



河北工程大学  
Hebei University of Engineering

# 硕士学位论文

题目: 钢筋混凝土框架剪力墙结构优化设计研究

作者姓名: 李晓强

学校导师: 李彦苍 副教授

企业导师: 吴春发 高工

工程领域: 建筑与土木工程

所在学院: 土木工程学院

## 独创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师的指导下，独立进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本论文不含任何其他个人或集体已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得河北工程大学或其他教育机构的学位或证书而使用过的材料。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。本人完全意识到本声明的法律结果由本人承担。

学位论文作者签名：

李晓强

签字日期：2014年12月29日

## 学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解 河北工程大学 有关保留、使用学位论文的规定。特授权 河北工程大学 可以将学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，并采用影印、缩印或扫描等复制手段保存、汇编以供查阅和借阅。同意学校向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子文档。

(保密的学位论文在解密后适用本授权说明)

学位论文作者签名：

李晓强

签字日期：2014年12月29日

导师签名：

杨

签字日期：2014年12月29日

分类号：TU318

UDC：\_\_\_\_\_

密    级：\_\_\_\_\_

单位代码：10076

## 工程硕士学位论文

# 钢筋混凝土框架剪力墙结构优化设计研究

作    者    姓    名    : 李晓强  
指    导    教    师    : 李彦苍 副教授  
企    业    导    师    : 吴春发  
申  请  学  位  级  别  : 工程硕士  
工    程    领    域    : 建筑与土木工程  
所    在    单    位    : 土木工程学院  
授  予  学  位  单  位  : 河北工程大学

**A Dissertation Submitted to  
Hebei University of Engineering  
For the Academic Degree of Master of Engineering**

**Research on Reinforced Concrete Frame-Shear  
Wall Structure Optimization Design**

Candidate : Li Xiaoqiang  
Supervisor : Asso. Prof. Li Yancang  
Academic Degree Applied for : Master of Engineering  
Specialty : Architectural and Civil  
Engineering  
College/Department : College of Civil Engineering

**Hebei University of Engineering**

**December, 2014**

## 摘 要

结构优化设计是近年来国内外工程界和学术界共同关注的课题，它集数学、力学和计算机技术为一体，促使结构设计向着更加经济、安全、合理的方向发展。在当今的建筑工程中，框架-剪力墙结构因其造价低、受力性能合理、易于标准化施工等优点而被广泛采用，因此对框架-剪力墙结构进行优化十分必要。这一问题已经引起众多结构设计人员的关注。

本文以邯郸市某九层钢筋混凝土框-剪结构住宅楼为例，综合考虑恒荷载、活荷载以及地震作用等实际工程概况，应用 PKPM 结构设计软件对结构进行传统的结构设计，提取 SATWE 计算结果中的相关参数，如：轴压比、周期比、位移比、剪重比、刚重比、刚度比、层间位移等，对比现行的设计规范，验证各项参数的合理性。在设计好的既有结构基础上，利用有限元设计软件 ANSYS 进行数值模拟，以梁、柱构件截面尺寸及剪力墙的厚度为设计变量，以结构的承载能力、层间位移角等为约束条件，考虑双向地震作用的条件下，以整体耗用建筑材料费用最少为目标进行优化。通过静力分析、地震反应谱分析和优化分析，得到优化后的结构钢筋总量减少了 6.68%，混凝土总量减少了 7.26%。重新应用优化后的结构尺寸建立 PKPM 设计模型，比较分析可知各项参数均满足设计要求，同时体现了该优化方案的经济性。

本文根据工程实例建立的钢筋混凝土框架剪力墙结构数值分析模型完全符合相关结构设计规范的要求，对该模型分析和优化的方法能应用于结构设计中，并对钢筋混凝土结构以及其他相关结构的优化设计提供一定的参考。

关键词：框架-剪力墙结构；优化设计；静力分析；地震谱分析；优化分析

## Abstract

The optimum structural design is a common focus on engineering and academic circles at home and abroad in recent years, it combines mathematics, mechanics and computer technology into a whole, making structure design toward a more economical, safe and reasonable direction. Because of its low cost, reasonable mechanical performance, easy to be standardized constructed in today's construction works, the frame-shear wall structure is widely applied, so the optimization of the structure is necessary. This problem has caused the attention of many structure designers.

A certain nine layers residential building with reinforced concrete frame-shear frame structure in Handan is taken as an example, the constant load, live load and earthquake function of the actual engineering situation is considered, then PKPM is used for the traditional structure design, and then the related parameters from SATWE computing results is extracted, such as axial compression ratio, period ratio, displacement ratio, shear weight ratio, the ratio of rigidity-to-gravity, stiffness ratio and displacement between layers, etc., and then compared to the current design specification to verify the rationality of the parameters. Based on the designed structure, finite element software ANSYS is used for numerical simulation, with the beam and column section size and the thickness of the shear wall as design variables, with the structure bearing capacity, interlayer displacement angle as constraint conditions, and under the bi-directional seismic action conditions, the minimum consumption of the total building materials is taken as optimized target. Through the static analysis, seismic response spectrum analysis and optimization analysis, the total steel decreases by 6.68%, the concrete amount decreased by 7.26% after optimization. A new design model is established by PKPM software with the optimal section size, and the various parameters is able to meet the requirements, at the same time this optimization scheme is economic.

The numerical analysis model based on the engineering examples is fully compatible with the related structural design specification requirements. The analysis and optimization method for the model can be applied to the structure design, and provide some reference for the optimization of reinforced concrete structures and other related structures.

**Keywords:** frame-shear wall structure; optimization design; static analysis;  
earthquake spectrum; optimization analysis

# 目 录

摘 要 .....	I
Abstract .....	II
第 1 章 绪 论 .....	1
1.1 选题背景 .....	1
1.1.1 国外高层建筑结构的发展 .....	1
1.1.2 我国高层建筑结构的发展 .....	2
1.1.3 问题的提出 .....	3
1.2 研究意义 .....	5
1.3 结构优化设计国内外研究现状 .....	5
1.3.1 国外研究现状 .....	6
1.3.2 国内研究现状 .....	7
1.3.3 当前研究存在的问题 .....	8
1.4 本文主要工作及研究内容 .....	9
1.5 本章小结 .....	9
第 2 章 结构优化设计理论与方法 .....	11
2.1 结构优化设计的基本原理 .....	11
2.2 结构优化设计的数学模型 .....	12
2.3 结构优化设计的分类 .....	14
2.4 结构优化设计的算法 .....	15
2.4.1 准则设计法 .....	15
2.4.2 数学规划法 .....	16
2.4.3 数学规划法和准则法的结合 .....	19
2.5 本章小结 .....	21
第 3 章 框架-剪力墙结构分析 .....	23
3.1 框-剪结构协同工作原理 .....	23
3.2 框-剪结构中剪力墙的布置 .....	25
3.2.1 剪力墙的布置要点 .....	25
3.2.2 剪力墙的布置优化 .....	26
3.3 框-剪结构中剪力墙的位移和内力计算 .....	26
3.3.1 基本假定及计算模型 .....	26
3.3.2 框-剪铰接体系协同工作计算 .....	28



3.4 结构优化设计的效果评价指标 .....	32
3.5 本章小结 .....	33
第 4 章 工程应用 .....	35
4.1 工程概况 .....	35
4.1.1 结构的基本参数 .....	35
4.1.2 结构初始方案 .....	36
4.1.3 剪力墙的布置方案 .....	36
4.2 结构优化方案的对比分析 .....	37
4.2.1 结构各楼层的质量中心、刚度中心 .....	37
4.2.2 相邻各层侧移刚度比 .....	39
4.2.3 整体稳定性验算 .....	40
4.2.4 剪重比的对比分析 .....	41
4.2.5 结构自振周期、有效质量系数 .....	41
4.2.6 柱和剪力墙最大轴压比 .....	42
4.2.7 结构最大水平位移 .....	43
4.3 本章小结 .....	43
第 5 章 基于 ANSYS 的结构优化 .....	45
5.1 ANSYS 程序介绍 .....	45
5.1.1 ANSYS 功能简介 .....	45
5.1.2 ANSYS 有限元分析过程 .....	46
5.2 常用 ANSYS 单元介绍 .....	47
5.2.1 BEAM4 单元描述 .....	47
5.2.2 SHELL63 单元描述 .....	49
5.3 ANSYS 模型的建立 .....	51
5.3.1 模型的基本参数 .....	51
5.3.2 框-剪结构模型 .....	52
5.4 静力分析 .....	52
5.5 模态分析 .....	55
5.6 地震反应谱分析 .....	60
5.7 荷载工况组合 .....	61
5.8 框-剪结构优化设计 .....	61
5.8.1 设计变量 .....	61
5.8.2 目标函数 .....	62
5.8.3 约束条件 .....	63

5.8.4 ANSYS 的优化设计方法 .....	65
5.8.5 ANSYS 结构优化 .....	65
5.8.6 优化设计结果 .....	67
5.8.7 优化设计结果分析 .....	69
5.9 本章小结 .....	70
总结与展望 .....	71
总结 .....	71
展望 .....	71
参考文献 .....	73
致谢 .....	77
作者简介 .....	79

# 第 1 章 绪 论

## 1.1 选题背景

### 1.1.1 国外高层建筑结构的发展

人类对高层建筑的探索由来已久，古代的高层建筑是由于防御、宗教或航海的需要。比如埃及于公元前 280 年建造的亚历山大港灯塔，高 100 多米，为石结构。中国建于 523 年的河南登封县嵩岳寺塔，高 40 米，为砖结构，是中国现存最早的砖塔。建于 1056 年的山西应县佛宫寺释迦塔，高 67 米多，为木结构，是中国现存最高最古的一座木构塔式建筑，保存至今。古代高层建筑为近代和现代高层建筑的发展奠定了基础。

《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3-2010)规定：10 层及 10 层以上或房屋高度超过 28m 的住宅建筑结构和房屋高度大于 24m 的其他高层民用建筑结构，高度超过 100m 的称为超高层建筑。

美国是近代高层建筑的发源地和中心。建于 1885 年的美国芝加哥家庭保险大楼(Home Insurance Building)是公认的世界上第一幢现代意义上的高层建筑，楼高 10 层，42 米，下面 6 层使用熟铁梁框架，上面 4 层是钢框架，其中铁框架(部分钢梁)承受全部大楼的重力，墙体仅承受自己的重量。19 世纪末各种型钢有很大的发展，1889 年高 324 米的巴黎埃菲尔铁塔(Eiffel Tower)建成，对高层建筑的发展有很大的推动作用。1931 年在美国纽约建成的帝国大厦(Empire State Building)，高 381 米，102 层，钢筋混凝土框架剪力墙结构体系。二战后，出现了全球范围内的高层建筑繁荣时期。纽约的世界贸易中心(World Trade Center)，建于 1962 ~ 1976 年，主要由两座 110 层(另有 6 层地下室)高 411.5 米的塔楼组成，采用框筒式结构体系，该工程首次运用了模型风洞试验，首次采用粘弹性阻尼器减震，对后来的高层建筑都有极其重要意义<sup>[1]</sup>。1974 年建成于美国芝加哥的西尔斯大厦(Sears Tower)为 110 层(另有地下 3 层)，高 443 米，为解决大厦的抗风问题，大厦的结构工程师提出并采用了束筒结构体系，这种束筒结构体系的提出和应用是建筑设计 with 结构创新相结合的伟大成果，从这种结构体系衍生出来的筒中筒、多束筒和斜撑筒等结构体系，将高层建筑的发展推向了新的阶段<sup>[2]</sup>。加拿大第一广场建于 1991 年，50 层，高 235.1 米，它是第一幢采用不锈钢建造的大厦。

近年来，亚太地区经济迅速发展，如日本建于 1994 年的大阪世界贸易中心

(Osaka World Trade Center), 楼高出地面 252.1 米, 采用混合结构。1998 年建于马来西亚吉隆坡的当时世界上最高建筑——石油双塔(The Petronas Twin Towers), 88 层, 高 452 米, 采用钢筋混凝土框架-核心筒结构体系<sup>[3]</sup>。每个主体结构旁边的附属圆形塔楼与主体相连, 可增大主体结构的抗侧移能力。

竣工于 2010 年的迪拜哈利法塔(Burj Khalifa Tower)是一栋有 162 层, 高 828 米的摩天大楼, 采用了前所未有的下部混凝土结构、上部钢结构的全新结构体系, 为当前全球第一高楼与人工构造物<sup>[4]</sup>。

### 1.1.2 我国高层建筑结构的发展

我国的现代高层建筑起步于 20 世纪二三十年代, 但发展缓慢。解放前, 我国的高层建筑很少, 仅上海、天津、广州等几个大城市有高层建筑, 并且大多是外国人设计的。最高的是上海国际饭店, 地上 22 层, 地下 2 层, 高 82.51m, 采用钢架结构体系, 被赞誉为三十年代“远东第一高楼”。我国自行设计建造的高层建筑开始于 20 世纪 50 年代, 如 1959 年建成的北京民族饭店, 12 层, 高 48.4m, 是首次采用预制配式钢筋混凝土框架结构体系的高层建筑。1964 年建成的北京民航大楼, 15 层, 高 60.8m。1968 年建成的广州宾馆, 27 层, 高 88m, 为 60 年代我国最高的建筑。1976 年建成的广州白云宾馆, 33 层, 高 114.05m, 标志着我国的高层建筑已经突破了 100m 大关。同时期的北京、上海建设了一批 12-16 层的钢筋混凝土剪力墙结构住宅。

20 世纪 80 年代是我国高层建筑进入了飞速发展的时代, 建筑层数和高度不断取得突破, 功能和造型也越来越复杂, 分布地区越来越广泛, 结构体系日益多样化。如 1985 年建成的我国当时最高建筑--深圳国际贸易中心, 53 层(其中地下 3 层), 高 160m, 采用筒中筒结构体系, 是我国最早的综合性超高层楼宇。1988 年建成的上海锦江饭店分馆, 地上 43 层, 地下 1 层, 塔楼高 153.21m, 采用框架-芯墙全钢结构体系。同年建造的深圳发展中心大厦, 43 层, 高 165.3m, 主体结构采用钢框架-钢筋混凝土剪力墙结构体系, 为我国第一幢大型高层钢结构建筑。

在 20 世纪, 高层建筑主要集中在发达国家, 在美国的纽约、芝加哥都有成片的高层建筑群<sup>[5]</sup>。到了 20 世纪末期, 随着东南亚经济的腾飞, 高层建筑也发展迅速, 东京、吉隆坡、新加坡以及我国的北京、上海、广州、深圳的高层建筑如雨后春笋般屹立在世人眼前。1990 年建成的香港中国银行大厦, 地上 70 层, 高 315m, 天线顶端高 368m, 采用混凝土-钢结构立体支撑体系<sup>[6]</sup>。建成于 1996 年的深圳地王大厦, 81 层, 高 324.8m, 桅杆顶高度 383.95m, 主楼采用钢结构, 它的高宽比为 8.78, 创造了世界超高层建筑最“扁”最“瘦”的纪录。1998 年建成的上海金茂大

厦，地上 88 层，加上尖塔的楼层共 93 层，地下 3 层，采用钢筋混凝土核心筒结构体系。

随着我国经济实力的增强，高层建筑在我国的发展更为迅速，特别是进入 21 世纪以来，我国的高层建筑取得了令人瞩目的成就，使我国成为世界高层建筑的中心之一。建成于 2003 年的台北 101 大厦，101 层，高 509m，采用新式巨型结构。2008 年竣工的上海环球金融中心，地上 101 层，高 492m，采用外围巨型桁架筒，内部筒中筒结构，是世界最高的平顶式大楼。2010 年建成的香港环球贸易广场，118 层，高 484m。预计 2014 年底完工的上海中心大厦，118 层，632m，采用钢筋混凝土核心筒-外框架结构体系。

经过三十多年的改革开放，我国的经济实力得到不断提升，经济总量已跃居世界第二位，经济建设也由此登上了一个新台阶。大中小型土木建筑工程在全国各处拔地而起，高层建筑甚至超高层建筑如雨后春笋般涌现。中国乃至亚洲已成为世界上兴建高层建筑的主战场，一批现代化高层建筑以全新的姿态屹立在世人面前，伴随着结构工程师不断攻克技术难题和关键技术，它们具有了更加复杂的结构体系和内部空间。

### 1.1.3 问题的提出

随着改革开放的持续扩大与深入，我国的科学技术与经济水平取得长足发展，人民生活水平不断得到改善，人口数量急剧增长，大量农村人口向城市迁移，城市化进程不断加快。为满足人口需求，建筑物尤其是高层住宅的数量相应地不断增长。随着我国经济的稳定发展以及对舒适生活的不懈追求，人们不再仅仅满足于住宅的可用性，开始对住宅的质量、功能和居住环境提出了更高的要求。中国的城市住宅建设正处于历史性的发展阶段，同时住宅设计领域也进入活跃期，为适应这些需求，住宅产业将会向着规模化、集约化方向迈进。高层建筑由于其节约用地、减少投资和缩短工期等经济社会效益而逐渐成为建筑形式的首选。

高层建筑不仅要满足结构的安全性能要求以及使用功能上的要求，而且因为结构受力比较复杂，材料消耗比较大，建筑结构体系能否做到布局合理可靠、受力均匀明确和材料得到充分利用，都是在结构设计中要考虑到的问题。在结构设计初期，建筑物应该采用哪种结构体系，各种承重构件或非承重构件的布置方式和尺寸都是设计人员应该考虑的内容。如何在有限的时间内，确定合理的建筑和结构方案，需要建筑师和结构工程师共同研究。

很长时间以来，人们遵循着传统的结构设计方法：假设-分析-校核-调整。设计人员根据设计要求并参考类似的工程，通过自己积累的经验去选择一个合理的

方案，然后进行刚度、强度、稳定性等各方面性能的计算分析。传统的计算分析实质上是对给定的方案进行力学分析，只是起到校核作用，仅仅证实了原设计方案的可行性。如果有条件时设计人员总是要研究几个可行的方案来进行比较，从而得出更为合理的结构布局、构件尺寸、材料选择。

传统设计的局限性在于：在进行工程设计时，设计人员通常会参考做过的类似结构，这样做往往会导致设计出来的方案毫无新意，使结构类型趋于单一化。在估算截面尺寸后，需要验算分析，而验算分析时所假定的计算模型难以保证科学合理。如果验算结果不符合要求，需要对设计方案进行调整，为了减少工作量，以及考虑到结构计算的复杂性，决定了调整的次数只能是有限的。传统的工程结构设计往往只是得出一个可行的设计方案，但是这个方案实际上可能不是所有方案中最好或者比较优秀的方案，并且传统的设计不仅消耗设计人员大量精力而且对于不同的工程没有一个规律可循。

因此人们在从事工程设计时，希望在满足一定环境条件和一些使用要求下达到方案最佳，即工程优化问题。实现方案最佳的一系列数学方法为最优化方法。将优化方法用于设计，不仅可以大大缩短设计周期，显著提高设计质量，还可以解决传统设计方法无法解决的复杂设计问题。结构优化设计的任务，就是利用最优化技术，在满足设计约束条件下寻求一个最优的设计方案。其过程大致包括假设-分析-搜索-最优设计。搜索过程也是不断对设计进行修改的过程，这种修改是遵循一定的优化方法使设计方案达到最优，是一种主动的搜索过程，并以达到预设的最优目标为满足条件。传统的结构设计仅是从经验出发的被动校核，结构优化设计则是经验与优化方法相结合的主动搜索，追求对各种材料和资源的充分利用和合理配置<sup>[7]</sup>。实践证明，结构优化设计能缩短设计周期，提高设计质量和水平，可取得显著的经济效益和社会效益。

对于体型复杂的建筑物，结构设计人员要考虑到它的经济性、先进性、可靠性等问题，这是一项艰巨而繁琐的任务。特别是针对我国土地资源紧张，人口密度大的情况，要求建筑、经济和生态环境能够相互协调，各个方面要做到统筹兼顾，这就要求我们对高层建筑进行优化设计，以期达到共赢<sup>[8]</sup>。结构优化设计贯穿于结构设计的全过程，是不可或缺的关键部分。正是由于结构优化设计对高层建筑的重要性，使得结构优化设计越来越受到人们的重视<sup>[9]</sup>。

## 1.2 研究意义

随着高层建筑的爆发式增长，对框架-剪力墙结构进行合理选型和优化布置，对于降低建设成本具有指导意义。由于早期对结构研究不够深入，对力学性能掌握不够深刻，以至于对剪力墙不能做出一个合理经济的布置方案。为了保证结构的安全可靠性，设计人员往往采用较为保守的方法，并采用加强的构造措施，这样处理既不经济合理也不一定能真正保证结构安全。因此，近年来工程界开始重视对高层建筑的剪力墙优化布置，并且取得了一定的进展。目前“高层建筑混凝土结构技术规程”对高层建筑的结构选型以及合理布置尚未做出具体规定，因此对高层剪力墙结构进行优化设计很有必要。

做好结构优化不仅可以使结构受力更加趋于合理而且可以明显降低建设成本，根据数据统计，一般情况下，经过优化的设计要比传统的设计节约成本5%-30%<sup>[10]</sup>，而应用到整个建造过程的各个环节时，因设计优化而节约的比重可达70%。由此可见，结构优化设计对高层建筑的重要性。

框架-剪力墙结构，以其良好的适用性及较大的抗侧能力，已经广泛地应用于我国的高层建筑中。在高层框架-剪力墙结构体系中，剪力墙承担几乎80%以上的水平力，是主要抗侧力构件，剪力墙刚度的大小直接影响到结构的安全性能及建设成本。工程实践表明，若其它条件不变，剪力墙的刚度增加一倍，地震作用将增大20%左右，顶点位移和层间侧移将减小15%左右<sup>[11]</sup>，因此，过多地增设剪力墙是不经济的。所以在结构设计时，框架-剪力墙结构中剪力墙刚度的确定，除了必须满足强度条件外，还必须具有一定的侧向刚度，以免结构产生过大的变形。剪力墙刚度过小，结构可能产生过大变形而无法满足使用要求，剪力墙刚度过大，地震荷载相应增大，从经济方面考虑不合理。因此，运用结构优化设计选择合理的剪力墙刚度是一个很有实际意义的命题，也是目前工程界较为关注的问题。

## 1.3 结构优化设计国内外研究现状

对于同一件任务，可以有多种方法去完成，人们往往会对其进行事前分析，从而得出最佳方法来完成任务。对于结构设计来说也是同样的道理，人们往往会从多个方案中选择出最满意的一个来进行设计，这也是结构优化设计的主要目的。

人们通过试验以及研究分析大量工程实例，总结出用料节省且受力性能良好的结构形式，因此随着研究的深入，建筑的结构形式不断发生演变。例如从最初的实心梁发展成为空腹梁，减轻了梁的自重、节约了材料，并可以加大结构跨度。

在此基础上又发展出桁架结构,桁架比起空腹梁进了一大步,从其受力状态来看,各杆件都处于轴心受力状态,适用于跨度较大的承重结构<sup>[12]</sup>。结构优化设计的应用领域非常广泛,从航空航天领域延伸到桥梁、水利、汽车、机械、造船、土建等等,这充分说明了结构优化设计的多样性。

### 1.3.1 国外研究现状

三百多年前,意大利科学家 Galileo 通过理论和实验研究,在处理杆件截面尺寸与其所承受荷载间的关系时,提出等强度梁概念。后来,Maxwell(1869)和 Michell(1904)研究过不加任何形式的约束条件下桁架结构的最优布局问题,Maxwell 提出了最优桁架的 Maxwell 理论,Michell 提出了最小体积的桁架优化设计<sup>[13]</sup>。

20 世纪 60 年代,数学规划和有限元方法的引入,促进了结构优化设计的发展,有限元法解决了复杂结构的分析问题,为优化设计的发展提供了良好条件,数学规划使结构优化可以作为非线性规划问题,这是现代结构优化设计的开端。在这个时期,最先发展起来的是优化准则法,它于 20 世纪 50 年代开始应用,60 年代得到了迅速发展。优化准则法又称为间接法,因为它用准则的满足代替了使目标函数取极值。优化准则法在解决问题的时候最大的特点是效率高,收敛快,在进行迭代计算时只需迭代十次左右,要求重分析的次数跟变量的数目没有多大关系,因此优化准则法适用于大中型结构优化设计。数学规划法是运用数学方法,在一定约束条件下,求取目标函数的极限值。数学规划法应用广泛,几乎可以解决任何优化问题,而且计算机的运算能力日益强大,所以可以利用计算机自动计算出最优值,但是如果约束条件多,设计变量多,导致计算效率低,无法求解出规模较大的问题,遇上比较复杂的实际结构,需要重分析和迭代的次数呈几何倍数增加,计算工作量大到高速计算机也难以胜任。

20 世纪 70 年代初,结构优化设计产生了优化准则法和数学规划法两条途径。优化准则法最大的优点是收敛速度快、需要重分析的次数跟变量的多少没有直接联系,所以对大中型结构的优化设计更加适用。但是随着约束的性质不同则对应的准则也不尽相同,对元件刚度和变量间的关系也有相应要求。除此之外,结构优化也仅限于最轻质量为目标函数,而且结构的布局已给定。如果要同时考虑几种约束,或者是元件的刚度和变量的关系较为复杂,优化准则法就会有些复杂。数学规划法则有更坚实的理论基础和更广泛的适应性,这是优化准则法所不具备的。它把优化目标、对象范围和约束类别局限于现实可能性的前提下,也就是与优化准则法相类似,然后再结合力学概念和各种近似方法,把高度非线性问题演



化成带显式约束问题。20 世纪 70 年代末，由于这两种优化方法的解题效率不相上下，并且两者的思路和本质相似，所以有学者把这两种方法结合在一起。数学规划法利用了准则法的理学概念，带显式约束问题替代了非线性的复杂问题，并用数学的规划法求解。准则法推导的最优准则就是应用数学规划法里的库恩—塔克条件及数学模型。

80 年代以后，人们已经能够把两种方法很好地结合起来研究，实质上是力学概念和优化技术的结合，达到规划法与准则法的统一。在本研究工作中，更加显示了作为最优化理论基础的 K-T 最优性条件的重要意义。

1993 年，Berk 针对结构构件的优化提出了神经网络计算<sup>[14]</sup>，1994 年，Hooland 针对同样的研究命题提出了基因遗传算法<sup>[15]</sup>。

随着有限元分析方法与非线性数学规划的相互结合，结构优化设计逐渐展现出更广阔的应用前景，使得大型以及超大型的结构分析成为可能，目前应用比较成熟的理论是把结构计划分成构件和整体两个水准，通过多重有限元结构分析逐渐逼近最优的构件尺寸，从而实现构件的优化，同时采用非线性数学规划方法来求解整体优化问题。经过拆分、组合的数次循环，便可以获得最优解，还可以运用弹塑性动力时程分析方法得到更加符合实际工程的优化结果。

### 1.3.2 国内研究现状

在我国建筑结构优化设计的理论萌芽于六七十年代，由于结构优化的重要性及其可观的经济效益，很多专家学者等研究人员不断地对结构优化作出理论及工程应用上的研究，使优化设计理论不断地完善和发展，为该理论的实际应用提供了扎实的理论基础，同时为工程结构设计人员提供了有效的应用方法。

1973 年，我国的钱令希教授发表了《结构优化设计的近代发展》一文，可以说是开启了我国建筑行业优化设计的新时代。1980 年钱令希、钟万勰等人利用力学概念组织优化过程、二次规划选择有效约束和计算拉格朗日乘子，解决了长期存在于优化过程中的问题——有效与无效约束以及主动与被动设计变量的区分，并且基于上述理论编制了 DDDU 程序，适用于多单元、多工况、多约束结构的最轻重量设计<sup>[16]</sup>。1982 年，钱令希教授的另一论著《我国结构优化设计的现况》，详细地研究总结了我国在这十年中的主要发展成果。1985 年钱令希教授提出把模糊集理论应用到数学规划法的设想，作为解决如何考虑结构优化过程中的不确定因素的方法，使结构优化能够考虑更多的因素，以期获得的结果更有实际意义<sup>[17]</sup>。1995 年由许素强、夏人伟共同提出一种杆系结构几何优化的近似方法。根据几何优化的特点，首先引入了一套广义中间变量，然后根据这些变量做一阶 Taylor

展开,得出近似内力和位移,此方法有效提高了应力、位移和约束近似的质量,降低了结构次数<sup>[18]</sup>。1998年马光文、王黎提出了桁架结构优化的人工智能算法——遗传算法。它与常规算法的比较优势在于从多个初始值开始寻优,并通过交迭和变异的有机结合收敛到全局最优解。该智能算法无需求导计算,编程简单,尤其适用于离散变量的优化<sup>[19]</sup>。2003年郭鹏飞,韩英仕以力学准则为基础,提出了求解离散变量优化设计的拟满应力法,这种方法可以直接求解具有几何约束和应力约束的离散变量优化问题。通过在算法中定义拟满应力算子,建立一种离散变量优化设计的混合遗传算法——拟满应力遗传算法。这种算法对于离散变量结构优化问题具有较高的计算效率,克服了遗传算法中易出现早熟现象、局部寻优能力差等问题<sup>[20]</sup>。2005年王允良,李为吉提出粒子群优化算法原理及实现方法,分析了该算法中各个参数对计算效率及搜索方向的影响。通过在搜索技术和优化过程方面将遗传算法与粒子群优化算法进行对比分析,利用遗传算法与粒子群优化算法分别对桁架结构进行优化设计,并将计算结果进行比对,结果表明在相同计算精度前提下,后者的效率更高<sup>[21]</sup>。2008年刘锋、黄志斌等指出标准粒子群优化算法以及被动群集的粒子群优化算法在处理约束条件方面存在不足,并借鉴了“和谐搜索”产生新解的思想,提出了启发式粒子群优化算法,该算法可以明显提高标准粒子群优化算法的收敛速度和稳定性。应用标准粒子群优化算法、被动群集的粒子群优化算法及所提出的启发式粒子群优化算法分别对两个桁架结构进行了截面优化,结果表明启发式粒子群优化算法可以快速有效地搜索到最优解,并且比其余两种算法具有更高的收敛速度和稳定性<sup>[22]</sup>。

### 1.3.3 当前研究存在的问题

随着结构优化的不断发展完善,我国的结构优化方法多种多样,应用领域也更加广泛,在缩短设计周期、提高设计质量方面效果显著。当然,我国结构优化的发展跟国外研究水准相比还相距甚远,理论上也有待于进一步完善。主要原因可以大致归纳为:

1. 侧重于结构尺寸优化,结构整体优化被忽视。也就是说,求解得出的最优截面尺寸是在结构的几何、拓扑等因素固定不变的前提下。相比于形状优化和拓扑优化,尺寸优化是最低层次的结构优化,因此仅从尺寸优化着手,并不能获得最优的结果。
2. 优化目标函数常常无法满足工程要求,通过目标函数只能取得相对最优值。因为实际工程复杂多变,变量多、约束多等各种因素以及不确定因素的影响。
3. 离散变量的优化。因为构件尺寸、钢筋型号等变量在实际情况中都不是连

续变量，传统的优化算法在优化精度方面尚有待于进一步提高。

4. 由于现行规章制度没有明确要求必须对结构进行优化设计，所以大家对于结构优化设计并没有太大的主动性，导致目前的状况是研究工作活跃，而实际应用明显落后。

但是，也正是因为以上原因，为其进一步的理论研究提供了更加广阔的平台。

## 1.4 本文主要工作及研究内容

本文基于工程结构优化设计理论和结构概念设计理论，通过开展理论研究以及工程实例分析，主要工作如下：

1. 分析框架-剪力墙结构的变形特点、协同工作原理、框架-剪力墙结构的优缺点以及剪力墙的布置要点。

2. 依据框架-剪力墙结构协同工作原理，通过协同工作微分方程推导出框架-剪力墙结构在不同荷载作用下的位移计算。

3. 介绍结构设计的优化理论及优化方法。

4. 对某一工程的剪力墙的数量、水平布置方式等进行优化，并与初始方案进行对比分析，由此得出结构的优化形式。

5. 基于上文得出的最优剪力墙布置，利用 ANSYS 软件进行建模，以剪力墙厚度为优化对象，以最少钢筋与混凝土用量为优化目标，得出最优解，并与优化前结构各受力性能指标进行对比分析，以证明结构优化设计的有效性。

随着高层建筑在全国各地如雨后春笋般涌现，框剪结构以其良好的适用性和抗震性成为高层建筑结构体系中的主要形式。框剪结构体系中剪力墙的合理选型及优化布置，对于节约成本具有重要的指导意义。由于剪力墙的抗侧移刚度很大，因此具有很大的优化价值。由于早期对框剪结构的研究不够深入，力学性能的了解不够深刻，以至于不能做出一个经济合理的剪力墙布置方案。为了满足结构的安全性能要求，设计人员往往会采用相对保守的方法来调整计算结果，这种处理方式既造成了不必要的浪费也不一定能够保证结构的安全性。目前，《高层建筑混凝土结构技术规程》对高层建筑的结构选型以及合理布置尚未做出具体规定。

所以，本文的研究内容为：钢筋混凝土框架-剪力墙结构优化设计研究。

## 1.5 本章小结

本章对论文的选题背景、研究意义、研究现状进行了阐述，提出将结构优化设计理论运用到结构设计中，会带来巨大的经济社会效益，最后对论文的主要工

作和研究内容进行了说明，构成了论文的整体框架。

## 第 2 章 结构优化设计理论与方法

### 2.1 结构优化设计的基本原理

下面通过列举一个平面桁架结构优化设计的过程来介绍结构优化设计的基本原理<sup>[23]</sup>。计算简图见下图 2.1：

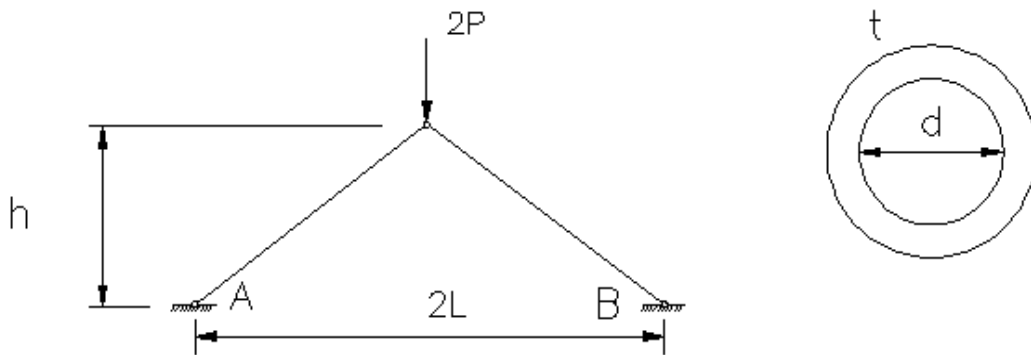


图 2-1 平面桁架计算简图

Fig. 2-1 Plane truss calculation diagram

研究图 2.1 所示平面桁架，杆件为钢管，铰接于 A、B、C、三点，在 C 结点上承受竖直向下的集中荷载  $2P$ ，跨度为  $2L$ ，管壁厚为  $t$ 。试选择合适的管径  $d$  和桁架高度  $h$  使得在满足强度与稳定的前提下，使得桁架重量最轻。已知  $t=0.5\text{cm}$ ，弹性模量  $E=2.1\times 10^6\text{kg/cm}^2$ ，钢材容重  $\rho=7.85\times 10^{-3}\text{kg/cm}^3$ ，容许应力  $[\sigma]=1600\text{kg/cm}^2$ ， $P=30\times 10^3\text{kg}$ ， $2L=600\text{cm}$ ，工艺要求  $600\geq h\geq 200\text{cm}$ 。

根据题意，管径  $d$  和桁架高度  $h$  均为未知量。由于  $2L$  为定值，杆件轴力  $N_{AC}=N_{BC}$  随着  $h$  的增大而减小，但杆长增加。从强度条件考虑，杆件长轴力小，管径可以减小，即杆件长管径小，杆件短管径大。从稳定条件考虑，杆件长轴力小，临界荷载也相应减小。所以这里的关键问题是：如何选择  $d$  和  $h$ ，使其既满足强度条件和稳定条件，又满足重量最轻的要求。

根据设计要求，需要求出每个设计方案杆件的应力  $\sigma$ ，可行设计必须满足

$$\begin{aligned}\sigma &\leq [\sigma] \\ \sigma &\leq \sigma_s\end{aligned}\tag{2-1}$$

$\sigma_s$  为压杆的临界应力。

经过结构分析，得出：

$$\sigma = \frac{P}{\pi t} \frac{(l^2 + h^2)^{\frac{1}{2}}}{hd} \quad (2-2)$$

$$\sigma_s = \frac{\pi^2 E}{8} \frac{(d^2 + t^2)}{l^2 + h^2} \quad (2-3)$$

因此问题的数学表达式应为

求变量  $d$ 、 $h$ ，使得桁架的重量

$$W = 2\rho\pi dt(l^2 + h^2)^{\frac{1}{2}} \quad (2-4a)$$

最小，且满足

$$\text{强度要求} \quad \frac{P}{\pi t} \frac{(l^2 + h^2)^{\frac{1}{2}}}{hd} \leq [\sigma] \quad (2-4b)$$

$$\text{稳定要求} \quad \frac{P}{\pi t} \frac{(l^2 + h^2)^{\frac{1}{2}}}{hd} \leq \frac{\pi^2 E}{8} \frac{(d^2 + t^2)}{l^2 + h^2} \quad (2-4c)$$

$$\text{工艺要求} \quad 600 \geq h \geq 200 \quad (2-4d)$$

将已知数据代入式(2-4)中，可得

$$\text{求 } d, h \text{ 使} \quad W = 0.0247d(300^2 + h^2)^{\frac{1}{2}} \quad (2-5a)$$

$$191 \times (300^2 + h^2)^{\frac{1}{2}} \leq 16dh \quad (2-5b)$$

$$191 \times (300^2 + h^2) \leq 259 \times 10^2 dh \frac{d^3 + 0.25}{300^2 + h^2} \quad (2-5c)$$

$$600 \geq h \geq 200 \quad (2-5d)$$

式(2-5)是带有不等式约束的条件极值问题，属于优化设计问题。

## 2.2 结构优化设计的数学模型

结构优化设计是从众多可能设计方案中选择最合理的方案，以达到最优设计目标<sup>[24-26]</sup>。它是根据已确定的目标函数以及约束条件，利用计算机自动计算出最优值。以下是优化问题中的一些基本概念：

### 1. 设计变量

结构优化设计中待定的某些未知参数，称为设计变量。一个设计方案是由若

干个变量来表达的，可以选择构件截面尺寸、截面面积、惯性矩等参数，如上面的例子中将管径  $d$  和高度  $h$  作为设计变量，还可以选择材料的弹性模量、抗剪模量等物理特性参数。这些参数中的一部分是根据具体要求事先已经确定的，它们在优化过程中保持不变，称之为预定参数；另一部分参数在优化过程中是不确定的，即设计变量。设计变量是优化设计模型中的基本成分，是最后需要确定的参数。设计变量分为连续型和离散型两种，因为数学上离散型变量的处理比较困难，所以离散变量通常简化为连续变量来计算，在求得的最优方案中再转化为最能满足要求的离散值。

设计变量的个数，即所求优化问题的维数。据此可知上例为二维问题。有的结构优化设计问题可能是几十维、上百维，甚至更高。

## 2. 目标函数

优化设计时用来判别设计方案优劣标准的数学表达式称为目标函数。它是设计变量的函数，代表所优化结构的某个重要特性或指标。优化设计是从许多的可行方案中，以目标函数为准则，找出该函数的极值，即为最优设计方案。

当优化设计中不止一个判断标准，即有多个目标函数时，较为常用的方法有以下几种：

(1)约束法：从多个目标函数中选出主要目标，对其余目标给出希望值，以此作为约束条件，该优化设计便成为单目标优化问题。

(2)评价函数法：利用平方和加权、线性加权将多目标函数整合为一个函数，即评价函数。比如在工程中当同时以工程的重量与造价为目标函数时：

$$f(x)=a(\text{重量})+b(\text{造价})$$

$a$ 、 $b$  为权重系数，权系数随着各目标的比重而变化。

(3)功效系数法：当优化的目标不可量化时，可将各目标的价值用功效系数给出评价，然后按照几何平均值的原理组成评价函数，多目标函数便成为了单目标函数。

综上所述，目标函数的建立首先要判断出各个目标的重要程度。

## 3. 约束条件

结构优化过程中对目标函数的某些限制条件，称为约束条件。它反映了有关规范规程、构造、施工等方面的要求，还可以反映出设计人员的设计意图。按复杂程度可以分为常量约束和方程约束。常量约束是为设计变量划定取值范围，一般是规范规程给定的界限值，如梁的最小配筋率、板的最小厚度等。方程约束是以设计变量为自变量按一定关系建立起来的函数式，分为显示约束和隐式约束。

## 4. 结构优化设计的数学模型

根据上文介绍的各要素的表示方法，结构优化的数学模型可以表示为下式：

$$\begin{aligned}
&\text{求设计变量 } x, & x = (x_1 \ x_2 \ \cdots \ x_n)^T \\
&\text{使目标函数} & f(x) = \min f(x) \\
&\text{受到约束} & h_j(x) \leq 0, \quad j=1,2,\dots,J \\
& & g_k(x) = 0, \quad k=1,2,\dots,K
\end{aligned} \tag{2-6}$$

在结构优化设计中，约束  $h_j(x)$  和  $g_k(x)$  往往是非线性的，求解比较困难，因此把非线性约束线性化就很重要。

## 2.3 结构优化设计的分类

结构优化设计分为尺寸优化、形状优化及拓扑优化三个层次<sup>[27-29]</sup>。

1. 尺寸优化：这是最简单的优化方法，只是对构件尺寸进行设计优化，即把结构的尺寸参数作为设计变量，所以用有限元分析结构的位移和内力时，不需要重新划分网格。尺寸优化必须保证结构的形状和拓扑保持不变，不能对结构整体做大幅度修改。虽然尺寸优化是优化设计中的最低层次，却为进一步加深对结构优化设计理论的理解提供了依据。

2. 形状优化：形状优化的特征是，待求的设计变量是所研究问题的控制微分方程的定义区域。主要用来确定结构尺寸或边界形状，使结构特性得以改善。例如应力集中往往会造成结构或构件的疲劳破坏、断裂，而形状优化是解决应力集中问题的有效途径。形状优化相比尺寸优化进展较缓慢，主要原因有：在优化过程中由于分析模型随着结构的形状而不断变化，只能不断地对有限元网格进行重新划分，以及在优化过程中，结构性态、设计变量与单元刚度矩阵之间的非线性关系，使得形状优化的计算量变得很大。尽管如此，形状优化还是引起了许多专家学者的极大兴趣。

3. 拓扑优化：在上文提到的尺寸优化和形状优化，优化前后的结构为同一拓扑结构。如板上开有两个孔洞，经过尺寸优化或形状优化后，改变的只是孔洞的大小尺寸或边界形状，而孔洞数量没有变化。实际可能存在这样一种情况，即在同样满足约束条件的前提下，孔洞数量的改变比孔洞尺寸或形状的改变更能有效的减轻板重。拓扑优化是在尺寸优化基础上，重点确定节点间的连接方式。相比上述两种优化方法，它是一种综合性很强的优化方法，也最为复杂。拓扑优化能够优选出最合理的设计方案，为结构优化提供整体上的指导。



## 2.4 结构优化设计的算法

为了实现结构的优化，除了建立合理的优化模型，还需要选择恰当的优化算法。求解优化模型可理解为在给定条件下求解目标函数的极值问题<sup>[30]</sup>。实际工程中，约束条件以及目标函数往往是非线性的隐式函数，因此优化算法的选择甚是关键，否则会导致收敛速度慢甚至无法收敛。按照优化算法的理论划分，主要有以下几种算法。

### 2.4.1 准则设计法

准则设计法是最先发展起来的优化方法，从上个世纪 50 年代末就开始应用于结构设计，60 年代得到进一步发展，时至今日依然是常用的优化方法<sup>[31]</sup>。准则设计法的基本原理是：预先规定一些优化准则，它们可以是刚度准则、强度准则、应力准则以及位移准则等，再根据这些准则建立迭代公式。准则设计法最大优势在于收敛速度快，重分析次数一般不受设计变量多少的影响，不足之处是它得出的通常只是近似最优解。

#### 1. 满应力准则法

满应力准则法是准则设计法的一种，是所有优化算法中最简单、最易为结构设计人员接受的算法，所以也是最先得到发展和应用的优化方法。它是从结构力学原理出发，以满应力来保证杆件的材料得到充分利用。所谓满应力指的是结构的每个杆件至少在一组确定的荷载组合下承受极限容许应力。

满应力的设计思路是结构材料、几何形状及尺寸保持不变，通过调整杆件截面来满足满应力准则，此时得到的便是最优设计。满应力准则比较适用于杆件体系结构，比如桁架、网架。

满应力准则法常用的迭代方法是应力比法，该法的基本原理如下：它是准则法中最基本的也是最简单的迭代方法，应力比即工作应力与容许应力的比值。在结构优化的初始方案中，以杆件截面积为设计变量，计算出在不同工况荷载作用下各杆件的应力，然后找出每一根杆件最临界的应力，若该应力比杆件的许用应力高 $\xi$ 倍，说明杆件截面积不足，应放大 $\xi$ 倍；反之则说明杆件截面积过大，应缩小 $\xi$ 倍。这样便得到一个能够充分发挥材料性能的设计方案。对方案进行迭代计算直到前后两次的截面积相差无几便可结束迭代。由于静定结构截面积改变时不会引起内力重分布，而超静定结构则会引起内力重分布，所以静定结构经过一次迭代便可收敛，超静定结构则需要多次迭代。

#### 2. 齿行法

满应力准则法在某些情况下得出的并不是最优解，而优化设计的最优解常常位于主约束曲面上，它是约束最严的一组曲面。所以为保证能够得到最优解，应使搜索点落到主约束曲面上，齿形法的提出就是为了解决该问题，它是应力比法的改进方法。

#### (1)一般齿形法

齿形法的基本原理是在每一步应力比之后，加一步射线步，使迭代点回到主约束曲面上。因此，齿形法的走法分两步：

1)应力比步。它的走法跟应力比法完全一致，作用是保证各杆件的应力比 $\xi$ 为1。

2)射线步。它的走法是从奇数步得到的各杆件的应力比中选出最大应力比作为各杆件截面变更依据。

齿形法每进行一次应力比步后，就加一步射线步，沿坐标原点与应力比设计点连线方向回到约束曲面上。由于走法的形状类似齿形，故称为齿形法。齿形法与应力比法只是偶数步在确定新的杆件截面积时有所不同。由于偶数步的不同走法，齿形法已经不属于满应力的范畴了。

#### (2)修改齿形法

虽然齿形法跟应力比法相比，能够避免无法收敛到最优点，但其得出的最优解仍是近似最优，有时由于步距过大，导致得出的解偏差很大，修改齿形法能够弥补这方面的不足。

修改齿形法在走应力比步时，缩短步长，使相邻射线步的各点之间进一步靠近，以提高取得最优解的概率。

#### 3. 桁架满位移准则法

满应力准则法只是考虑了应力和几何约束，但作为一个结构仅满足强度要求还远远不够。比如桁架的结点位移不应大于容许位移。满位移准则首先满足应力约束条件，并使结构的结点位移达到满足最轻设计的容许值。准则分为两种情况：一是如果结构经过其他方法优化后位移条件能够得到满足，则不再重新设计；二是如果位移条件未能得到满足，则需调整杆件截面积，降低结点位移。

### 2.4.2 数学规划法

数学规划法在上个世界 60 年代就已经成功地运用到结构优化中，经过几十年的发展，该算法和结构优化的结合的广度、深度都有了长足的发展<sup>[32]</sup>。本节只简明扼要地叙述数学规划法的分类以及基本算法。

数学规划法的数学模型是，求向量  $x = (x_1 \ x_2 \dots x_n)^T$  (2-7)

目标函数  $f(x)$

满足约束  $h_{f(x)} \leq 0, \quad j=1, 2, \dots, m$  (2-8)

### 1. 数学规划法的分类

(1)按照最优化问题是否存在约束条件，数学规划问题可分为无约束最优化问题、有约束最优化问题、准无约束最优化问题。实际情况中遇到的大多是约束最优化问题，但是无约束最优化依然有它存在的必要性，它有助于理解非线性规划的基本理论，并且很多约束最优化问题最后都归结为无约束最优化问题来求解。

在约束最优化中，如果约束条件是设计变量的上下界限，且再无其他约束，称为准无约束最优化问题。结构优化中的很多问题最后都可以转化成准无约束最优化问题。

(2)按照约束函数与目标函数是否呈线性，可分为线性规划和非线性规划。如果全部的约束函数  $h_{f(x)}$  都是以  $x$  为自变量的线性函数，即

$$h_{f(x)} = h_{f1}x_1 + h_{f2}x_2 + \dots + h_{fn}x_n - b_f \leq 0 \quad (2-9)$$

则称问题(2-8)为线性约束优化问题。如果约束函数  $h_{f(x)}$  与目标函数  $f(x)$  都是线性的，则(2-8)即线性规划，否则为非线性规划。线性规划研究较早，所以也比较成熟。

如果  $h_{f(x)}$  与  $f(x)$  都是凸函数，则(2-8)为凸规划问题。凸规划的局部最优解也是全局最优解。两类重要的凸规划问题是：一是二次规划，它的目标函数  $f(x)$  是半正定的二次型，约束函数  $h_{f(x)}$  是线性的。二是可分离的凸规划，它的约束函数与目标函数可以是一些项的累加，其中每一项都是单设计变量的凸函数。

### 2. 数学规划法的基本算法

如上文所述，根据约束条件以及目标函数，数学规划问题可划分成多种类型，求解方法也因此多种多样。

#### (1)单纯形法

单纯形法基本思路是，从基可行解(可行域顶点)中选择某个顶点作为起始端点，计算出相对应的目标函数，并判断其是否为最优解，如果不是，再继续寻找下一个顶点，如此迭代下去，直到找出满足最优解的顶点。

单纯形法的迭代要求：保证每次迭代只能从一个可行域顶点移到另一个可行域顶点，并保证每次迭代都能使函数值得到改进。

对于约束个数少于设计变量个数的线性规划问题，单纯形法非常适用。

#### (2)拉格朗日乘子法

约束非线性规划问题的求解方法大致分三种：直接处理法、线性规划逼近法

以及转化成无约束问题。拉格朗日乘子法是把约束最优化问题变为无约束最优化问题来求解。由于引入了新的待定系数——乘子，构成了新的无约束条件的目标函数。拉格朗日乘子法不仅揭示了条件极值的基本特性，而且也是准则设计法的理论基础。

拉格朗日乘子法的基本理论是：

利用约束条件  $g_i(x)=0, (1, 2\cdots, m)$  和目标函数  $f(x)$ ，构造修正目标函数  $F(x, \lambda)$ ，修正函数为：

$$\begin{aligned} F(x, \lambda) &= f(x) + \sum_{j=1}^m \lambda_j g_j(x) \\ &= F(x_1, x_2, \cdots, x_n; \lambda_1, \lambda_2, \cdots, \lambda_m) \end{aligned} \quad (2-10)$$

其中， $\lambda_j$  为拉格朗日乘子。目标函数  $f(x)$  在  $g_i(x)=0, (1, 2\cdots, m)$  的等式约束条件下的极值点即是  $F(x, \lambda)$  的驻点。故：

$$\begin{cases} \frac{\partial F}{\partial x_i} = 0 & i = 1, 2, \cdots, n \\ \frac{\partial F}{\partial \lambda_j} = 0 & j = 1, 2, \cdots, m \\ \nabla F(x, \lambda) = 0 \end{cases} \quad (2-11)$$

$\nabla F(x, \lambda)$  为修正目标函数的梯度向量。

式(2-11)是取得极值的必要条件。上述方法即为拉格朗日乘子法。

### (3) 罚函数法

罚函数法同样是把有约束非线性规划问题转化为无约束极值问题来求解，所以也称为序列无约束极小化方法，目前应用比较广泛<sup>[33]</sup>。

罚函数法的基本理论是修改掉含有约束的目标函数，使原有的约束条件在新的目标函数中得到反映，即在目标函数之后添加惩罚项，并且该转换不能打破原有的约束条件。最后通过求解无约束极值问题来不断逼近原问题的最优解。

罚函数法的提法如下：

$$\begin{aligned} &\text{求} && \{X\} = [x_1 \ x_2 \ \cdots \ x_n]^T \\ &\text{使得} && Z = F(\{X\}) \rightarrow \min \\ &\text{定义新的目标函数} && \end{aligned} \quad (2-12)$$

$$\psi(\{X\}, \gamma) = F(\{X\}) + \gamma \sum_{j=1}^m [h_j(\{X\})]^2 \quad (2-13)$$

式(2-12)中  $\gamma$  代表正号参数，呈单调上升的系数序列： $\lim_{k \rightarrow \infty} \gamma_k \rightarrow \infty, \quad 0 \leq \gamma \leq \infty$ 。约

束条件的强制性随着  $\gamma$  的增大而增大： $\gamma = 0$  时，约束条件强制性为 0，即不起作用； $\gamma \rightarrow \infty$  时，约束条件完全符合。因此， $\gamma \rightarrow \infty$  时新函数的极小值趋近于原函数的极小值，而新函数  $\psi(\{X\}, \gamma)$  的极值求解为无约束极值问题。

函数  $\psi(\{X\}, \gamma)$  称为罚函数， $\gamma$  称为罚因子。当约束条件未能得到满足时，罚函数的值与  $\gamma$  值成正比，不符合  $\psi(\{X\}, \gamma)$  极小化的目的。故  $\psi(\{X\}, \gamma)$  包含了该情况下目标函数所受到的“惩罚”。

可通过  $k \rightarrow \infty$  来求解  $\{X\}$  序列，使其收敛到最优解  $\{X\}^*$ ，称为序列无约束极小化法，该方法从原理上可分为外点法、内点法以及混合法。

### 2.4.3 数学规划法和准则法的结合

前面两节对准则设计法和数学规划法做了介绍，这两种方法都有自己的优缺点。数学规划法适于处理非线性规划问题，经过长期发展完善，能够解决优化中遇到的各种问题，具有普适性<sup>[34-36]</sup>。由于算法理论比较严格，数学规划法得出的最优解往往使人信服。但是这些方法需要多次迭代，工作量巨大。准则法主要用于杆系结构优化，虽然它不一定收敛到最优解，但是它的收敛速度快，迭代次数一般不受设计变量个数的影响。为了能够扬长避短，更好地发挥各自的优势，两种算法已经日益靠拢、互相渗透。以下是结合了规划法和准则法两者优点的新算法：

#### 1. 序列近似规划

包含不等式约束的优化问题：

$$\begin{aligned} & \text{find } \mathbf{d} \\ & \min. \quad f(\mathbf{d}) \\ & \text{s. t.} \quad h_i(\mathbf{d}) \leq 0 \quad (i=1, \dots, n) \end{aligned} \quad (2-14)$$

在结构优化设计中，约束条件和目标函数大多是设计变量的隐函数，需要借助有限元的分析，而有限元分析的花费通常情况下会高于优化计算本身，所以要想提高优化计算的效率，必须从有限元分析入手。序列近似规划的提出正是出于这个目的，它把初始问题都转化成近似规划的子问题，其中的约束条件和目标函数都用近似函数代替，通过对子问题的求解逐步得出初始问题的解。用数学语言表达如下：

$$\begin{aligned} & \text{for } k=1, 2, \dots \\ & \text{find } \mathbf{d} \\ & \min. \quad f^k(\mathbf{d}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{s.t. } h_i^k(d) &\leq 0 \quad (i=1, \dots, n) \\ d^L &\leq d^{LK} \leq d \leq d^{UK} \leq d^U \end{aligned} \quad (2-15)$$

考虑到序列线性规划和序列二次规划也是用一系列的近似规划来代替非线性规划，每次求解的近似规划同样也是线性约束下的规划问题，差别只是在于设计变量的选择以及目标函数的处理，因此可以把它们当成是序列近似规划的特例。

## 2. 对偶规划

上节指出了准则法和数学规划法的某些相同之处，除此之外，准则法中的某些迭代公式也可采用数学规划法的对偶规划理论建立起来。

一般来讲，对已知的非线性规划问题，可以构造出另外一个非线性规划问题，在某些凸性假设下，两者具有相等的目标值。在数学规划中，已知的非线性规划称为原问题，据此构造出来的问题称为对偶问题。由于在某些特定的条件下两者具有相同的目标值，因此可以通过求解两者中较简单的一个来求解另外一个；也

$$\begin{aligned} \min \quad & f(x) \quad x \in X \\ \text{受到约束} \quad & h_i(x) \leq 0, \quad i=1, 2, \dots, m \\ & g_j(x) = 0, \quad j=1, 2, \dots, k \end{aligned} \quad (2-16)$$

可以同时近似求解这两个问题。下面介绍比较常用的拉格朗日对偶规划。

假定已经给定的原问题 P 是非线性规划问题：

相对应的拉格朗日对偶规划如下：

$$\begin{aligned} \max \quad & \varphi(u, v), \quad u = \{u_1 \ u_2 \ \dots \ u_m\}^T \\ & v = \{v_1 \ v_2 \ \dots \ v_k\}^T \\ \text{受到约束} \quad & u \geq 0 \end{aligned} \quad (2-17)$$

其中，对偶问题的目标函数  $\varphi(u, v)$  为：

$$\varphi(u, v) = \min_{x \in X} \left\{ f(x) + \sum_{i=1}^m u_i h_i(x) + \sum_{j=1}^k v_j g_j(x) \right\} \quad (2-18)$$

对于每一组固定的  $u, v$  值，集合  $X$  中使  $\varphi(u, v)$  取到的最小值定义为目标函数

$\varphi(u, v)$  在  $u, v$  处的取值。 $u_i$ 、 $v_j$  称为对偶变量。 $u_i$  与不等式约束  $h_i(x) \leq 0$  相对应，只能取非负值，而与等式约束  $g_j(x) = 0$  对应的  $v_j$  可取任意值。

结构优化设计一般是有约束的非线性规划问题，而对于非线性规划问题，至今尚未找到普遍适用的算法，对同一个设计问题，计算效率往往因为算法的不同而相差悬殊。因此，设计人员应该多掌握几种算法才能更好地进行结构优化。

## 2.5 本章小结

本章主要介绍了结构优化设计的基本原理、数学模型、优化分类及常用算法，为下文工程实例的开展打下理论基础。





## 第3章 框架-剪力墙结构分析

### 3.1 框-剪结构协同工作原理

在框架结构中设置一些剪力墙，来增强结构的抗侧移能力，使框架和剪力墙共同承担竖向荷载和水平荷载，即为框架-剪力墙结构。结构体系如下图(图 3-1)所示：



图 3-1 框架-剪力墙结构体系

Fig. 3-1 Frame-shear wall structure

框-剪结构体系从受力及变形特点来分析，在水平力作用下，剪力墙的变形曲线为弯曲型，其水平侧移量主要取决于所受弯矩的大小，剪力墙侧移量随高度增加而增大，且越往上增加越快；框架的变形曲线为剪切型，其水平侧移量跟各楼层受到的剪力有关，越往上侧移量增加越慢。由于刚性楼板的作用，使得框架和剪力墙协同工作，在水平荷载作用下，这种变形协调使得两个结构之间产生相互作用力<sup>[37]</sup>。框-剪各楼层剪力的分配是随楼层所处高度的不同而不同。在楼层底部，因为框架位移较大，而剪力墙位移小，它限制了框架的变形，剪力墙承担了大部分剪力，则使两者之间产生压力；在楼层顶部，剪力墙位移较大，而框架的位移逐渐变小，使得两者之间产生拉力，所以框架除了要承担自身受到的剪力外，还要承担限制剪力墙变形的附加剪力<sup>[38]</sup>。这就使得框-剪结构的底部变形要小于框架结构，而上部变形要小于剪力墙结构，最终使得层间位移沿建筑高度变化均匀，

比单独框架结构或剪力墙结构表现出更好的变形特性(见图 3-2 , 3-3 , 3-4) , 而且

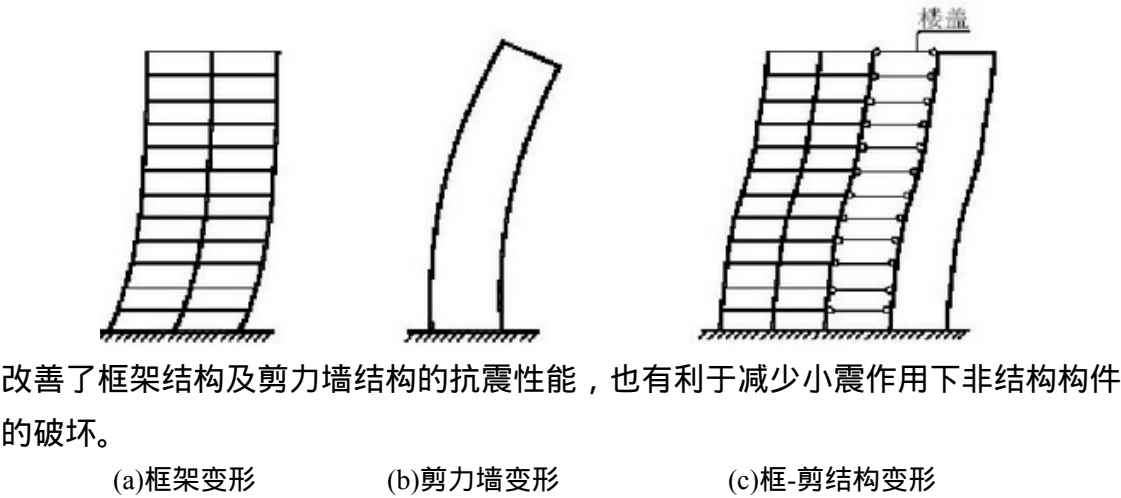


图 3-2 不同结构体系的变形特点

Fig. 3-2 Deformation characteristics of different structures

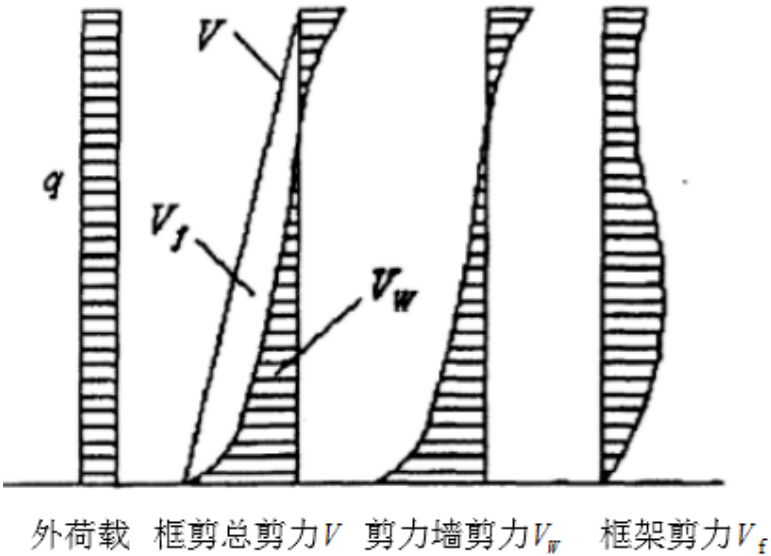


图 3-3 不同结构体系的受力特点

Fig. 3-3 Mechanical characteristics of different structures

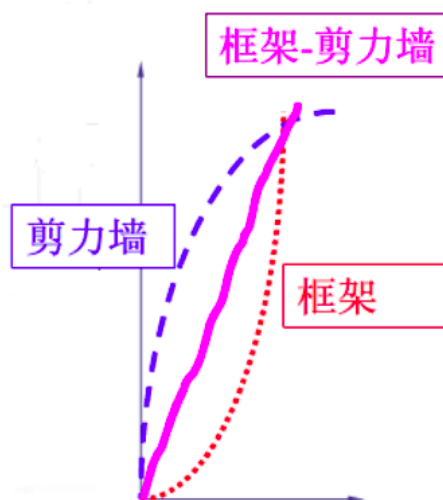


图 3-4 框-剪结构的协同工作原理

Fig. 3-4 Cooperative work of frame-shear wall structure

## 3.2 框-剪结构中剪力墙的布置

### 3.2.1 剪力墙的布置要点

框-剪结构的布置关键是剪力墙的位置和数量<sup>[39-40]</sup>。剪力墙的数量与结构高度、结构体形有关，适量的剪力墙可提高结构刚度，减少结构及非结构构件的破坏；但是剪力墙过多会导致结构刚度过大，地震时会承受较大的地震作用，对结构抗震不利。剪力墙的数量通常以保证结构侧移不超过规范规定的限值为宜。

剪力墙的布置位置比较灵活，但要考虑到以下几点<sup>[41]</sup>：

- (1) 剪力墙的布置要尽量对称，保证结构的质量中心和刚度中心接近。
- (2) 剪力墙应自下至上全部贯通，以使结构刚度连续而且均匀。
- (3) 结构层数不多时，剪力墙可做成 T 形或 L 形；结构层数较多时，剪力墙应布置成井筒式。
- (4) 剪力墙应尽量靠近结构外围布置，可增强结构的抗扭刚度，但应注意温度应力的影响。
- (5) 为限制楼板在自身平面内产生过大的挠曲，对于间距超过规定限制的剪力墙，应在结构计算时考虑楼板变形的影响。
- (6) 结构的平面形状凹凸较明显时，宜在凸出部分的端部布置剪力墙。
- (7) 应布置 3 片以上刚度均匀的剪力墙，单片剪力墙底部承担的水平剪力不宜超过总水平剪力的 40%。
- (8) 在长度较大的框架中，剪力墙不宜集中布置在框架的两端，以避免由于框架两端的约束作用而造成楼屋盖以及梁板开裂。

(9)对于长度较大的剪力墙,宜设置洞口和连梁形成双肢墙或多肢墙,框架部分以承受结构总地震倾覆力矩的 30%左右为宜,且不应大于 50%。

(10)抗震设计时,框-剪结构应设计成双向抗侧力体系,两主轴方向均应布置剪力墙,并使两个方向的自振周期相接近。非抗震设计时,允许只设置横向剪力墙,这时由纵向框架来承担全部的纵向水平力。

### 3.2.2 剪力墙的布置优化

若由初始布置方案得到的层间位移角不满足规范要求,可采取以下措施:查看位移角超限的楼层,一般情况下是结构的中上部楼层,若超限不多,可通过提高剪力墙厚度或改变剪力墙位置加以解决,最后才是增加剪力墙的数量或连梁的高度。

若层间位移满足规范要求,则按照以下要求进行优化:

(1)保持电梯间处的剪力墙位置及总刚度不变。假设结构有  $n$  肢横向剪力墙,从中任选出一肢,依次将其布置在结构的其它位置,分别计算出各自的层间位移角值,则使层间位移角最小的位置即为其初始的最优布置(层间位移角满足规范限值),由于建筑平面布局的限制以及剪力墙布置的要求,因此优化次数有限。

(2)对剩下的  $n-1$  肢横向剪力墙重复进行上述(1)的操作,同时检查前后两次的层间位移角是否接近,如两者差值小于某个给定的足够小的正数,则可认为所有横向剪力墙已处于最优位置。

(3)对纵向剪力墙进行上述(1)(2)的操作,同样得出纵向剪力墙的最优布置。

若结构位移比、周期比不满足规范要求,可采取如下措施:

(1)将结构周边的连梁改成框架梁或者增加连梁高度,以增加结构外围刚度。

(2)减少结构中部剪力墙数量及适当降低连梁高度以增大结构的平动周期,从而间接改善结构的位移比、周期比。

(3)查看结构空间振型曲线,找出最大位移点,在该位置处适当增加剪力墙数量,并验算结构周期比、位移比、层间位移角是否满足规范要求。若层间位移角富余较多,应做适当调整以降低结构刚度,从而减小地震作用。

## 3.3 框-剪结构中剪力墙的位移和内力计算

### 3.3.1 基本假定及计算模型

#### 1. 基本假定

框-剪结构体系在水平力作用下的内力分析属于三维超静定问题,直接对其进

行分析复杂且困难，通常把结构简化为平面结构体系来分析计算，并作如下基本假定<sup>[42]</sup>：

(1)楼板在自身平面内为刚度无限大，而在其平面外的刚度很小，可以忽略不计。这一点保证了楼板将框架和剪力墙连成为一个整体，在水平力作用下，各抗侧力单元之间不会产生相对位移。

(2)对剪力墙，只考虑弯曲变形而不考虑剪切变形，对框架只考虑剪切变形而不考虑弯曲变形。

(3)忽略框架柱和剪力墙的轴向变形与基础转动的影响。

(4)剪力墙布置对称均匀时，即结构的质量中心与刚度中心重合，因此忽略其扭转影响。

(5)结构的质量以及刚度沿高度均匀分布。

根据以上基本假定，结构在水平荷载作用下，处于同一标高处的剪力墙与框架的水平位移相同<sup>[43]</sup>。以此，可把所有的剪力墙综合在一起构成一榀假想的总剪力墙，把所有的框架综合在一起构成一榀假想的总框架。

## 2. 计算模型

框-剪结构属于空间作用下的高次超静定结构。根据总剪力墙与总框架之间的联系性质，或者考虑连梁对剪力墙转动的约束作用，框-剪结构的计算模型可分为：框架-剪力墙铰接体系、框架-剪力墙刚接体系。

### (1)铰接体系

对于框架-剪力墙铰结体系，剪力墙与框架在横向仅通过楼板联系<sup>[44]</sup>。可将楼板视作刚性水平链杆，它将结构中的框架和剪力墙连系起来，使两种变形性质截然不同的结构具有了相同的侧移变形。计算模型如图 3-5 所示。

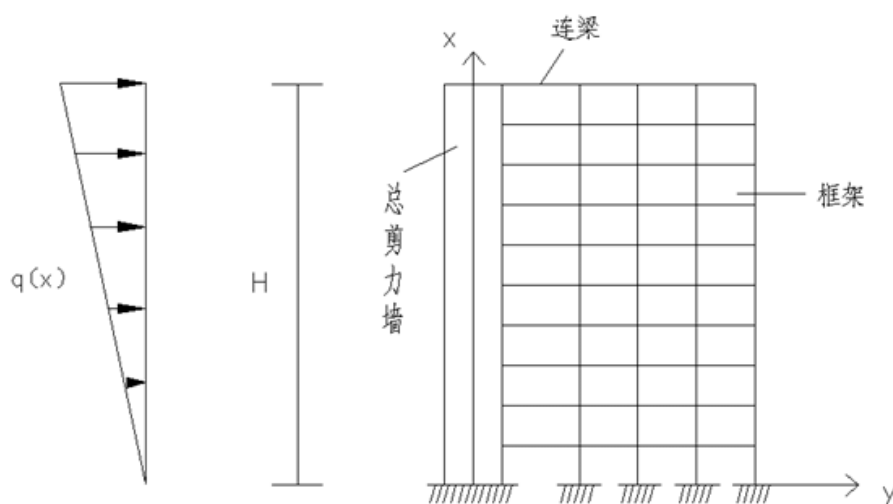


图 3-5 铰接体系计算模型

Fig. 3-5 The calculation model of pin-jointed systems

## (2)刚接体系

对于框架-剪力墙刚结体系,剪力墙与框架之间不仅通过楼屋盖联系,部分剪力墙与框架柱之间还通过具有一定抗弯刚度的连梁连系,这时的框-剪结构具有更大的抗侧刚度<sup>[45]</sup>。计算模型如图 3-6 所示:

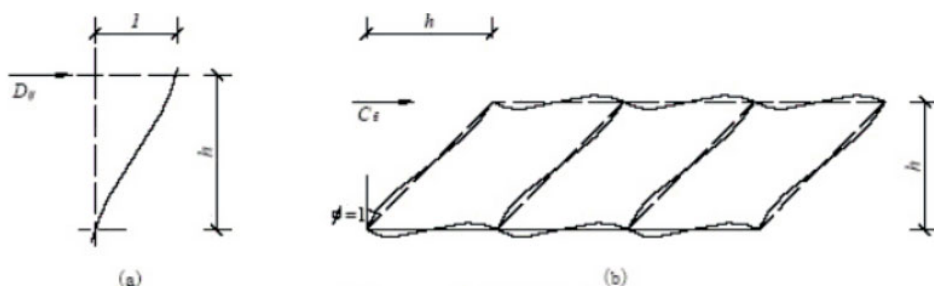


图 3-6 框架的剪切刚度

Fig. 3-6 The shear stiffness of the frame

### 3.3.2 框-剪铰接体系协同工作计算

框-剪结构分析时,需要确定总框架的剪切刚度、总剪力墙的弯曲刚度以及总连梁的等效剪切刚度<sup>[46-48]</sup>。

#### 1. 总框架的剪切刚度

首先定义框架柱的抗侧刚度以及总框架的剪切刚度

框架柱的抗侧刚度  $D$ :使框架柱两端产生单位相对位移所需施加的水平力(见图 3-6(a))。

总框架的剪切刚度  $C_f$ :使总框架产生单位剪切变形所需施加的水平力(见图 3-6(b))。

$C_f$ 可由柱  $D$  值计算,则总框架剪切刚度为:

$$C_f = h \cdot \sum D_{ij} \quad (3-1)$$

式中,  $D_{ij}$ 表示第  $i$  层第  $j$  根柱的侧向刚度;  $h$  表示层高

在协同工作计算方法中,假定总框架各层剪切刚度相等,为  $C_f$ ,而在实际工程中,  $C_f$ 沿结构高度不可能相同,但如果变化不大,可采用加权平均法算得:

$$C_f = \frac{\sum_{i=1}^n h_i C_{fi}}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (3-2)$$

式中,  $h_i$  表示每层的高度。

当框架高度大于 50m 或框架高宽比大于 4 时,忽略柱轴向变形可能带来较大误差,可采用修正剪切刚度,即:

$$C_{f0} = \frac{\delta_M}{\delta_M + \delta_N} C_f \quad (3-3)$$

式中， $\delta_M$  表示仅考虑梁、柱弯曲变形时框架的顶点侧移

$\delta_N$  表示仅考虑梁、柱轴向变形时框架的顶点侧移

以上是  $C_{f0}$  的实用算法。可见  $C_{f0}$  恒小于  $C_f$ ，前者考虑了柱的轴向变形，因此精度较高。当  $\delta_N$  相对于  $\delta_M$  很小时，可用  $C_f$  代替  $C_{f0}$ 。

## 2. 总剪力墙的弯曲刚度

总剪力墙的弯曲刚度等于结构单元内同一方向(纵向或横向)所有剪力墙的等效弯曲刚度之和，即

$$E_c I_{eq} = \sum (E_c I_{eq})_j \quad (3-4)$$

式中， $(E_c I_{eq})_j$  表示第  $j$  片抗震墙的弹性模量和等效截面惯性矩乘积。

以上也是以总剪力墙各层弯曲刚度相同为前提，在实际工程中各层弯曲刚度不可能相同，其可用加权平均法得到：

$$E_c I_{eq} = \frac{\sum_{j=1}^n h_j (E_c I_{eq})_j}{\sum_{j=1}^n h_j} \quad (3-5)$$

框剪结构协同工作计算，采用连续化方法，把连杆沿楼层高度连续化，假定连杆的反弯点在其中点。由于连杆两端铰接，故沿中点切开后连杆中只有轴力，依照连续化假定，将各层连杆中的未知轴力  $p_i$  变为未知函数  $p_f(x)$  (见图 3-7)。

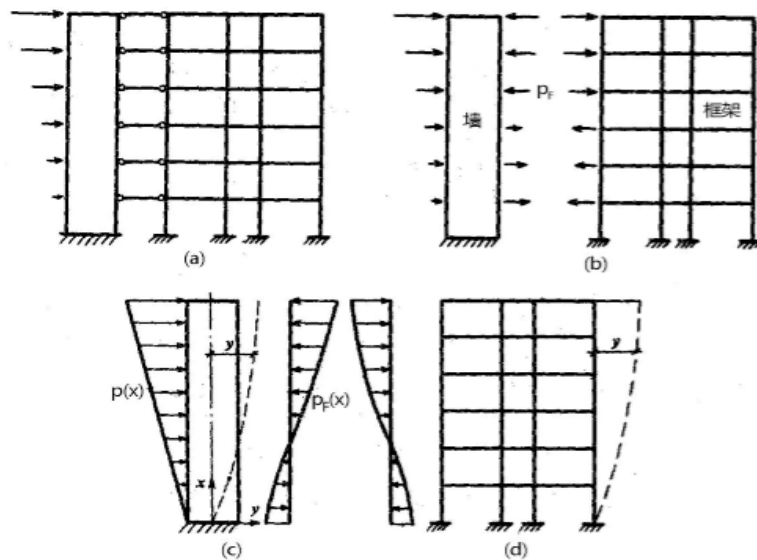


图 3-7 铰接体系计算简图

Fig. 3-7 The calculation diagram of pin-jointed systems

切开连杆后总剪力墙成为静定结构，所受荷载如下图所示 3-8 所示，按照图中正负号规则，悬臂梁的弯曲变形与内力的关系如下：

$$\begin{aligned} M_w &= EI_w \frac{d^2 y}{dx^2} \\ V_w &= -EI_w \frac{d^3 y}{dx^3} \\ p_w &= p(x) - p_f(x) = EI_w \frac{d^4 y}{dx^4} \end{aligned} \quad (3-6)$$

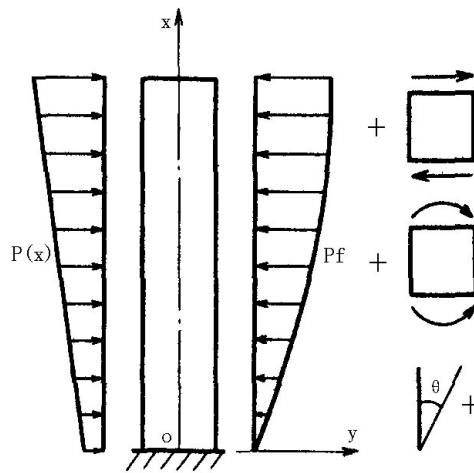


图 3-8 总剪力墙及符号规则

Fig. 3-8 The general shear wall and symbolic rules

同理，切开连杆后框架也为静定结构，由框架结构的弯曲刚度的物理意义可知：

$$V_f = C_f \theta = C_f \frac{dy}{dx} \quad (3-7)$$

对式(3-7)两边同时微分，得：

$$p_f(x) = -C_f \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (3-8)$$

式(3-7)、(3-8)经过整理可得位移  $y(x)$  的微分方程：

$$\frac{d^4 y}{dx^4} - \frac{C_f}{EI_w} \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{p(x)}{EI_w} \quad (3-9)$$

令

$$\lambda = H \sqrt{\frac{C_f}{EI_w}}, \quad \xi = \frac{x}{H} \quad (3-10)$$

则微分方程(3-9)可写为：



$$\frac{d^4 y}{d\xi^4} - \lambda^2 \frac{d^2 y}{d\xi^2} = \frac{H^4 p(\xi)}{EI_w} \quad (3-11)$$

式中， $\lambda$  是框-剪结构的刚度特征值，是框架剪切刚度与剪力墙弯曲刚度之比，无量纲，其值对剪力墙的变形和受力状态至关重要； $\xi$  是相对坐标 ( $\xi = \frac{x}{H}$ ， $x$  表示框-剪结构计算截面距底部的距离， $H$  为框-剪结构的总高度)。

四阶非齐次常系数微分方程的一般解如下：

$$y = C_1 + C_2 \xi + C_3 \sinh \lambda \xi + C_4 \cosh \lambda \xi + y_1 \quad (3-12)$$

式中， $y_1$  是微分方程(3-11)的任意特解，与荷载形式有关

$C_1, C_2, C_3, C_4$  表示待定常数，由边界条件确定

可以把框-剪结构的计算模型看作一个底部固定端，顶部自由端的悬臂结构。其边界条件分为顶部和底部，如下所示。

(1)在顶部 ( $\xi = 1$ )：总剪力为 0 或  $P$ ，剪力墙弯矩 0。得：

$$-EI_w \frac{d^3 y}{dx^3} + C_f \frac{dy}{dx} = 0 \quad (or \ P) \quad (3-13)$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = 0 \quad (3-14)$$

(2)在底部( $\xi = 0$ )：位移是 0，转角近似为 0。得：

$$y = 0 \quad (3-15)$$

$$\frac{dy}{dx} = 0 \quad (3-16)$$

在均布荷载、顶点集中荷载和倒三角形荷载三种荷载作用下，分别顺序求解出上述四个边界条件，联立后可解出四个待定常数  $C_1, C_2, C_3, C_4$ 。

用此方法就可以分别求出三种荷载作用下的变形曲线  $y(x)$ 。由  $y(x)$  及前面的讨论，可得如下：

总剪力墙的弯矩和剪力分别为：

$$M_w = EI_w \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (3-17)$$

$$V_w = -EI_w \frac{d^3 y}{dx^3} \quad (3-18)$$

总框架的剪力为：

$$V_f = C_f \frac{dy}{dx} \quad \text{或者} \quad V_f = V_P - V_w \quad (3-19)$$

### 3.4 结构优化设计的效果评价指标

考虑到结构优化设计理论的工程实用性,本文采用设计总体参数指标以及经济指标对结构优化设计的效果进行评价。

该指标包括了各楼层的刚度中心、质量中心、刚度比、刚重比、剪重比、周期比、轴压比、位移比、弹性层间位移角、弹塑性层间位移角等<sup>[49-50]</sup>。以下简称《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3-2010)、《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)、《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)分别为《高层规程》、《抗震规范》、《混凝土规范》。

刚度比:《抗震规范》3.4.3,侧向刚度不规则时,该层的侧向刚度应小于相邻上一层的 0.7,或者小于其上相邻三层侧向刚度平均值的 0.7。

刚重比:《高层规程》5.4.4,高层建筑结构的整体稳定性应满足下列规定,剪力墙结构、框-剪结构的刚重比应不小于  $1.4H^2$  ( $H$  为建筑高度),在风荷载或水平地震作用下,重力二阶效应才不致过大。

剪重比:《抗震规范》5.2.5,抗震验算时,结构任一楼层的剪重比应不小于楼层最小地震剪力系数  $\lambda$  (见表 3-1),对竖向不规则结构的薄弱层,应乘以 1.15 的增大系数。

周期比:《高层规程》3.4.5,结构以扭转为主的第一自振周期与平动为主的第一自振周期的比值,A 级高度的结构不应大于 0.9,B 级高度以及超过 A 级高度的混合结构不应大于 0.85。

轴压比:《抗震规范》6.3.6 以及《高层规程》6.4.2,柱轴压比不宜超过表 3-2 规定,建造于Ⅲ类场地且较高的建筑,轴压比限值应适当减小。《抗震规范》6.4.2,一、二、三级抗震墙在重力荷载代表值的作用下,墙肢的轴压比为:一级抗震时,7、8 度不宜大于 0.5,9 度不宜大于 0.4;二三级抗震时不宜大于 0.6。

位移比/弹性层间位移角/弹塑性层间位移角:《抗震规范》3.4.2,《高层规程》3.4.5,竖向构件的最大水平位移和层间位移,A 级高度不宜大于楼层平均值的 1.2 倍,不应大于平均值 1.5 倍;B 级高度、超过 A 级高度的混合结构不宜大于平均值的 1.2 倍,不应大于平均值 1.4 倍;《抗震规范》5.5.1 以及 5.5.5,弹性层间位移角限值 $[\theta_e]$ 、弹塑性层间位移角限值 $[\theta_p]$ 见下表 3-3、3-4:

表 3-1 楼层最小地震剪力系数

Table3-1 The minimum shear coefficient

类别	6 度	7 度	8 度	9 度
扭转效应明显或基本周期小于 3.5s	0.008	0.016(0.024)	0.032(0.048)	0.064
基本周期大于 5.0s	0.006	0.012(0.018)	0.024(0.036)	0.048

表 3-2 柱轴压比限值

Table3-2 The minimum shear coefficient

结构类型	抗震等级			
	—	二	三	四
框架结构	0.65	0.75	0.85	—
框-剪、框-筒等	0.75	0.85	0.90	0.95
框支剪力墙	0.60	0.70	—	—

表 3-3 弹性层间位移角限值

Table3-3 The limit value of the elastic story drift

结构类型	$[\theta_p]$
框架	1/550
框架-剪力墙、框架-核心筒	1/800

表 3-4 弹塑性层间位移角限值

Table3-4 The limit value of the elastoplastic story drift

结构类型	$[\theta_p]$
框架	1/50
框架-剪力墙	1/100

### 3.5 本章小结

本章通过对框架-剪力墙的协同工作原理、结构中剪力墙的布置要点、布置优化方式以及剪力墙的位移和内力计算的介绍,对框架-剪力墙结构的受力性能做了进一步分析,为下一章的工程实例分析打下了坚实的理论基础。



## 第 4 章 工程应用

### 4.1 工程概况

#### 4.1.1 结构的基本参数

本工程为邯郸市某高层商住楼，主体为框架-剪力墙结构，共九层，主体高度 30.200m，场地抗震设防烈度为 7 度，设计地震分组为第一组，设计基本地震加速度为  $0.15g$ ，安全等级二级，场地类别为 Ⅲ 类，地面粗糙度类别为 B 类，剪力墙抗震等级为二级，框架抗震等级为三级，基本风压  $0.45\text{kN/m}^2$ ，设计使用年限为 50 年。结构设计采用的均布活荷载标准值如下表 4-1，楼层结构标高、层高如下表 4-2，混凝土强度等级如下表 4-3：

表 4-1 均布活荷载标准值( $\text{kN/m}^2$ )

Table 4-1 The standard value of uniformly distributed live load

功能	上人屋面	阳台	楼梯	电梯机房	不上人 屋面	施工或 检修荷载	阳台栏板 水平荷载
荷载	2.0	2.5	3.5	7.0	0.5	1.0 kN	0.5kN/m

表 4-2 结构标高及层高

Table 4-2 The structural elevation and floor height

楼层	楼层标高	楼层层高
屋顶	随坡	
9 层(上跃)	27.250	2.900
9 层(下跃)	24.350	2.900
8	21.450	2.900
7	18.550	2.900
6	15.650	2.900
5	12.750	2.900
4	9.850	2.900
3	6.950	2.900
2	3.950	3.000
1	-0.050	4.000

表 4-3 混凝土强度等级

Table 4-3 The concrete strength

部位	基础	墙柱	梁板
强度	C30	C30	C30

#### 4.1.2 结构初始方案

结构的平面柱网布置见图 4-1。根据建筑结构的用途、层数以及承载力要求，采用框架-剪力墙结构，框架梁、柱、楼板及剪力墙均为现浇，楼板厚 100mm。柱的截面尺寸为 600 mm×600 mm，主梁的截面尺寸为 300 mm×600 mm，次梁的截面尺寸为 250 mm×500 mm。纵向钢筋采用 HRB400 钢，箍筋采用 HRB400 钢。

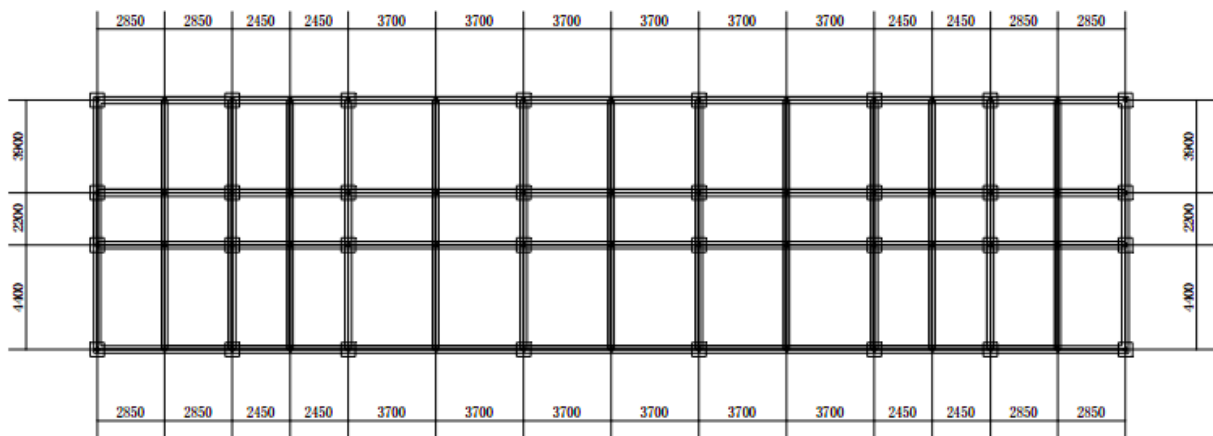


图 4-1 结构平面布置图

Fig. 4-1 The floor plan of the structure

#### 4.1.3 剪力墙的布置方案

框-剪结构应设计成双向抗侧力体系，抗震设计时结构的两个主轴方向均应布置剪力墙。横向剪力墙间距不宜过大，应根据抗震设防烈度、楼盖形式来确定；纵向剪力墙不宜集中布置在房屋两端。剪力墙宜贯通建筑物全高，以使结构刚度能够均匀变化。剪力墙的布置原则是“周边、分散、对称、均匀”。

本论文为研究剪力墙的最佳布置位置，同时验证剪力墙的优化结果，现采用三种剪力墙布置方案，并使用 PKPM 软件中的 SATWE 模块将三种方案进行对比分析。剪力墙布置方案的结构计算简图见图 4-2、4-3、4-4，为简单起见，不考虑剪力墙上开洞。

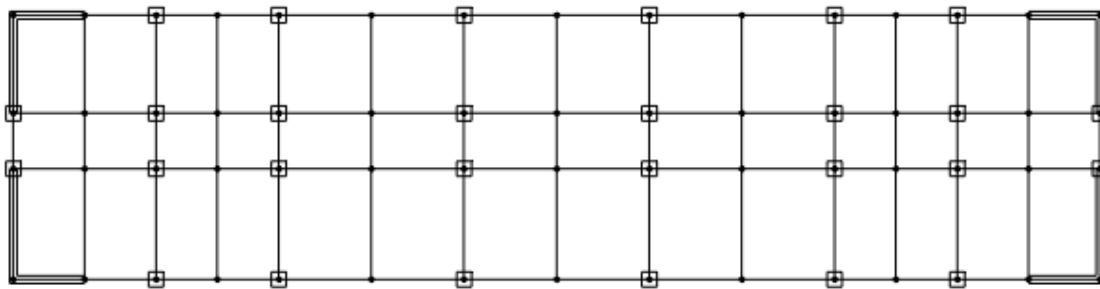


图 4-2 剪力墙布置方案一

Fig. 4-2 The first layout of the shear wall

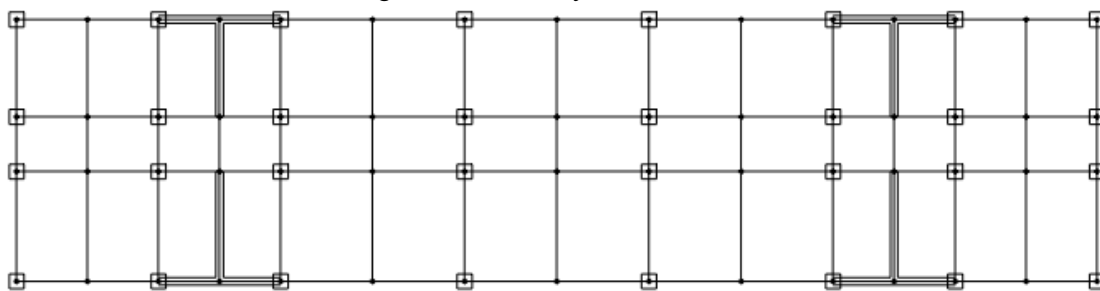


图 4-3 剪力墙布置方案二

Fig. 4-3 The second layout of the shear wall

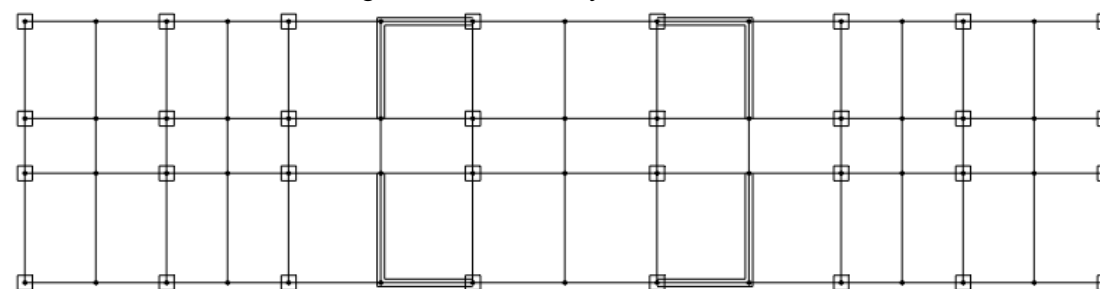


图 4-4 剪力墙布置方案三

Fig. 4-4 The third layout of the shear wall

## 4.2 结构优化方案的对比分析

### 4.2.1 结构各楼层的质量中心、刚度中心

经过 PKPM 对结构进行整体运算, 三种不同优化方案的结构各层的质心坐标、刚心坐标见表 4-4、4-5、4-6。

表 4-4 方案一各楼层质量中心、刚度中心

Table 4-4 The mass center、stiffness center of the program 1

楼层号	质心坐标		刚心坐标	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
9	68.787	52.997	68.783	52.963
8	68.787	52.997	68.783	52.963
7	68.787	52.997	68.783	52.963
6	68.787	52.997	68.783	52.963
5	68.787	52.997	68.783	52.963
4	68.787	52.997	68.783	52.963
3	68.787	52.997	68.783	52.963
2	68.787	52.997	68.783	52.962
1	68.787	52.998	68.782	52.948

表 4-5 方案二各楼层质量中心、刚度中心

Table 4-5 The mass center、stiffness center of the program2

楼层号	质心坐标		刚心坐标	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
9	68.787	52.994	68.781	52.959
8	68.787	52.994	68.781	52.959
7	68.787	52.994	68.781	52.959
6	68.787	52.994	68.781	52.959
5	68.787	52.994	68.781	52.959
4	68.787	52.994	68.781	52.959
3	68.787	52.994	68.781	52.959
2	68.787	52.994	68.781	52.958
1	68.787	52.994	68.779	52.948

表 4-6 方案三各楼层质量中心、刚度中心

Table 4-6 The mass center、stiffness center of the program 3

楼层号	质心坐标		刚心坐标	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
9	68.787	52.994	68.781	52.960
8	68.787	52.994	68.781	52.960
7	68.787	52.994	68.781	52.960
6	68.787	52.994	68.781	52.960
5	68.787	52.994	68.781	52.960
4	68.787	52.994	68.781	52.960
3	68.787	52.994	68.781	52.960
2	68.787	52.994	68.781	52.959
1	68.787	52.995	68.778	52.948



由于结构比较规则，从表中也可以看出，结构各楼层的质心和刚心在两个主轴方向基本重合，降低了结构的扭转效应，符合平面布置规则的要求。以此判断，三个方案均满足设计要求。

#### 4.2.2 相邻各层侧移刚度比

三种不同优化方案的结构相邻各层侧移刚度的比值见表 4-7、4-8、4-9。

表 4-7 方案一相邻层侧移刚度比值

Table 4-7 The drift stiffness ratio of the adjacent layers in program 1

楼层号	本层与下一层侧移 刚度的比值		本层与上一层侧移 刚度 70%的比值	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
9	0.637	0.597	1.000	1.000
8	0.820	0.777	2.244	2.392
7	0.891	0.851	1.743	1.840
6	0.912	0.877	1.603	1.678
5	0.908	0.875	1.566	1.630
4	0.882	0.850	1.516	1.633
3	0.849	0.822	1.555	1.669
2	0.753	0.767	1.647	1.739
1	1.000	1.000	1.897	1.863

表 4-8 方案二相邻层侧移刚度比值

Table 4-8 The drift stiffness ratio of the adjacent layers in program 2

楼层号	本层与下一层侧移 刚度的比值		本层与上一层侧移 刚度 70%的比值	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
9	0.583	0.615	1.000	1.000
8	0.758	0.796	2.450	2.325
7	0.831	0.871	1.885	1.795
6	0.853	0.896	1.720	1.640
5	0.848	0.895	1.675	1.594
4	0.818	0.874	1.686	1.565
3	0.776	0.850	1.747	1.591
2	0.682	0.807	1.840	1.661
1	1.000	1.000	2.096	1.770

表 4-9 方案三相邻层侧移刚度比值

Table 4-9 The drift stiffness ratio of the adjacent layers in program 3

楼层号	本层与下一层侧移刚度的比值		本层与上一层侧移刚度 70%的比值	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
9	0.598	0.612	1.000	1.000
8	0.774	0.793	2.391	2.335
7	0.848	0.868	1.847	1.802
6	0.872	0.894	1.685	1.645
5	0.869	0.893	1.639	1.599
4	0.842	0.870	1.645	1.574
3	0.810	0.844	1.696	1.602
2	0.734	0.783	1.765	1.679
1	1.000	1.000	1.947	1.824

从表中可以看出，整体趋势是侧向刚度自上而下逐渐增大，每一层的侧移刚度均大于相邻上一层侧移刚度的 70%，符合概念设计中侧移刚度均匀变化的要求。以此判断，三个方案均满足设计要求。

#### 4.2.3 整体稳定性验算

通过 PKPM 运算得出结构整体稳定验算结果，如下：

方案一：

$$X \text{ 向刚重比 } EJ_d / GH^2 = 20.30$$

$$Y \text{ 向刚重比 } EJ_d / GH^2 = 38.60$$

该结构刚重比  $EJ_d / GH^2$  大于 1.4，能够通过高规 5.4.4 的整体稳定验算。

该结构刚重比  $EJ_d / GH^2$  大于 2.7，可以不考虑重力二阶效应。

方案二：

$$X \text{ 向刚重比 } EJ_d / GH^2 = 27.45$$

$$Y \text{ 向刚重比 } EJ_d / GH^2 = 41.97$$

该结构刚重比  $EJ_d / GH^2$  大于 1.4，能够通过高规 5.4.4 的整体稳定验算。

该结构刚重比  $EJ_d / GH^2$  大于 2.7，可以不考虑重力二阶效应。

方案三：

$$X \text{ 向刚重比 } EJ_d / GH^2 = 27.92$$

$$Y \text{ 向刚重比 } EJ_d / GH^2 = 36.02$$

该结构刚重比  $EJ_d / GH^2$  大于 1.4，能够通过高规 5.4.4 的整体稳定验算。

该结构刚重比  $EJ_d / GH^2$  大于 2.7，可以不考虑重力二阶效应。

通过对上述三种方案刚重比的对比分析，得出三种剪力墙布置方案均能满足稳定性要求。三种方案的刚重比均偏大，相比之下方案一较为合理。

#### 4.2.4 剪重比的对比分析

各个方案的剪重比如下表 4-10：

表 4-10 三个方案的剪重比(%)

Table 4-10 The shear-weight ratio of the three programs

楼层	方案一		方案二		方案三	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
9	15.08	18.48	18.14	18.16	17.71	18.23
8	13.68	16.94	16.35	16.80	16.11	16.82
7	12.48	15.53	14.77	15.51	14.67	15.51
6	11.46	14.26	13.42	14.34	13.41	14.32
5	10.59	13.14	12.27	13.28	12.32	13.25
4	9.80	12.11	11.27	12.29	11.35	12.25
3	9.07	11.15	10.35	11.34	10.45	11.30
2	8.35	10.22	9.47	10.41	9.57	10.36
1	7.57	9.23	8.54	9.40	8.65	9.36

经过计算，抗震规范 5.2.5 条要求，抗震验算时，结构每个楼层的水平地震剪力应满足：

$$V_{EKi} \geq \lambda \sum_{j=1}^n G_j \quad (4-1)$$

查表可得，最小剪重比即  $\lambda$  最小值为 1.80%。由上表可知，三个方案在 X 向、Y 向的楼层最小剪重比均大于 1.80%，完全满足抗震验算的要求。

#### 4.2.5 结构自振周期、有效质量系数

计算时选取振型个数 15 个，结构的自振周期、有效质量系数见下表 4-11：

周期比是结构以扭转为主的第一自振周期与平动为主的第一自振周期的比值，本工程实例为 A 级高度，而 A 级高度的结构其周期比不应大于 0.9。三个方案中 X 向和 Y 向的有效质量系数均在 99% 以上，符合规范的规定，且表明计算采用的振型个数是足够的。

表 4-11 结构的自振周期、有效质量系数

Table 4-11 The free vibration period and effective mass coefficient of the structure

方案	X 向平动 周期	Y 向平动 周期	第一扭转 周期	周期比	X 向有效 质量系数	Y 向有效 质量系数
方案一	0.6837	0.4828	0.3159	0.462	99.95%	99.59%
方案二	0.5601	0.4705	0.4444	0.793	99.57%	99.59%
方案三	0.5658	0.5062	0.5592	0.988	99.55%	99.55%

通过对以上数据的对比分析，得出方案三的周期比超出限制，故方案三不合理，方案一要优于方案二。

#### 4.2.6 柱和剪力墙最大轴压比

轴压比是指柱(或墙)的轴压力设计值与柱(或墙)的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积的比值。

表 4-12 柱、剪力墙最大轴压比

Table 4-12 The max axial compression ratio of the column and shear wall

楼层	方案一		方案二		方案三	
	柱最大 轴压比	剪力墙 轴压比	柱最大 轴压比	剪力墙 轴压比	柱最大 轴压比	剪力墙 轴压比
9	0.06	0.01	0.06	0.01	0.05	0.01
8	0.12	0.02	0.12	0.03	0.09	0.03
7	0.19	0.03	0.18	0.04	0.14	0.04
6	0.25	0.05	0.25	0.06	0.18	0.06
5	0.32	0.06	0.31	0.08	0.22	0.08
4	0.38	0.07	0.38	0.10	0.26	0.10
3	0.45	0.09	0.45	0.11	0.31	0.12
2	0.52	0.10	0.51	0.13	0.42	0.14
1	0.59	0.12	0.58	0.15	0.62	0.15

通过对上表分析可得，在相同的荷载条件下，方案三中柱的轴压比相对最小，方案一中剪力墙的轴压比相对最小，又由于方案三的周期比不满足规范要求，由此可得，方案一最优。

### 4.2.7 结构最大水平位移

表 4-13 结构最大位移

Table 4-13 The max horizontal displacement of the structure

楼层	方案一		方案二		方案三	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
9	15.57	9.97	13.00	9.34	12.95	1.67
8	14.24	8.94	11.44	8.49	11.57	1.52
7	12.70	7.82	9.80	7.53	10.06	1.36
6	10.96	6.61	8.12	6.46	8.47	1.17
5	9.07	5.36	6.42	5.32	6.83	0.97
4	7.06	4.09	4.77	4.13	5.18	0.77
3	5.02	2.86	3.23	2.94	3.59	0.55
2	3.08	1.73	1.87	1.83	2.15	0.35
1	1.35	0.76	0.77	0.83	0.92	0.16

分析上表得出方案三水平位移最小，方案二次之，方案一位移最大。

### 4.3 本章小结

本章对某框-剪结构进行优化设计，先提出符合要求的不同剪力墙布置方式的初始方案，然后进行剪力墙的优化设计。通过对三种初始方案的运算结果进行对比分析，证明了当剪力墙的布置满足“周边、分散、对称、均匀”的原则要求时，三种方案的各种数据整体来说差别不是特别明显。但综合考虑各个评价指标，得出方案一更为合理。



## 第 5 章 基于 ANSYS 的结构优化

### 5.1 ANSYS 程序介绍

ANSYS 软件是集合结构、热、流体、声场、耦合场以及电磁场分析为一体的大型通用有限元分析软件<sup>[51]</sup>。该软件由世界上最大的有限元分析软件之一的 ANSYS 公司开发,它能够与多数 CAD 软件接口,实现数据的共享和交换,该软件很好实现了前处理、后处理,分析求解及多场耦合分析统一数据库功能。目前,全世界共有超过 70%的高等院校以及科研单位将 ANSYS 作为分析软件。

ANSYS 公司总部位于美国的宾夕法尼亚,成立于 1970 年,始终致力于计算机辅助工程(CAE)技术的研究和发展。ANSYS 软件已广泛地应用于铁道、石油化工、核工业、航空航天、机械制造、汽车交通、国防军工、土木工程、流体、造船等一般工业及科学研究。ANSYS 程序功能强大、应用灵活,可以在 PC 机、工作站及巨型计算机等操作系统上运行。ANSYS 软件不断吸收最新的计算机技术及计算方法,引领着有限元界的发展趋势。

#### 5.1.1 ANSYS 功能简介

ANSYS 软件提供了一个不断继承、不断改进的功能清单,包括电磁分析、接触分析、大应变/有限转动、高度非线性分析、计算流体动力分析、优化设计、自适应网络划分功能以及利用 ANSYS 的扩展宏命令功能<sup>[52]</sup>。

1. 结构静力分析用来求解位移、应力。静力分析适用于求解当惯性力和阻尼对结构的影响不显著的情形。

2. 结构动力分析用来分析求解变荷载对结构或构件的影响。ANSYS 可以分析的动力类型包括:动力分析、瞬态分析、谱响应分析、模态分析及振动响应分析。

3. 结构屈面分析用来确定结构的失稳荷载与判断结构是否失稳。

4. 热力学分析主要分为传导、对流、辐射三种类型。ANSYS 程序可以对热力学问题进行稳态分析、瞬态分析、线性和非线性分析。

5. 电磁场分析可以进行一维、二维静态电磁场分析;一维、二维低频电磁场分析;三维高频电磁场分析。

6. 声场分析主要研究流体介质所发出的声音的传播问题,以及固态结构在流体介质中的动态响应。

7. 压电分析可进行谐波响应分析、瞬态响应分析、静态分析、模态分析等，主要适用于振荡器、谐振器等电子材料的结构动态分析。

8. 流体动力分析可以用来分析二维、三维流体动力场问题，主要用于超音速喷管中的流场。

### 5.1.2 ANSYS 有限元分析过程

ANSYS 软件功能的强大与它的各个应用模块有着很大的关系，其模块如下图 5-1 的 ANSYS 主菜单所示。

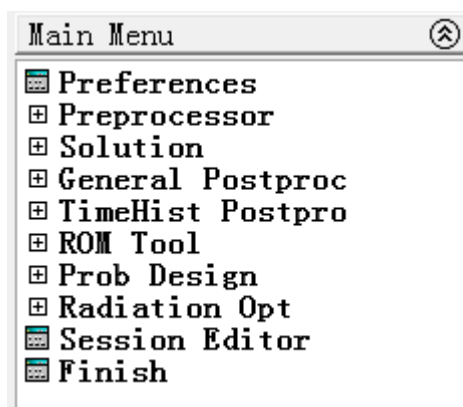


图 5-1 ANSYS 的主菜单

Fig. 5-1 The main menu of ANSYS

其中，Preprocessor—前处理器

Solution—求解处理器

General Postproc—通用后处理器

TimeHist Postpro—时间历程后处理器

ROM Tool—减缩几模型工具

Prob Design—概率设计

Radiation Opt—辐射选项

ANSYS 主要包括三个部分：前处理模块、求解处理模块及后处理模块。

#### 1. 前处理模块

前处理模块为用户提供了一个功能强大的实体建模以及网格划分的工具，方便用户可以构建出有限元模型，主要包括设置参数以及建立模型，具体如下：定义单元类型、设置实常数、设置材料属性、设置截面形式、建立有限元分析模型、网格划分、编号控制、档案管理以及耦合操作。

ANSYS 软件可以直接输入数据建立模型，也可以与多数 CAD 软件接口，实现数据共享与交换，从而读取 CAD 中的模型。



## 2. 求解处理模块

求解处理模块包括线性以及非线性甚至高度非线性分析、压电分析、电磁场分析、声场分析、流体动力学分析及多物理场耦合分析，可以模拟出多种介质之间的相互作用，可进行灵敏度分析及优化分析。该模块的具体操作有定义分析类型、施加荷载和约束、定义荷载步与输出控制，最后求解。

## 3. 通用后处理模块

通用后处理模块可以将运算结果以彩色等值线、梯度、矢量、立体切片、粒子流迹、透明及半透明等方式显示出来，也可以将运算结果以曲线、图标形式显示或者输出。通用后处理器是在分析结构之后读取和分析结果必不可少的工具。

## 5.2 常用 ANSYS 单元介绍

任何连续体，都可以利用网格将其离散成若干小区域，其中每一个小区域便称为单元。尺寸、常见的单元有线单元、面单元(三角形、四边形)、体单元(四面体、六面体)。单元是构成有限元模型的基本元素，因此单元的选取对于有限元分析至关重要。有限元分析中常用的单元有杆单元(Link)、块单元(Block)、梁单元(Beam)、面单元(Plane)、质量单元(Mass)、壳单元(Shell)、管单元(Pipe)、流体单元(Fluid)等。ANSYS 为设计人员提供了上百种单元以供选择，如何合理地选择单元并定义单元的属性对结构的有限元分析起着举足轻重的作用。本节对有限元分析中将要用到的梁、壳单元进行简单的描述。

### 5.2.1 BEAM4 单元描述

BEAM4 属于三维弹性梁单元，可以承受单向拉、压、弯曲、扭转。该单元共有 3 个节点，每个节点有 6 个自由度：沿三个坐标轴方向的自由度以及绕坐标轴旋转自由度。BEAM4 还具有应力刚化和大变形的性质。在大变形分析中，还可以使用一致的切向刚度矩阵。

1. 输入数据。BEAM4 几何模型、实常数分别见图 5-2，表 5-1。

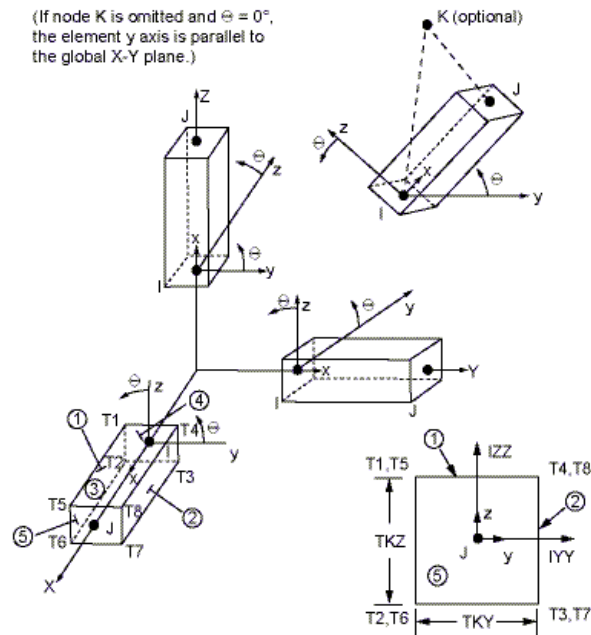


图 5-2 BEAM4-三维弹性梁单元

Fig.5-2 BEAM4-3D elastic beam element

表 5-1 BEAM4 实常数

Table.5-1 BEAM4 real constant

序号	名称	描述
1	AREA	横截面积
2	IZZ	惯性矩
3	IYY	惯性矩
4	TKZ	沿 Z 轴单元厚度
5	TKY	沿 Y 轴单元厚度
6	THETA	绕 X 轴的转角
7	ISTRN	初始应变
8	IXX	扭转惯性矩
9	SHEARZ	剪切变形常数 Z
10	SHEARY	剪切变形常数 Y
11	SPIN	转动频率 (当 KEYOPT(7) = 1 时设定)
12	ADDMAS	附加质量/单位长度

2. 输出数据。BEAM4 单元的输出数据见表 5-2。

3. 假设与限制

(1)梁单元的长度与面积都必须大于 0，如果没有用到大变形的性质则惯性矩可以为 0。

(2) 梁的横截面形状不受限制，但截面最大应力计算高度为对应厚度一半。

表 5-2 BEAM4 单元输出定义

Table.5-2 BEAM4 element output definitions

名称	定义	O	R
EL	单元号	Y	Y
NODES	单元节点	Y	Y
MAT	单元材料	Y	Y
VOLU	单元体积	Y	Y
XC , YC , ZC	单元中心坐标	Y	3
PRES	压力	Y	Y
SDIR	轴向主应力	1	1
SBYT	梁单元+Y 边上的弯曲应力	1	1
SBYB	梁单元-Y 边上的弯曲应力	1	1
SBZT	梁单元+Z 边上的弯曲应力	1	1
SBZB	梁单元-Z 边上的弯曲应力	1	1
SMAX	最大应力	1	1
SMIN	最小应力	1	1
EPELDIR	端部轴向弹性应变	1	1
EPELBYT	梁单元+Y 边上的弯曲弹性应变	1	1
EPELBYB	梁单元-Y 边上的弯曲弹性应变	1	1
EPELBZT	梁单元+Z 边上的弯曲弹性应变	1	1
EPELBZB	梁单元-Z 面上的弯曲弹性应变	1	1
EPINAXL	单元轴向初始应变	1	1
MFOR(X , Y , Z)	单元坐标系中 X , Y , Z 方向受力	2	Y
MMOM(X , Y , Z)	单元坐标系中 X , Y , Z 方向弯矩	2	Y

(3)单元厚度在计算弯曲和热应力时使用。

(4)使用一致切向刚度矩阵，应该注意实际单元的实常数。

### 5.2.2 SHELL63 单元描述

SHELL63 是具有弯曲和薄膜特性的 4 节点弹性壳体单元，在其平面内及沿其法向都可以施加荷载。每个节点有 6 个自由度：沿三个坐标轴方向的自由度以及绕坐标轴旋转自由度。单元具有大变形和应力硬化特性。

SHELL63 单元的几何描述、实常数、单元输出定义分别见下图 5-3、表 5-3、5-4 所示。

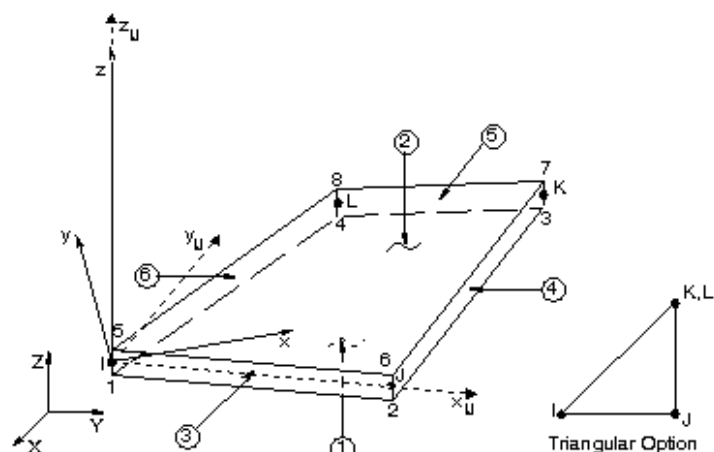


图 5-3 SHELL63 单元几何描述

Fig.5-3 SHELL63 element geometry description

表 5-3 SHELL63 单元实常数  
Table.5-3 SHELL63 unit real constant

序号.	名称	描述
1	TK(I)	结点 I 处壳的厚度
2	TK(J)	结点 J 处壳的厚度
3	TK(K)	结点 K 处壳的厚度
4	TK(L)	结点 L 处壳的厚度
5	EFS	弹性基础刚度
6	THETA	单元 X 轴旋转角
7	RMI	弯曲惯量比
8	CTOP	中面到顶面距离
9	CBOT	中面到底面距离
10 ...18	(Blank)	--
19	ADMSUA	附加质量/单位面积

表 5-4 SHELL63 单元输出定义  
Table.5-4 SHELL63 element ouput definitions

名称	定义	O	R
EL	单元号	Y	Y
NODES	节点	Y	Y
MAT	材料号	Y	Y
AREA	面积	Y	Y
XC , YC , ZC	结果输出点位置	Y	1
PRES	压力	Y	Y

名称	定义	O	R
TEMP	温度	Y	Y
T(X, Y, XY)	平面内单元 X, Y, XY 集中力	Y	Y
M(X, Y, XY)	单元 X, Y, XY 弯矩	Y	Y
LOC	上表面, 中面, 下表面	Y	Y
S:X, Y, Z, XY	合成的弯曲和模的应力	Y	Y
S:1, 2, 3	主应力	Y	Y
S:INT	应力强度	Y	Y
S:EQV	等效应力	Y	Y
EPEL:X, Y, Z, XY	平均弹性应变	Y	Y
EPEL:EQV	等效弹性应变	-	Y

## 5.3 ANSYS 模型的建立

### 5.3.1 模型的基本参数

构建有限元模型是前处理的核心内容, 一般情况下, 在框-剪结构中, 梁、柱由 BEAM4 单元来模拟, 楼面、屋面板和剪力墙由 SHELL63 单元来模拟。

单元材料为混凝土, 材料属性设定为: 弹性模量为  $3.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ , 泊松比为 0.2, 密度为  $2700 \text{ kg/m}^3$ 。

单元属性定义的命令流如下:

```

/prep7
et, 1, beam4
keyopt, 1, 2, 1      !刚性梁
et, 2, shell63
keyopt, 2, 3, 2      !具有不相容模型的全积分
sectype, 1, beam, rect
secdata, 0.3, 0.6      !300X600 主梁
!secoffset, user, 0, 0.3
sectype, 2, beam, rect
secdata, 0.25, 0.5      !250X500 次梁
!secoffset, user, 0, 0.25
sectype, 3, beam, rect
secdata, 0.6, 0.6      !600X600 柱
sectype, 4, shell

```

```

secdata , 0.3          !剪力墙厚 0.3
sectype , 5 , shell
secdata , 0.1          !楼板厚
mp , ex , 1 , 3.0e10    !C30 砼
mp , prxy , 1 , 0.2
mp , dens , 1 , 2700
/view , 1 , 1 , 1 , 1
/vup , 1 , z
/rep , fast

```

### 5.3.2 框-剪结构模型

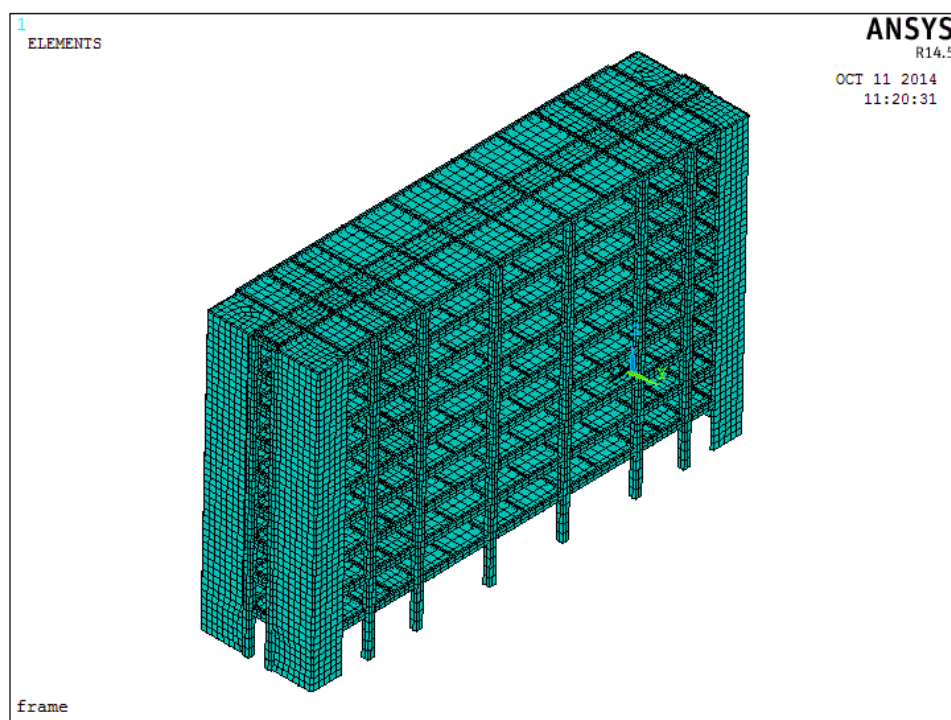


图 5-4 框剪结构模型

Fig.5-4 The model of frame-shear wall

## 5.4 静力分析

ANSYS 中静力分析假定结构承受的荷载及响应随时间变化缓慢，适用于计算不考虑阻尼和惯性力作用下结构的位移、应力、应变。在结构分析类型中，静力分析是最为基础和简单的。其分析以静力平衡、位移协调、胡克定律为准则对结构进行分析，它的出发点主要为静力学、物理学、几何学这三个方面。

静力分析的基本步骤如下：

1. 进入 ANSYS 求解器。

2. 施加荷载以及设定边界条件:

(1)位移约束：设定柱子与基础为刚性相连，因此对所有的柱脚点施加约束。

(2)施加恒荷载标准值(楼、屋面自重设为软件自动计算)

楼面恒载：考虑到面层及抹灰，取  $1.5\text{kN/m}^2$

屋面恒载：考虑到防水、保温、找平，取  $2.8\text{kN/m}^2$

主梁线荷载：取填充墙重度  $10\text{kN/m}^3$ ，故经计算得

首层线荷载取  $12\text{kN/m}$ ，其它层线荷载取  $8.7\text{kN/m}$

重力加速度：竖向取为  $9.8\text{m/s}^2$

(3)施加活荷载标准值

楼面活载：由《建筑结构荷载规范》民用建筑活荷载取  $2.0\text{kN/m}^2$

屋面活载：不上人屋面为  $0.5\text{kN/m}^2$ ，雪荷载为  $0.25\text{kN/m}^2$ ，故取  $0.75\text{kN/m}^2$

3. 求解

4. 查看静力分析计算结果

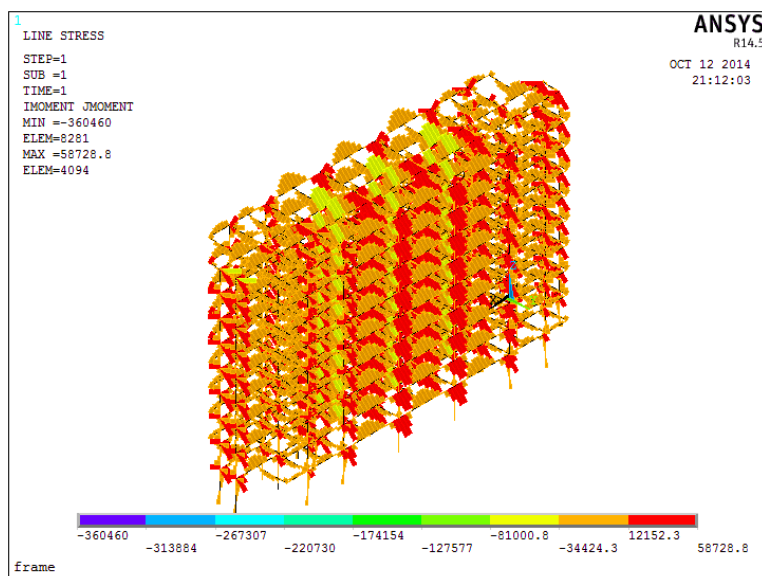


图 5-5 结构的弯矩图

Fig.5-5 The bending moment diagram of the structure

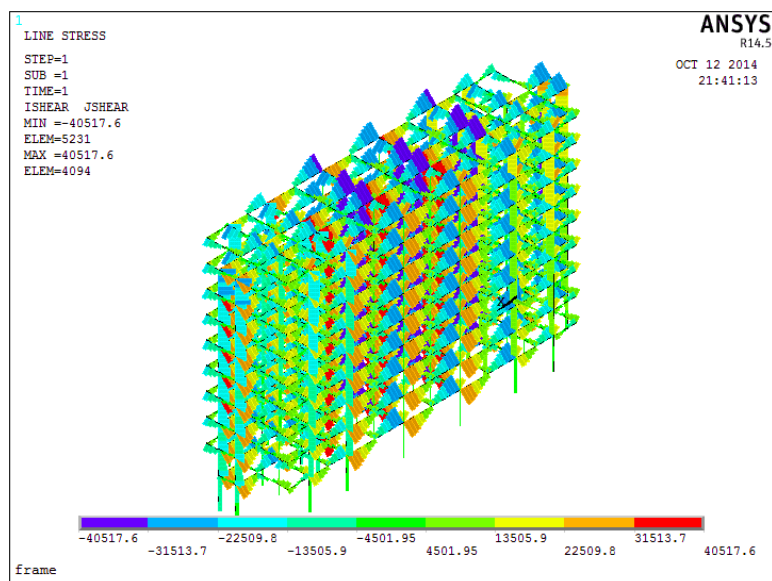


图 5-6 梁的剪力图

Fig.5-6 The shear force diagram of the beam

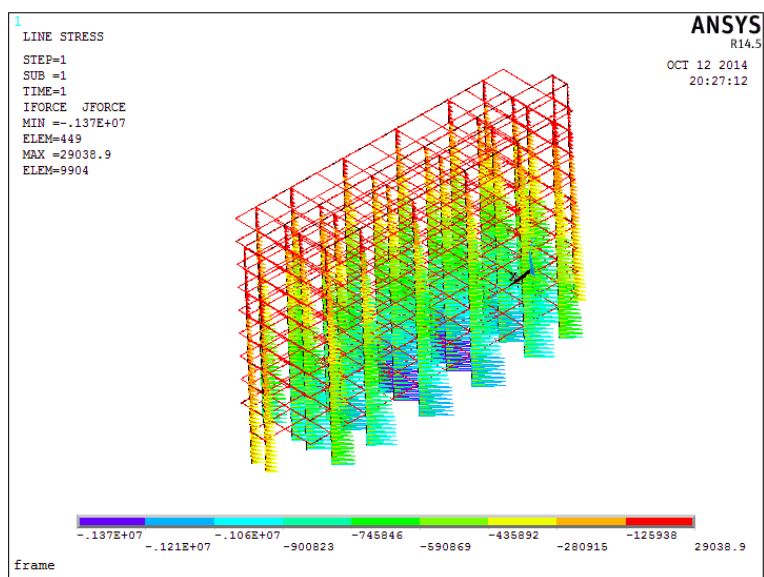


图 5-7 柱的轴力图

Fig.5-7 The axial force diagram of the column



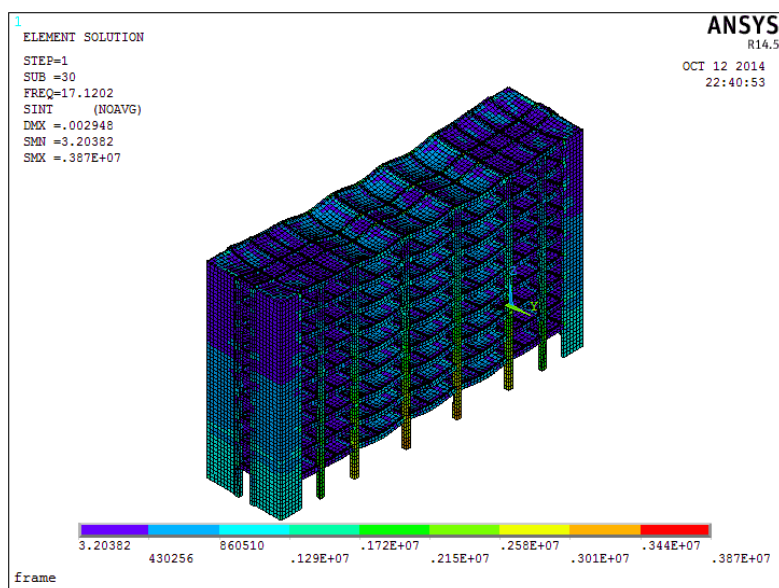


图 5-8 应力强度分布图

Fig.5-8 The stress intensity diagram

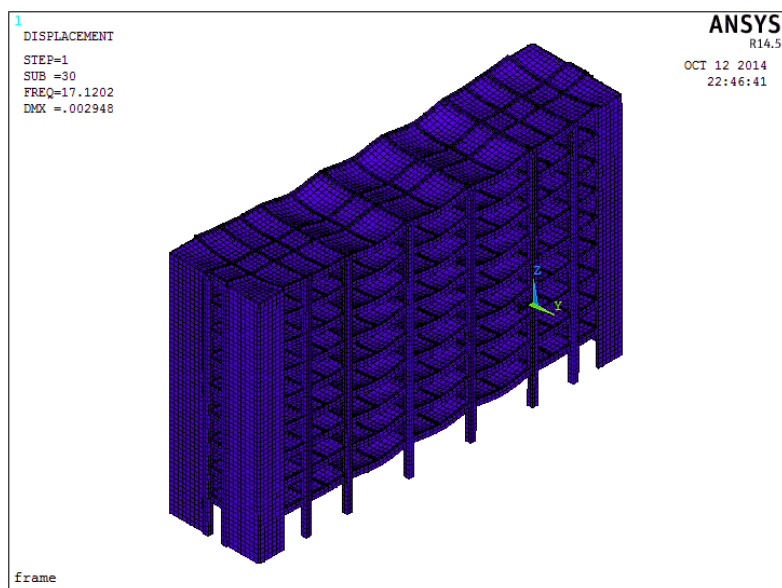


图 5-9 整体变形图

Fig.5-9 The deformed shape diagram of the structure

## 5.5 模态分析

模态分析是分析结构的振动特性，求解结构振动方程的特征值和特征向量，用以求解结构固有频率和振型。模态分析是其他动力学分析的前提条件，其目的是为地震下的谱分析等其他动力方面的研究做准备。

模态分析是线性分析过程。在分析过程中必须要设定好弹性模量、材料密度等线性方面的参数，而非线性有关的其他参数并不考虑在内，ANSYS 会自动屏蔽掉。

模态分析的命令流如下：

```

/solu                                ! 进入求解器
antype , 2                          ! 分析类型为模态
modopt , lanb , 30 , , , 1          ! 选择计算方法并设置为分析 30 阶模态
mxpand , 30 , , , yes
lumpm , off
solve                                ! 求解
fini

```

在 ANSYS 程序经过运行计算后，可以得出结构前 30 阶的频率、周期以及结构三个主轴方向的振型参与系数。如下表 5-5、5-6 所示：

表 5-5 前 30 阶自振频率及周期

Table.5-5 The Frequencies and Period of 30 Block Landczos

振型	频率(HZ)	周期(S)	振型	频率(HZ)	周期(S)
1	1.7318	0.57743	16	15.523	0.06442
2	2.5532	0.39167	17	16.098	0.06212
3	3.8297	0.26112	18	16.145	0.06194
4	6.2132	0.16095	19	16.311	0.06131
5	6.7612	0.14790	20	16.496	0.06062
6	10.299	0.09710	21	16.601	0.06024
7	11.869	0.08425	22	16.842	0.05938
8	11.925	0.08386	23	16.883	0.05923
9	12.307	0.08125	24	17.091	0.05851
10	12.860	0.07776	25	17.140	0.05834
11	12.944	0.07726	26	17.239	0.05801
12	13.852	0.07219	27	17.303	0.05779
13	14.372	0.06958	28	17.356	0.05762
14	14.519	0.06888	29	17.360	0.05760
15	15.165	0.06594	30	17.455	0.05729

表 5-6 结构的振型参与系数

Table.5-6 The Modal Participation Factor from the Structure

振 型	X	Y	Z	振 型	X	Y	Z
1	1660.8	0.10593E-07	0.11405E-09	16	0.31722E-06	0.54894	440.86
2	-0.10639E-07	1659.8	1.4207	17	-0.17824E-08	-0.26400	-35.881
3	-5.1087	0.64933E-08	0.19345E-10	18	13.568	0.20174E-06	-0.44500E-07
4	-730.93	-0.19281E-08	-0.12981E-09	19	-0.26128E-08	6.3944	80.631
5	-0.18243E-08	700.59	-6.5094	20	0.12442E-09	-9.8989	-7.7601
6	0.13874E-09	325.94	13.751	21	0.42412E-09	0.60836	-78.805
7	-0.17456E-09	-9.6256	1207.0	22	3.4842	0.71364E-06	-0.13099E-06
8	0.25255E-08	102.24	50.761	23	0.13249E-09	-0.55746	-120.25
9	433.07	0.38122E-08	-0.15234E-08	24	-0.40879E-10	4.7758	281.13
10	-37.886	-0.76413E-07	0.11197E-07	25	-0.65207E-10	11.326	404.72
11	8.1732	-0.42914E-07	0.41313E-07	26	-1.9811	0.54919E-05	-0.10108E-05
12	-0.78767E-06	136.83	105.33	27	-0.23998E-10	3.3926	46.617
13	-0.26331E-05	10.871	-544.86	28	-0.63195E-10	-0.25129	-36.005
14	-0.14910E-04	-176.37	32.444	29	1.7791	0.29029E-06	-0.54729E-07
15	2.2010	0.13356E-06	0.34075E-05	30	-5.0890	0.14171E-04	-0.26075E-05

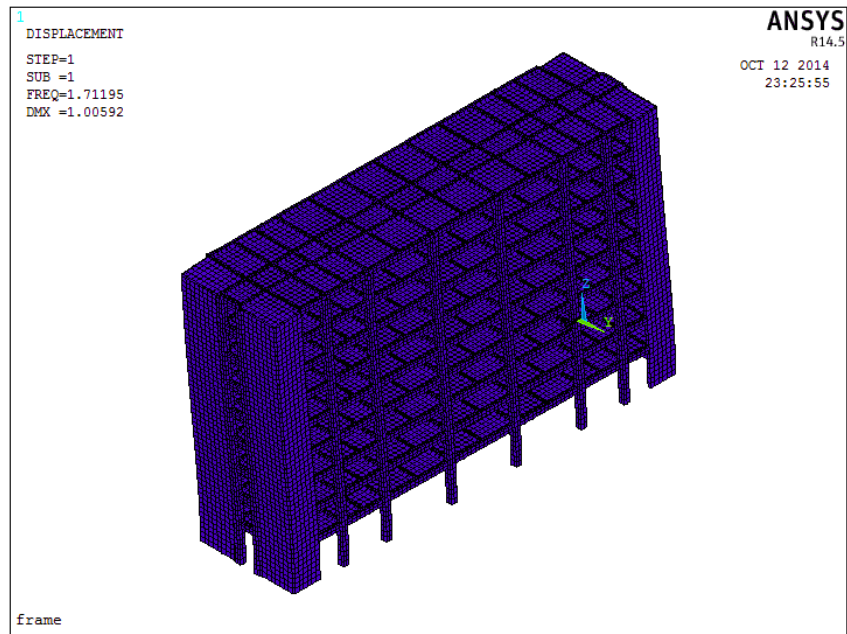


图 5-10 结构第一振型图

Fig.5-10 The First Mode

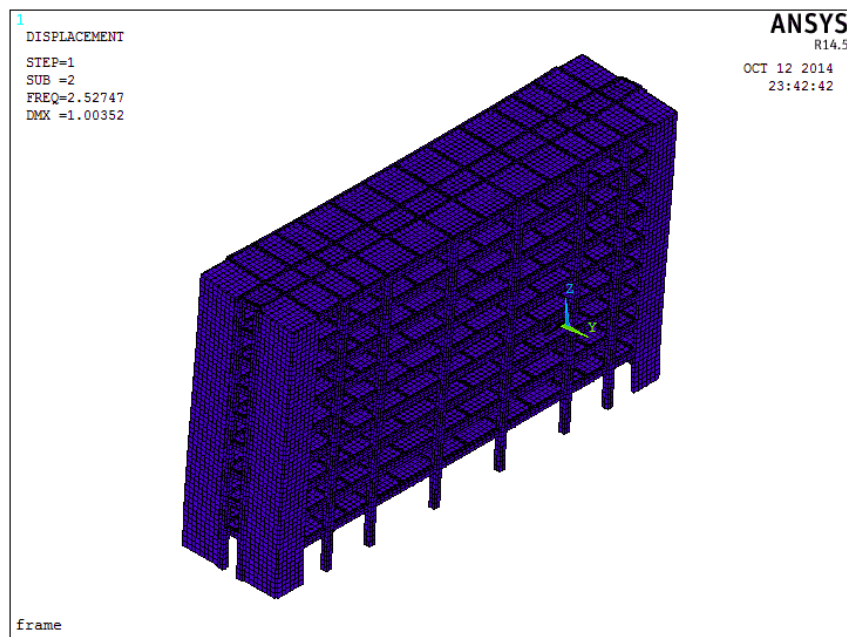


图 5-11 结构第二振型图

Fig.5-11 The Second Mode

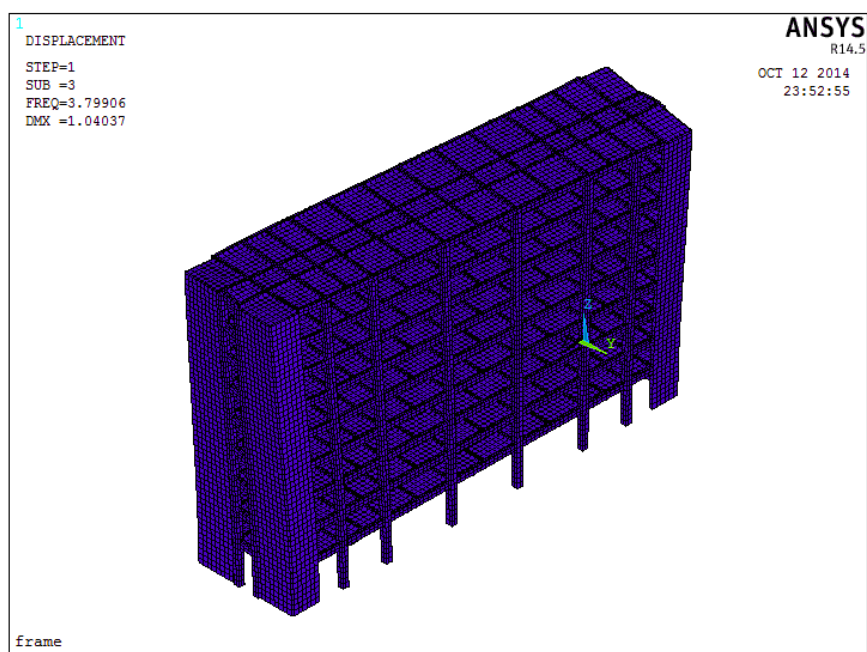


图 5-12 结构第三振型图

Fig.5-12 The Third Mode

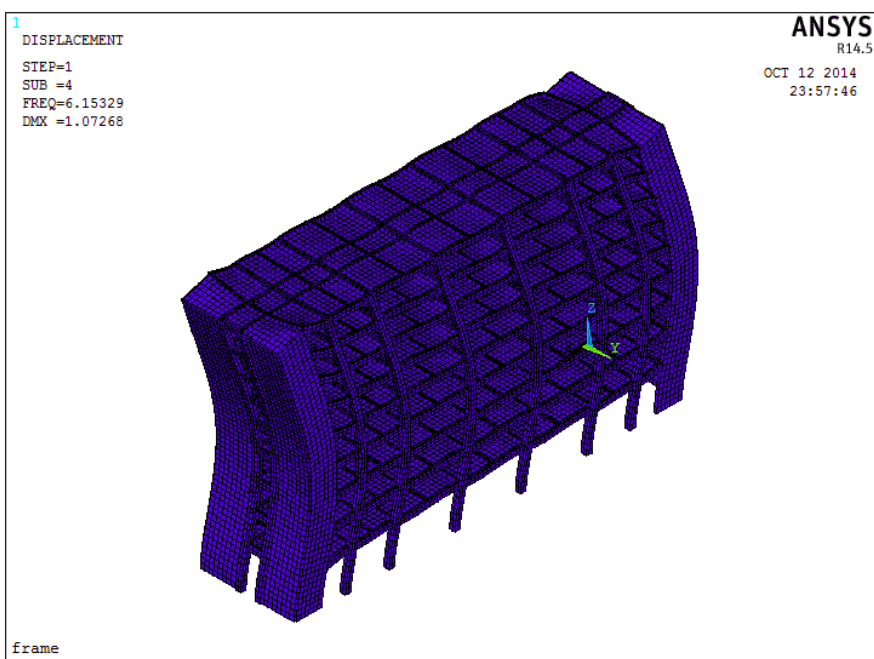


图 5-13 结构第四振型图

Fig.5-13 The Forth Mode

### 5.6 地震反应谱分析

单自由度弹性体系在地震和阻尼比作用下的最大地震反应与自振周期的函数关系曲线即为反应谱。反应谱分析把模态分析结果与已知反应谱联系起来,进行结构反应的分析。反应谱分析把反应谱作为媒介,把动力问题简化为静力问题,可以分析随机荷载及荷载随时间变化的动力响应情况。

谱分析分为功率谱密度、响应谱分析、动力设计分析三种类型,本文采用响应谱分析中的单点反应谱分析。在谱分析之前,应求出反应谱系数,查询《建筑抗震设计规范》可知  $\alpha_{\max} = 0.12$ , 场地类别为 II 类,设计地震分组为第二组 ( $T_g = 0.4s$ ), 得出地震反应谱系数方程如下:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.66T + 0.054, \quad 0 < T \leq 0.1 \\ \alpha &= 0.12, \quad 0.1 < T \leq 0.45 \\ \alpha &= \left( \frac{0.45}{T} \right)^{0.9} \times 0.12, \quad 0.45 < T \leq 2.25 \end{aligned} \tag{5-1}$$

由式(5-1)可得地震反应谱系数如下表 5-7 所示:

表 5-7 地震反应谱值

Table.5-7 Seismic Accelerates Response Spectrum

振型	周期(S)	反应谱系数	振型	周期(S)	反应谱系数
1	0.57743	0.09588	16	0.06442	0.09652
2	0.39167	0.45	17	0.06212	0.09500
3	0.26112	0.45	18	0.06194	0.09488
4	0.16095	0.45	19	0.06131	0.09446
5	0.14790	0.45	20	0.06062	0.09401
6	0.09710	0.11809	21	0.06024	0.09376
7	0.08425	0.10961	22	0.05938	0.09319
8	0.08386	0.10935	23	0.05923	0.09309
9	0.08125	0.10763	24	0.05851	0.09262
10	0.07776	0.10532	25	0.05834	0.09250
11	0.07726	0.10499	26	0.05801	0.09229
12	0.07219	0.10165	27	0.05779	0.09214
13	0.06958	0.09992	28	0.05762	0.09203
14	0.06888	0.09946	29	0.05760	0.09202
15	0.06594	0.09752	30	0.05729	0.09181

## 5.7 荷载工况组合

荷载工况是指建筑结构在行使功能作用时承受的荷载(包括恒载、活载以及地震作用)以一定方式组合在一起。对结构在不同荷载作用下的反应进行测试,经过分析后得出更加安全合理的结构设计方案。荷载组合包括相加减、缩放、平方和、平方根等多种运算方式。

ANSYS 程序把不同的荷载效应的数据赋予固定的标号,并存档成不同的荷载文件。故在 ANSYS 中进行荷载效应组合,实际上是对荷载效应的标号进行处理。本文在进行优化设计时考虑三种荷载工况,如下:

工况一:恒载

工况二:活载

工况三:X、Z 方向的地震作用

根据《建筑结构荷载规范》相关规定,荷载工况组合情况如下:

组合 1:  $1.2 \times \text{恒载} + 1.4 \times \text{活载}$

组合 2:  $1.2 \times (\text{恒载} + 0.5 \times \text{活荷载}) + 1.3 \times \text{地震荷载}$

组合 3:  $1.2 \times (\text{恒载} + 0.5 \times \text{活荷载}) - 1.3 \times \text{地震荷载}$

## 5.8 框-剪结构优化设计

本文主要研究钢筋混凝土框架结构的受力分析和结构整体的优化设计。在结构承受活荷载、恒荷载、水平地震作用的情况下,将框架结构梁、柱的截面尺寸设定为设计变量;把结构总耗材成本作为目标函数;根据结构设计规范,将构件截面尺寸构造界限和性能限定、梁柱构造配筋及受力配筋等作为约束条件进行结构优化。

### 5.8.1 设计变量

当框-剪结构的拓扑形式和形状确定后,即框-剪结构的柱间距、跨度和各层层高都已经确定,并且结构所使用的材料性能、型号和结构的受力情况都确定后,对构件截面作尺寸优化是目前比较常规的做法,是最基本的结构优化。

在建筑结构优化设计中,某些量不是连续变化的,只能取一定的离散值,比如:钢筋的直径、柱子的截面尺寸等,不但要满足计算的要求和构造的规定,还必须符合一定的模数要求,设计变量是离散取值的。在本文的工程实例优化过程中,将离散变量当做连续变量来进行优化,结构优化完成后,按 50mm 模数要求

将连续取值的离散变量规整成合适的离散取值。

根据 PKPM 计算结构，初始设计变量值为：

边柱尺寸： $H_1=500\text{mm}$ ，中柱尺寸： $H_2=500\text{mm}$

主梁高度： $h_1=600\text{mm}$ ，主梁宽度： $b_1=300\text{mm}$

次梁高度： $h_2=500\text{mm}$ ，次梁宽度： $b_2=250\text{mm}$

剪力墙厚度  $b_3=500\text{mm}$

## 5.8.2 目标函数

本文的工程实例在满足结构安全性能要求的前提下，以工程造价最低为优化设计目标。在实际工程中，有很多的不确定的因素，比如：材料价格、运输费用、施工费用、人工费用、意外情况产生的费用、工人技术水平造成的浪费等，使以结构总费用为目标函数结构优化设计变成一个十分繁杂的问题，某一方面的优化只能是相对该方面的优化，如变截面可以充分利用柱子的材料性能，材料成本费用降低，但施工费用可能会相对较高。为方便研究本文在尺寸优化设计方面的效果，简化了复杂的工程实际费用计算，只考虑耗用材料的多少与价格，结构总造价就能用下式表达：

$$C(X) = C_s + C_c \quad (5-2)$$

其中：

$C(X)$  为结构总造价，

$C_s$  为结构中钢筋的总造价，

$$C_s = C_s^0 \times G_s \quad (5-3)$$

$C_s^0$ ——钢筋单位重量的价格，本文取 3000 元/t

$G_s$ ——钢筋的总重量： $G_s = \rho_s V \gamma_s$

$\rho_s$ ——钢筋混凝土结构总的配筋率，使用 PKPM 软件自动计算

$V$ ——钢筋混凝土结构的总体积，

$\gamma_s$ ——钢筋的重度，取值为  $7.8\text{t/m}^3$

$C_c$  为结构中混凝土的总造价

$$C_c = C_c^0 \times V_c \quad (5-4)$$

$C_c^0$ ——混凝土单位重量的价格，本文取  $330\text{¥/m}^3$

$V_c$ ——混凝土的体积



### 5.8.3 约束条件

在结构优化过程中，根据施工经验及要求，分别将主、次梁截面尺寸、柱截面尺寸以及剪力墙厚度作为设计变量。

#### 1. 梁强度限定条件和地震构造要求

初始模型中，主梁截面尺寸为 300mm×600mm，次梁截面尺寸为 250mm×500mm。高规中规定，梁的截面高度应为跨度的 1/10~1/18，梁的截面宽度不宜小于截面高度的 1/4，且不宜小于 200mm。

(1)由《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)6.2.10 条得知：考虑地震作用梁正截面抗弯强度条件为：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \alpha_1 f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \right] \quad (5-5)$$

x 混凝土受压区高度，同时应满足： $x \leq \xi_b h_0, x \geq 2a_s'$ 。

(2)由《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)第 6.3.4 条和 11.3.4 条，考虑地震作用时，梁的斜截面受剪承载力应满足下列条件：

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ 0.42 f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right] \quad (5-6)$$

(3)受拉纵筋的最小配筋率：

$$\rho = \frac{A_s}{b h_0} \geq \rho_{\min} \quad (5-7)$$

(4)梁剪力设计值：

$$V_b = \eta_{vb} \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (5-8)$$

#### 2. 柱强度限定条件和地震构造要求：

(1) 由《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)6.2.17 条得知：考虑地震作用梁正截面受压承载力强度条件为：

$$\begin{aligned} N &\leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \alpha_1 f_c b x + f_y' A_s' - \sigma_s A_s - (\sigma_{p0}' - f_{py}') A_p' - \sigma_p A_p \right] \\ Ne &\leq \alpha_1 f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') - (\sigma_{p0}' - f_{py}') A_p' (h_0 - a_p') \\ e &= e_i + h/2 - a \\ e_i &= e_0 + e_a \end{aligned} \quad (5-9)$$

(2)《混规》第 11.4.3 条 2 款，当考虑地震作用组合的框架柱，其剪力设计值  $V_c$

可以按照以下公式计算：

$$\text{二级抗震等级下：} \quad V_c = 1.3 \frac{M_c^t + M_c^b}{H_n} \quad (5-10)$$

$$\text{三级抗震等级下：} \quad V_c = 1.2 \frac{M_c^t + M_c^b}{H_n} \quad (5-11)$$

(3) 由《混凝土结构设计规范》(GB50010 - 2010)11.4.6条得知，考虑地震组合情况的矩形截面框架柱，其受剪截面应符合下列条件：

$$\text{剪跨比 } \lambda > 2 \text{ 时：} \quad V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2 \beta_c f_c b h_0) \quad (5-12)$$

$$\text{剪跨比 } \lambda \leq 2 \text{ 时：} \quad V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 \beta_c f_c b h_0) \quad (5-13)$$

(4) 由《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)11.4.7 条得知，在地震组合作用下矩形截面框架柱的斜截面，其受剪承载力应满足以下条件：

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056 N \right] \quad (5-14)$$

### 3. 剪力墙限定条件和构造要求

剪力墙初始厚度均为 300mm，采用零阶优化方法进行优化设计，以最大层间位移角为约束条件，本模型剪力墙抗震设计等级为二级，高规规定，对于剪力墙抗震等级为一、二级时，剪力墙厚度不应小于层高的1/20，且不小于160mm。

根据规范规定，层间位移角  $\theta = \frac{\Delta u}{H}$ ， $\Delta u$  是多遇地震作用下楼层的最大弹性层间位移，H 为层高，剪力墙的层间位移角限值是 1/1000。

### 4. 框剪整体约束条件

《建筑抗震设计规范》(GB50011 - 2010)5.5.1条规定，对于一定类型的结构体系，验算其在多遇地震作用下抗震变形时，楼层内最大弹性层间位移应该满足下列式子的要求：

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h \quad (5-15)$$

式中： $\Delta u_e$  在多遇地震作用标准值下产生的楼层内最大弹性层间位移；以弯曲变形为主的高层建筑需要考虑弯曲变形对层间位移的影响，其他情况结构的弯曲变形均可忽略不计；需考虑整体的扭转变形，各个作用效应分项系数取为1.0；构

件截面刚度可以取用弹性刚度。

$[\theta_e]$ 特定结构弹性层间位移角限值，可以按照表3-3采用；

$h$  计算楼层对应的层高。

#### 5.8.4 ANSYS 的优化设计方法

ANSYS 优化程序主要有两种优化计算方法：零阶方法(直接法)和一阶方法(间接法)。多数实际问题都可以使用这两种算法解决。零阶方法是最常用的优化适合处理常见的工程问题。一阶方法相比较于零阶方法计算精度较高，对因变量变化较大且设计空间大的问题有明显优势，更加适用于精确的优化分析。这两种方法各有自己的特点，下面对其分别简单介绍。

##### 1. 零阶法(直接法)

零阶法只会用到优化设计的因变量，不用因变量的一阶导数信息，因此叫做零阶法。此方法对目标函数添加罚函数，自动将约束问题转化为非约束问题。然后通过拟合曲线的拟合方法在目标函数的有限序列设计与变量之间建立解析函数以实现逼近。此方法的优势是其优化结果不只是局部的极值点，适用于大多数工程。

ANSYS 提供的零阶方法包括：随机法(Random Designs)、子问题法(Sub Problem)、最优梯度法(Gradient)、扫描法(DV Sweeps)、乘子法(Factorial)、单步运行法(Single Run)。

##### 2. 一阶方法(间接法)

同零阶方法相比，一阶方法是把真实分析结果最小化，而不是对逼近函数值进行操作。一阶算法利用的是因变量对设计变量的一阶导数信息，是将罚函数加使约束问题转变成为非约束问题。使用一阶方法，首先要求出因变量对设计变量的偏导数，每次迭代计算时，搜索方向以计算梯度确定，将非约束问题用线搜索法最小化。

#### 5.8.5 ANSYS 结构优化

##### 1. 生成优化分析文件

通过utility / file / write db log file路径,打开write database log对话框，添加optimization . Igw。

##### 2. 进入优化处理器，指定对应分析文件

经路径design opt / analysis file / assign，打开assign analysis file对话框，选中optimization . Igw。

### 3. 定义相应的优化变量

设计变量的选择是模型优化的关键，根据规范要求和设计习惯来确定截面尺寸上下限值的要求。

《混凝土结构设计规范》规定梁截面尺寸宽度不宜小于200mm；梁的高宽比不宜大于4；梁净跨与梁截面高度的比值不宜小于4。《建筑抗震设计规范》规定柱截面的宽度和高度，一、二、三级且超过2层时不宜小于400mm。《建筑抗震设计规范》规定梁的钢筋配置应符合：梁端纵向受拉钢筋的配筋率不应大于2.5%，计入受压钢筋的梁端混凝土受压区高度和有效高度之比，二、三级不应大于0.35。《高层混凝土结构技术规程》规定抗震设计时，梁端纵向受拉钢筋的配筋率不应大于2.5%。

### 4. 定义相应的状态变量

依据结构谱分析结果，依据规范限定的轴压比和最大位移角等，确定最大的轴力以及相对位移。

### 5. 优化数据库的存储

经路径design opt / opt database / save ,打开youhuasheji .opt。找出convergence tolerance,赋值2。

### 6. 指定优化方法为零阶

找到maximum iteration，优化次数设定为30。

### 7. 进行优化，读取结果

结构优化的命令流如下：

```
/OPT                                !进入优化处理器
OPANL,optimization , Igw           !分析文件名称
! 定义设计变量
OPVAR, H1, DV, 0.40, 0.50
OPVAR, H2, DV, 0.40, 0.50
.....
! 定义状态变量
OPVAR.Dmaxx,sv,0,0.005             ! X向位移限值1/800×4.0m
OPVAR.Dmaxz,sv,0,0.005             ! Z向位移限值1/800×4.0m
OPVAR,ZY1,sv,0,0.90                !柱轴压比限值
.....
!定义目标函数
OPVAR,mb,OBJ,,,2
OPDATA,,,                          !指定优化计算控制参数
OPLOOP,PREP,PROC,ALL
OPPRNT,ON
OPKEEP,ON
```

OPTYPE , SUBP           !选择优化分析方法为零阶分析  
OPSUBP,30 , 7           ! 设置最大30次迭代  
OPEXE                   !执行优化分析

5.8.6 优化设计结果

优化设计在26次出现收敛。优化设计完成后的尺寸对照表如下表5-8所示：

表 5-8 设计变量优化前后对照表

Table.5-8 Design Variable Optimization Comparion				
楼层	位置	优化前(mm)	优化后(mm)	规整后(mm)
一层	主梁高度 h1	600	438.69	450
	主梁宽度 b2	300	200.00	200
	次梁高度 h2	500	406.35	400
	次梁宽度 b2	250	200.00	200
	边柱尺寸 H1	500	413.92	400
	中柱尺寸 H2	500	476.84	500
	剪力墙厚 b3	300	226.20	200
二层	主梁高度 h1	600	438.69	450
	主梁宽度 b2	300	200.00	200
	次梁高度 h2	500	406.35	400
	次梁宽度 b2	250	200.00	200
	边柱尺寸 H1	500	413.92	400
	中柱尺寸 H2	500	476.84	500
	剪力墙厚 b3	300	226.20	200
三层	主梁高度 h1	600	438.69	450
	主梁宽度 b2	300	200.00	200
	次梁高度 h2	500	406.35	400
	次梁宽度 b2	250	200.00	200
	边柱尺寸 H1	500	413.92	400
	中柱尺寸 H2	500	476.84	500
	剪力墙厚 b3	300	226.20	200
四层	主梁高度 h1	600	438.69	450
	主梁宽度 b2	300	200.00	200
	次梁高度 h2	500	406.35	400
	次梁宽度 b2	250	200.00	200

	边柱尺寸 H1	500	413.92	400
	中柱尺寸 H2	500	476.84	500
	剪力墙厚 b3	300	226.20	200
五层	主梁高度 h1	600	438.69	450
	主梁宽度 b2	300	200.00	200
	次梁高度 h2	500	406.35	400
	次梁宽度 b2	250	200.00	200
	边柱尺寸 H1	500	413.92	400
	中柱尺寸 H2	500	476.84	500
	剪力墙厚 b3	300	226.20	200
六层	主梁高度 h1	600	438.69	450
	主梁宽度 b2	300	200.00	200
	次梁高度 h2	500	406.35	400
	次梁宽度 b2	250	200.00	200
	边柱尺寸 H1	500	401.52	400
	中柱尺寸 H2	500	425.64	400
	剪力墙厚 b3	300	210.35	200
七层	主梁高度 h1	600	438.69	450
	主梁宽度 b2	300	200.00	200
	次梁高度 h2	500	406.35	400
	次梁宽度 b2	250	200.00	200
	边柱尺寸 H1	500	401.52	400
	中柱尺寸 H2	500	425.64	400
	剪力墙厚 b3	300	210.35	200
八层	主梁高度 h1	600	438.69	450
	主梁宽度 b2	300	200.00	200
	次梁高度 h2	500	406.35	400
	次梁宽度 b2	250	200.00	200
	边柱尺寸 H1	500	401.52	400
	中柱尺寸 H2	500	425.64	400
	剪力墙厚 b3	300	210.35	200
九层	主梁高度 h1	600	438.69	450
	主梁宽度 b2	300	200.00	200

次梁高度 h2	500	406.35	400
次梁宽度 b2	250	200.00	200
边柱尺寸 H1	500	401.52	400
中柱尺寸 H2	500	425.64	400
剪力墙厚 b3	300	210.35	200

### 5.8.7 优化设计结果分析

对 ANSYS 优化后的结果进行分析校核，也是 ANSYS 优化中的一部分，这样才能最终完成设计方案的确定。本文采用 PKPM2010 版对优化结果进行校核，并与前文中优化前的评价指标做出比较。

#### 1. 刚重比

通过 PKPM 运算得出结构整体稳定验算结果，如下：

X 向刚重比 8.64，Y 向刚重比 19.74。该结构刚重比能够通过整体稳定验算，且不用不考虑重力二阶效应。较优化前的 X 向刚重比 20.3，Y 向刚重比 38.6 降低很大比例，使得结构整体更加经济合理。

#### 2. 剪重比

X 方向最小剪重比为 5.27%，Y 方向最小剪重比为 7.44%，抗震规范(5.2.5)条要求的楼层最小剪重比即  $\lambda$  最小值为 1.80%。可知，优化方案完全满足抗震验算的要求。

#### 3. 周期比

X 向平动周期 1.0385，Y 向平动周期 0.6661，第一扭转周期 0.4193，故周期比为 0.4038。本工程实例为 A 级高度，而 A 级高度的结构其周期比不应大于 0.9，所以优化方案完全满足要求。

#### 4. 轴压比

优化前结构的轴压比最大值为 0.59，相比《抗规》规定的轴压比限值 0.85 有些过小，经过优化后的结构最大轴压比为 0.86，能够满足规范要求，同时不偏离限值太多，体现了优化方案的经济适用性。

#### 5. 耗材量(见表 5-9)

表 5-9 耗材量优化前后对照表

Table.5-9 Material Consumption Optimization Comparion

耗材量	优化前	优化后	优化率
钢筋用量(t)	142.925	133.377	-6.68%
混凝土用量(m <sup>3</sup> )	1302.16	1207.67	-7.26%

## 5.9 本章小结

通过对优化结果进行分析，并对结构刚重比、剪重比、轴压比、周期比以及钢筋与混凝土的用量等指标进行对比，得出优化后的方案各指标均满足相关规范要求，并且较初始方案更加经济合理，所以 ANSYS 优化后的框-剪结构完全满足安全可靠的要求。



## 总结与展望

### 总结

本文通过建立三个不同的设计方案，首先对剪力墙的布置进行优化，选出最优剪力墙布置方案。在此基础上，通过 ANSYS 有限元软件对结构进行建模，然后对模型进行模态分析、静力分析、地震谱分析，采用零阶方法对梁、柱截面尺寸及剪力墙厚度进行优化，最后通过对比得出优化后的结构刚度更合理，抗震性能更好，表明该方案达到了安全经济合理的优化效果。

通过对优化结果进行分析，并对结构刚重比、剪重比、轴压比、周期比以及钢筋与混凝土的用量等指标进行对比，得出优化后的方案各指标均满足相关规范要求，并且较初始方案更加经济合理。

把优化后的数据与初始数据相比较，得出优化后的钢筋用量相比减少了 6.68%，混凝土用量相比减少了 7.26%，达到了预期，说明该优化方案可行，且该优化方法对类似工程具有指导意义。

### 展望

本文讨论在高层框架-剪力墙结构的优化方法，在结构优化设计中具有良好的发展潜力，不过还有许多方面有待进一步深入研究，尤其需要在以下几个方面完善：

本文采用零阶方法对剪力墙厚度进行优化，它的优点是容易陷入局部极值点，但这种基于参数化的有限元优化方法，采用大量假定简化条件，因此在精度上可能存在不足。

结构在进行优化设计时建立的是弹性模型，但实际工程中结构在地震作用下局部可能进入弹塑性状态，因此在以后的优化设计中应注意结构的非线性动力分析，而且本模型节点和自由度数多，需要进一步简化。

本文用有限元进行优化分析，鉴于本文建立的模型计算节点多，计算难度大且比较耗时，采用 ANSYS 零阶算法中的子问题法，采用对状态变量和目标函数进行逼近的优化方法，但精度不高，这点应在以后的研究中值得研究探讨。



## 参考文献

- [1] 王全凤. 高层建筑结构优化、动力和稳定的实用计算[M]. 福州: 福建科学技术出版社, 2002
- [2] 张炳华. 土建结构优化设计[M]. 上海: 同济大学出版社, 1998
- [3] 潘子强, Paul Lew, Ling- En Hsiao, et al. 复杂功能超高层建筑的结构设计挑战[J]. 2011, 3(12): 140-144
- [4] 赵西安. 世界最高建筑迪拜哈利法塔结构设计和施工[J]. 建筑技术. 2010, 7(10): 616-620
- [5] Weichen Xue, Sheng Liu. Design Optimization and Experimental Study on Beam String Structures[J]. Journal of Constructional Steel Research. 2009, 65(1): 78-84
- [6] Shilin Xie, Siu Wing, Peter Chou, et al. Design optimization of vibration isolation system through minimization of vibration power flow[J]. Structural Engineering and Mechanics. 2008, 8(6): 107-115
- [7] 蔡新, 郭兴文, 张旭明. 工程结构优化设计[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003
- [8] 刘十铎, 刘启波. 基本建设优化设计与可持续发展[J]. 建筑科学. 1996, 12(3): 5-10
- [9] 白文颖, 全全民, 王修孔等. 高层建筑结构优化设计综合评价指标体系的研究[J]. 东南大学学报. 2006, 27(4): 84-56
- [10] 夏文龙. 建筑结构优化设计探析[J]. 建筑结构. 2012, 15(18): 166-167
- [11] 包世华. 新编高层建筑结构[M]. 北京: 中国水电出版社, 2001
- [12] 陈志华. 张弦结构体系[M]. 北京: 科学出版社, 2013
- [13] 张炳华, 侯昶. 土建结构优化设计[M]. 上海: 同济大学出版社, 1998
- [14] 钱令希, 钟万勰, 隋允康等. 多单元、多工况、多约束的结构优化设计 DDDU 程序系统[J]. 1980, 19(4): 1-17
- [15] Xiaobo Luo, Amjad J. Aref, Gary F. Dargush. Optimal Design of Bundled Layered Elastic Stress Wave Attenuators[J]. Journal of computing in civil engineering. 2012, 26(3): 97-106
- [16] M. Ohsaki, T. Nakajima, F. Takeda. Configuration optimization of clamping members of frame-supported membrane structures[J]. Engineering structures. 2011, 33(12): 77-83
- [17] 钱令希. 关于结构优化设计中的主观信息[J]. 计算结构力学及其应用. 1985, 2(2): 69-73
- [18] 许素强, 夏人伟. 杆系结构几何优化中的广义变量近似方法[J]. 计算结构力学及其应用. 1995, 12(1): 17-25
- [19] 马光文, 王黎. 遗传算法在桁架结构优化设计中的应用[J]. 工程力学. 1998, 15(2): 38-44
- [20] 郭鹏飞, 韩英仕. 离散变量结构优化设计的拟满应力遗传算法[J]. 工程力学. 2003, 20(2): 95-99
- [21] 王允良, 李为吉. 粒子群优化算法及其在结构优化设计中的应用[J]. 机械科学与技

术. 2005, 24(2): 248-252

- [22] 刘锋, 黄志斌, 李丽娟等. 一种启发式粒子群优化算法(HPSO)及其在结构优化设计中的应用[J]. 应用基础与工程科学学报. 2008, 16(1): 57-64
- [23] 江爱川. 结构优化设计[M]. 北京: 清华大学出版社, 1986
- [24] 祝少才, 卫军. 基于可靠度的抗震结构优化设计[J]. 华中科技大学学报, 2002, 30(8): 76-78
- [25] 侯贯泽, 刘树堂, 简国威. 工程结构优化设计理论与方法[J]. 钢结构. 2009, 24(8): 30-33
- [26] Liviu Librescu, Karam Y. Maalawi. Aeroelastic Design Optimization Of Thin-walled Subsonic Wings Against Divergence[J]. Thin-Walled Structures. 2009, 47(1): 92-99
- [27] Yiska Goldfeld, Johann Arbocz, Alan Rothwell. Design and optimization of laminated conical shells for buckling[J]. Thin-Walled Structures. 2012, 43(1): 306-315
- [28] X. Huang, Y. M. Xie, M. C. Burry. Advantages of Bi-Directional Evolutionary Structural Optimization Over Evolutionary Structural Optimization[J]. Advances in Structural Engineering. 2007, 10(6): 46-53
- [29] Luisa Maria Gil-Martin, Enrique Hernandez-Montes, Mark Aschheim. Optimal design of planar frames based on stability criterion using first-order analysis[J]. Engineering Structures. 2006, 28(13): 78-83
- [30] Fatma Y. Kocer, Jasbir S. Arora. Optimal Design of Latticed Towers Subjected to Earthquake Loading[J]. Journal of Structural Engineering. 2012, 128(1/3): 65-71
- [31] Salam Rahmatalla, Colby C. Swan. Form Finding of Sparse Structures with Continuum Topology Optimization[J]. Journal of Structural Engineering. 2013, 129(12): 113-121
- [32] X. K. Zou, C. M. Ghan, G. Li. Multiobjective Optimization for Performance-Based Design of Reinforced Concrete Frames[J]. Journal of Structural Engineering. 2007, 133(10): 283-289
- [33] D. Wang. Optimal shape design of a frame structure for minimization of maximum bending moment[J]. Engineering Structures. 2014, 29(8): 46-54
- [34] Nikos D. Lagaros, Lemonis D. Psarras, Manolis Papadrakakis, et al. Optimum design of steel structures with web openings[J]. Engineering Structures. 2008, 30(9): 436-445
- [35] Yi Li, Xinzhen Lu, Hong Guan, et al. An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures[J]. Engineering structures. 2011, 33(10): 108-116
- [36] 张思才, 张方晓. 蜂群算法在离散变量结构优化设计中的应用[J]. 机械设计研究. 2014, 30(3): 22-28
- [37] 郭海丁, 路志峰. 基于 BP 神经网络和遗传算法的结构优化设计[J]. 航空动力学报. 2013, 32(2): 216-220
- [38] 武金瑛, 孙焕纯, 赵雪. 离散变量结构优化设计的相对差商-遗传算法[J]. 计算力学学报. 2006, 23(6): 33-39
- [39] 王军, 邱志平. 基于概率-非概率混合可靠性模型的结构优化设计[J]. 南京航空航天大学

学报. 2010, 35(3): 57-62

- [40] 杨国先. 关于建筑结构设计优化应用及其几点看法的探讨[J]. 土木工程学报. 2012, 23(12): 31-37
- [41] 郭书祥, 吕震宙, 张陵. 基于能度可靠性的结构优化设计方法[J]. 计算力学学报. 2004, 36(1): 21-25
- [42] 王存福, 赵敏, 葛彤. 考虑失稳模式的环肋圆柱壳结构优化设计[J]. 上海交通大学学报. 2014, 1(1): 56-63
- [43] 郭增, 李彦红, 张博文. 有限元软件中拓扑功能对空心剪力墙的优化设计[J]. 数学的实践与认识. 2013, 43(11): 281-284
- [44] 李刚, 陆海燕, 刘翔等. 基于准则法的钢筋混凝土框架结构优化设计[J]. 建筑结构. 2009, 25(6): 101-104
- [45] 韦锋, 吴雪萍, 白绍良. 中国钢筋混凝土结构抗震措施优化的思路及示例[J]. 天津大学学报. 2008, 36(8): 996-1004
- [46] 杨慧. 基于形状记忆合金阻尼器的高层框架结构抗震优化的研究[D]. 西南科技大学, 2009: 35-46
- [47] 刘金砺. 高层建筑地基基础概念设计的思考[J]. 土木工程学报. 2006, 39(6): 100-105
- [48] 段永飞, 吴先坤, 高彦良. 天津某教学楼的结构优化设计[J]. 建筑结构. 2013, 43(13): 201-203
- [49] 徐芳, 罗兆奇, 赵昕. 高层建筑结构抗侧力与竖向承重体系优化设计[J]. 建筑结构. 2013, 21(14): 249-252
- [50] A. Rietz, J. Petersson. Simultaneous shape and thickness optimization[J]. Structural and Multidisciplinary Optimization. 2001, 23 (1): 14-23
- [51] M. Babaei, M. R. Sheidaii. Automated optimal design of double-layer latticed domes using particle swarm optimization[J]. Structural and Multidisciplinary Optimization. 2014, 50 (2): 221-235
- [52] P. Sivakumar, K. Ganesh, M. Punnniyamoorthy. Genetic Algorithm for Inventory Levels and Routing Structure Optimization in Two Stage Supply Chain[J]. International Journal of Information Systems and Supply Chain Management. 2013, 6 (2): 33-49
- [53] Amaritsakul Yongyut, Chao Ching-Kong, Lin Jinn. Multiobjective optimization design of spinal pedicle screws using neural networks and genetic algorithm: mathematical models and mechanical validation[J]. Computational and mathematical methods in medicine. 2013, 20(13): 46-75
- [54] T. Tavio, A. Tata. Predicting Nonlinear Behavior and Stress-Strain Relationship of Rectangular Confined Reinforced Concrete Columns with ANSYS[J]. Civil Engineering Dimension. 2009, 11 (1): 23-25
- [55] G. Vasudevan, S. Kothandaraman, S. Azhagarsamy. Study on Non-Linear Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beams Using ANSYS by Discrete Reinforcement Modeling[J]. Strength

of Materials. 2013, 45 (2): 231-241

- [56] L. Dahmani, A. Khennane, S. Kaci. Crack identification in reinforced concrete beams using ANSYS software[J]. Strength of Materials. 2010, 42 (2): 232-240
- [57] 杜太生,黄荣杰,陈传尧.钢筋混凝土框架结构离散变量优化设计研究[J].华中科技大学学报.2003, 15(3): 1-4
- [58] 韩波.基于可靠性的钢筋混凝土结构的优化设计研究[D].西安交通大学.2000: 6-17
- [59] 李书.钢筋混凝土框架结构抗震可靠度优化[D].北京交通大学.1998: 21-27
- [60] 江永,倪力豹.关于结构优化设计技术在房屋建筑中应用的分析[J].计算结构力学.2012, 25(3): 191-195
- [61] 杨士生.谈工程造价与建筑结构优化设计之间的关系[J].土木工程学报.2012, 12(21): 248-249
- [62] 徐文军.浅谈建筑结构设计的优化设计和现实意义[J].建筑科学.2007, 39(6): 206-209
- [63] 梁兴文,史庆轩.混凝土结构设计原理[M].第二版.北京: 中国建筑工业出版社,2011

## 致谢

时光荏苒,两年半的研究生生涯马上就要结束。河北工程大学以它良好的学习氛围、丰富的教学资源、厚重的情怀陪伴着我教育着我,为我的学习和生活提供了良好的环境基础。在河北工程大学的两年半时间内,我已经彻底的将自己转变成为一个合格的工程人,面对学校的一草一木都有种在家里的感觉。我十分感激学校,更加感激学校里的那么多可亲可敬可爱的人。

感谢我的导师李彦苍博士及吴春发高级工程师,两年半的学习生活中,李老师给予我很大程度的关系与帮助,从学习上到生活上在到人生处世上,李老师都以长者的身份悉心教导。刚刚研究生开学,李老师就同我交流过研究生论文的方向,从本论文选题、搜集资料修改、定稿等都是在李老师的耐心指导下完成的。李老师学术功底扎实,治学态度严谨,深刻的影响了我的学术态度以及人生态度,是我工作生活的榜样。在此,对李老师的帮助与指导表示真挚的感谢。

感谢身边的同学在学习生活中给予我帮助。特别感谢魏瑶同学,在我完成论文期间,关于数值建模提出很多意见和建议,让我少走了很多弯路。感谢我的家人,给予我无以伦比的信任,让我以无与伦比的勇气去冲击人生的梦想。

最后,感谢各位教授在百忙之中出席本论文答辩。





## 作者简介

李晓强，男，生于 1988 年，河北石家庄人。于 2008 年至 2012 年就读于华中科技大学文华学院，专业是土木工程，获得学士学位。于 2012 至 2014 年就读于河北工程大学土木工程学院，专业是建筑与土木工程。

在研究生阶段，本人努力学习，求真务实，积极钻研，顺利完成各门专业课和选修课的学习。总共学习课程 18 门，其中专业必修课及必修环节 12 门，专业选修课 7 门；累计修学分 34 学分，其中专业必修课 25 分，非学位课 9 分。

立德立志

善学善行