

国家开放大学

学士学位论文

题目：保定市某教学楼框架结构设计

分部：陕西分部

学习中心：新城电大

专业：土木工程

入学时间：2018年秋季

学号：1861001252100

姓名：王裕钦

指导教师：强宇明

论文完成日期：2020年4月

学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师指导下，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，本学位论文的研究成果不包含任何他人创作的、已公开发表或者没有公开发表的作品的内容。对本论文所涉及的研究工作做出贡献的其他个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本学位论文原创性声明的法律责任由本人承担。

作者签名：王祚钊 日期：2020年4月10日

学位论文版权使用授权声明

本人完全了解国家开放大学关于收集、保存、使用学位论文的规定，同意如下各项内容：按照学校要求提交学位论文的印刷本和电子版；学校有权保存学位论文的印刷本和电子版，并采用影印、缩印、扫描、数字化或其它手段保存论文；学校有权提供目录检索以及提供本学位论文全文或者部分的阅览服务，以及出版学位论文；学校有权按有关规定向国家有关部门或者机构送交论文的复印件和电子版；在不以赢利为目的的前提下，学校可以适当复制论文的部分或全部内容用于学术活动。

作者签名：王祚钊 日期：2020年4月10日

目 录

0 引言	2
1 设计资料	2
2 结构选型与布置	4
2.1 结构平面布置图	4
2.2 梁截面尺寸选择	4
2.3 框架柱截面尺寸选择	5
2.4 板截面尺寸的选择	6
2.5 设计计算简图	6
3 梁柱线刚度	7
3.1 梁柱线刚度计算	7
3.2 框架柱的侧向刚度	9
4 作用（荷载）计算	13
4.1 恒荷载标准值计算	13
4.2 风荷载计算	16
4.3 水平地震荷载计算	17
5 内力计算	20
5.1 风荷载作用下的内力计算	20
5.2 水平地震作用下的内力计算	22
5.3 竖向荷载作用下的内力计算	23
6 内力组合	39
7 梁、柱截面设计	47
8 楼梯设计	59
8.1 材料选择	59
8.2 梯段板设计	59
8.3 休息平台版计算	60
8.4 梯段梁的计算	61
9 现浇楼盖设计	62
9.1 荷载计算	62
9.2 截面设计	64
10 基础设计	65

10.1 柱基础底面积确定	65
10.2 持力层强度的验算	65
10.3 抗震验算	66
10.4 基础结构设计	68
11 结论	71
参考文献	72

摘 要

本设计为保定市某教学楼框架结构设计，该设计的建筑高度是 15.750 m，共四层，设计使用年限为 50 年，抗震设防烈度为七度，设防地震加速度：0.1 g，设计地震分组：第二组，楼板及屋顶均采用钢筋混凝土结构，该设计主要进行结构选型、荷载计算、内力计算、梁柱的截面配筋、楼盖、基础及楼梯设计以及施工图的绘制等。依据建筑结构相关规范进行各部分设计，利用底部剪力法计算水平地震作用，竖向荷载采用弯矩二次分配法进行计算并绘制相关弯矩轴力图，同时计算风荷载作用下的结构内力，将各种情况下的结构内力进行内力组合，选取最不利组合进行截面的配筋计算，然后进行施工图的绘制，最终完成本设计。本设计依据最新国家规范设计，设计符合规范要求。

关键词：框架结构；内力计算；内力组合；截面配筋

0 引言

“百年大计，教育为本”，教学楼作为主要的教学场所，其建筑安全的重要性不言而喻，做好教学楼的结构设计就显得尤为重要。近年来，我国建筑结构设计的工作理念逐步与世界接轨，结构体系呈现多种方式，结构外型也趋于复杂，这就对结构设计提出了更高的要求。

框架结构是由楼板、梁、柱及基础几种承重构件组成的，由主梁、柱与基础构成平面框架，各平面框架再由连续梁连接起来而形成的空间结构体系；在合理的高度和层数的情况下，框架结构能够提供较大的建筑空间，其平面布置灵活，可适合多种工艺与使用功能的要求。框架结构的受力简单且传力比较合理，并且框架结构具有用料简单、来源广泛等多个优点；同时框架结构的房间分布的比较灵活，门窗的开口位置比较自由，人们可以根据自己的喜好来充分利用空间，既满足了使用者对房间的使用需求，同时为设计师提供了巨大的设计空间，框架结构的这些优点都满足于国内的教学楼结构设计。国外也致力于研究新型组合框架结构，使钢筋和混凝土更好的发挥其优点，并将其应用于实际建筑中。故本设计采用框架结构，将所学的理论知识进行灵活运用，是对知识的巩固，也是对大学所学知识的检验,通过这个阶段的工程设计及专题研究，能够提高我们的综合能力。应用基础理论和专业知识，独立分析、解决一般建筑工程技术问题，锻炼我们独立学习、收集资料、查阅文献的能力，为今后的学习和事业发展，奠定了良好的基础。

1 设计资料

(1) 建设地点：保定市某区

(2) 四层混凝土框架结构，建筑面积为 2726.44m^2 ，楼板及屋盖均采用现浇钢筋混凝土结构，楼板厚度取 120mm 。建筑总高度为 15.75m ，共四层，每层层高 3.60m 。

(3) 抗震烈度：七度，设防地震加速度： 0.1g ，设计地震分组：第二组

(4) 基本风压: $\omega_0=0.4\text{kN}/\text{m}^2$

基本雪压: $S^0=0.35\text{kN}/\text{m}^2$

(5) 地质条件:

表 1.1 土层分布表

层数	土层名称	厚度 (m)	承载力特征值 f_{ak} (kpa)	天然重度 (kN/m^3)
1	杂填土	0.8	80	17
2	粉质黏土	2-5	220	18.8
3	黏土	2-5	240	18.5
4	卵石层	2-9	300	20.2

(6) 建筑设计基准期为 50 年

(7) 屋面做法:

- ①二毡三油防水层
- ②20 厚水泥砂浆找平层
- ③钢丝网抹灰吊顶
- ④100 厚钢筋混凝土楼板
- ⑤10 厚混合砂浆
- ⑥40 厚挤塑聚苯板

(8) 楼地面做法:

- ①80 厚的现浇混凝土板
- ②20 厚的水泥砂浆找平层
- ③水磨石地面 (10 厚面层, 20 厚水泥砂浆)

(9) 混凝土选择: 楼板梁及墙身均采用 C30;

钢筋选择: 梁板柱纵筋均采用 HRB400, 箍筋采用 HPB300;

2 结构选型与布置

2.1 结构平面布置图

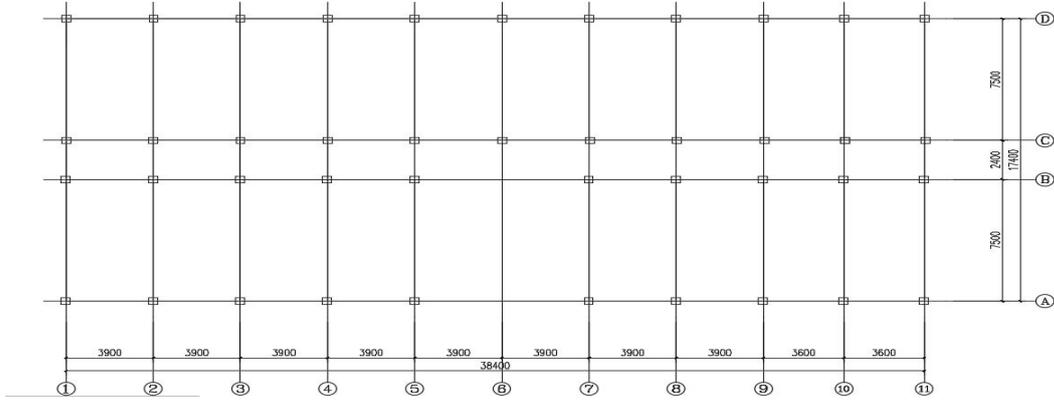


图 2.1 结构平面布置图(mm)

2.2 梁截面尺寸选择

纵向框架梁截面高度:

$$h = (1/12 \sim 1/8) L = (1/12 \sim 1/8) * 3900 = 325 \sim 487.5 \text{mm}$$

取 $h = 450 \text{mm}$

纵向框架梁截面宽度:

$$b = (1/2 \sim 1/3) h = (1/2 \sim 1/3) * 450 = 150 \sim 225 \text{mm}$$

取 $b = 200 \text{mm}$

纵向框架梁截面尺寸分别确定为: $h = 450 \text{mm}$, $b = 200 \text{mm}$

横向框架梁截面高度:

$$h = (1/12 \sim 1/8) L = (1/12 \sim 1/8) * 7500 = 625 \sim 937.5 \text{mm}$$

取 $h = 700 \text{mm}$

横向框架梁宽度: $b = (1/2 \cdot 1/3) h = (1/2 \cdot 1/3) * 700 = 233 \sim 350$

横向框架梁截面尺寸分别为: $h = 700 \text{mm}$, $b = 300 \text{mm}$

中跨梁取 $h = 300 \text{mm}$, $b = 200 \text{mm}$

2.3 框架柱截面尺寸选择

根据柱子轴压比确定柱子截面:

根据《建筑设计抗震规范》(GB50011-2010)表 6.1.2 可知该建筑的抗震等级为三级^[1], 由《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)表 11.4.16 可知, 三级抗震等级框架结构的柱轴压比限值为 0.85^[2];

初步设计阶段, 通过估算柱子轴力确定轴压从而初步确定柱子截面轴压比:

$$A_c = b_c h_c \geq \frac{N_c}{\mu f_c} \quad (2-1)$$

μ : 轴压比限值取 0.85; $f_c = 14.3 \text{ kN/m}^2$

$$N_c = \gamma_G \cdot \alpha \cdot S \cdot W \cdot n_s \quad (2-2)$$

(1) 边柱:

$$\textcircled{1} N = \gamma_G q S n \alpha_1 \alpha_2 \beta = 1.3 \times 14 \times 3.75 \times 3.9 \times 4 \times 1.1 \times 1.1 \times 1.0 = 1288.29 \text{ kN}$$

$$A_c = b_c h_c \geq \frac{N}{[u] f_c} = \frac{1288.29 \times 10^3}{0.85 \times 14.3} = 105988.23 \text{ mm}^2$$

$$\textcircled{2} N = \gamma_G q S n \alpha_1 \alpha_2 \beta = 1.3 \times 14 \times 19.305 \times 4 \times 1.1 \times 1.1 \times 1.0 = 1700.54 \text{ kN}$$

$$A_c = b_c h_c \geq \frac{N}{[u] f_c} = \frac{1700.54 \times 10^3}{0.85 \times 14.3} = 139904.56 \text{ mm}^2$$

边柱尺寸: $b_c \times h_c = 400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$

(2) 中柱:

$$N = \gamma_G q S n \alpha_1 \alpha_2 \beta = 1.3 \times 14 \times 29.25 \times 4 \times 1.1 \times 1.0 \times 1.0 = 2342.34 \text{ kN}$$

$$A_c = b_c h_c \geq \frac{N}{[u] f_c} = \frac{2342.34 \times 10^3}{0.85 \times 14.3} = 192705.88 \text{ mm}^2$$

中柱尺寸： $b_c \times h_c = 450\text{mm} \times 450\text{mm}$

(3) 角柱：

$$N = \gamma_G q S n \alpha_1 \alpha_2 \beta = 1.3 \times 14 \times 7.3 \times 4 \times 1.1 \times 1.2 \times 1.0 = 701.50\text{kN}$$

$$A_c = b_c h_c \geq \frac{N}{[u]f_c} = \frac{701.50 \times 10^3}{0.85 \times 14.3} = 57712.94\text{mm}^2$$

角柱尺寸： $b_c \times h_c = 300\text{mm} \times 300\text{mm}$

故初步确定柱子截面为 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$

2.4 板截面尺寸的选择

按规范进行计算，本设计楼板均采用双向板设计，板厚取 120mm 。

板的传力计算简图如图 2.2：

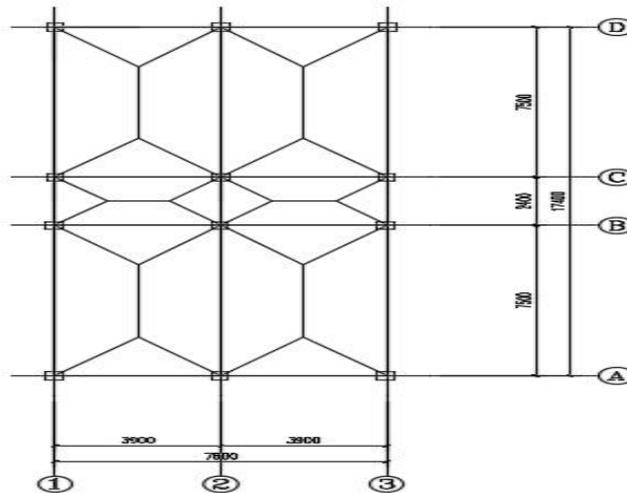


图 2.2 板传力简图(mm)

2.5 设计计算简图

本设计采用横向承重方案，因其横向刚度大并且横向框架与纵梁连接，故纵向刚度也比较好，从而房屋的整体性就会较好所以采用该方案。本设计的计算简图

如图 2.3:

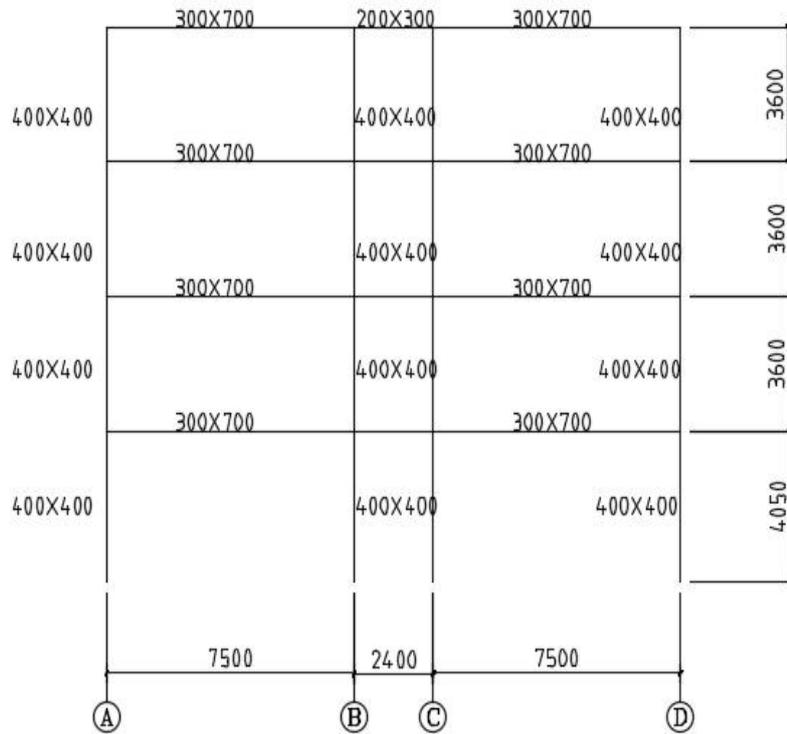


图 2.3 计算简图(mm)

3 梁柱线刚度

3.1 梁柱线刚度计算

现浇楼板的边跨梁取为 $I=1.5I_0$ ，中框架梁取 $I=2.0I_0$ ，由材料力学可知公式

$$I_0 = \frac{1}{12}bh^3$$

$$i = \frac{E_c I}{l};$$

$$\text{边框架梁: } I_0 = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \times 300 \times 700^3 = 0.858 \times 10^{10}$$

$$\text{中框架梁: } I_0 = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \times 200 \times 300^3 = 0.450 \times 10^{10}$$

表 3.1 梁线刚度的计算

梁跨	$E_c(\text{N/m})$	$b \times h(\text{m})$	l	$I_0(\text{mm}^4)$	$I(\text{mm}^4)$	EI/L	$2E_c I_0/L$
B	3×10^4	300×700	7	0.858×10^8	1.287×10^8	0.51×10^6	0.68×10^6
C	3×10^4	200×300	2	0.450×10^8	0.225×10^8	0.28×10^6	0.35×10^6

表3.2 柱线刚度计算

层数	层高 (mm)	$E_c(\text{N/mm}^2)$	$b \times h(\text{mm}^2)$	$I_0(\text{mm}^4)$	$E_c I_0/L$
1	4050	3×10^4	400×400	0.213×10^{10}	0.16×10^{11}
2-4	3600	3×10^4	400×400	0.213×10^{10}	0.17×10^{11}

各层杆件的相对线刚度:

$$i_{\text{边跨框架梁}} = \frac{0.68}{0.17} = 4 \quad i_{\text{中跨框架梁}} = \frac{0.35}{0.17} = 2.05 \quad i_{\text{柱子}} = 1.0$$

$$i_{\text{底层柱}} = \frac{0.16}{0.17} = 0.94$$

梁柱相对线刚度如图 3.1:

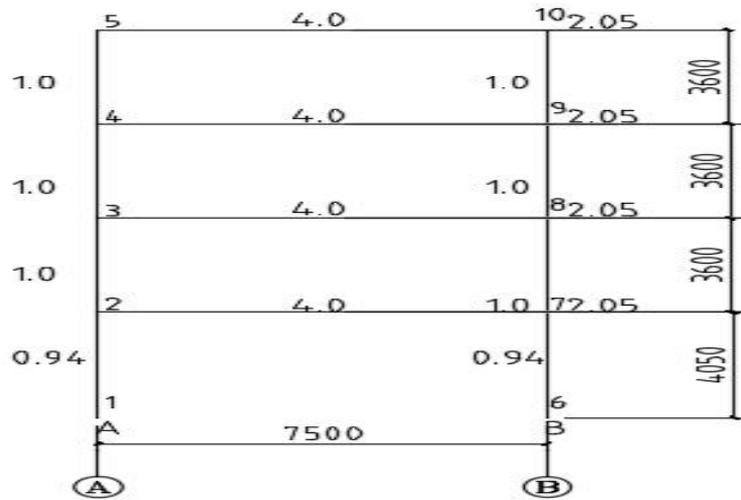


图 3.1 梁柱相对线刚度

3.2 框架柱的侧向刚度

柱子的侧向刚度计算公式为

$$D_{jk} = \alpha_c \frac{12i_c}{h_j^2} \quad (3-1);$$

式子中， α_c 作为柱子侧向刚度修正系数

\bar{K} 作为梁与柱子的线刚度比

α_c 与 K 值的计算：

$$\text{一般层: } K = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i_c}, \quad \alpha_c = \frac{K}{2+K}; \quad \text{底层: } K = \frac{i_1 + i_2}{i_c}, \quad \alpha_c = \frac{0.5+K}{2+K};$$

(1) 边框架柱的侧向刚度

① 底层边框架柱侧向刚度:

边柱:

$$K = \frac{i_2}{i_c} = \frac{0.58}{0.16} = 3.63$$

$$\alpha_c = \frac{0.5+K}{2+K} = 0.734$$

$$D_{jk} = \alpha_c \frac{12i_c}{h_j^2} = 0.734 \times \frac{12 \times 0.16 \times 10^{11}}{4050^2} = 0.859 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

中柱:

$$K = \frac{i_1 + i_2}{i_c} = \frac{0.58 + 0.21}{0.16} = 4.94$$

$$\alpha_c = \frac{0.5 + K}{2 + K} = 0.784$$

$$D_{jk} = \alpha_c \frac{12i_c}{h_j^2} = 0.784 \times \frac{12 \times 0.16 \times 10^{11}}{4050^2} = 0.918 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

②一般层框架柱的侧移刚度:

边柱:

$$K = \frac{i_2 + i_4}{2i_c} = \frac{0.58 + 0.58}{2 \times 0.17} = 3.63$$

$$\alpha_c = \frac{K}{2 + K} = \frac{3.63}{2 + 3.63} = 0.645$$

$$D_{jk} = \alpha_c \frac{12i_c}{h_j^2} = 0.645 \times \frac{12 \times 0.17 \times 10^{11}}{3900^2} = 0.814 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

中柱:

$$K = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i_c} = \frac{0.58 \times 2 + 0.21 \times 2}{2 \times 0.17} = 4.94$$

$$\alpha_c = \frac{K}{2 + K} = \frac{4.94}{2 + 4.94} = 0.712$$

$$D_{jk} = \alpha_c \frac{12i_c}{h_j^2} = 0.712 \times \frac{12 \times 0.17 \times 10^{11}}{3900^2} = 0.899 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

表3.3 边框架柱的侧移刚度

层数	h_c / m 类型	K	α_c	$D (\text{N} / \text{m m}^2)$	数量	$\sum D$
----	---------------------	-----	------------	-------------------------------	----	----------

1	4050	边柱	3.63	0.734	0.859×10^4	2	3.554×10^4
		中柱	4.94	0.784	0.918×10^4	2	
2-4	3900	边柱	3.63	0.645	0.814×10^4	2	3.426×10^4
		中柱	4.94	0.712	0.899×10^4	2	

(2) 中框架柱侧移刚度

①底层边框架柱侧向刚度:

边柱:

$$K = \frac{i_2}{i_c} = \frac{0.68}{0.16} = 4.25$$

$$\alpha_c = \frac{0.5 + K}{2 + K} = 0.760$$

$$D_{jk} = \alpha_c \frac{12i_c}{h_j^2} = 0.760 \times \frac{12 \times 0.16 \times 10^{11}}{4050^2} = 0.889 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

中柱:

$$K = \frac{i_1 + i_2}{i_c} = \frac{0.68 + 0.35}{0.16} = 6.44$$

$$\alpha_c = \frac{0.5 + K}{2 + K} = 0.822$$

$$D_{jk} = \alpha_c \frac{12i_c}{h_j^2} = 0.822 \times \frac{12 \times 0.16 \times 10^{11}}{4050^2} = 0.962 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

②一般层侧向刚度计算

边柱:

$$K = \frac{i_2 + i_4}{2i_c} = \frac{0.35 + 0.35}{2 \times 0.17} = 2.059$$

$$D_{jk} = \alpha_c \frac{12i_c}{h_j^2} = 0.509 \times \frac{12 \times 0.17 \times 10^{11}}{3900^2} = 0.683 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

中柱:

$$K = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i_c} = \frac{0.68 \times 2 + 0.35 \times 2}{2 \times 0.17} = 6.06$$

$$\alpha_c = \frac{K}{2 + K} = \frac{6.06}{2 + 6.06} = 0.752$$

$$D_{jk} = \alpha_c \frac{12i_c}{h_j^2} = 0.752 \times \frac{12 \times 0.17 \times 10^{11}}{3900^2} = 1.009 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

表3.4 中间框架柱侧移刚度计算

层次	层高 (m)	柱根数	i_c (mm)	K	α_c	D (N/m)	$\sum D$	
2-4	3.9	边柱	2	0.17×10^4	2.0	0.5	0.683×10^4	3.384 :
	3.9	中柱	2	0.17×10^4	6.0	0.7	1.009×10^4	
1	4.05	边柱	2	0.16×10^4	4.2	0.7	0.889×10^4	3.702 :
	4.05	中柱	2	0.16×10^4	6.4	0.8	0.962×10^4	

底层总的侧移刚度: $3.426 \times 10^4 + 3.702 \times 10^4 = 71.28 \text{ kN/m}$

2-4层总的侧移刚度: $3.554 \times 10^4 + 3.384 \times 10^4 = 69.38 \text{ kN/m}$

4 作用（荷载）计算

4.1 恒荷载标准值计算

1 楼面恒荷载

80厚的现浇混凝土板	2kN/m ²	
20厚的水泥砂浆找平层	0.40kN/m ²	
水磨石地面（10厚面层，20厚水泥砂浆）		0.65kN/m ²
合计	3.65kN/m ²	

2 屋面恒荷载

二砧三油防水层	0.35kN/m ²	
20厚水泥砂浆找平层	0.40kN/m ²	
钢丝网抹灰吊顶	0.45kN/m ²	
100厚钢筋混凝土楼板	2.5kN/m ²	
10mm厚混合砂浆	0.2kN/m ²	
40厚挤塑聚苯板	0.02kN/m ²	
合计	4.12kN/m ²	

3 梁自重

边跨横梁	$0.3 \times 0.7 \times 25 = 5.25\text{kN/m}$	
抹面	$2 \times (0.7 - 0.15) \times 0.02 \times 17 = 0.37\text{kN/m}$	
合计	5.62kN/m	
中跨梁:	$0.3 \times 0.2 \times 25 = 1.5\text{kN/m}$	
抹面	$2 \times (0.3 - 0.15) \times 0.02 \times 17 = 0.10\text{kN/m}$	
合计	1.60kN/m	
边跨填充墙自重	$0.24 \times (3.6 - 0.7) \times 19 = 13.22\text{kN/m}$	

墙面粉刷 $(3.6 - 0.7) \times 0.02 \times 2 \times 17 = 3.50 \text{ kN/m}$
 合计 16.72 kN/m

4 柱自重

柱 $0.4 \times 0.4 \times 25 = 4.0 \text{ kN/m}$
 10厚混合砂浆 0.2 kN/m
 合计 4.2 kN/m

(1) 顶层框架梁上的线荷载

梁自重:

$$g_4 AB1 = g_4 CD1 = 5.62 \text{ kN/m} \quad g_4 BC1 = 1.6 \text{ kN/m}$$

边跨线荷载:

$$3.9 \times 4.12 = 16.38 \text{ kN/m}$$

中跨线荷载:

$$3.9 \times 4.12 \times 4.12 = 10.08 \text{ kN/m}$$

(2) 中间层框架梁上的线荷载

$$g AB1 = g CD1 = 5.62 \text{ kN/m} + 16.72 \text{ kN/m} = 22.34 \text{ kN/m}$$

$$g BC1 = 1.6 \text{ kN/m}$$

边跨线荷载:

$$3.65 \times 3.9 = 14.24 \text{ kN/m}$$

中跨线荷载:

$$3.65 \times 2.4 = 8.76 \text{ kN/m}$$

5 屋面框架节点集中荷载

边跨连系梁自重 $0.3 \times 0.7 \times 3.9 \times 25 = 20.48 \text{ kN}$
 粉刷 $0.02 \times (0.7 - 0.15) \times 2 \times 3.9 \times 17 = 1.46 \text{ kN}$
 0.9m 女儿墙自重 $3.9 \times 0.24 \times 5 \times 0.9 = 4.21 \text{ kN}$
 墙面粉刷 $0.02 \times 2 \times 0.9 \times 3.9 \times 17 = 2.39 \text{ kN}$

连系梁传屋面自重	$0.5 \times 3.9 \times 0.5 \times 3.9 \times 4.12 = 15.67\text{kN}$
顶层边节点集中荷载	44.21kN
中柱连系梁自重	$0.3 \times 0.2 \times 3.9 \times 25 = 5.85\text{kN}$
梁面粉刷	$0.02 \times (0.3 - 0.15) \times 2 \times 3.9 \times 17 = 0.40\text{kN}$
连系梁屋面自重	$0.5 \times (3.9 + 3.9 - 2.4) \times 1.2 \times 4.12 = 13.35\text{kN}$
	$0.5 \times 3.9 \times 1.95 \times 4.12 = 15.67\text{kN}$
顶层中节点集中荷载	35.27kN

6 楼面框架节点集中荷载

边柱连系梁自重	20.48kN
梁面粉刷	1.46kN
窗户自重	$2.1 \times 1.8 \times 0.45 = 1.70\text{kN}$
窗下墙体自重	$0.24 \times 0.9 \times 2.1 \times 19 = 8.60\text{kN}$
墙体粉刷	$2 \times 0.02 \times 0.9 \times 2.1 \times 17 = 1.23\text{kN}$
窗边墙体自重	$0.6 \times (3.6 - 1.8) \times 0.24 \times 19 = 4.92\text{kN}$
粉刷	$0.6 \times 2 \times 0.02 \times (3.6 - 1.8) \times 17 = 0.73\text{kN}$
框架柱:	$0.4 \times 0.4 \times 25 = 4.0\text{kN}$
10mm 混合砂浆	0.2kN
楼面荷载	$0.5 \times 3.9 \times 1.95 \times 3.65 = 13.88\text{kN}$
中间边节点集中荷载	57.20kN
中柱连系梁自重	20.48kN
梁面粉刷	0.2kN
内墙自重	$3.9 \times (3.6 - 0.3) \times 0.24 \times 5 = 15.44\text{kN}$
墙体粉刷	$3.9 \times (3.6 - 0.3) \times 0.02 \times 2 \times 17 = 8.75\text{kN}$
框架柱自重	$0.4 \times 0.4 \times 25 = 4.0\text{kN}$
粉刷	0.2kN
连系梁传来楼面荷载	$0.5 \times (3.9 + 3.9 - 2.4) \times 3.65 = 9.86\text{kN}$
	$0.5 \times 3.9 \times 1.95 \times 3.65 = 13.88\text{kN}$
中间节点集中荷载	74.07kN
活荷载标准值计算:	

不上人屋面活荷载标准值	0.5kN/m ²
楼面活荷载标准值	2.0kN/m ²
屋面雪荷载标准值	0.35kN/m ²

(1) 顶层框架梁上的活荷载标准值:

$$q_{4AB} = q_{4CD} = 0.5 \times 3.9 = 1.95 \text{kN}$$

$$q_{4BC} = 0.5 \times 2.4 = 1.2 \text{kN}$$

(2) 一般层框架梁上的活荷载标准值:

$$q_{AB} = q_{CD} = 2 \times 3.9 = 7.8 \text{kN}$$

4.2 风荷载计算

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \quad (4-1)$$

式中: w_k 风荷载标准值

β_z : 高度处的风振系数;

μ_s : 风荷载体型系数;

μ_z : 风压高度变化系数;

w_0 : 为基本风压;

取 ② 轴的一榀框架计算, 由建筑材料可知: $w_0=0.4\text{kN/m}^2$,
 $\mu_z=0.8$ (迎风面) $\mu_z=-0.5$ (背风面) $\mu_s=1.3$ $\beta_z=1.0$; [3]

其中受风面积 A: A 为一榀框架各层节点受风面积, 取上层一半和下层一半的和, 顶层取到女儿墙墙顶, 底层只取到下层一半。

顶层受风面积:

$$A = (0.9 + 3.6/2) \times 3.9 = 10.53\text{m}^2$$

其余各层的受风面积:

$$A = 3.6 \times 3.9 = 14.04\text{m}^2$$

底层的受风面积:

$$A = 3.825 \times 3.9 = 14.92\text{m}^2$$

风荷载标准值如下表 4.1:

表4.1 风荷载标准值的计算

层数	β_z	μ_s	Z (m)	μ_z	w_0	A (m ²)	P_w (kN)	V (kN)
4	1.0	1.3	14.85	0.65	0.4	10.53	3.56	3.56
3	1.0	1.3	11.25	0.65	0.4	14.04	4.75	8.31
2	1.0	1.3	7.65	0.65	0.4	14.04	4.75	13.06
1	1.0	1.3	4.05	0.65	0.4	14.92	5.04	18.10

底层总的侧移刚度: $2.356 \times 10^4 = 39464\text{N} / \text{mm} = 394.64\text{kN} / \text{mm}$;

2-4 层总的侧移刚度: $6.852 \times 10^4 + 29.447 \times 10^4 = 36299\text{N} / \text{mm} = 362.990\text{kN} / \text{mm}$;

4.3 水平地震荷载计算

(1) 重力荷载代表值计算

建筑重力荷载代表值应取结构受荷和结构配件的自重标准值以及结构可变荷载组合值之和, 本框架结构的可变荷载组合值系数取 0.5; 即重力荷载代表值=各构件自重+0.5 可变荷载, 经计算数值如下:

屋盖处重力荷载代表值: 4781.58 kN

二层及三层重力荷载代表值: 5806.73 kN

首层重力荷载代表值: 6289.31 kN

(2) 结构自振周期计算:

计算结构自振周期: 由于本框架结构质量和刚度变化均匀, 故结构的自振周期可按下式进行计算

$$T_1 = 1.70\alpha_0\sqrt{\Delta_i} \quad (4-2)$$

式中：

α_0 ：基本周期调整系数，框架一般取 0.6，

Δ_i ：结构顶点侧向位移；

表4.2 位移计算表

层次	G_i (kN)	$\sum G_i$ (kN)	$\sum D$ (kN/mm)	$\delta = \sum G_i / \sum D$	总位移
4	4781.58	4781.58	362.99	13.17	144.99
3	5806.73	10588.31	362.99	29.17	131.82
2	5806.73	16395.04	362.99	45.17	102.65
1	6289.31	22684.35	394.64	57.48	57.48

则自振周期为： $T_1 = 1.70\alpha_0\sqrt{\Delta_i} = 1.70 \times 0.6 \times \sqrt{0.14499} = 0.388s$

(4) 水平地震荷载计算

本设计的计算高度不超过 40m，因其质量和刚度沿高度分布较均匀，且以剪切变形为主，故可用底部剪力法进行地震作用的计算^{[1]31}。计算水平地震作用本设计的抗震设防烈度为 7 度，设计地震分组为第二组，建筑场地类别为 II 类^[4]。《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010) 表 5.1.4 得到 $\alpha_{\max} = 0.08$ ，特征周期值 $T_g = 0.30s$ ^{[1]33}。

水平地震影响系数：

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left(\frac{0.30}{0.431}\right)^{0.9} \times 0.08 = 0.058$$

水平地震标准值用该式确定：

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n) \quad (4-3)$$

式中， F_{Ek} 为结构总水平地震作用标准值

G_{eq} 为结构等效总重力荷载，由规范知多质点的重力荷载代表值应取为总重力荷载代表值的 85%

$$G_{eq} = 0.85 \sum G_i = 0.85 \times 22684.35 = 19281.69kN$$

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} = 0.058 \times 19281.69 = 1118.34 \text{ kN}$$

顶部附加地震作用系数： $\Delta F_n = \delta_n F_{Ek}$

其中， δ_n ：顶部附加地震系数，由规范可知 $T_1 < 1.4T_g = 1.4 \times 0.30 = 0.42 \text{ s}$ [1]36。

所以不需要考虑框架顶部附加集中力作用；计算结果如下表：

表4.2 各楼层地震作用以及地震剪力标准值

层次	H_i (m)	G_i (kN)	$G_i H_i$	F_i	V_i (kN)
4	14.85	4781.58	71006.463	385.06	385.06
3	11.25	5806.73	65325.713	354.25	739.31
2	7.65	5806.73	44421.485	240.893	980.20
1	4.05	6289.31	25471.665	138.13	1118.33

(5)地震变形验算

多遇地震作用下抗震变形验算，楼层内的最大弹性层间位移应满足下式：

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h \quad (4-4)$$

其中， Δu_e 是多遇地震作用产生的楼层内的最大弹性位移

$[\theta_e]$ 弹性层间位移角限值，钢筋混凝土框架为1/550 [1]44。

多遇地震作用下框架的层间弹性侧移计算见下表 4.3:

表4.3 层间弹性侧移验算

层次	h (mm)	V_i (kN)	$\sum D_i$ (kN/mm)	$\Delta u_e = V_i / \sum D_i$ (mm)	$[\theta_e] h_i$ (mm)
4	3600	385.06	4781.58	0.081	6.55
3	3600	739.31	10588.31	0.070	6.55
2	3600	980.20	16395.04	0.051	6.55
1	4050	1118.33	22684.35	0.049	7.36

层间弹性位移满足要求。

5 内力计算

5.1 风荷载作用下的内力计算

1 风荷载作用的水平位移验算

表5.1 风荷载下水平位移验算表

层数	$F_i / (\text{kN})$	$V_i (\text{kN})$	$\sum D (\text{N/mm})$	$\Delta\mu_i / \text{mm}$	μ_i / mm	$\Delta\mu_i / h_i$
4	1.0	3.56	36299	0.65	0.4	10.53
3	1.0	8.31	36299	0.65	0.4	14.04
2	1.0	13.06	36299	0.65	0.4	14.04
1	1.0	18.10	39464	0.65	0.4	14.92

2 风荷载作用的结构内力计算

将层间剪力分配给各层各个柱子上

$$V_{ij} = \frac{D_{ij}}{\sum_{j=1}^4 D_{ij}} V_i \quad (5-1)$$

柱上、下端的弯矩 M_{ij}^b 、 M_{ij}^u 分别按下式计算：

$$M_{ij}^b = V_{ij} \times y h, \quad M_{ij}^u = V_{ij} \times (1-y) h, \quad y = y_n + y_1 + y_2 + y_3; \quad \text{梁端弯矩如下表 5.2:}$$

表5.2 风荷载作用的梁端弯矩

层次	柱	高度 (m)	$V_i (\text{kN})$	$\sum D_{jk} \times 10^4 (\text{N/mm})$	$D_{jk} \times 10^4 (\text{N/mm})$	$V_{ij} (\text{kN})$	y	$M_{\text{上}}$	$M_{\text{下}}$
4	边柱	3.9	3.56	3.384	0.683	0.72	0.40	1.12	1.68
	中柱				1.009	0.94	0.45	1.65	2.02

续表5.2 风荷载作用的梁端弯矩

层次	柱	高度 (m)	V_i (kN)	$\sum D_{jk} \times 10^4$ (N/mm)	$D_{jk} \times 10^4$ (N/mm)	V_{ij} (kN)	y	$M_{上}$	$M_{下}$
3	边柱	3.9	8.31	3.384	0.683	1.68	0.50	3.28	3.28
	中柱				1.009	2.48	0.50	4.84	4.84
2	边柱	3.9	13.06	3.384	0.683	2.64	0.50	5.15	5.15
	中柱				1.009	3.89	0.50	7.59	7.59
1	边柱	4.05	18.10	3.702	0.889	4.35	0.55	9.69	7.93
	中柱				0.962	4.7	0.55	10.4	8.57

梁端弯矩 M_b 、剪力 V_i 以及柱轴力 N_i 分别按照下列公式计算：

$$M_b^l = \frac{i_b^l}{i_b^l + i_b^r} (M_{i+1}^b + M_{ij}^u) \quad (5-2)$$

$$M_b^r = \frac{i_b^r}{i_b^l + i_b^r} (M_{i+1}^b + M_{ij}^u) \quad (5-3)$$

$$V_b = (M_b^l + M_b^r) / l \quad (5-4)$$

$$N_i = \sum_{k=i}^n (V_b^l - V_b^r) \quad (5-5)$$

表5.3 风荷载作用的柱子轴力

层次	边梁				中间梁				柱轴力	
	M_b^l	M_b^r	L	V_b	M_b^l	M_b^r	L	V_b	边柱 N	中柱 N
4	1.12	0.74	7.50	0.248	0.56	0.56	2.40	0.47	0.248	0.47

3	4.96	3.28	7.50	1.10	2.32	2.32	2.40	1.93	1.35	2.40
2	8.43	5.57	7.50	1.87	4.21	4.21	2.40	3.51	3.22	5.91
1	14.84	9.81	7.50	3.29	6.12	6.12	2.40	5.10	6.51	11.01

5.2 水平地震作用下的内力计算

在水平地震作用下内力计算中，采用 D 值法，利用下式将层间剪力分给该层各柱：

$$V_{ij} = \frac{D_{ij}}{\sum_{j=1}^4 D_{ij}} V_i \quad (5-6)$$

柱上、下端的弯矩 M_{ij}^b 、 M_{ij}^u 分别按下式计算：

$$M_{ij}^b = V_{ij} \times yh \quad M_{ij}^u = V_{ij} \times (1-y)h \quad y = y_n + y_1 + y_2 + y_3$$

柱的反弯点高度的修正应与风荷载计算的相同，上下层梁的截面、材料、跨度一样，所以 $y_1 = 0$ ，则查表可知 y_2 、 y_3 均为 0。

表5.4 地震作用下各层柱端弯矩及剪力计算

层次	柱	高度 (m)	V_i (kN)	$\sum D_{jk}$ (kN/mm)	$D_{jk} \times 10^4$ (N/mm)	V_{ij} (kN)	Y	$M_{上}$	$M_{下}$
4	边柱	3.6	1414.7	4781.58	0.683	33.08	0.40	47.64	71.45
	中柱				1.009	47.04	0.45	76.20	93.14

3	边柱	3.6	2526.8	10588.31	0.683	59.09	0.50	106.36	106.36
	中柱				1.009	83.99	0.50	151.18	151.18
2	边柱	3.6	3268.2	16395.04	0.683	76.42	0.50	137.56	137.56
	中柱				1.009	108.68	0.50	195.62	195.62
1	边柱	4.0	3637.6	22684.35	0.889	94.50	0.55	210.50	172.23
	中柱	5			0.962	111.11	0.55	247.50	202.50

梁端弯矩 M_b 、剪力 V_i 以及柱轴力 N_i 分别按照风荷载公式计算：

梁端弯矩剪力轴力图如下表 5.5：

表5.5 梁端弯矩、剪力以及柱轴力计算

层次	边梁				中间梁				柱轴力	
	M_b^l	M_b^r	L	V_b	M_b^l	M_b^r	1	V_b	边柱 N	中柱 N
4	177.81	117.56	7.5	39.38	25.82	25.82	2.4	21.51	39.38	21.51
3	243.93	161.28	7.5	54.03	82.45	82.45	2.4	68.41	93.41	89.92
2	348.06	230.12	7.5	77.09	117.51	117.51	2.4	97.93	170.5	187.85
1	419.73	277.51	7.5	92.97	149.96	149.96	2.4	124.97	263.47	312.82

5.3 竖向荷载作用下的内力计算

1 竖向等效均布荷载计算

(1) AB 轴间框架梁的荷载：

其中屋面的恒荷载为：4.12kN/m

梯形荷载的等效均布荷载计算：

$$\alpha = \frac{a}{l} = \frac{3.6}{7.5} = 0.48$$

$$1 - 2\alpha^2 + \alpha^3 = 0.65$$

恒荷载:

$$4.12 \times 1.95 \times 0.65 \times 2 = 10.44 \text{ kN/m}$$

活荷载:

$$0.5 \times 1.95 \times 0.65 \times 2 = 1.27 \text{ kN/m}$$

楼面恒荷载: 3.65 kN/m

$$\alpha = \frac{a}{l} = \frac{3.6}{7.5} = 0.48$$

$$1 - 2\alpha^2 + \alpha^3 = 0.65$$

等效均布荷载为:

恒荷载:

$$3.65 \times 1.95 \times 0.65 \times 2 = 9.25 \text{ kN/m}$$

活荷载:

$$2 \times 1.95 \times 0.65 \times 2 = 5.07 \text{ kN/m}$$

梁自重: 5.62 kN/m

AB 轴间框架梁承受的均布荷载:

屋面梁: 恒荷载=梁自重+板传递恒荷载:

$$5.62 + 10.44 = 16.06 \text{ kN/m}$$

活荷载=屋面板活荷载: 1.27 kN/m

楼面梁：恒荷载=梁自重+内横墙自重+楼板传递恒荷载：

$$5.62+9.25+5.53=20.4\text{kN/m}$$

活荷载=楼面板活荷载：5.62 kN/m

(2) BC 轴间框架梁

屋面板三角形荷载作用下的等效均布荷载：

恒荷载：

$$\frac{5}{8} \times 4.12 = 2.58 \text{ kN/m}$$

活荷载：

$$\frac{5}{8} \times 0.5 = 0.31 \text{ kN/m}$$

楼面恒荷载：3.65 kN/m

楼面板三角形荷载作用下的等效均布荷载：

恒荷载：

$$\frac{5}{8} \times 3.65 = 2.28 \text{ kN/m}$$

活荷载：

$$\frac{5}{8} \times 2 = 1.25 \text{ kN/m}$$

横梁自重：5.62 kN/m

BC 轴间框架梁承受的均布荷载：

屋面梁：恒荷载=梁自重+屋面板恒荷载：

$$5.62 + 2.58 = 8.2 \text{ kN/m}$$

活荷载=屋面板活荷载：1.25 kN/m

楼面梁：恒荷载=梁自重+楼面板恒荷载：

$$5.62 + 2.28 = 7.9 \text{ kN/m}$$

活荷载=楼面板活荷载：1.25kN/m

5.3.2 杆件弯矩分配系数

因本设计的框架结构是少层及少跨且框架结构比较规则，故采用弯矩二次分配法选取半边结构进行计算，其中梁柱线刚度见表 3.1 及表 3.2：

各个节点杆件的弯矩分配系数的计算如表 5.6：

(1) A 柱

$$\mu_{510} = \frac{4}{1+4} = 0.8, \mu_{54} = \frac{1}{1+4} = 0.2 \quad \mu_{32} = \frac{1}{1+4+1} = 0.167 = \mu_{34} = \mu_{43} = \mu_{45}$$

(2) B 柱

$$\mu_{105} = \frac{4}{1+4+2.05} = 0.567 \quad \mu_{67} = \frac{0.94}{1+2.05+4+0.94} = 0.118$$

$$\mu_{78} = \frac{1}{1+2.05+4+0.94} = 0.125 \quad \mu_{10右} = \frac{2.05}{1+2.05+4} = 0.291$$

$$\mu_{109} = \frac{1}{1+4+2.05} = 0.142 \quad \mu_{87} = \frac{1}{1+2.05+4+1} = 0.124 = \mu_{98} = \mu_{89} = \mu_{910}$$

表5.6 各个节点杆件的弯矩分配系数

节点	左梁	右梁	上柱	下柱
2		0.674	0.168	0.158
3		0.666	0.167	0.167
5		0.800		0.200
7	0.500	0.257	0.118	0.125
8	0.497	0.255	0.124	0.124
10	0.567	0.291		0.142

3 恒载下固端弯矩的计算

(1) 四层：

AB 跨：

梯形荷载作用：

$$M_{AB1} = -M_{BA1} = -\frac{ql^2}{12}(1-2\alpha^2 + \alpha^3) = -\frac{3.9 \times 4.12 \times 7.5^2}{12} \times 0.65 = -48.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁自重：

$$M_{AB2} = -M_{BA2} = -\frac{ql^2}{12} = -\frac{5.62 \times 7.5^2}{12} = -26.34 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{AB} = -M_{BA} = -(48.96 + 26.34) = -75.30 \text{kN} \cdot \text{m}$$

BC 跨:

三角形荷载作用(荷载值取等效的均布荷载进行计算):

$$M_{BC1} = -M_{CB1} = -\frac{ql^2}{12} = -\frac{3.9 \times 2.58 \times 2.4^2}{12} = -4.83 \text{kN} \cdot \text{m}$$

梁自重:

$$M_{BC2} = -M_{CB2} = -\frac{ql^2}{12} = -\frac{1.6 \times 2.4^2}{12} = -0.768 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC} = -M_{CB} = -(4.83 + 0.768) = -5.60 \text{kN} \cdot \text{m}$$

(2) 一般层:

AB 跨:

梯形荷载作用:

$$M_{AB1} = -M_{BA1} = -\frac{ql^2}{12}(1 - 2\alpha^2 + \alpha^3) = -\frac{3.9 \times 3.65 \times 7.5^2}{12} \times 0.65 = -43.37 \text{kN} \cdot \text{m}$$

梁墙自重:

$$M_{AB2} = -M_{BA2} = -\frac{ql^2}{12} = -\frac{(5.62 + 5.53) \times 7.5^2}{12} = -52.27 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{AB} = -M_{BA} = -(43.37 + 52.27) = -95.64 \text{kN} \cdot \text{m}$$

BC 跨:

三角形荷载作用:

$$M_{BC1} = -M_{CB1} = -\frac{ql^2}{12} = -\frac{3.9 \times 2.28 \times 2.4^2}{12} = -4.27 \text{kN} \cdot \text{m}$$

梁自重:

$$M_{BC2} = -M_{CB2} = -\frac{ql^2}{12} = -\frac{1.6 \times 2.4^2}{12} = -0.768 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC} = -M_{CB} = -(4.27 + 0.768) = -5.04 \text{kN} \cdot \text{m}$$

5.3.4 活载下固端弯矩的计算:

(1) 四层:

AB 跨:

梯形荷载作用:

$$M_{AB} = -M_{BA} = -\frac{ql^2}{12}(1 - 2\alpha^2 + \alpha^3) = -\frac{3.9 \times 0.5 \times 7.5^2}{12} \times 0.65 = -5.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

BC 跨:

三角形荷载作用:

$$M_{BC} = -M_{CB} = -\frac{ql^2}{12} = -\frac{3.9 \times 0.31 \times 2.4^2}{12} = -0.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 一~三层:

AB 跨:

梯形荷载作用:

$$M_{AB} = -M_{BA} = -\frac{ql^2}{12}(1 - 2\alpha^2 + \alpha^3) = -\frac{3.9 \times 2 \times 7.5^2}{12} \times 0.65 = -23.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

BC 跨:

三角形荷载作用:

$$M_{BC} = -M_{CB} = -\frac{ql^2}{12} = -\frac{1.25 \times 2.4^2}{12} = -0.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

弯矩二次分配计算过程如图 5.1:

	A柱					B柱		
4	上柱	下柱	右梁		左梁	上柱	下柱	右梁
分配系数		0.200	0.800		0.567		0.142	0.291
4.00		15.06	60.24		-39.52		-9.90	-20.28
		7.99	-19.76		30.12		-5.62	
		2.35	9.42		-13.89		-3.48	-7.13
		25.40	-25.40		52.01		-18.99	-25.88
3	0.167	0.167	0.666		0.497	0.124	0.124	0.255
			-95.64		95.64			-5.04
	15.97	15.97	63.70		-45.03	-11.23	-11.23	-23.10
	7.53	7.99	-22.51		31.85	-4.95	-5.62	
	1.17	1.17	4.66		-10.58	-2.64	-2.64	-5.43
	24.67	25.13	-49.80		71.88	-18.82	-19.49	-33.57
2	0.167	0.167	0.666		0.497	0.124	0.124	0.255
			-95.64		95.64			-5.04
	15.97	15.97	63.70		-45.03	-11.23	-11.23	-23.10
	7.99	8.03	-22.51		31.85	-5.62	-5.35	
	1.08	1.08	4.33		-10.38	-2.59	-2.59	-5.33
	25.04	25.09	-50.13		72.08	-19.44	-19.17	-33.47
1	0.168	0.158	0.674		0.5	0.118	0.125	0.257
			-95.64		95.64			-5.04
	16.07	15.11	64.46		-45.30	-10.69	-11.33	-23.28
	7.99		-22.65		32.23	-5.62		
	2.46	2.32	9.88		-13.31	-3.14	-3.33	-6.84
	26.52	17.43	-43.95		69.26	-19.45	-14.65	-35.16
		8.71					-7.33	

图 5.1 恒载作用下弯矩分配图(kN·m)

5 恒载跨中弯矩及梁端剪力计算

根据支座弯矩和各跨的实际分布荷载利用平衡条件求得跨中弯矩；

(1) 顶层屋面梁

AB 轴间的跨中弯矩计算

均载下的跨中弯矩：

$$\frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 5.62 \times 7.5^2 = 39.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梯形荷载作用下的跨中弯矩：

$$3 - 4\alpha^2 = 2.08$$

$$\frac{1}{24}ql^2(3 - 4\alpha^2) = \frac{1}{24} \times 4.12 \times 3.9 \times 7.5^2 \times 2.08 = 78.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

合计：

$$M_{\text{合}} = 39.52 + 78.33 = 117.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

支座弯矩（其中弯矩条幅系数为 0.8）：

$$M_{AB} = -25.4 \times 0.8 = -20.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BA} = 52.01 \times 0.8 = 41.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

则跨中弯矩为

$$117.85 - (20.32 + 41.61) / 2 = 86.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

BC 跨跨中弯矩计算:

均载作用下跨中弯矩:

$$\frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 1.6 \times 2.4^2 = 1.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

支座弯矩计算:

$$M_{BC} = M_{CB} = -25.88 \times 0.8 = -20.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

跨中弯矩计算:

$$1.15 - 20.70 = -19.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 三层屋面梁:

(1) AB 跨的跨中弯矩计算

均载作用下的跨中弯矩计算:

$$\frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 5.62 \times 7.5^2 = 39.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梯形载荷下的跨中弯矩计算:

$$3 - 4\alpha^2 = 2.08$$

$$\frac{1}{24}ql^2(3 - 4\alpha^2) = \frac{1}{24} \times 3.65 \times 3.9 \times 7.5^2 \times 2.08 = 69.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

合计:

$$M_{\text{合}} = 39.52 + 69.40 = 108.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

支座弯矩计算:

$$M_{AB} = -40.98 \times 0.8 = -32.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BA} = 71.88 \times 0.8 = 57.504 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

跨中弯矩计算:

$$108.92 - (32.78 + 57.504) / 2 = 63.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

BC 跨跨中弯矩计算:

均载作用下跨中弯矩计算:

$$\frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 1.6 \times 2.4^2 = 1.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

支座弯矩计算:

$$M_{BC} = M_{CB} = -33.57 \times 0.8 = -26.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

跨中弯矩计算:

$$1.15 - 26.86 = -25.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 首层屋面梁

(1) AB 跨的跨中弯矩计算

均载作用下的跨中弯矩计算:

$$\frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 5.62 \times 7.5^2 = 39.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梯形载荷下的跨中弯矩计算:

$$3 - 4\alpha^2 = 2.08$$

$$\frac{1}{24}ql^2(3 - 4\alpha^2) = \frac{1}{24} \times 3.65 \times 3.9 \times 7.5^2 \times 2.08 = 69.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

合计:

$$M_{\text{合}} = 39.52 + 69.40 = 108.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

支座弯矩的计算:

$$M_{AB} = -43.95 \times 0.8 = -35.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BA} = 69.26 \times 0.8 = 55.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

跨中弯矩的计算:

$$108.92 - (35.16 + 55.41) / 2 = 63.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

BC 跨的跨中弯矩的计算:

均载作用下的跨中弯矩计算:

$$\frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 1.6 \times 2.4^2 = 1.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

支座弯矩计算:

$$M_{BC} = M_{CB} = -35.16 \times 0.8 = -28.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

跨中弯矩计算:

$$1.15 - 28.13 = -26.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 梁端剪力计算

顶层屋面梁剪力计算

$$V_A = V_{B左} = \frac{1}{2}q_d l = \frac{1}{2} \times 16.06 \times 7.5 = 60.23 \text{ kN}$$

$$V_{B右} = \frac{1}{2}ql = \frac{1}{2} \times 1.6 \times 2.4 = 1.92 \text{ kN}$$

一般层屋面梁剪力计算

$$V_A = V_{B左} = \frac{1}{2}q_d l = \frac{1}{2} \times 8.2 \times 7.5 = 30.75 \text{ kN}$$

$$V_{B右} = \frac{1}{2}ql = \frac{1}{2} \times 1.6 \times 2.4 = 1.92 \text{ kN}$$

恒载作用下梁端弯矩图的绘制如图 5.2, 梁端弯矩及剪力如图 5.3, 柱子轴力计算如表 5.7:

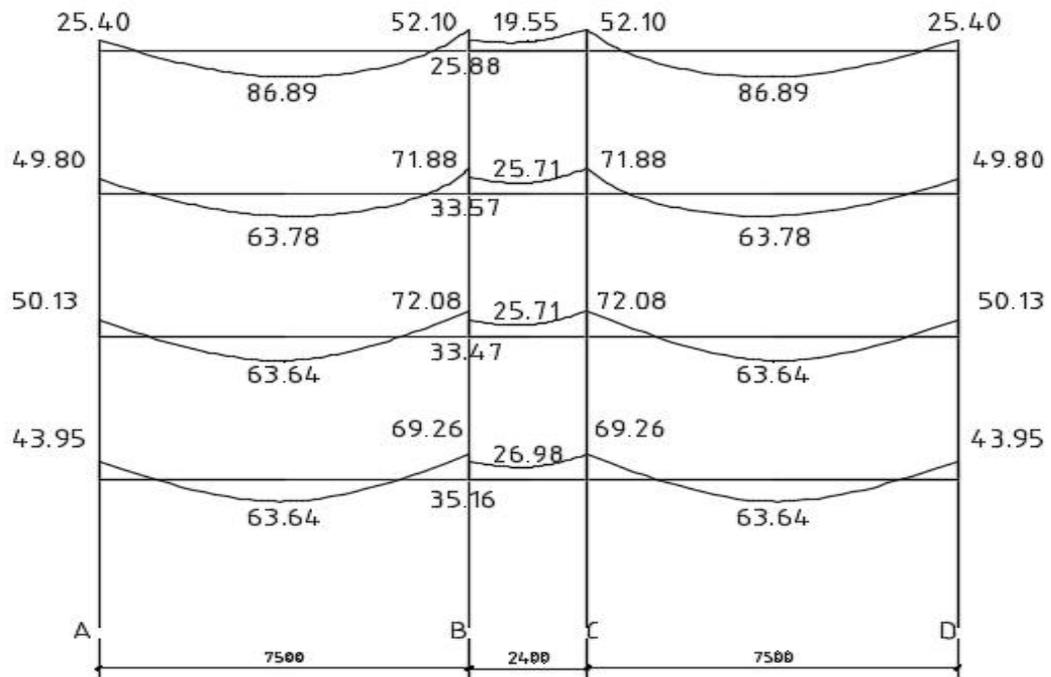


图 5.2 恒载作用下的梁端弯矩(kN·m)

表5.7 恒荷载作用下柱子的轴力

柱号	层数	截面	横梁端部压力	纵梁端部压力	柱自重	柱顶 ΔN	柱轴力 ΔN
A	4	柱顶				104.44	104.44
		柱底	60.23	44.21	16.38		120.82
	3	柱顶				87.95	208.77
		柱底	30.75	57.20	16.38		225.15
	2	柱顶				87.95	313.10
		柱底	30.75	57.20	16.38		329.48
	1	柱顶				87.95	417.43
		柱底	30.75	57.20	17.01		434.44
B	4	柱顶				97.42	97.42
		柱底	35.27	62.15	16.38		113.80
	3	柱顶				106.74	220.54
		柱底	74.07	32.67	16.38		236.92
	2	柱顶				106.74	343.66

	柱底				360.04
1	柱顶	74.07	32.67	17.01	106.74
	柱底				483.79

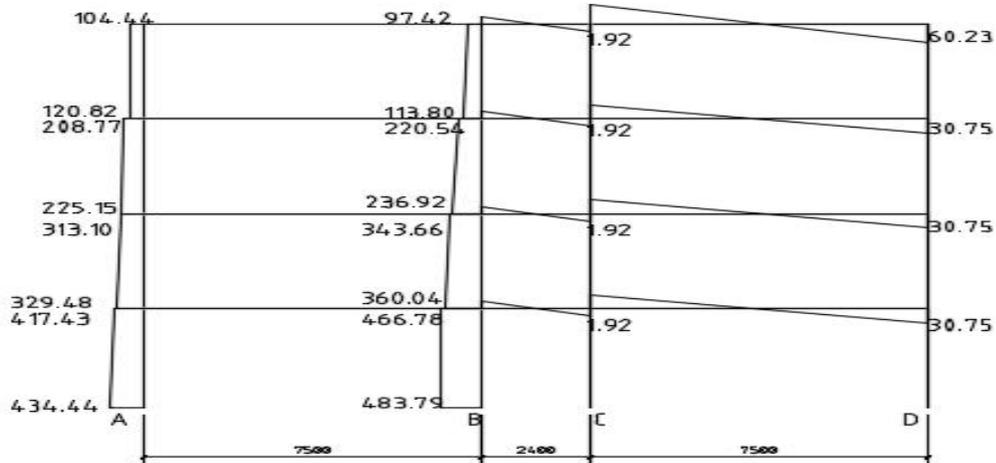


图5.3 恒载下梁端轴力及剪力图(kN·m)

6 活载下结构内力计算

	A柱				B柱		
4	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁
分配系数		0.200	0.800	0.567		0.142	0.291
			-5.94	5.94			-0.58
		1.19	4.75	3.04		-0.76	-1.56
		1.98	1.52	2.38		-1.33	
		-0.70	-2.80	-0.59		-0.15	-0.30
		2.47	-2.47	10.76		-2.24	-2.44
3	0.167	0.167	0.666	0.124	0.124	0.124	0.255
			-23.76	23.76			-2.34
	3.97	3.97	15.82	-2.66	-2.66	-2.66	-5.46
	0.59	1.98	-1.33	7.91	-0.38	-1.33	
	-0.21	-0.21	-1.25	-0.77	-0.77	-0.77	-1.58
	4.35	5.74	-10.51	28.25	-3.81	-4.75	-9.38
2	0.167	0.167	0.666	0.124	0.124	0.124	0.255
			-23.76	23.76			-2.34
	3.97	3.97	15.82	-2.66	-2.66	-2.66	-5.46
	1.98	2.00	-1.33	7.91	-1.33	-1.26	
	-0.44	-0.44	-2.65	-0.66	-0.66	-0.66	-1.36
	5.51	5.52	-11.92	28.36	-4.64	-4.58	-9.16
1	0.168	0.158	0.674	0.5	0.118	0.125	0.257
			-23.76	23.76			-2.34
	3.99	3.75	16.01	-10.71	-2.53	-2.68	-5.50
	1.98		-5.36	8.01	-1.33		
	0.57	0.53	2.27	-3.34	-0.79	-0.83	-1.72
	6.54	4.29	-10.83	17.72	-4.64	-3.51	-9.56
		8.57				-1.80	

图 5.4 活载下的弯矩分配图(kN·m)

7 活载跨中弯矩及梁端剪力计算:

根据支座弯矩和各跨的实际分布荷载利用平衡条件求得跨中弯矩

(1) 顶层屋面梁

AB 轴间跨中弯矩计算

梯形荷载作用下跨中弯矩计算：

$$3 - 4\alpha^2 = 2.08$$

$$\frac{1}{24}ql^2(3 - 4\alpha^2) = \frac{1}{24} \times 0.5 \times 3.9 \times 7.5^2 \times 2.08 = 9.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

支座弯矩计算（其中弯矩条幅系数为 0.8）：

$$M_{AB} = -2.47 \times 0.8 = -1.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BA} = 10.76 \times 0.8 = 8.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

则跨中弯矩为

$$9.5 - (1.98 + 8.61) / 2 = 4.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

BC 跨跨中弯矩计算：

均载作用下的跨中弯矩： $q = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

支座弯矩计算：

$$M_{BC} = M_{CB} = -2.44 \times 0.8 = -1.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

跨中弯矩计算：

$$0 - 1.95 = -1.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 三层屋面梁：

AB 轴的跨中弯矩计算

梯形荷载下的跨中弯矩计算：

$$3 - 4\alpha^2 = 2.08$$

$$\frac{1}{24}ql^2(3 - 4\alpha^2) = \frac{1}{24} \times 2 \times 3.9 \times 7.5^2 \times 2.08 = 38.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

支座弯矩的计算：

$$M_{AB} = -10.51 \times 0.8 = -8.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BA} = -28.25 \times 0.8 = -22.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

跨中弯矩的计算:

$$38.03 - (8.41 + 22.62) / 2 = 22.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

BC 跨的跨中弯矩的计算:

均载作用下的跨中弯矩计算: $q = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

支座弯矩计算:

$$M_{BC} = M_{CB} = -9.61 \times 0.8 = -7.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

跨中弯矩计算:

$$0 - 7.69 = -7.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 首层屋面梁

AB 跨的跨中弯矩计算

梯形载荷下的跨中弯矩计算:

$$3 - 4\alpha^2 = 2.08$$

$$\frac{1}{24} q l^2 (3 - 4\alpha^2) = \frac{1}{24} \times 2 \times 3.9 \times 7.5^2 \times 2.08 = 38.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

支座弯矩的计算:

$$M_{AB} = -10.83 \times 0.8 = -8.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BA} = 17.72 \times 0.8 = 14.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

跨中弯矩的计算:

$$38.03 - (8.66 + 14.18) / 2 = 26.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

BC 跨跨中弯矩的计算:

均载作用下的跨中弯矩计算: $q = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

支座弯矩计算:

$$M_{BC} = M_{CB} = -9.56 \times 0.8 = -7.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

跨中弯矩计算:

$$0 - 7.65 = -7.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 梁端剪力计算

顶层屋面梁

$$V_A = V_{B左} = \frac{1}{2} q_d l = \frac{1}{2} \times 1.52 \times 7.5 = 5.7 \text{ kN}$$

$$V_{B右} = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 0.58 \times 2.4 = 0.696 \text{ kN}$$

一般层屋面梁

$$V_A = V_{B左} = \frac{1}{2} q_d l = \frac{1}{2} \times 6.09 \times 7.5 = 22.84 \text{ kN}$$

$$V_{B右} = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 0.58 \times 2.4 = 0.696 \text{ kN}$$

活载下梁端弯矩图的绘制如图 5.5，梁端弯矩及剪力如图 5.6，柱子轴力计算如表 5.8：

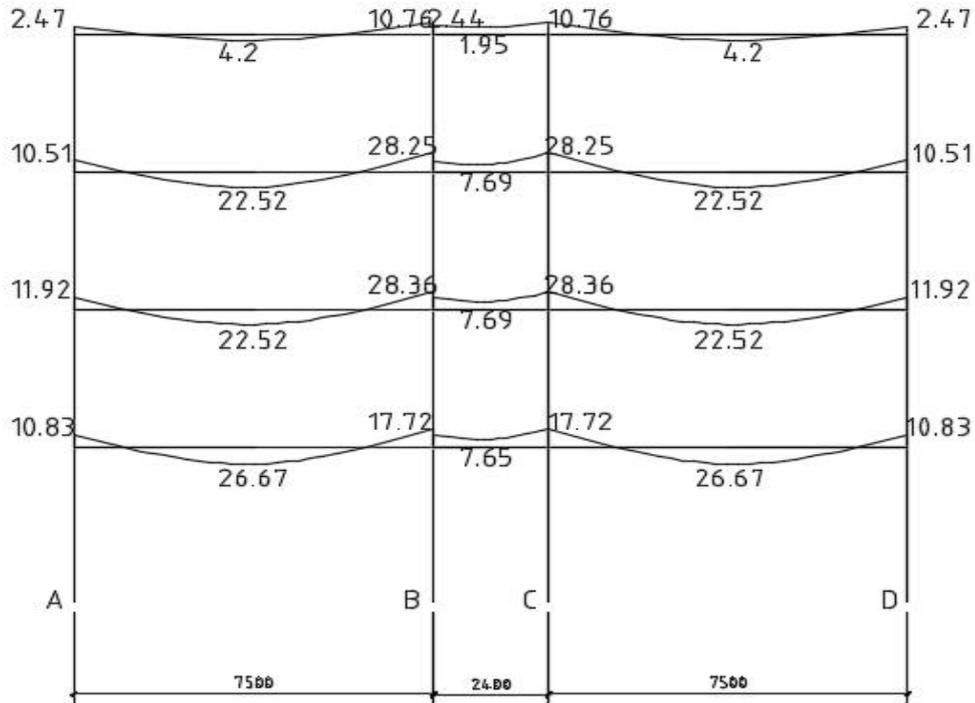


图 5.5 活载作用下的弯矩图(kN·m)

表5.8 活荷载作用下柱子的轴力

柱号	层数	截面	横梁端	纵梁端部	柱自重	柱顶 ΔN	柱轴力
----	----	----	-----	------	-----	---------------	-----

			部压力	压力			
						ΔN	
A	4	柱顶	5.70	1.95	16.38	7.65	7.65
		柱底					24.03
	3	柱顶	22.84	7.80	16.38	30.64	54.67
		柱底					71.05
	2	柱顶	22.84	7.80	16.38	30.64	101.69
		柱底					118.07

续表5.8 活荷载作用下柱子的轴力

柱号	层数	截面	横梁端	纵梁端部	柱自重	柱顶 ΔN	柱轴力
			部压力	压力			ΔN
B	1	柱顶	22.84	7.80	17.01	30.64	148.71
		柱底					165.72
	4	柱顶	5.70	1.20	16.38	6.90	6.900
		柱底					23.28
	3	柱顶	22.84	1.20	16.38	24.04	47.32
		柱底					63.70
	2	柱顶	22.84	1.20	16.38	24.04	87.74
		柱底					104.14
	1	柱顶	22.84	1.20	17.01	24.04	128.16
		柱底					145.17

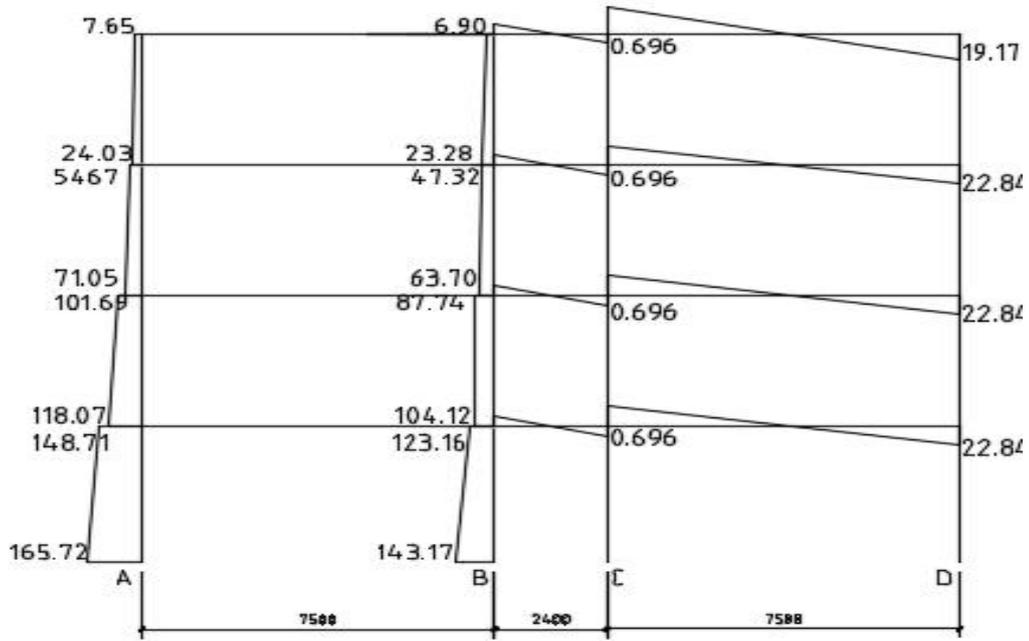


图 5.6 恒载下梁端剪力及轴力(kN)

6 内力组合

结构构件使用期间内可能受到多种荷载作用,对结构进行荷载效应的最不利组合,永久荷载分项系数取 1.3,可变荷载分项系数取 1.5,对梁端负弯矩进行弯矩调幅,依据规范规定,取调幅系数为 0.8^{[3]10}。

表6.1 框架梁弯矩调幅标准值

荷载类型	层次	框架梁	弯矩标准值		调幅后的弯矩标准值		
			左端	右端	左端	右端	跨中
恒荷载	4	AB	-25.40	-52.01	-20.32	-41.60	86.89
		BC	-25.88	-25.88	-20.70	-20.704	-19.55
	3	AB	-49.80	-71.88	-39.84	-57.504	63.78
		BC	-33.57	-33.57	-26.85	-26.856	25.71
	2	AB	-50.13	-72.08	-40.10	-57.664	63.78
		BC	-33.47	-33.47	-26.77	-26.776	25.71
	1	AB	-43.95	-69.26	-35.16	-55.408	63.64

		BC	-35.16	-35.16	-28.12	-28.128	26.98
活荷载	4	AB	-2.47	-10.76	-1.976	-8.608	4.20
		BC	-2.44	-2.44	-1.952	-1.952	1.95
	3	AB	-10.51	-28.25	-8.408	-22.60	22.62
		BC	-9.38	-9.38	-7.504	-7.504	7.69
	2	AB	-11.92	-28.36	-9.536	-22.688	22.62
		BC	-9.16	-9.16	-7.328	-7.328	7.69
	1	AB	-10.83	-17.72	-8.664	-14.176	26.61
		BC	-9.56	-9.56	-7.648	-7.648	7.65

四层框架梁的内力组合如表 6.2

其中：组合 1：1.3 恒+1.5*0.7 活

组合 2：1.3 恒+1.5 活

组合 3：1.3 恒+1.5 活+0.6*1.5 左风

组合 4：1.3 恒+1.5 活+0.6*1.5 右风

组合 5：1.2（恒+0.5 活）+1.3 左震

组合 6：1.2（恒+0.5 活）+1.3 右震

表6.2 梁的内力组合

层数	杆件	截面	内力	荷载						内力组合					
				恒载	活载	风载		地震		组合1	组合2	组合3	组合4	组合5	组合6
4	A B	左端	M	-20.32	1.98	1.12	-1.12	177.81	-177.8	-25.50	-21.62	-20.68	-22.56	-254.3	207.95
			V	56.02	5.34	-0.25	-0.25	39.38	-39.38	80.86	74.70	74.49	74.49	19.23	121.62
		跨中	M	86.89	4.20	0.19	-0.19	30.13	-30.13	121.42	110.15	110.31	109.99	67.62	145.96
		右端	M	-41.61	-8.61	0.74	-0.74	117.56	-117.5	-64.61	-61.98	-61.36	-62.60	-207.9	97.73
			V	6.13	0.36	-0.25	-0.25	39.38	-39.38	8.63	7.86	7.65	7.65	-43.62	58.77
	B C	左端	M	-20.70	-1.95	0.56	0.56	25.82	-25.82	-29.86	-27.58	-27.11	-27.11	-59.58	7.55
			V	60.2	5.7	-0.25	-0.25	21.5	-21.5	86.9	80.2	79.8	79.8	47.7	103.

				3	0	47	47	1	51	0	6	6	6	3	66
		跨中	M	19.55	-1.95	0.00	0.00	0.00	0.00	24.48	20.73	20.73	20.73	22.29	22.29
		右端	M	-20.70	-1.95	0.56	-0.56	25.82	-25.82	-29.86	-27.58	-27.11	-28.05	-59.58	7.55
			V	1.92	0.00	-0.47	-0.47	21.51	-21.51	2.59	2.30	1.91	1.91	-25.66	30.27
3	A B	左端	M	-39.84	-8.41	4.96	-4.96	243.93	-243.93	-62.02	-59.58	-55.41	-63.75	-369.9	264.26
			V	54.88	21.78	-1.10	-1.10	54.03	-54.03	95.43	96.35	95.42	95.42	8.69	149.16
		跨中	M	63.78	22.62	0.84	0.84	41.33	-41.33	108.27	108.20	108.91	108.91	36.38	143.84
		右端	M	57.50	-22.6	3.28	-3.28	161.28	-161.28	55.48	37.36	40.12	34.61	-154.2	265.11
			V	7.27	1.06	-1.10	-1.10	54.03	-54.03	10.85	10.21	9.28	9.28	-60.88	79.60

续表6.2 梁的内力组合

层数	杆件	截面	内力	荷载						内力组合					
				恒载	活载	风载		地震		组合1	组合2	组合3	组合4	组合5	组合6
3	B C	左端	V	30.75	22.84	-1.93	-1.93	68.41	-68.41	63.90	68.88	67.25	67.25	-38.33	139.54
			M	-25.71	-7.69	0.00	0.00	0.00	0.00	-42.24	-41.62	-41.62	-41.62	-35.47	-35.47
		右端	M	-26.86	-7.50	2.32	-2.32	82.45	-82.45	-43.61	-42.73	-40.78	-44.68	-14.39	70.46
			V	1.92	0.00	-1.93	-1.93	68.41	-68.41	2.59	2.30	0.68	0.68	-86.63	91.24
2	A B	左端	M	-40.10	-9.54	8.43	-8.43	348.01	-348.01	-63.49	-61.48	-54.39	-68.56	-50.62	398.57
			V	25.46	24.38	-1.87	-1.87	77.09	-77.09	58.26	64.68	63.11	63.11	-55.04	145.40

		跨中	M	63.78	22.62	2.11	-2.11	58.95	-58.95	108.27	108.20	109.98	106.43	13.47	166.74	
		右端	M	-57.66	-22.69	5.57	-5.57	230.12	-230.1	-100.08	-100.96	-96.28	-105.6	-38.19	216.35	
			V	7.21	1.08	1.87	-1.87	77.09	-77.09	10.79	10.16	11.73	8.59	-90.92	109.52	
		左端	M	-26.78	-7.33	4.21	-4.21	117.51	-117.5	-43.33	-42.39	-38.85	-45.93	-18.92	116.24	
			V	30.75	22.84	-3.51	-3.51	97.43	-97.43	63.90	68.88	65.93	65.93	-76.06	177.26	
	B C	跨中	M	-25.71	-7.69	0.00	0.00	0.00	0.00	-42.24	-41.62	-41.62	-41.62	-35.47	-35.47	
				V	1.92	0.00	-3.51	-3.51	97.43	-97.43	2.59	2.30	-0.64	-0.64	-12.43	128.96
			右端	M	-26.78	-7.33	4.21	-4.21	117.51	-117.5	-43.33	-42.39	-38.85	-45.93	-18.92	116.24
				V	7.21	1.08	1.87	-1.87	77.09	-77.09	10.79	10.16	11.73	8.59	-90.92	109.52
1	A B	左端	M	-35.16	-8.66	14.84	-14.84	419.03	-419.0	-55.96	-54.32	-41.86	-66.79	-59.21	497.35	

续表6.2 梁的内力组合

层数	杆件	截面	内力	荷载						内力组合					
				恒载	活载	风载		地震		组合1	组合2	组合3	组合4	组合5	组合6
			V	27.99	0.78	-3.29	-3.29	92.97	-92.97	38.55	34.68	31.92	31.92	-86.81	154.92
		跨中	M	38.63	26.61	2.52	-2.52	70.76	-70.76	78.23	83.61	85.73	81.49	-29.67	154.31
1	A B	右端	M	-55.41	-13.18	9.81	-9.81	277.51	-277.5	-87.71	-84.94	-76.70	-93.18	-435.1	286.37
			V	4.68	0.78	-3.29	-3.29	92.97	-92.97	7.08	6.71	3.94	3.94	-114.7	126.95
	B	左端	M	-28.	-7.6	6.1	-6.1	149.	-149.	-45.	-44.	-39.	-49.	-233	156.

C	端		13	5	2	12	96	.9	47	46	32	60	.2	61
		V	30.7	22.8	-5.	-5.	124.	-124	63.9	68.8	64.5	64.5	-111	213.
		5	4	10	10	97	.9	0	8	9	9	.8	07	
	跨 中	M	-26.	-7.6	0.0	0.0			-43.	-43.	-43.	-43.	-36.	-36.
			98	5	0	0	0.00	0.00	92	09	09	09	97	97
	右 端	M	-28.	-7.6	6.1	-6.	149.	-149	-45.	-44.	-39.	-49.	-233	156.
			13	5	2	12	96	.9	47	46	32	60	.2	61
		V	1.92	0.00	-5.	-5.	124.	-124			-1.9	-1.9	-160	164.
				10	10	97	.9	2.59	2.30	8	8	.1	77	

表6.3 柱子的内力组合

柱号	柱	内力	荷载作用						内力组合					
			恒荷载	活荷载	风荷载		地震作用		组 合1	组 合2	1.2恒+1.4活 +0.6*1.4风		1.2(恒+0.5活) +1.3震	
					左 风	右 风	左 震	右 震			左 风	右 风	左 震	右 震
A 柱	柱 顶	M	12. 36	0.6 3	1. 12	-1. 12	47. 64	-47. 64	17. 30	15. 71	16.6 5	14.77	77.1 4	-46.72
		N	104 .44	7.6 5	0. 25	-0. 25	39. 38	-39. 38	148 .49	136 .04	136. 25	135.83	181. 11	78.72
	柱 底	M	10. 73	1.1 2	1. 68	-1. 68	71. 45	-71. 45	15. 58	14. 44	15.8 6	13.03	106. 43	-79.34
		N	120 .82	24. 03	0. 25	-0. 25	39. 38	-39. 38	186 .66	178 .63	178. 83	178.42	210. 60	108.21
		V	6.4 1	0.4 9	0. 78	-0. 78	33. 08	-33. 08	9.1 4	8.3 8	9.03	7.72	50.9 9	-35.02
B 柱	柱 顶	M	-9.1 4	-0.5 7	1. 65	-1. 65	76. 20	-76. 20	-12. 90	-11. 77	-10.3 8	-13.15	87.7 5	-110.37
		N	97. 42	6.9 0	0. 47	-0. 47	21. 51	-21. 51	138 .28	126 .56	126. 96	126.17	149. 01	93.08
	柱 底	M	-8.0 9	-0.9 8	2. 02	-2. 02	93. 14	-93. 14	-11. 88	-11. 08	-9.38	-12.78	110. 79	-131.38
		N	113. 80	23. 28	0. 47	-0. 47	21. 51	-21. 51	176 .44	169 .15	169. 55	168.76	178. 49	122.57
		V	-4.7 9	-0.4 3	1. 02	-1. 02	47. 04	-47. 04	-6.8 8	-6.3 5	-5.49	-7.20	55.1 5	-67.15
A 柱	柱 顶	M	10. 09	1.4 7	3. 28	-3. 28	106 .36	-10 6.36	15. 06	14. 17	16.9 2	11.41	151. 26	-125.28
		N	208 .77	54. 67	1. 35	-1. 35	93. 41	-93. 41	335 .42	327 .06	328. 20	325.93	404. 76	161.89
	柱 底	M	10. 19	1.4 1	3. 28	-3. 28	106 .36	-10 6.36	15. 14	14. 20	16.9 6	11.45	151. 34	-125.19
		N	225 .15	71. 05	1. 35	-1. 35	93. 41	-93. 41	373 .58	369 .65	370. 78	368.52	434. 24	191.38
		V	5.6 3	0.8 0	1. 82	-1. 82	59. 09	-59. 09	8.3 9	7.8 8	9.41	6.35	84.0 6	-69.58

续表6.3 柱子的内力组合

柱号	柱	内力	荷载作用						内力组合					
			恒荷载	活荷载	风荷载		地震作用		组合1	组合2	1.2恒+1.4活+0.6*1.4风		1.2(恒+0.5活)+1.3震	
					左风	右风	左震	右震			左风	右风	左震	右震
B柱	柱顶	M	-7.90	-1.22	4.84	-4.84	151.18	-151.18	-11.86	-11.19	-7.12	-15.25	186.32	-206.75
		N	220.54	47.32	2.40	-2.40	89.92	-89.92	344.10	330.90	332.91	328.88	409.94	176.14
	柱底	N	236.92	63.70	2.40	-2.40	89.92	-89.92	382.27	373.48	375.50	371.47	439.42	205.63
		V	-4.40	-0.67	2.69	-2.69	83.99	-83.99	-6.60	-6.22	-3.96	-8.48	103.50	-114.87
A柱	柱顶	M	20.21	1.42	5.15	-5.15	137.56	-137.56	28.68	26.24	30.57	21.91	203.93	-153.72
		N	313.10	101.69	3.22	-3.22	170.50	-170.50	522.34	518.09	520.79	515.38	658.38	215.08
	柱底	M	10.79	1.68	5.15	-5.15	137.56	-137.56	16.21	15.30	19.63	10.97	192.78	-164.87
		N	329.48	118.07	3.22	-3.22	170.50	-170.50	560.51	560.67	563.38	557.97	687.87	244.57
		V	8.61	0.86	2.86	-2.86	76.42	-76.42	12.47	11.54	13.94	9.14	110.20	-88.50
B柱	柱顶	M	-7.83	-1.17	7.59	-7.59	195.62	-195.62	-11.72	-11.03	-4.66	-17.41	244.21	-264.40
		N	343.66	87.74	5.91	-5.91	187.85	-187.85	549.93	535.23	540.19	530.26	709.24	220.83
	柱底	M	-7.94	-2.09	7.59	-7.59	195.62	-195.62	-12.77	-12.45	-6.08	-18.83	243.52	-265.09
		N	360.04	104.12	5.91	-5.91	187.85	-187.85	588.09	577.82	582.78	572.85	738.73	250.32
		V	-4.38	-0.91	4.22	-4.22	108.68	-108.68	-6.80	-6.52	-2.98	-10.07	135.48	-147.08
A柱	柱顶	M	7.09	1.10	9.69	-9.69	210.50	-210.50	10.65	10.05	18.19	1.91	282.82	-264.48

续表6.3 柱子的内力组合

柱	柱	内	荷载作用						内力组合					
---	---	---	------	--	--	--	--	--	------	--	--	--	--	--

号	力	恒 荷 载	活 荷 载	风荷载		地震作用		组 合1	组 合2	1.2恒+1.4活 +0.6*1.4风		1.2 (恒+0.5活) +1.3震		
				左 风	右 风	左 震	右 震			左 风	右风	左震	右震	
A 柱	柱 底	N	417. 43	148. 71	6. 51	-6.5 1	263. 47	-263 .47	709. 27	709. 11	714. 58	703. 64	932.6 5	247.63
		M	3.55	2.20	10 .4	-10. 47	172. 23	-172 .23	6.95	7.34	16.1 3	-1.45	229.4 8	-218.32
		N	434. 44	165. 72	6. 51	-6.5 1	263. 47	-263 .47	748. 90	753. 34	758. 80	747. 87	963.2 7	278.25
		V	2.96	0.92	5. 60	-5.6 0	106. 31	-106 .31	4.89	4.83	9.53	0.13	142.3 0	-134.11
B 柱	柱 顶	M	-5.9 8	-0.9 0	10 .4	-10. 47	247. 50	-247 .50	-8.9 6	-8.4 4	0.36 3	-17.2 3	314.0 3	-329.47
		N	466. 78	128. 16	11 .0	-11. 01	312. 82	-312 .82	755. 75	739. 56	748. 81	730. 31	1043. 7	230.37
	柱 底	M	-2.9 9	-1.8 0	8. 57	-8.5 7	202. 50	-202 .50	-5.8 0	-6.1 1	1.09 1	-13.3 1	258.5 8	-267.92
		N	483. 79	145. 17	11 .0	-11. 01	312. 82	-312 .82	795. 38	783. 79	793. 03	774. 54	1074. 3	260.98
	V	-2.4 9	-0.7 5	5. 29	-5.2 9	125. 00	-125 .00	-4.1 0	-4.0 4	0.40	-8.48	159.0 6	-165.94	

7 梁、柱截面设计

截面材料混凝土采用 C30 则 $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$, $f_t = 1.43\text{N/mm}^2$, 纵筋选用 HRB400 则 $f_y = f_{yv} = 360\text{N/mm}^2$ 箍筋: HPB300: $f_y = f_{yv} = 270\text{N/mm}^2$; 根据《建筑设计抗震规范》(GB50011-2010) 第 6.2.1 节规定,为了满足强柱弱梁的要求, 本设计为三级框架结构, 需对柱端弯矩乘以扩大系数 1.2^{[1]54}。

(1) 正截面配筋计算: 梁下部受拉时以 T 型截面进行设计, 上部受拉以矩形截面进行设计, 现以 AB 跨中弯矩为例进行计算:

T 形梁翼缘计算宽度的确定:

计算跨度考虑:

$$b_f' = \frac{l_o}{3} = \frac{7.5\text{m}}{3} = 2.5\text{m} = 2500\text{mm}$$

翼缘高度考虑:

$$h_0 = h - a_s = 700 - 40 = 660\text{mm}$$

因为:

$$\frac{h_f}{h_0} = 150 / 660 = 0.227 > 0.1$$

故翼缘宽度不受此项限制, 取前两者中的较小值。所以, $b_f' = 2500\text{mm}$

计算类型的判定:

$$\alpha_1 f_c b_f' h_f (h_0 - \frac{h_f'}{2}) = 1.0 \times 14.3 \times 2500 \times 150 \times (700 - \frac{150}{2}) = 3352\text{kN} \cdot \text{m} > 110.3\text{kN} \cdot \text{m}$$

属于第一类 T 型截面。

配筋计算:

梁的截面尺寸为 300×700 , 截面弯矩 $M = 110.3\text{kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b_f h_0^2} = \frac{110.3 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}}{1.0 \times 14.3 \times 2500 \times 660^2} = 0.0071$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.0508 < 0.518$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b_f h_0 \xi}{f_y} = \frac{1.0 \times 14.3 \text{ N/mm}^2 \times 2500 \text{ mm} \times 715 \text{ mm} \times 0.0128}{300 \text{ N/mm}^2} = 1089.86 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b_f h_0 \xi}{f_y} = 478.83 \text{ mm}^2$$

故实配 3C18

$$\rho_{\min} = \max\{0.2\%, (45 f_t / f_y)\%\} = 0.2\%$$

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \times b \times h = 0.2\% \times 300 \times 700 = 420 \text{ mm}^2$$

满足最小配筋率的要求。按构造要求配筋。其余各梁正截面受弯承载力配筋计算见下表 7.1-7.4:

(2) 斜截面承载力计算

$$V = 80.86 \text{ kN}$$

验算截面尺寸:

$$0.25 \beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1 \times 14.3 \times 300 \times 660 = 707.85 \text{ kN} > 80.86 \text{ kN}$$

截面符合要求。

验算是否需要按计算配置箍筋:

$$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.43 \times 400 \times 760 = 198.98 \text{ kN} > 190.74 \text{ kN}$$

所以无需按照计算进行配筋, 按照构造进行配筋, 则配置箍筋 A8@200。

最小配筋率验算:

$$\rho_{sv} = \frac{n \cdot A_{sv}}{b s} = \frac{2 \times 50.3}{300 \times 200} = 0.16\% > 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.11\%$$

承载力验算:

$$V_{cs} = 0.7 f_t b h_0 + f_{yv} \frac{n \cdot A_{svl}}{s} h_0 = 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 660 + 360 \times \frac{2 \times 50.3}{200} \times 660 = 317.71 \text{kN} > 190.74 \text{kN}$$

故按构造配筋配置 A8@200，满足要求。

(3) 柱子正截面承载能力计算

以四层 A 柱为例进行计算： $M = 17.3 \text{kN} \cdot \text{m}$ ， $N = 178.49 \text{kN}$

需考虑 $P - \delta$ 二阶效应，计算截面弯矩设计值，按下式进行计算：

$$C_m = 0.7 + 0.3 \frac{M_1}{M_2} = 1$$

$$\zeta_c = \frac{0.5 f_c A}{N} = 5.215$$

$$\eta_{ns} = 1 + \frac{1}{1300 \left(\frac{M_2}{N} + e_a \right) / h_0} \left(\frac{l_c}{h} \right)^2 \zeta_c = 1$$

控制截面弯矩设计值：

$$M = C_m \eta_{ns} M_2 = 17.3002 \text{kN} \cdot \text{m}$$

偏心距：

$$e_0 = \frac{M}{N} = 117$$

初始偏心距：

$$e_i = e_0 + e_a = 137$$

轴向力作用点至受拉钢筋合力点之间的距离：

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a_s = 297$$

相对受压区高度：

$$\xi = \frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0} = 0.07 < \xi_b = 0.518$$

受拉钢筋面积：

$$A_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b \xi h_0 (h - \frac{\xi h_0}{2})}{f_y (h_0 - a_s)} = 381.10 \text{mm}^2$$

选取 4C22, 实际 $A_s = 763.02 \text{mm}^2$,

框架柱计算如表 7.5 所示。

表7.1 四层正截面配筋计算表

层数	截面	A 支座右	跨中	B 支座左	B 支座右	C 支座左
4	$M (\text{N} / \text{mm})$	25495520	110307600	64606640	29863360	29863360
	b(mm)	300	300	300	200	200
	$h_0 (\text{mm})$					
		660	660	660	260	260
	α_1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	$f_c (\text{N} / \text{mm}^2)$	14.3	14.3	14.3	14.3	14.3
	$f_y (\text{N} / \text{mm}^2)$	360	360	360	360	360
	α_s	0.013643	0.059028	0.034572	0.154463	0.154463
	$1-2\alpha_s$	0.972713	0.881943	0.930854	0.691072	0.691072
	ξ	0.0137	0.0508	0.035	0.168	0.168
	$A_s (\text{mm}^2)$	108.04	478.83	276.78	348.44	348.44
	选用钢筋	3C18	3C18	3C18	3C18	3C18
	实配钢筋		763.02	763.02	763.02	763.02
		763.02				

表7.2 三层正截面配筋计算表

层数	截面	A 支座右	跨中	B 支座左	B 支座右	C 支座左
	$M (\text{N} / \text{mm})$	68556400	109976400	105638800	45926800	45926800

	b(mm)	300	300	300	200	200
	h_0 (mm)	660	660	660	260	260
3	α_1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

续表7.2 三层正截面配筋计算表

层数	截面	A 支座右	跨中	B 支座左	B 支座右	C 支座左
	f_c (N/mm ²)	14.3	14.3	14.3	14.3	14.3
	f_y (N/mm ²)	360	360	360	360	360
	α_s	0.036686	0.058851	0.056529	0.237549	0.237549
	$1-2\alpha_s$	0.926628	0.882297	0.886940	0.524901	0.524901
	ξ	0.037	0.060	0.058	0.275	0.275
3	A_s (mm ²)	294.03	477.34	457.93	569.05	569.05
	选用钢筋	3C18	3C18	3C18	3C18	3C18
	实配钢筋	763.02	763.02	763.02	763.02	763.02

表7.3 二层正截面配筋计算表

层数	截面	A 支座右	跨中	B 支座左	B 支座右	C 支座左
	M (N/mm)	63745600	108909600	55482400	44481600	44481600
	b(mm)	300	300	300	200	200
	h_0 (mm)	660	660	660	260	260
	α_1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

2	$f_c(\text{N/mm}^2)$	14.3	14.3	14.3	14.3	14.3
	$f_y(\text{N/mm}^2)$	360	360	360	360	360
	α_s	0.034112	0.058280	0.029690	0.230074	0.230074
	$1-2\alpha_s$	0.931776	0.883439	0.940620	0.539851	0.539851
	ξ	0.034714	0.060085	0.030144	0.265253	0.265253
	$A_s(\text{mm}^2)$	273.02	472.57	237.08	547.89	547.89
	选用钢筋	3C18	3C18	3C18	3C18	3C18

表7.4 首层正截面配筋计算表

层数	截面	A 支座右	跨中	B 支座左	B 支座右	C 支座左
	$M(\text{N/mm})$	66782000	85726800	93176400	49601600	49601600
	b(mm)	300	300	300	200	200
	$h_0(\text{mm})$	660	660	660	260	260
	α_1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1	$f_c(\text{N/mm}^2)$	14.3	14.3	14.3	14.3	14.3

$f_y(\text{N}/\text{mm}^2)$	360	360	360	360	360
α_s	0.035737	0.045874	0.049861	0.256556	0.256556
$1-2\alpha_s$	0.928527	0.908250	0.900278	0.486887	0.486887
ξ	0.036399	0.046977	0.051170	0.302227	0.302227
$A_s(\text{mm}^2)$	286.27	369.48	402.4533	624.26	624.2667
选用钢筋	3C18	3C18	3C18	3C18	3C18
实配钢筋	763.02	763.02	763.02	763.02	763.02

表7.5 斜截面配筋计算

层数	截面	V(kN)	b(m)	h ₀ (m)	f _c (N/m ²)	f _{yt} (N/mm ²)	0.25β _c f _{yk}	验算		配筋	S(mm)
								($\frac{nA_{sv1}}{S}$		
								0.7f _t bh ₀)		
4	A4支座	80860.2	300	660	14.3	210	707850	198198	-368775.	φ8	200
	B4支座	86280.3	300	660	14.3	210	707850	198198	-1.36774	φ8	200
	B4支座	86896.5	300	660	14.3	210	707850	198198	-0.80304	φ8	200
	C4支座	2592	200	260	14.3	210	185900	52052	-0.90586	φ6	200
3	A4支座	96348	300	660	14.3	210	707850	198198	-0.73484	φ8	200
	B4支座	10853.3	300	660	14.3	210	707850	198198	-1.35169	φ8	200
	B4支座	68876	300	660	14.3	210	707850	198198	-0.93305	φ8	200
	C4支座	2562	200	260	14.3	210	185900	52052	-0.90641	φ6	200
2	A4支座	64684	300	660	14.3	210	707850	198198	-0.96330	φ8	200
	B4支座	11734.8	300	660	14.3	210	707850	198198	-1.34533	φ8	200
	B4支座	68876	300	660	14.3	210	707850	198198	-0.93305	φ8	200
	C4支座	2592	200	260	14.3	210	185900	52052	-0.90586	φ8	200
1	A4支座	38550.9	300	660	14.3	210	707850	198198	-1.15185	φ8	200
	B4支座	7082.4	300	660	14.3	210	707850	198198	-1.3789	φ8	200
	B4支座	68876	300	660	14.3	210	707850	198198	-0.93305	φ8	200
1	C4支座	2592	200	260	14.3	210	185900	52052	-0.90586	φ6	200

表7.6 柱子的正截面配筋表

层数	柱子	柱截面	内力	M (N·mm)	N (N)	M (N·mm)	e_0	e	ξ	ξ_b	判别大小偏心	A_s	选用钢筋	A_s
4	边柱	柱顶	M	17300000	148490	17300277	117	297	0.07	0.518	大偏心	381.1	3C18	763
			N	17300000	148490	17300277	117	297	0.07	0.518	大偏心	381.1	3C18	763
			V	14770000	135830	14770253	109	289	0.07	0.518	大偏心	339.4	3C18	763
		柱底	M	15860000	178830	15860333	89	269	0.09	0.518	大偏心	415.8	3C18	763
			N	15580000	186660	15580348	83	263	0.09	0.518	大偏心	425.5	3C18	763
			V	13031000	178420	13031333	73	253	0.09	0.518	大偏心	390.6	3C18	763
	中柱	柱顶	M	13150000	126170	13150235	104	284	0.06	0.518	大偏心	310.3	3C18	763
			N	12900000	138280	12900258	93	273	0.07	0.518	大偏心	327.0	3C18	763
			V	13150000	126170	13150235	104	284	0.06	0.518	大偏心	310.3	3C18	763
		柱底	M	12780000	168760	12780315	76	256	0.08	0.518	大偏心	373.4	3C18	763
			N	11880000	176440	11880329	67	247	0.09	0.518	大偏心	377.5	3C18	763

			V	12780000	168760	12780315	76	25 6	0.0 8	0.51 8	大偏 心	373 .4	3C18	763
3	边柱	柱顶	M	16920000	328200	16920612	52	23 2	0.1 6	0.51 8	大偏 心	657 .3	3C18	101 7
			N	15060000	335420	15060625	45	22 5	0.1 6	0.51 8	大偏 心	652 .4	3C18	101 7
			V	11410000	325930	11410608	35	21 5	0.1 6	0.51 8	大偏 心	606 .0	3C18	101 7
		柱底	M	16960000	390780	16960729	43	22 3	0.1 9	0.51 8	大偏 心	755 .1	3C18	101 7
			N	15140000	373580	15140696	41	22 1	0.1 8	0.51 8	大偏 心	712 .5	3C18	101 7

续表7.6 柱子的正截面配筋表

层数	柱子	柱截面	内力	M (N·m)	N (N)	M (N·m)	e_0	e	ξ	ξ_b	判别大小偏心	A_s	选用钢筋	A_s
3	中柱	柱顶	V	1145000 0	36852 0	114506 87	31	21 1	0.1 8	0.5 18	大偏 心	672 .6	3C1 8	10 17
			M	1525000 0	32888 0	152506 13	46	22 6	0.1 6	0.5 18	大偏 心	643 .9	3C1 8	10 17
			N	1186000 0	34410 0	118606 42	34	21 4	0.1 7	0.5 18	大偏 心	638 .1	3C1 8	10 17
		柱底	V	1525000 0	32888 0	152506 13	46	22 6	0.1 6	0.5 18	大偏 心	643 .9	3C1 8	10 17
			M	1526000 0	37147 0	152606 93	41	22 1	0.1 8	0.5 18	大偏 心	710 .3	4C1 8	10 17
			N	1180000 0	38270 0	118007 13	31	21 1	0.1 9	0.5 18	大偏 心	697 .7	4C1 8	10 17
2	边柱	柱顶	M	3057000 0	52079 0	305709 71	59	23 9	0.2 5	0.5 18	大偏 心	107 5	4C1 8	10 17

中柱	柱底	N	2868000	522340	28680974	55	235	0.25	0.518	大偏心	1061	4C18	1017
		V	26240000	518090	26240966	51	231	0.25	0.518	大偏心	1033	4C18	1017
		M	19630000	563800	19631051	35	215	0.27	0.518	大偏心	1047	4C18	1017
		N	19630000	563800	19631051	35	215	0.27	0.518	大偏心	1047	4C18	1017
		V	10190000	557970	10191040	18	198	0.27	0.518	大偏心	956.5	4C18	1017
	柱顶	M	17410000	530260	17410989	33	213	0.26	0.518	大偏心	976.1	4C18	1017
		N	11720000	549930	11721025	21	201	0.27	0.518	大偏心	957.3	4C18	1017
		V	17410000	530260	17410989	33	213	0.26	0.518	大偏心	976.1	4C18	1017
		M	18830000	572850	18831068	33	213	0.28	0.518	大偏心	1054	4C18	1017
		N	12770000	588090	12771096	22	202	0.29	0.518	大偏心	1025	4C18	1017

续表7.6 柱子的正截面配筋表

层数	柱子	柱截面	内力	M (N·mm)	N (N)	M (N·mm)	e_0	e	ξ	ξ_b	判别大小偏心	A_s	选用钢筋	A_s
			V	18830000	572850	18831068	33	213	0.28	0.518	大偏心	1054	4C18	1017
1	边柱	柱顶	M	18190000	714580	18191930	25	205	0.35	0.518	大偏心	1269	4C22	1519
			N	18190000	714580	18191930	25	20	0.3	0.518	大	1269	4C22	1519

						5	5		偏		2		
		V	1910000	703640	1911900.7	3	18 3	0.3 4	0.518	大 偏 心	1111	4C2 2	1519
	柱 底	M	16130000	758800	16132050	21	20 1	0.3 7	0.518	大 偏 心	1320	4C2 2	1519
		N	16130000	758800	16132050	21	20 1	0.3 7	0.518	大 偏 心	1320	4C2 2	1519
		V	1450000	730210	1451972	2	18 2	0.3 5	0.518	大 偏 心	1148	4C2 2	1519
		M	17230000	730310	17231973	24	20 4	0.3 5	0.518	大 偏 心	1286	4C2 2	1519
中 柱	柱 顶	N	8910000	755750	8912041	12	19 2	0.3 7	0.518	大 偏 心	1253	4C2 2	1519
		V	17230000	730310	17231973	24	20 4	0.3 5	0.518	大 偏 心	1286	4C2 2	1519
		M	13310000	774540	13312092	17	19 7	0.3 8	0.518	大 偏 心	1320	4C2 2	1519
	柱 底	N	5800000	795380	5802149	7	18 7	0.3 9	0.518	大 偏	1288	4C2 2	1519

										心			
		V	6110000	783790	6112117	8	18 8	0.3 8	0.518	大 偏 心	1272	4C2 2	1519

8 楼梯设计

8.1 材料选择

混凝土选择 C30，钢筋采用 HRB400，箍筋选用：板厚取 120 mm。

8.2 梯段板设计

选取 1m 板宽为设计计算单元，梯段板尺寸取 300mm×150mm 则

$$\tan \alpha = \frac{150}{300} = 0.5, \quad \cos \alpha = \frac{150}{300} = 0.894$$

(1) 荷载计算

栏杆	0.2kN / m
斜板	$25 \times (0.075 + 0.134) = 5.23 \text{ kN / m}$
三角形踏步	$1 \times 0.12 \times 0.209 \times 25 = 0.627 \text{ kN / m}$
20mm 水磨石面层	$25 \times 0.02 \times (0.15 + 0.3) / 0.3 = 1.13 \text{ kN / m}$
板底粉刷	$16 \times 0.02 / 0.894 = 0.358 \text{ kN / m}$
合计	7.55kN / m
活载	2.5kN / m

(2) 荷载组合

永久荷载起控制作用：

$$P = 1.35 \times 7.55 + 1.4 \times 2.5 = 13.69 \text{ kN / m}$$

可变荷载起控制作用：

$$P=1.2 \times 7.55+1.4 \times 2.5=12.56 \text{ kN/m}$$

故选取永久荷载效应组合进行计算。

(3) 内力计算

水平投影长度为3.55m，则

$$M_{\max} = \frac{Pl_n^2}{10} = \frac{13.69 \times 3.55}{10} = 17.25 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$V_{\max} = \frac{Pl_n}{2} \cos \alpha = \frac{13.69 \times 3.55}{10} \times 0.894 = 4.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 截面配筋

$$h_o = h - a_s = 120 - 15 = 105(\text{mm})$$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 b h_o^2 f_c} = \frac{17.25 \times 10^6}{1.0 \times 1000 \times 105^2 \times 14.3} = 0.109$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s}}{2} = 0.942$$

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_o} = \frac{17.25 \times 10^6}{360 \times 0.942 \times 105} = 484 \text{ mm}^2$$

故选择 $\Phi 10@200$

8.3 休息平台版计算

选取1m板宽为基本计算单元，休息平台板厚取 $h = 120 \text{ mm}$

(1) 荷载计算

平台板自重 $1 \times 0.12 \times 25 = 3 \text{ kN/m}$

抹灰自重 $1.2 \times 0.02 \times 1 \times 20 = 0.48 \text{ kN/m}$

$1.2 \times 0.02 \times 1 \times 17 = 0.408 \text{ kN/m}$

合计 3.89 kN/m

活荷载 2.5 kN/m

(2) 荷载组合

永久荷载起控制作用:

$$P=1.35 \times 3.89 + 1.4 \times 2.5 = 8.75 \text{ kN/m}$$

可变荷载起控制作用:

$$P=1.2 \times 3.89 + 1.4 \times 2.5 = 9.34 \text{ kN/m}$$

故选择可变荷载效应组合进行计算

(3) 内力计算

$$M_{\max} = \frac{1}{10} pl_0^2 = 1/10 \times 9.34 \times 1.44^2 = 1.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 截面配筋

$$h_o = h - a_s = 120 \text{ mm} - 20 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 b h_o^2 f_c} = \frac{1.94 \times 10^6}{1.0 \times 1000 \times 100^2 \times 14.3} = 0.0135$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s}}{2} = 0.993$$

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_o} = \frac{9.34 \times 10^6}{360 \times 0.993 \times 100} = 261.27 \text{ mm}^2$$

故板选择 $\Phi 8@200$

8.4 梯段梁的计算

梁宽取 250mm，梁高取 400mm，计算跨度取 $l_o = 3.36 \text{ m}$

(1) 荷载计算

梯段板传重 $0.5 \times 13.69 \times 3.3 = 22.59 \text{ kN/m}$

平台板传重 $0.5 \times 9.34 \times 1.44 = 6.72 \text{ kN/m}$

平台梁自重 $1.2 \times 0.25 \times 0.4 \times 25 = 3.0 \text{ kN/m}$

粉刷 $1.2 \times 2 \times [(0.4 - 0.12) \times 0.02 + 0.25 \times 0.02] \times 17 = 0.432 \text{ kN/m}$

合计 32.742 kN/m

(2) 内力计算

$$M = \frac{1}{8} pl_o^2 = \frac{1}{8} \times 32.742 \times 3.36^2 = 46.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = \frac{1}{2} pl_n = \frac{1}{2} \times 32.742 \times 3.2 = 52.39 \text{ kN}$$

(3) 配筋计算

$$h_o = h - a_s = 400 - 40 = 360 \text{ (mm)}$$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 b h_o^2 f_c} = \frac{46.21 \times 10^6}{1.0 \times 1000 \times 105^2 \times 14.3} = 0.0293$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s}}{2} = 0.992$$

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_o} = \frac{46.21 \times 10^6}{360 \times 0.942 \times 105} = 1298 \text{ mm}^2$$

$$0.7f_t b h_o = 90.09 \text{ kN} > 52.39 \text{ kN}$$

故只需按构造配筋，选用 $\phi 8@200$

9 现浇楼盖设计

楼面板均为双向板，板厚为 120 mm，按弹性理论进行板的设计，混凝土泊松比取 0.2。

9.1 荷载计算

80厚的现浇混凝土板 2 kN/m^2

20厚的水泥砂浆找平层 0.40 kN/m^2

水磨石地面（10厚面层，20厚水泥砂浆） 0.65kN/m^2

合计 3.65kN/m^2

活荷载 2.5kN/m^2

荷载设计值：

$$g=1.2 \times 3.65=4.38\text{kN/m}^2$$

$$q=1.4 \times 2.5=3.5\text{kN/m}^2$$

总荷载：

$$g+q=4.38+3.5=7.88\text{kN/m}^2$$

$$q'=g+0.5q=4.38+0.5 \times 3.5=6.13\text{kN/m}^2$$

$$q''=0.5q=0.5 \times 3.5=0.175\text{kN/m}^2$$

板 A：

$$l_{01}/l_{02} = 3.9/7.5 = 0.52$$

$$m_1 = (0.0406 + 0.2 \times 0.0045)(g + \frac{q}{2})l_{01}^2 + (0.094 + 0.2 \times 0.0189) \frac{ql_{01}^2}{2} = 6.61\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$m_2 = (0.0045 + 0.2 \times 0.0406)(g + \frac{q}{2})l_{01}^2 + (0.0189 + 0.2 \times 0.094) \frac{ql_{01}^2}{2} = 2.23\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$m_1' = -0.0823(g + q)l_{01}^2 = -10.37\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$m_2' = -0.05704(g + q)l_{01}^2 = -7.19\text{kN} \cdot \text{m}$$

表9.1 按弹性理论计算的弯矩值

区格	l_{01}	l_{02}	l_{01}/l_{02}	m_1	m_2	m_1'	m_2'	m_2''	m_2'''
A	3.9	7.5	0.52	6.61	2.23	-10.37	10.37	-7.19	7.19
B	2.4	3.9	0.62	5.89	3.39	-9.37	0	-9.37	6.85

9.2 截面设计

截面有效高度取： $h_0 = 100\text{mm}$ ，因楼板周边有梁与板整浇，故所有格的跨中弯矩及支座弯矩减少 20%，截面计算及配筋结果如下表 9.2：

表9.2 板的配筋

项目		$h_0(\text{mm})$	$m(\text{kN}\cdot\text{m})$	$A_s(\text{mm}^2)$	配筋	$A_s(\text{mm}^2)$	
跨中	A	l_{01} 方向	100	5.29	147.65	$\phi 8@150$	335
		l_{02} 方向	100	1.78	49.56	$\phi 8@150$	335
	B	l_{01} 方向	100	4.71	131.74	$\phi 8@150$	335
		l_{02} 方向	100	2.71	75.58	$\phi 8@150$	335
支座	A-A		100	5.75	160.56	$\phi 8@150$	335
	A-B		100	8.30	232.29	$\phi 8@150$	335
	B-B		100	5.48	152.98	$\phi 8@150$	335

10 基础设计

该框架因为层数不多，采用独立基础取 C30 混凝土（ $f_c = 14.3\text{N/mm}^2, f_t = 1.43\text{N/mm}^2$ ）钢筋采用 HPB300（ $f_y = 300\text{N/mm}^2$ ）。

10.1 柱基础底面积确定

取第二层粉质粘土为持力层，基础埋深为 1.8 m，室外埋深为 1.45 m，室内埋深为 1.9 m，对深度进行修正：

$$\gamma_m = (17 \times 0.8 + 0.65 \times 18.8) / 1.45 = 17.81\text{kN} \cdot \text{m}^3$$

$$f_a = f_{ak} + \eta_d \gamma_m (d - 0.8) = 220 + 1.6 \times 17.81 \times (1.8 - 1) = 248.49\text{kpa}$$

基底尺寸的选择

$$A \geq \frac{1.1F_k}{f_a - \gamma_G d} = \frac{1.1 \times 679.37}{248.49 - 20 \times 1.8} = 3.52\text{m}^2$$

$$\text{设 } \frac{l}{b} = 1.4, b_{\min} = \sqrt{\frac{A}{1.4}} = 1.58\text{m}$$

故取 $b = 3\text{m}, l = 4.2\text{m}$

10.2 持力层强度的验算

A 柱：

形心竖向力：

$$\sum F_k = 679.37 + 20 \times 3 \times 4.2 \times 1.8 = 1132.97\text{kN}$$

形心弯矩：

$$\sum M_k = 17.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

偏心距的计算:

$$e = \frac{\sum M_k}{\sum F_k} = \frac{17.94}{1132.97} = 0.016 < \frac{l}{6} = 0.7 \text{ m}$$

$$P_k = \frac{\sum F_k}{A} = \frac{1132.97}{12.6} = 89.92 \text{ kPa} < f_a = 248.49 \text{ kPa}$$

$$P_{k,\max} = p_k \left(1 + \frac{6e}{l}\right) = 89.92 \times \left(1 + \frac{6 \times 0.016}{4.2}\right) = 92.97 \text{ kPa} < 1.2 f_a = 298.19 \text{ kPa}$$

B 柱:

BC 轴的间距很近。故将二柱合并，做成联合基础，对称，按中心受压设计基础

$$A \geq \frac{2 \times 1132.97}{248.49 - 20 \times 1.8} = 10.66 \text{ m}^2, \text{ 故取 } l = 5.4 \text{ m}, b = 3.0 \text{ m}.$$

形心处竖向力:

$$\sum F_k = 795.38 + 20 \times 5.4 \times 3 \times 1.8 = 1378.58 \text{ kN}$$

$$P_k = \frac{\sum F_k}{A} = \frac{1378.58}{4 \times 5.4} = 85.09 \text{ kPa} < f_a = 248.49 \text{ kPa}$$

满足要求，无需验算软弱下卧层。

10.3 抗震验算

(1) A 柱

上部传来的竖向力:

$$417.43 + 148.71 + 312.82 = 878.96 \text{ kN}$$

底层墙:

$$15.44 \times 3.9 = 60.22 \text{kN}$$

竖向力:

$$878.96 + 60.22 = 939.18 \text{kN}$$

上部传来的弯矩:

$$3.55 + 2.2 + 172.23 = 177.98 \text{kN}$$

底层墙:

$$15.44 \times 3.9 \times 0.3 = 18.06 \text{kN} \cdot \text{m}$$

弯矩总计: $196.04 \text{kN} \cdot \text{m}$

持力层强度验算

形心处的竖向力:

$$\sum F_k = 939.18 + 20 \times 3 \times 4.2 \times 1.8 = 1392.78 \text{kN}$$

形心处的弯矩: $M_k = 196.04 \text{kN} \cdot \text{m}$

偏心距:

$$e = \frac{M_k}{\sum F_k} = 0.141 \text{m} < \frac{l}{6} = 0.900 \text{m}$$

$$p_k = \frac{\sum F_k}{A} = \frac{1392.78}{5.4 \times 3} = 85.97 \text{kpa} < 248.49 \text{kpa}$$

$$p_{k \max} = p_k \left(1 + \frac{6e}{l}\right) = 85.97 \times \left(1 + \frac{6 \times 0.141}{5.4}\right) = 99.44 \text{kpa} < 1.2 f_a = 298.19 \text{kpa}$$

满足要求。

(2) B 柱

上部传来的竖向力:

$$483.79 + 145.17 + 312.82 = 941.78 \text{kN}$$

底层墙:

$$15.44 \times 3.9 = 60.22 \text{ kN}$$

竖向力:

$$941.78 \text{ kN} + 60.22 \text{ kN} = 1002 \text{ kN}$$

持力层强度验算:

形心处的竖向力:

$$\sum F_k = 1002 + 20 \times 5.4 \times 3 \times 1.8 = 1585.2 \text{ kN}$$

$$p_k = \frac{\sum F_k}{A} = \frac{1585.2}{5.4 \times 3} = 97.85 \text{ kPa} < 1.1 \times 289.49 = 318.44 \text{ kPa}$$

满足要求。

10.4 基础结构设计

1 A 柱

荷载值计算:

$$F = 748.9 + 15.44 \times 3.9 = 809.116 \text{ kN}$$

$$M = 6.95 + 15.44 \times 3.9 \times 0.3 = 25.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

基底净反力计算:

$$p_j = \frac{F}{A} = \frac{809.116}{4.2 \times 3} = 64.22 \text{ kPa}$$

$$p_{j,\min}^{\max} = \frac{F}{A} + \frac{M}{W} = 64.22 \pm \frac{25.01}{1/6 \times 4.2 \times 3^2} = \begin{cases} 68.19 \\ 60.25 \end{cases} \text{ kPa}$$

冲切验算:

$$A_c = 4.2 \times 3 - (0.4 + 2 \times 0.6) \times 2 = 9.4 \text{ m}^2$$

$$F_l = A_c \cdot p_j = 603.668 \text{ kN}$$

$$b_p = 2(a_c + b_c + 2h_0) = 4\text{m}$$

$$[V] = 0.7\beta_{hp}f_t b_p h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.43 \times 4 \times 600 = 2402.4\text{kN} > F_l$$

满足要求。

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{12} \left(\frac{l-a_c}{2} \right)^2 [(p_{j\max} + p_j)(2b + b_c) + (p_{j\max} - p_j)b] \\ &= \frac{1}{48} \times (4.2 - 0.4)^2 [(68.19 + 60.25)(2 \times 4.2 + 0.4) + (68.19 - 60.25) \times 3] \\ &= 347.14\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$A_{s1} = \frac{M}{0.9h_0f_y} = \frac{347.14 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 360} = 1785.7\text{mm}^2$$

选取钢筋：5C22， $A_s = 1899.7\text{mm}^2$

$$M_2 = \frac{1}{48} (p_{j\max} + p_{j\min})(b - b_c)^2 (2l - a_c) = 293.66\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0.9(h_0 - d)f_y} = 1132\text{mm}^2$$

选取钢筋：5C20， $A_s = 1570\text{mm}^2$

2 B 柱

(1) 荷载设计值计算：

$$F = 795.38 + 15.44 \times 3.9 = 855.60\text{kN}$$

$$M = 5.8 + 15.44 \times 3.9 \times 0.3 = 23.86\text{kN} \cdot \text{m}$$

基底净反力计算：

$$p_j = \frac{F}{A} = \frac{855.6}{5.4 \times 3} = 52.82\text{kPa}$$

冲切验算：

$$\beta_{hp} = 1, \quad a_c = b_c = 400\text{mm}$$

$$u_m = 4(a_c + h_0) = 4 \times (400 + 400) = 3200\text{mm}$$

$$F_l = F - (a_c + 2h_0)^2 p_j = 556.95 - (0.5 + 2 \times 0.55)^2 \times 51.56 = 424.96\text{kN}$$

满足要求

(2) 配筋:

纵向配筋

板底层配筋:

$$A_s = \frac{M}{0.9 f_y h_0} = \frac{25.6 \times 10^6}{0.9 \times 360 \times 360} = 219.48\text{mm}^2$$

选用 2C16@200, $A_s = 401.92\text{mm}^2$

板顶层配筋 C16@200

横向配筋

柱下等效梁宽:

$$a_c + 2 \times 0.75h_0 = 400 + 2 \times 0.75 \times 360 = 940\text{mm}$$

柱边弯矩:

$$M = \frac{F}{b} \times \frac{1}{2} \times \left(\frac{b - b_c}{2} \right)^2 = \frac{768.43}{3} \times \frac{1}{2} \times \left(\frac{3 - 0.4}{2} \right)^2 = 216.44\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{M}{0.9 f_y h_0} = \frac{216.44 \times 10^6}{0.9 \times 360 \times 360} = 1856\text{mm}^2$$

选用, 5C22@200, $A_s = 1899.7\text{mm}^2$

11 结论

本次毕业设计根据设计资料确定合理的结构选型及结构布置,根据建筑结构相关规范,完成荷载计算、内力计算、以及楼盖、基础、楼梯的设计等,该工程抗震设防烈度为7度,所以不考虑竖向地震作用。在用底部剪力法求出水平地震作用后,利用D值法完成了水平地震作用下的一榀框架的内力组合计算。采用弯矩二次分配法分别完成了恒载和活载最不利布置作用下的内力计算。接着对框架内力进行组合,在进行内力组合时要将恒载、活载与抗震进行综合考虑,得出框架梁、柱的控制内力,进而完成了梁、柱截面的配筋计算。在进行各个部分计算时都要认真仔细,查阅规范及相关书籍,进行完善改正,最终经计算满足承载能力极限状态以及正常使用极限状态的要求,同时经过计算结构满足规范的要求。通过完成这次的毕业设计,加强了自己对理论知识的应用,培养了正确进行结构设计计算、构造处理及绘制结构施工图的能力。

参考文献

- [1] 中华人民共和国国家标准.建筑抗震设计规范:GB 50011-2010[S].北京: 中国建筑工业出版社,2010.
- [2] 中华人民共和国国家标准混凝土结构设计规范:GB 50010-2010[S].北京: 中国建筑工业出版社,2011.
- [3] 中华人民共和国国家标准.建筑结构荷载规范:GB 50009-2019[S].北京:中国建筑工业出版社,2019.
- [4] 中华人民共和国国家标准建筑工程抗震设防分类标准:GB 50223-2008[S].北京: 中国建筑工业出版社,2008.
- [5] 中华人民共和国国家标准.建筑结构制图标准:GB/T 50105-2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [6] 东南大学等合编.混凝土结构-混凝土结构设计原理(第六版)[M].北京:中国建筑工业出版社,2017.
- [7] 东南大学等合编.混凝土结构-混凝土结构与砌体结构设计(第六版)[M].北京:中国建筑工业出版社,2017.
- [8] 中华人民共和国国家标准混凝土结构设计规范:GB 50007-2011 [S].北京: 中国建筑工业出版社,2011.
- [9] 梁兴文,史庆轩主编.混凝土结构设计原理(第三版)[M].北京:中国建筑工业出版社,2015.
- [10] 中华人民共和国国家标准建筑结构可靠度设计统一标准:GB 50068-2018[S].北京: 中国建筑工业出版社,2018.
- [11] 杨晓亮.钢筋混凝土多层框架房屋结构设计[J].居舍,2018(35):35.
- [12] 周俐俐.多层钢筋混凝土框架结构毕业设计实用指导[M].北京:中国水力水电出版社,2012:53-55,81-200.
- [13] Kim Jin Won and Ham Nam hyuk and Kim Jae Jun. Quantitative Analysis of Waiting Length and Waiting Time for Frame Construction Work Activities Using a

Queue Model; Focusing on Korean Apartment Construction[J]. Sustainability, 2021, 13(7):3778-3778.

- [14] Wang Changqing and Xiao Jianzhuang. Investigation on the Seismic Damage of Recycled Aggregate Concrete Frame Structure[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2021, 25(5):791-812.