

毕业设计分类号:

# 江苏建筑职业技术学院

## 毕业设计（论文）

### 江苏建院办公楼结构设计

学院名称:	建筑建造学院
专业名称:	建筑工程技术
班 级:	建工 16-9
姓 名:	张玮昕
学 号:	1640133931
所在团队:	建筑之春 BIM 技术应用团队
指导教师及职称:	倪晓燕（博士、讲师）

设计（论文）提交日期: 2019 年 6 月 5 日

# 江苏建筑职业技术学院毕业设计（论文） 独创性声明及使用授权声明

## 毕业设计（论文）独创性声明

本人郑重声明：本人所呈交的毕业设计（论文）是我在导师的指导下进行的研究工作及取得的研究成果。据我所知，除文中已经注明引用的内容外，本设计（论文）不包含其他个人已经发表或撰写过的研究成果。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中作了明确说明并表示谢意。本人承担本声明的法律责任。

毕业设计（论文）作者签名： 张玮昕 日期： 2019.6.5

## 毕业设计（论文）使用授权声明

本人完全了解江苏建筑职业技术学院有关保留、使用毕业设计（论文）的规定，学校有权保留毕业设计（论文）并向国家主管部门或其指定机构送交论文的电子版和纸质版。有权将毕业设计（论文）用于非赢利目的的少量复制并允许论文进入学校图书馆被查阅。有权将毕业设计（论文）的内容编入有关数据库进行检索。有权将毕业设计（论文）的标题和摘要汇编出版。保密的毕业设计（论文）在解密后适用本规定。

毕业设计（论文）作者签名： 张玮昕 日期： 2019.6.5

导 师 签 名： 何晓燕 日期： 2019.6.5

## 摘 要

本设计的主要目的是完成实际一项工程结构设计，解决设计中遇到的困难，归纳总结结构的设计步骤、设计要点及构造要求。本工程为江苏建院办公楼，主要功能为多功能会议室及办公室 A 区和 B 区。建筑面积约为 6020.94 m<sup>2</sup>，建筑总高度 16.8 m，南侧 4 层楼，北侧 3 层楼，无地下室。

综合运用在实习单位的科学方法与专业知识，以该办公楼为研究对象，完成结构设计实例，参考现行结构设计规范、文献及同类建筑的设计资料，不断进行分析、调整、优化，对于荷载内力计算采用弯矩分配法，风荷载和地震荷载用 D 值法进行计算，内力组合主要分析地震作用下和非地震作用下，并运用了 PKPM 结构计算软件进行辅助计算。采用 BIM、CAD、Lumion 进行 2D 和 3D 全面立体展现施工状况，在未进行施工时发现问题，解决问题。做出一份详细施工组织设计，仔细分析在施工过程中的重点和难点，利用 project 做出的进度计划，实时监控施工过程。建筑结构设计具有非常重要的现实意义，不仅能够保证土木工程安全、缩短建筑施工工期，还能够有效提高建筑工程的社会效益和经济性效益。

**关键词：**D 值法，弯矩分配法，PKPM，BIM，CAD，Lumion

## Abstract

The main purpose of this paper is to complete a practical engineering structure design, solve the difficulties encountered in the design, summarize the structure design steps, design points and structural requirements. This project is the first comprehensive building, whose main function is the multi-functional meeting room and office area A and B. The building area is about 6020.94 m<sup>2</sup>, and the total height of the building is 16.8 m. There are 4 floors on the south side and 3 floors on the north side, without basement.

Integrated use of scientific methods in the internship units and professional knowledge, in the first block buildings as the research object, complete structure design as an example, refer to the current structure design codes, literature and similar building design data, analysis, adjustment and optimization, internal force calculation using the moment distribution method for load, wind load and earthquake load is calculated using D value method, combination of internal force under the action of main analysis under earthquake action and non-seismic, and auxiliary is calculated using PKPM structure calculation software. At the same time, in view of the modern big data era, BIM, CAD and Lumion are adopted to conduct 2D and 3D comprehensive three-dimensional display of construction status, and problems are found and solved before construction. Then make a detailed construction organization design, carefully analyze the key points and difficulties in the construction process, make the progress plan with the project, and monitor the construction process in real time. Building structure design has very important practical significance, not only can ensure the safety of civil engineering, shorten the construction period, but also can effectively improve the social and economic benefits of the construction project.

**Keywords:** D value method, Moment distribution method, PKPM, BIM, CAD, Lumion

# 目 录

摘 要	I
目 录	III
1 工程概况	1
2 设计资料	1
2.1 工程地质条件	1
2.2 气象资料	1
2.3 抗震设防烈度	1
2.4 材料选用	1
3 结构平面布置	2
3.1 结构平面布置图	2
3.2 框架梁、柱的截面尺寸设计	2
3.2.1 框架梁截面尺寸设计	2
3.2.2 框架柱截面尺寸设计	3
4 现浇楼面板设计	4
4.1 楼板荷载	4
4.1.1 永久荷载	4
4.1.2 可变荷载	6
4.2 楼板配筋计算	6
4.2.1 A 区格板配筋计算	7
4.2.2 B 区格板配筋计算	9
5 框架结构计算简图及内力计算	11
5.1 永久荷载计算简图	11
5.1.1 横向框架简图	11
5.1.2 一层框架永久荷载计算简图	12
5.1.3 第二、三层框架计算简图	15
5.1.4 第四层框架计算简图	16
5.1.5 永久荷载作用下横向框架的计算简图	19
5.2 可变荷载计算简图	20
5.2.1 第一层框架计算	20
5.2.2 第二、三层框架计算简图	22
5.2.3 第四层框架计算简图	23

5.2.4	可变荷载作用下计算简图	25
5.3	重力荷载下的计算简图	26
5.3.1	第一层框架计算简图	26
5.3.2	第二、三层框架计算简图	27
5.3.3	第四层框架计算简图	28
5.3.4	重力荷载代表值作用下的总计算简图	30
5.4	永久荷载内力计算	31
5.4.1	弯矩二次分配法	31
5.4.2	绘制内力图	34
5.5	可变荷载的内力计算	37
5.5.1	弯矩二次分配法计算弯矩	37
5.5.2	绘制内力图	39
5.6	重力荷载的内力计算	42
5.6.1	弯矩二次分配法计算弯矩	42
5.6.2	绘制内力图	44
6	风荷载作用下的内力和位移计算	46
6.1	风荷载计算简图	46
6.1.1	风荷载标准值	46
6.1.2	集中风荷载标准值	46
6.2	风荷载作用的位移计算	48
6.2.1	框架梁柱线刚度	48
6.2.2	侧移刚度 D 值计算	48
6.2.3	风荷载作用框架侧移计算	49
6.3	风荷载作用的内力计算	50
6.3.1	反弯点高度计算	50
6.3.2	柱端弯矩及剪力计算	51
6.3.3	两端弯矩及剪力计算	52
6.3.4	柱轴力计算	53
6.3.5	绘制内力图	53
7	水平地震作用下的内力计算和位移计算	57
7.1	重力荷载代表值计算	57
7.1.1	第 4 层重力荷载代表值计算	57
7.1.2	第 3 层重力荷载代表值计算	59

7.1.3	第 2 层重力荷载代表值计算	60
7.1.4	第 1 层重力荷载代表值计算	61
7.2	水平地震作用和位移	63
7.2.1	框架梁柱线刚度	63
7.2.2	侧移刚度 $D$ 计算	63
7.2.3	结构基本自振周期的计算	64
7.2.4	横向水平地震作用计算	65
7.3	水平地震作用下的内力计算	67
7.3.1	反弯点高度比计算	67
7.3.2	柱端弯矩及剪力计算	68
7.3.3	梁端弯矩及剪力计算	68
7.3.4	柱端轴力计算	69
7.3.5	内力图	69
8	框架 PKPM 电算结果与手算结果对比	72
8.1	永久荷载作用下框架 PK 电算与手算对比	72
8.1.1	永久荷载作用下计算简图对比	72
8.1.2	永久荷载作用下梁柱弯矩对比	73
8.1.3	永久荷载作用下梁柱剪力对比	74
8.1.4	永久荷载作用下梁柱轴力对比	76
8.2	可变作用下框架 PK 电算与手算对比	77
8.2.1	可变荷载作用下计算简图对比	77
8.2.2	可变荷载作用下梁柱弯矩对比	78
8.2.3	可变荷载作用下梁柱剪力对比	79
8.2.4	可变荷载作用下梁柱轴力对比	80
8.3	风荷载作用下框架 PK 电算与手算对比	81
8.4	水平地震荷载作用下框架 PK 电算与手算对比	83
9	内力组合	85
9.1	框架梁弯矩调幅	85
9.2	梁的内力组合	86
9.3	柱内力组合	87
10	框架梁柱内力设计	89
10.1	梁截面设计	89
10.1.1	框架梁正截面受弯承载力计算	89

10.1.2	框架梁斜截面受剪承载力计算	89
10.2	框架柱截面设计	90
10.2.1	框架柱正截面承载力计算	91
10.2.2	框架柱斜截面承载力计算	92
11	楼梯设计	94
11.1	楼梯设计资料	94
11.2	楼板斜板设计	94
11.2.1	确定斜板厚度	94
11.2.2	荷载计算	94
11.2.3	梯段斜板的内力计算	95
11.2.4	配筋计算	95
11.3	平台板计算	95
11.3.1	荷载计算	95
11.3.2	内力计算	96
11.3.3	配筋计算	96
11.4	平台梁计算	96
11.4.1	荷载计算	96
11.4.2	内力计算	97
11.4.3	配筋计算	97
11.4.4	斜截面受剪承载力计算	97
参考文献		98
致  谢		99



## 1 工程概况

本工程为江苏建筑职业技术学院办公楼，主要功能为多功能会议室及办公室。建筑面积约为 6020.94 m<sup>2</sup>。建筑总高度 16.8 m，南侧 4 层，北侧 3 层，无地下室，层高为 3.6 m，室内外高差 0.450 m。建筑设计使用年限为 50 年。

## 2 设计资料

### 2.1 工程地质条件

根据所给地质勘察报告，该场地的地质条件较为稳定，场地基岩面起伏较大，溶洞较为发育，无地下水分布。地下使用独立基础，独立基础的持力层为 2 号黏土层。

### 2.2 气象资料

该区域基本风压为 0.35 KN/m<sup>2</sup>，地面粗糙度类别为 B 类。基本雪压为 0.35 KN/m<sup>2</sup>。

### 2.3 抗震设防烈度

抗震设防烈度为 7 度，基本地震加速度值设计为 0.10 g，建筑场地土类别为 II 类，场地特征周期为 0.40 s，框架抗震等级为三级，设计地震分组为第二组。

### 2.4 材料选用

基础垫层选用 C20，基础选用 C35，框架结构选用 C30，二次结构选用 C25，钢筋采用 HPB300 和 HRB400 两种。

### 3 结构平面布置

#### 3.1 结构平面布置图

根据该办公楼的功能要求以及框架的结构体系，通过分析荷载传递路线确定框架梁的布置方案。本工程的南侧部分结构平面布置如图 3.1 所示。

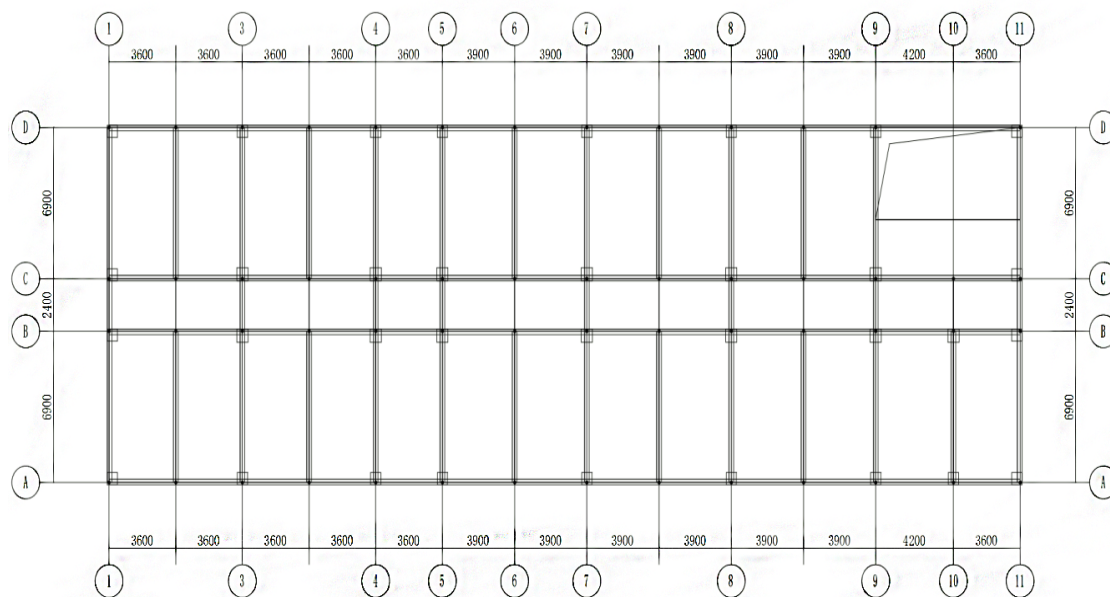


图 3.1 标准层结构平面布置图

#### 3.2 框架梁、柱的截面尺寸设计

##### 3.2.1 框架梁截面尺寸设计

框架梁的截面尺寸应满足承载力、刚度及延性要求，应符合以下要求：

- (1) 框架梁的高度按跨度的  $1/12 \sim 1/8$  估算
- (2) 为防止框架梁发生剪切脆性破坏，梁的净跨度与截面高度之比不宜小于 4，梁的高宽比不宜大于 4；
- (3) 梁截面宽度可取  $1/2 \sim 1/3$  梁高，且不应小于 200mm。

由此估算的梁截面尺寸见表 3.1。

表 3.1 梁截面尺寸

边梁	中梁	次梁	过梁
250×650	250×650	250×500	250×400
	250×500		

### 3.2.2 框架柱截面尺寸设计

按轴压比要求来估算框架柱的截面尺寸，框架柱选用 C30 混凝土， $f_c = 14.3 \text{ Nmm}^2$ ，框架抗震等级为三级，轴压比  $\mu_N = 0.85$ 。用轴压比来初步估算框架柱截面尺寸，按式(3-1)计算，即

$$A_c = b_c h_c \geq N_c / \mu_N f_c \quad (3-1)$$

柱轴向压力设计值按式(3-2)计算，即

$$N = \gamma_G q S n \alpha_1 \alpha_2 \beta \quad (3-2)$$

即 7 轴与 B 轴相交中柱：

$$N = \gamma_G q S n \alpha_1 \alpha_2 \beta = 1.25 * 14 * (7.8 * 4.65) * 4 * 1.05 * 1 * 1 = 2666(\text{KN})$$

$$A_c = b_c h_c \geq N_c / \mu_N f_c = \frac{2666 * 10^3}{0.85 * 14.3} = 219334(\text{mm}^2)$$

7 轴与 A 轴相交边柱：

$$N = \gamma_G q S n \alpha_1 \alpha_2 \beta = 1.25 * 14 * (7.8 * 3.45) * 4 * 1.05 * 1 * 1 = 1978(\text{KN})$$

$$A_c = b_c h_c \geq N_c / \mu_N f_c = \frac{1978 * 10^3}{0.85 * 14.3} = 162732(\text{mm}^2)$$

1 轴与 A 轴相交边柱：

$$N = \gamma_G q S n \alpha_1 \alpha_2 \beta = 1.25 * 14 * (3.45 * 3.6) * 4 * 1.05 * 1 * 1 = 913(\text{KN})$$

$$A_c = b_c h_c \geq N_c / \mu_N f_c = \frac{913 * 10^3}{0.85 * 14.3} = 75103(\text{mm}^2)$$

$$600 * 600 = 360000 > 219334 (\text{mm}^2)$$

$$550 * 550 = 302500 > 162732 (\text{mm}^2)$$

根据上述计算结果，7 轴与 B 轴相交中柱取  $600 * 600 \text{mm}$ ，其余柱均取  $550 * 550 \text{mm}$ 。

## 4 现浇楼面板设计

该办公楼南侧各层楼盖采用现浇梁板结构。办公室板厚 120 mm，卫生间、走廊取 100 mm，楼梯平台板厚取 100 mm。

### 4.1 楼板荷载

#### 4.1.1 永久荷载

(1) 120 mm 不上人平屋面：

做法参见 J01-2005 21/7 、建筑设计说明，详细见表 4.1。

表 4.1 不上人屋面永久荷载（板厚 120 mm）

构造层	面荷载 (KN/m <sup>2</sup> )
保护层：刷浅色反光涂料或配套涂料或云母片保护层 25mm 厚 1:2.5 水泥砂浆保护层	0.025*20=0.5
防水层：高分子或高聚物改性沥青柔性卷材一道 4mm 厚 SBS 防水卷材一道	0.004*0.35=0.001
找平层：15mm 厚 1:3 水泥砂浆找平	0.015*20=0.3
保温层：40mm 厚 C20 细石混凝土内配 A4@150 双向钢筋 42mm 厚挤塑聚苯乙烯泡沫塑料板	0.04*25=1 0.042*0.25=0.43
干铺 1:6 水泥炉渣，以 2%找坡，始为 50mm	0.12*14=1.68
结构层：20mm 厚 1:3 水泥砂浆找平层，现浇钢筋混凝土屋面	0.02*20+0.12*25=3.4
抹灰层：15mm 厚混合砂浆	0.015*17=0.26
合计	7.6

(2) 100 mm 不上人平屋面：

做法参见 J01-2005 21/7 、建筑设计说明，详细见表 4.2。

表 4.2 不上人屋面永久荷载（板厚 100mm）

构造层	面荷载 (KN/m <sup>2</sup> )
保护层：刷浅色反光涂料或配套涂料或云母片保护层 25mm 厚 1:2.5 水泥砂浆保护层	0.025*20=0.5
防水层：高分子或高聚物改性沥青柔性卷材一道 4mm 厚 SBS 防水卷材一道	0.004*0.35=0.001
找平层：15mm 厚 1:3 水泥砂浆找平	0.015*20=0.3
保温层：40mm 厚 C20 细石混凝土内配 A4@150 双向钢筋 42mm 厚挤塑聚苯乙烯泡沫塑料板	0.04*25=1 0.042*0.25=0.43

构造层	面荷载 (KN/m <sup>2</sup> )
干铺 1:6 水泥炉渣, 以 2%找坡, 始为 50mm 厚	0.12*14=1.68
结构层: 20mm 厚 1:3 水泥砂浆找平层, 现浇钢筋混凝土屋面	0.02*20+0.10*25=2.9
抹灰层: 15mm 厚混合砂浆	0.015*17=0.26
合计	6.7

## (3) 120 mm 标准层楼面永久荷载

做法参见防滑地砖楼面 J01-2005 7/3, 详细见表 4.3。

表 4.3 标准层楼面永久荷载 (板厚 120mm)

构造层	面荷载 (KN/m <sup>2</sup> )
板面装修荷载	1.10
8-10mm 厚地砖楼面, 干水泥擦缝, 或 1:1 水泥砂浆勾缝	0.0120=0.2
5mm 厚 1:1 水泥细砂浆结合层	0.005*20=0.1
20mm 厚 1:3 水泥砂浆找平层	0.02*20=0.4
现浇钢筋混凝土楼面	0.12*25=3
20mm 厚 1: 3 混合砂浆抹灰	0.02*17=0.34
合计	5.2

## (4) 板厚 100 mm 标准层楼面永久荷载

做法参见防滑地砖楼面 J01-2005 7/3, 详细见表 4.4。

表 4.4 标准层楼面永久荷载 (板厚 100mm)

构造层	面荷载 (KN/m <sup>2</sup> )
板面装修荷载	1.10
8-10mm 厚地砖楼面, 干水泥擦缝, 或 1:1 水泥砂浆勾缝	0.01*20=0.2
5mm 厚 1:1 水泥细砂浆结合层	0.005*20=0.1
20mm 厚 1:3 水泥砂浆找平层	0.02*20=0.4
现浇钢筋混凝土楼面	0.10*25=2.5
20mm 厚 1: 3 混合砂浆抹灰	0.02*17=0.34
合计	4.7

## (5) 100mm 卫生间永久荷载

做法: 防水地砖楼面 J01-2005 9/3, 详细见表 4.5。

表 4.5 卫生间永久荷载 (板厚 100mm)

构造层	面荷载 (KN/m <sup>2</sup> )
板面装修荷载	1.1

构造层	面荷载 (KN/m <sup>2</sup> )
8-10mm 厚地砖楼面, 干水泥擦缝	0.01*20=0.2
5mm 厚 1:1 水泥细砂浆结合层	0.005*20=0.1
30mm 厚 C20 细石混凝土	0.03*25=0.75
1.2 mm 厚聚氨酯二遍涂膜	自重可忽略
20mm 厚 1:3 水泥砂浆找平层 (四周做圆弧状或钝角), 现浇钢筋混凝土楼面	0.02*20+0.01*25=2.9
10mm 厚混合砂浆抹灰	0.01*17=0.17
合计	5.3

#### (6) 雨篷永久荷载 (板厚 100 mm)

做法: 防水砂浆屋面 J01-2005 10/7, 详细见表 4.6。

**表 4.6 雨篷永久荷载 (板厚 100 mm)**

构造层	面荷载 (KN/m <sup>2</sup> )
25mm 厚 1:3 水泥砂浆加 3~5% 防水剂, 分两次粉	0.02*20=0.4
刷素水泥浆一道	自重可忽略
现浇钢筋混凝土板	0.1*25=2.5
合计	3.2

### 4.1.2 可变荷载

可变荷载取值见表 4.7。

**表 4.7 可变荷载取值**

序号	类别	活荷载取值 (KN/m <sup>2</sup> )
1	办公室	2.0
2	走廊、门厅	2.5
3	楼梯	3.5
4	雨篷	0.5
5	不上人屋面	0.5
6	卫生间	2.0

### 4.2 楼板配筋计算

以第三层楼板为例将楼板划分为 A 板和 B 板。计算简图如图 4.1 所示。

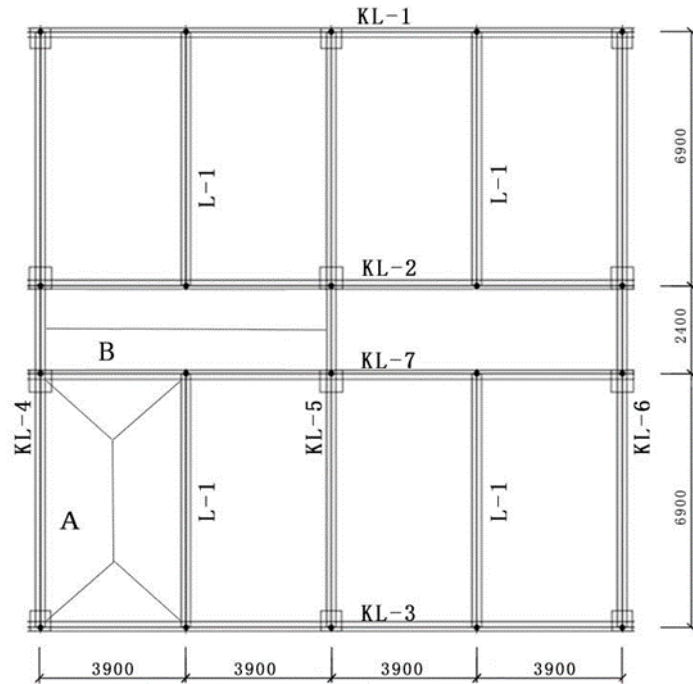


图 4.1 板分区图

## 4.2.1 A 区格板配筋计算

$$l_x = 3.9\text{m}$$

$$l_y = 6.9$$

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{6.9}{3.9} = 1.7 < 2$$

该板按双向板计算

(1) 荷载设计值计算

$$\text{恒载: } g = 1.2 * 5.2 = 6.3(\text{KN}/\text{m}^2)$$

$$\text{活载: } q = 1.4 * 2 = 2.8(\text{KN}/\text{m}^2)$$

$$g + \frac{q}{2} = 6.3 + \frac{2.8}{2} = 7.7(\text{KN}/\text{m}^2)$$

$$\frac{q}{2} = 1.4(\text{KN}/\text{m}^2)$$

$$g + q = 6.3 + 2.8 = 9.1(\text{KN}/\text{m}^2)$$

(2) 内力计算

$$l_x = 3.9\text{m}$$

$$l_y = 6.9$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3.9}{6.9} = 0.57$$

$$M_x = (0.0378 + 0.2 * 0.0064) * 7.7 * 3.9^2 + (0.0553 + 0.2 * 0.0090) * 1.4 * 3.9^2 = 5.79(\text{KN.m})$$

$$M_y = (0.0064 + 0.2 * 0.0378) * 7.7 * 3.9^2 + (0.0090 + 0.2 * 0.0553) * 1.4 * 3.9^2 = 2.06(\text{KN.m})$$

单向板宽支座弯矩:

$$M_x' = -0.0806 * 9.1 * 3.9^2 - 0.1175 * 1.4 * 3.9^2 = -13.66(\text{KN.m})$$

$$M_y' = -0.0571 * 9.1 * 3.9^2 = -7.90(\text{KN.m})$$

### (3) 截面设计

保护层厚度  $20\text{mm}$ ，使用  $\phi 8$  钢筋作为受力主筋，则  $l_x$  短向跨中截面有效高度为:

$$h_{01} = h - c - \frac{d}{2} = 120 - 20 - 4 = 96\text{mm}$$

$l_y$  方向跨中截面有效高度:

$$h_{02} = h - c - \frac{3}{2}d = 120 - 20 - \frac{3 * 8}{2} = 88\text{mm}$$

支座边缘处  $h_0$  为  $96\text{mm}$

计算配筋量时，取内力臂系数  $\gamma_s = 0.95$ 。

板筋选用  $HRB400$ ， $f_y = 360\text{N/mm}^2$ ，配筋计算结果见表 4.8。

表 4.8A 区格板配筋计算

位置	截面	$h_0(\text{mm})$	$M(\text{KN.m})$	$A(\text{mm}^2)$	选配钢筋	实配钢筋
跨中	$l_x$ 方向	96	5.79	177	$\phi 8$ @180	297
	$l_y$ 方向	88	2.06	69	$\phi 8$ @200	251
支座	A 边支座	96	-13.66	416	$\phi 8$ @120	419
	$l_x$ 向					



位置	截面	$h_0(mm)$	$M(KN.m)$	$A(mm^2)$	选配钢筋	实配钢筋
	A 边支座	96	-7.9	241	$\phi 8$	335
	$l_y$ 向				@150	

#### 4.2.2 B 区格板配筋计算

(1) 荷载设计值计算

$$l_x = 7.8m$$

$$l_y = 2.4m$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{7.8}{2.4} = 3.25 < 3$$

该板按单向板计算

(2) 荷载组合设计值

由可变荷载效应控制的组合:

$$g + q = 1.2 * 5.2 + 1.4 * 2 = 9.1(KN/m^2)$$

由永久荷载效应控制的组合:

$$g + q = 1.35 * 5.2 + 1.4 * 0.7 * 2 = 9.0(KN/m^2)$$

故取由可变荷载效应控制的组合:

$$g + q = 9.1(KN/m^2)$$

(3) 内力计算

取 1m 板宽, 按弹性理论计算, 取 B 区格板的计算跨度为  $l_0 = 2400mm$ 。

$$\text{跨中弯矩为 } M = \frac{1}{8}(g + q)l_0^2$$

考虑到 B 区格板两端梁的嵌固作用, 所以跨中弯矩为  $M = \frac{1}{10}(g + q)l_0^2$

若 B 区格板两端是完全嵌固, 则支座弯矩为  $M = -\frac{1}{12}(g + q)l_0^2$

考虑到支座两端不完全嵌固, 故取支座弯矩为  $M = -\frac{1}{14}(g + q)l_0^2$

B 区格板的弯矩计算如表 4.9:

表 4.9 B 格区板的弯矩计算

截面	跨中	支座	截面	跨中	支座
弯矩系数 $\alpha$	$\frac{1}{10}$	$-\frac{1}{14}$	$M = \alpha(g + q)l_0^2$	5.24	-3.74

## (4) 截面设计

现浇板的保护层厚度取 20mm，用  $\phi 6$  钢筋作为受力主筋，则板的截面有效高度为：

$$h_0 = h - c - \frac{d}{2} = 100 - 20 - 3 = 77(\text{mm})$$

现浇板的混凝土采用 C30,  $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$

现浇板的受力筋选 HRB400,  $f_y = 360\text{N/mm}^2$

如下表 4.10 板配筋计算

表 4.10 B 区格板配筋计算

截面	跨中	支座	截面	跨中	支座
$M(\text{KN.m})$	5.24	-3.74	$A_s = \frac{M}{\gamma_s h_0 f_y}$	196	138
$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$	0.0618	0.0441	选配钢筋	$\phi$ 6@140	$\phi$ 6@200
$\gamma_s = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s})$	0.968	0.977	实配钢筋	202	141

## 5 框架结构计算简图及内力计算

### 5.1 永久荷载计算简图

#### 5.1.1 横向框架简图

A、B 轴之间的跨度和 C、D 轴之间的跨度为  $7800-200=7600$ （mm）。

室内外高度差为  $-0.450\text{m}$ , 基础顶面到室外地坪高差为  $-0.550\text{m}$ , 所以底层柱高为  $4.2+0.45+0.55=5.2(\text{m})$ 。

因为第 7 轴线具有代表性, 所以选用 7 轴线的框架作为计算对象。7 轴线横向框架简图如图 5.1 所示。



图 5.1 7 轴线横向框架简图

## 5.1.2 一层框架永久荷载计算简图

第7轴线一层的框架永久荷载计算简图如下图 5.2。

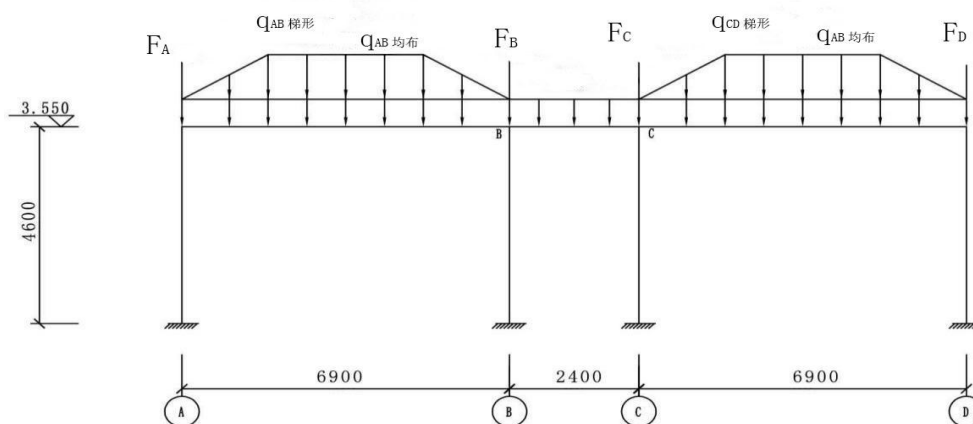


图 5.2.7 轴线第一层框架计算简图

(1)  $q_{AB}$  均布

1) 梁自重和抹灰的荷载、

梁 (250×650mm):  $25 \times 0.25 \times 0.65 = 4.063$  (KN/m)

抹灰层:  $0.01 \times 17 \times 0.65 \times 2 = 0.221$  (KN/m)

小计:  $4.063 + 0.221 = 4.284$  (KN/m)

2) 梁上墙体自重

工程的墙体采用加气混凝土砌块，容重大于等于  $700\text{kg/m}^3$  填充墙外墙面荷载计算见表 5.1，填充墙内墙面荷载计算见表 5.2。

表 5.1 填充墙外墙荷载

构造层	面荷载 (KN/m <sup>2</sup> )
自重	$7 \times 0.30 = 2.1$
面砖	0.5
粉刷层	0.36
合计	3.0

表 5.2 填充墙内墙荷载

构造层	面荷载 (KN/m <sup>2</sup> )
自重	$7 \times 0.20 = 1.4$
粉刷外墙面层	0.36
粉刷内墙面层	0.36
合计	2.5

所以梁上墙体荷载为： $3.0 \times (3.6 - 0.65) = 8.85 \text{ kN/m}$ 。

$$3) q_{ABn} = 4.284 + 8.85 = 13.134 \text{ kN/m}$$

$$(2) q_{CDn} = q_{ABn} = 13.134 \text{ kN/m}$$

(3)  $q_{BC}$ 均布

梁自重和抹灰

$$\text{梁 (250} \times \text{500mm) : } 25 \times 0.25 \times 0.50 = 3.125 \text{ kN/m}$$

$$\text{抹灰层: } 0.01 \times 0.50 \times 17 \times 2 = 0.17 \text{ kN/m}$$

$$q_{BCn} = 0.17 + 3.125 = 3.295 \text{ kN/m}$$

(4)  $F_A$  计算

$F_A$  的计算简图如图 5.3 所示。

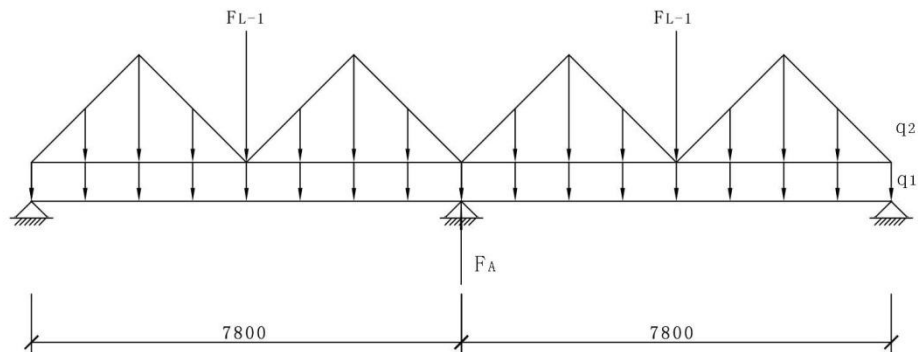


图 5.3  $F_A$  计算简图

1)  $q_1$  计算

梁自重及抹灰

$$\text{梁 (250} \times \text{650mm) : } 25 \times 0.25 \times 0.65 = 4.063 \text{ (KN/m)}$$

$$\text{抹灰层: } 0.01 \times 17 \times 0.65 \times 2 = 0.221 \text{ (KN/m)}$$

$$4.063 + 0.221 = 4.284 \text{ (KN/m)}$$

梁上墙体荷载:

$$\frac{[7.8 \times (3.6 - 0.65) - 2 \times 1.8 \times 2.1] \times 3.0 + 2 \times 1.8 \times 2.1 \times 0.45}{7.8} = 6.378 \text{ (KN/m)}$$

$$\text{合计: } 4.063 + 0.221 + 6.378 = 10.662 \text{ (KN/m)}$$

2)  $q_2$  计算

$$q_{2\max} = 5.2 \times 1.95 = 10.14 \text{ (KN/m)}$$

3)  $F_{L-1}$  计算

$F_{L-1}$  的计算简图如图 5.4 所示。

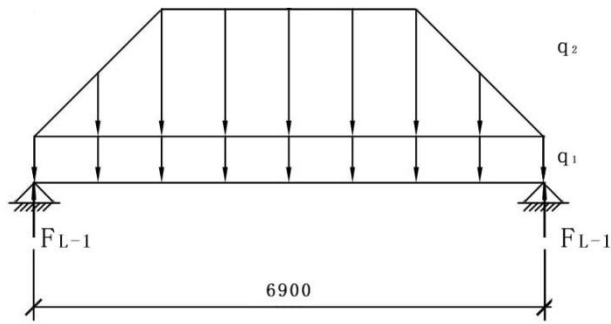


图 5.4  $F_1$  计算简图

$$q_1 = 25 \times 0.25 \times 0.5 + 0.01 \times 17 \times 2 \times 0.5 = 3.295 \text{ (KN/m)}$$

$$q_{2\max} = 5.2 \times 1.95 \times 2 = 20.28 \text{ (KN/m)}$$

$$F_{L-1} = 3.295 \times 6.9 \div 2 + (3.0 + 6.9) \times 20.28 \div 4 = 61.561 \text{ (KN)}$$

4)  $F_A$  计算

$$F_A = 10.662 \times 7.8 + 10.14 \times 3.9 \div 2 \times 2 + 61.561 = 184.271 \text{ (KN)}$$

(5)  $F_D$  计算

$$F_D = F_A = 184.271 \text{ (KN)}$$

(6)  $F_B$  计算

$F_B$  的计算简图如图 5.5 所示。

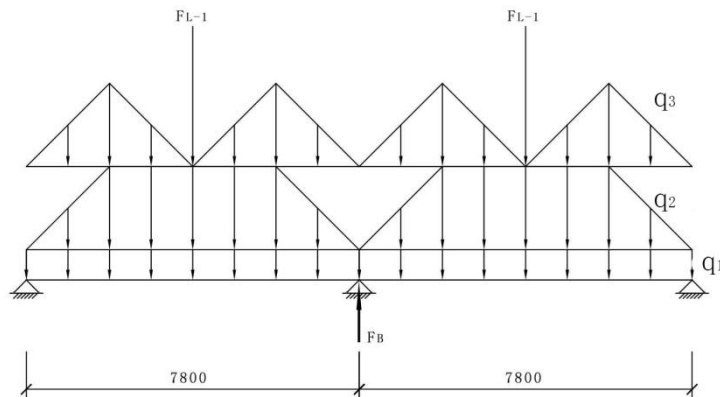


图 5.5  $F_B$  计算简图

1)  $q_1$  计算

梁自重和抹灰

$$\text{梁 (250} \times \text{650mm)} : 25 \times 0.25 \times 0.65 = 4.063 \text{ (KN/m)}$$

$$\text{抹灰层: } 0.01 \times 17 \times 0.65 \times 2 = 0.221 \text{ (KN/m)}$$

$$\text{小计: } 4.063 + 0.221 = 4.284 \text{ (KN/m)}$$

梁上墙体荷载:

$$\frac{[7.8 \times (3.6 - 0.65) - 2 \times 1.0 \times 2.4] \times 2.9 + 2 \times 1.0 \times 2.4 \times 0.45}{7.8} = 7.047 \text{ (KN/m)}$$

$$q_1 = 4.063 + 0.221 + 7.047 = 11.331 \text{ (KN/m)}$$

3)  $q_2$  计算

$$q_{2\max} = 5.2 \times 1.95 = 10.14 \text{ (KN/m)}$$

4)  $q_3$  计算。

$$q_{3\max} = 4.7 \times 1.2 = 5.64 \text{ (KN/m)}$$

5)  $F_{L-1}$  计算

$$F_{L-1} = 3.925 \times 6.9 \div 2 + (3.0 + 6.9) \times 20.28 \div 4 = 61.561 \text{ (KN)}$$

6)  $F_B$  计算

$$F_B = 11.331 \times 7.8 + 5.64 \times (7.8 + 5.4) \times 1.2 \div 2 + 10.14 \times 3.9 + 61.561 = 234.158 \text{ (KN)}$$

(7)  $F_C$  计算

$$F_C = F_B = 234.158 \text{ (KN)}$$

(8)  $q_{AB}$  梯形计算

$$q_{ABn \max} = 5.2 \times 1.95 \times 2 = 20.28 \text{ (KN/m)}$$

(9)  $q_{CD}$  梯形计算

$$q_{CDn \max} = q_{ABn \max} = 20.28 \text{ (KN/m)}$$

(10) 第一层框架计算简图

根据前面的计算结果，画出第一层框架的最终永久荷载计算简图如图 5.6 所示。

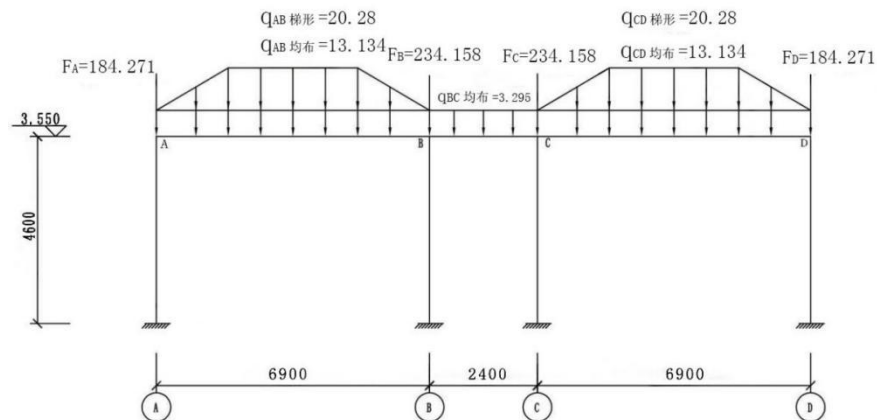


图 5.6 第一层框架加数据永久荷载计算简图

### 5.1.3 第二、三层框架计算简图

第二、三层框架最终永久荷载计算简图与第一层框架最终永久荷载计算简图相同如图 5.7，图 5.8 所示。

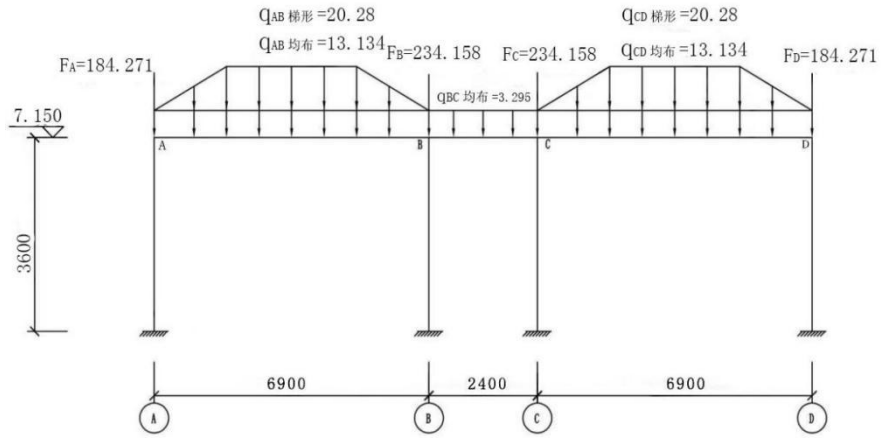


图 5.7 第二层框架加数据永久荷载计算简图

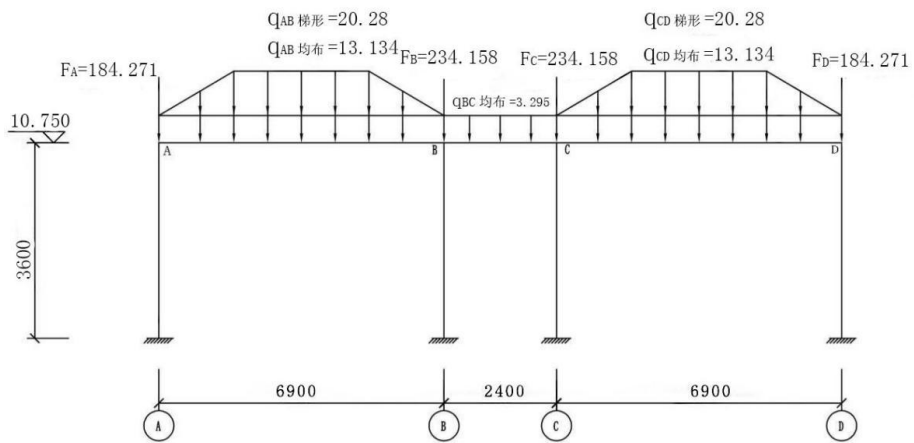


图 5.8 第三层框架加数据永久荷载计算简图

### 5.1.4 第四层框架计算简图

第四层框架计算简图如图 5.9 所示。

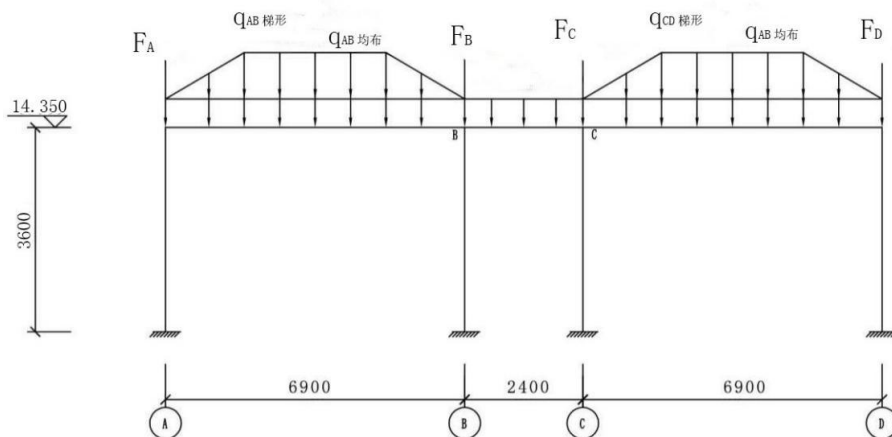


图 5.9 第四层框架计算简图

(1)  $q_{AB}$  均布计算



1) 梁 (250×650mm) 自重:  $25 \times 0.25 \times 0.65 = 4.063$  (KN/m)

2) 抹灰层:  $0.01 \times 17 \times 0.65 \times 2 = 0.221$  (KN/m)

$$q_{AB\text{均布}} = 4.063 + 0.221 = 4.284 \text{ (KN/m)}$$

(2)  $q_{CD}$  均布计算

$$q_{CD\text{均布}} = q_{AB\text{均布}} = 4.284 \text{ (KN/m)}$$

(3)  $q_{BC}$  均布计算

1) 梁自重及抹灰

梁 (250×500mm) 自重:  $25 \times 0.25 \times 0.50 = 3.125$  (KN/m)

2) 抹灰层:  $0.01 \times 0.50 \times 17 \times 2 = 0.17$  (KN/m)

$$q_{BC\text{均布}} = 0.17 + 3.125 = 3.295 \text{ (KN/m)}$$

(4)  $F_A$  计算

$F_A$  的计算简图如图 5.10 所示。

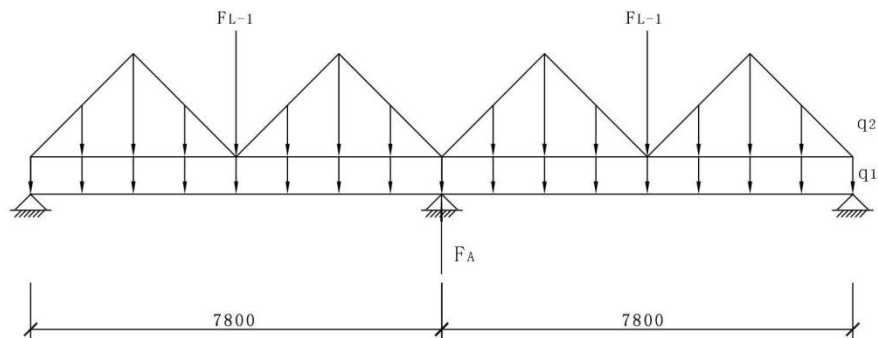


图 5.10  $F_A$  计算简图

1)  $q_1$  计算

梁自重及抹灰

梁 (250×650mm) 自重:  $25 \times 0.25 \times 0.65 = 4.063$  (KN/m)

抹灰层:  $0.01 \times 17 \times 0.65 \times 2 = 0.221$  (KN/m)

小计:  $4.063 + 0.221 = 4.284$  (KN/m)

梁上女儿墙荷载:  $2.9 \times 1.95 = 5.655$  (KN/m)

合计:  $4.284 + 5.655 = 9.939$  (KN/m)

2)  $q_2$  计算

$$q_{2\text{max}} = 7.6 \times 1.95 = 14.82 \text{ (KN/m)}$$

3)  $F_{L-1}$  计算

$F_{L-1}$  的计算简图如图 5.11 所示。

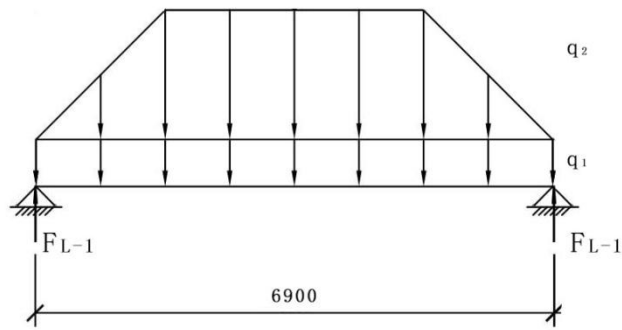


图 5.11  $F_{L-1}$  计算简图

$$q_1 = 25 \times 0.25 \times 0.5 + 0.01 \times 17 \times 2 \times 0.5 = 3.295 \text{ (KN/m)}$$

$$q_2 = 7.6 \times 1.95 \times 2 = 29.64 \text{ (KN/m)}$$

$$F_{L-1} = 3.295 \times 6.9 \div 2 + (3 + 6.9) \times 29.64 \div 4 = 84.727 \text{ (KN)}$$

4)  $F_A$  计算

$$F_A = 9.939 \times 7.8 + 14.82 \times 3.9 + 84.727 = 220.049 \text{ (KN)}$$

(5)  $F_D$  计算

$$F_D = F_A = 220.049 \text{ (KN)}$$

(6)  $F_B$  计算

$F_B$  的计算简图如图 5.12 所示。

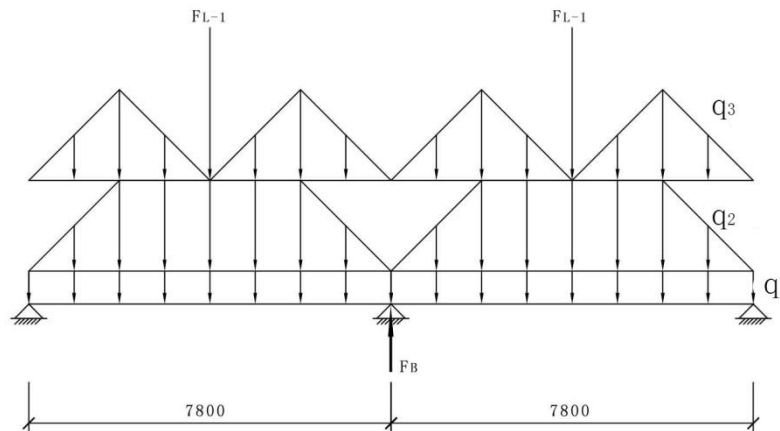


图 5.12  $F_B$  计算简图

1)  $q_1$  计算。

$$\text{梁 (250} \times \text{650mm) : } 25 \times 0.25 \times 0.65 = 4.063 \text{ (KN/m)}$$

$$\text{抹灰层: } 0.01 \times 17 \times 0.65 \times 2 = 0.221 \text{ (KN/m)}$$

$$\text{小计: } 4.063 + 0.221 = 4.284 \text{ (KN/m)}$$

$$2) q_2 = 7.6 \times 1.95 = 14.82 \text{ (KN/m)}$$

$$3) q_3 = 6.7 \times 1.2 = 8.04 \text{ (KN/m)}$$

4)  $F_1$  计算:  $F_{L-1} = 3.295 \times 6.9 \div 2 + (3 + 6.9) \times 29.64 \div 4 = 84.727$  (KN)

5)  $F_B$  计算:  $F_B = 4.284 \times 7.8 + 14.82 \times 3.9 + 8.04 \times (7.8 + 5.4) \times 1.2 \div 2 + 84.727 = 239.617$  (KN)

(7)  $F_C$  计算:  $F_C = F_B = 239.617$  (KN)

(8)  $q_{AB\text{梯形}}$  =  $7.6 \times 1.95 \times 2 = 29.64$  (KN/m)

(9)  $q_{CD\text{梯形}}$  =  $q_{AB\text{梯形}} = 29.64$  (KN/m)

(10) 第四层框架计算简图

根据前面的计算结果，画出第四层框架的永久荷载计算简图见下图 5.14 所示。

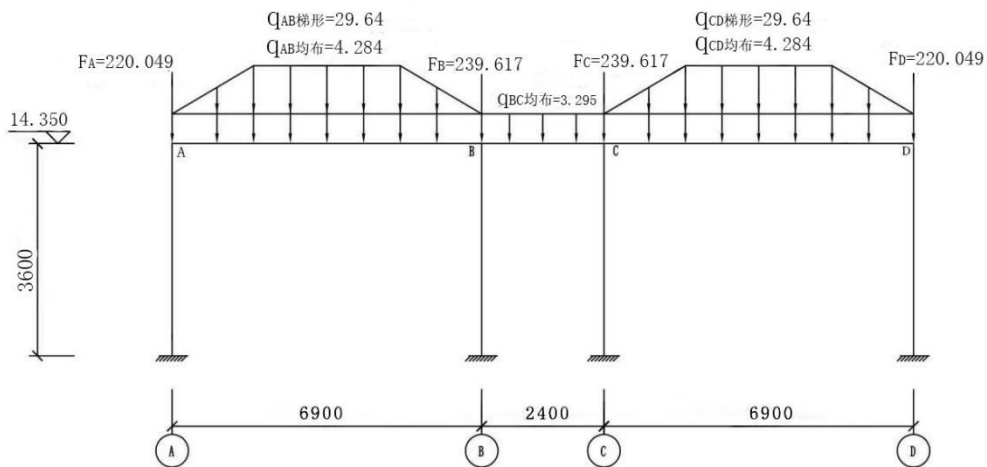


图 5.14 第四层框架加数据永久荷载计算简图

### 5.1.5 永久荷载作用下横向框架的计算简图

汇总前面各层的计算简图，则永久荷载作用下的横向框架计算简图如图 5.15 所示。

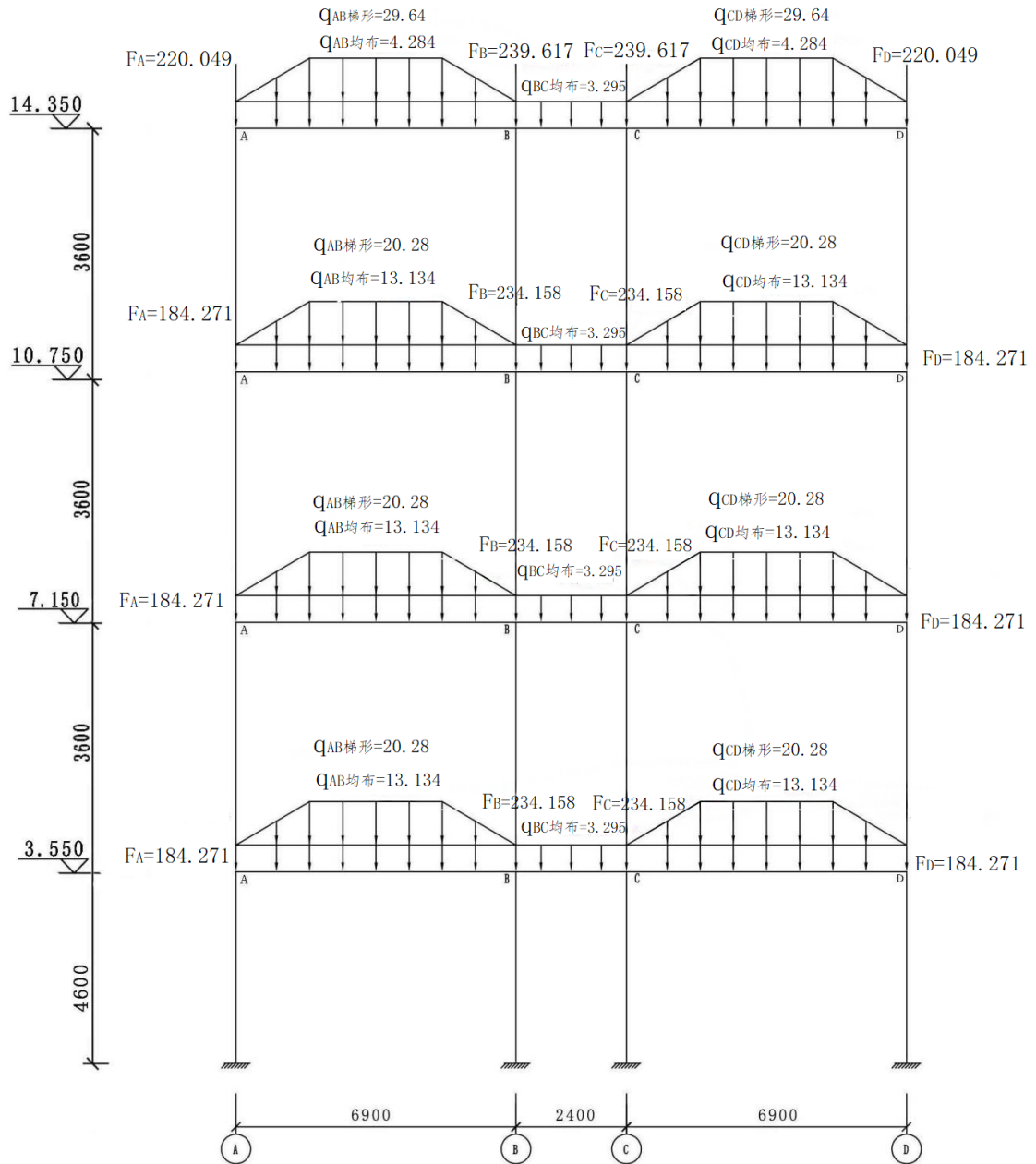


图 5.15 永久荷载作用下最终计算简图

## 5.2 可变荷载计算简图

### 5.2.1 第一层框架计算

第一层的框架计算简图见下图 5.16 所示。

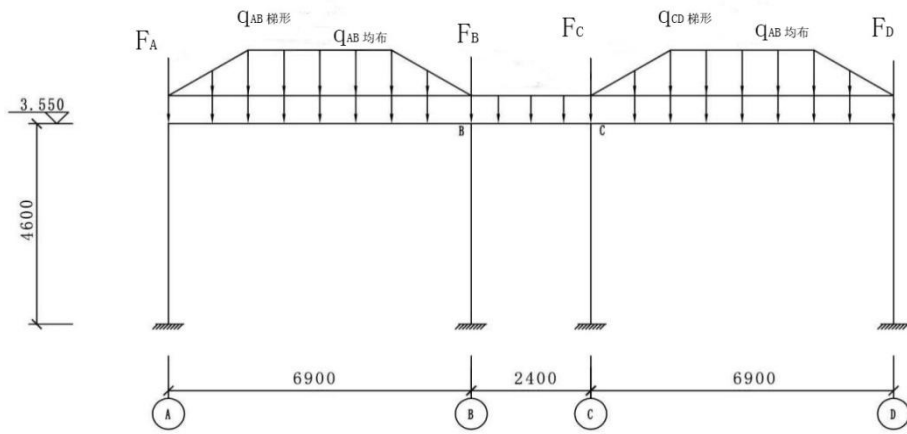


图 5.16 第一层框架计算简图

(1)  $q_{AB} = 2 * 1.95 * 2 = 7.8kN / m$

(2)  $q_{CD} = q_{AB} = 7.8kN / m$

(3)  $F_A$  计算

$F_A$  的计算简图如图 5.17 所示

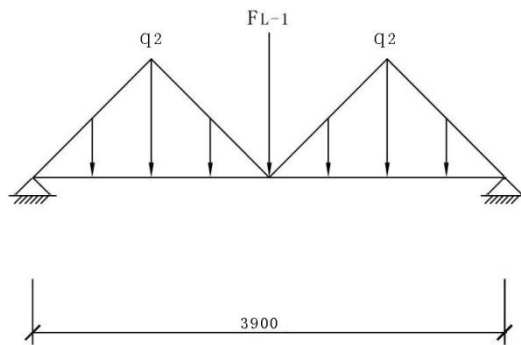


图 5.17  $F_A$  计算简图

$F_{L-1}$  的计算简图如图 5.18 所示

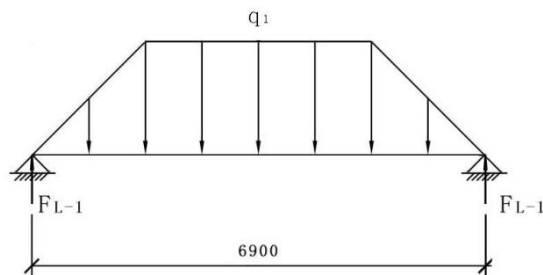


图 5.18  $F_{L-1}$  计算简图

$q_1 = 2.0 * 1.95 * 2 = 7.8kN / m$

$F_{L-1} = q_1 * (3 + 6.9) / 2 = 19.305kN$

$q_2 = 2.0 * 1.95 = 3.9kN / m$

$$F_A = 3.9 * 3.9 * 2 / 2 + F_{L_1} = 34.515 kN$$

(4)  $F_B$  计算。

$F_B$  的计算简图见下图 5.19 所示。

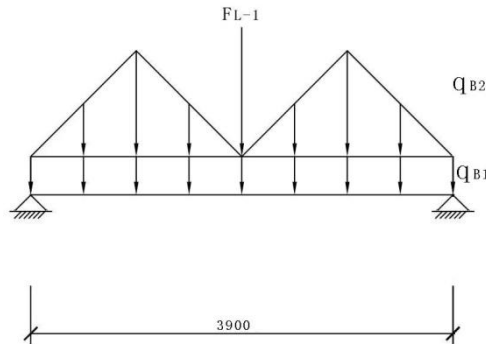


图 5.19  $F_B$  计算的简图

$$q_{B1} = 2.5 * 2.4 / 2 = 3 kN / m$$

$$q_{B2} = 2 * 3.9 / 2 = 3.9 kN / m$$

$$F_B = 3 * 7.8 + 3.9 * 3.9 / 2 * 2 + 19.305 = 57.915 kN$$

(5) 同理求得  $F_C$  和  $F_D$ 。

$$F_C = 57.915 kN$$

$$F_D = 34.515 kN$$

(6) 第一层框架计算简图。

综合上面的计算结果，第一层框架的最终可变荷载计算简图见下图 5.20 所示。

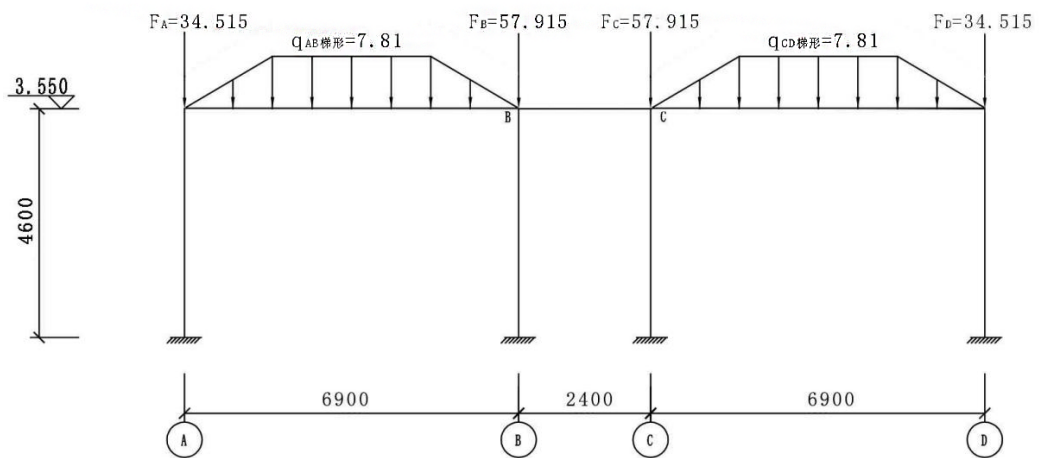


图 5.20 第一层框架最终可变荷载计算简图

## 5.2.2 第二、三层框架计算简图

第二、三层框架最终可变荷载计算简图与第一层框架最终可变荷载计算简图相同如图

5.21 和 5.22 所示。

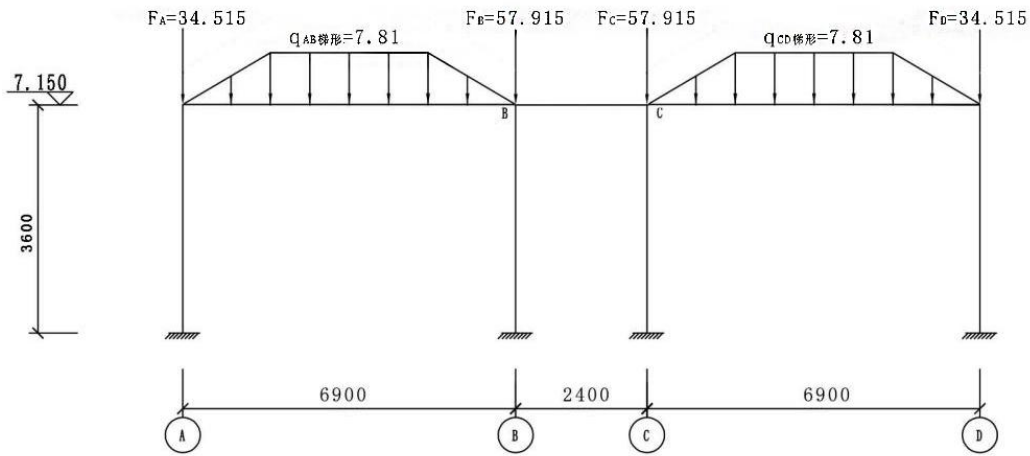


图 5.21 第二层可变荷载最终计算简图

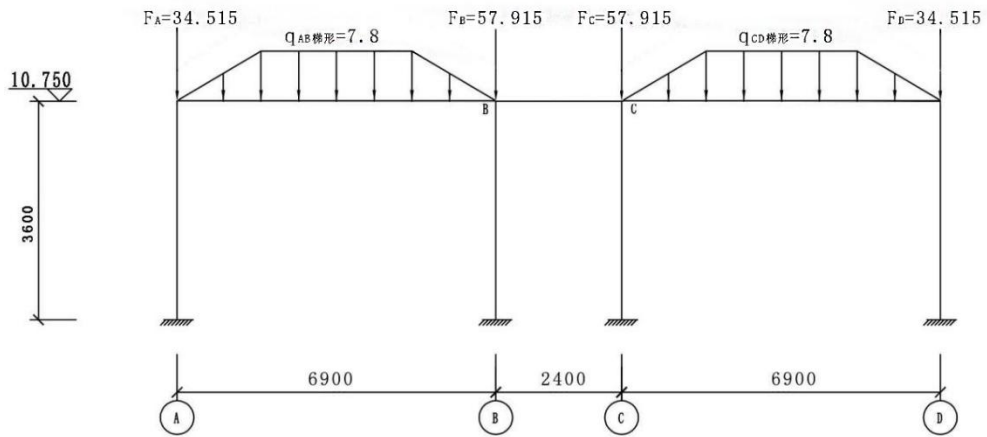


图 5.22 第三层框架可变荷载最终计算简图

### 5.2.3 第四层框架计算简图

第四层框架计算简图如图 5.23 所示。

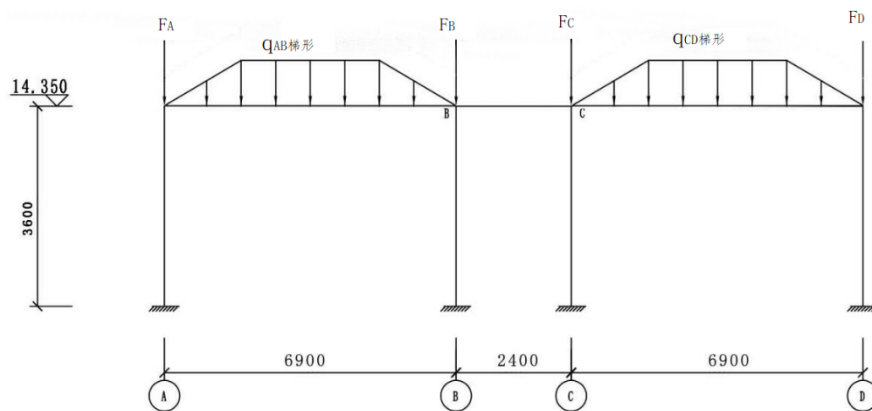


图 5.23 第四层框架计算简图

(1)  $q_{AB} = 0.5 \times 1.95 \times 2 = 1.95 \text{ kN/m}$

(2)  $q_{CD} = q_{AB} = 1.95 \text{ kN/m}$

(3)  $F_A$  计算。

$F_A$  的计算简图如图 5.24 所示。

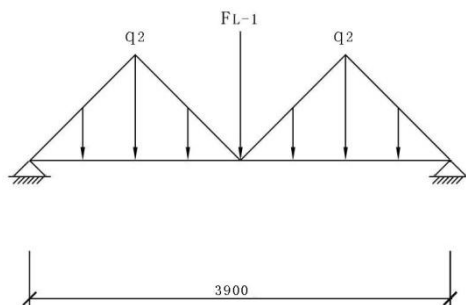


图 5.24  $F_A$  计算简图

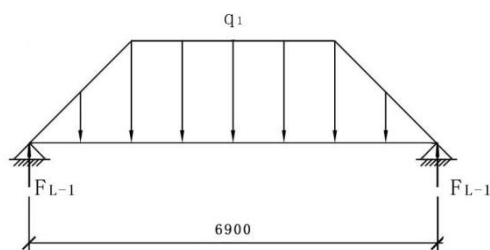


图 5.25  $F_{L-1}$  计算简图

$F_{L-1}$  计算

$$q_1 = 0.5 \times 1.95 \times 2 = 1.95 \text{ kN/m}$$

$$F_{L-1} = q_1 \times (3 + 6.9) / 2 / 2 = 4.826 \text{ kN}$$

$$q_2 = 0.5 \times 1.95 = 0.975 \text{ kN/m}$$

$$F_A = 0.975 \times 3.9 \times 2 / 2 + F_{L-1} = 8.629 \text{ kN}$$

(4)  $F_B$  计算。

$F_B$  的计算简图如图 5.26 所示。

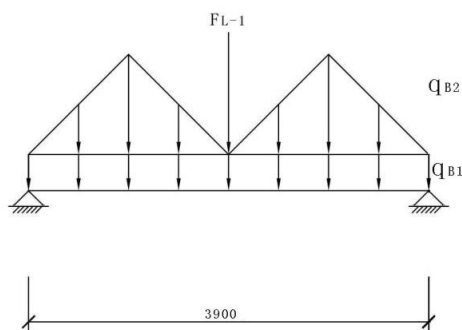


图 5.26  $F_B$  计算简图



$$q_{B1} = 0.5 \times 2.4 / 2 = 0.6 \text{ kN/m}$$

$$q_{B2} = 0.5 \times 3.9 / 2 = 0.975 \text{ kN/m}$$

$$F_B = 0.6 \times 7.8 + 0.975 \times 3.9 / 2 \times 2 + 4.826 = 13.308 \text{ kN}$$

同理求得  $F_C$  和  $F_D$ 。

$$F_C = 13.308 \text{ kN}$$

$$F_D = 8.629 \text{ kN}$$

(6) 第四层框架计算简图。

综合上面的计算结果，第四层框架的可变荷载最终计算简图如图 5.27 所示。

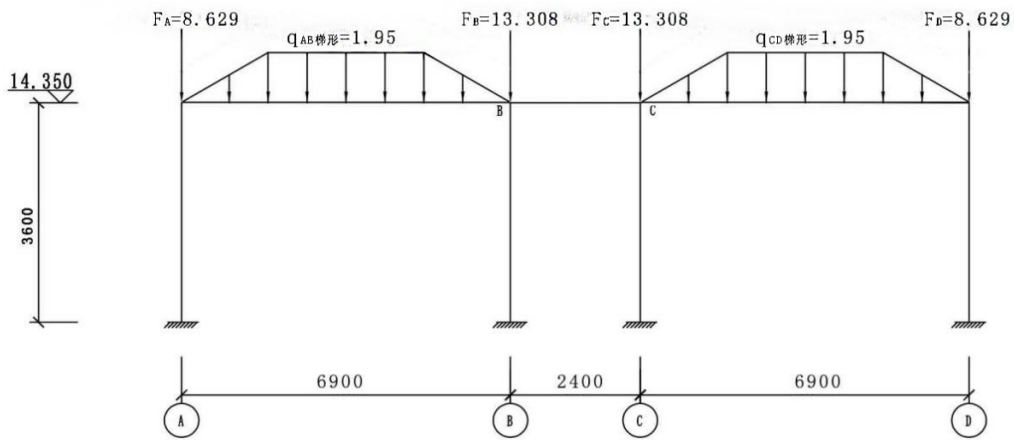


图 5.27 第四层框架可变荷载最终计算简图

## 5.2.4 可变荷载作用下计算简图

可变荷载作用下的计算简图如图 5.28 所示。

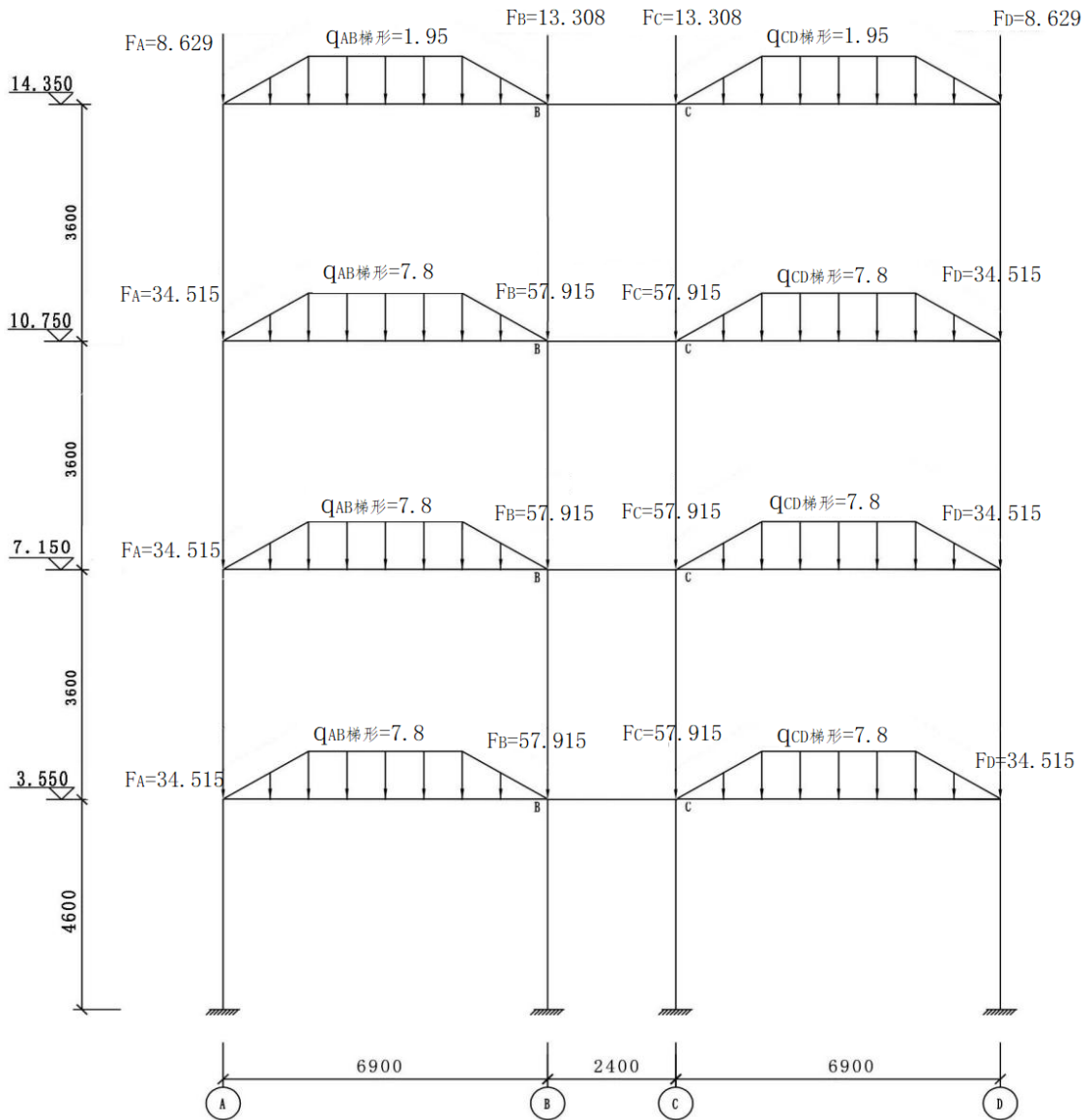


图 5.28 可变荷载作用下横向框架计算简图

### 5.3 重力荷载下的计算简图

#### 5.3.1 第一层框架计算简图

依据图 5.15 和图 5.28, 计算第一层框架重力荷载代表值。

- (1)  $q_{AB均布} = q_{AB均布} = 13.134(KN/m)$
- (2)  $q_{AB梯形} = q_{CD梯形} = 20.28 + 0.5 * 7.81 = 24.185(KN/m)$
- (3)  $q_{BC均布} = 3.295(KN/m)$
- (4)  $F_A = F_D = 184.271 + 34.515 * 0.5 = 201.529(KN)$
- (5)  $F_B = F_C = 234.158 + 57.915 * 0.5 = 263.116(KN)$

## (6) 第一层框架最终计算简图。

根据前面的计算结果，画出第一层框架的最终计算简图如图 5.30 所示。

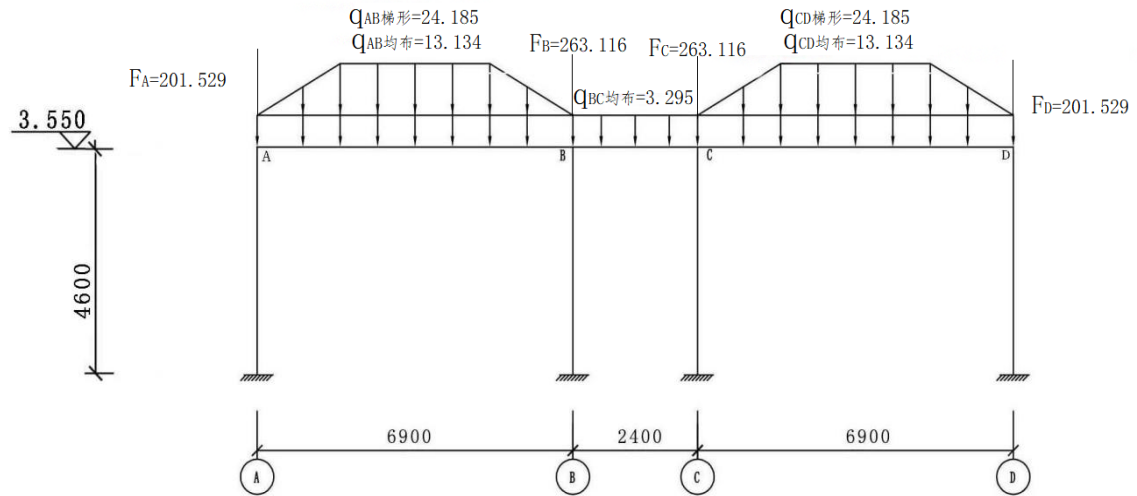
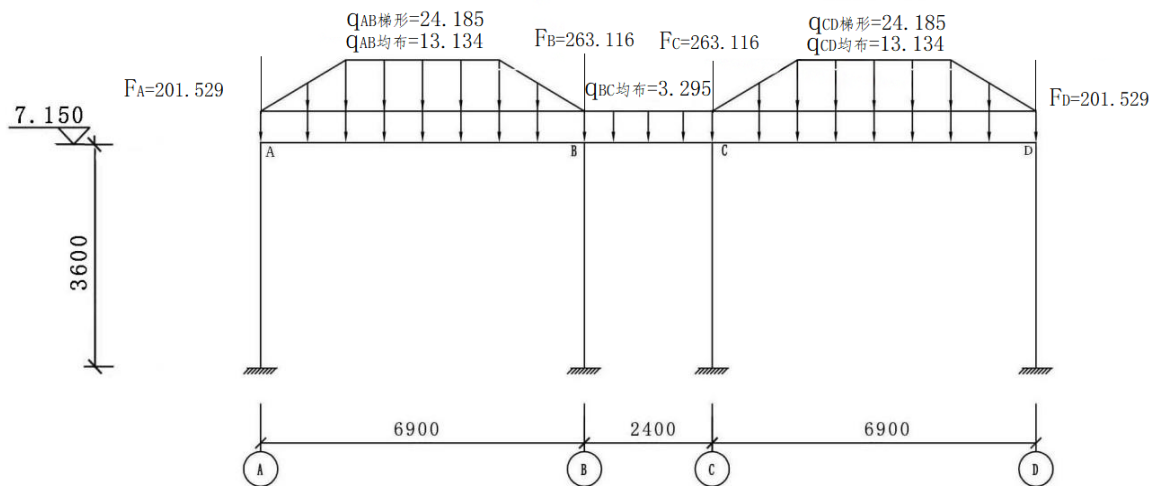


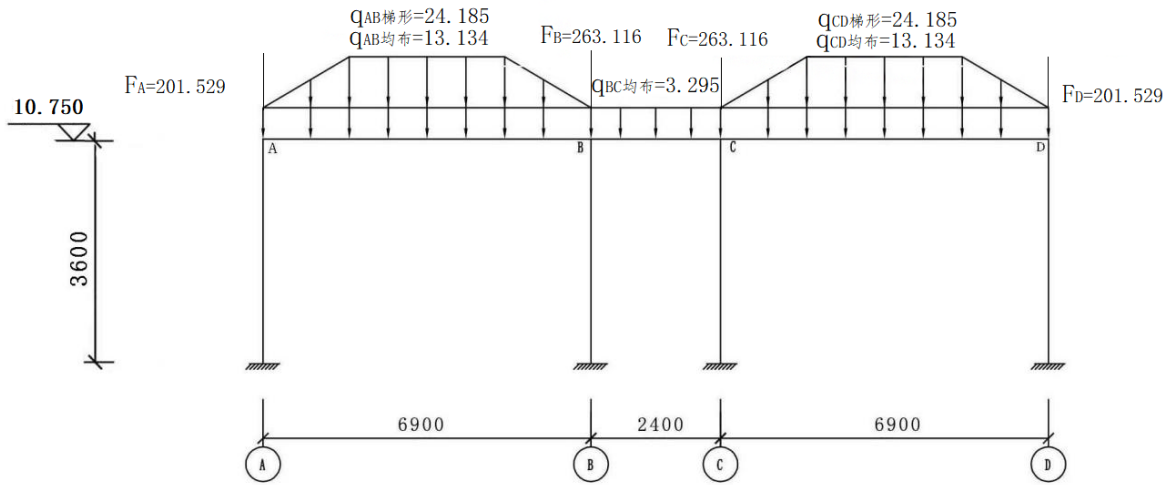
图 5.30 第一层在重力荷载下的计算简图

### 5.3.2 第二、三层框架计算简图

第二、三层框架计算简图与第一层框架计算简图一样，第二、三层框架最终计算简图如图 5.31 所示。



(a) 第二层重力荷载的计算简图



(b) 第三层重力荷载的计算简图

图 5.31 重力荷载的计算简图

### 5.3.3 第四层框架计算简图

第四层可变荷载取基本雪压  $0.35 \text{ KN/m}^2$ ，第四层框架在雪荷载作用下的计算简图如图 5.32 所示。

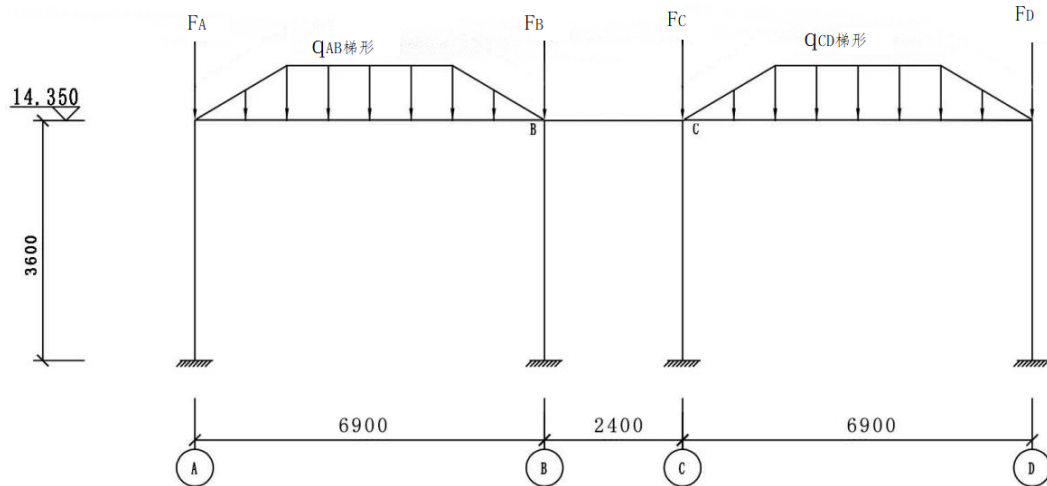


图 5.32 第四层框架在雪荷载作用下的计算简图

(1)  $q_{AD\text{梯形}} = q_{BC\text{梯形}} = 0.35 * 1.95 * 2 = 1.365 (\text{KN/m})$

(2)  $q_1 = 0.35 * 2.4 / 2 = 0.42 (\text{KN/m})$

(3)  $q_2 = 0.35 * 1.95 = 0.683 (\text{KN/m})$

(4)  $F_{L-1}$  计算

$$q_1 = 0.35 * 1.95 * 2 = 1.365 (\text{KN/m})$$

$$F_{L-1} = q_1 * (3 + 6.9) * 2 / 2 = 1.365 * 9.9 / 4 = 3.38 (\text{KN})$$

$$\begin{aligned}
 (5) \quad F_B &= q_1 * 7.8 + q_2 * 3.9 / 2 * 2 + F_{L-1} \\
 &= 0.42 * 7.8 + 0.683 * 3.9 + 3.38 \\
 &= 9.32(KN)
 \end{aligned}$$

(6)  $F_A$  计算

$$q_1 = 0.35 * 2.4 / 2 = 0.42(KN/m)$$

$$F_{L-1} = 3.38(KN)$$

$$F_A = 0.585 * 3.9 / 2 * 2 + F_{L-1} = 2.28 + 3.38 = 5.66(KN)$$

(7)  $F_C = F_B = 9.32(KN)$

$$F_D = F_A = 5.66(KN)$$

(8) 第四层框架在雪荷载作用下的最终计算简图。

综合上面的计算结果，第四层框架在雪荷载作用下的计算简图如图 5.37 所示。

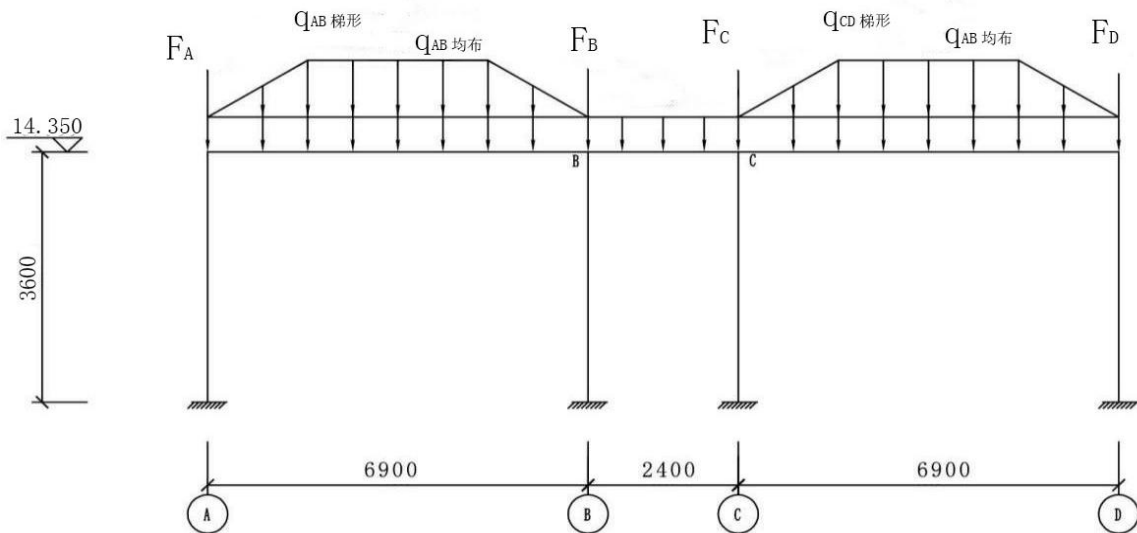


图 5.37 第四层框架在雪荷载作用下的计算简图

根据图 5.15 和图 5.37，计算第四层框架的重力荷载代表值。

$$(1) q_{AB均布} = q_{CD均布} = 4.284(KN/m)$$

$$(2) q_{AB梯形} = q_{CD梯形} = 29.64 + 0.5 * 1.365 = 30.32(KN/m)$$

$$(3) q_{BC均布} = 3.295(KN/m)$$

$$(4) F_A = F_D = 220.049 + 5.66 * 0.5 = 222.88(KN)$$

$$(5) F_B = F_C = 239.617 + 9.32 * 0.5 = 244.28(KN)$$

(6) 第四层框架最终计算简图。

综合上面的结果，第四层框架的计算简图见下图 5.38。

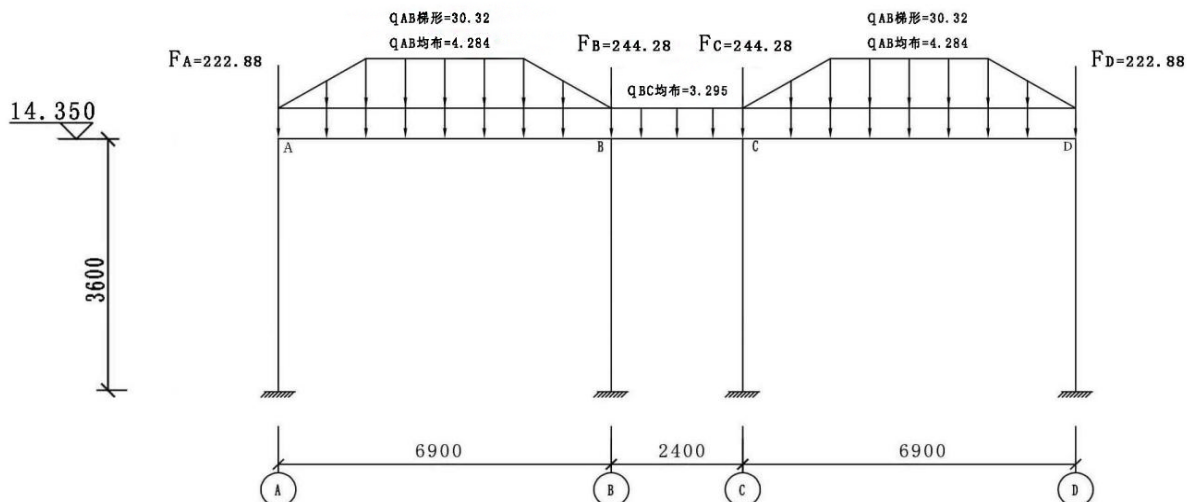


图 5.38 第四层框架在重力荷载下计算简图

### 5.3.4 重力荷载代表值作用下的总计算简图

综合上面各层的计算简图，框架在重力荷载作用下的总计算简图见下图 5.39 所示。

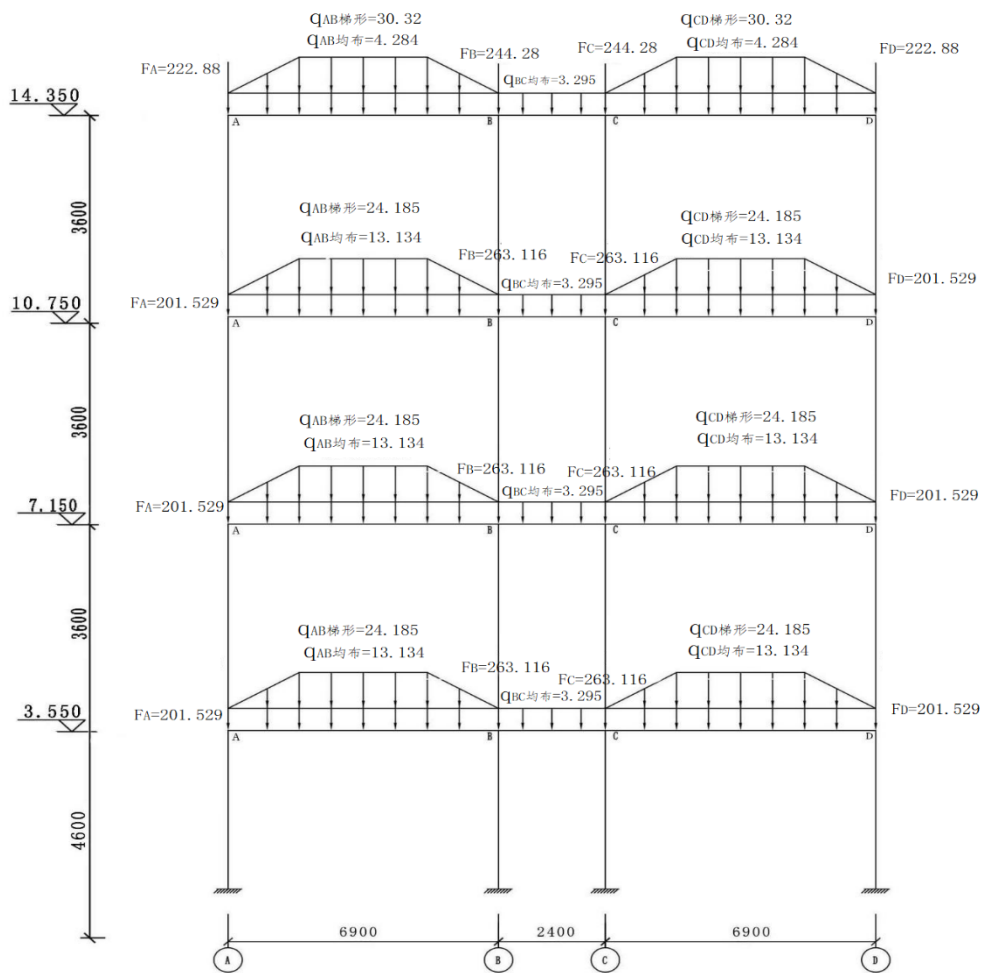


图 5.39 框架在重力荷载下总计算简图

## 5.4 永久荷载内力计算

### 5.4.1 弯矩二次分配法

根据图 5.19 永久荷载作用下横向框架计算简图，用弯矩二次分配法计算永久荷载作用下的弯矩。

#### (1) 截面惯性矩

梁:

$$\text{尺寸 (b*h) } 250 \times 500\text{mm: } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{250 * 500^3}{12} = 2.6 * 10^9 (\text{mm}^4)$$

$$250 \times 650\text{mm: } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{250 \times 650^3}{12} = 5.7 * 10^9 (\text{mm}^4)$$

柱:

$$\text{尺寸 (b*h) } 550 \times 550\text{mm: } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{550 \times 550^3}{12} = 7.6 \times 10^9 (\text{mm}^4)$$

$$600 \times 600\text{mm: } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{600 \times 600^3}{12} = 1.08 \times 10^{10} (\text{mm}^4)$$

#### (2) 框架梁柱线刚度及相对线刚度。

由于现浇楼板对梁的刚度有加强作用，所以对 7 轴线上的框架梁惯性矩乘以 2.0。框架梁柱线刚度及相对线刚度计算过程详见表 5.3。

表 5.3 框架梁和框架柱线刚度及相对线刚度计算

构件	线刚度	相对线刚度
框架梁	$i = \frac{2.0 * EI}{L} = 2.0 * \frac{5.7 * 10^9}{6.9 * 10^3} E = 1.65 * 10^6 E$	0.55
	$i = \frac{2.0 * EI}{L} = 2.0 * \frac{2.6 * 10^9}{2.4 * 10^3} E = 2.17 * 10^6 E$	0.72
框架柱	$i = \frac{EI}{L} = \frac{1.08 * 10^{10}}{3.6 * 10^3} E = 3 * 10^6 E$	1.0
	$i = \frac{EI}{L} = \frac{1.08 * 10^{10}}{4.6 * 10^3} E = 2.35 * 10^6 E$	0.78
	$i = \frac{EI}{L} = \frac{7.6 * 10^9}{3.6 * 10^3} E = 2.11 * 10^6 E$	0.70

$$i = \frac{EI}{L} = \frac{7.6 \times 10^9}{4.6 \times 10^3} E = 1.65 \times 10^6 E \quad 0.55$$

(3)计算弯矩分配系数。

5 节点

$$\mu_{5,10} = \frac{4 \times 0.55}{4 \times 0.55 + 4 \times 0.70} = 0.44$$

$$\mu_{5,4} = \frac{4 \times 0.7}{4 \times 0.55 + 4 \times 0.7} = 0.56$$

其他各个节点采用相同的计算方法，弯矩分配的最终结果见下图 5.40。

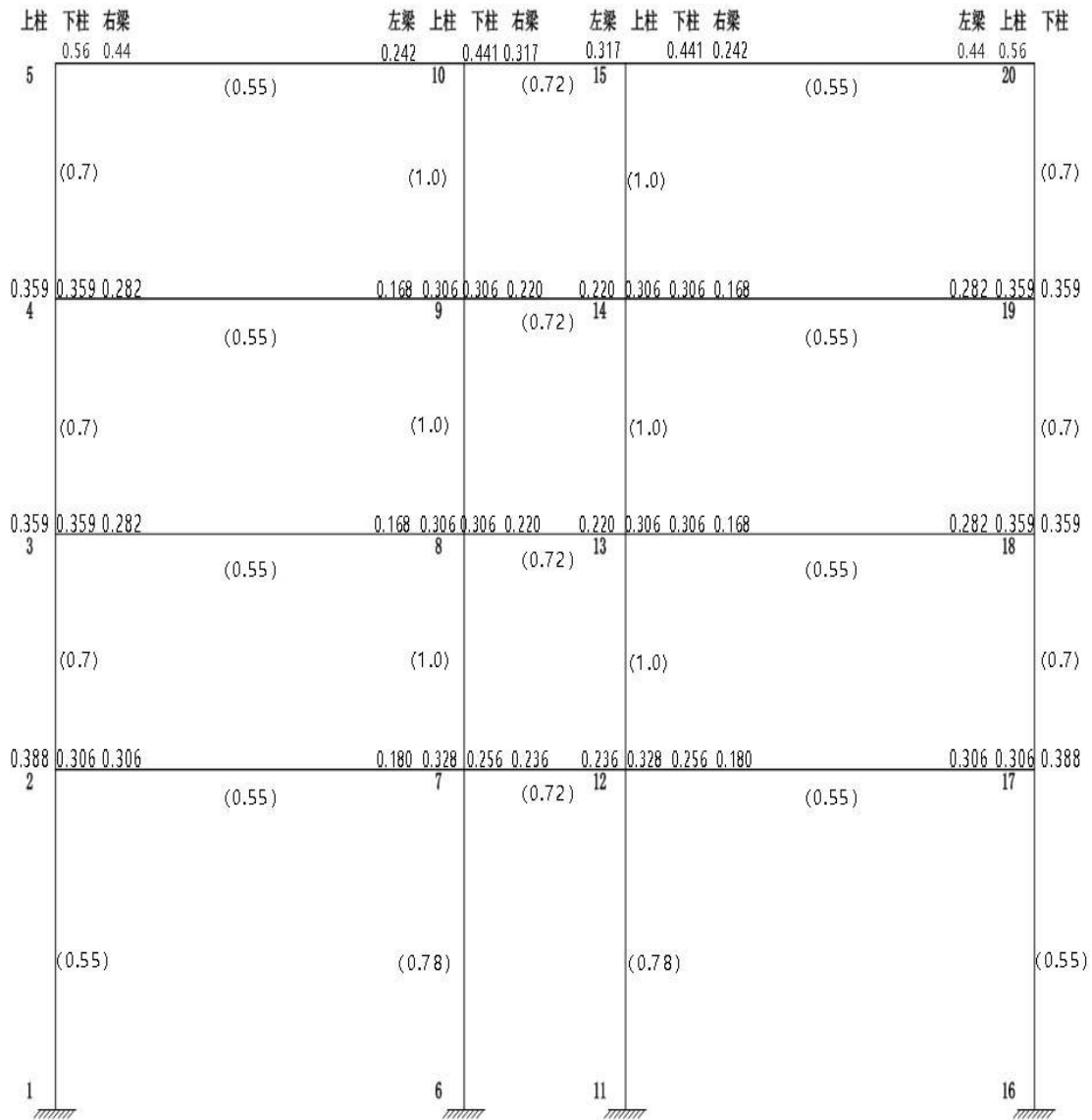


图 5.40 梁柱弯矩分配系数



(4) 计算永久荷载作用下固端弯矩

利用叠加法计算，固端弯矩的计算过程详见表 5.4。

表 5.4 永久荷载作用下固端弯矩计算过程 单位: KN/m

固端弯矩位置		各部分产生固端弯矩			最终固端弯矩
		Q 梯形荷载	力偶矩	Q 均布	
第四层框架梁	M <sub>AB</sub>	-101.739	38.4	-16.997	-80.336
	M <sub>BA</sub>	101.739	-38.4	16.997	80.336
	M <sub>BC</sub>	—	—	-1.582	-1.582
	M <sub>CB</sub>	—	—	1.582	1.582
第三层框架梁	M <sub>AB</sub>	-69.611	32.1	-52.109	-89.62
	M <sub>BA</sub>	69.611	-32.1	52.109	89.62
	M <sub>BC</sub>	—	—	-1.582	-1.582
	M <sub>CB</sub>	—	—	1.582	1.582
第二层框架梁	M <sub>AB</sub>	-69.611	32.1	-52.109	-89.62
	M <sub>BA</sub>	69.611	-32.1	52.109	89.62
	M <sub>BC</sub>	—	—	-1.582	-1.582
	M <sub>CB</sub>	—	—	1.582	1.582
底层框架梁	M <sub>AB</sub>	-69.611	33.6	-52.109	-88.12
	M <sub>BA</sub>	69.611	-33.6	52.109	88.12
	M <sub>BC</sub>	—	—	-1.582	-1.582
	M <sub>CB</sub>	—	—	1.582	1.582

(5) 弯矩二次分配具体过程

分配过程如下图 5.41。

上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱
0.000	0.560	0.440	0.242	0.441	0.317	0.317	0.441	0.242	0.440	0.000	0.560		
		-80.336	80.336	0.000	-1.582	1.582			-80.336	80.336			
0.000	44.988	35.348	-19.058	0.000	-34.731	-24.965	24.965	0.000	34.731	19.058	-35.348	0.000	-44.988
0.000	16.087	-9.529	17.674	0.000	-13.470	12.483	-12.483	0.000	13.470	-17.674	9.529	0.000	-16.087
0.000	-3.672	-2.885	-4.038	0.000	-7.359	-5.290	5.290	0.000	7.359	4.038	2.885	0.000	3.672
0.000	57.403	-57.403	74.913	0.000	-55.559	-19.354	19.354	0.000	55.559	-74.913	57.403	0.000	-57.403

0.359	0.359	0.282	0.168	0.306	0.306	0.220	0.220	0.306	0.306	0.168	0.282	0.359	0.359
		-89.620	89.620		0.000	-1.582	1.582		0.000	-89.620	89.620		
32.174	32.174	25.273	-14.790	-26.940	-26.940	-19.368	19.368	26.940	26.940	14.790	-25.273	-32.174	-32.174
22.494	16.087	-7.395	12.636	-17.365	-13.470	9.684	-9.684	17.365	13.470	-12.636	7.395	-22.494	-16.087
-11.196	-11.196	-8.794	1.430	2.605	2.605	1.873	-1.873	-2.605	-2.605	-1.430	8.794	11.196	11.196
43.472	37.065	-80.537	88.896	-41.699	-37.804	-9.393	9.393	41.699	37.804	-88.896	80.537	-43.472	-37.065
0.359	0.359	0.282	0.168	0.306	0.306	0.220	0.220	0.306	0.306	0.168	0.282	0.359	0.359
		-89.620	89.620		0.000	-1.582	1.582		0.000	-89.620	89.620		
32.174	32.174	25.273	-14.790	-26.940	-26.940	-19.368	19.368	26.940	26.940	14.790	-25.273	-32.174	-32.174
16.087	17.095	-7.395	12.636	-13.470	-14.438	9.684	-9.684	13.470	14.192	-12.636	7.395	-16.087	-17.386
-9.257	-9.257	-7.272	0.939	1.710	1.710	1.229	-1.175	-1.634	-1.634	-0.897	7.354	9.362	9.362
39.003	40.011	-79.014	88.405	-38.700	-39.668	-10.037	10.091	38.775	39.497	-88.363	79.096	-38.898	-40.198
0.388	0.306	0.306	0.180	0.328	0.256	0.236	0.236	0.328	0.256	0.180	0.306	0.388	0.306
		-88.120	89.620		0.000	-1.582	1.582		0.000	-88.120	89.620		
34.191	26.965	26.965	-15.847	-28.876	-22.538	-20.777	20.423	28.384	22.154	15.577	-27.424	-34.773	-27.424
16.087		-7.923	13.482	-13.470		10.211	-10.388	13.470		-13.712	7.788	-16.087	
-3.167	-2.498	-2.498	-1.840	-3.353	-2.617	-2.413	2.509	3.487	2.721	1.913	2.539	3.220	2.539
47.110	24.467	-71.577	85.415	-45.700	-25.155	-14.560	14.125	45.341	24.875	-84.342	72.524	-47.640	-24.884

13.482                                    -11.269                                    11.077                                    -13.712

图 5.41 永久荷载作用下弯矩二次分配法

### 5.4.2 绘制内力图

通过上述计算结果画出永久荷载作用下的弯矩图、剪力图和轴力图如图 5.42、5.43 和

图 5.44 所示。

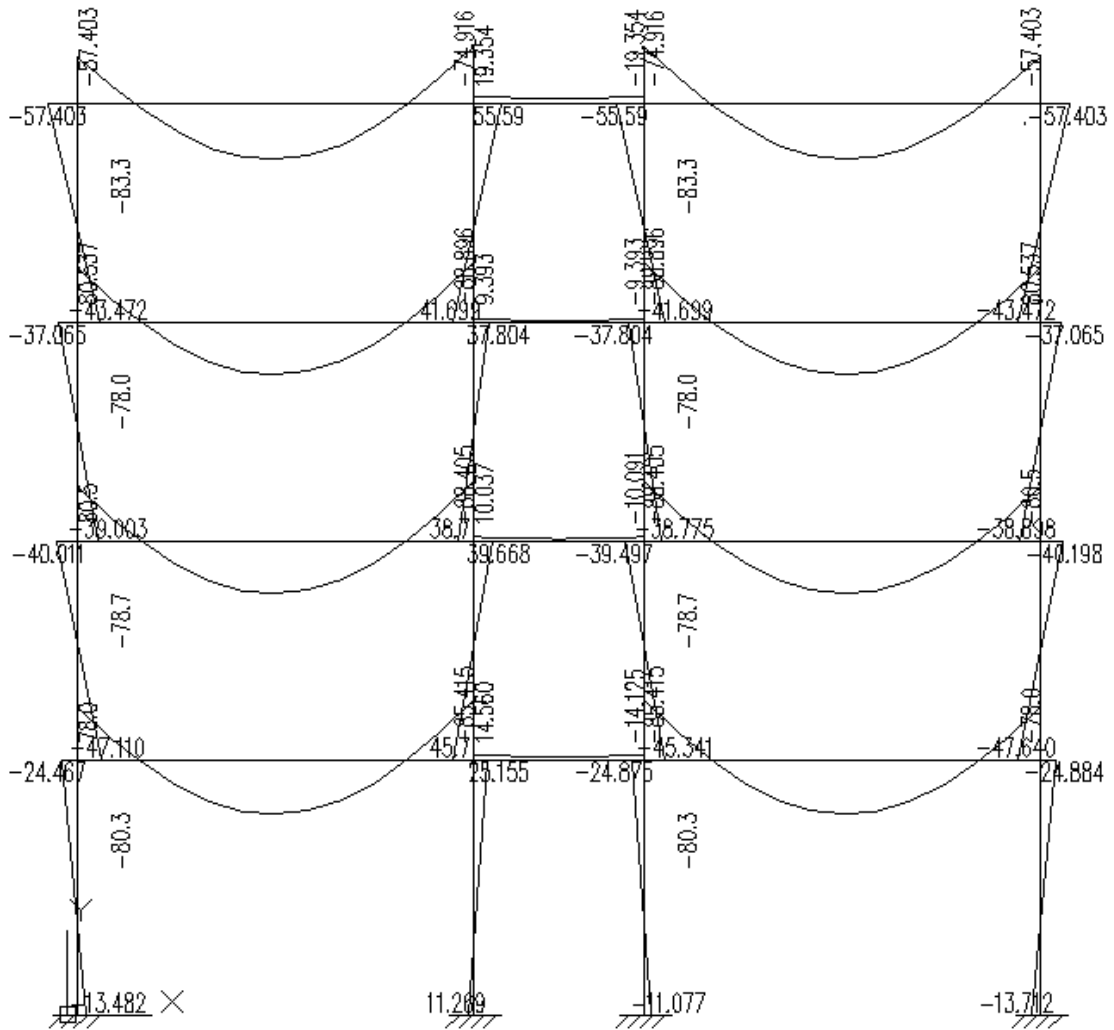


图 5.42 横向框架在永久荷载作用下的弯矩图

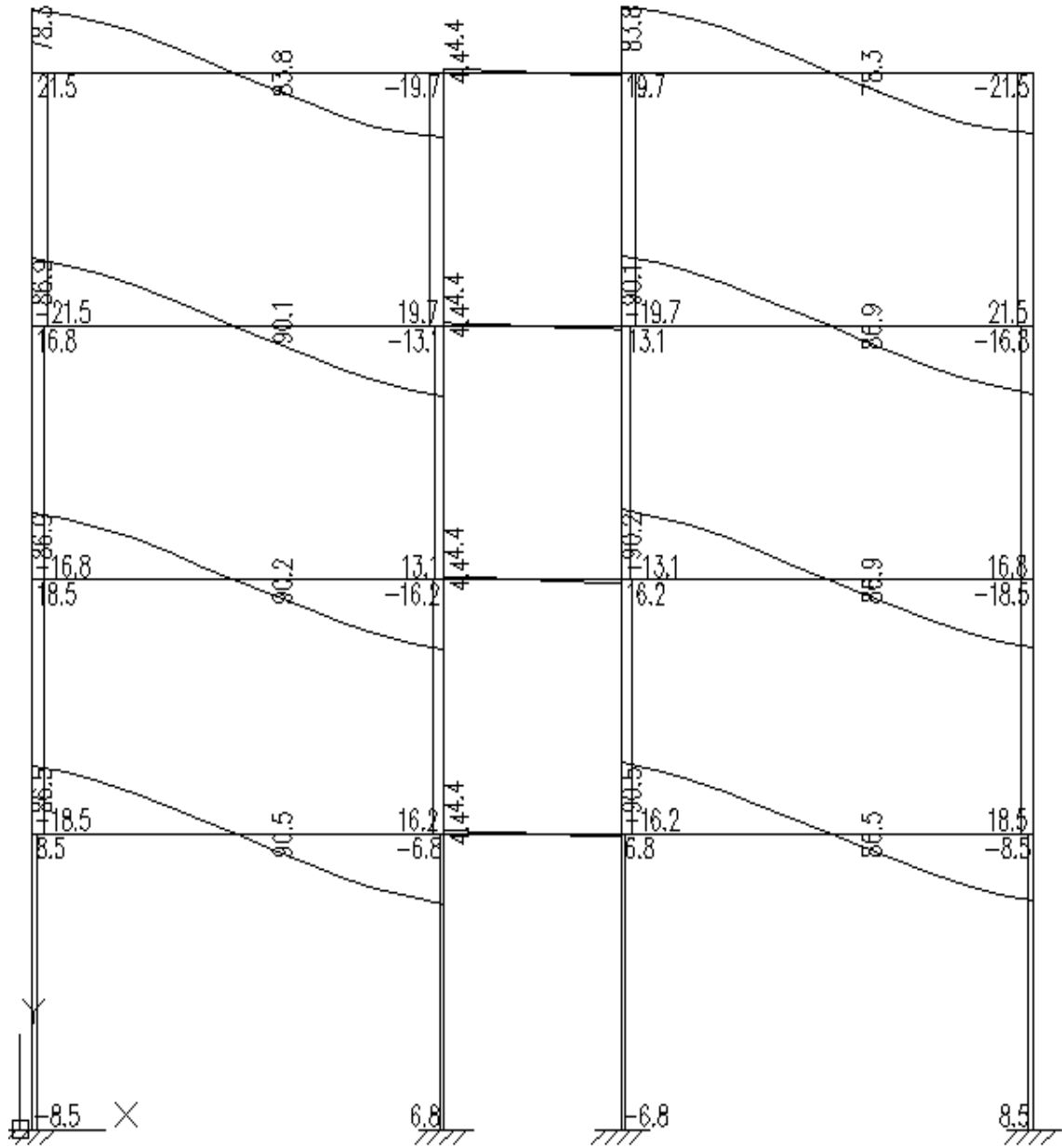


图 5.43 横向框架在永久荷载作用下的剪力图

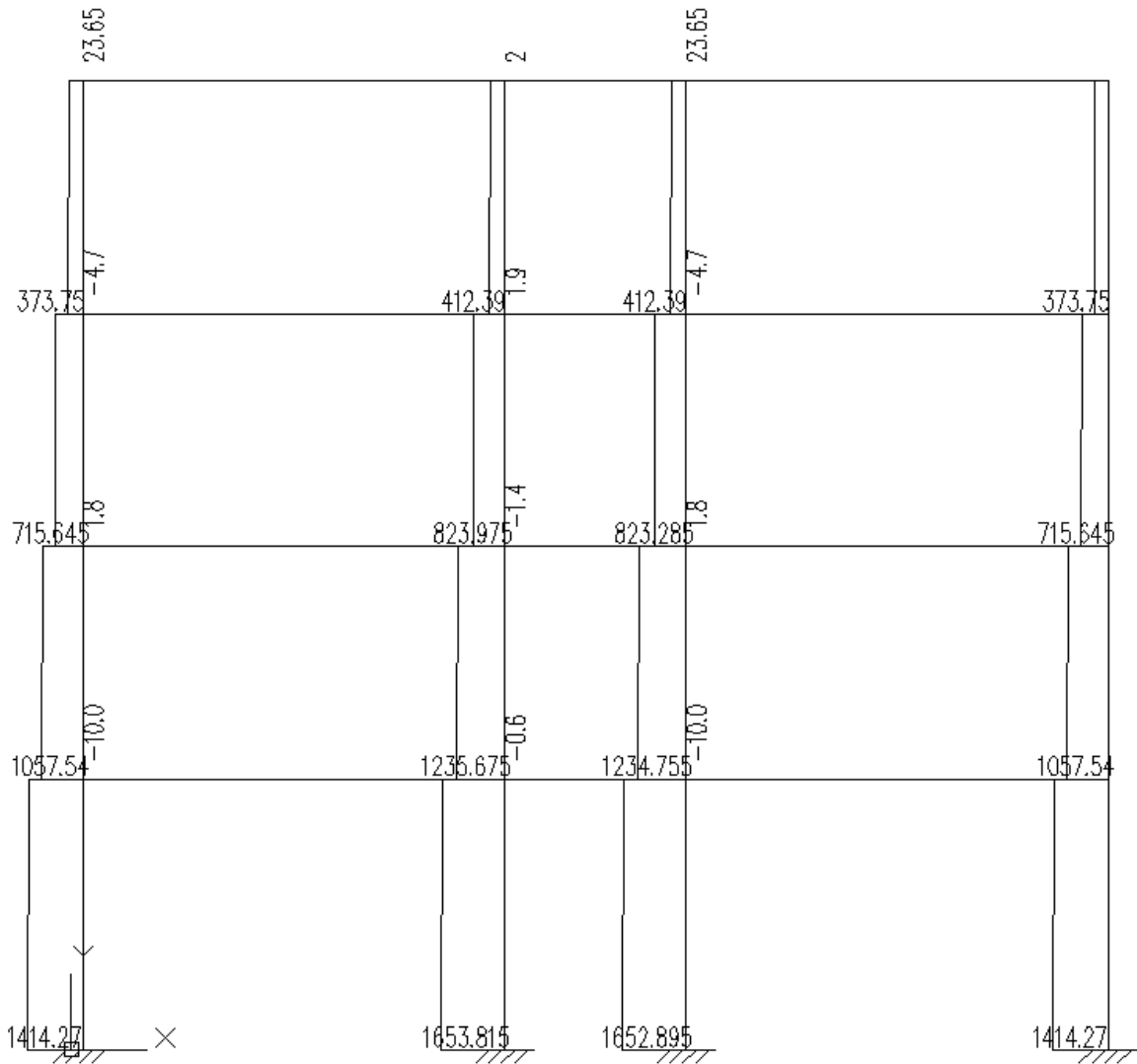


图 5.44 横向框架在永久荷载作用下的轴力图

## 5.5 可变荷载的内力计算

### 5.5.1 弯矩二次分配法计算弯矩

(1) 计算固端弯矩

固端弯矩的计算过程详见表 5.5。

表 5.5 可变荷载作用下固端弯矩计算过程

单位: KN/m

固端弯矩位置	各部分产生固端弯矩			最终固端弯矩
	Q 梯形荷载	Q 三角荷载	Q 均布	
M <sub>AB</sub>	-6.677	—	—	-26.707
第四层框架梁 M <sub>BA</sub>	6.677	—	—	26.707
M <sub>BC</sub>	—	—	—	0

	$M_{CB}$	—	—	—	0
第三层框架梁	$M_{AB}$	-26.707	—	—	-26.707
	$M_{BA}$	26.707	—	—	26.707
	$M_{BC}$	—	—	—	0
	$M_{CB}$	—	—	—	0
第二层框架梁	$M_{AB}$	-26.707	—	—	-26.707
	$M_{BA}$	26.707	—	—	26.707
	$M_{BC}$	—	—	—	0
	$M_{CB}$	—	—	—	0
底层框架梁	$M_{AB}$	-26.707	—	—	-26.707
	$M_{BA}$	26.707	—	—	26.707
	$M_{BC}$	—	—	—	0
	$M_{CB}$	—	—	—	0

(2)弯矩二次分配具体过程

分配过程如图 5.45

上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱
0.000	0.560	0.440	0.242		0.441	0.317	0.317		0.441	0.242	0.440	0.000	0.560
		-6.677	6.677		0.000	0.000	0.000		-6.677	6.677			
0.000	3.739	2.938	-1.616	0.000	-2.945	2.117	2.117	0.000	2.945	1.616	-2.938	0.000	-3.739
0.000	4.794	-0.808	1.469	0.000	-4.086	1.058	-1.058	0.000	4.086	-1.469	0.808	0.000	-4.794
0.000	-2.232	-1.754	0.377	0.000	0.687	0.494	-0.494	0.000	-0.687	-0.377	1.754	0.000	2.232
0.000	6.301	-6.301	6.907	0.000	-6.343	-0.564	0.564	0.000	6.343	-6.907	6.301	0.000	-6.301
0.359	0.359	0.282	0.168	0.306	0.306	0.220	0.220	0.306	0.306	0.168	0.282	0.359	0.359
		-26.707	26.707		0.000	0.000	0.000		0.000	-26.707	26.707		
9.588	9.588	7.531	-4.487	-8.172	-8.172	5.876	5.876	8.172	8.172	4.487	-7.531	-9.588	-9.588
1.870	4.794	-2.243	3.766	-1.472	-4.086	2.938	-2.938	1.472	4.086	-3.766	2.243	-1.870	-4.794
-1.587	-1.587	-1.246	-0.192	-0.350	-0.350	-0.252	0.252	0.350	0.350	0.192	1.246	1.587	1.587
9.871	12.795	-22.665	25.794	-9.995	-12.609	-3.190	3.190	9.995	12.609	-25.794	22.665	-9.871	-12.795



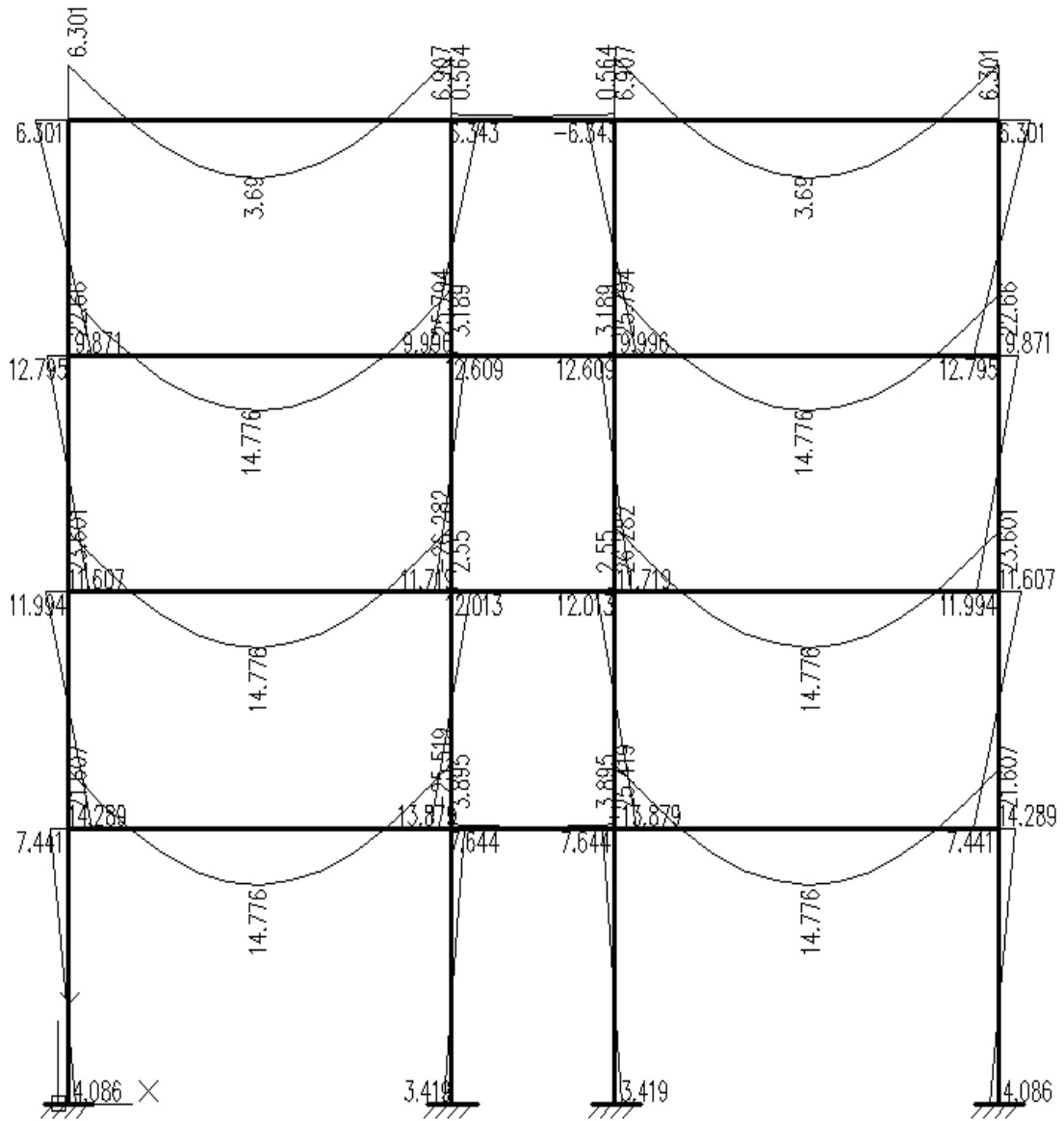


图 5.46 横向框架在可变荷载作用下的弯矩图



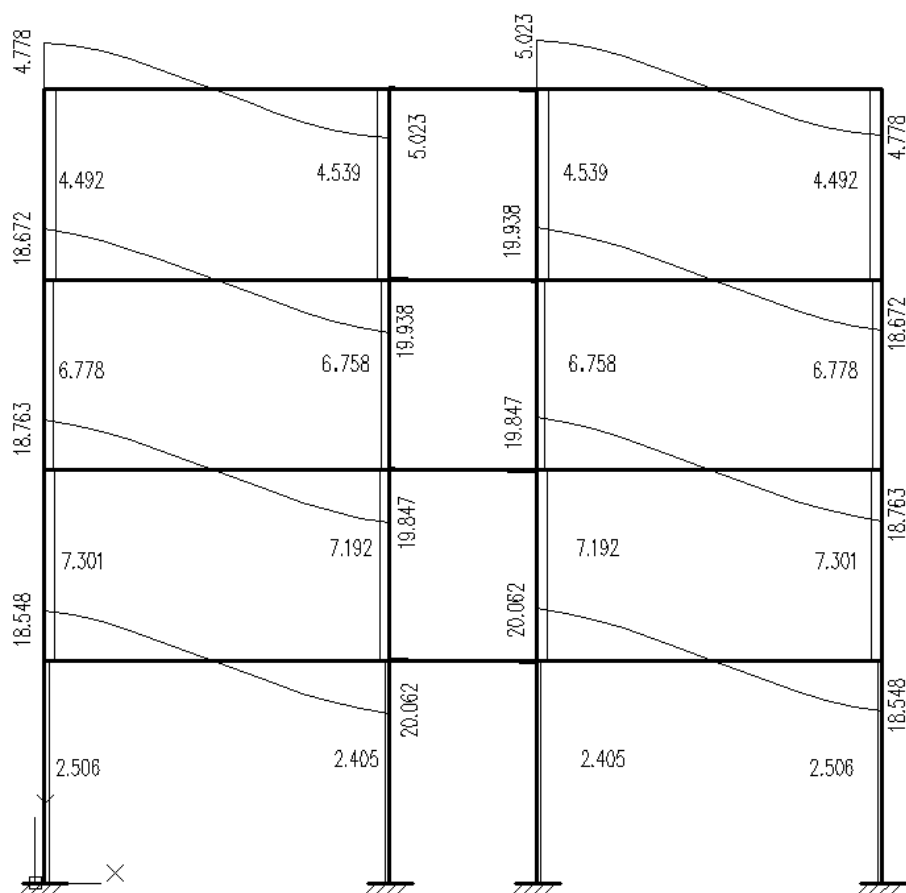


图 5.47 横向框架在可变荷载作用下的剪力图

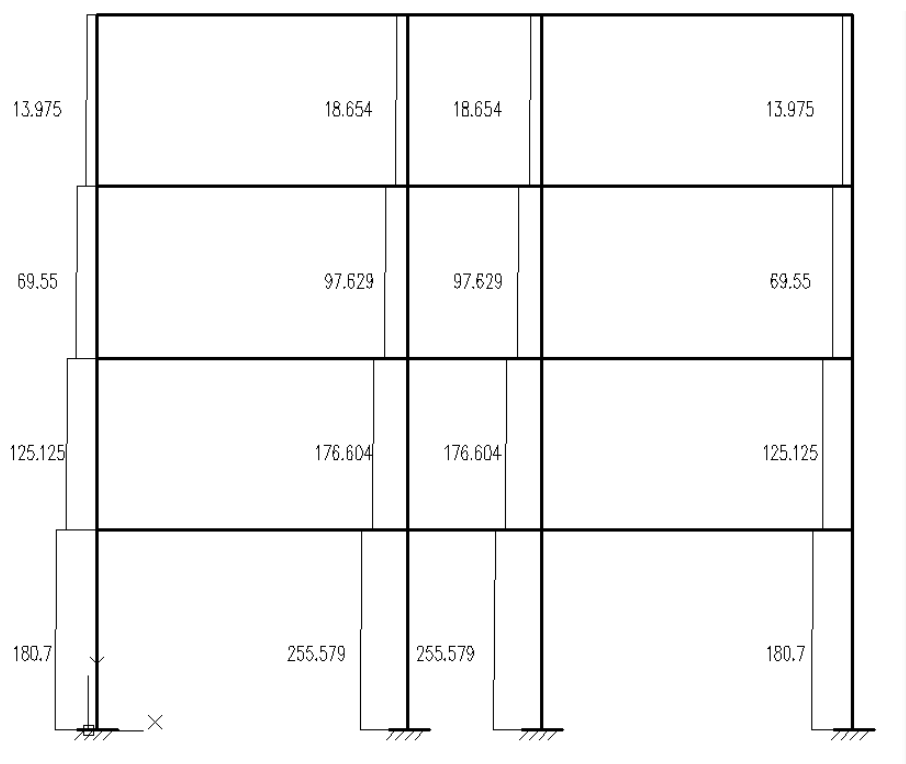


图 5.48 横向框架在可变荷载作用下的轴力图

## 5.6 重力荷载的内力计算

### 5.6.1 弯矩二次分配法计算弯矩

#### (1) 固端弯矩

固端弯矩的计算过程详见表 5.6。

表 5.6 重力荷载作用下固端弯矩计算过程 单位: KN/m

固端弯矩位置		各部分产生固端弯矩			最终固端弯矩
		Q 梯形荷载	Q 三角荷载	Q 均布	
第四层框	M <sub>AB</sub>	-103.75	—	-2.06	-105.81
	M <sub>BA</sub>	103.75	—	2.06	105.81
	架梁	M <sub>BC</sub>	—	—	-1.58
	M <sub>CB</sub>	—	—	1.58	1.58
第三层框	M <sub>AB</sub>	-82.76	—	-52.11	-134.87
	M <sub>BA</sub>	82.76	—	52.11	134.87
	架梁	M <sub>BC</sub>	—	—	-1.58
	M <sub>CB</sub>	—	—	1.58	1.58
第二层框	M <sub>AB</sub>	-82.76	—	-52.11	-134.87
	M <sub>BA</sub>	82.76	—	52.11	134.87
	架梁	M <sub>BC</sub>	—	—	-1.58
	M <sub>CB</sub>	—	—	1.58	1.58
底层框架	M <sub>AB</sub>	-82.76	—	-52.11	-134.87
	M <sub>BA</sub>	82.76	—	52.11	134.87
	梁	M <sub>BC</sub>	—	—	-1.58
	M <sub>CB</sub>	—	—	1.58	1.58

#### (2) 弯矩二次分配具体过程

分配过程如图 5.49 所示。

上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱
0.000	0.560	0.440	0.242	0.441	0.317	0.317	0.441	0.242	0.440	0.000	0.560		
		-105.810	105.810	0.000	-1.580	1.580			-105.810	105.810			
0.000	59.254	46.556	-25.224	0.000	-45.965	-33.041	33.041	0.000	45.965	25.224	-46.556	0.000	-59.254
0.000	24.209	-12.612	23.278	0.000	-20.393	16.520	-16.520	0.000	20.393	-23.278	12.612	0.000	-24.209
0.000	-6.495	-5.103	-4.696	0.000	-8.558	-6.151	6.151	0.000	8.558	4.696	5.103	0.000	6.495
0.000	76.968	-76.968	99.168	0.000	-74.917	-24.252	24.252	0.000	74.917	-99.168	76.968	0.000	-76.968

0.359	0.359	0.282	0.168	0.306	0.306	0.220	0.220	0.306	0.306	0.168	0.282	0.359	0.359
	-134.870		134.870		0.000	-1.580	1.580		0.000	-134.870		134.870	
48.418	48.418	38.033	-22.393	-40.787	-40.787	-29.324	29.324	40.787	40.787	22.393	-38.033	-48.418	-48.418
29.627	24.209	-11.196	19.017	-22.983	-20.393	14.662	-14.662	22.983	20.393	-19.017	11.196	-29.627	-24.209
-15.308	-15.308	-12.024	1.629	2.967	2.967	2.133	-2.133	-2.967	-2.967	-1.629	12.024	15.308	15.308
62.738	57.320	-120.057	133.123	-60.802	-58.213	-14.108	14.108	60.802	58.213	-133.123	120.057	-62.738	-57.320
0.359	0.359	0.282	0.168	0.306	0.306	0.220	0.220	0.306	0.306	0.168	0.282	0.359	0.359
	-134.870		134.870		0.000	-1.580	1.580		0.000	-134.870		134.870	
48.418	48.418	38.033	-22.393	-40.787	-40.787	-29.324	29.324	40.787	40.787	22.393	-38.033	-48.418	-48.418
24.209	26.165	-11.196	19.017	-20.393	-21.860	14.662	-14.662	20.393	21.860	-19.017	11.196	-24.209	-26.165
-14.065	-14.065	-11.048	1.440	2.624	2.624	1.886	-1.886	-2.624	-2.624	-1.440	11.048	14.065	14.065
58.563	60.518	-119.081	132.934	-58.556	-60.023	-14.356	14.356	58.556	60.023	-132.934	119.081	-58.563	-60.518
0.388	0.306	0.306	0.180	0.328	0.256	0.236	0.236	0.328	0.256	0.180	0.306	0.388	0.306
	-134.870		134.870		0.000	-1.580	1.580		0.000	-134.870		134.870	
52.330	41.270	41.270	-23.992	-43.719	-34.122	-31.456	31.456	43.719	34.122	23.992	-41.270	-52.330	-41.270
24.209		-11.996	20.635	-20.393		15.728	-15.728	20.393		-20.635	11.996	-24.209	
-4.739	-3.737	-3.737	-2.875	-5.238	-4.088	-3.769	3.769	5.238	4.088	2.875	3.737	4.739	3.737
71.800	37.533	-109.333	128.638	-69.351	-38.211	-21.077	21.077	69.351	38.211	-128.638	109.333	-71.800	-37.533
	20.635				-17.061				17.061				-20.635

图 5.49 重力荷载作用下弯矩二次分配法计算框架梁柱弯矩

### 5.6.2 绘制内力图

通过上述计算结果画出重力荷载作用下的框架梁柱弯矩图、剪力图和轴力图分别如图 5.50、5.51 和图 5.52 所示。

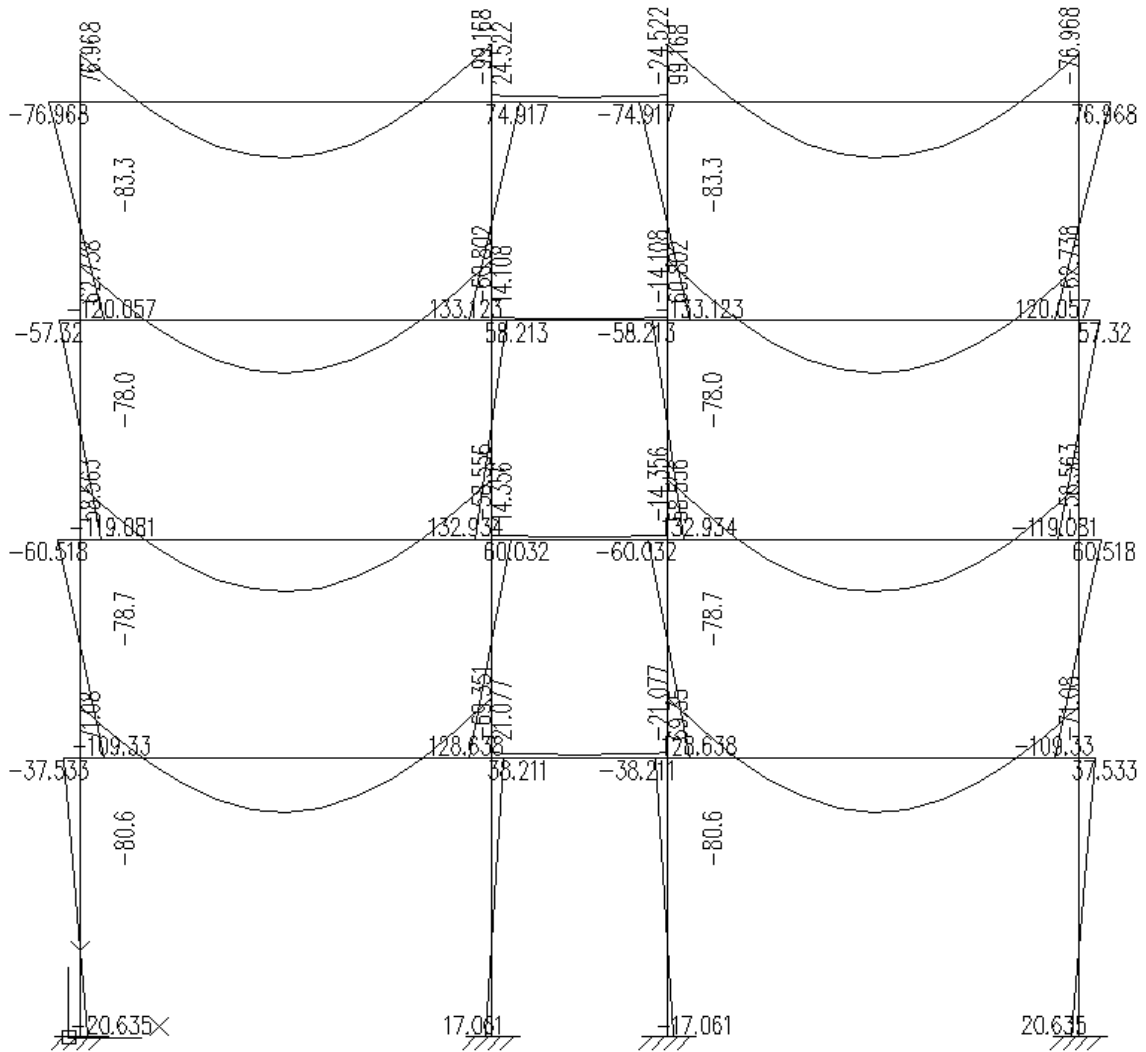


图 5.50 横向框架在重力荷载作用下的弯矩图

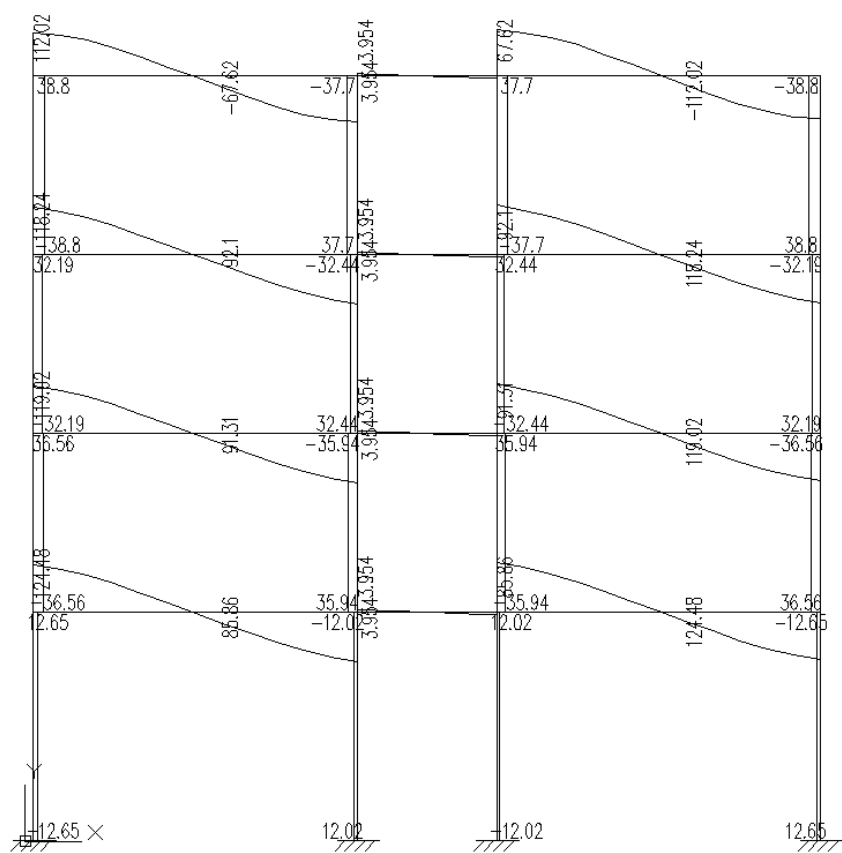


图 5.51 横向框架在重力荷载作用下的剪力图

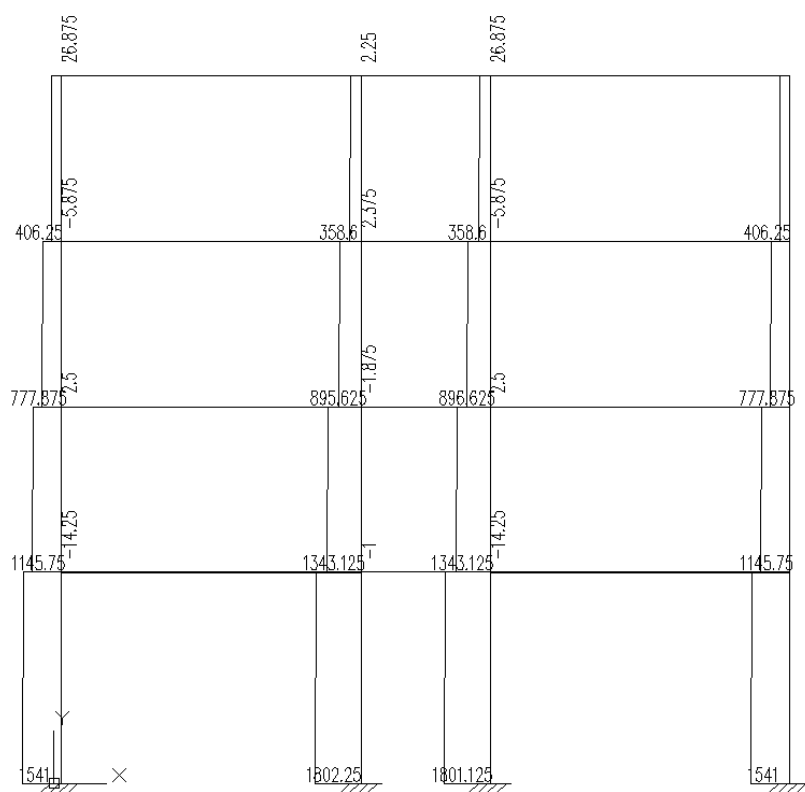


图 5.52 横向框架在重力荷载作用下的轴力图

## 6 风荷载作用下的内力和位移计算

已知基本风压： $0.35 \text{ KN/m}^2$ ，地面粗糙度：B类，结构总高度： $15.4 \text{ m}$ 。

### 6.1 风荷载计算简图

#### 6.1.1 风荷载标准值

按式（6-1）计算，即

$$W_k = \beta_z \mu_s \mu_z W_0 \quad (6-1)$$

式中： $\mu_s$ 为风荷载体形系数，见图6.1，迎风面取0.8，背风面取0.5，所以 $\mu_s = 1.3$ 。 $\beta_z$ 为风振系数，按构造设计结构能有足够的刚度，因而不考虑风振影响。

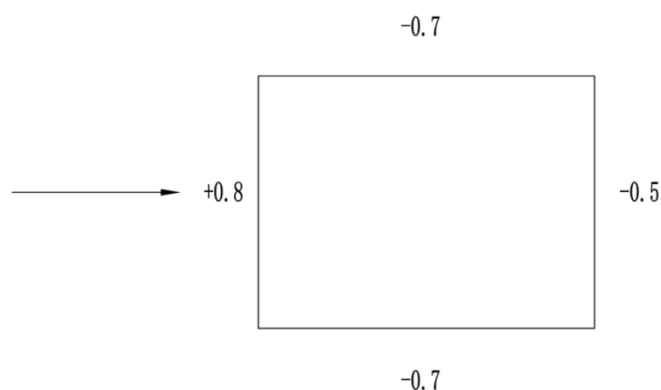


图 6.1 风荷载体形系数

#### 6.1.2 集中风荷载标准值

(1) 框架风荷载负荷宽度

7 轴线框架的负荷宽度为  $B = (7.8 + 7.8) / 2 = 7.8 \text{ m}$ 。

(2) 风振系数  $\beta_z$

规范规定：对于高度大于 30m 且高宽比大于 1.5 的房屋，以及基本自振周期  $T_1$  大于 0.25s 的各种高耸结构，应考虑风振脉动对结构产生顺风向风振的影响。

由  $\sigma_0 T_1^2 = 0.35 * 0.32^2 = 0.04 \text{ KNS}^2 / \text{m}^2$ ，查表可知，脉动增大系数  $\xi = 1.17$ ，由  $H/B \leq 0.5, H < 30 \text{ m}$ ，可知脉动影响系数  $\nu = 0.46$ 。风振系数  $\beta_z$  计算过程详见表 6.1（由此计算结果会偏大）。

表 6.1 风振系数  $\beta_z$  计算表

层号	离地高度 (m)	相对高度 z/h	$\xi$	$\nu$	$\varphi_z$	$\mu_z$	$\beta_z = 1 + \frac{\xi \nu \varphi_z}{\mu_z}$
1	4.05	0.2	1.17	0.46	0.08	1	1.04
2	7.65	0.5	1.17	0.46	0.38	1	1.2
3	11.25	0.7	1.17	0.46	0.67	1.04	1.35
4	14.85	0.9	1.17	0.46	0.86	1.14	1.41

(3) 集中风荷载标准值计算见表 6.2

表 6.2 集中风荷载标准值

层号	离地高度 (m)	$\mu_z$	$\beta_z$	$\mu_s$	$\omega_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$h_{下}$ (m)	$h_{上}$ (m)	B (m)	$F_i = \beta_z \mu_s \omega_0 B (h_{下} + h_{上}) / 2$ (一般层)
									$F_i = \beta_z \mu_s \omega_0 B (h_{下} / 2 + h_{上})$ (顶层)
									(kN)
1	4.05	1	1	1.3	0.35	4.05	3.6	7.8	13.57
2	7.65	1	1.2	1.3	0.35	3.6	3.6	7.8	15.33
3	11.25	1.04	1.35	1.3	0.35	3.6	3.6	7.8	17.94
4	14.85	1.14	1.41	1.3	0.35	3.6	1.95	7.8	21.29

(4) 风荷载作用下的计算简图

根据表 6.2 画出 7 轴线横向框架在风荷载作用下的计算简图见下图 6.2。

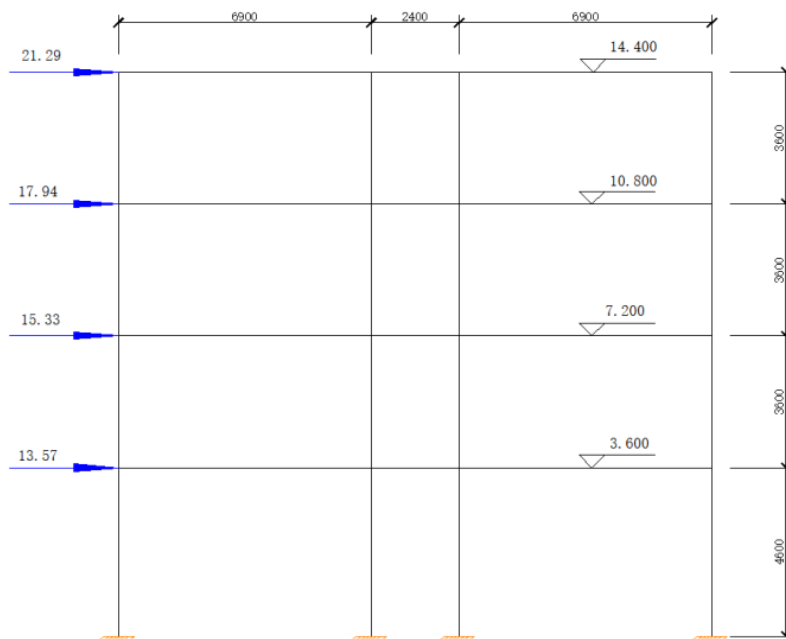


图 6.2 风荷载作用下的计算简图

## 6.2 风荷载作用的位移计算

### 6.2.1 框架梁柱线刚度

框架梁的线刚度计算见表 6.3，框架柱的线刚度计算见表 6.4。

表 6.3 框架梁线刚度计算

截面 $b \times h$ (m <sup>2</sup> )	混凝土强度等级	弹性模量 $E_C$ (kN/m <sup>2</sup> )	跨度 $L$ (m)	惯性矩 $I_0$ (m <sup>4</sup> )	$I_b = I_0 \times 2.0$ (m <sup>4</sup> )	$K_{bi} = E_c I_b / L$ (kN·m)
0.5×0.65	C30	$3 \times 10^7$	6.9	0.0057	0.0114	$5 \times 10^4$
0.25×0.5	C30	$3 \times 10^7$	2.4	0.0026	0.0052	$6.5 \times 10^4$

表 6.4 框架柱线刚度计算

框架柱位置	截面 $b \times h$ (m <sup>2</sup> )	混凝土强度等级	弹性模量 $E_C$ (kN/m <sup>2</sup> )	跨度 $L$ (m)	惯性矩 $I_0$ (m <sup>4</sup> )	$K_{bi} = E_c I_b / L$ (kN·m)
顶层柱	0.6×0.6	C30	$3 \times 10^7$	3.6	0.0108	$9 \times 10^4$
	0.55×0.55	C30	$3 \times 10^7$	3.6	0.0076	$6.3 \times 10^4$
二三层柱	0.6×0.6	C30	$3 \times 10^7$	3.6	0.0108	$9 \times 10^4$
	0.55×0.55	C30	$3 \times 10^7$	3.6	0.0076	$6.3 \times 10^4$
底层柱	0.6×0.6	C30	$3 \times 10^7$	4.6	0.0108	$7.04 \times 10^4$
	0.55×0.55	C30	$3 \times 10^7$	4.6	0.0076	$4.96 \times 10^4$

### 6.2.2 侧移刚度 D 值计算

用 D 值法计算柱的侧移刚度，计算数据见表 6.4。

表 6.5 柱侧移刚度 D 值计算

楼层	$K_c$	$\bar{K}$	$\alpha$	$D = 12\alpha K_c / h^2$	根数
		$\bar{K} = \sum K_{bi} / 2K_c$ (一般层)	$\alpha = \bar{K} / (2 + \bar{K})$ (一般层)		
		$\bar{K} = \sum K_{bi} / K_c$ (底层)	$\alpha = (0.5 + \bar{K}) / (2 + \bar{K})$ (底层)		
二 三 层	A 轴 $6.3 \times 10^4$	0.397	0.166	9683	1
四 层	B 轴 $9 \times 10^4$	0.639	0.242	20167	1



	C 轴	$9 \times 10^4$	0.639	0.242	20167	1
	D 轴	$6.3 \times 10^4$	0.397	0.166	9683	1
底层	A 轴	$4.96 \times 10^4$	1.008	0.501	14092	1
	B 轴	$7.04 \times 10^4$	1.634	0.587	23436	1
	C 轴	$7.04 \times 10^4$	1.634	0.587	23436	1
	D 轴	$4.96 \times 10^4$	1.008	0.501	14092	1

### 6.2.3 风荷载作用框架侧移计算

风荷载作用框架层间侧移按式（6-2）计算：

$$\Delta u_i = \frac{V_i}{\sum D_{ij}} \quad (6-2)$$

式中：楼板间标高处的侧移值是该层以下层间侧移之和，顶点侧移是各层层间位移之和，

如下公式（6-3）和（6-4），即：

第j层：

$$u_j = \sum_{j=1}^j \Delta u_j \quad (6-3)$$

顶点侧移：

$$u_j = \sum_{j=1}^n \Delta u_j \quad (6-4)$$

7 轴线框架在风荷载作用侧移的计算过程详见表 6.6。

表 6.6 风荷载作用下框架楼层间位移与验算

楼层	$F_j$	$V_j$	$\sum D_{ij}$	$\Delta u_j$	h	$\Delta u_{ij}/h$
4	21.29	21.29	59700	0.00036	3.6	0.0000991
3	17.94	39.23	59700	0.00066	3.6	0.0001825
2	15.33	54.56	59700	0.00091	3.6	0.0002539
1	13.57	68.13	75056	0.00091	4.6	0.0001973

楼层	$F_j$	$V_j$	$\sum D_{ij}$	$\Delta u_j$	$h$	$\Delta u_{ij}/h$
$u = \sum_{j=1}^n \Delta u_{ij} = 0.0028m$						

框架结构楼层层间最大位移与层高之比的限值为 1/550。本框架的框架侧移满足要求。

### 6.3 风荷载作用的内力计算

框架在风荷载作用下的内力计算采用 D 值法计算。

#### 6.3.1 反弯点高度计算

反弯点的高度按式（6-5）计算：

$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3 \quad (6-5)$$

表 6.7 反弯点高度 y

层	A 轴中框架柱		B 轴中框架柱		C 轴中框架柱		D 轴中框架柱	
	$\bar{K} = 0.397$	$y_0 = 0.249$	$\bar{K} = 0.639$	$y_0 = 0.32$	$\bar{K} = 0.639$	$y_0 = 0.32$	$\bar{K} = 0.397$	$y_0 = 0.249$
	$\alpha_1 = 0$	$y_1 = 0$	$\alpha_1 = 0$	$y_1 = 0$	$\alpha_1 = 0$	$y_1 = 0$	$\alpha_1 = 0$	$y_1 = 0$
层	$\alpha_3 = 0$	$y_3 = 0$	$\alpha_3 = 0$	$y_3 = 0$	$\alpha_3 = 0$	$y_3 = 0$	$\alpha_3 = 0$	$y_3 = 0$
	$y = 0.249$		$y = 0.32$		$y = 0.32$		$y = 0.249$	
	$\bar{K} = 0.397$	$y_0 = 0.399$	$\bar{K} = 0.639$	$y_0 = 0.4$	$\bar{K} = 0.639$	$y_0 = 0.4$	$\bar{K} = 0.397$	$y_0 = 0.399$
	$\alpha_1 = 1$	$y_1 = 0$	$\alpha_1 = 1$	$y_1 = 0$	$\alpha_1 = 1$	$y_1 = 0$	$\alpha_1 = 1$	$y_1 = 0$
层	$\alpha_2 = 1$	$y_2 = 0$	$\alpha_2 = 1$	$y_2 = 0$	$\alpha_2 = 1$	$y_2 = 0$	$\alpha_2 = 1$	$y_2 = 0$
	$\alpha_3 = 1$	$y_3 = 0$	$\alpha_3 = 1$	$y_3 = 0$	$\alpha_3 = 1$	$y_3 = 0$	$\alpha_3 = 1$	$y_3 = 0$
	$y = 0.399$		$y = 0.4$		$y = 0.4$		$y = 0.399$	
	$\bar{K} = 0.397$	$y_0 = 0.502$	$\bar{K} = 0.639$	$y_0 = 0.5$	$\bar{K} = 0.639$	$y_0 = 0.5$	$\bar{K} = 0.397$	$y_0 = 0.502$
	$\alpha_1 = 1$	$y_1 = 0$	$\alpha_1 = 1$	$y_1 = 0$	$\alpha_1 = 1$	$y_1 = 0$	$\alpha_1 = 1$	$y_1 = 0$
层	$\alpha_2 = 1$	$y_2 = 0$	$\alpha_2 = 1$	$y_2 = 0$	$\alpha_2 = 1$	$y_2 = 0$	$\alpha_2 = 1$	$y_2 = 0$
	$\alpha_3 = 1.28$	$y_3 = 0.01$	$\alpha_3 = 1.28$	$y_3 = -0.02$	$\alpha_3 = 1.28$	$y_3 = -0.02$	$\alpha_3 = 1.28$	$y_3 = 0.01$
	$y = 0.492$		$y = 0.48$		$y = 0.48$		$y = 0.492$	

	$\bar{K} = 1.008 \quad y_0 = 0.649$	$\bar{K} = 1.634 \quad y_0 = 0.587$	$\bar{K} = 1.634 \quad y_0 = 0.587$	$\bar{K} = 1.008 \quad y_0 = 0.649$
层	$\alpha_2 = \frac{h_{上}}{h_{下}} = \frac{3.6}{4.6} = 0.783$	$\alpha_2 = \frac{h_{上}}{h_{下}} = \frac{3.6}{4.6} = 0.783$	$\alpha_2 = \frac{h_{上}}{h_{下}} = \frac{3.6}{4.6} = 0.783$	$\alpha_2 = \frac{h_{上}}{h_{下}} = \frac{3.6}{4.6} = 0.783$
	$y_2 = 0$	$y_2 = 0$	$y_2 = 0$	$y_2 = 0$
	$y = 0.649$	$y = 0.587$	$y = 0.587$	$y = 0.649$

### 6.3.2 柱端弯矩及剪力计算

柱端剪力按式（6-6）计算：

$$V_{ij} = \frac{D_{ij}}{\Sigma D} V_j \quad (6-6)$$

柱端弯矩按式（6-7）、式(6-8)计算：

$$M_{C上} = V_{ij}(1-y)h \quad (6-7)$$

$$M_{C下} = V_{ij}yh \quad (6-8)$$

柱端弯矩和柱端剪力计算见表 6.8

表 6.8 柱端弯矩和柱端剪力计算

柱 楼层	$V_j$ (KN)	$D_{ij}$ (KN/m)	$\Sigma D$ (KN/m)	$D_{ij}/\Sigma D$	$V_{ij}$ (KN)	$y$	$h$	$Yh$ (m)	$M_{C上=(1-y)h^*v}$ (KN m)	$M_{C下}$ (KN m)	
A 轴	4	21.400	9683	59700	0.162	1.250	0.249	3.6	0.896	3.38	1.12
	3	39.340	9683	59700	0.162	3.610	0.399	3.6	1.436	7.81	5.19
	2	54.680	9683	59700	0.162	7.229	0.492	3.6	1.771	13.22	14.71
	1	68.800	14092	75056	0.188	11.681	0.649	4.6	2.985	18.86	34.87
B 轴	4	21.400	20167	59700	0.338	2.737	0.32	3.6	1.152	6.70	2.33
	3	39.340	20167	59700	0.338	8.657	0.4	3.6	1.440	18.70	14.14
	2	54.680	20167	59700	0.338	15.267	0.48	3.6	1.728	28.58	21.92
C 轴	1	68.800	23436	75056	0.312	19.376	0.587	4.6	2.700	36.81	48.01
	4	21.400	20167	59700	0.338	2.737	0.32	3.6	1.152	6.70	2.33
	3	39.340	20167	59700	0.338	8.657	0.4	3.6	1.440	18.70	14.14
D 轴	2	54.680	20167	59700	0.338	15.267	0.48	3.6	1.728	28.58	21.92
	1	68.800	23436	75056	0.312	19.376	0.587	4.6	2.700	36.81	48.01
	4	21.400	9683	59700	0.162	1.250	0.249	3.6	0.896	3.38	1.12
	3	39.340	9683	59700	0.162	3.610	0.399	3.6	1.436	7.81	5.19
	2	54.680	9683	59700	0.162	7.229	0.492	3.6	1.771	13.22	14.71

柱 楼层	$V_j$	$D_j$	$\Sigma D$	$D_j/\Sigma D$	$V_{ij}$	$y$	$h$	$Yh$	$M_{C上=(1-y)h^*v}$	$M_{C下}$
1	68.800	14092	75056	0.188	11.681	0.649	4.6	2.985	18.86	34.87

### 6.3.3 两端弯矩及剪力计算

由于节点平衡条件，梁端弯矩之和等于柱端弯矩之和，再通过节点左右梁端弯矩之和按左右线刚度比例分配。得出梁弯矩和剪力。

风荷载作用下的梁端弯矩按式（6-9~6-11）计算：

$$\text{中柱} \quad M_{b左ij} \frac{K_b^{\text{左}}}{K_b^{\text{右}} + K_b^{\text{左}}} (M_{C下j+i} + M_{C上j}) \quad (6-9)$$

$$M_{b右ij} \frac{K_b^{\text{右}}}{K_b^{\text{右}} + K_b^{\text{左}}} (M_{C下j+i} + M_{C上j}) \quad (6-10)$$

$$\text{边柱} \quad M_{b总ij} = (M_{C下j+i} + M_{C上j}) \quad (6-11)$$

(1) 风荷载作用下的梁端弯矩计算见表 6.9 和表 6.10。

**表 6.9 梁端弯矩  $M_{AB}$ 、 $M_{DC}$  计算** 单位: KN m

楼层	梁端弯矩	柱端弯矩之和	$M_{AB}$ (KN/m)	$M_{DC}$ (KN/m)
4	— 3.38	3.38	3.38	3.38
3	1.12 7.81	8.93	8.93	8.93
2	5.19 13.22	18.41	18.41	18.41

**表 6.10 梁端弯矩  $M_{BA}$ 、 $M_{CD}$  和  $M_{BC}$ 、 $M_{CB}$  计算** 单位: KN m

楼层	柱端弯矩	柱端弯矩之和	$K_B^{\text{左}}$	$K_B^{\text{右}}$	$M_{BA}$	$M_{CD}$	$M_{BC}$	$M_{CB}$
4	— 6.7	6.7			2.913	2.913	3.786	3.786
3	2.33 18.7	21.03	$5 \times 10^4$	$6.5 \times 10^4$	9.143	9.143	11.882	11.882
2	14.14 28.58	42.72			18.574	18.574	24.137	24.137
1	21.92	58.73			25.535	25.535	33.182	33.182

36.81

(2) 风荷载作用下的梁端剪力计算详见表 6.11。

表 6.11 梁端剪力计算

楼层	$M_{AB}$ (KN m)	$M_{BA}$ (KN m)	跨度	$V_{AB} =$ $V_{BA} =$ $V_{CD} = V_{DC}$ (KN)	$M_{BC}$ (KN m)	$M_{CB}$ (KN m)	跨度	$V_{BC} = V_{CB}$ (KN)
4	3.38	2.913	6.9	0.912	3.786	3.786	2.4	3.155
3	8.93	9.143	6.9	2.619	11.882	11.882	2.4	9.902
2	18.41	18.574	6.9	5.360	24.137	24.137	2.4	20.114
1	33.57	25.535	6.9	8.566	33.182	33.182	2.4	27.652

### 6.3.4 柱轴力计算

计算过程详见表 6.12

表 6.12 风荷载作用下柱轴力计算

楼层	$V_{AB}$	$N_A$	$V_{BA}$	$V_{BC}$	$N_B$	$N_C = -N_B$	$N_D = -N_A$
4	0.912	-0.912	0.912	3.155	-2.243	2.243	0.912
3	2.619	-2.619	2.619	9.902	-7.282	7.282	2.619
2	5.360	-5.360	5.360	20.114	-14.754	14.754	5.360
1	8.566	-8.566	8.566	27.652	-19.086	19.086	8.566

### 6.3.5 绘制内力图

(1) 弯矩图。

依据表 6.7、表 6.8 和表 6.9，画出风荷载作用下的弯矩图如图 6.3 所示。

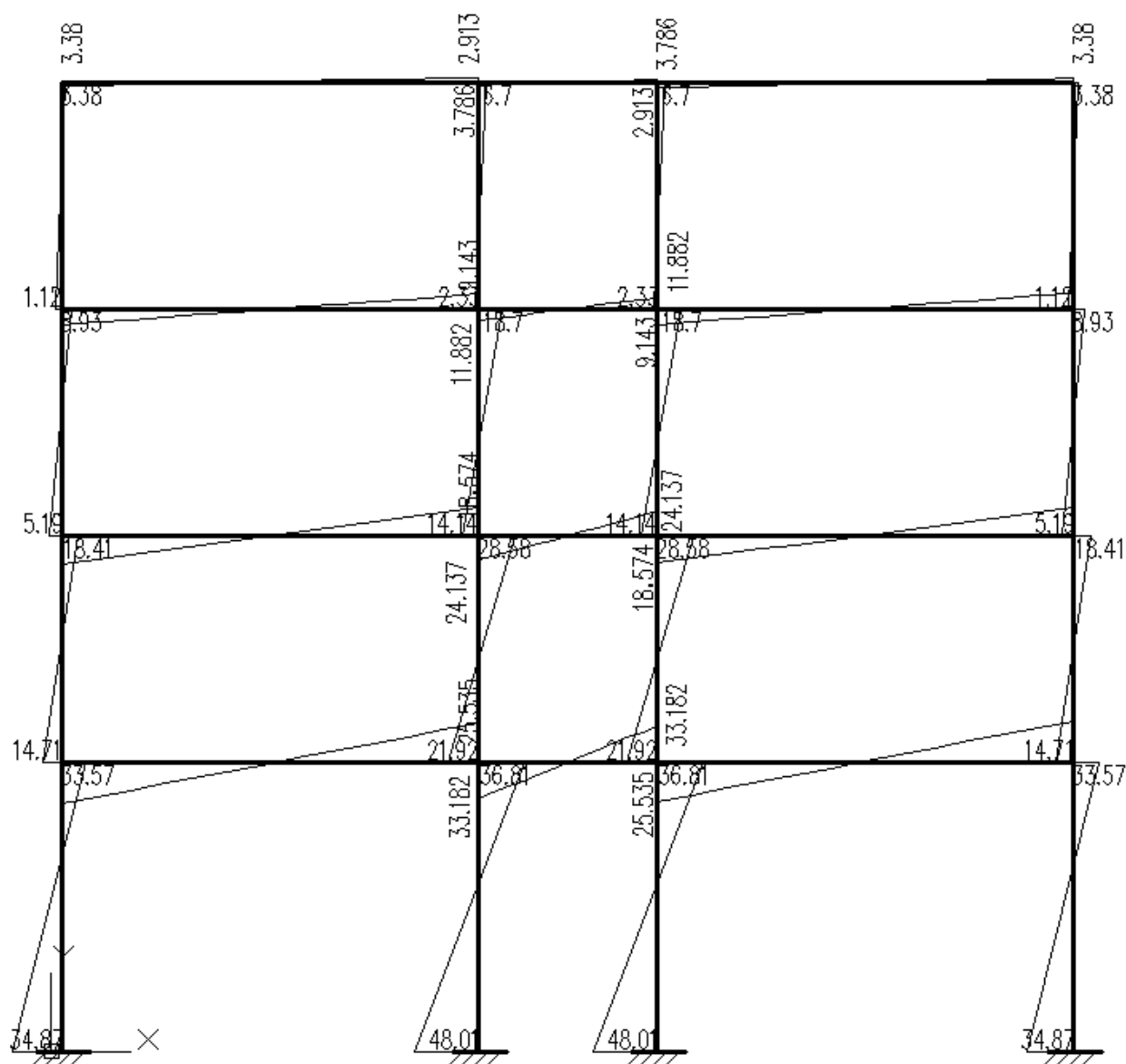


图 6.3 风荷载作用下的弯矩图

(2)剪力图

依据表 6.7 和表 6.10，画出风荷载作用下的剪力图如图 6.4 所示。

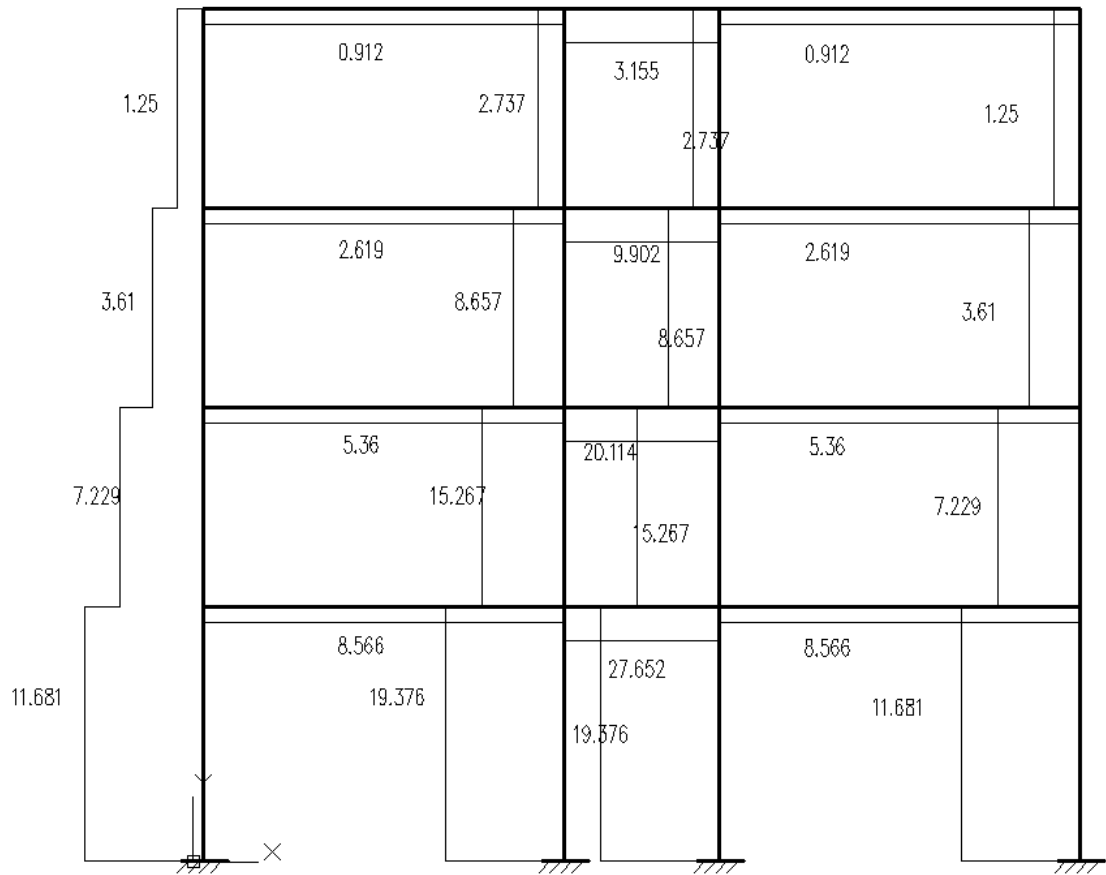


图 6.4 风荷载作用下的剪力图

(3)轴力图

依据表 6.11，画出风荷载作用下的轴力图如图 6.5 所示。

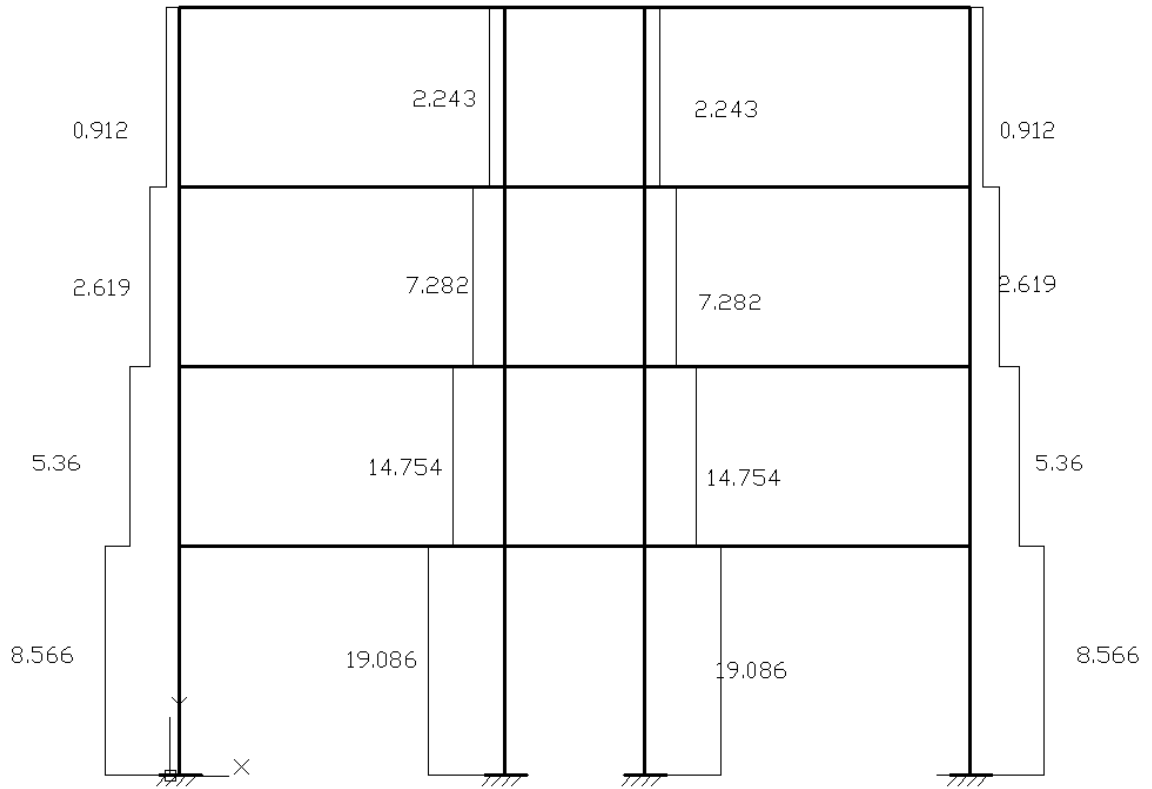


图 6.57 轴线框架在风荷载作用下的轴力图



## 7 水平地震作用下的内力计算和位移计算

### 7.1 重力荷载代表值计算

已知建筑高度为 15.4m<40m，采用底部剪力法计算水平地震作用。

#### 7.1.1 第 4 层重力荷载代表值计算

(1) 女儿墙的自重标准值。

$$G_{\text{女儿墙}} = (49.2 + 16.2) * 2 * 5.66 = 740.33(KN)$$

(2) 第 4 层屋面板结构层及构造层自重标准值

$$G_{\text{屋面板}} = 7 * 6.05 * 0.25 * (0.65 - 0.12) * 4 + 5.95 * 0.25 * (0.65 - 0.12) * 13 + 6.65 * 0.49 * 4 + 6.7 * 2.4 * 4 = 3364.33(KN)$$

(3) 第 4 层梁自重标准值

$$G_{\text{梁}} = 25 * 7.2 * 0.25 * (0.65 - 0.12) * 8 + 3 * 0.25 * (0.65 - 0.12) * 2 + 3.05 * 7.2 * 0.25 * (0.65 - 0.12) * 2 + 4.1 * 7.025 * 2 * (0.65 - 0.12) * 3 + 3.6 * 0.25 * (0.65 - 0.12) * 8 + 2.9 * 0.25 * (0.65 - 0.12) * 8 + 0.6 * (0.65 - 0.12) * 8 = 1078.69(KN)$$

(4) 第 4 层柱自重标准值（取 50%）。

$$G_{\text{柱}} = [21 * 0.55^2 * (1.8 - 0.12) + 13 * 0.6^2 * (1.8 - 0.12)] * 25 = 463.37(KN)$$

(5) 第 4 层墙自重标准值（取 50%）。

具体见如表 7.1

表 7.1 第 4 层墙自重标准值

1 轴线	墙长 6.9 m（无洞口，上层梁高 650mm，层高 3.6m）	$(3.6 - 0.65) * 3 = 8.85 KN/m$
11 轴线	墙长 2.4m（有洞口 1.5m*2.1m，上层梁高 500mm，层高 3.6m）	墙体： $(3.6 - 0.5 - 2.1) * 3 = 3KN/m$ 高窗： $0.45 * 2.1 = 0.95KN/m$
3 轴线（4~5,7~10 轴线）	墙长 6.9 m（无洞口，上层梁高 500mm，层高 3.6m）	$(3.6 - 0.65) * 3 = 8.85 KN/m$

A 轴线 (D 轴线)	墙长 49.2m (有窗洞 1.8m*2.1m, 上层梁高 650mm, 层高 3.6m)	$\frac{[49.2*(3.6-0.65)-13*1.8*2.1]*3}{49.2}$ $+ \frac{13*1.8*2.1*0.45}{49.2}$ $= 6.3KN/m$
B 轴线	墙长 14.4m (有门 1m*2.4m, 上层梁高 650mm, 层高 3.6m)	$\frac{[14.4*(3.6-0.65)-3*2.4]*2.8}{14.4}$ $+ \frac{3*2.4*0.45}{14.4}$ $= 7.085KN/m$
	墙长 27.6m (有门 1m*2.4m, 上层梁高 650mm, 层高 3.6m)	$\frac{[27.6*(3.6-0.65)-7*2.4]*2.8}{27.6}$ $+ \frac{7*2.4*0.45}{27.6}$ $= 6.83KN/m$
C 轴线	墙长 49.2m (有门 1m*2.4m, 有洞口 0.95m*2.4m, 上层梁 高 650mm, 层高 3.6m)	$\frac{[49.2*(3.6-0.65)-12*2.4-2.4]*2.8}{49.2}$ $+ \frac{12*2.4*0.45}{49.2}$ $= 6.75KN/m$
厕所内墙	墙长 1.35m (有门 0.9m*2.4m, 层高 3.6m)	$\frac{[1.35*(3.6-0.12)-2.4]*2.8}{1.35}$ $+ \frac{2.4*0.45}{1.35}$ $= 5.57KN/m$
	墙长 2.7m (有门 0.9m*2.4m, 层高 3.6m)	$\frac{[2.7*(3.6-0.12)-2.4]*2.8}{2.7}$ $+ \frac{2.4*0.45}{2.7}$ $= 7.66KN/m$
	墙长 2.25m (无洞口, 层高 3.6m)	墙: $(3.6-0.12)*2.8=9.74KN/m$

$$G_{\text{墙}} = \frac{1}{2} \left[ \begin{array}{l} 8.85*6.9*4+3.95*2.4*2+8.85*6.9*16 \\ +6.3*49.2+7.085*14.4+6.83*27.6+6.75* \\ 49.2+5.57*1.35+7.66*2.7+2.25*9.74 \end{array} \right]$$

$$= 1111.48(KN)$$

(6) 屋顶雪荷载标准值（取 50%）

$$Q_4 = Q_{\text{雪}} = 0.5 * 0.35 * 49.2 * 16.2 = 139.482(KN)$$

(7) 第 4 层重力荷载代表值总汇。

$$\begin{aligned} G_4 &= G_{\text{女儿墙}} + G_{\text{墙}} + G_{\text{屋面板}} + G_{\text{梁}} + G_{\text{柱}} + Q_4 \\ &= 740.33 + 1111.48 + 3364.33 + 1078.65 + 463.37 + 139.482 \\ &= 6897.642(KN) \end{aligned}$$

(8) 第 4 层重力荷载设计值。

$$\begin{aligned} G_4 &= 1.2 * (740.33 + 1111.48 + 3364.33 + 1078.65 + 463.37) + 1.4 * 278.964 \\ &= 8500.34(KN) \end{aligned}$$

### 7.1.2 第 3 层重力荷载代表值计算

(1) 第 3 层楼面板结构层及构造层自重标准值。

$$\begin{aligned} G_{\text{办公室}} &= 14.6 * (6.9 + 0.2) * 5.2 + 23.6 * (6.9 + 0.2) * 5.2 * 2 + 4.2 * (6.9 + 0.2) * 5.2 \\ &= 2975.752(KN) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G_{\text{走道}} &= 2.2 * 49.4 * 4.7 + 2.7 * 7.8 * 4.7 + (6.9 + 0.2) * 3.4 * 4.7 \\ &= 723.236(KN) \end{aligned}$$

(2) 第 3 层梁自重标准值。

$$G_{\text{梁}} = 1078.65(KN)$$

(3) 第 3 层柱自重标准值（取 50%）。

$$G_{\text{柱}} = 463.37(KN)$$

(4) 第 3 层墙自重标准值（取 50%）。

具体计算见表 7.2

表 7.2 第 3 层墙自重标准值

C 轴线	墙长 14.4m(有门 1m*2.4m,	$\frac{[14.4 * (3.6 - 0.65) - 4 * 2.4] * 2.0}{14.4}$
	上层梁高 650mm, 层高 3.6m)	$+$ $\frac{4 * 2.4 * 0.45}{14.4}$
		$= 6.69 KN / m$

$$\begin{aligned}
 & \text{墙长 } 23.4\text{m} (\text{有门 } 1\text{m} \times 2.4\text{m}, \\
 & \text{上层梁高 } 650\text{mm}, \text{层高 } 3.6\text{m}) \\
 & \frac{[23.4 * (3.6 - 0.65) - 6 * 2.4] * 2.4}{23.4} \\
 & + \frac{6 * 2.4 * 0.45}{23.4} \\
 & = 6.81\text{KN} / \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 G_{\text{墙}} &= \frac{1}{2} \left[ \begin{array}{l} 8.85 * 6.9 * 4 + 3.95 * 2.4 * 2 + 8.85 * 6.9 * 14 \\ + 6.3 * 49.2 + 7.085 * 14.4 + 6.83 * 27.6 + 6.69 * \\ 14.4 + 6.81 * 23.4 \end{array} \right] \\
 &= 987.156 + 1111.48 \\
 &= 2098.636(\text{KN})
 \end{aligned}$$

(5)第3层可变荷载标准值（取50%）

$$\begin{aligned}
 Q_3 &= \frac{1}{2} * (Q_{\text{办公室}} + Q_{\text{走廊}} + Q_{\text{楼梯}}) \\
 &= \frac{1}{2} * \left[ \begin{array}{l} 2.0 * 14.6 * (6.9 + 0.2) * 2 + 23.6 * (6.9 + 0.2) * 2 * 2 + 4.2 * (6.9 + 0.2) * 2 + 2.2 * 49.4 * 2.5 \\ + 2.7 * 7.8 * 2.5 + (6.9 + 0.2) * 3.4 * 2.5 + 3.4 * 7 * 2 * 3.5 \end{array} \right] \\
 &= 572.26 + 192.35 + 83.3 \\
 &= 847.91(\text{KN})
 \end{aligned}$$

(6)第3层重力荷载代表值总汇。

$$\begin{aligned}
 G_3 &= G_{\text{办公室}} + G_{\text{走道}} + G_{\text{墙}} + G_{\text{梁}} + G_{\text{柱}} + Q_3 \\
 &= 2975.752 + 723.236 + 1078.65 + 463.37 + 2098.636 + 847.91 \\
 &= 8187.554(\text{KN})
 \end{aligned}$$

(7)第3层重力荷载设计值。

$$\begin{aligned}
 G_3 &= 1.2 * (2975.752 + 723.236 + 1078.65 + 463.37 + 2098.636) + 1.4 * 1695.82 \\
 &= 11181.72(\text{KN})
 \end{aligned}$$

### 7.1.3 第2层重力荷载代表值计算

(1)第2层楼面板结构层及构造层自重标准值。

$$G_{\text{办公室}} = 14.6 * (6.9 + 0.2) * 5.2 + 23.6 * (6.9 + 0.2) * 5.2 * 2 + 4.2 * (6.9 + 0.2) * 5.2$$

$$= 2975.752(KN)$$

$$G_{\text{走道}} = 2.2 * 49.4 * 4.7 + 2.7 * 7.8 * 4.7 + (6.9 + 0.2) * 3.4 * 4.7$$

$$= 723.236(KN)$$

(2)第2层梁自重标准值。

$$G_{\text{梁}} = 1078.65(KN)$$

(3)第2层柱自重标准值（取50%）。

$$G_{\text{柱}} = 463.37(KN)$$

(4)第2层墙自重标准值（取50%）。

$$G_{\text{墙}} = 987.156 * 2 = 1974.312(KN)$$

(5)第2层可变荷载标准值（取50%）

$$Q_3 = \frac{1}{2} * (Q_{\text{办公室}} + Q_{\text{走廊}} + Q_{\text{楼梯}})$$

$$= \frac{1}{2} * \left[ 2.0 * 14.6 * (6.9 + 0.2) * 2 + 23.6 * (6.9 + 0.2) * 2 * 2 + 4.2 * (6.9 + 0.2) * 2 + 2.2 * 49.4 * 2.5 \right]$$

$$+ 2.7 * 7.8 * 2.5 + (6.9 + 0.2) * 3.4 * 2.5 + 3.4 * 7 * 2 * 3.5$$

$$= 572.26 + 192.35 + 83.3$$

$$= 847.91(KN)$$

(6)第2层重力荷载代表值总汇。

$$G_2 = 8187.554 - 2098.636 + 1974.312$$

$$= 8063.23(KN)$$

(7)第2层重力荷载设计值。

$$G_3 = 1.2 * (2975.752 + 723.236 + 1078.65 + 463.37 + 1974.312) + 1.4 * 1695.82$$

$$= 11103.23(KN)$$

#### 7.1.4 第1层重力荷载代表值计算

(1)第1层楼面板结构层及构造层自重标准值。

$$G_{\text{办公室}} = 2975.752(KN)$$

$$G_{\text{走道}} = 723.236(KN)$$

(2)第2层梁自重标准值。

$$G_{\text{梁}} = 1078.65(KN)$$

(3)第1层柱自重标准值（取50%）。

$$\begin{aligned} G_{\text{柱}} &= [21 * 0.55^2 * (2.3 - 0.12) + 13 * 0.6^2 * (2.3 - 0.12)] * 25 \\ &= 601.27(KN) \end{aligned}$$

(4)第1层墙自重标准值（取50%）。

具体计算见表7.3。

表7.3 第1层墙自重标准值

1 轴线	墙长 16.2m (有门 1.5m*2.7m, 上层梁高 650mm, 层高 3.6m)	$\frac{[16.2 * (3.6 - 0.65) - 2.7] * 3}{16.2} + \frac{2.7 * 0.45}{16.2}$ = 8.425 KN/m
A 轴线	墙长 49.2m (有门 1.5m*2.4m, 有窗 1.8m*2.1m, 上层梁高 650mm, 层高 3.6m)	$\frac{[49.2 * (3.6 - 0.65) - 12 * 2.1 - 2.4]}{49.2} + \frac{(12 * 2.1 + 2.4) * 0.45}{49.2}$ = 7.42 KN/m
D 轴线	墙长 45.6m (有门 1.5m*2.4m, 有窗 1.8m*2.1m, 上层梁高 650mm, 层高 3.6m)	$\frac{[45.6 * (3.6 - 0.65) - 11 * 2.1 - 2.4]}{45.6} + \frac{(11 * 2.1 + 2.4) * 0.45}{45.6}$ = 7.42 KN/m

$$\begin{aligned} G_{\text{墙}} &= \frac{1}{2} [15 * 6.9 * 8.85 + 8.425 * 16.2 + 7.42 * (49.2 + 45.6) + \\ &6.69 * 14.4 + 6.81 * 23.4 + 7.085 * 14.4 + 6.83 * 27.6] \\ &= 1339.557 + 987.156 \\ &= 2326.713(KN) \end{aligned}$$

(5)第1层可变荷载标准值（取50%）

$$Q_1 = Q_3 = Q_2 = 847.91(KN)$$

(6)第1层重力荷载代表值总汇。

$$\begin{aligned} G_1 &= G_{\text{办公室}} + G_{\text{走道}} + G_{\text{墙}} + G_{\text{梁}} + G_{\text{柱}} + Q_1 \\ &= 2975.752 + 723.236 + 1078.65 + 601.27 + 2326.713 + 847.91 \\ &= 8553.3(KN) \end{aligned}$$

(7)第1层重力荷载设计值。

$$\begin{aligned} G_1 &= 1.2 * (2975.752 + 723.236 + 1078.65 + 601.27 + 2326.713) + 1.4 * 1695.82 \\ &= 11620.89(KN) \end{aligned}$$

## 7.2 水平地震作用和位移

### 7.2.1 框架梁柱线刚度

在计算梁柱线刚度，在现浇楼板中，对中框架的惯性矩乘以 2.0，对边框架梁的惯性矩乘以 1.5。框架梁的线刚度计算详见表 7.4，框架柱的线刚度计算详见表 6.4。

表 7.4 框架梁的线刚度计算

框架柱位置	截面 $b \times h$ ( $m^2$ )	混凝土强度等级	弹性模量 $E_c$ ( $kN/m^2$ )	跨度 $L$ ( $m$ )	惯性矩 $I_0$ ( $m^4$ )	$I_b = 1.5I_0$ (边跨) $I_b = 1.5I_0$ (中跨)	$K_{bi} = E_c I_b / L$ ( $kN \cdot m$ )
边框架	0.25×0.65	C30	$3.0 \times 10^7$	6.9	0.0057	0.00855	$3.6 \times 10^4$
梁	0.25×0.5	C30	$3.0 \times 10^7$	2.4	0.0026	0.0039	$4.8 \times 10^4$
中框架	0.25×0.65	C30	$3.0 \times 10^7$	6.9	0.0057	0.0114	$5 \times 10^4$
梁	0.25×0.5	C30	$3.0 \times 10^7$	2.4	0.0026	0.0052	$6.5 \times 10^4$

### 7.2.2 侧移刚度 D 计算

计算过程详见表 7.5。

表 7.5 柱侧移刚度 D 值计算

楼层	$K_c$ ( $\times 10^4$ )	$\alpha$		$D = 12\alpha K_c / h^2$ ( $KN/m$ )	根数
		一般层: $\bar{K} = \sum K_{bi} / 2K_c$	一般层: $\alpha = \bar{K} / (2 + \bar{K})$		

		底层:	底层:			
		$\bar{K} = \sum K_{bi} / K_c$	$\alpha = (0.5 + \bar{K}) / (2 + \bar{K})$			
二 三 四 层	A 轴边框边柱	6.3	0.572	0.222	12950	2
	A 轴中框边柱	6.3	0.794	0.284	16567	6
	B 轴边框中柱	9	0.934	0.318	26500	2
	B 轴中框中柱	9	1.278	0.390	32500	6
	C 轴边框中柱	9	1.278	0.390	32500	2
	C 轴中框中柱	9	0.934	0.318	26500	7
	D 轴边框边柱	6.3	0.572	0.222	12950	2
	D 轴中框边柱	6.3	0.794	0.284	16567	7
		765671				
底 层	A 轴边框边柱	4.96	0.726	0.450	12658	2
	A 轴中框边柱	4.96	1.008	0.501	14092	6
	B 轴边框中柱	7.04	1.193	0.530	21160	2
	B 轴中框中柱	7.04	1.634	0.587	23436	6
	C 轴边框中柱	7.04	1.634	0.587	23436	2
	C 轴中框中柱	7.04	1.193	0.530	21160	7
	D 轴边框边柱	4.96	0.726	0.450	12658	2
	D 轴中框边柱	4.96	1.008	0.501	14092	7
		611756				

### 7.2.3 结构基本自振周期的计算

(1)采用能量法计算结构基本自振周期。

采用能量法计算结构基本自振周期的计算公式为 (7-1)

$$T_1 = 2\pi\psi_T \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n G_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^n G_i u_i}} \quad (7-1)$$

$\sum_{i=1}^n G_i u_i$  和  $\sum_{i=1}^n G_i u_i^2$  的计算过程详见表 7.3

表 7.3 能量法计算结构基本自振周期

层	$G_i(KN)$	$u_i(m)$	$G_i u_i$	$G_i u_i^2$
4	6897.642	0.1187	818.7501	97.1856
3	8187.554	0.1078	882.6183	95.1463
2	8063.23	0.0862	695.0504	59.9133
1	8553.531	0.0541	462.7460	25.0346



合计	2859.1649	277.2798
----	-----------	----------

$$T_1 = 2\pi\psi_T \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n G_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^n G_i u_i}} = 2 * 3.14 * 0.7 \sqrt{\frac{277.2798}{9.8 * 2859.1649}} = 0.044(s)$$

## 7.2.4 横向水平地震作用计算

(1)地震影响系数。

本工程为 7 度设防，设计地震分组为第二组，场地土为 II 类，结构基本自振周期  $T_1=0.490s$ ，查规范得  $\alpha_{\max}=0.08$ ， $T_g=0.40s$ 。因  $T_g < T_1=0.490s < 5T_g$ ，由地震影响系数曲线，得地震影响系数如下公式（7-2）为：

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^y \eta_2 \alpha_{\max} \quad (7-2)$$

$$\text{则 } \alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^y \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{0.40}{0.49}\right)^{0.9} \times 1 \times 0.08 = 0.066$$

(2)水平地震作用标准值、楼层地震剪力及楼层层间位移计算。

对于多质点体系结构底部总横向水平地震作用标准值：

$$\begin{aligned} F_{EK} &= \alpha_1 G_{eq} \\ &= 0.066 * 0.85 * 31701.957 = 1778.479(KN) \end{aligned}$$

因为  $T_1 = 0.495s < 1.4T_g = 0.56s$ ，所以不需要考虑顶部附加水平地震作用的影响

水平地震作用标准值由式（7-3）计算，计算过程详见表 7.4。通过计算结果画出水平地震作用下地的计算简图如图 7.1 所示。

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{EK} (1 - \delta_N) \quad (7-3)$$

表 7.4 各层水平地震作用标准值、楼层剪力计算

楼层	$G_i(KN)$	$H_j(m)$	$G_i H_j(KN/m)$	$\sum G_i H_i(KN/m)$	$F_{EK}(1 - \delta_N)(KN)$	$F_i(KN)$	$V_i(KN)$
4	6897.642	15.4	106223.69	308301.55	1778.479	612.766	612.77
3	8187.554	11.8	96613.14	308301.55		557.326	1170.09
2	8063.23	8.2	66118.49	308301.55		381.413	1551.50
1	8553.531	4.6	39346.24	308301.55		226.974	1778.48

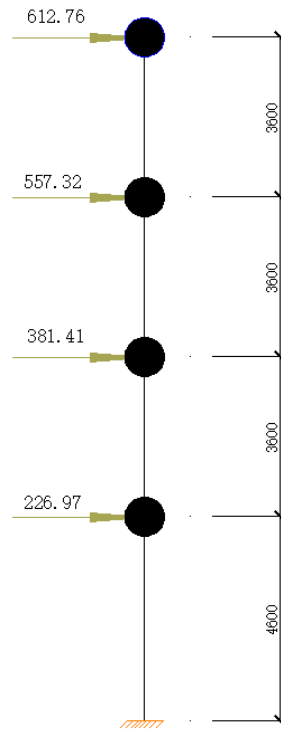


图 7.1 水平地震作用下的计算简图

表 7.5 楼层位移计算及最大位移验算

楼层	$V_i$ (KN)	$\Sigma D$ (KN/m)	$\Delta u_i = \frac{V_i}{\Sigma D}$ (m)	$H_j$ (m)	$[\theta_e]H_j$ (m)	$\Delta u_i \leq [\theta_e]H_j$
4	612.77	765671	0.00080	3.6	0.00655	<, 满足规范要求
3	1170.09	765671	0.00153	3.6	0.00655	<, 满足规范要求
2	1551.50	765671	0.00203	3.6	0.00655	<, 满足规范要求
1	1778.48	611756	0.00291	4.6	0.00836	<, 满足规范要求
总计			$u = \sum_{i=1}^n \Delta u_i = 0.0073(m)$			

由上表可知，位移满足要求

(3) 各层的刚重比和剪重比验算详见表 7.6。

表 7.6 各层刚重比和剪重比计算

楼层	$H_i$ (m)	$D_i$ (KN/m)	$D_i H_i$ (KN)	$V_{EK}$ (KN)	$\sum_{j=i}^n G_j$ (重力代表值)	$\sum_{j=i}^n G_j$ (重力设计值)	$\frac{D_i H_i}{\sum_{j=i}^n G_j}$ (刚重比)	$\frac{V_{EKi}}{\sum_{j=i}^n G_j}$ (剪重比)
4	3600	765.671	2756415.6	612.766	6897.642	8500.34	324.271	0.089

3	3600	765.671	2756415.6	1170.092	8187.554	11181.72	246.511	0.143
2	3600	765.671	2756415.6	1551.505	8063.23	11032.532	249.844	0.192
1	4600	611.756	2814077.6	1778.479	8553.531	11620.89	242.157	0.208

由表 7.6 可知各层的刚重比均大于 10，所以满足稳定的要求。

查规范得楼层最小地震剪力系数  $\lambda=0.016$ ，由表 7.6 可知各层的剪重比均大于 0.016，所以满足剪重比的要求。

### 7.3 水平地震作用下的内力计算

横向框架在水平地震作用下的内力计算采用 D 值法

#### 7.3.1 反弯点高度比计算

反弯点高度比的计算详见表 7.7。

表 7.7 反弯点高度比

层	A 轴中框架柱		B 轴中框架柱		C 轴中框架柱		D 轴中框架柱	
	$\bar{K}=0.397$	$y_0=0.249$	$\bar{K}=0.639$	$y_0=0.32$	$\bar{K}=0.639$	$y_0=0.32$	$\bar{K}=0.397$	$y_0=0.249$
	$\alpha_1=0$	$y_1=0$	$\alpha_1=0$	$y_1=0$	$\alpha_1=0$	$y_1=0$	$\alpha_1=0$	$y_1=0$
层	$\alpha_3=0$	$y_3=0$	$\alpha_3=0$	$y_3=0$	$\alpha_3=0$	$y_3=0$	$\alpha_3=0$	$y_3=0$
	$y=0.249$		$y=0.32$		$y=0.32$		$y=0.249$	
	$\bar{K}=0.397$	$y_0=0.399$	$\bar{K}=0.639$	$y_0=0.4$	$\bar{K}=0.639$	$y_0=0.4$	$\bar{K}=0.397$	$y_0=0.399$
	$\alpha_1=1$	$y_1=0$	$\alpha_1=1$	$y_1=0$	$\alpha_1=1$	$y_1=0$	$\alpha_1=1$	$y_1=0$
层	$\alpha_2=1$	$y_2=0$	$\alpha_2=1$	$y_2=0$	$\alpha_2=1$	$y_2=0$	$\alpha_2=1$	$y_2=0$
	$\alpha_3=1$	$y_3=0$	$\alpha_3=1$	$y_3=0$	$\alpha_3=1$	$y_3=0$	$\alpha_3=1$	$y_3=0$
	$y=0.399$		$y=0.4$		$y=0.4$		$y=0.399$	
	$\bar{K}=0.397$	$y_0=0.502$	$\bar{K}=0.639$	$y_0=0.5$	$\bar{K}=0.639$	$y_0=0.5$	$\bar{K}=0.397$	$y_0=0.502$
	$\alpha_1=1$	$y_1=0$	$\alpha_1=1$	$y_1=0$	$\alpha_1=1$	$y_1=0$	$\alpha_1=1$	$y_1=0$
层	$\alpha_2=1$	$y_2=0$	$\alpha_2=1$	$y_2=0$	$\alpha_2=1$	$y_2=0$	$\alpha_2=1$	$y_2=0$
	$\alpha_3=1.28$	$y_3=0.01$	$\alpha_3=1.28$	$y_3=-0.02$	$\alpha_3=1.28$	$y_3=-0.02$	$\alpha_3=1.28$	$y_3=0.01$
	$y=0.492$		$y=0.48$		$y=0.48$		$y=0.492$	

$$\begin{array}{cccc} \bar{K}=1.008 & y_0=0.649 & \bar{K}=1.634 & y_0=0.587 \\ \alpha_2 = \frac{h_{上}}{h_{下}} = \frac{3.6}{4.6} = 0.783 & \alpha_2 = \frac{h_{上}}{h_{下}} = \frac{3.6}{4.6} = 0.783 & \alpha_2 = \frac{h_{上}}{h_{下}} = \frac{3.6}{4.6} = 0.783 & \alpha_2 = \frac{h_{上}}{h_{下}} = \frac{3.6}{4.6} = 0.783 \\ \text{层} & & & \\ y_2 = 0 & y_2 = 0 & y_2 = 0 & y_2 = 0 \\ y = 0.649 & y = 0.587 & y = 0.587 & y = 0.649 \end{array}$$

### 7.3.2 柱端弯矩及剪力计算

具体计算过程详见表 7.8。

表 7.8 水平地震作用下柱端弯矩及剪力计算

柱	楼层	$V_j$ (KN)	$D_{ij}$ (KN/m)	$\Sigma D$ (KN/m)	$D_{ij}/\Sigma D$	$V_{ij}$ (KN)	$y$	$Y_h$ (m)	$M_{C上}$ (KN m)	$M_{C下}$ (KN m)
A 轴	4	612.766	16.567	765.671	0.022	16.052	0.249	0.896	43.40	25.50
	3	1170.092	16.567	765.671	0.022	35.172	0.399	1.436	76.10	63.50
	2	1551.505	16.567	765.671	0.022	47.134	0.492	1.771	86.20	97.00
	1	1778.479	14.092	611.756	0.023	65.217	0.649	2.985	105.30	165.40
B 轴	4	612.766	32.500	487.283	0.067	29.942	0.32	1.152	73.30	47.08
	3	1170.092	32.500	487.283	0.067	53.472	0.4	1.440	115.50	107.70
	2	1551.505	32.500	487.283	0.067	80.235	0.48	1.728	150.20	172.90
	1	1778.479	23.436	614.54	0.038	96.589	0.587	2.700	183.50	253.40
C 轴	4	612.766	32.500	487.283	0.067	29.942	0.32	1.152	73.30	34.49
	3	1170.092	32.500	487.283	0.067	53.472	0.4	1.440	115.50	107.70
	2	1551.505	32.500	487.283	0.067	80.235	0.48	1.728	150.20	172.90
	1	1778.479	23.436	614.54	0.038	96.589	0.587	2.700	183.50	253.40
D 轴	4	612.766	16.567	487.283	0.034	16.052	0.249	0.896	43.40	25.50
	3	1170.092	16.567	487.283	0.034	35.172	0.399	1.436	76.10	63.50
	2	1551.505	16.567	487.283	0.034	47.134	0.492	1.771	86.20	97.00
	1	1778.479	14.092	614.54	0.023	65.217	0.649	2.985	105.30	165.40

### 7.3.3 梁端弯矩及剪力计算

(1) 水平地震作用下的梁端弯矩计算过程见下表 7.9 和表 7.10。

表 7.9 框架梁两端端弯矩  $M_{AB}$  和  $M_{DC}$  计算

单位: KN m

楼层	梁端弯矩	柱端弯矩之和	$M_{AB}$ (KN/m)	$M_{DC}$ (KN/m)
4	— 43.4	43.4	43.4	43.4
3	25.5 76.1	101.6	101.6	101.6
2	63.5	149.7	149.7	149.7

	86.2			
	97			
1	105.3	202.3	202.3	202.3

表 7.10 框架梁中间跨弯矩  $M_{BA}$ 、 $M_{CD}$  和  $M_{BC}$ 、 $M_{CB}$  计算 单位: KN m

楼层	柱端弯矩	柱端弯矩之和	$K_B^左$	$K_B^右$	$M_{BA}$	$M_{CD}$	$M_{BC}$	$M_{CB}$
4	— 73.3	73.3			31.870	31.870	41.415	41.415
3	47.08 115.5	162.58	$5 \times 10^4$	$6.5 \times 10^4$	70.687	70.687	91.858	91.858
2	107.7 150.2	257.9			112.130	112.130	145.714	145.714
1	172.9 183.5	356.4			154.957	154.957	201.366	201.366

(2) 水平地震作用下的剪力计算见表 7.11。

表 7.11 梁端剪力

楼层	$M_{AB}$ (KN m)	$M_{BA}$ (KN m)	$V_{AB}=V_{BA}=V_{CD}=V_{DC}$ (KN)	$M_{BC}$ (KN m)	$M_{CB}$ (KN m)	$V_{BC}=V_{CB}$ (KN)
4	43.4	31.870	10.909	41.4145	41.4145	34.512
3	101.6	70.687	24.969	91.8577	91.8577	76.548
2	149.7	112.130	37.946	145.7135	145.7135	121.428
1	202.3	154.957	51.776	201.366	201.366	167.805

### 7.3.4 柱端轴力计算

计算过程详见表 6.11

表 6.11 柱轴力计算

楼层	$V_{AB}$	$N_A$	$V_{BA}$	$V_{BC}$	$N_B$	$N_C=-N_B$	$N_D=-N_A$
4	10.909	-10.909	10.909	34.512	-23.603	23.603	10.909
3	24.969	-24.969	24.969	76.548	-51.579	51.579	24.969
2	37.946	-37.946	37.946	121.428	-83.481	83.481	37.946
1	51.776	-51.776	51.776	167.805	-116.029	116.029	51.776

### 7.3.5 内力图

#### (1) 弯矩图

依据表 7.8、表 7.9 和表 7.10，在水平地震作用下的弯矩图见下图 7.2 所示。

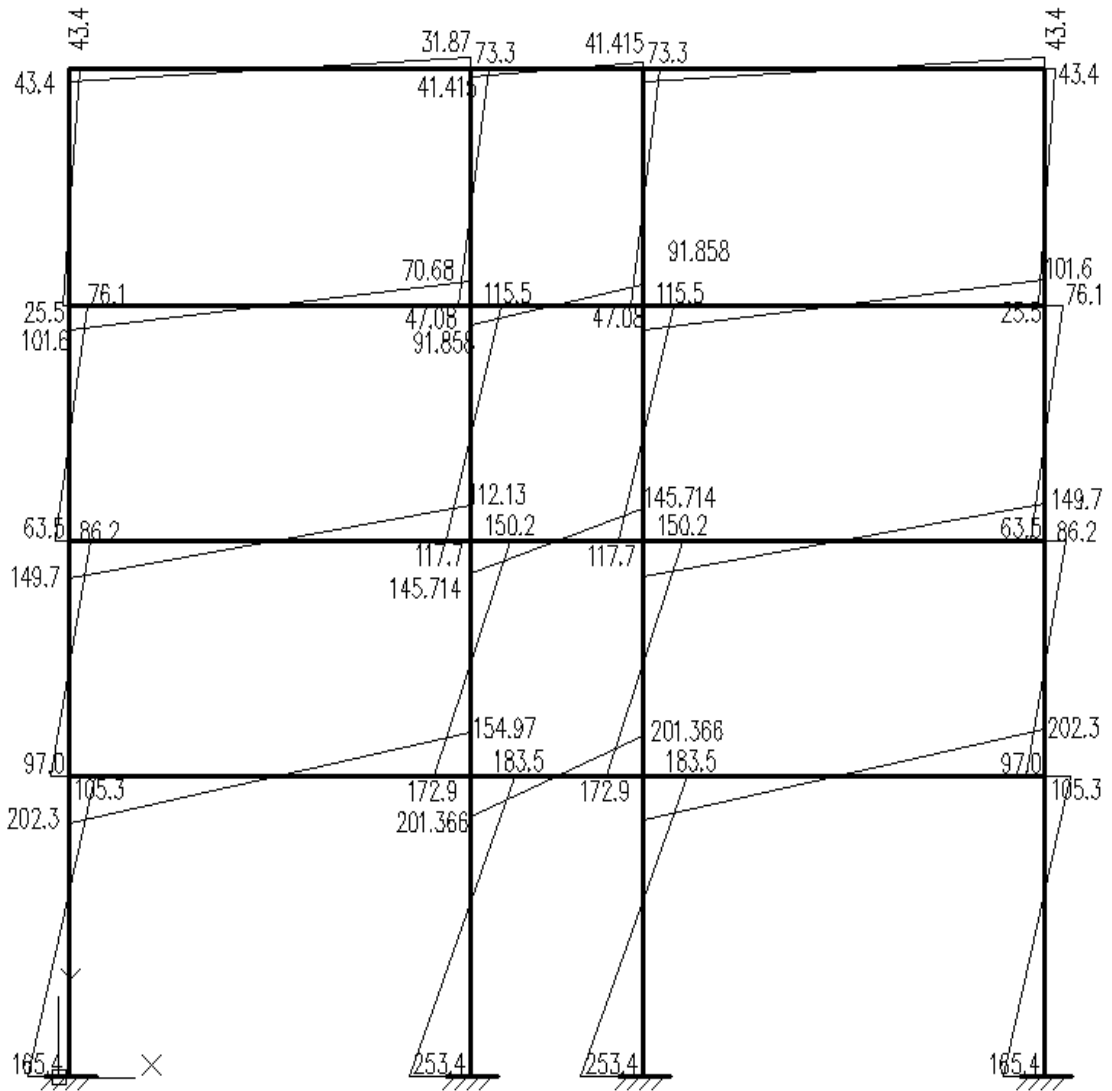


图 7.2 水平地震作用下弯矩图

(2) 剪力图

依据表 7.8 和表 7.11，水平地震作用下的剪力图如图 7.3 所示。

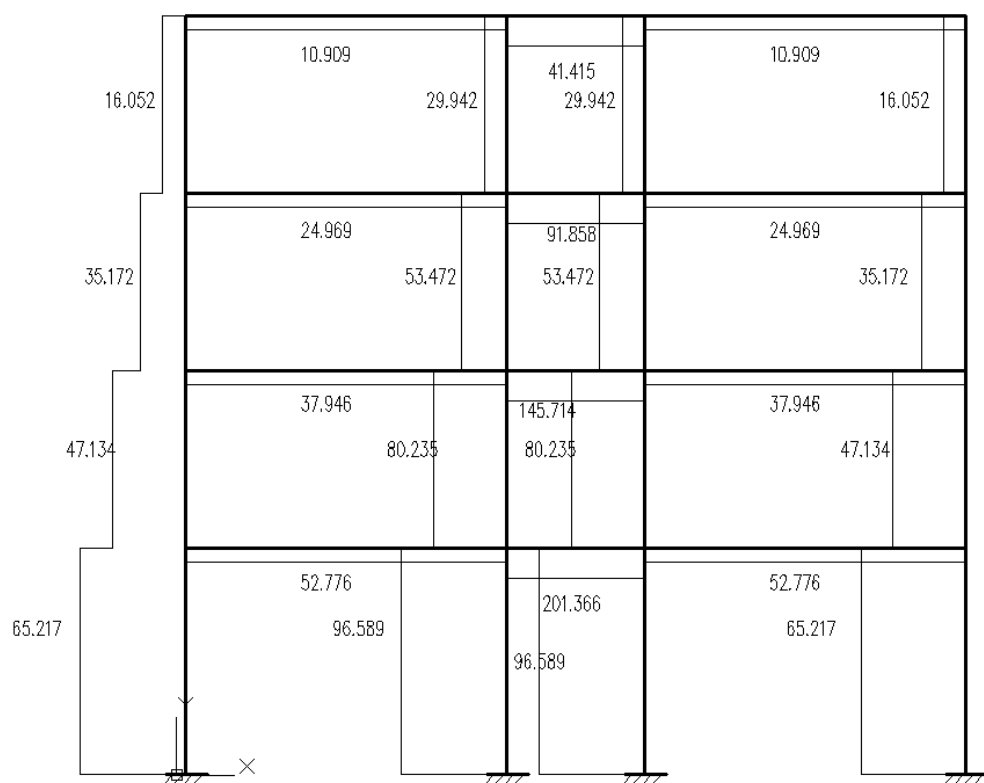


图 7.37 轴线框架在水平地震作用下的剪力图

(3)轴力图

依据表 7.12，在水平地震作用下的轴力图如图 7.4 所示。

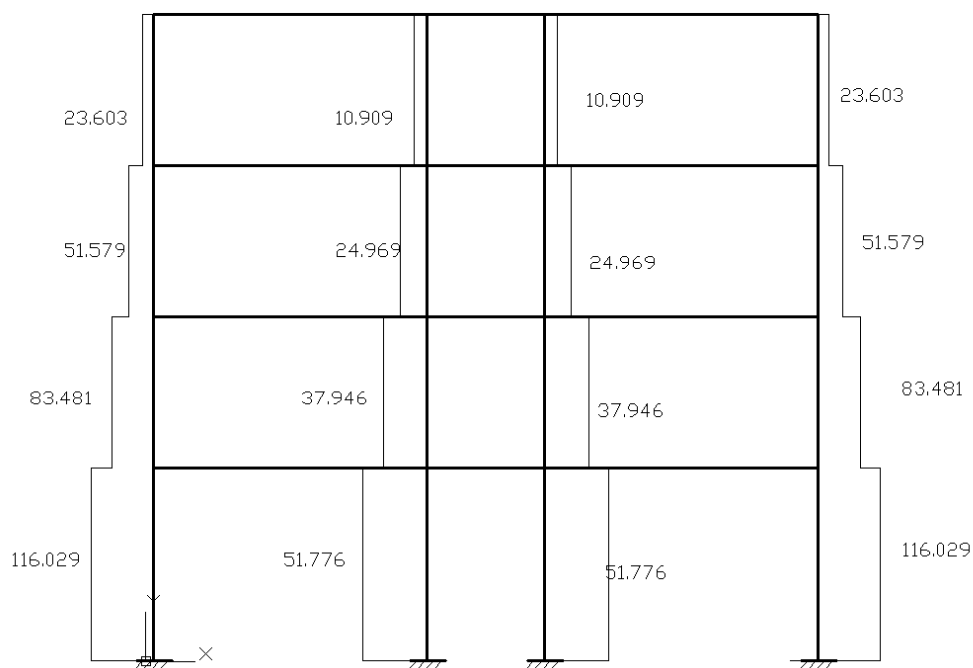


图 7.4 水平地震作用下的轴力图

## 8 框架 PKPM 电算结果与手算结果对比

应现代化信息时代的到来，各大计算软件的出现，大大降低了手工计算的难度和失误率，以及人的工作量，所以采用 PKPM 结构计算软件进行手算和电算对比，从而保证手算的正确率，并且 PKPM 所计算出来的钢筋偏大，所以只能用 PKPM 所计算的荷载进行对比，钢筋应手动配置。具体 PKPM 计算过程见附件 1。

### 8.1 永久荷载作用下框架 PK 电算与手算对比

#### 8.1.1 永久荷载作用下计算简图对比

永久荷载作用下的电算荷载计算简图如图 8.1 所示。

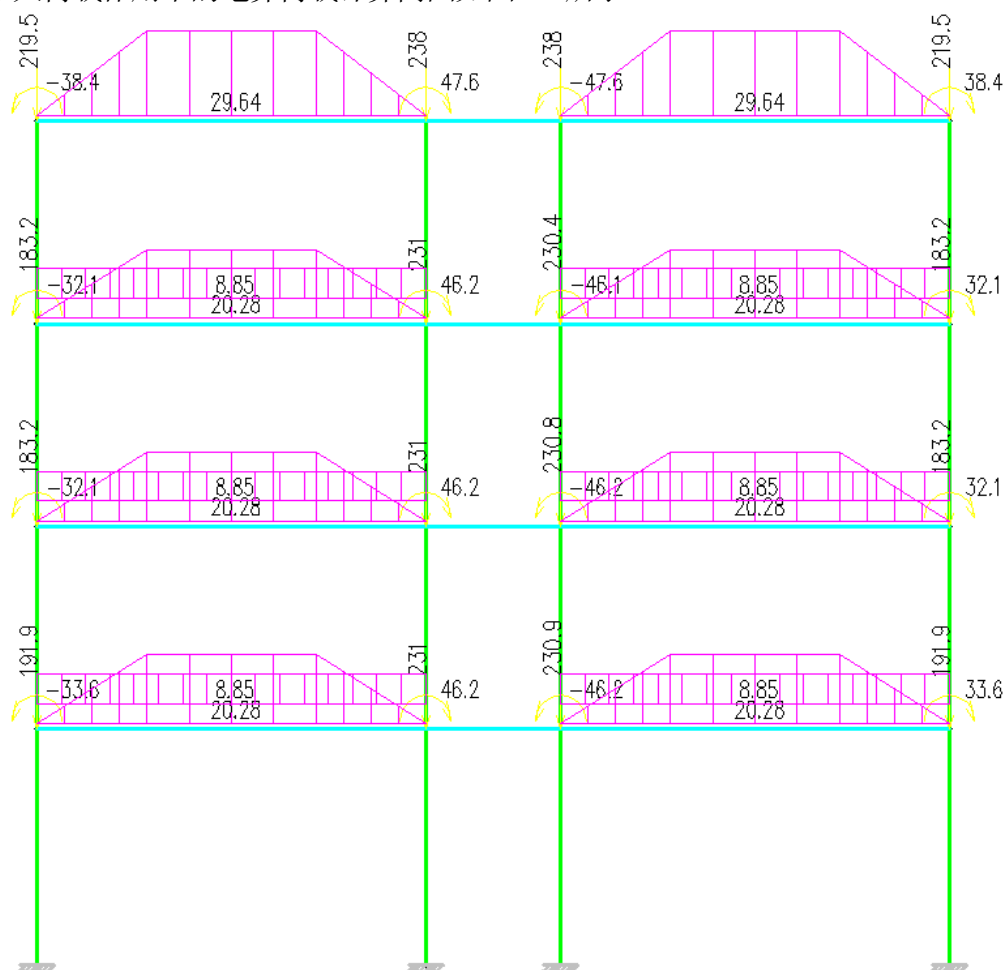


图 8.1 永久荷载作用下的电算荷载简图

永久荷载作用下的计算简图对比见表 8.1。

表 8.1 永久荷载作用下的计算简图对比

构件	第三层 AB 框架梁			
荷载	$q_{AB}$ 梯形	$q_{AB}$ 均布	$F_A$	$F_B$



手算结果	20.28	13.134	184.271	234.158
电算结果	20.28	8.85	183.2	231
对比（以电算为准）	0	0.28	0.005	0.01

综上对比，第二列的结果相差较大，原因是电算的荷载只有墙的荷载，并没有梁和板传来的荷载，从而导致结果偏差较大。

### 8.1.2 永久荷载作用下梁柱弯矩对比

永久荷载作用下的电算弯矩图如图 8.2 所示。

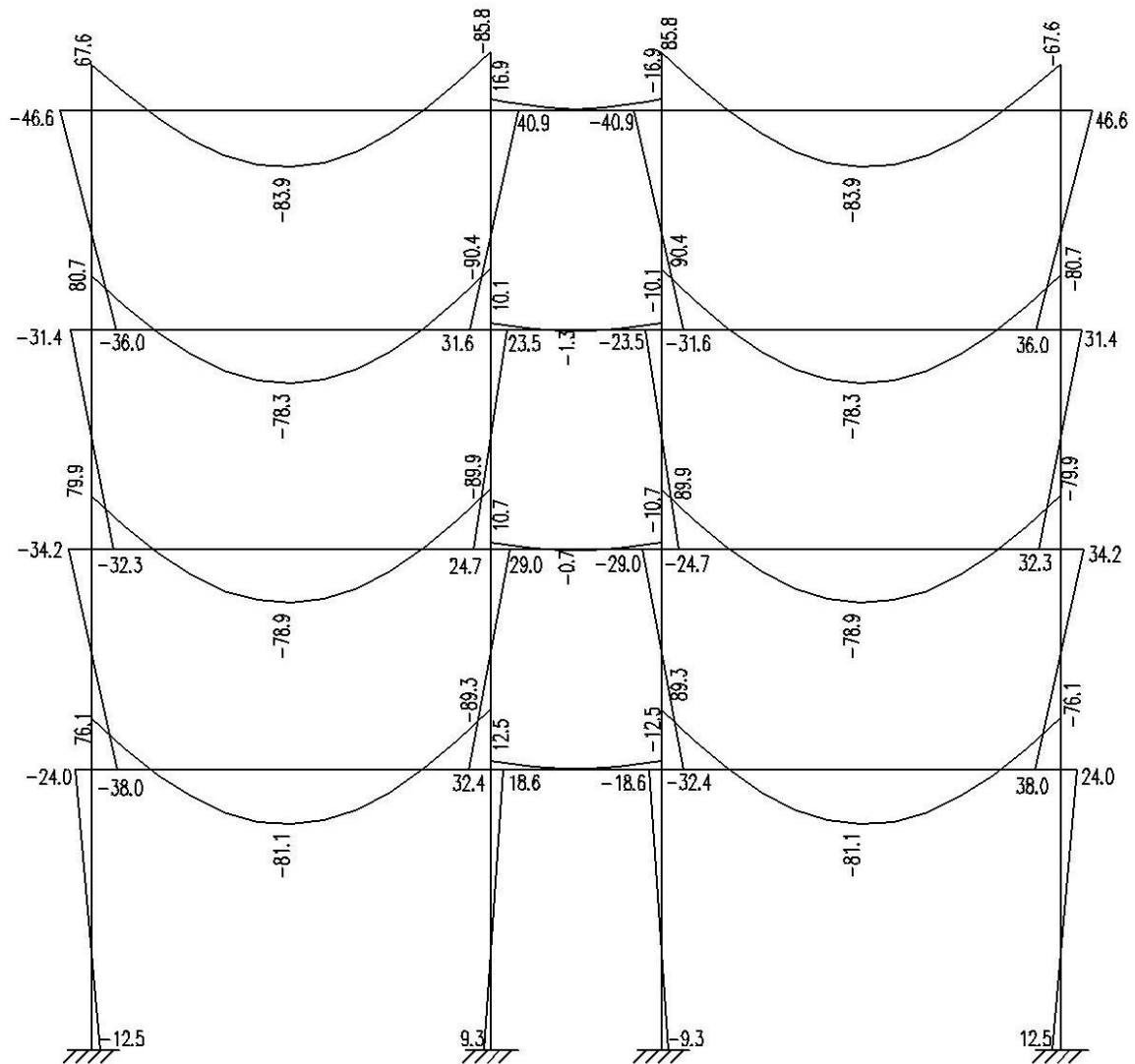


图 8.2 永久荷载作用下的电算弯矩图

永久荷载作用下的梁柱弯矩对比见表 8.2，表 8.3。

表 8.2 永久荷载作用下的梁弯矩对比

构件	第三层 AB 框架梁		
	左端	跨中	右端
弯矩			
手算结果	80.537	77.137	88.896
电算结果	81.3	78	90.3
对比（以电算为准）	-0.009	-0.01	-0.015

表 8.3 永久荷载作用下的柱弯矩对比

构件	第三层轴线框架柱	
	柱顶	柱底
弯矩		
手算结果	37.06	39.003
电算结果	29.7	30.6
对比（以电算为准）	0.247	0.274

综上对比，梁的弯矩相差不大，柱的弯矩相差有点大，应该是电算用的计算方法和手算的计算方法有差距，电算考虑的更加全面一点，从而导致计算结果偏差较大。

### 8.1.3 永久荷载作用下梁柱剪力对比

永久荷载作用下的电算剪力图如图 8.3 所示。

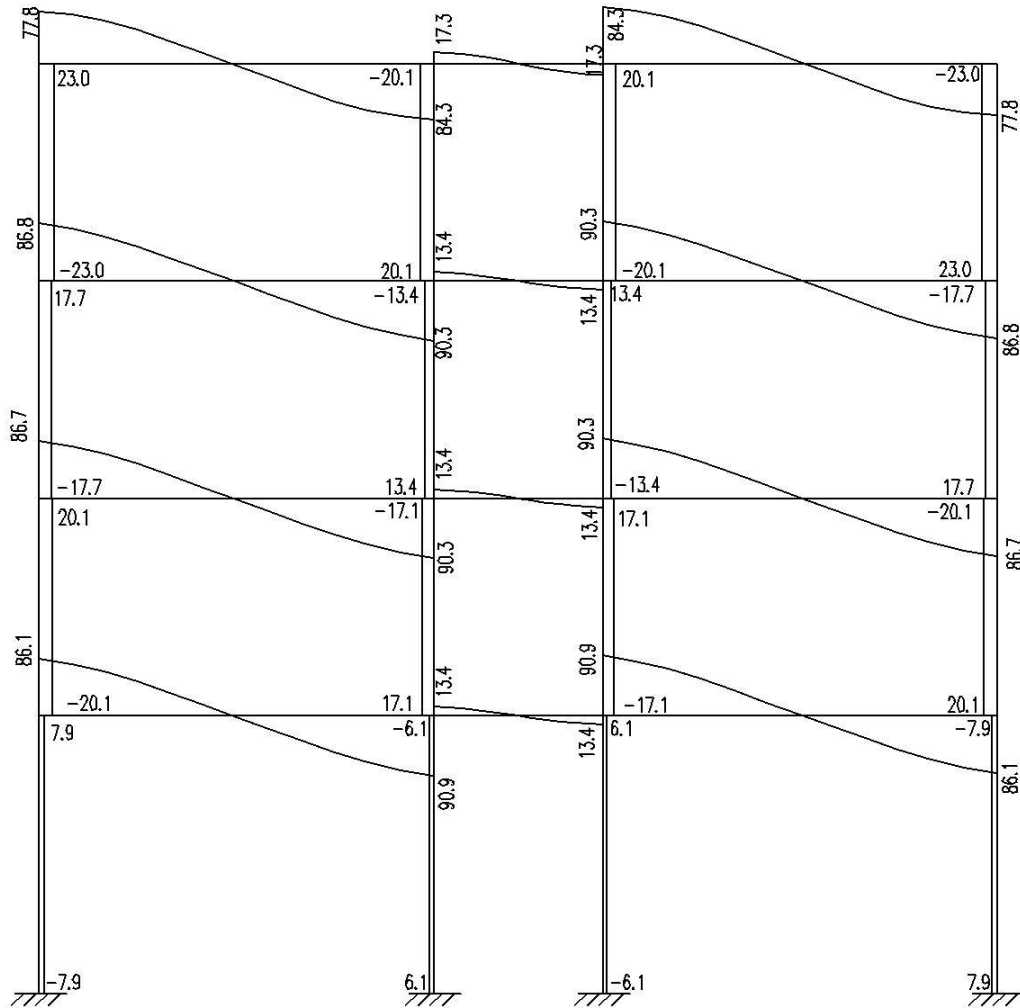


图 8.3 永久荷载作用下的电算剪力图

永久荷载作用下的梁柱剪力对比见表 8.4，表 8.5。

表 8.4 永久荷载作用下的梁剪力对比

构件	第三层 AB 框架梁	
剪力	左端	右端
手算结果	75.143	87.237
电算结果	86.9	90.1
对比（以电算为准）	0.13	-0.03

表 8.5 永久荷载作用下的柱剪力对比

构件	第三层轴线框架柱	
剪力	柱顶	柱底
手算结果	18.512	18.512
电算结果	16.7	16.7

对比（以电算为准）	0.108	0.108
-----------	-------	-------

综上对比，梁和柱的剪力相差不大，但梁的电算大于手算，应该是电算考虑的因素更多一点；柱的电算小于手算，应该是电算的计算方法更加精准些。

### 8.1.4 永久荷载作用下梁柱轴力对比

永久荷载作用下的电算轴力图如图 8.4 所示。

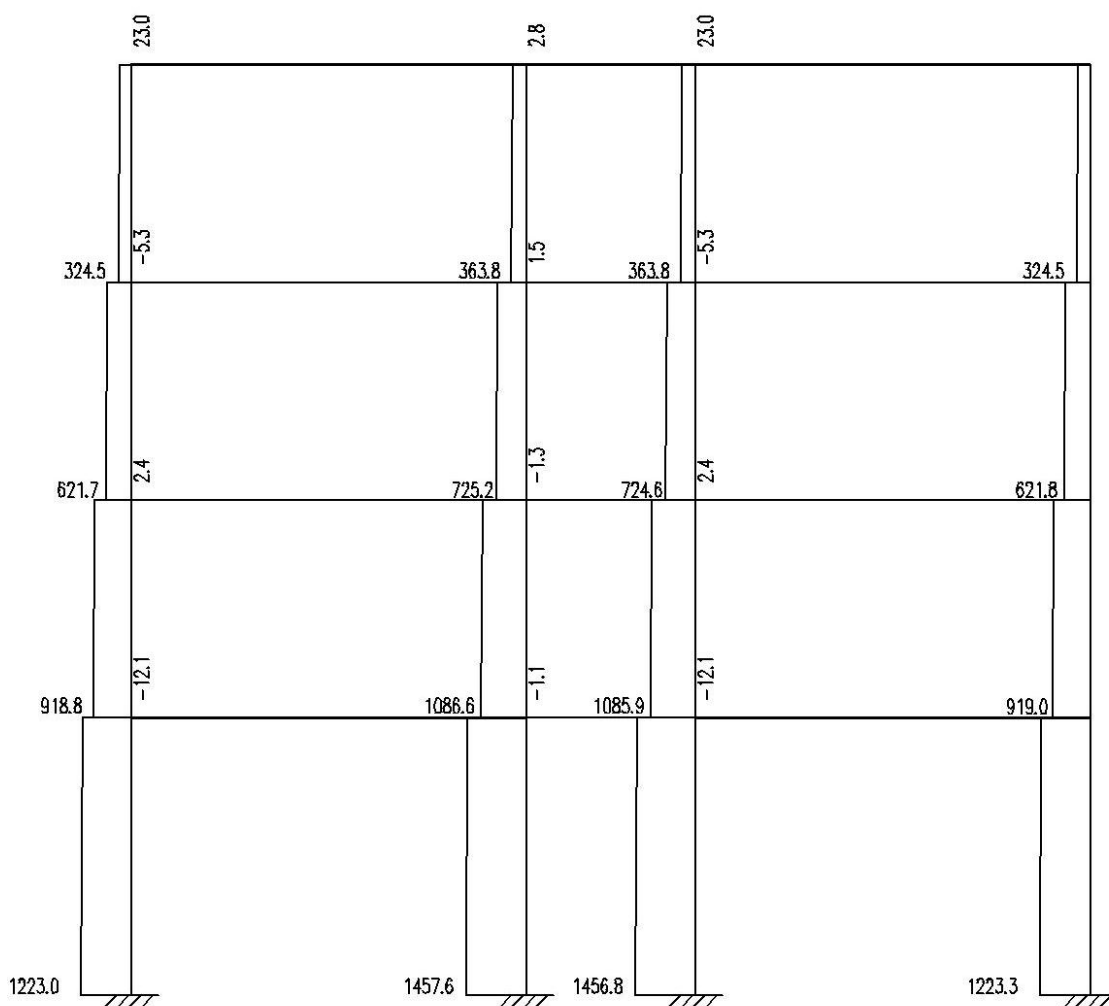


图 8.4 永久荷载作用下的电算轴力图

永久荷载作用下的梁柱轴力对比见表 8.6。

表 8.6 永久荷载作用下的柱剪力对比

构件	第三层轴线框架柱	
	柱顶	柱底
轴力		
手算结果	289.145	289.145
电算结果	325	325
对比（以电算为准）	0.11	0.11

综上对比，柱轴力相差不大，电算大于手算，应该是电算考虑的更周到，计算方法更全面。

## 8.2 可变作用下框架 PK 电算与手算对比

### 8.2.1 可变荷载作用下计算简图对比

可变荷载作用下的电算荷载计算简图如图 8.5 所示。

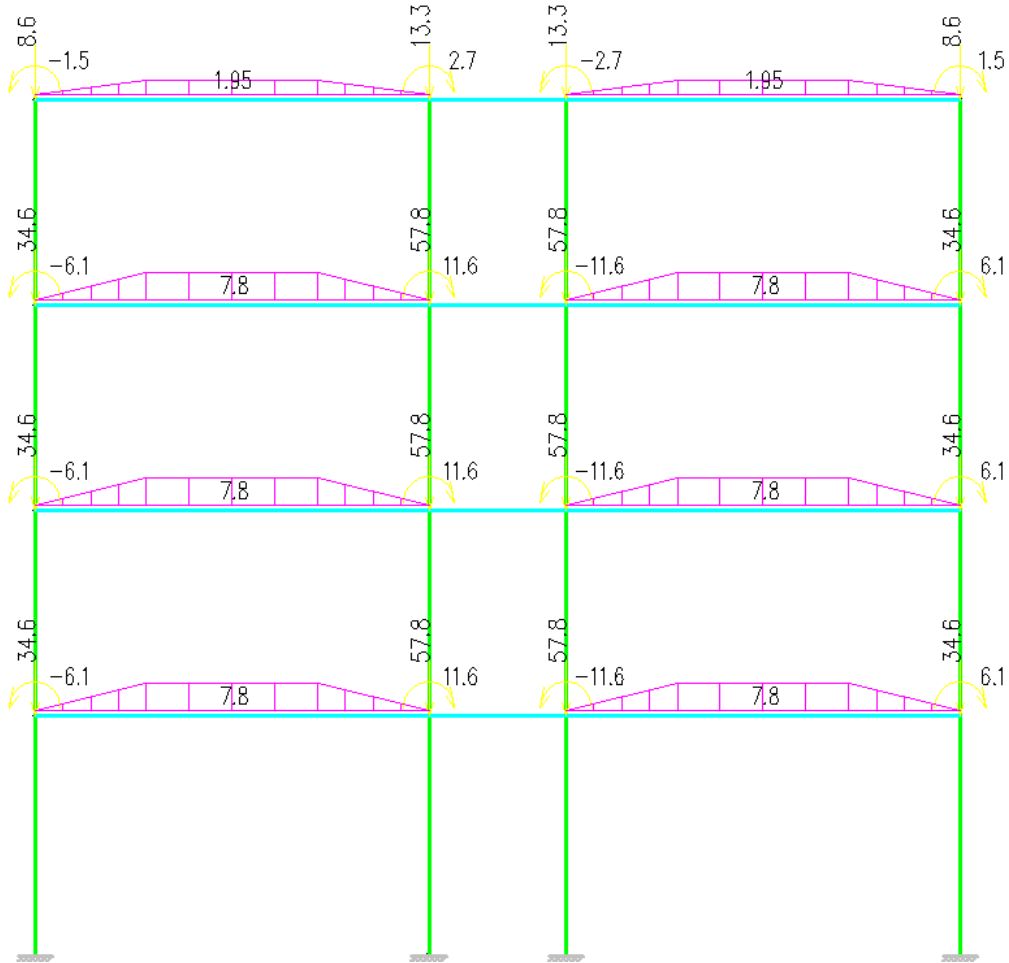


图 8.5 可变荷载作用下的电算荷载简图

可变荷载作用下的计算简图对比见表 8.7。

表 8.7 可变荷载作用下的计算简图对比

构件	第三层 AB 框架梁		
荷载	$q_{AB}$ 梯形	$F_A$	$F_B$
手算结果	7.8	34.515	57.915
电算结果	7.8	34.6	57.8
对比（以电算为准）	0	-0.002	0.001

综上对比，荷载相差不大，应该是可变荷载的数量不是特别多，考虑起来相对比较容易，从而差距不是那么大。

### 8.2.2 可变荷载作用下梁柱弯矩对比

可变荷载作用下的电算弯矩图如图 8.6 所示。

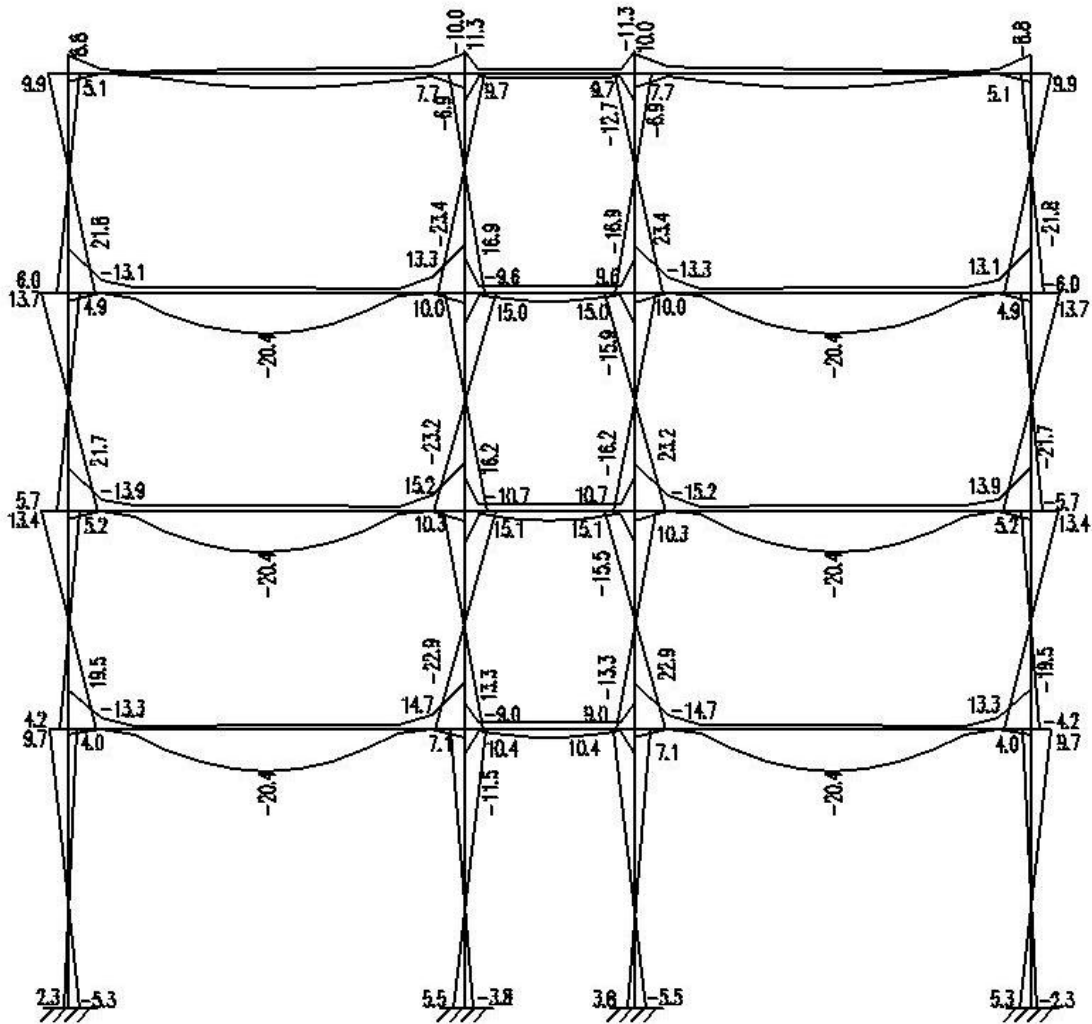


图 8.6 可变荷载作用下的电算弯矩图

可变荷载作用下的梁柱弯矩对比见表 8.8，表 8.9。

表 8.8 可变荷载作用下的梁弯矩对比

构件	第三层 AB 框架梁		
弯矩	左端	跨中	右端
手算结果	22.66	14.776	25.794
电算结果	18	18.2	18.8
对比（以电算为准）	0.25	0.18	0.37

表 8.9 可变荷载作用下的柱弯矩对比

构件	第三层轴线框架柱	
弯矩	柱顶	柱底
手算结果	12.795	11.607
电算结果	8.3	7.1
对比（以电算为准）	0.35	0.38

综上对比，梁的弯矩和柱的弯矩相差较大，应该是计算方法的问题，电算的方法手算考虑的多，从而手算的偏大。

### 8.2.3 可变荷载作用下梁柱剪力对比

可变荷载作用下的电算剪力图如图 8.7 所示。

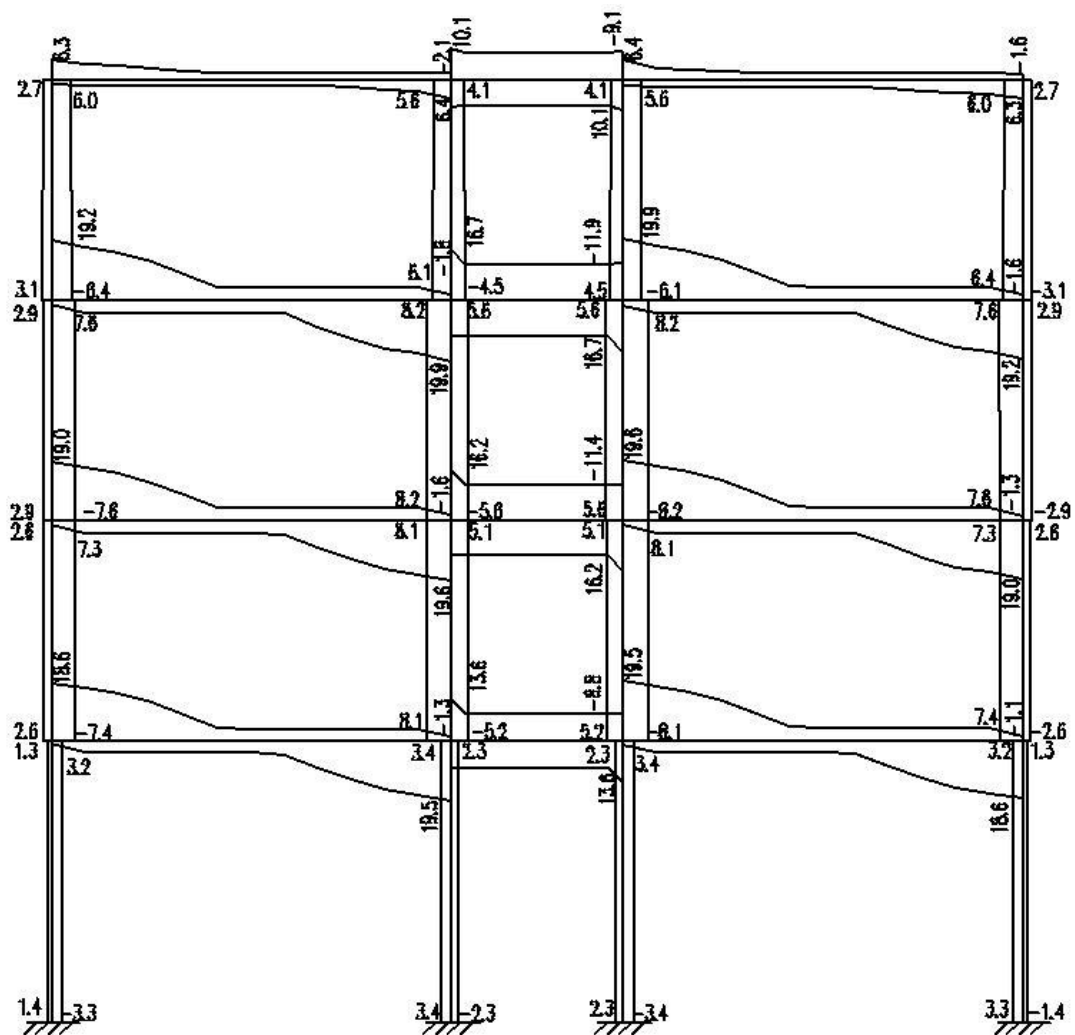


图 8.7 可变荷载作用下的电算剪力图

可变荷载作用下的梁柱剪力对比见表 8.10，表 8.11。

表 8.10 可变荷载作用下的梁剪力对比

构件	第三层 AB 框架梁	
	左端	右端
手算结果	18.672	19.938
电算结果	17.7	18
对比（以电算为准）	0.05	0.107

表 8.11 可变荷载作用下的柱剪力对比

构件	第三层轴线框架柱	
	柱顶	柱底
手算结果	6.778	6.778
电算结果	4.5	4.5
对比（以电算为准）	0.33	0.33

综上对比，梁的剪力手算大于电算，应该是手算考虑的比较浅显，没电算考虑的周到，从而导致手算偏大。

#### 8.2.4 可变荷载作用下梁柱轴力对比

可变荷载作用下的电算轴力图如图 8.8 所示。



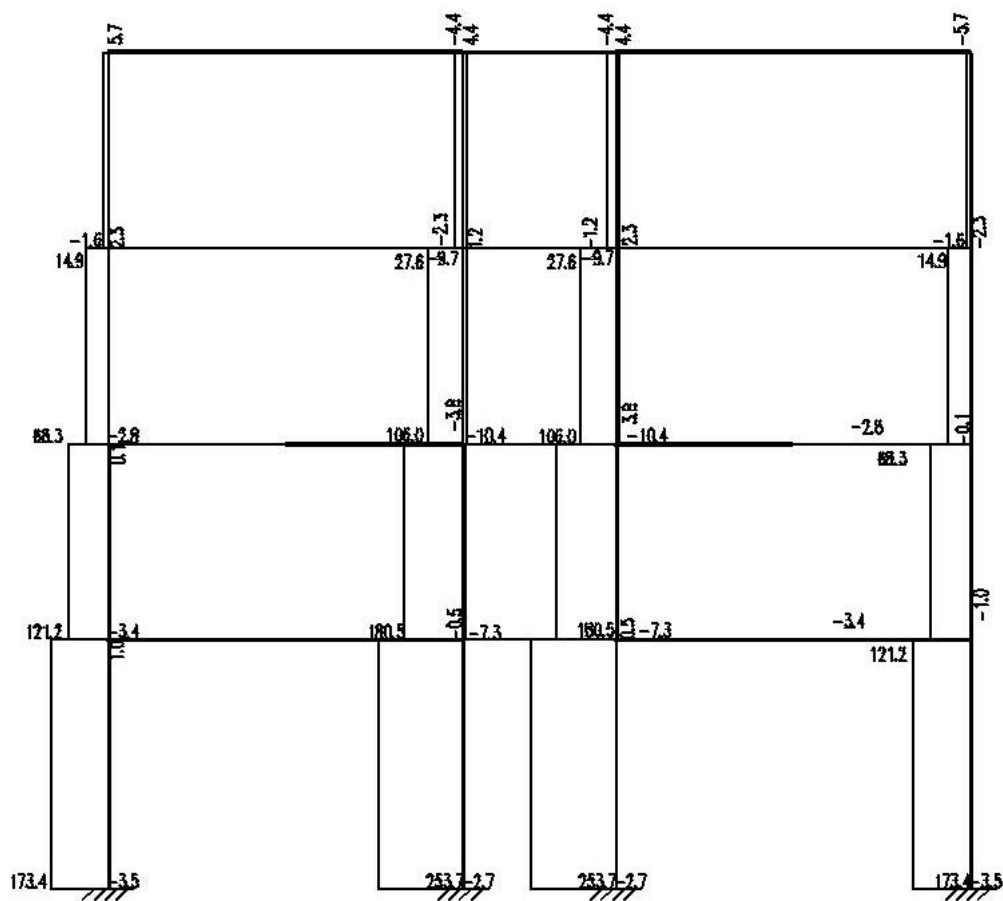


图 8.8 可变荷载作用下的电算轴力图

可变荷载作用下的梁柱轴力对比见表 11.12。

表 8.12 可变荷载作用下的柱轴力对比

构件	第三层轴线框架柱	
	柱顶	柱底
轴力		
手算结果	69.55	69.55
电算结果	65	65
对比（以电算为准）	0.07	0.07

综上对比，柱轴力相差不大，手算大于电算，应该是手算考虑的少了一点，从而导致结果偏大。

### 8.3 风荷载作用下框架 PK 电算与手算对比

风荷载作用下梁柱弯矩对比

风荷载作用下的电算弯矩图如图 8.9 所示。

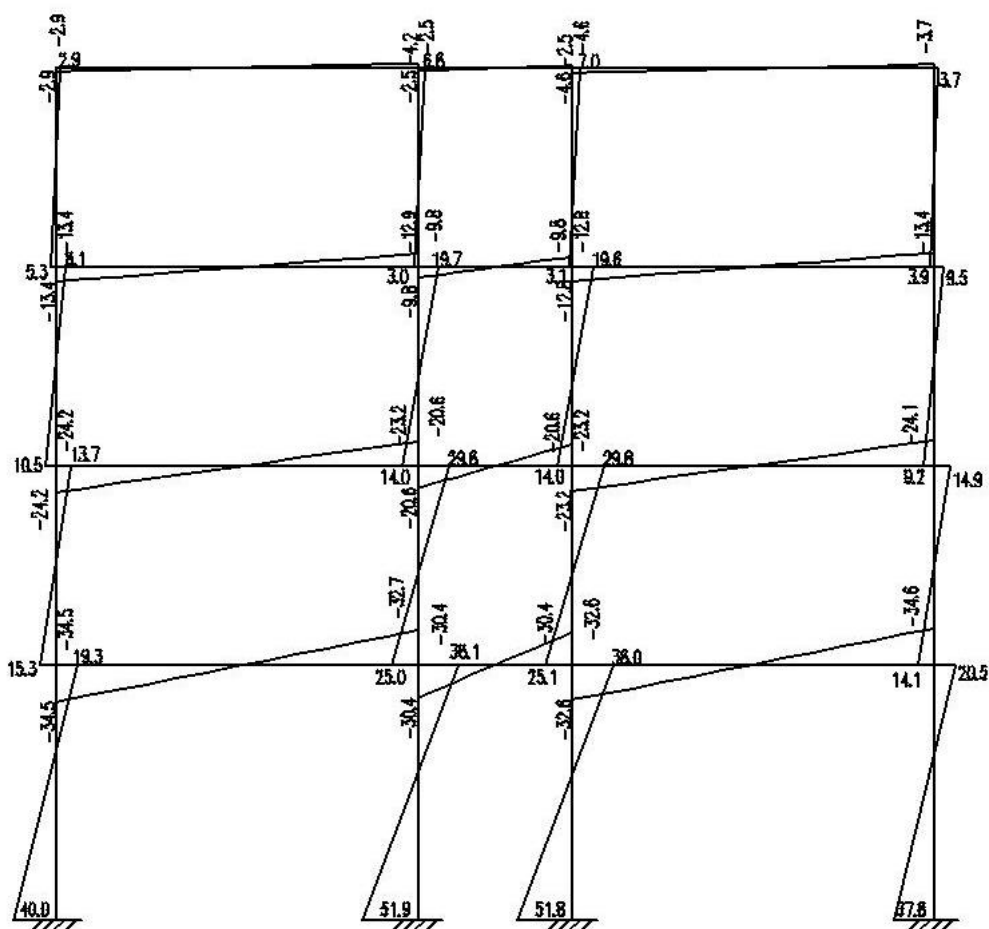


图 8.9 风荷载作用下的电算弯矩图

风荷载作用下的梁柱弯矩对比见表 8.13，表 8.14。

表 8.13 风荷载作用下的梁弯矩对比

构件	第三层 AB 框架梁	
	左端	右端
弯矩		
手算结果	13.24	14.1
电算结果	10.8	10.4
对比（以电算为准）	0.22	0.35

表 8.14 风荷载作用下的柱弯矩对比

构件	第三层轴线框架柱	
	柱顶	柱底
弯矩		
手算结果	11.02	6.15
电算结果	6.6	8.6
对比（以电算为准）	0.301	0.28

综上对比，风荷载手算大于电算，应该是人为简化的时候没计算机考虑的全面，从而导致计算结果偏大。

## 8.4 水平地震荷载作用下框架 PK 电算与手算对比

水平地震荷载作用下梁柱弯矩对比

水平地震荷载作用下的电算弯矩图如图 8.10 所示。

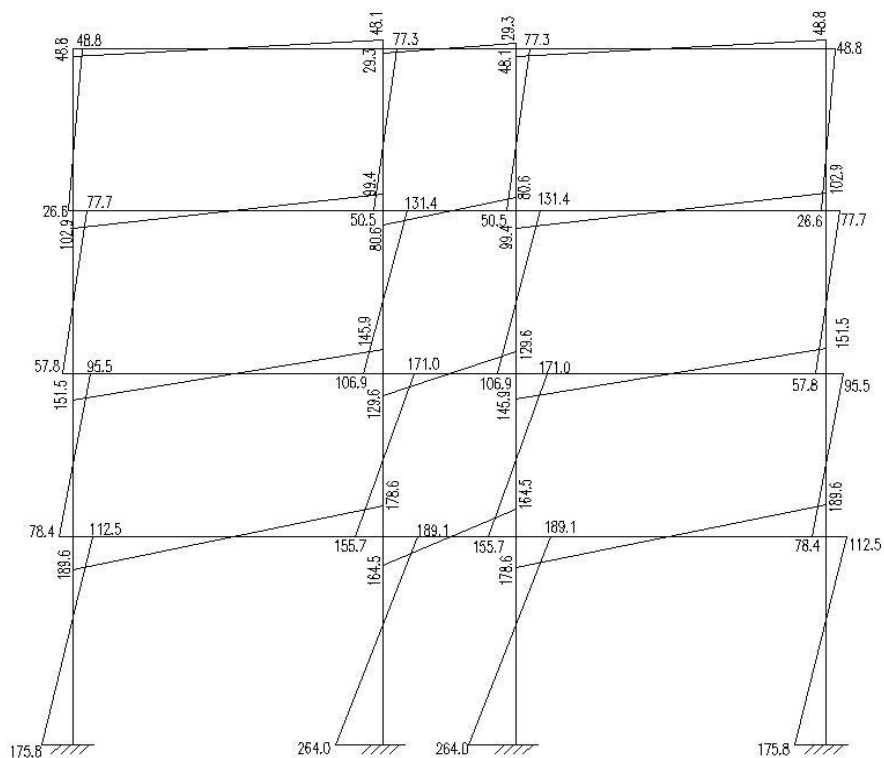


图 8.10 水平地震荷载作用下的电算弯矩图

水平地震荷载作用下的梁柱弯矩对比见表 8.15，表 8.16。

表 8.15 水平地震荷载作用下的梁弯矩对比

构件	第三层 AB 框架梁	
弯矩	左端	右端
手算结果	101.6	70.68
电算结果	113.5	109.7
对比（以电算为准）	-0.104	-0.255

表 8.16 水平地震荷载作用下的柱弯矩对比

构件	第三层轴线框架柱
----	----------

---

弯矩	柱顶	柱底
手算结果	76.1	63.5
电算结果	86.1	63.6
对比（以电算为准）	-0.116	-0.001

---

综合上表的情况，故手算的结果与电算的结果基本相差不大，结果偏于安全。

## 9 内力组合

已知地震烈度为7度，抗震等级为三级。

荷载效应和地震作用效应的组合同时满足下面两个：

- 1) 无地震作用效应组合时，荷载效应组合设计值按公式 (9-1) ~ (9-5)：

永久荷载起控制作用时：

$$S = 1.3 S_{GK} + 0.7 S_{QK} \quad (9-1)$$

可变荷载起控制作用时：

$$S = 1.2 S_{GK} + 1.4 S_{QK} + 1.4 S_{wk} \quad (9-2)$$

$$S = 1.2 S_{GK} + 1.4 S_{wk} + 1.4 \times 0.7 S_{QK} \quad (9-3)$$

考虑永久荷载、可变荷载和风载组合时，采用简化规则：

$$S = 1.2 S_{GK} + 1.4 \times 0.9 \times (S_{QK} + S_{wk}) \quad (9-4)$$

- 2) 有地震作用效应组合时，荷载效应组合设计值按公式 (9-5) 和 (9-6)：

$$S = 1.2 S_{GE} + 1.3 S_{EK} \quad (9-5)$$

$$\text{其中 } S_{GE} = S_{GK} + 0.5 S_{QK} \quad (9-6)$$

### 9.1 框架梁弯矩调幅

根据已知的内力计算，对梁柱的控制截面进行内力组合，框架梁的控制截面为梁的两端及跨中，柱的控制截面为柱顶和柱底。在内力组合求得后，进行内力的调幅，调幅系数为0.85。框架梁柱轴线处的弯矩值和剪力值应换算到梁柱的边缘处，接着再内力组合。按公式 (9-7) (9-8) 计算，计算结果详见表 9.1。

梁支座边缘处的内力值：

$$M_{\text{边缘}} = M - \frac{Vb}{2} \quad (9-7)$$

$$V_{\text{边缘}} = V - \frac{qb}{2} \quad (9-8)$$

表 9.1 轴线处的内力换算为梁支座边缘处的内力值

楼 层	截面位置 (AB 跨)	内力	荷载类型					
			$S_{GE}$	$S_{GK}$	$S_{QK}$	$S_{wk}$	$S_{EK}$	

梁)						左风	右风	左震	右震	
3	轴线处内力	左端	M	62.74	80.54	22.66	6.60	6.60	101.60	101.60
			V	118.24	103.86	18.67	3.39	3.39	52.20	52.20
		跨中	M	56.88	78.00	14.78	1.06	1.06	19.55	19.55
			V	—	—	—	—	—	—	—
		右端	M	60.80	88.90	25.80	15.50	15.50	70.68	70.68
			V	92.10	87.14	19.94	2.07	2.07	60.97	60.97
梁支座边缘处内力	3	左端	M	30.22	51.98	17.53	5.67	5.67	87.25	87.25
			V	109.86	95.47	10.29	-4.99	-4.99	43.82	43.82
		跨中	M	56.88	78.00	14.78	1.06	1.06	19.55	19.55
			V	—	—	—	—	—	—	—
		右端	M	30.87	60.58	19.32	14.83	14.83	50.86	50.86
			V	82.19	77.23	10.03	-7.84	-7.84	51.06	51.06
梁支座边缘处调幅后内力	3	左端	M	25.69	44.18	14.90	4.82	4.82	74.16	74.16
			V	93.38	81.15	8.75	-4.24	-4.24	37.24	37.24
		跨中	M	48.35	66.30	12.56	0.90	0.90	16.62	16.62
			V	—	—	—	—	—	—	—
		右端	M	26.24	51.49	16.42	12.60	12.60	43.24	43.24
			V	69.86	65.65	8.53	-6.66	-6.66	43.40	43.40

注：1、表中弯矩的单位是 kN m，剪力的单位是 KN。

2、表中的调幅后跨中弯矩 M 近似取为调幅前跨中弯矩的 1.1 倍；考虑手算时没有考虑可变荷载的最不利布置和跨中弯矩并非跨间最大弯矩，则跨中弯矩乘以一个 1.2 的系数，水平荷载作用下不调幅。

## 9.2 梁的内力组合

框架梁取每跨梁的左端、右端、跨中三个控制截面组合计算结果见表 9.2。

表 9.2 框架梁内力组合表（第三层 AB 框架梁）

层	控制截面	不利内力	重力荷载	永久荷载	可变荷载	左风	右风	左震	右震
			$S_{GK}$	$S_{GK}$	$S_{QK}$	$S_{WK}$	$S_{WK}$	$S_{EK}$	$S_{EK}$
3	左端	$M$	25.69	44.18	14.90	4.82	4.82	74.16	74.16
		$V$	93.38	81.15	8.75	-4.24	-4.24	37.24	37.24
	跨中	$M$	48.35	66.30	12.56	0.90	0.90	16.62	16.62
		$V$	—	—	—	—	—	—	—
	右端	$M$	26.24	51.49	16.42	12.60	12.60	43.24	43.24
		$V$	69.86	65.65	8.53	-6.66	-6.66	43.40	43.40

续表 9.2 框架梁内力组合表（第三层 AB 框架梁）

不考虑地震的组合			考虑地震的组合				控制内力
1.2 恒+1.4 活	1.35 恒+1.4*0.7 活	1.2 恒+1.4*0.9(活+风)	$\gamma_{RE}(1.2S_{GE} + 1.3S_{EK})$				
		左风	右风	左震	右震		
73.87	74.24	77.86	77.86	112.07	93.92	112.07	
109.63	118.12	103.05	103.05	123.93	111.62	123.93	
97.14	101.81	96.52	96.52	75.87	75.87	101.81	
—	—	—	—	—	—	—	
84.77	85.60	98.35	98.35	88.50	88.50	98.35	
90.71	96.98	81.12	81.12	114.92	114.92	114.92	

注：1、表中弯矩的单位是 kN m，剪力的单位是 KN。

2、抗震组合时对于受弯混凝土梁，受弯时，承载力调整系数  $\gamma_{RE} = 0.75$ ，受剪时，承载力调整系数  $\gamma_{RE} = 0.85$ 。

### 9.3 柱内力组合

柱上端控制截面在梁底，下端在梁顶，应按轴线计算简图所得的柱端内力值换成控制截面的相应值，此计算为简化起见，采用轴线处内力值。框架柱取柱顶和柱底两个控制截面组合计算结果见表 9.3。

表 9.3 框架梁内力组合表（第三层轴线框架柱）

层次	控制截面	不利内力	重力荷载	永久荷载	可变荷载	左风	右风	左震	右震
			载	载	载				

		$S_{GK}$	$S_{GK}$	$S_{QK}$	$S_{WK}$	$S_{WK}$	$S_{EK}$	$S_{EK}$	
3	柱顶	M	57.32	37.07	12.80	10.80	10.80	76.10	76.10
		N	777.88	715.65	69.55	3.94	3.94	51.58	51.58
		V	32.19	21.13	6.78	5.33	5.33	35.17	35.17
	柱底	M	58.56	39.00	11.61	8.40	8.40	63.50	63.50
		N	777.88	715.65	69.55	3.94	3.94	51.58	51.58
		V	32.19	21.13	6.78	5.33	5.33	35.17	35.17

续表 9.3 框架柱内力组合表（第三层轴线框架柱）

		不考虑地震的组合		考虑地震的组合		控制内力
1.2 恒+1.4 活	1.35 恒+1.4*0.7 活	1.2 恒+1.4*0.9(活+风)		$\gamma_{RE}(1.2S_{GE}+1.3S_{EK})$		
		左风	右风	左震	右震	
62.39	62.58	74.21	74.21	114.73	114.73	114.73
956.14	1034.28	951.37	951.37	740.66	740.66	1034.28
34.85	35.17	40.61	40.61	56.86	56.86	56.86
63.05	64.03	72.01	72.01	103.48	103.48	103.48
956.14	1034.28	951.37	951.37	740.66	740.66	1034.28
34.85	35.17	40.61	40.61	56.86	56.86	56.86

注：1、表中弯矩的单位是 kN m，剪力、轴力的单位是 KN。

2、抗震时轴压比不小于 0.15 时，框架柱承载力调整系数  $\gamma_{RE} = 0.80$ 。



## 10 框架梁柱内力设计

混凝土采用 C30,  $f_c=14.3\text{N/mm}^2$ ,  $f_t=1.43\text{N/mm}^2$

钢筋用 HRB400 级, 箍筋采用 HPB300 级,  $f_y=360\text{N/mm}^2$

AB 跨梁截面尺寸为  $250\text{mm}\times 650\text{mm}$ 。

### 10.1 梁截面设计

#### 10.1.1 框架梁正截面受弯承载力计算

第三层 AB 跨框架梁的正截面受弯承载力及纵向钢筋计算过程详见表 10.1。

表 10.1 第三层 AB 跨框架梁正截面受弯承载力计算

截面位置	$M$	$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$	$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	$\gamma_s = \frac{(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s})}{2}$	$A_s = \frac{M}{\gamma_s h_0 f_y}$	配筋	实配 $A_s$	$\rho = \frac{A_s}{bh}$
左 支 端	112.07	0.084	0.088	0.954	534	3C16	602	0.37%
右 支 端	98.35	0.074	0.077	0.962	466	2C18	509	0.313%
跨中	101.81	0.077	0.080	0.958	484	2C18	509	0.313%

验算最小配筋率:

支座:  $\rho_{\min} = \max[0.25\%, (55f_t / f_y)\%] = 0.25\%$

跨中:  $\rho_{\min} = \max[0.2\%, (45f_t / f_y)\%] = \max[0.2\%, 0.18\%] = 0.2\%$

由表可知, 各截面的配筋率均大于最小配筋率, 满足要求。

#### 10.1.2 框架梁斜截面受剪承载力计算

为防止梁在弯曲破坏前发生剪切破坏, 按“强剪弱弯”的原则调整框架梁端截面组合的剪力设计值。已知抗震等级为三级, 框架梁端截面的剪力设计值  $V$  应按下式 (10-1) 进行调整。

$$V = \eta_{vb}(M_b^l + M_b^r) / l_n + V_{Gb} \quad (10-1)$$

式中:  $\eta_{vb}$ —梁端剪力增大系数, 取 1.1;

$V_{Gb}$ —考虑地震作用组合时的重力荷载代表值产生的剪力设计值，可按简支梁计算确定。

第三层 AB 跨梁端剪力“强剪弱弯”调整详见表 10.2

表 10.2 第三层 AB 跨梁端剪力“强剪弱弯”调整

位置	$\eta_{vb}$	$M_b^l$ (kN·m)	$M_b^r$ (kN·m)	$l_n$ (m)	$V_{Gb}$ (kN)	$V$ (kN)	$\gamma_{re}V$ (kN)
梁左	1.1	112.07	98.35	6.9	105.17	138.72	117.912
梁右	1.1	112.07	98.35	6.9	105.17	138.72	117.912

第三层 AB 跨梁斜截面受剪承载力计算详见表 10.3。

表 10.3 第三层 AB 跨梁斜截面受剪承载力计算表

截面位置	$V(KN)$	$0.25\beta_c f_c b h_0$	$A_{sv}/S = \frac{(V-0.7f_t b h_0)}{h_0 f_{yv}}$	加密区配筋	非加密区配筋	$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs}$	$0.24 \frac{f_t}{f_{yv}}$	加密区长度
左端	123.93	545.188	-0.13	A8@100	A8@200	0.402%	0.127%	975
右端	117.91	545.188	-0.13	A8@100	A8@200	0.402%	0.127%	975
端	2							

## 10.2 框架柱截面设计

第三层 A 轴线框架柱的截面尺寸为：550mm×550mm

混凝土等级为 C30

纵筋采用 HRB400 级，箍筋采用 HPB300 级。

轴压比验算：

由规范可知三级框架轴压比为 0.85，则

$$\mu = \frac{N}{f_c b h} = \frac{1034.28 \times 10^3}{14.3 \times 550 \times 550} = 0.24 < 0.85$$

所以满足规范要求。为避免框架柱先于梁发生破坏，应按“强柱弱梁”的原则对框架柱的组合内力尽心调整。该框架梁的抗震等级为三级，框架柱弯矩设计值  $M$ ，应按下式（10-2）进行调整，即：

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (10-2)$$

式中：  $\eta_c$ —对于三级框架结构取 1.3；

第三层 A 轴线框架柱端弯矩的调整见表 10.4。

表 10.4 第三层 A 轴线框架柱端弯矩抗震调整

楼层	位置	$\sum M_b$	$\sum M_c$	$M_{\text{上柱}}$	$M_{\text{下柱}}$
3	A 轴柱	112.07	145.691	114.73	114.73

对于现浇楼板，框架结构底层柱和其余各层柱的计算长度分别为 1.0H 和 1.25H。

### 10.2.1 框架柱正截面承载力计算

(1) 求弯矩增大系数  $\eta_{ns}$ 。

$$M_1 = M_2 = 112.07(\text{KN}\cdot\text{m})$$

杆件端截面偏心距调节系数  $C_m = 0.7 + 0.3 \times 1 = 1$

$$\eta_{ns} = 1$$

$$M = C_m \eta_{ns} M_2 = 112.07(\text{KN}\cdot\text{m})$$

(2) 计算偏心距  $e_i$ 。

$e_a$  取 20mm 和  $h/30 = 550/30 = 18.33\text{mm}$  最大值所以取  $e_a = 20\text{mm}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{112.07 \times 10^6}{1034.28 \times 10^3} = 108.36\text{mm}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 20 + 108.36 = 128.36(\text{mm})$$

(3) 判别大小偏心受压。

$$x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b} = \frac{1034.28 \times 10^3}{1.0 \times 14.3 \times 300} = 241.09\text{mm} < \xi_b h_0 = 0.518 \times 610 = 315.98\text{mm}$$

为大偏心受压。

(4) 求  $A_s$ 、 $A'_s$ 。

$$e = \eta_{ns} e_i + \frac{h}{2} - \alpha_s = 1 \times 128.36 + \frac{550}{2} - 40 = 363.36(\text{mm})$$

$$A_s = A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b (h_0 - \frac{x}{2})}{f_y' (h_0 - \alpha_s')} = \frac{1034.28 \times 10^3 \times 363.36 - 1.0 \times 14.3 \times 300 (510 - \frac{315.98}{2})}{360 \times (510 - 40)}$$

$$= 2517.85(\text{mm}^2)$$

选配 4C32 的钢筋。

(5) 验算配筋率。

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{bh} = \frac{3217 * 2}{550 \times 550} = 2.12\% > \rho_{\min} = 0.55\%$$

一侧纵筋  $\rho' = \frac{A_s'}{bh} = \frac{3217}{550 \times 550} = 1.06\% > \rho_{\min} = 0.2\%$ ，所以满足要求。

### 10.2.2 框架柱斜截面承载力计算

为保证弯曲破坏先于剪切破坏，剪力设计值应按“强剪弱弯”的原则进行调整，如公式（10-3），见表 10.5

$$V = \eta_{vc} (M_c^t + M_c^b) / H_n \quad (10-3)$$

式中：三级框架结构  $\eta_{vc} = 1.2$

$M_c^t$ 、 $M_c^b$  分别为柱的上、下端顺时针或反时针方向截面的组合弯矩设计值；

$H_n$  为柱的净高。

表 10.5 框架柱剪力调整

楼层	位置	$M_c^t(kN \cdot m)$	$M_c^b(kN \cdot m)$	$H_n(m)$	$V_{\uparrow}(kN)$	$V_{\downarrow}(kN)$
3	A 轴柱	114.73	103.48	2.95	56.86	56.86

(1) 截面尺寸复核。

因为  $\frac{h_w}{b} = \frac{510}{550} = 0.93 < 4$

则  $0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1 \times 14.3 \times 550 \times 510 = 1002.79 kN > 56.86(kN)$ ，说明截面

尺寸满足要求。

$\lambda = \frac{H_n}{2h_0} = \frac{2.95}{2 \times 0.51} = 2.89 < 3$ ，取  $\lambda = 2.89$ ，由于

$N = 1034.28 kN < 0.3 * f_c A = 0.3 * 14.3 * 550 * 550 = 1297.7(kN)$ ，所以

取  $N = 1034.28 kN$ 。

(2) 计算  $A_{sv}$ 。

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{V - \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 - 0.07 N}{f_{yv} h_0}$$

$$= \frac{56.86 \times 10^3 - \frac{1.75}{2.89 + 1} 1.43 \times 300 \times 510 - 0.07 \times 1034.28 \times 10^3}{360 \times 510} < 0$$
，所以按构造配

筋。

（3）选配钢筋。

加密区为 A8@100，非加密区为 A8@150。

## 11 楼梯设计

### 11.1 楼梯设计资料

如图 11.1 为三层楼梯一平面布置图，混凝土等级为 C30，钢筋选用 HRB400 级。

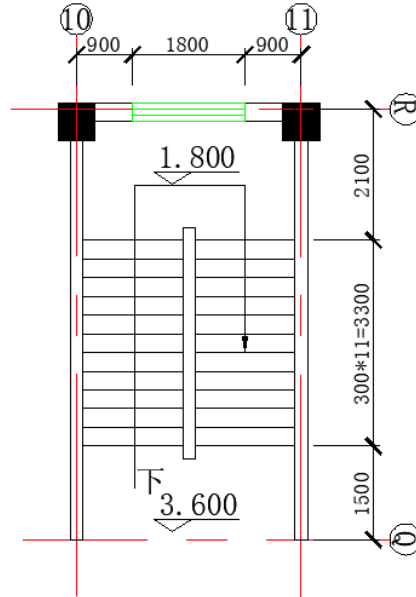


图 11.1 一层楼梯一平面布置图

### 11.2 楼板斜板设计

考虑到第一跑楼梯梯段斜板两端与混凝土楼梯梁的固结作用，斜板跨度按净跨取值，取 1m 板宽为计算单元。

#### 11.2.1 确定斜板厚度

斜板的水平投影净长： $l_n = 3300(mm)$

斜板的斜向净长： $l'_n = \frac{l_n}{\cos\alpha} = \frac{3300}{300 / (\sqrt{300^2 + 150^2})} = 3690(mm)$

斜板厚度： $t = (\frac{1}{25} \sim \frac{1}{30})l'_n = (\frac{1}{25} \sim \frac{1}{30}) * 3690 = 123 \sim 148$ ，取  $t = 130mm$

#### 11.2.2 荷载计算

楼梯板自重： $0.5 * (0.15 + \frac{0.13}{300 / \sqrt{300^2 + 150^2}} * 2) * 25 = 5.51 (KN/m)$

踏步抹灰自重： $(0.3 + 0.15) * 0.02 * 20 / 0.3 = 0.6 (KN/m)$

底板抹灰自重： $0.3 * \frac{\sqrt{300^2 + 150^2}}{300} * 0.02 * 17 / 0.3 = 0.38 (KN/m)$

金属栏杆自重:  $0.2(\text{KN/m})$

标准值:  $g_k = 5.51 + 0.6 + 0.38 + 0.2 = 6.69 (\text{KN/m})$

设计值:  $g = 1.2 * 6.69 = 8.03 (\text{KN/m})$

可变荷载设计值:  $p = 3.5 * 1.4 = 4.9 (\text{KN/m})$

则楼段斜板的荷载设计值:  $q = g + p = 8.03 + 4.9 = 12.93 (\text{KN/m})$

### 11.2.3 梯段斜板的内力计算

跨中最大弯矩:  $M = \frac{ql_0^2}{10} = \frac{12.93 * 3.69^2}{10} = 17.61 (\text{KN m})$

### 11.2.4 配筋计算

$h_0 = h - 20 = 130 - 20 = 110(\text{mm})$

$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{17.61 * 10^6}{14.3 * 1000 * 110^2} = 0.101$

$\gamma_s = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2 * 0.101}) = 0.947$

$A_s = \frac{M}{\gamma_s h_0 f_y} = \frac{17.61 * 10^6}{0.947 * 360 * 110} = 470(\text{mm}^2)$

$\rho_s = \frac{A_s}{bh} = \frac{470}{130 * 1000} = 0.36\% > \rho_{\min} = (0.2\%, 45 \frac{f_t}{f_y}) = \max(0.2\%, 0.18\%) = 0.2\%$

选配 C10@150,  $A_s = 523\text{mm}^2 > 470\text{mm}^2$  ;

踏步分布钢筋为每个踏步下 1C8 钢筋。

## 11.3 平台板计算

取 1m 板宽为计算单元, 板厚取  $h=100 \text{mm}$ 。

### 11.3.1 荷载计算

平台自重:  $0.1 * 25 * 1 = 2.5(\text{KN/m})$

板面抹灰重:  $20 * 0.02 * 1 = 0.4 (\text{KN/m})$

板底抹灰自重:  $17 * 0.02 * 1 = 0.34 (\text{KN/m})$

标准值:  $g_k = 2.5 + 0.4 + 0.34 = 3.24 (\text{KN/m})$

设计值：  $g = 1.2 * 3.24 = 3.89$  (KN/m)

可变荷载设计值：  $p = 3.5 * 1.4 = 4.9$  (KN/m)

则平台板的荷载设计值：  $q = g + p = 3.89 + 4.9 = 8.79$  (KN/m)

### 11.3.2 内力计算

取  $l_0 = 2100mm$ ，则跨中最大弯矩：

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{8.79 * 2.1^2}{8} = 4.85$$

### 11.3.3 配筋计算

$$h_0 = 100 - 20 = 80mm$$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{4.85 \times 10^6}{14.3 \times 1000 \times 80^2} = 0.053$$

$$\gamma_s = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2 * 0.053}) = 0.973$$

$$\xi_s = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0.053} = 0.054 < \xi_b = 0.518 \quad \text{满足要求。}$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s h_0 f_y} = \frac{4.85 \times 10^6}{0.973 \times 360 \times 80} = 173.08(mm^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{173.08}{100 \times 1000} = 0.17\% < \rho_{\min} = (0.2\%, 45 \frac{f_t}{f_y}) = \max(0.2\%, 0.18\%) = 0.2\%$$

按最小配筋率  $A_s = b * h = 0.2\% = 200(mm^2)$

平台板受力钢筋选配 C6@140,  $A_s = 202mm^2 > 200mm^2$

平台板支座负筋为 C6@140, 分布筋为钢筋为 C6@250。

## 11.4 平台梁计算

平台梁截面尺寸为  $bh = 250mm * 400mm$ ，计算跨度  $l_0 = 3.6m$ 。

### 11.4.1 荷载计算

楼梯段斜板传来：  $12.93 * 3.3 * 0.5 = 21.33$  (KN/m)

平台板传：  $8.79 * 2.1 * 0.5 = 9.23$  (KN/m)



平台梁自重:  $0.25 * (0.4 - 0.1) * 25 * 1.2 = 2.25$  (KN/m)

平台梁抹灰:  $(0.4 - 0.1) * 0.02 * 2 * 17 * 1.2 = 0.24$  (KN/m)

平台梁荷载设计值:  $21.33 + 9.23 + 2.25 + 0.24 = 33.05$  (KN/m)

#### 11.4.2 内力计算

跨中最大弯矩设计值:  $M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{33.05 * 3.6^2}{8} = 53.54$  (KN m)

支座最大剪力设计值:  $V = \frac{ql_n}{2} = \frac{33.05 * 3.4}{2} = 56.19$  (KN)

#### 11.4.3 配筋计算

$h_0 = h - 25 = 400 - 25 = 375$  mm

$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{53.54 * 10^6}{14.3 * 250 * 375^2} = 0.106$

$\gamma_s = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2 * 0.106}) = 0.944$

$A_s = \frac{M}{\gamma_s h_0 f_y} = \frac{53.54 * 10^6}{0.944 * 375 * 360} = 420.12$  (mm<sup>2</sup>)

选配 3C14,  $A_s = 461$  mm<sup>2</sup> > 420.12 mm<sup>2</sup> ;

#### 11.4.4 斜截面受剪承载力计算

$V_c = 0.7 \beta_c f_t b h_0 = 0.7 * 0.8 * 1.43 * 250 * 375 = 75.08$  KN > 56.19 KN

所以按构造配箍, 取 A6@250 双肢箍。

## 参考文献

- [1]东南大学、同济大学、天津大学合编.混凝土结构（中册）（第五版）[M].北京：中国建筑工业出版社.2012
- [2]叶列平编著.混凝土结构（上册）[M].北京：中国建筑工业出版社.2012
- [3]路丹.建筑框架结构设计问题与优化策略研究[J].建筑技术开发.2019(01)
- [4]赛福鼎,乃吉木.浅析多层钢筋混凝土框架结构设计[J].科技创新与应用.2017(06)
- [5]包小波.框架结构设计与施工中应注意的问题[J].山西建筑.2017(10)
- [6]王国亮.建筑框架结构设计原则及存在问题和解决措施[J].江西建材.2015(15)
- [7]何实.抗震理念在民用建筑结构设计中的应用探析[J].黑龙江科技信息. 2017(08)
- [8]陈凯.建筑结构设计中的抗震设计分析[J].建材与装饰.2017(44)
- [9]段培培,刘春花,王玲玲.BIM技术在绿色建筑中的应用[J].建材与装饰 2019年05期
- [10]金春辉.基于BIM的建筑工程造价管理探讨[J].建材与装饰 2019年03期
- [11]吴欣. [3]浅议基于生态环保理念的住宅绿色建筑设计[J].建材与装饰 2019年06期
- [12]李源清. 建筑工程施工组织设计[M].北京：北京大学出版社.2011

## 致 谢

本设计是在倪晓燕老师的悉心指导和严格要求下完成的，从课题选取、方案论证到具体设计和优化，无不凝聚着老师的心血和汗水，在整个毕业设计完成期间，始终感受着老师的精心指导和无私的关怀，让我受益匪浅。在此向倪老师表示深深的感谢和崇高的敬意。

不积跬步何以至千里，本设计能够顺利的完成，也归功于各位任课老师的认真负责，使我能够很好的掌握和运用专业知识，并在设计中体现。正是有了他们的悉心帮忙和支持，才使我的毕业设计工作顺利完成，在此向江苏建筑职业技术学院建筑建造学院的全体老师表示由衷的谢意。感谢他们三年来的栽培和关爱。

张玮昕

2019年6月1日