

前 言

毕业设计是大学本科教育培养目标实现的重要阶段，是毕业前的综合学习阶段，是深化、拓宽、综合教和学的重要过程，是对大学期间所学专业知识的全面总结。

本组毕业设计题目为《南阳理工学院 13#教学楼设计》。在毕业设计前期，我重温了《结构力学》、《钢筋混凝土》、《建筑结构抗震设计》等知识，并借阅了《抗震规范》、《混凝土规范》、《荷载规范》等规范。在毕业设计中期，我们通过所学的基本理论、专业知识和基本技能进行建筑、结构设计。在毕业设计后期，主要进行设计手稿的电脑输入，并得到老师的审批和指正，使我圆满的完成了任务，在此表示衷心的感谢。

毕业设计的三个月里，在指导老师的帮助下，经过资料查阅、设计计算、论文撰写以及外文的翻译，加深了对新规范、规程、手册等相关内容的理解。巩固了专业知识、提高了综合分析、解决问题的能力。在进行内力组合的计算时，进一步了解了 Word、Excel 的使用。在绘图时熟练掌握了 AutoCAD、PKPM，以上所有这些使我从不同方面达到了毕业设计的目的与要求。

框架结构设计的计算工作量很大，在计算过程中以手算为主，辅以一些计算软件的校正。由于自己水平有限，难免有不妥和疏忽之处，敬请各位老师批评指正。

第 1 章 建筑设计

1、设计依据

- 1). 建设单位认可的总体规划及单体初步设计方案;
- 2). 建设单位提供的设计任务书;
- 3). 其他专业提供的有关资料;《建筑抗震设计规范》
- 4). 有关规范:

《建筑地基基础设计规范》	GB 50007-2002
《建筑抗震设计规范》	GB 50011-2002
《建筑地面设计规范》	GB 50037-2002
《建筑内部装修设计防火规范》	GB 50222-2002
《砌体结构设计规范》	GB 50003-2001

2、设计要求

本工程建筑耐久等级为二级,耐久年限为 50 年,抗震设防烈度为 7 度。内部功能主要满足教学的要求,建筑外形简洁明快,体现建筑特征及大学育人的形象。

3、教学楼建筑设计

1). 教学楼概况:

13#教学楼位于南阳理工学院东南校区,为六层现浇钢筋混凝土框架结构,办公楼总建筑面积为 6600 m²,建筑高度 25.1m (从室外地坪到屋面檐口)。

2). 平面设计:

教学楼是位于东南校区内的办公建筑,是老师办公和学生学习的场所。在设计上以规整的方形安排平面,充分利用场地,合理划分功能分区。连廊的连接使的平面设计更显出楼的整体连接的和谐。

3). 外立面设计:

在立面设计中,主要强调建筑的简洁特点,建筑形体采用方形造型,不追求复杂的装饰,而是利用楼自身外墙材质塑造出色彩明快、富有动感的建筑形象。

4). 屋面排水系统:

教学楼屋面雨水通过柱内落水管排至室外地面。

第2章 结构设计

2.1 设计依据及要求

2.1.1 设计依据

1) 工程设计使用年限:

本工程设计使用年限为 50 年。

2) 自然条件:

(1) 基本风压: $w_0=0.35\text{kN/m}^2$ 。

(2) 地面粗糙程度: B 类。

(3) 基本雪压: $S_0=0.3\text{kN/m}^2$ 。

(4) 工程地质: 土质为亚粘土, $f_k=180\text{kpa}$ 。常年地下水位低于-5m, 土壤最大冻结深度 250mm。

2.1.2 设计要求

1) 本工程的建筑结构安全等级为二级。本次设计按六层考虑, 抗震设防烈度为 7 度, 基本地震加速度值为 $0.10g$ 。现浇框架抗震等级为三级。

2) 设计荷载:

(1) 上人屋面活荷载	2.0 kN/ m^2
(2) 卫生间、阳台、楼梯	2.5 kN/ m^2
(3) 屋面雪荷载	0.45kN/ m^2
(4) 楼面活荷载	2.0 kN/ m^2
(5) 教室、办公室活载	2.0 kN/ m^2
(6) 楼面永久荷载	5.5 kN/ m^2
(7) 上人屋面	2.84 kN/ m^2

3) 设计规范及规程:

《建筑结构可靠度设计统一标准》	GB 50068-2003
《建筑结构荷载规范》	GB 50009-2001
《混凝土结构设计规范》	GB 50010-2002
《建筑地基基础设计规范》	GB 50007-2002
《建筑抗震设计规范》	GB 50011-2001
《建筑结构制图标准》	GB/T 50105-2001

2.2 结构方案

2.2.1 结构方案计算简图

该结构为南阳理工学院 13#教学楼, 7 度抗震设防, 选用框架结构, 楼板为预制空心板、梁、板、柱的强度等级为 C30 ($f_c=14.3\text{N/mm}^2$, $f_t=1.43\text{N/mm}^2$)。

构件尺寸初估及计算简图的确定 (图 2.1)

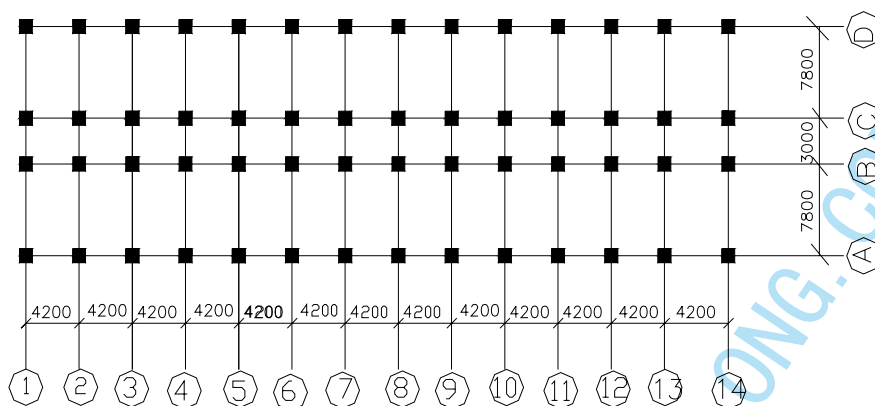


图 2.1 框架平面柱网布置

框架计算单元 (图 2.2)

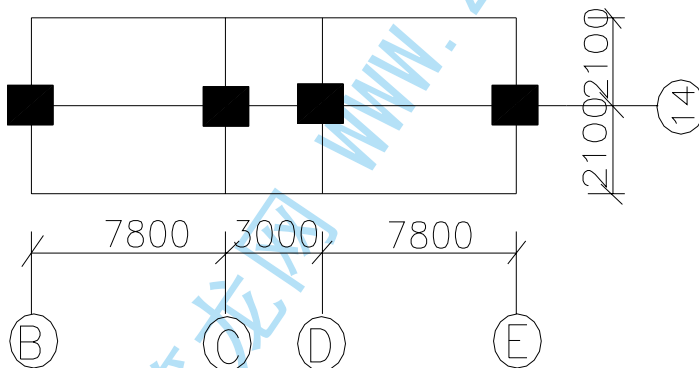


图 2.2 框架计算单元

2.2.2 梁柱截面尺寸的确定

该框架结构抗震等级为三级, 其轴压比的限值 $[\mu_n]=0.9$, 各层重力荷载代表值近似取 14KN/mm^2 , 柱截面高度一般取 $1/15\sim 1/20$ 层高, 同时满足 $h>L/25$, $b\geq L/30$, L 为柱计算高度. 多层房屋中, 框架柱截面高度不宜小于 300mm , 高层建筑中, 框架柱截面高度之比不宜小于 400mm , 宽度不宜小于 350mm , 柱截面高/宽=1—2, 柱净高与截面高度之比宜大于 4. 柱截面估算: 边柱及中柱的负荷面积分别为 8.4×3.9 和 8.4×5.4 . 由公式 (2.1)

$A_c \geq N / [\mu_n] f_c$ 和公式 (2.2) $N = \beta F_{gE} n$ 得第一层柱截面面积为
 $A_c \geq N / [\mu_n] f_c = 1.3 \times 8.4 \times 3.9 \times 14 \times 1000 \times 6 / 0.9 \times 14.3 = 277963 \text{ mm}^2$ 。中柱
 $A_c \geq 1.25 \times 8.4 \times 5.4 \times 14 \times 1000 \times 6 / 0.9 \times 14.3 \geq 370069.93 \text{ mm}^2$ 。若取柱为
 方形，则边柱和中柱的截面高分别是 372mm 和 608mm。

根据以上结果并综合考虑其它因素，本设计柱的截面尺寸取值如下：

1 层：400mm×500mm 和 400mm×800mm

2—6 层：400mm×500mm 和 400mm×800mm

框架梁截面尺寸参考受弯构件按下式估算，梁高 $H = (1/8—1/12)L$ ，梁宽
 $B = (1/2—1/3)H$ ，抗震结构中，梁截面的宽度不宜小于 200mm，截面的高度比
 不宜大于 4，梁净跨与截面高的比不宜小于 4。因为梁的跨度接近，相差 10/100
 以内，可去较大跨度进行计算：

(1) 下边梁： $L_1 = 7800 \text{ mm}$ ， $h = (1/8—1/12)L_1 = 1012.5—675$ ，取 $h = 700$
 mm ， $b = (1/2—1/3)h = 506.25—225$ ，取 $b = 250 \text{ mm}$

(2) 中横梁： $L_2 = 3000 \text{ mm}$ ， $h = (1/8—1/12)L_2 = 375—250$ ，取 $h = 400$
 mm ， $b = (1/2—1/3)h = 187.5—125$ ，取 $b = 250 \text{ mm}$

(3) 下边梁： $L_3 = 8000 \text{ mm}$ ， $h = (1/8—1/12)L_3 = 937.5—625$ ，取 $h = 600$
 mm ， $b = (1/2—1/3)h = 468.75—208.3$ ，取 $b = 250 \text{ mm}$

2.3 基础

基础为独立基础，埋深取 0.6m，则底层的计算层高为 $3.6 + 0.6 = 4.2 \text{ m}$ ，框
 架计算简图如下（图 2.3）

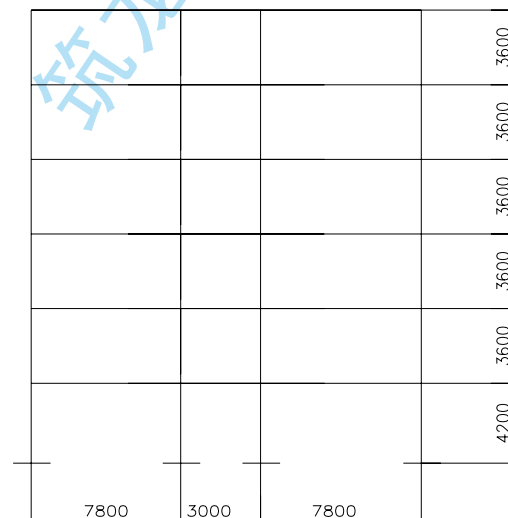


图 2.3 框架计算简图

2.3 荷载计算

2.3.1 重力荷载计算

屋面及楼面的永久荷载标准值:

屋面 (上人)

10 厚地砖保护层	$0.01 \times 17.8 = 0.178 \text{ KN/m}^2$
25 厚 1: 4 水泥砂浆结合层	$0.025 \times 20 = 0.5 \text{ KN/m}^2$
20 厚 1: 3 水泥砂浆找平层	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
240 厚膨胀珍珠岩找坡	$0.24 \times 3 = 0.72 \text{ KN/m}^2$
120 厚钢筋混凝土屋面板	$0.12 \times 25 = 3 \text{ KN/m}^2$
三毡四油防水层	0.4 KN/m^2
70 厚保温隔热复合板	0.14 KN/m^2
10 厚水泥石灰膏砂浆粉底	0.12 KN/m^2

$$\Sigma = 5.5 \text{ KN/m}^2$$

1—5 层楼面

楼面 (98ZJ001)	0.7 KN/m^2
预应力多空混凝土楼板	1.9 KN/m^2
顶棚	0.24 KN/m^2

$$\Sigma = 2.84 \text{ KN/m}^2$$

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 KN/m^2
楼面活荷载标准值	2.0 KN/m^2
卫生间, 阳台, 楼梯间标准值	2.5 KN/m^2

屋面雪荷载标准值 $S_k = \mu_r \times S_0 = 1.0 \times 0.45 = 0.45 \text{ KN/m}^2$ (μ_r :

屋面积雪分布系数) (2.3)

2.3.2 屋面恒荷载标准值为:

$$(4.2 \times 13 + 0.25) \times (8.1 + 3.0 + 7.5 + 0.25) \times 5.5 + 1.2 \times 4.2 \times 5.5 = 5769.7$$

KN

上人屋面均布活荷载

$$(4.2 \times 13 + 0.25) \times (8.1 + 3.0 + 7.5 + 0.25) \times 2.0 + 1.2 \times 4.2 \times 2 = 2077 \text{ KN}$$

2.3.3 楼面均布活载

教室，办公室取 2.0 KN/m^2

卫生间，阳台，楼梯间取 2.5 KN/m^2

2.3.4 柱、梁自重

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 (KN/m^2)，柱、梁自重计算见表 2.1

柱、梁自重 表 2.1

层次	编号	截面 ($b \times h$)	γ	β	G (KN/m^2)	Li	n	Gi	ΣGi
1—6 层	L1	0.25×0.7	25	1.05	4.594	7.35	14	472.7	1560.25
	L2	0.25×0.4			2.625	2.75	14	101.1	
	L3	0.25×0.65			4.625	6.75	14	403	
	L4	0.25×0.4			2.625	3.8	55	548.6	
	L5	0.25×0.4			2.625	0.7	5	9.2	
	Z1	0.4×0.5		1.1	2.1	3.95	2	16.6	
	Z2	0.4×0.8		1.1	1.181	2.5	2	9.05	

其中 β 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

g 表示单位长度的重力荷载

h 为构件个数

梁取净长，柱取层高

2.3.5 墙体自重

墙则计算出单位面积上的重力荷载。

四周墙体的厚度为 250 mm 加气混凝土砌块，外墙面贴瓷砖 (0.5 KN/m^2)，内隔墙的楼梯间，卫生间为 240 厚砖墙外，其余均为 200 厚加气混凝土砌块

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

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

木门单位面积重力荷载为 0.2 KN/m^2 ，铝合金单位面积重 0.4 KN/m^2 。

2.3.6 重力荷载

顶层重力荷载=屋面恒载+50 屋面活荷载+纵横墙及半层柱自重+半层墙自重

2-6 层重力荷载=楼面恒载+50 楼面均布活载+纵横墙及楼层上下各半层的柱+纵横墙体自重

将前述风项荷载相加，沿集中于各层楼面的重力荷载代表值如下
(图 2.4)

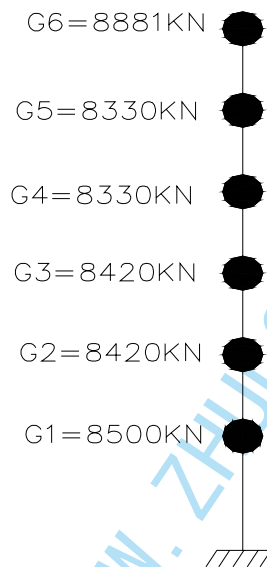


图 2.4 质点重力荷载代表值

2.4 侧移验算

2.4.1 横梁线刚度

混凝土 C30 $E=3.0 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

框架结构中预制板的放置增加了梁的有效线刚度，减少了框架的侧移，即边框架 $I=1.2I_0$ ，中框架取 $I=1.5I_0$

根据线刚度公式： $i_c = EI_c / h$ (2.4)

其中柱子的惯性矩按式 $I_c = \frac{1}{12}bh^3$ (2.5)

可得出梁的线刚度，见表 2.2

横梁线刚度 i_c 计算表

表 2.2

梁号	截面	跨度	惯性矩	边框架梁		中框架梁	
			$I_0=1/12bh^3$	$I_c=1.2I_0$	i_c	$I_c=1.5I_0$	i_c
L1	0.25×0.7	8.1	7.14×10^{-3}	8.57×10^{-3}	3.17×10^4		
L2	0.25×0.4	3.0	1.33×10^{-3}	7.14×10^{-3}		1.99×10^{-3}	1.99×10^4
L3	0.25×0.16	7.5	5.72×10^{-3}	6.86×10^{-3}	2.74×10^4		
L4	0.25×0.4	1.2	1.33×10^{-3}	1.60×10^{-3}	4.0×10^4	2.0×10^{-3}	1.43×10^4
L5	0.25×0.4	4.2	1.33×10^{-3}	1.60×10^{-3}	1.14×10^4		

2.4.2 横向框架柱的线刚度 i_c 、侧移刚度 D 值，见表 2.3, 2.4, 2.5, 2.6, 2.7。

 柱子的线刚度 i_c 计算

表 2.3

柱序号		截面	柱高度	惯性矩 I_c	线刚度 i_c
2—6 层	Z1	0.4×0.5	3.6	4.17×10^{-3}	3.47×10^4
	Z2	0.4×0.8	3.6	17.07×10^{-3}	14.22×10^4
底柱	Z1	0.4×0.5	4.2	4.17×10^{-3}	2.98×10^4
	Z2	0.4×0.8	4.2	17.07×10^{-3}	12.21×10^4

柱子的侧移刚度按式 (2.6) $D=a_c(12i_c/h)$ 计算

其中 a_c 为侧移刚度的修正系数

h 为柱子计算高度， i_c 为柱子的线刚度

 中框架柱侧移刚度 D 值

表 2.4

层次	边柱						中柱			ΣD_i
	400×800 11 根			400×800 7 根			400×500 20 根			
	k	ac	Di1	\bar{K}	ac	Di1	\bar{K}	ac	Di2	
2-6 层 AB 跨	0.913	0.313	10056	0.22	0.09	11850	1.48	0.425	13655	397026
2-6 层 CD 跨	0.86	0.3	9618	0.19	0.08	10533	1.36	0.4	12852	
底 层 AB 跨	0.913	0.485	11448	0.22	0.324	7648	1.48	0.56	13219	345764
底 层 AB 跨	0.86	0.475	11212	0.19	0.315	7436	1.36	0.55	12982	

边框架柱侧移刚度 D 值

表 2.5

层次	A-1 B-1 A-14 B-14			C-1 D-1 C-14 D-14			ΣD_i
	\bar{K}	ac	Di1	\bar{K}	ac	Di2	
2-5 层	0.913	0.313	10056	0.86	0.30	1638	78776
1 层	0.913	0.484	11425	0.86	0.475	11212	90548

楼梯、卫生间框架柱侧移刚度 D 值

表 2.6

层次	C-3 C-4 C-9 C-10			D-3 D-4 D-9 D-10			E-3 E-4 E-9 E-10			ΣD_i
	\bar{K}	ac	Di1	\bar{K}	ac	Di2	\bar{K}	ac	Di3	
1-6 层	1.36	0.405	13034	1.12	0.358	11515	0.328	0.141	4534	107624
底层	1.36	0.554	130089	1.12	0.519	12256	0.328	1.355	8379	118138

将上述不同情况下同层框架侧移刚度相加，即得框架各层层间侧移刚度。

横向框架层间侧移刚度 D 值

表 2.7

层次	1	2	3	4	5	6
ΣD_i	554450	583066	583066	583066	583066	583066

由表可知： $\Sigma D_1 / \Sigma D_2 \geq 0.7$ ，故该框架为规则框架。

结构自振周期 $T_1 = 0.4675s$

2.4.3 横向地震作用下框架结构的内力和侧移计算

2.4.3.1 横向自振周期计算

结构顶点的假想侧移由式 (2.7) (2.8) 和 (2.9) $V_{Gi} = \sum_{k=i}^n G_k$ ，

$(\Delta\mu)_i = V_{Gi} / \sum_{j=1}^s D_{ij}$ 和 $\mu_T = \sum_{k=1}^n (\Delta\mu)_k$ 计算，计算过程见下表 2.8

侧移计算

表 2.8

层次	G_i	V_{Gi}	ΣD_i	$\Delta\mu_i$	μ_i
6	8881	8881	583066	15.2	311.2
5	8330	17211	583066	29.5	296
4	8330	25540	583066	43.8	266.5
3	8420	33960	583066	58.2	222.7
2	8420	42380	583066	72.7	164.5
1	8500	50880	554450	91.8	91.8

按式 (2.10) $T_1 = 1.7\psi_T \sqrt{\mu_T}$ 计算基本周期 T_1 ，其中 μ_T 的纲量为 m，

取 $\psi_T=0.7$ 则 $T_1=1.7 \times 0.7 \times \sqrt{0.3112}=0.66s$

2.4.3.2 水平地震作用及楼层地震剪力计算

本设计中，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（2.11）

$F_{EK} = \alpha_1 G_{eq}$ 计算，即：

$$G_{eq} = 0.85 \sum G_i = 0.85 \times (8500 + 84200 \times 2 + 8330 \times 3 + 8881) = 50329.35 \text{KN}$$

查《抗震设计规范》表知，特征周期 $T_g=0.3s$ ，由式（2.12）

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left(\frac{0.3}{0.66}\right)^{0.9} \times 0.16 = 0.079$$

$$F_{EK} = \alpha_1 G_{eq} = 0.079 \times 50329.35 = 3976.02 \text{KN}$$

因 $1.4T_g = 1.4 \times 0.3 = 0.42s < T_1 = 0.66s$ ，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 $\delta_n = 0.08T_1 + 0.07$

计算，即 $\delta_n = 0.08 \times 0.66 + 0.07 = 0.1228$

$$\Delta F_6 = 0.1228 \times 3976.02 = 488.26 \text{KN}$$

各质点的水平地震作用按式（2.13） $F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{EK} (1 - \delta_n)$ 和

（2.14） $\Delta F = \delta_n F_{EK}$ 计算，将上述 δ_n 和 F_{EK} 代入可得

$$F_i = 3487.76 \times \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} \text{ 具体计算过程见下表。各楼层地震剪力按式}$$

$$(2.15) V_i = \sum_{k=i}^n F_k \text{ 计算，结果列入表 2.9}$$

各层横向地震作用及楼层地震剪力

表 2.9

层次	H_i	H_i	G_i	$G_i H_i$	$\frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j}$	F_i	V_i
6	3.6	22.2	8881	197158	0.292	756	756
5	3.6	18.6	8330	154938	0.230	531.7	1287.7
4	3.6	15	8330	124950	0.185	427.7	1715.7
3	3.6	11.4	8420	95988	0.142	328.3	2043.7
2	3.6	7.8	8450	65910	0.097	224.2	2267.9
1	4.2	4.2	8500	35700	0.053	122.5	2390.4

横向框架各层水平地震作用和地震剪力（图 2.5）

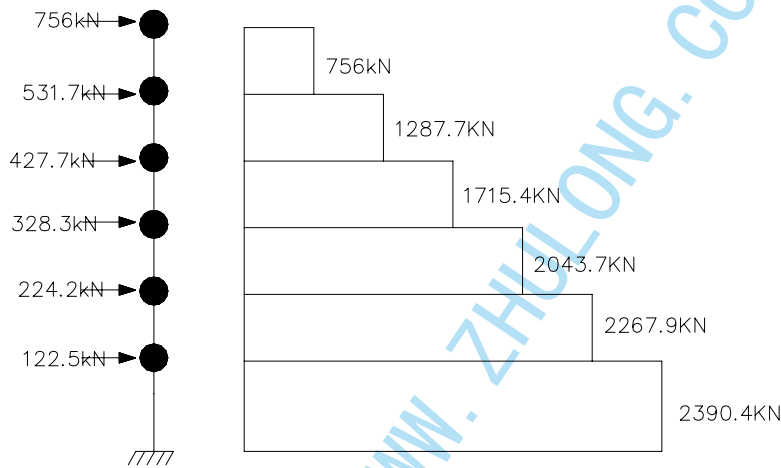


图 2.5 (a) 水平地震作用 (b) 地震剪力

2.4.4 横向框架柱抗震变形验算:

水平地震作用下框架结构的层间位移 $\Delta\mu_i$ 和顶点位移 μ_i 分别按式 (2.16) $(\Delta\mu_i) = V_i / \sum_{j=1}^s D_{ij}$ 和 (2.17) $\mu = V_i / \sum_{k=1}^n (\Delta\mu)_k$ 计算，计算过程见表 2.10 表中还计算了各层的层间弹性位移角按式 (2.18) $\theta_e = \Delta\mu / h_i$

横向变形验算

表 2.10

层次	V_i/kN	$\sum D_i(\text{N/mm})$	μ_i/mm	H_i/mm	θ_e
6	756	583066	0.00129	3.6	1/2790
5	1287.7	583066	0.00220	3.6	1/1636
4	1715.7	583066	0.00294	3.6	1/1224
3	2043.7	583066	0.00350	3.6	1/1029
2	2267.9	583066	0.00389	3.6	1/925
1	2390.4	554450	0.00431	4.2	1/974

2.4.5 水平地震作用下，横向框架内力分析

框架柱剪力和柱端弯矩标准值如下表

表 2.11

柱	层 次	h_i	V_i	ΣD	D	$D/\Sigma D$	V_{ik}	\bar{K}	y	M_{ij}^{μ}	M_{ij}^b
边 柱 (A)	6	3.6	756	583066	10056	0.0172	13.00	0.913	0.35	16.38	30.42
	5	3.6	1287.7				22.15		0.40	31.90	47.84
	4	3.6	1715.7				29.50		0.45	47.79	58.41
	3	3.6	2043.7				35.05		0.45	56.94	69.60
	2	3.6	2267.9				39.01		0.50	70.22	70.22
	1	4.2	2390.4	554450	114488	0.0206	49.24		0.65	134.43	72.38
中 柱 (B)	6	3.6	756	583066	13655	0.0234	17.69	1.48	0.37	23.56	40.12
	5	3.6	1287.7				30.13		0.42	45.56	62.91
	4	3.6	1715.7				40.14		0.45	65.03	79.48
	3	3.6	2043.7				47.82		0.41	80.91	91.24
	2	3.6	2267.9				53.07		0.50	95.53	95.03
	1	4.2	2390.4	554450	13219	0.0238	56.89		0.63	150.53	88.41
中 柱 (C)	6	3.6	756	583066	12852	0.0220	16.63	1.36	0.37	22.15	37.72
	5	3.6	1287.7				28.33		0.42	42.84	59.15
	4	3.6	1715.7				37.74		0.45	61.14	74.73
	3	3.6	2043.7				44.96		0.47	76.07	85.78
	2	3.6	2267.9				49.89		0.50	89.80	89.80
	1	4.2	2390.4	554450	12982	0.0234	55.93		0.63	147.99	86.92
中 柱 (D)	6	3.6	756	583066	9638	0.0165	12.47	0.79	0.30	13.47	31.42
	5	3.6	1287.7				21.25		0.40	30.60	45.90
	4	3.6	1715.7				28.30		0.44	44.83	57.05
	3	3.6	2043.7				33.72		0.45	54.63	66.76
	2	3.6	2267.9				37.42		0.50	67.36	67.36
	1	4.2	2390.4	554450	11212	0.0202	48.29		0.66	133.86	68.96

上表中 V_{ik} , M_{ij}^b , M_{ij}^{μ} 按下式 (2.19) (2.20) (2.21) 计算

$$V_{ik} = (D / \sum D_i) V_i, \quad M_{ij}^b = V_{ik} y h_i, \quad M_{ij}^{\mu} = V_{ik} (1-y) h_i$$

梁端剪力和柱轴力标准值

表 2.12

层 次	AB 跨梁端剪力				BC 跨梁端剪力			
	L	M_b^l	M_b^r	V_E	L	M_b^l	M_b^r	V_E
6	8.1	45.86	24.65	8.7	3	15.47	15.87	10.45
5	8.1	63.93	53.09	64.45	3	33.34	34.2	22.51
4	8.1	90.03	76.77	20.59	3	48.22	49.46	32.56
3	8.1	108.84	95.95	25.28	3	60.26	61.81	40.69
2	8.1	108.19	108.3	26.73	3	68.04	69.78	45.94
1	8.1	97.34	112.9	25.96	3	70.93	74.35	48.43
层 次	CD 跨梁端剪力				柱轴力			
	L	M_b^l	M_b^r	V_E	边 A	中 B	中 C	边 D
6	7.5	21.9	46.2	9.1	8.7	1.75	-1.37	-9.08
5	7.5	43.1	66.4	14.5	23.2	9.81	-9.42	-23.54
4	7.5	68.1	86.1	20.6	43.74	21.78	-21.42	-44.1
3	7.5	85.1	102	25	69.02	37.19	-37.12	-69.09
2	7.5	96	101	26.3	95.75	56.4	-56.78	-95.37
1	7.5	102.3	86.2	25.1	121.71	78.87	-89.07	-120.5

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，对应的右侧两根为压力。

2) 表中 M 单位为 $\text{KN} \cdot \text{m}$ ， V 单位为 KN ， N 单位为 KN ， l 单位为 m 。

$$\text{上表中 } V_E = (M_b^l - M_b^r) / L \quad (2.22)$$

下框架弯矩图（图 2.6）

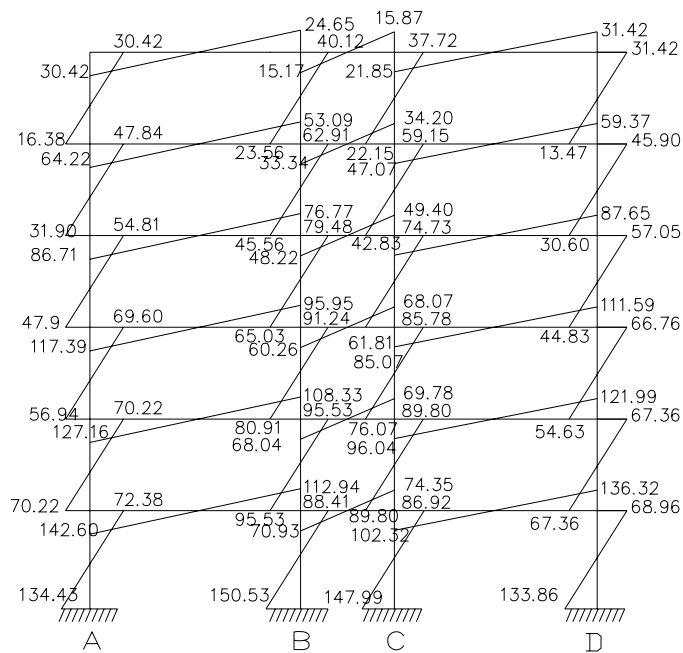


图 2.6 地震作用下框架弯矩图

2.5 框架内力分析

竖向荷载下横向框架内力分析（取中框架计算）

2.5.1 荷载计算

第六层梁的均布线荷载

AB 跨： 屋面均布恒载传给梁 $5.5 \times 4.2 = 23.1 \text{ kN/m}$

恒梁自重（包括抹灰） $0.29 \times 0.7 \times 25 = 5.075 \text{ kN/m}$

恒载 28.18 kN/m

BC 跨： 屋面均布恒载传给梁 $5.5 \times 4.2 = 23.1 \text{ kN/m}$

恒梁自重（包括抹灰） $0.29 \times 0.4 \times 25 = 2.9 \text{ kN/m}$

恒载 26.0 kN/m

CD 跨： 屋面均布恒载传给梁 $5.5 \times 4.2 = 23.1 \text{ kN/m}$

恒梁自重（包括抹灰） $0.29 \times 0.65 \times 25 = 4.71 \text{ kN/m}$

恒载 27.81 kN/m

第六层活载

第一二三四五层梁均布线荷载

AB 跨： 楼面均布恒载传给梁 $2.84 \times 4.2 = 11.93 \text{ kN/m}$

恒梁自重（包括抹灰） $0.29 \times 0.7 \times 25 = 5.075 \text{ kN/m}$

恒载 17.0kN/m

BC 跨： 楼面均布恒载传给梁 $2.84 \times 4.2 = 11.93 \text{ kN/m}$

恒梁自重（包括抹灰） $0.29 \times 0.4 \times 25 = 2.9 \text{ kN/m}$

恒载 14.3kN/m

CD 跨： 楼面均布恒载传给梁 $2.84 \times 4.2 = 11.93 \text{ kN/m}$

恒梁自重（包括抹灰） $0.29 \times 0.65 \times 25 = 4.71 \text{ kN/m}$

恒载 16.64kN/m

第一二三四五层活载 $2 \times 4.3 = 8.4 \text{ kN/m}$

第一二三四五层集中荷载

纵梁自重（包括抹灰） $0.29 \times 0.4 \times 25 \times 4.2 = 12.181 \text{ kN}$

纵墙自重（包括抹灰） $0.29 \times 7 \times 4.2 \times (4.2 - 0.4) = 32.40 \text{ kN}$ 柱自重

$0.44 \times 0.54 \times 3.6 \times 25 = 21.38 \text{ kN}$

总计 65.96kN

第一层柱自重 $0.44 \times 0.54 \times 4.2 \times 25 = 24.95 \text{ kN}$

框架 7 及荷载见下图（图 2.7）

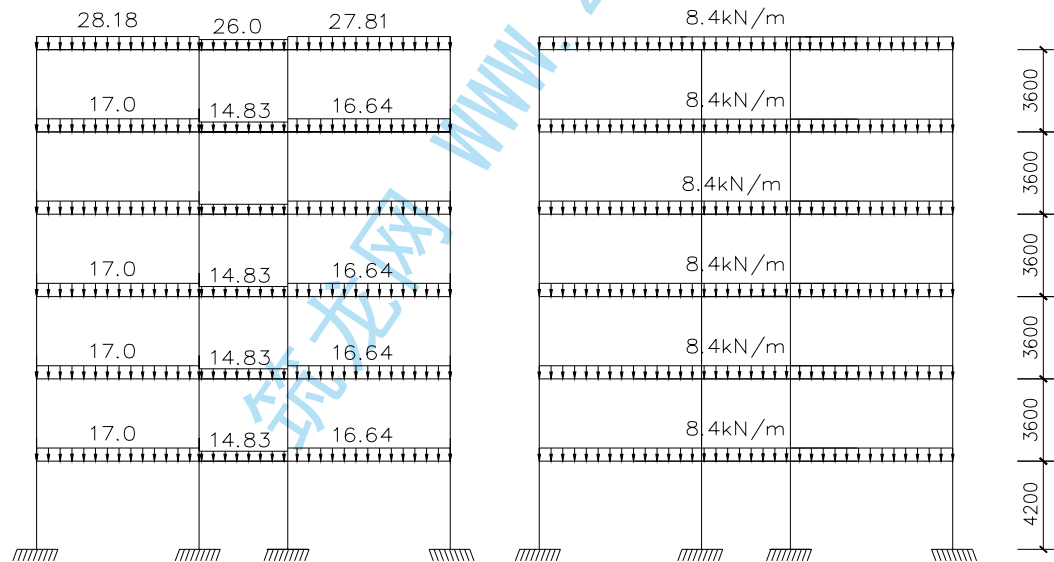


图 2.7 恒载示意图

活载示意图

2.5.2 用弯矩分配法计算框架弯矩

竖向荷载作用下框架的内力分析，除活荷载较大的工业厂房外，对一般工业与民用建筑可不考虑活载的不利布置。这样求得的框架内力，梁跨中弯矩较考虑活载不利位置所求得的弯矩偏低。但当活载

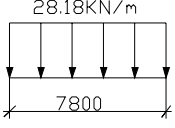
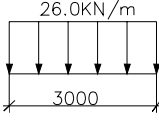
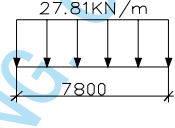
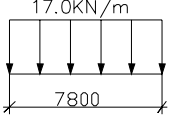
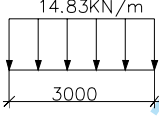
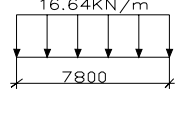
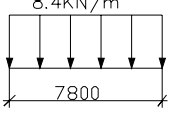
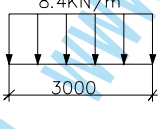
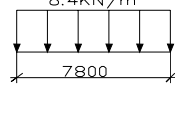
占总比例较少时，其影响较小。当活载占总比例较大，可在截面配筋时将跨中弯矩乘以 1.1—1.2 的增大系数做以调整。其具体计算步骤如下：

- 1) 根据梁、柱的线刚度计算各节点杆件的弯矩分配系数；
- 2) 计算各跨梁在竖向荷载作用下的固端弯矩；

将框架梁视为两端固定梁计算固端弯矩，计算结果如下表 2.13

恒载固端弯矩计算

表 2.13

AB 跨度		BC 跨度		CD 跨度	
简图	固端弯矩	简图	固端弯矩	简图	固端弯矩
	$\frac{1}{12} \times 28.1 \times 7.8^2 = 142.87$		$\frac{1}{12} \times 26.0 \times 3^2 = 19.5$		$\frac{1}{12} \times 27.81 \times 7.8^2 = 140.9$
	$\frac{1}{12} \times 17.0 \times 7.8^2 = 86.19$		$\frac{1}{12} \times 14.83 \times 3^2 = 11.12$		$\frac{1}{12} \times 16.64 \times 7.8^2 = 84.37$
	$\frac{1}{12} \times 8.4 \times 7.8^2 = 42.59$		$\frac{1}{12} \times 8.4 \times 3^2 = 6.3$		$\frac{1}{12} \times 8.4 \times 7.8^2 = 42.59$

3) 计算框架各节点的节点不平衡弯矩

4) 将各个节点的节点不平衡弯矩同时进行分配，并向远端传递（传递系数均为 0.5），再在各节点分配一次而不再传递，即结束。

梁端，柱端弯矩采用弯矩二次分配法计算，由于结构和荷载均对称，故计算时可采用半框架。本应考虑活荷载的不利布置，如此求的梁支座弯矩，剪力及柱的最大轴力与弯矩不利布置时相近，但梁中偏低，故将跨中弯矩乘以 1.2 的系数。

恒载弯矩分配表

表 2.14

上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	下柱	上柱			
0	0.523	0.477	0.367	0	0.402	0.231	0.243	0	0.423	0.334	0.441	0.559	0			
		-154.07	154.07			-19.5	19.5			-130.36	130.36					
	80.58	73.49	-49.39			-54.5	-31.32		26.74		46.89			37.03	-57.49	-72.87
	15.94	-24.7	36.75			-11.75	13.47		15.66		9.93			-28.75	18.52	-13.96
	4.58	4.18	-14.12			-15.46	-6.31		0.77		1.34			1.06	-2.01	-2.55
	101.1	-101.1	127.31			-81.71	-43.66		62.87		58.16			-121.02	89.38	-89.38
上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	下柱	上柱			
0.343	0.343	0.314	0.262	0.287	0.287	0.164	0.171	0.297	0.297	0.234	0.284	0.358	0.358			
		-92.95	92.95			-11.12	11.12			-78	78					
31.38	31.38	29.19	-21.44	-23.49	-23.49	-13.42	11.44	19.86	19.86	15.65	-22.15	-27.92	-27.92			
40.29	15.94	-10.72	14.6	-27.25	-11.75	5.72	-6.71	23.44	9.93	-11.08	7.83	-13.96	-36.44			
-15.61	-15.61	-12.29	-4.89	-5.36	-5.36	-3.06	-2.66	-4.63	-4.63	-3.65	12.09	15.24	15.24			
56.56	32.21	-188.77	81.22	-56.1	-40.6	-21.88	13.19	38.67	25.16	-77.08	75.77	-26.58	-49.12			
上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	下柱	上柱			
0.343	0.343	0.314	0.262	0.287	0.287	0.164	0.171	0.297	0.297	0.234	0.284	0.358	0.358			
		-92.95	92.95			-11.12	11.12			-78	78					
31.88	31.88	29.19	-21.44	-23.49	-23.49	-13.42	11.44	19.86	19.86	15.65	-22.15	-27.92	-27.92			
15.94	15.94	-10.72	14.6	-11.75	-11.75	5.72	-6.71	9.93	9.93	-11.08	7.83	-13.96	-13.96			
-7.26	-7.26	-6.64	0.83	0.91	0.91	0.52	-0.35	-0.61	-0.61	-0.48	5.7	7.19	7.19			
40.56	40.56	-81.12	86.94	-34.33	-34.33	-18.3	15.5	29.18	29.18	-73.91	69.38	-33.96	-33.96			
上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	下柱	上柱			
0.343	0.343	0.314	0.262	0.287	0.287	0.164	0.171	0.297	0.297	0.234	0.284	0.358	0.358			
		-92.95	92.95			-11.12	11.12			-78	78					
31.88	31.88	29.19	-21.44	-23.49	-23.49	-13.42	11.44	19.86	19.86	15.65	-22.15	-27.92	-27.92			
15.94	15.94	-10.72	14.6	-11.75	-11.75	5.72	-6.71	9.93	9.93	-11.08	7.83	-13.96	-13.96			
-7.26	-7.26	-6.64	0.83	0.91	0.91	0.52	-0.35	-0.61	-0.61	-0.48	5.7	7.19	7.19			
40.56	40.56	-81.12	86.94	-34.33	-34.33	-18.3	15.5	29.18	29.18	-73.91	69.38	-33.96	-33.96			
上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	下柱	上柱			
0.343	0.343	0.314	0.262	0.287	0.287	0.164	0.171	0.297	0.297	0.234	0.284	0.358	0.358			
		-92.95	92.95			-11.12	11.12			-78	78					
31.88	31.88	29.19	-21.44	-23.49	-23.49	-13.42	11.44	19.86	19.86	15.65	-22.15	-27.92	-27.92			
15.94	15.94	-10.72	14.6	-11.75	-11.75	5.72	-6.71	9.93	9.93	-11.08	7.83	-12.64	-13.96			
-7.26	-7.26	-6.64	0.83	0.91	0.91	0.52	-0.35	-0.61	-0.61	-0.48	5.33	6.72	6.72			

40.56	40.56	-81.12	86.94	-34.33	-34.33	-18.3	15.5	29.18	29.18	73.91	69.01	-33.84	-35.16
上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	下柱	上柱
0.36	0.31	0.33	0.273	0.299	0.257	0.171	0.178	0.31	0.267	0.245	0.298	0.324	0.378
		-92.95	92.95			-11.12	11.12			-78	78		
33.46	28.81	30.67	-21.34	-24.47	-21.03	-13.99	11.9	20.73	17.86	16.38	-23.24	-25.27	-29.48
15.94		-10.72	15.34	-11.75		5.95	-6.71	9.93		-11.08	7.83	-13.96	
-1.88	-1.62	-1.72	-2.6	-2.85	-2.45	-1.63	1.4	2.43	2.1	1.93	1.83	1.99	2.32
47.52	27.19	-74.72	83.35	-39.07	-23.48	-20.79	17.72	33.09	19.96	-70.77	64.42	-37.24	-27.16
A	B				C				D				

活载弯矩分配表

表 2.15

上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	下柱	上柱
0	0.523	0.477	0.367	0	0.402	0.231	0.243	0	0.423	0.334	0.441	0.559	0
		-45.93	45.93			-6.3	6.3			-39.37	39.37		
	24.02	21.91	-14.54		-15.93	-9.15	8.04		13.99	11.05	-17.36	-22.01	
	7.88	-7.27	10.96		-5.69	4.02	-4.58		4.91	-8.68	5.53	-7.05	
	-0.32	-0.29	-3.41		-3.73	2.15	2.03		3.53	2.79	0.67	0.85	
	31.58	-31.58	38.94		-25.35	-9.28	11.79		22.43	-34.21	28.21	-28.21	
上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	下柱	上柱
0.343	0.343	0.314	0.262	0.287	0.287	0.164	0.171	0.297	0.297	0.234	0.284	0.358	0.358
		-45.93	45.93			-6.3	6.3			-39.37	39.37		
15.75	15.75	14.42	-10.38	-11.37	-11.37	-6.5	5.65	9.82	9.82	7.74	-11.18	-14.09	-14.09
12.01	7.88	-5.19	7.21	-7.97	-5.69	2.83	-3.25	7	4.91	-5.59	3.87	-11.01	-11.01
-5.04	-5.04	-4.62	0.95	1.04	1.04	0.59	-0.52	-0.91	-0.91	-0.72	4.03	5.08	5.08
22.72	18.59	-41.62	43.71	-18.3	-16.02	-9.38	8.18	15.91	13.82	-37.94	36.09	-16.06	-20.02
上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	下柱	上柱
0.343	0.343	0.314	0.262	0.287	0.287	0.164	0.171	0.297	0.297	0.234	0.284	0.358	0.358
		-45.93	45.93			-6.3	6.3			-39.37	39.37		
15.75	15.75	14.42	-10.38	-11.37	-11.37	-6.5	5.65	9.82	9.82	7.74	-11.18	-14.09	-14.09
7.88	7.88	-5.19	7.21	-5.69	-5.69	2.83	-3.25	4.91	4.91	-5.59	3.87	-7.05	-7.05
-3.63	-3.63	-3.32	0.35	0.38	0.38	0.22	-0.17	-0.29	-0.29	-0.23	2.91	3.66	3.66
20.01	20.01	-40.02	43.11	-16.68	-16.68	-9.75	8.53	14.44	14.44	-37.45	34.97	-17.48	-17.48
上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	下柱	上柱
0.343	0.343	0.314	0.262	0.282	0.287	0.164	0.171	0.297	0.297	0.234	0.284	0.358	0.358

		-45.93	45.93			-6.3	6.3			-39.37	39.37		
15.75	15.75	14.42	-10.38	-11.37	-11.37	-6.5	5.65	9.82	9.82	7.74	-11.18	-14.09	-14.09
7.88	7.88	-5.19	7.21	-5.69	-5.69	2.83	-3.25	4.91	4.91	-5.59	3.87	-7.05	-7.05
-3.63	-3.63	-3.32	0.35	0.38	0.38	0.22	-0.17	-0.29	-0.29	-0.23	2.91	3.66	3.66
20.01	20.01	-40.02	43.11	-16.68	-16.68	-9.75	8.53	14.44	14.44	-37.45	34.97	-17.48	-17.48
上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	下柱	上柱
0.343	0.343	0.314	0.262	0.287	0.287	0.164	0.171	0.297	0.297	0.234	0.284	0.358	0.358
		-45.93	45.93			-6.3	6.3			-39.37	39.37		
15.75	15.75	14.42	-10.38	11.37	-11.37	-6.5	5.65	9.82	9.82	7.74	-11.18	-14.09	-14.09
7.88	7.12	-5.19	7.21	-5.69	-5.09	2.83	-3.25	4.91	4.42	-5.59	3.87	-6.38	-7.05
-3.36	-3.36	-3.08	0.19	0.21	0.21	0.12	-0.08	-0.15	-0.15	-0.11	2.72	3.42	3.42
20.27	19.51	-39.78	42.95	-16.85	-16.85	-9.85	8.62	14.58	14.58	-37.33	34.78	-17.05	-17.72
上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁	左梁	下柱	上柱
0.36	0.31	0.33	0.273	0.299	0.257	0.171	0.178	0.31	0.267	0.245	0.298	0.324	0.378
		-45.93	45.93			-6.3	6.3			-39.37	39.37		
16.53	14.24	15.16	-10.82	-11.85	-10.18	-6.78	5.89	10.25	8.83	8.1	-11.73	-12.76	-14.88
7.88		-5.41	7.58	5.69		2.95	-3.39	4.91		-5.57	4.05		-7.05
-0.89	-0.77	-0.82	-3.5	-3.84	-3.3	-2.19	-0.77	1.35	1.16	1.07	0.89	0.97	1.13
23.52	13.47	-37	39.19	-10	-13.48	-12.32	9.57	16.51	9.99	-36.07	32.58	-11.79	-20.8
A	B				C				D				

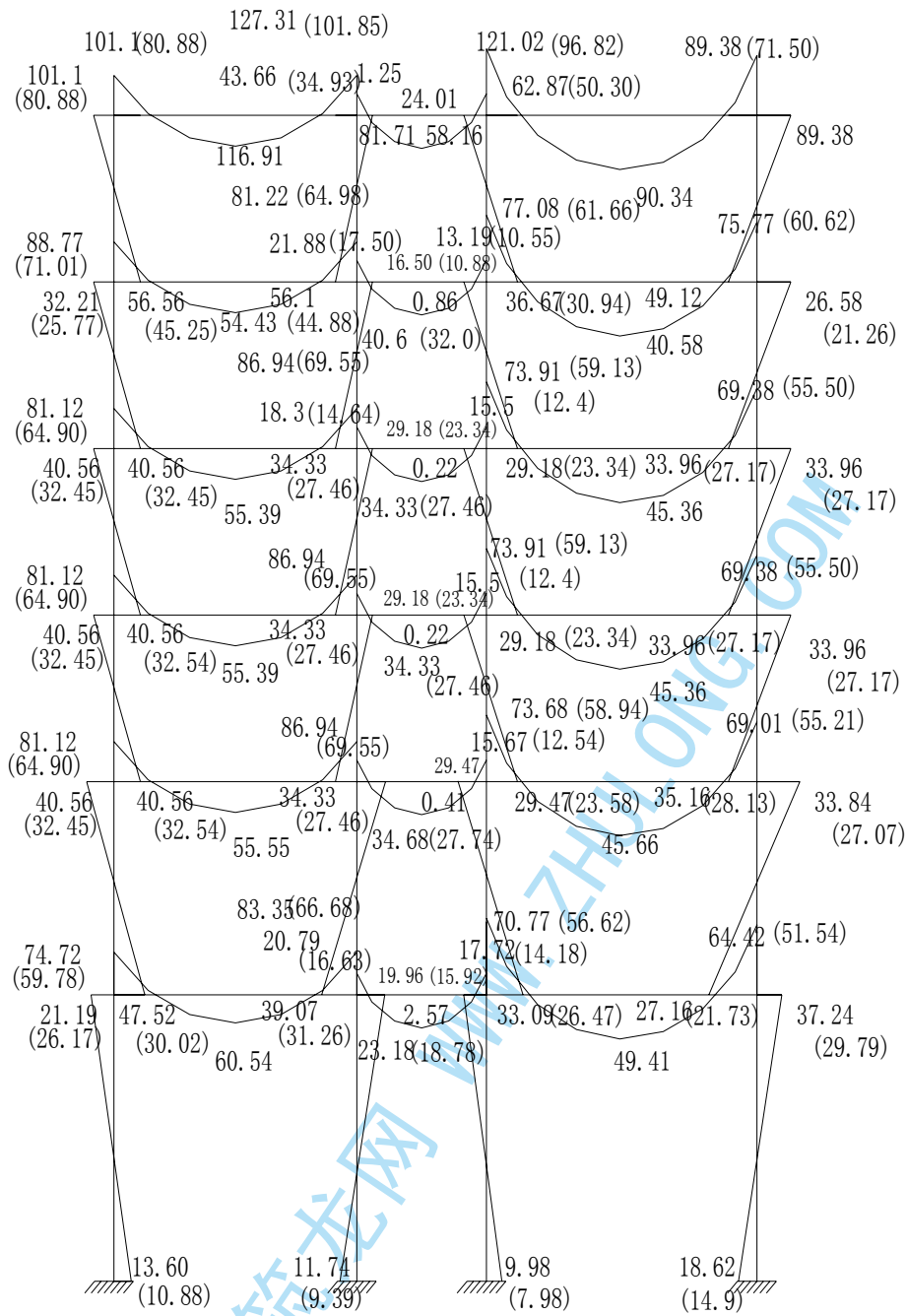


图 2.8 恒载作用下框架弯矩图

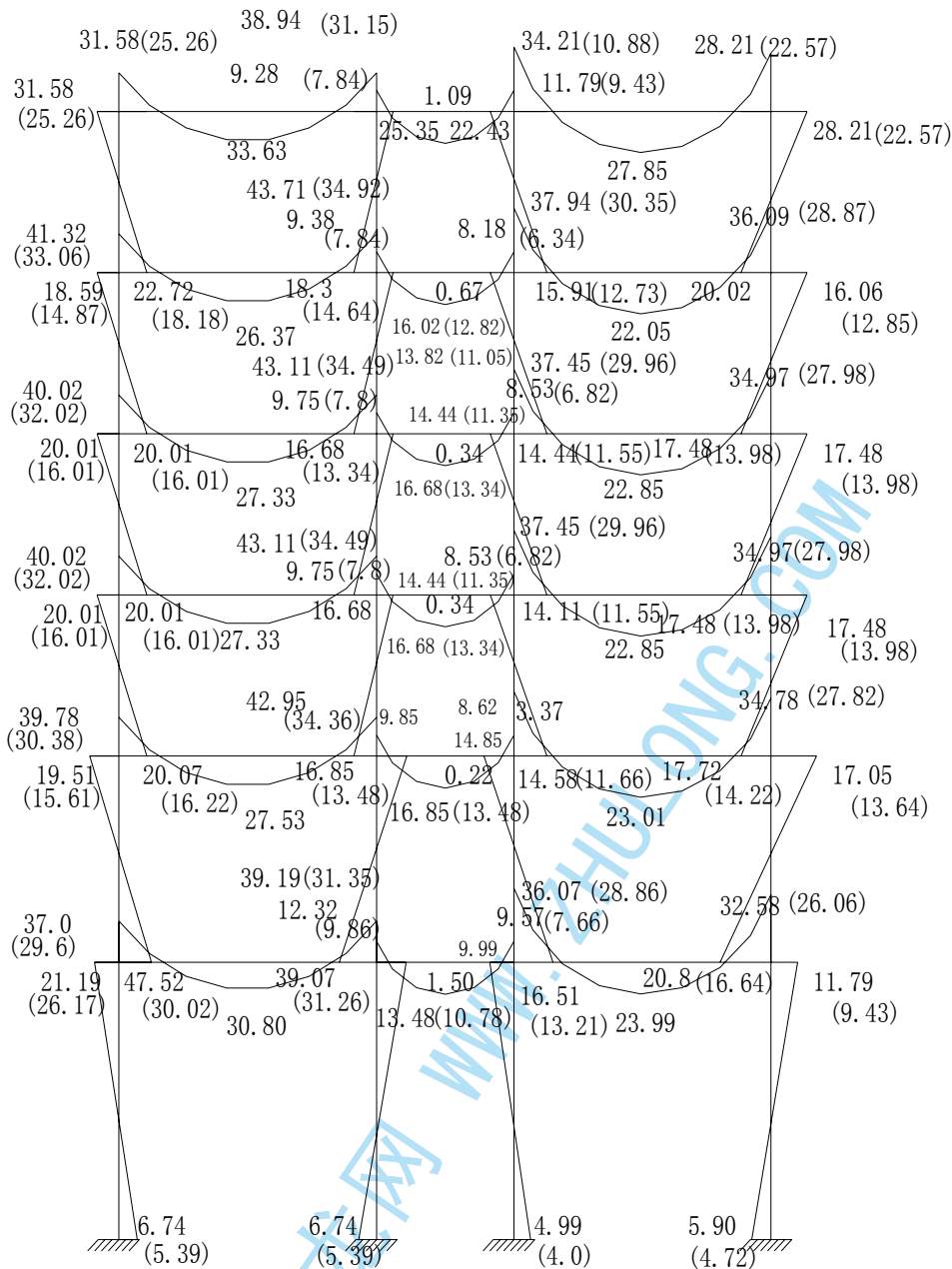


图 2.9 活载作用下框架弯矩图

2.5.3 梁端剪力及轴力计算:

$$\text{梁端剪力 } V = V_q + V_m \quad (2.23)$$

$$\text{式中 } V_q: \text{梁上均布荷载引起的剪力} \quad V_q = \frac{1}{2}ql \quad (2.24)$$

$$V_m: \text{梁端弯矩引起的剪力} \quad V_m = (M_{\text{左}} - M_{\text{右}})/L \quad (2.25)$$

$$\text{柱轴力 } N = V + P \quad (2.26)$$

式中 V : 梁端剪力 P : 节点集中力及自重

恒载作用下梁端剪力及柱轴力

表 2.16

层次			6	5	4	3	2	1
荷载引起的剪力	AB 跨	$V_{QA}=V_{QB}$	114.13	68.85	68.85	68.85	68.85	8.85
	BC 跨	$V_{QB}=V_{QC}$	39.0	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5
	CD 跨	$V_{QC}=V_{QD}$	104.29	62.4	62.4	62.4	62.4	62.4
弯矩引起的剪力	AB 跨	$V_{mA}=-V_{mB}$	-3.24 (-2.51)	0.93 (-0.74)	-0.72 (3.37)	0.72 (-0.57)	-0.68 (-0.57)	-1.07 (-0.85)
	BC 跨	$V_{mB}=-V_{mC}$	-6.40 (-5.12)	2.90 (2.32)	0.93 (0.75)	0.93 (0.75)	0.94 (0.75)	1.02 (0.82)
	CD 跨	$V_{mC}=-V_{mD}$	4.22 (3.77)	0.17 (0.14)	0.60 (0.48)	0.60 (0.48)	0.62 (0.50)	0.85 (0.68)
总剪力		V_A	110.89 (111.54)	69.78 (69.58)	68.14 (68.82)	68.13 (68.28)	68.17 (68.31)	67.78 (68.00)
	AB 跨	V_B	117.37 (116.72)	67.92 (68.11)	69.57 (69.42)	69.57 (69.42)	69.53 (69.39)	69.92 (69.70)
		V_B	32.6 (33.88)	25.15 (24.57)	23.18 (23.00)	23.18 (23.00)	23.19 (23.00)	23.27 (23.07)
	BC 跨	V_C	45.4 (44.12)	19.36 (19.93)	21.32 (21.5)	21.32 (21.5)	21.31 (21.5)	21.23 (21.43)
		V_C	108.51 (107.66)	62.57 (62.54)	63.0 (62.88)	63.0 (62.88)	63.02 (62.9)	63.25 (63.08)
	CD 跨	V_D	100.07 (100.92)	62.23 (62.26)	61.8 (61.92)	61.8 (61.92)	61.78 (61.9)	61.55 (61.72)
柱剪力	A 柱	$N_{顶}$	111.54	246.81	381.05	515.29	649.56	783.52
		$N_{底}$	132.92	289.57	402.43	536.67	670.94	808.47
	B 柱	$N_{顶}$	150.6	309.24	467.62	536.67	670.94	808.47
		$N_{底}$	171.98	330.62	489.0	647.38	805.73	968.07
	C 柱	$N_{顶}$	151.78	300.21	450.55	600.89	751.25	901.59
		$N_{底}$	173.16	321.59	471.93	622.27	772.63	926.54
	D 柱	$N_{顶}$	100.92	229.14	357.02	484.9	612.76	740.44
		$N_{底}$	122.3	250.52	378.4	506.28	634.14	765.39

(注: 括号内为调幅后的剪力值)

活載作用下梁端剪力及柱軸力

表 2.17

層次			6	5	4	3	2	1
荷載	AB 跨	$V_{qA}=V_{qB}$	34.02	34.02	34.02	34.02	34.02	34.02
引起 的剪 力	BC 跨	$V_{qB}=V_{qC}$	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6
	CD 跨	$V_{qC}=V_{qD}$	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5
彎矩 引起 的剪 力	AB 跨	$V_{mA}=-V_{mB}$	-0.91 (-0.73)	-0.30 (-0.24)	-0.38 (-0.31)	-0.39 (-0.31)	-0.39 (-0.31)	-0.27 (-0.22)
	BC 跨	$V_{mB}=-V_{mC}$	-0.84 (-0.67)	0.4 (0.32)	0.41 (0.33)	0.41 (0.33)	0.41 (0.33)	0.92 (0.74)
	CD 跨	$V_{mC}=-V_{mD}$	0.8 (0.64)	-0.15 (-0.13)	0.33 (0.26)	0.33 (0.26)	0.33 (0.27)	0.47 (0.37)
總 剪 力	AB 跨	VA	33.11 (33.29)	33.72 (33.78)	33.64 (33.71)	33.64 (33.71)	33.64 (33.71)	33.75 (33.8)
		VB	34.93 (34.75)	34.32 (34.26)	34.41 (34.33)	34.41 (34.33)	34.41 (34.33)	34.29 (34.24)
	BC 跨	VB	11.75 (11.93)	13.0 (12.92)	13.01 (12.93)	13.01 (12.93)	13.01 (12.93)	3.52 (3.34)
		VC	13.44 (13.27)	12.2 (12.28)	12.19 (12.27)	12.19 (12.27)	12.19 (12.27)	11.68 (11.86)
	CD 跨	VC	32.3 (32.14)	31.35 (31.37)	31.83 (31.67)	31.83 (31.67)	31.83 (31.67)	31.97 (31.87)
		VD	30.7 (30.86)	31.65 (31.63)	31.17 (31.24)	31.17 (31.24)	31.17 (31.24)	31.03 (31.13)
	A 柱	N 頂=N 底	33.29	67.06	100.78	134.49	168.2	202.0
	B 柱	N 頂=N 底	46.68	93.86	141.12	188.38	235.64	283.22
	C 柱	N 頂=N 底	45.41	89.70	133.73	177.76	221.8	265.53
	D 柱	N 頂=N 底	30.86	62.49	93.73	124.97	156.20	187.33

2.6 风荷载

2.6.1 横向风荷载作用下框架结构内力和侧移计算:

风荷载标准值按式 $\omega_k = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_0$ 计算 (2.27)

μ_s : 风载体形系数 β_z : 高度 z 处的风振系数 μ_z : 风压高度变化系数

基本风压 $W_0 = 0.35 \text{ kN/m}^2$

因为房屋的总高度小于 30 m, 所以 $\beta_z = 1.0$

风载体形系数 $\mu_s = 0.8 - (-0.5) = 1.3$

风压高度系数: 按 B 类地区, 查表 GB—9—87 得下表 2.18

风压高度系数

表 2.18

离地面高度 z	3.6	7.2	10.8	14.4	18	22.7
μ_z	0.8	0.9	1.0	1.44	1.206	1.295

由 $\omega_k = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_0$ 计算得:

$$W_{1k} = 1.0 \times 1.3 \times 0.8 \times 0.35 = 0.364 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{2k} = 1.0 \times 1.3 \times 0.9 \times 0.35 = 0.364 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{3k} = 1.0 \times 1.3 \times 1.0 \times 0.35 = 0.364 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{4k} = 1.0 \times 1.3 \times 1.44 \times 0.35 = 0.364 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{5k} = 1.0 \times 1.3 \times 1.206 \times 0.35 = 0.364 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{6k} = 1.0 \times 1.3 \times 1.295 \times 0.35 = 0.364 \text{ kN/m}^2$$

转化为集中风载 (受荷载面积与计算单元同)

$$6 \text{ 层: } F_{w6k} = 0.589 \times 4.2 \times (1.2 + 1.8) = 7.421 \text{ kN}$$

$$5 \text{ 层: } F_{w6k} = 4.2 \times 3.6 \times (0.589 + 0.549) = 8.603 \text{ kN}$$

$$4 \text{ 层: } F_{w6k} = 4.2 \times 3.6 \times (0.549 + 0.519) = 8.075 \text{ kN}$$

$$3 \text{ 层: } F_{w6k} = 4.2 \times 3.6 \times (0.519 + 0.455) = 7.363 \text{ kN}$$

$$2 \text{ 层: } F_{w6k} = 4.2 \times 3.6 \times (0.455 + 0.410) = 6.539 \text{ kN}$$

$$1 \text{ 层: } F_{w6k} = 4.2 \times 3.6 \times (0.410 + 0.364) = 5.851 \text{ kN}$$

风荷载见下图（图 2.10）

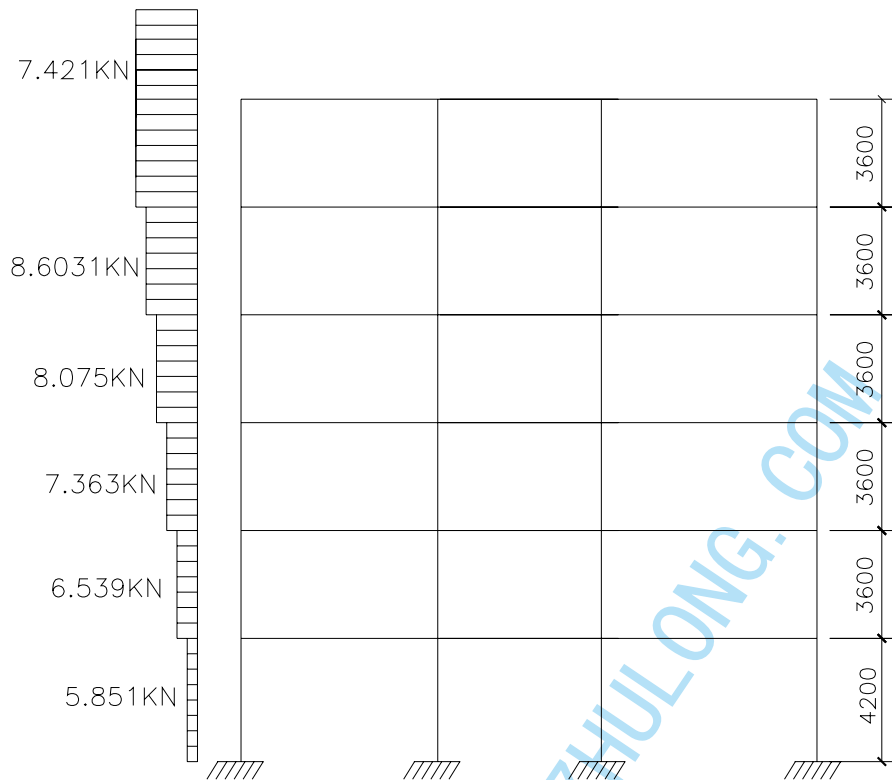


图 2.10 风荷载

2.6.2 风荷载作用下框架的侧移验算见表 2.19

风荷载作用下框架的侧移验算

表 2.19

位置	$\sum F_{wk}$	$\sum_{i=1}^n Di$	$\Delta\mu_j$	$\Delta\mu/h$	限值
6 层	7.421	46201	0.16	1/22500	1/500
5 层	16.024	46201	0.35	1/10286	1/500
4 层	24.99	46201	0.522	1/6896	1/500
3 层	31.462	46201	0.68	1/5294	1/500
2 层	38.001	46201	0.823	1/4374	1/500
1 层	43.852	48861	0.897	1/4013	1/500
顶点			3.432	U/h=1/6468	1/650

由表可见：风荷载作用下的框架的最大层间位移角为 1/4013，远小于 1/500，满足现浇要求。

2.6.3 风荷载作用下框架的内力计算见表 2.20

风荷载作用下框架的内力计算

表 2.20

柱	层	H	V_i	$\sum D$	D	$D/\sum D$	V_{ik}	\bar{K}	Y_0	$M_{\text{下}}$	$M_{\text{上}}$
边柱 A	6	3.6	7.421	46201	10056	0.217	1.61	0.913	0.35	2.03	3.77
	5	3.6	16.02	46201	10056	0.217	3.48		0.4	5.01	7.52
	4	3.6	24.1	46201	10056	0.217	5.23		0.45	8.47	10.36
	3	3.6	31.46	46201	10056	0.217	6.83		0.45	11.06	13.52
	2	3.6	38	46201	10056	0.217	8.25		0.5	14.85	14.85
	1	4.2	43.85	48861	11448	0.234	10.26		0.6	28.01	15.08
边柱 B	6	3.6	7.421	46201	13655	0.296	2.2	1.49	0.37	2.93	4.99
	5	3.6	16.02	46201	13655	0.296	4.74		0.42	7.17	9.9
	4	3.6	24.1	46201	13655	0.296	7.13		0.45	11.55	14.12
	3	3.6	31.46	46201	13655	0.296	9.31		0.47	11.75	17.76
	2	3.6	38	46201	13655	0.296	11.25		0.5	20.25	20.25
	1	4.2	43.85	48861	13219	0.27	11.84		0.65	32.32	17.4
边柱 C	6	3.6	7.421	46201	12852	0.278	2.06	0.36	0.37	2.74	4.67
	5	3.6	16.02	46201	12852	0.278	4.45		0.42	6.73	9.29
	4	3.6	24.1	46201	12852	0.278	6.7		0.45	10.85	13.27
	3	3.6	31.46	46201	12852	0.278	8.75		0.47	14.81	16.69
	2	3.6	38	46201	12852	0.278	10.56		0.5	19.01	19.01
	1	4.2	43.85	48861	12982	0.266	11.66		0.65	31.83	17.14
边柱 D	6	3.6	7.421	46201	9638	0.209	1.55	0.79	0.3	1.67	3.91
	5	3.6	16.02	46201	9638	0.209	3.35		0.4	5.11	7.24
	4	3.6	24.1	46201	9638	0.209	5.04		0.44	7.98	10.16
	3	3.6	31.46	46201	9638	0.209	6.58		0.45	10.66	13.03
	2	3.6	38	46201	9638	0.209	7.94		0.5	14.53	14.53
	1	4.2	43.85	48861	11212	0.229	10.04		0.66	27.83	14.34

左风作用下的框架弯矩图如下（图 2.11）：

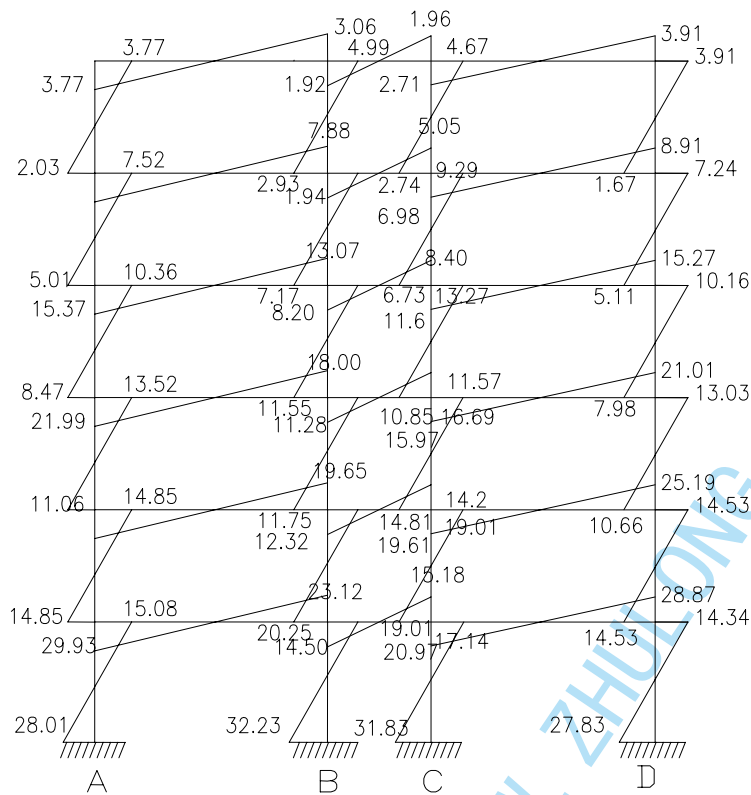


图 2.11 左风作用下的框架弯矩

2.7 框架梁柱内力组合

2.7.1 内力组合：

框架内力组合

- (1) 结构抗震等级为三级
- (2) 地震烈度为七度

本框架考虑以下四种内力组合

- (1) $1.2SGK+1.4SQK$
- (2) $1.2SGK+0.9 \times 1.4 (SQK+SWK)$
- (3) $1.35SGK+1.0SQK$
- (4) $1.2SQK+1.3SEK$

SGK—恒载 SWK—风载 SQK—活载 SEK—地震荷载

2.7.2 框架梁内力组合：

第六层框架梁内力组合表

表 2. 21

杆件号	截面	内力	荷载类别									
			恒载	活载	风载	地震荷载	1. 2 恒 +1. 4 活	1. 35 恒 +1. 0 活	1. 2 恒+1. 26 (活+风)		1. 2 (恒+0. 5 活) +1. 3 地震	
									→	←	→	←
A6B6	A6	M	-101. 1	-31. 58	±3. 77	±30. 42	-165. 53	-168. 06	-156. 36	-156. 86	-100. 72	-179. 8
		V	111. 54	33. 29	±0. 84	±6. 8	180. 45	183. 68	176. 85	174. 74	162. 66	144. 9
	跨中	M	116. 91	33. 63	±0. 36	±2. 89	187. 37	191. 46	183. 12	182. 21	137. 48	129. 9
	B6 左	M	-127. 3	-38. 94	±3. 06	±24. 65	-207. 29	-210. 81	-197. 98	-205. 69	-144. 09	-208. 1
		V	117. 37	34. 93	±0. 84	±6. 8	188. 35	193. 38	185. 87	183. 8	170. 64	152. 9
B6C6	B6 右	M	-43. 66	-9. 28	±10. 92	±15. 47	-65. 38	-68. 22	-61. 66	-66. 5	-37. 85	-78. 1
		V	33. 88	11. 93	±1. 29	±10. 45	57. 36	57. 67	57. 31	54. 06	61. 4	34. 3
	跨中	M	-24. 01	-1. 09	±0. 02	±0. 2	-30. 34	-33. 5	-30. 16	-30. 21	-29. 21	-19. 7
	C6 左	M	62. 87	-11. 79	±1. 96	±15. 87	58. 94	73. 08	63. 06	58. 12	89	47. 7
		V	45. 4	13. 44	±1. 29	±10. 45	73. 3	74. 73	73. 06	69. 79	76. 13	48. 9
C6D6	C6 右	M	-121	-34. 21	±2. 71	±21. 85	-193. 12	-197. 59	-184. 91	-191. 74	-137. 35	-194. 1
		V	108. 51	32. 14	±0. 88	±7. 1	175. 21	178. 63	171. 82	169. 6	158. 73	140. 3
	跨中	M	90. 34	27. 85	±0. 60	±4. 80	147. 4	149. 81	144. 26	142. 74	131. 36	118. 9
	D6	M	-89. 38	-28. 21	±3. 91	±31. 42	-146. 87	-148. 87	-137. 87	-147. 77	-83. 34	-165
		V	100. 92	30. 86	±0. 88	±7. 10	164. 31	161. 09	161. 09	158. 88	148. 85	137. 5

第五层框架梁内力组合

表 2.22

杆件号	截面	内力	荷载类别									
			恒载	活载	风载	地震荷载	1.2 恒+1.4 活	1.35 恒 +1.0 活	1.2 恒+1.26 (活+ 风)		1.2 (恒+0.5 活) +1.3 地震	
									→	←	→	←
A5B5	A5	M	-88.77	-41.32	±9.55	±64.22	-164.37	-161.16	-146.55	-170.60	-47.83	-214.8
		V	69.78	33.78	±2.15	±14.48	131.03	127.98	129.01	123.49	122.83	85.18
	跨中	M	54.43	26.37	±0.84	±5.55	102.23	99.85	99.60	97.48	88.35	73.92
	B5 左	M	-81.22	-43.71	±7.88	±53.09	-158.66	-153.36	-142.61	-162.47	-54.67	-192.7
		V	68.11	34.32	±2.15	±14.48	129.78	126.27	127.68	122.27	121.15	83.5
	B5C5	B5 右	M	-21.88	-9.38	±4.94	±33.34	-39.39	-38.92	-31.85	-44.3	-22.71
V			25.15	13.0	±3.33	±22.51	48.38	46.95	50.76	42.36	67.24	9.18
跨中		M	-0.86	0.76	±0.06	±0.43	-0.09	-0.49	-0.11	-0.26	-0.07	-1.10
C5 左			—									
		M	13.19	-8.18	±5.05	±34.20	-27.28	-25.98	-19.77	-32.50	23.72	-65.2
V		19.93	12.28	±3.33	±22.51	41.11	39.19	43.58	35.19	60.55	2.49	
C5D5	C5 右	M	-77.08	-37.94	±6.98	±47.07	-145.61	-142.00	-131.51	-149.09	-54.07	-172.5
		V	62.57	31.37	±2.12	±14.19	119.00	115.84	117.28	111.94	112.35	75.40
	跨中	M	40.58	22.05	±0.97	±6.15	79.57	76.83	77.7	75.26	69.92	53.93
	D5	M	-75.77	-36.09	±8.91	±6.15	-141.45	-138.38	-125.17	-147.62	-35.40	-189.70
		V	62.26	31.65	±2.12	±14.19	119.02	115.70	117.26	111.92	112.15	75.26

第四层框架梁内力组合表

表 2.23

杆件号	截面	内力	荷载类别									
			恒载	活载	风载	地震荷载	1.2 恒 +1.4 活	1.35 恒 +1.0 活	1.2 恒+1.26 (活+风)		1.2 (恒+0.5 活) +1.3 地震	
									→	←	→	←
A4B4	A4	M	-81.12	-40.02	±15.37	±86.71	-153.37	-149.53	-128.40	-167.14	-8.63	-234.0
		V	68.28	33.71	±3.54	±20.18	129.13	125.89	128.87	119.95	128.40	75.93
	跨中	M	55.39	27.33	±1.07	±4.97	104.73	102.11	102.25	99.56	89.33	75.44
	B4 左	M	-86.94	-43.11	±13.07	±76.77	-164.68	-160.48	-142.18	-175.11	-30.39	-229.9
		V	69.57	34.34	±3.54	±20.18	131.64	128.32	131.29	122.37	130.36	77.89
	B4C4	B4 右	M	-18.3	-9.75	±8.20	±48.22	35.61	-34.46	-23.91	-44.85	34.88
V			23.18	13.01	±5.53	±32.54	46.03	44.30	51.18	37.24	77.92	-6.60
跨中		M	0.22	0.34	±0.1	±0.59	0.74	0.64	0.82	0.57	1.24	-0.30
C4 左		M	-15.5	-83.53	±8.40	±49.4	-30.54	-29.46	-18.76	-39.93	40.50	-87.94
		V	21.5	12.27	±5.53	±32.54	42.98	41.30	48.23	34.29	75.46	-9.1
C4D4		C4 右	M	-73.91	-37.45	±11.6	±68.07	-141.12	-137.23	-121.26	-150.50	-22.67
	V		63.0	31.83	±3.85	±20.76	120.16	116.88	120.22	111.19	121.69	67.71
	跨中	M	45.36	22.85	±1.84	±9.79	84.62	84.09	85.54	80.90	80.87	55.42
	D4	M	-69.38	-34.97	±15.27	±87.65	-132.21	-128.63	-108.08	-146.54	9.71	-218.10
		V	61.92	31.24	±3.85	±20.76	117.39	114.83	118.18	109.15	120.03	66.06

第三层框架梁内力组合表

表 2.24

杆件号	截面	内力	荷载类别									
			恒载	活载	风载	地震荷载	1.2 恒 +1.4 活	1.35 恒 +1.0 活	1.2 恒+1.26 (活+风)		1.2 (恒+0.5 活) +1.3 地震	
									→	←	→	←
A3B3	A3	M	-81.12	-40.02	±21.99	±117.39	-153.37	-149.53	-120.06	-175.48	31.25	-273.9
		V	68.28	33.71	±4.84	±26.34	129.13	125.89	130.51	118.31	136.40	67.92
	跨中	M	55.39	27.33	±1.99	±10.72	104.73	102.11	103.41	98.39	96.80	68.93
	B3 左	M	-86.94	-43.11	±18	±95.95	-164.68	-160.48	-135.97	-181.33	-5.46	-254.9
		V	69.57	34.41	±4.84	±26.34	131.66	128.33	132.94	120.74	138.37	69.89
B3C3	B3 右	M	-18.3	-9.75	±11.28	±60.26	-35.61	-34.46	-20.03	-48.46	50.73	-105.9
		V	23.18	13.01	±76.62	±40.69	46.03	44.30	53.81	34.61	88.52	-17.28
	跨中	M	0.22	0.34	±0.15	±0.78	0.74	0.64	0.88	0.50	1.48	-0.5
	C3 左	M	-15.5	-8.53	±11.57	±61.14	-30.54	-29.46	-14.77	-43.93	55.72	-103.2
		V	21.5	12.27	±7.62	±40.69	42.98	41.30	50.86	31.66	86.06	-19.74
C3D3	C3 右	M	-73.91	-37.54	±15.97	±85.07	-141.12	-137.23	-115.76	-156.00	-0.57	-221.7
		V	63.0	31.83	±4.93	±26.22	120.16	116.88	121.92	109.49	128.78	60.61
	跨中	M	45.36	22.85	±2.52	±13.26	84.62	84.08	86.40	80.05	85.38	50.90
	D3	M	-69.38	-34.97	±21.01	±11.59	-132.21	-128.63	-100.84	-153.79	40.83	-249.3
		V	61.92	31.24	±4.93	±26.22	118.04	114.83	119.88	107.45	127.13	58.96

第二层框架梁内力组合表

表 2.25

杆件号	截面	内力	荷载类别									
			恒载	活载	风载	地震荷载	1.2 恒+1.4 活	1.35 恒+1.0 活	1.2 恒+1.26 (活+风)		1.2 (恒+0.5 活) +1.3 地震	
									→	←	→	←
A6B6	A6	M	-101.1	-31.58	±3.77	±30.42	-165.53	-168.06	-156.36	-156.86	-100.72	-179.8
		V	111.54	33.29	±0.84	±6.8	180.45	183.68	176.85	174.74	162.66	144.9
	跨中	M	116.91	33.63	±0.36	±2.89	187.37	191.46	183.12	182.21	137.48	129.9
	B6 左	M	-127.3	-38.94	±3.06	±24.65	-207.29	-210.81	-197.98	-205.69	-144.09	-208.1
		V	117.37	34.93	±0.84	±6.8	188.35	193.38	185.87	183.8	170.64	152.9
	B6C6	B6 右	M	-43.66	-9.28	±10.92	15.47	-65.38	-68.22	-61.66	-66.5	-37.85
V			33.88	11.93	±1.29	10.45	57.36	57.67	57.31	54.06	61.4	34.3
跨中		M	-24.01	-1.09	±0.02	0.2	-30.34	-33.5	-30.16	-30.21	-29.21	-19.7
C6 左		M	62.87	-11.79	±1.96	15.87	58.94	73.08	63.06	58.12	89	47.7
		V	45.4	13.44	±1.29	10.45	73.3	74.73	73.06	69.79	76.13	48.9
C6D6		C6 右	M	-121	-34.21	±2.71	21.85	-193.12	-197.59	-184.91	-191.74	-137.35
	V		108.51	32.14	±0.88	7.1	175.21	178.63	171.82	169.6	158.73	140.3
	跨中	M	90.34	27.85	±0.6	4.8	147.4	149.81	144.26	142.74	131.36	118.9
	D6	M	-89.38	-28.21	±3.9	31.42	-146.87	-148.87	-137.87	-147.77	-83.34	-165
		V	100.92	30.86	±0.88	7.1	164.31	161.09	161.09	158.88	148.85	137.5

第一层框架梁内力组合表

表 2.26

杆件号	截面	内力	荷载类别									
			恒载	活载	风载	地震荷载	1.2 恒+1.4 活	1.35 恒+1.0 活	1.2 恒+1.26 (活+风)		1.2 (恒+0.5 活) +1.3 地震	
									→	←	→	←
A6B6	A6	M	-101.1	-31.58	±3.77	±30.42	-165.53	-168.06	-156.36	-156.86	-100.72	-179.8
		V	111.54	33.29	±0.84	±6.8	180.45	183.68	176.85	174.74	162.66	144.9
	跨中	M	116.91	33.63	±0.36	±2.89	187.37	191.46	183.12	182.21	137.48	129.9
	B6 左	M	-127.3	-38.94	±3.06	±24.65	-207.29	-210.81	-197.98	-205.69	-144.09	-208.1
		V	117.37	34.93	±0.84	±6.8	188.35	193.38	185.87	183.8	170.64	152.9
B6C6	B6 右	M	-43.66	-9.28	±10.92	15.47	-65.38	-68.22	-61.66	-66.5	-37.85	-78.1
		V	33.88	11.93	±1.29	10.45	57.36	57.67	57.31	54.06	61.4	34.3
	跨中	M	-24.01	-1.09	±0.02	0.2	-30.34	-33.5	-30.16	-30.21	-29.21	-19.7
	C6 左	M	62.87	-11.79	±1.96	15.87	58.94	73.08	63.06	58.12	89	47.7
		V	45.4	13.44	±1.29	10.45	73.3	74.73	73.06	69.79	76.13	48.9
C6D6	C6 右	M	-121	-34.21	±2.71	21.85	-193.12	-197.59	-184.91	-191.74	-137.35	-194.1
		V	108.51	32.14	±0.88	7.1	175.21	178.63	171.82	169.6	158.73	140.3
	跨中	M	90.34	27.85	±0.6	4.8	147.4	149.81	144.26	142.74	131.36	118.9
	D6	M	-89.38	-28.21	±3.9	31.42	-146.87	-148.87	-137.87	-147.77	-83.34	-165
		V	100.92	30.86	±0.88	7.1	164.31	161.09	161.09	158.88	148.85	137.5

2.7.3 框架柱内力组合

框架柱取每层柱顶和柱底两个控制截面，组合如下表：

（ β 是考虑计算截面以上各层活荷载不总是同时满布而对楼面均布活载的一个折减系数，称为活荷载按楼层的折减系数）

筑龙网 WWW.ZHULONG.COM

横向框架 A 柱弯矩和轴力组合

表 2.27

层 次	截 面	内 力	恒载	活载	风载	地震荷 载	1.2 恒+1.26 (活+ 风)		γRE 1.2 (恒+0.5 活) +1.3 地震		1.35 恒 +1.0 活	1.2 恒+1.4 活	M_{\max} N	M_{\min} M	M_{\max} M
							→	←	→	←					
6	柱 顶	M	101.1	31.5	3.77	±	165.86	156.36	134.86	75.54	168.54	165.53	75.54	134.86	168.66
		N	111.54	33.29	0.84	6.8	126.85	174.74	121.99	108.74	183.87	180.45	108.74	121.99	183.87
	柱 底	M	-56.56	22.72	2.03	16.838	-38.17	-41.8	-24.71	-56.65	-53.64	-36.06	-56.65	-24.71	-53.64
		N	132.92	33.29	0.84	6.8	202.51	200.39	141.24	127.98	212.73	206.11	127.98	141.24	212.73
5	柱 顶	M	32.21	18.59	7.52	47.84	71.55	52.6	74	-9.29	62.07	64.68	-9.29	84	62.07
		N	246.81	67.07	2.99	21.28	384.44	376.91	237.06	231.56	400.26	390.07	231.56	273.06	400.26
	柱 底	M	-40.56	20.01	5.01	31.9	-17.15	-29.77	3.6	-4.8	-34.75	-20.66	-4.8	3.603	-34.75
		N	289.57	67.07	2.99	21.28	435.76	428.22	311.55	270.05	457.99	441.38	270.05	311.55	457.99
4	柱 顶	M	40.56	20.01	10.36	54.81	86.94	60.83	98.95	-7.93	74.77	76.79	-7.93	98.95	74.77
		N	381.05	100.78	6.53	41.46	592.47	576.02	428.72	347.84	625.2	598.35	347.87	428.75	625.2
	柱 底	M	-40.56	20.01	8.47	47.79	-12.79	-34.13	19.1	-74.1	-34.75	-20.66	-74.1	19.1	-34.75
		N	402.43	100.78	6.53	41.46	618.13	601.67	447.96	367.11	644.06	624.01	367.11	447.96	644.06
3	柱	M	40.56	20.01	13.52	69.6	90.92	56.85	120.93	-23.84	74.77	76.69	-23.84	120.93	74.77

	顶	N	515.29	134.49	11.37	67.8	802.13	773.48	629.75	488.72	830.13	637.23	488.72	629.75	830.13
	柱	M	-40.56	20.27	11.06	56.94	-9.2	-37.07	47.17	-101.59	-34.49	-20.29	-101.59	43.17	-34.49
	底	N	536.67	134.49	11.37	67.8	827.29	799.14	650.27	509.25	858.89	832.29	509.25	650.27	858.89
2	柱	M	40.56	19.51	14.85	70.22	91.97	54.54	121.33	-24.73	74.27	75.99	-24.73	121.33	74.27
	顶	N	649.56	168.2	16.99	96.87	1012.81	970	805.06	603.56	1045	1014.95	603.56	805.06	1045.11
	柱	M	-47.52	23.52	14.85	70.22	-8.68	-46.1	38.7	-107.36	-40.63	-24.1	-107.36	38.7	-40.63
	底	N	649.56	168.2	16.99	96.87	1038.47	995.65	825.58	624.09	1073.97	1040.61	624.09	825.58	1037.97
1	柱	M	27.19	13.47	15.08	72.38	68.6	30.6	107.84	-42.71	50.18	51.49	-42.71	107.84	50.18
	顶	N	783.52	202	23.54	128.42	1224.4	1165.08	982.7	715.58	1259.75	1223.02	715.58	982.7	1259.75
	柱	M	-13.6	6.74	28.01	134.43	27.47	-43.12	129.98	-149.63	-11.62	-6.88	-149.63	129.98	-11.62
	底	N	808.47	202	23.54	128.42	1254.34	1195.02	1006.65	139.53	1293.43	1352.96	739.53	1006.65	1293.43

横向框架B柱弯矩和轴力组合

表 2.28

层次	截面	内力	恒载	活载	风载	地震荷载	1.2 恒+1.26 (活+风)		γRE 1.2 (恒+0.5活)+1.3 地震		1.35 恒+1.0 活	1.2 恒+1.4 活	M_{max} N	M_{min} M	M_{max} M
							→	←	→	←					
6	柱	M	-81.71	-25.35	4.99	40.12	-123.71	-136.28	-45.83	-124.06	-135.66	-135.54	-124.06	-45.83	-135.66
	顶	N	15.06	46.68	1.08	3.65	240.22	238.18	160.1	152.99	249.99	246.07	152.99	160.1	249.99

	柱	M	56.1	18.3	2.93	23.65	94.07	86.68	81.69	35.75	94.04	92.94	35.75	81.69	94.04
	底	N	171.98	46.68	1.08	3.65	266.55	263.83	179.35	172.23	278.85	271.73	172.23	179.35	278.85
5	柱	M	-40.6	-16.02	9.9	62.91	-56.43	-81.38	-17.59	-105.09	-70.83	-71.15	-105.09	17.59	-70.83
	顶	N	309.24	93.86	2.26	11.68	492.2	486.5	331.94	309.08	511.15	502.24	309.08	331.94	511.15
	柱	M	34.33	16.68	7.17	45.56	71.25	53.18	82.82	-6.018	63.03	64.55	-6.03	82.82	63.03
	底	N	330.62	93.86	2.26	11.68	517.85	512.16	351.18	328.41	540.2	528.15	328.41	351.18	540.2
4	柱	M	-34.33	16.68	14.12	79.48	-44.42	-80	41.7	-123.62	-63.03	-64.55	-123.62	41.7	63.03
	顶	N	467.62	141.12	4.25	24.04	744.31	733.6	541.66	491.65	772.41	758.71	491.65	541.66	772.41
	柱	M	-34.33	16.68	11.55	65.03	76.77	47.35	108.5	-26.67	63.03	64.55	-26.67	108.59	63.03
	底	N	489	141.12	4.25	24.04	759.97	759.26	562.22	512.21	801.27	784.37	512.21	562.22	801.27
3	柱	M	-34.33	-168.68	17.76	91.24	-39.84	-84.59	53.93	-127.36	-63.03	-64.55	-127.36	53.93	-63.03
	顶	N	626	188.38	7.03	38.39	997.42	979.7	731.31	651.46	1033.48	1014.9	651.46	731.31	1033.48
	柱	M	34.68	16.8	11.75	80.91	77.65	48.04	125.53	-42.75	63.67	65.21	-42.76	125.53	63.67
	底	N	647.8	188.38	7.03	38.39	1023.58	1005.86	752.24	-671.36	1062.9	1041.09	-671.36	752.24	1062.9
2	柱	M	-34.68	-16.85	20.25	95.53	-37.33	-88.36	57.97	-140.74	-63.67	-65.21	-104.74	57.97	-63.67
	顶	N	784.35	235.64	10.25	55.26	1251.04	1225.21	923.55	808.61	1294.51	1271.12	808.61	923.55	1294.51
	柱	M	39.07	10	20.25	95.53	85	33.97	141.66	-57.05	62.74	60.88	-57.05	141.66	62.74
	底	N	805.73	235.64	10.25	55.26	1267.7	1250.87	1180.1	829.14	1323.38	1296.27	829.14	1180.1	1323.8
1	柱	M	-23.48	-13.48	17.4	88.41	-23.24	-67.08	62.94	-120.96	-45.18	-47.05	-120.96	62.94	-45.18

顶	N	943.08	283.22	13.59	70.14	1505.68	1471.43	1114.25	968.36	1556.38	1528.2	968.36	1114.25	1556.8
柱	M	11.74	6.74	32.32	150.53	63.3	-18.14	171.06	-142.05	22.59	23.52	-147.05	171.06	22.59
底	N	968.07	283.22	13.59	70.14	1535.66	1501.42	1138.24	992.34	1590.11	1558.19	992.34	1138.24	1590.1

横向框架 C 柱弯矩和轴力组合

表 2.29

层 次	截 面	内 力	恒载	活载	风载	地震荷 载	1.2 恒+1.26 (活+ 风)		γRE 1.2 (恒+0.5 活) +1.3 地震		1.35 恒 +1.0 活	1.2 恒 +1.4 活	M_{\max} N	M_{\min} M	M_{\max} M
							→	←	→	←					
6	柱	M	58.16	22.43	4.67	37.72	103.94	92.17	99.31	25.66	100.95	101.19	25.66	99.21	100.95
	顶	N	151.78	45.41	0.41	3.35	239.87	238.84	16.3	153.38	250.31	245.71	153.38	160.3	250.31
	柱	M	-38.67	-15.91	2.74	22.15	-63	-69.9	-20.37	-63.56	-68.11	-68.68	-63.56	-20.37	-68.11
	底	N	173.16	45.41	0.41	3.35	265.53	264.49	179.54	173.01	279.18	271.37	173.01	179.54	279.18
5	柱	M	25.16	13.82	9.29	59.15	59.31	35.9	86.53	-8.81	47.79	49.54	-28.81	86.53	47.79
	顶	N	300.21	89.7	1.692	11.31	475.62	471.23	321.58	299.53	494.98	485.83	299.53	321.58	494.98
	柱	M	-29.18	-14.44	6.73	42.83	-44.73	-61.69	900	-74.52	-53.83	-55.23	-74.52	9	-53.83
	底	N	321.59	89.7	1.62	11.31	500.97	496.89	340.82	318.77	523.85	511.49	318.77	340.82	523.85
4	柱	M	29.18	14.44	13.27	74.73	69.93	36.49	105.62	-40.11	53.83	55.23	-40.11	105.62	53.83
	顶	N	450.55	133.73	3.57	23.09	713.66	704.66	520.73	472.7	741.97	727.88	472.7	520.73	741.97

	柱	M	29.18	-14.44	10.85	85.78	30.48	3.15	84.67	-42.5	24.95	14.8	-42.5	84.67	24.95
	底	N	471.93	177.76	3.57	37.56	794.79	785.8	562.29	514.36	814.87	815.18	514.36	562.39	814.87
3	柱	M	29.18	14.44	16.69	76.07	74.24	32.18	124.16	-54.27	53.83	55.23	-54.27	124.16	53.83
	顶	N	600.89	177.76	6.26	37.56	952.93	937.16	701.24	623.12	988.96	969.93	623.12	701.24	988.96
	柱	M	-29.47	-14.58	14.81	76.07	-35.07	-72.4	43.52	-114.02	-54.36	-55.78	-114.02	43.82	-54.36
	底	N	622.27	221.8	6.26	37.56	782.56	766.78	742.9	664.78	1061.86	1057.24	664.78	742.9	-54.36
2	柱	M	29.47	14.58	19.01	89.8	77.69	29.78	128.68	-58.1	54.32	55.78	-58	128.68	1061.81
	顶	N	751.25	221.8	9.13	54.43	1192.47	1169.46	884.27	771.06	1235.99	1212.02	771.06	884.27	1235.99
	柱	M	-33.09	-16.51	19.01	89.8	-36.56	-84.46	53.7	-133.08	-61.18	-62.82	-133.08	53.7	-61.18
	底	N	772.63	221.8	9.13	54.43	1218.13	1195.12	904.8	791.58	1264.85	1237.68	791.58	904.8	1264.85
1	柱	M	19.96	9.99	17.14	147.99	58.14	-149.48	114.35	-66.44	36.94	37.94	-66.44	114.35	36.94
	顶	N	901.59	265.53	12.46	71.04	1432.18	1400.78	1066.86	919.09	1482.39	1453.65	919.09	1066.86	1482.68
	柱	M	-9.98	-4.99	31.83	147.99	21.84	-58.37	141.93	-165.89	-18.46	-18.96	-165.89	141.93	-18.46
	底	N	926.54	265.53	12.46	71.04	1462.12	1430.72	1090.8	943.05	1516.36	1483.59	943.05	1090.81	1516.36

横向框架D柱弯矩和轴力组合

表 2.30

层次	截面	内力	恒载	活载	风载	地震荷载	1.2 恒+1.26 (活+风)		γRE 1.2 (恒+0.5活)+1.3 地震		1.35 恒+1.0 活	1.2 恒+1.4 活	M_{\max} N	M_{\min} M	M_{\max} M
							→	←	→	←					
6	柱顶	M	-84.38	-2821	3.91	±	-137.87	-147.73	-62.55	-123.82	-148.87	-146.75	123.82	-62.55	-148.87
		N	100.92	30.86	0.88	7.1	161.09	158.88	111.64	97.79	167.1	164.23	97.79	116.64	167.1
	柱底	M	49.12	20.02	1.67	13.47	86.27	82.07	66.25	40.08	86.33	86.97	40.08	66.25	86.33
		N	122.3	30.86	0.88	7.1	186.75	184.53	130.88	117.03	195.96	189.69	117.03	130.6	195.91
5	柱顶	M	-26.58	16.06	7.24	45.9	-42.99	-61.25	13.6	-75.9	-51.94	-54.38	-75.9	13.6	-51.94
		N	29.14	62.49	3	21.28	357.49	349.93	255.1	213.59	371.83	362.45	213.59	255.1	371.83
	柱底	M	33.96	17.48	5.11	30.6	69.22	56.34	68.27	8.6	63.33	65.22	8.6	68.27	63.33
		N	250.52	62.49	3	21.29	383.12	375.58	274.35	232.83	400.96	388.11	22.83	274.35	400.69
4	柱顶	M	33.96	-17.48	10.16	57.05	-49.98	-75.58	17.19	-94.05	-63.33	-65.22	-94.05	17.19	-63.33
		N	357.02	93.37	6.58	42.05	554.81	58.23	431.46	343.99	575.71	59.65	343.99	431.46	575.71
	柱底	M	33.96	17.48	7.98	44.83	72.83	53.72	87.61	-5.63	63.33	65.22	-5.63	87.61	63.33
		N	378.4	93.73	6.58	42.05	580.47	563.89	451.99	364.52	575.71	585.3	364.52	451.99	604.57
3	柱	M	-33.96	-17.48	13.03	66.76	-45.93	-79.19	28.44	-110.42	-63.33	-65.22	-110.42	28.44	-63.33

	顶	N	484.9	124.97	11.51	68.27	753.84	724.84	596.49	454.49	779.59	756.84	454.49	596.49	779.59
	柱	M	35.16	17.72	10.66	54.63	77.82	51.09	99.07	-14.56	65.19	67	-14.56	99.07	65.19
	底	N	506.28	124.97	11.51	68.27	779.5	750.5	617.02	475.01	808.45	782.49	475.01	617.02	808.45
2	柱	M	-33.84	-17.05	14.53	67.36	-43.18	-80.4	29.384	110.72	-62.73	-64.48	110.72	29.38	-62.73
	顶	N	612.76	156.2	17.48	97.34	954.15	910.1	764.4	562	983.43	954	562	764.46	983.43
	柱	M	27.16	20.8	14.53	67.36	77.11	40.49	6106.1	-33.99	57.47	61.71	-33.99	106.11	57.43
	底	N	634.14	156.2	17.58	97.34	979.8	935.76	184.984	582.52	1012.29	979.65	582.52	784.98	1012.29
1	柱	M	-37.24	-11.79	14.34	68.96	-41.48	-77.61	30.31	-141.41	-62.06	-61.19	-141.41	30.31	-62.06
	顶	N	740.44	187.33	24.13	129.16	1154.97	1094.16	935.07	666.41	1182.9	1150.79	666.41	935.07	1186.92
	柱	M	18.62	5.9	27.83	133.86	64.84	5.29	159.92	-148.13	31.04	30.6	-148.1	159.92	31.04
	底	N	765.39	187.33	24.13	129.16	1184.91	1124.1	959.02	690.37	1220.61	1180.3	690.37	959.02	1220.61

2.8 框架梁截面设计

2.8.1 梁截面设计

承载力抗力调整系数 γ_{RE}

考虑地震作用时，结构构件的截面设计采用下表的表达式：

$$S \leq R/\gamma_{RE} \quad (2.28)$$

其中： γ_{RE} ——承载力抗震调整系数

S ——地震作用效应和地震作用效应与其它效应的基本组合

R ——结构构件的承载力

注意在截面配筋时，组合表中各地震组合均应乘以 γ_{RE} 后再与精力组合的内力进行比较从而得出最不利内力组合。

活荷载按楼层得折减系数 — β

表 2.31

计算截面以上得楼层数	1	2--3	4--5	6--8	9--20	》 20
计算截面以上各层活荷载递加得折减系数	1 (0.9)	0.85	0.7	0.65	0.6	0.55

承载力抗震调整系数 γ_{RE}

表 2.32

材料	结构构件	受力状态	
钢筋 混凝土	梁	受弯	0.75
	轴压比小于 0.15 柱	受压	0.75
	轴压比不小于 0.15 柱	偏压	0.8
	抗震墙	偏压	0.85
	各类构件	受剪偏拉	0.85

混凝土采用 C30： $f_c=14.3\text{N/mm}^2$, $f_t=1.43\text{N/mm}^2$, $f_y=300\text{N/mm}^2$

2.8.2 横向框架梁截面设计

混凝土强度 C30 （ $f_c=14.3\text{N/mm}^2$, $f_t=1.43\text{N/mm}^2$, $f_y=300\text{N/mm}^2$ ） ，

纵筋为 II 级 （ $f_y=310\text{N/mm}^2$ ） ， 箍筋为 I 级 （ $f_y=210\text{N/mm}^2$ ）

第一层框架梁截面强度计算

表 2.33

截面	I	II	III
M (KN/m)	-297.24	115.77	-270.36
$b \times h_0$ (mm ²)	250 × 665	250 × 665	250 × 665
$\frac{b}{2}v$ (KN/m)	35.73		36.37
$M_0 = M - \frac{b}{2}v$	-261.51	115.77	-233.99
$\gamma_{ER}M_0$	-196.13	86.83	-175.43
$\alpha_s = \gamma_{RE}M_0 / \alpha_1 f_c b h_0^2$	0.124	0.055	0.111
$\zeta = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.133	0.057	0.118
$\gamma_s = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s})$	0.933	0.971	0.937
$A_s = \gamma_{RE}M_0 / \gamma_s f_y h$	1053.7	448.2	938.8
选筋	4 $\Phi 20$	3 $\Phi 14$	3 $\Phi 20$
实配面积	1256	461	941
ρ %	0.76	0.277	0.566
M (KN/m)	-124.55	-6.21	-123.66
$b \times h_0$ (mm ²)	250 × 365	250 × 365	250 × 365
$\frac{b}{2}v$ (KN/m)	24.75		23.94
$M_0 = M - \frac{b}{2}v$	-99.8	6.21	-99.72
$\gamma_{ER}M_0$	-74.85	-4.66	-74.79
$\alpha_s = \gamma_{RE}M_0 / \alpha_1 f_c b h_0^2$	0.157	0.01	0.157
$\zeta = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.172	0.01	0.172
$\gamma_s = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s})$	0.914	0.995	0.914

$A_s = \gamma_{RE} M_0 / \gamma_s f_y h$	747.9	42.7	747.3
选筋	3 $\Phi 18$	2 $\Phi 14$	3 $\Phi 18$
实配面积	763	308	763
$\rho \%$	0.836	0.337	0.836
M (KN/m)	-239.58	95.79	-274.04
$b \times h_0 (mm^2)$	250 \times 615	250 \times 615	250 \times 615
$\frac{b}{2} v$ (KN/m)	34.11		250.615
$M_0 = M - \frac{b}{2} v$	-205.47	95.79	32.53
$\gamma_{ER} M_0$	154.1	71.84	-241.54
$\alpha_s = \gamma_{RE} M_0 / \alpha_1 f_c b h_0^2$	0.114	0.053	181.16
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.121	0.054	0.134
$\gamma_s = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s})$	0.939	0.972	0.922
$A_s = \gamma_{RE} M_0 / \gamma_s f_y h$	889.5	400.6	1064.9
选筋	3 $\Phi 20$	2 $\Phi 16$	4 $\Phi 20$
实配面积	941	402	1256
$\rho \%$	1.03	0.440	1.37

第六层框架梁截面强度计算

表 2.34

截面	I	II	III
M (KN/m)	-179.81	191.46	-208.18
$b \times h_0 (mm^2)$	250 \times 665	250 \times 665	250 \times 665
$\frac{b}{2} v$ (KN/m)	45.11		48.34
$M_0 = M - \frac{b}{2} v$	-134.7	191.46	-159.84

$\gamma_{ER}M_0$	-101.03	143.6	-119.88
$\alpha_s = \gamma_{RE}M_0 / \alpha_1 f_c b h_0^2$	0.034	0.091	0.076
$\zeta = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.066	0.095	0.079
$\gamma_s = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s})$	0.967	0.952	0.959
$A_s = \gamma_{RE}M_0 / \gamma_s f_y h$	523.7	719.8	620.1
选筋	2 Φ 14	3 Φ 18	2 Φ 14
实配面积	562	763	622
ρ %	0.34	0.45	0.37
M (KN/m)	-78.07	-33.5	89.00
$b \times h_0$ (mm ²)	250 × 365	250 × 365	250 × 365
$\frac{b}{2} v$ (KN/m)	15.35		19.03
$M_0 = M - \frac{b}{2} v$	-62.72	-33.5	69.97
$\gamma_{ER}M_0$	-47.04	-25.13	52.48
$\alpha_s = \gamma_{RE}M_0 / \alpha_1 f_c b h_0^2$	0.098	0.053	0.110
$\zeta = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.103	0.054	0.117
$\gamma_s = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s})$	0.948	0.973	0.941
$A_s = \gamma_{RE}M_0 / \gamma_s f_y h$	747.9	235.8	509.3
选筋	3 Φ 18	2 Φ 14	2 Φ 18
实配面积	763	308	509
ρ %	0.836	0.34	0.56
M (KN/m)	-239.58	149.81	-165.03
$b \times h_0$ (mm ²)	250 × 615	250 × 615	250 × 615
$\frac{b}{2} v$ (KN/m)	34.11		41.77

$M_0 = M - \frac{b}{2}v$	-205.47	149.81	-123.26
$\gamma_{ER}M_0$	154.1	112.36	92.45
$\alpha_s = \gamma_{RE}M_0 / \alpha_1 f_c b h_0^2$	0.114	0.083	0.068
$\zeta = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.121	0.087	0.090
$\gamma_s = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s})$	0.939	0.954	0.965
$A_s = \gamma_{RE}M_0 / \gamma_s f_y h$	889.5	638.4	519.2
选筋	3 $\Phi 20$	3 $\Phi 18$	2 $\Phi 18$
实配面积	941	763	509
$\rho \%$	1.03	0.5	0.33

2.8.3 梁的斜截面的强度计算

为了防止梁在弯曲屈服前发生剪切破坏，截面设计时，对剪力设计值进行调整

$$\text{如下: } V = \eta_v (m_b^2 + M_b^2) / L_n + V_{Gb} \quad (2.29)$$

η_v ——剪力增大系数对 级框架取 1.05。

L_n ——梁的净跨。

V_{Gb} ——梁在重力荷载值作用下，按简支梁分析的梁的截面剪力值设计值

$$V_{Gb} = 1.2(q_{\text{恒}} + 0.9q_{\text{活}})L_n / 2 \quad (2.30)$$

M_l^b , M_b^r ——分别为梁左右端的顺时针和反时针方向截面结合的弯矩值。

第六层梁的斜截面的强度计算

表 2.35

截面	支座 A	支座 B 左	支座 B 右	支座 C 左	支座 C 右	支座 D
设计剪力 V^1	183.68	193.38	61.40	76.13	178.63	167.10
$\gamma_{RE} V^1$	156.13	164.37	52.19	64.71	151.83	142.04
调整后剪力 V	176.41	176.41	102.47	102.47	189.64	189.14
$\gamma_{RE} V$	149.95	149.95	87.10	87.10	160.77	160.77
$b \times h_0$	250×665	250×665	250×365	250×365	250×615	250×615
$0.25 f_c b h_0$	594.3 > V	594.3 > V	326.2 > V	326.2 > V	594.6 > V	594.6 > V
箍筋直径	h=2	h=2	h=2	h=2	h=2	h=2
肢数	=8	=8	=8	=8	=8	=8
AsV	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3
箍筋间距 S	100	100	100	100	100	100
$V_{cs} = 0.056 f_c b h_0$ $+ 1.2 f_{yv} h A_{sv} h_0 / s$	373.9×10 ³	373.9×10 ³	373.9×10 ³	373.9×10 ³	373.9×10 ³	373.9×10 ³
$\rho_{sr} = h A_{sv} / b s$	0.402	0.402	0.402	0.402	0.402	0.402
$\rho_s \times V_{min} =$ $0.03 f_c / f_{yv}$	0.143	0.143	0.143	0.143	0.143	0.143

底层梁的斜截面的强度计算

表 2.36

截面	支座 A	支座 B 左	支座 B 右	支座 C 左	支座 C 右	支座 D
设计剪力 V^1	142.9	145.49	99.00	95.79	136.45	134.11
$\gamma_{RE} V^1$	121.46	123.67	84.15	81.42	115.98	113.99
调整后剪力 V	144.18	144.18	102.69	102.69	135.55	135.55
$\gamma_{RE} V$	122.55	122.55	87.28	87.28	115.22	115.22
$b \times h_0$	250×665	250×665	250×365	250×365	250×615	250×615
$0.25 f_c b h_0$	594.3 > V	594.3 > V	326.2 > V	326.2 > V	594.6 > V	594.6 > V
箍筋直径	h=2	h=2	h=2	h=2	h=2	h=2
肢数	$\Phi = 8$	$\Phi = 8$	$\Phi = 8$	$\Phi = 8$	$\Phi = 8$	$\Phi = 8$
AsV	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3
箍筋间距 S	100	100	100	100	100	100
$V_{cs} = 0.056 f_c b h_0 + 1.2 f_{yv} h_{sv} h_0 / s$	373.9 × 10 ³ > $\gamma_{RE} V$	373.9 × 10 ³	265.3 × 10 ³	265.3 × 10 ³	345.8 × 10 ³	345.8 × 10 ³ > $\gamma_{RE} V$
$\rho_{sr} = h A_{sv} / b s$	0.402	0.402	0.402	0.402	0.402	0.402
$\rho_s \times V_{min} = 0.03 f_c / f_{yv}$	0.143	0.143	0.143	0.143	0.143	0.143

2.8.4 柱截面设计

2.8.4.1 轴压比限值见下表 2.37

轴压比限值

表 2.37

类别	抗震等级		
	一	二	三
框架柱	0.7	0.8	0.9
框支柱	0.6	0.7	0.8

框架柱的配筋

柱采用对称式（以利于不同方向的风荷载的作用）为便于施工，将外柱，内柱的 2—6 层采用同一种配筋，底层采用另外的配筋，其内力出前面表查出最不利值作为计算值。

材料 C30: $f_c=14.3 \text{ N/mm}^2$

II级钢: $f_y=310 \text{ N/mm}$, $\zeta_b=0.544$

截面 外柱: $b \times h=400 \times 500$ $h_0=500-40=460 (\alpha_s=40\text{mm})$

内柱: $b \times h=400 \times 500$ $h_0=500-40=460 (\alpha_s=40\text{mm})$

由 GB50011—2001 纵筋最小配筋率为:

角柱 0.9% ; 中柱 0.7% ; 边柱 0.7% 。

柱配筋的计算过程见下表 2.38

边柱A的计算

表 2.38

层数	2. 3. 4. 5. 6 层			底层		
组合	$ M _{\max}$	N_{\max}	N_{\min}	$ M _{\max}$	N_{\max}	N_{\min}
M	121.33	-40.63	75.54	159.92	-11.62	-141.41
N	805.06	1073.97	108.74	959.03	1293.43	666.41
e_o	150.4	37.8	694.7	166.7	20	212.2
N_b	1447.16 > N					
e_α	20	20	20	20	20	20
e_i	170.7	57.8	714.7	186.7	40	232.2
e_i/h_0	0.371	0.126	1.553	0.406	0.087	0.505
l_o	5400	5400	5400	5250	5250	5250
l_o/h	10.8	10.8	10.8	10.5	10.5	10.5
$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \times (\frac{l_o}{h})^2 \zeta_1 \zeta_2$	1.22	1.66	1.05	1.19	1.905	1.156
ηe_i	208.25	95.95	750.43	222.17	76.2	268.4
E	418.25	305.95	960.43	432.17	286.2	478.4
As	454.3	32.6	-445.69	822.2	73.54	591.11

其中 ($\zeta_b=0.55$)

中柱 B, C 的计算

表 2.39

层数	2. 3. 4. 5. 6 层			底层		
组合	$ M _{\max}$	N_{\max}	N_{\min}	$ M _{\max}$	N_{\max}	N_{\min}
M	140.74	62.74	-124.06	171.06	22.59	-66.44
N	808.61	1323.38	152.99	1138.24	1590.11	919.09
e_o	174.05	47.41	810.9	150.28	14.21	72.29
N_b	1447.16 > N					
e_α	20	20	20	20	20	20
e_i	194.05	67.41	830.9	170.28	34.21	92.29
e_i/h_0	0.422	0.146	1.806	0.370	0.074	0.201
l_o	5400	5400	5400	5250	5250	5250
l_o/h	10.8	10.8	10.8	10.5	10.5	10.5
$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \times (\frac{l_o}{h})^2 \zeta_1 \zeta_2$						
	1.197	1.57	1.046	1.213	2.064	1.392
ηe_i	232.28	105.83	869.12	206.55	70.61	128.47
E	442.28	315.83	1079.12	416.55	280.61	338.47
As	342.0	-299.4	769.28	569.5	-464.3	-298.5

由边柱 A 配筋选择可知道, 2—6 层按照构造配筋即可, 底层按计算配筋。

则边柱: $A_s + A_s^1 = \rho \min b h_0 = 0.007 \times 400 \times 460 = 1228 \text{ mm}^2$

对 2—6 层选筋, 选用 6Φ18, $A_s = A_s^1 = 763 \text{ mm}^2$

对底层计算得的 882.2 mm^2 选用 6Φ20, $A_s = A_s^1 = 941 \text{ mm}^2$,

对中柱配筋的选择:

由计算可知, 2—6 层的中柱可按计算配筋, 选用 8Φ16, $A_s = A_s^1 = 804 \text{ mm}^2$

底层中柱可以按构造配筋, 6Φ18, $A_s = A_s^1 = 763 \text{ mm}^2$

2.8.4.2 柱斜截面承载力计算;

以第一层为例, 剪力设计值按下式 (2.31) 调整:

$V_c = 1.1(m_c^u + m_c^l)/h_n$ 式中, h_n 是柱子净高, m_c^u, m_c^l 分别是柱

子的上下端顺时针和反时针方向截面组合的弯矩设计值，调整后的弯矩值一般层应满足 $\sum m_c = 1.1 \sum M_b$ ，底层的柱应考虑 1.5 倍弯矩增大系数。以下是柱 A 的剪力组合。

横向框架柱 A 的剪力组合

表 2.40

层 次	恒荷载	活荷载	风荷 载	地震荷载	1.2 恒+1.26(地震 +风荷载)		γ_{re} [1.2(恒+0.5 活) +1.3 地震]		1.35 恒 + 活	1.2 恒 +1.4 活
					→	←	→	←		
6	-43.79	-15.08	1.61	13	-69.52	-73.58	-33.52	-58.87	-74.19	-73.66
5	-20.21	-9.89	3.48	22.15	-31.87	-41.09	-1.04	-44.23	-37.17	-38.09
4	-22.53	-11.12	5.23	28.5	-34.46	-47.64	2.51	-53.07	-41.54	-42.6
3	-22.53	-11.31	6.83	35.15	-32.68	-49.89	11.87	-79.52	-41.54	-42.06
2	-24.47	-11.95	8.28	39.01	-34.03	-54.82	10.64	-65.43	-44.98	-46.09
1	-9.71	-4.83	1.97	49.24	-2.65	-32.82	44.66	51.36	-17.94	-18.41

框架柱抗剪承载力计算：以柱子最大剪力 V_{max} 和相应的轴力 N 作为标准值。

HPB235 钢筋， $f_y=210N/mm^2$ ， $\gamma_{re}=0.85$

柱的配筋

表 2.41

位置	外柱		内柱	
	其它层	底层	其它层	底层
V (KN)	170.87	178.22	191.69	172.55
N (KN)	1140.47	1389.3	1225.76	1489.61
λ	3	3	3	3
$0.3f_c A$	858	858	858	858
$0.2f_c b h_0 / \gamma_{re} (KN)$	$619 > V$	$619 > V$	$619 > V$	$619 > V$
$1 / \gamma_{re} [(1.75 / \lambda + 1) b h_0 + 0.07 N]$	$206.09 > V$	$206.09 > V$	$206.09 > V$	$206.09 > V$
A_{sv}	构造配筋	构造配筋	构造配筋	构造配筋

箍筋选用:

加密区: 用 $\phi 8 @ 100$ 角柱, 边柱采用四肢箍筋, 其余各柱用双肢箍筋, 高度为 550mm .

纵筋搭接处: $\phi 8 @ 100$ 双肢箍

柱其它部分: $\phi 8 @ 200$ 双肢箍

2.8.4.3 框架柱裂缝宽度验算:

对 $e_0 < 0.5h_0$, 根据《混凝土结构设计规范》要求可以不必进行验算, 因此对第六层的外边柱和内柱均要进行裂缝验算。

$$\Omega_{\max} = \alpha_{cr} \psi \sigma_{sk} / E_s (1.9c + 0.08d / \gamma_{te}) \quad (2.32)$$

α_{cr} ——受弯偏心受压构件取 2.1

d——钢筋直径

γ ——钢筋相对粘结特性系数

$E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$, $c = 35 \text{ mm}$

对顶层外柱:

$$d_{eq} = \sum n_i d_i / \sum n_i v_i d_i = 6 \times 18^2 / 6 \times 1 \times 18 = 18$$

$$\rho_{te} = A_s / A_{te} = 763 / 0.5 \times 400 \times 500 = 0.00763 < 0.01, \text{ 取 } 0.01$$

式 (2.33) $\sigma_{sk} = N_k(e-z)/A_{sz}$, 其中 $(z=[0.87-0.12 \times (1-\gamma f)(h_0/e)^2$

$h_0=[0.87-0.12 \times (1-0) \times 465/960.4^2] \times 465=391.47$, $\gamma f=0$)

$N_k=\text{恒载}+\text{活载}+0.6 \text{ 风载}+0.7 \text{ 地震荷载}$

$N_k=132.92+33.29+0.6 \times 0.84+0.7 \times 6.8=171.47\text{KN}$

$\sigma_{sk} = N_k(e-z)/A_{sz} = 171.47 \times (960.43-391.47) \times 1000/763 \times 391.47=326.62 \text{ N/mm}^2$

$\psi=1.1-0.65f_{tk}/\rho_{te}\sigma_{sk}=1.1-0.65 \times 1.43/0.01 \times 326.62=0.8154$

取 $\psi=1$

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 $\psi=1$

$W_{\max}=2.1 \times 1 \times 326.62/2.0 \times 10^5 (1.9 \times 35+0.08 \times 18/0.01)=0.801 > 0.2\text{mm}$

须进行加配钢筋, 选用 12 $\Phi 22$, $A_s=A_{s2}=2281\text{mm}^2$, $\alpha_{cr}=2.1$, $E_s=2.0 \times 10^5$, $c=35\text{mm}$, $deq = \epsilon_{nidi}/\epsilon_{nivdi} = 6 \times 22^2/6 \times 1 \times 22=22$

$\rho_{te} = A_s/A_{te}=2281/0.5 \times 4 \times 500=0.02281 > 0.01$ 取

$\rho_{te}=0.02281$

$\sigma_{sk} = N_k(e-z)/A_{sz} = 171.47(960.43-391.47) \times 1000/2281 \times 391.47=109.26 \text{ N/mm}^2$

$W_{\max} = 2.1 \times 1 \times 109.26/2 \times (1.9 \times 35+0.08 \times 22/0.02281)=0.165 < 0.2\text{mm}$, 满足要求。

(1) 顶层内柱 8 $\Phi 16$ (804 mm^2)

$\alpha_{cr}=2.1$, $E_s=2.0 \times 10^5$, $c=35\text{mm}$, $deq = \epsilon_{nidi}/\epsilon_{nivdi} = 8 \times 16^2/8 \times 16=16$

$\rho_{te} = A_s/A_{te}=2281/0.5 \times 400 \times 500=0.00804 < 0.01$

$Z=[0.07-0.12 \times (1-r_g) \times (h_0/e)h_0=[0.87-0.12 \times (465/1079.12)^2] \times 465=394.19$

$r_f=0$

$N_k=171.98+46.68+0.6 \times 1.08+0.7 \times 3.65=221.86\text{KN}$

$\sigma_{sk} = N_k(e-z)/A_{sz} = 221.86(1079.12-394.19) \times 1000/804 \times 394.19=479.47 \text{ N/mm}^2$

$W_{\max} = 2.1 \times 1 \times 479.47 / 2 \times 10^5 (1.9 \times 35 + 0.08 \times 16 / 0.01) = 0.979 >$
 0.2mm，须进行加配钢筋，选用 12 Φ 22

$$\rho_{te} = A_s / A_{te} = 2281 / 0.5 \times 4 \times 500 = 0.02281$$

$\sigma_{sk} = N_k(e - z) / A_{sz} = 221.86 \times (1079.12 - 394.19) \times 1000 / 2281 \times$
 $394.19 = 169.0 \text{ N/mm}^2$
 $W_{\max} = 2.1 \times 1 \times 169.0 / 2 \times 10^5 \times (1.9 \times 35 + 0.08 \times 22 / 0.02281) = 0.145 <$
 0.2mm，满足要求。

2.9 节 桩基计算

设计基础的荷载包括：① 框架柱传来的弯矩、轴力和剪力（可取设计底层柱的相应控制内力）；② 基础自重、回填土的重量；③ 底层地基传来的轴力和弯矩。

2.9.1 外柱基顶内力组合值计算

2.9.1.1 标准组合

框架柱传来： $M_{1k} = -13.6 + 6.74 + 0.6 \times 28.1 + 0.7 \times 134.43 = 104.1 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$N_{1k} = 808.47 + 202 + 0.6 \times 23.54 + 0.7 \times 128.42 \text{ KN} = 1114.48 \text{ KN}$$

$$V_{1k} = -3.24 - 4.8 - 0.6 \times 10.26 - 0.7 \times 49.24 = -48.67 \text{ KN}$$

$$M_k = 104.1 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad N_k = 1114.48 \text{ KN} \quad V_k = -48.67 \text{ KN}$$

2.9.1.2 基本组合

框架柱传来： $M_1 = 129.98 \text{ KN} \cdot \text{m}$ $N_1 = 1006.65 \text{ KN}$ $V_1 = -56.62 \text{ KN}$

$$M = 129.98 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad N = 1006.65 \text{ KN} \quad V = -56.62 \text{ KN}$$

该工程框架层数不多，地基土较均匀且柱距较大，可选择独立柱基础，据地质报告，基础埋深需在杂填土以下，取基础砼的强度等级为 C25，则 $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$ ， $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$

2.9.2 外柱独立基础计算

2.9.2.1 初步确定基底尺寸（图 2.12）

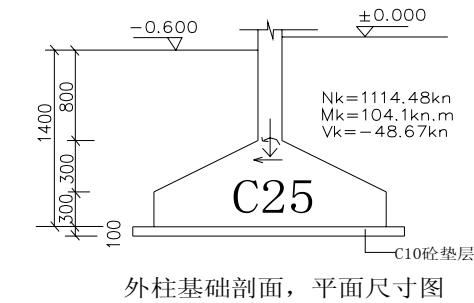


图 2.12 外柱的基底尺寸

① 选择基础埋深 $d=1400\text{ mm}$

② 重度计算

杂填土: $\gamma_1=16\text{KN/m}^3$ $h_1=0.3\text{m}$

粘土: $\gamma_2=20\text{ KN/m}^3$ $h_2=1.4-0.3=1.1\text{m}$

则基础底面以上土的加权平均重度: $V_0 = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{h_1 + h_2} = \frac{1.6 \times 0.3 + 20 \times 1.1}{0.3 + 1.1}$

$=19.14\text{ KN/m}^3$

$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_0 (d-0.5)$

$=190 + 0.15 \times 20 \times (3.2-3) + 1.4 \times 19.14 \times (1.4-0.5)$

$=214.48\text{KN/m}^2$

③ 基础底面 尺寸

先按中心荷载作用下计算基底面积

$$A_1 \geq \frac{N}{f_a - \gamma_{Gd}} = \frac{1006.65}{214.48 - 20 \times 1.4} = 5.40\text{m}^2$$

但考虑到偏心荷载作用应力分布不均匀，故将计算出的基底面积增大 10%~40%，取 1.2

$A=1.21=1.2 \times 7.54=9.05\text{ m}^2$

选用正方形，宽×长=3.2m×3.2m=10.24 m²（满足要求）

④ 地基承载力验算（采用标准组合）

$$W = \frac{bh^2}{6} = 3.2 \times 3.2 \times 3.2 \div 6 = 5.46 m^3$$

作用于基底中心的弯矩、轴力分别是：

$$M_k = 87.01 + 34.81 \times 0.6 = 107.90 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

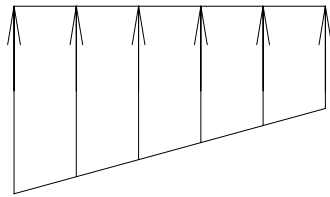
$$N_k = 1263.34 \text{ KN}$$

$$\frac{P_{k \max}}{P_{k \min}} = \frac{N_k + G_k}{A} \pm \frac{M_k}{W} = \frac{1114.48 + 20 \times 10.24 \times 1.4}{10.24} \pm \frac{133.302}{5.46} = \frac{161.25}{112.43} \text{ KN/m}^2$$

$$P_{k \max} = 161.25 \text{ KN/m}^2 < 1.2 \times 214.48 = 257.38 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{k \min} = 131.61 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\bar{P}_k = \frac{P_{k \max} + P_{k \min}}{2} = \frac{161.25 + 131.61}{2} = 146.43 < f_a = 214.48 \text{ KN/m}^2$$



$$P_{k \max} = 161.25 \quad \bar{p} = 136.84$$

图 2.13

故承载力满足要求

⑤ 冲切验算（采用基本组合）

土壤净反力 F_L 的计算：

$$p_j = \frac{N_l}{A} + \frac{M_l}{W} = \frac{1006.65}{10.24} + \frac{129.98}{5.46} = 122.12 \text{ KN/m}^2$$

（不包括基础和回填土自重）

柱与基础交接处： $h_0 = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$, $A_L = 1.01 \text{ m}^2$

$$F_L = p_j A_L = 122.12 \times 1.01 = 123.34 \text{ KN}$$

$$a_m = (a_t + a_b) / 2 = 1.8 \text{ m}$$

$$0.7 \beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.27 \times 10^3 \times 1.8 \times 0.56 = 896.11 \text{ KN} > F_L =$$

基础变阶处， $h_0 = 300 - 40 = 260 \text{ mm}$

$$A_L = 1.01 \text{ m}^2 \quad F_L = p_j \cdot A_L = 123.34 \text{ KN}$$

$$a_m = (a_t + a_b) / 2 = 1.9 \text{ m}$$

$$0.7 \beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.27 \times 10^3 \times 1.9 \times 0.26 = 439.17 \text{ KN} > F_L =$$

123.34KN

故满足要求

2.9.2.2 基础底面配筋计算（按基本组合确定）

$$M=129.98+56.62 \times 0.6=129.98+33.972=163.95 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N=1006.65\text{KN} \quad V=-56.62\text{KN}$$

$$\frac{P_{k \max}}{P_{k \min}} = \frac{Nk + Gk}{A} \pm \frac{Mk}{w} = \frac{1006.65 + 20 \times 10.24 \times 1.4}{10.24} \pm \frac{163.5}{5.46} = \frac{161.94}{101.88} \text{ KN/m}^2$$

$$P_1 = (161.94 - 101.88) \times \frac{1800}{3200} + 101.88 = 135.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} M_I &= \frac{a_1^2}{12} [(2l + a_1')(P_{\max} + P_I - \frac{2G}{A}) + (P_{\max} - P_I)l] \\ &= 0.15 \times [6.8 \times (297.6 - 67.2) + 84.1] \\ &= 247.62 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$A_{SI} = \frac{M_I}{0.9h_0f_y} = \frac{247.62 \times 10^6}{0.9 \times 560 \times 210} = 2339.57 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} M_{II} &= \frac{(l - a_1')^2 (2b + b')(P_{\max} + P_{\min} - \frac{2G}{A})}{48} = 0.163 \times 6.9 \times (263.82 - 67.2) = \\ &= 221.14 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$A_{SII} = \frac{M_{II}}{0.9h_0f_y} = \frac{221.14 \times 10^6}{0.9 \times 560 \times 210} = 2089.38 \text{ mm}^2$$

由以上结果得：

$$\text{框架平面内选取：} A_s = \frac{A_{SI}}{3.2} = \frac{2339.57}{3.2} = 731 \text{ mm}^2$$

$$\text{实配：} \phi 14@200 \quad A_s = 770 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \frac{A_{SII}}{3.2} = \frac{2089.38}{3.2} = 652.9 \text{ mm}^2$$

$$\text{实配：} \phi 14@220, A_s = 700 \text{ mm}^2/\text{m}$$

2.9.3 内柱基顶内力组合值计算

2.9.3.1 标准组合

框架柱传来：

$$M_{1k} = 11.74 + 6.74 + 0.6 \times 32.32 + 0.7 \times 150.53 = 143.24 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N_{1k} = 968.07 + 283.22 + 0.6 \times 13.59 + 70.14 \times 0.7$$

$$= 1308.54 \text{ KN}$$

$$V_{1k} = -2.78 - 1.6 - 11.8 - 0.6 \times 56.9 - 0.7 \times 9.54 = -57.0 \text{ KN}$$

$$M_k=143.24\text{KN}\cdot\text{m} \quad N_k=1308.54\text{KN} \quad V_k=-57.0\text{KN}$$

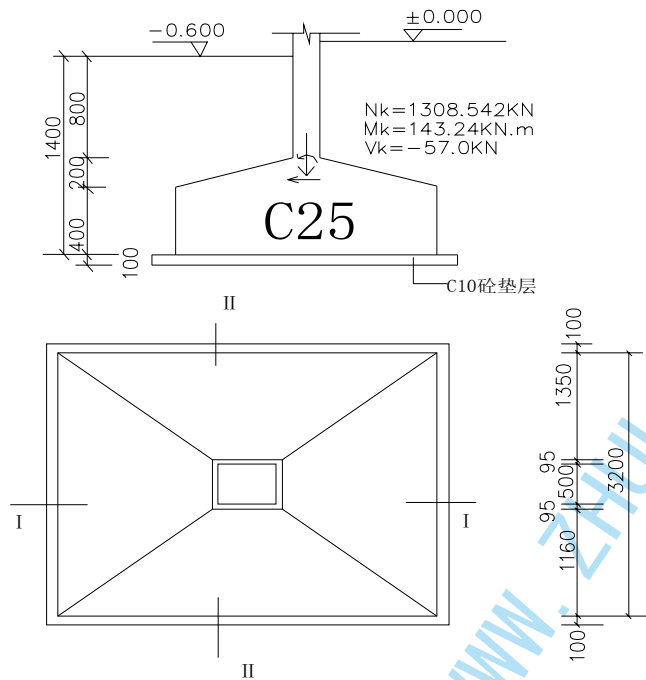
2.9.3.2 基本组合

框架柱传来：

$$M_1=171.06\text{KN}\cdot\text{m} \quad N_1=1138.24\text{KN} \quad V_1=-55.71\text{KN}$$

$$M=171.06\text{KN}\cdot\text{m} \quad N=1138.24\text{KN} \quad V=-55.71\text{KN}$$

2.9.4 内柱独立基础的计算



内柱基础剖面，平面尺寸图

图 2.14 内柱的基底尺寸

2.9.4.1 确定基底尺寸

- ① 选择基础埋深同外柱 $d=1400\text{mm}$
- ② 地基承载力特征值，对深度修正（同外柱）

$$f=214.48\text{KN}/\text{mm}^2$$

- ③ 基础底面尺寸

$$A_1 \geq \frac{N}{f_\alpha - \gamma_{Gd}} = \frac{1138.24}{214.48 - 20 \times 1.4} = 6.10\text{m}^2$$

考虑到偏心矩不大，采用正方形基础，取 $3.2 \times 3.2 = 10.24\text{m}^2$ （满足要求）

- ④ 地基承载力验算（采用标准组合）

$$W = \frac{bh^2}{6} = 3.2 \times 3.2 \times 3.2 \div 6 = 5.46\text{m}^3$$

作用于基底中心的弯矩、轴力分别是：

$$M_k = 143.24 + 57.0 \times 0.6 = 177.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

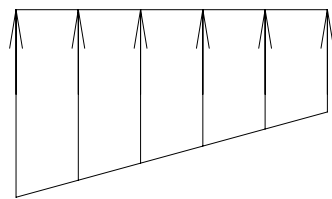
$$N_k = 1308.542 \text{ kN}$$

$$\frac{p_{k \max}}{p_{k \min}} = \frac{N_k + G_k}{A} \pm \frac{M_k}{W} = \frac{1308.542 + 20 \times 10.24 \times 1.4}{10.24} \pm \frac{177.44}{5.46} = \frac{188.29}{123.29} \text{ kN/m}^2$$

$$p_{k \max} = 188.29 \text{ kN/m}^2 < 1.2 \times 214.48 = 257.38 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{k \min} = 123.29 \text{ kN/m}^2 > 0$$

$$\bar{p}_k = \frac{p_{k \max} + p_{k \min}}{2} = \frac{188.29 + 123.29}{2} = 155.79 < f \alpha = 214.48 \text{ kN/m}^2$$



$$p_{k \max} = 257.38 \quad \bar{p} = 155.79$$

图 2.15

故承载力满足要求

⑤ 冲切验算（采用基本组合）

土壤净反力 F_L 的计算：

$$p_j = \frac{N_l}{A} + \frac{M_l}{W} = \frac{1138.24}{10.24} + \frac{171.06}{5.46} = 142.49 \text{ kN/m}^2$$

（不包括基础和回填土自重）

柱与基础交接处： $h_0 = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$, $A_L = 0.687 \text{ m}^2$

$$F_L = p_j A_L = 142.49 \times 0.687 = 97.90 \text{ kN}$$

$$a_m = \frac{(a_t + a_b)}{2} = 1.8 \text{ m}$$

$$0.7 \beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.27 \times 10^3 \times 1.8 \times 0.56 = 896.11 \text{ kN} > F_L$$

基础变阶处， $h_0 = 400 - 40 = 360 \text{ mm}$

$$A_L = 1.01 \text{ m}^2 \quad F_L = p_j A_L = 142.49 \times 1.01 = 143.91 \text{ kN}$$

$$a_m = \frac{(a_t + a_b)}{2} = 1.95 \text{ m}$$

$$0.7 \beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.27 \times 10^3 \times 1.95 \times 0.36 = 624.08 \text{ kN} > F_L = 143.91 \text{ kN}$$

故满足要求

2.9.4.2 基础底面配筋计算（按基本组合确定）

$$M=171.06+(-55.71 \times 0.6)=134.29 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N=1138.24\text{KN} \quad V=-55.71\text{KN}$$

$$\frac{P_{k \max}}{P_{k \min}} = \frac{N+G}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{1138.24+1.2 \times 20 \times 10.24 \times 1.4}{10.24} \pm \frac{134.29}{5.46} = \frac{169.36}{120.16} \text{ KN/m}^2$$

$$P_1 = (169.36 - 120.16) \times \frac{1800}{3200} + 120.16 = 147.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{a_1^2}{12} \left[(2l+a_1')(P_{\max} + P_l - \frac{2G}{A}) + (P_{\max} - P_l)l \right] \\ &= 0.13 \times [6.8 \times (317.2 - 67.2) + 68.86] \\ &= 229.95 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0.9h_0f_y} = \frac{229.95 \times 10^6}{0.9 \times 560 \times 210} = 2172.6 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} M_{II} &= \frac{(l-a_1')^2(2b+b')(P_{\max} + P_{\min} - \frac{2G}{A})}{48} \\ &= 0.16 \times 6.9 \times 222.25 \\ &= 245.36 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0.9h_0f_y} = \frac{245.36 \times 10^6}{0.9 \times 560 \times 210} = 2318.25 \text{ mm}^2$$

由以上结果得：

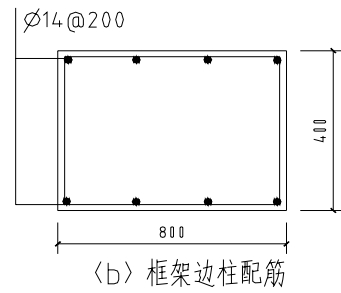
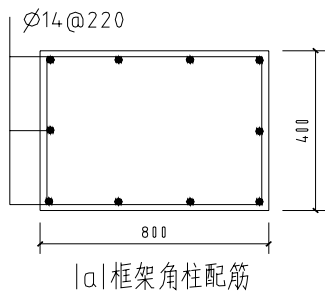
框架平面内选取：

$$A_s = \frac{A_{sI}}{3.2} = \frac{2172.6}{3.2} = 678.9 \text{ mm}^2$$

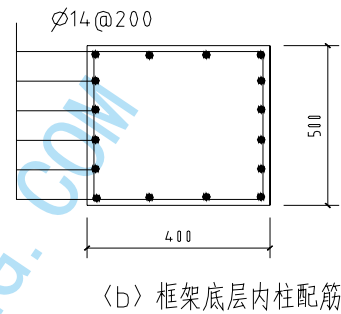
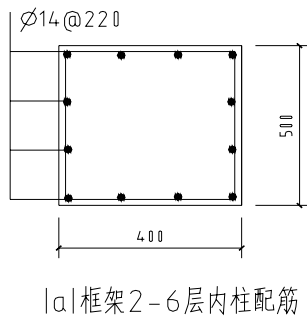
$$\text{实配：} \phi 14@220 \quad A_s = 700 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \frac{A_{sII}}{3.2} = \frac{2318.25}{3.2} = 724.45 \text{ mm}^2$$

$$\text{实配：} \phi 14@200 \quad A_s = 770 \text{ mm}^2/\text{m}$$



框架外柱配筋



框架内柱配筋

图 2.16 框架柱配筋

2.10 楼梯计算

2.10.1 设计参数

楼梯结构平面布置图 (图 2.17)

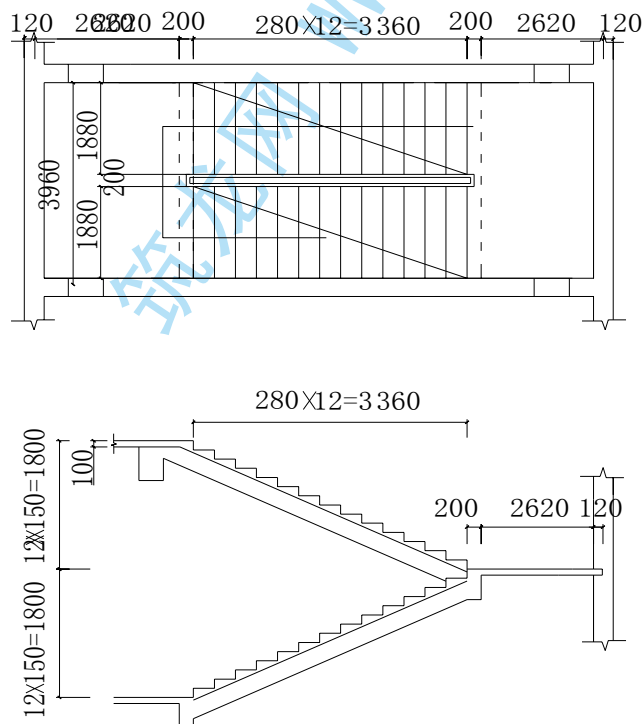


图 2.17 楼梯结构布置图

楼梯结构平面布置图

层高 3.6m, 踏步尺寸 150mm×280mm, 采用混凝土 C20, $f_c=9.6\text{N/mm}^2$, 楼梯上均布活荷载标准值 $q_k=2.5\text{KN/m}^2$, 钢筋: 当 $d\leq 10\text{mm}$ 时, 选用 HPB235 钢筋。当 $d\geq 10\text{mm}$ 时, 选用 HRB335 级钢筋。

2.10.2 楼梯板计算

楼段板的计算

1) 确定板厚

楼梯板的厚度为

$$h = \frac{l_0}{30} = \frac{3360}{30} = 112\text{mm}$$

取 $h=120\text{mm}$

2) 荷载计算 (取 1 m 宽板计算)

楼梯斜板的倾角

$$\alpha = \arctan \frac{150}{280} = 0.55 = 28^\circ 48' \quad \cos \alpha = 0.876$$

$$\text{恒荷载: 踏步重 } \frac{1.0}{0.28} \times \frac{1}{2} \times 0.28 \times 0.150 \times 25 = 1.875\text{KN/m}$$

$$\text{斜板重: } \frac{1.0}{0.875} \times 0.12 \times 25 = 3.425\text{KN/m}$$

$$20\text{mm 厚找平层: } \frac{0.28+0.150}{0.28} \times 1.0 \times 0.02 \times 20 = 0.620\text{KN/m}$$

$$\text{恒荷载标准值 } g_k = 5.92\text{KN/m}$$

$$\text{恒荷载设计值 } g_d = 1.2 \times 5.92 = 7.104\text{KN/m}$$

$$\text{活荷载标准值 } q_k = 2.5 \times 1.0 = 2.5\text{KN/m}$$

$$\text{活荷载设计值 } q_d = 1.4 \times 2.5 = 3.5\text{KN/m}$$

$$\text{总荷载设计值 } q'_d = g_d + q_d = 7.104 + 3.5 = 10.604\text{KN/m}$$

3) 内力计算

$$\text{计算跨度 } l_0 = 3.36\text{m}$$

$$\text{跨中弯矩 } M = \frac{1}{10} q'_d l_0^2 = \frac{1}{10} \times 10.604 \times 3.36^2 = 12.0\text{KN/m}$$

4) 配筋计算

$$h_0 = h - 20 = 120 - 20 = 100\text{mm}$$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{12.0 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 1000 \times 3.36^2} = 0.125$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.125} = 0.134$$

$$A_s = \xi \frac{f_c}{f_y} b h_0 = 0.134 \times \frac{9.6}{210} \times 1000 \times 100 = 612.57 \text{ mm}^2$$

受力钢筋选用 $\Phi 10 @ 120 (A_s = 654 \text{ mm}^2)$

分布钢筋选用 $\Phi 6 @ 250$

2.10.3 平台板的计算

2.10.3.1 荷载计算

恒荷载：平台板自重（假定板厚 70mm） $0.07 \times 1 \times 25 = 1.75 \text{ KN/m}$

20mm 厚找平层： $0.02 \times 1 \times 20 = 0.401 \text{ KN/m}$

恒荷载标准值 $g_k = 2.15 \text{ KN/m}$

恒荷载设计值 $g_d = 1.2 \times 2.15 = 2.58 \text{ KN/m}$

活荷载标准值 $q_k = 2.5 \times 1.0 = 2.5 \text{ KN/m}$

活荷载设计值 $q_d = 1.4 \times 2.5 = 3.5 \text{ KN/m}$

总荷载设计值 $q'_d = g_d + q_d = 2.58 + 3.5 = 6.08 \text{ KN/m}$

10.3.2 内力计算

计算跨度 $l_0 = l_n + \frac{h}{2} = 2.82 + \frac{0.07}{2} = 2.855 \text{ m}$

跨中弯矩 $M = \frac{1}{10} q'_d l_0^2 = \frac{1}{10} \times 6.08 \times 2.855^2 = 4.96 \text{ KN/m}$

10.3.3 配筋计算

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{4.96 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 1000 \times 50^2} = 0.0658$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0658} = 0.068$$

$$A_s = \xi \frac{f_c}{f_y} b h_0 = 0.068 \times \frac{9.6}{210} \times 1000 \times 50 = 156 \text{ mm}^2$$

选用 $\Phi 6 @ 180 (A_s = 157 \text{ mm}^2)$

2.10.4 平台梁的计算

楼梯板传来 $10.604 \times \frac{3.36}{2} = 17.81 \text{ KN/m}$

平台板传来 $6.08 \times (\frac{1.4}{2} + 0.20) = 5.47 \text{ KN/m}$

2.10.4.1 荷载计算

梁自重（假定 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ ）

$$1.2 \times 0.2 \times (0.3 - 0.07 \times 25) = 1.38 \text{ KN/m}$$

$$q = 24.93 \text{ KN/m}$$

2.10.4.2 内力计算

$$l_0 = l_n + \alpha = 3.96 + 0.24 = 4.2 \text{ m}$$

$$l_0 = 1.05 \times l_n = 1.05 \times 3.96 = 4.16 \text{ m}$$

取两者较小者, $l_0 = 4.16 \text{ m}$

$$\text{跨中弯矩 } M_{\max} = \frac{1}{8} q l_0^2 = \frac{1}{8} \times 24.93 \times 4.16^2 = 30.7 \text{ KN/m}$$

$$\text{最大剪力 } V_{\max} = \frac{1}{2} q l_n = \frac{1}{2} \times 24.9 \times 3.96 = 37.2 \text{ KN}$$

2.10.4.3 配筋计算

(a) 纵向配筋 (按第一类倒 L 形截面计算)

$$b_f' = \frac{l_0}{6} = \frac{4160}{6} = 693 \text{ mm}$$

$$b_f' = b + \frac{s_0}{2} = 200 + \frac{1400}{2} = 900 \text{ mm}$$

取小值 $b_f' = 900 \text{ mm}$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{30.7 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 525 \times 265^2} = 0.0867$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0867} = 0.091$$

$$A_s = \xi \frac{f_c}{f_y} b h_0 = 0.091 \times \frac{9.6}{300} \times 525 \times 265 = 405 \text{ mm}^2$$

选用 $3\Phi 14 (A_s = 461 \text{ mm}^2)$

(b) 箍筋计算

$$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.1 \times 200 \times 265 = 40810 \text{ N} = 40.81 \text{ KN} > V_{\max} = 37.2 \text{ KN}$$

故箍筋可按构造要求配置 $\phi 6 @ 200$

钢筋布置见图 (图 2.18)

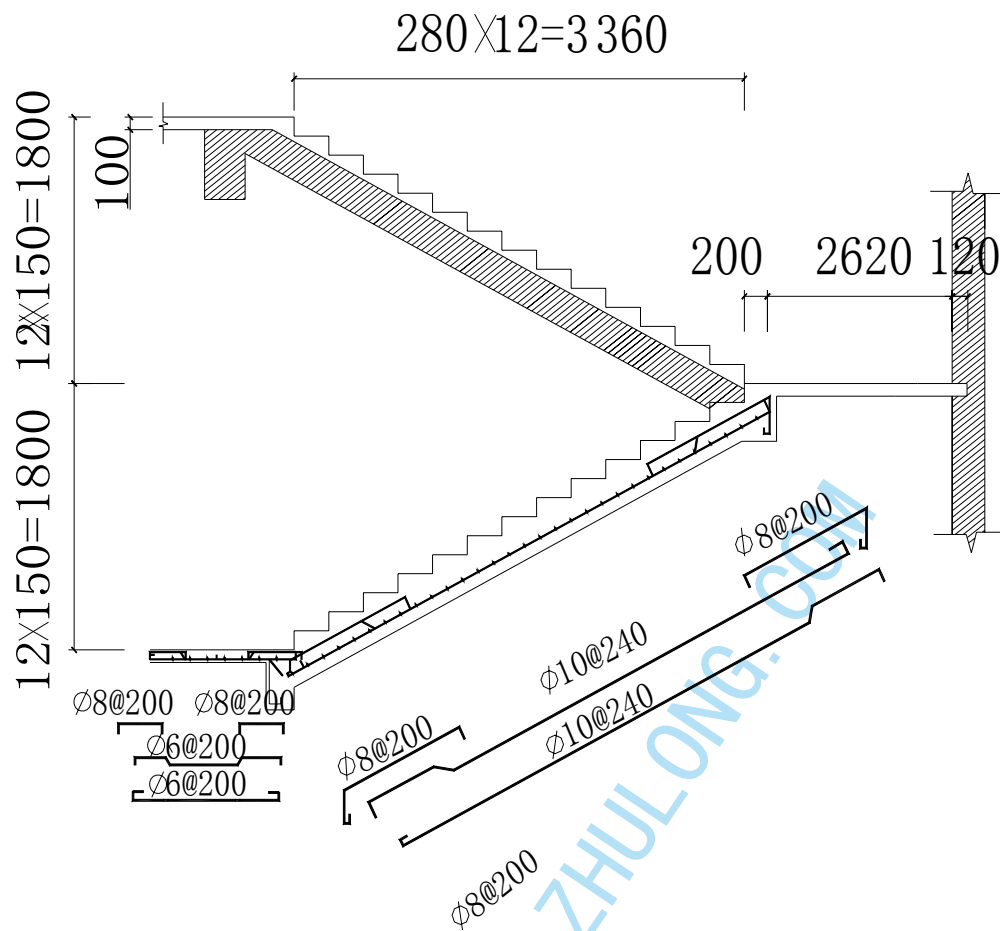


图 2.18

钢筋布置图

结论

通过对南阳理工学院 13#教学楼的框架结构设计,使我了解了一般民用建筑设计特点,掌握了一般多层民用建筑的设计程序,设计方法和设计内容,熟悉其建筑和结构的一般构造措施,进一步使所学的知识系统化。根据设计任务要求,首先确定平面图、立面图和剖面图,然后根据建筑土进行结构布置,结构计算和抗震演算。根据地质气象条件和上部结构确定基础埋深和结构计算。最后借助计算机完成辅助设计。

在当前社会飞速发展的今天矿家结构越来越多的应用于高层建筑,超高层建筑极大的满足了人们对空间的要求。在我国多层框架结构房屋越来越受欢迎,鉴于我国的经济和人民的的生活水平不是太高的情况,我国的住房条件不可能一下子达到西方发达国家水平。但是我国的经济在飞速发展,人民的生活水平也在不断的提高,目前的住房也不在是八十年代的小平房、土坯房,而是相对较好的多层楼房。这一方面提高了我国的人民的住房的条件,另一方面缓解了我国因人口众多而造成的土地相对不足的局面。特别是我国目前分布很广的中等城市非常适合建造多层框架结构房屋。各个城市的政府部门也都很敏锐的发现了这一问题,并主动的进行这方面的建设。

在做框架结构设计时必须遵守综合考虑设计依据,抗震等级,人防等级,地基情况几承载力,防潮抗渗做法,活荷载值,材料等级,施工中的注意事项,基本的设计要求以及国家规定的构造措施。混凝土技术以及新型材料的应用和推广,混凝土强度高,耐久性好,耐火性好,整体性好。但是由于混凝土的结构自重大,抗裂性差,破坏后修复困难,施工受季节影响较大,使混凝土的使用受限制。随着科技的进步,这些问题在一定程序上已经得到克服和改善。国内外对轻质高强,抗裂性强,成型性好的混凝土进行了不少研究,取得了不少的进展。在未来发展中,框架结构会应用的更加广泛,而且会应用更多的新技术和新材料。新的板型设计方法对于在较大跨度中和材料节省上的研究。密肋板的研究和应用便是国内学者在这方面的创新和大胆尝试。极限状态的设计方法的应用提高了结构分析的可靠度。计算机技术的普及和应用,工程技术软件 AUTOCAD、PKPM 等软件的强大功能更给设计人员带来了极大的便利,减轻了设计工作的强度,提高了设计工作的准确度。

谢 辞

在本次设计过程中，得到了南阳理工学院土木工程系结构 研究室的季宪军与申中原老师的悉心指导，才使本次设计得以顺利完成，在这里一并向以上两位老师致谢。同时，向在大学五培育我的所有老师致谢。

专生本以来，在老师和同学的帮助下，我才得以完成学业。经历了知识的熬煎经历了一次次的探索，终于完成了大学五年的学业，完成了历时一个多月的毕业设计，在此我首先感谢一直以来给予我教诲，帮助的老师 and 同学。是你们的帮助使我能顺利完成这次毕业设计，在此毕业设计中，是你们使得我的水平有一次得到了提高，衷心的说一声谢谢！

这次毕业设计是给我五年以来所学的知识来个大总结，其中包括结构力学、钢筋混凝土结构、结构抗震、工程地质与工程抗震、土木工程 CAD、工程结构可靠度、PKPM 等，它使我对各种知识的原理、计算方法和公式又有了更深一层的认识。这设计过程中，我体会到认真思考、仔细的重要性，由于开始时的不熟练，浪费了一点时间，但却使我从中吸取经验，充实自己。

毕业设计是大学生涯的检验，是学习过程中的一个重要环节，是综合衡量一个学生大学学习程度的一个标准。通过毕业设计不仅巩固了所学的专业理论知识，锻炼了综合应用这些知识的能力，而且能够了解设计工作程序，初步掌握一般工程结构的设计原理及方法。我将吸取本次设计的经验为将来的工作奠定基础。

参考文献

- [1] 混凝土结构设计规范, (GB50010—2002)
- [2] 砌体结构设计规范, (GB50003—2001)
- [3] 梁兴文, 史庆轩主编, 土木工程专业毕业设计指导, 科学出版社
- [4] 苑振芳主编, 砌体结构设计手册, 中国建筑工程出版社
- [5] 郭继武主编, 建筑抗震疑难释义, 中国建筑工程出版社
- [6] 吴培明主编, 混凝土结构, 武汉理工大学出版社
- [7] 刘立新主编, 砌体结构, 刘立新主编, 武汉理工大学出版社
- [8] 梁兴文, 带屋面突出物的高层建筑水平地震力的实用算法, 建筑结构, 1997, 7
- [9] 中华人民共和国国家标准, 建筑地基基础设计规范 (GB 50007-2002)
- [10] 中华人民共和国国家标准, 建筑抗震设计规范 (GB 50011-2001)
- [11] 刘建荣、秋华主编, 房屋建筑学, 武工大版
- [12] 结构制图标准, (GBJ105-87)
- [13] 混凝土结构施工图平面整体表示方法制图规则和构造详图
- [14] 建筑设计资料集, 建筑工业出版社 1973 年 12 月
- [15] 建筑结构荷载规范, (GB5009-2001)
- [16] 地基基础设计规范, (GB50007-2002)
- [17] 建筑抗震设计规范, (GB50011-2001)
- [18] 结构制图标准, (GBJ105-87)
- [19] FIDIC Conditions of contract for construction[M]
- [20] R. S. Narayanan & A. W. Beeby, Introduction to Civil Engineering, 2001, Spon Press