

湖南理工学院

南湖学院

毕业设计（论文）

题目：岳阳市某单位综合楼

作者：_____ 学号：__

系别：土木建筑工程系 专业：土木工程

指导老师：_____ 职称：讲师

完成时间：_____

某理工学院办公楼设计

摘要：本设计的题目为岳阳市某单位综合楼。其中该设计分为建筑设计、结构设计和施工组织设计。

第一部分：建筑设计，本工程的建筑设计方案简单，采用对称布置，呈矩形。能充分满足了单位办公的需求，建筑立面造型独特，表现了学院办公楼建筑的特点。

第二部分：结构设计，本工程的结构设计围绕安全、经济两个重点展开，采用多层框架结构。其中选取一榀框架对其梁和柱的计算采用电算加手算，整个计算过程力求正确，基础采用柱下独立基础，并进行了楼梯和楼板的设计计算，过程详见计算书。

第三部分：施工组织设计，本工程施工组织设计详细阐述了施工布置、施工准备、施工方法、质量控制、安全生产等五个方面，明确了工程人员职则。并根据劳动定额及计算工程量确定日工作人数，绘制施工进度计划表。

关键词：办公楼 建筑设计 结构设计 施工组织设计 框架结构计算

Institute technonogy office building of the Design

Summary: The topic originally designed is the office building of institute of some job. The designs hadbeen divided into the architectural design, design and operatiol of the structure and organize the design.

First part : Architectural design, the architectural design of this project is simple ,adopt and fix up asymmetrically, take the form of rectangle word. Can fully meet the demand that the institute handles official business, the elevation model of the buikding is unique; have displayed the characteristic of the building of office building of the institute.

Second part: Structural design, project this structural design launch around security , economy two focal points, adopt the multi-layer frame structure. Choose one pin frame adopt electricity is it add to roof beam and calculation of post their hand charge to regard as among them, the whole computational process strives to be correct, the foundation adopts the independent foundation under the post, the design carrying on the stair floor is calculated, the course sees and calculates the book.

The third part : Construct and organize and design, this construction organizes the design to explain and construct such five respects as assigning , preparation of construction , construction method , quality control , safety in production ,etc. in detail , have defined project duties of personnel . And confirm the working number of people on day according to the work norm and project amount of calculation, draw the planning chart of the construction speed.

Keyword: Office building Architectural design Structural design Construct and organize and design the frame structure calculating

目 录

第一部分：结构设计计算书

一、 设计概况	4
二、 结构计算书（基本情况）	5
三、 框架侧移刚度计算	7
四、 荷载标准值计算	10
五、 确定结构计算简图	13
六、 恒荷载作用下框架内力分析	16
七、 活荷载作用下框架内力分析	17
八、 水平地震作用计算（横向水平地震）	26
九、 横向风荷载作用下框架结构内力和侧移计算	36
十、 横向框架内力组合	43
十一、 框架截面设计与配筋计算	52
十二、 基础设计	62
十三、 楼梯设计	66
十四、 楼板设计	70
第二部分：施工组织设计（内容附后）	75
参考文献	82
致谢词	83

结构设计计算书

一、设计概况

1. 建设项目名称：岳阳市某单位综合楼

2. 建设地点：岳阳市某地

3. 设计资料：

3.1. 地质水文资料：

①. 该场地地形平整，无滑坡、无液化土层等不良地质现象。

表1 建筑地层一览表(标准值)

序号	岩土分类	土层深度(M)	厚度范围(M)	容重	地基承载力特征值 f_{ak} (kpa)
1	杂填土	0.0—0.8	0.8	$\gamma = 17.6kN/m^3$	100
2	红粘土	0.8—6.0	5.2	$\gamma = 18kN/m^3$ $\gamma_{sat} = 19.4kN/m^3$	250
3	全风化层	6.0—12.3	6.3	$\gamma_{sat} = 19.8kN/m^3$	270
4	强风化岩层	12.3—18.4	6.1	$\gamma = 21.5kN/m^3$	360

注：1) 地下潜水水位埋深为1.5米；无侵蚀性。

2) 表中给定土层深度由自然地坪算起。

②. 相邻建筑基础底面标高在室外外地面下-1.2m处，马路排水暗沟-2.3m。根据地震区划图，该地区基本烈度为：7度。设计地震加速度0.1g，设计地震分组为第一组。

3.2. 气象资料：

全年主导风向：全年为西北风 夏季主导风向：东南风

年降雨量为：1450mm 日最大降水强度为192mm/日，暴雨降水强度3.3升/s

基本风压为：0.35kN/m² (C类场地)

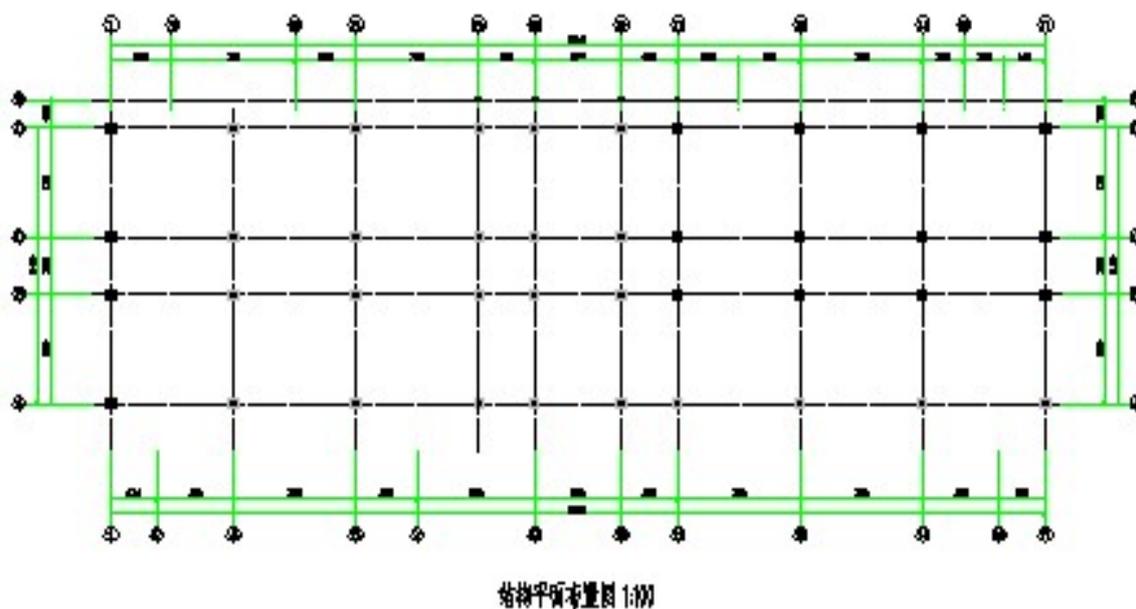
基本雪压为：0.55kN/m²

3.3. 抗震设防要求：七度三级设防

3.4. 底层室内主要地坪标高为±0.000，相当于绝对标高31.45m。

二、结构计算书(基本情况)

1. 结构布置方案及结构选型



图一 结构平面布置图

1.1 结构承重方案选择

根据该房屋建筑功能要求以及建筑施工的布置图，本工程确定采用框架承重方案，框架梁、柱布置见结构平面布置图。

主体结构共6层，底层为4.2m，其它均为3.6m。

1.2 主要构件选型

- (1) 梁、板、柱结构形式：现浇钢筋混凝土结构
- (2) 墙体采用：普通粘土砖
- (3) 墙体厚度：外墙、内墙：240mm
- (4) 基础采用：柱下独立基础

1.3 梁、柱截面估算

楼盖及屋盖均采用现浇混凝土结构，楼板厚度取100mm。梁截面高度按梁跨度的 $1/12 \sim 1/8$ 估算，其混凝土强度等级为：设计强度C30 ($f_c = 14.3\text{N/mm}^2$, $f_t = 1.43\text{N/mm}^2$)。所取一榀框架梁跨度为(5700mm, 3000mm, 5700mm)，主要框架梁、次要承重框架梁初选尺寸下表所示：

例：取 $L=5700\text{mm}$, $h=(1/8-1/12)L=712.5\text{mm} \sim 475\text{mm}$ ，取 $h=600\text{mm}$ ，

$L_N/h=5460/600=9.1 > 4$, $b=(1/2 \sim 1/3)h=300\text{mm} \sim 200\text{mm}$ ，取 $b=250\text{mm}$ 。

满足 $b > 200\text{mm}$ ，且 $b \geq 500/2=250\text{mm}$ ，则主要框架梁初选截面尺寸为： $b \times h=250\text{mm} \times 600\text{mm}$ 。

1.4 柱截面尺寸估算

框架结构的抗震等级为三级，轴压比限值 $[u_N] = 0.9$ (查表可知)，各层重力荷载代表值近似取 20KN/m^2 ，由建筑图可知，边柱及中柱的负载面积分别为 $7.2 \times 2.85\text{m}^2$ 和 $7.2 \times 4.35\text{m}^2$ ，则第一层柱截面面积为：由公式 $A_c \geq N / u_N f_c$ ，得

$$\text{边柱 } A_c \geq (1.3 \times 7.2 \times 2.85 \times 12 \times 10^3 \times 6) / (0.9 \times 14.3) = 149236\text{mm}^2$$

$$\text{中柱 } A_c \geq (1.2 \times 7.2 \times 4.35 \times 12 \times 10^3 \times 6) / (0.9 \times 14.3) = 210260\text{mm}^2$$

若取柱截面为正方形,则边柱和中柱截面高度分别为 386mm 和 458mm,根据上述结果并综合考虑其它因素,本设计柱截面取值如下:

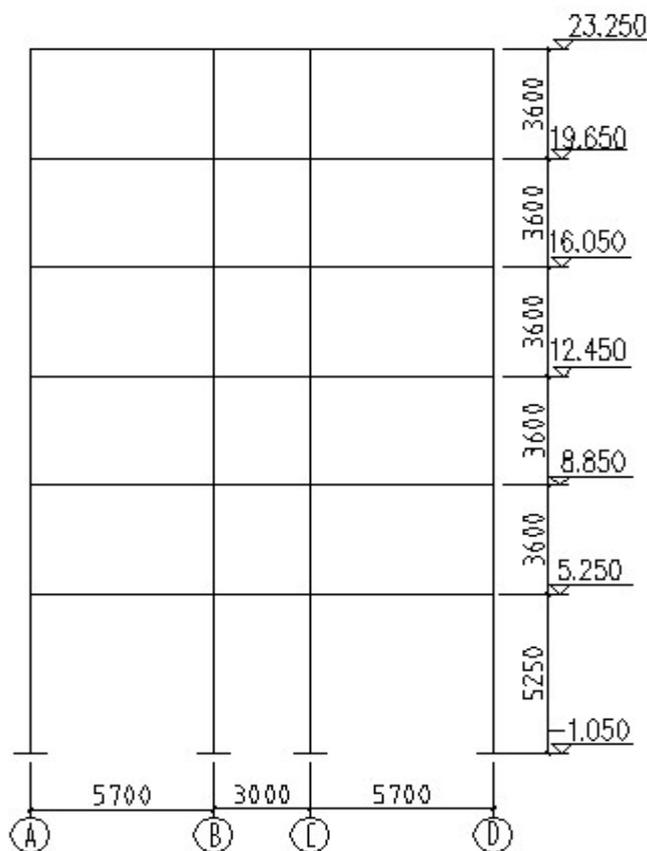
1~6 层:500mm×500mm

表 1 梁截面尺寸(mm)及各层混凝土强度等级

层 次	混凝土强度等级	横梁 (b×h)			纵梁 (b×h)	次梁 (b×h)
		AB 跨	BC 跨	CD 跨		
1~6	C30	250×600			250×600	250×500

1.5 框架计算简图如下图所示。取顶层柱的形心线作为框架柱的轴线;梁轴线取至板底;主体结构共 6 层,一层 4.2m,其余各层 3.6m,底层柱高度从基础顶面至一层板底,即

$$H_1=4.2+0.45+0.6=5.25\text{m}.$$



计算简图

图二 计算简图

三、框架侧移刚度计算

横向框架侧移刚度计算:

横梁线刚度 i_b 见计算表 2, 柱线刚度 i_c 计算过程见表 3。

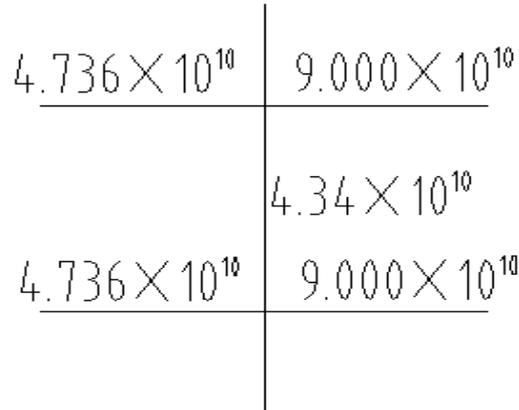
取第二层 N-6 柱及与其相连的梁的线刚度如图所示计算:

根据公式: 一般层: $\alpha_c = K / (2+K)$, 中间柱: $K = (i_1+i_2+i_3+i_4) / 2i_c$,

边柱: $K = (i_2+i_4) / 2i_c$ 或 $K = (i_1+i_3) / 2i_c$

底层: $\alpha_c = (0.5+K) / (2+K)$, 中间柱: $K = (i_1+i_2) / 2i_c$,

边柱: $K = i_2 / i_c$ 或 $K = i_1 / i_c$, 柱的抗侧移刚度: $N = \alpha_c \times 12 i_c / h^2$ 。



N-6柱及与其相连的梁的线刚度

可得相应梁柱线刚度比 K 为:

$$K = (i_1+i_2+i_3+i_4) / 2i_c = (4.736+9.000+4.736+9.000) \times 10^{10} / (2 \times 4.34 \times 10^{10}) = 3.165$$

$$\alpha_c = K / (2+K) = 3.165 / (2+3.165) = 0.613,$$

$$N = \alpha_c \times 12 i_c / h^2 = 12 \times 0.613 \times 4.34 \times 10^{10} / 3600^2 = 24634 \text{ N/mm}。$$

表 2 横梁线刚度 i_b 计算表

类别	层次	E_c /(N/mm ²)	$b \times h$ /mm \times mm	I_0 /mm ⁴	B /mm	$E_c I_0 / B$ /N \cdot mm	$1.5 E_c I_0 / B$ /N \cdot mm	$2 E_c I_0 / B$ /N \cdot mm
左边横梁	1~6	3.0×10^4	250 \times 600	4.500×10^3	5700	2.368×10^{10}	3.552×10^{10}	4.736×10^{10}
右边横梁	1~6	3.0×10^4	250 \times 600	4.500×10^3	5700	2.368×10^{10}	3.552×10^{10}	4.736×10^{10}
走道梁	1~6	3.0×10^4	250 \times 600	4.500×10^3	3000	4.500×10^{10}	6.750×10^{10}	9.000×10^{10}

表 3 柱线刚度 i_c 计算表

层次	h_c/mm	E_c /(N/mm ²)	$b \times h$ /mm \times mm	I_c/mm^4	$E_c I_c/h_c/N \cdot mm^4$
1	5250	3.0×10^4	500×500	5.208×10^9	2.976×10^{10}
2~6	3600	3.0×10^4	500×500	5.208×10^9	4.340×10^{10}

表 4 6 轴横向框架柱侧移刚度 D 值计算

柱类型 层	项目	$\bar{K} = \frac{\sum K_b}{2K_c}$ (一般层)	$\alpha = \frac{\bar{K}}{2+\bar{K}}$ (一般层)	$D = \alpha K_c \frac{12}{h^2} (N/mm)$	根数
		$\bar{K} = \frac{\sum K_b}{K_c}$ (底层)	$\alpha = \frac{0.5+\bar{K}}{2+\bar{K}}$ (底层)		
底层	边框架边柱	$\frac{3.552}{2.976} = 1.194$	0.53	6867	4
	边框架中柱	$\frac{3.552 + 6.75}{2.976} = 3.480$	0.726	9407	4
	中框架边柱	$\frac{4.736}{2.976} = 1.591$	0.582	7541	16
	中框架中柱	$\frac{4.736 + 9}{2.976} = 4.683$	0.776	10054	16
	ΣD	$6867 \times 4 + 9407 \times 4 + 7541 \times 16 + 10054 \times 16 = 376780$			
二至六层	边框架边柱	$\frac{(3.552 + 3.552)}{2 \times 4.34} = 0.818$	0.290	11654	4
	边框架中柱	$\frac{(3.552 + 6.75) \times 2}{2 \times 4.34} = 2.374$	0.140	5626	4
	中框架边柱	$\frac{4.736 \times 2}{2 \times 4.34} = 1.091$	0.353	14185	16
	中框架中柱	$\frac{(4.736 + 9) \times 2}{2 \times 4.34} = 3.165$	0.613	24634	16
	ΣD	$11654 \times 4 + 5626 \times 4 + 14185 \times 16 + 24634 \times 16 = 746964$			

将上述不同情况下同层框架柱侧移刚度相加, 即得框架各层层间侧移刚度 ΣD_i , 见下表

表 5 横向框架层间侧移刚度 (N/mm)

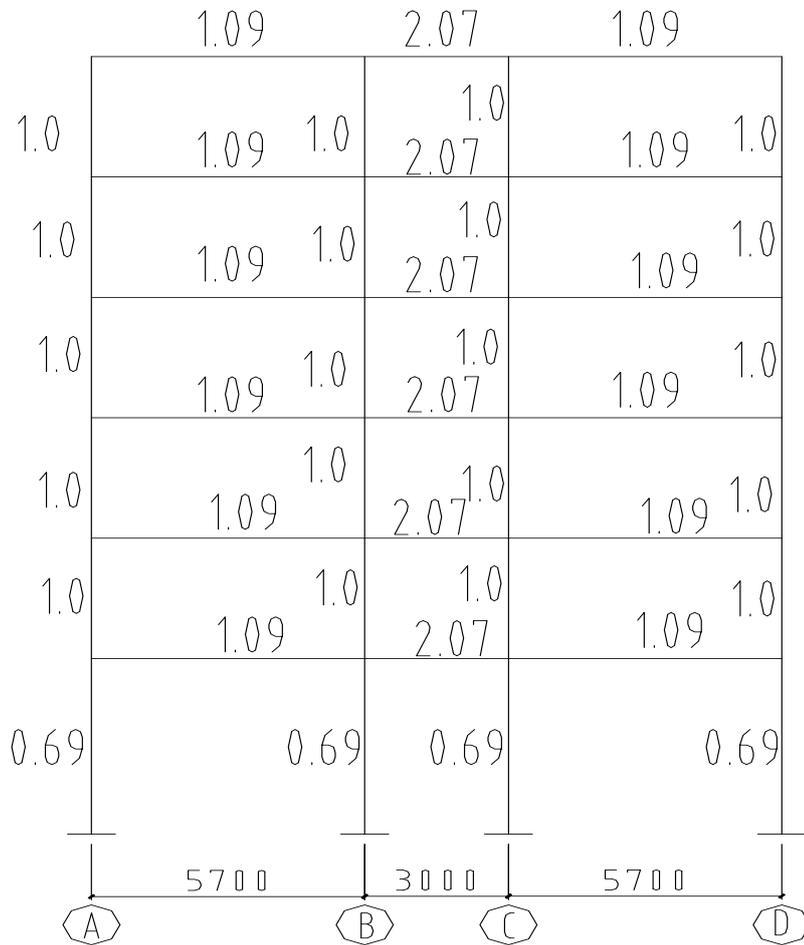
层次	1	2	3	4	5	6
ΣD_i	376780	746964	746964	746964	746964	746964

取⑥轴中 A-D 轴为所计算的一榀框架，此框架为中框架，

取 i_0 标准柱=1.0，则其余各杆件相对线刚度为：如图三所示

$$i_{\text{左边横梁}} = 4.736 \times 10^4 / 4.34 \times 10^4 = 1.09, \quad i_{\text{走道梁}} = 9.000 \times 10^4 / 4.34 \times 10^4 = 2.07,$$

$$i_{\text{右边横梁}} = 4.736 \times 10^4 / 4.34 \times 10^4 = 1.09, \quad i_{\text{底柱}} = 2.976 \times 10^4 / 4.34 \times 10^4 = 0.69;$$



图三 框架柱的相对刚度⑥轴
计算简图

四、荷载标准值计算

永久荷载

作用在框架梁的荷载

1. 屋面恒载:

30 厚混合砂浆保护层		$22 \times 0.03 = 0.66 \text{KN/m}^2$
三毡四油屋面防水层		0.4KN/m ²
1:3 水泥砂浆找平层		$20 \times 0.02 = 0.4 \text{KN/m}^2$
60 厚水泥蛭石板保温层		$5 \times 0.06 = 0.3 \text{KN/m}^2$
1:8 水泥渣找坡	80mm	1.44 KN/m ²
1:3 水泥砂浆找平层	20mm	0.4KN/m ²
现浇钢筋混凝土板	100mm	2.5KN/m ²

板底抹灰	20mm	0.4KN/m ²
合计:		=6.50KN/m ²

2. 楼面恒载

标准层楼面:

大理石面层, 水泥砂浆擦缝

30 厚 1:3 干硬性水泥砂浆, 面上撒 2 厚素水泥		1.16KN/m ²
水泥结合层一道		

100 厚现浇钢筋混凝土板		$0.1 \times 25 = 2.5 \text{KN/m}^2$
---------------	--	-------------------------------------

板底抹灰	20mm	0.4KN/m ²
合计 :		=4.06KN/m ²

各层走廊楼面:

	10mm 面层	
水磨石地面	20mm 水泥砂浆打底	0.65 KN/m ²
	素水泥浆结合层一道	
100 厚现浇钢筋混凝土板		$0.1 \times 25 = 2.5 \text{KN/m}^2$
板底抹灰	20mm	0.4KN/m ²
合计 :		=3.55KN/m ²

楼梯楼面:

	10mm 面层	
水磨石地面	20mm 水泥砂浆打底	0.65 KN/m ²
	素水泥浆结合层一道	
120 厚预制钢筋混凝土板		1.99KN/m ²
板底抹灰	20mm	0.4KN/m ²
合计 :		=3.04KN/m ²

3. 梁自重

边横梁 $b \times h = 250 \text{mm} \times 600 \text{mm}$

梁自重: $25 \times 0.25 \times (0.6 - 0.1) = 3.125 \text{KN/m}$

抹灰层: $(0.6 - 0.1 + 0.25) \times 0.4 = 0.3 \text{KN/m}$

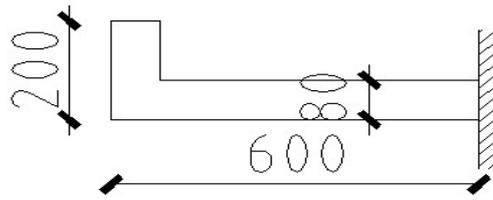
合计: $= 3.425 \text{KN/m}$

走道梁 $b \times h = 250 \text{mm} \times 600 \text{mm}$

梁自重: $25 \times 0.25 \times (0.6 - 0.1) = 3.125 \text{KN/m}$

抹灰层: $(0.6 - 0.1 + 0.25) \times 0.4 = 0.3 \text{KN/m}$

合计:		=3.425KN/m
次梁:	$b \times h=250\text{mm} \times 500\text{mm}$	
梁自重:	$25 \times 0.25 \times (0.5-0.1)$	=2.5KN/m
抹灰层:	$(0.5-0.1+0.25) \times 0.4$	=0.26KN/m
合计:		=2.76KN/m
基础梁:	$b \times h=250\text{mm} \times 500\text{mm}$	
梁自重:	$25 \times 0.25 \times 0.5$	=3.125KN/m
4. 柱自重		
各层柱:	$b \times h=500\text{mm} \times 500\text{mm}$	
柱自重:	$25 \times 0.5 \times 0.5$	=6.25KN/m
抹灰层:	$0.5 \times 4 \times 0.01 \times 17$	=0.34KN/m
合计:		=6.59KN/m
5. 墙自重及两面抹灰:		
①外纵墙自重		
标准层:		
纵墙:	$(3.6-1.8-0.6) \times 0.24 \times 18\text{KN/m}^3$	=5.184KN/m
铝合金窗	0.35×1.8	=0.63KN/m
水泥石外墙面	$(3.6-1.8) \times 0.5\text{KN/m}$	=0.9KN/m
水泥粉刷内墙面	$(3.6-1.8) \times 0.36\text{KN/m}$	=0.648KN/m
合计:		=7.362KN/m
底层:		
纵墙:	$(5.25-1.8-0.6-0.5) \times 0.24 \times 18\text{KN/m}^3$	=10.152KN/m
铝合金窗	0.35×1.8	=0.63KN/m
水泥石外墙面	$(5.25-1.8) \times 0.5\text{KN/m}$	=1.725KN/m
水泥粉刷内墙面	$(5.25-1.8) \times 0.36\text{KN/m}$	=1.242KN/m
合计:		=13.749KN/m
②内纵墙自重		
标准层:		
内纵墙:	$(3.6-2.1-0.6) \times 0.24 \times 18\text{KN/m}^3$	=3.888KN/m
铁门	0.45×2.1	=0.945/m
水泥粉刷墙面	$(3.6-2.1) \times 2 \times 0.36\text{KN/m}$	=1.08KN/m
合计:		=5.913KN/m
底层:		
内纵墙:	$(5.25-2.1-0.6-0.5) \times 0.24 \times 18\text{KN/m}^3$	=8.856KN/m
铁门	0.45×2.1	=0.945KN/m
水泥粉刷墙面	$(5.25-2.1-0.6-0.5) \times 2 \times 0.36$	=1.476KN/m
合计:		=11.277KN/m
③女儿墙自重: (做法: 墙高 1100mm, 100mm 的混凝土压顶)		



现浇天沟尺寸

$$0.24 \times 1.1 \times 18 \text{KN/m}^3 + 25 \times 0.1 \times 0.24 + (1.1 \times 2 + 0.24) \times 0.5 \text{KN/m} = 6.572 \text{KN/m}$$

天沟自重：(现浇天沟)

$$25 \times [0.6 + (0.20 - 0.08)] \times 0.08 + (0.6 + 0.2) \times (0.5 + 0.36) = 2.13 \text{KN/m}$$

合计： = 8.702 \text{KN/m}

2. 活荷载

屋面及楼面可变荷载标准值

上人屋面均布活荷载标准值： 2.0 \text{KN/m}^2

走廊均布活荷载标准值： 2.5 \text{KN/m}^2

楼面活荷载标准值： 2.0 \text{KN/m}^2

屋面雪荷载标准值： $S_k = u_r \times S_0 = 0.55 \text{KN/m}^2$

屋面活荷载与雪荷载不同时考虑，两者中取大值。

五、确定结构计算简图

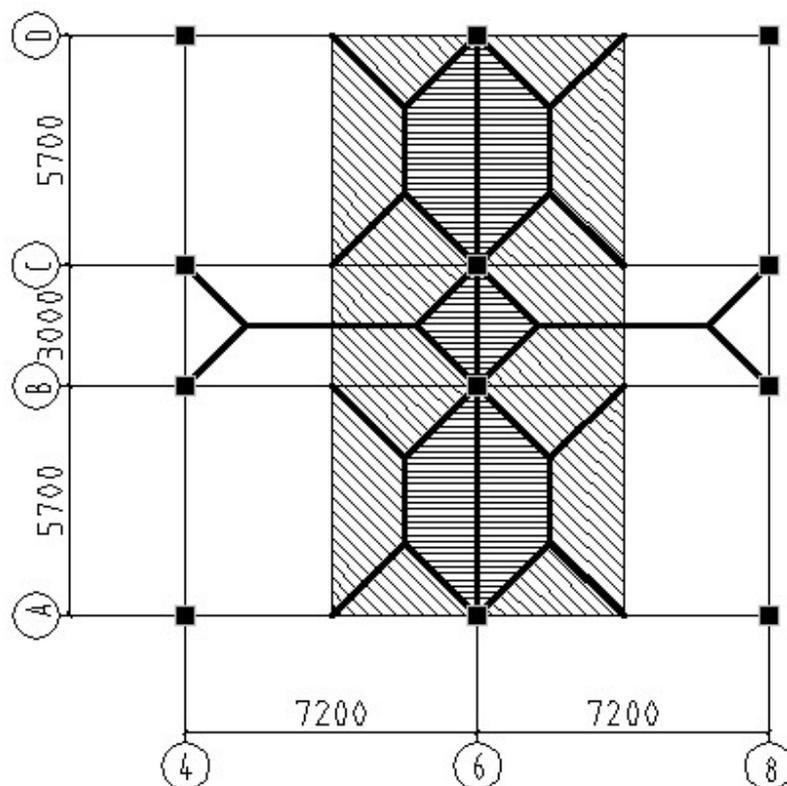
计算简图

根据结构平面布置图，选定⑥轴线一榀框架作为计算单元，如下图所示：

作用在竖向荷载下框架受荷总图计算：

楼面荷载分配按双向板进行荷载等效分配：短向分配： $5aq/8$

长向分配： $[1-2(a/2b)^2+(a/2b)^3]aq$



图四 横向框架计算单元

1. A-B 轴间框架梁

屋面板传荷载：

$$\text{恒载： } 6.5\text{KN/m}^2 \times 1.8 \times [1-2(1.8/5.7)^2+(1.8/5.7)^3] \times 2=19.469\text{KN/m}$$

$$\text{活载： } 2.0\text{KN/m}^2 \times 1.8 \times [1-2(1.8/5.7)^2+(1.8/5.7)^3] \times 2=5.990\text{KN/m}$$

楼面板传荷载：

$$\text{恒载： } 4.06\text{KN/m}^2 \times 1.8 \times [1-2(1.8/5.7)^2+(1.8/5.7)^3] \times 2=12.161\text{KN/m}$$

$$\text{活载： } 2.0\text{KN/m}^2 \times 1.8 \times [1-2(1.8/5.7)^2+(1.8/5.7)^3] \times 2=5.990\text{KN/m}$$

梁自重： 3.425KN/m

A-B 轴间框架梁均布荷载为：

$$\text{屋面梁： } \text{恒载}=3.425+19.469=22.894\text{KN/m} , \text{活载}=5.990\text{KN/m}$$

$$\text{楼面梁： } \text{恒载}=3.425+12.161=15.586\text{KN/m} , \text{活载}=5.990\text{KN/m}$$

2. B-C 轴间框架梁

屋面板传荷载：

$$\text{恒载: } 6.5\text{KN/m}^2 \times 1.5 \times 5/8 \times 2 = 12.188\text{KN/m}$$

$$\text{活载: } 2.5\text{KN/m}^2 \times 1.5 \times 5/8 \times 2 = 4.688\text{KN/m}$$

楼面板传荷载:

$$\text{恒载: } 4.06\text{KN/m}^2 \times 1.5 \times 5/8 \times 2 = 7.613\text{KN/m}$$

$$\text{活载: } 2.5\text{KN/m}^2 \times 1.5 \times 5/8 \times 2 = 4.688\text{KN/m}$$

$$\text{梁自重: } 3.425\text{KN/m}$$

B-C 轴间框架梁均布荷载为:

$$\text{屋面梁: } \text{恒载} = 3.425 + 12.188 = 15.613\text{KN/m}, \text{活载} = 4.688\text{KN/m}$$

$$\text{楼面梁: } \text{恒载} = 3.425 + 7.613 = 11.038\text{KN/m}, \text{活载} = 4.688\text{KN/m}$$

C-D 轴间框架梁与 A-B 轴间框架梁相同

1. A 轴柱纵向集中荷载计算

顶层柱:

$$\text{恒载} = 8.702 \times 7.2 + 3.425 \times (7.2 - 0.5) + 3.425 \times 5.7/4 \times 2 + 19.469 \times 5.7/4 \times 2 + 6.5 \times 5/8 \times 1.8 \times 7.2 = 203.50\text{KN}$$

$$\text{活载} = 5.990 \times 5.7/4 \times 2 + 2 \times 5/8 \times 1.8 \times 7.2 = 33.27\text{KN}$$

标准层柱:

$$\text{恒载} = 7.362 \times (7.2 - 0.5) + 3.425 \times (7.2 - 0.5) + (3.425 + 15.624) \times 5.7/4 \times 2 + 12.161 \times 5.7/4 \times 2 + 4.06 \times 5/8 \times 1.8 \times 7.2 = 194.11\text{KN}$$

$$\text{活载} = 5.990 \times 5.7/4 \times 2 + 2.0 \times 5/8 \times 1.8 \times 7.2 = 33.272\text{KN}$$

$$\text{基础顶面恒载} = 13.749 \times (7.2 - 0.5) + (3.125 + 19.152) \times 5.7/4 \times 2 + 3.125 \times (7.2 - 0.5) = 176.55\text{KN}$$

2. B 轴柱纵向集中荷载计算

顶层柱:

$$\text{恒载} = 3.425 \times (7.2 - 0.5) + 3.425 \times 5.7/4 \times 2 + 19.469 \times 5.7/4 \times 2 + 6.5 \times 5/8 \times 1.8 \times 7.2 + 6.5 \times 1.5 \times [1 - 2(1.5/7.2)^2 + (1.5/7.2)^3] \times 1/2 \times 7.2 = 173.21\text{KN}$$

$$\text{活载} = 5.990 \times 5.7/4 \times 2 + 2.0 \times 5/8 \times 1.8 \times 7.2 + 2.5 \times 1.5 \times [1 - 2(1.5/7.2)^2 + (1.5/7.2)^3] \times 1/2 \times 7.2 = 44.50\text{KN}$$

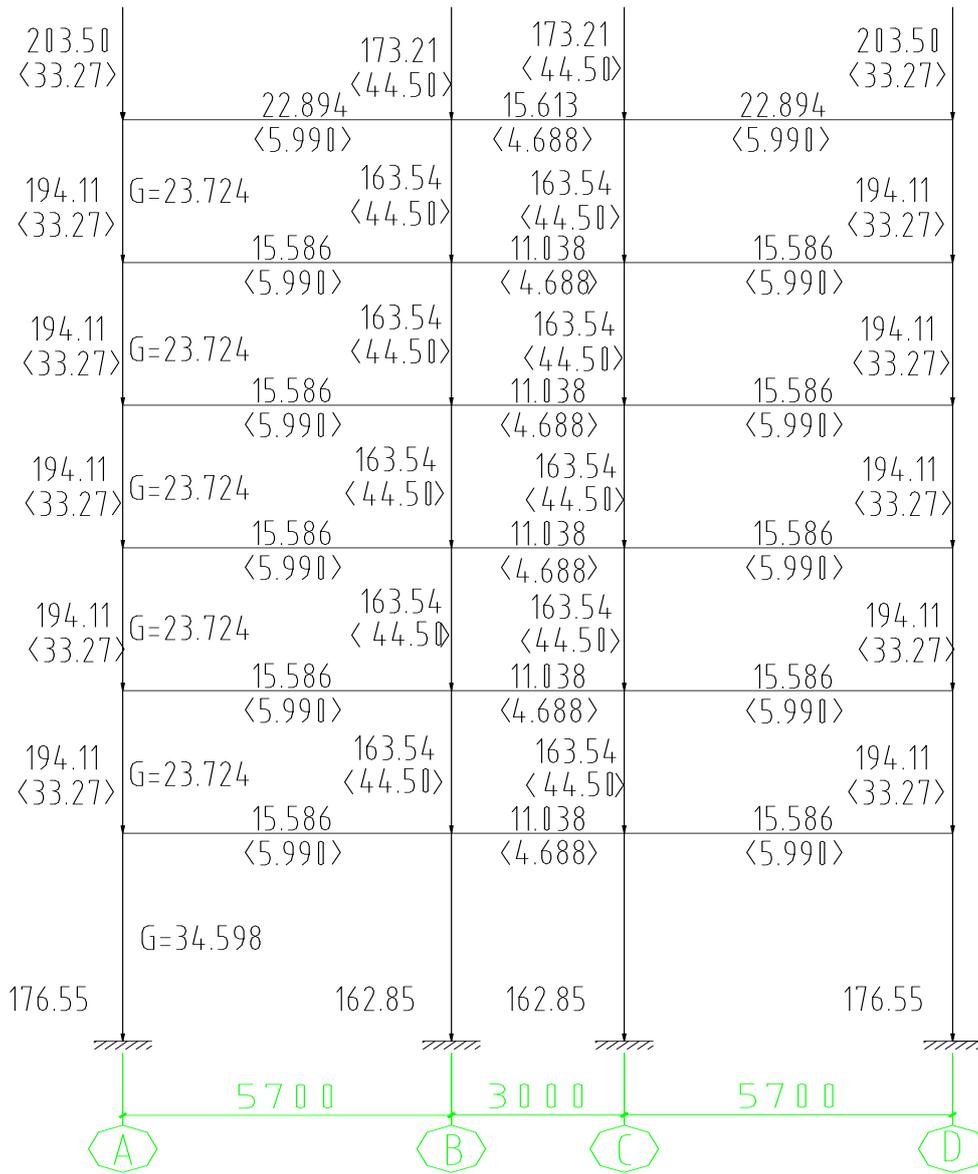
标准层柱:

$$\text{恒载} = 4.956 \times (7.2 - 0.5) + 3.425 \times (7.2 - 0.5) + (3.425 + 15.624) \times 5.7/4 \times 2 + 4.06 \times 5/8 \times 1.8 \times 7.2 + 4.06 \times 1.5 \times [1 - 2(1.5/7.2)^2 + (1.5/7.2)^3] \times 1/2 \times 7.2 = 163.54\text{KN}$$

$$\text{活载} = 5.990 \times 5.7/4 \times 2 + 2.0 \times 5/8 \times 1.8 \times 7.2 + 2.5 \times 1.5 \times [1 - 2(1.5/7.2)^2 + (1.5/7.2)^3] \times 1/2 \times 7.2 = 44.50\text{KN}$$

$$\text{基础顶面恒载} = 11.277 \times (7.2 - 0.5) + (3.425 + 19.152) \times 5.7/4 \times 2 + 3.425 \times (7.2 - 0.5) = 162.85\text{KN}$$

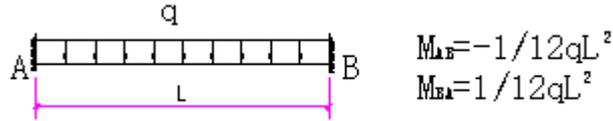
C 轴柱同 B 轴柱, D 轴柱同 A 轴柱。



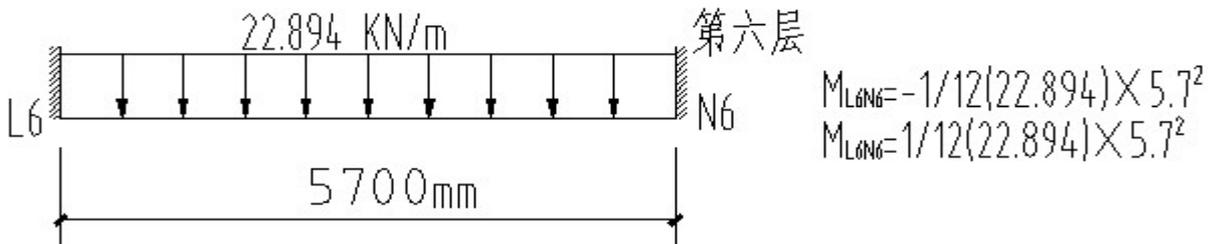
六、恒荷载作用下的框架内力分析

1. 恒荷载作用下框架的弯矩计算

梁的固端弯矩可按下面方法求得：



对于 LN 跨：



根据梁柱相对线刚度，算出各节点的弯矩分配系数 u_{ij} ，如图六所示：

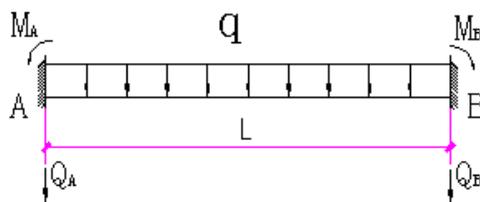
如 A_5 点： $u_{B5N5} = 1.09 / (1.09 + 1.0) = 0.522$ ， $u_{B5B4} = 1.0 / (1.09 + 1.0) = 0.478$

用弯矩分配法计算框架内力，传递系数为 $1/2$ ，各节点分配二次即可，其计算步骤和结果如图六。

2. 恒载作用下弯矩图如图七。

3. 恒载作用下框架的剪力计算，轴力计算

梁的剪力计算，轴力计算可按下面方法求得：



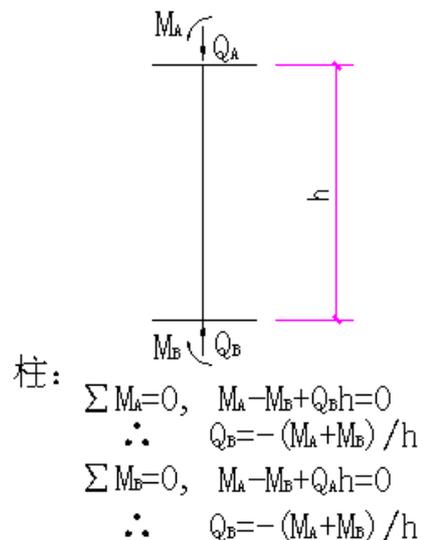
梁：

$$\sum M_A = 0, \quad M_A - M_B - 1/2 qL^2 - Q_B L = 0$$

$$\therefore Q_B = (M_A - M_B) / L - 1/2 qL$$

$$\sum M_B = 0, \quad M_A - M_B + 1/2 qL^2 - Q_B L = 0$$

$$\therefore Q_B = (M_A - M_B) / L + 1/2 qL$$



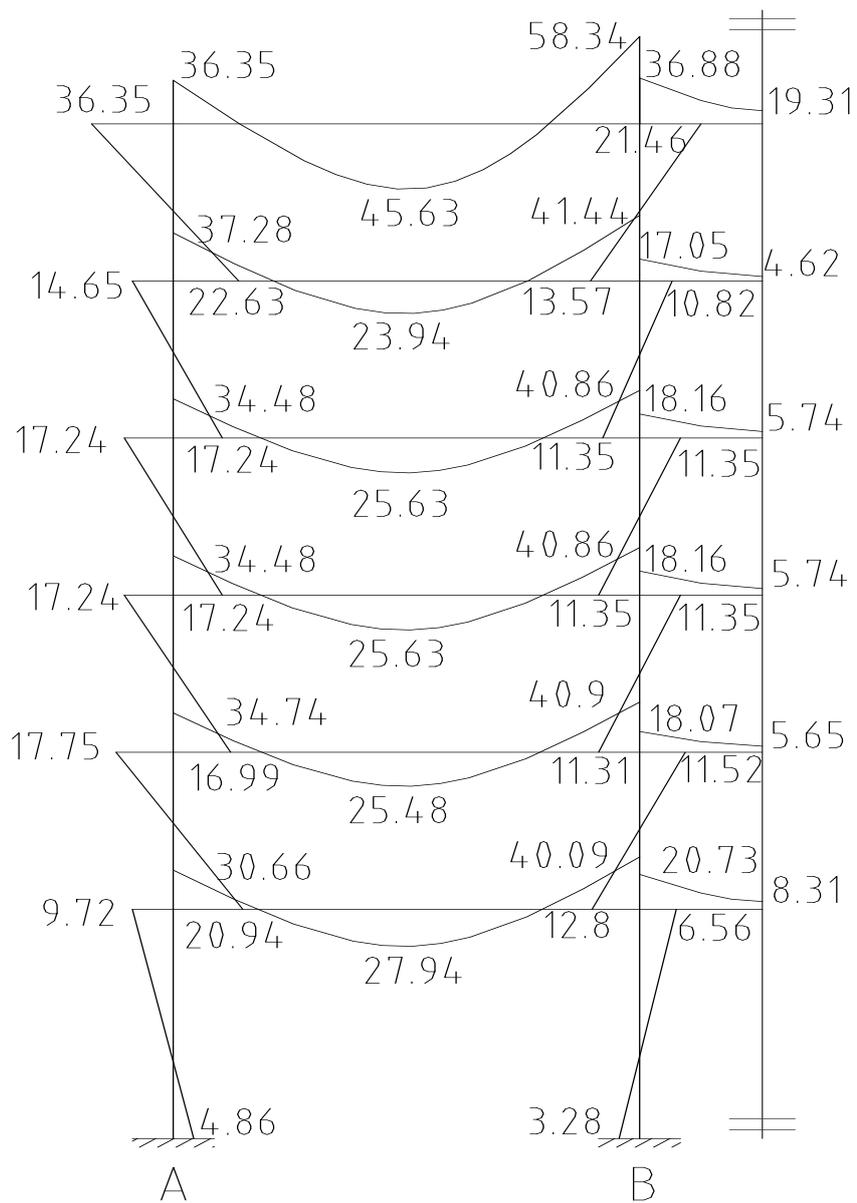
计算结果参见剪力图、轴力图。

4. 恒荷载作用下的剪力图如图八。

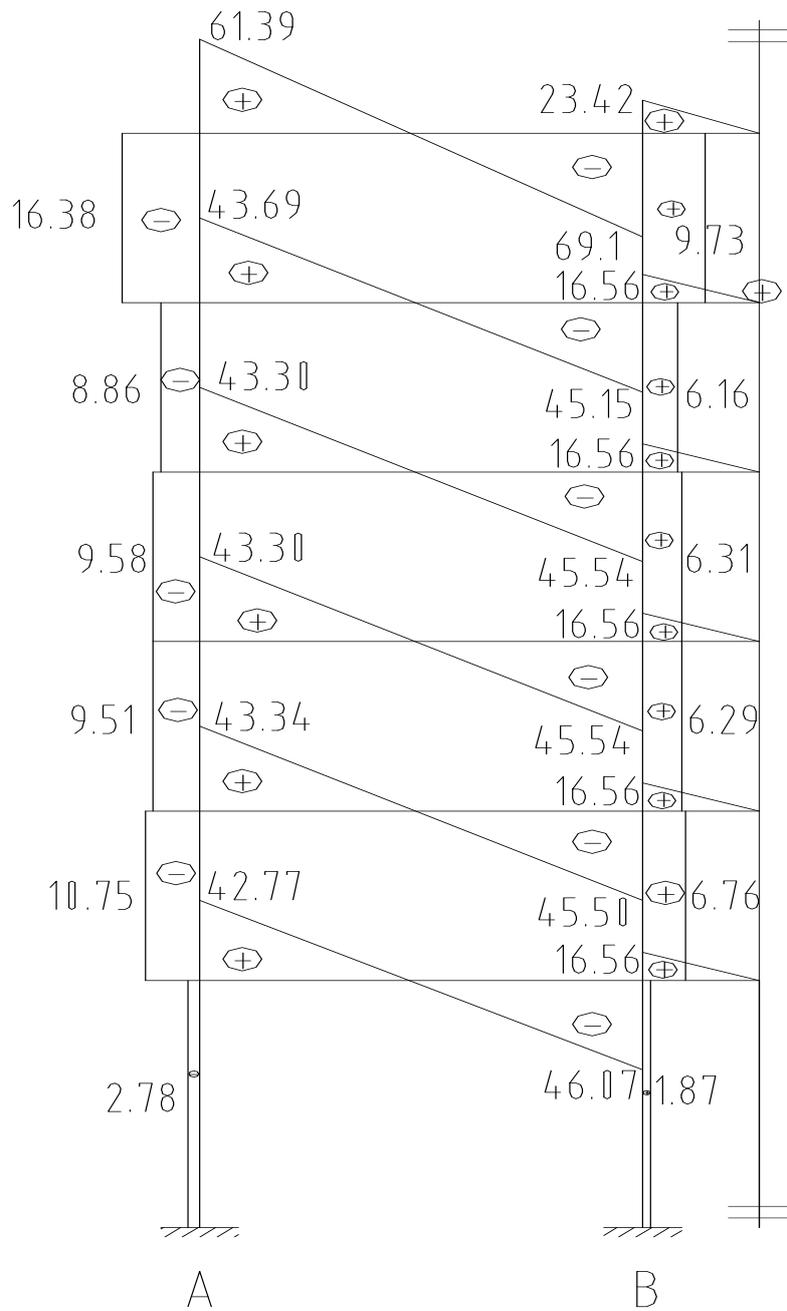
5. 恒荷载作用下的轴力图如图九。

七、活荷载作用下的框架内力分析

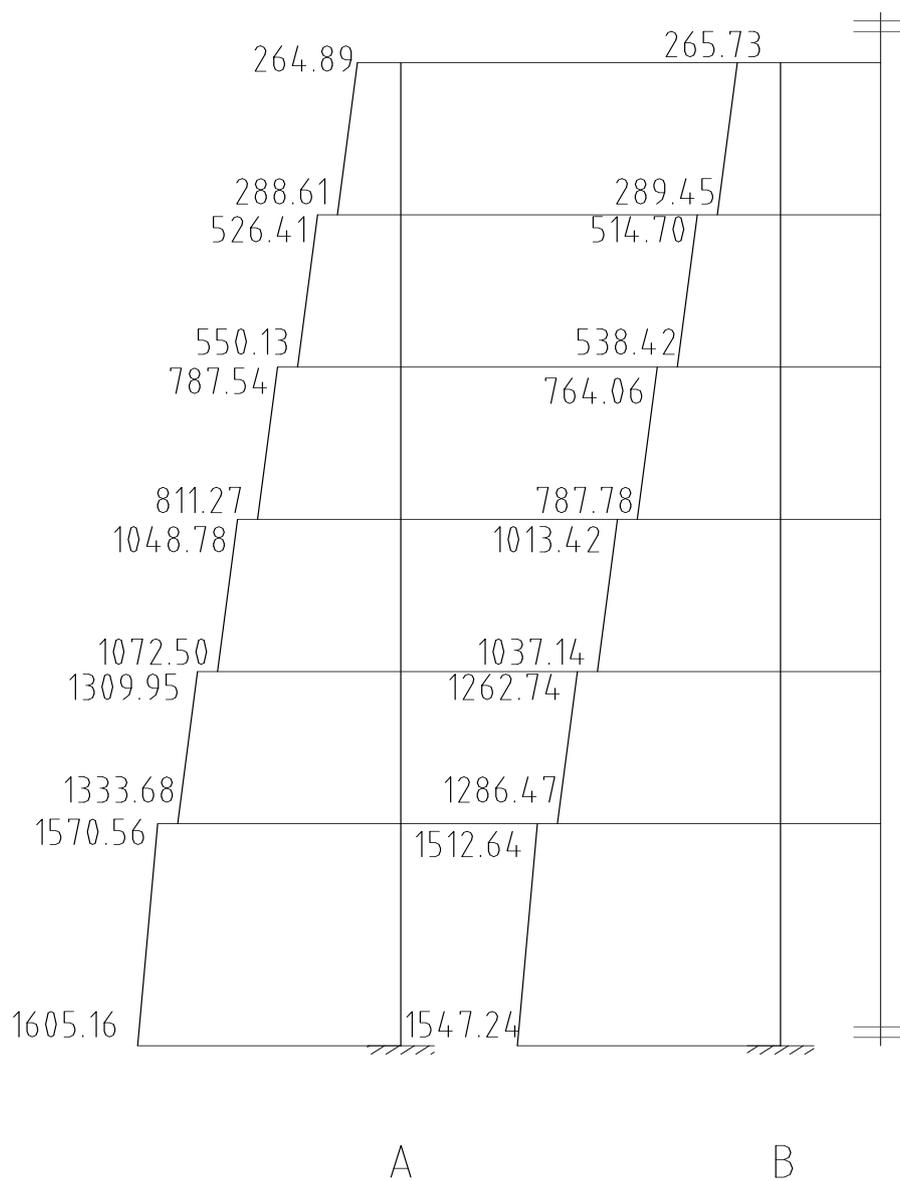
1. 活荷载作用下的框架弯矩计算（方法同恒载计算过程）
计算步骤和结果参见图十。
2. 活荷载作用下的框架弯矩图见图十一。
3. 活荷载作用下的剪力图见图十二。
4. 活荷载作用下的轴力图见图十三。



图七 恒荷载作用下的 M 图 (单位: KN·m)



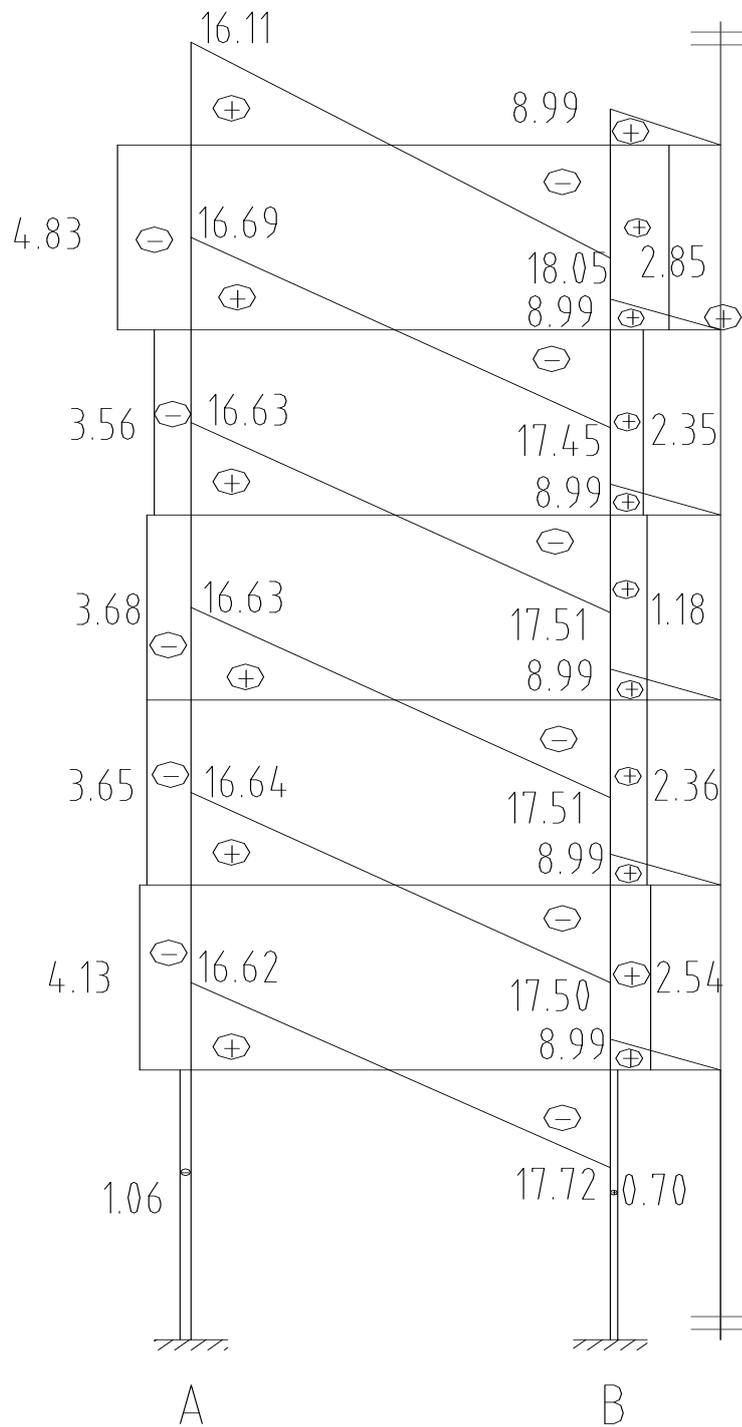
图八 恒荷载作用下的V图 (单位: kN)



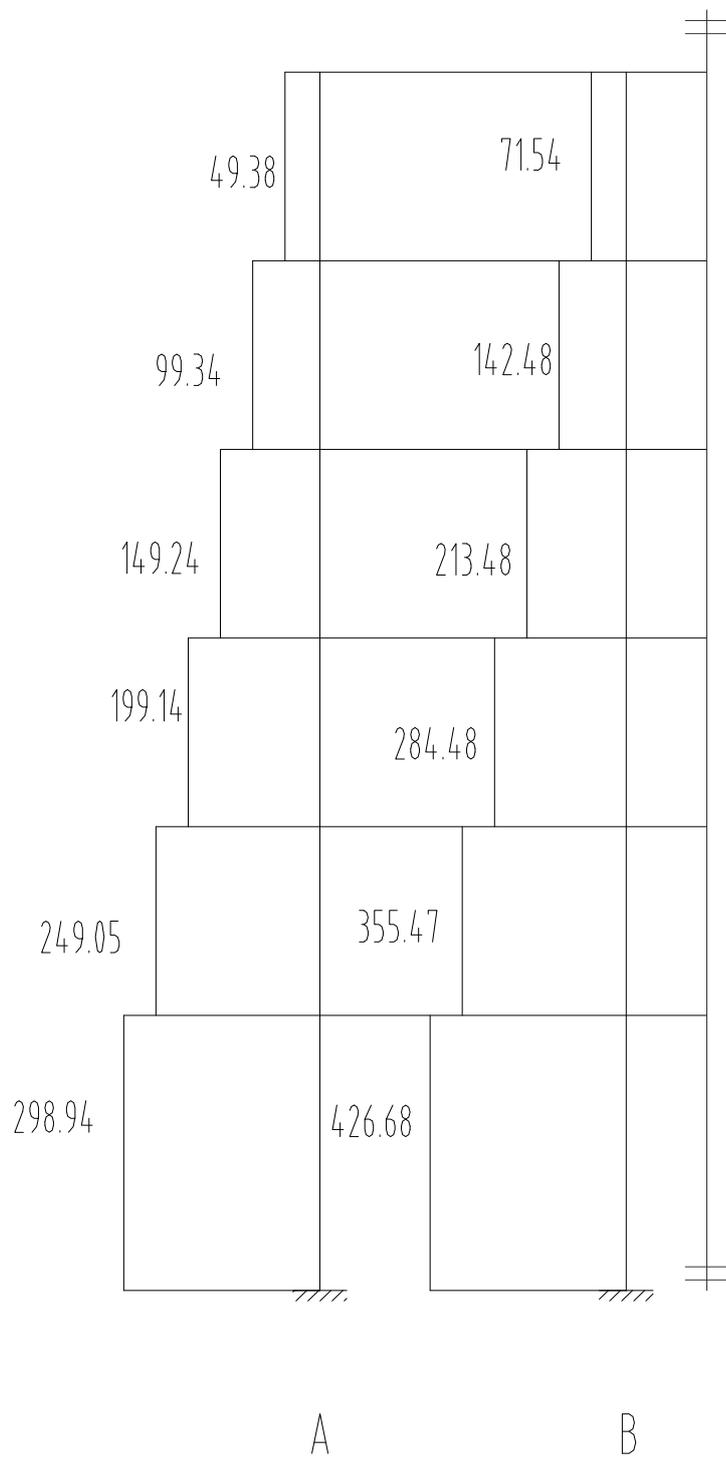
图九 恒荷载作用下的 N 图 (单位: kN)

	上柱	下柱	右梁		左梁	上柱	下柱	右梁
6		0.478	0.522		0.262		0.24	0.498
			-16.22		16.22			-3.52
	0.00	7.75	8.47		-3.33	0.00	-3.05	-6.32
		2.63	-1.67		4.24		-1.23	3.16
5	0.00	-0.46	-0.50		-1.62	0.00	-1.48	-3.07
	0.00	9.92	-9.92		15.51	0.00	-5.76	-9.75
	0.324	0.324	0.352		0.211	0.194	0.194	0.401
			-16.22		16.22			-3.52
4	5.26	5.26	5.70		-2.68	-2.46	-2.46	-5.10
	3.88	2.63	-1.34		2.85	-1.53	-1.23	2.55
	-1.68	-1.68	-1.81		-0.56	-0.51	-0.51	-1.06
	7.46	6.21	-13.67		15.83	-4.5	-4.2	-7.13
3	0.324	0.324	0.352		0.211	0.194	0.194	0.401
			-16.22		16.22			-3.52
	5.26	5.26	5.70		-2.68	-2.46	-2.46	-5.10
	2.63	2.63	-1.34		2.85	-1.23	-1.23	2.55
2	-1.27	-1.27	-1.38		-0.62	-0.57	-0.57	-1.18
	6.62	6.62	-13.24		15.77	-4.26	-4.26	-7.25
	0.324	0.324	0.352		0.211	0.194	0.194	0.401
			-16.22		16.22			-3.52
1	5.26	5.26	5.70		-2.68	-2.46	-2.46	-5.10
	2.63	2.92	-1.34		2.85	-1.23	-1.23	2.55
	-1.36	-1.36	-1.49		-0.60	-0.55	-0.55	-1.16
	6.53	6.82	-13.35		15.79	-4.24	-4.24	-7.23
A	0.360	0.248	0.392		0.225	0.206	0.142	0.427
			-16.22		16.22			-3.52
	5.84	4.02	6.36		-2.68	-2.62	-1.80	-5.42
	2.63		-1.43		3.18	-1.23		2.71
B	-0.43	-0.30	-0.47		-1.05	-0.96	-0.66	-1.99
	8.04	3.72	-11.76		15.49	-4.81	-2.46	-8.22

图十 活载横向框架的二次分配法 (M 单位: KN/m)



图十二 活荷载作用下的 V 图 (单位: KN)



图十三 活荷载作用下的 N 图 (单位: KN)

八、水平地震作用计算（横向水平地震）

1. 重力荷载代表值（恒载+1/2 活载）

恒载：屋面重力值：

$$G_{\text{面}}=6.50 \times (54.9 \times 14.4)=5138.64\text{KN}$$

楼板重力值：

$$G_{\text{板}}=3.55 \times (3 \times 54.9)+3.04 \times 3.3 \times 5.7 \times 2+ \\ 4.06 \times (54.9 \times 14.4-3.3 \times 2 \times 5.7)=3755.99\text{KN}$$

梁重力值：

$$G_{\text{梁}}=3.425 \times (55.14 \times 4+14.4 \times 10)+2.76 \times 11.4 \times 9 \\ =1530.77\text{KN}$$

柱重力值：

$$G_{\text{上柱}}=6.59 \times 3.6 \times 42=996.41\text{KN}$$

$$G_{\text{底柱}}=6.59 \times 5.25 \times 42=1453.10\text{KN}$$

墙重力值：

$$G_{\text{女儿墙}}=8.702 \times (55.14+14.64) \times 2=1212.45\text{KN}$$

$$G_{\text{标墙}}=7.362 \times (54.9-0.5 \times 9) \times 4+12.96 \times (14.4-0.5 \times 3) +13.98 \times (5.7-0.5) \times \\ 20 \\ =2951.00\text{KN}$$

$$G_{\text{底墙}}=13.749 \times (54.9-0.5 \times 9) \times 4+12.96 \times (14.4-0.5 \times 3) +13.98 \times (5.7-0.5) \times \\ 20 \\ =3897.94\text{KN}$$

活载：楼面：

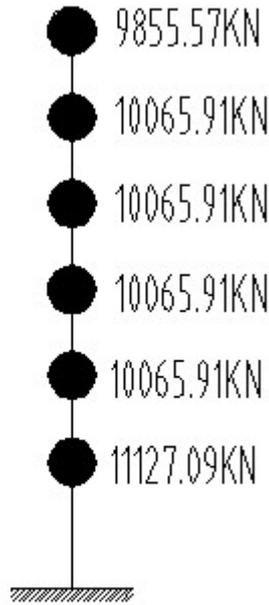
$$F_{\text{活}}=2.0 \times 54.9 \times 11.4+2.5 \times 54.9 \times 3=1663.47\text{KN}$$

综上：各质点重力荷载代表值为：(如下图)

$$G_6= G_{\text{面}}+ G_{\text{梁}}+G_{\text{上柱}}/2+G_{\text{女儿墙}}+G_{\text{标墙}}/2 \\ =5138.64+1530.77+996.41/2+1212.45+2951.00/2 \\ =9855.57\text{KN}$$

$$G_5=G_4=G_3=G_2= G_{\text{板}}+G_{\text{梁}}+G_{\text{上柱}}+G_{\text{标墙}}+F_{\text{活}}/2 \\ =3755.99+1530.77+996.41+2951.00+1663.47/2 \\ =10065.91\text{KN}$$

$$G_1= G_{\text{板}}+G_{\text{梁}}+G_{\text{上柱}}/2 +G_{\text{底柱}}/2+G_{\text{标墙}}/2+ G_{\text{底墙}}+F_{\text{活}}/2 \\ =3755.99+1890.14+996.41/2+1453.10/2+2951.00/2+3897.94/2 \\ +1663.47/2 \\ =11127.09\text{KN}$$



重力荷载代表值

2. 计算横向自震周期

结构顶点的假想侧移计算过程，见下表：

表 6 结构顶点的假想侧移计算

层次	G_i /KN	$\sum_{i=1}^n G_i(V_{Gi})$ /KN	ΣD_i / (N/mm)	$\Delta u_i = \Sigma G_i/D$ /mm	$u_i = \Sigma \Delta u_i$ /mm
6	9855.57	9855.57	746964	13.20	362.29
5	10065.91	19921.48	746964	26.67	350.09
4	10065.91	29987.39	746964	40.15	323.42
3	10065.91	40053.3	746964	53.62	283.27
2	10065.91	50119.21	746964	67.10	229.65
1	11127.09	61246.3	376780	162.55	162.55

考虑轻质砌块墙对框架刚度的影响，取基本周期调整系数 $\psi_T=0.7$ ， u_T 量纲为 m，按式

$$\text{基本周期 } T_1 = 1.7\psi_T\sqrt{u_T}, \text{ 有 } T_1 = 1.7 \times 0.7 \times \sqrt{0.36229} = 0.72s。$$

3. 水平地震作用及楼层地震剪力计算

多遇地震作用下，设防烈度为 7 度，场地为 II

类，地震分组为第一组，查表得 $T_g=0.35s$ ，此场地 $T_g < T_1 < 5T_g$ 。

本结构高度不超过 40m，质量和刚度沿高度分布比较均匀，变形以剪切变形为主，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 $G_{eq}=0.85 \sum G_i$ 计算。

即： $G_{eq}=0.85 \sum G_i=0.85 \times (9855.57+10065.91 \times 4+11127.09) =0.85 \times 61246.3=52059.36KN$

$$\delta_1 = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{0.9} \delta_{max} = \left(\frac{0.35}{0.72}\right)^{0.9} \times 0.08 = 0.042$$

因为 $T_1=0.72s > 1.4T_g=1.4 \times 0.35=0.49s$ ，所以应考虑顶部附加水平地震作用。

顶部附加地震作用系数 δ_n 按式 $\delta_n=0.08T_1+0.07$ 计算

即： $\delta_n=0.08 \times 0.72+0.07=0.128$

∴ 结构总水平地震作用标准值： $F_{EK}=\alpha_1 G_{eq}=0.042 \times 52059.36=2186.49KN$

顶部附加的集中水平地震作用为： $\Delta F_6=\delta_n F_{EK}=0.128 \times 2186.49=279.87KN$

$$\text{且 } F_6 = F_6 + \Delta F_6$$

则各质点的水平地震作用按式 $F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{i=1}^n G_i H_i} F_{EK} (1-\delta_n)$ 计算，将上述 F_{EK} ， δ_n 代入，得

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{i=1}^n G_i H_i} \times 2186.49 \times (1-0.128) = 1906.62 \frac{G_i H_i}{\sum_{i=1}^n G_i H_i}$$

具体计算过程见下表，各层地震剪力计算，结果列入下表：

表 7 各质点横向水平地震作用及楼层地震剪力计算表 $V_i=\sum F_i/KN$

层次	H_i/m	G_i/KN	$G_i H_i/KN \cdot m$	$\frac{G_i H_i}{\sum_{i=1}^n G_i H_i}$	F_i/KN	$V_i=\sum F_i/KN$
6	23.25	9855.57	229142.00	0.266	787.10	787.10
5	19.65	10065.91	197795.13	0.230	437.84	1224.94
4	16.05	10065.91	161557.86	0.188	357.63	1582.57
3	12.45	10065.91	125320.58	0.145	277.41	1859.98
2	8.85	10065.91	89083.30	0.103	197.20	2057.18
1	5.25	11127.09	58417.22	0.068	129.31	2186.49

4. 水平地震作用下的位移验算

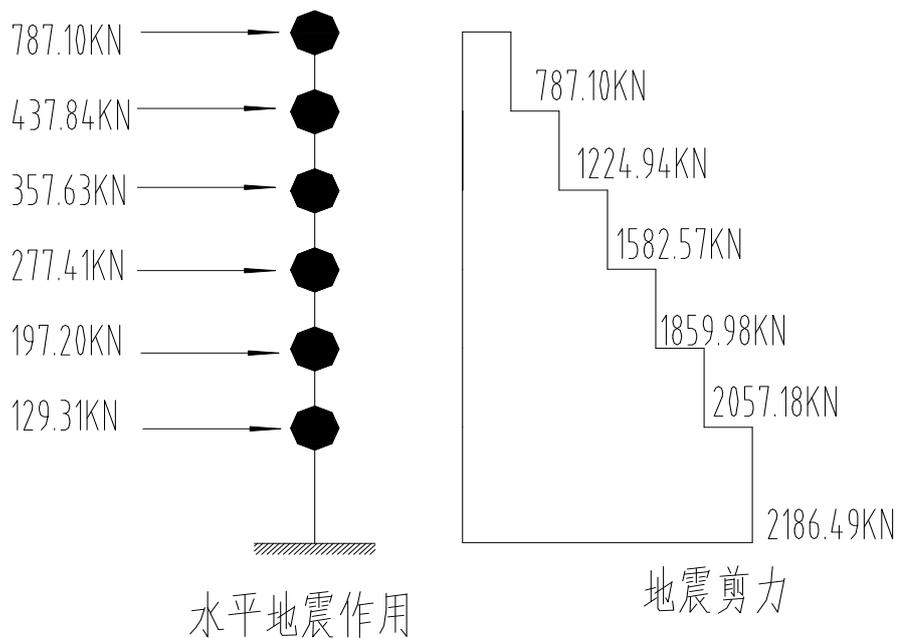
水平地震作用下的框架结构的层间位移 $\Delta\mu_i = \frac{V_i}{\sum D_i}$ 和 $\mu_i = \sum_{i=1}^n \Delta\mu_i$ 计算，计算过

程见下表，各层的层间弹性位移角 θ_e 按 $\theta_e = \frac{\Delta\mu_i}{h_i}$ 计算。

表 8 横向水平地震作用下的位移验算

层次	V_i/KN	$\sum D_i/(\text{N/mm})$	$\Delta u_i/\text{mm}$	u_i/mm	h_i/mm	$\theta_e = \frac{\Delta\mu_i}{h_i}$
6	787.10	746964	1.05	15.85	3600	1/3429
5	1224.94	746964	1.64	14.8	3600	1/2195
4	1582.57	746964	2.12	13.16	3600	1/1698
3	1859.98	746964	2.49	11.04	3600	1/1446
2	2057.18	746964	2.75	8.55	3600	1/1309
1	2186.49	376780	5.80	5.8	5250	1/905

由表可见，最大层间弹性位移角发生在第一层，其值为 $1/905 < 1/550$ ，满足要求。
横向框架各层水平地震作用和地震剪力如下图：



查表求 A、B、C、D 框架柱反弯点的位置。

表 9 A(D)轴框架柱反弯点的位置

层号	h/m	K	y ₀	y ₁	y ₂	y ₃	y	yh/m
6	3.6	1.091	0.355	0	0	0	0.355	1.28
5	3.6	1.091	0.405	0	0	0	0.405	1.46
4	3.6	1.091	0.45	0	0	0	0.45	1.62
3	3.6	1.091	0.455	0	0	0	0.455	1.64
2	3.6	1.091	0.5	0	0	-0.045	0.455	1.64
1	5.25	1.591	0.591	0	-0.011	0	0.58	3.05

表 10 B(C)轴框架柱反弯点的位置

层号	h/m	K	y ₀	y ₁	y ₂	y ₃	y	yh/m
6	3.6	3.165	0.45	0	0	0	0.45	1.62
5	3.6	3.165	0.458	0	0	0	0.458	1.65
4	3.6	3.165	0.50	0	0	0	0.50	1.80
3	3.6	3.165	0.5	0	0	0	0.5	1.80
2	3.6	3.165	0.5	0	0	0	0.5	1.80
1	5.25	4.683	0.55	0	0	0	0.55	2.89

5. 地震作用下的内力分析，采用 D 值法，其计算步骤和结果如下：

其步骤为：（1）求各柱反弯点处的剪力值，（2）求各柱反弯点高度，（3）求各柱的杆端弯矩及梁端弯矩，（4）求各柱的轴力和梁剪力。框架反弯点总位置 $y=y_0+y_1+y_2+y_3$ 。

第 i 层第 m 柱所分配的剪力为 $V_{im} = \frac{D_{im}}{\sum D} V_i$ ， $V_i = \sum F_i$ ， F_i 见上表。

6. 地震作用下：框架的内力值，柱上端的弯矩 $M_{上} = Vh(1-y)$ ，
柱下端弯矩 $M_{下} = Vhy$ （单位：KN·m）

表 11 横向水平地震荷载作用下 A(D)轴框架柱剪力和柱端弯矩的计算

层号	$V_i(kN)$	$\sum D$	D_{im}	$D_{im} / \sum D$	$V_{im}(kN)$	yh (m)	$M_{c上}(kNgn)$	$M_{c下}(kNgn)$
6	787.10	746964	14185	0.02	15.81	1.28	36.52	20.15
5	1224.94	746964	14185	0.02	24.62	1.46	52.43	35.77
4	1582.57	746964	14185	0.02	31.82	1.62	62.67	51.27
3	1859.98	746964	14185	0.02	37.41	1.64	72.91	61.01
2	2057.18	746964	14185	0.02	41.37	1.64	80.63	67.47
1	2186.49	376780	7541	0.02	43.73	3.05	96.21	133.38

表 12 横向水平地震荷载作用下 B(C)轴框架柱剪力和柱端弯矩的计算

层号	$V_i(kN)$	$\sum D$	D_{im}	$D_{im} / \sum D$	$V_{im}(kN)$	yh (m)	$M_{c上}(kNgn)$	$M_{c下}(kNgn)$
6	787.10	746964	24634	0.03	23.61	1.62	46.75	38.25
5	1224.94	746964	24634	0.03	36.75	1.65	71.66	60.64
4	1582.57	746964	24634	0.03	47.48	1.80	85.46	85.46
3	1859.98	746964	24634	0.03	55.80	1.80	100.44	100.44
2	2057.18	746964	24634	0.03	61.72	1.80	111.10	111.10
1	2186.49	376780	10054	0.03	65.59	2.89	154.79	189.56

地震作用下的框架的弯矩计算（左震）：框架各柱的杆端弯矩，梁端弯矩按下式计算：

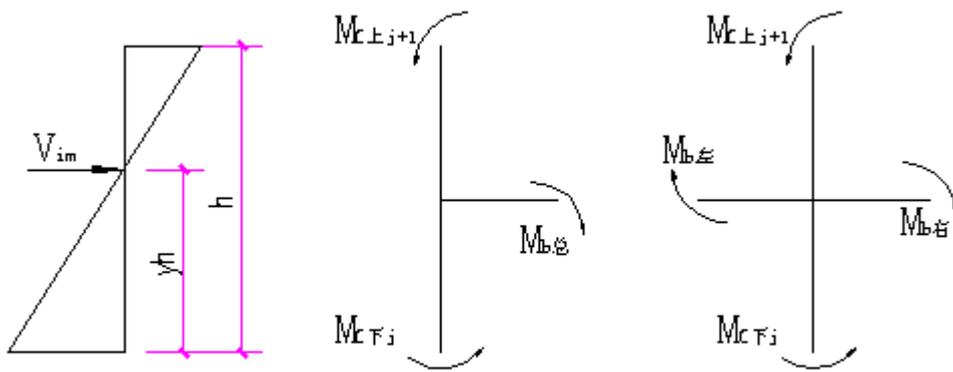
$$M_{c上} = V_{im}(1-y)h, \quad M_{c下} = V_{im}yh \quad \text{其弯矩图如图十四所示。}$$

中柱：
$$M_{b左j} = i_{b左} * (M_{c下j+1} + M_{c上j}) / (i_{b左} + i_{b右}),$$

$$M_{b右j} = i_{b右} * (M_{c下j+1} + M_{c上j}) / (i_{b左} + i_{b右})$$

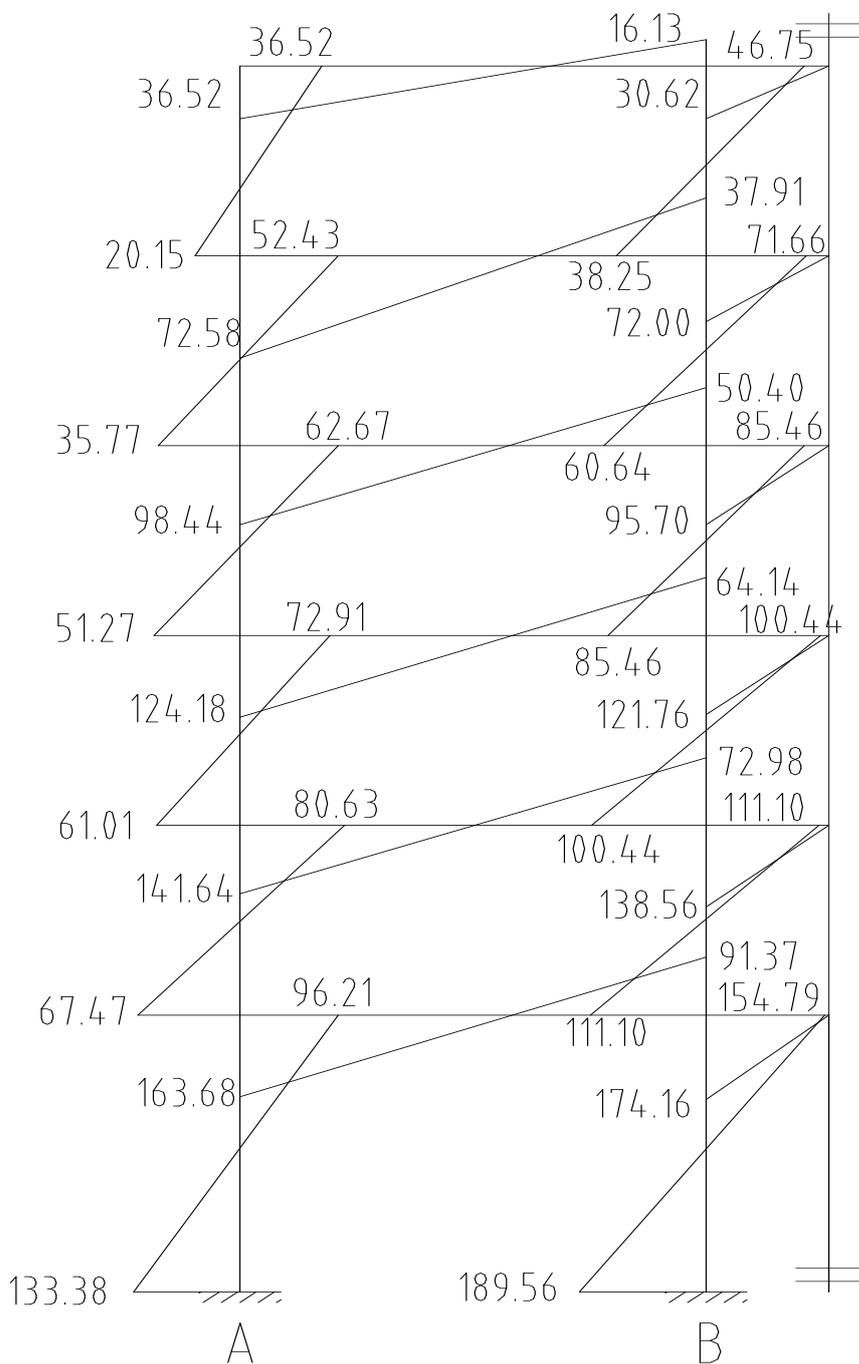
边柱：
$$M_{b总j} = M_{c下j+1} + M_{c上j}$$

计算过程如下图所示：



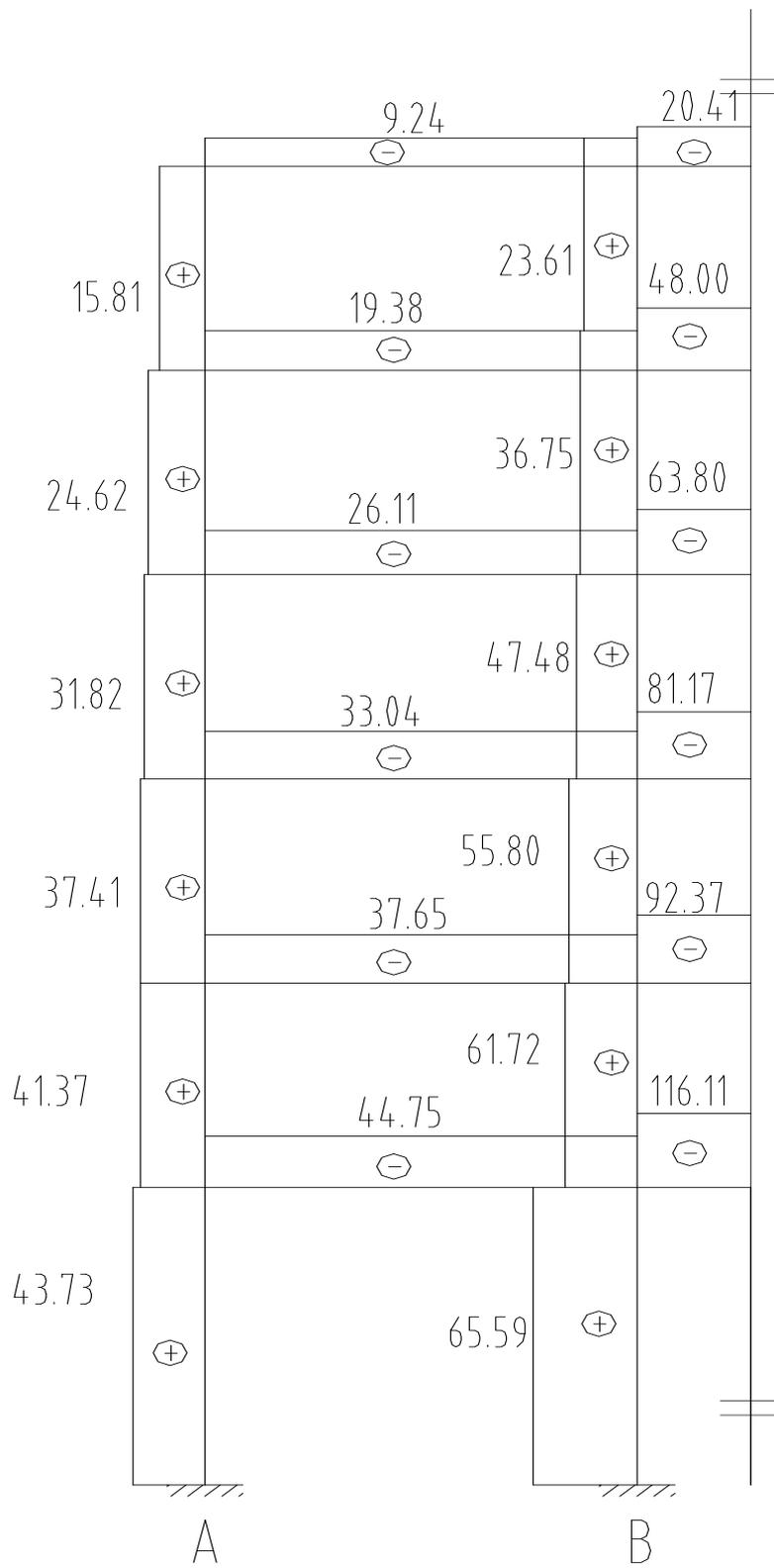
框架柱节点弯矩分配

7、(左震) 水平地震作用下的弯矩计算，计算结果如图十四所示：



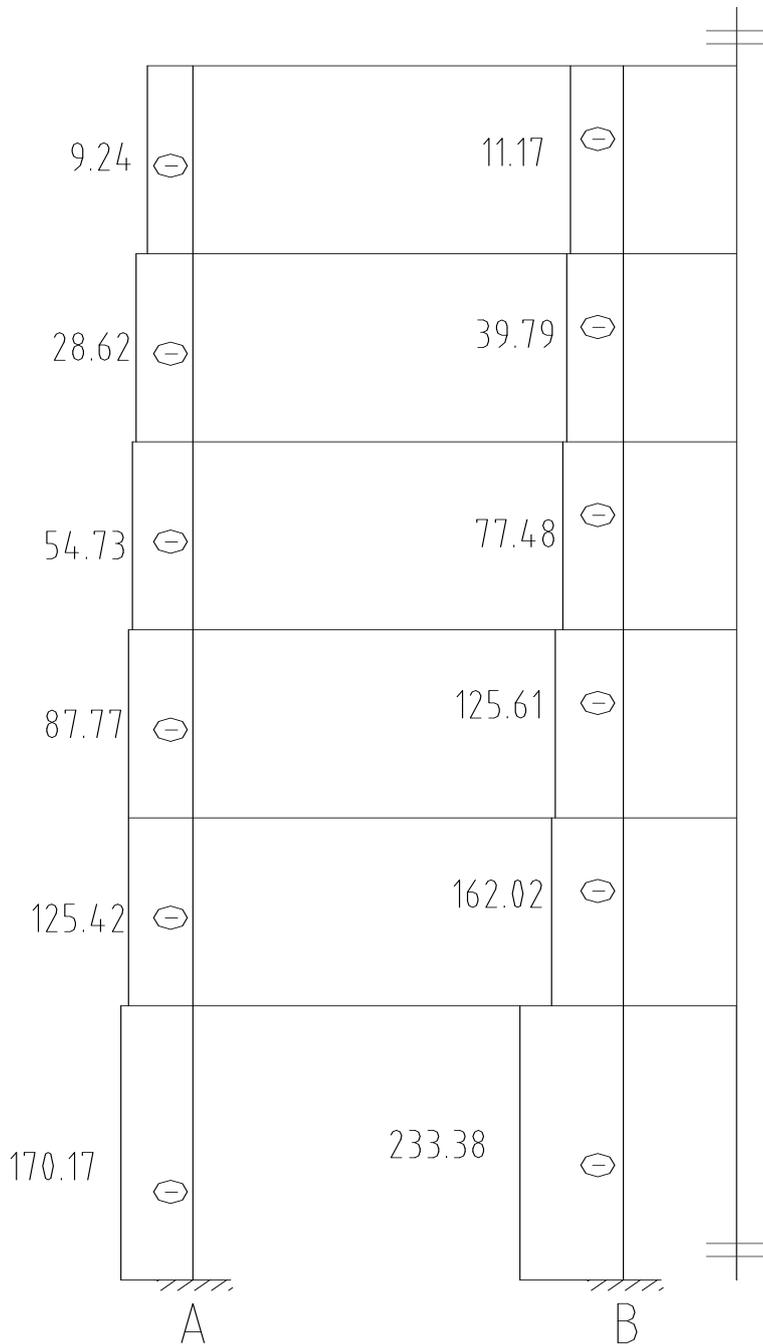
图十四 (左震) 水平地震作用下的 M 图 (单位: KN·m)

8. (左震) 水平地震作用下的剪力计算, 计算结果如下图十五所示:



图十五 (左震) 水平地震作用下的 V 图

8. (左震) 水平地震作用下的轴力计算, 计算结果如下图十六所示:



图十六 (左震) 水平地震作用下的 N 图

九、横向风荷载作用下的框架结构内力和侧移计算

1. 风荷载标准值计算:

作用在屋面梁和楼面梁节点处的集中风荷载标准值, 根据

$$W_k = \beta_z \mu_s \mu_z W_0 (h_i + h_j) B / 2$$

其中 $W_0 = 0.35 \text{ KN/m}^2$ (基本风压), $\mu_z \rightarrow$ 风压变化系数。

地面粗糙度 C 类 (查课本上的表得)

$\mu_s \rightarrow$ 风载体型, 查得 $\mu_{s1} = 0.8$ (迎风面) 和 $\mu_{s2} = -0.5$ (背风面) $\therefore \mu_s = 1.3$

$\beta_z \rightarrow$ 风振系数, $\beta_z = 1 + \frac{\varepsilon \gamma}{\mu_z} \cdot \frac{H_i}{H}$ (H_i 为第 i 层距离室外地面高度, H 为建筑物高度) \therefore

$H = 23.4 < 30 \text{ m}$, $\therefore \beta_z = 1.0$ $h_i \rightarrow$ 下柱高, $h_j \rightarrow$ 上柱高, 对顶层为女儿墙高度 2 倍。取⑥轴上 B~D 轴进行计算, 则迎风面宽度 $B = 7.2 \text{ m}$ 。

表 13 集中风荷载标准值 W_k / KN

离地高度 Z/m	μ_z	β_z	μ_s	$W_0 / (\text{KN/m})$	h_i / m	h_j / m	W_k / KN
22.65	0.882	1.00	1.3	0.35	3.6	2.4	8.67
19.05	0.782	1.00	1.3	0.35	3.6	3.6	9.22
15.45	0.709	1.00	1.3	0.35	3.6	3.6	8.36
11.85	0.74	1.00	1.3	0.35	3.6	3.6	8.73
8.25	0.74	1.00	1.3	0.35	3.6	3.6	8.73
4.65	0.74	1.00	1.3	0.35	4.65	4.2	10.73

表 14 ⑥轴上一榀框架侧移刚度 D 值 (N/mm)

层次	1	2	3	4	5
ΣN	35190	77638	77638	77638	77638

2. 风荷载作用下的水平位移验算

根据水平荷载, 计算层间剪力 $V_i = \Sigma W_i$, 然后再由 $\Delta \mu_j = \frac{V_j}{\Sigma D_j}$ 和 $\mu = \Sigma \Delta \mu_j$ 计算

各层的相对侧移和绝对侧移, 计算过程见下表 16。

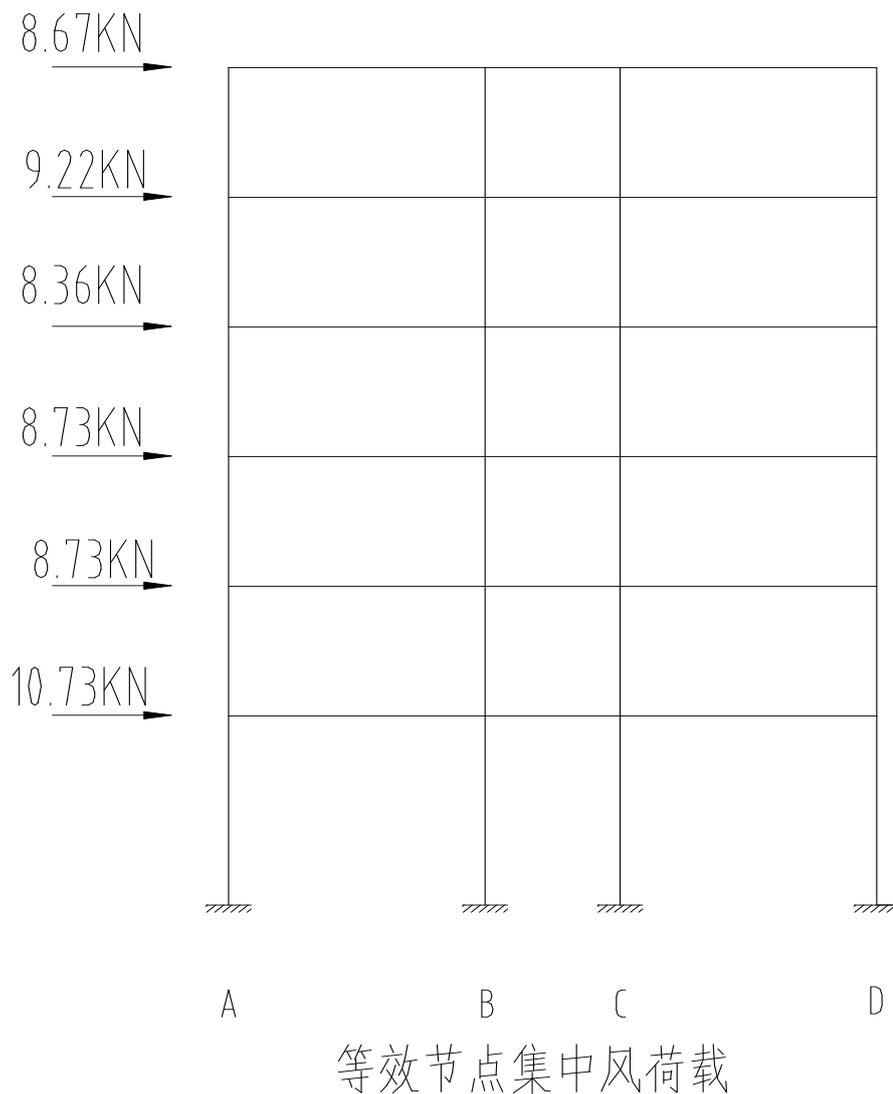
表 15 风荷载作用下的框架侧移计算 $\Delta \mu_j/h$

层次	W_j/KN	$V_j = \sum W_j/\text{KN}$	$\sum D_j(\text{N/mm})$	$\Delta \mu_j = \frac{V_j}{\sum D_j} / \text{m}$	$\Delta \mu_j/h$
6	8.67	8.67	77638	0.0001	1/36000
5	9.22	17.89	77638	0.0002	1/18000
4	8.36	26.25	77638	0.0003	1/12000
3	8.73	34.98	77638	0.0005	1/7200
2	8.73	43.71	77638	0.0006	1/6000
1	10.73	54.44	35190	0.0015	1/2400

顶点侧移 $\mu = \sum \Delta \mu_j = 0.0032\text{m}$

侧移验算：层间侧移最大值：1/2400 < 1/550（满足要求）

横向框架受风荷载作用图（如下图所示）



3. 框架在风荷载作用下（从左到右吹）的内力分析，采用D值法（改进的反弯点法），其计算步骤和结果如下：
 其步骤为：（1）求各柱反弯点处的剪力值，（2）求各柱反弯点高度，（3）求各柱的杆端弯矩及梁端弯矩，（4）求各柱的轴力和梁剪力。
 框架反弯点总位置 $y=y_0+ y_1+ y_2+ y_3$ 。见表

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。如要
下载或阅读全文，请访问：

<https://d.book118.com/915241204142011313>