

国内图书分类号: TU355

国际图书分类号: _____



硕士学位论文

高层住宅剪力墙结构优化研究

学科专业: 结构工程

作者姓名: 赵健生

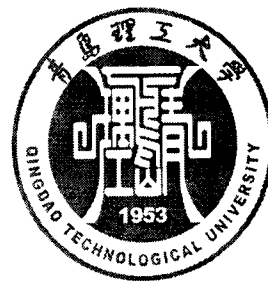
指导教师: 刘瑛 教授

青岛理工大学

二〇〇九年六月

国内图书分类号: TU355

国际图书分类号:



硕士学位论文

高层住宅剪力墙结构优化研究

学科专业: 结构工程

作者姓名: 赵健生

指导教师: 刘瑛 教授

青 岛 理 工 大 学

二〇〇九年六月

国内图书分类号: TU355

国际图书分类号:

高层住宅剪力墙结构优化研究

硕 士 研 究 生: 赵健生

导 师 姓 名: 刘瑛 教授

申请学位级别: 工学硕士

学 科 、 专 业: 结构工程

所 在 单 位: 土木工程学院

答 辩 日 期: 2009 年 6 月

学位授予单位: 青岛理工大学

Classified Index: TU355

U.D.C: _____

Dissertation for the Master Degree in Engineering

THE RESEARCH OF OPTIMIZATION OF TALL BUILDING'S SHEAR WALL STRUCTURE

Candidate: Zhao Jian-sheng

Supervisor: prof. Liu Ying

Academic Degree Applied for: Master of Engineering

Specialty: Civil Engineering

Date of Oral Examination: June 2009

University: Qingdao Technological University

硕士学位论文

高层住宅剪力墙结构优化研究

学位论文答辩日期: 2009. 6. 19

指导教师签字: 刘 强

答辩委员会成员签字: 王 强

王 强

杨 英 奎

刘 小 刚

王 强

目 录

摘要.....	I
Abstract.....	II
第1章 绪论.....	1
1.1 问题的提出及意义.....	1
1.2 高层建筑的发展概况.....	2
1.3 高层建筑结构优化发展现状.....	3
1.4 结构优化发展存在的问题.....	3
1.5 本文的基本工作.....	4
第2章 剪力墙结构设计的一般理论及分析软件.....	5
2.1 剪力墙相关结构的研究.....	5
2.1.1 一般剪力墙结构.....	5
2.1.2 短肢剪力墙结构.....	5
2.2 常用三维空间有限元分析软件介绍.....	6
2.2.1 TAT—空间杆系结构分析与设计软件.....	7
2.2.2 SATWE—空间结构有限元分析软件.....	8
2.2.3 ETABS 软件.....	9
2.2.4 SAP2000 软件.....	10
2.3 优化设计理论.....	12
2.3.1 约束优化.....	13
2.3.2 非线性规划.....	13
2.4 规范中的有关要求.....	15
第3章 高层剪力墙结构优化模型的优化设计.....	17
3.1 剪力墙结构优化的原则.....	17
3.2 结构概况及特点.....	17
3.2.1 结构概况.....	17
3.2.2 结构特点.....	21
3.3 有限元程序和参数的选取.....	21
3.3.1 有限元分析程序的选取.....	21
3.3.2 模型计算参数的选取.....	22
3.4 结构优化模型的建立.....	23

3.4.1 优化前的结构模型	23
3.4.2 优化后的结构模型	25
3.5 结构抗震性能影响因素分析.....	26
3.5.1 结构的动力特性	26
3.5.2 结构的变形情况	29
3.5.3 结构的内力特性	35
3.6 小结	42
第4章 高层剪力墙结构优化控制因素研究.....	44
4.1 结构概念设计	44
4.1.1 以承载力、刚度、延性为主导的结构概念设计.....	44
4.1.2 剪力墙结构的设计概念.....	45
4.2 优化结果分析	45
4.2.1 模型的建立	45
4.2.2 模型计算结果的分析	48
第5章 剪力墙结构优化的经济性设计.....	61
5.1 房地产企业结构成本控制的方法分析	61
5.2 结构经济性优化实例分析	61
5.3 结构经济性优化措施	62
5.4 本章小结	63
第6章 结论与展望.....	65
6.1 结论	65
6.2 展望	66
参考文献.....	67
攻读硕士学位期间发表的学术论文及科研工作.....	71
致谢.....	72

6

摘 要

近年来,剪力墙结构越来越多的应用到高层建筑中,特别是大中城市。高层建筑投资大,建设周期长,对其进行优化设计以期获得最优结构方案并节约投资,一直是结构工程师所努力追求的。《高层建筑混凝土结构技术规程》对剪力墙的布置原则、计算方法和构造要求等做了相应的规定,但是这些规定尚不够详细,实际操作性差,目前设计者主要依据长期的设计经验对结构进行优化。工程界的管理体制和设计取费标准(按造价或按面积取费)使人们缺乏追求优化设计的动力,而设计者出于工程安全或施工进度等方面的考虑采取相对保守的设计方案。剪力墙的数量及其布置是影响到结构安全和经济合理的关键因素之一:剪力墙的数量布置过少,会使结构太“柔”,产生较大的侧向变形,致使结构不能满足生产和生活的要求,甚至会发生倒塌等;若配置过多,使得结构刚度过大,周期太短,会加大地震力,又会影响建筑的使用功能,增加材料用量,造成经济上不必要的浪费。因此对剪力墙结构进行优化研究具有一定的实际应用价值。

剪力墙的数量和布置极大地影响着剪力墙的力学特性,也决定着剪力墙结构是否经济。本文结合青岛某小区高层住宅剪力墙结构实例,运用常用的有限元分析软件SATWE进行建模,对高层剪力墙结构进行了优化设计,对优化前后模型的动力特性、位移变形、内力特性等方面进行了分析研究,主要结论如下:

1. 变部分“一字型”剪力墙为“T形”或“L形”剪力墙能减小结构顶部水平位移及层间位移角,提高结构的整体刚度。
2. 剪力墙过多,虽然有较强的抗震能力,但由于刚度太大,周期太短,地震力要加大,不仅使上部结构材料增加,而且带来基础设计的困难。
3. 剪力墙的布置应均匀、分散、对称和沿周边。应对中设置在梁、柱轴线平面内。剪力墙应两个方向同时布置,数量要基本接近,以便使两个方向的自振周期接近。

关键词: 楼层刚度; 高层建筑; 结构优化; SATWE; 剪力墙合理布置

Abstract

In recent years, the shear wall structure has been widely used in the field of modern tall buildings. Especially in large and medium cities. 《Technical specification for concrete structures of tall building》 has made some provision to shear wall's design principles、 calculation methods and construction measures, but not particular enough or lack of feasibility, Nowadays in project practice, most of the layout of shear wall is mainly depended on the designers' experience. most of the layout of shear wall is mainly depended on the designers' experience. the shear wall structure's quantity and layout is an important factor in influencing the safety and economic of the shear wall structure of large space at low part. If the quantity of shear wall linked with the ground is too small, it is unable to meet security and the application needs because of the lateral deformation; conversely, it will affect the application needs of the building and increase the amount of materials. Therefore, it is very necessary to carry on the suitable optimization to the shear wall structure arrangement.

In this paper, we analyzed some a tall building's shear wall structure in Qingdao, adopting our country's current structure calculation software SATWE to model and analysis, studying the structure's dynamic characters, deformation, internal force characters and structure measures to optimize the structure. And we also contrasted the optimized structure's performance and efficiency to the original one's. we could come to the following conclusions:

1.the structure's rigidity has been more reasonable because we had changed some “—”type shear walls into“T”or“L”type ones ,the horizontal displacement and story drift angle of the structure top has been reduced、 the structure is more economic and the structure’s integral rigidity has been improved.

2.The structure has stronger seismic capacity because of the more shear wall.but earthquake force will increase because of the stiffness and cycle too bigger, which not only increase the material of higher structure but bring forth the difficult of foundation design.

3.The layout of shear walls should uniform 、 dispersion 、 symmetric and peripheral.The shear wall should set to the axis of beam and column, and shear walls set in two directions,and the quantities are basic approach for the cycle of two directions

close.

Key Words: story rigidity; tall building; optimization of structure; SATWE; rational collocation of shear wall

第1章 绪论

1.1 问题的提出及意义

近年来,随着我国经济的发展,迅猛发展的高层建筑体型呈现复杂化、功能多样化的综合性方向发展。居住人口密集、用地紧张以及商业竞争的激烈化,促进了高层建筑的出现和不断发展。在高层建筑结构设计中,水平荷载和地震作用是设计的主要控制因素,分析水平荷载与结构体系的关系,将水平荷载产生的侧向位移限定在一定的范围内,根据建筑功能布局、尺寸、建筑物总高度和其他条件,选择经济而有效的结构类型和结构体系,便成为结构设计的首要问题。目前国内的高层建筑大多是混凝土结构,结构体系主要分为框架结构体系、剪力墙结构体系、短肢剪力墙结构体系、框架-剪力墙结构体系、筒体结构体系和巨型(超级)结构体系等。这些体系的受力特点、抵抗水平荷载的能力、侧向刚度和抗震性能等都各有不同。随着高层建筑的发展,新的结构体系将不断出现。

《高层建筑混凝土结构设计规程》^[1](JGJ3-2002)(以下简称“高规”)对剪力墙的设计原则、计算方法和构造措施等做了相应的规定,但是这些规定尚不够详细,可操作性差,目前工程设计优化主要靠设计者的经验。工程界的管理体制和设计取费标准(按造价或按面积取费)使人们缺乏追求优化设计的动力,设计者出于工程安全或施工进度等方面的考虑而采取相对保守的设计方案。远在古代,人们在工程实践中就已萌生“优选”的思想,随着经济的迅速发展,设计优化也必将会成为一种独立的行业。而对于同一个设计任务,经济性、结构性能有效的设计方案可以有很多种,所以从所有可用方案中选出最满意的方案自然是理所当然的追求,任何情况下“择优而用”都是人们无法回避的要求。

多次地震的灾害证明,剪力墙结构中,剪力墙的数量愈多,地震震害愈轻。剪力墙数量过多会造成经济上的浪费,同时,剪力墙的限制增多,也会增大结构刚度,缩短结构振动周期,会加大地震的作用。因此,在初步设计阶段,掌握各个因素对剪力墙结构的影响,从而合理地确定剪力墙的数量,使之满足位移要求并减少重复计算工作,对结构优化设计是非常必要的。

1.2 高层建筑的发展概况

随着经济和社会发展的需求,以及城市人口密度的持续增长,高层建筑正逐渐成为城市建筑的发展趋势。高层建筑是社会经济发展和科学技术进步的产物,它反映了一个国家的建筑科技、经济发展水平^[41],是现代化、商业化、工业化和城市化的必然结果,也是城市现代化的象征。

国外高层建筑的发展有一百多年的历史,直到十九世纪末,在美国芝加哥相继建成了不少高楼,1883年建成的11层芝加哥家庭保险大楼,是采用由生铁柱和熟铁梁所构成的框架来承担全部的荷载,这是目前公认的第一幢有现代意义的高层建筑,也开启了近代高层建筑的发展序幕^[43]。二十世纪五十年代后,现代高层建筑有了较大的发展。1913年建成的纽约伍尔沃思大楼,52层高,243.8m,是当时最高的建筑。1931年,纽约的帝国大厦建成,大厦102层高,381m,它享有“世界最高建筑”之美誉长达40年,成为摩天楼的象征。直到马来西亚1998年建成的吉隆坡石油双塔大厦,95层,高452m^[52]。最近几十年来,高层建筑发展又有了新的突破,特别是近一段时期,服务设施和技术设备的完善,使得高层、超高层建筑大量地涌现出来,不但出现在欧美的一些发达国家,而且也出现在亚非拉等许多发展中国家。

我国的高层建筑主要是在解放以后开始自主设计、建造的。五十年代我国自行设计的建造高层建筑,如北京的民族饭店(14层)、民航大楼(16层)等。六十年代建成的广州宾馆(27层),其高度与解放前最高的上海国际饭店相同。七十年代北京、上海、广州等地建成了一批剪力墙结构住宅和旅馆。1975年广州白云宾馆^[41](剪力墙结构33层、112米)的建成,标志着我国自行设计建造的高层建筑高度开始突破100米。八十年代我国高层建筑发展进入兴盛时期,十年内全国(不包括香港、澳门、台湾)建成10层以上的高层建筑面积约4000万平方米,高度100米以上的共有12幢。1985年建成的深圳国际贸易中心(筒中筒结构、50层、160米)是八十年代最高的建筑。九十年代我国高层建筑进入飞跃发展的阶段,截至1998年末,全国(不包括香港、澳门、台湾)建成的10层以上高层建筑面积约2亿5千万平方米,高度100米以上的高层建筑达200幢,其中150米以上的100幢,200米以上的20幢,300米以上的3幢,上海金茂大厦88层、365米、塔尖高度420米是当时最高的建筑。截至2004年末,全国(不包括香港、澳门、台湾)建成的其中150米以上的153幢,200米以上

32幢，300米以上的7幢。2002年发布的世界最高的100栋建筑中上海金茂大厦(88层、421米)、广州中天广场(80层、391米)和深圳地王大厦(69层、384米)分别列为第4、5和6名。不久的将来，随着上海中心大厦的建成，我国最高的建筑将达到580m。特别值得提及的是，我国的超高层建筑绝大多数建于地震区。

高层建筑结构同时承受垂直荷载和水平荷载，能有效地减小侧移，具有一定的延性，已逐渐成为高层建筑中广泛应用的一种体系。在高层建筑中，水平荷载和地震作用将起控制作用，因此高层建筑设计不仅要有较大的承载能力，而且需要较大的抗侧移刚度，以保证水平荷载产生的侧向变形控制在一定范围内^[42]。

1.3 高层建筑结构优化发展现状

结构优化设计(SOD Structural Optimum Design)是一门最早起源于1869年的Maxwell和1905年的Michell交叉学科。结构优化设计是把数学上最优化理论结合计算机技术应用于结构设计的一种新型的设计方法。著名力学家钱伟长教授曾经说过：“今天所说的交叉学科，是在连续体中的一段谱线，一个位置。现在这些位置有许多还是空白的，发展交叉学科，正是为了填补这些空白”^[48]。结构优化设计理论的出现，使设计者从被动的分析、检验进入主动的设计。在过去的100年间，结构设计优化理论在理论、算法和应用方面都取得了长足的发展。这些发展绝大部分是关于连续变量优化设计的，只有少数是关于离散变量优化设计的。在连续变量优化设计中截面(或尺寸)优化已成熟；形状优化有一些论文发表，但尚不成熟；拓扑优化的论文较少，布局优化的论文更少、更不成熟；类型优化几乎没有。

1.4 结构优化发展存在的问题

(1) 设计人员不熟悉结构优化的理论和方法，亟待普及优化知识。现行的剪力墙结构分析和设计的商业化软件，青岛地区主要采用SATWE有限元分析软件。

(2) 工程界的管理体制和设计取费标准(按造价或按面积取费)使人们缺乏追求优化设计的动力。

(3) 目前在结构优化方面的研究很多，但大多是关于结构构件的分析优化，如梁、柱、墙等。对整个结构体系的优化，特别是剪力墙结构体系的优化特别少。

(4) 优化的目标还不能完全符合实际工程的需要，由于实际结构问题十分复杂，多因素甚至不确定因素使得目标函数只能得到相对最优解。

(5) 在大多数优化问题中, 模型选取的参数主要根据长期工程实际积累的经验数据, 或者是规范规定的。而结果的正确性还需要结合研究的成果进行审查研究。

1.5 本文的基本工作

本论文以青岛某校区高层剪力墙结构住宅楼为研究对象, 建立了相关的剪力墙模型, 进行了有限元定量分析与研究。主要研究内容包括:

(1) 选取不同模型的周期、振型、层间位移、层间位移角和层间刚度等进行对比分析优化,

(2) 运用有限元结构软件SATWE对上述结构力学模型进行有限元分析, 定量评价各因素对剪力墙结构刚度的影响。

(3) 通过多个模型的对比分析, 对剪力墙的布置和数量进行优化, 并对优化前后的结构性能进行对比分析研究, 得出符合该工程实例优化结构模型。

(4) 通过改变剪力墙的数量和布置分析研究不同模型的动力特性、变形情况和内力特性。

(5) 分析多个模型的数据结果, 探讨剪力墙结构优化设计的主要控制因素。

(6) 结合所建模型, 从造价角度分析研究了结构优化的经济性。

第2章 剪力墙结构设计的一般理论及分析软件

2.1 剪力墙相关结构的研究

2.1.1 一般剪力墙结构

“高规”第7.1.2条规定，一般剪力墙是指墙肢截面高度与厚度之比大于8的剪力墙。剪力墙结构刚度比较大，强度比较高，在结构中主要承受水平荷载作用，有一定的延性，但其耗能能力较弱。它一般应用于层数较多(20层以上)的高层建筑中。从抗震角度看，剪力墙与中部筒体相结合形成抗侧力很强的体系，对高层非常有利。如果采用短肢剪力墙，往往会使结构偏柔，结构的顶点位移和层间位移可能满足不了规范要求，底部剪力系数也偏低，结构趋于不安全。

在国内，清华大学方鄂华教授等^[12]对反复荷载作用下钢筋混凝土剪力墙结构的抗震性能进行了研究。试验结果表明如果剪力墙开洞不是太大，剪力墙整体性能比较好。高宽比大于2的剪力墙均发生受弯破坏，整体延性较好；高宽比小于2的剪力墙均是剪切破坏，整体延性较差，荷载达到峰值后，位移与强度成反向变化。试验结果还表明竖向荷载对剪力墙的极限强度和变形有很大影响，随轴压力的增大，承载力和刚度均表现为提高。可见轴压比是影响剪力墙的延性的一个非常重要的因素，轴压比越大，刚度越大，延性越低；轴压比越小，延性越好。

同济大学李杰^[47]等通过大量低周反复试验研究指出，在加载初期钢筋混凝土墙与钢筋混凝土柱的滞回曲线均为梭形，然后会出现明显的收拢现象，最终形成弓形滞回曲线。

2.1.2 短肢剪力墙结构

“高规”第7.1.2条规定，短肢剪力墙是指墙肢截面高度和厚度之比为5-8的剪力墙，短肢剪力墙截面厚度不应小于200mm^[3]。短肢剪力墙结构体系最早在我国南方地区采用。自2001年以来，短肢剪力墙结构的应用突飞猛进。短肢剪力墙主要布置在房间外围的阳角、阴角及分隔墙的交点上，并在各墙肢处布置连梁，把这些墙连接成一个整体。采用这种体系已建成的大量高层住宅，在各方面的效果都很好，短肢剪力墙结构已成为高层住宅建筑常用结构体系。常用的短肢剪力墙截面

形式有T形、L形、十字形、Z形、一字形等^[16]。

中国建筑科学研究院赵西安教授对短肢剪力墙结构工程的应用做了最权威的、较全面的介绍^[32]，包括短肢剪力墙结构体系的计算和构造等多方面内容。

中国建筑科学研究院程绍革研究员等进行了1:20的整体结构缩尺模型的模拟地震振动台试验，该实验是以一幢拟建中的高层短肢剪力墙结构为原型^[49]。在模拟多遇地震作用阶段，将试验结果与几种基于不同计算模型的商业软件分析结果进行对比，验证了程序用于短肢剪力墙结构分析的可靠性。在模拟罕遇地震作用阶段，通过对破坏形态的观察与分析，提出了短肢剪力墙结构设计的若干构造建议。

吕志涛院士^[5]在同济大学结构工程国家重点实验室进行了结构模型振动台试验，该模型是以广州市某制药厂30层商住楼为原型，经过适当简化，制作的1:20微粒混凝土整体模型，分析了短肢墙-筒体结构的整体抗震性能。试验结果表明，该体系具有良好的抗震性能，是一种很值得在高层建筑中推广的结构体系同时指出：由于“一字型”短肢剪力墙是该体系的较薄弱部分，故其先于连梁破坏。建议加强“一字形”短肢剪力墙的配筋，或变“一字形”短肢剪力墙为“L”型或“T”型剪力墙，避免使“一字型”短肢剪力墙孤立。

2.2 常用三维空间有限元分析软件介绍

实际结构是一种受力比较复杂的空间几何结构体系，不管是进行动力分析还是进行静力分析，都必须进行必要的简化假设处理，才能够建立相应的计算模型和设计优化理论。目前，常用的结构分析模型可分为两大类：第一类为平面结构空间协同分析模型；另一类为三维空间有限元分析模型。

(1) 三维空间有限元分析模型。楼板可假定为弹性，也可假定在其自身平面内刚度无限大，还可假定楼板分块无限刚。该模型以节点位移为未知量，由矩阵位移法形成线性方程组求解。将建筑结构作为空间体系，梁、柱、支撑均采用空间杆单元，剪力墙单元模型目前国内有薄壁杆件模型、空间膜元模型、板壳单元模型以及墙组元模型。

(2) 平面结构空间协同分析模型。楼板假定在其自身平面内刚度无限大。这一分析模型目前已经很少采用。将结构划分若干片正交或斜交的平面抗侧力结构，但对任意方向的水平荷载和水平地震作用，所有正交或斜交的抗侧力结构均参与

工作，并按空间位移协调条件进行水平力的分配。其主要适用于平面布置较为规则的框架结构、框-剪结构、剪力墙结构等。

下面主要介绍四种三维空间有限元分析模型：①由中国建筑科学研究院开发的 TAT；②由中国建筑科学研究院开发的 SATWE；③由美国 Berkeley 地震工程研究中心开发的 ETABS；④由北京金土木软件技术有限公司、中国建筑标准设计研究院与美国 CSI 公司共同研制开发的 SAP2000。

2.2.1 TAT—空间杆系结构分析与设计软件

TAT^[21]是由中国建筑科学研究院开发的建筑结构专用软件，采用菜单操作，图形化输入几何数据和荷载数据。采用空间杆系计算柱梁等杆件，采用薄壁柱计算模型计算剪力墙。它可以计算各种规则或复杂体系的钢筋混凝土框架、框剪、剪力墙和筒体结构。

(1) TAT 的基本假定

程序对剪力墙采用开口薄壁杆件模型，薄壁杆件模型采用开口薄壁杆件理论，将整个平面联肢墙或整个空间剪力墙模拟为开口薄壁杆件，每个杆件有两个端点，每个端点有 7 个自由度，前 6 个自由度的含义与空间杆单元相同，第 7 个自由度是用来描述薄壁杆件截面翘曲的。楼板在平面内刚度无限大，平面外刚度为零。这使得结构的自由度大为减少，计算分析得到一定程度的简化，从而大大提高了计算效率。

① 在线弹性条件下，杆件截面外形轮廓线在其自身平面内保持不变，在平面外可以翘曲，同时忽略其剪切变形的影响。这一假定实际上增大了结构的刚度，薄壁杆件单元及其墙肢越多，则结构刚度增大的程度越高。

② 将同一层彼此相连的剪力墙墙肢作为一个薄壁杆件单元，将上下层剪力墙洞口之间的部分作为连梁单元。这一假定将实际结构中连梁对墙肢的线约束简化为点约束，削弱了连梁对墙肢的约束，从而削弱了结构的刚度。连梁越多，连梁的高度越大，则结构刚度削弱越大。

③ 引入楼板在其自身平面内刚度无限大，而平面外刚度为零的假定。

(2) 应用 TAT 时所需注意的问题

实际工程中许多布置复杂的剪力墙难以满足薄壁杆件模型的基本假定，从而使计算结果难以满足工程设计的精度要求。

① 变截面的剪力墙：由于薄壁杆件的扇形坐标不一样、翘曲角的定义不同，使得平面布置复杂的建筑结构中，存在薄壁杆件交叉连接、彼此相连的薄壁杆件截面不同，甚至差异较大的情况。因而由截面翘曲而引起的纵向位移不易协调，会导致一定的计算误差。

② 长墙、矮墙：长墙、矮墙主要以剪切变形为主，而薄壁杆件模型不考虑剪切变形的影响，所以其几何尺寸也难以满足薄壁杆件的基本要求，采用薄壁杆件理论分析这些剪力墙时，存在着较大的模型化误差。

③ 多肢剪力墙：薄壁杆件模型的一个基本假定就是认为杆件截面外形轮廓线在自身平面内保持不变，在墙肢较多的情况下，该假定会导致较大误差。

④ 框支剪力墙：框支剪力墙和转换梁在其交接面上是线变形协调的，而采用薄壁杆件理论分析框支墙时，由于薄壁杆件是以点传力的，作为一个薄壁杆件的框支墙只有一点和转换梁的某点是变形协调的，这必然会带来较大的计算误差。

⑤ 框架梁与剪力墙的连接：在一般情况下和剪力墙垂直相连的框架梁，其受剪力墙的约束并不强，梁这一端的弯矩一般并不大，但用薄壁杆件理论分析剪力墙时，梁要通过刚臂与薄壁杆件的剪心相连，其结果是强化了剪力墙对梁端的嵌固作用，使梁端弯矩的计算值偏大。

⑥ 对悬挑剪力墙、无楼板约束的剪力墙等也不适合采用薄壁杆件单元计算。

TAT 软件适合于框架、框架-剪力墙、剪力墙及筒体结构，但应用时应根据结构的实际情况对剪力墙进行处理以减小计算误差。

2.2.2 SATWE—空间结构有限元分析软件

SATWE^[51]是专门为多、高层建筑结构分析与设计而研制的空间结构有限元分析软件，适用于各种复杂体型的高层钢筋混凝土框架、框-剪、剪力墙、筒体结构等，也适用于混凝土-钢混合结构和高层钢结构。

(1) SATWE 的计算模型

SATWE 是用墙元来模拟剪力墙，SATWE 中的墙元是在板壳单元的基础上构造出的一种通用墙元，它采用静力凝聚原理将由于墙元的细分而增加的内部自由度消去，将其刚度凝聚到边界节点上，从而保证了墙元的精度和有限的出口自由度，而且墙元的每个节点都具有空间全部 6 个自由度，可以方便地与任意空间梁、柱单元连接，而无需任何附加约束，同时也降低了剪力墙的几何描述和板壳单元

划分的难度,提高了分析效率。板壳单元是目前模拟剪力墙的最理想单元, SATWE 选用这一单元并对墙元的细分和墙上开洞作了自动化处理。

(2) SATWE 在对楼板的处理上采用了四种不同的假定

① 刚性楼板: 假定楼板平面内无限刚, 忽略楼板平面外刚度。其中“假定楼板整体平面内无限刚”多用于常规结构; “假定楼板分块平面内无限刚”适用于多塔式错层结构。

② 弹性楼板 6: “弹性楼板 6”采用壳单元真实计算楼板平面内和平面外刚度, 适用于板柱结构和板柱-抗震墙结构。

③ 弹性楼板 3: “弹性楼板 3”假定平面内刚度无穷大, 面外刚度真实计算, 适用于厚板转换层结构。

④ 弹性膜: “弹性膜”采用壳单元真实计算楼板平面内刚度, 忽略楼板平面外刚度, 适用于空旷的工业厂房和体育场馆结构、楼板局部开大洞结构、楼板平面较长或者有较大的凹入以及弱连接结构。

为提高计算效率, 在保证一定的分析精度的前提下, 针对不同类型的工程, 采用不同的楼板假定。

(3) 在使用 SATWE 软件时, 值得注意的两点

① 墙元的划分并非越细越好: 当墙元划分过细时, 由于单元有一定的厚度, 当单元的长、宽与单元的厚度比较接近时, 墙单元就不能再作为墙单元计算。

② 在地震作用分析时, 程序对振型分解法提供了两种解法: 总刚分析方法和侧刚分析方法。两者的主要区别在于对墙元侧向节点自由度的处理上, 前者将其作为子结构的外部自由度, 参加总刚的集成, 后者将其作为子结构的内部自由度, 在单元计算阶段就凝聚掉, 这就造成墙元之间的变形不协调, 使之在变形的过程中可以自由开裂, 使得计算出的结构刚度偏小, 尤其在采用弹性楼板假定以及错层结构中会产生较大的误差。

2.2.3 ETABS 软件

ETABS^[7]软件是由美国 Berkeley 地震工程研究中心开发的高层建筑三维专用有限元分析软件, 其特点是采用空间杆单元模拟梁、柱、支撑构件, 采用膜元模型来模拟剪力墙, 楼板可采用平面内无限刚假定、分块无限刚假定和弹性假定。ETABS 采用空间协同工作体系, 因此是准三维分析程序。其主要优点是针对建筑

结构的特点进行编制,使用起来比较方便。不足之处是它并非完全三维空间分析程序,协同工作假定带来一定的计算误差,同时,对剪力墙的模型化假定也使得 ETABS 分析结果偏柔。

2003 年 10 月,由中国建筑设计研究院标准所和美国 CSI 公司联合推出符合中国规范的 ETABS V8 中文版,为我国的结构计算软件市场注入了新的活力。ETABS 软件功能十分强大,除了可以进行线性静、动力反应分析外,还可以进行非线性静、动力反应分析、推覆分析和 P- Δ 效应分析等。

2.2.4 SAP2000 软件

20 世纪 70 年代初,美国 Willson 教授等人编制了结构通用有限元分析程序 SAP5,该软件在国际上得到了极其广泛的应用。经过二十多年的发展和完善,90 年代中期,Willson 教授等人将美国、加拿大和新西兰等国的设计规范和常用设计材料的特性编入程序,根据计算分析结果,直接进行下一步设计,推出了被称为 21 世纪的结构分析与设计程序 SAP2000^[10]。该软件以空间杆单元模拟梁、柱、支撑,以壳元模拟剪力墙。

SAP2000 程序中提供了强大的分析功能,不仅囊括了土木工程领域几乎所有的分析类型:静力分析、动力分析、模态分析、反应谱分析等,最近还发展了在机械行业常用的频域分析,如稳态分析及 PSD 分析。工程师需要做的是将实际结构简化为合理的计算模型。对于非线性分析,选择不同的求解器、控制方法或者分析参数,计算结果会明显不同,因此工程师需要对非线性分析过程有一定的了解,并应具备一定的数值计算知识。

(1) 线性分析与非线性分析

在 SAP2000 中,静力分析与时程分析工况均可根据需要设定为线性或者是非线性分析。两者的区别见表 2.1。

时程分析 SAP2000 提供的非线性动力时程分析方法有两种:① FNA 方法,即快速非线性分析方法;② 直接积分方法。

FNA 方法是一种简单而有效的非线性分析方法。在这种方法中,非线性被作为外部荷载处理,形成考虑非线性荷载并进行修正的模态方程。该模态方程与结构线性模态方程相似,因此可对模态方程进行类似于线性振型分解处理。然后基于泰勒级数对解的近似表示,使用精确分段多项式积分对模态方程进行迭代求解。

最后基于前面分析所得到的非线性单元的变形和速度计算非线性力向量，并形成模态力向量，形成下一步迭代新的模态方程并求解。FNA 方法与 LDR 算法结合使用，可以产生一组 LDR 向量来精确捕捉这些力的效应。在 FNA 方法中，通过对于一个较小时间步长中力的线性变化处理，可以精确求解简化的模态方程组，且没有引入数值阻尼和使用较大时间步长的积分误差。

线性分析与非线性分析的区别 表 2.1

类型	线性分析	非线性分析
结构属性	结构属性（刚度、阻尼等）在分析中是恒定的	结构属性随时间、变形和荷载而变化。多大的非线性与用户定义的属性、荷载以及指定的分析参数有关
初始状态	分析从零应力状态开始，即使是用了之前的非线性分析的刚度	分析可以从一个先前的非线性分析继续，初始状态为先前分析的所有荷载、变形、应力等
结构响应	所有的结构响应，如位移、内力、应力等直接与荷载成正比。不同线性分析结果可以叠加	因结构属性可能发生变化，而且可能有初始非零应力状态，所以响应与荷载可能不成正比。不同的非线性分析结果一般不能叠加

使用 FNA 方法时，计算模型必须是稳定的。因此程序中，非线性连接单元将同时被赋予非线性属性和使用有效刚度定义的线性属性，保证结构所有工况的稳定性。在非线性迭代求解期间，这一有效刚度单元中的力将被移到平衡方程的右边。这些虚拟或有效刚度单元不会把长周期引入基本模型中，因此会改进许多非线性结构求解的精度和收敛速度。

（2）pushover 分析

Pushover 分析是一种静力非线性分析，用户定义侧向荷载来模拟地震水平作用，且通过不断增大侧向作用，追踪荷载-位移曲线，将这条曲线（能力曲线）与弹塑性反应谱曲线相结合，进行图解，得到一种对结构抗震性能的快速评估的方法，称为 Pushover 方法。可以将 Pushover 分析分成两个阶段：① 以位移作为基本量，不断增大侧向作用，得到结构的抗侧能力；② 将多自由度体系转换为单自由度体系，与反应谱曲线相结合，确定结构在预定地震水平下的反应。

第一阶段工程师需要根据实际情况选择侧向加载模式、确定在一个加载模式

中荷载的比例关系、选择是否考虑重力带来的 $P-\Delta$ 效应等。比如地震分析中,若重力造成的 $P-\Delta$ 效应显著,则进行 Pushover 分析之前先要进行重力荷载的非线性分析,荷载大小一般取为重力荷载代表值,由于荷载大小已知,故采用荷载控制方法。定义 Pushover 分析工况时,初始条件选择来自重力非线性工况。

第二阶段主要输入地震水平,确定初始的结构阻尼比及结构类型。在 Pushover 分析中如果包含非线性单元,则其刚度值依据等效线性刚度、阻尼值依据等效线性阻尼系数。程序会将等效线性阻尼系数自动计算到固有+附加阻尼中。

(3) 阶段施工分析

阶段施工即定义一系列施工阶段,在每一个施工阶段里面能够增加或去除部分结构、选择性地施加部分荷载以及考虑龄期、收缩和徐变等时间相关的材料性能,以模拟结构在施工过程中结构刚度、质量、荷载等的不断变化。阶段施工是一种非线性静力分析,在分析过程中结构会发生变化,还可选择是否考虑材料和几何非线性。阶段施工也可为其它线性分析工况提供初始刚度。程序中,施工过程的每个阶段由一组称作有效组的构件来表示。当从一个阶段到下一个阶段分析结构发生变化时,根据用户的定义,SAP2000 会首先判断哪些构件是新添加的,哪些被删除了以及哪些是没有变化的。对于这几种不同的构件,进行不同的操作。

需要指出的是,SAP2000 中材料的收缩、徐变和龄期效应的计算是基于欧洲 CEB-FIP90 模式规范相应的条款。公路桥梁规范中材料的时间效应也是基于此规范。

2.3 优化设计理论

对于任意的优化问题,都可以归结为如下数学模型^[6]:

$$\left. \begin{array}{ll} \min f(x) & (x \in R^n) \\ s.t. g_j(x) \leq 0 & (j=1,2,\dots,m) \\ h_k(x) = 0 & (k=m+1,m+2,\dots,p) \end{array} \right\} \quad (2-1)$$

在该数学模型中,当 $m=0$, $p=0$ 时不存在约束条件,称无约束优化问题;当 m , p 中有一个不为 0 时,称有约束优化问题。目标函数 $f(x)$, 约束函数 $g_j(x)$ 、 $h_k(x)$ 均是设计变量 x 的线性函数时,这样的规划问题称为线性规划;当 $f(x)$ 、 $g_j(x)$ 、 $h_k(x)$ 中至少有一个函数是非线性函数时,这样的规划问题称为非线性规划。一般来说,优化设计方法可以按照约束条件和优化方法的特征来划分。按照约束条件的数学

特征可以分为有约束和无约束条件两类；按照优化方法的特征可以分为准则法和数学规划法。

2.3.1 约束优化

当设计变量只有一个时，称为一维搜索或一元函数的极值问题，有黄金分割法、抛物线法、牛顿法、平分法、三次插值法。其中前两种方法为直接法，后三种为解析法。

(1) 黄金分割法。它不要求函数连续可导，但要求函数在搜索区内为单峰函数。其方法是在给定的初始收缩区间，适当选择一些点，比较这些点上函数值的大小，逐步缩小搜索区间，最后取小区间的平均值近似地作为函数的极值点。

(2) 抛物线法。又称二次插值法，它近似地用一个二次函数来代替目标函数，并以近似函数的极值点作为一个新点，通过比较函数值的大小来缩减搜索区间，最终找到目标函数的极值点。

(3) 牛顿法。又称切线法，它是一种解析法，它用到高等数学中的 *Taylor* 级数和目标函数 $f(x)$ 的一阶、二阶导数。其实质就是求函数 $f'(x)=0$ 方程根的逐次逼近法，它以函数 $f'(x)$ 在 x_0 处的切线与 x 轴的交点作一个逼近点，直到它和 $f'(x)$ 与 x 轴的真正交点足够接近为止。

(4) 平分法。该法是在给定的初始搜索区间内找出区段的中点，利用函数一阶导数的特性来决定舍掉搜索区的哪一半，这样逐步缩小搜索区间，直至搜索区间足够小，取它们的中点作为函数的极值点。

2.3.2 非线性规划

非线性规划是结构优化设计中最常见的，求解非线性规划的方法包括直接法和解析法。直接法细分为网格法、复形法、随机试验法等；解析法包括可行方向法、梯度投影法等。此外，还有序列规划法、拉格朗日乘子法、罚函数法等。

拉格朗日乘子法实质是引入待定乘子。把一个约束极值问题转化为无约束极值问题。根据约束条件分为等式约束和不等式约束两种情况。

(1) 等式约束

对于求解问题为：

$$\left. \begin{array}{l} \min \quad f(x) \\ s.t. \quad g_j(x) = 0 \quad (j = 1, 2, \dots, m) \end{array} \right\} \quad (2-2)$$

引入拉格朗日乘子 λ ，则得拉格朗日目标函数为

$$F(X, \lambda) = f(x) - \sum_{j=1}^m \lambda_j g_j(x) \quad (2-3)$$

式中： $\lambda = (\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_m)$ 为拉格朗日乘子，该乘子是目标函数 $f(x)$ 随约束函数 $g_j(x)$ 等式约束的微小变化而变化的比率。

则式(2-2)的极值问题就转化为式(2-3)的极值问题，式(2-3)的极值点的梯度必须为 0，即

$$\frac{\partial F}{\partial x_i} = \frac{\partial f}{\partial x_i} + \sum_{j=1}^m \lambda_j \frac{\partial g_j}{\partial x_i} = 0 \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (2-4)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \lambda_j} = g_j(x) = 0 \quad (j = 1, 2, \dots, m) \quad (2-5)$$

解式(2-4)和式(2-5)可求得极值点的坐标和拉格朗日乘子 λ_j

(2) 不等式约束

对于经常遇到的不等式约束问题

$$\left. \begin{array}{l} \min \quad f(x) \\ s.t. \quad g_j(x) \leq 0 \quad (j = 1, 2, \dots, m) \end{array} \right\} \quad (2-6)$$

引入松弛变量 s_j ，将不等式约束变为等式约束：

$$g_j(x) + s_j^2 = 0 \quad (j = 1, 2, \dots, m) \quad (2-7)$$

拉格朗日目标函数为

$$F(x, \lambda, s) = f(x) + \sum_{j=1}^m \lambda_j [g_j(x) + s_j^2] \quad (2-8)$$

式中： $\lambda = (\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_m)^T$ 为拉格朗日乘子； $s = (s_1, s_2, \dots, s_m)^T$ 。

则式(2-8)的极值点的必要条件为

$$\frac{\partial F}{\partial x_i} = \frac{\partial f}{\partial x_i} + \sum_{j=1}^m \lambda_j \frac{\partial g_j}{\partial x_i} = 0 \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (2-9)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \lambda_j} = g_j(x) = 0 \quad (j = 1, 2, \dots, m) \quad (2-10)$$

$$\frac{\partial F}{\partial s_j} = 2\lambda_j s_j = 0 \quad (j = 1, 2, \dots, m) \quad (2-11)$$

通过上面 3 式可以求出未知数 x_i 、 λ_j 和 s_j

2.4 规范中的有关要求

剪力墙结构由于其抗侧移刚度大，能有效地减小侧移，具有一定的延性，已逐渐成为高层建筑中广泛应用的一种结构体系。“高规”、《建筑抗震设计规范 GB50011-2001》(以下简称“抗规”)^[1]以及《混凝土结构设计规范 GB50010-2002》(以下简称“混凝土规范”)^[2]中对高层建筑的结构选型、布置原则及构造措施等都作了相应的规定，下面就本文涉及到的影响剪力墙结构优化的因素如：结构轴压比、楼层层间刚度、楼层层间位移等。对规范中的有关规定归纳如下：

(1) 高规 7.1 第 2 条：高层建筑结构不应采用全部为短肢剪力墙的剪力墙结构。短肢剪力墙较多时，应布置筒体(或一般剪力墙)，形成短肢剪力墙与筒体(或一般剪力墙)共同抵抗水平力的剪力墙结构；抗震设计时，筒体和一般剪力墙承受的第一振型底部地震倾覆力矩不宜小于结构总底部地震倾覆力矩的 50%；抗震设计时，各层短肢剪力墙在重力荷载代表值作用下产生的轴力设计值的轴压比，抗震等级为一、二、三时分别不宜大于 0.5、0.6 和 0.7；7 度和 8 度抗震设计时，短肢剪力墙宜设置翼缘。“一字形”短肢剪力墙平面外不宜布置与之单侧相交的楼面梁。

(2) “高规” 7.1 第 1 条：剪力墙结构中，剪力墙宜沿主轴方向或其他方向双向布置；抗震设计的剪力墙结构，应避免仅单向有墙的结构布置形式。剪力墙墙肢截面宜简单、规则。剪力墙结构的侧向刚度不宜过大。

(3) 剪力墙的门窗洞口宜上下对齐、成列布置，形成明确的墙肢和连梁，宜避免使墙肢刚度相差悬殊的洞口设置，抗震设计时，一、二、三级抗震等级剪力墙的底部加强部位不宜采用错洞墙；较长的剪力墙宜开设洞口，将其分成长度较为均匀的若干墙段，墙段之间宜采用弱连梁连接，每个独立墙段的总高度与其截面高度之比不应小于 2。剪力墙宜由下到上连续布置，避免刚度突变。

(4) 剪力墙结构混凝土强度等级不应低于 C20；带有筒体和短肢剪力墙的剪力墙结构的混凝土强度等级不应低于 C25；矩形截面独立墙肢的截面高度 h_w 不宜小于截面厚度 b_w 的 5 倍；当 h_w/b_w 小于 5 时，其在重力荷载代表值作用下的轴

压力设计值的轴压比，三级时不宜大于 0.6；高度不大于 150m 的剪力墙结构，其楼层层间最大位移角 $\Delta u / h \leq 1/1000$ 。

(5) 质量和刚度分布明显不对称的结构，应计入双向水平地震作用下的扭转影响；其他情况，应允许采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响；建筑结构应采用空间结构计算模型并应符合下列要求：①扭转不规则时应计算扭转影响且楼层竖向构件最大的弹性水平位移和层间位移分别不宜大于楼层两端弹性水平位移和层间位移平均值的 1.5 倍；②凹凸不规则或楼板局部不连续时应采用符合楼板平面内实际刚度变化的计算模型，当平面不对称时尚应计算扭转影响。

(6) 抗震设计的高层建筑结构，其楼层侧向刚度不宜小于相邻上部楼层侧向刚度的 70%或其上相邻三层侧向刚度平均值的 80%。当地下室顶板作为上部结构的嵌固端时，地下室的楼层侧向刚度不应小于相邻上部结构楼层侧向刚度的 2 倍。

(7) 一、二、三级抗震墙的竖向和横向分布钢筋最小配筋率均不应小于 0.25%；四级抗震墙不应小于 0.20%；钢筋最大间距不应大于 300mm，最小直径不应小于 8mm。

第3章 高层剪力墙结构优化模型的优化设计

3.1 剪力墙结构优化的原则

筒体和一般剪力墙承受的第一振型底部地震倾覆力矩不宜小于结构总底部地震倾覆力矩的50%^[3]。当难以判断时,可控制第一振型下一般剪力墙底部地震剪力不应小于总剪力的50%。对高层剪力墙结构的优化,一般是以寻求最佳的剪力墙刚度为目标,但是最优刚度的定义一直争议较多。一般来说,建筑结构的刚度越大,抵抗地震作用力就越大,结构也就越稳定,但是如果无限制增大结构的刚度势必会增加结构的工程造价;如果刚度过大,不仅对结构不利,还会对结构产生不利的影响,如:周期太短、层间位移过小等。

剪力墙的特点是平面内刚度和承载能力较大,而平面外刚度和承载能力相对很小,在做结构优化的时候应该使结构层间位移角保持在合理的范围内,不能偏差规范限制太多;保证结构抵抗地震的作用力在规范要求范围内,并考虑个因素相互制约的影响。剪力墙结构优化是个十分复杂的问题,影响剪力墙的因素众多,而各因素又相互制约,因此在对高层建筑优化时应考虑定量和定型的分析研究。

针对本工程原有特点,在保证原结构建筑使用功能和规范要求下对结构作如下优化:

(1) 尽量避免出现“一字型”剪力墙,避免楼面梁一侧或两侧搁置在“一字型”剪力墙或其连梁上。

(2) 使得结构受力更加合理,能在满足规范要求的前提下,使剪力墙的结构性能达到最优,经济性更加合理。

(3) 通过改变剪力墙的数量及其布置使得结构的楼层刚度、周期、层间位移角更加合理。

3.2 结构概况及特点

3.2.1 结构概况

本文计算模型以北京中建恒基工程设计有限公司批准项目——青岛市某住宅小区 的 1#楼(高层住宅楼)为对象进行研究,大致概况如下:

该工程建筑层数 18 层,局部与地下车库(一层)相连。标准层建筑面积 343.11m^2 , 层高 2.8m。建筑物高 $H=56.8\text{m}$, 宽 $B=18.3\text{m}$, 高宽比 $H/B=3.10$, 板式住宅, 结构型式为现浇纯剪力墙结构, 结构立面图见图 3.1 和图 3.2 所示。主体为剪力墙结构, 建筑结构安全等级为二级, 结构使用年限为 50 年。依据《建筑抗震设防分类标准》GB50223-95, 本建筑物属乙类建筑, 本工程抗震设防烈度为六度, 建筑抗震设防类别为丙类, 剪力墙抗震等级为四级, 地震分组第二组, 设计地震加速度为 $0.05g$, 场地土类别 II 类。按“抗规”和“高规”, 结构宜按抗震设防烈度为 6 度($0.05g$)的要求采取抗震构造措施, 其修正后的基本风压值取为 0.6KN/m^2 , 地面粗糙度类别为 C 类。基础形式为筏板基础, 地下室一层, 层高 4.2m。

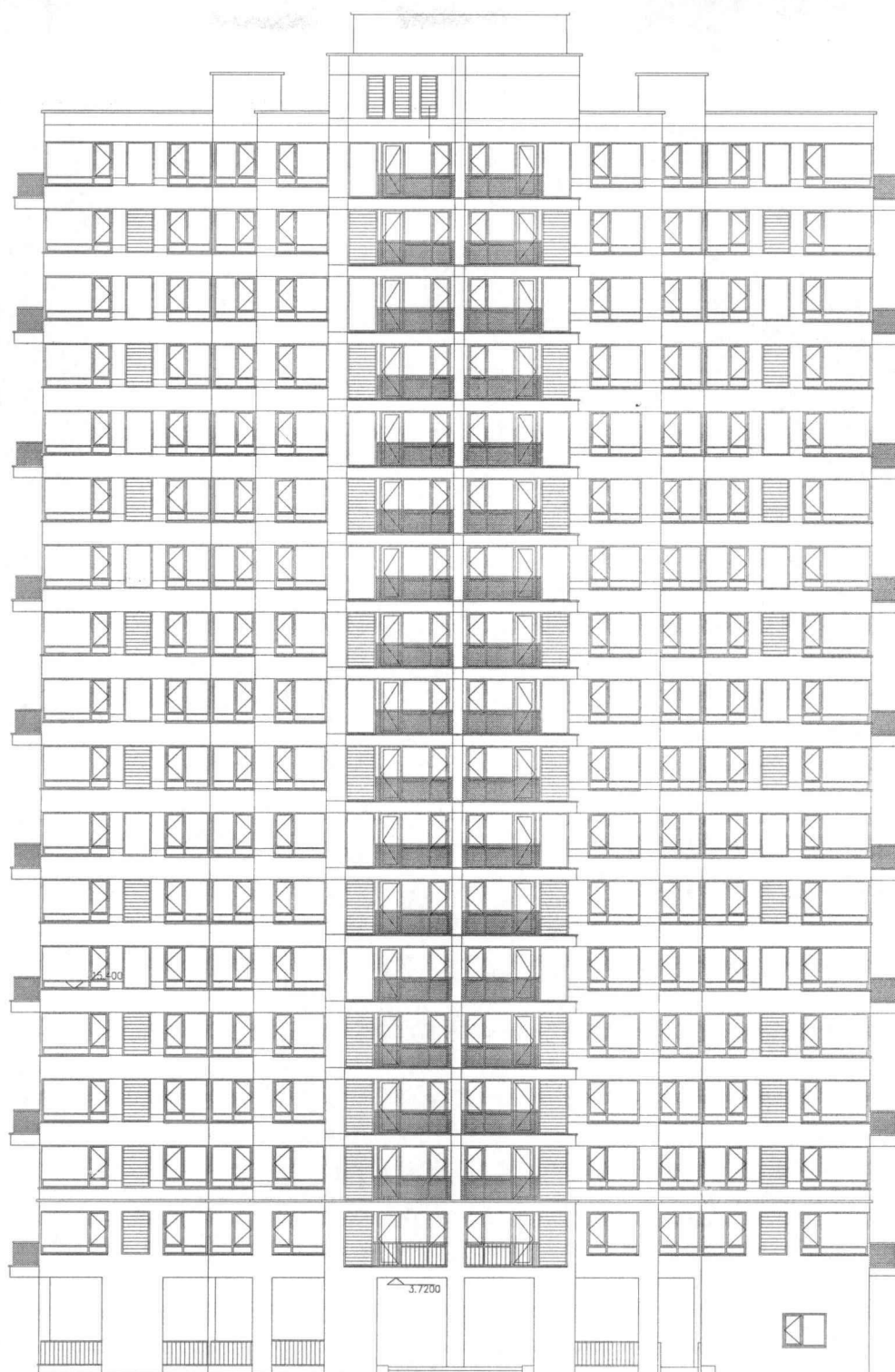


图 3.1 建筑正立面图

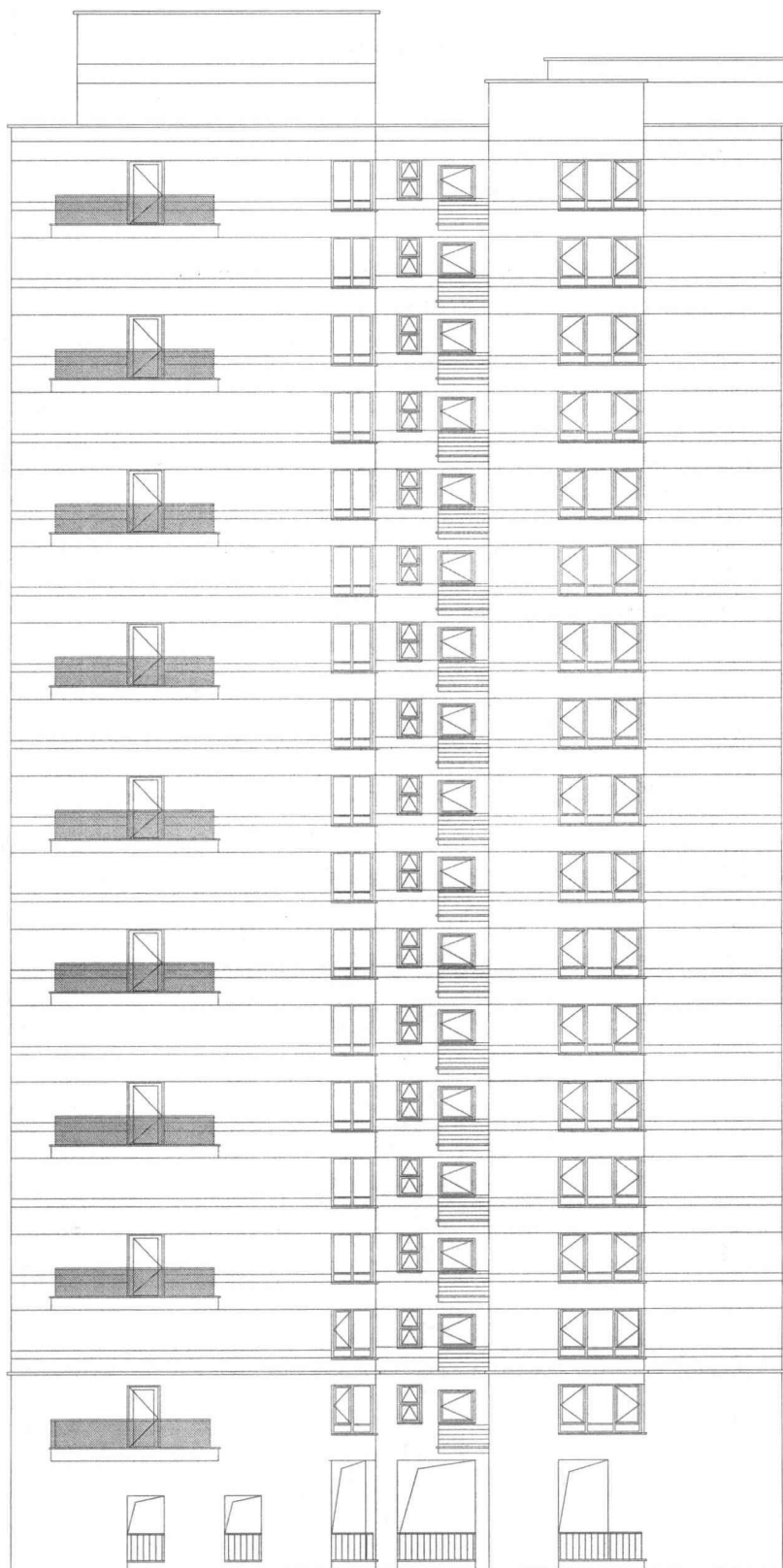


图 3.2 建筑侧立面图

为了保证结构在地震作用下的总体性能，采取了一些必要的抗震构造措施，具体见表 3.1。

表 3.1 基本抗震构造

混凝土强度	柱、墙	C25-C30	钢筋强度	最高 $f_y=360\text{N/mm}^2$
	梁、板	C25		最低 $f_y=210\text{N/mm}^2$
楼盖类型	混凝土现浇楼板			
板厚（mm）	地下室顶板 160，楼面板 100-120，楼层顶板 120			
梁截面（mm×mm）	最大：250×400		最小：200×320	
剪力墙厚度（mm）	最大：250		最小：180	
柱截面（mm×mm）	最大：500×750		最小：200×400	

3.2.2 结构特点

由设计资料得知该工程有以下特点:

(1) 基础顶至室内地坪有 4.2m 的地下空间, 待基础施工完毕回填土回填夯实, 墙体为现浇剪力墙结构。上部传来的荷载全部由剪力墙承担, 水平地震作用主要靠剪力墙承担。室内地坪处地板是 160mm 厚的现浇板, 可以作为上部结构的嵌固端。上部结构平面为一梯四户, 且对称布置。所以该结构为一个平面规则的建筑。

(2) 因为该工程为剪力墙结构, 并且剪力墙从上部结构全部直接落地。且该结构完全满足“高规”4.4.5 条, 所以为一个竖向规则结构。

(3) 从结构平面布置图上可以看出, 该结构布置了太多的剪力墙, 且绝大多数剪力墙为长肢剪力墙和“一字型”剪力墙。根据经验, 对于本工程—18 层的高层建筑且抗震设防为 6 度, 选用短肢剪力墙结构较为经济。所以我们认为该结构有可能不经济。

3.3 有限元程序和参数的选取

3.3.1 有限元分析程序的选取

考虑到本工程研究的主要内容是有关振型、位移、应力比较等方面, 研究范围在线性分析阶段, 所以选取 SATWE 作为对比分析程序。SATWE 软件 (Space Analysis of Tall-Buildings with Wall-Element) 由中国建筑科学研究院开发的专为多、高层建筑设计而研制的空间组合结构有限元分析软件, 适用于各种复

杂体型的高层钢筋混凝土框架、框剪、剪力墙、筒体结构以及混凝土钢混合结构和高层钢结构。

SATWE软件采用空间杆单元模拟梁、柱及支撑等杆件,采用了在壳元基础上凝聚而成的墙元模型来处理剪力墙结构,在每一节点用6个自由度来模拟剪力墙单元3D空间的变形,可以方便地与任意空间梁、柱单元连接,而无需任何附加约束。

SATWE系统既可以考虑刚性楼板,也可以考虑弹性楼板,给出了四种简化假定:即假定楼板整体平面内无限刚、分块无限刚、分块无限刚带弹性连接板带和弹性楼板,这些都使计算模型更接近于实际情况。

作为基于壳元理论开发的有限元分析软件,SATWE的核心是解决了剪力墙和楼板的模型化问题,尽可能地减小了其模型化误差,提高了分析精度,使分析结果能较好地反映出高层建筑结构的真实受力状态。

因此就目的而言,PKPM系列的SATWE是综合性能较好的结构计算分析程序。SATWE适于计算分析框支剪力墙转换层等复杂结构;是现阶段综合性能相对较强的结构计算分析程序,是高层结构设计的首选软件。

3.3.2 模型计算参数的选取

根据设计条件及建筑本身的性质,对结构参数的选取如下:

- (1) 恒载、活载均模拟施工加载方式;
- (2) 风荷载、地震力按 X、Y 两个方向计算;
- (3) 结构平面为矩形,结构体型系数 1.3;
- (4) 地震荷载作用计算选取 20 个振型,以保证振型参与质量达到总质量的 90%,振型组合时采用扭转耦联 CQC 组合方法,考虑偶然偏心;
- (5) 结构的阻尼比 0.05,多遇地震影响系数最大值 0.04,罕遇地震影响系数最大值 0.5;
- (6) 考虑到该剪力墙结构填充墙较多,周期折减数取 0.95;
- (7) 考虑基础回填土对结构的约束,认为地下室无水平位移,故回填土对地下室约束相对刚度比取 5。

3.4 结构优化模型的建立

3.4.1 优化前的结构模型

本文计算模型以青岛某住宅小区高层剪力墙结构为研究对象，是一栋已经设计好并在建的工程。用作比选的优化前的结构模型即是本建筑结构施工图的计算模型。结构计算模型的各楼层平面布置图见图 3.3-3.7。

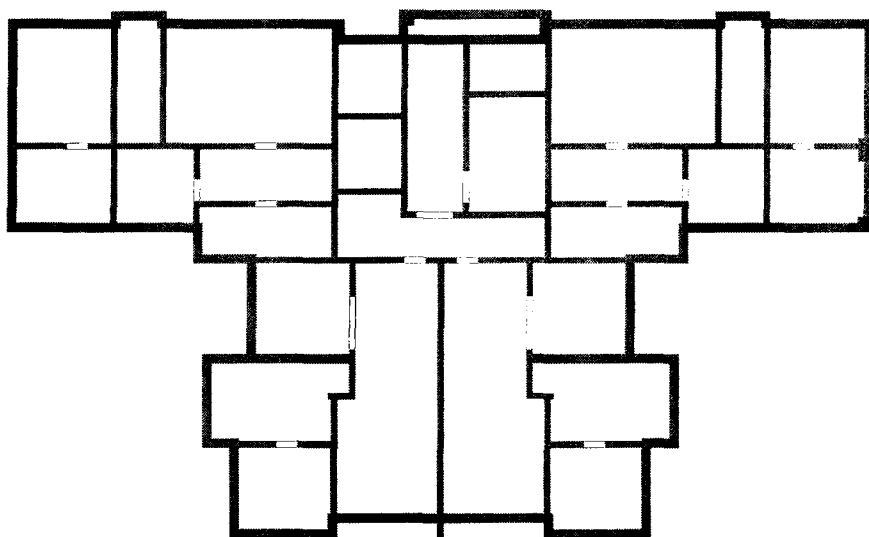


图 3.3 模型一第一标准层（地下室）

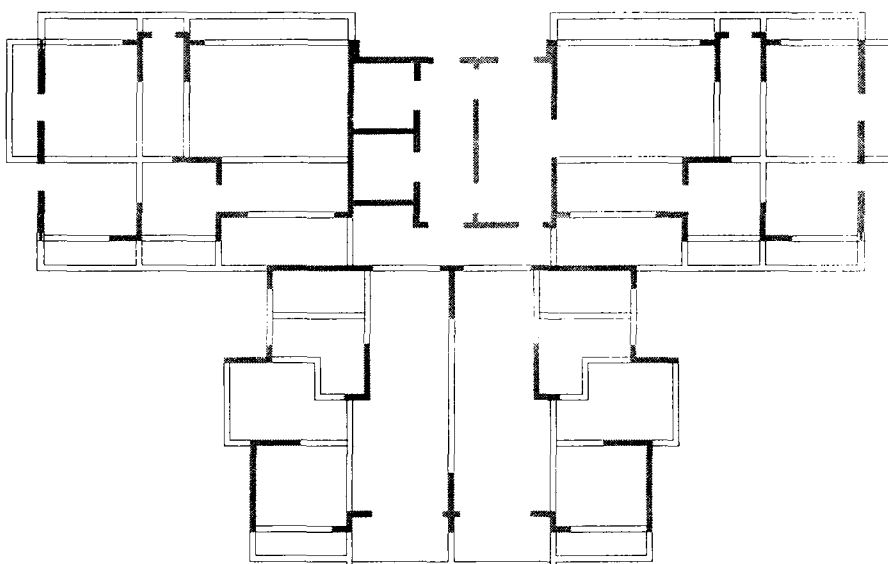


图 3.4 模型一第二标准层（结构标准层）

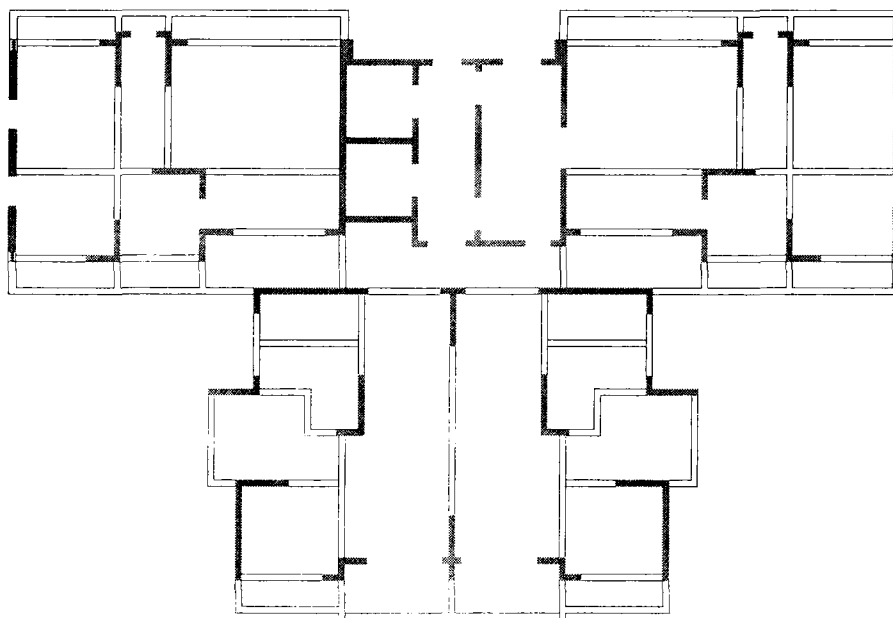


图 3.5 模型一第三标准层（结构标准层）

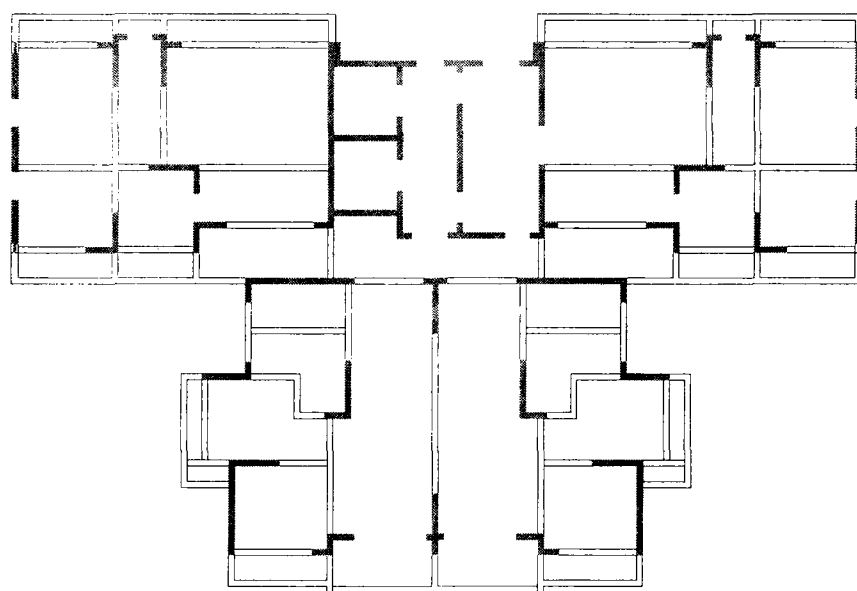


图 3.6 模型一第四标准层（屋顶层）

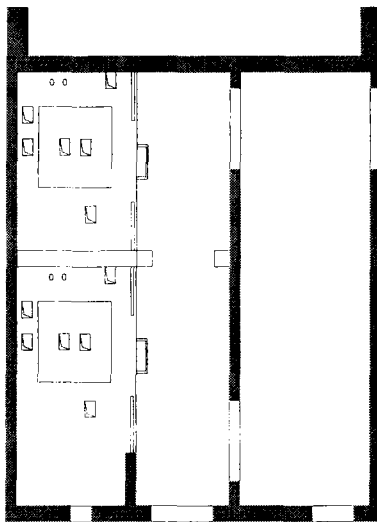


图 3.7 模型一第五标准层（电梯机房层）

3.4.2 优化后的结构模型

根据优化的原则与具体方法，本文在优化的时候主要是变部分“一字型”剪力墙为“T形”或“L形”剪力墙，用一些带翼缘的剪力墙替代一些过长的剪力墙肢。对于本工程中心筒附近的剪力墙过多，所以把中心筒附近剪力墙取掉一部分，地下室考虑作为嵌固端剪力墙不削弱，为了避免鞭梢效应第四标准层也不削弱。具体形式见图 3.8-3.10。

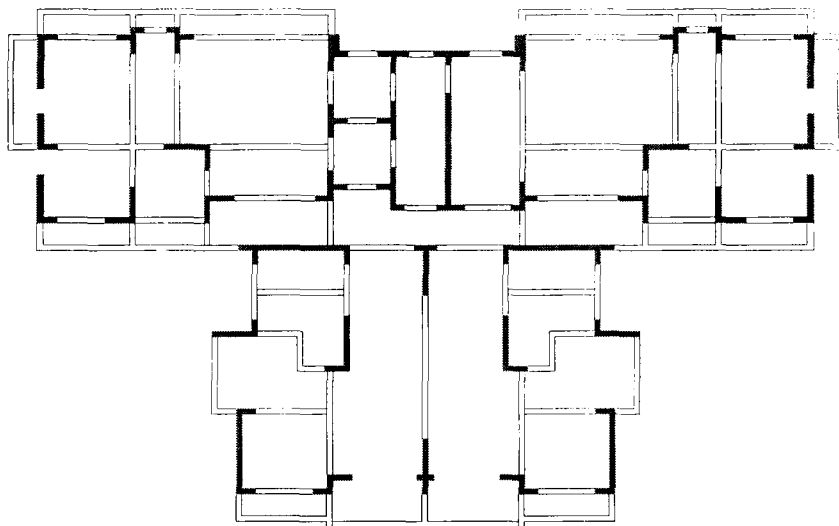


图 3.8 模型二第二标准层（结构标准层）

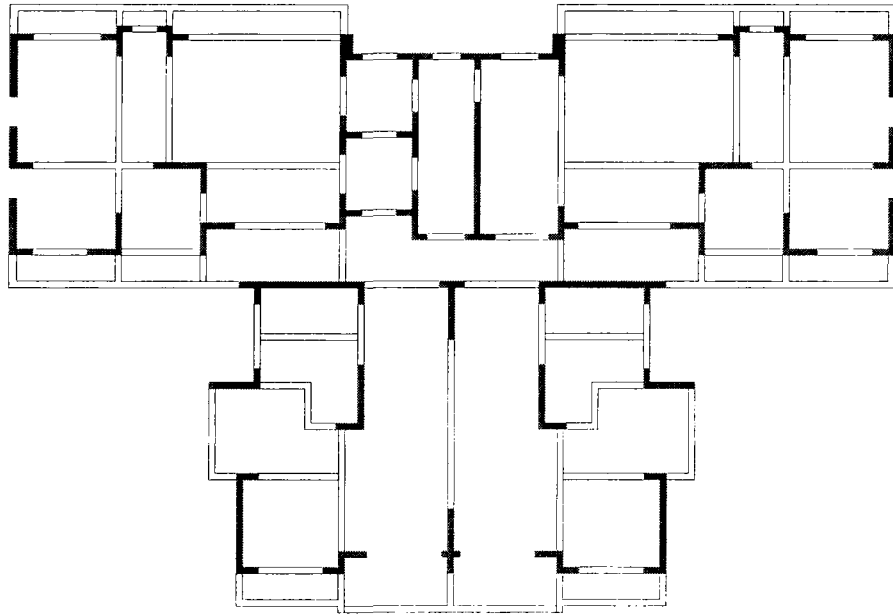


图 3.9 模型二第三标准层（结构标准层）

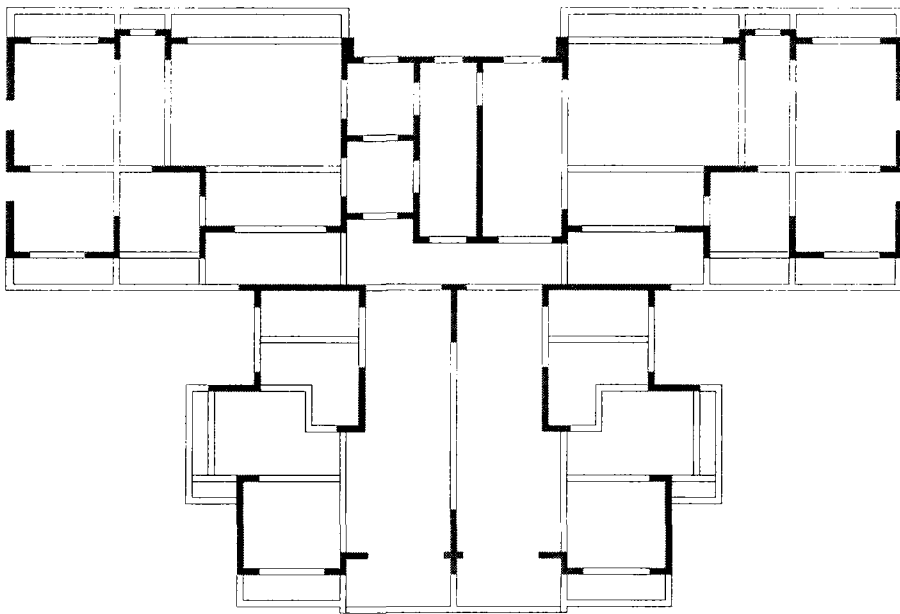


图 3.10 模型二第四标准层（屋顶层）

3.5 模型优化的结果分析

3.5.1 动力特性

(1) 周期

从表中可以看出，优化后的模型周期均比原结构模型的周期大，两个结构模

型周期差值与原结构模型的周期之比在 10%左右,说明原结构比优化后的结构模型要“刚”。见表 3.2。

模型一:从表中可以看出:平动周期主要是第 1、2、4、5、7、8、9、10 周期,其中 Y 方向的平动周期为第 2、5、8、9 周期;X 方向的平动周期为第 1、4、7、10 周期。只有第 3、6 周期是以扭转为主,平动成分较小。从这一结果可以看出本工程整体刚度很好。

模型二:平动周期主要分布在第 1、2、4、5、7、8、10 周期,其中 X 方向的平动周期主要为第 2、4、7、10 周期;Y 方向的平动周期为第 1、5、8 周期。扭转周期主要分布在第 3、6、9 周期。

根据“高规”4.3.5 规定“结构平面布置应减少扭转的影响。结构扭转为主的第一自振周期 T_t 与结构平动为主的第一自振周期 T_1 之比应满足: A 级高度高层建筑不应大于 0.9; B 级高度高层建筑、混合结构高层建筑及本规程第 10 章所指的复杂高层建筑不应大于 0.85”。模型一比值为 0.85,模型二为 0.79。从而可以看出模型二的扭转比模型一小,更接近规范要求。

表 3.2 结构振型周期表

振 型	周期 (模型一)	周期 (模型二)	平动系数 (X+Y) (模型一)	平动系数 (X+Y) (模型二)	周期差值与原 结构周期的比
1	1.5642	1.7132	0.82 (0.43+0.39)	1.00 (0.03+0.97)	9.53%
2	1.5077	1.6750	0.96 (0.37+0.59)	0.95 (0.92+0.03)	11.10%
3	1.3353	1.3496	0.23 (0.21+0.02)	0.06 (0.06+0.01)	1.07%
4	0.4324	0.4927	0.83 (0.82+0.02)	0.99 (0.98+0.00)	13.95%
5	0.3665	0.4582	0.91 (0.07+0.84)	1.00 (0.00+1.00)	25.02%
6	0.3423	0.3560	0.26 (0.12+0.14)	0.02 (0.02+0.00)	4.00%
7	0.2093	0.2468	0.86 (0.85+0.01)	0.99 (0.99+0.00)	17.92%
8	0.1650	0.2225	0.63 (0.11+0.52)	1.00 (0.00+1.00)	34.85%
9	0.1568	0.1720	0.52 (0.05+0.47)	0.02 (0.01+0.00)	9.69%
10	0.1284	0.1517	0.86 (0.85+0.01)	0.99 (0.99+0.00)	18.15%

(2) 振型

根据“高规”第 5.1.13 条 2 款规定,抗震计算时,宜考虑平扭耦联计算结构

的扭转效应，振型数不应小于 15，对多塔楼结构的振型数不应小于塔楼数的 9 倍，且计算振型数应使振型参与质量不小于总质量的 90%。根据以上要求该结构两个模型均计算 20 个振型。X, Y 方向的有效质量系数均能满足要求。

模型一计算结果:X 向地震有效质量系数:98.74%; Y 向地震有效质量系数:98.77%。

模型二计算结果:X 向地震有效质量系数:99.59%; Y 向地震有效质量系数:98.85%。

由结构振型图见图 3.11，图 3.12 可以得知，两个模型 X 方向均比 Y 方向摆动厉害，这说明结构 X 方向的刚度比 Y 方向小；从图中可以看出优化后的模型比原模型的振动规则，这也说明对结构的优化有利于结构的抗震。

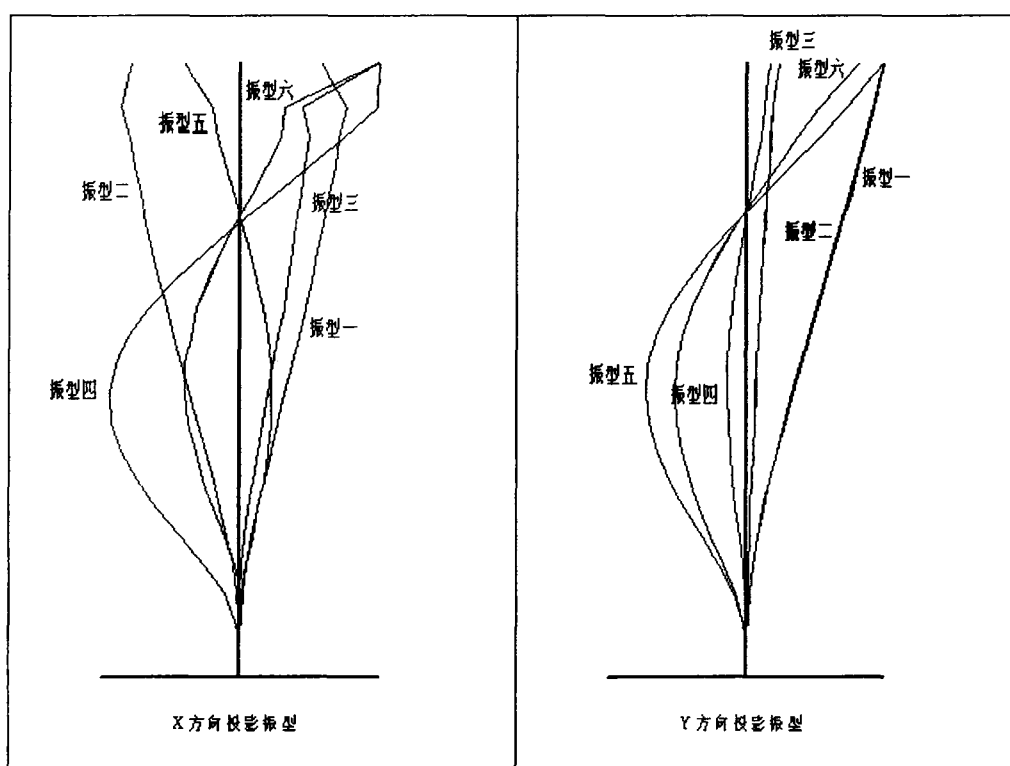


图 3.11 模型一结构振型图

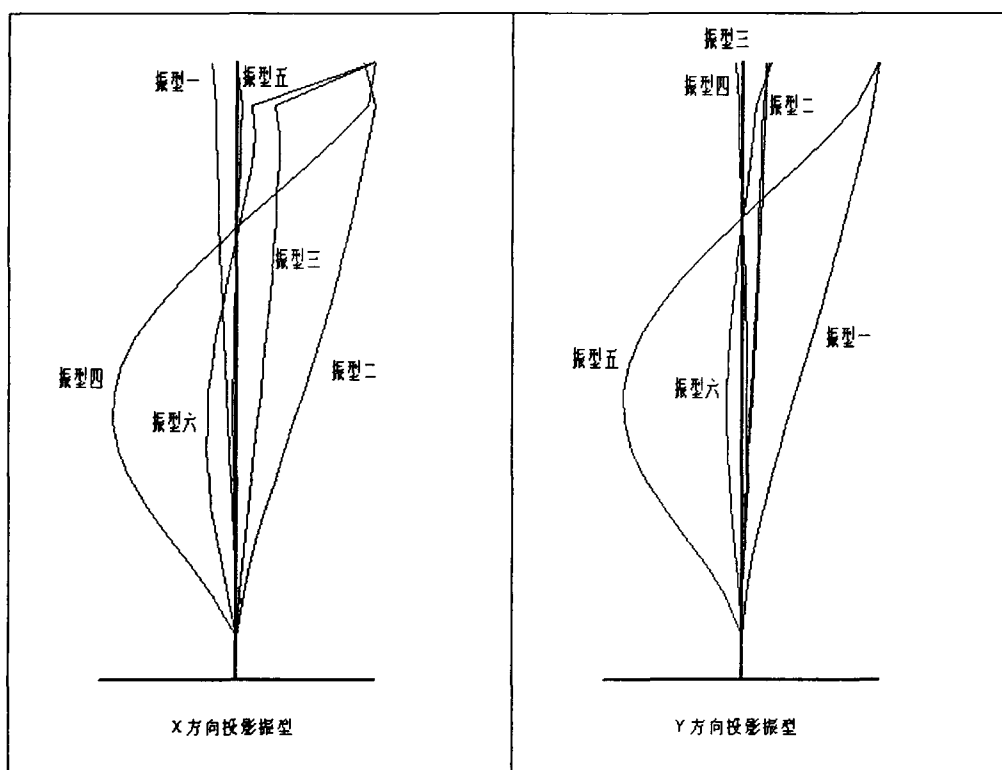


图 3.12 模型二结构振型图

3.5.2 变形情况

(1) 结构顶点位移

两模型顶点位移结果分别查表统计如下：

表 3.3 顶点位移比较

工况	X 向地震	X 双向地震	Y 向地震	Y 双向地震	X 向风荷载	Y 向风荷载
模型一	11.62	11.99	11.46	13.01	11.89	17.56
模型二	13.00	13.03	12.93	13.42	14.85	21.98
两者比值	1.12	1.09	1.13	1.03	1.25	1.25

从上表可以看出，原结构模型的顶点位移比优化后的模型大，说明原结构模型的刚度比优化后的模型大，这是原结构模型剪力墙布置较多，楼层刚度较大；优化后的模型减少了部分剪力墙，结构刚度降低使结构变“柔”。由表中可以看出优化设计引起的位移变化幅度较大的工况时风荷载。

(2) 层间位移

“抗震规范”规定，结构弹性层间位移角 $[\theta_e]$ 为多遇地震作用标准值产生的

楼层内最大的弹性层间位移 Δu_e 与计算楼层层高 h 的比值,“高规”第 4.6.3 条规定剪力墙结构此比值应满足 $\Delta u_e/h \leq 1/1000$ 。有限元软件 SATWE 采用各层的柱或墙等竖向构件上部节点位移与下部节点位移之差作为结构的层间位移,而结构的最大层间位移则是这些楼层位移中的最大值。

表 3.4 最大层间位移和最大层间位移角统计表

工况		X 向 地震	X 双向 地震	Y 向 地震	Y 双向 地震	X 向风 荷载	Y 向风 荷载
模型一	最大层间位移	0.78	0.81	0.78	0.87	0.82	1.43
	最大层间位移角	1/3626	1/3497	1/3606	1/3157	1/3401	1/2496
模型二	最大层间位移	0.87	0.87	0.84	0.87	1.02	1.4
	最大层间位移角	1/3218	1/3211	1/3321	1/3202	1/2751	1/1994
模型二与模型一最大层间 位移比		1.12	1.07	1.08	1.00	1.24	0.98
模型二与模型一最大层间 角位移比		1.13	1.09	1.09	0.99	1.24	1.25

从表中可以看出原结构模型与优化后的模型在风荷载作用下的层间位移角相差较明显,地震作用下相差不大,这说明低烈度区风荷载对结构其控制主用。但模型一的最大层间位移角比优化后模型的最大层间位移角地震荷载作用下基本大 10%左右、风荷载作用下大 25%,这说明优化后的模型更能接近规范限值,相对比较合理。

两模型在地震和风荷载作用下的变形情况通过直观图表示出来。见图 3.13-3.20。

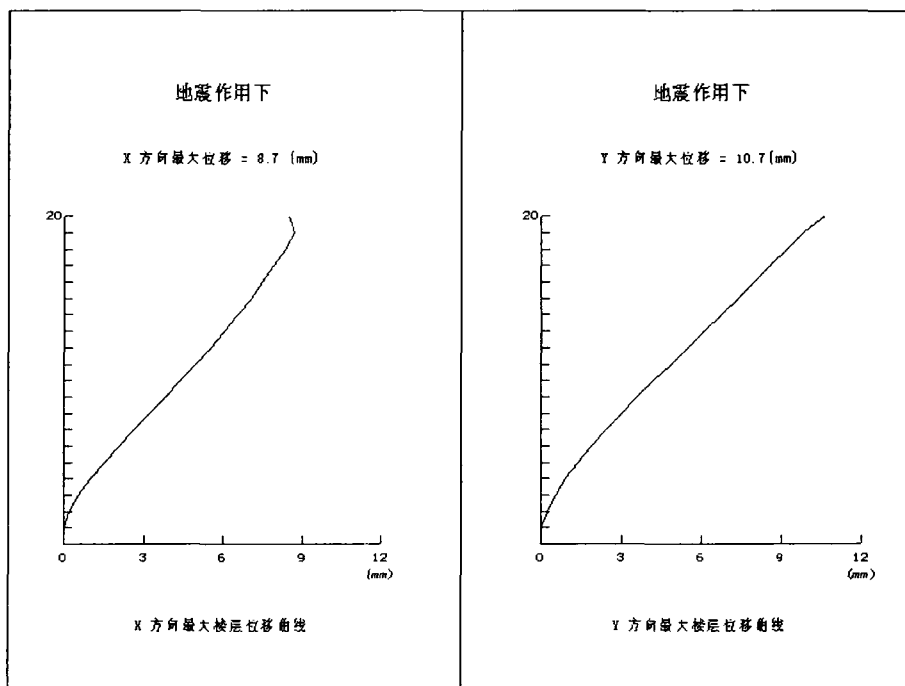


图 3.13 模型一地震作用下最大楼层位移

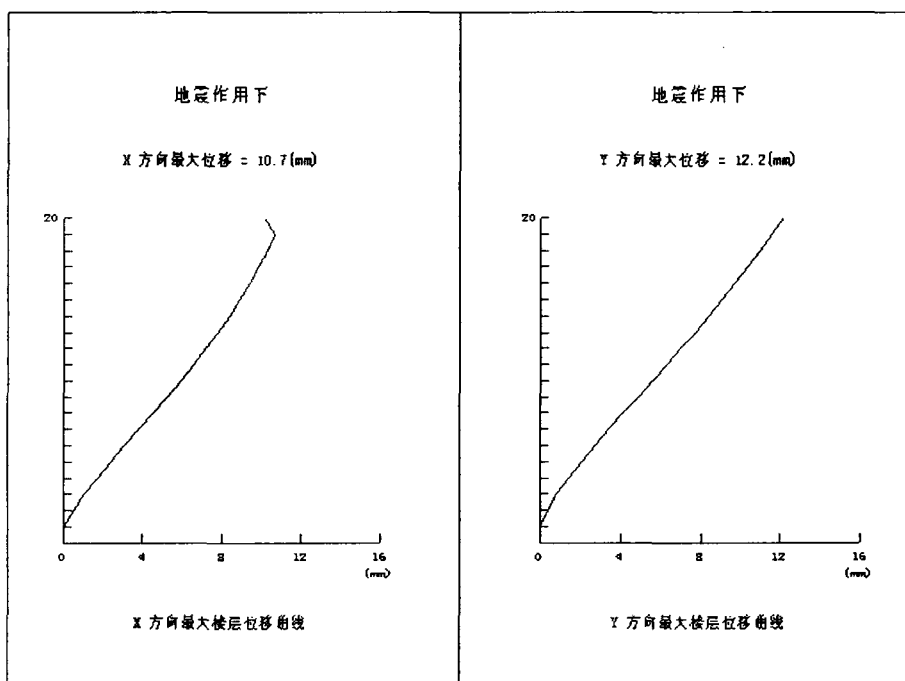


图 3.14 模型二地震作用下最大楼层位移

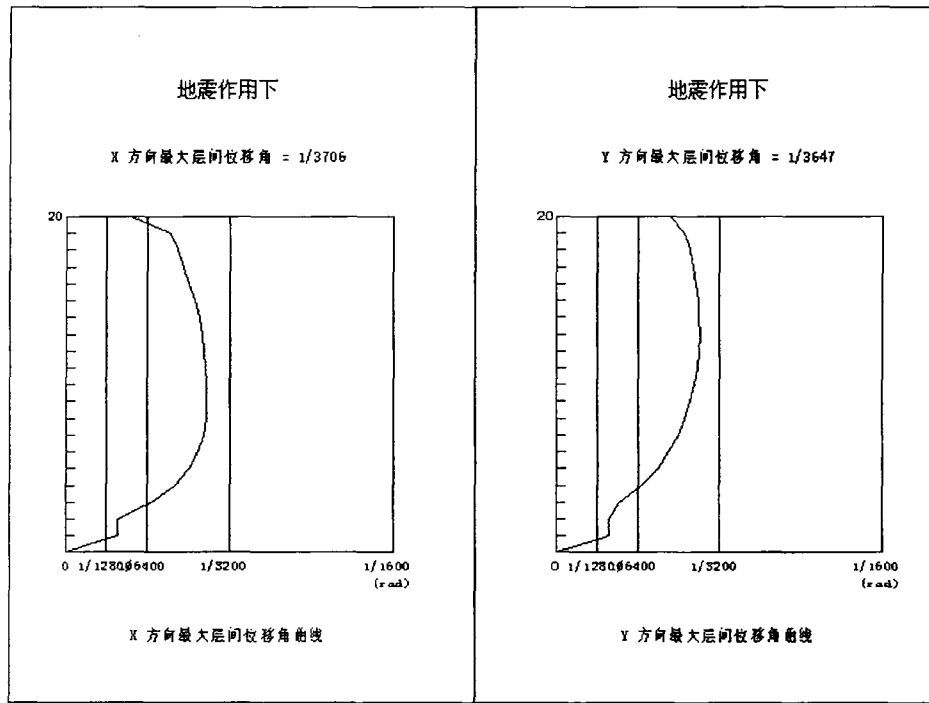


图 3.15 模型一地震作用下最大层间位移角

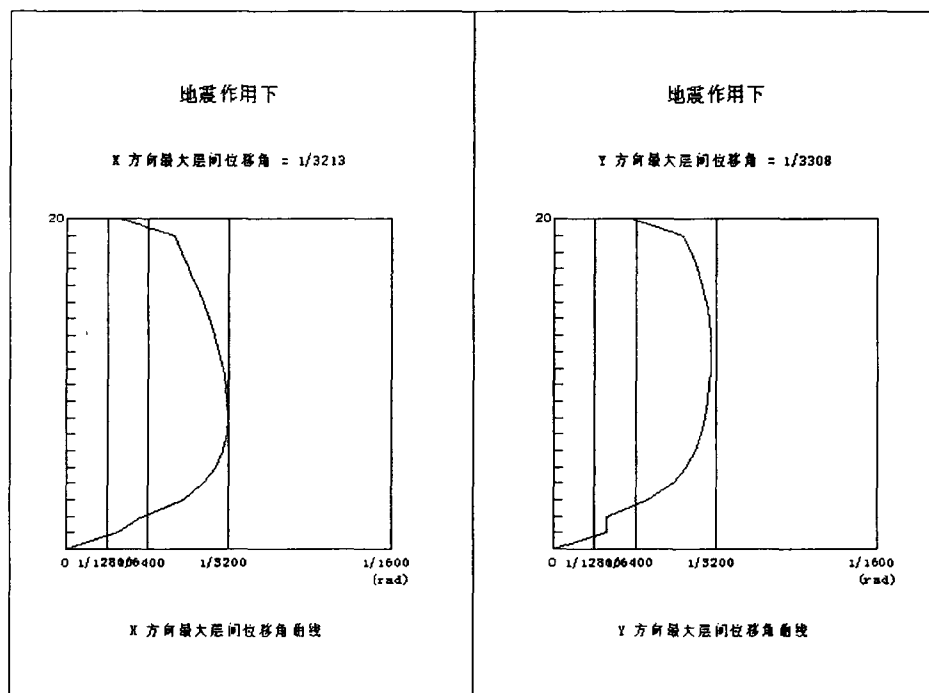


图 3.16 模型二地震作用下最大层间位移角

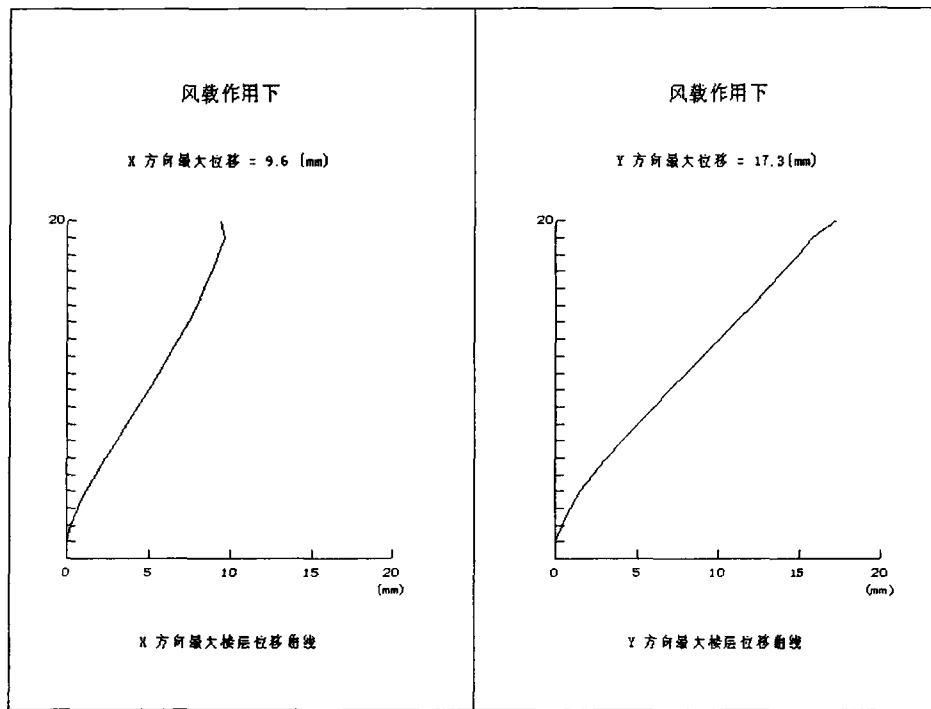


图 3.17 模型二风荷载作用下最大楼层位移

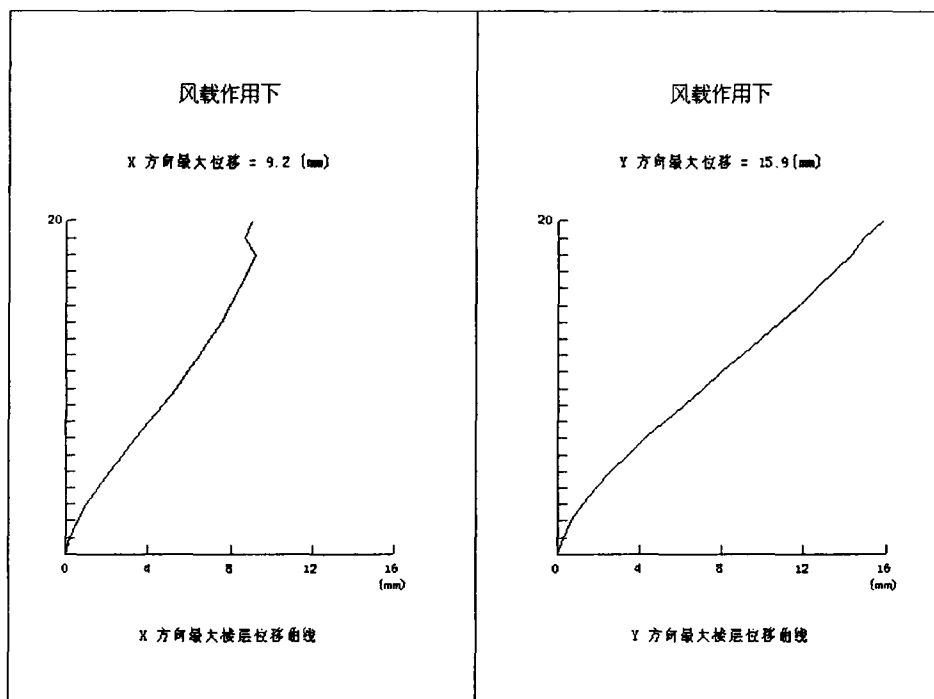


图 3.18 模型二风荷载作用下最大楼层位移

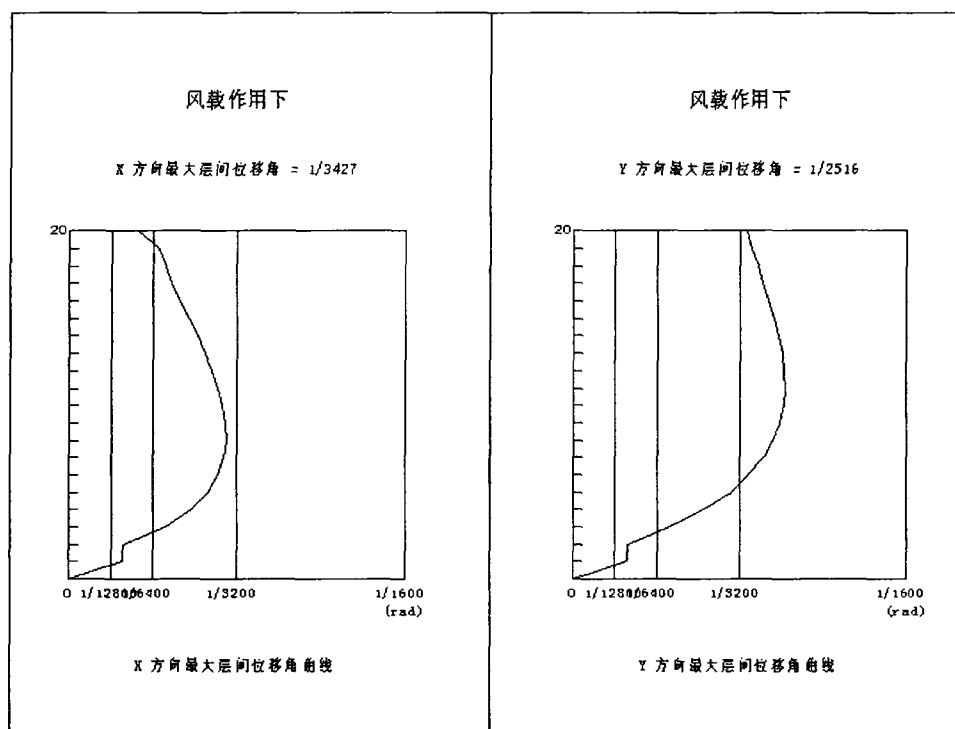


图 3.19 模型一风荷载作用下最大层间位移角

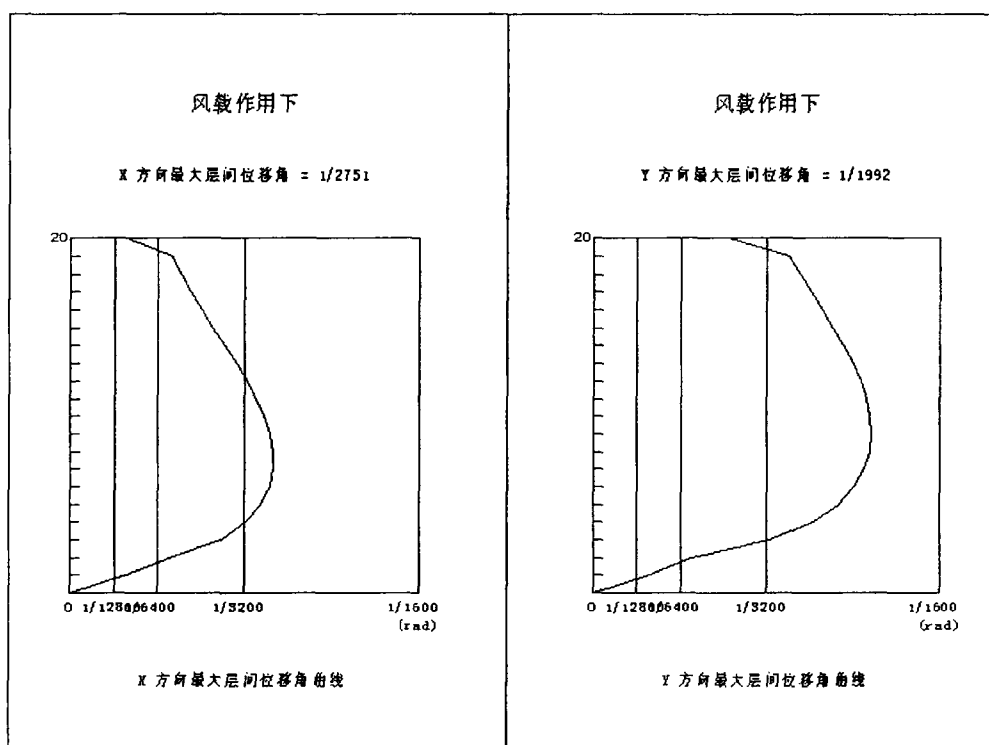


图 3.20 模型二风荷载作用下最大层间位移角

由以上图可知，结构在优化后的变形无论是地震荷载还是风荷载作用下都变大，因为优化后的模型刚度降低、结构变“柔”。但是也能直观的看出风荷载对优化前后模型的影响大于地震作用下的影响。

3.5.3 内力特性

(1) 轴压比

剪力墙的轴压比与柱的轴压比含义不同，其差异在于轴力的取值不同。剪力墙的轴压比在计算中，轴力取用的是重力荷载代表值的设计值。“高规”第 7.1.2 第 4 条规定：“抗震设计时，各层短肢剪力墙在重力荷载代表值作用下产生的轴力设计值的轴压比，抗震等级为一、二、三时分别不宜大于 0.5、0.6 和 0.7；对于无翼缘或端柱的一字形短肢剪力墙，其轴压比限值相应降低 0.1”。对于其他级别的没有规定，本工程剪力墙抗震等级为四级，上限值肯定比 0.7 大。以地下室顶部作为数据统计层统计出的剪力墙轴压比见图 3.21、3.22。

从饼状图中可以看出模型一的轴压比 37%分布在 0.3 以下部分；35%分布在 0.4-0.5 之间；27%分布在 0.3-0.4 之间；0.5 以上较大的轴压比仅占 1%。说明绝大部分剪力墙均没有完全发挥其力学性能，这主要是结构设计偏于保守，剪力墙尺寸取得较大，布置数量太多。经过优化后的结构，轴压比基本分布在 0.3-0.4 和 0.4-0.5 之间，0.5 以上较原模型提高 2%，且 0.3 以下较原模型降低了 24%。可以看出优化后的模型仍没有充分其材料力学性能，但是相比之下优化后的模型比模型一更加合理。

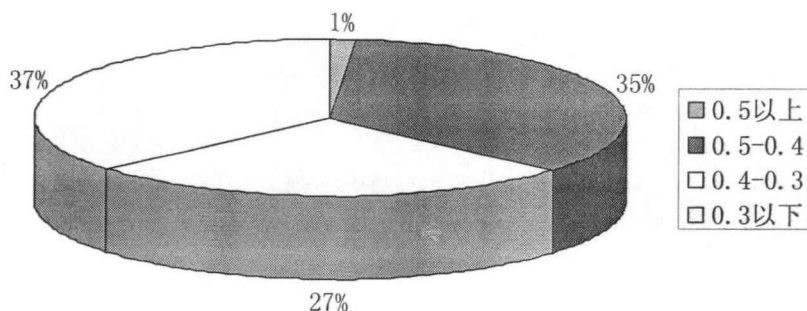


图 3.21 模型一轴压比统计图

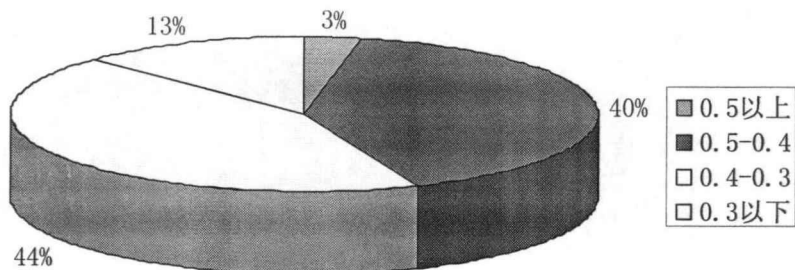


图 3.22 模型二轴压比统计图

(2) 层间剪力和弯矩的对比分析

结构的内力包括恒载和活载作用下结构产生的内力，以及地震荷载和风荷载作用下结构的内力。下面就以地震作用下结构模型一、模型二的层间剪力和弯矩列表进行对比分析。

表 3.5 地震作用下两模型 X 向与 Y 向层间剪力的对比分析表

层号	模型一		模型二		模型一 X/Y 向剪 力比	模型二 X/Y 向剪 力比	模型一、 二 X 向 剪力比	模型一、 二 Y 向剪 力比
	X 向	Y 向	X 向	Y 向				
20	34.69	51.5	31.72	39.79	0.67	0.80	1.09	1.29
19	236.05	279.76	232.82	251.23	0.84	0.93	1.01	1.11
18	326.29	381.12	314.5	337.6	0.86	0.93	1.04	1.13
17	391.94	451.16	375.44	400.34	0.87	0.94	1.04	1.13
16	442.54	500.51	422.46	445.76	0.88	0.95	1.05	1.12
15	480.67	533.97	460.74	479.11	0.90	0.96	1.04	1.11
14	511.67	558.91	492.35	503.35	0.92	0.98	1.04	1.11
13	537.34	579.57	520.1	523.08	0.93	0.99	1.03	1.11
12	561.76	601.48	545.68	541.77	0.93	1.01	1.03	1.11
11	586.69	627.82	570.88	562.69	0.93	1.01	1.03	1.12
10	614.88	661.92	596.53	587.83	0.93	1.01	1.03	1.13
9	646.05	702.51	623.81	618.62	0.92	1.01	1.04	1.14
8	681.29	749.75	652.63	654.08	0.91	1.00	1.04	1.15
7	717.79	799.33	683.36	693.51	0.90	0.99	1.05	1.15
6	755.13	849.67	714.98	733.98	0.89	0.97	1.06	1.16
5	789.65	895.37	746.42	772.86	0.88	0.97	1.06	1.16
4	820.46	935.12	775.59	806.81	0.88	0.96	1.06	1.16
3	843.39	963.84	800.84	833.25	0.88	0.96	1.05	1.16
2	857.68	982.8	821.44	851.56	0.87	0.96	1.04	1.15
1	858.39	984.17	821.83	852.35	0.87	0.96	1.04	1.15

表 3.7 地震作用下两模型 X 向与 Y 向弯矩的对比分析表

层号	模型一		模型二		模型一 X/Y 向 弯矩比	模型二 X/Y 向 弯矩比	模型一、二 X 向弯矩比	模型一、二 Y 向弯矩比
	X 向	Y 向	X 向	Y 向				
20	152.65	226.59	139.55	175.07	0.67	0.80	1.09	1.29
19	827.96	1023.75	805.37	888.05	0.81	0.91	1.03	1.15
18	1737.05	2082.81	1681.28	1826.51	0.83	0.92	1.03	1.14
17	2820.1	3328.51	2717.89	2930.9	0.85	0.93	1.04	1.14
16	4027.37	4693.86	3868.6	4145.06	0.86	0.93	1.04	1.13
15	5319.05	6126.23	5103.6	5429.36	0.87	0.94	1.04	1.13
14	6668.8	7590.41	6401.54	6753.53	0.88	0.95	1.04	1.12
13	8057.74	9065.35	7747.96	8096.65	0.89	0.96	1.04	1.12
12	9475.12	10540.93	9134.14	9447.79	0.90	0.97	1.04	1.12
11	10918.09	12021.14	10556.1	10804.31	0.91	0.98	1.03	1.11
10	12389.83	13517.61	12014.17	12172.36	0.92	0.99	1.03	1.11
9	13899.88	15052.54	13511.71	13564.09	0.92	1.00	1.03	1.11
8	15460.16	16649.48	15054.96	14996.94	0.93	1.00	1.03	1.11
7	17084.55	18334.2	16651.39	16489.68	0.93	1.01	1.03	1.11
6	18784.9	20127.32	18309.22	18060.65	0.93	1.01	1.03	1.11
5	20569.77	22042.64	20035.47	19723.66	0.93	1.02	1.03	1.12
4	22442.19	24084.21	21834.59	21485.79	0.93	1.02	1.03	1.12
3	24398.68	26245.46	23707.27	23345.91	0.93	1.02	1.03	1.12
2	27467.79	29676.56	26643.52	26297.54	0.93	1.01	1.03	1.13
1	30654.06	33268.41	29690.96	29389.45	0.92	1.01	1.03	1.13

从表中可以看出，地震作用下模型一 X 方向剪力、弯矩明显小于 Y 方向，表明模型在 X 方向的刚度比 Y 方向小，结构布置不是很合理。优化后的模型计算结果表明：在 X 方向的剪力与弯矩与 Y 方向基本一致，结构布置比较合理。

由表可知，地震作用下原模型 Y 向剪力与弯矩比优化后模型剪力与弯矩大

10-30%，这说明结构优化可以降低地震作用，减少地震对结构的影响；地震作用下原模型 X 方向的剪力、弯矩比优化后模型大 1%-9%，变化不是很明显。根据“抗震规范”5.2.2 条可知，水平地震作用的标准值与地震影响系数 α 成正比。当 α 取得越小时，地震作用就越小。由“抗震规范”5.1.4 条可知， α 的取值可通过地震影响系数曲线对应求得。本结构优化前后均位于曲线下落段。因此 $\alpha = \left(\frac{T_g}{T} \right)^{\eta_2 \alpha_{\max}}$ ，

本结构对阻尼没做特别说明所以应该取 0.05，对应的 η_2 就应该取 1， γ 取 0.9， α_{\max} 是个确定的数。所以当对结构进行优化降低结构的自重与刚度加大了周期时，结构的地震影响系数就应该降低，则地震作用也相应降低，所以对结构的优化有利于抗震。

两种模型在地震荷载和风荷载作用下的楼层反应力曲线和层剪力曲线见图 3.23-3.30。

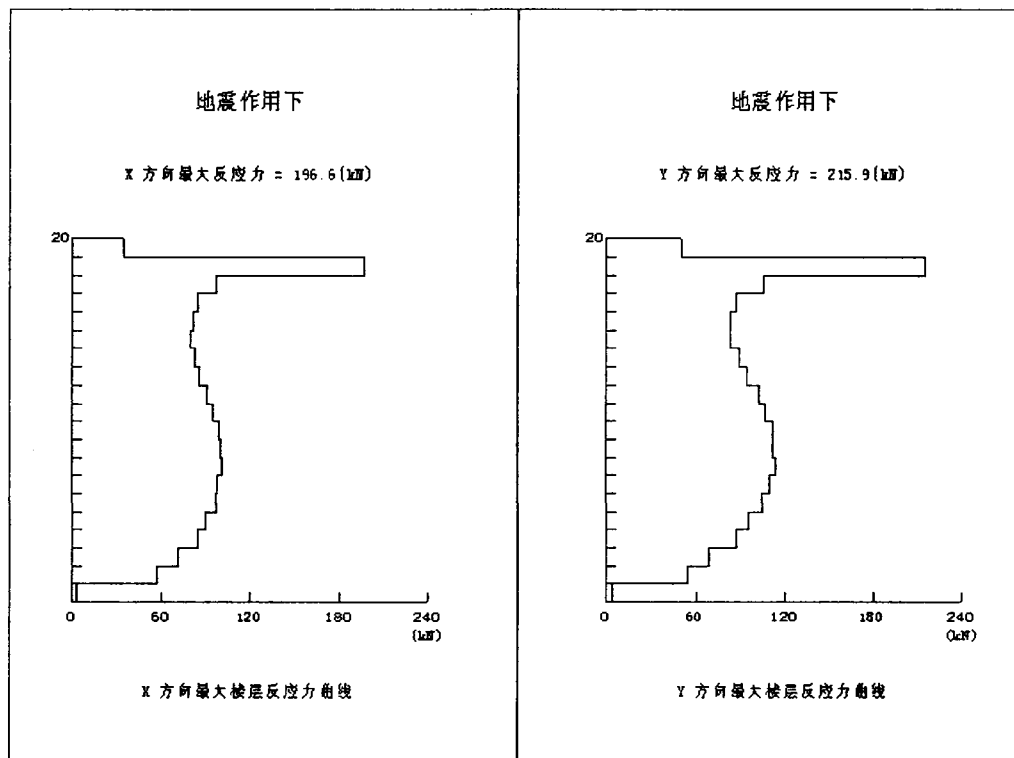


图 3.23 地震作用下模型一楼层最大反应力曲线

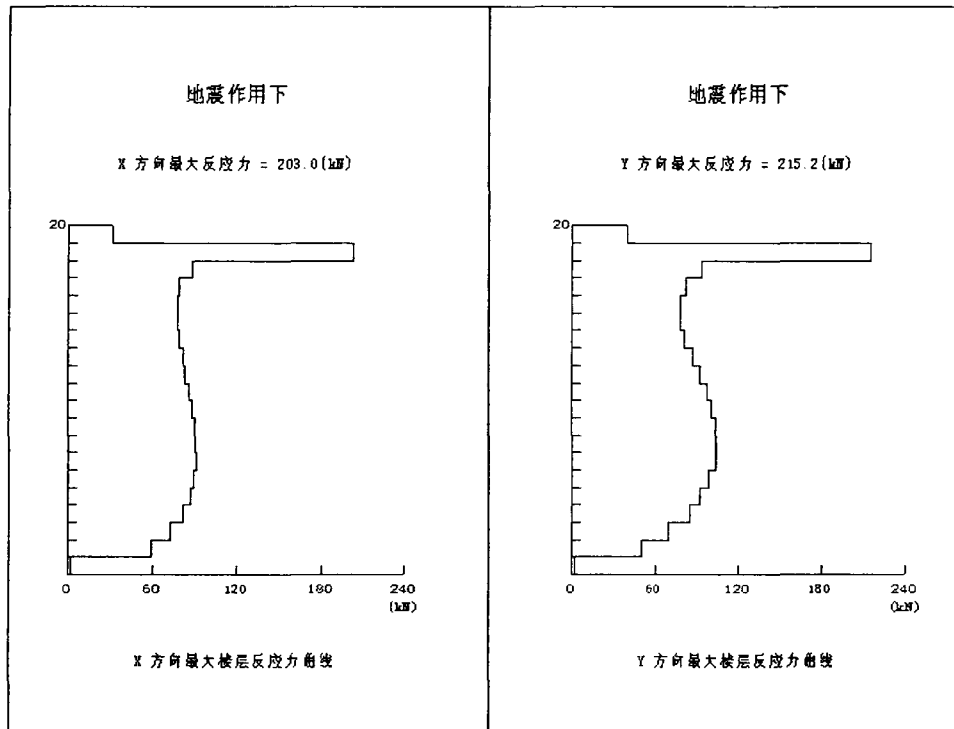


图 3.24 地震作用下模型二楼层最大反应力曲线

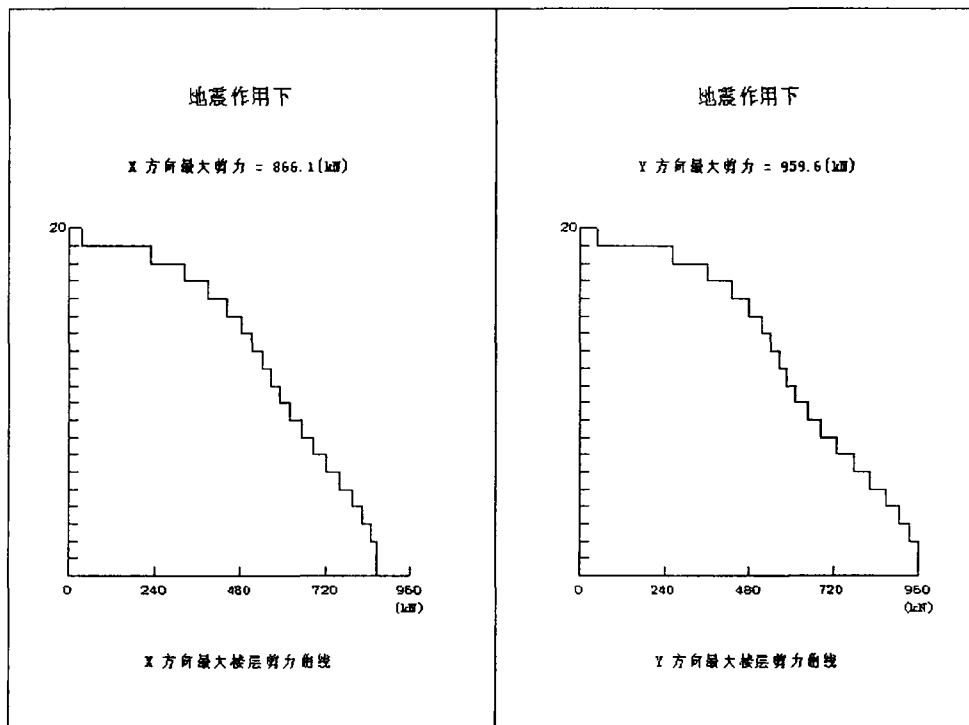


图 3.25 地震作用下模型一层剪力曲线

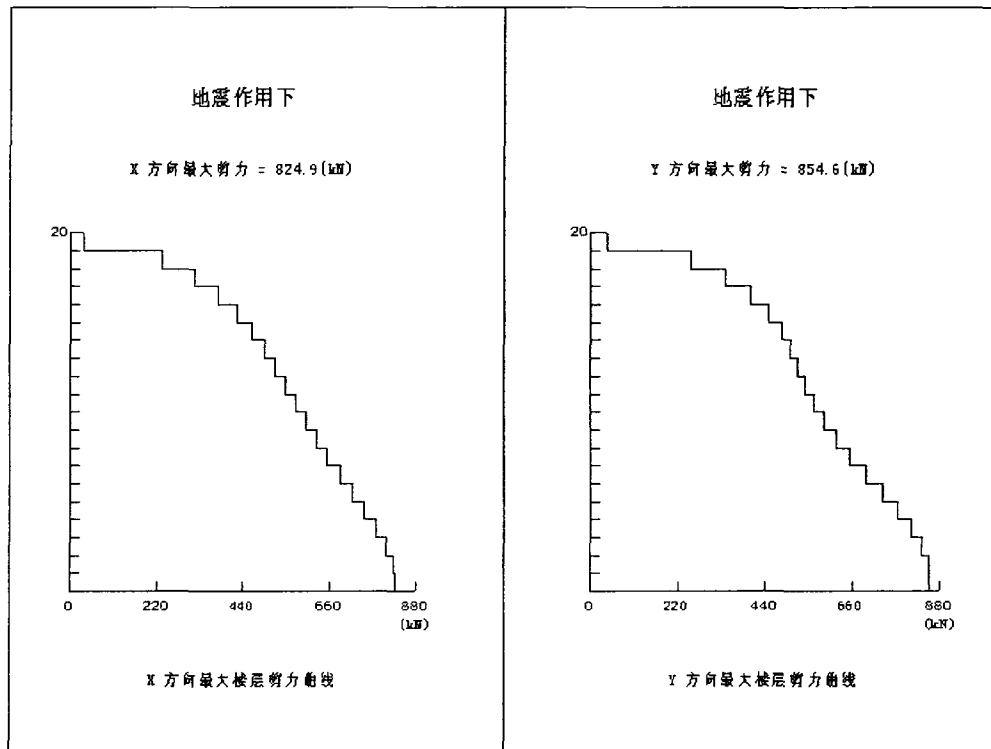


图 3.26 地震作用下模型二层剪力曲线

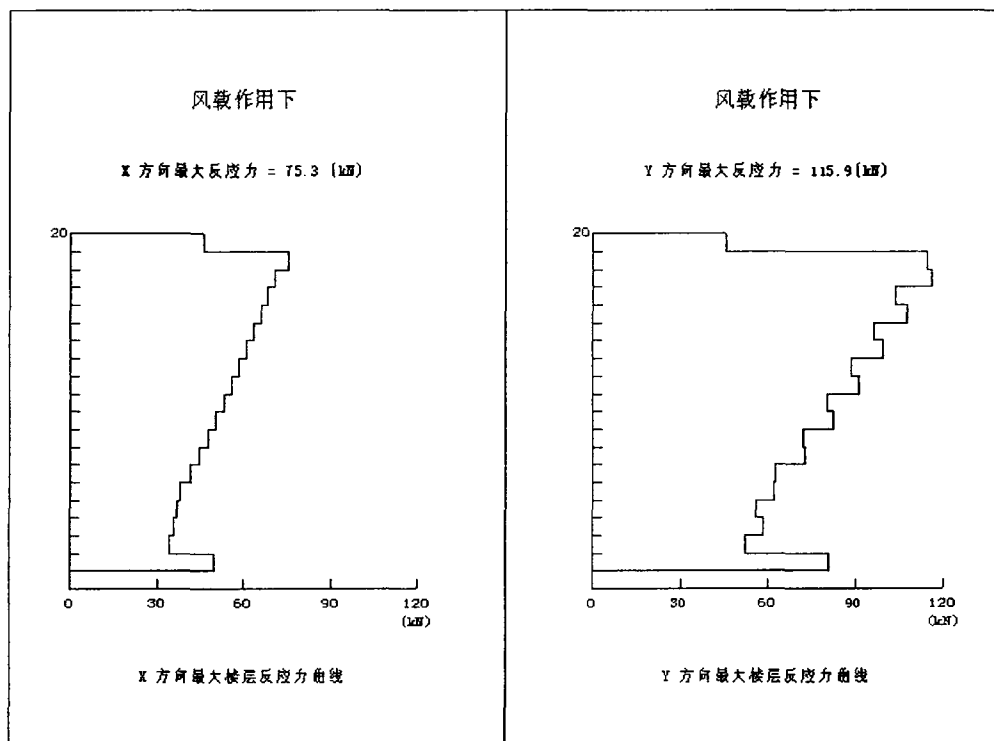


图 3.27 风荷载作用下模型一最大反应力曲线

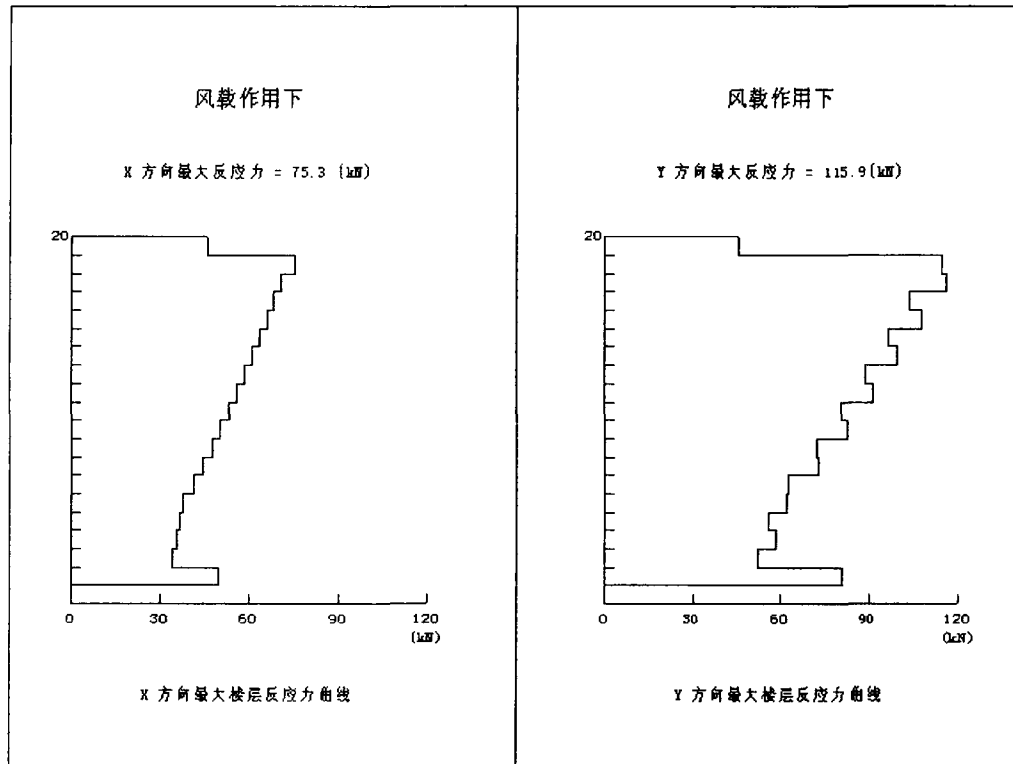


图 3.28 风荷载作用下模型二最大反应力曲线

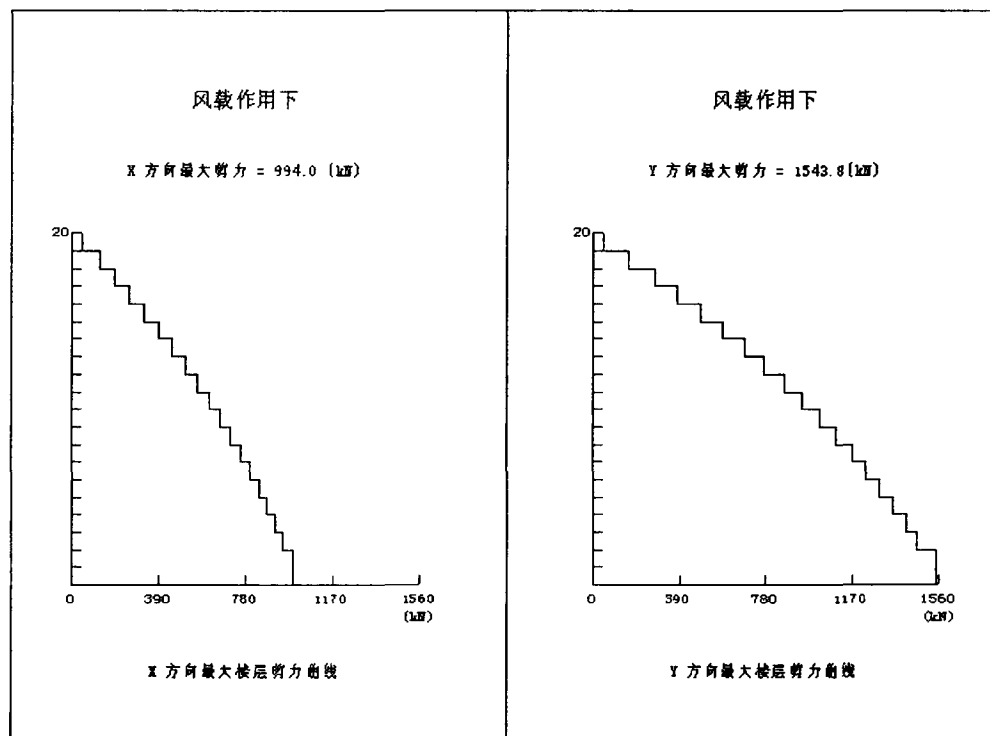


图 3.29 风荷载作用下模型一最大层剪力曲线

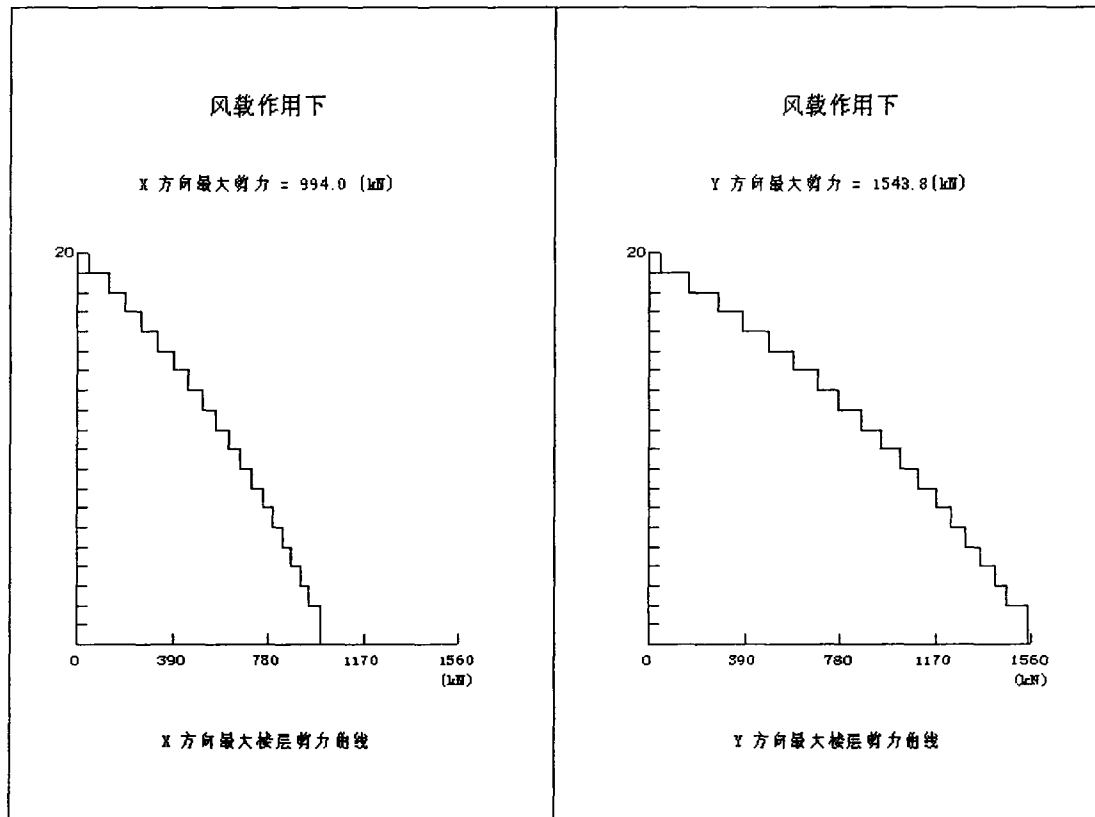


图 3.30 风荷载作用下模型二最大层剪力曲线

3.6 小结

通过本章优化设计分析，剪力墙结构的数量及其布置都几大的影响着结构的受力性能和经济性能。因此寻求一种经济合理的剪力墙布置方案显然十分必要。

(1) 动力特性

由建筑结构模型的计算结果可知本工程的结构自振周期 1.5642 秒比规范上的周期经验公式算的结果要小，说明结构的整体刚度较大。由楼层质点振型图可以看出结构在前 3 阶振型基本是规则的，只是在第 4 周期时 X 方向地震作用下有较大的摆动，因此该结构的设计还是比较规则的。通过减少部分剪力墙、改变部分剪力墙形式得到的模型刚度降低，结构周期加大，但是均在规范要求范围内。

(2) 变形情况

“高规”第 4.6.3 条规定：高度不大于 150m 的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u_e / h \leq 1/1000$ ，而本结构模型的最大层间位移角为 1/2516，说明结构远远没有发挥材料的力学性能和结构的变形能力。优化后的结构模型最大层间位移叫为 1/1994，接近于规范限值，相对原结构模型有较大的提高。对优化前后

结构最大层间位移角影响最大的发生在风荷载作用下，这说明低烈度区风荷载对高层建筑的结构性能起控制作用

(3) 内力特性

从两种模型对各结构轴压比的饼状统计图中可以很直观的看出，模型一轴压比在 0.3 以下的有 37%，0.3-0.5 之间的轴压比有 62%。“高规”第 7.1.2 第 4 条规定：“抗震设计时，各层短肢剪力墙在重力荷载代表值作用下产生的轴力设计值的轴压比，抗震等级为一、二、三时分别不宜大于 0.5、0.6 和 0.7；对于无翼缘或端柱的一字形短肢剪力墙，其轴压比限值相应降低 0.1”。本结构工程是四级抗震，所以轴压比限值肯定比 0.7 大，说明本结构模型没有充分发挥剪力墙的力学性能。优化后的结构模型有 13%的轴压比位于 0.3 以下，相比原结构模型减少了 24%的轴压比；处于 0.3-0.5 的轴压比为 84%，相比原结构模型提高了 22%。这说明优化后的结构轴压比增大了，更接近于规范限值。虽然优化后轴压比得到了一定程度的提高，但是距离规范的规定还相差很远，所以该结构仍有较大空间提高结构的轴压比。

从两模型的楼层剪力与弯矩对比表得知，原结构方案布置不是很合理，平面结构形式并不规则；优化后的模型 X 方向与 Y 方向的剪力和弯矩基本一致，说明优化后的模型不仅降低了地震作用还使结构平面布置更加合理。

第4章 高层剪力墙结构优化控制因素研究

4.1 结构概念设计

4.1.1 以承载力、刚度、延性为主导的结构概念设计

建筑工程的概念设计在我国应成为一个先于建筑工程的初步设计,以功能优越、造型美观、技术先进的总体方案为目标的设计阶段。建筑工程的概念设计一般有建筑方面的概念设计和结构方面的概念设计两大部分,它们之间相互影响、相互协调、相互结合。总的来说,概念设计就是在特定的空间形式、功能和地理环境条件下,以结构工程师自身确定的理想承载力、刚度和延性为主导目标,用整体构思来设计各部分有机相连的结构总体系和主要分体系、以及分体系与构件之间的最佳受力特征与协调关系,即要求在环境的布局 and 治理、建筑的空间和形式、结构的体系和材料、构筑的方法和效益之间协调一致,做到“功能、结构、美观、建造”的统一。结构概念设计对工程师的要求就是,对力学概念、材料性能、结构体系和建造技术的娴熟运用,同时还要有审美的眼光、工程意识和丰富的实践经验。在结构概念设计过程中,要进行整体的考虑,全面的比较,快速的估算,综合的评价和果断的选择^[43]。

高层建筑在地震作用下的变形方式与风荷载所引起的侧移截然不同。在强烈地震作用下结构会在任意方向变形,而且有时位移会很大,所以设计的关键问题是要避免会引起倒塌的过大变形。建筑物本身的质量及动力特性对地震反映的影响是显而易见的。通常质量大、刚度大、周期短的结构在地震作用下的惯性力大,反之较柔的结构抗震性能好,一是地震作用小,二是可以避免与地震运动共振。

综上所述,设计高层建筑结构考虑抗风和抗震要求的出发点往往是矛盾的。因此,必须以承载力、刚度、延性为统一的主导目标来进行高层建筑的结构概念设计并注意下面的一些基本原则:

1) 传力途径简单:将结构的受力与传力途径设计成越简单、直接和明确就越好。尽可能的避免出现移抗扭为主导的关键性传力构件。传力途径越复杂就越易形成内力与变形不协调的和难以预料的薄弱环节。

2) 平面布置对称:应尽可能的使结构平面布置的刚度中心和建筑物表面力作

用中心或质量中心靠近,最好重合,以避免或减小在风荷载或地震作用下产生扭转效应及其相应的破坏。

3) 竖向刚度均匀:沿建筑物竖向布置的抗侧力刚度构件也最好设计成均匀、连续,以避免出现软弱层和层间位移角、内力以及传力途径的突变。即使建筑要求,也必须有效地协调上、下剪切刚度、弯曲刚度和轴压刚度的平稳过渡。

4.1.2 剪力墙结构的设计概念

在进行剪力墙布置上结构平面刚度要均匀,减少扭转。抗震结构平面布置宜简单、规则、尽量减少突出、凹进等复杂平面。更重要的是结构平面布置时要尽可能使平面刚度均匀,就是使平面刚度重心和质心尽量重合,减少地震作用下的扭转。

剪力墙结构竖向刚度宜均匀。结构的抗侧刚度应沿高度均匀、或者沿高度逐渐减少,在计算时多取振型数可使计算结构反映出鞭梢效应的影响;一方面采取措施减少鞭梢效应,另一方面构件设计要有相应措施,例如在鞭梢效应大的部分楼层加大设计内力,加大它们的承载力等。

避免出现薄弱层。除了上、下楼层的刚度要求基本均匀外,剪力墙的承载力和延性都要加强,避免造成刚度又小、承载力也没有富裕而形成的薄弱层,因此,对于框支剪力墙和落地剪力墙还需要采取特殊设计措施,以保证承载力和延性。

4.2 优化结果分析

4.2.1 优化模型的建立

本章主要从楼层刚度、层间位移角对优化模型进行分析研究。为使上一章的分析研究具有一般性,本章在原有模型基础上增加两个模型。其结构平面布置见图 4.1-4.6。地下室作为嵌固端平面结构形式不优化,屋顶电梯井为了防止出现鞭梢效应刚度也不优化,只改变主体结构的第二结构标准层、第三标准层和第四标准层的结构形式,以改变结构的侧移刚度,从而比较水平荷载作用下结构的变形情况。

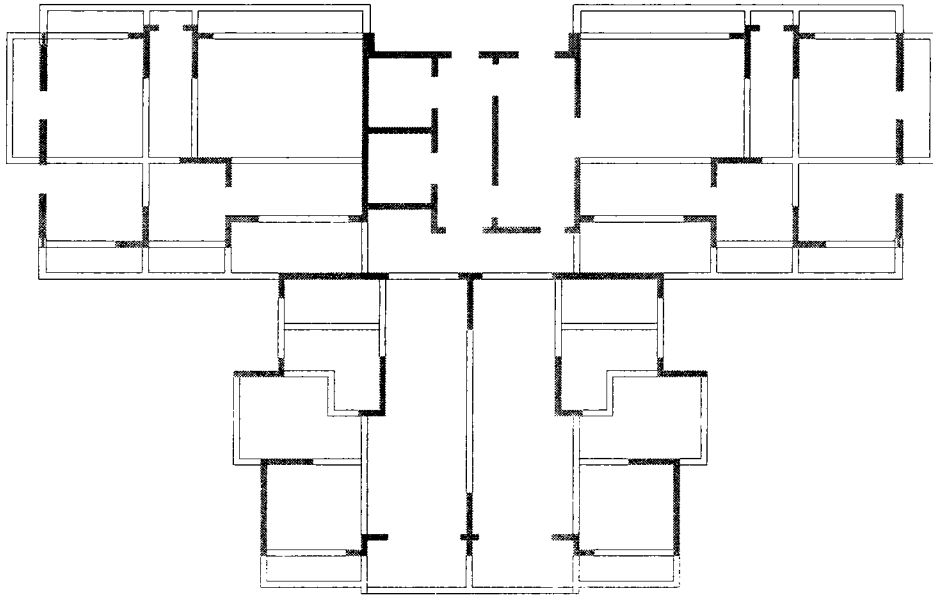


图 4.1 模型三第二标准层（结构标准层）

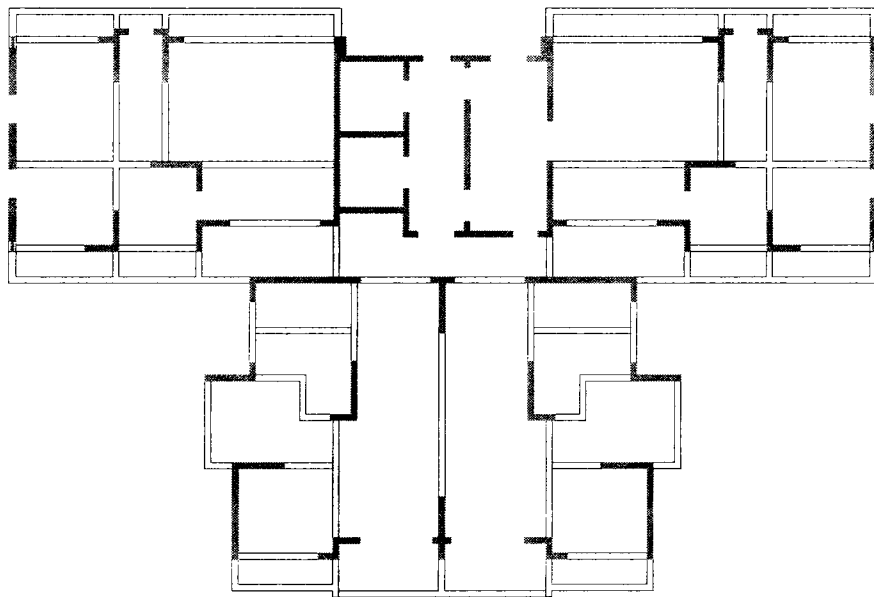


图 4.2 模型三第三标准层（结构标准层）

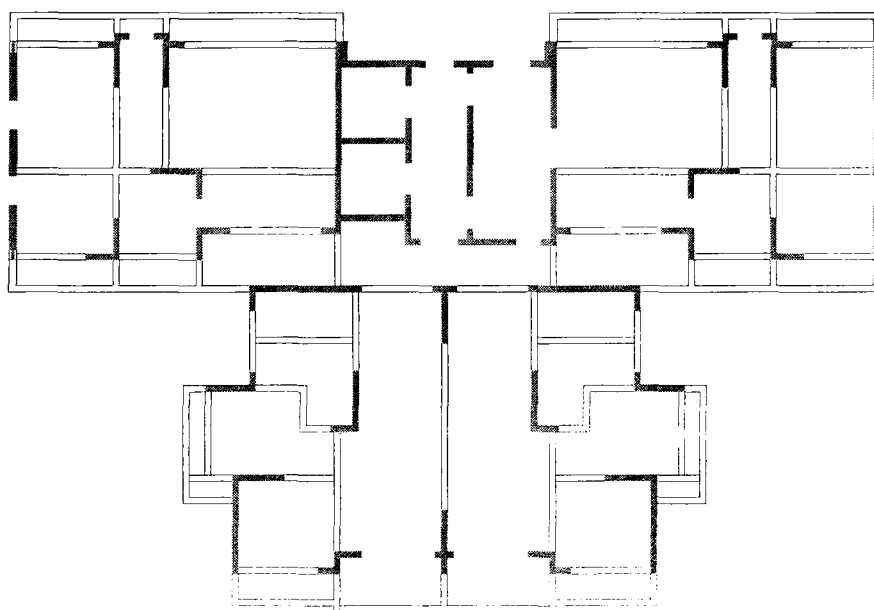


图 4.3 模型三第四标准层（屋顶层）

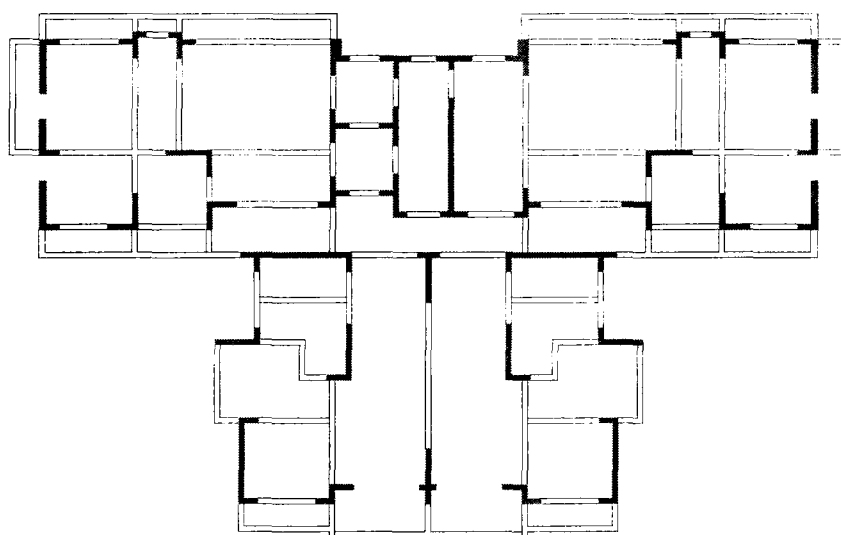


图 4.4 模型四第二标准层（结构标准层）

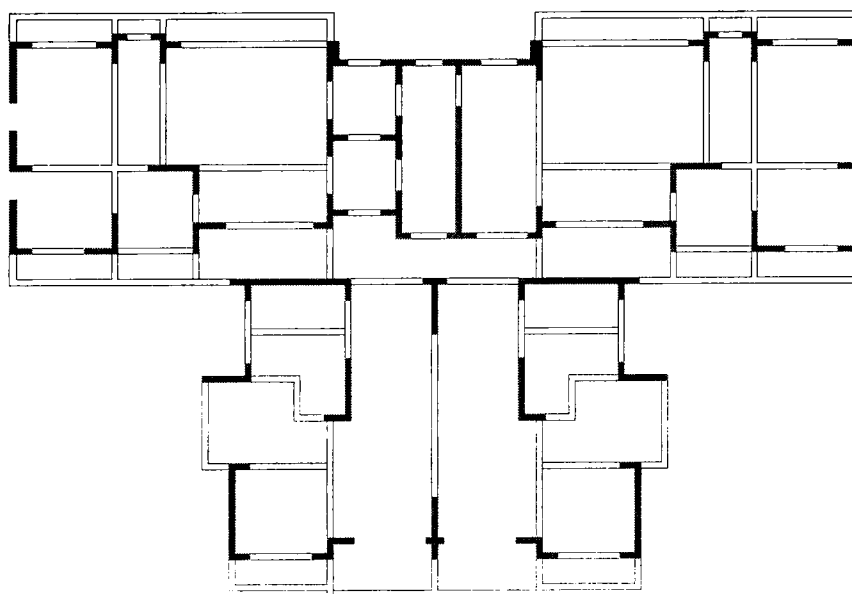


图 4.5 模型四第三标准层（结构标准层）

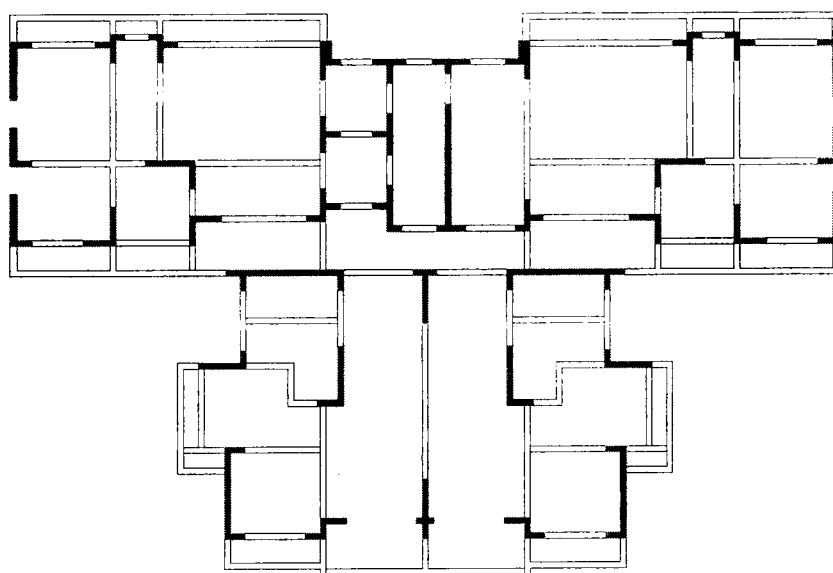


图 4.6 模型四第四标准层（屋顶层）

4.2.2 模型计算结果的分析

在高层混凝土结构设计中，剪力墙墙肢的长短往往是由建筑的使用功能决定的，变化范围较小。因此根据本工程实例的具体特点，通过改变混凝土强度、剪力墙的结构布置来改变结构的侧移刚度。为了保证地下室对上部建筑的嵌固作用，在进行模型变化时没有改变其结构形式。且在进行楼层刚度和层间位移角的比较时仅考虑主体结构的变化即结构的 2-19 层，结构顶层即电梯井不考虑。结构各层在地震作用下楼层刚度和平均层间位移角见表 4.1-4.4。

表 4.1 模型一对应的数据

结构层	各层刚度 (kn/m)		平均层间位移角	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
2	4.1611E+06	4.0636E+06	1/9999	1/9999
3	2.4305E+06	3.1769E+06	1/5908	1/8385
4	1.8223E+06	2.3400E+06	1/4662	1/6179
5	1.5487E+06	1.8991E+06	1/4115	1/5113
6	1.3666E+06	1.6187E+06	1/3840	1/4613
7	1.2490E+06	1.4098E+06	1/3691	1/4237
8	1.1556E+06	1.2497E+06	1/3615	1/4034
9	1.0917E+06	1.1240E+06	1/3589	1/3859
10	1.0352E+06	1.0258E+06	1/3585	1/3764
11	9.9847E+05	9.5185E+05	1/3613	1/3678
12	9.6682E+05	8.9496E+05	1/3649	1/3640
13	9.4594E+05	8.5368E+05	1/3716	1/3608
14	9.2232E+05	8.1679E+05	1/3796	1/3614
15	8.9823E+05	7.8128E+05	1/3919	1/3631
16	8.5972E+05	7.3431E+05	1/4064	1/3683
17	8.0202E+05	6.7011E+05	1/4269	1/3752
18	7.0271E+05	5.7098E+05	1/4484	1/3846
19	5.2841E+05	4.1379E+05	1/4804	1/3990

表 4.2 模型二对应的数据

结构层	各层刚度 (kn/m)		平均层间位移角	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
2	1.4810E+06	2.2337E+06	1/6833	1/9999
3	1.4737E+06	1.8020E+06	1/4455	1/5516
4	1.2387E+06	1.3961E+06	1/3807	1/4389
5	1.1034E+06	1.2043E+06	1/3487	1/3939
6	1.0123E+06	1.0771E+06	1/3323	1/3699
7	9.5228E+05	9.7909E+05	1/3244	1/3550
8	9.0565E+05	9.0106E+05	1/3218	1/3457
9	8.7484E+05	8.3761E+05	1/3228	1/3392
10	8.4862E+05	7.8767E+05	1/3266	1/3352
11	8.3250E+05	7.4913E+05	1/3326	1/3327
12	8.1673E+05	7.2052E+05	1/3408	1/3321
13	8.0701E+05	6.9799E+05	1/3513	1/3331
14	7.9328E+05	6.7842E+05	1/3645	1/3364
15	7.7969E+05	6.5640E+05	1/3807	1/3421
16	7.5291E+05	6.2617E+05	1/4008	1/3510
17	7.1294E+05	5.8117E+05	1/4247	1/3635
18	6.3604E+05	5.1058E+05	1/4521	1/3803
19	4.9079E+05	3.8796E+05	1/4835	1/4032

表 4.3 模型三对应的数据

结构层	各层刚度 (kn/m)		平均层间位移角	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
2	4.1859E+06	4.1474E+06	1/9999	1/9999
3	2.4933E+06	3.2549E+06	1/6152	1/8576
4	1.8633E+06	2.3952E+06	1/4839	1/6307
5	1.5817E+06	1.9433E+06	1/4273	1/5218
6	1.3943E+06	1.6582E+06	1/3985	1/4707
7	1.2738E+06	1.4447E+06	1/3834	1/4325
8	1.1780E+06	1.2826E+06	1/3755	1/4119
9	1.1127E+06	1.1543E+06	1/3732	1/3944
10	1.0548E+06	1.0550E+06	1/3729	1/3851
11	1.0173E+06	9.7918E+05	1/3762	1/3767
12	9.8481E+05	9.2155E+05	1/3802	1/3734
13	9.6351E+05	8.7879E+05	1/3877	1/3707
14	9.3915E+05	8.4123E+05	1/3963	1/3721
15	9.1458E+05	8.0418E+05	1/4098	1/3745
16	8.7509E+05	7.5606E+05	1/4255	1/3806
17	8.1628E+05	6.8948E+05	1/4479	1/3884
18	7.1475E+05	5.8762E+05	1/4714	1/3987
19	5.3700E+05	4.2551E+05	1/5060	1/4145

表 4.4 模型四对应的数据

结构层	各层刚度 (kn/m)		平均层间位移角	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
2	1.5320E+06	2.3047E+06	1/6843	1/9999
3	1.5374E+06	1.8711E+06	1/4512	1/5586
4	1.2893E+06	1.4473E+06	1/3850	1/4438
5	1.1451E+06	1.2481E+06	1/3520	1/3981
6	1.0476E+06	1.1167E+06	1/3350	1/3739
7	9.8332E+05	1.0155E+06	1/3266	1/3590
8	9.3326E+05	9.3512E+05	1/3238	1/3498
9	9.0014E+05	8.6973E+05	1/3246	1/3435
10	8.7203E+05	8.1830E+05	1/3282	1/3397
11	8.5479E+05	7.7862E+05	1/3342	1/3374
12	8.3805E+05	7.4919E+05	1/3425	1/3371
13	8.2783E+05	7.2596E+05	1/3530	1/3384
14	8.1342E+05	7.0572E+05	1/3663	1/3422
15	7.9924E+05	6.8281E+05	1/3828	1/3485
16	7.7137E+05	6.5127E+05	1/4032	1/3582
17	7.2982E+05	6.0431E+05	1/4278	1/3716
18	6.5018E+05	5.3056E+05	1/4561	1/3898
19	5.0015E+05	4.0246E+05	1/4887	1/4139

本章选取其中具有代表性的 2、8、14、19 作为分析层。从表 4.1-4.4 可知，四个模型按刚度大小来排应该是模型三、一、四、二的顺序，并以折线图的形式表示见图 4.7-4.14。图中左纵轴表示楼层刚度，单位均为 kn/m，右纵轴表示层间位移角。

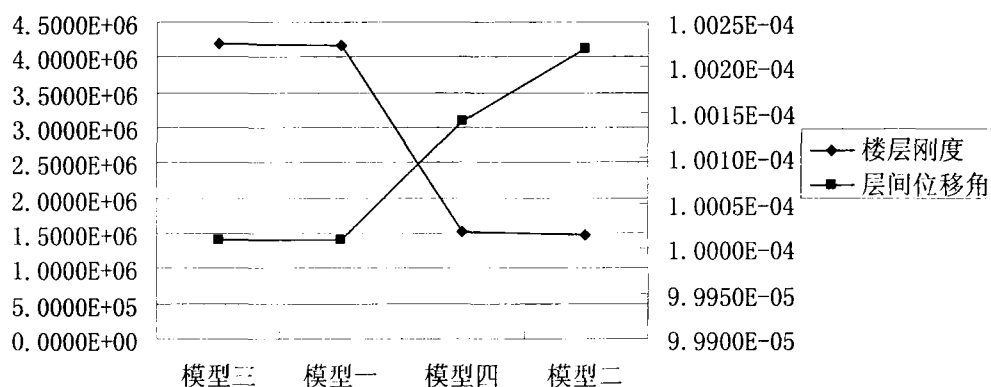


图 4.7 结构第 2 层 X 方向各模型的刚度、位移曲线图

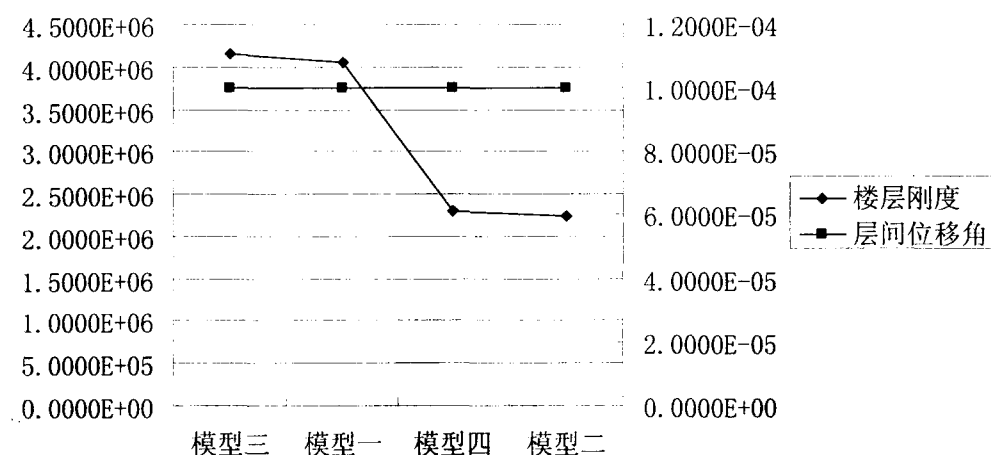


图 4.8 结构第 2 层 Y 方向各模型的刚度、位移曲线图

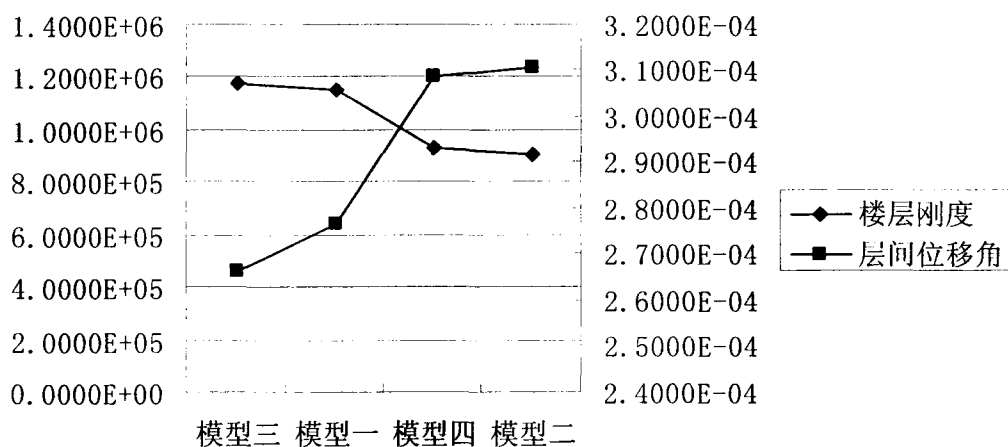


图 4.9 结构第 8 层 X 方向各模型的刚度、位移曲线图

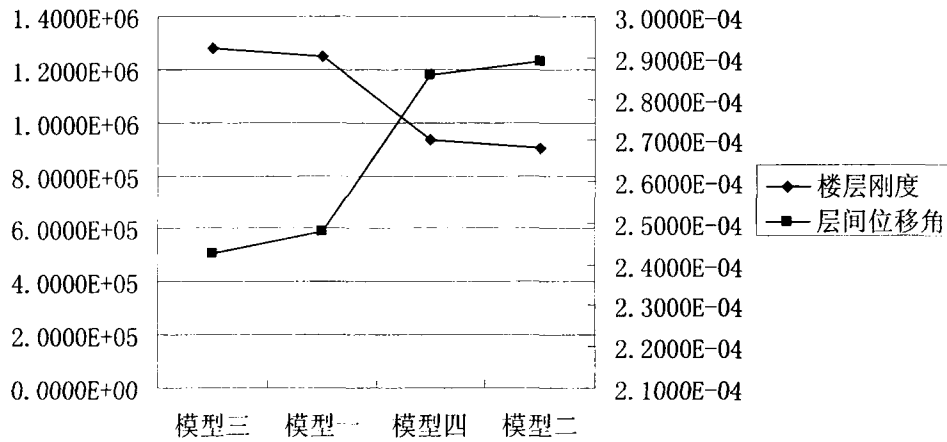


图 4.10 结构第 8 层 Y 方向各模型的刚度、位移曲线图

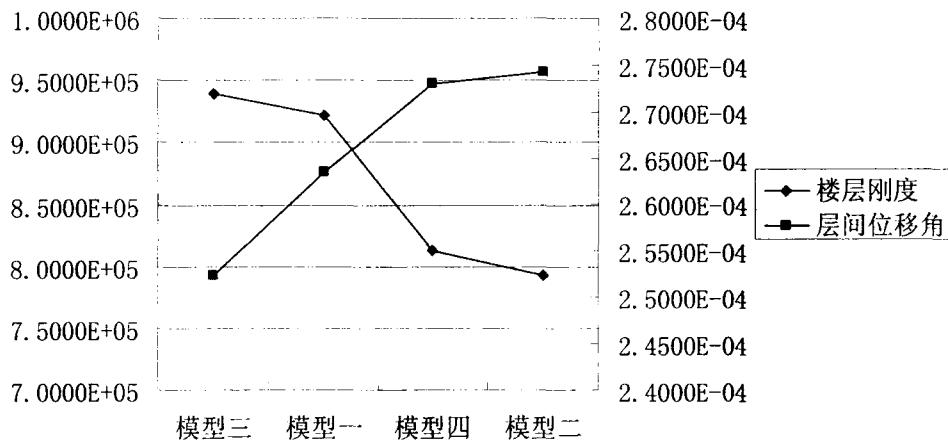


图 4.11 结构第 14 层 X 方向各模型的刚度、位移曲线图

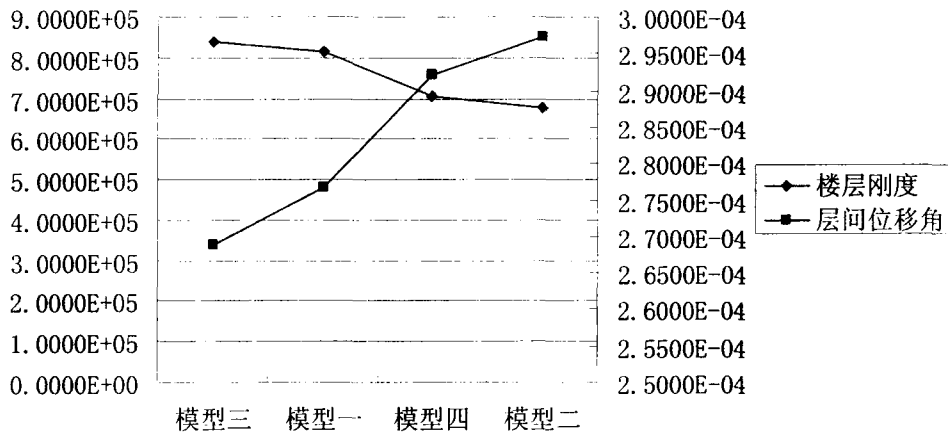


图 4.12 结构第 14 层 Y 方向各模型的刚度、位移曲线图

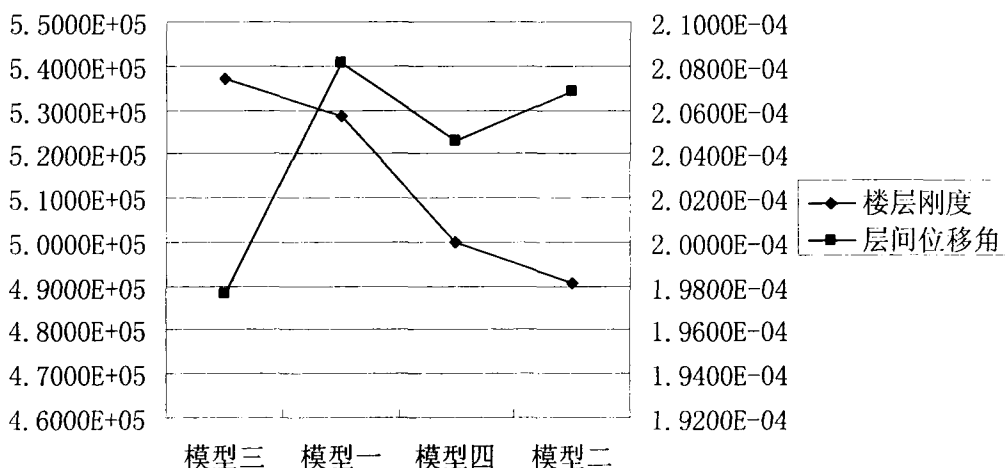


图 4.13 结构第 19 层 X 方向各模型的刚度、位移曲线图

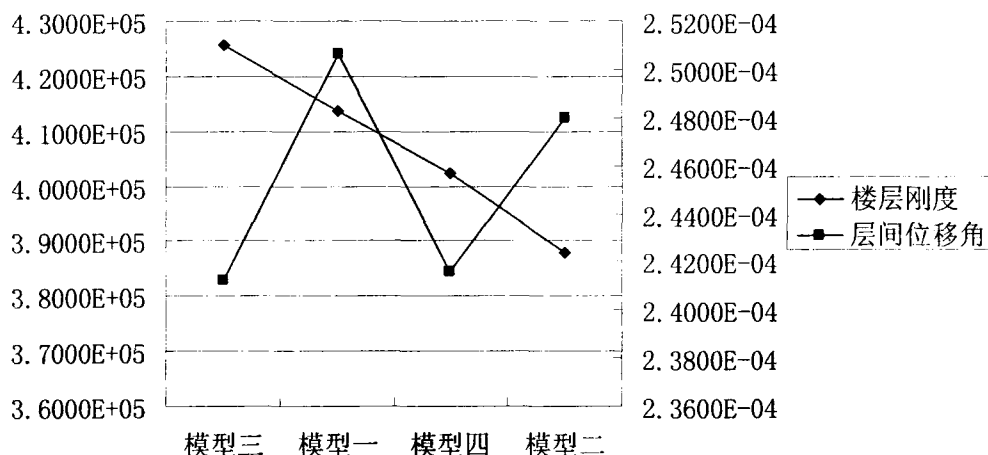


图 4.14 结构第 19 层 Y 方向各模型的刚度、位移曲线图

模型一、模型三是剪力墙结构，模型二、模型四是优化后的短肢剪力墙结构，由于优化掉大部分剪力墙所以模型一和模型四的值差别较大。由折线图可知，结构刚度与结构层间位移角呈反向变化，混凝土强度对结构侧移刚度影响不大。通过上一章对轴压比的统计知道，相对刚度最小、轴压比最大的模型二轴压比在 0.5 以下的墙肢数占到了总墙肢数的 97%，所以可以看出轴压比对该结构不起控制作用。经过分析研究认为：在 6 度区结构优化设计的控制因素主要取决于剪力墙的数量和布置和剪力墙的构造要求等。

为了使得对本工程优化研究的控制因素更具一般性，通过改变工程的设防烈度考查结构轴压比与层间位移角分别对结构优化的影响。

各设防烈度下 X, Y 向模型间层间位移角统计表见表 4.5-4.8。剪力墙轴压比各阶段占总墙肢的百分比见图 4.15-4.16。

表 4.5 X 方向位移角统计表 (7 度)

结构层	模型一	模型二	模型三	模型四
2	1/4089	1/2275	1/4099	1/2281
3	1/2025	1/1484	1/2051	1/1504
4	1/1598	1/1269	1/1613	1/1283
5	1/1413	1/1163	1/1424	1/1173
6	1/1319	1/1109	1/1328	1/1117
7	1/1270	1/1083	1/1278	1/1089
8	1/1244	1/1075	1/1252	1/1079
9	1/1237	1/1079	1/1244	1/1082
10	1/1236	1/1092	1/1243	1/1094
11	1/1247	1/1113	1/1254	1/1114
12	1/1259	1/1141	1/1267	1/1142
13	1/1284	1/1178	1/1292	1/1177
14	1/1313	1/1223	1/1321	1/1221
15	1/1357	1/1279	1/1366	1/1276
16	1/1409	1/1349	1/1418	1/1344
17	1/1483	1/1432	1/1493	1/1426
18	1/1561	1/1527	1/1571	1/1520
19	1/1675	1/1636	1/1687	1/1629

表 4.6 Y 方向位移角统计表 (7 度)

结构层	模型一	模型二	模型三	模型四
2	1/5649	1/3362	1/5632	1/3393
3	1/2814	1/1831	1/2859	1/1862
4	1/2074	1/1457	1/2102	1/1479
5	1/1716	1/1308	1/1739	1/1327
6	1/1548	1/1228	1/1569	1/1246
7	1/1422	1/1179	1/1442	1/1197
8	1/1354	1/1148	1/1373	1/1166
9	1/1296	1/1127	1/1315	1/1145
10	1/1265	1/1114	1/1284	1/1132
11	1/1237	1/1107	1/1256	1/1125
12	1/1225	1/1105	1/1245	1/1124
13	1/1216	1/1109	1/1236	1/1128
14	1/1220	1/1121	1/1240	1/1141
15	1/1227	1/1140	1/1248	1/1162
16	1/1246	1/1171	1/1269	1/1194
17	1/1271	1/1214	1/1295	1/1239
18	1/1304	1/1271	1/1329	1/1299
19	1/1354	1/1349	1/1382	1/1380

表 4.7 X 方向位移角统计表（8 度）

结构层	模型一	模型二	模型三	模型四
2	1/3067	1/1706	1/6149	1/1711
3	1/1519	1/1113	1/3076	1/1128
4	1/1198	1/ 952	1/2420	1/ 963
5	1/1060	1/ 872	1/2136	1/ 880
6	1/ 989	1/ 832	1/1992	1/ 837
7	1/ 952	1/ 812	1/1917	1/ 816
8	1/ 933	1/ 806	1/1877	1/ 809
9	1/ 927	1/ 809	1/1866	1/ 811
10	1/ 927	1/ 819	1/1865	1/ 821
11	1/ 935	1/ 835	1/1881	1/ 835
12	1/ 945	1/ 856	1/1901	1/ 856
13	1/ 963	1/ 883	1/1938	1/ 882
14	1/ 984	1/ 917	1/1982	1/ 916
15	1/1018	1/ 960	1/2049	1/ 957
16	1/1057	1/1012	1/2128	1/1008
17	1/1112	1/1074	1/2240	1/1070
18	1/1170	1/1145	1/2357	1/1140
19	1/1256	1/1227	1/2530	1/1222

表 4.8 Y 方向位移角统计表 (8 度)

结构层	模型一	模型二	模型三	模型四
2	1/4237	1/2521	1/8449	1/2545
3	1/2110	1/1373	1/4288	1/1396
4	1/1555	1/1093	1/3154	1/1109
5	1/1287	1/ 981	1/2609	1/ 995
6	1/1161	1/ 921	1/2353	1/ 935
7	1/1066	1/ 884	1/2162	1/ 898
8	1/1016	1/ 861	1/2059	1/ 875
9	1/ 972	1/ 845	1/1972	1/ 859
10	1/ 949	1/ 836	1/1925	1/ 849
11	1/ 927	1/ 830	1/1884	1/ 844
12	1/ 919	1/ 829	1/1867	1/ 843
13	1/ 912	1/ 832	1/1854	1/ 846
14	1/ 915	1/ 840	1/1860	1/ 855
15	1/ 920	1/ 855	1/1873	1/ 871
16	1/ 935	1/ 878	1/1903	1/ 895
17	1/ 953	1/ 910	1/1942	1/ 929
18	1/ 978	1/ 954	1/1993	1/ 974
19	1/1016	1/1012	1/2073	1/1035

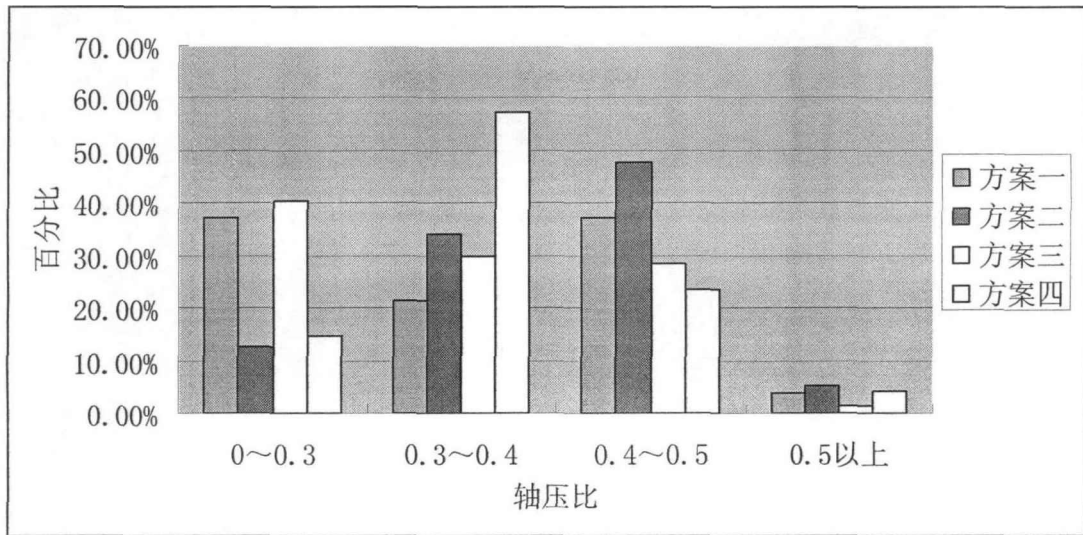


图 4.15 7 度区轴压比统计表

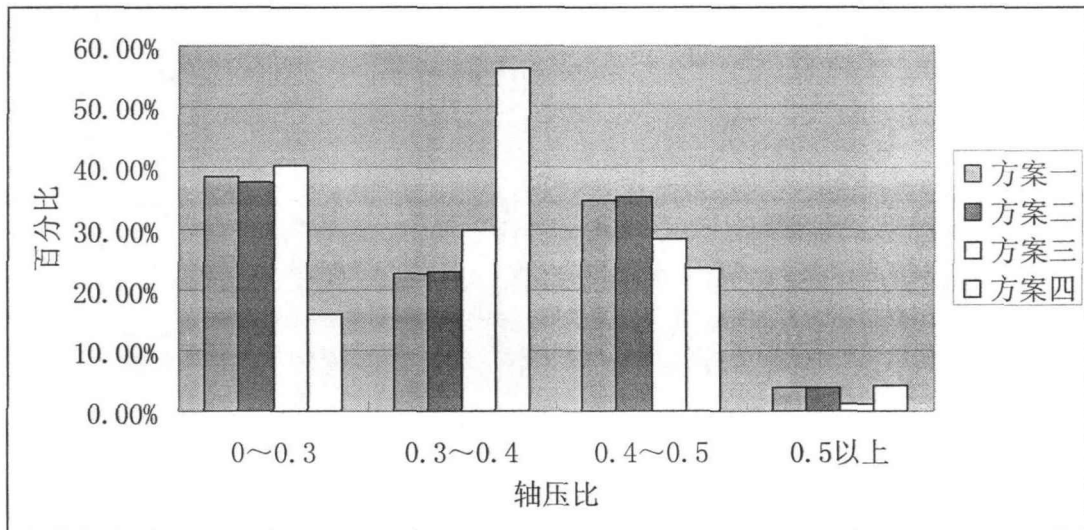


图 4.16 8 度区轴压比统计表

通过层间位移角统计表可以看出，在 8 度设防区随着地震的加大，层间位移角已经不再满足规范要求；而且 8 度设防区的最大层间位移角是 7 度设防区的 1.3 倍。这表明在高度设防区层间位移能对结构起控制作用。由图 4.1、4.16 可以看出位于 0~0.3 的轴压比 8 度设防区比 7 度设防区要多；位于 0.4~0.5 的轴压比 8 度设防区比 7 度设防区少；0.5 以上的轴压比两烈度基本持平，但 8 度区略高一些。这充分说明提高工程设防烈度结构的轴压比并不对结构作用其控制作用。通过以上分析不难看出高烈度下其控制作用的是结构位移。

第5章 剪力墙结构优化的经济性设计

本章通过对第三章得到的剪力墙结构（模型一）、短肢剪力墙结构（模型二）两种结构体系的结构施工图设计内容进行施工图预算的编制，统计出它们各自的经济指标，并对其经济指标进行对比，结合影响工程造价的因素对比结果加以分析，从而比较出两种结构体系的经济性能的差异，提出了设计和投资方面的建议，以利于设计人员和房地产商对高层住宅结构体系的选择。

5.1 房地产企业结构成本控制的方法分析

现在房地产公司已经不同程度的认识到结构设计对工程造价的影响，并采取了不同的方法来控制结构造价，一般有以下四种方法，不同的方法起到了不同的作用。

（1）设立专门的人员控制结构设计。实际情况更多的是，难以招聘到确实水平高一筹的结构工程师，起不到应有的作用。

（2）设立专门的研发部门。针对市场需求或规划方案的需要，专门设立研发部门，但是针对结构施工图设计很难做什么工作，起不到控制结构成本的作用。

（3）要求设计单位进行限额设计。不足之处是：有些水平不高的设计单位为了完成限额，牺牲了结构整体或局部的安全度、抗震性能或耐久性；限额值是过去常规工程的一般经验值，针对性不强。

（4）聘请专业的顾问公司。专业化的顾问公司往往由结构专家领衔，他们具有较为丰富的设计经验，熟悉设计规范和计算机软件，有一套成功的结构成本控制的方法。聘请专业的顾问公司来控制结构造价的方法应该是最有效和最科学的方法，这也是国际通行的做法。

5.2 结构经济性优化实例分析

随着房地产业的迅猛发展，地价猛涨，如何降低工程成本，并取得效益最大化是每个房地产企业不断的追求。在考虑建筑结构布置方案时就要考虑对结构进行选型优化，这就要不仅考虑到结构的合理性、实用性，还要考虑到结构的经济性。因为如何降低成本、增加利润是每一个房地产企业关注的问题。建设项目的

期的设计阶段（方案设计、初步设计、施工图设计）影响整个项目投资的可能性在80%以上。其中，结构成本占到建安成本的40%-60%。很多建筑结构设计做的并不精细。通过降低成本以求提高经济效益是房地产行业共同追求和努力的目标之一，而结构成本的控制是房地产项目成本控制的关键。

本章实例仍采用本论文第3章的计算模型。为了与工程实际情况相符，假设混凝土的成本与混凝土的体积成正比。钢筋的成本与钢筋的体积成正比。在总造价上，暂不考虑模板及楼板等工程的造价影响。材料的单方造价混凝土为280元 / m³，钢筋3760元 / t。表5.1为方案的经济指标汇总。由表5.1知。模型二比模型一在总造价上要节约19.3%。模型三、模型四是在模型一基础上通过改变剪力墙布置形式形成的，其造价与模型一相差无几，在此不再详述。

通过以上两种方案的电算分析指数表明，方案一的竖向结构体系的截面面积虽然较小，但仍可保证满足承载力、刚度、位移的要求。显而易见，优化后的方案不仅节约了业主的投资费用，更重要的是节约了资源。

表 5.1 两种设计方案概预算

主要材料		模型一	模型二
混凝土	用量/m ³	2149.8	1844.4
	造价/元	601944	516432
钢筋	用量/kg	317588.26	256256.75
	造价/元	1194131855	963525387
总造价/元		1194733799	964041819

5.3 结构经济性优化措施

（1）尽量合理的减小剪力墙厚度

增加剪力墙厚度，虽然能提高结构抗测力的能力，同时也增大了结构的地震力，但是由于影响剪力墙结构的因素众多，结构抗侧移能力与结构所承受的地震力两者不一定成正比变化。剪力墙厚度的取值不仅影响到结构的自重、结构的质量和结构刚度，而且直接影响到工程造价的高低。因此，设计者在进行剪力墙优化布置时应尽量合理的减少墙厚。

一般情况下影响剪力墙墙厚取值的因素如下：① 通过结构分析，依据结构的最大层间位移、最大层间位移比、周期比以及楼层刚度等控制因素，选取合理的剪力墙厚度；② 根据规范对结构轴压比的规定；③ 稳定性及构造性要求。“高规”规定按稳定性要求确定剪力墙的高厚比，当不能满足时应按“高规”附录D计

算墙体的稳定性。

(2) 严格控制剪力墙的配筋率

“混凝土规范”11.7第11条规定,抗震等级为一、二、三级的剪力墙的水平 and 竖向分布钢筋配筋率均不应小于0.25%;四级抗震等级剪力墙不应小于0.2%,分布钢筋间距不应大于300mm;其直径不应小于8mm。这在高层或者剪力墙墙肢较长的剪力墙结构中应该是合理的,但对于短小、低矮的剪力墙,应适当减小其水平筋的配筋率;墙的竖向最小配筋率应包括边缘构件中的钢筋,同时应注意避免竖筋过多使墙的抗剪强度小于抗弯强度,对抗震不利。

以下几个问题会对配筋率的大小有显著的影响。①当短墙肢的水平配筋率较大时,可以将拉筋与外环箍分开表示,取构造值即可。②短墙肢的拉筋可以用单根拉筋或者环箍两种方式表示。③拉筋间距:不大于300mm和2倍的纵筋间距,故有效减少拉筋的用量,可采取纵向筋大直径、大间距的布筋方式。④对于二级及以上的剪力墙加强区约束边缘构件的配箍率,有效地降低箍筋的用钢量可采取提高箍筋的钢筋等级。

(3) 减轻结构自重

通过结构优化减少混凝土用量,减轻结构自重,可以减小结构内力、竖向荷载和水平地震作用力,特别是转换层和基础的钢材和混凝土。①楼板:楼板在整个建筑中占据着相当大的比率,减小楼板厚度即减少了单位建筑面积混凝土用量。将楼板厚度控制在满足板的厚度与计算跨度要求的比值,并满足防火和预埋管线要求的较小值,可使得混凝土的消耗量最低。②剪力墙:在考虑楼板的同时也应考虑剪力墙的混凝土消耗量最少。扩大剪力墙开间的间距,用轻质隔墙替代部分开间的墙体,能有效地降低混凝土用量。如果开间过大,可以在隔墙处设置梁来保证减少楼板厚度的实现。由于住宅的开间和进深一般不大,梁宽可取隔墙墙厚,以免露梁。为减轻自重,剪力墙厚度可沿高度分次变化。

5.4 本章小结

建筑活动对人类自然资源 and 环境影响最大,占用人类使用自然资源的40%。钢铁大部分用于基本建设,水泥几乎全部用于基本建设。减少建筑活动的初始投入,节约材料就是节能。控制建设成本、提高材料的利用率、应用新技术就是在建设领域走可持续发展之路、落实科学的发展观。

市场竞争日益激烈，如何减少用钢量，降低造价，成为竞争成败的关键。在进行高层建筑剪力墙的经济性设计时，应充分考虑结构布置和剪力墙的形式、剪力墙的厚度、配筋率、结构自重及刚度等多种相互制约因素的影响。因此，要加强剪力墙优化概念设计，重视影响结构技术经济的因素，考虑综合效益，以达到降低工程造价和材料消耗量的目的，取得更加合理、经济的设计结果。

第6章 结论与展望

6.1 结论

剪力墙结构由于其抗侧移刚度大,能有效地减小侧移,具有一定的延性,已逐渐成为高层建筑中广泛应用的一种结构体系。剪力墙结构不仅能满足沿房屋高度方向要发生变化建筑功能的要求,还能满足安全的要求。因此,引起很多学者和专家的注意。由于计算机技术的普及,结构优化也由原来对结构构件的优化,逐渐转移到对建筑结构体系的优化。本文前几章总结了剪力墙结构实验研究、应用现状以及优化设计理论。然后针对剪力墙结构所存在的问题—剪力墙的数量配置过少,结构产生很大的侧向变形而无法满足安全和使用要求;若配置过多,又会影响底层建筑的使用功能,增加材料用量,造成经济上不必要的浪费,对剪力墙结构进行分析研究,。

本文以青岛某小区高层住宅楼为研究对象,应用SATWE结构分析软件,就高层建筑结构设计中涉及到的剪力墙数量和布置、楼层刚度以及层间位移角等因素对剪力墙优化的影响进行了较为系统的分析,论文主要内容包括以下几个方面:

1.第一章 绪论部分。介绍了本文研究的目的、意义以及主要研究的主要内容。

2.第二章 剪力墙结构设计的一般理论及分析软件。主要介绍了剪力墙结构的分类、特点以及研究现状;并对结构优化所用的软件做了大致的介绍;并简要介绍了设计优化理论和规范中对本工程有关的规定。

3.第三章 高层剪力墙结构优化模型的优化设计。首先介绍了剪力墙布置的一般原则;并简要说明工程实例的概况和特点;然后基于 SATWE 对工程实例进行建模,分析影响其抗震性能的因素;从结构的动力特性、变形情况以及内力特性等方面对结构优化的影响做了比较系统的分析研究;

4.第四章 高层剪力墙结构优化控制因素研究。首先介绍了以承载力、刚度、延性为主导的结构概念设计和剪力墙结构的设计概念,然后通过四个模型从结构楼层刚度和层间位移角方面对结构优化的控制因素做了系统的分析。通过高烈度区模型对比分析得出高烈度区起控制作用的是结构层间位移,得出最大层间位移角均出现在结构中间偏下部位,因此在设计中可适当增强中间偏下楼层的刚度来

减小结构的侧移。

5.第五章 剪力墙结构优化的经济性设计。首先介绍了房地产企业成本控制的基本方法,然后以前文所建模型为基础,对结构优化进行经济性的论证,并在此基础上提出结构经济型优化设计的几项措施。

6.2 展望

本论文结合工程实例对剪力墙结构的高层建筑做了较系统的研究分析,由于影响剪力墙结构优化的因素较多,如设防烈度、场地类别、建筑高度、楼层刚度以及层间位移等。对剪力墙结构优化布置仍需进一步深入研究和完善,由于时间和水平都有限,在完成论文的过程中还存在不足之处,留待以后做进一步研究:

(1) 进一步研究风荷载作用对结构的影响。本文第四章仅对比分析了地震作用下刚度变化对结构的变形影响,没有考虑风荷载作用的影响。如需考虑风荷载作用的情况,优化过程与地震作用下的优化思想类似。

(2) 多目标优化的实现。除了结构截面、重量等优化目标外,探讨设计满足多种目标或目标组合如造价、挠度最小、裂缝最小、整体位移最小等优化软件,建立不同的目标函数和优化模型,从而得到分别满足不同使用功能和要求的各种结构方案。

(3) 剪力墙结构优化,需要考虑的因素非常之多。如何进一步考虑更多制约因素还需要进一步的研究。本文的算例也只是选用了—个平面布置比较规则的结构进行优化。但每栋建筑都有独特的设计,针对具体的建筑物设计还有待进一步的研究,使结构更加符合工程设计要求。

(4) 关于两种结构体系经济性能的对比,本文主要从工程造价方面进行了比较和分析,而影响工程经济性的因素很多,如材料价格、现场管理水平及施工技术能力等,这些因素在确定结构体系时也应考虑在内。

参考文献

- [1] 建筑抗震设计规范(GB50011-2001). 中国建筑工程出版社, 2002
- [2] 混凝土结构设计规范(GB 50010-2002), 中国建筑工程出版社, 2002
- [3] 高层建筑混凝土结构技术规程(JGJ3-2002)中国建筑工程出版社, 2002
- [4] 程绍革,陈善阳,刘经纬.高层建筑短肢剪力墙结构振动台试验研究[J].建筑科学, 16(1):12-16
- [5] 张晋,吕志涛.短肢剪力墙-筒体结构模型振动台试验研究[J].东南大学学报(自然科学版).Nov.2001 Vol.31No.6
- [6] 张炳华等. 土建结构优化设计[M]. 同济大学出版社. 1998
- [7] 魏德敏,张勇.高层建筑结构有限元分析软件 ETAB[J].工程力学, 1999.1
- [8] C.M.Wang and W.K.TSO.Estimation of Accidental torsion Effects for Seismic Design of Buildings.Journal of Structural Engineering voll 121.195
- [9] 曹万林等.周期反复荷载作用下钢筋混凝土十字形柱的性能[J].地震工程与工程振动.1994,14(3)
- [10] 北京金土木软件技术有限公司. SAP2000 中文版使用指南[M]. 人民交通出版社.2006
- [11] 康谷贻,巩长江.单调及低周反复荷载作用异形框架柱的受剪性能[J].建筑结构学报,1997,18(5):22-31
- [12] 方鄂华.在反复荷载下钢筋混凝土剪力墙的性能[J].清华大学建工系抗震工程研究室.1979.6
- [13] 林琳, 张云波编.高层建筑结构计算机软件中的剪力墙模型简化[J].福建建筑, 2002.1
- [14] 曹泽润.异型柱框架轻型节能建筑介绍[J].天津建设科技,1996.4
- [15] 曹万林等.不同方向周期反复荷载作用下钢筋混凝土T形柱的性能[J].地震工程与工程振动.1995,15(4):76-84
- [16] 容柏生.高层住宅建筑中的短肢剪力墙结构体系[J].建筑结构学报, 1997.18(6): 14-19
- [17] Uri Kirisch.Optimization Structural Design[M].New York:Mc Graw-Hill,

1981.127-195

- [18] 曹万林等.异型柱框架柱单元的非线性变形计算方法[J].计算力学学报.1997,14(4):435-442
- [19] 王全凤.高层建筑结构优化、动力和稳定的实用计算[D].福建:福建科学技术出版社,2002.6
- [20] 曹万林等,钢筋混凝土带暗柱十字形柱抗震性能试验研究[J].地震工程与工程振动.1999(2):28-33
- [21] 张宇鑫, 刘海成, 张星源. PKPM结构设计及应用同济大学出版社[D].2006.9
- [22] 张元坤等.高层建筑结构概念设计若干问题[J].广东土木与建筑, 2002.11
- [23] 曹万林等.较小剪跨比带暗柱T形柱抗震性能试验研究[J].地震工程与工程振动.1999,19(4):61-66
- [24] 宁永胜.小高层住宅体系分析.郑州大学工程硕士学位论文[D], 2006
- [25] Dundar,Cengiz.etc.Design of Arbitrarily Shaped Reinforced Concrete Members under Biaxial Bending and Axial Load.1992,3(1):143-145
- [26] 卫园,冯建平.周期反复荷载下L形截面柱的试验研究[J].华南理工大学学报(自然科学版),1995,23(3):44-51
- [27] 秦力, 程志辉, 宋玉普.中高层异性柱框-剪结构的剪力墙抗侧移刚度优化分析[J].四川建筑科学.2005.6
- [28] Linde P, Bachmann H.Dynamic modeling and design of earthquake-resistant walls [J].ESSD,1994,23:1331-1350
- [29] Thomas N.salonikios,Adreas J.Kappos,Loannis A.Tegos,and Georgios G. Penelis.Cyclic Load Behavior of Low-Slenderness Reinforced Concrete Walls: Failure Modes,Strength and Deformaiton Analysis, and Design Implications. ACI Structuer journal,2000,V.97,No.1,pp.132-141
- [30] 曹万林等.较小剪跨比带暗柱十字形柱抗震性能试验研究[J].地震工程与工程振动.1999,19(3):54-58
- [31] Smith B S, Coull A.Tall building structures:analysis and design. John Wiley & Sons, Inc,1991
- [32] 赵西安.现代高层建筑结构设计[M].北京:科学出版社. 2000:341
- [33] Jin WooParka,Jae Woong Hwanga,Yong Hyup Kimb. Ecient fruit element analysis

using meshe euper position technique,Finite Elements in Analysis and Design
39(2003)619-638

[34] 曹万林等.较小剪跨比带暗柱L形柱抗震性能试验研究[J].世界地震工程.2000,16(2):41-46

[35] Coull,A.and B.Bose. Deflection of Framed-Tube Structures, Proceeding of the American Society of Civil Engineers.Jounral of the Structural Division. Vol.104, No. ST5 May,1978

[36] 周广强.高层建筑钢筋混凝土剪力墙滞回关系及性能研究.同济大学硕士学位论文[D],2004

[37] 刘自立.短肢剪力墙抗震性能试验研究[D].广州大学硕士学位论文,2005

[38] 曹万林等.钢筋混凝土带暗柱T形柱抗震性能试验研究[J].世界地震工程.1999(3):47-51

[39] 郭仁俊. 高层建筑框架-剪力墙结构设计[M]. 北京: 中国建筑工程出版社, 2004: 76-94

[40] 徐培福. 复杂高层建筑结构设计[M]. 北京: 中国建筑工程出版社, 2005: 312-357

[41] 梁启智.高层建筑结构分析与设计[M].广州:华南理工大学出版社, 1993:106-229

[42] 曹万林等.较高轴压比下钢筋混凝土十字形柱抗震性能试验研究[J].结构工程师增刊.1999

[43] 包世华,方鄂华.高层建筑结构设计[M].第2版.北京:清华大学出版社,1990: 40-177

[44] 曹万林等.不同方向周期反复荷载作用下钢筋混凝土L形柱的性能[J].地震工程与工程振动.15(1),1995

[45] Dundar,C.etc. Arbitrarily Shaped Reinforced Concrete Members Subject to Biaxial Bending and Axial Load.Computers and Structuers 1993,49 (4):643-662

[46] Yau,C .Y etc.Biaxial Bending Design of Arbitrarily Shaped Reinforced Concrete Column.ACI Structural Journal (American Concrete Institute).1993,90 (3):269-278

[47] 李杰,李国强.地震工程学导论[M].北京地震出版社.1992:124

[48] 王志忠,霍达. 结构优化设计理论现状及展望[J]. 基建优化, 1990, 11 (4) :5-8

- [49]程绍革,陈善阳,刘经纬.高层建筑短肢剪力墙结构振动台试验研究.建筑科学.2000:12-16
- [50]黄本才,屠成松.高层筒中筒结构的优化设计及计算[J].同济大学学报.1989,17(1):43-49
- [51]高层建筑结构空间有限元分析与设计软件SATWE用户手册[D].北京:中国建筑科学研究院PKPMCAD工程部,2002
- [52]瞿勇,李章政.高层建筑的发展方向[J].山西建筑.2008,34(34):17-18

攻读硕士学位期间发表的学术论文及科研工作

发表论文:

1. 赵健生, 刘瑛, 王栋等. 青岛某住宅小区“9[#]”楼工程结构优化设计. 青岛理工大学报 (已录用)
2. 宁宁, 刘瑛, 赵健生. 基于 ANSYS 加固板的碳纤维布宽度效应的研究. 青岛理工大学报, 2008, 29 (5): 54-57
3. 参与《混凝土组合结构加固》专著编著
4. 参与山东省自然科学基金项目《碳纤维加固压弯剪构件二次受力的研究》的申报, 查新号: ZR0905320176

致 谢

本文的研究工作是在导师刘瑛教授的精心指导和悉心关怀下完成的，在我的学业和论文的研究工作中无不倾注着导师辛勤的汗水和心血。在这三年的研究生学习过程中我不仅从导师那里学到了丰富的专业知识，而且吸取了宝贵的人格魅力。她的一丝不苟的钻研精神、朴实无华的做人精神、脚踏实地的工作精神为我树立了好的学习榜样，使我能顺利地完成论文，同时对我以后的工作具有良好的指导价值。刘瑛教授知识渊博、治学态度严谨，在科研工作中敏捷的思维和敏锐的洞察力以及在为人师表中表现出的高尚人格魅力将使我终身受益。

再次感谢刘瑛教授、王俊波教授在学习和生活中给予的关怀与帮助。

感谢师姐张卫红、师妹曹璐平日给我的帮助。

最后要特别谢谢我的父母和女友程淑青对我无微不至地关怀和默默地支持，你们永远是我人生路上前进的动力！

感谢青岛万科房地产有限公司在论文工作的整个过程中提供的宝贵资料和建议！

在此，向所有关心和帮助过我的领导、老师、同学、朋友和单位表示由衷的谢意！

衷心地感谢在百忙之中评阅论文和参加答辩的各位专家、教授！

赵健生

2009. 04