

## 建筑设计说明

### 1、工程概况:

- (1)、工程名称: 教学楼;
- (2)、工程位置: 某市;
- (3)、工程总面积: 4491.01 m<sup>2</sup>, 主楼 5 层, 标准层高为 3.9m。
- (4)、结构形式: 现浇整体框架。

### 2、建筑物功能与特点:

#### (1)、平面设计

建筑平面布置满足长宽比小于 5, 采用纵向 3.6m、横向 7.8m、3.0m、7.8m 的柱距, 满足建筑开间模数和进深的要求。

#### (2)、立面设计

该建筑立面为了满足采光和美观需求, 设置了大面积的玻璃窗。外墙面选用面砖饰面, 不同分隔区采用不同的颜色区隔, 以增强美感。

#### (3)、防火

安全疏散距离满足房门至外部出口或封闭楼梯间最大距离小于 35m, 大房间设前后两个门, 小房间设一个门, 满足防火要求; 室内消火栓设在走廊两侧, 每层两侧及中间设 3 个消火栓, 满足间距 50m 的要求。

#### (4)、抗震

建筑的场地地势平坦, 体型规则、简洁有利于抗震。

#### (5)、屋面

屋面形式为平屋顶; 平屋顶排水坡度为 2%, 排水坡度的形式为垫置坡度, 排水方式为内排水。屋面做法采用《98J1——工程做法》中柔性防水, 聚苯乙烯泡沫塑料板保温层屋面。

### 3、设计资料

#### (1)、自然条件

工程地质条件: 详见地质勘查报告。

抗震设防: 7 度

建筑物安全等级: 2 级

基本风压： $W_0 = 0.50 \text{ KN/m}^2$ ，主导风向：东北风

基本雪压： $S_0 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

气象条件：夏季最高温度： $40 \text{ }^\circ\text{C}$  冬季最低温度： $-3 \text{ }^\circ\text{C}$

最冷月平均相对湿度：75% 最热月平均相对湿度：80%

年总降雨量：1200mm 日最大降雨量：260 mm

楼面活荷：教室： $2.0 \text{ KN/m}^2$ ；走道及其他： $2.5 \text{ KN/m}^2$ 。

## 4、工程做法

### (1)、屋面做法

- ①30厚细石混凝土保护层（带砂、小片石，作为保护层）
- ②20厚1:3水泥砂浆层找平层
- ③100-140厚（2%找坡）膨胀珍珠
- ④三毡四油防水层
- ⑤钢筋混凝土基层
- ⑥吊顶和粉底

### (2)、楼面做法瓷砖地面（包括水泥粗砂打底）

#### 1) 房间、走道楼面——现制水磨石

- ①瓷砖地面（包括水泥粗砂打底）
- ②100厚现浇混凝土楼板
- ③15厚纸筋石灰抹底

#### 2) 卫生间楼面——铺地砖

- ①8厚地砖楼面，干水泥擦缝
- ②撒素水泥面（洒适量清水）
- ③20厚1:4干硬性水泥砂浆结合层
- ④60厚C20细石混凝土向地漏找平，最薄处30厚

⑤聚氨酯三遍涂膜防水层厚1.5~1.8或用其他防水涂料防水层，防水层

周边卷起高150

- ⑥20厚1:3水泥砂浆找平层，四周抹小八字角
- ⑦现浇钢筋混凝土楼板

### (3)、外墙面做法——面砖饰面

- ①1:1 水泥砂浆（细砂）勾缝
  - ②贴 8 厚面砖（在砖粘贴面上涂抹专用粘贴剂，然后粘贴）
  - ③6 厚 1:0.2:2 水泥石灰膏砂浆找平层
  - ④6 厚 1:1:6 水泥石膏砂浆刮平扫毛
  - ⑤6 厚 1:0.5:4 水泥石灰砂浆打底扫毛
  - ⑥刷一道加气混凝土界面处理剂
- (4)、内墙面做法——纸筋（麻刀）灰墙面
- ①刷内墙涂料
  - ②2 厚纸筋（麻刀）灰抹面
  - ③9 厚 1:3 石灰膏砂浆
  - ④5 厚 1:3:9 水泥石膏砂浆打底划出纹理
  - ⑤加气混凝土界面处理剂一道
- (5)、散水做法：混凝土散水
- ①50 厚 C15 混凝土撒 1:1 水泥砂子，压实赶光
  - ②150 厚 3:7 灰土垫层
  - ③素土夯实向外坡 4%

## 一 结构布置

根据该房屋结构的使用功能及建筑设计的要求，进行了建筑平面、立面及剖面设计，其建筑平面，结构平面和剖面图都已给出。主体结构共5层，建筑面积共4491.01m<sup>2</sup>，每层高为3.9 m，女儿墙高为0.6 m。

外墙体采用250 mm的加气混凝土砌体，内墙体200mm的加气混凝土砌体，采用门为木门，窗为铝合金窗，屋盖及楼盖使用100 mm厚现浇钢筋混凝土板。

主梁的截面尺寸按1/8~1/12 进行估算，次梁不设。混凝土采用C30，设计强度为： $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$ ， $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$ 。该工程框架为横向框架承重，根据梁跨度可初步确定梁的尺寸见表1.1。

表1.1 梁截面尺寸（mm）及各层混凝土强度等级

| 层次  | 砼强度等级 | 横梁 (b*h) |         | 纵梁 (b*h) |
|-----|-------|----------|---------|----------|
|     |       | AB、CD跨   | BC跨     |          |
| 1—5 | C30   | 350×650  | 350×550 | 350×650  |

查表知，七级抗震设防烈度，高度≤30m的框架结构的抗震等级为三级，柱的截面尺寸采用轴压比来进行控制，其轴压比限值 $[\mu_N]=0.9$ ，各层的重力荷载代表值取为 $12\text{KN}/\text{m}^2$ ，边柱的负载面积为 $3.6\times 3.9\text{m}^2$ ，中柱的负载面积为 $3.6\times 5.4\text{m}^2$ ，则柱截面尺寸可用如下经验公式粗略确定：

$$N=1.2N_v=1.2\times 3.6\times 5.4\times 12=279.94\text{KN}$$

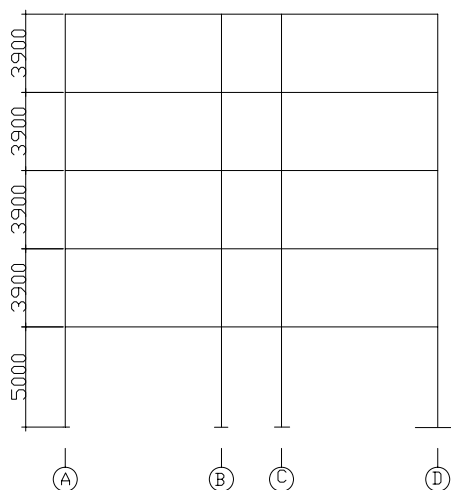
$$A=a^2=\frac{GnF}{f_c(\mu_N-0.1)\times 10^3}\varphi$$

中柱： $A=a^2=\frac{GnF}{f_c(\mu_N-0.1)\times 10^3}\varphi=12\times 5\times 3.6\times 5.4/[14.3\times (0.9-0.1)\times 1000]=0.10$

则  $a=0.32\text{m}$

边柱： $A=a^2=\frac{GnF}{f_c(\mu_N-0.1)\times 10^3}\varphi=0.07$  则  $a=0.27$

根据上述计算结果并综合考虑其它因素，本设计柱的截面尺寸为 $500\times 500$ 。柱高度：底层柱高度 $h=3.9+0.6+0.5=5.0$ ，其中 $3.9$ 为底层告诉， $0.6$ 为室内为高差， $0.5$ 为基础顶面至外地面高度，其他均为 $3.9\text{m}$ 。计算简图如下：



## 二 重力荷载的计算

### 2.1 屋面及楼面的永荷载标准值

### 1. 屋面均布恒载

|                      |   |
|----------------------|---|
| 30 厚细石混凝土保护层         | $22 \times 0.03 = 0.66 \text{ KN/m}^2$      |
| 三毡四油防水层              | 0.4 KN/m <sup>2</sup>                       |
| 20 厚水泥砂浆找平层          | $20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2$       |
| 100-140 厚（2%找坡）膨胀珍珠岩 | $(0.1+0.4) \times 7/2 = 0.8 \text{ KN/m}^2$ |
| 100 厚现浇混凝土楼板         | $0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}^2$        |
| 吊顶或粉底                | 0.5 KN/m <sup>2</sup>                       |
| <hr/>                |   |
| 屋面恒荷载                | 5.3 KN/m <sup>2</sup>                       |

### 2. 楼面均布恒载

|                |   |
|----------------|---|
| 瓷砖地面（包括水泥粗砂打底） | 0.55 KN/m <sup>2</sup>                  |
| 100 厚现浇混凝土楼板   | 2.5 KN/m <sup>2</sup>                   |
| 15 厚纸筋石灰抹底     | $0.015 \times 16 = 0.24 \text{ KN/m}^2$ |
| <hr/>          |   |
| 楼面均布恒载         | 3.29 KN/m <sup>2</sup>                  |

## 2.2 屋面及楼面可变荷载标准值

|               |                       |                       |
|---------------|-----------------------|-----------------------|
| 不上人屋面均布活荷载标准值 | 0.5 KN/m <sup>2</sup> |                       |
| 楼面活荷载标准值      | 教室及休息室                | 2.0 KN/m <sup>2</sup> |
|               | 其他                    | 2.5 KN/m <sup>2</sup> |

屋面雪荷载标准值

$$S_k = \mu_r S_0 = 1.0 \times 0.4 = 0.4 \text{ KN/m}$$

式中： $\mu_r$  为屋面积雪荷载分布系数，取  $\mu_r = 1.0$

## 2.3 现浇板带区板

$$25 \times 0.1 = 3 \text{ KN/m}^2$$

## 2.4 梁、柱、墙、窗、门重力荷载代表值的计算

梁柱可根据截面尺寸、材料容重及粉刷等计算出单位长度上的重力荷载；对墙、门、窗可计算出单位面积上的重力荷载。具体计算过程见表2.5.1和2.5.2  
 外墙为250mm厚的加气混凝土砌体，外墙面贴瓷砖，内墙面为20mm厚的抹灰，则单位墙体的重力荷载为：

$$0.5 + 7 \times 0.25 + 17 \times 0.02 = 2.59 \text{ KN/m}^2$$

内墙为 200mm 厚加气混凝土砌体，两侧面为 20mm 厚的抹灰，则单位墙体的重力荷载为：

$$7 \times 0.2 + 17 \times 0.02 \times 2 = 2.08 \text{ KN/m}^2$$

## 1、一层的计算

(1) 窗的计算：

铝合金窗： C:  $(2.4\text{m} \times 2.1\text{m}) \times 2 = 2.4\text{m} \times 2.1\text{m} \times 2 = 10.08\text{m}^2$

窗的总重：  $10.08 \times 0.4 = 4.032\text{KN}$ 。

(2) 墙重的计算：

外墙：  $[(0.36 - 0.5) \times (5.0 - 0.65) \times 2 - 2.4 \times 2.1 \times 2] \times 2.59 = 43.745 \text{ KN}$

内墙：  $(0.36 - 0.5) \times (5.0 - 0.65) \times 2 \times 2.08 = 56.098\text{KN}$

---

合计： 99.843KN

(3) 楼板的计算：

板：  $3.6 \times (7.8 + 7.8 + 3 + 0.25) \times 2.5 = 169.65\text{KN}$

面层和吊顶的重量：

$(0.36 - 0.5) \times 0.24 \times (7.8 + 7.8 + 3 - 0.25) + 3.6 \times (7.8 + 7.8 + 3 - 0.25) \times 0.55 = 49.985\text{KN}$

---

合计： 219.635KN

## 2、二到四层的计算

(1) 窗的计算：

铝合金窗： C:  $(2.4\text{m} \times 2.1\text{m}) \times 2 = 2.4\text{m} \times 2.1\text{m} \times 2 = 10.08\text{m}^2$

窗的总重：  $10.08 \times 0.4 = 4.032\text{KN}$ 。

(2) 墙重的计算：

外墙：  $[(0.36 - 0.5) \times (3.9 - 0.65) \times 2 - 2.4 \times 2.1 \times 2] \times 2.59 = 26.081 \text{ KN}$

内墙：  $(0.36 - 0.5) \times (3.9 - 0.65) \times 2 \times 2.08 = 41.912\text{KN}$

---

合计： 67.993KN

(3) 楼板的计算：

板：  $3.6 \times (7.8 + 7.8 + 3 + 0.25) \times 2.5 = 169.65\text{KN}$

面层和吊顶的重量：

$$(0.36-0.5) \times 0.24 \times (7.8+7.8+3-0.25) + 3.6 \times (7.8+7.8+3-0.25) \times 0.55=49.985\text{KN}$$

合计：219.635KN

### 3、五层的计算

(1) 窗的计算：

铝合金窗： C:  $(2.4\text{m} \times 2.1\text{m}) \times 2 = 10.08\text{m}^2$

窗的总重： $10.08 \times 0.4=4.032\text{KN}$ 。

(2) 墙重的计算：

外墙： $[(0.36-0.5) \times (3.9-0.65) \times 2-2.4 \times 2.1 \times 2] \times 2.59=26.081 \text{ KN}$

内墙： $(0.36-0.5) \times (3.9-0.65) \times 2 \times 2.08=41.912\text{KN}$

女儿墙： $0.6 \times 3.6 \times 2 \times 2.59=11.189\text{KN}$

合计：79.182KN

(3) 楼板的计算：

$$5.3 \times 3.9 \times (7.8+7.8+3+0.25) =384.462\text{KN}$$

表 2.4.1 梁、柱重力荷载标准值

| 层次  | 构件  | b    | h    | $\gamma$ | $\beta$ | g     | L   | n | Gi     | $\Sigma Gi$ |
|-----|-----|------|------|----------|---------|-------|-----|---|--------|-------------|
| 1   | 边横梁 | 0.35 | 0.65 | 25       | 1.05    | 5.972 | 7.3 | 2 | 87.19  | 173.875     |
|     | 中横梁 | 0.35 | 0.55 | 25       | 1.05    | 5.053 | 2.5 | 1 | 12.63  |             |
|     | 纵梁  | 0.35 | 0.65 | 25       | 1.05    | 5.972 | 3.1 | 4 | 74.05  |             |
|     | 柱   | 0.5  | 0.5  | 25       | 1.1     | 6.875 | 5   | 4 | 137.5  |             |
| 2-5 | 边横梁 | 0.35 | 0.65 | 25       | 1.05    | 5.972 | 7.3 | 2 | 87.19  | 173.875     |
|     | 中横梁 | 0.35 | 0.55 | 25       | 1.05    | 5.053 | 2.5 | 1 | 12.63  |             |
|     | 纵梁  | 0.35 | 0.65 | 25       | 1.05    | 5.972 | 3.1 | 4 | 74.05  |             |
|     | 柱   | 0.5  | 0.5  | 25       | 1.1     | 6.875 | 3.9 | 4 | 107.25 |             |

注：表中  $\beta$  为考虑梁、柱的粉刷层重力荷载而对其重力荷载的增大系数。

表 2.4.2 各层梁、柱、门、窗、墙、板的重力荷载标准值

| 层次 \ 构件 | 梁       | 柱      | 门窗    | 墙      | 板       |
|---------|---------|--------|-------|--------|---------|
| 1       | 173.875 | 137.5  | 4.032 | 99.843 | 219.635 |
| 2-4     | 173.875 | 107.25 | 4.032 | 67.993 | 219.635 |
| 5       | 173.875 | 107.25 | 4.032 | 79.182 | 384.462 |

## 2.5 重力荷载代表值的计算

重力荷载代表值取结构和构配件自重标准值和各可变荷载组合之和，各层的重力荷载代表值 $G_i$ 取各楼层标高上下各楼层的一半。

$$\text{重力荷载代表值: } G_E = G_k + \sum \Psi_{Ei} Q_{ki}$$

(1) 永久荷载代表值:

一层永久荷载标准值

$$G_{k1} = 173.875 + 219.635 + (137.5 + 4.032 + 99.843 + 107.25 + 4.032 + 67.994) \times 0.5 = 603.835\text{KN}$$

二层永久荷载标准值

$$G_{k2-4} = 173.875 + 219.635 + 0.5 \times (107.25 + 4.032 + 67.993) \times 2 = 572.785\text{KN}$$

五层永久荷载标准值

$$G_{k5} = 173.875 + 384.462 + 0.5 \times (107.25 + 4.032 + 79.183) \times 2 = 748.801\text{KN}$$

(2) 可变荷载组合值:

$$Q_{k1-4} = (7.8 - 0.25 \times 0.5 - 0.2 \times 0.5) \times 3.6 \times 2 \times 2.0 + (3 - 0.2) \times 3.6 \times 2.5 = 134.28\text{KN}$$

$$Q_{k5} = 3.6 \times (18.6 - 0.25) \times (0.5 + 0.4) = 59.454\text{KN}$$

(3) 各层的重力荷载代表值:

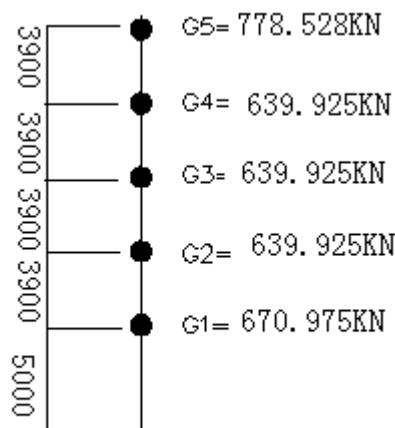
$$G_{E1} = G_{k1} + \sum \Psi_{E1} Q_{k1} = 603.835 + 0.5 \times 134.28 = 670.975\text{KN}$$

$$G_{E2-4} = G_{k2-4} + \sum \Psi_{E2-4} Q_{k2-4} = 572.785 + 0.5 \times 134.28 = 639.925\text{KN}$$

$$G_{E5} = G_{k5} + \sum \Psi_{E5} Q_{k5} = 748.801 + 0.5 \times 59.454 = 778.528\text{KN}$$



各楼层重力荷载代表值的计算结果如下图所示：



### 三 横向框架侧移刚度的计算

#### 3.1 横梁线刚度 $b_i$ 的计算

表3.1.1 横梁线刚度  $b_i$  计算表

| 类别  | 层次  | $E_c$ | $B \times h$     | $l$  | $I_0$ | $E_c I_0 / l$ | $1.5 E_c I_0 / l$ | $2.0 E_c I_0 / l$ |
|-----|-----|-------|------------------|------|-------|---------------|-------------------|-------------------|
| 边横梁 | 1   | 3.0   | $350 \times 650$ | 7800 | 8.01  | 3.081         | 4.622             | 6.162             |
|     | 2-5 | 3.0   | $350 \times 650$ | 7800 | 8.01  | 3.081         | 4.622             | 6.162             |
| 走道梁 | 1   | 3.0   | $350 \times 550$ | 3000 | 4.853 | 4.853         | 7.28              | 9.706             |
|     | 2-5 | 3.0   | $350 \times 550$ | 3000 | 4.853 | 4.853         | 7.28              | 9.706             |

#### 3.2 柱线刚度 $c_i$ 的计算

表3.2.1 柱线刚度  $c_i$  计算表

| 层数 | $h_c$ (mm) | $E_c$<br>$10^{10} N/mm$ | $b \times h$<br>(mm $\times$ mm) | $I_c$<br>$10^9 mm^4$ | $E_c I_c / h_c$<br>$10^{10} N \cdot mm$ |
|----|------------|-------------------------|----------------------------------|----------------------|---|
|    |            |                         |                                  |                      |   |

|     |      |     |         |     |      |
|-----|------|-----|---------|-----|------|
| 1   | 5000 | 3.0 | 500×500 | 5.2 | 3.12 |
| 2-5 | 3900 | 3.0 | 500×500 | 5.2 | 4.0  |

### 3.3 各层横向侧移刚度计算(D 值法)

以下计算均只选择轴号为11 的一榀横向框架进行计算。

#### 1、底层柱的侧移刚度计算

从A 轴线的柱起，分别把柱编号为Z1、Z2、Z3、Z4。

$$Z1: K = \frac{i_1 + i_2}{i_c} = \frac{4.622}{3.12} = 1.481$$

$$\alpha_c = \frac{0.5 + K}{2 + K} = \frac{0.5 + 1.481}{2 + 1.481} = 0.569$$

$$D_1 = \alpha_c \frac{12i_c}{h_j^2} = 0.569 \times \frac{12 \times 3.12 \times 10^{10}}{5000^2} = 8521.344N/mm$$

$$Z2: K = \frac{i_1 + i_2}{i_c} = \frac{4.622 + 6.162}{3.12} = 3.456$$

$$\alpha_c = \frac{0.5 + K}{2 + K} = \frac{0.5 + 3.456}{2 + 3.456} = 0.725$$

$$D_2 = \alpha_c \frac{12i_c}{h_j^2} = 0.725 \times \frac{12 \times 3.12 \times 10^{10}}{5000^2} = 10857.6N/mm$$

$$Z3: D_3 = D_2$$

$$Z4: D_4 = D_1$$

#### 2、2~5层柱的侧移刚度计算

$$Z_1: K = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i_c} = \frac{4.622 + 4.622}{4.0 \times 2} = 1.1555$$

$$\alpha_c = \frac{K}{2 + K} = \frac{1.1555}{2 + 1.1555} = 0.366$$

$$D_1 = \alpha_c \frac{12i_c}{h_j^2} = 0.366 \times \frac{12 \times 4.0 \times 10^{10}}{3900^2} = 11550.3N/mm$$

$$Z_2 : K = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i_c} = \frac{(4.622 + 9.706) \times 2}{4.0 \times 2} = 3.582$$

$$\alpha_c = \frac{K}{2 + K} = \frac{3.582}{2 + 3.582} = 0.642$$

$$D_2 = \alpha_c \frac{12i_c}{h_j^2} = 0.642 \times \frac{12 \times 4.0 \times 10^{10}}{3900^2} = 20260.4 \text{ N/mm}$$

$$Z_3 : D_3 = D_2$$

$$Z_4 : D_4 = D_1$$

|       |       |
|-------|-------|
| 4.622 | 9.706 |
|       | 4.0   |
| 4.622 | 9.706 |

将上述不同情况下同层框架柱侧移刚度相加，即得框架柱各层层间侧移刚度  $\Sigma D_i$ ，见下表

| 层次 | 边柱 (Z1、Z4) |       | 中柱 (Z2、Z3) |       | $\Sigma D_i$ (N/mm) |
|----|------------|-------|------------|-------|---------------------|
|    | D1         | D4    | D2         | D3    |                     |
| 1  | 8521       | 8521  | 10858      | 10858 | 38758               |
| 2  | 11550      | 11550 | 20260      | 20260 | 63620               |
| 3  | 11550      | 11550 | 20260      | 20260 | 63620               |
| 4  | 11550      | 11550 | 20260      | 20260 | 63620               |
| 5  | 11550      | 11550 | 20260      | 20260 | 63620               |

## 四 横向水平荷载作用下框架结构的内力和侧移计算

### 4.1 横向水平地震作用下框架结构的内力和侧移计算

#### 1、横向自振周期计算

结构顶点的假想侧移由公式  $V_{Gi} = \sum_{k=1}^n G_k, (\Delta u)_i = \frac{V_{Gi}}{\sum_{j=1}^s D_{ij}}, u_i = \sum_{k=1}^n (\Delta u)_k$  来计算，

计算过程见表 4.1.1。

表 4.1.1 结构顶点的假想侧移计算

| 层次 | $G_i$ (KN) | $V_{Gi}$ (KN) | $\Sigma D_i$ (N/mm) | $\Delta u_i$ (mm) | $u_i$ (mm) |
|----|------------|---------------|---------------------|-------------------|------------|
| 5  | 778.528    | 778.528       | 63620               | 12.237            | 196.231    |
| 4  | 639.925    | 1418.453      | 63620               | 22.296            | 183.994    |
| 3  | 639.925    | 2058.378      | 63620               | 32.354            | 161.698    |

|   |         |          |       |        |         |
|---|---------|----------|-------|--------|---------|
| 2 | 639.925 | 2698.303 | 63620 | 42.413 | 129.344 |
| 1 | 670.975 | 3369.278 | 38758 | 86.931 | 86.931  |

按式  $T_1 = 0.33 + 0.00069 \frac{20.6^2}{18.6^3}$  计算基本自振周期，其中  $H=20.6$ ， $B=18.6$ ，则

$$T_1 = 0.33 + 0.00069 \frac{20.6^2}{18.6^3} = 0.44s。$$

## 2、水平地震作用及楼层地震剪力的计算

本结构高度不超过40m，质量和刚度沿高度分布比较均匀，变形以剪切型为主，故可用底部剪力法计算水平地震作用。结构总水平地震作用标准值按式

$F_{EK} = \alpha_1 G_{eq}$  计算，即：

$$G_{eq} = 0.85 \times (778.528 + 639.925 \times 3 + 670.975) = 2863.89KN$$

该设计场地类别为II类，近震，查表可知特征周期  $T_g = 0.4s$ ，7度设防

$$\alpha_{max} = 0.08, \text{ 则 } \alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^r \alpha_{max} = \left(\frac{0.4}{0.44}\right)^{0.9} \times 0.08 = 0.073,$$

$$F_{EK} = \alpha_1 G_{eq} = 0.073 \times 2863.89 = 210.28KN$$

因为  $1.4T_g = 1.4 \times 0.4 = 0.56 > 0.44s$ ，故不需要考虑顶部附加水平地震作用。

各质点的水平地震作用按式  $F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{EK}$  计算，地震作用下各楼层水平地震

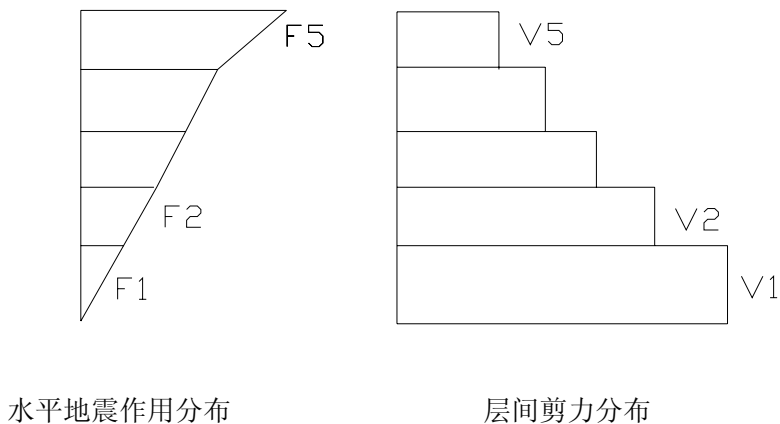
层间剪力为  $V_i = \sum F_k$  (1, 2, 3, …, n)。计算过程见表4.1.2。

表4.1.2 各质点横向水平地震作用及一榀楼层地震剪力计算表

| 层次 | $H_i$ (m) | $G_i$ (KN) | $H_i G_i$<br>(KN·m) | $\frac{H_i G_i}{\sum H_i G_i}$ | $F_i$ (KN) | $V_i$ (KN) |
|----|-----------|------------|---------------------|--------------------------------|------------|------------|
| 5  | 20.6      | 778.528    | 16037.677           | 0.365                          | 76.75      | 76.75      |
| 4  | 16.7      | 639.925    | 10686.748           | 0.243                          | 51.10      | 127.85     |
| 3  | 12.8      | 639.925    | 8191.04             | 0.186                          | 39.11      | 166.96     |
| 2  | 8.9       | 639.925    | 5695.333            | 0.130                          | 27.34      | 194.30     |

|   |     |         |          |       |       |        |
|---|-----|---------|----------|-------|-------|--------|
| 1 | 5.0 | 670.975 | 3354.875 | 0.076 | 15.98 | 210.28 |
|---|-----|---------|----------|-------|-------|--------|

各质点水平地震作用及一榀楼层地震剪力沿房屋高度的分布见下图：



### 3、水平地震作用下的位移验算

水平地震作用下框架结构的层间位移  $\Delta u$  和  $u_i$  顶点位移分别按公式

$\Delta u_j = V_j / \sum_{k=1}^m D_{jk}$  和  $u_j = \sum_{j=1}^n \Delta u_j$  来计算，计算过程见表4.1.3，表中还计算了各层的层间弹性位移角  $\theta_e = \Delta u_i / h_i$ 。

表4.1.3 横向水平地震作用下的位移验算

| 层次 | $V_i$ (KN) | $\Sigma D_i$<br>(N/mm) | $\Delta u_i$<br>(mm) | $u_i$ (mm) | $h_i$ (mm) | $\theta_e = \Delta u_i / h_i$ |
|----|------------|------------------------|----------------------|------------|------------|-------------------------------|
| 5  | 76.75      | 63620                  | 1.206                | 14.319     | 3900       | 1/3234                        |
| 4  | 127.85     | 63620                  | 2.010                | 13.113     | 3900       | 1/1940                        |
| 3  | 166.96     | 63620                  | 2.624                | 11.103     | 3900       | 1/1486                        |
| 2  | 194.30     | 63620                  | 3.054                | 8.479      | 3900       | 1/1277                        |
| 1  | 210.28     | 38758                  | 5.425                | 5.425      | 3900       | 1/922                         |

由上表可见，最大层间弹性位移角发生在第二层， $1/922 < 1/550$ ，满足规范要求。

### 4、水平地震作用下框架内力计算

以轴号为11 的一榀横向框架为例进行计算， 框架柱端剪力和弯矩分别按

$V_{ij} = D_{ij} / \sum_{j=1}^n D_{ij} \times V_i$  和  $M_c^u = V_{ij}h(1-y)$ ,  $M_c^l = V_{ij}yh$  计算, 见表4.1.5 和4.1.6。反弯

点高度修正按式  $y = y_1 + y_2 + y_3 + y_0$  确定, 底层柱需考虑修正值  $y_2$ , 第二层柱需考虑修正值  $y_1$  和  $y_3$ , 其它柱均无修正, 见表4.1.4。

表4.1.4 反弯点高度修正表

| 层次 | A、D轴线的反弯点高度 |       |       |       |            | B、C轴线的反弯点高度 |       |       |       |            |
|----|-------------|-------|-------|-------|------------|-------------|-------|-------|-------|------------|
|    | $y_0$       | $y_1$ | $y_2$ | $y_3$ | $\sum y_i$ | $y_0$       | $y_1$ | $y_2$ | $y_3$ | $\sum y_i$ |
| 5  | 0.358       | 0     | 0     | 0     | 0.358      | 0.45        | 0     | 0     | 0     | 0.45       |
| 4  | 0.45        | 0     | 0     | 0     | 0.45       | 0.50        | 0     | 0     | 0     | 0.50       |
| 3  | 0.458       | 0     | 0     | 0     | 0.458      | 0.50        | 0     | 0     | 0     | 0.50       |
| 2  | 0.5         | 0     | 0     | 0     | 0.5        | 0.50        | 0     | 0     | 0     | 0.50       |
| 1  | 0.65        | 0     | 0     | 0     | 0.65       | 0.55        | 0     | 0     | 0     | 0.55       |

表4.1.5 各层柱端弯矩及剪力计算（边柱）

| 层次 | $h_i$<br>(mm) | $V_i$<br>(KN) | $\Sigma Di$<br>(N/mm) | 边柱                 |                  |           |            |                      |                      |
|----|---------------|---------------|-----------------------|--------------------|------------------|-----------|------------|----------------------|----------------------|
|    |               |               |                       | $D_{il}$<br>(N/mm) | $V_{il}$<br>(KN) | $\bar{K}$ | $y$<br>(m) | $M_{cl}^u$<br>(KN·m) | $M_{cl}^l$<br>(KN·m) |
| 5  | 3.9           | 76.75         | 63620                 | 11550              | 13.93            | 1.1555    | 0.358      | 34.88                | 19.45                |
| 4  | 3.9           | 127.85        | 63620                 | 11550              | 23.21            | 1.1555    | 0.45       | 49.79                | 40.73                |
| 3  | 3.9           | 166.96        | 63620                 | 11550              | 30.31            | 1.1555    | 0.458      | 64.05                | 54.14                |
| 2  | 3.9           | 194.30        | 63620                 | 11550              | 35.27            | 1.1555    | 0.5        | 68.78                | 68.78                |
| 1  | 5.0           | 210.28        | 38758                 | 8521               | 46.23            | 1.481     | 0.65       | 80.90                | 150.25               |

表4.1.6 各层柱端弯矩及剪力计算（中柱）

| 层次 | $h_i$ (mm) | $V_i$<br>(KN) | $\Sigma Di$<br>(N/mm) | 中柱                 |                  |           |            |                      |                      |
|----|------------|---------------|-----------------------|--------------------|------------------|-----------|------------|----------------------|----------------------|
|    |            |               |                       | $D_{il}$<br>(N/mm) | $V_{il}$<br>(KN) | $\bar{K}$ | $y$<br>(m) | $M_{cl}^u$<br>(KN·m) | $M_{cl}^l$<br>(KN·m) |
| 5  | 3.9        | 76.75         | 63620                 | 20260              | 24.44            | 3.582     | 0.45       | 52.42                | 42.89                |
| 4  | 3.9        | 127.85        | 63620                 | 20260              | 40.71            | 3.582     | 0.50       | 79.38                | 79.38                |

|   |     |        |       |       |       |       |      |        |        |
|---|-----|--------|-------|-------|-------|-------|------|--------|--------|
| 3 | 3.9 | 166.96 | 63620 | 20260 | 53.17 | 3.582 | 0.50 | 103.68 | 103.68 |
| 2 | 3.9 | 194.30 | 63620 | 20260 | 61.88 | 3.582 | 0.50 | 120.67 | 120.67 |
| 1 | 5.0 | 210.28 | 38758 | 10858 | 58.91 | 3.456 | 0.55 | 132.55 | 162.00 |

表4.1.7 梁端弯矩、剪力及柱轴力的计算

| 层<br>次 | 边梁      |         |     |       | 走道梁     |         |   |        | 柱轴力    |         |
|--------|---------|---------|-----|-------|---------|---------|---|--------|--------|---------|
|        | $M_b^l$ | $M_b^r$ | 1   | $V_b$ | $M_b^l$ | $M_b^r$ | 1 | $V_b$  | 边柱     | 中柱      |
| 5      | 34.88   | 16.91   | 7.8 | 6.64  | 35.51   | 35.51   | 3 | 23.67  | -6.64  | -17.03  |
| 4      | 69.24   | 39.44   | 7.8 | 13.93 | 82.83   | 82.83   | 3 | 55.22  | -20.57 | -58.32  |
| 3      | 104.78  | 59.05   | 7.8 | 21.0  | 124.01  | 124.01  | 3 | 82.67  | -41.57 | -119.99 |
| 2      | 122.92  | 72.37   | 7.8 | 25.04 | 151.98  | 151.98  | 3 | 101.32 | -66.61 | -196.27 |
| 1      | 149.68  | 108.53  | 7.8 | 33.10 | 144.69  | 144.69  | 3 | 96.46  | -99.71 | -259.63 |

注： 1) 柱轴力中的负号表示拉力。当为左地震作用时，左侧两根柱为拉力，对应的右侧两根柱为压力。

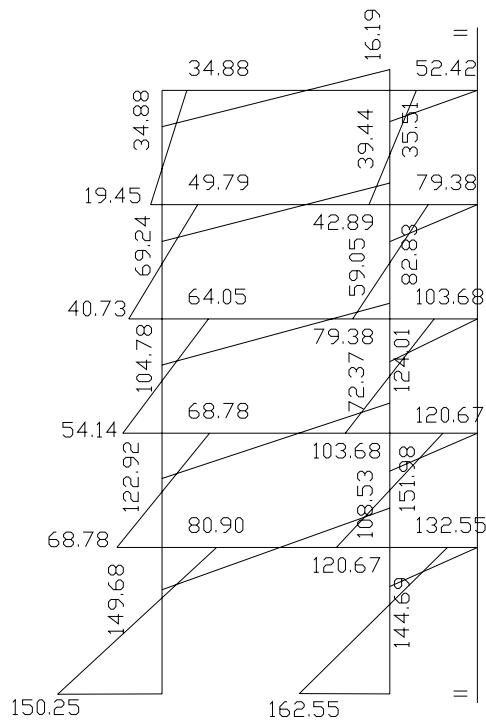
2) 表中M 单位为KN ·m， V 单位为KN ， N 单位为KN ， 1 单位为m 。

梁端弯矩、剪力及柱轴力分别按式：

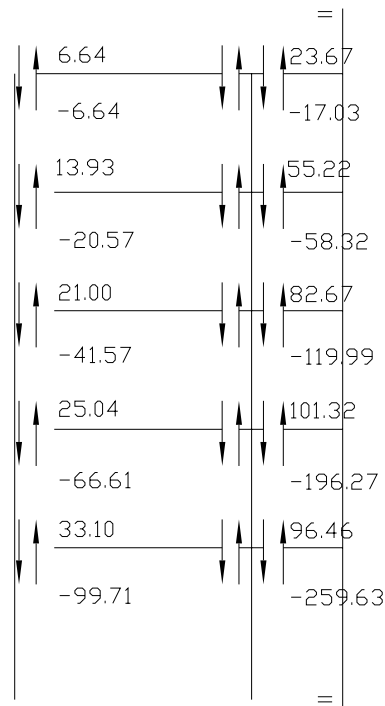
$$M_b^l = (M_c^u + M_c^l) \frac{K_1}{K_1 + K_2}, M_b^r = (M_c^u + M_c^l) \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

$$V_b = \frac{M_b^l + M_b^r}{l}, N = V_{b1} + V_{b2} + V_{b3} + V_{b4} \text{ 计算，具体计算过程见表4.1.7。}$$

水平地震作用下框架的弯矩图、梁端剪力图及柱轴力图见下图所示。



地震作用框架弯矩图



地震作用下梁端剪力及柱轴力图

## 4.2 横向风荷载作用下框架结构的内力和侧移计算

### 1、风荷载标准值

风荷载标准值按式  $\omega = \beta_z \mu_z \mu_s \omega_0$  进行计算。基本风压  $\omega_0 = 0.5 \text{ kN/m}^2$ ，由荷载规范查得  $\mu_s = 0.8$ （迎风面）和  $\mu_s = -0.5$ （背风面）。B类地区， $H/B = 20.6/47.4 = 0.434$ ，查表得脉动影响系数  $v = 0.42$ ， $T_1 = 0.44s$ ， $\omega_0 T_1^2 = 0.5 \times 0.44^2 = 0.0968 \text{ kN/m}^2$ 。因结构高度  $H = 20.6 < 30\text{m}$ ，可取  $\beta_z = 1.0$ ，对于矩形平面  $\mu_s = 1.3$ （风荷载体型系数）， $\mu_z$  可查荷载规范，将风荷载转换成作用于框架每层节点上的集中荷载，表中  $Z$  为框架节点至室内外地面的高度， $A$  为一榀框架个层节点的受风面积，计算结果如下表4.2.1

表4.2.1 风荷载计算

| 层次 | $\beta_z$ | $\mu_s$ | $Z$ (m) | $\mu_z$ | $\omega_0$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $A$ (m <sup>2</sup> ) | $P_w$ (kN) |
|----|-----------|---------|---------|---------|---------------------------------|-----------------------|------------|
| 5  | 1.0       | 1.3     | 20.1    | 1.267   | 0.5                             | 9.18                  | 7.56       |

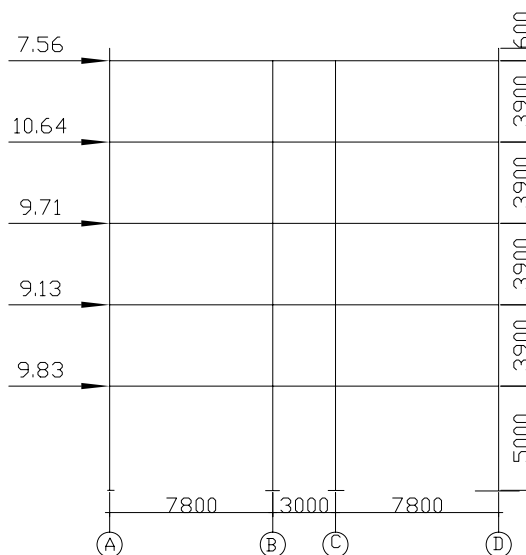


|   |     |     |      |       |     |       |       |
|---|-----|-----|------|-------|-----|-------|-------|
| 4 | 1.0 | 1.3 | 16.2 | 1.166 | 0.5 | 14.04 | 10.64 |
| 3 | 1.0 | 1.3 | 12.3 | 1.064 | 0.5 | 14.04 | 9.71  |
| 2 | 1.0 | 1.3 | 8.4  | 1.000 | 0.5 | 14.04 | 9.13  |
| 1 | 1.0 | 1.3 | 4.5  | 1.000 | 0.5 | 15.12 | 9.83  |

$$A_5 = 3.6 \times (0.6 + \frac{3.9}{2}) = 9.18$$

$$A_{2-4} = 3.6 \times (\frac{3.9}{2} + \frac{3.9}{2}) = 14.04 \quad \text{其中 } F_w = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_0 A$$

$$A_1 = 3.6 \times (\frac{3.9}{2} + \frac{4.5}{2}) = 15.12$$



等效节点集中风荷载（单位：KN）

## 2、风荷载作用下的水平位移验算

根据上图所示的水平荷载，由式  $V_i = \sum_{k=1}^n F_k$  计算层间剪力  $V_i$ ，然后根据前面

求出的11轴线框架的层间偏移刚度，再按公式  $V_i = \sum_{k=1}^n F_k$ ， $\Delta u_j = V_j / \sum_{k=1}^m D_{jk}$  和

$u_j = \sum_{j=1}^n \Delta u_j$  计算出各层的相对侧移和绝对侧移，计算过程见表4.2.2:

表4.2.2 风荷载作用下框架层间剪力及侧移计算

| 层次 | $F_i$<br>(KN) | $V_{Gi}$<br>(KN) | $\Sigma Di$<br>(N/mm) | $\Delta u_i$<br>(mm) | $u_i$ (mm) | $h_i$ (mm) | $\Delta u_i / h_i$ |
|----|---------------|------------------|-----------------------|----------------------|------------|------------|--------------------|
| 5  | 7.56          | 7.56             | 63620                 | 0.119                | 2.635      | 3900       | 1/1480             |
| 4  | 10.64         | 18.20            | 63620                 | 0.286                | 2.516      | 3900       | 1/1550             |
| 3  | 9.71          | 27.91            | 63620                 | 0.439                | 2.230      | 3900       | 1/1749             |
| 2  | 9.13          | 37.04            | 63620                 | 0.582                | 1.791      | 3900       | 1/2178             |
| 1  | 9.83          | 46.87            | 38758                 | 1.209                | 1.209      | 3900       | 1/4136             |

由上表可见，风荷载作用下框架的最大层间位移角为1/1480，远小于1/550，符合规范。

### 3、风荷载作用下框架结构内力计算

以轴号为11的一榀横向框架为例进行计算，框架柱端剪力和弯矩分别按式

$$V_{ij} = D_{ij} / \sum_{j=1}^n D_{ij} \times V_i \quad \text{和} \quad M_c^u = V_{ij} h (1 - y), \quad M_c^l = V_{ij} y h$$

计算，见表4.2.4和4.2.5。反弯点高度修正按式  $y = y_1 + y_2 + y_3 + y_0$  确定，底层柱需考虑修正值  $y_2$ ，第二层柱需考虑修正值  $y_1$  和  $y_3$ ，其它柱均无修正，见表4.2.3。

表4.2.3 反弯点高度修正表

| 层次 | A、D轴线的反弯点高度 |       |       |       |              | B、C轴线的反弯点高度 |       |       |       |              |
|----|-------------|-------|-------|-------|--------------|-------------|-------|-------|-------|--------------|
|    | $y_0$       | $y_1$ | $y_2$ | $y_3$ | $\Sigma y_i$ | $y_0$       | $y_1$ | $y_2$ | $y_3$ | $\Sigma y_i$ |
| 5  | 0.358       | 0     | 0     | 0     | 0.358        | 0.45        | 0     | 0     | 0     | 0.45         |
| 4  | 0.45        | 0     | 0     | 0     | 0.45         | 0.50        | 0     | 0     | 0     | 0.50         |
| 3  | 0.458       | 0     | 0     | 0     | 0.458        | 0.50        | 0     | 0     | 0     | 0.50         |
| 2  | 0.5         | 0     | 0     | 0     | 0.5          | 0.50        | 0     | 0     | 0     | 0.50         |
| 1  | 0.65        | 0     | 0     | 0     | 0.65         | 0.55        | 0     | 0     | 0     | 0.55         |

表4.2.4 各层柱端弯矩及剪力计算（边柱）

| 层次 | $h_i$<br>(mm) | $V_i$<br>(KN) | $\Sigma Di$<br>(N/mm) | 边柱       |          |           |     |            |            |
|----|---------------|---------------|-----------------------|----------|----------|-----------|-----|------------|------------|
|    |               |               |                       | $D_{i1}$ | $V_{i1}$ | $\bar{K}$ | $y$ | $M_{cl}^u$ | $M_{cl}^l$ |

|   |     |       |       |        |        |        |       |        |        |
|---|-----|-------|-------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|
|   |     |       |       | (N/mm) | (KN)   |        | (m)   | (KN·m) | (KN·m) |
| 5 | 3.9 | 7.56  | 63620 | 11550  | 1.372  | 1.1555 | 0.358 | 3.435  | 1.916  |
| 4 | 3.9 | 18.20 | 63620 | 11550  | 3.304  | 1.1555 | 0.45  | 7.087  | 5.799  |
| 3 | 3.9 | 27.91 | 63620 | 11550  | 5.067  | 1.1555 | 0.458 | 10.711 | 9.051  |
| 2 | 3.9 | 37.04 | 63620 | 11550  | 6.724  | 1.1555 | 0.5   | 13.112 | 13.112 |
| 1 | 5.0 | 46.87 | 38758 | 8521   | 10.304 | 1.481  | 0.65  | 18.032 | 33.488 |

表4.2.5 各层柱端弯矩及剪力计算（中柱）

| 层次 | $h_i$ (mm) | $V_i$ (KN) | $\Sigma D_i$ (N/mm) | 中柱              |               |           |       |                   |                   |
|----|------------|------------|---------------------|-----------------|---------------|-----------|-------|-------------------|-------------------|
|    |            |            |                     | $D_{i1}$ (N/mm) | $V_{i1}$ (KN) | $\bar{K}$ | y (m) | $M_{cl}^u$ (KN·m) | $M_{cl}^l$ (KN·m) |
| 5  | 3.9        | 7.56       | 63620               | 20260           | 2.408         | 3.582     | 0.45  | 5.165             | 4.226             |
| 4  | 3.9        | 18.20      | 63620               | 20260           | 5.796         | 3.582     | 0.50  | 11.302            | 11.302            |
| 3  | 3.9        | 27.91      | 63620               | 20260           | 8.889         | 3.582     | 0.50  | 17.334            | 17.334            |
| 2  | 3.9        | 37.04      | 63620               | 20260           | 11.796        | 3.582     | 0.50  | 23.002            | 23.002            |
| 1  | 5.0        | 46.87      | 38758               | 10858           | 13.131        | 3.456     | 0.55  | 29.545            | 36.110            |

梁端弯矩、剪力及柱轴力分别按式：

$$M_b^l = (M_c^u + M_c^l) \frac{K_1}{K_1 + K_2}, M_b^r = (M_c^u + M_c^l) \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

$$V_b = \frac{M_b^l + M_b^r}{l}, N = V_{b1} + V_{b2} + V_{b3} + V_{b4} \text{ 计算，具体计算过程见表4.2.6}$$

表4.2.6 梁端弯矩、剪力及柱轴力的计算

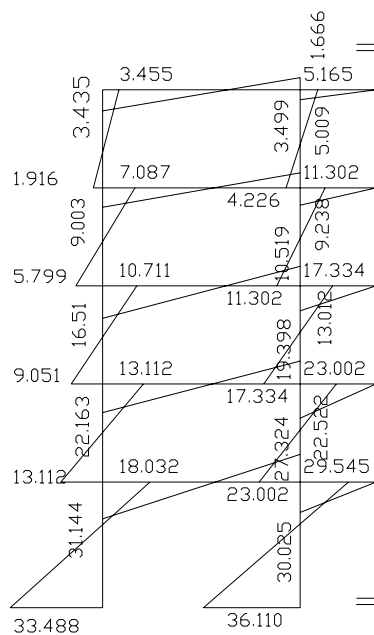
| 层次 | 边梁      |         |   |       | 走道梁     |         |   |       | 柱轴力 |    |
|----|---------|---------|---|-------|---------|---------|---|-------|-----|----|
|    | $M_b^l$ | $M_b^r$ | 1 | $V_b$ | $M_b^l$ | $M_b^r$ | 1 | $V_b$ | 边柱  | 中柱 |
|    |         |         |   |       |         |         |   |       |     |    |

|   |        |        |     |       |        |        |   |        |        |        |
|---|--------|--------|-----|-------|--------|--------|---|--------|--------|--------|
| 5 | 3.435  | 1.666  | 7.8 | 0.654 | 3.499  | 3.499  | 3 | 2.333  | -0.65  | -1.68  |
| 4 | 9.003  | 5.009  | 7.8 | 1.796 | 10.519 | 10.519 | 3 | 7.013  | -2.45  | -6.90  |
| 3 | 16.51  | 9.238  | 7.8 | 3.301 | 19.398 | 19.398 | 3 | 12.932 | -5.75  | -16.53 |
| 2 | 22.163 | 13.012 | 7.8 | 4.510 | 27.324 | 27.324 | 3 | 18.216 | -10.26 | -30.23 |
| 1 | 31.144 | 22.522 | 7.8 | 6.880 | 30.025 | 30.025 | 3 | 20.017 | -17.14 | -43.37 |

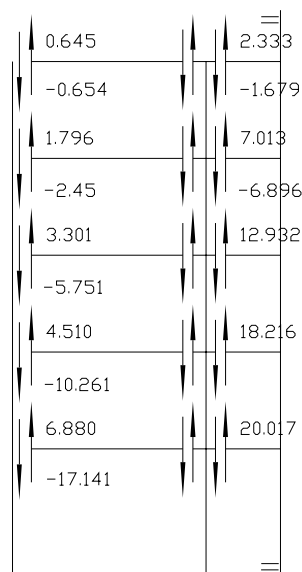
注：1) 柱轴力中的负号表示拉力。当为左地震作用时，左侧两根柱为拉力，对应的右侧两根柱为压力。

2) 表中M 单位为KN ·m，V 单位为KN ，N 单位为KN ， 1 单位为m 。

水平风荷载作用下框架的弯矩图、梁端剪力图及柱轴力图见下图所示。



风荷载下的弯矩图



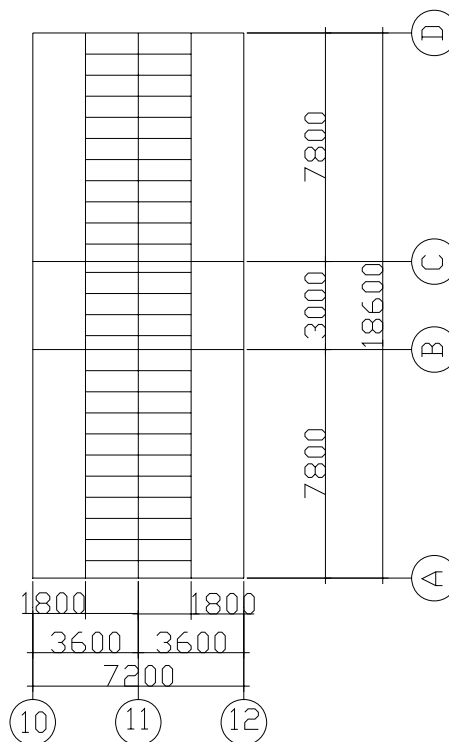
风荷载下的剪力和轴力图

## 五 竖向荷载作用下框架结构的内力计算

### 5.1 横向框架的计算

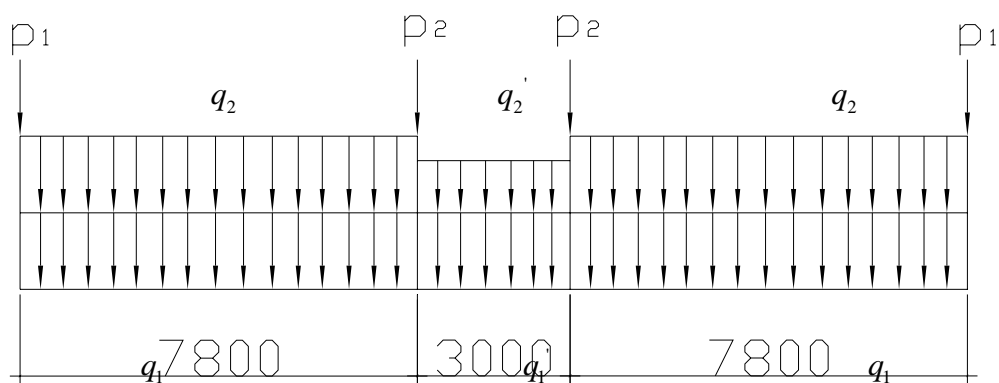
#### 1、 横向框架的计算

取11轴线横向框架进行计算，计算单元宽度为3.6m，直接传给该框架的楼面荷载，水平阴影如右图所示。



#### 2、 恒荷载计算

在下图中， $q_1$ 和 $q_1'$ 代表横梁自重，为均布荷载形式， $q_2$ 和 $q_2'$ 为房间和走道板传给横梁的均布荷载。



(1) 第五层:  $q_1 = 5.972 \text{KN/m}$      $q_1' = 5.053 \text{KN/m}$

由上图可知

$$q_2 = q_2' = 384.462 / 18.6 = 20.67 \text{KN/m}$$

P1、P2 分别为由边纵梁、中纵梁直接传给柱的恒载，它包括梁自重和女儿墙等的重力荷载，计算如下：

$$P1=5.972 \times 3.6+0.6 \times 3.6 \times 2.59=27.094\text{KN}$$

$$P2=5.972 \times 3.6=21.499\text{KN}$$

(2) 二至四层

$$q_1=5.972\text{KN/m} \quad q_1'=5.053\text{KN/m}$$

$$q_2=q_2'=219.635/18.6=11.808\text{KN/m}$$

$$P1=5.972 \times 3.6+2.59 \times [(3.6-0.5) \times (3.9-0.65)-2.4 \times 2.1]+0.4 \times 2.4 \times 2.1=36.556\text{KN}$$

$$P2=5.972 \times 3.6+2.08 \times (3.6-0.5) \times (3.9-0.65)=42.455\text{KN}$$

(3) 第一层

$$q_1=5.972\text{KN/m} \quad q_1'=5.053\text{KN/m}$$

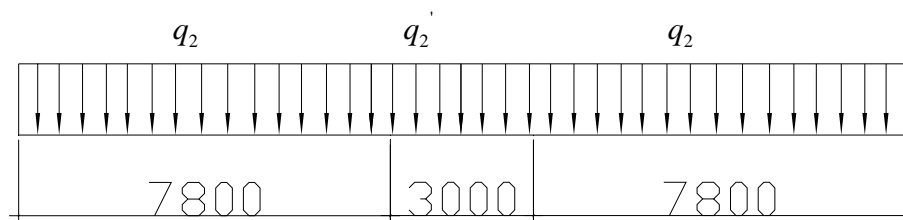
$$q_2=q_2'=219.635/18.6=11.808\text{KN/m}$$

$$P1=5.972 \times 3.6+2.59 \times [(3.6-0.5) \times (3.9-0.65)-2.4 \times 2.1]+0.4 \times 2.4 \times 2.1=36.556\text{KN}$$

$$P2=5.972 \times 3.6+2.08 \times (3.6-0.5) \times (3.9-0.65)=42.455\text{KN}$$

### 3. 活荷载计算

活荷载作用下各层框架梁上的荷载分布如图：



(1) 第五层

均布活荷载标准值为  $0.5\text{KN}/\text{m}^2$ ，雪荷载标准值为  $0.4\text{KN}/\text{m}^2$ 。

所以， $q_2=q_2'=0.5 \times 3.6=1.8\text{KN/m}$

(2) 一至四层

边跨： $q_2 = 2.0 \times 3.6 = 7.2 \text{ KN/m}$

中跨： $q_2 = 2.5 \times 3.6 = 9 \text{ KN/m}$

#### 4. 雪荷载计算

$q_2 = q_2' = 0.4 \times 3.6 = 1.44 \text{ KN/m}$

将以上结果汇总见表5.1.1和5.1.2

表5.1.1 横向框架恒载汇总表

| 层次  | $q_1$<br>(KN/m) | $q_1'$<br>(KN/m) | $q_2$<br>(KN/m) | $q_2'$<br>(KN/m) | $P_1$<br>(KN) | $P_2$<br>(KN) |
|-----|-----------------|------------------|-----------------|------------------|---------------|---------------|
| 5   | 5.972           | 5.053            | 20.67           | 20.67            | 27.094        | 21.499        |
| 1-4 | 5.972           | 5.053            | 11.808          | 11.808           | 36.556        | 42.455        |

表5.1.2 横向框架活载、雪荷载汇总表

| 层次  | 活荷载          |               | 雪荷载          |               |
|-----|--------------|---------------|--------------|---------------|
|     | $q_2$ (KN/m) | $q_2'$ (KN/m) | $q_2$ (KN/m) | $q_2'$ (KN/m) |
| 5   | 1.8          | 1.8           | 1.44         | 1.44          |
| 1-4 | 7.2          | 9             | 0            | 0             |

#### 5. 内力计算

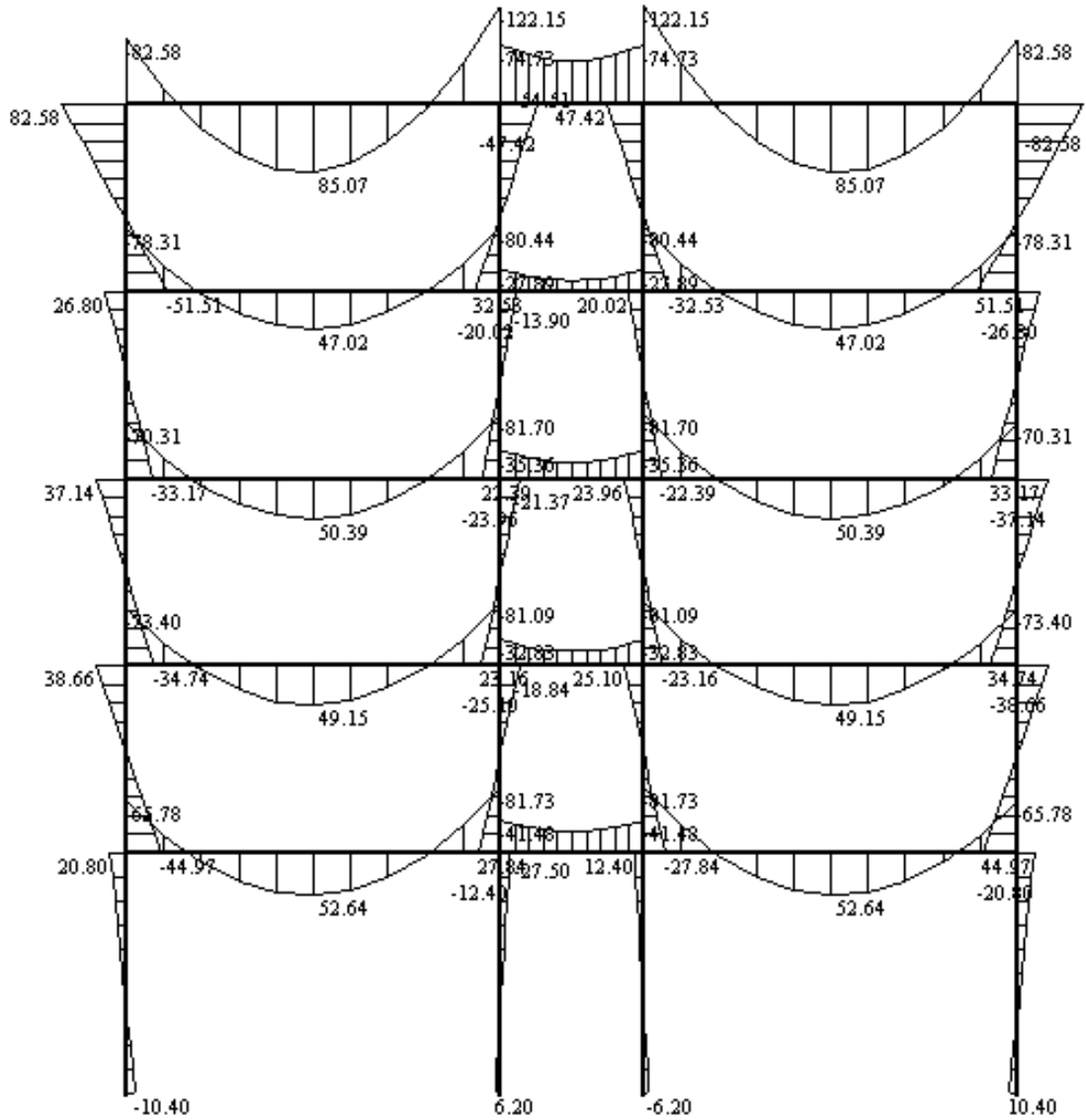
内力计算包括竖向的恒荷载，活荷载，以及雪荷载。其过程及结果用结构求解器来计算。计算内容包括各柱端，梁端及梁的跨间弯矩，剪力和轴力。并绘制了相应的弯矩图，剪力图和轴力图。

恒荷载作用内力计算

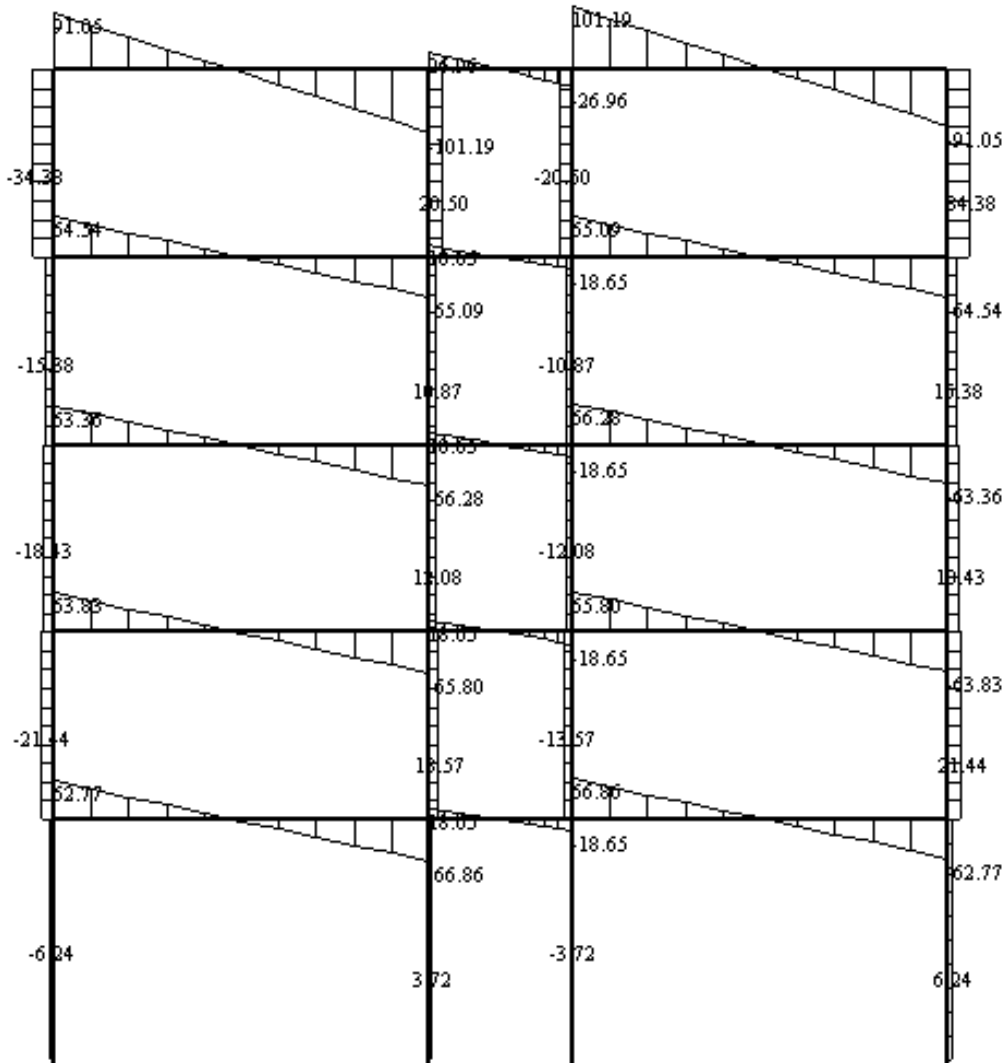
杆端内力值 （乘子 = 1）

| 单元码 | 杆端 1        |             |             | 杆端 2        |             |             |
|-----|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|     | 轴力          | 剪力          | 弯矩          | 轴力          | 剪力          | 弯矩          |
| 1   | -34.3822013 | 91.0471072  | -82.5843901 | -34.3822013 | -101.191692 | -122.148273 |
| 2   | -13.8819431 | 26.9580000  | -74.7320725 | -13.8819431 | -26.9580000 | -74.7320725 |
| 3   | -34.3822013 | 101.191692  | -122.148273 | -34.3822013 | -91.0471072 | -82.5843901 |
| 4   | 19.0048110  | 64.5440094  | -78.3061355 | 19.0048110  | -65.0919906 | -80.4432621 |
| 5   | 9.37914350  | 18.6495000  | -27.8870178 | 9.37914350  | -18.6495000 | -27.8870178 |
| 6   | 19.0048110  | 65.0919906  | -80.4432621 | 19.0048110  | -64.5440094 | -78.3061355 |
| 7   | -3.05413145 | 63.3578499  | -70.3141334 | -3.05413145 | -66.2781500 | -81.7033041 |
| 8   | -1.84833630 | 18.6495000  | -35.3568402 | -1.84833630 | -18.6495000 | -35.3568402 |
| 9   | -3.05413145 | 66.2781500  | -81.7033041 | -3.05413145 | -63.3578499 | -70.3141334 |
| 10  | -3.01215946 | 63.8321688  | -73.3971719 | -3.01215946 | -65.8038311 | -81.0866547 |
| 11  | -1.51837569 | 18.6495000  | -32.8317245 | -1.51837569 | -18.6495000 | -32.8317245 |
| 12  | -3.01215946 | 65.8038311  | -81.0866547 | -3.01215946 | -63.8321688 | -73.3971719 |
| 13  | 15.2025625  | 62.7730854  | -65.7775953 | 15.2025625  | -66.8629145 | -81.7279286 |
| 14  | 5.34976274  | 18.6495000  | -41.4825263 | 5.34976274  | -18.6495000 | -41.4825263 |
| 15  | 15.2025625  | 66.8629145  | -81.7279286 | 15.2025625  | -62.7730854 | -65.7775953 |
| 16  | -112.546107 | -34.3822013 | 82.5843901  | -112.546107 | -34.3822013 | -51.5061949 |
| 17  | -213.646116 | -15.3773902 | 26.7999405  | -213.646116 | -15.3773902 | -33.1718813 |
| 18  | -313.559966 | -18.4315216 | 37.1422521  | -313.559966 | -18.4315216 | -34.7406823 |
| 19  | -413.948135 | -21.4436811 | 38.6564896  | -413.948135 | -21.4436811 | -44.9738668 |
| 20  | -513.277220 | -6.24111857 | 20.8037285  | -513.277220 | -6.24111857 | -10.4018642 |
| 21  | -149.648692 | 20.5002581  | -47.4162008 | -149.648692 | 20.5002581  | 32.5348061  |
| 22  | -275.845183 | 10.8745906  | -20.0214382 | -275.845183 | 10.8745906  | 22.3894651  |
| 23  | -403.227833 | 12.0803857  | -23.9569988 | -403.227833 | 12.0803857  | 23.1565056  |
| 24  | -530.136164 | 13.5741695  | -25.0984245 | -530.136164 | 13.5741695  | 27.8408366  |
| 25  | -658.103579 | 3.72136971  | -12.4045656 | -658.103579 | 3.72136971  | 6.20228284  |
| 26  | -149.648692 | -20.5002581 | 47.4162008  | -149.648692 | -20.5002581 | -32.5348061 |
| 27  | -275.845183 | -10.8745906 | 20.0214382  | -275.845183 | -10.8745906 | -22.3894651 |
| 28  | -403.227833 | -12.0803857 | 23.9569988  | -403.227833 | -12.0803857 | -23.1565056 |
| 29  | -530.136164 | -13.5741695 | 25.0984245  | -530.136164 | -13.5741695 | -27.8408366 |
| 30  | -658.103579 | -3.72136971 | 12.4045656  | -658.103579 | -3.72136971 | -6.20228284 |
| 31  | -112.546107 | 34.3822013  | -82.5843901 | -112.546107 | 34.3822013  | 51.5061949  |
| 32  | -213.646116 | 15.3773902  | -26.7999405 | -213.646116 | 15.3773902  | 33.1718813  |
| 33  | -313.559966 | 18.4315216  | -37.1422521 | -313.559966 | 18.4315216  | 34.7406823  |
| 34  | -413.948135 | 21.4436811  | -38.6564896 | -413.948135 | 21.4436811  | 44.9738668  |
| 35  | -513.277220 | 6.24111857  | -20.8037285 | -513.277220 | 6.24111857  | 10.4018642  |

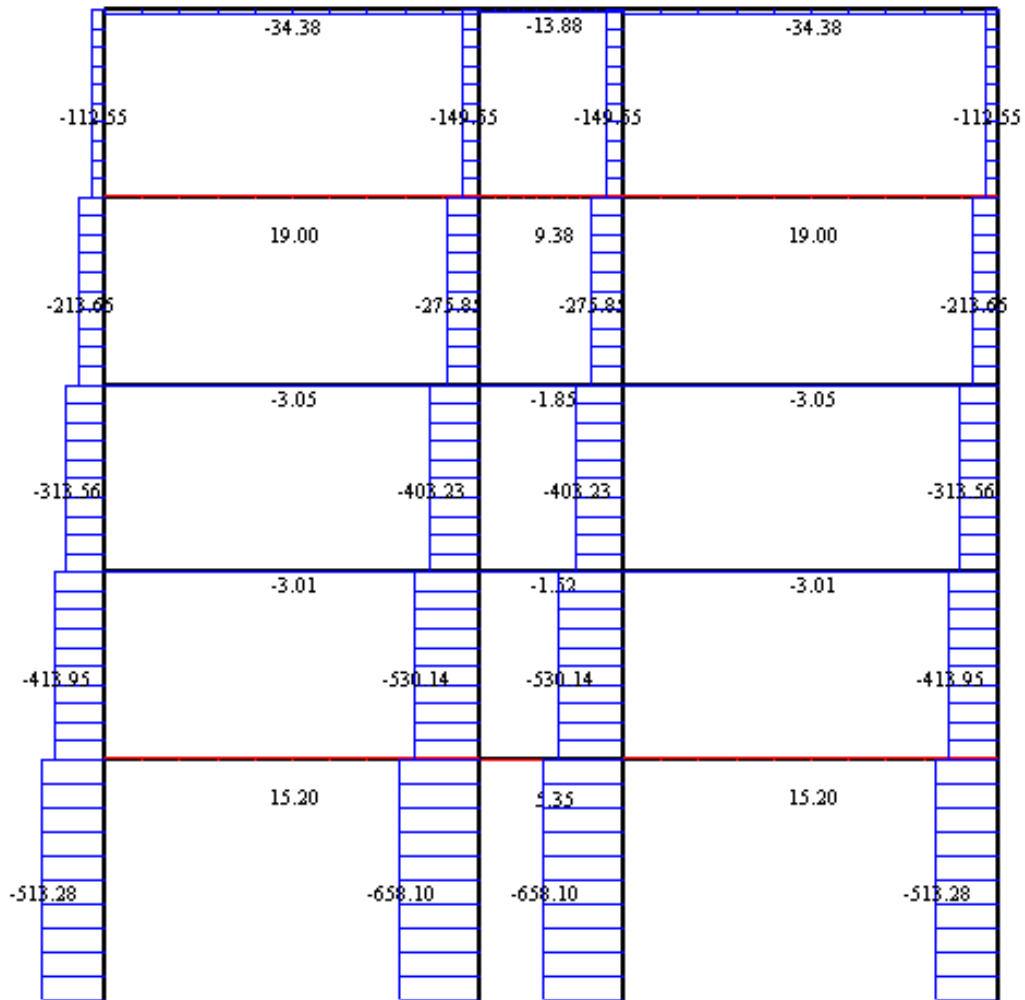




恒荷载作用下的弯矩图



恒荷载作用下的剪力图

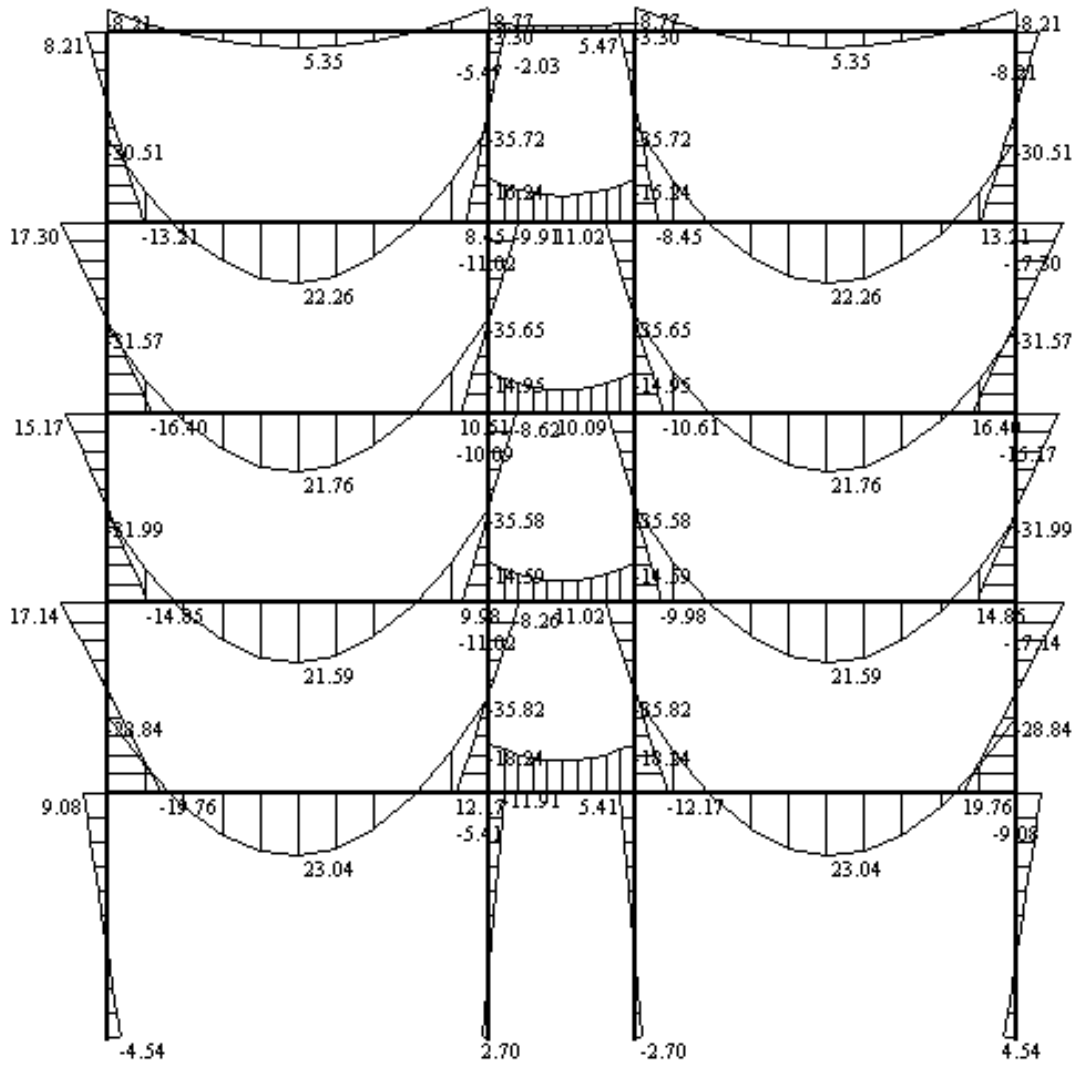


恒荷载作用下的轴力图

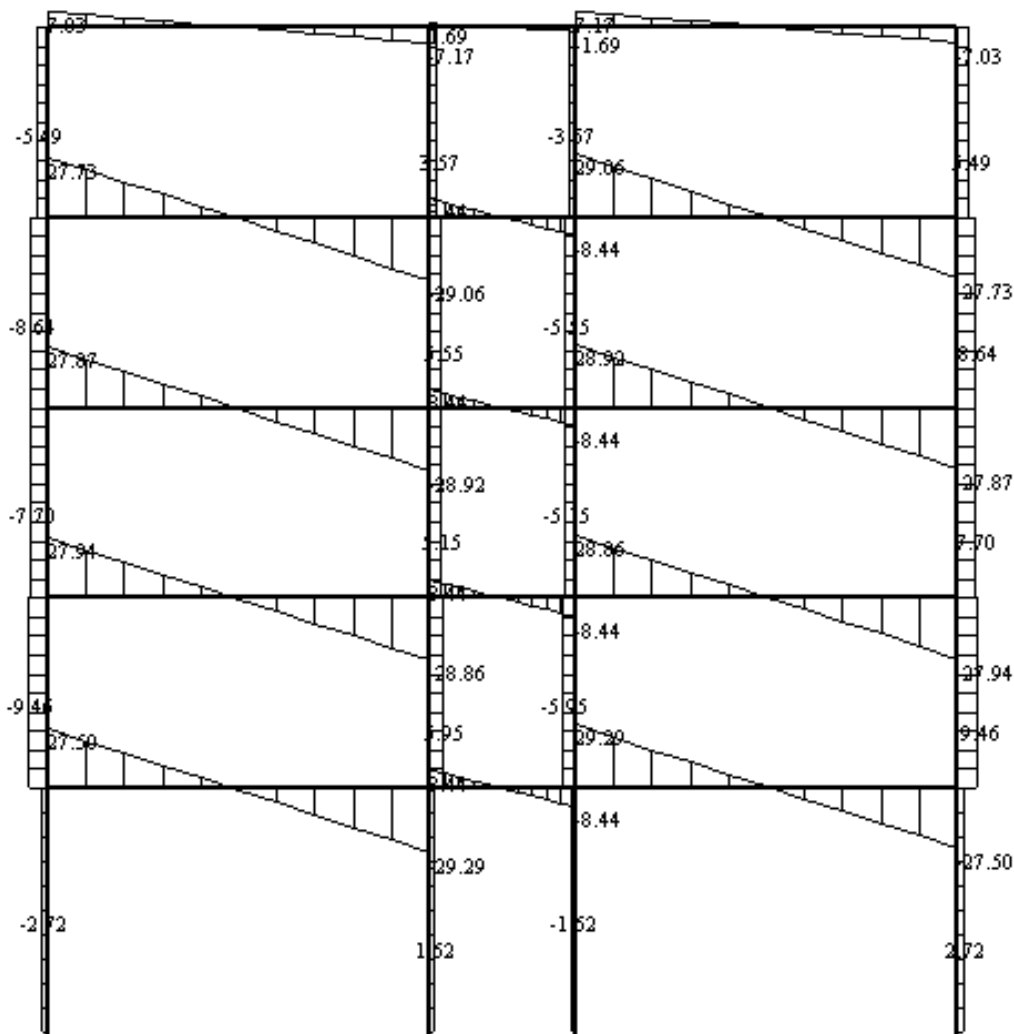
活荷载作用内力计算

杆端内力值 （乘子 = 1）

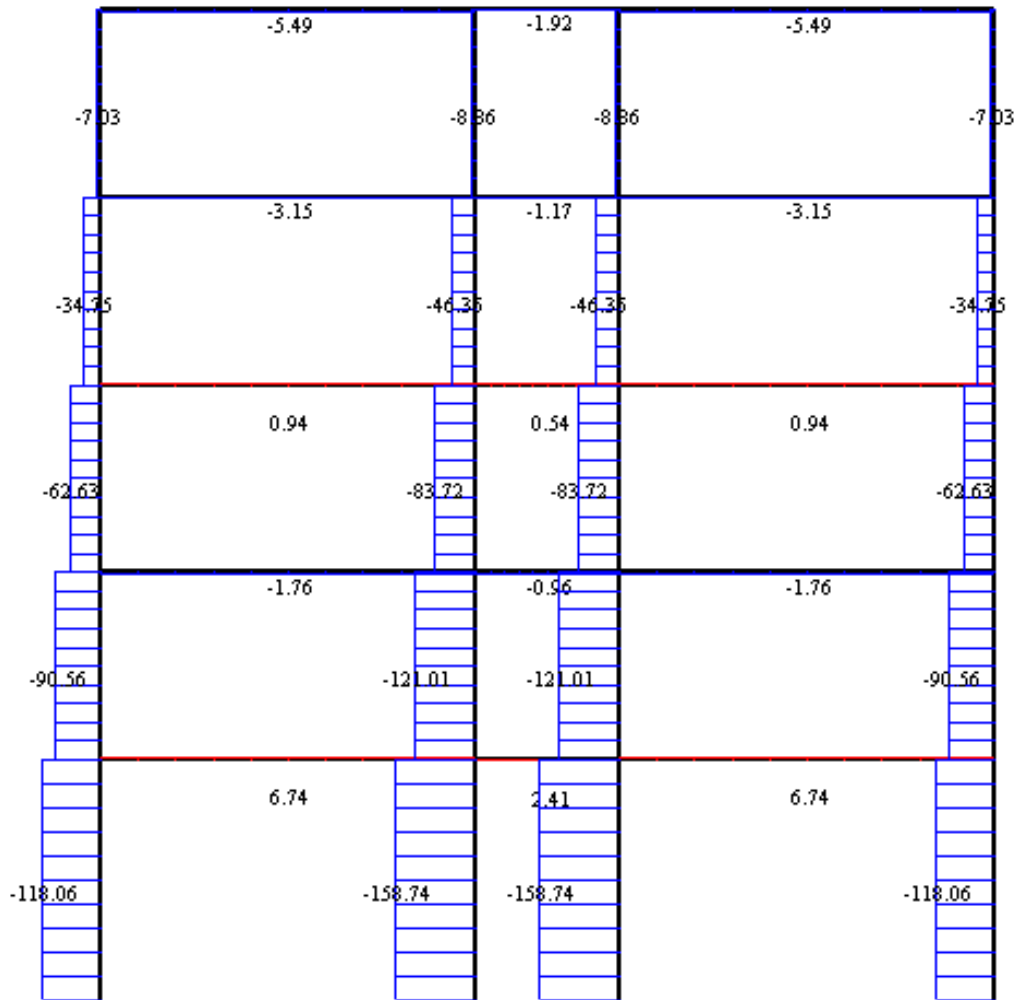
| 单元码 | 杆端 1        |             |             | 杆端 2        |             |             |
|-----|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|     | 轴力          | 剪力          | 弯矩          | 轴力          | 剪力          | 弯矩          |
| 1   | -5.49227620 | 7.02633895  | -8.21388772 | -5.49227620 | -7.16966105 | -8.77284389 |
| 2   | -1.92088703 | 1.68750000  | -3.29800314 | -1.92088703 | -1.68750000 | -3.29800314 |
| 3   | -5.49227620 | 7.16966105  | -8.77284389 | -5.49227620 | -7.02633895 | -8.21388772 |
| 4   | -3.14862902 | 27.7277794  | -30.5051966 | -3.14862902 | -29.0640205 | -35.7165370 |
| 5   | -1.17190121 | 8.43750000  | -16.2396368 | -1.17190121 | -8.43750000 | -16.2396368 |
| 6   | -3.14862902 | 29.0640205  | -35.7165370 | -3.14862902 | -27.7277794 | -30.5051966 |
| 7   | 0.94287969  | 27.8729105  | -31.5749027 | 0.94287969  | -28.9188895 | -35.6542209 |
| 8   | 0.53984642  | 8.43750000  | -14.9494980 | 0.53984642  | -8.43750000 | -14.9494980 |
| 9   | 0.94287969  | 28.9188895  | -35.6542209 | 0.94287969  | -27.8729105 | -31.5749027 |
| 10  | -1.76495952 | 27.9356877  | -31.9898873 | -1.76495952 | -28.8561122 | -35.5795426 |
| 11  | -0.96358629 | 8.43750000  | -14.5868840 | -0.96358629 | -8.43750000 | -14.5868840 |
| 12  | -1.76495952 | 28.8561122  | -35.5795426 | -1.76495952 | -27.9356877 | -31.9898873 |
| 13  | 6.73920486  | 27.5018093  | -28.8427416 | 6.73920486  | -29.2899906 | -35.8166488 |
| 14  | 2.41482732  | 8.43750000  | -18.2357573 | 2.41482732  | -8.43750000 | -18.2357573 |
| 15  | 6.73920486  | 29.2899906  | -35.8166488 | 6.73920486  | -27.5018093 | -28.8427416 |
| 16  | -7.02633895 | -5.49227620 | 8.21388772  | -7.02633895 | -5.49227620 | -13.2059894 |
| 17  | -34.7541183 | -8.64090522 | 17.2992071  | -34.7541183 | -8.64090522 | -16.4003231 |
| 18  | -62.6270288 | -7.69802553 | 15.1745795  | -62.6270288 | -7.69802553 | -14.8477199 |
| 19  | -90.5627166 | -9.46298505 | 17.1421673  | -90.5627166 | -9.46298505 | -19.7634743 |
| 20  | -118.064526 | -2.72378019 | 9.07926731  | -118.064526 | -2.72378019 | -4.53963365 |
| 21  | -8.85716105 | 3.57138917  | -5.47484075 | -8.85716105 | 3.57138917  | 8.45357701  |
| 22  | -46.3586816 | 5.54811698  | -11.0233231 | -46.3586816 | 5.54811698  | 10.6143330  |
| 23  | -83.7150711 | 5.14508371  | -10.0903898 | -83.7150711 | 5.14508371  | 9.97543666  |
| 24  | -121.008683 | 5.94645694  | -11.0172218 | -121.008683 | 5.94645694  | 12.1739602  |
| 25  | -158.736174 | 1.62207940  | -5.40693133 | -158.736174 | 1.62207940  | 2.70346567  |
| 26  | -8.85716105 | -3.57138917 | 5.47484075  | -8.85716105 | -3.57138917 | -8.45357701 |
| 27  | -46.3586816 | -5.54811698 | 11.0233231  | -46.3586816 | -5.54811698 | -10.6143330 |
| 28  | -83.7150711 | -5.14508371 | 10.0903898  | -83.7150711 | -5.14508371 | -9.97543666 |
| 29  | -121.008683 | -5.94645694 | 11.0172218  | -121.008683 | -5.94645694 | -12.1739602 |
| 30  | -158.736174 | -1.62207940 | 5.40693133  | -158.736174 | -1.62207940 | -2.70346567 |
| 31  | -7.02633895 | 5.49227620  | -8.21388772 | -7.02633895 | 5.49227620  | 13.2059894  |
| 32  | -34.7541183 | 8.64090522  | -17.2992071 | -34.7541183 | 8.64090522  | 16.4003231  |
| 33  | -62.6270288 | 7.69802553  | -15.1745795 | -62.6270288 | 7.69802553  | 14.8477199  |
| 34  | -90.5627166 | 9.46298505  | -17.1421673 | -90.5627166 | 9.46298505  | 19.7634743  |
| 35  | -118.064526 | 2.72378019  | -9.07926731 | -118.064526 | 2.72378019  | 4.53963365  |



活荷载作用下的弯矩图



活荷载作用下的剪力图



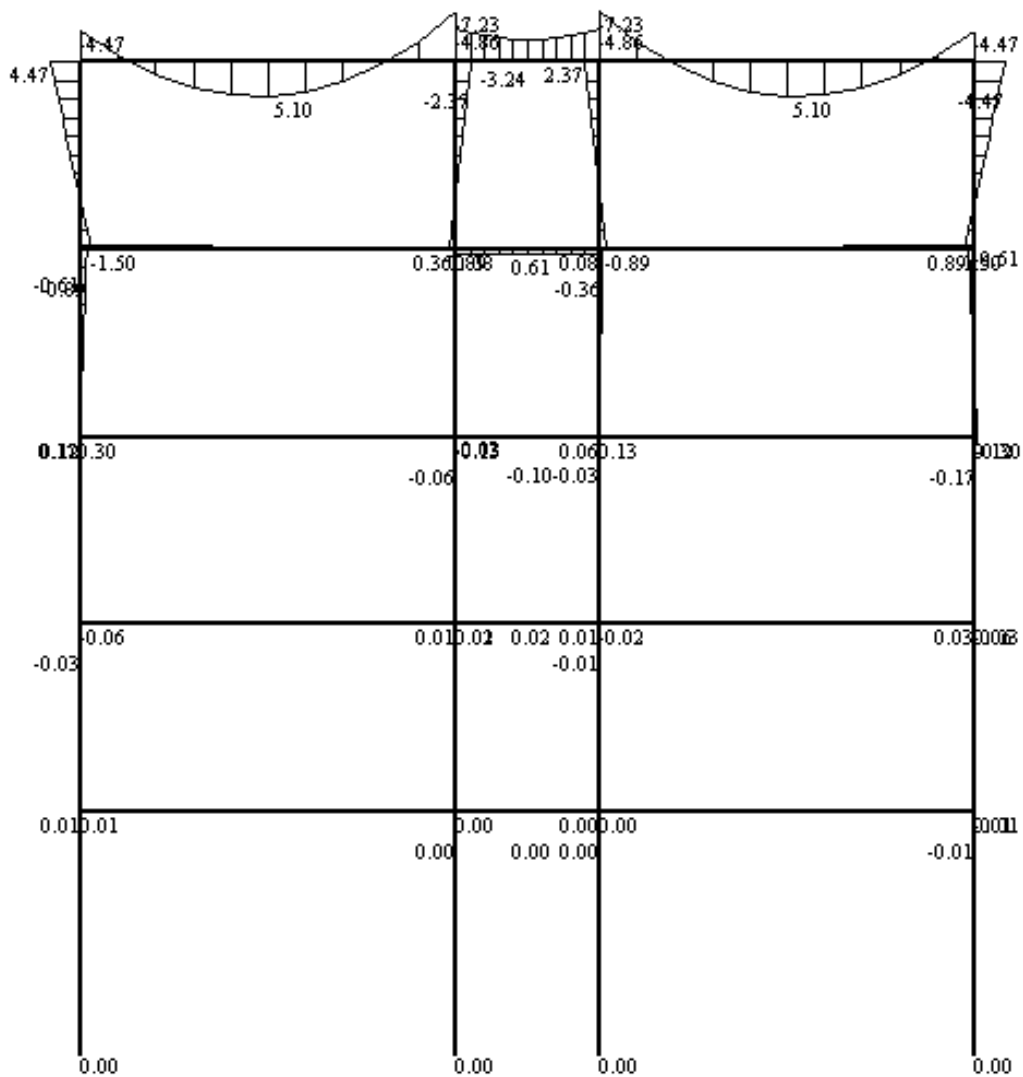
活荷载作用下的轴力图

雪荷载作用 内力计算

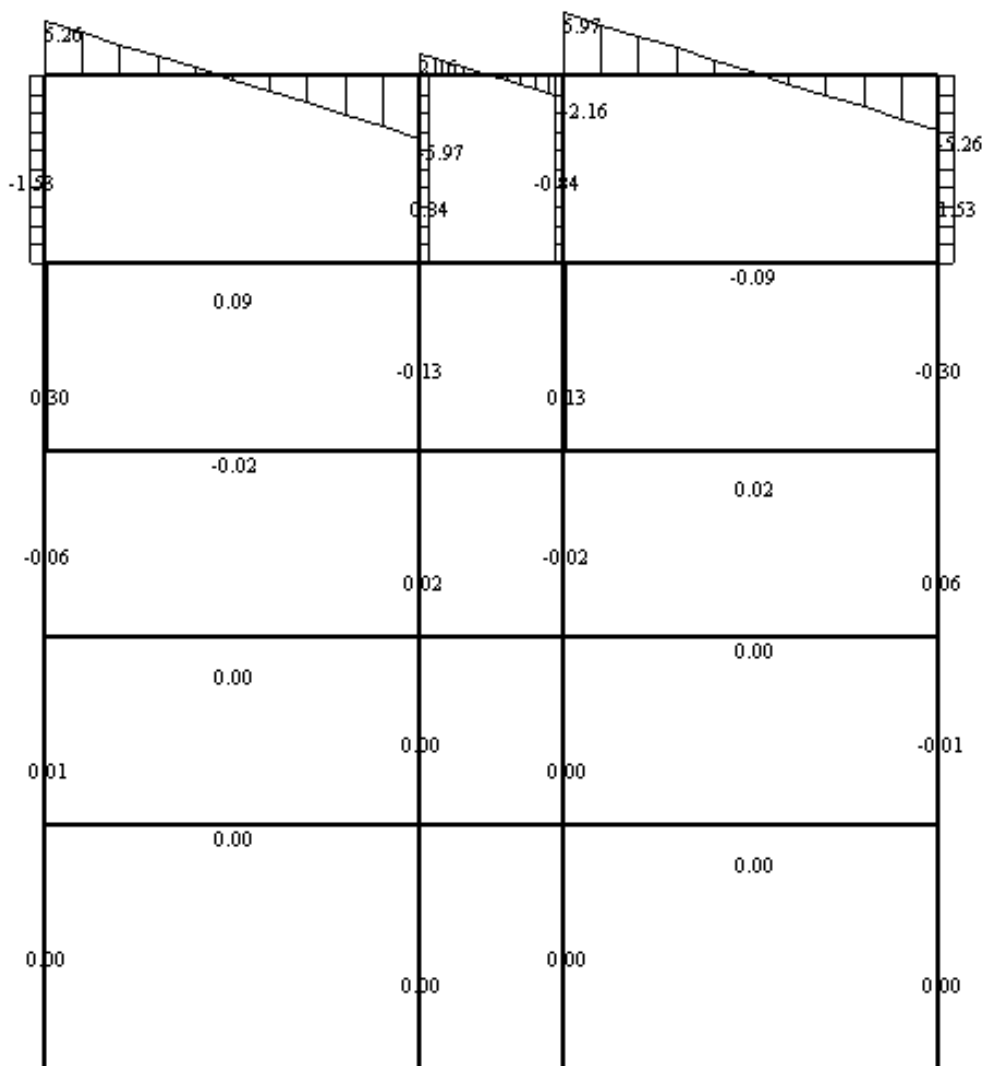
杆端内力值 （乘子 = 1）

| 单元码 | 杆端 1        |             |             | 杆端 2        |             |             |
|-----|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|     | 轴力          | 剪力          | 弯矩          | 轴力          | 剪力          | 弯矩          |
| 1   | -1.52924190 | 5.26128985  | -4.46819474 | -1.52924190 | -5.97071015 | -7.23493394 |
| 2   | -0.69226080 | 2.16000000  | -4.86401209 | -0.69226080 | -2.16000000 | -4.86401209 |
| 3   | -1.52924190 | 5.97071015  | -7.23493394 | -1.52924190 | -5.26128985 | -4.46819474 |
| 4   | 1.83349096  | 0.08810321  | -0.60815907 | 1.83349096  | 0.08810321  | 0.07904600  |
| 5   | 0.87098364  | 0.00000000  | 0.61439536  | 0.87098364  | 0.00000000  | 0.61439536  |
| 6   | 1.83349096  | -0.08810321 | 0.07904600  | 1.83349096  | -0.08810321 | -0.60815907 |
| 7   | -0.36401250 | -0.01927258 | 0.12454724  | -0.36401250 | -0.01927258 | -0.02577889 |
| 8   | -0.21837102 | 0.00000000  | -0.09963932 | -0.21837102 | 0.00000000  | -0.09963932 |
| 9   | -0.36401250 | 0.01927258  | -0.02577889 | -0.36401250 | 0.01927258  | 0.12454724  |
| 10  | 0.07113995  | 0.00400308  | -0.02500390 | 0.07113995  | 0.00400308  | 0.00622010  |
| 11  | 0.04768250  | 0.00000000  | 0.01715096  | 0.04768250  | 0.00000000  | 0.01715096  |
| 12  | 0.07113995  | -0.00400308 | 0.00622010  | 0.07113995  | -0.00400308 | -0.02500390 |
| 13  | -0.01289511 | -0.00090886 | 0.00556735  | -0.01289511 | -0.00090886 | -0.00152175 |
| 14  | -0.00915422 | 0.00000000  | -0.00344536 | -0.00915422 | 0.00000000  | -0.00344536 |
| 15  | -0.01289511 | 0.00090886  | -0.00152175 | -0.01289511 | 0.00090886  | 0.00556735  |
| 16  | -5.26128985 | -1.52924190 | 4.46819474  | -5.26128985 | -1.52924190 | -1.49584866 |
| 17  | -5.34939306 | 0.30424906  | -0.88768958 | -5.34939306 | 0.30424906  | 0.29888174  |
| 18  | -5.33012048 | -0.05976344 | 0.17433451  | -5.33012048 | -0.05976344 | -0.05874291 |
| 19  | -5.33412356 | 0.01137651  | -0.03373902 | -5.33412356 | 0.01137651  | 0.01062936  |
| 20  | -5.33321470 | -0.00151860 | 0.00506201  | -5.33321470 | -0.00151860 | -0.00253100 |
| 21  | -8.13071015 | 0.83698110  | -2.37092185 | -8.13071015 | 0.83698110  | 0.89330444  |
| 22  | -8.04260694 | -0.12552622 | 0.35795508  | -8.04260694 | -0.12552622 | -0.13159718 |
| 23  | -8.06187952 | 0.02011526  | -0.05773675 | -8.06187952 | 0.02011526  | 0.02071277  |
| 24  | -8.05787644 | -0.00334219 | 0.00978191  | -8.05787644 | -0.00334219 | -0.00325262 |
| 25  | -8.05878530 | 0.00039870  | -0.00132902 | -8.05878530 | 0.00039870  | 0.00066451  |
| 26  | -8.13071015 | -0.83698110 | 2.37092185  | -8.13071015 | -0.83698110 | -0.89330444 |
| 27  | -8.04260694 | 0.12552622  | -0.35795508 | -8.04260694 | 0.12552622  | 0.13159718  |
| 28  | -8.06187952 | -0.02011526 | 0.05773675  | -8.06187952 | -0.02011526 | -0.02071277 |
| 29  | -8.05787644 | 0.00334219  | -0.00978191 | -8.05787644 | 0.00334219  | 0.00325262  |
| 30  | -8.05878530 | -0.00039870 | 0.00132902  | -8.05878530 | -0.00039870 | -0.00066451 |
| 31  | -5.26128985 | 1.52924190  | -4.46819474 | -5.26128985 | 1.52924190  | 1.49584866  |
| 32  | -5.34939306 | -0.30424906 | 0.88768958  | -5.34939306 | -0.30424906 | -0.29888174 |
| 33  | -5.33012048 | 0.05976344  | -0.17433451 | -5.33012048 | 0.05976344  | 0.05874291  |
| 34  | -5.33412356 | -0.01137651 | 0.03373902  | -5.33412356 | -0.01137651 | -0.01062936 |
| 35  | -5.33321470 | 0.00151860  | -0.00506201 | -5.33321470 | 0.00151860  | 0.00253100  |

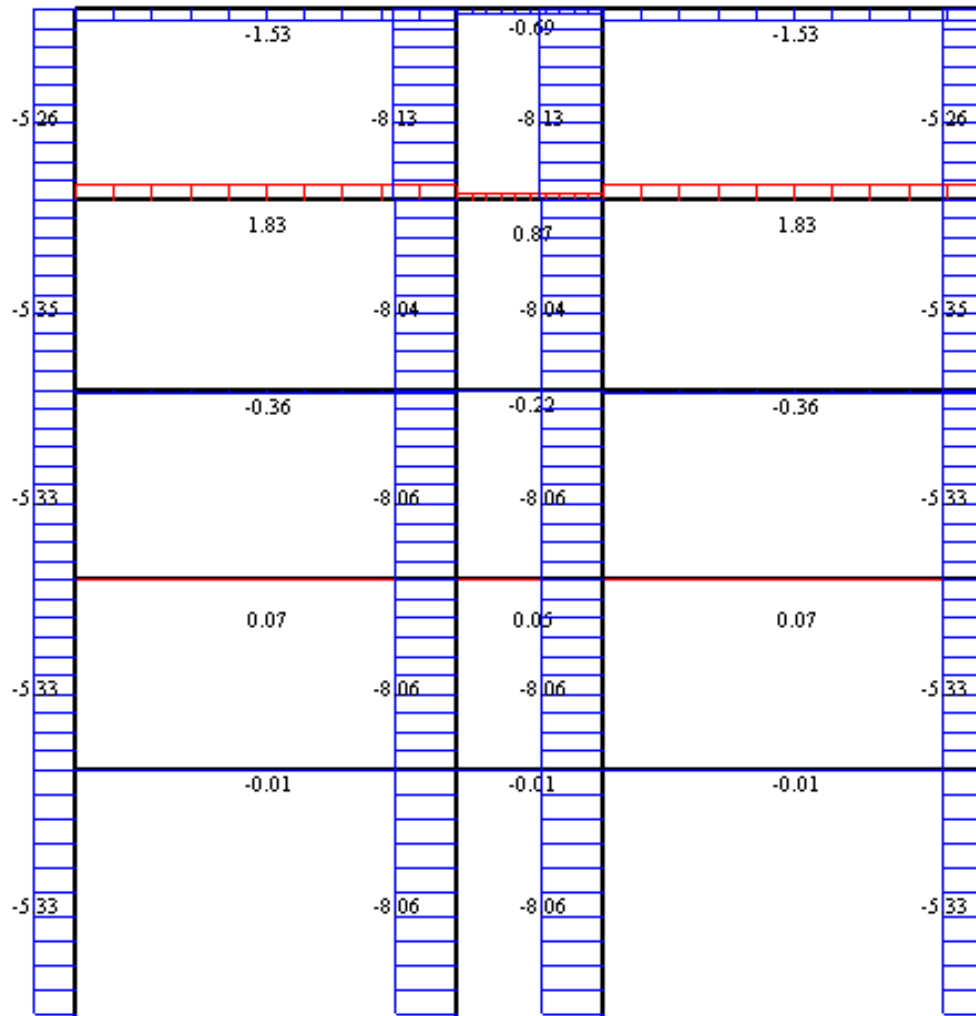




雪荷载作用下的弯矩图



雪荷载作用下的剪力图



雪荷载作用下的轴力图

## 5.2 横向框架的内力组合

### 1. 结构抗震等级

根据《抗震规范》，本方案为三级抗震等级。

### 2. 框架梁内力组合

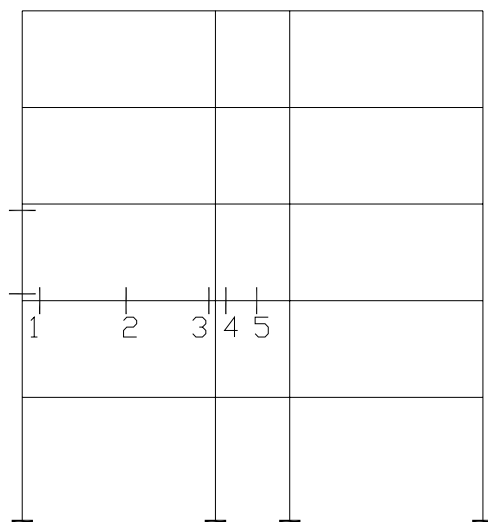
本设计考虑四种内力组合，即：

$$1.2S_{Gk} + 1.4S_{Qk}, 1.2S_{Gk} + 0.9 \times 1.4 \sum_{i=1}^n S_{Qk},$$

$$1.35S_{Gk} + 1.4 \times 0.7S_{Qk}, 1.2S_{GE} + 1.3S_{Ek},$$

（其中  $S_{GE} = S_{Gk} = 0.5S_{Qk}$ ）。

此外，对于本设计， $1.2S_{Gk} + 1.4S_{wk}$  这种内力组合与考虑地震作用的组合比较相对较小，对本结构设计不起控制作用，故不予考虑。根据上述横向框架的梁柱控制截面几种组合，结合梁柱的控制截面进行内力的计算。其中，梁的控制截面位于梁端柱边及最大弯矩处，柱的控制截面在柱底和柱顶。由于框架对称，梁的每一层有五个控制截面，1，2，3，4，5。其中2和5为跨中最大弯矩处。横向框架梁的控制截面如图所示：



各内力组合计算过程见表5.2.1至表5.2.7

表5.2.1 横向框架内力组合表

| 层次 | 截面位置           | 内力     | S <sub>GK</sub> | S <sub>QK</sub> | S <sub>WK±</sub> | S <sub>EK±</sub> | 1.2S <sub>GK</sub> +1.26(S <sub>QK</sub> +S <sub>WK</sub> ) |         | γ <sub>RE</sub> [1.2(S <sub>GK</sub> +0.5S <sub>QK</sub> )+1.3S <sub>EK</sub> ] |         | 1.35S <sub>GK</sub> +S <sub>QK</sub> | 1.2S <sub>GK</sub> +1.4S <sub>QK</sub> | V=γ <sub>RE</sub> [η <sub>vb</sub> (M <sub>b</sub> <sup>1</sup> +M <sub>b</sub> <sup>r</sup> )/1n+V <sub>Gb</sub> ] |
|----|----------------|--------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|---|---------|---|---------|--------------------------------------|--|---|
|    |                |        |                 |                 |                  |                  | →   | ←       | →   | ←       |                                      |  |   |
| 1  | 1              | M      | -52.62          | -23.07          | 31.14            | 149.68           | -52.98  | -131.45 | 88.20   | -203.68 | -83.76                               | -95.44                                 | 104.12  |
|    |                | V      | 62.77           | 27.50           | -6.88            | -33.10           | 101.31  | 118.64  | 36.60   | 101.14  | 99.90                                | 113.82                                 |   |
|    | 3              | M      | -65.38          | -28.66          | -22.52           | -108.53          | -142.94   | -86.19  | -177.56   | 34.08   | -104.07                              | -118.58                                |   |
|    |                | V      | 66.86           | 29.29           | 6.88             | 33.10            | 125.81  | 108.47  | 105.63  | 41.08   | 106.40                               | 121.24                                 |   |
|    | 4              | M      | -33.18          | -14.59          | 30.03            | 144.69           | -20.36  | -96.04  | 104.65  | -177.50 | -52.88                               | -60.24                                 | 100.83  |
|    |                | V      | 18.65           | 8.44            | -20.02           | -96.46           | 7.79  | 58.24   | -73.47  | 114.63  | 30.04                                | 34.20                                  |   |
| 跨间 | M <sub>2</sub> | 52.64  | 23.04           | 4.31            | 20.58            | 97.63            | 86.77   | 77.81   | 37.68   | 83.74   | 95.42                                |  |   |
|    | M <sub>5</sub> | -27.50 | -11.91          | 0.00            | 0.00             | -48.01           | -48.01  | -30.11  | -30.11  | -43.58  | -49.67                               |  |   |
| 3  | 1              | M      | -56.25          | -25.26          | 16.51            | 104.78           | -78.53  | -120.13 | 40.17   | -164.15 | -90.35                               | -102.86                                | 96.04   |
|    |                | V      | 63.36           | 27.87           | -3.30            | -21.00           | 106.99  | 115.31  | 49.09   | 90.04   | 100.98                               | 115.05                                 |   |
|    | 3              | M      | -65.36          | -28.52          | -9.24            | -59.05           | -126.01   | -102.72 | -129.23   | -14.08  | -103.86                              | -118.36                                |   |
|    |                | V      | 66.28           | 28.92           | 3.30             | 21.00            | 120.13  | 111.82  | 93.14   | 52.19   | 105.32                               | 120.02                                 |   |
|    | 4              | M      | -28.29          | -11.96          | 19.40            | 124.01           | -24.57  | -73.46  | 90.07   | -151.75 | -44.44                               | -50.69                                 | 89.35   |
|    |                | V      | 18.65           | 8.44            | -12.93           | -82.67           | 16.72   | 49.31   | -60.02  | 101.19  | 30.04                                | 34.20                                  |   |
| 跨间 | M <sub>2</sub> | 50.39  | 21.76           | 3.64            | 22.87            | 92.47            | 83.30   | 77.44   | 32.84   | 79.77   | 90.93                                |  |   |
|    | M <sub>5</sub> | -21.37 | -8.62           | 0.00            | 0.00             | -36.51           | -36.51  | -23.11  | -23.11  | -33.01  | -37.71                               |  |   |
| 5  | 1              | M      | -66.06          | -6.57           | 3.44             | 34.88            | -83.22  | -91.88  | -28.40  | -96.42  | -74.93                               | -88.47                                 | 60.21   |
|    |                | V      | 91.05           | 7.03            | -0.65            | -6.64            | 117.30  | 118.94  | 78.63   | 91.58   | 100.54                               | 119.10                                 |   |
|    | 3              | M      | -97.72          | -7.02           | -1.67            | -16.91           | -128.21   | -124.01 | -107.59   | -74.62  | -107.20                              | -127.09                                |   |
|    |                | V      | 101.19          | 7.17            | 0.65             | 6.64             | 131.28  | 129.64  | 100.77  | 87.82   | 110.87                               | 131.47                                 |   |
|    | 4              | M      | -59.78          | -2.64           | 3.50             | 35.51            | -70.65  | -79.47  | -20.37  | -89.61  | -63.34                               | -75.43                                 | 58.67   |
|    |                | V      | 18.65           | 1.69            | -2.33            | -23.67           | 21.57   | 27.45   | -5.53   | 40.62   | 20.93                                | 24.75                                  |   |
| 跨间 | M <sub>2</sub> | 85.07  | 5.35            | 0.89            | 8.99             | 109.95           | 107.70  | 87.74   | 70.21   | 92.29   | 109.57                               |  |   |
|    | M <sub>5</sub> | -54.51 | -2.03           | 0.00            | 0.00             | -67.97           | -67.97  | -49.97  | -49.97  | -57.25  | -68.25                               |  |   |

注：考虑到钢筋混凝土结构具有塑性内力重分布的性质，在竖向荷载下可以适当降低梁端弯矩，进行调幅（调幅系数取0.8），以减少负弯矩钢筋的拥挤现象。

表5.2.2 横向框架A柱弯矩和轴力组合表

| 层次 | 截面位 | 内力 | S <sub>GK</sub> | S <sub>QK</sub> | S <sub>WK±</sub> | S <sub>EK±</sub> | 1.2S <sub>GK</sub> +1.26(S <sub>QK</sub> +S <sub>WK</sub> ) |        | γ <sub>RE</sub> [1.2(S <sub>GK</sub> +0.5S <sub>QK</sub> )+1.3S <sub>EK</sub> ] |         | 1.35S <sub>GK</sub> +S <sub>QK</sub> | 1.2S <sub>GK</sub> +1.4S <sub>QK</sub> | M <sub>max</sub>  <br>N | N <sub>min</sub><br>M | N <sub>max</sub><br>M |
|----|-----|----|-----------------|-----------------|------------------|------------------|---|--------|---|---------|--------------------------------------|--|-------------------------|-----------------------|-----------------------|
|    |     |    |                 |                 |                  |                  | →   | ←      | →   | ←       |                                      |  |                         |                       |                       |
| 5  | 柱顶  | M  | 82.58           | 8.21            | -3.44            | -34.88           | 105.11  | 113.77 | 44.01   | 112.02  | 119.69                               | 110.59                                 | 113.77                  | 44.01                 | 119.69                |
|    |     | N  | 112.55          | 7.03            | -0.65            | -6.64            | 143.09  | 144.74 | 97.98   | 110.93  | 158.97                               | 144.90                                 | 144.74                  | 97.98                 | 158.97                |
|    | 柱底  | M  | -51.51          | -13.21          | 1.92             | 19.45            | -76.04  | -80.87 | -33.34  | -71.27  | -82.75                               | -80.31                                 | -82.75                  | -33.34                | -82.75                |
|    |     | N  | 136.93          | 7.03            | -0.65            | -6.64            | 172.34  | 173.99 | 119.92  | 132.87  | 191.88                               | 174.15                                 | 191.88                  | 119.92                | 191.88                |
| 4  | 柱顶  | M  | 26.80           | 17.30           | -7.09            | -49.79           | 45.03   | 62.89  | -16.64  | 80.45   | 53.48                                | 56.38                                  | 80.45                   | -16.64                | 53.48                 |
|    |     | N  | 213.65          | 34.35           | -2.45            | -20.57           | 296.57  | 302.75 | 187.69  | 227.80  | 322.78                               | 304.47                                 | 227.80                  | 187.69                | 322.78                |
|    | 柱底  | M  | -33.17          | -16.40          | 5.80             | 40.73            | -53.16  | -67.77 | 2.48  | -76.94  | -61.18                               | -62.76                                 | -76.94                  | 2.48                  | -61.18                |
|    |     | M  | 238.03          | 34.35           | -2.45            | -20.57           | 325.82  | 332.00 | 209.62  | 249.74  | 355.68                               | 333.72                                 | 249.74                  | 209.62                | 355.68                |
| 3  | 柱顶  | M  | 37.14           | 15.17           | -10.71           | -64.05           | 50.19   | 77.18  | -22.20  | 102.70  | 65.31                                | 65.81                                  | 102.70                  | -22.20                | 65.31                 |
|    |     | N  | 313.56          | 62.63           | -5.75            | -41.57           | 447.94  | 462.43 | 269.86  | 350.92  | 485.94                               | 463.95                                 | 350.92                  | 269.86                | 485.94                |
|    | 柱底  | M  | -34.74          | -14.85          | 9.05             | 54.14            | -48.99  | -71.80 | 14.84   | -90.74  | -61.75                               | -62.48                                 | -90.74                  | 14.84                 | -61.75                |
|    |     | N  | 337.95          | 62.63           | -5.75            | -41.57           | 477.21  | 491.70 | 291.81  | 372.87  | 518.87                               | 493.23                                 | 372.87                  | 291.81                | 518.87                |
| 2  | 柱顶  | M  | 38.66           | 17.14           | -13.11           | -68.78           | 51.47   | 84.51  | -24.55  | 109.57  | 69.33                                | 70.39                                  | 109.57                  | -24.55                | 69.33                 |
|    |     | N  | 413.95          | 90.56           | -10.26           | -66.61           | 597.92  | 623.77 | 348.36  | 478.25  | 649.39                               | 623.52                                 | 478.25                  | 348.36                | 649.39                |
|    | 柱底  | M  | -44.97          | -19.76          | 13.11            | 68.78            | -62.34  | -95.38 | 17.70   | -116.43 | -80.47                               | -81.63                                 | -116.43                 | 17.70                 | -80.47                |
|    |     | M  | 438.33          | 90.56           | -10.26           | -66.61           | 627.17  | 653.02 | 370.30  | 500.19  | 682.30                               | 652.77                                 | 500.19                  | 370.30                | 682.30                |
| 1  | 柱顶  | M  | 20.80           | 9.08            | -18.03           | -80.90           | 13.68   | 59.12  | -56.07  | 101.68  | 37.16                                | 37.67                                  | 101.68                  | -56.07                | 37.16                 |
|    |     | N  | 513.28          | 118.06          | -17.14           | -99.71           | 743.09  | 786.29 | 417.86  | 612.30  | 810.99                               | 781.22                                 | 612.30                  | 417.86                | 810.99                |
|    | 柱底  | M  | -10.40          | -4.54           | 33.49            | 150.25           | 23.99   | -60.40 | 135.09  | -157.90 | -18.58                               | -18.84                                 | -157.90                 | 135.09                | -18.58                |
|    |     | N  | 544.53          | 118.06          | -17.14           | -99.71           | 780.59  | 823.79 | 445.99  | 640.42  | 853.18                               | 818.72                                 | 640.42                  | 445.99                | 853.18                |

表5.2.3 横向框架A柱柱端弯矩设计值调整

| 层次  | 5  |    | 4  |    | 3  |    | 2  |    | 1      |         |
|---|----|----|----|----|----|----|----|----|--------|---------|
|   | 柱顶 | 柱底 | 柱顶 | 柱底 | 柱顶 | 柱底 | 柱顶 | 柱底 | 柱顶     | 柱底      |
| $\gamma_{RE}(\sum M_c = \eta_c \sum M_b)$ | —  | —  | —  | —  | —  | —  | —  | —  | 111.85 | -181.59 |
| $\gamma_{RE} N$                           | —  | —  | —  | —  | —  | —  | —  | —  | 612.30 | 640.42  |

注：5、4、3轴压比 $< 0.15$ ，则无需调整

表5.2.4 横向框架A剪力组合

| 层次 | $S_{GK}$ | $S_{QK}$ | $S_{WK} \pm$ | $S_{EK} \pm$ | $1.2S_{GK} + 1.26(S_{QK} + S_{WK})$ |        | $\gamma_{RE}[1.2(S_{GK} + 0.5S_{QK}) + 1.3S_{EK}]$ |        | $1.35S_{GK} + S_{QK}$ | $1.2S_{GK} + 1.4S_{QK}$ | $\gamma_{RE}[\eta_{VC}(M_c^b + M_c^l)/H_n]$ |
|----|----------|----------|--------------|--------------|-------------------------------------|--------|--|--------|-----------------------|-------------------------|---|
|    |          |          |              |              | →                                   | ←      | →  | ←      |                       |                         |   |
| 5  | -34.38   | -5.49    | 1.37         | 13.93        | -46.45                              | -49.90 | -19.83   | -46.99 | -51.90                | -48.94                  | -62.28                                      |
| 4  | -15.38   | -8.64    | 3.3          | 23.21        | -25.18                              | -33.50 | 4.90   | -40.36 | -29.40                | -30.55                  | -48.43                                      |
| 3  | -18.43   | -7.7     | 5.07         | 30.31        | -25.43                              | -38.21 | 9.50   | -49.60 | -32.58                | -32.90                  | -59.52                                      |
| 2  | -21.44   | -9.46    | 6.72         | 35.27        | -29.18                              | -46.11 | 10.84  | -57.94 | -38.40                | -38.97                  | -69.53                                      |
| 1  | -6.24    | -2.72    | 10.3         | 46.23        | 2.06                                | -23.89 | 38.23  | -51.91 | -11.14                | -11.30                  | -62.29                                      |

注：表中M以左侧受拉为证，单位为KN·m，N以受压为正，单位为KN。

表5.2.5 横向框架B柱弯矩和轴力组合表

| 层次 | 截面位置 | 内力 | $S_{GK}$ | $S_{QK}$ | $S_{WK} \pm$ | $S_{EK} \pm$ | $1.2S_{GK}+1.26(S_{QK}+S_{WK})$ |         | $Y_{RE}[1.2(S_{GK}+0.5S_{QK})+1.3S_{EK}]$ |         | $1.35S_{GK}+S_{QK}$ | $1.2S_{GK}+1.4S_{QK}$ | Mmax  <br>N | Nmin<br>M | Nmax<br>M |
|----|------|----|----------|----------|--------------|--------------|---------------------------------|---------|---|---------|---------------------|-----------------------|-------------|-----------|-----------|
|    |      |    |          |          |              |              | →                               | ←       | →   | ←       |                     |                       |             |           |           |
| 5  | 柱顶   | M  | -47.42   | -5.47    | -5.17        | -52.42       | -70.30                          | -57.29  | -96.25                                    | 5.97    | -69.49              | -64.56                | -96.25      | -96.25    | -69.49    |
|    |      | N  | 149.51   | 8.36     | -1.68        | -17.03       | 187.83                          | 192.06  | 121.72                                    | 154.93  | 210.20              | 191.12                | 121.72      | 121.72    | 210.20    |
|    | 柱底   | M  | 32.53    | 8.45     | 4.23         | 42.89        | 55.01                           | 44.36   | 74.90                                     | -8.74   | 52.37               | 50.87                 | 74.90       | 74.90     | 52.37     |
|    |      | N  | 173.89   | 8.36     | -1.68        | -17.03       | 217.08                          | 221.31  | 143.65                                    | 176.86  | 243.10              | 220.37                | 143.65      | 143.65    | 243.10    |
| 4  | 柱顶   | M  | -20.02   | -11.02   | -11.30       | -79.38       | -52.15                          | -23.67  | -100.37                                   | 54.42   | -38.05              | -39.45                | -100.37     | -100.37   | -38.05    |
|    |      | N  | 275.85   | 46.35    | -6.90        | -58.32       | 380.73                          | 398.11  | 212.26                                    | 325.98  | 418.75              | 395.91                | 212.26      | 212.26    | 418.75    |
|    | 柱底   | M  | 22.39    | 10.51    | 11.30        | 79.68        | 54.35                           | 25.87   | 102.57                                    | -52.81  | 40.74               | 41.58                 | 102.57      | 102.57    | 40.74     |
|    |      | M  | 300.23   | 46.35    | -6.90        | -58.32       | 409.98                          | 427.36  | 234.20                                    | 347.92  | 451.65              | 425.16                | 234.20      | 234.20    | 451.65    |
| 3  | 柱顶   | M  | -23.96   | -10.09   | -17.33       | -103.68      | -63.31                          | -19.62  | -127.19                                   | 74.98   | -42.44              | -42.88                | -127.19     | -127.19   | -42.88    |
|    |      | N  | 403.23   | 83.72    | -16.53       | -119.99      | 568.54                          | 610.19  | 283.59                                    | 517.57  | 628.08              | 601.08                | 283.59      | 283.59    | 628.08    |
|    | 柱底   | M  | 23.16    | 9.98     | 17.33        | 103.68       | 62.21                           | 18.53   | 126.42                                    | -75.75  | 41.25               | 41.76                 | 126.42      | 126.42    | 41.25     |
|    |      | N  | 427.61   | 83.72    | -16.53       | -119.99      | 597.79                          | 639.44  | 305.53                                    | 539.51  | 660.99              | 630.33                | 305.53      | 305.53    | 660.99    |
| 2  | 柱顶   | M  | -25.10   | -11.02   | -23.00       | -120.67      | -72.99                          | -15.02  | -145.20                                   | 90.10   | -44.91              | -45.55                | -145.20     | -145.20   | -44.91    |
|    |      | N  | 530.14   | 121.01   | -30.23       | -196.27      | 750.55                          | 826.73  | 340.22                                    | 722.94  | 836.70              | 805.58                | 340.22      | 340.22    | 836.70    |
|    | 柱底   | M  | 27.84    | 12.17    | 23.00        | 120.67       | 77.72                           | 19.76   | 148.19                                    | -87.12  | 49.75               | 50.45                 | 148.19      | 148.19    | 49.75     |
|    |      | M  | 554.52   | 121.01   | -30.23       | -196.27      | 779.80                          | 855.98  | 362.15                                    | 744.88  | 869.61              | 834.83                | 362.15      | 362.15    | 869.61    |
| 1  | 柱顶   | M  | -12.40   | -5.41    | -29.55       | -132.55      | -58.92                          | 15.53   | -142.83                                   | 115.64  | -22.15              | -22.45                | -142.83     | -142.83   | -22.15    |
|    |      | N  | 658.10   | 158.74   | -43.37       | -259.63      | 935.09                          | 1044.38 | 410.58                                    | 916.86  | 1047.18             | 1011.96               | 410.58      | 410.58    | 1047.18   |
|    | 柱底   | M  | 6.20     | 2.70     | 36.11        | 162.00       | 56.34                           | -34.66  | 164.75                                    | -151.16 | 11.07               | 11.22                 | 164.75      | 164.75    | 11.07     |
|    |      | N  | 689.35   | 158.74   | -43.37       | -259.63      | 972.59                          | 1081.88 | 438.71                                    | 944.99  | 1089.36             | 1049.46               | 438.71      | 438.71    | 1089.36   |



表5.2.6 横向框架B柱柱端弯矩设计值调整

| 层次  | 5  |    | 4  |    | 3      |        | 2      |        | 1      |         |
|---|----|----|----|----|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| 截面  | 柱顶 | 柱底 | 柱顶 | 柱底 | 柱顶     | 柱底     | 柱顶     | 柱底     | 柱顶     | 柱底      |
| $\gamma_{RE}(\sum M_c = \eta_c \sum M_b)$ | —  | —  | —  | —  | 82.48  | 83.33  | 99.11  | -95.83 | 127.2  | -173.83 |
| $\gamma_{RE} N$                           | —  | —  | —  | —  | 517.57 | 539.51 | 722.94 | 744.88 | 916.86 | 944.99  |

注:5、4轴压比<0.15, 则无需调整

表5.2.7 横向框架B剪力组合

| 层次 | $S_{GK}$ | $S_{QK}$ | $S_{WK\pm}$ | $S_{EK\pm}$ | $1.2S_{GK}+1.26(S_{QK}+S_{WK})$ |        | $\gamma_{RE}[1.2(S_{GK}+0.5S_{QK})+1.3S_{EK}]$ |        | $1.35S_{GK}+S_{QK}$ | $1.2S_{GK}+1.4S_{QK}$ | $\gamma_{RE}[\eta_{VC}(M_c^b+M_c^l)/Hn]$ |
|----|----------|----------|-------------|-------------|---------------------------------|--------|--|--------|---------------------|-----------------------|--|
|    |          |          |             |             | →                               | ←      | →  | ←      |                     |                       |  |
| 5  | 20.5     | 3.57     | 2.41        | 24.44       | 32.13                           | 26.06  | 49.74  | -4.28  | 31.25               | 29.60                 | 59.69                                    |
| 4  | 10.87    | 5.55     | 5.8         | 40.71       | 27.35                           | 12.73  | 58.90  | -31.07 | 20.22               | 20.81                 | 70.68                                    |
| 3  | 12.08    | 5.15     | 8.89        | 53.17       | 32.19                           | 9.78   | 73.70  | -43.80 | 21.46               | 21.71                 | 88.44                                    |
| 2  | 13.57    | 5.95     | 11.8        | 61.88       | 38.65                           | 8.91   | 85.25  | -51.50 | 24.27               | 24.61                 | 102.3                                    |
| 1  | 3.72     | 1.62     | 13.13       | 58.91       | 23.05                           | -10.04 | 69.72  | -60.47 | 6.64                | 6.73                  | 83.66                                    |

注：表中M以左侧受拉为证，单位为KN·m，N以受压为正，单位为KN。

## 六 截面设计

### 6.1 框架梁的设计

#### 1. 梁的正截面受弯承载力计算

这里仅以第一层AB跨为例，说明计算方法和过程，其他层的梁的配筋计算结果见表6.1.1。从表5.2.1 中分别选出AB跨跨间截面及支座最不利内力，并将支座中心处的弯矩转换为支座边缘控制截面的弯矩进行配筋计算：

支座弯矩

$$M_A = \frac{203.68}{0.75} - \frac{101.14}{0.75} \times \frac{0.5}{2} = 237.86 \text{ KN}\cdot\text{M}$$

$$\gamma_{RE} M_A = 0.75 \times 237.86 = 178.40 \text{ KN}\cdot\text{M}$$

$$M_B^{\text{左}} = 142.94 - 125.81 \times \frac{0.5}{2} = 111.49 \text{ KN}\cdot\text{M}$$

$$\gamma_{RE} M_B^{\text{左}} = 0.75 \times 111.49 = 83.62 \text{ KN}\cdot\text{M}$$

跨间弯矩取控制截面，即支座边缘处的正弯矩。由表可求的相应的剪力。

$$V = 1.3 \times 33.10 - (62.77 + 0.5 \times 27.50) = -33.49 \text{ KN}$$

则支座边缘处

$$M_{\max} = 97.63 + 33.49 \times \frac{0.5}{2} = 106 \text{ KN}\cdot\text{M}$$

$$\gamma_{RE} M_{\max} = 0.75 \times 106 = 79.50 \text{ KN}\cdot\text{M}$$

梁按矩形截面进行计算，梁AC（350×650）

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{79.50 \times 10^6}{1.0 \times 14.3 \times 350 \times 615^2} = 0.042$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.043$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y} = \frac{1.0 \times 14.3 \times 350 \times 615 \times 0.043}{360} = 368 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = \max\left[0.2\%, \frac{45 f_t}{f_y}\right] = \max\left[0.2\%, \frac{45 \times 1.43}{360}\right] \% = 0.2\%$$

下部实配3 $\Phi$ 20

表6.1.1 框架梁纵向钢筋计算表

| 层次 | 计算公式  | 梁AB                   |                      |                       | 梁BC                   |                      |
|----|---|-----------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
|    |   | 支座左截面                 | 跨中截面                 | 支座右截面                 | 支座支截面                 | 跨中截面                 |
| 5  | M (KN·M)                                    | -73.53                | 85.84                | -95.39                | -79.46                | -63.38               |
|    | $\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$ | 0.039                 | 0.045                | 0.050                 | 0.060                 | 0.048                |
|    | $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$            | 0.040                 | 0.046                | 0.051                 | 0.062                 | 0.049                |
|    | $A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y}$  | 342                   | 393                  | 436                   | 444                   | 351                  |
|    | $A_{s,min} (mm^2)$                          | 455                   | 455                  | 455                   | 385                   | 385                  |
|    | 实际配筋  | 3 $\Phi$ 22<br>(1140) | 3 $\Phi$ 20<br>(941) | 3 $\Phi$ 22<br>(1140) | 3 $\Phi$ 22<br>(1140) | 3 $\Phi$ 20<br>(941) |
|    | 配筋率 (%)                                     | 0.501                 | 0.414                | 0.501                 | 0.592                 | 0.489                |
| 3  | M (KN·M)                                    | -142.0                | 79.76                | -105.95               | -126.45               | -43.42               |
|    | $\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$ | 0.075                 | 0.042                | 0.056                 | 0.095                 | 0.033                |
|    | $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$            | 0.078                 | 0.043                | 0.058                 | 0.1                   | 0.034                |
|    | $A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y}$  | 667                   | 367                  | 496                   | 716                   | 243                  |
|    | $A_{s,min} (mm^2)$                          | 455                   | 455                  | 455                   | 385                   | 385                  |
|    | 实际配筋  | 3 $\Phi$ 22<br>(1140) | 3 $\Phi$ 20<br>(941) | 3 $\Phi$ 22<br>(1140) | 3 $\Phi$ 22<br>(1140) | 3 $\Phi$ 20<br>(941) |
|    | 配筋率 (%)                                     | 0.501                 | 0.414                | 0.501                 | 0.592                 | 0.489                |
| 1  | M (KN·M)                                    | -178.40               | 79.50                | -83.62                | -151.15               | -36.81               |
|    | $\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$ | 0.094                 | 0.042                | 0.044                 | 0.114                 | 0.028                |

|  |                       |                      |                       |                       |                      |
|--|-----------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
| $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$           | 0.099                 | 0.043                | 0.045                 | 0.121                 | 0.028                |
| $A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y}$ | 846                   | 368                  | 386                   | 866                   | 200                  |
| $A_{s,\min} (mm^2)$                        | 455                   | 455                  | 455                   | 385                   | 385                  |
| 实际配筋                                       | 3 $\Phi$ 22<br>(1140) | 3 $\Phi$ 20<br>(941) | 3 $\Phi$ 22<br>(1140) | 3 $\Phi$ 22<br>(1140) | 3 $\Phi$ 20<br>(941) |
| 配筋率 (%)                                    | 0.501                 | 0.414                | 0.501                 | 0.592                 | 0.489                |

## 2. 梁的斜截面受弯承载力计算

下面以梁第一层AB梁为例进行计算

$$\gamma_{RE} V = 104.12 \text{KN} < 0.25 \beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 14.3 \times 350 \times 615 = 615.62 \text{KN}$$

故截面尺寸满足要求。

$$\begin{aligned} & 0.42 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \\ &= 0.42 \times 1.43 \times 350 \times 615 + 1.25 \times 210 \times \frac{101}{100} \times 615 \\ &= 292.33 \text{KN} > 104.12 \text{KN} \end{aligned}$$

故取双肢箍  $\Phi 8@100$ 。其他截面的箍筋配制见表6. 1. 2

加密长度取1.5 倍的梁高和500 mm中的较大者，故取1000mm。加密区箍筋间距为100mm，非加密区箍筋间距为150mm。最小配箍率为  $\rho_{sv,\min} = 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.163\%$

表6. 1. 2 横向框架箍筋数量计算表

| 层次 | 截面       | $\gamma_{RE} V$<br>(KN) | $0.25 \beta_c f_c b h_0$<br>(KN) | $\frac{A_{sv}}{S} = \frac{\gamma_{RE} V - 0.42 f_t b h_0}{1.25 f_{yv} h_0}$ | 梁端加密区        | 非加密区                     |
|----|----------|-------------------------|----------------------------------|---|--------------|--------------------------|
|    |          |                         |                                  |   | 实配钢筋<br>(双肢) | 实配钢筋<br>(双肢)             |
| 5  | $A, B_l$ | 60.21                   | 615.62                           | -0.43 < 0   | $\Phi 8@100$ | $\Phi 8@150$<br>(0.192%) |
|    | $B_r$    | 58.67                   | 515.51                           | -0.37 < 0   | $\Phi 8@100$ | $\Phi 8@150$<br>(0.192%) |
| 3  | $A, B_l$ | 96.04                   | 615.62                           | -0.21 < 0   | $\Phi 8@100$ | $\Phi 8@150$             |

|   |          |        |        |          |              |                          |
|---|----------|--------|--------|----------|--------------|--------------------------|
|   |          |        |        |          |              | (0.192%)                 |
|   | $B_r$    | 89.35  | 515.51 | -0.14<0  | $\phi 8@100$ | $\phi 8@150$<br>(0.192%) |
| 1 | $A, B_l$ | 104.12 | 615.62 | -0.16<0  | $\phi 8@100$ | $\phi 8@150$<br>(0.192%) |
|   | $B_r$    | 100.83 | 515.51 | -0.055<0 | $\phi 8@100$ | $\phi 8@150$<br>(0.192%) |

### 3. 裂缝宽度验算

以第一层梁AB为例

取  $M_K = 79.50 \text{KN} \cdot \text{M}$

按荷载效应的标准组合计算的混凝土构件裂缝截面处纵向受拉钢筋的应力

$$\sigma_{sk} = \frac{M_K}{0.87A_s h_0} = \frac{79.50 \times 10^6}{0.87 \times 615 \times 941} = 157.9 \text{N} / \text{mm}^2$$

考虑钢筋粘结性能差异后的有效纵向受拉钢筋配筋率

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} = \frac{941}{0.5 \times 350 \times 650} = 0.008 < 0.01$$

取  $\rho_{te} = 0.01$  (在最大裂缝宽度和挠度验算中, 当  $\rho_{te} < 0.01$  时, 取  $\rho_{te} = 0.01$ )

反映裂缝间受拉混凝土对纵向受拉钢筋应变的影响程度系数

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.01}{0.01 \times 157.9} = 0.273$$

当  $\psi < 0.2$  时, 取  $\psi = 0.2$ ; 当  $\psi > 1$  时, 取  $\psi = 1$ ; 对直接承受重复荷载的构件, 取  $\psi = 1$ 。

纵向受拉钢筋的等效直径

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i} = \frac{3 \times 20^2}{3 \times 1.0 \times 20} = 20 \text{mm}$$

构件受力特征系数  $\alpha_{cr}$ , 对钢筋混凝土构件有: 轴心受拉构件  $\alpha_{cr} = 2.7$ ; 偏

心受拉构件  $\alpha_{cr} = 2.4$ ; 受弯和偏心受压构件,  $\alpha_{cr} = 2.1$ 。

验算时的最大裂缝宽度

$$\omega_{\max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} (1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}}) = 2.1 \times 0.273 \times \frac{157.9}{2.0 \times 10^5} \times (1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{20}{0.01})$$

$$= 0.094 \text{mm} < \omega_{\lim} = 0.3 \text{mm}$$

根据《混凝土结构规范》（GB 50010-2002）的关于结构构件的裂缝控制等级和最大裂缝宽度限值，在室内正常环境条件下的钢筋混凝土结构的最大裂缝宽度限值  $\omega_{\lim} = 0.3 \text{mm}$ 。

其他各截面裂缝宽度验算见下表6.1.3

表6.1.3 裂缝宽度验算

| 层次 | 计算公式  | 梁AB       |          |           | 梁BC       |          |
|----|---|-----------|----------|-----------|-----------|----------|
|    |   | 支座左<br>截面 | 跨中截<br>面 | 支座右<br>截面 | 支座支<br>截面 | 跨中截<br>面 |
| 5  | $M_K$ (KN·m)  | 73.53     | 85.84    | 95.39     | 79.46     | 63.38    |
|    | $\sigma_{sk} = \frac{M_K}{0.87A_s h_0}$ (N/mm <sup>2</sup> )                                      | 120.55    | 170.49   | 157.27    | 155.57    | 150.33   |
|    | $\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}}$  | 0.01      | 0.01     | 0.01      | 0.01      | 0.01     |
|    | $\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}}$  | 0.2       | 0.33     | 0.27      | 0.4       | 0.3      |
|    | $d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i}$ (mm)   | 22        | 20       | 22        | 22        | 20       |
|    | $\alpha_{cr}$   | 2.1       | 2.1      | 2.1       | 2.1       | 2.1      |
|    | $\omega_{\max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} (1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}})$ | 0.06      | 0.12     | 0.10      | 0.13      | 0.07     |
| 3  | $M_K$ (KN·m)  | 142.0     | 79.76    | 105.95    | 126.45    | 43.42    |
|    | $\sigma_{sk} = \frac{M_K}{0.87A_s h_0}$ (N/mm <sup>2</sup> )                                      | 232.80    | 158.42   | 173.70    | 247.56    | 102.98   |
|    | $\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}}$  | 0.01      | 0.01     | 0.01      | 0.012     | 0.01     |

|   |  |        |        |        |        |       |
|---|--|--------|--------|--------|--------|-------|
|   | $\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}}$   | 0.54   | 0.28   | 0.35   | 0.65   | 0.20  |
|   | $d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i} \text{ (mm)}$                                  | 22     | 20     | 22     | 22     | 20    |
|   | $\alpha_{cr}$  | 2.1    | 2.1    | 2.1    | 2.1    | 2.1   |
|   | $\omega_{max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} (1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}})$ | 0.29   | 0.09   | 0.14   | 0.30   | 0.05  |
| 1 | $M_K \text{ (KN} \cdot \text{m)}$  | 178.40 | 79.50  | 83.62  | 151.15 | 36.81 |
|   | $\sigma_{sk} = \frac{M_K}{0.87 A_s h_0} \text{ (N/mm}^2\text{)}$                                 | 292.48 | 157.90 | 137.09 | 295.92 | 87.31 |
|   | $\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}}$   | 0.01   | 0.01   | 0.01   | 0.012  | 0.01  |
|   | $\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}}$   | 0.65   | 0.27   | 0.15   | 0.73   | 0.20  |
|   | $d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i} \text{ (mm)}$                                  | 22     | 20     | 22     | 22     | 20    |
|   | $\alpha_{cr}$  | 2.1    | 2.1    | 2.1    | 2.1    | 2.1   |
|   | $\omega_{max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} (1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}})$ | 0.45   | 0.09   | 0.05   | 0.44   | 0.04  |

由于第1层的梁AB支座左截面和梁BC支座左截面最大裂缝宽度超过允许值，但超过范围较小，故可采用增加配筋率的方法来解决。对梁AB支座左截面和梁BC支座左截面配3 $\Phi$ 25钢筋， $A_s=1473 \text{ mm}^2$ ，则

$$\rho_{边} = \frac{1473}{350 \times 650} \times 100\% = 0.65\%, \quad \rho_{中} = \frac{1473}{350 \times 650} \times 100\% = 0.76\%$$

经计算， $\omega_{max边} = 0.29\text{mm}$ ， $\omega_{max中} = 0.29\text{mm}$ ，均满足裂缝要求。

## 6.2 框架柱

### 1. 剪跨比及轴压比的验算

表 6.2.1 柱的剪跨比和轴压比验算

| 柱号  | 层次 | b (mm) | h <sub>0</sub> (mm) | f <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) | M <sub>c</sub> (kN) | V <sub>c</sub> (kN) | N (kN) | M <sub>c</sub> /V <sub>c</sub> h <sub>0</sub> | N/f <sub>c</sub> bh |
|-----|----|--------|---------------------|-------------------------------------|---------------------|---------------------|--------|---|---------------------|
| A 柱 | 5  | 500    | 460                 | 14.3                                | 112.02              | 46.99               | 132.87 | 5.18  | 0.037               |
|     | 3  | 500    | 460                 | 14.3                                | 102.70              | 49.60               | 372.87 | 4.50  | 0.104               |
|     | 1  | 500    | 460                 | 14.3                                | 157.90              | 51.91               | 640.42 | 6.61  | 0.179               |
| B 柱 | 5  | 500    | 460                 | 14.3                                | 96.25               | 49.74               | 176.86 | 4.21  | 0.049               |
|     | 3  | 500    | 460                 | 14.3                                | 127.19              | 73.70               | 539.51 | 3.75  | 0.151               |
|     | 1  | 500    | 460                 | 14.3                                | 164.75              | 69.72               | 944.99 | 5.14  | 0.264               |

由上表可知，剪跨比 > 2，轴压比 < 0.9，均满足要求。

### 2. 柱正截面承载力计算

以第二层柱B计算为例

(1)  $M_{\max}$  及相应的N的组合时

B节点左右梁端弯矩

$$M_{B左} = \frac{-177}{0.75} + \frac{105.63}{0.85} \times \frac{0.5}{2} = -204.93 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{B右} = \frac{104}{0.75} - \frac{73.47}{0.85} \times \frac{0.5}{2} = 117.06 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

B节点上下柱端弯矩

$$\frac{-142}{0.75} + 69.72 \times 0.1 = -182.36 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{148.19}{0.75} - 85.25 \times (0.5 - 0.1) = 163.49 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_{B柱} = 182.36 + 163.49 = 345.85 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_{B梁} = 204.93 + 117.06 = 321.99 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$1.1 \sum M_{B梁} = 1.1 \times 321.99 = 354.189 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\Delta M_B = 354.189 - 345.85 = 8.339 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

在节点处将其按弹性弯矩分配给上下柱端,即



$$M_{B_{上柱}} = 354.189 \times \frac{163.49}{163.49 + 182.36} = 167.18 \text{KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{B_{下柱}} = 354.189 \times \frac{182.36}{163.49 + 182.36} = 187.01 \text{KN}\cdot\text{m}$$

$$\gamma_{RE} M_{B_{上柱}} = 0.8 \times 167.18 = 133.74 \text{KN}\cdot\text{m}$$

$$e_0 = \frac{133.74 \times 10^6}{744.88 \times 10^3} = 179.54 \text{mm}$$

$e_a$ 取20mm和偏心方向截面尺寸的1/30两者中的较大值，即

500/30=16.7mm. 故取  $e_a = 20\text{mm}$  柱的计算长度按公式

$l_0 = [1 + 0.15(\varphi_u + \varphi_l)]H$  和  $l_0 = (2 + 0.2\varphi_{\min})H$  中较小值确定。

$$\text{其中, } \varphi_u = \frac{4.0 + 4.0}{4.622 + 9.706} = 0.56 \quad \varphi_l = \frac{4.0 + 3.12}{4.622 + 6.162} = 0.66$$

$$l_0 = [1 + 0.15 \times (0.56 + 0.66)] \times 3.9 = 4.6\text{m}$$

$$l_0 = (2 + 0.2 \times 0.56) \times 3.9 = 8.2\text{m} \text{ 故取 } l_0 = 4.6\text{m}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 179.54 + 20 = 199.54 \text{mm}$$

因为  $l_0/h = 4.6 \times 10^3 / 500 = 9.2 > 5$ , 故应考虑偏心距增大系数

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 14.3 \times 500^2}{744.88 \times 10^3} = 2.4 > 1.0 \text{ 取 } \zeta_1 = 1.0,$$

$$l_0/h = 4.6 \times 10^3 / 500 = 9.2 > 5. \text{ 取 } \zeta_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} \left( \frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 199.54 / 460} \times 9.2^2 = 1.14$$

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.14 \times 199.54 + \frac{500}{2} - 40 = 437.48 \text{mm}$$

对称配筋

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{N}{f_c b h_0} = \frac{744.88 \times 10^3}{14.3 \times 500 \times 460} = 0.23 < \xi_b = 0.518 \text{ 为大偏心受压情况。}$$

$$\begin{aligned} A_s' = A_s &= \frac{Ne - \xi(1 - 0.5\xi)\alpha_1 f_c b h_0^2}{f_y (h_0 - a_s')} \\ &= \frac{744.88 \times 10^3 \times 437.48 - 0.23 \times (1 - 0.5 \times 0.23) \times 1.0 \times 14.3 \times 500 \times 460^2}{360 \times (500 - 40)} \\ &= 171 \text{mm}^2 \end{aligned}$$

(2) 按  $N_{max}$  及相应的  $M$  的组合时

节点上、下弯矩为

$$49.75 - 24.27 \times 0.1 = 47.32 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$22.15 - 6.64 \times 0.55 = 18.50 \text{KN} \cdot \text{m}$$

此组内力是非地震组合情况，且无水平荷载效应，故不必进行调整，且取

$$l_0 = 1.25 \times 3.9 = 4.875 \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{47.32 \times 10^6}{869.61 \times 10^3} = 54.42 \quad e_a = 20 \text{mm}$$

$$e_i = e_a + e_0 = 54.42 + 20 = 74.42 \text{mm}$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 14.3 \times 500^2}{869.61 \times 10^3} = 2.0 > 1.0, \text{取 } \zeta_1 = 1.0, \text{又 } l_0/h = 4875/500 = 9.75 < 15, \text{故取 } \zeta_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} \left( \frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 74.42 / 460} \times 9.75^2 = 1.45$$

$\eta e_i = 1.45 \times 74.42 = 107.9 < 0.3 h_0 = 138 \text{mm}$ , 故为小偏心受压。

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.45 \times 74.42 + \frac{500}{2} - 40 = 317.9 \text{mm}$$

$$\xi = \frac{N - \xi_b f_c b h_0}{\frac{N e - 0.43 f_c b h_0^2}{(0.8 - \xi_b)(h_0 - a_s)} + f_c b h_0} + \xi_b$$

按上式计算时，应满足  $N > \xi_b f_c b h_0$ ，及  $N e > 0.43 f_c b h_0^2$

因为： $N = 869.61 \text{KN} < \xi_b f_c b h_0 = 0.518 \times 14.3 \times 500 \times 460 = 1703 \text{KN}$

故按构造配筋，且应满足  $\rho_{min} = 0.6\%$ ， $A_s = 0.6\% \times 500^2 / 2 = 750 \text{mm}^2$

(3) 柱斜截面受剪承载力计算

以第一层柱为例进行计算，由前可知，上柱柱端弯矩设计值

$$M_c^t = 142.83 \times 1.1 = 157.11 \text{KN} \cdot \text{m}$$

对于三级抗震等级，柱底弯矩设计值

$$M_c^b = 1.15 \times 164.75 = 189.46 \text{KN} \cdot \text{m}$$

则框架柱的剪力设计值：

$$V = 1.1 \times \frac{157.11 + 189.46}{5} = 76.25 \text{ KN}$$

$$\frac{\gamma_{RE} V}{\beta_c f_c b h_0} = \frac{0.85 \times 76.25 \times 10^3}{1.0 \times 14.3 \times 500 \times 460} = 0.02 < 0.2 \text{ (满足要求)}$$

$$\lambda = \frac{M^c}{V^c h_0} = \frac{164.75 \times 10^3}{69.72 \times 460} = 5.14 > 3.0 \text{ (取 } \lambda = 3.0 \text{)}$$

$$N = 483.71 = 594.97 \text{ KN} < 0.3 f_c b h_0 = 985.70 \text{ KN}$$

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{\gamma_{RE} V - \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 - 0.056 N}{f_{yv} h_0}$$

$$= \frac{0.85 \times 76.25 - \frac{1.05}{3+1} \times 1.43 \times 10^{-3} \times 500 \times 460 - 0.056 \times 438.71}{210 \times 460} < 0$$

故该层柱应按构造配制箍筋，配筋见表6.2.2

表6.2.2 柱的箍筋配置表

| 柱号 | 层次 | $\gamma_{RE} V$<br>(KN) | $0.2 f_c \beta_c b h_0$<br>(KN) | N<br>(KN) | $0.3 f_c A$<br>(KN) | $\frac{A_{sv}}{S}$<br>(mm) | 实配箍筋         |              |
|----|----|-------------------------|---------------------------------|-----------|---------------------|----------------------------|--------------|--------------|
|    |    |                         |                                 |           |                     |                            | 加密区          | 非加密区         |
| A  | 5  | 54.69                   | 657.8                           | 132.87    | 1072.5              | <0                         | $\phi 8@100$ | $\phi 8@150$ |
|    | 3  | 58.35                   | 657.8                           | 372.87    | 1072.5              | <0                         | $\phi 8@100$ | $\phi 8@150$ |
|    | 1  | 61.07                   | 657.8                           | 640.42    | 1072.5              | <0                         | $\phi 8@100$ | $\phi 8@150$ |
| B  | 5  | 58.52                   | 657.8                           | 176.86    | 1072.5              | <0                         | $\phi 8@100$ | $\phi 8@150$ |
|    | 3  | 86.71                   | 657.8                           | 539.51    | 1072.5              | <0                         | $\phi 8@100$ | $\phi 8@150$ |
|    | 1  | 82.02                   | 657.8                           | 944.99    | 1072.5              | <0                         | $\phi 8@100$ | $\phi 8@150$ |

表 6.2.3 A 柱正截面承载力计算表

| 层次 | 组合情况            | 位置 | M      | N      | $h_0$ | $l_0/h$ | $e_0$ | $e_i$ | $\zeta_1$ | $\zeta_2$ | $\eta$ | e       | $\xi$ | 偏心情况 | 计算 $A_s$ 和 $A_s'$ | 实配 $A_s$ 和 $A_s'$ | $\rho_s\%$ |
|----|-----------------|----|--------|--------|-------|---------|-------|-------|-----------|-----------|--------|---------|-------|------|-------------------|-------------------|------------|
| 5  | $M_{max}$ 及相应的N | 柱顶 | 113.77 | 144.74 | 460   | 9.75    | 786   | 806   | 1.0       | 1.0       | 1.04   | 1047.26 | 0.04  | 大偏心  | 572               | 6Φ18              | 1.22       |
|    |                 | 柱底 | 82.75  | 191.88 | 460   | 9.75    | 431   | 451   | 1.0       | 1.0       | 1.07   | 692.49  | 0.06  | 大偏心  | 312               |                   |            |
|    | $N_{max}$ 及相应的M | 柱顶 | 119.69 | 158.97 | 460   | 9.75    | 753   | 773   | 1.0       | 1.0       | 1.04   | 1014.14 | 0.05  | 大偏心  | 594               |                   |            |
|    |                 | 柱底 | 82.15  | 191.88 | 460   | 9.75    | 428   | 448   | 1.0       | 1.0       | 1.07   | 689.37  | 0.06  | 大偏心  | 308               |                   |            |
| 3  | $M_{max}$ 及相应的N | 柱顶 | 102.70 | 350.92 | 460   | 9.75    | 293   | 313   | 1.0       | 1.0       | 1.10   | 553.89  | 0.11  | 大偏心  | 275               | 6Φ18              | 1.22       |
|    |                 | 柱底 | 90.74  | 372.87 | 460   | 9.75    | 243   | 263   | 1.0       | 1.0       | 1.12   | 504.59  | 0.11  | 大偏心  | 174               |                   |            |
|    | $N_{max}$ 及相应的M | 柱顶 | 65.81  | 485.94 | 460   | 9.75    | 135   | 155   | 1.0       | 1.0       | 1.20   | 396.66  | 0.15  | 小偏心  | <0                |                   |            |
|    |                 | 柱底 | 61.75  | 518.87 | 460   | 9.75    | 119   | 139   | 1.0       | 1.0       | 1.22   | 380.24  | 0.16  | 小偏心  | <0                |                   |            |
| 1  | $M_{max}$ 及相应的N | 柱顶 | 101.68 | 612.30 | 460   | 9.2     | 166   | 186   | 1.0       | 1.0       | 1.15   | 423.87  | 0.19  | 大偏心  | 27                | 6Φ18              | 1.22       |
|    |                 | 柱底 | 157.90 | 640.42 | 460   | 9.2     | 247   | 267   | 1.0       | 1.0       | 1.10   | 504.37  | 0.19  | 大偏心  | 378               |                   |            |
|    | $N_{max}$ 及相应的M | 柱顶 | 37.16  | 810.99 | 460   | 9.2     | 46    | 66    | 1.0       | 1.0       | 1.42   | 303.63  | 0.25  | 小偏心  | <0                |                   |            |
|    |                 | 柱底 | 18.58  | 853.18 | 460   | 9.2     | 22    | 42    | 1.0       | 1.0       | 1.67   | 279.59  | 0.26  | 小偏心  | <0                |                   |            |

表 6.2.3 B 柱正截面承载力计算表

| 层次 | 组合情况                | 位置 | M      | N       | $h_0$ | $l_0/h$ | $e_0$  | $e_i$ | $\xi_1$ | $\xi_2$ | $\eta$ | e       | $\xi$ | 偏心情况 | 计算<br>$A_s$ 和<br>$A_s'$ | 实配 $A_s$<br>和 $A_s'$ | $\rho_s\%$ |
|----|---------------------|----|--------|---------|-------|---------|--------|-------|---------|---------|--------|---------|-------|------|-------------------------|----------------------|------------|
| 5  | $M_{max}$ 及相<br>应的N | 柱顶 | 96.25  | 121.72  | 460   | 9.75    | 790.75 | 811   | 1.0     | 1.0     | 1.04   | 1051.98 | 0.037 | 大偏心  | 495                     | 6Φ18                 | 1.22       |
|    |                     | 柱底 | 74.9   | 143.65  | 460   | 9.75    | 521.41 | 541   | 1.0     | 1.0     | 1.06   | 782.64  | 0.044 | 大偏心  | 324                     |                      |            |
|    | $N_{max}$ 及相<br>应的M | 柱顶 | 69.49  | 210.2   | 460   | 9.75    | 330.59 | 351   | 1.0     | 1.0     | 1.09   | 591.82  | 0.064 | 大偏心  | 209                     |                      |            |
|    |                     | 柱底 | 52.37  | 243.1   | 460   | 9.75    | 215.43 | 235   | 1.0     | 1.0     | 1.13   | 476.66  | 0.074 | 大偏心  | 55                      |                      |            |
| 3  | $M_{max}$ 及相<br>应的N | 柱顶 | 127.19 | 283.59  | 460   | 9.75    | 448.50 | 468   | 1.0     | 1.0     | 1.07   | 709.73  | 0.086 | 大偏心  | 518                     | 6Φ18                 | 1.22       |
|    |                     | 柱底 | 126.42 | 305.53  | 460   | 9.75    | 413.77 | 434   | 1.0     | 1.0     | 1.07   | 675.01  | 0.093 | 大偏心  | 489                     |                      |            |
|    | $N_{max}$ 及相<br>应的M | 柱顶 | 42.88  | 618.08  | 460   | 9.75    | 69.38  | 89    | 1.0     | 1.0     | 1.35   | 330.61  | 0.188 | 小偏心  | <0                      |                      |            |
|    |                     | 柱底 | 41.25  | 660.99  | 460   | 9.75    | 62.41  | 82    | 1.0     | 1.0     | 1.38   | 323.64  | 0.201 | 小偏心  | <0                      |                      |            |
| 1  | $M_{max}$ 及相<br>应的N | 柱顶 | 142.83 | 410.58  | 460   | 9.2     | 347.87 | 368   | 1.0     | 1.0     | 1.08   | 605.68  | 0.125 | 大偏心  | 485                     | 6Φ18                 | 1.22       |
|    |                     | 柱底 | 164.75 | 438.71  | 460   | 9.2     | 375.53 | 396   | 1.0     | 1.0     | 1.07   | 633.34  | 0.133 | 大偏心  | 606                     |                      |            |
|    | $N_{max}$ 及相<br>应的M | 柱顶 | 22.15  | 1047.18 | 460   | 9.2     | 21.15  | 41    | 1.0     | 1.0     | 1.68   | 278.96  | 0.318 | 小偏心  | <0                      |                      |            |
|    |                     | 柱底 | 11.07  | 1089.36 | 460   | 9.2     | 10.16  | 30    | 1.0     | 1.0     | 1.92   | 267.97  | 0.331 | 小偏心  | <0                      |                      |            |

## 七 板的计算

### 7.1 楼面板的计算

对于 AB,CD 跨，由于  $l_{02}/l_{01} > 2$ ，按单向板进行计算；对于 BC 跨按双向板计算。双向板按弹性理论设计

#### (1) 设计荷载

$$q_1 = 2.0 \times 1.4 = 2.8 \text{KN/m}^2$$

$$q_2 = 2.5 \times 1.4 = 3.5 \text{KN/m}^2$$

$$g = 3.29 \times 1.2 = 3.948 \text{KN/m}^2$$

$$p_1 = q_1 + g = 6.748 \text{KN/m}^2$$

$$p_2 = q_2 + g = 7.448 \text{KN/m}^2$$

#### (2) 计算跨度

$l_0 = l_c$  (轴线间距离)

#### (3) 弯矩计算

表 7.1.1 中跨板弯矩计算

| 项目 | $l_{01}$<br>(m) | $l_{02}$<br>(m) | $l_{01}/l_{02}$ | $m_1$  | $m_2$  | $m_1'$  | $m_2'$  | $M_1$<br>(KN·m) | $M_2$<br>(KN·m) | $M_1'$<br>(KN·m) | $M_2'$<br>(KN·m) |
|----|-----------------|-----------------|-----------------|--------|--------|---------|---------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|
| 数据 | 3.0             | 3.6             | 0.83            | 0.0256 | 0.0151 | -0.0641 | -0.0554 | 1.716           | 1.014           | -4.298           | -3.714           |

边跨按单向板计算

$$\text{支座负弯矩 } M_G = -\frac{1}{16} \times 6.748 \times 3.6^2 = -5.47 \text{KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{跨中正弯矩 } M_{AB} = M_{CD} = \frac{1}{11} \times 6.748 \times 3.6^2 - 5.47 = 2.48 \text{KN}\cdot\text{m}$$

#### (4) 截面设计

截面有效高度：假定选用  $\Phi 8$  钢筋，则 101 方向跨中截面的  $h_0 = 80 \text{mm}$ ；102 方向跨中截面的  $h_0 = 72 \text{mm}$ ；支座截面  $h_0 = 80 \text{mm}$ 。

为了便于计算，均近似取  $\gamma = 0.95$ ， $A_s = \frac{M}{0.95 h_0 f_y}$ 。截面配筋计算结果及实际配筋，列于表 7.1.2 中。

表 7.1.2 楼面板配筋计算

| 位  |     | 数值计算               |  | h <sub>0</sub> | M     | As                 | 配筋      | 实配As               |
|----|-----|--------------------|--|----------------|-------|--------------------|---------|--------------------|
|    |     |                    |  | (mm)           | (KNm) | (mm <sup>2</sup> ) |         | (mm <sup>2</sup> ) |
| 跨中 | 边跨板 | l <sub>01</sub> 方向 |  | 80             | 2.48  | 155.39             | Φ 8@200 | 251                |
|    |     | l <sub>02</sub> 方向 |  | 72             | 2.48  | 172.65             | Φ 8@200 | 251                |
|    | 中跨板 | l <sub>01</sub> 方向 |  | 80             | 1.72  | 107.52             | Φ 8@200 | 251                |
|    |     | l <sub>02</sub> 方向 |  | 72             | 1.01  | 70.52              | Φ 8@200 | 251                |
| 支座 | 边跨板 |                    |  | 80             | -5.47 | 342.73             | Φ 8@150 | 335                |
|    | 中跨板 | l <sub>01</sub> 方向 |  | 80             | -4.30 | 269.30             | Φ 8@200 | 251                |
|    |     | l <sub>02</sub> 方向 |  | 80             | -3.71 | 232.71             | Φ 8@200 | 251                |

## 7.2 屋面板的计算

对于 AB,CD 跨, 由于  $l_{02}/l_{01} > 2$ , 按单向板进行计算; 对于 BC 跨按双向板计算。双向板按弹性理论设计

(5) 设计荷载

$$q = 0.5 \times 1.4 = 0.7 \text{KN/m}^2$$

$$g = 5.3 \times 1.2 = 6.36 \text{KN/m}^2$$

---


$$p = q + g = 7.06 \text{KN/m}^2$$

(6) 计算跨度

$$l_0 = l_c \text{ (轴线间距离)}$$

(7) 弯矩计算

表 7.2.1 中跨板弯矩计算

| 项目 | $l_{01}$<br>(m) | $l_{02}$<br>(m) | $l_{01}/l_{02}$ | $m_1$  | $m_2$  | $m'_1$  | $m'_2$  | $M_1$<br>(KN·m) | $M_2$<br>(KN·m) | $M'_1$<br>(KN·m) | $M'_2$<br>(KN·m) |
|----|-----------------|-----------------|-----------------|--------|--------|---------|---------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|
| 数据 | 3.0             | 3.6             | 0.83            | 0.0256 | 0.0151 | -0.0641 | -0.0554 | 1.627           | 0.959           | -4.073           | -3.520           |

边跨按单向板计算

$$M_G = -\frac{1}{16} \times 7.06 \times 3.6^2 = -5.72 \text{KN}\cdot\text{m}$$

支座负弯矩

$$M_{AB} = M_{CD} = \frac{1}{11} \times 7.06 \times 3.6^2 - 5.72 = 2.60 \text{KN}\cdot\text{m}$$

跨中正弯矩

(8) 截面设计

截面有效高度: 假定选用 Φ8 钢筋, 则 l<sub>01</sub> 方向跨中截面的 h<sub>01</sub>=80mm; l<sub>02</sub> 方向跨中截面的 h<sub>01</sub>=72mm; 支座截面 h<sub>0</sub>=80mm。

$$A_s = \frac{M}{0.95h_0f_y}$$

为了便于计算，均近似取  $\gamma = 0.95$ ，截面配筋计算结果及实际配筋，列于表 7.2.2 中。

表 7.2.2 屋面板配筋计算

| 位  |     | 数值计算               |    | h <sub>0</sub> | M      | As                 | 配筋  | 实配As               |
|----|-----|--------------------|----|----------------|--------|--------------------|-----|--------------------|
|    |     |                    |    | (mm)           | (KNm)  | (mm <sup>2</sup> ) |     | (mm <sup>2</sup> ) |
| 跨中 | 边跨板 | l <sub>01</sub> 方向 | 80 | 2.60           | 162.91 | Φ 8@200            | 251 |                    |
|    |     | l <sub>02</sub> 方向 | 72 | 2.60           | 181.01 | Φ 8@200            | 251 |                    |
|    | 中跨板 | l <sub>01</sub> 方向 | 80 | 1.63           | 101.94 | Φ 8@200            | 251 |                    |
|    |     | l <sub>02</sub> 方向 | 72 | 0.96           | 66.76  | Φ 8@200            | 251 |                    |
| 支座 | 边跨板 |                    | 80 | -5.72          | 342.73 | Φ 8@150            | 335 |                    |
|    | 中跨板 | l <sub>01</sub> 方向 | 80 | -4.07          | 269.30 | Φ 8@200            | 251 |                    |
|    |     | l <sub>02</sub> 方向 | 80 | -3.52          | 232.71 | Φ 8@200            | 251 |                    |

## 八 基础设计

### 8.1 基本资料

底层柱的截面为500mm× 500mm，采用独立基础，C20的混凝土，HRB335的钢筋，取基础的埋深为d= 1.4m，基础顶面距室外地面的距离为0.5m，基础高度为0.8m。垫层混凝土等级C10，垫层厚度为100 mm。基底位于可塑性粘土层中， $f_{ak} = 180KPa$ ，基底的承载力设计值为：

$$f_a = f_{ak} + \eta_b r(b-3) + \eta_d \gamma_m (d-0.5)$$

查表可知，承载力修正值系数 $\eta_b = 0.3, \eta_d = 1.6$ 取 $\gamma_m = 20KN/m^2$

先不考虑基础宽度进行修正：

$$f_a = f_{ak} + \eta_d \gamma_m (d-0.5) = 180 + 1.6 \times 20 \times (1.4 - 0.5) = 208.8Kpa$$

### 8.2 基础的计算

#### 1. A柱的计算

(1) 确定基础底面尺寸

确定基础底面面积时应按荷载标准进行计算。荷载效应组合为：

$$S = S_{GK} + S_{Q1K} + \sum_{i=1}^n \psi_{ci} S_{Qik} \text{ 和 } S = S_{GK} + S_{Q1K} + \psi_{c2} S_{Q2k}$$

由于基础埋深按室内外标高平均值考虑，故 $d' = \frac{1.3+1.3+0.6}{2} = 1.6m$ 。基础梁采用250mm



×400mm。A基础纵向的墙体传给基础的荷载标准值：

$$G_{qk} = (3.6 - 0.5) \times (5.0 - 0.65 - 0.4) \times 2.59 + 1.05 \times 0.25 \times 0.4 \times (3.6 - 0.5) \times 25 = 34.34 \text{KN}$$

$$F_k = 544.53 + 118.06 + 34.34 + 0.7 \times 99.71 = 766.72 \text{KN}$$

$$M_k = 10.40 + 4.54 = 14.94 \text{KN}\cdot\text{m}$$

$$A \geq \frac{F_k}{f_a - \gamma_m d} = \frac{766.72}{208.8 - 20 \times 1.6} = 4.34 \text{m}^2$$

将其面积增大20%~40%，即：A取值范围为（5.21，6.08）

初步选用底面尺寸为：b=3.0m, l=2.0m

基础地面的抵抗矩

$$W = \frac{1b^2}{6} = \frac{2 \times 3^2}{6} = 3 \text{m}^3$$

基础自重及基础上部土重为

$$G_k = \gamma_m bld = 20 \times 3 \times 2 \times 1.6 = 216 \text{KN}$$

基础边缘的最大和最小压力按下式计算，即

$$P_{k,\max} = \frac{F_k + G_k}{bl} + \frac{M_k}{W} = \frac{766.72 + 216}{2 \times 3} + \frac{14.94}{3} = 169.32 \text{KN/m}^2$$

$$P_{k,\min} = \frac{F_k + G_k}{bl} - \frac{M_k}{W} = \frac{766.72 + 216}{2 \times 3} - \frac{14.94}{3} = 158.49 \text{KN/m}^2$$

$$\text{由于 } P_k = \frac{P_{k,\max} + P_{k,\min}}{2} = 163.91 \text{KN/m}^2 < f_a = 208.8 \text{KN/m}^2$$

$$P_{k,\max} = 169.32 \text{KN/m}^2 < 1.2 f_a = 1.2 \times 208.8 = 250.56 \text{KN/m}^2$$

故该基础底面尺寸满足要求。

A柱的不利荷载组合有三组：

①  $|M_{\max}|$  及相应的  $N$

②  $N_{\max}$  及相应的  $M$

③  $N_{\min}$  及相应的  $M$

其中第三组在柱子的配筋时不起控制作用，只需要计算前两组即可，同时应考虑纵向墙体传来的荷载。

(2) 验算基础高度及基础的配筋

①  $|M_{\max}|$  及相应的  $N$

1) 验算基础高度及基础的配筋

$$M_{\max} = 157.90 / 0.75 = 210.53 \text{KN}\cdot\text{m}$$

$$N = \frac{640.42}{0.8} + 1.2 \times 34.34 = 936.08 \text{KN}$$

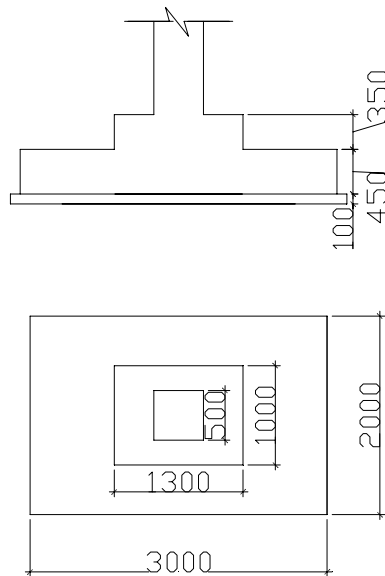
基础高度取为0.8m

$$\text{地基净反力的计算 } P_n = \frac{F}{bl} \pm \frac{M + Vh}{W}$$

$$P_{n,\max} = \frac{936.08}{2 \times 3} + \frac{210.53 + 64.87 \times 0.8}{3} = 227.77 \text{KPa}$$

$$P_{n,\min} = \frac{936.08}{2 \times 3} - \frac{210.53 + 64.87 \times 0.8}{3} = 52.81 \text{KPa}$$

2) 基础高度（采用阶梯形基础）



(a) 柱边基础截面抗冲切验算

$$l=2\text{m}, b=3\text{m}, a_t = a_c = 0.5\text{m}, b_c = 0.5\text{m}, h_0 = 0.8 - 0.04 = 0.76\text{m}$$

$$a_b = 500 + 2 \times 760 = 2020\text{mm} < 3000\text{mm}, \text{取 } a_b = 2020\text{mm}$$

$$\text{则 } a_m = \frac{a_t + a_b}{2} = 1260\text{mm}$$

考虑冲切荷载时取用的多边形面积  $A_t$  为：

$$\begin{aligned}
 A_l &= \left(\frac{b}{2} - \frac{a_c}{2} - h_0\right) \times l - \left(\frac{l}{2} - \frac{b_c}{2} - h_0\right)^2 \\
 &= \left(\frac{3}{2} - \frac{0.5}{2} - 0.76\right) \times 2 - \left(\frac{2}{2} - \frac{0.5}{2} - 0.76\right)^2 \\
 &= 0.98m^2
 \end{aligned}$$

冲切力

$$F_l = P_j A_l \approx P_{n,\max} A_l = 227.77 \times 0.98 = 223.21KN$$

抗冲切力：

$$0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.1 \times 1260 \times 760 = 737.35KN > F_l = 223.21KN$$

故该基础高度满足受冲切承载力的要求。

(b) 变阶处抗冲切验算

$$a_1 = 500 + 2 \times 400 = 1300mm, h_{01} = 450 - 40 = 410mm, a_b = 1300 + 2 \times 410 = 2120mm < 3000mm$$

$$\text{取 } a_b = 2120mm, b_t = a_t = 1300mm, a_m = \frac{a_t + a_b}{2} = 1710mm$$

考虑冲切荷载时取用的多边形面积  $A_l$  为：

$$\begin{aligned}
 A_l &= \left(\frac{b}{2} - \frac{a_1}{2} - h_{01}\right) \times l - \left(\frac{l}{2} - \frac{b_1}{2} - h_{01}\right)^2 \\
 &= \left(\frac{3}{2} - \frac{1.3}{2} - 0.41\right) \times 2 - \left(\frac{2}{2} - \frac{1.0}{2} - 0.41\right)^2 \\
 &= 0.876m^2
 \end{aligned}$$

冲切力

$$F_l = P_j A_l \approx P_{n,\max} A_l = 227.77 \times 0.876 = 199.53KN$$

抗冲切力：

$$0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.1 \times 1710 \times 410 = 539.85KN > F_l = 199.53KN$$

故该基础高度满足受冲切承载力的要求。

3) 配筋计算

(a) 基础长边方向

1-1截面（柱边）

柱边净反力

$$P_{n,1} = P_{n,\min} + \frac{b+a_c}{2b}(P_{n,\max} - P_{n,\min}) = 52.81 + \frac{3+0.5}{2 \times 3} \times (227.77 - 52.81) = 154.87KPa$$

悬臂部分净反力平均值为  $\frac{1}{2}(P_{n, \max} + P_{n, 1}) = \frac{1}{2} \times (227.77 + 154.87) = 191.32 \text{KPa}$

弯矩

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{24} \times \frac{1}{2} (P_{n, \max} + P_{n, 1}) (b - a_c)^2 (2l + b_c) \\ &= \frac{1}{24} \times 191.32 \times (3 - 0.5)^2 \times (2 \times 2 + 0.5) \\ &= 224.20 \text{KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{则 } A_{s,1} = \frac{M_1}{0.9 f_y h_0} = \frac{224.20 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 760} = 1092.60 \text{mm}^2$$

3-3截面（变阶处）

$$\text{柱边净反力 } P_{n,3} = P_{n, \min} + \frac{b + a_1}{2b} (P_{n, \max} - P_{n, \min}) = 52.81 + \frac{3 + 1.3}{2 \times 3} \times (227.77 - 52.81) = 178.20 \text{KPa}$$

弯矩

$$\begin{aligned} M_3 &= \frac{1}{24} \times \frac{1}{2} (P_{n, \max} + P_{n, 3}) (b - a_1)^2 (2l + b_1) \\ &= \frac{1}{24} \times 178.20 \times (3 - 1.3)^2 \times (2 \times 2 + 1.0) \\ &= 122.20 \text{KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{则 } A_{s,3} = \frac{M_3}{0.9 f_y h_0} = \frac{122.20 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 410} = 1104 \text{mm}^2$$

比较  $A_{s,1}$  和  $A_{s,3}$ ，应按  $A_{s,3}$  进行配筋。

(b) 基础短边方向

在基础短边方向基底反力可按均匀分布计算，取

$$P_n = \frac{1}{2} (P_{n, \max} + P_{n, \min}) = \frac{1}{2} \times (227.77 + 52.81) = 140.29 \text{KPa}$$

2-2截面（柱边）

$$\text{柱边净反力 } P_n = 140.29 \text{KPa}$$

弯矩

$$\begin{aligned} M_2 &= \frac{1}{24} \times P_n (1 - a_c)^2 (2b + b_c) \\ &= \frac{1}{24} \times 140.29 \times (2 - 0.5)^2 \times (2 \times 3 + 0.5) \\ &= 85.49 \text{KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{则 } A_{s,2} = \frac{M_2}{0.9f_y h_0} = \frac{85.49 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 760} = 416.52 \text{mm}^2$$

4-4截面（变阶处）

柱边净反力  $P_n = 140.29 \text{KPa}$

弯矩

$$\begin{aligned} M_4 &= \frac{1}{24} \times P_n (1-b_1)^2 (2b+a_1) \\ &= \frac{1}{24} \times 140.29 \times (2-1.0)^2 \times (2 \times 3 + 1.3) \\ &= 42.67 \text{KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{则 } A_{s,4} = \frac{M_4}{0.9f_y h_0} = \frac{42.67 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 410} = 385 \text{mm}^2$$

比较  $A_{s,2}$  和  $A_{s,4}$ ，按  $A_{s,2}$  进行配筋。

②  $N_{\max}$  及相应的  $M$

1) 验算基础高度及基础的配筋

$$M = 18.58 / 0.75 = 24.77 \text{KN}\cdot\text{m}$$

$$N = \frac{853.18}{0.8} + 1.2 \times 34.34 = 1107.68 \text{KN}$$

基础高度取为  $0.8 \text{m}$

$$\text{地基净反力的计算 } P_n = \frac{F}{bl} \pm \frac{M + Vh}{W}$$

$$P_{n,\max} = \frac{1107.68}{2 \times 3} + \frac{24.77 + 64.89 \times 0.8}{3} = 210.17 \text{KPa}$$

$$P_{n,\min} = \frac{1107.68}{2 \times 3} - \frac{24.77 + 64.89 \times 0.8}{3} = 159.05 \text{KPa}$$

2) 基础高度（采用阶梯形基础）

(a) 柱边基础截面抗冲切验算

$$l=2\text{m}, b=3\text{m}, a_t = a_c = 0.5\text{m}, b_c = 0.5\text{m}, h_0 = 0.8 - 0.04 = 0.76\text{m}$$

$$a_b = 500 + 2 \times 760 = 2020 \text{mm} < 3000 \text{mm}, \text{取 } a_b = 2020 \text{mm}$$

$$\text{则 } a_m = \frac{a_t + a_b}{2} = 1260 \text{mm}$$

考虑冲切荷载时取用的多边形面积  $A_t$  为：

$$\begin{aligned}
 A_l &= \left(\frac{b}{2} - \frac{a_c}{2} - h_0\right) \times l - \left(\frac{l}{2} - \frac{b_c}{2} - h_0\right)^2 \\
 &= \left(\frac{3}{2} - \frac{0.5}{2} - 0.76\right) \times 2 - \left(\frac{2}{2} - \frac{0.5}{2} - 0.76\right)^2 \\
 &= 0.98m^2
 \end{aligned}$$

冲切力

$$F_l = P_j A_l \approx P_{n,\max} A_l = 210.17 \times 0.98 = 205.97 \text{ KN}$$

抗冲切力:

$$0.7 \beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.1 \times 1260 \times 760 = 737.35 \text{ KN} > F_l = 205.97 \text{ KN}$$

故该基础高度满足受冲切承载力的要求。

(b) 变阶处抗冲切验算

$$a_1 = 500 + 2 \times 400 = 1300 \text{ mm}, h_{01} = 450 - 40 = 410 \text{ mm}, a_b = 1300 + 2 \times 410 = 2120 \text{ mm} < 3000 \text{ mm}$$

$$\text{取 } a_b = 2120 \text{ mm}, b_t = a_t = 1300 \text{ mm}, a_m = \frac{a_t + a_b}{2} = 1710 \text{ mm}$$

考虑冲切荷载时取用的多边形面积  $A_l$  为:

$$\begin{aligned}
 A_l &= \left(\frac{b}{2} - \frac{a_1}{2} - h_{01}\right) \times l - \left(\frac{l}{2} - \frac{b_1}{2} - h_{01}\right)^2 \\
 &= \left(\frac{3}{2} - \frac{1.3}{2} - 0.41\right) \times 2 - \left(\frac{2}{2} - \frac{1.0}{2} - 0.41\right)^2 \\
 &= 0.876m^2
 \end{aligned}$$

冲切力

$$F_l = P_j A_l \approx P_{n,\max} A_l = 210.17 \times 0.876 = 184.11 \text{ KN}$$

抗冲切力:

$$0.7 \beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.1 \times 1710 \times 410 = 539.85 \text{ KN} > F_l = 184.11 \text{ KN}$$

故该基础高度满足受冲切承载力的要求。

3) 配筋计算

(a) 基础长边方向

1-1截面（柱边）

柱边净反力

$$P_{n,1} = P_{n,\min} + \frac{b + a_c}{2b} (P_{n,\max} - P_{n,\min}) = 159.05 + \frac{3 + 0.5}{2 \times 3} \times (210.17 - 159.05) = 188.87 \text{ KPa}$$

悬臂部分净反力平均值为  $\frac{1}{2}(P_{n, \max} + P_{n, 1}) = \frac{1}{2} \times (210.17 + 188.87) = 199.52 \text{KPa}$

弯矩

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{24} \times \frac{1}{2} (P_{n, \max} + P_{n, 1}) (b - a_c)^2 (2l + b_c) \\ &= \frac{1}{24} \times 199.52 \times (3 - 0.5)^2 \times (2 \times 2 + 0.5) \\ &= 233.81 \text{KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{则 } A_{s,1} = \frac{M_1}{0.9 f_y h_0} = \frac{233.81 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 760} = 1139 \text{mm}^2$$

3-3截面（变阶处）

柱边净反力

$$P_{n,3} = P_{n,\min} + \frac{b + a_1}{2b} (P_{n,\max} - P_{n,\min}) = 159.05 + \frac{3 + 1.3}{2 \times 3} \times (210.17 - 159.05) = 195.69 \text{KPa}$$

弯矩

$$\begin{aligned} M_3 &= \frac{1}{24} \times \frac{1}{2} (P_{n, \max} + P_{n, 3}) (b - a_1)^2 (2l + b_1) \\ &= \frac{1}{24} \times 195.69 \times (3 - 1.3)^2 \times (2 \times 2 + 1.0) \\ &= 122.18 \text{KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{则 } A_{s,3} = \frac{M_3}{0.9 f_y h_0} = \frac{122.18 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 410} = 1104 \text{mm}^2$$

比较  $A_{s,1}$  和  $A_{s,3}$ ，应按  $A_{s,1}$  进行配筋。

(b) 基础短边方向

在基础短边方向基底反力可按均匀分布计算，取

$$P_n = \frac{1}{2} (P_{n,\max} + P_{n,\min}) = \frac{1}{2} \times (210.17 + 159.05) = 184.61 \text{KPa}$$

2-2截面（柱边）

柱边净反力  $P_n = 184.61 \text{KPa}$

弯矩

$$\begin{aligned} M_2 &= \frac{1}{24} \times P_n (1-a_c)^2 (2b+b_c) \\ &= \frac{1}{24} \times 184.61 \times (2-0.5)^2 \times (2 \times 3 + 0.5) \\ &= 112.50 \text{KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

则  $A_{s,2} = \frac{M_2}{0.9 f_y h_0} = \frac{112.50 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 760} = 548 \text{mm}^2$

4-4截面（变阶处）

柱边净反力  $P_n = 184.61 \text{KPa}$

弯矩

$$\begin{aligned} M_4 &= \frac{1}{24} \times P_n (1-b_1)^2 (2b+a_1) \\ &= \frac{1}{24} \times 184.61 \times (2-1.0)^2 \times (2 \times 3 + 1.3) \\ &= 56.15 \text{KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

则  $A_{s,4} = \frac{M_4}{0.9 f_y h_0} = \frac{56.15 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 410} = 507 \text{mm}^2$

比较  $A_{s,2}$  和  $A_{s,4}$ ，按  $A_{s,2}$  进行配筋。

经比较可知经比较可知，基础长边方向按  $N_{\max}$  及相应  $M$  的组合的情况进行配筋，实配筋  $14\Phi 10$ ， $A_s = 1099 \text{mm}^2$ ，在允许范围内。

短边方向按  $N_{\max}$  及相应的  $M$  组合情况进行配筋，实配筋  $16\Phi 8$ ， $A_s = 804.8 \text{mm}^2$

## 2. B柱的计算

(1) 确定基础底面尺寸

确定基础底面面积时应按荷载标准进行计算。荷载效应组合为：

$$S = S_{GK} + S_{Q1K} + \sum_{i=1}^n \psi_{ci} S_{Qik} \text{ 和 } S = S_{GK} + S_{Q1K} + \psi_{c2} S_{Q2k}$$

由于基础埋深按室内外标高平均值考虑，故  $d' = \frac{1.3+1.3+0.6}{2} = 1.6 \text{m}$ 。基础梁采用  $250 \text{mm}$

$\times 400 \text{mm}$ 。A基础纵向的墙体传给基础的荷载标准值：

$$G_{qk} = (3.6 - 0.5) \times (5.0 - 0.65 - 0.4) \times 2.08 + 1.05 \times 0.25 \times 0.4 \times (3.6 - 0.5) \times 25 = 33.61 \text{KN}$$

$$F_k = 689.35 + 158.74 + 33.61 + 0.7 \times 259.63 = 1063.44 \text{KN}$$

$$M_k = 2.7 + 6.2 = 8.9 \text{KN}\cdot\text{m}$$

$$A \geq \frac{F_k}{f_a - \gamma_m d} = \frac{1063.44}{211.2 - 20 \times 1.6} = 5.93 \text{m}^2$$



将其面积增大20%~40%，即：A取值范围为（7.12，8.30）

初步选用底面尺寸为：b=2.8m, l=2.8m

基础地面的抵抗矩

$$W = \frac{1b^2}{6} = \frac{2.8 \times 2.8^2}{6} = 3.66m^3$$

基础自重及基础上部土重为

$$G_k = \gamma_m bld = 20 \times 3.4 \times 2.2 \times 1.6 = 239.36KN$$

基础边缘的最大和最小压力按下式计算，即

$$P_{k,max} = \frac{F_k + G_k}{bl} + \frac{M_k}{W} = \frac{1063.44 + 239.36}{2.8 \times 2.8} + \frac{8.9}{3.66} = 168.61KPa$$

$$P_{k,min} = \frac{F_k + G_k}{bl} - \frac{M_k}{W} = \frac{1063.44 + 239.36}{2.8 \times 2.8} - \frac{8.9}{3.66} = 164.31KPa$$

由于  $P_k = \frac{P_{k,max} + P_{k,min}}{2} = 166.46KPa < f_a = 211.2KPa$

$$P_{k,max} = 168.61KN/m^2 < 1.2f_a = 1.2 \times 211.2 = 253.44KN/m^2$$

故该基础底面尺寸满足要求。

B柱的不利荷载组合有三组：

①  $|M_{max}|$  及相应的  $N$

②  $N_{max}$  及相应的  $M$

③  $N_{min}$  及相应的  $M$

其中第三组在柱子的配筋时不起控制作用，只需要计算前两组即可，同时应考虑纵向墙体传来的荷载。

(2) 验算基础高度及基础的配筋

①  $|M_{max}|$  及相应的  $N$

1) 验算基础高度及基础的配筋

$$M_{\max} = 164.75 / 0.75 = 219.67 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N = \frac{438.71}{0.8} + 1.2 \times 33.61 = 588.72 \text{ KN}$$

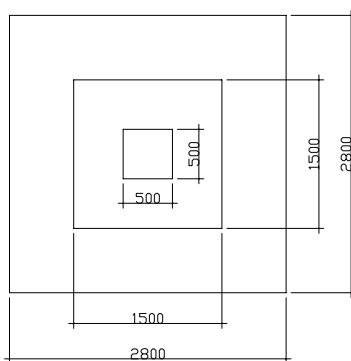
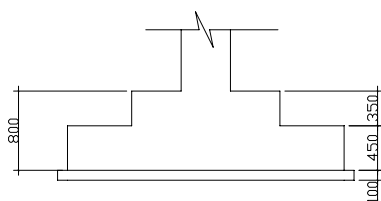
基础高度取为0.8m

地基净反力的计算 
$$P_n = \frac{F}{bl} \pm \frac{M + Vh}{W}$$

$$P_{n,\max} = \frac{588.72}{2.8 \times 2.8} + \frac{219.67 + 87.15 \times 0.8}{3.66} = 154.16 \text{ KPa}$$

$$P_{n,\min} = \frac{588.72}{2.8 \times 2.8} - \frac{219.67 + 87.15 \times 0.8}{3.66} = -3.98 \text{ KPa}$$

2) 基础高度（采用阶梯形基础）



(a) 柱边基础截面抗冲切验算

$$l=2.8\text{m}, b=2.8\text{m}, a_t = a_c = 0.5\text{m}, b_c = 0.5\text{m}, h_0 = 0.8 - 0.04 = 0.76\text{m}$$

$$a_b = 500 + 2 \times 760 = 2020\text{mm} < 2800\text{mm}, \text{取 } a_b = 2020\text{mm}$$

$$\text{则 } a_m = \frac{a_t + a_b}{2} = 1260\text{mm}$$

考虑冲切荷载时取用的多边形面积  $A_t$  为：

$$\begin{aligned} A_t &= \left(\frac{b}{2} - \frac{a_c}{2} - h_0\right) \times l - \left(\frac{l}{2} - \frac{b_c}{2} - h_0\right)^2 \\ &= \left(\frac{2.8}{2} - \frac{0.5}{2} - 0.76\right) \times 2.8 - \left(\frac{2.8}{2} - \frac{0.5}{2} - 0.76\right)^2 \\ &= 0.94\text{m}^2 \end{aligned}$$

冲切力

$$F_l = P_j A_t \approx P_{n,\max} A_t = 154.61 \times 0.94 = 145.32 \text{KN}$$

抗冲切力:

$$0.7 \beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.1 \times 1260 \times 760 = 737.35 \text{KN} > F_l = 145.32 \text{KN}$$

故该基础高度满足受冲切承载力的要求。

(b) 变阶处抗冲切验算

$$a_1 = 500 + 2 \times 500 = 1500 \text{mm}, h_{01} = 450 - 40 = 410 \text{mm}, a_b = 1500 + 2 \times 410 = 2320 \text{mm} < 3400 \text{mm}$$

$$\text{取 } a_b = 2320 \text{mm}, b_1 = 1500 \text{mm}, a_m = \frac{a_t + a_b}{2} = 1910 \text{mm}$$

考虑冲切荷载时取用的多边形面积  $A_t$  为:

$$\begin{aligned} A_t &= \left( \frac{b}{2} - \frac{a_1}{2} - h_{01} \right) \times l - \left( \frac{l}{2} - \frac{b_1}{2} - h_{01} \right)^2 \\ &= \left( \frac{2.8}{2} - \frac{1.5}{2} - 0.41 \right) \times 2.8 - \left( \frac{2.8}{2} - \frac{1.5}{2} - 0.41 \right)^2 \\ &= 0.62 \text{m}^2 \end{aligned}$$

冲切力

$$F_l = P_j A_t \approx P_{n,\max} A_t = 154.16 \times 0.62 = 95.58 \text{KN}$$

抗冲切力:

$$0.7 \beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.1 \times 1910 \times 410 = 602.99 \text{KN} > F_l = 95.58 \text{KN}$$

故该基础高度满足受冲切承载力的要求。

3) 配筋计算

1-1截面（柱边）

柱边净反力

$$P_{n,1} = P_{n,\min} + \frac{b + a_c}{2b} (P_{n,\max} - P_{n,\min}) = -3.98 + \frac{2.8 + 0.5}{2.8 \times 2.8} \times (154.16 + 3.98) = 62.58 \text{KPa}$$

$$\text{悬臂部分净反力平均值为 } \frac{1}{2} (P_{n,\max} + P_{n,1}) = \frac{1}{2} \times (154.16 + 62.58) = 108.37 \text{KPa}$$

弯矩

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{24} \times \frac{1}{2} (P_{n,\max} + P_{n,1}) (b - a_c)^2 (2l + b_c) \\ &= \frac{1}{24} \times 108.37 \times (2.8 - 0.5)^2 \times (2 \times 2.8 + 0.5) \\ &= 140.93 \text{KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{则 } A_{s,1} = \frac{M_1}{0.9f_y h_0} = \frac{140.93 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 760} = 686.79 \text{mm}^2$$

3-3截面（变阶处）

$$\text{柱边净反力 } P_{n,3} = P_{n,\min} + \frac{b+a_1}{2b}(P_{n,\max} - P_{n,\min}) = -3.98 + \frac{2.8+1.5}{2 \times 2.8} \times (154.16 + 3.98) = 117.45 \text{KPa}$$

弯矩

$$\begin{aligned} M_3 &= \frac{1}{24} \times \frac{1}{2} (P_{n,\max} + P_{n,3}) (b-a_1)^2 (2l+b_1) \\ &= \frac{1}{24} \times 135.81 \times (2.8-1.5)^2 \times (2 \times 2.8 + 1.5) \\ &= 67.90 \text{KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{则 } A_{s,3} = \frac{M_3}{0.9f_y h_0} = \frac{67.90 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 410} = 613.37 \text{mm}^2$$

比较  $A_{s,1}$  和  $A_{s,3}$ ，应按  $A_{s,1}$  进行配筋

2-2截面（柱边）和4-4截面（变阶处）处的配筋计算与1-1截面（柱边）和3-3截面（变阶处）处的配筋计算相同。

## ② $N_{\max}$ 及相应的 $M$

### 1) 验算基础高度及基础的配筋

$$M = 11.07 / 0.75 = 14.76 \text{KN}\cdot\text{m}$$

$$N = \frac{1089.36}{0.8} + 1.3 \times 33.61 = 1405.33 \text{KN}$$

基础高度取为0.8m

$$\text{地基净反力的计算 } P_n = \frac{F}{bl} \pm \frac{M + Vh}{W}$$

$$P_{n,\max} = \frac{1405.33}{2.8 \times 2.8} + \frac{14.76 + 87.15 \times 0.8}{3.66} = 202.33 \text{KPa}$$

$$P_{n,\min} = \frac{1405.33}{2.8 \times 2.8} - \frac{14.76 + 87.15 \times 0.8}{3.66} = 156.17 \text{KPa}$$

### 2) 基础高度（采用阶梯形基础）

#### (a) 柱边基础截面抗冲切验算

$$l=2.8\text{m}, b=2.8\text{m}, a_t = a_c = 0.5\text{m}, b_c = 0.5\text{m}, h_0 = 0.8 - 0.04 = 0.76\text{m}$$

$$a_b = 500 + 2 \times 760 = 2020\text{mm} < 2800\text{mm}, \text{取 } a_b = 2020\text{mm}$$

$$\text{则 } a_m = \frac{a_t + a_b}{2} = 1260\text{mm}$$

考虑冲切荷载时取用的多边形面积  $A_l$  为：

$$\begin{aligned} A_l &= \left(\frac{b}{2} - \frac{a_c}{2} - h_0\right) \times l - \left(\frac{l}{2} - \frac{b_c}{2} - h_0\right)^2 \\ &= \left(\frac{2.8}{2} - \frac{0.5}{2} - 0.76\right) \times 2.8 - \left(\frac{2.8}{2} - \frac{0.5}{2} - 0.76\right)^2 \\ &= 0.94m^2 \end{aligned}$$

冲切力

$$F_l = P_j A_l \approx P_{n,\max} A_l = 202.33 \times 0.94 = 190.19KN$$

抗冲切力：

$$0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.1 \times 1260 \times 760 = 737.35KN > F_l = 190.19KN$$

故该基础高度满足受冲切承载力的要求。

(b) 变阶处抗冲切验算

$$a_1 = 500 + 2 \times 500 = 1500mm, h_{01} = 450 - 40 = 410mm, a_b = 1500 + 2 \times 410 = 2320mm < 2800mm$$

$$\text{取 } a_b = 2320mm, a_1 = 1500mm, b_1 = 1500mm, a_m = \frac{a_t + a_b}{2} = 1910mm$$

考虑冲切荷载时取用的多边形面积  $A_l$  为：

$$\begin{aligned} A_l &= \left(\frac{b}{2} - \frac{a_1}{2} - h_{01}\right) \times l - \left(\frac{l}{2} - \frac{b_1}{2} - h_{01}\right)^2 \\ &= \left(\frac{2.8}{2} - \frac{1.5}{2} - 0.41\right) \times 2.8 - \left(\frac{2.8}{2} - \frac{1.5}{2} - 0.41\right)^2 \\ &= 0.62m^2 \end{aligned}$$

冲切力

$$F_l = P_j A_l \approx P_{n,\max} A_l = 202.33 \times 0.62 = 125.44KN$$

抗冲切力：

$$0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.1 \times 1910 \times 410 = 602.99KN > F_l = 125.44KN$$

故该基础高度满足受冲切承载力的要求。

3) 配筋计算

1-1截面（柱边）

柱边净反力

$$P_{n,1} = P_{n,\min} + \frac{b+a_c}{2b}(P_{n,\max} - P_{n,\min}) = 156.17 + \frac{2.8+0.5}{2 \times 2.8} \times (202.33 - 156.17) = 183.37KPa$$

悬臂部分净反力平均值为  $\frac{1}{2}(P_{n, \max} + P_{n, 1}) = \frac{1}{2} \times (202.33 + 183.37) = 192.85 \text{ KPa}$

弯矩

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{24} \times \frac{1}{2} (P_{n, \max} + P_{n, 1}) (b - a_c)^2 (2l + b_c) \\ &= \frac{1}{24} \times 192.85 \times (2.8 - 0.5)^2 \times (2 \times 2.8 + 0.5) \\ &= 259.29 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{则 } A_{s,1} = \frac{M_1}{0.9 f_y h_0} = \frac{259.29 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 760} = 1264 \text{ mm}^2$$

3-3截面（变阶处）

柱边净反力

$$P_{n,3} = P_{n,\min} + \frac{b + a_1}{2b} (P_{n,\max} - P_{n,\min}) = 156.17 + \frac{2.8 + 1.5}{2 \times 2.8} \times (202.33 - 156.17) = 191.61 \text{ KPa}$$

$$\begin{aligned} M_3 &= \frac{1}{24} \times \frac{1}{2} (P_{n, \max} + P_{n, 3}) (b - a_1)^2 (2l + b_1) \\ &= \frac{1}{24} \times 196.97 \times (2.8 - 1.5)^2 \times (2 \times 2.8 + 1.5) \\ &= 98.48 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{则 } A_{s,3} = \frac{M_3}{0.9 f_y h_0} = \frac{98.48 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 410} = 890 \text{ mm}^2$$

比较  $A_{s,1}$  和  $A_{s,3}$ ，应按  $A_{s,1}$  进行配筋。

2-2截面（柱边）和4-4截面（变阶处）处的配筋计算与1-1截面（柱边）3-3截面（变阶处）处的配筋计算相同

经比较可知经比较可知，基础按  $N_{\max}$  及相应  $M$  的组合的情况进行配筋，实配筋  $16 \Phi 10$ ， $A_s = 1256 \text{ mm}^2$ 。