

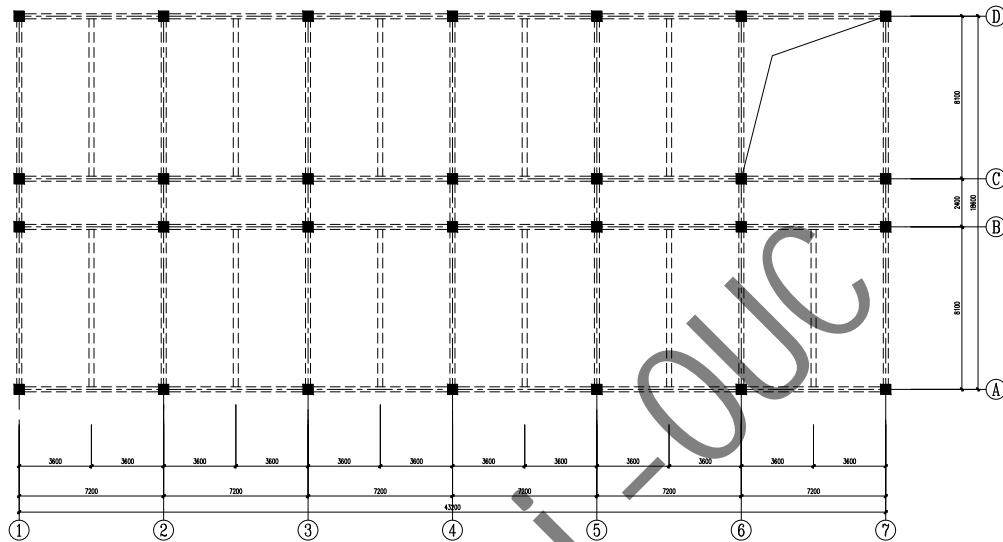
## 目录

一、 设计资料 .....	1
1.1 工程概况.....	1
1.2 楼面构造及材料选用 .....	1
二、 计算简图的确定 .....	2
2.1 梁板柱尺寸的确定 .....	2
2.2 结构计算简图.....	2
三、 荷载计算 .....	3
3.1 竖向恒载标准值计算 .....	3
3.1.1 屋面板恒荷载标准值.....	3
3.1.2 2-4 层楼面恒荷载标准值 .....	3
3.1.3 2-5 层建在所取一榀框架梁上的填充墙恒载标准值 .....	3
3.1.4 所取一榀框架上框架梁恒荷载标准值 .....	3
3.2 竖向活荷载标准值计算 .....	5
3.3 水平风荷载标准值计算 .....	6
四、 弯矩计算 .....	8
4.1 梁、柱线刚度计算 .....	8
4.2 竖向恒载作用下的弯矩计算 .....	9
4.3 竖向活载作用下的弯矩计算 .....	15
4.4 水平风荷载作用下的弯矩计算 .....	19
五、 电算校核（使用 PKPM 结构设计软件） .....	22
六、 误差分析 .....	24
6.1 分层法.....	24
6.2 反弯点法.....	25
参考文献.....	27

## 一、设计资料

### 1.1 工程概况

本次设计为现浇钢筋混凝土框架结构的教学楼，共五层，一层层高 3.6m，标准层层高 3.3m，下开间为 7200mm×6，左进深为 8100mm,2400mm,8100mm。标准层结构平面布置如下图所示。



### 1.2 楼面构造及材料选用

材料：C30 混凝土。

屋面做法：

- 20 厚水泥砂浆面层一层油毡隔离层
- 40 厚挤塑聚苯板保温层
- 15 厚高分子防水卷材
- 20 厚 1:3 水泥砂浆找平
- 1:6 水泥焦渣 1%找坡层，最薄处 30 厚
- 现浇钢筋混凝土楼板
- 12 厚板底抹灰

楼面做法：

- 8~13 厚铺地砖面层
- 20 厚 1:2 水泥砂浆结合层
- 钢筋混凝土楼板

## 二、 计算简图的确定

### 2.1 梁板柱尺寸的确定

根据板和梁的跨度，确定板、梁、柱的尺寸如下：

长跨框架梁： $b \times h = 250\text{mm} \times 550\text{mm}$

短跨框架梁： $b \times h = 250\text{mm} \times 500\text{mm}$

横向次梁： $b \times h = 250\text{mm} \times 450\text{mm}$

柱： $b \times h = 500\text{mm} \times 500\text{mm}$

现浇板： $h = 120\text{mm}$

### 2.2 结构计算简图

选取 A-D 轴交④轴横向框架（三跨五层）进行手算，并用 PKPM 结构计算软件进行电算校核。计算简图如图 2-1 所示。

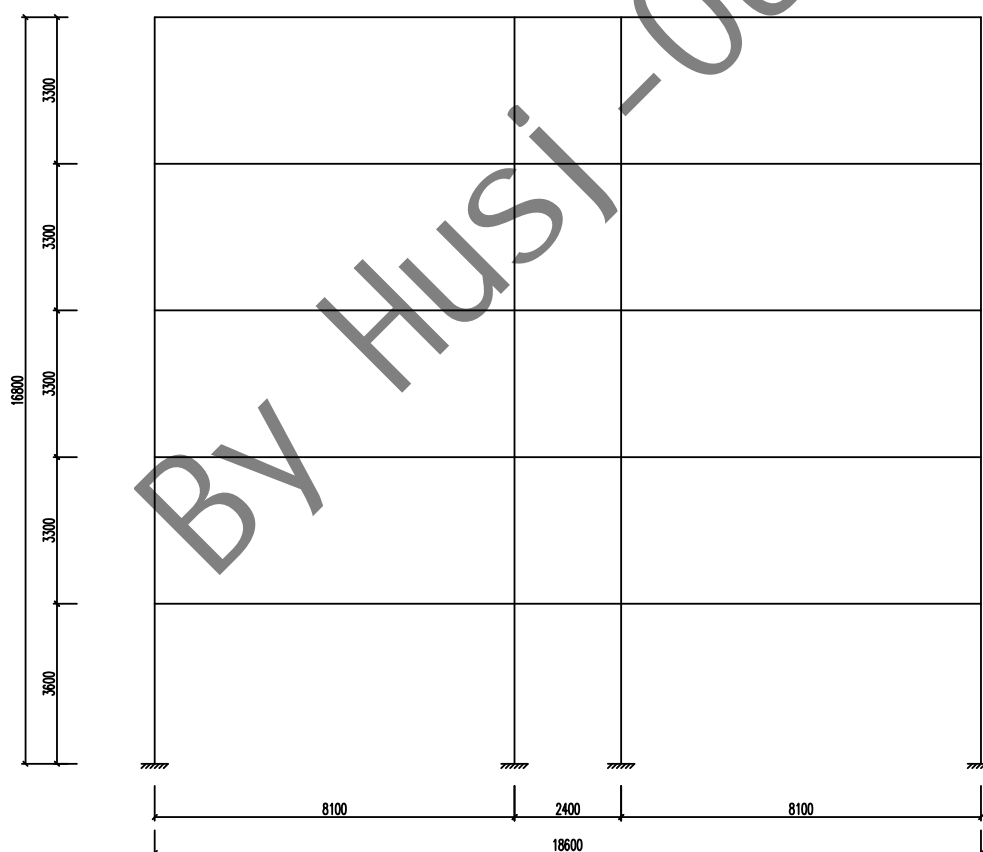


图 2-1 结构计算简图

### 三、荷载计算

#### 3.1 竖向恒载标准值计算

##### 3.1.1 屋面板恒荷载标准值

20 厚 1:3 水泥砂浆面层	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
一层油毡隔离层	$0.05 \text{ KN/m}^2$
40 厚挤塑苯板保温层	$0.04 \times 0.5 = 0.02 \text{ KN/m}^2$
15 厚高分子防水卷材	$0.04 \text{ KN/m}^2$
20 厚 1:3 水泥砂浆找平	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
1:6 水泥渣 1%找坡层最薄处 30 厚	$(0.03+0.045) / 2 \times 14 = 0.525 \text{ KN/m}^2$
120 厚现浇钢筋混凝土板	$0.12 \times 25 = 3 \text{ KN/m}^2$
小计	$4.675 \text{ KN/m}^2$

##### 3.1.2 2-4 层楼面恒荷载标准值

8~13 厚铺地砖面层	$0.6 \text{ KN/m}^2$
20 厚 1:2 水泥砂浆结合层	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
120 厚钢筋砼楼板	$0.12 \times 25 = 3 \text{ KN/m}^2$
小计	$4 \text{ KN/m}^2$

##### 3.1.3 2-5 层建在所取一榀框架梁上的填充墙恒载标准值

墙自重	$0.2 \times (3.3-0.55) \times 10.3 = 5.7 \text{ KN/m}$
墙粉刷	$(3.3-0.55) \times 0.02 \times 17 \times 2 = 1.9 \text{ KN/m}$
小计	$7.6 \text{ KN/m}$

##### 3.1.4 所取一榀框架上框架梁恒荷载标准值

梁自重	$0.25 \times (0.55-0.12) \times 25 = 2.7 \text{ KN/m}$
梁粉刷	$0.02 \times (0.55-0.12) \times 17 = 0.15 \text{ KN/m}$
小计	$2.85 \text{ KN/m}$

取横向框架计算单元，如图 3-1 所示。

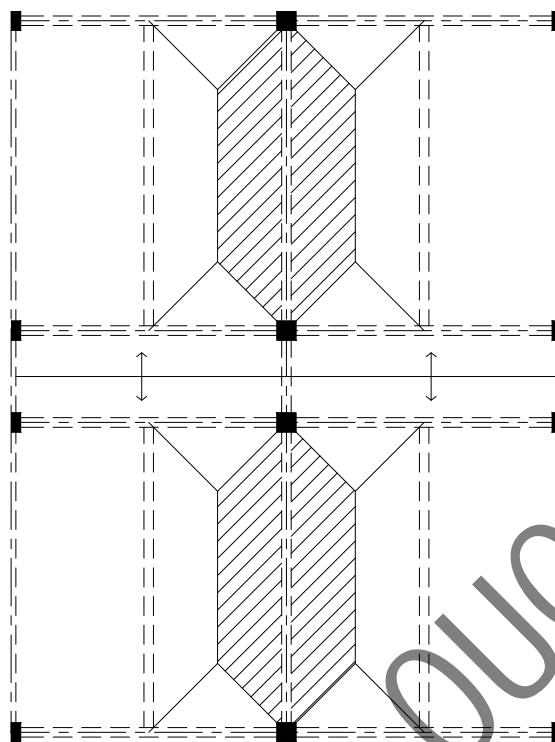


图 3-1 横向框架计算单元

直接传给该框架的楼面荷载如图 3-1 中阴影线所示，为简化计算，假定走廊上的楼面荷载导荷方式为单向板导荷，从而只传递给纵向框架梁。计算单元范围内的其他楼面荷载也通过纵向框架梁以集中力的形式传给横向框架，作用于柱子上。由于该层纵向框架梁的中心线与柱的中心线重合，故不需考虑节点偏心力的作用以及其带来的节点附加弯矩。

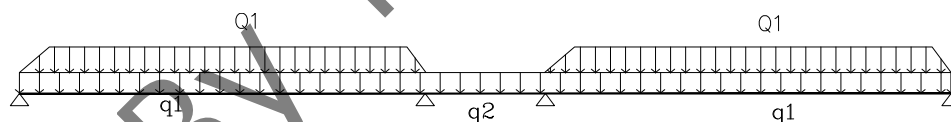


图 3-2 各梁上作用的恒载简图

该图中， $q_1$  代表横梁自重和梁上墙自重之和，为均布线荷载形式， $q_2$  为横梁自重。 $Q_1$  代表各板传给横梁的梯形荷载。

现将梯形荷载转化成均布线荷载，并与  $q_1$  进行叠加。记  $Q_2$ 、 $Q_3$  为作用在各横梁上总的均布线荷载。其中  $Q_2$  作用于教室上横梁， $Q_3$  作用于教学楼走廊上。

对于屋面梁：

$$\alpha_1 = 0.5 \times \frac{l_{01}}{l_{02}} = 0.5 \times \frac{3.6}{8.1} = 0.22$$

$$Q_2 = 2.85 + 4.675 \times (1 - 2\alpha_1^2 + \alpha_1^3) \times \frac{3.6}{2} \times 2 = 18.23 \text{ KN/m}$$

$$Q_3 = q_2 = 2.85 \text{ KN/m}$$

对于 1-4 层框架梁：

$$Q2 = 2.85 + 7.6 + 4 \times (1 - 2\alpha_1^2 + \alpha_1^3) \times \frac{3.6}{2} \times 2 = 23.61 \text{ KN/m}$$

$$Q3 = q2 = 2.85 \text{ KN/m}$$

竖向恒载计算简图如图 3-3 所示。

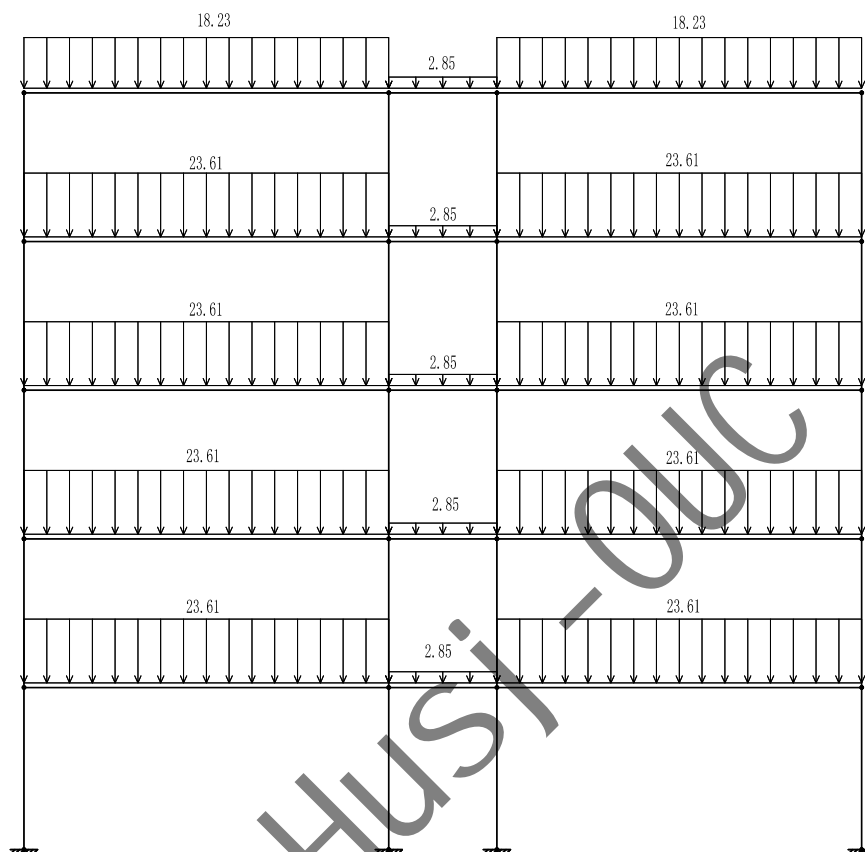


图 3-3 恒载计算简图（单位：KN/m）

### 3.2 竖向活荷载标准值计算

根据《GB50009-2012 建筑结构荷载规范》，楼面梁从属面积大于  $50\text{m}^2$  时，需要对楼面活荷载进行折减，折减系数为 0.9，于是确定竖向活荷载标准值如下：

上人屋面  $2.0 \text{ KN/m}^2$

教室上方楼面  $2.5 \times 0.9 = 2.25 \text{ KN/m}^2$

教学楼走廊  $3.5 \text{ KN/m}^2$

由于教学楼走廊按单向板设计，不传力给横向框架梁，传力路径如图 3-1 所示，故不予考虑。下面计算教室楼板活荷载对横向框架梁的作用。

易知教室上方楼面活荷载传递的是梯形荷载，因此要转化成均布荷载，记为  $Q4$ 。

上人屋面：

$$Q4 = 2 \times (1 - 2\alpha_1^2 + \alpha_1^3) \times \frac{3.6}{2} \times 2 = 6.56 \text{ KN/m}$$

一至四层教室上方楼面：

$$Q_4 = 2.25 \times (1 - 2\alpha_1^2 + \alpha_1^3) \times \frac{3.6}{2} \times 2 = 7.40 \text{ KN/m}$$

可得活载图如下图所示：

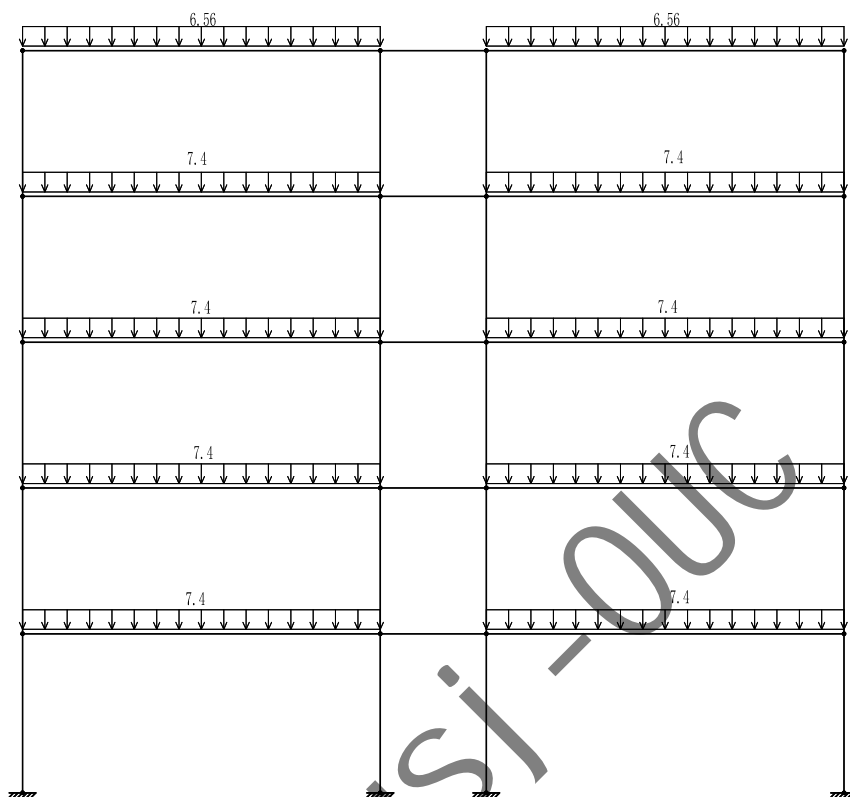


图 3-4 活载图（单位：KN/m）

### 3.3 水平风荷载标准值计算

垂直于建筑物表面上的风荷载标准值应按下列公式计算：

$$\omega_k = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_o$$

其中  $\omega_o$  是根据湖南省永州市零陵区 50 年一遇荷载查《GB50009-2012 建筑结构荷载规范》确定，即得  $\omega_o = 0.40 \text{ KN/m}^2$ 。

现假定该教学楼位于城市中心，地面粗糙度为 C 类地区。迎风面  $\mu_s = 0.8$ ，背风面  $\mu_s = -0.5$ 。忽略梁的轴力，合并得  $\mu_s = 1.3$ 。由于建筑物总高度  $H$  不超过 30m，所以  $\beta_z = 1.0$ 。查《荷载规范》得  $\mu_z$  值：一至四层， $\mu_z = 0.65$ ，五层  $\mu_z = 0.74$ 。

$$\text{一至四层：} \quad \omega_k = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_o = 1.0 \times 0.65 \times 1.3 \times 0.4 = 0.338 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{五层：} \quad \omega_k = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_o = 1.0 \times 0.74 \times 1.3 \times 0.4 = 0.385 \text{ KN/m}^2$$

风荷载的线荷载标准值  $q_k$ ：

一至四层：  $q_k = \omega_k \times 7.2m = 0.338KN/m^2 \times 7.2m = 2.435KN/m$

五层：  $q_k = \omega_k \times 7.2m = 0.385KN/m^2 \times 7.2m = 2.772KN/m$

框架结构分析时，为简化计算，按静力等效原理将均布风荷载转化为节点集中荷载，其中五层计算中包含高 0.5m 的女儿墙，如图 3-5 所示。

其计算过程如下：

$$F_1 = 2.435KN/m \times \frac{3.6}{2}m + 2.435KN/m \times \frac{3.3}{2}m = 8.4KN$$

$$F_2 = 2.435KN/m \times \frac{3.3}{2}m \times 2 = 8.0KN$$

$$F_3 = 2.435KN/m \times \frac{3.3}{2}m \times 2 = 8.0KN$$

$$F_4 = 2.435KN/m \times \frac{3.3}{2}m + 2.772KN/m \times \frac{3.3}{2}m = 8.51KN$$

$$F_5 = 2.772KN/m \times (\frac{3.3}{2} + 0.5)m = 5.96KN$$

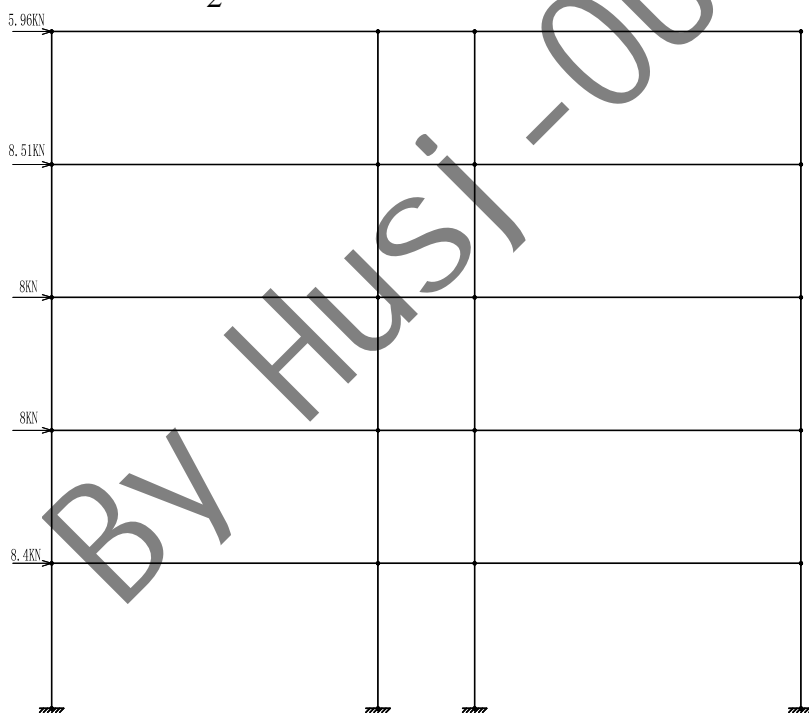


图 3-5 等效节点集中风荷载



## 四、弯矩计算

### 4.1 梁、柱线刚度计算

列表计算梁、柱线刚度。

表 4-1 梁、柱线刚度计算表

杆件	截面		惯性矩 $I(m^4)$	弹性模量 $E(KN/m^2)$	计算长度 $l(m)$	线刚度 $i = \frac{E}{l} (KN \cdot m)$
	$h(m)$	$b(m)$	$I = \frac{bh^3}{12}$			
长跨框架梁	0.55	0.25	0.003466	30000000	8.1	12837.577
短跨框架梁	0.55	0.25	0.003466	30000000	2.4	43326.823
2-5 层柱	0.5	0.5	0.005208	30000000	3.3	47348.485
首层柱	0.5	0.5	0.005208	30000000	3.6	43402.778

现令长跨框架梁线刚度为 1，则各杆件线刚度如表 4-2 所示：

表 4-2 各杆件相对线刚度

杆件	相对线刚度
长跨框架梁	1
短跨框架梁	3.38
2-5 层柱	3.69
首层柱	3.38

进而可得框架计算简图如图 4-1 所示：

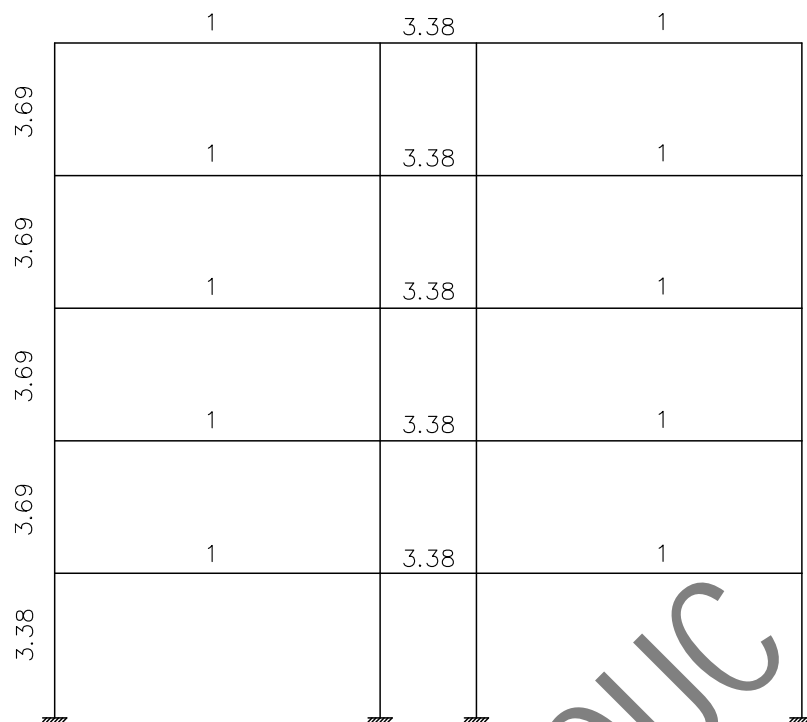


图 4-1 框架计算简图

## 4.2 竖向恒载作用下的弯矩计算

利用分层法计算竖向恒载作用下框架的弯矩，本结构可以分为顶层、中间层和底层三个部分分别进行计算，同时由于对称性，可取半结构进行计算。

### (1) 顶层

柱的线刚度需乘折减系数 0.9，传递系数  $C$  为  $\frac{1}{3}$ 。

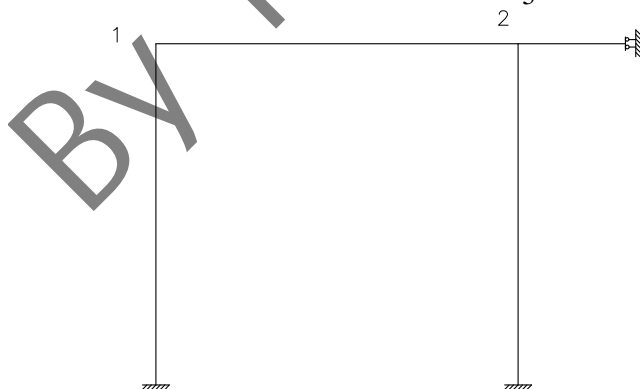


图 4-2 顶层计算简图

现令  $\mu_{1下}$  表示为 1 节点下柱的线刚度， $\mu_{2右}$  表示 2 节点右梁线刚度，以此类推。由于取半结构进行计算，故 2 节点右梁线刚度为原来的两倍，即  $2 \times 3.38$ 。

$$\mu_{1下} = \frac{4 \times 3.69 \times 0.9}{4 \times 1 + 4 \times 3.69 \times 0.9} = 0.769$$

$$\mu_{1右} = \frac{4 \times 1}{4 \times 1 + 4 \times 3.69 \times 0.9} = 0.231$$

$$\mu_{2左} = \frac{4 \times 1}{4 \times 1 + 4 \times 3.69 \times 0.9 + 3.38 \times 2} = 0.166$$

$$\mu_{2下} = \frac{4 \times 3.69 \times 0.9}{4 \times 1 + 4 \times 3.69 \times 0.9 + 3.38 \times 2} = 0.553$$

$$\mu_{2右} = \frac{2 \times 3.38}{4 \times 1 + 4 \times 3.69 \times 0.9 + 3.38 \times 2} = 0.281$$

$$\text{长跨框架梁固端弯矩: } \pm \frac{ql^2}{12} = \pm \frac{1}{12} (18.23 \times 8.1^2) = \pm 99.673 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{短跨框架梁固端弯矩: } \pm \frac{ql^2}{6} = \pm \frac{1}{6} (2.85 \times 1.2^2) = \pm 0.684 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\pm \frac{ql^2}{3} = \pm \frac{1}{3} (2.85 \times 1.2^2) = \pm 1.368 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

依弯矩分配法, 可得

下柱	右梁	左梁	下柱	右梁
0.769	0.231	0.166	0.553	0.281
	-99.673	99.673		-1.368
76.649	23.024	11.512		-0.684
	-9.115	-18.230	-60.729	-30.859
7.009	2.106	1.053		30.859
	-0.087	-0.175	-0.582	-0.296
0.067	0.020			0.296
83.725	-83.725	93.834	-61.311	-32.522
				30.470
25.550		-20.243		
2.336		-0.194		
0.022		-20.437		
27.908				

图 4-3 顶层弯矩分配 (单位: KN·m)

(2) 中间层 (2-4 层)

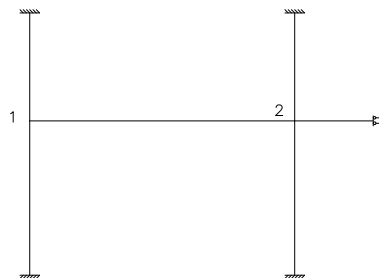


图 4-4 中间层计算简图

同理, 有:

$$\mu_{1下} = \frac{4 \times 3.69 \times 0.9}{4 \times 1 + 4 \times 3.69 \times 0.9 \times 2} = 0.434$$

$$\mu_{1上} = \frac{4 \times 3.69 \times 0.9}{4 \times 1 + 4 \times 3.69 \times 0.9 \times 2} = 0.434$$



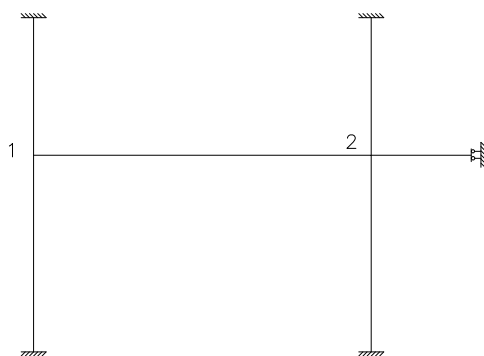


图 4-6 首层计算简图

$$\mu_{1上} = \frac{4 \times 3.69 \times 0.9}{4 \times 1 + 4 \times 3.69 \times 0.9 + 4 \times 3.38} = 0.431$$

$$\mu_{1下} = \frac{4 \times 3.38}{4 \times 1 + 4 \times 3.69 \times 0.9 + 4 \times 3.38} = 0.439$$

$$\mu_{1下} = \frac{4 \times 1}{4 \times 1 + 4 \times 3.69 \times 0.9 + 4 \times 3.38} = 0.130$$

$$\mu_{2上} = \frac{4 \times 3.69 \times 0.9}{4 \times 1 + 4 \times 3.69 \times 0.9 + 4 \times 3.38 + 3.38 \times 2} = 0.354$$

$$\mu_{2下} = \frac{4 \times 3.38}{4 \times 1 + 4 \times 3.69 \times 0.9 + 4 \times 3.38 + 3.38 \times 2} = 0.360$$

$$\mu_{2左} = \frac{4 \times 1}{4 \times 1 + 4 \times 3.69 \times 0.9 + 4 \times 3.38 + 3.38 \times 2} = 0.106$$

$$\mu_{2右} = \frac{2 \times 3.38}{4 \times 1 + 4 \times 3.69 \times 0.9 + 4 \times 3.38 + 3.38 \times 2} = 0.180$$

$$\text{长跨框架梁固端弯矩: } \pm \frac{ql^2}{12} = \pm \frac{1}{12} (23.61 \times 8.1^2) = \pm 129.088 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{短跨框架梁固端弯矩: } \pm \frac{ql^2}{6} = \pm \frac{1}{6} (2.85 \times 1.2^2) = \pm 0.684 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\pm \frac{ql^2}{3} = \pm \frac{1}{3} (2.85 \times 1.2^2) = \pm 1.368 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

依弯矩分配法，可得：

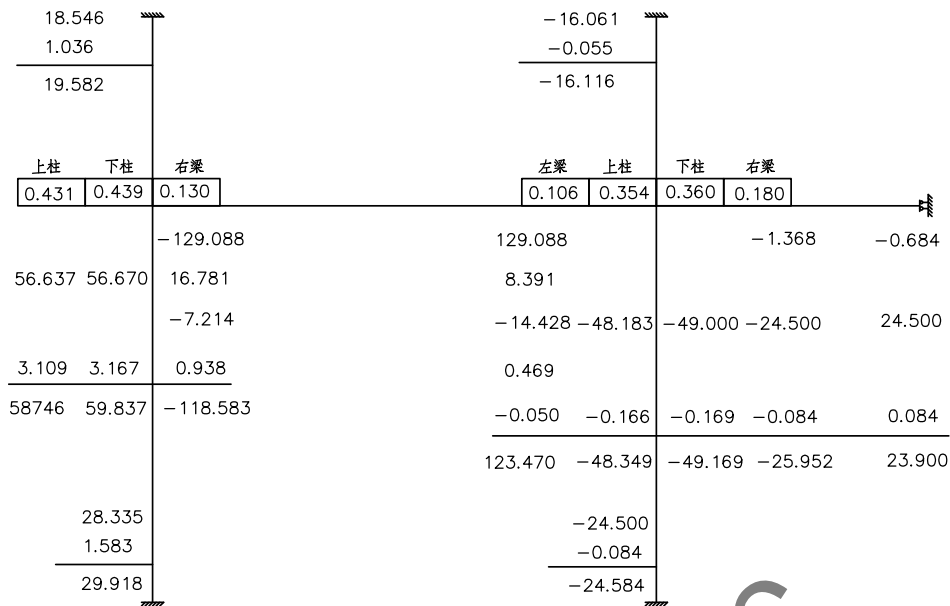


图 4-7 底层弯矩分配 (单位:  $\text{KN}\cdot\text{m}$ )

再将各层进行叠加, 得梁、柱的杆端弯矩:

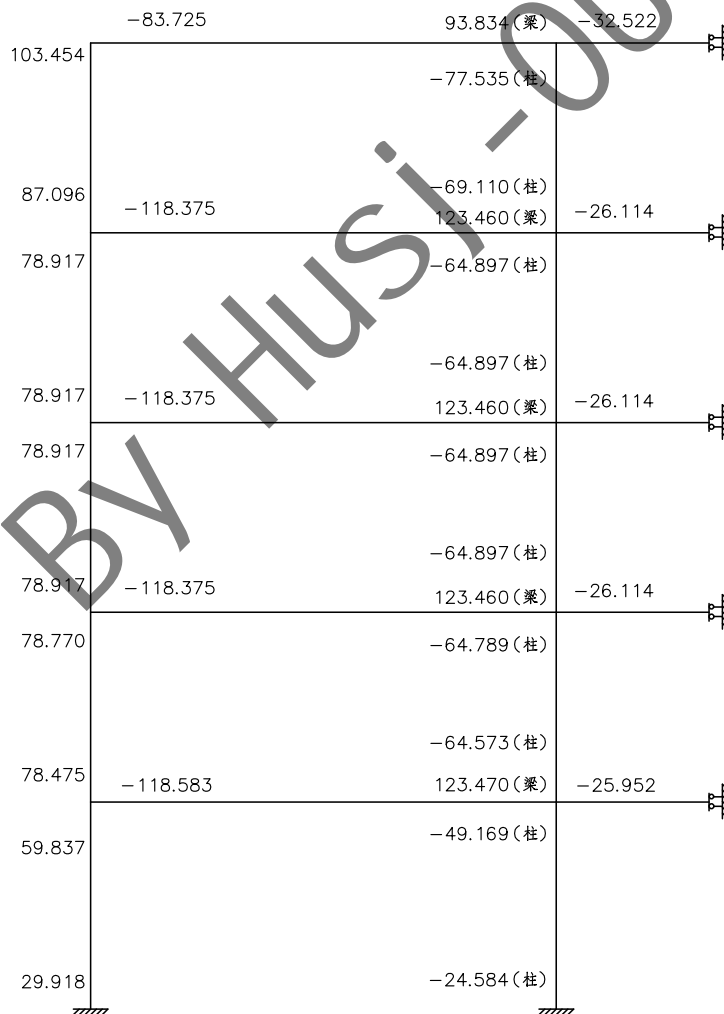


图 4-8 叠加后各层梁、柱杆端弯矩 (单位:  $\text{KN}\cdot\text{m}$ )

由以上各梁、柱的杆端弯矩图可知, 节点处有不平衡弯矩, 可以将不平衡弯矩在节点处进行一次分配, 并且不在各杆件上进行传递, 得最终杆端弯矩图,

如下图所示。

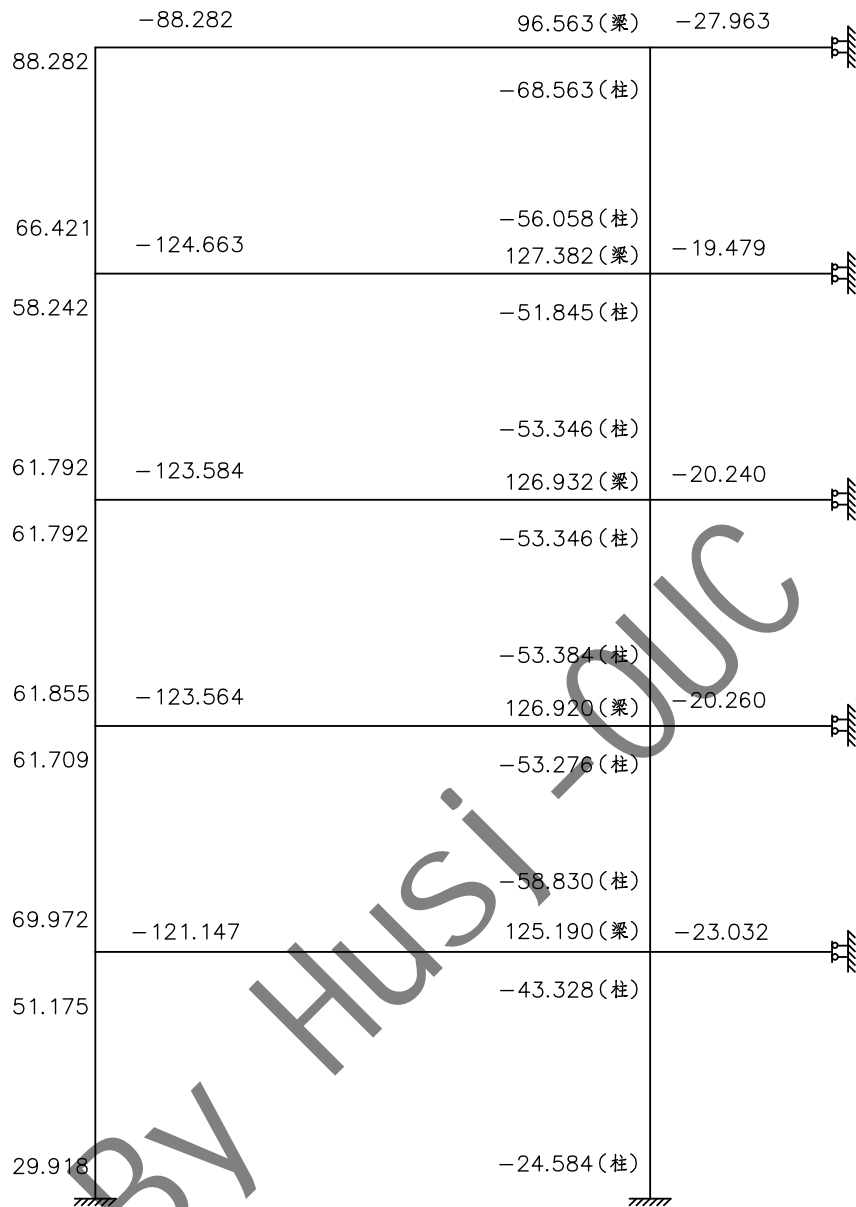


图 4-9 二次分配后的梁、柱杆端弯矩 (单位:  $\text{KN}\cdot\text{m}$ )

由此, 可绘制框架在恒载下的弯矩图, 如图 4-10 所示, 图中未注明弯矩值都可由对称性得到。

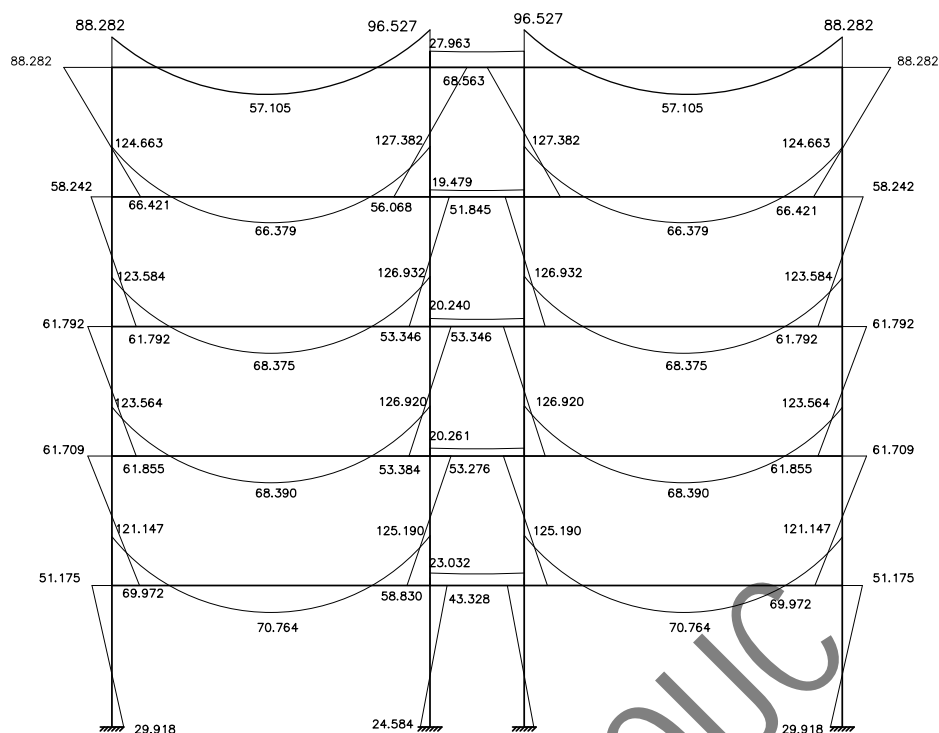


图 4-10 恒载作用下的弯矩图 (单位:  $\text{KN}\cdot\text{m}$ )

### 4.3 竖向活载作用下的弯矩计算

同样利用分层法计算竖向活载作用下框架的弯矩, 本结构可以分为顶层、中间层和底层三个部分分别进行计算, 同时由于对称性, 可取半结构进行计算。

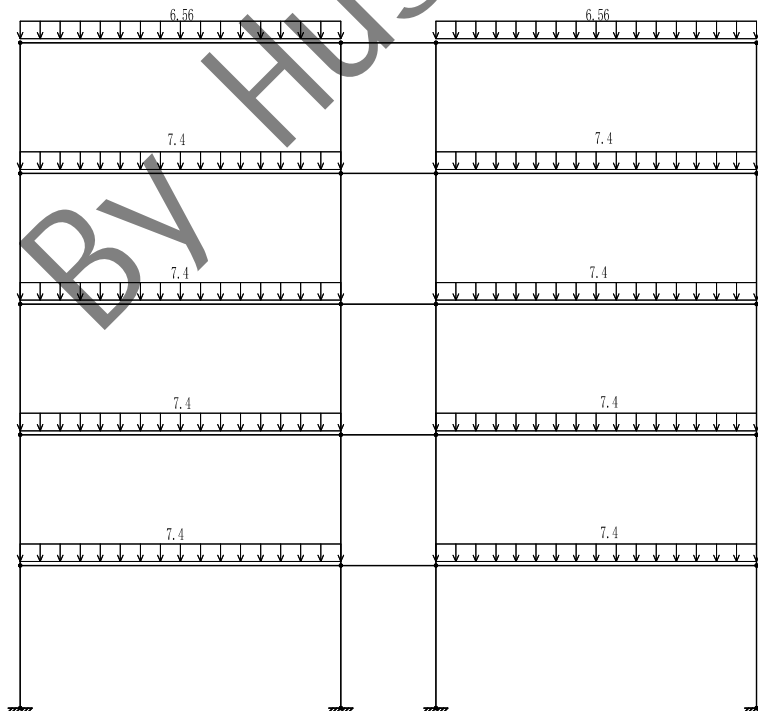


图 4-11 活载下计算简图 (单位  $\text{KN}/\text{m}$ )

(1) 顶层



柱的线刚度需乘折减系数 0.9，传递系数  $C$  为  $\frac{1}{3}$ 。

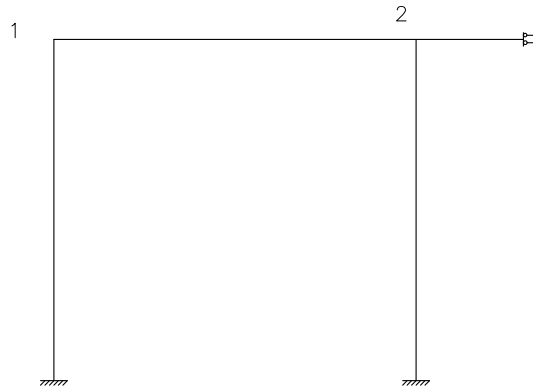


图 4-12 顶层计算简图

弯矩分配系数计算同 4.2，下面计算梁固端弯矩：

长跨框架梁固端弯矩：  $\pm \frac{ql^2}{12} = \pm \frac{1}{12} (6.56 \times 8.1^2) = \pm 35.867 \text{ KN}\cdot\text{m}$

短跨框架梁固端弯矩：因与其接触的板按单向板考虑，故其上方无荷载，从而固端弯矩为 0。

依弯矩分配法，可得：

下柱	右梁		左梁	下柱	右梁	
0.769	0.231		0.166	0.553	0.281	
	-35.867		35.867		0.000	0.000
27.582	8.285		4.143			
	-3.321		-6.642	-22.125	-11.243	11.243
2.554	0.767		0.384			
	-0.032		-0.064	-0.212	-0.108	0.108
0.067	0.020					
30.160	-30.160		33.688	-22.338	-11.350	11.350
9.194						
0.851			-7.375			
0.008			-0.071			
10.053			-7.446			

图 4-13 顶层弯矩分配（单位：  $\text{KN}\cdot\text{m}$  ）

(2) 中间层（2-4 层）

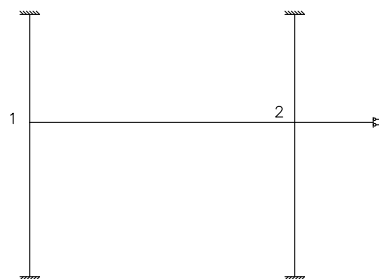


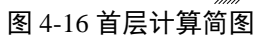
图 4-14 中间层计算简图

长跨框架梁固端弯矩:  $\pm \frac{ql^2}{12} = \pm \frac{1}{12} (7.4 \times 8.1^2) = 40.460 \text{ KN}\cdot\text{m}$

依弯矩分配法, 可得:



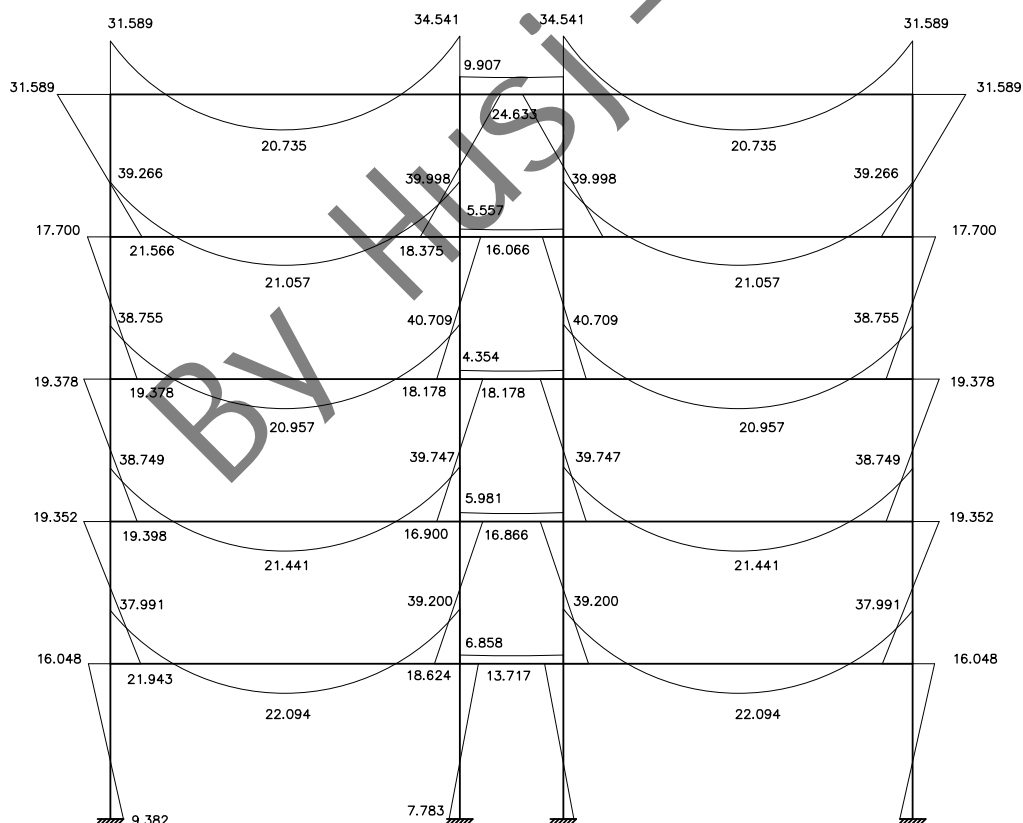
首层柱的线刚度不需折减，且传递系数 C 为  $\frac{1}{2}$ 。



长跨框架梁固端弯矩:  $\pm \frac{ql^2}{12} = \pm \frac{1}{12} (7.4 \times 8.1^2) = 40.460 \text{ KN}\cdot\text{m}$

第17页 共 27 页

将各层弯矩进行叠加，叠加后所得节点不平衡弯矩再在节点进行分配，并且不在各杆件上进行传递，得最终弯矩图，如下图所示。图中未注明弯矩均可由对称性得到。



第18页 共 27 页

## 4.4 水平风荷载作用下的弯矩计算

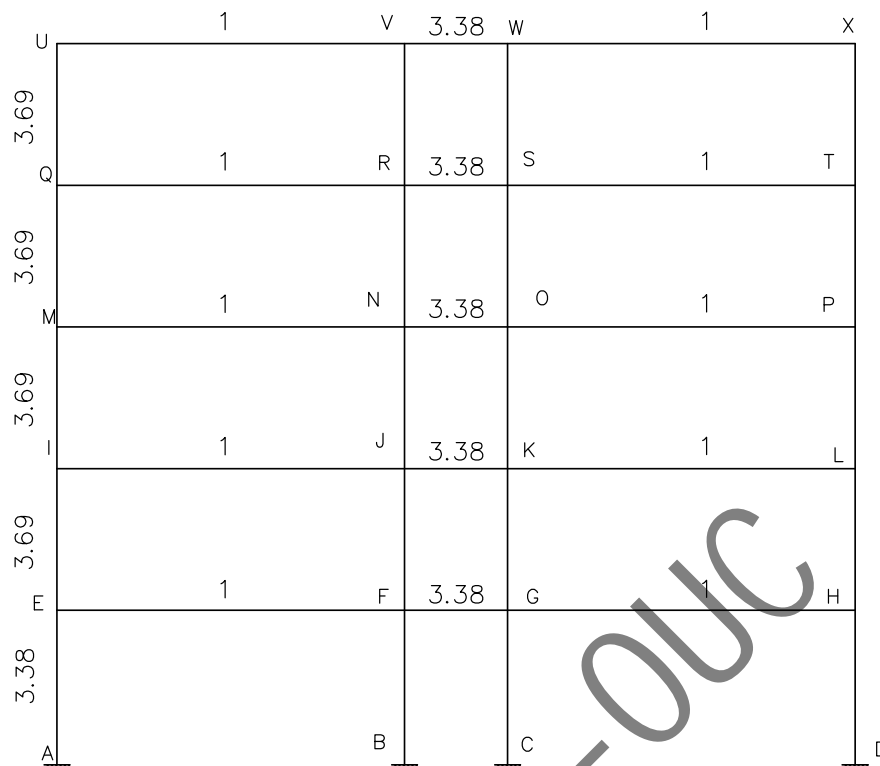


图 4-19 框架梁、柱线刚度

(1) 求各柱剪力分配系数  $\mu_k = \frac{k_c}{\sum k_i}$

顶层:

$$\mu_{UQ} = \mu_{VR} = \mu_{WS} = \mu_{XT} = \frac{3.69}{3.69 + 3.69 + 3.69 + 3.69} = 0.25$$

中间层和底层柱剪力分配系数同顶层。

(2) 计算各柱剪力

由于同层各柱的剪力分配系数相同，故可计算一根柱的剪力值即可。

表 4-3 各层柱剪力值

层数	柱剪力值
5	$0.25 \times 5.9 = 1.49KN$
4	$0.25 \times (5.96 + 8.51) = 3.618KN$
3	$0.25 \times (5.9 + 8.51 + 8) = 5.618KN$
2	$0.25 \times (5.9 + 8.51 + 8 + 8) = 7.618KN$
1	$0.25 \times (5.9 + 8.51 + 8 + 8 + 8.4) = 9.718KN$

(3) 计算杆端弯矩

由于 2-5 层柱剪力相同，且反弯点也在柱的中点处，故杆端弯矩也相同。

底层柱的反弯点位于柱的 $\frac{2}{3}$ 高处，柱的杆端弯矩不同。列表计算如下：

表 4-4 各层柱杆端弯矩

层数	弯矩值
5	$-\frac{1}{2} \times 1.49 \times 3.3 = -2.459 \text{ KN}\cdot\text{m}$
4	$-\frac{1}{2} \times 3.618 \times 3.3 = -5.969 \text{ KN}\cdot\text{m}$
3	$-\frac{1}{2} \times 5.618 \times 3.3 = -9.269 \text{ KN}\cdot\text{m}$
2	$-\frac{1}{2} \times 7.618 \times 3.3 = -12.569 \text{ KN}\cdot\text{m}$
1	$-\frac{1}{3} \times 9.718 \times 3.6 = -11.661 \text{ KN}\cdot\text{m}$
	$-\frac{2}{3} \times 9.718 \times 3.6 = -23.322 \text{ KN}\cdot\text{m}$

计算梁端弯矩时，先求出结点柱端弯矩之和，再按照梁的刚度分配，下面以 R 结点为例。

柱端弯矩之和：

$$M = M_{RV} + M_{RN} = -8.247 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

分配：

$$M_{RQ} = 8.247 \times \frac{1}{1+3.38} = 1.921 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{RQ} = 8.247 \times \frac{3.38}{1+3.38} = 6.506 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

同理，可得其他梁端弯矩，从而可得风荷载作用下该框架结构的弯矩图，如下图所示。图中未注明弯矩值均可由对称性和反对称性得到。

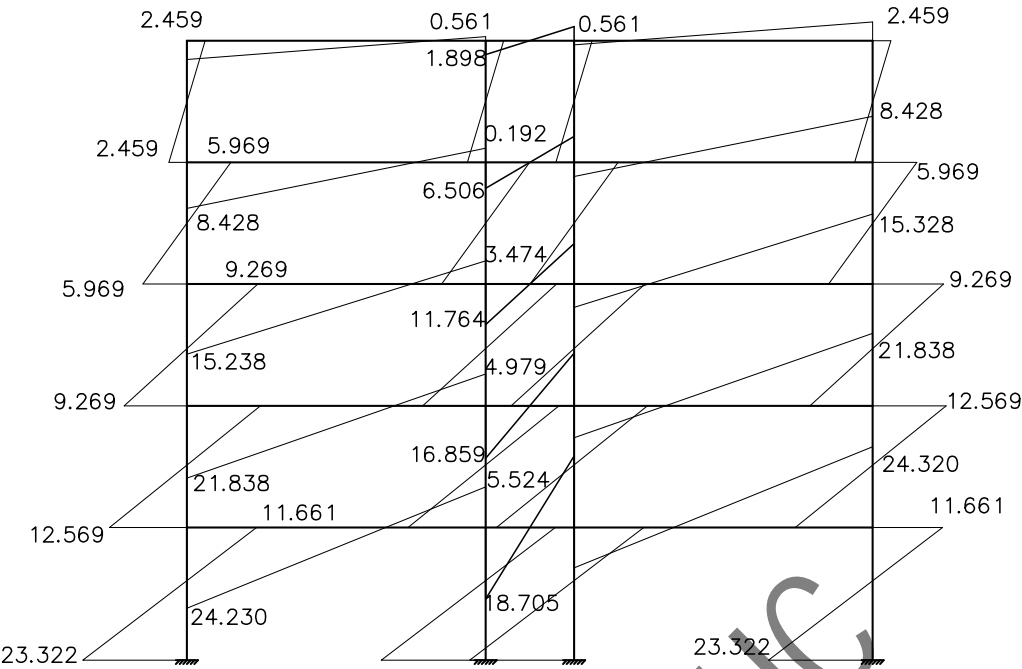


图 4-20 风荷载作用下弯矩图 (单位  $\text{kN}\cdot\text{m}$ )

## 五、电算校核（使用 PKPM 结构设计软件）

PKPM 建模流程依次为：

轴线输入，建立框架→构件定义与布置→荷载定义与布置→设计信息→结构计算。

依次可得恒载、活载和风载标准值作用下弯矩图，如下图所示。

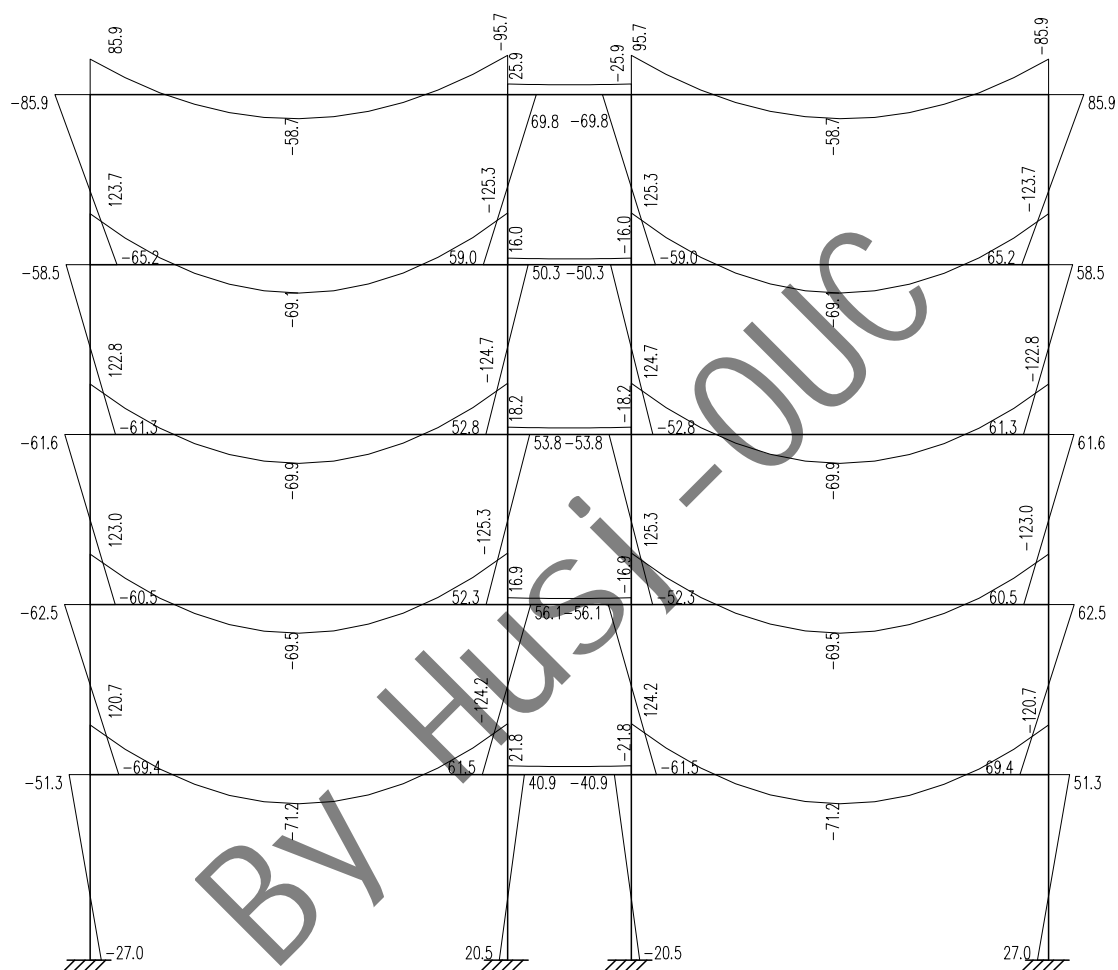


图 5-1 竖向恒载作用下弯矩图（单位： $KN \cdot m$ ）

第23页 共 27 页



Figure 10-10 shows two diagrams comparing hand calculation and computer calculation results for the influence line of the maximum bending moment at the left support of a continuous beam. The diagrams are labeled "手算结果" (Hand Calculation Result) and "电算结果" (Computer Calculation Result).

The diagrams show the influence line for the maximum bending moment at the left support. The curves represent the influence of a unit load moving across the beam. The values for the hand calculation and computer calculation are compared at various points along the beam.

Key values for the hand calculation result (left diagram):

- Left support: 88.282
- Point 1: 58.242
- Point 2: 61.792
- Point 3: 61.709
- Point 4: 51.175
- Right support: 29.918

Key values for the computer calculation result (right diagram):

- Left support: 85.9
- Point 1: -58.5
- Point 2: -61.6
- Point 3: -62.5
- Point 4: -51.3
- Right support: 20.5

Figure 10-10 shows the comparison of hand calculation and computer calculation results for a continuous beam with four spans. The beam has a total length of 100m, with spans of 25m, 25m, 25m, and 25m. The beam is supported by five supports (A, B, C, D, E). The left diagram shows the hand calculation results, and the right diagram shows the computer calculation results. The values for reactions and internal forces are compared between the two methods.

Location	Hand Calculation Results	Computer Calculation Results
Support A (Reaction)	9.382	-8.5
Support B (Reaction)	7.783	6.5
Support C (Reaction)	13.71	13.0
Support D (Reaction)	16.86	17.7
Support E (Reaction)	16.86	17.7
Span AB (Max Moment)	31.589	30.7
Span AB (Min Moment)	-34.541	-34.3
Span BC (Max Moment)	20.735	-21.1
Span BC (Min Moment)	-24.6	-25.1
Span CD (Max Moment)	39.266	38.0
Span CD (Min Moment)	-39.998	-39.3
Span DE (Max Moment)	21.566	-21.3
Span DE (Min Moment)	-16.06	-15.3
Span EF (Max Moment)	38.755	38.5
Span EF (Min Moment)	-40.709	-39.0
Span FG (Max Moment)	21.057	-21.6
Span FG (Min Moment)	-16.06	-15.3
Span GH (Max Moment)	38.755	38.5
Span GH (Min Moment)	-40.709	-39.0
Span HI (Max Moment)	21.057	-21.6
Span HI (Min Moment)	-16.06	-15.3
Span IJ (Max Moment)	38.755	38.5
Span IJ (Min Moment)	-40.709	-39.0
Span JK (Max Moment)	21.057	-21.6
Span JK (Min Moment)	-16.06	-15.3
Span KL (Max Moment)	38.755	38.5
Span KL (Min Moment)	-40.709	-39.0
Span LM (Max Moment)	21.057	-21.6
Span LM (Min Moment)	-16.06	-15.3
Span MN (Max Moment)	38.755	38.5
Span MN (Min Moment)	-40.709	-39.0
Span NO (Max Moment)	21.057	-21.6
Span NO (Min Moment)	-16.06	-15.3
Span OP (Max Moment)	38.755	38.5
Span OP (Min Moment)	-40.709	-39.0
Span PQ (Max Moment)	21.057	-21.6
Span PQ (Min Moment)	-16.06	-15.3
Span QR (Max Moment)	38.755	38.5
Span QR (Min Moment)	-40.709	-39.0
Span RS (Max Moment)	21.057	-21.6
Span RS (Min Moment)	-16.06	-15.3
Span ST (Max Moment)	38.755	38.5
Span ST (Min Moment)	-40.709	-39.0
Span TU (Max Moment)	21.057	-21.6
Span TU (Min Moment)	-16.06	-15.3
Span TV (Max Moment)	38.755	38.5
Span TV (Min Moment)	-40.709	-39.0
Span VW (Max Moment)	21.057	-21.6
Span VW (Min Moment)	-16.06	-15.3
Span WX (Max Moment)	38.755	38.5
Span WX (Min Moment)	-40.709	-39.0
Span XY (Max Moment)	21.057	-21.6
Span XY (Min Moment)	-16.06	-15.3
Span YZ (Max Moment)	38.755	38.5
Span YZ (Min Moment)	-40.709	-39.0
Span ZA (Max Moment)	21.057	-21.6
Span ZA (Min Moment)	-16.06	-15.3

第24页 共 27 页

从上图可以看出，最大相对误差发生在首层，为  $\frac{29.918-27}{27} \times 100\% = 10.8\%$ ，

经分析，误差主要来源有：

1. 分层法计算结构内力时不考虑各层受力对其它层的影响，而实际中有影响的，也就是把弹性约束当刚性约束而引入了误差。
2. 分层法计算过程中忽略了结构受力后侧移产生的影响。
3. 为了减小误差柱的线刚度乘了折减系数，改变了传递系数，折减系数和传递系数本身就带入了一定的误差点，属于不精确的近似算法。
4. 分层法的计算采用力矩分配法，由于力矩分配法精度的限制，使得计算过程中就产生了一定的误差点。
5. 由于计算时走廊上楼板按单向板考虑，不传力给所选取的这榀框架的中间框架梁，如图 3-1 所示，而实际上，此中间框架梁上应存在三角形均布荷载，故会对最终弯矩产生一定影响。

## 6.2 反弯点法

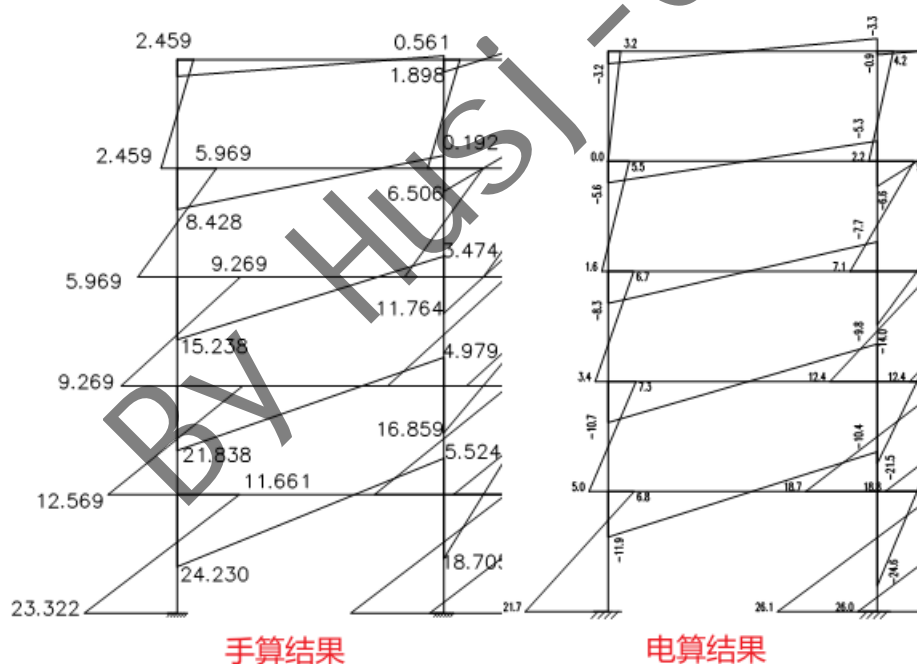


图 6-3 风荷载下弯矩图对比

从上图中可以看出，手算结果与电算结果偏差较大，究其原因，主要有以下几点：

1. 反弯点法的基本假定为把刚架中的横梁简化为刚性梁。一般来说，反弯点法应用于梁柱线刚度比值较大 ( $\frac{i_b}{i_c} \geq 3$ )，而本实例中， $\frac{i_b}{i_c} = \frac{1}{3.69} \ll 3$ 。
2. 反弯点法假定刚架结点不发生转角，只有侧移，而通过 PKPM 结构计算

软件得到的位移图中可以发现，刚架结点转角相对较大，不能忽略。

3.反弯点法假定底层柱子的反弯点位于柱高度的 $\frac{2}{3}$ 处，其余各层柱的反弯点位于柱中点处，而通过电算得到的弯矩图可以看出，每层柱的反弯点位置各不相同，故会产生较大误差。

BY Husi-OUC

### 参考文献

- [1] 混凝土结构设计规范.北京.中国建筑工业出版社.2010
- [2] 建筑结构荷载规范.北京.中国建筑工业出版社.2012
- [3] 梁兴文史庆轩主编.土木工程专业毕业设计指导.北京.科学出版社.2002
- [4] 周果行编著.房屋结构毕业设计指南.北京.中国建筑工业出版社.2004
- [5] 龙驭求等编著.结构力学（上、下册）.北京.高等教育出版社.2018
- [6] 东南大学、天津大学、同济大学等合编.混凝土结构设计原理.北京. 中国建筑工业出版社.2016

BY Husi-OUC