相较附加质量，填充墙的附加刚度对框架模态参数的影响大。

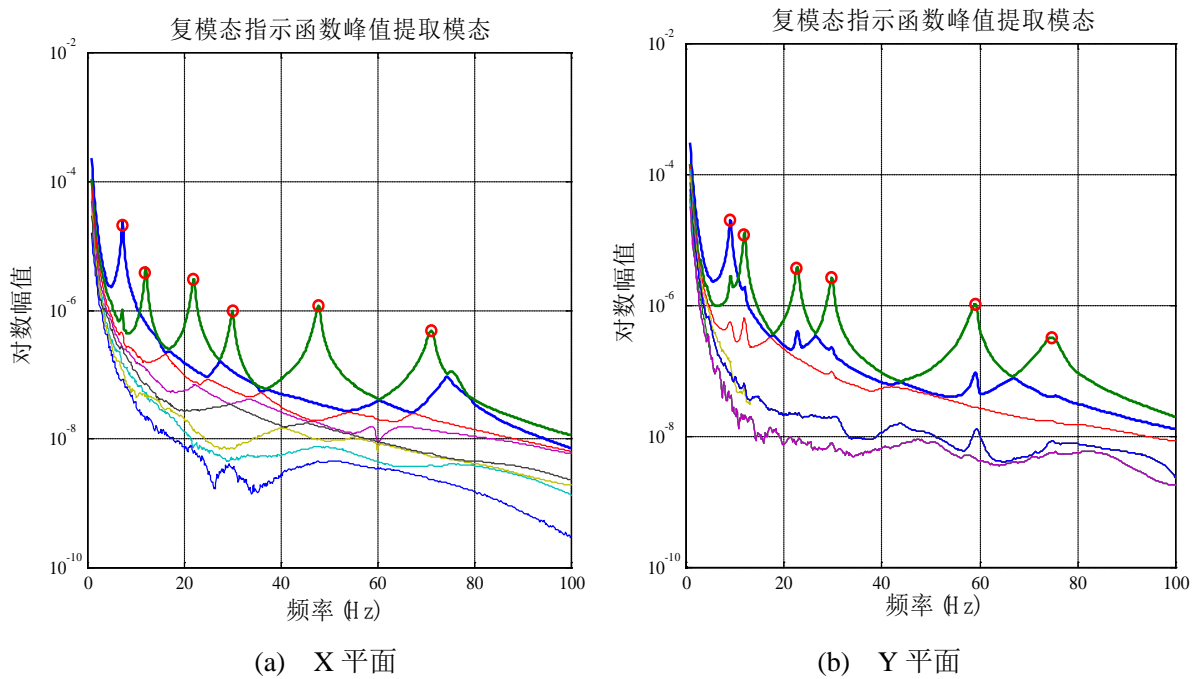


图 2.5 填充墙框架的 CMIF 模态极点

### 2.3.2 频率和阻尼比

对于空间框架结构而言，共识别其 4 阶模态，其中每 1 阶模态包括 X 平动、Y 平动和扭转三种形式，X 平面和 Y 平面的扭转模态其实是重合的。表 2.4 给出了三种框架工况的模态频率和阻尼比结果，其中扭转频率取 X、Y 平面的均值。





表 2.4 频率和阻尼比

模态 参数	工况 1 (空框架)		工况 2 (粘土砖框架)		工况 3 (填充墙框架)	
	频率 (Hz)	阻尼比 (%)	频率 (Hz)	阻尼比 (%)	频率 (Hz)	阻尼比 (%)
1 阶 X 平动	7.428	2.33	6.988	9.93	7.192	2.17
1 阶 Y 平动	7.413	2.70	7.071	8.21	9.011	2.62
扭转	9.998	1.94	9.719	6.73	11.967	1.96
2 阶 X 平动	24.977	1.77	23.707	4.34	21.864	1.50
2 阶 Y 平动	24.616	2.40	24.088	7.87	22.695	1.74
扭转	32.241	2.12	30.634	4.91	29.757	1.39
3 阶 X 平动	47.667	1.18	45.531	3.64	47.584	0.99
3 阶 Y 平动	47.642	1.56	45.980	2.75	58.707	0.96
扭转	60.517	1.15	59.989	1.89	74.552	2.18
4 阶 X 平动	72.251	1.04	70.284	1.71	70.918	0.98
4 阶 Y 平动	71.058	1.17	69.292	4.39	——	——
扭转	92.086	1.08	89.926	1.96	——	——

上述数据显示：相对于空框架结构，粘土砖框架的各阶模态频率均降低，阻尼比增大，这与粘土砖的附加质量对钢筋混凝土框架模态参数的影响相一致。附加质量使第 1 阶 X 平动频率降低幅度最大，达到 5.92%。填充墙附加刚度对模态参数的最大影响是使框架第 4 阶 Y 平动和扭转模态均消失；如果不考虑填充墙和粘土砖的质量差别，填充墙附加刚度引起的频率变化为表 2.4 中工况 3 和工况 2 的变化率差值。相比 X 平动模态，附加刚度引起的 Y 平动或扭转模态的频率变化要大得多，其中 3 阶 Y 平动频率提高了 26.69%，3 阶扭转频率上升 24.07%。很大程度上这与填充墙的砌筑位置有很大的关联，本文布设的 3 道填充墙，明显增大了 Y 平面的刚度，对 X 平面刚度的影响相对较小。

### 2.3.4 模态振型图

将实测数据的振型幅值振型归一化后，绘制了空框架结构和框架填充墙结构的 X 方向和 Y 方向各阶模态振型图，其中空框架结构 X、Y 方向各有四阶模态，框架填充墙结构 X 方向有四阶模态，Y 方向有三阶模态，分别如下图所示：

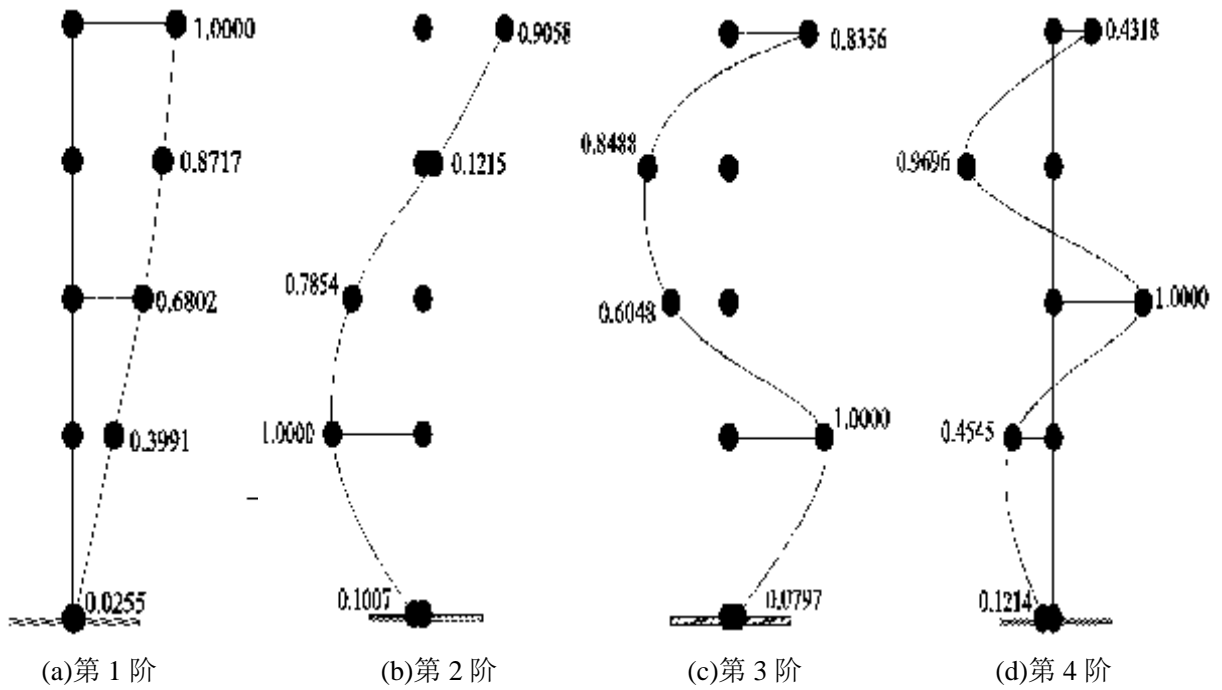


图 2.6 空框架结构 X 方向模态振型图

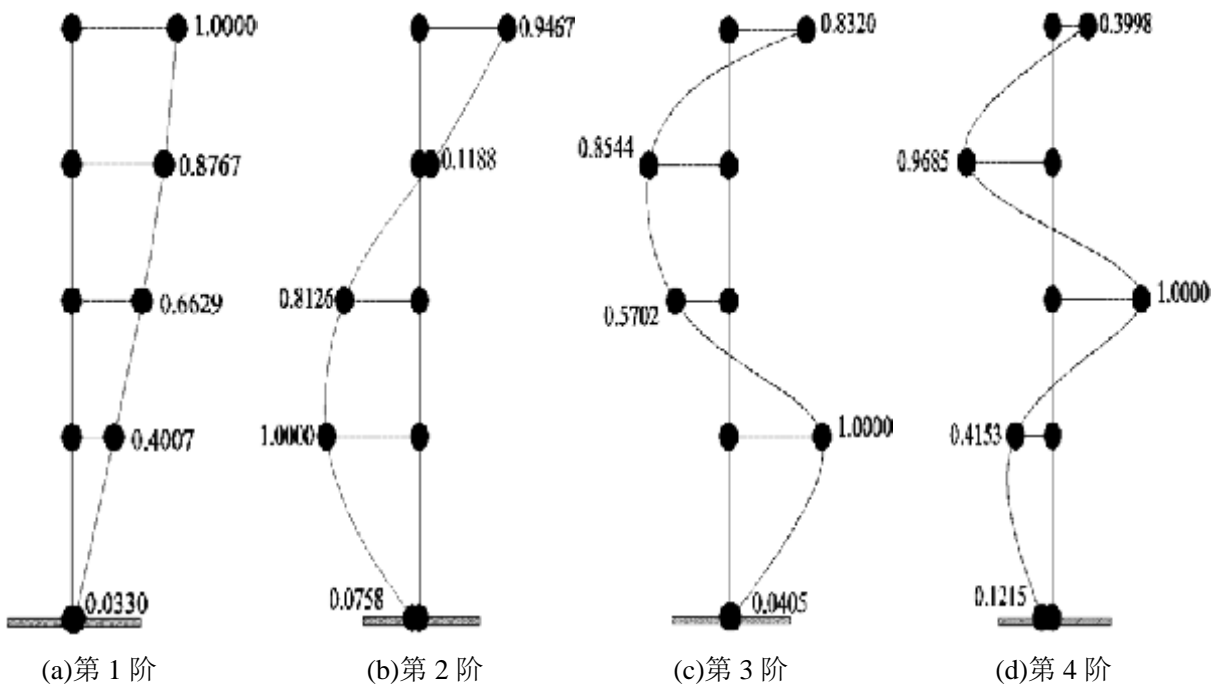


图 2.7 空框架结构 Y 方向模态振型图

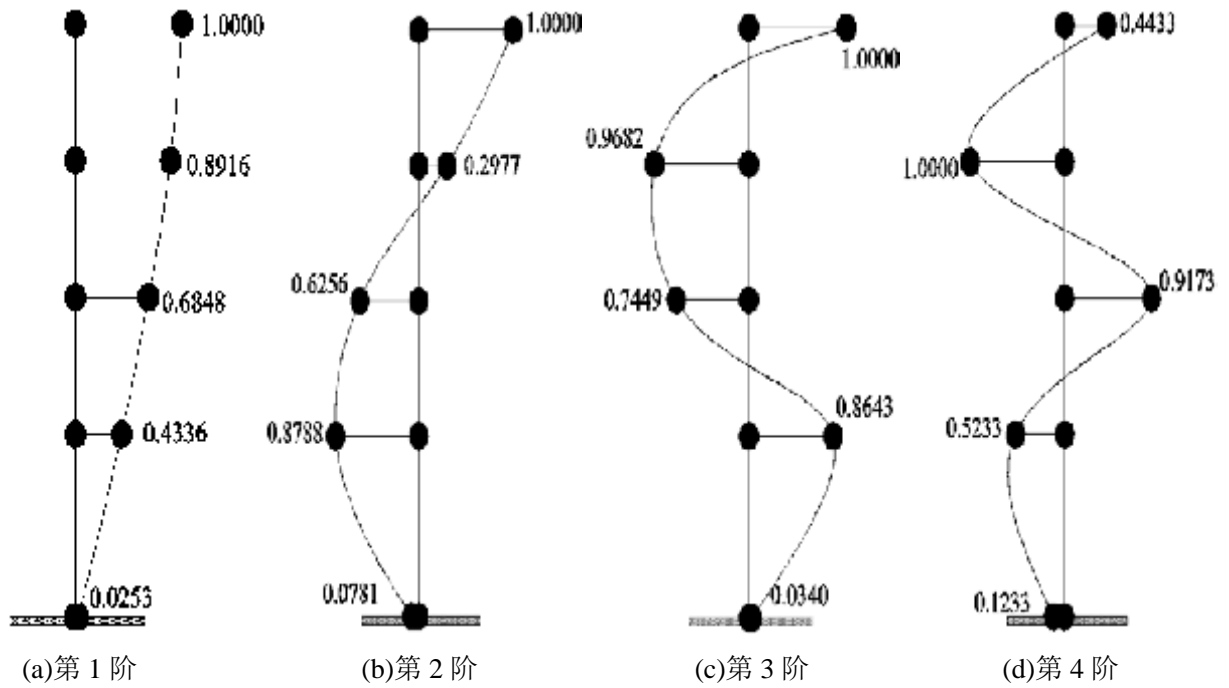


图 2.8 框架填充墙结构 X 方向模态振型图

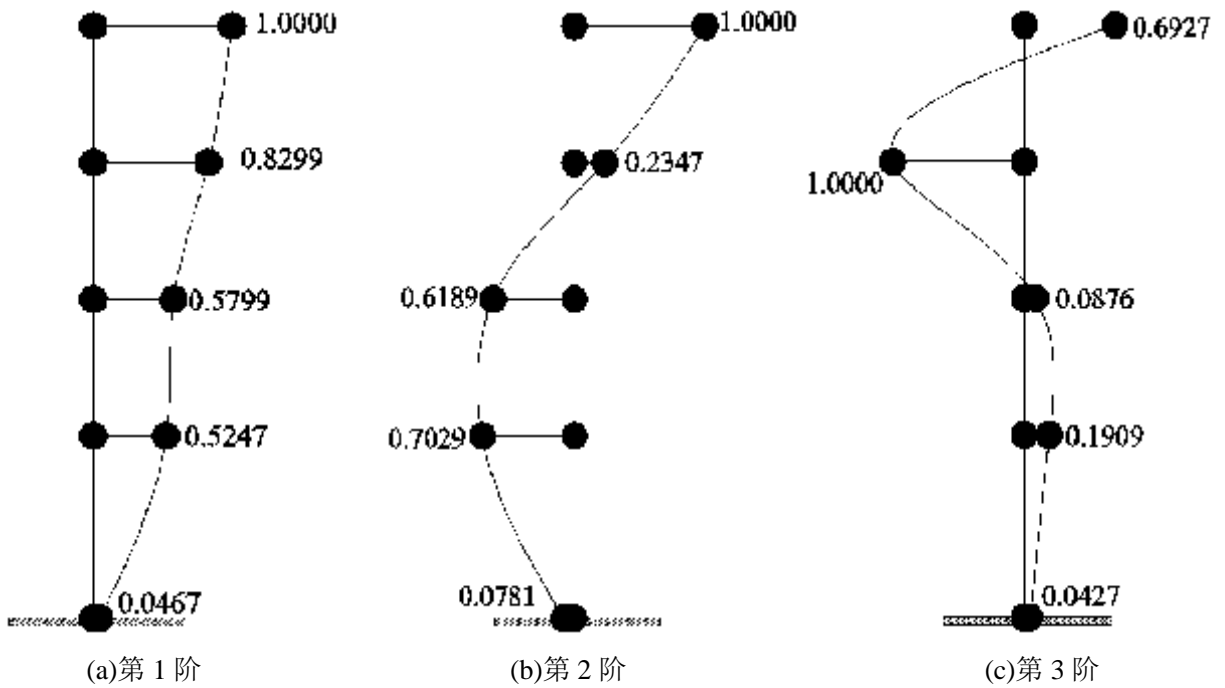


图 2.9 框架填充墙结构 Y 方向模态振型图



#### 2.4 小结

本章主要根据谢利民对实验室一座钢筋混凝土框架结构的振动模态试验，取得了框架结构在三种不同工况下的较为全面的结构模型的动力特性数据，探讨了填充墙的附加质量和附加刚度对框架模态参数的影响，绘制了空框架结构和框架填充墙结构状态下的模态振型图，为后续的有限元建模分析提供了试验数据。



## 第三章 框架结构的有限元建模分析

### 3.1 引言

根据结构模型的相关数据，在有限元软件中建立了两种模型，第一种为常规模型，通过计算分析得到了相应的结构动力特性参数。第二种为精细模型，通过分析相关数据，利用 AUTOCAD 软件，对模型进行了修正和改进，提出了一种在有限元软件中可以使用的精细模型。将计算结果与实测数据进行对比，从而验证了模型的合理性。

### 3.2 关于 SAP2000 以及模型定义

SAP2000 程序是由 Edwards Wilson 创始的 SAP(Structure Analysis Program)系列程序发展而来的，SAP2000 作为一款结构分析软件，具有三维结构整体性能分析，空间建模，荷载计算等基本功能，可从 AUTOCAD 等软件导入，文本输入输出功能完善。结构弹性静力及时程分析功能相当不错，后处理方便。不足之处在于弹塑性分析方面功能较弱，非线性计算收敛性较差。提供二次开发接口，是结构工程分析中常用的工具。

关于模型定义，常规模型即是通过 SAP2000 软件直接进行空间建模，是一般情况下研究人员用得最多的方法；精细模型即是对实际结构进行分析研究，通过 AUTOCAD 软件绘制结构模型图，将模型图导入 SAP2000，从而实现模型与实际结构的一致性。

### 3.3 框架结构常规模型

通过有限元分析软件 SAP2000 建立了一个框架结构的常规模型。在模型的材料定义中，由于混凝土框架结构的密度无法进行实测，因而取材料默认值，其中框架柱和框架梁的混凝土弹性模量和强度值取回弹法实测值。框架板未进行回弹法检测，考虑到框架结构在浇注过程中梁与上层板一同浇注的实际情况，将框架板的弹性模量和强度值按照下部框架梁的相应实测数据来取值；在模型的截面定义中，模型各个构件的尺寸均按照梁板柱设计说明来设计，其中六根柱子的底端约束均采用固定端；关于梁板柱的分割，将板按照尺寸  $100\text{mm} \times 100\text{mm}$  的单元来划分，将截面尺寸为  $83\text{mm} \times 133\text{mm}$  的梁划分为 14 个单元，将截面尺寸为  $67\text{mm} \times 167\text{mm}$  的梁划分为 18 个单元，将  $133\text{mm} \times 133\text{mm}$  的柱子划分为 18 个单元。关于单元的选取，其中框架梁和框架柱构件均采用梁单元，



框架板构件采用壳体单元。将划分后的有限元模型设置为显示梁板柱的实际截面，其模型如图 3.1 所示：



图 3.1 框架结构常规模型

建模后，通过模态分析得到了各阶模态以及相应的频率值，如下表 3.1 所示，相对误差率的计算公式为  $\frac{(\text{实测值}-\text{计算值})}{\text{实测值}} \times 100\%$ ，从表中可以看出，其中 X 方向和 Y 方向中第 1 阶和第 4 阶的频率值最接近实测结果，仅有 8% 的相对误差率，而 X 方向和 Y 方向中第 2 阶和第 3 阶的相对误差率也达到了 10%，其中扭转方向四阶模态的频率值的相对误差率均超过了 20%。可以看出，计算模型 1 的各阶模态频率值与实测值存在较大差距，在工况 1 条件下的整体模拟效果不太理想。

表 3.1 框架结构常规模型工况 1 下计算值与实测值比较

模态参数	X 方向			Y 方向			扭转		
	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)
第 1 阶	6.85	7.41	7.62	6.70	7.41	9.67	7.52	10.00	24.84
第 2 阶	22.37	24.91	10.19	22.00	24.62	10.64	24.32	32.20	24.49
第 3 阶	42.79	47.70	10.31	42.45	47.64	10.89	45.85	61.32	25.23
第 4 阶	66.30	72.46	8.49	66.15	72.46	8.71	70.55	92.20	23.48

注：工况 1 指实际框架结构为空框架结构状态，未加入填充墙；



将常规模型在工况 2 条件下进行模态分析，工况 2 即在砌筑填充墙的位置堆叠粘土砖以近似模拟填充墙的附加质量，且粘土砖与左右框架柱和上部框架梁均不接触，粘土砖沿跨度方向布置于 1、2 层框架梁之间。考虑到模型合理性，需要计算粘土砖框架的实际线荷载，从图 2.3(b)中可看出，粘土砖一共有 15 层，每层 53mm 厚，粘土砖厚 115mm，取粘土砖重度为  $18\text{kN/m}^3$ ，根据计算可得到： $15 \times 0.053\text{m} \times 0.115\text{m} \times 18\text{kN/m}^3 = 1.65\text{kN/m}$ ，则线荷载取值为  $1.65\text{ kN/m}$ ，得出计算结果如表 3.2 所示：

**表 3.2 框架结构常规模型工况 2 下计算值与实测值比较**

模态 参数	X 方向			Y 方向			扭转		
	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差(%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差(%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差(%)
第 1 阶	6.60	6.99	5.63	6.50	7.07	8.04	8.50	9.69	12.28
第 2 阶	19.23	23.71	18.88	19.04	24.09	20.98	24.21	30.59	20.86
第 3 阶	38.65	45.53	15.12	38.41	45.98	16.46	48.60	59.99	18.98
第 4 阶	66.61	72.08	7.58	66.11	71.12	7.04	82.95	89.82	7.65

注：工况 2 指实际框架结构未考虑填充墙的附加刚度，仅考虑其附加质量；

从表 3.2 中的数据可以看出，X 方向的第 1 阶频率值最接近实测值，相对误差率为 5%，其中 X 方向、Y 方向和扭转方向的第 4 阶的频率值的相对误差率均为 7%，而 X 方向、Y 方向和扭转方向的第 2、3 阶的频率值的相对误差率均达到了 20% 左右，表明常规模型在工况 2 条件下的计算值与实测值还有一定的差距，模型合理性方面仍然值得进一步探讨和研究。

仔细观察常规模型的梁板柱节点详图，如图 3.2(a)所示，可以看出模型在节点处并没有反应真实的物理连接关系，在有限元软件中，模型是通过各个构件的中轴线来相互连接，没有充分考虑构件的尺寸因素，生成的计算模型并不符合实验室框架模型的真实状况。

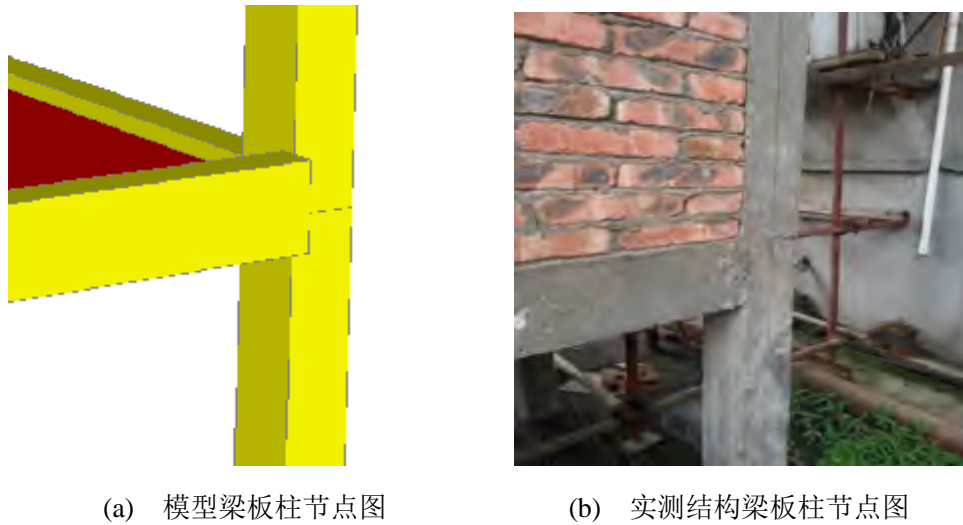


图 3.2 梁板柱节点详图

### 3.4 模型精细处理

#### 3.4.1 框架结构精细模型 1

在实际情况下，框架各个构件的中轴线在空间关系上并不相交，比如截面尺寸为  $83\text{mm} \times 133\text{mm}$  和  $67\text{mm} \times 167\text{mm}$  的框架梁，两者的中轴线在有限元软件中相交于一个节点，而实际情况下，两者的中轴线的空间关系属于异面直线，而不是相交。因此为了让模型的空间物理关系符合实际框架结构，利用 AUTOCAD 软件绘制实验室框架模型梁板柱的中轴线，使得中轴线的空间关系与实际框架的中轴线相符合，在考虑梁板柱的尺寸因素以后，保证实现 SAP2000 中计算模型的梁板柱节点与实验室框架模型的一致性。具体的模型设计步骤如下：

- 1.使用 AUTOCAD 软件，在三维建模状态下，根据框架模型设计图，绘制出了板的平面，在实体模型中，板的上部平面与框架柱的上部平面位于同一个平面，因而利用此空间关系，绘制了框架柱的中轴线，得到了板的中轴线与框架柱的中轴线的 CAD 模型。为了验证模型与实际框架的一致性，根据框架柱  $133\text{mm} \times 133\text{mm}$  的截面尺寸，在三维建模中将实体模型绘制出来，如图 3.3 所示，可以看出，CAD 模型的板柱节点与实验室框架的板柱节点保持一致。



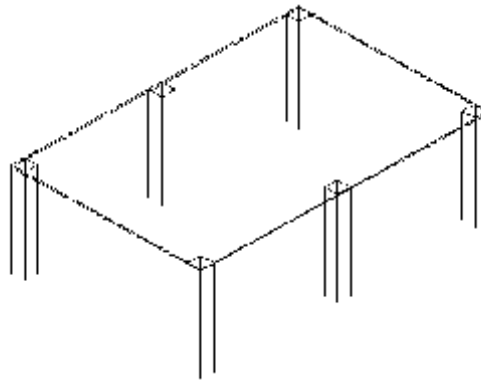


图 3.3 板与框架柱 CAD 模型示意图

2.绘制框架梁的中轴线，根据框架设计说明，绘制了板的平面，根据梁的上部平面与板的上部平面处于同一平面的空间关系，绘制了梁的中轴线，得到了框架梁的中轴线与板的中轴线的 CAD 模型。为了验证模型的正确性，根据框架梁  $67\text{mm}\times 167\text{mm}$  的截面尺寸，在三维建模中将实体模型绘制出来，如图 3.4 所示。同理，根据框架梁与板的空间关系，绘制了截面尺寸为  $83\text{mm}\times 133\text{mm}$  的框架梁的中轴线，其实体模型如图 3.5 所示。从图中可以看出，CAD 模型的梁板节点与实验室框架的梁板节点一致。

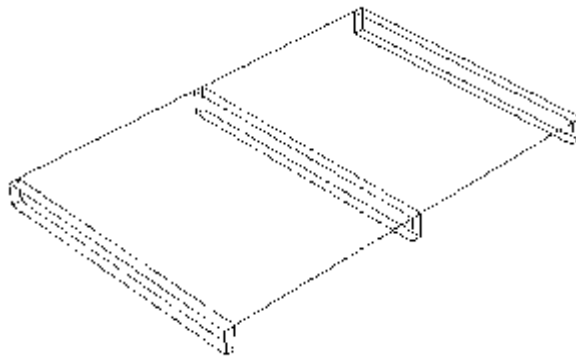


图 3.4 板与框架纵梁 CAD 模型示意图

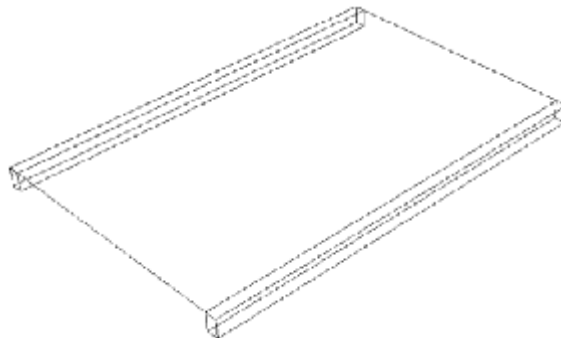


图 3.5 板与框架横梁 CAD 模型示意图



3.将框架梁板柱的实体模型绘制出来，如 3.6 图所示。从图中可以看出，模型的梁板柱节点符合实际框架的梁板柱节点物理空间关系，为了简化建模过程，将此模型作为标准层建模，按照框架结构层高的设计说明，绘制出各个楼层梁板柱，即可得到框架结构梁板柱的中轴线 CAD 模型，如图 3.7 所示：

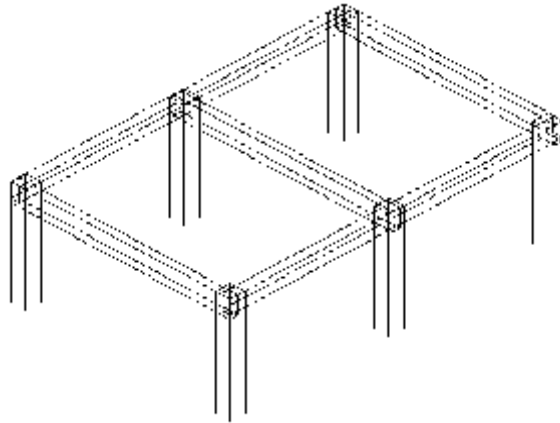


图 3.6 标准层梁板柱 CAD 模型示意图

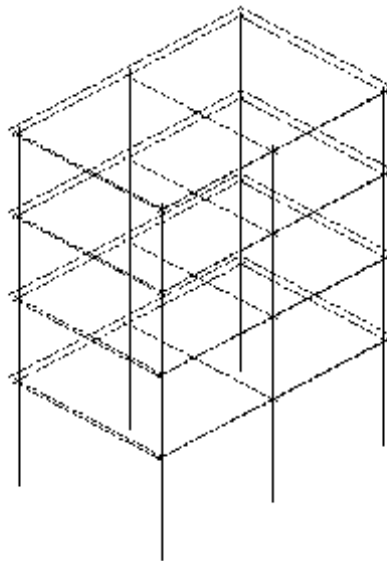


图 3.7 梁板柱中轴线 CAD 模型示意图

4.使用 AUTOCAD 完成绘制框架梁板柱中轴线模型后，将其导入 SAP2000 软件中，导入过程中以 mm 为长度单位，采用常规模型中的相关数据来定义此模型的材料和截面，并将模型设置为显示构件的实际截面，即可得到如图 3.8(a)所示的框架结构精细模型。与图 3.8(b)中的实际结构进行对比，从图中可以看出，该模型与实验室框架结构一致，梁板柱节点形式符合框架的实际物理连接关系。

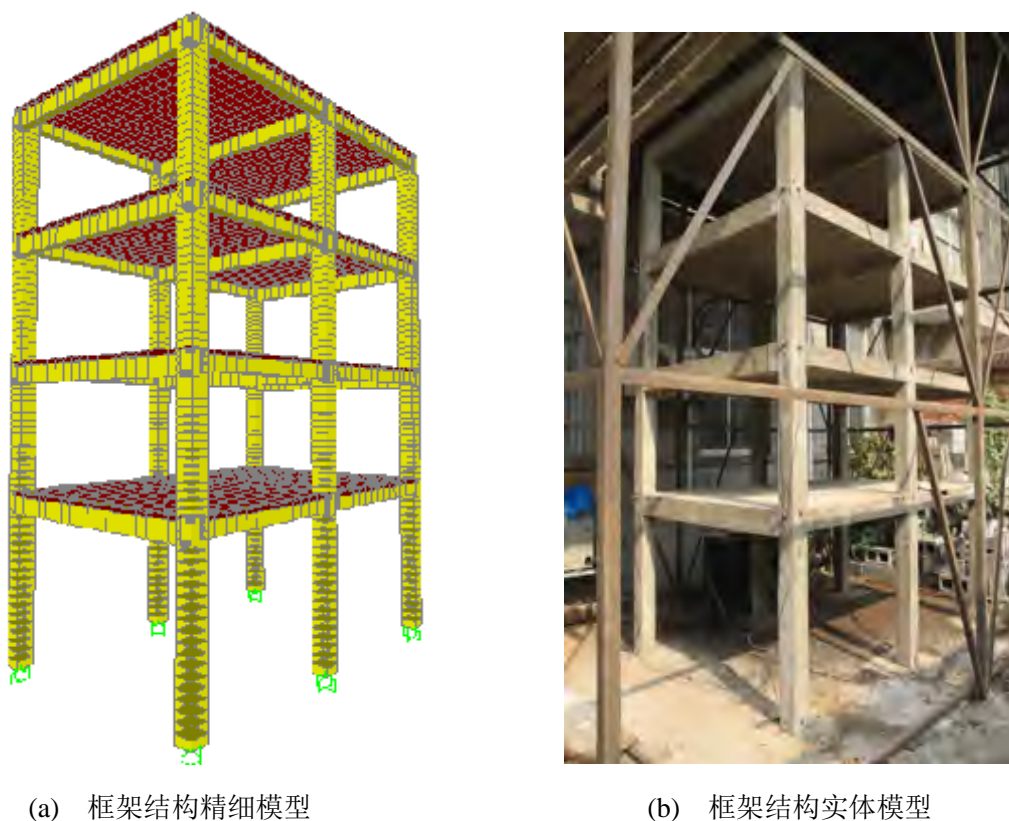
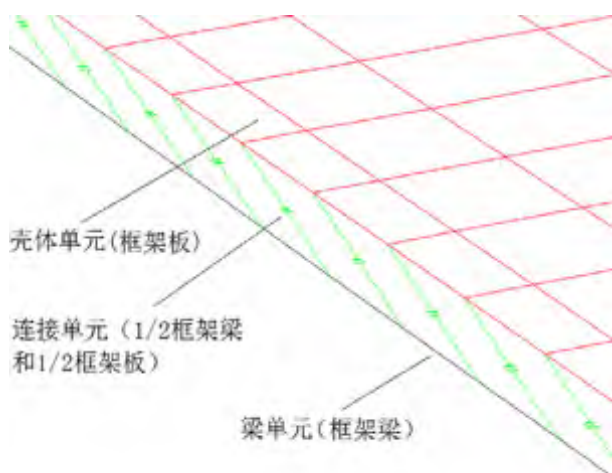


图 3.8 模型对比图

将模型的截面、材料均按照实际情况定义完毕后，由于模型的框架梁、板、柱之间存在一定的空间差值，因此利用 SAP2000 中的连接单元（又名 LINK 单元），将模型的框架梁、板、柱有效的连接在一起。在实际操作中发现，连接单元的连接方式对模型的正确建立有着直接影响。将板按照尺寸  $100\text{mm} \times 100\text{mm}$  的单元来划分，将  $83\text{mm} \times 133\text{mm}$  的梁划分为 14 个单元，将  $67\text{mm} \times 167\text{mm}$  的梁划分为 18 个单元，将  $133\text{mm} \times 133\text{mm}$  的柱子划分为 18 个单元，其中框架梁和框架柱均采用梁单元，框架板采用壳体单元。划分完毕后，由于壳体单元与梁单元存在一定的空间差值，因此梁单元与壳体单元之间的连接单元采用斜向连接，即如图 3.9(a)所示，其中实测结构梁板示意如图 3.9(b)所示。将模型进行模态分析后，观察计算模型的模态结果可以发现，计算模型实际结构严重不符，模型存在较大的偏差，考虑到梁单元与壳体单元之间连接的不确定性，因此需要对连接单元的连接方式做修正处理。



(a) 模型梁板示意图

(b) 实测结构梁板示意图

图 3.9 斜向连接时的连接单元形式

将连接单元在单元之间的连接方式改为竖直连接方式，即在梁板柱的节点处，按照框架梁、板、柱两两相互垂直连接的方式处理，其中通过将单元进行划分，从而将连接单元置于两个单元的节点上，保证了连接单元的有效性，连接形式如图 3.11 所示：



图 3.10 实测结构梁板柱节点示意图

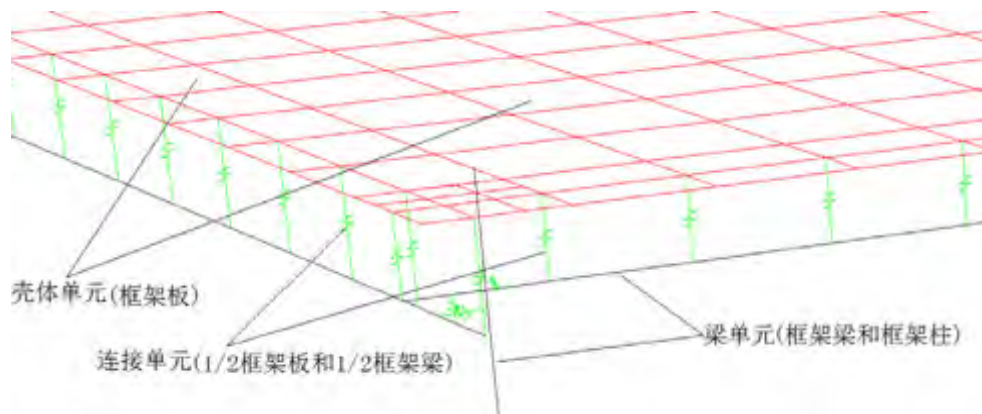


图 3.11 竖向连接时的连接单元形式



在工况 1 下，将精细模型 1 进行计算模态分析，得到了空框架状态下的各阶模态的频率值，计算结果如表 3.3 所示。可以看出，X 方向的第一阶模态的频率值最接近实测值，相对误差率达到了 0.22%，其中 X 方向、Y 方向和扭转方向的频率值的相对误差大多在 5% 左右，最大的为 8%；与常规模型相比，其扭转方向各阶的相对误差率从 25% 左右降到了 5% 左右，其 X 方向和 Y 方向各阶模态的频率值的相对误差率从 10% 降到了最小 0.22%，最大 5.48%。因此可以看出，此精细框架结构模型的精度有较大提高，在精度方面，相比常规模型而言，由 CAD 与 SAP2000 交互设计的精细模型 1 表现出了较大的优越性。

表 3.3 框架结构精细模型 1 在工况 1 下计算值与实测值比较

模态 参数	X 方向			Y 方向			扭转		
	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差 (%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差 (%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差 (%)
第 1 阶	7.40	7.41	0.22	7.54	7.41	-1.76	9.45	10.00	5.54
第 2 阶	24.01	24.91	3.64	24.42	24.62	0.79	30.34	32.20	5.78
第 3 阶	45.09	47.70	5.48	45.85	47.64	3.77	56.23	61.32	8.30
第 4 阶	68.75	72.46	5.11	69.41	72.46	4.21	85.36	92.20	7.42

注：工况 1 指实际框架结构为空框架结构状态，未加入填充墙；

### 3.4.2 框架结构精细模型 2

针对模型计算值与实测值还有一定差距的情况，说明模型还有可以改进的余地，考虑到模型合理性的问题，计算模型在梁板柱的节点处设置过于简单，不能够全面准确的反应结构真实状况，模型和实际构件还存在一定的差距。因此对精细模型 2 的节点进行局部修正，主要是将梁板柱的节点划分的更加细微，增加节点处的连接单元密度，连接单元的连接方式依然遵循两两垂直相连的方法，所以只能加密截面尺寸为  $67\text{mm} \times 167\text{mm}$  和  $83\text{mm} \times 133\text{mm}$  的梁单元与壳体单元之间的连接单元，如下图 3.12 所示：

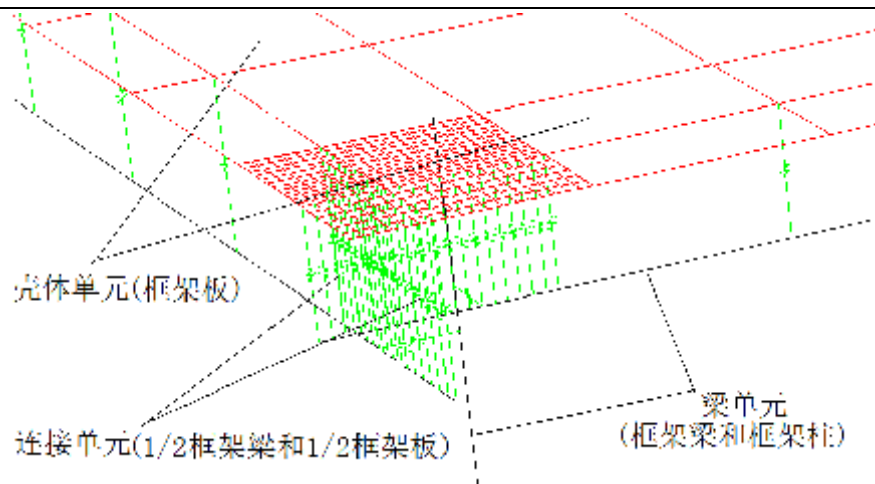


图 3.12 节点加密的连接单元形式

将所有节点按照图 3.12 所示处理后,通过计算模态分析得到空框架结构状态下各阶模态的频率值和相应的振型幅值,对比计算值与实测值,如下表 3.4 所示,可以看出, X 方向的第一阶模态的频率值最接近实测值,相对误差率达到了 0.37%,其中 X 方向、Y 方向各阶的相对误差率均在 5%以内,扭转方向各阶模态的频率值相对误差率最大也在 8%以内;与精细模型 1 相比较而言,其扭转方向的第 3、4 阶的频率值的相对误差率从 8%左右降到了 7%左右,其 X 方向和 Y 方向各阶频率值的相对误差率从 5%左右降到了 3%左右,相对误差率最大从 5.48%降到了 4.06%。因此可以得出,相对于框架结构精细模型 1 而言,精细模型 2 的精度也有所提高,精细模型 2 与实测结构整体拟合程度优于精细模型 1。

表 3.4 框架结构精细模型 2 在工况 1 下计算值与实测值比较

模态参数	X 方向			Y 方向			扭转		
	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)
第 1 阶	7.39	7.41	0.37	7.54	7.41	-1.71	9.44	10.00	5.65
第 2 阶	24.12	24.91	3.20	24.51	24.62	0.42	30.37	32.20	5.71
第 3 阶	45.77	47.70	4.06	46.36	47.64	2.69	56.46	61.32	7.92
第 4 阶	70.49	72.46	2.72	70.82	72.46	2.25	86.05	92.20	6.67

注: 工况 1 指实际框架结构为空框架结构状态,未加入填充墙;

为了更好地了解精细模型 2 与实测结构的拟合效果,根据精细模型 2 的振型幅值,通过 AUTOCAD 软件绘制了框架结构精细模型 2 在 X 方向和 Y 方向各阶模态振型图,并将其与空框架结构的 X、Y 方向各阶模态振型图进行了对比。如下图所示,其中黑





色数值表示空框架结构的实测值，红色数值表示框架结构精细模型 2 在有限元软件中的计算值，其中节点顺序自下而上分别为 1、2、3、4、5。

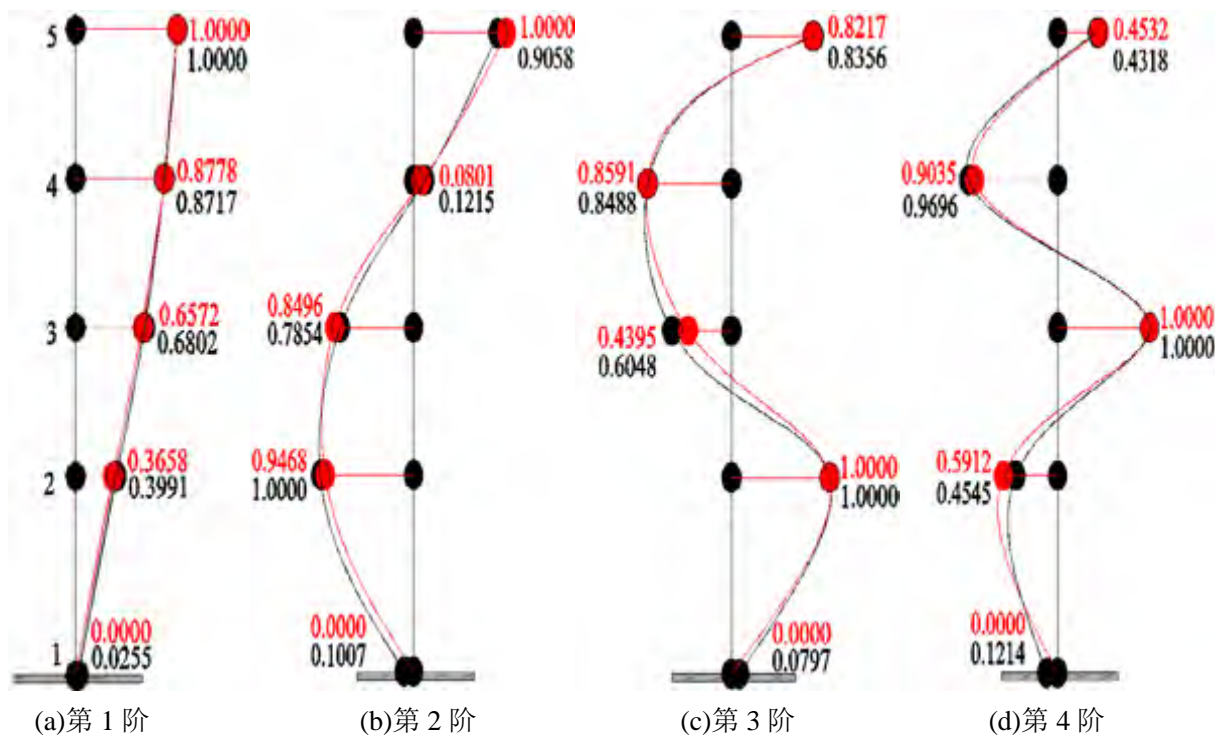


图 3.13 精细模型 2 的 X 方向模态对比振型图

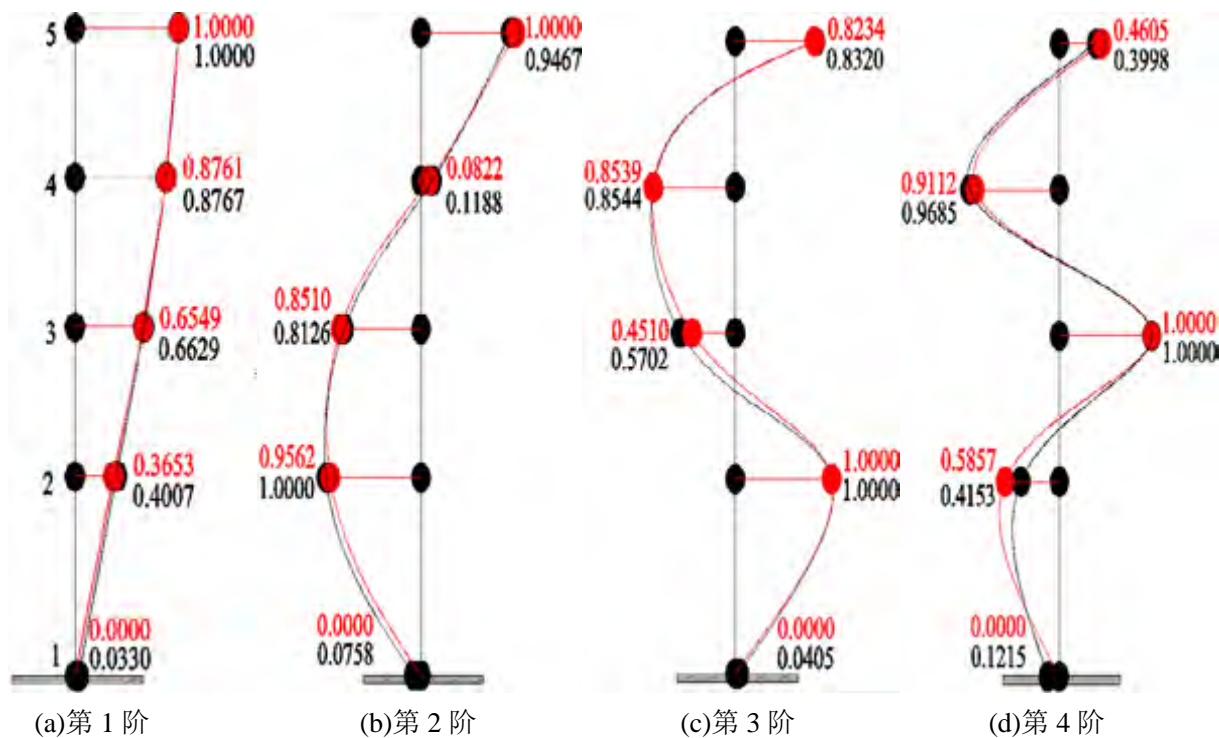


图 3.14 精细模型 2 的 Y 方向模态对比振型图



从图中可以看出，X 方向和 Y 方向的第 1 阶模态的振型图拟合效果最好，红色曲线与黑色曲线基本上吻合；其次是第 2 阶，红色曲线和黑色曲线部分吻合，振型幅值差别较小；第 3 阶和第 4 阶的曲线存在一定的差异，其中 X 方向的第 3 阶的第 3 节点，其计算值为 0.4395，实测值为 0.6048，Y 方向的第 4 阶的第 2 节点，其计算值为 0.5857，实测值为 0.4153，振型幅值差别较大，表明精细模型 2 局部位置与实际结构有一定差距。整体而言，精细模型 2 与实测结构在 X、Y 方向的各阶模态的振型幅值差别较小，表明精细模型 2 与实测结构拟合程度较好。

将精细模型 2 在工况 2 的条件下进行计算模态分析，即粘土砖框架工况下计算，考虑到模型合理性，需要计算粘土砖框架的实际线荷载，根据上文可以得知，通过计算得到线荷载为 1.65kN/m。将常规模型和精细模型 2 在前两种工况的条件下计算得出的频率值进行对比，如下表 3.5 所示。

表 3.5 工况 1、2 条件下常规模型与精细模型 2 的比较

模态 参数	实测频率 (Hz)	工况 1(空框架)			工况 2 (粘土砖框架)				
		常规模 型	精细 模型 2	变化率 1 (%)	实测频率 (Hz)	常规模 型	精细模 型 2	变化率 2 (%)	
1 阶	X 平动	7.43	6.64	7.39	11.20	6.99	6.39	7.22	12.97
	Y 平动	7.41	6.50	7.54	16.04	7.07	6.31	7.36	16.75
	扭转	10.00	7.28	9.44	29.59	9.72	8.23	9.20	11.78
2 阶	X 平动	24.98	21.69	24.12	11.18	23.71	18.67	21.13	13.19
	Y 平动	24.62	21.33	24.51	14.93	24.09	18.48	21.44	16.01
	扭转	32.24	23.57	30.37	28.84	30.63	23.50	26.36	12.17
3 阶	X 平动	47.67	41.23	45.77	11.00	45.53	37.22	40.75	9.49
	Y 平动	47.64	40.92	46.36	13.28	45.98	37.01	41.64	12.52
	扭转	60.52	44.17	56.46	27.83	59.99	46.81	50.53	7.94
4 阶	X 平动	72.25	63.14	70.49	11.64	70.28	63.56	67.86	6.76
	Y 平动	71.06	63.00	70.82	12.42	69.29	63.10	68.41	8.41
	扭转	92.09	67.18	86.05	28.09	89.93	79.71	82.93	4.04

注 1: 变化率 1 计算公式= $\frac{(\text{精细模型2}-\text{常规模型})}{\text{常规模型}} \times 100\%$ 。





注 2: 变化率 2 计算公式= $\frac{(\text{精细模型2}-\text{常规模型})}{\text{常规模型}} \times 100\%$ 。

注 3: 工况 1 指实际框架结构为空框架结构状态, 未加入填充墙。

注 4: 工况 2 指实际框架结构未考虑填充墙的附加刚度, 仅考虑其附加质量。

从以上数据可看出, 在工况 1 的条件下, 精细模型 2 作为精细处理的模型, 相对于常规模型, 其精度有非常显著的提高, 其中扭转方向的变化率均接近 30%, 在 X、Y 方向上的变化率也均有 10% 以上。在工况 2 的条件下, 精细模型 2 相对于常规模型, X、Y 和扭转方向的前三阶的变化率也均接近或超过 10%, 精度同样有很明显的提高。以上分析可以得出, 在模型的精度方面, 精细模型 2 要远优于常规模型。从表 3.4 可以看出, 精细模型 2 在工况 1 条件下, 其中 X 方向和 Y 方向的相对误差率均控制在 5% 以内, 扭转方向的相对误差率均控制在 8% 以内。考虑到实验过程本身存在误差, 以及混凝土的离散性, 框架结构与填充墙边界模拟不够明确等原因, 精细模型 2 的误差数值在可接受范围之内。在本模型计算中, 由于各阶模态的频率计算值均比实测值小, 所以地基的刚度并没有考虑, 在整个计算过程中, 地基的约束均采用固定端。

### 3.5 小结

本章根据一座实验室框架结构动测实验的相关数据, 在有限元分析软件 SAP2000 中建立了一个常规模型, 通过计算模态分析, 发现常规模型与实测结构存在较大差距, 模型合理性存在一定问题。考虑到常规模型没有反应真实的物理连接关系, 因此利用 AUTOCAD 软件, 在 SAP2000 中建立了一个与实际框架结构空间物理关系相符合的精细模型, 称为精细模型 1。利用连接单元将梁单元与壳体单元连接起来, 实际操作情况表明, 梁单元与壳体单元的连接宜采用竖向连接方式, 当采用斜向连接方式时将导致模型出现偏差较大的情况。考虑到模型在梁板柱的节点处设置过于简单, 不能够全面准确的反应结构真实状况, 将模型的节点划分的更加细微, 提高节点处的连接单元密度, 得到了框架结构精细模型 2, 通过计算模态分析, 结果表明精细模型 2 相对于精细模型 1 更加接近实测结构, 考虑到实验过程存在误差, 混凝土离散性等因素, 精细模型 2 的与实际结构的拟合效果比较理想。



## 第四章 框架填充墙结构的有限元模型

### 4.1 引言

将 SAP2000 软件中建立的精细框架模型在工况 3 条件下的计算模态分析,即考虑填充墙附加质量和附加刚度影响的状态下的模态分析。整理现阶段国际上几种比较流行的框架中填充墙结构的计算公式,建立了相应的框架填充墙结构的有限元模型,得到了相应的计算结果,通过与实测数据相比较来判断其模型的合理性。并对几种框架填充墙的计算模型进行研究与分析,讨论了填充墙框架的各种计算模型及其拟合效果。

### 4.2 框架填充墙结构模型 1

在有限元软件中建立框架填充墙结构的模型,由于无法通过有限元软件直接建立填充墙模型,因此填充墙的计算模型一直是一个难点。框架填充墙结构模型 1 采用最常见的等效斜撑模型进行分析。

在 SAP2000 中将斜撑定义为框架梁单元,材料定义为混凝土,而实际填充墙为砖砌体结构,因此对斜撑材料的属性进行了修改。此框架填充墙结构,砌块材料为 MU10 烧结普通砖,砂浆为 M2.5,根据《砌体结构设计规范》GB50003-2011<sup>[21]</sup>规定, MU10 砖与 M2.5 砂浆组成的砌体抗压强度设计值  $f$  为 1.30MPa,砌体弹性模量应取值为  $1390f$ ,即为 1807MPa,泊松比取 0.15,线膨胀系数应取值  $5 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ 。

将斜撑材料修改完成以后,斜撑与框架梁柱的连接也是一个值得研究的问题。根据李常青研究成果<sup>[22]</sup>,当填充墙与框架结构紧密结合且无损伤时,应当将等效斜撑模型设置为与框架结构固接。本试验框架填充墙结构符合此描述状况,填充墙与框架结构不存在相对水平位移,且没有发生破坏。因此将斜撑杆单元与上部框架梁固接,与下部板单元固接,尽量接近实际结构模型,对连接单元的处理遵循第三章的原则,尽量竖直连接,连接形式简单明确。

关于斜撑单元的等效宽度,李常青<sup>[22]</sup>根据相关试验分析数据,提出在填充墙与框架结构固接的情况下,等效斜撑宽度取值为对角线长度的  $\frac{3}{5}$ ,填充墙尺寸如图 4.1 所示。

其中填充墙的对角线长度为  $\sqrt{833^2 + 1667^2} = 1863\text{mm}$ ,按照推荐的取值,斜撑等效宽度



为 $1863 \times \frac{3}{5} = 1118\text{mm}$ 。本文采用精细模型，结合相关数据，建立了相应的框架填充墙结构的有限元模型，为了让模型结构形式更加直观明确，设置取消显示模型的各构件的实际截面，如下图 4.2 所示，

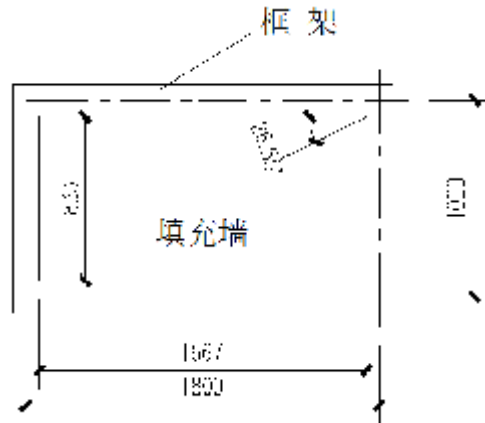


图 4.1 框架填充墙尺寸

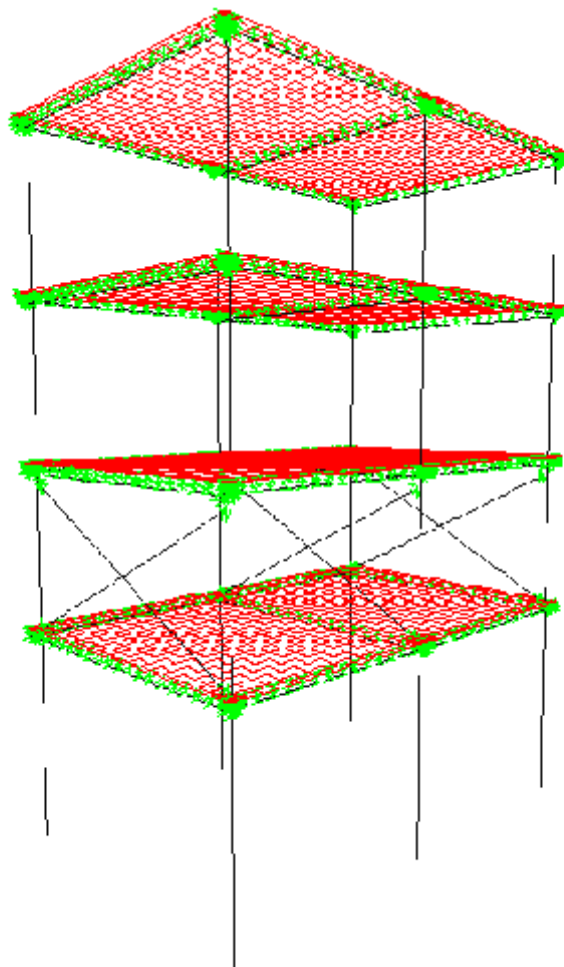


图 4.2 框架填充墙结构模型 1



关于砌体填充墙的线荷载数值，其中砌体填充墙的重度取  $20\text{kN/m}^3$ ，砌体填充墙厚度取  $0.115\text{m}$ ，填充墙高度取  $0.833\text{m}$ ，则线荷载取值为  $20 \times 0.115 \times 0.833 = 1.9\text{kN/m}$ ，随后进行模态分析，得到了各阶模态的频率值和振型幅值，由于实测数据只保留了 X 方向的前四阶、Y 方向、扭转方向的前三阶，现将计算值与实测值进行对比，其中相对误差率计算公式为  $\frac{(\text{实测值}-\text{计算值})}{\text{实测值}} \times 100\%$ 。数据分析如下表 4.1 所示：

表 4.1 填充墙模型 1 工况 3 下计算值与实测值比较

模态参数	X 方向			Y 方向			扭转		
	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)
第 1 阶	7.25	7.19	-0.87	10.08	9.01	-11.86	12.00	11.99	-0.06
第 2 阶	20.66	21.86	5.49	22.83	22.70	-0.59	27.63	29.83	7.38
第 3 阶	40.81	47.58	14.23	57.70	58.71	1.71	67.90	74.55	8.92
第 4 阶	68.88	70.92	2.87	—	—	—	—	—	—

注：工况 3 指实际结构为框架填充墙结构状态，考虑填充墙的附加质量和附加刚度影响；

由以上数据可以看出，X 方向第 1、2、4 阶数据与实测值比较接近，但 X 方向第三阶差距还比较大，Y 方向和扭转方向的实测数据均只有前三阶，其中 Y 方向第 2、3 阶数据拟合较好，第 1 阶误差较大，扭转方向的各阶数据中，第 1 阶最接近实测值，因此该模型与实测结构还存在一定的差距，可以考虑换用其他计算模型进行试算。

#### 4.3 框架填充墙结构模型 2

Holmes<sup>[8]</sup>在试验分析的基础上，提出了用两根在端部铰接的压杆来替代填充墙，压杆的厚度以及材料和填充墙相同，并提出了斜撑的宽度与填充墙对角线长度的公式关系，这是最早提出明确公式的等效斜撑模型。公式如下：

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{3} \quad (1.1)$$

其中，d 为填充墙板的对角线长度

此公式又被称为“ $\frac{1}{3}$  准则”，被许多科研工作者采用，因此将等效斜撑的宽度取值改为  $\frac{1}{3}$  对角线长度，即  $1863 \times \frac{1}{3} = 621\text{mm}$ ，得到了框架填充墙结构模型 2，将模型设置为显示梁板柱的实际截面，填充墙模型如下图 4.3 所示：

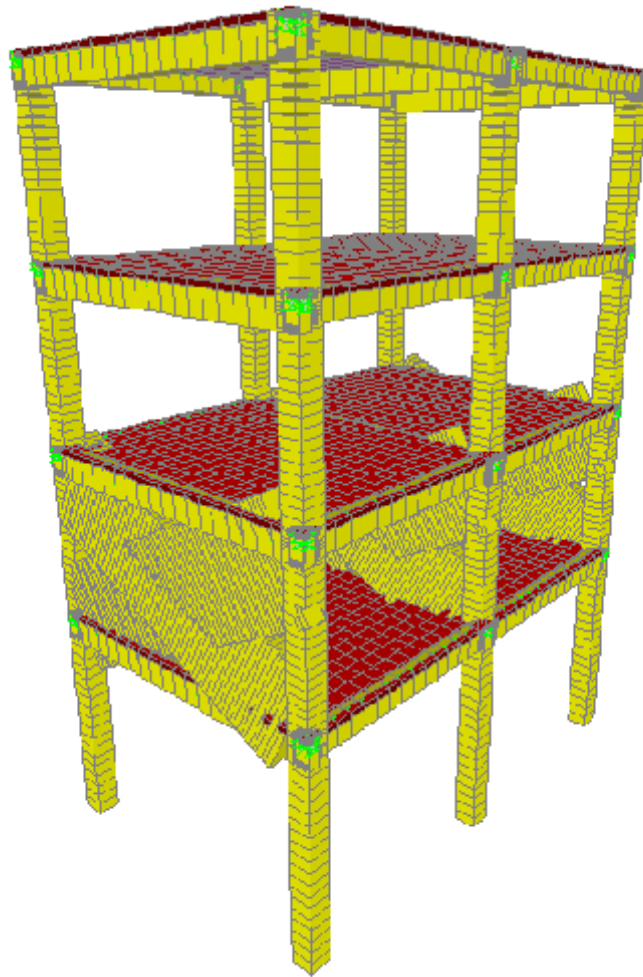


图 4.3 框架填充墙结构模型 2

将填充墙模型 2 进行模态分析，得到相应的结构动力特性数据，将各阶模态的计算值与实测值进行对比，如下表 4.2 所示：

表 4.2 填充墙模型 2 工况 3 下计算值与实测值比较

模态参数	X 方向			Y 方向			扭转		
	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)
第 1 阶	7.25	7.19	-0.73	9.81	9.01	-8.82	11.70	11.99	2.46
第 2 阶	20.62	21.86	5.71	22.41	22.70	1.26	27.23	29.83	8.73
第 3 阶	40.70	47.58	14.47	56.15	58.71	4.35	65.90	74.55	11.60
第 4 阶	68.48	70.92	3.44	—	—	—	—	—	—

注：工况 3 指实际结构为框架填充墙结构状态，考虑填充墙的附加质量和附加刚度影响；



从表 4.2 中的数据对比可以看出,与模型 1 相比较而言,模型 2 的第 1 阶的 X 方向、Y 方向的相对误差率分别从-0.87%、-11.86%降到了-0.73%、-8.82%,更加接近实测值。但模型 2 斜撑宽度有所缩小,导致整个计算模型刚度减小,与框架填充墙结构模型 1 相比,模型 2 除了第一阶模态以外,其余各阶模态的频率值的相对误差率均有所增加。由此表明,此模型与实际结构差距相比模型 1 有所增大,拟合效果不够理想,因此可以考虑换用其他公式计算斜撑等效宽度。

#### 4.4 框架填充墙结构模型 3

Smith 和 Carter<sup>[9]</sup>提出了评价斜撑等效宽度的变量,即填充墙与框架结构相对刚度比  $\lambda_h$ ,并提出了相关公式,所有的参数含义可参见图 1.1。

其中公式如下:

$$\lambda_h = h \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EI h_w}} \quad (1.2)$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{L_w}\right) \quad (1.3)$$

其中,  $E_w$  为砌体填充墙的弹性模量,  $EI$  为柱的抗弯刚度,  $t_w$  为砌体填充墙以及等效斜撑的厚度,  $h$  为横梁中心线之间的柱高,  $h_w$  为砌体填充墙的高度,  $\theta$  为填充墙高度与长度之间的夹角值,  $L_w$  为砌体填充墙的长度。

根据框架结构模型实测数据可得知,其中  $E_w = 1807\text{MPa} = 1807 \times 10^6 \text{N/m}^2$ ,

$$EI = 3.1367 \times 10^{10} \times \frac{0.133 \times 0.133^3}{12} = 817895 \text{N} \cdot \text{m}^2, t_w = 0.115\text{m}, h = 1.0\text{m}, h_w = 0.833\text{m},$$

$$L_w = 1.667\text{m}, \theta = 26.55^\circ, d = 1863.54\text{mm}$$

由公式(1.2)可得:

$$\lambda_h = 1.0 \times \sqrt[4]{\frac{1807 \times 10^{10} \times 0.115 \times \sin 53^\circ}{4 \times 817895 \times 0.833}} \approx 28$$

Mainstone<sup>[10][11]</sup>在一系列实验和分析数据的基础上提出了以下两个经验公式。如下:



$$\frac{w}{d} = 0.16\lambda_h^{-0.3} \quad (1.4)$$

$$\frac{w}{d} = 0.175\lambda_h^{-0.4} \quad (1.5)$$

其中公式(1.5)被研究框架填充墙的科研工作者所广泛接受。

首先采用公式(1.4)进行试算，即  $\frac{w}{d} = 0.16\lambda_h^{-0.3} = 0.16 \times 28^{-0.3} = 0.059$ ，则斜撑宽度应为  $w = d \times 0.059 = 1863\text{mm} \times 0.059 \approx 110\text{mm}$ ，填充墙等效斜撑宽度取值即 110mm，则重新设计框架填充墙结构计算模型，通过模态分析得到计算结果表 4.3 所示。

**表 4.3 填充墙模型 3 (公式 1.4) 工况 3 下计算值与实测值比较**

模态 参数	X 方向			Y 方向			扭转		
	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差(%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差(%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差(%)
第1阶	7.23	7.19	-0.58	8.71	9.01	3.35	10.42	11.99	13.09
第2阶	20.56	21.86	5.95	21.32	22.70	6.04	26.12	29.83	12.45
第3阶	40.57	47.58	14.74	49.55	58.71	15.59	57.45	74.55	22.94
第4阶	68.09	70.92	3.98	—	—	—	—	—	—

注：工况 3 指实际结构为框架填充墙结构状态，考虑填充墙的附加质量和附加刚度影响；

从表中数据可以看出，采用公式(1.4)计算，模型 3 的 X 方向各振型的频率值相比模型 1 和模型 2，并没有太大的变化，从而反应填充墙对 X 方向（非砌筑方向）的影响不是很大；其中 Y 方向和扭转方向的前三阶频率值，相对误差率均有所扩大，其中扭转方向第 3 阶的频率值相对误差率达到了 22.94%，而模型 1 和模型 2 的同一阶模态的频率值相对误差仅 10%左右，由此可见，模型 3 的整体拟合效果不如模型 1 和模型 2，与实测结构之间还存在较大差距，模型不够合理。

考虑到采用公式(1.4)计算的模型 3，其相对误差率较大，与实测结构的整体拟合效果不够理想，因此采用公式(1.5)进行试算。即  $\frac{w}{d} = 0.175\lambda_h^{-0.4} = 0.175 \times 28^{-0.4} = 0.046$ ，则斜撑宽度应为  $w = d \times 0.046 = 1863\text{mm} \times 0.046 \approx 86\text{mm}$ ，填充墙等效斜撑的宽度取值即 86mm，则重新设计框架填充墙结构计算模型，通过模态分析运算，得到计算结果如下表 4.4 所示。



表 4.4 填充墙模型 3 (公式 1.5) 工况 3 下计算值与实测值比较

模态 参数	X 方向			Y 方向			扭转		
	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差(%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差(%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差(%)
第1阶	7.23	7.19	-0.58	8.57	9.01	4.89	10.27	11.99	14.39
第2阶	20.56	21.86	5.96	21.28	22.70	6.25	26.05	29.83	12.68
第3阶	40.56	47.58	14.76	48.60	58.71	17.22	56.42	74.55	24.33
第4阶	68.08	70.92	4.00	—	—	—	—	—	—

注：工况 3 指实际结构为框架填充墙结构状态，考虑填充墙的附加质量和附加刚度影响；

从表中数据可以看出，采用公式(1.5)计算，模型 3 的结构刚度明显有所下降，其中 X 方向（非砌筑方向）各阶模态的频率值相比模型 1 和模型 2，依然没有太大的变化。Y 方向和扭转方向的前三阶频率值，相对误差率均有所扩大，其中 Y 方向第 3 阶的频率值相对误差率达到了 17.22%，而模型 1 和模型 2 同一阶模态的相对误差率均在 5% 以内。其中扭转方向第 3 阶的频率值相对误差率从采用公式(1.4)计算的 22.94% 增大到了 24.33%。由此可见，模型 3 整体拟合效果不太理想，与实测结构之间还存在较大差距，模型合理性方面还有一定的问题。

#### 4.5 框架填充墙结构模型 4

上述几种关于斜撑的等效宽度的公式，其计算模型与实测结构的拟合效果均不是太理想，计算值与实测值还有较大的差距。Liauw 和 Kwan<sup>[12]</sup>提出了用填充墙对角线角度值  $\theta$  来计算等效斜撑的有效宽度，并通过参数分析得到了斜撑有效宽度的表达式：

$$\frac{w}{d} = \frac{0.95 \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda_h}} \quad (1.6)$$

此公式是半经验公式，被许多研究人员用于建模分析框架填充墙结构。参见图 4.1

可得，此框架填充墙结构中角度值  $\theta$  为  $26.55^\circ$ ，因此  $\frac{w}{d} = \frac{0.95 \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda_h}} = \frac{0.95 \times \sin 53^\circ}{2\sqrt{28}} = 0.072$ ，

则斜撑宽度为  $w = d \times 0.072 = 1863\text{mm} \times 0.072 \approx 134\text{mm}$ ，填充墙斜撑宽度取值即 134mm，

则重新设计框架填充墙结构计算模型，通过模态分析得到计算结果如下表 4.5 所示：





表 4.5 填充墙模型 4 工况 3 下计算值与实测值比较

模态 参数	X 方向			Y 方向			扭转		
	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差(%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差(%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误 差(%)
第1阶	7.24	7.19	-0.59	8.82	9.01	2.09	10.55	11.99	12.00
第2阶	20.57	21.86	5.94	21.37	22.70	5.84	26.18	29.83	12.24
第3阶	40.57	47.58	14.73	50.33	58.71	14.26	58.35	74.55	21.74
第4阶	68.11	70.92	3.97	—	—	—	—	—	—

注：工况 3 指实际结构为框架填充墙结构状态，考虑填充墙的附加质量和附加刚度影响；

根据表中数据可以得出，与采用公式(1.4)和公式(1.5)的计算模型 3 相比较，根据填充墙角度值  $\theta$  建立的计算模型更加接近实际结构。其中 X 方向、Y 方向和扭转方向的第 3 阶模态的频率值误差依然较大，分别达到了 14.73%、14.26% 和 21.74%。与模型 1 和模型 2 相比较而言，其余各阶模态的频率值也与实测值有较大差距，其中扭转方向的第 1、2 阶均达到了 12%，与模型 1 的 -0.06% 和 7.38% 相比误差太大。说明模型依然存在一定的问题，模型与实际结构拟合效果依然不够理想，精度还有待提高。

#### 4.6 框架填充墙结构模型 5

从以上分析可以得知，根据国际上比较流行的几个关于等效斜撑的公式建立的计算模型，其计算值与实测值依然存在相当的误差，可见等效斜撑的模型效果并不是非常理想，模型精度问题还有待提高。因此现考虑使用壳体单元模型来替代填充墙。

关于壳体单元的位置，为了让计算模型尽量接近实际结构，壳体单元的具体位置按照实验室框架填充墙结构模型来设计，即填充墙的中轴线与框架柱的中轴线位于同一个平面，壳体单元的高度和宽度与填充墙实际尺寸保持一致，即 833mm×1667mm 的尺寸，壳体单元的厚度与填充墙等厚，即取 115mm，从而保证了模型尺寸的一致性。

关于壳体单元材料定义，将壳体单元定义为混凝土材料，参照模型 1 的设计，根据《砌体结构设计规范》GB50003-2011<sup>[22]</sup>的规定，取壳体单元泊松比为 0.15，线膨胀系数取值为  $5 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ ，通过改变壳体单元材料弹性模量来控制结构的刚度变化。结构模型如图 4.4 所示：

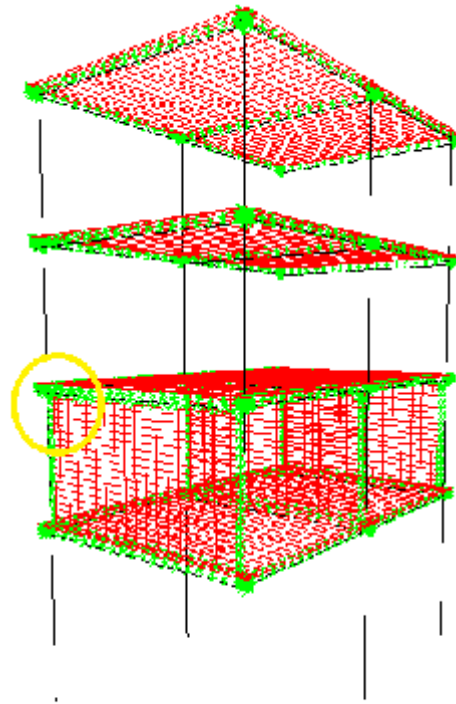


图 4.4 框架填充墙结构模型 5

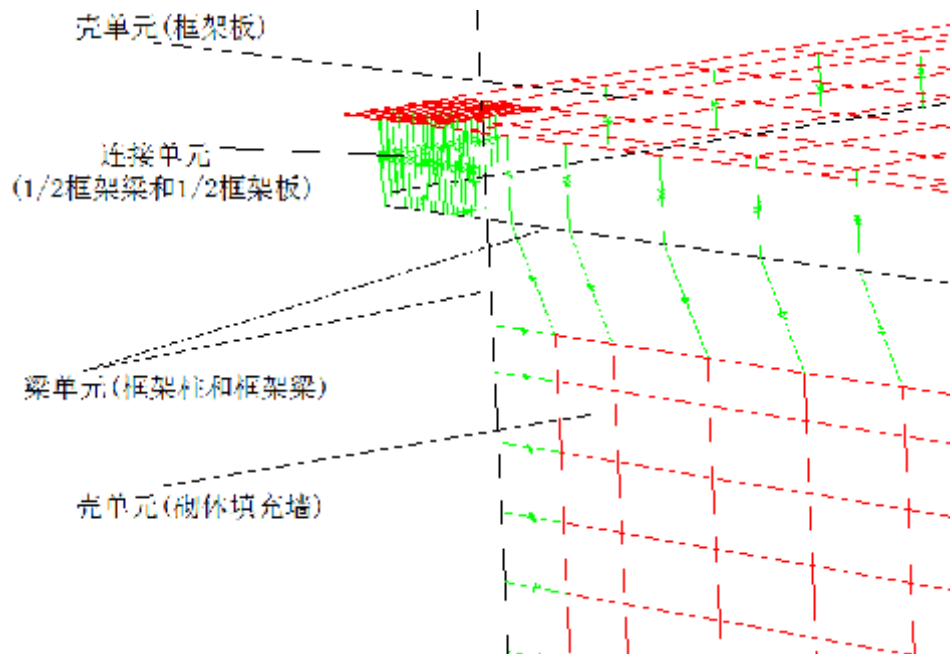


图 4.5 框架填充墙结构模型 5 节点详图

其中框架填充墙结构模型 5 中，壳体单元的布置考虑框架梁板柱结构的实际尺寸因素，根据填充墙的物理位置绘制壳体单元，其中填充墙壳体单元的节点详图如图 4.5 所示（即图 4.4 圆圈处）。将壳体单元材料弹性模量设为 1800MPa，通过计算模态分析，



得到各阶模态以及相应的频率值如下表 4.6 所示：

**表 4.6 填充墙模型 5 工况 3 下计算值与实测值比较**

模态参数	X 方向			Y 方向			扭转		
	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)	计算值 (Hz)	实测值 (Hz)	相对误差 (%)
第 1 阶	7.39	7.19	-2.73	9.94	9.01	-10.30	11.99	11.99	0.04
第 2 阶	20.75	21.86	5.12	22.54	22.70	0.69	27.54	29.83	7.69
第 3 阶	41.42	47.58	12.95	57.04	58.71	2.83	67.66	74.55	9.24
第 4 阶	69.73	70.92	1.67	——	——	——	——	——	——

注：工况 3 指实际结构为框架填充墙结构状态，考虑填充墙的附加质量和附加刚度影响；

分析以上数据可以发现，X 方向的第 1 阶、第 4 阶和 Y 方向的第 2 阶以及扭转方向的第 1 阶的计算值比较接近实测值，相对误差率均在 3% 以内，而 Y 方向第 1 阶和 X 方向第 3 阶的计算值与实测值相差较大，相对误差率分别达到了 -10.30% 和 12.95%。与以上几种斜撑模型相比较，该模型数据最接近模型 1，与实测结构的拟合效果优于模型 2、3、4，但该模型的频率值与实测值仍然存在一定差距。为了了解壳体单元弹性模量对模型的影响，现将壳体单元弹性模量以 200MPa 为增量，分别从 800MPa 到 3600MPa 一共进行了 15 个工况的模型试算，并通过计算模态分析得到各种工况下的频率值的运算结果，将 15 个工况下的运算结果绘出，如下图所示：

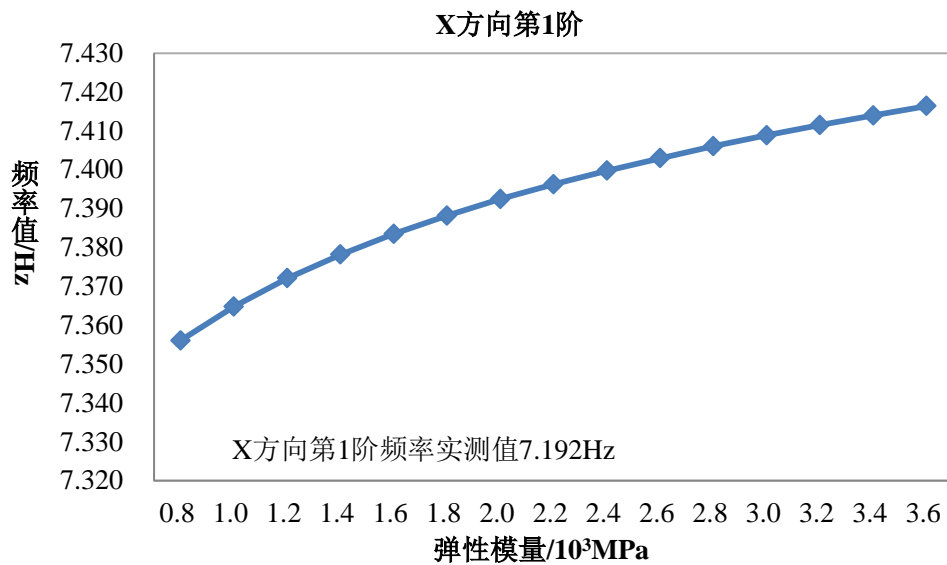


图 4.6 X 方向第 1 阶频率值

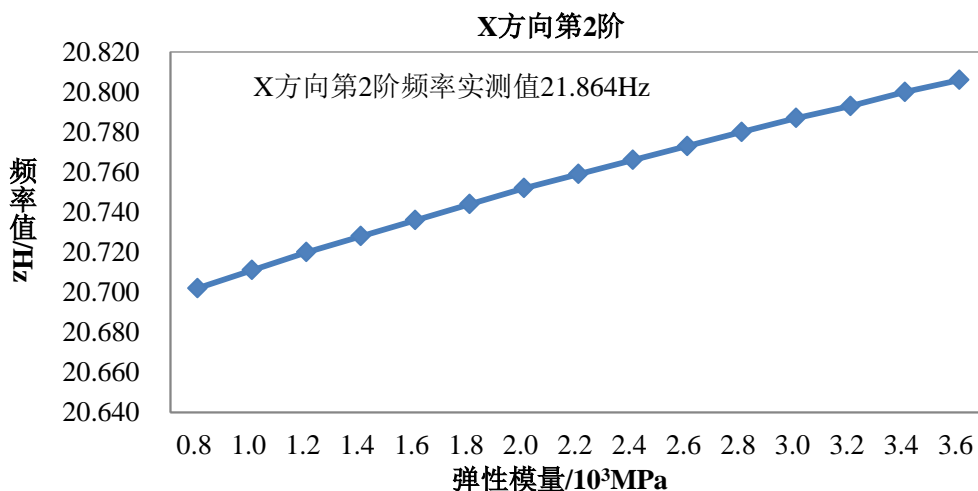


图 4.7 X 方向第 2 阶频率值

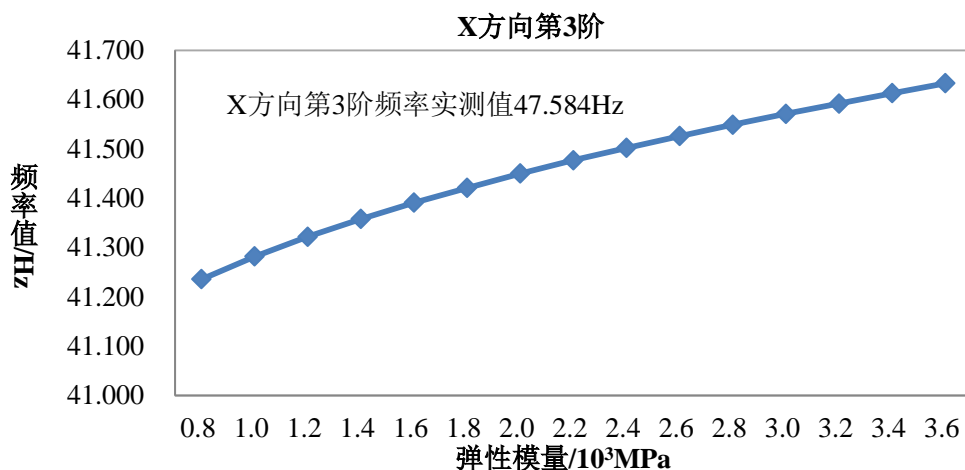


图 4.8 X 方向第 3 阶频率

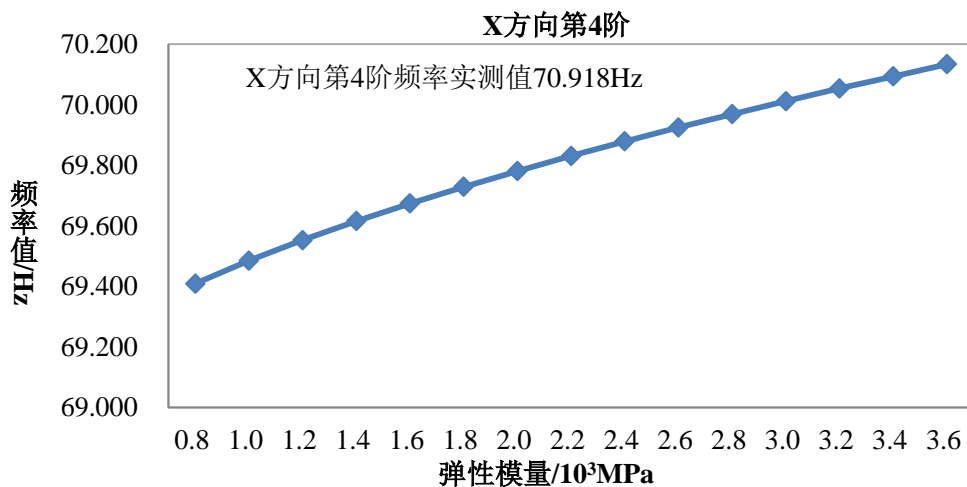


图 4.9 X 方向第 4 阶频率值



从 X 方向各阶模态的频率值来看,其频率值均随着壳体单元弹性模量的增大而提高,其中第 4 阶模态频率值在壳体单元弹性模量为 3600MPa 时为 70.13Hz,比较接近第 4 阶的实测值 70.92Hz,相对误差率仅为 1.11%;而第 3 阶模态的频率值与实测值的误差最大,在壳体单元弹性模量为 3600MPa 时为 41.63Hz,而实测值为 47.58Hz,相对误差率为 12.51%。总体而言,第 1、2、4 阶模态的频率值拟合较好,第 3 阶的拟合效果最差。

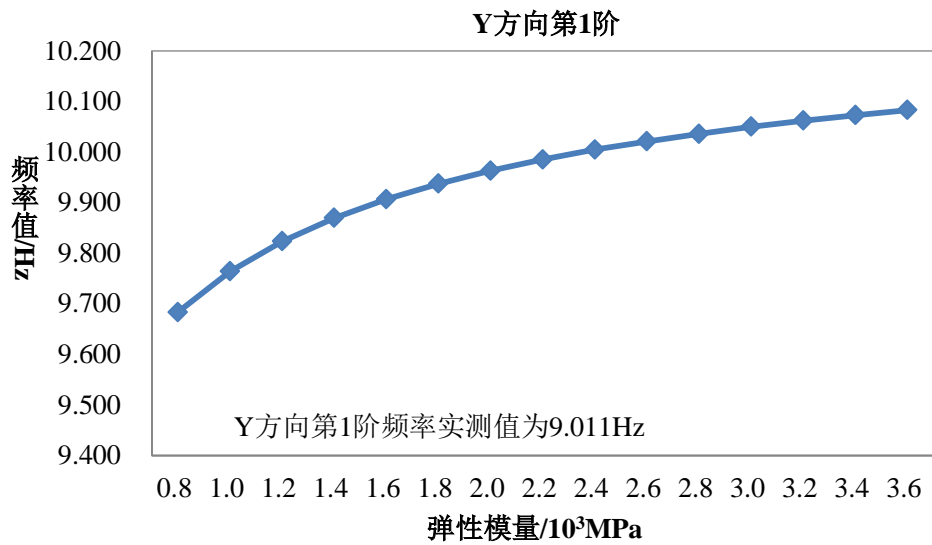


图 4.10 Y 方向第 1 阶频率值

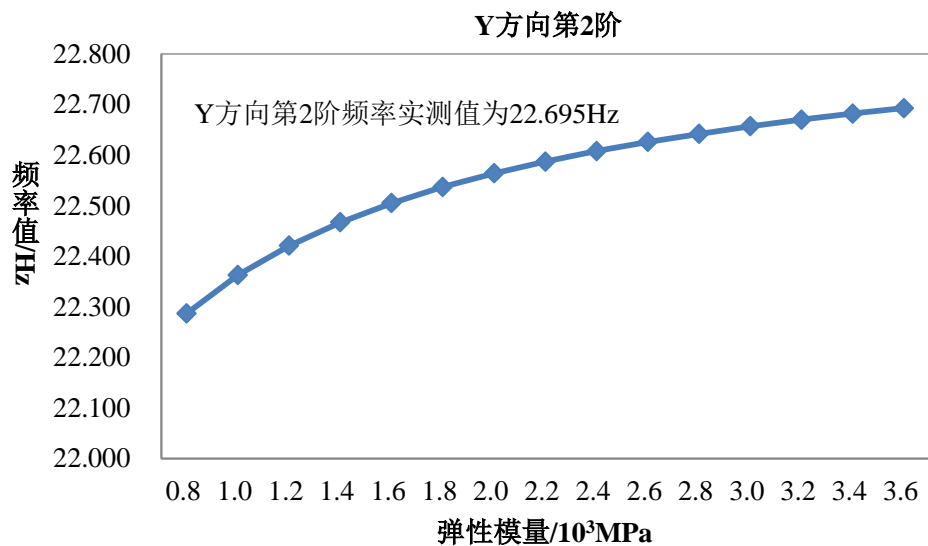


图 4.11 Y 方向第 2 阶频率值

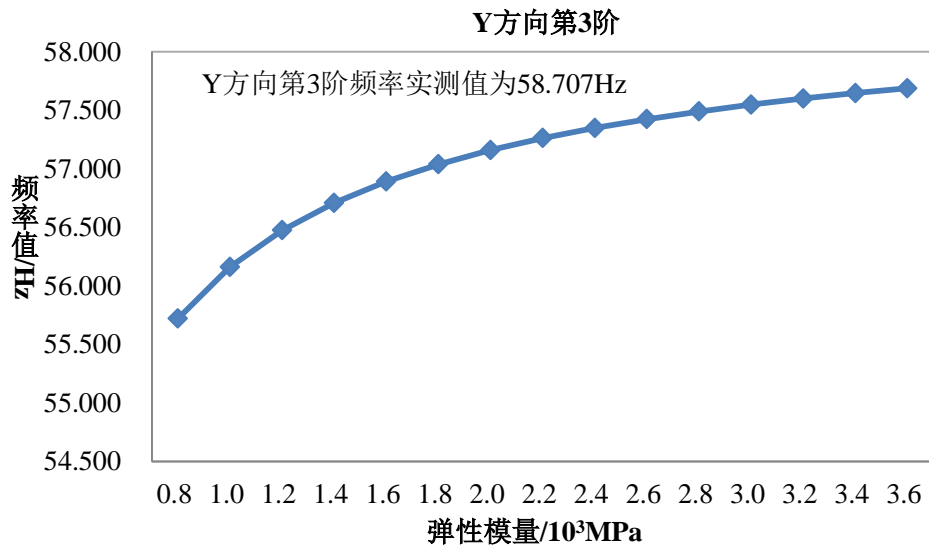


图 4.12 Y 方向第 3 阶频率值

从 Y 方向的第 1、2、3 阶模态的频率值来看，其中第 2 阶频率值在壳体单元弹性模量为 3600MPa 时为 22.69Hz，很接近第 2 阶的实测值 22.70Hz，相对误差率仅为 0.01%；而第 1 阶模态的频率值与实测值的差距最大，在壳体单元弹性模量为 3600MPa 时为 10.08Hz，而实测值为 9.01Hz，相对误差率达到了 11.90%。从图中可以看出，三阶模态的频率值均随着弹性模量的增大而增大，但是随着弹性模量取值的增大，曲线的斜率越来越小，曲线趋近于水平，表明弹性模量的增大，对于提高频率值的作用越来越有限。

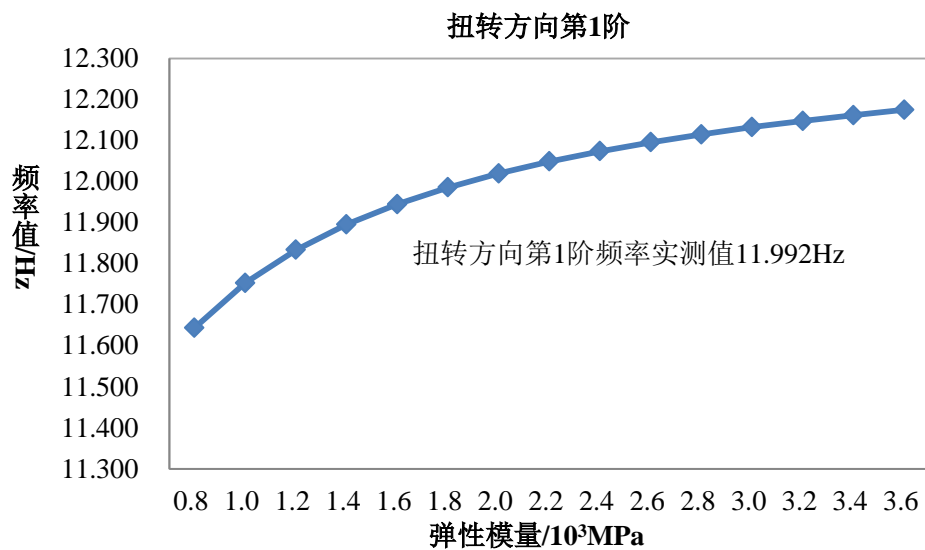


图 4.13 扭转方向第 1 阶频率值

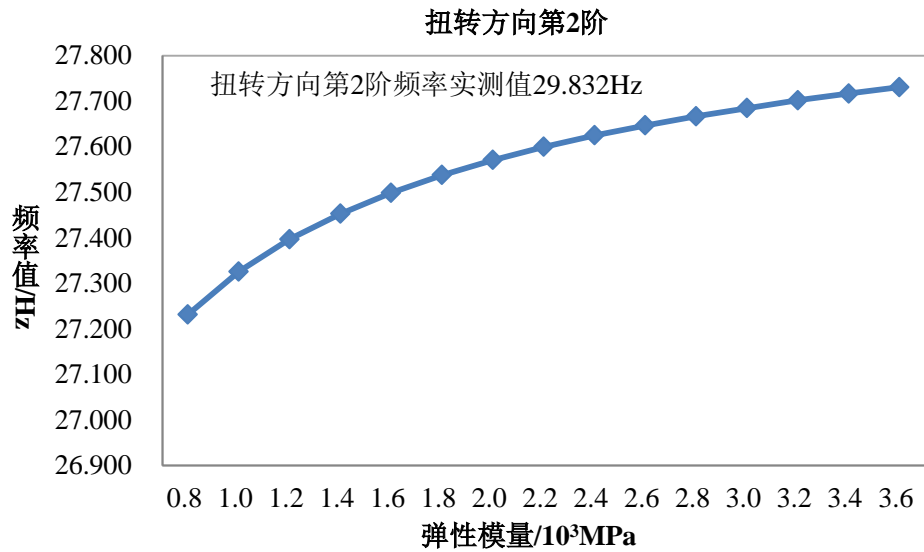


图 4.14 扭转方向第 2 阶频率值

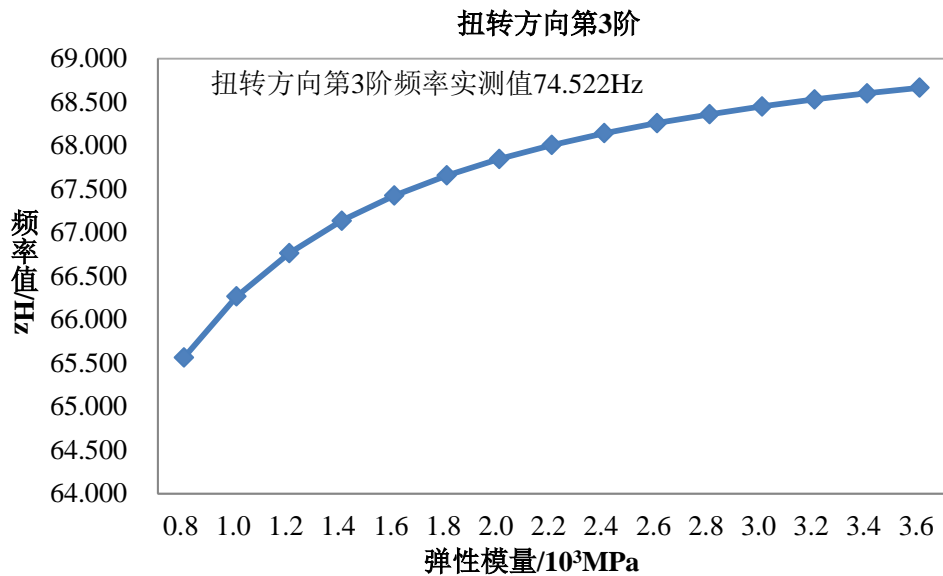


图 4.15 扭转方向第 3 阶频率值

从扭转方向的第 1、2、3 阶模态的频率值来看，壳体单元弹性模量为 1800MPa 时第 1 阶频率值为 11.98Hz，很接近实测值 11.99Hz，相对误差率仅为 0.05%；而第 2、3 阶模态的频率值与实测值的差距比较大，其中第 2 阶在壳体单元弹性模量为 3600MPa 时为 27.73Hz，而实测值为 29.83Hz，相对误差率达到了 7.04%；第 3 阶在壳体单元弹性模量为 3600MPa 时为 68.67Hz，而实测值为 74.55Hz，相对误差率达到了 7.90%。从图中可以看到，各阶模态的频率值均随着壳体单元弹性模量的增大而增大，曲线在后期越



来越趋近于水平，表明弹性模量的增大，对于提高频率值的作用同样越来越有限。

### 4.7 模态振型对比图

为了更好的了解模型与实测结构的拟合效果，根据模型的振型幅值，将振型归一化后，通过 CAD 软件绘制模型在 X 方向和 Y 方向的各阶模态振型图，其中 X 方向有四阶模态，Y 方向有三阶模态。

#### 4.7.1 模型 1 的模态振型图

为了对比壳单元填充墙模型和斜撑填充墙模型的可靠性，选取斜撑模型中与实测结构拟合效果最好的模型 1，将模型 1 的计算值与实测值进行对比，如下图所示。其中黑色数值表示框架填充墙结构的实测值，红色数值表示模型 1 的计算值，节点顺序自下而上分别为 1、2、3、4、5。

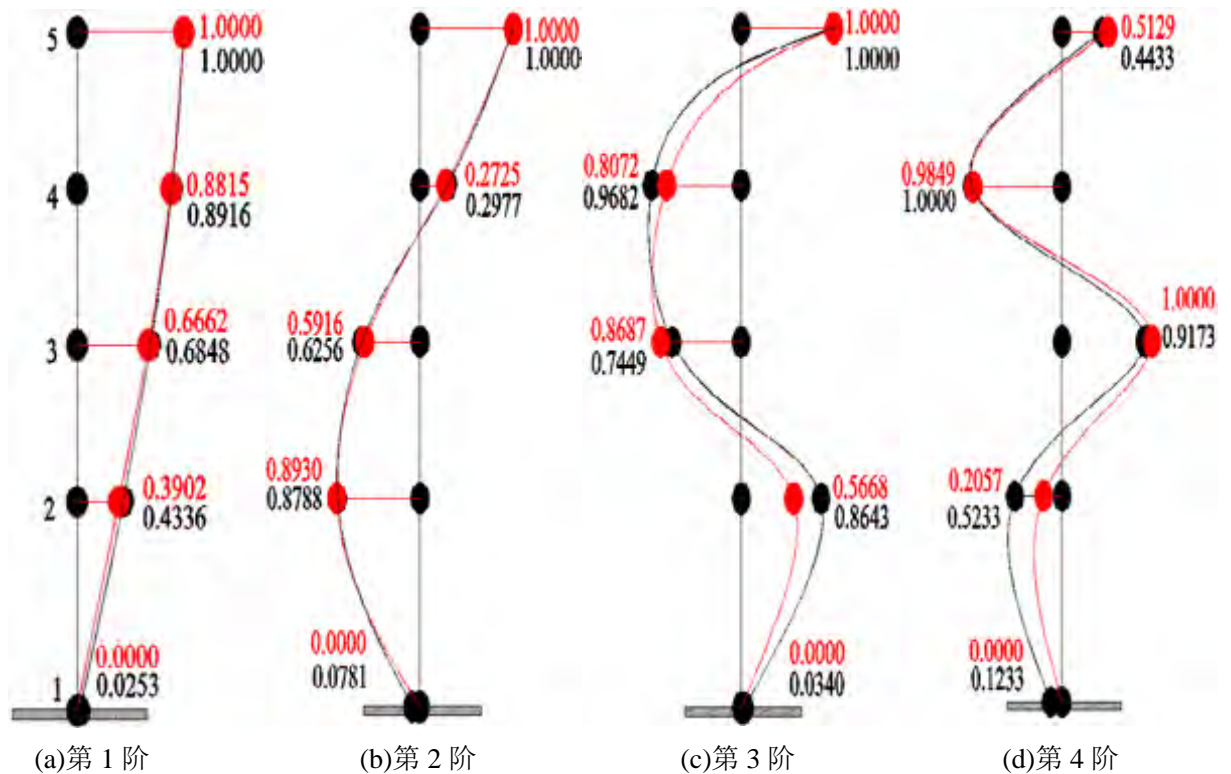


图 4.16 模型 1 的 X 方向模态对比振型图

从图中可以看出，X 方向的第 1 阶和第 2 阶模态的黑色曲线与红色曲线基本吻合，表明模型 1 的第 1 阶和第 2 阶的振型幅值与实测结构相接近。第 3 阶和第 4 阶的曲线重合较少，尤其第 3 阶黑色曲线与红色曲线偏差较大，其中第 3 阶的第 2 节点的计算值为





0.5668，实测值为 0.8643，而第 4 阶的第 2 节点的计算值为 0.2057，实测值为 0.5233，两者差别较大。整体而言，模型 1 的 X 方向前两阶模态与实测结构拟合较好，后两阶则拟合较差，表明模型 1 的 X 方向仍存在一定的问題。

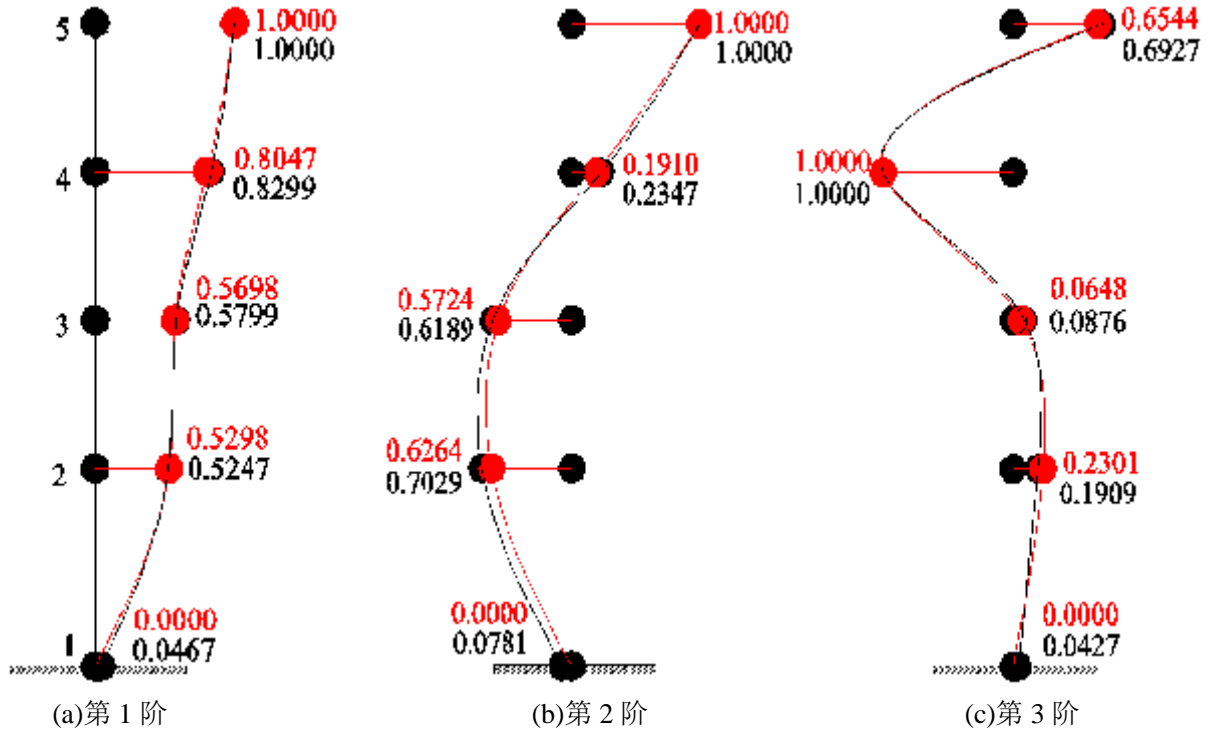


图 4.17 模型 1 的 Y 方向模态对比振型图

从图中可以看出，Y 方向的第 1 阶和第 3 阶的黑色曲线与红色曲线基本重合，表明模型 1 在 Y 方向上与实测结构拟合效果较好。而第 2 阶的下部曲线出现了部分偏差，其中第 2 节点的计算值为 0.6264，实测值为 0.7029，两者存在一定的差距。总体而言，模型 1 的 Y 方向整体拟合效果较好，模型与实测结构比较接近。

#### 4.7.2 模型 5 的模态振型图

根据模型 5 中 15 组工况下的各阶模态的频率计算值，可以看出，当壳体单元弹性模量为 3600MPa 时，模型 5 的整体拟合效果最好，因此采用壳单元弹性模量为 3600MPa 时的模型 5，通过计算模态分析，将模型 5 的振型幅值的计算值与实测值进行对比，得到如下图所示。其中黑色数值表示框架填充墙结构的实测值，红色数值表示模型 1 的计算值，节点顺序自下而上分别为 1、2、3、4、5。

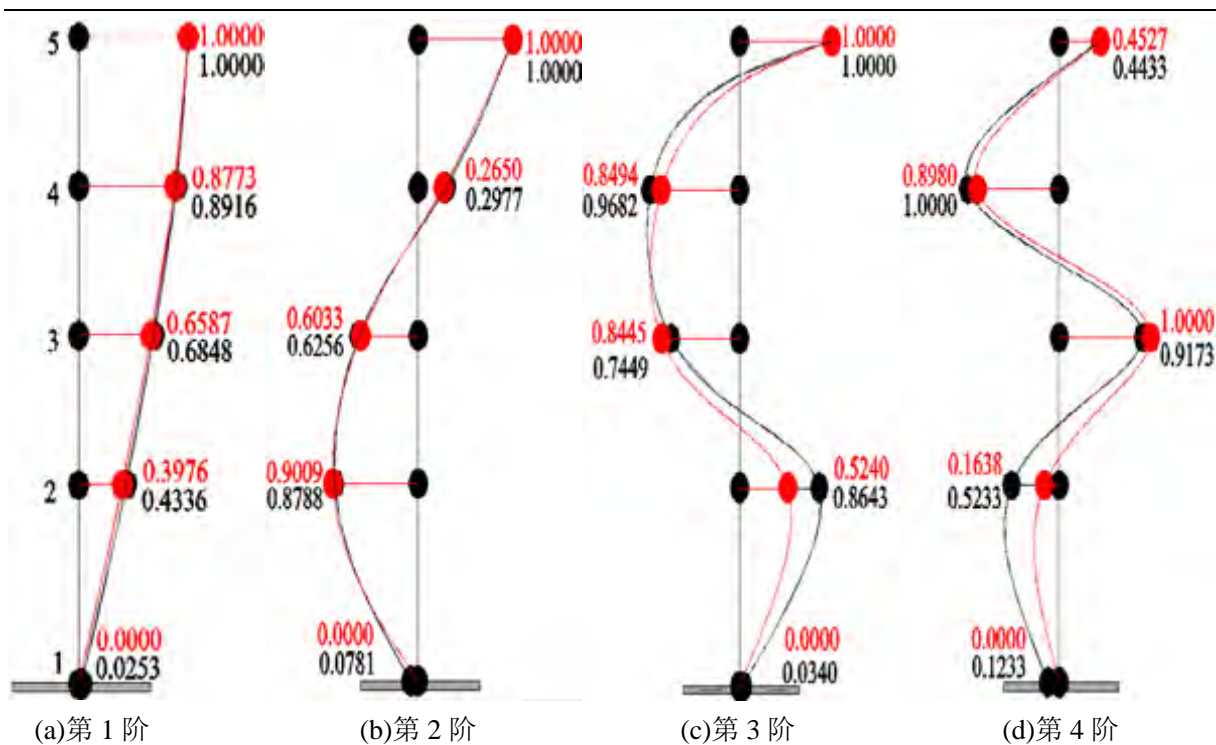


图 4.18 模型 5 的 X 方向模态对比振型图

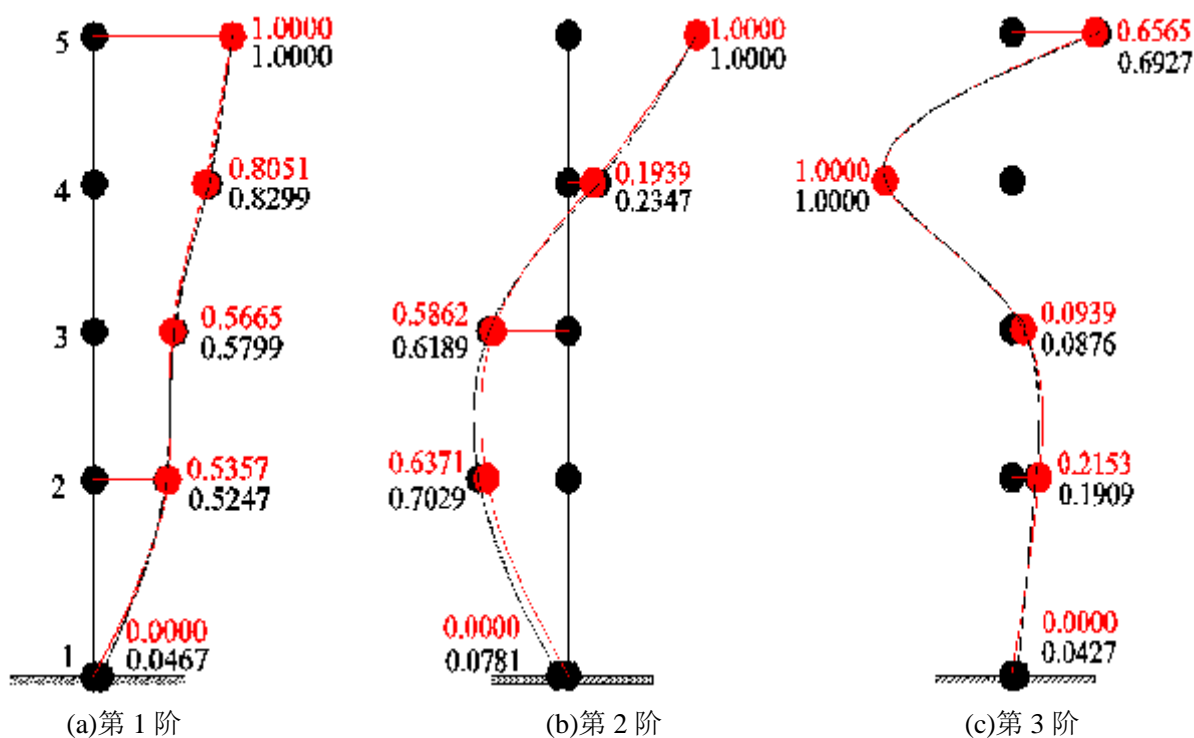


图 4.19 模型 5 的 Y 方向模态对比振型图



从图中可以看出，X 方向的第 1 阶和第 2 阶的振型幅值拟合较好，红色曲线与黑色曲线基本上吻合。第 3 阶和第 4 阶的振型幅值差别较大，其中第 3 阶的第 2 节点计算值为 0.5240，而实测值为 0.8643，第 4 阶的第 2 节点的计算值为 0.1638，实测值为 0.5233，计算值与实测值差别较大，拟合效果不太理想。Y 方向的第 1、2、3 阶整体拟合效果较好，其中第 1 阶和第 3 阶，红色线段与黑色线段基本上吻合，第 2 阶的振型幅值存在较小的差别，其第 2 节点的计算值为 0.6371，实测值为 0.7029。总体而言，模型 5 与框架填充墙实测结构在 Y 方向上的振型幅值差别较小，在 X 方向的第 1、2 阶模态拟合较好，第 3、4 阶模态则差异较大，表明模型仍存在一定的问題。

#### 4.7.3 模型 1 与模型 5 的对比

观察模型 1 和模型 5 的振型对比图，可以看出与实测结构的差距主要集中于 X 方向第 3、4 阶和 Y 方向第 2 阶模态的第 2 节点。其中模型 1 的 X 方向第 3、4 阶的第 2 节点计算值分别为 0.5668、0.2057，Y 方向第 2 阶的第 2 节点的计算值为 0.6264；模型 5 的对应节点的计算值分别为 0.5240、0.1638、0.6371；而实测结构的相应节点实测值分别为 0.8643、0.5233、0.7029。数据分析表明，模型 1 在 X 方向的第 3、4 阶的第 2 节点更加接近实测结构，模型 5 在 Y 方向的第 2 阶的第 2 节点与实测值更接近。整体而言，模型 1 与实测结构的拟合程度要优于模型 5。

#### 4.8 模型分析以及存在的问题

总结以上模型分析过程，其中模型 1、2、3、4 均是以斜撑单元来替代填充墙建模，而模型 5 是以壳体单元来代替填充墙建模。对以上所有计算模型总结描述，见表 4.7。

表 4.7 框架填充墙结构模型总结

计算模型	模型描述
模型 1	填充墙采用等效斜撑模拟，斜撑宽度采用对角线长度 $\frac{3}{5}$ ，即 1118mm
模型 2	填充墙采用等效斜撑模拟，斜撑宽度采用对角线长度 $\frac{1}{3}$ ，即 621mm
模型 3	填充墙采用等效斜撑模拟，斜撑宽度按照公式(1.4)和(1.5)分别取 110mm、86mm
模型 4	填充墙采用等效斜撑模拟，斜撑宽度根据角度值 $26.55^\circ$ 取 134mm
模型 5	填充墙采用壳体单元模拟，通过改变壳体单元材料弹性模量来控制刚度变化



模型 1 的斜撑的等效宽度取对角线长度的  $\frac{3}{5}$ ，对比计算值与实测值，X 方向第 3 阶和 Y 方向第 1 阶相对误差率分别为 14.23% 和 -11.86%，其余各阶的频率值相对误差均在 10% 以内，表明模型 1 与实测结构整体拟合程度较好，但模型在局部位置处理得还不够精确，部分模态的频率值误差较大。

模型 2 采用 “ $\frac{1}{3}$  准则”。结果表明，X 方向第 3 阶和扭转方向第 3 阶相对误差率分别为 14.47% 和 11.60%，其余各阶的频率值相对误差均在 10% 以内，相比模型 1，其相对误差率均有所扩大，表明模型 2 与实测结构的拟合效果不如模型 1。

模型 3 分别就公式(1.4)和公式(1.5)计算了两种不同的等效斜撑宽度。其结果表明，模型 3 的计算值与实测值误差较大，仅有 X 方向的 1、2、4 阶和 Y 方向的 1、2 阶的频率值相对误差率在 10% 以内，模型与实测结构拟合效果不理想；由于需要考虑填充墙尺寸以及填充墙材料特性等各种因素，但填充墙本身存在诸多不确定性，比如填充墙的弹性模量等，因此导致模型误差较大。

模型 4 根据填充墙对角线角度值  $\theta$  来确定斜撑的等效宽度。其计算结果表明，仅 X 方向的 1、2、4 阶和 Y 方向的 1、2 阶的相对误差率在 10% 以内，模型整体拟合效果优于模型 3，不过模型与实测结构依然有较大差距，拟合效果仍然不理想。

模型 5 采用壳体单元来模拟填充墙的作用，通过改变壳体单元的弹性模量来控制模型的刚度变化。模型 5 将壳体的弹性模量以 200MPa 为增量，分别从 800MPa 到 3600MPa 一共进行了 15 个工况的试算，得到了各阶模态的频率值变化图。结果分析表明，随着弹性模量取值的增大，模型的刚度逐渐增大，但频率值的变化曲线趋近于水平，表明弹性模量的增大，对于提高频率值的作用越来越有限。当弹性模量取值达到 2000MPa 及以上时，模型 5 的各阶频率值与模型 1 的计算结果相接近，当弹性模量取 3600MPa 时，X 方向第 3 阶和 Y 方向第 1 阶相对误差率分别为 12.51% 和 -11.90%，其余各阶的频率值相对误差均在 10% 以内，表明模型与实测结构整体拟合效果较好，但模型依然存在一定的误差，部分模态的频率值与实测值还有一定差距。

以上 5 个框架填充墙结构模型，在设计过程中均没有考虑地基刚度的影响，除各个方向第 1 阶模态的频率值出现了计算值比实测值大的情况，其余各阶模态的频率值均低于实测值，因此地基全部按照固定约束处理。



## 4.9 小结

本章将 SAP2000 软件中建立的精细框架模型置于框架填充墙工况下计算，即考虑填充墙的附加质量和附加刚度的影响。采用几种比较流行的填充墙计算模型公式，将填充墙等效为斜撑单元，分别建立了相应的有限元模型，并得到了相应的计算结果。将计算结果进行了对比和总结，数据分析表明李常青所提出的模型最接近此框架填充墙结构的实际情况。还将填充墙等效为壳体单元，以壳体单元材料的弹性模量为控制变量，一共进行了 15 个工况下的试算，并得到了相应的计算结果，将计算结果制作成图表进行对比，结果表明将壳体单元作为填充墙模型有一定的合理性，部分模态的频率值与实测值依然有一定的差距，与实测结构的整体拟合效果比较理想。



## 结论与展望

与空框架结构相比较, 填充墙框架结构是一种比较复杂的组合体。影响其力学性能的因素很多。在 60 多年里, 科研工作者和工程技术人员从不同的角度用不同的方法, 根据不同的计算模型, 做了许多相关的研究工作, 关于框架填充墙的动力模型修正研究也是一个比较经典的问题。

本文主要研究工作总结如下:

1. 收集整理了一个实验室条件下框架填充墙结构在三种不同工况下的动测实验数据。根据相关数据和框架结构设计说明, 在有限元分析软件中建立了相应的计算模型, 并对模型的计算结果进行了总结, 数据分析表明, 有限元软件生成的常规模型与实际结构存在较大误差, 计算模型不能准确反应实际结构的物理连接关系。

2. 在有限元分析软件 SAP2000 中, 建立了一个框架结构精细模型。将计算值与实测值进行对比, 并建立了模态振型图, 结果表明计算模型与实际结构拟合效果较好, 且建模过程相对直观简单, 对于运用有限元软件精确分析实验框架结构提供了一条途径。

3. 在有限元软件中建立了框架填充墙结构的斜撑模型和壳体模型。根据几种比较流行的计算公式, 将填充墙等效为斜撑单元, 建立了相应的计算模型, 计算结果表明, 李常青提出的模型和公式计算结果与实测值拟合较好, 其余模型与实测结构误差较大。使用壳体单元作为填充墙模型, 并以壳体单元材料弹性模量为控制变量, 进行了 15 个工况下的试算, 结果表明将壳体单元作为填充墙模型有一定的合理性, 但部分模态的频率值与实测值依然有一定的差距。

事实上, 框架填充墙结构的数值模拟存在许多困难, 相当多的参数变量需要考虑, 比如填充墙模型的材料如何定义, 填充墙与框架结构的边界如何模拟等等, 而且本框架结构和填充墙没有发生相对水平位移, 用适用于较大变形的斜撑模型的等效宽度来描述填充墙框架, 容易出现比较大的误差。

总之, 随着数学科学技术和信息技术的发展, 以及工程实践的需要, 相信这一领域也将不断往纵深拓展, 并取得更多的研究成果。



## 致谢

回首大学四年，时光荏苒，岁月如梭，不仅让人感触万千。曾经奋斗过，成功过；也跌倒过，失落过。曾经遭受的种种经历在如今看来，却成了我人生的一笔宝贵财富。在书写的论文的过程中，遇到了很多困难，吸取了很多教训，同时也锻炼了自己的毅力和智力。

在本次论文完成过程中，感谢周云老师，给了我学习的机会，周云老师从选题指导、论文框架到细节修改，都给予了细致的指导，提出了很多宝贵的意见与建议。在学习中，周云老师严谨的治学态度、丰富渊博的知识、敏锐的学术思维、精益求精的工作态度以及诲人不倦的师者风范是我终生学习的楷模。

感谢米斯特师兄、蒋运忠师兄、谢利民师兄、王昱师姐在论文写作中给予的意见和建议，感谢所有的师兄姐在学业和生活中给予的关心、支持和帮助。

感谢大学四年所有授我以业的老师和热情帮助我的同学，没有这些年知识的积淀，没有你们的鼓励，我不会有这么大的动力和信心完成这篇论文。

最后对我的家人的默默支持，表达我无尽的感恩。



参考文献

- [1] GB50011-2010, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010
- [2] Khalid M. et al. Response of infilled using pseudo dynamic experimentation[J]. Earthquake Engineering And Structural Dynamics,1998,27(6):589-608
- [3] Ghassan Al-Chaaf. Behavior of Masonry-Infilled Nonductile Reinforced Concrete Frames[J]. Journal of structural Engineering,2002,128(8):1055-1063
- [4] 关国雄, 夏敬谦. 钢筋混凝土框架砖填充墙结构的抗震性能的研究[J]. 地震工程与工程振动. 1996, 16(1): 87. 99
- [5] 夏敬谦, 关国雄, 罗学海. 剪力墙结构、框架填充墙结构模型模拟地震试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 1996, 16(2): 55. 66
- [6] 邹均, 带砌体填充墙的钢筋混凝土框架受力性能分析[J]. 江南大学学报自然科学版, 2002, 1(1): 76. 81
- [7] 邹均, 多层多跨带砌体填充墙的钢筋混凝土框架强度分析[J]. 江南大学学报自然科学版, 2003, 2(2): 186. 189
- [8] Homes. Steel frames with brickwork and concrete infillings[J]. Proc., Instn. Civ. Engrs., 1961, 19(8):473—478
- [9] Smith, B. S., and Carter, C. A method of analysis for infilled frames[J]. ICE Proc., 1969,44(1), 31—48.
- [10] Mainstone, R. J.. On the stiffnesses and strengths of infilled frames[J]. Proc., ICE Suppl., 1971, 4, Building Research Station, Garston, UK, 57—90.
- [11] Mainstone, R. J., and Weeks, G. A.. The influence of bounding frame on the racking stiffness and strength of brick walls[A]. Proc., 2nd Int. Brick Masonry Conf., Building Research Establishment, Watford, England, 1970,165—171.
- [12] Liauw, T. C., and Kwan, K. H. Nonlinear behaviour of nonintegral infilled frames. Comput[J]. Struct.,1984, 18, 551—560.
- [13] Thiruvengadam, V. On the natural frequencies of infilled frames[J]. Earthquake Eng. Struct. Dyn, 1985,13(3), 401—419.





- 
- [14] Chrysostomou, C. Z. Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames[D]. NY . Cornell Univ., Ithaca,.1991
- [15] Paulay, T., and Priestley, M. J. N.. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, Wiley, New York, 1992,744.
- [16] Crisafulli, F. G. Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills[D]. New Zealand ;Univ. of Canterbury, Christchurch,1997.
- [17] 秦鹏. 框架填充墙结构的动力试验与研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2006.
- [18] 谢利民. 基于模态柔度的钢筋混凝土结构损伤识别的理论与试验研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2014.
- [19] 周云. 地基板与混凝土框架结构参数识别的实验与研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2008.
- [20] JGJ/T 23-2011, 回弹法检测混凝土抗压强度技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [21] GB50003-2011, 砌体结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [22] 李常青. 填充墙框架结构动力模型修正研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2004.



- 
- [1] GB50011-2010, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010
- [2] Khalid M. et al. Response of infilled using pseudo dynamic experimentation[J].  
Earthquake Engineering And Structural Dynamics,1998,27(6):589-608
- [3] Ghassan Al-Chaaf. Behavior of Masonry-Infilled Nonductile Reinforced Concrete  
Frames[J]. Journal of structural Engineering,2002,128(8):1055-1063
- [4] 美国雄, 夏敬谦. 钢筋混凝土框架砖填充墙结构的抗震性能的研究[J]. 地震工程与  
工程振动. 1996, 16(1): 87. 99
- [5] 夏敬谦, 美国雄, 罗学海. 剪力墙结构、框架填充墙结构模型模拟地震试验研究[J]. 地  
震工程与工程振动, 1996, 16(2): 55. 66
- [6] 邹均, 带砌体填充墙的钢筋混凝土框架受力性能分析[J]. 江南大学学报自然科学版,  
2002, 1(1): 76. 81
- [7] 邹均, 多层多跨带砌体填充墙的钢筋混凝土框架强度分析[J]. 江南大学学报自然科  
学版, 2003, 2(2): 186. 189
- [8] Homes. Steel frames with brickwork and concrete infillings[J]. Proc., Instn. Civ. Engrs.,  
1961, 19(8):473—478
- [9] Smith, B. S., and Carter, C. A method of analysis for infilled frames[J]. ICE Proc.,  
1969,44(1), 31-48.
- [10] Mainstone, R. J.. On the stiffnesses and strengths of infilled frames[J]. Proc., ICE Suppl.,  
1971, 4, Building Research Station, Garston, UK, 57-90.
- [11] Mainstone, R. J., and Weeks, G. A.. The influence of bounding frame on the racking  
stiffness and strength of brick walls[A]. Proc., 2nd Int. Brick Masonry Conf., Building  
Research Establishment, Watford, England, 1970,165-171.
- [12] Liauw, T. C., and Kwan, K. H. Nonlinear behaviour of nonintegral infilled frames.  
Comput[J]. Struct.,1984, 18, 551-560.
- [13] Thiruvengadam, V. On the natural frequencies of infilled frames[J]. Earthquake Eng.  
Struct. Dyn, 1985,13(3), 401-419.



- 
- [14] Chrysostomou, C. Z. Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames[D]. NY . Cornell Univ., Ithaca,.1991
- [15] Paulay, T., and Priestley, M. J. N.. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, Wiley, New York, 1992,744.
- [16] Crisafulli, F. G. Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills[D]. New Zealand ;Univ. of Canterbury, Christchurch,1997.
- [17] 秦鹏. 框架填充墙结构的动力试验与研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2006.
- [18] 谢利民. 基于模态柔度的钢筋混凝土结构损伤识别的理论与试验研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2014.
- [19] 周云. 地基板与混凝土框架结构参数识别的实验与研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2008.
- [20] JGJ/T 23-2011, 回弹法检测混凝土抗压强度技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [21] GB50003-2011, 砌体结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [22] 李常青. 填充墙框架结构动力模型修正研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2004.