

第一章 引言

当代教学楼发展日新月异，它的设计具有很强的科学性、技术性，与代信息技术、人体工程学、心理学等有密切的关系、成为专门研究的课题，尤其是教学实验楼更是体现了这一点。主要体现在以下几点：

(1)在设计理念上注重环保、节能、突出人性化设计，人性化设计理念就建筑物作为人类共同需要的商品，应充分符合他们的心理和生理的需要，令其感到安全舒适愉悦，而设计者应从建筑设计的各方面考虑，如应设计满足残疾人使用的无障碍设施。

(2)在平面设计上要注意：柱与墙的位置关系，学生在上课时座位离黑板的最大距离不大于 8.5 米、边座与黑板的夹角不小于 30 度。根据人和房间面积考虑教室门的大小及数量，窗设计应满足室内采光的要求。要和相邻建筑物达到协调，在视觉上给人们一种积极、向上的立体感，总平面要和花园、操场等协调布置，要达到全面考虑再定方案。

(3)在建筑材料方面主体材料日益被轻质高强且耐久性好的材料所代替，而装饰材料则向着节能、环保方向发展，尤其在保温、隔音方面发展十分迅速。

(4)在建筑的空间布置上更重要的是符合人性化的设计，“人性化”设计成为室内设计的关键问题，也成为检验一项设计好坏的重要标准。设计者应将独立空间的设计与“人”的各种因素结合起来，一切以人为中心，达到方便、舒适、高效的效果。

再次就是框架结构设计，框架结构设计包括梁、柱、板的初步设计，以确保有足够的强度抵抗结构构件所传递的弯矩、剪力，最后是结构设计的数据处理，通过计算来进行对各个构件进行配筋，来满足建筑的使用以及耐久性。

第二章 工程概况

2.1 基本信息

- 1、本工程为郑州御临大酒店，具体位置详见总平面图。
- 2、建筑物室内外高差 0.450m。本建筑层高底层为 4.2m，其余为 3.6m。
- 3、本工程采用的结构形式为框架结构体系。
- 4、本工程的建筑面积为 5357.76 平方米。
- 5、自然条件（见表 2.1）。

表 2.1 自然条件

抗震设防烈度	地震分组	基本风压 (kN/m ²)	基本雪压 (kN/m ²)
7 (0.15)	第二组	0.45	0.4

注：建筑场地类别为 II 类；地面粗糙等级为 B

2.2 抗震等级、地震影响系数、特征周期

2.2.1、抗震等级

根据《建筑抗震设计规范》6.1.2 的相关规定，可知本建筑抗震等级为三级。

表 2.2 现浇钢筋混凝土房屋的抗震等级

结构类型		设防烈度						
		6		7		8		9
框架结构	高度 (m)	≤24	> 24	≤24	> 24	≤24	> 24	≤24
	框架	四	三	三	二	二	一	一

2.2.2、地震影响系数

根据《建筑抗震设计规范》5.1.4 的相关规定，可知本建筑水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max} = 0.12$ ，结构的特征周期 $T_g = 0.4$ (S)

表 2.3 水平地震影响系数最大值

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	0.04	0.08 (0.12)	0.16 (0.16)	0.32
罕遇地震	0.28	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.4

表 2.4 特征周期值 (s)

设计地震 分组	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

2.3 参考资料

1. 《建筑设计资料集》第二版；
2. 《民用建筑设计通则》（GB50352-2005）；
3. 《宿舍建筑设计规范》（JGJ36-2005）；
4. 《建筑制图标准》（GB/T50105-2010）；
5. 《房屋建筑制图统一标准》（GB/T50001-2010）；
6. 《建筑结构荷载规范》（GB50009-2012）；
7. 《混凝土结构设计规范》（GB50010-2010）；
8. 《建筑地基基础设计规范》（GB50007-2011）；
9. 《建筑抗震设计规范》（GB50011-2010）；
10. 《房屋建筑学》；
11. 《混凝土结构》；
12. 《结构力学》；
13. 《土力学与地基基础》；
14. 《工民建专业毕业设计手册》；
15. 《建筑结构静力计算手册》第二版；
16. 《混凝土结构构造手册》第四版；
17. 《建筑结构设计新规范综合应用手册》（第2版）；

第三章 框架结构主要构件尺寸初步估算

3.1 框架结构承重方案的选择

竖向荷载的传力途径：楼板的均布活载和恒载经次梁间接或直接传至主梁，再由主梁传至框架柱，最后传至地基。

3.2 梁、柱截面尺寸的初步确定

3.2.1 梁的截面尺寸初估

表 3.1 主梁尺寸初估

主梁	跨度	高度 h 初估		梁高 h 取值	宽度 b 初估		梁宽 b 取值
	6000	1/12	500	600	1/3	200	300
		1/8	750		1/2	300	

表 3.2 过道梁尺寸初估

过道梁	跨度	高度 h 初估		梁高 h 取值	宽度 b 初估		梁宽 b 取值
	2640	1/12	220	400	1/3	133	300
		1/8	330		1/2	200	

说明：根据混凝土规范规定，梁高不宜低于 400,梁宽考虑通长配筋和方便施工宜与主梁一致

表 3.3 纵向梁尺寸初估

纵向梁	跨度	高度 h 初估		梁高 h 取值	宽度 b 初估		梁宽 b 取值
	7800	1/12	650	700	1/3	233	300
		1/8	975		1/2	350	

表 3.4 次梁尺寸初估

次梁	跨度	高度 h 初估		梁高 h 取值	宽度 b 初估		梁宽 b 取值
	6000	1/18	333	500	1/3	167	250
		1/12	500		1/2	250	

3.2.2 框架柱截面尺寸初估

设计柱截面时应考虑两个结构单元。柱的荷载初估一般为 12~14 kN/M²,保守计算时取 G=14 kN/M²。

$$A = a^2 = \frac{GnF}{f_c \mu \times 10^3} \varphi$$

式中：A——柱横截面面积， m^2 ，取方形时边长为 a ；

n ——验算截面以上楼层层数；

F ——验算柱的负荷面积，可根据柱网尺寸确定， m^2 ；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

φ ——地震及中、边柱的相关调整系数，6 度取 1，7 度中间柱取 1、边柱取 1.1，8 度中间柱取 1.1、边柱取 1.2；

μ ——框架柱最大轴压比限值，一级抗震取 0.65，二级抗震取 0.75，三级抗震取 0.85，四级抗震取 0.9。

G ——结构单位面积的重量(竖向荷载)，根据经验估算钢筋混凝土高层建筑约为 $12 \sim 18 \text{ kN} / \text{m}^2$ 。

表 3.5 柱尺寸初估

柱尺寸初估	G	n	负荷面积	轴压比	f_c	φ	S	柱尺寸	
	(KN/M2)	层数	F (M2)	u				b	h
	14	6	33.696	0.85	14.3	1.1	0.256	600	600

第四章 计算简图

4.1 梁的计算跨度

框架梁的计算跨度以柱形心线为准，由于柱形心线与建筑轴线重合，故建筑轴线为结构计算跨度。

4.2 柱的计算高度

首层柱高度 $h=4.2+0.45+0.5=5.15\text{m}$ ，其中 4.2m 为底层层高，0.45m 为室内外高差，0.5m 为基础顶面至室外地面高度。其它柱高等于层高，即 3.6m。

计算框架选取的 3 轴框架，由此得出框架计算简图：

如图 4.1（单位 mm）

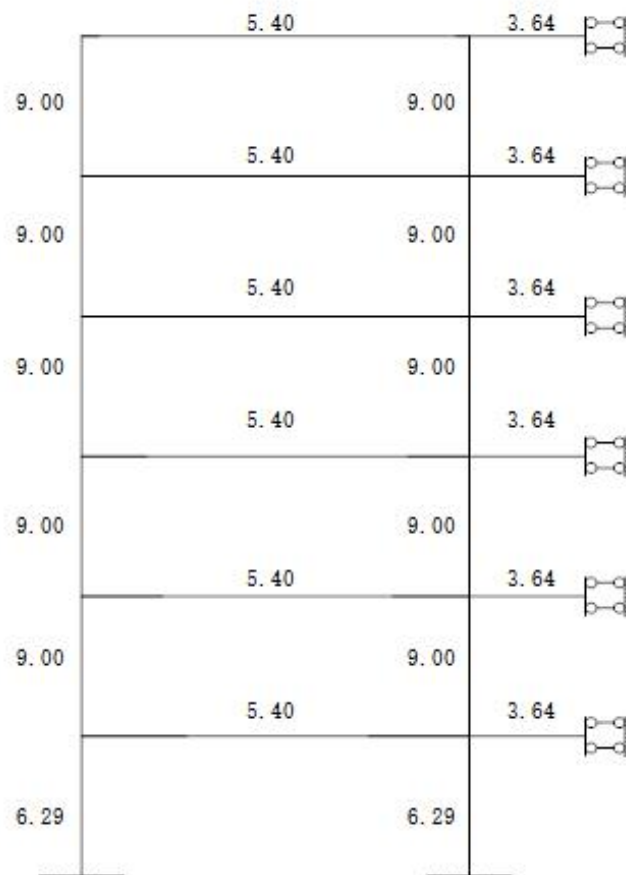


图 4.1 横向框架计算简图（线刚度）

第五章 荷载统计

5.1 恒荷载计算

5.1.1 屋面、楼面恒荷载计算

表 5.1 屋面恒荷载计算

	屋面做法	厚度	容重	荷载 (KN/M2)
不上人 屋面恒荷载	05J1 屋 1 (不上人)	/	/	1.52
	挤塑聚苯乙烯泡沫塑料板	/	/	0.5
	现浇钢筋混凝土楼板	0.12	25	3
	5 厚 1:2.5 水泥砂浆抹面	0.005	20	0.1
	5 厚 1:3 水泥砂浆打底	0.005	20	0.1
	共计:			5.22

表 5.2 楼面恒荷载计算

	楼面做法	厚度	容重	荷载 (KN/M2)
楼面恒荷载	水磨石楼面	/	/	0.65
	现浇钢筋混凝土楼板	0.12	25	3
	5 厚 1:2.5 水泥砂浆抹面	0.005	20	0.1
	5 厚 1:3 水泥砂浆打底	0.005	20	0.1
	共计:			3.85

表 5.3 卫生间地面恒荷载计算

	卫生间地面做法	厚度	容重	荷载 (KN/M2)
卫生间楼 面 恒荷载	水磨石防水楼面	/	/	2.17
	现浇钢筋混凝土楼板	0.12	25	3
	5 厚 1:2.5 水泥砂浆抹面	0.005	20	0.1
	5 厚 1:3 水泥砂浆打底	0.005	20	0.1
	共计:			5.37

5.1.2 梁自重

表 5.4 主梁恒荷载计算

主梁 线荷载	自重	梁高	有效梁高	梁宽	容重	荷载（KN/M）
		0.6	0.48	0.3	25	3.6
	双面抹灰		总厚度	高度	容重	荷载（KN/M）
	5 厚 1:2.5 水泥砂浆抹面		0.01	0.48	20	0.096
	5 厚 1:3 水泥砂浆打底		0.01	0.48	20	0.096
共计：						3.792

表 5.5 过道梁恒荷载计算

过道梁 线荷载	自重	梁高	有效梁高	梁宽	容重	荷载（KN/M）
		0.4	0.28	0.3	25	2.1
	双面抹灰		总厚度	高度	容重	荷载（KN/M）
	5 厚 1:2.5 水泥砂浆抹面		0.01	0.28	20	0.056
	5 厚 1:3 水泥砂浆打底		0.01	0.28	20	0.056
共计：						2.212

表 5.6 纵向梁恒荷载计算

纵向梁 线荷载	自重	梁高	有效梁高	梁宽	容重	荷载（KN/M）
		0.7	0.58	0.3	25	4.35
	双面抹灰		总厚度	高度	容重	荷载（KN/M）
	5 厚 1:2.5 水泥砂浆抹面		0.01	0.58	20	0.116
	5 厚 1:3 水泥砂浆打底		0.01	0.58	20	0.116
共计：						4.582

表 5.7 次梁恒荷载计算

次梁 线荷载	自重	梁高	有效梁高	梁宽	容重	荷载（KN/M）
		0.5	0.38	0.25	25	2.375
	双面抹灰		总厚度	高度	容重	荷载（KN/M）
	5 厚 1:2.5 水泥砂浆抹面		0.01	0.38	20	0.076
	5 厚 1:3 水泥砂浆打底		0.01	0.38	20	0.076
共计：					2.527	

5.1.3 柱自重

表 5.8 柱恒荷载计算

框架柱 线荷载	自重	柱 b	柱 h	容重	荷载（KN/M）
		0.6	0.6	25	9.000
	四面抹灰	厚度	柱周长	容重	荷载（KN/M）
	5 厚 1:2.5 水泥砂浆抹面	0.005	2.4	20	0.24
	5 厚 1:3 水泥砂浆打底	0.005	2.4	20	0.24
共计：					9.48

5.1.4 墙自重

表 5.9 外墙恒荷载计算

外墙自重	墙体做法		厚度	容重	荷载 (KN/M2)
	外墙抹灰	15 厚 1:3 水泥砂浆	0.015	20	0.3
		5 厚陶瓷锦砖水泥浆擦缝	0.005	24	0.12
	内墙抹灰	18 厚 1:2 粉刷石膏浆	0.018	10	0.18
		2 厚刷粉刷石膏压光	0.002	10	0.02
	墙体材料	300 厚加气混凝土砌块	0.3	5.5	1.65
共计:					2.27

表 5.10 内墙恒荷载计算

内墙自重	墙体做法		厚度	容重	荷载 (KN/M2)
	双面抹灰	18 厚 1:2 粉刷石膏浆	0.036	10	0.36
		2 厚刷粉刷石膏压光	0.004	10	0.04
	墙体材料	200 厚加气混凝土砌块	0.2	5.5	1.1
共计:					1.5

表 5.11 女儿墙恒荷载计算

女儿墙自重	墙体做法		厚度	容重	荷载 (KN/M2)
	外墙抹灰	15 厚 1:3 水泥砂浆	0.015	20	0.3
		5 厚陶瓷锦砖水泥浆擦缝	0.005	24	0.12
	内墙抹灰	15 厚 1:3 水泥砂浆	0.015	20	0.3
		5 厚陶瓷锦砖水泥浆擦缝	0.005	24	0.12
	墙体材料	300 厚加气混凝土砌块	0.3	5.5	1.65

共计:	2.49
-----	------

5.2 恒活荷载标准值计算

5.2.1 均布活荷载计算

根据《建筑结构荷载规范》(GB50009-2012)查得各类型楼面活荷载;
不上人屋面: 0.5 kN/m^2 , 基本雪压: $S_0 = 0.4 \text{ kN/m}^2$ 。(雪荷载和屋面活荷载两者不同时考虑, 取较大值 0.5 kN/m^2)

表 5.12 活荷载标准值计算

旅馆	房间	走廊	楼梯间	卫生间	其他	屋面
活荷载	2	2	3.5	2.5	2.5	0.5
面积	552	190.944	70.2	79.8	0	892.944
标准值	1104	381.888	245.7	199.5	0	446.472
总标准值	1931.088					446.472

5.2.2 均布恒荷载计算

根据楼梯间恒荷载根据经验取值: 7 kN/m^2

表 5.13 恒荷载标准值计算

旅馆	房间	走廊	楼梯间	卫生间	其他	屋面
恒荷载	3.85	3.85	7	5.37	5.37	5.22
面积	552	190.944	70.2	79.8	0	892.944
标准值	2125.20	735.13	491.40	428.53	0	4661.17
总标准值	3780.26					4661.17

5.2.3 荷载分层汇总

顶层重力荷载代表值包括:

屋面恒荷载、50%屋面活荷载、梁自重、半层柱自重、半层墙体自重、女儿墙自重。

其它层重力荷载代表值包括：

楼面恒荷载、50%楼面活荷载、梁自重、楼面上、下各半层柱及上、下各半层墙体自重。

将前述分项荷载相加，得集中于各层楼面的重力荷载代表值如下：

表 5.14 重力荷载代表值计算

	屋面(楼面) 恒荷载 (kN)	50%屋面 (楼面) 活 荷载 (kN)	梁自重 (kN)	下半层柱自 重 (kN)	上半层柱自 重 (kN)	下半层墙体 自重 (kN)	上半层墙 (或女儿 墙) 体自重 (kN)	合计 (kN)
G1	3780.26	965.54	1816.54	878.80	614.30	1144.55	1287.16	10487.15
G2	3780.26	965.54	1816.54	614.30	614.30	827.17	1287.16	9905.28
G3	3780.26	965.54	1816.54	614.30	614.30	827.17	1287.16	9905.28
G4	3780.26	965.54	1816.54	614.30	614.30	827.17	1287.16	9905.28
G5	3780.26	965.54	1816.54	614.30	614.30	827.17	1078.18	9696.30
G6	4661.17	223.24	1816.54	614.30	0.00	685.06	337.23	8337.53
合计 ΣG								58236.81

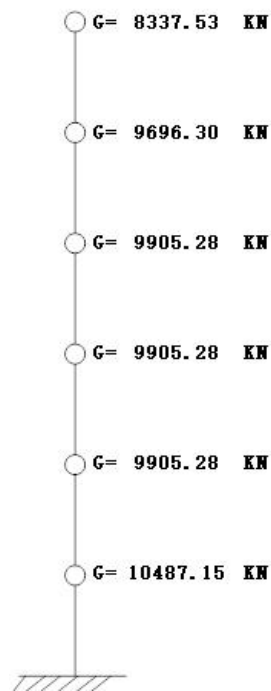


图 5.1 质点重力荷载代表值

第六章 水平地震力作用下框架的侧移验算

6.1 横梁线刚度及柱线刚度计算

6.1.1 横梁线刚度

混凝土 C30, $E_c = 3 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

在框架结构中,有现浇层的楼面,可以作为梁的有效翼缘,增大梁的有效刚度,减小框架侧移。为考虑这一有利作用,在计算梁的截面惯性矩时,对现浇楼面的边框架梁取 $I = 1.5I_0$ (I_0 为梁的截面惯性矩);对中框架梁取 $I_0 = 2.0I_0$ 。横梁线刚度计算见表 6.1.

表 6.1 框架梁线刚度计算

梁号	砼	砼弹性模量	梁宽	梁高	梁跨	截面惯性矩	中框架		边框架	
		E_c	b	h	L	$I_0 = \frac{bh^3}{12}$	截面惯性矩	梁线刚度	截面惯性矩	梁线刚度
							$I_b = 2I_0$	$i_b = E_c I_b / l$	$I_b = 1.5I_0$	$i_b = E_c I_b / l$
		kN/m^2 (10^7)	m	m	m	m^4 ($\times 10^{-3}$)	m^4 ($\times 10^{-3}$)	kN.m ($\times 10^4$)	m^4 ($\times 10^{-3}$)	kN.m ($\times 10^4$)
KL1	C30	3	0.3	0.6	6	5.40	10.80	5.40	8.10	4.05
KL2	C30	3	0.3	0.4	2.64	1.60	3.20	3.64	2.40	2.73

6.1.2 柱线刚度

柱线刚度计算见表 6.2.

表.2 框架柱线刚度计算

层号	砼强度等级	砼弹性模量	柱宽	柱长	柱高	截面惯性矩	柱线刚度
		E_c	b	h	H	$I_c = bh^3/12$	$i_c = E_c I_c / H$
		kN/m^2 (10^7)	m	m	m	m^4 ($\times 10^{-3}$)	kN.m ($E_c \times 10^4$)
1F	C30	3	0.6	0.6	5.15	10.800	6.29

2F	C30	3	0.6	0.6	3.6	10.800	9.00
3F	C30	3	0.6	0.6	3.6	10.800	9.00
4F	C30	3	0.6	0.6	3.6	10.800	9.00
5F	C30	3	0.6	0.6	3.6	10.800	9.00
6F	C30	3	0.6	0.6	3.6	10.800	9.00

横向框架柱的侧移刚度 D 值计算，见表 6.3

表 6.3 横向框架柱的侧移刚度 D 值计

中框架 D 值

层号	中框架边柱			中框架中柱			ΣD
	$\bar{K}$	α_c	D	$\bar{K}$	α_c	D	
1F	0.858	0.475	13527	1.436	0.563	16039	59133
2F	0.600	0.231	19231	1.004	0.334	27852	94167
3F	0.600	0.231	19231	1.004	0.334	27852	94167
4F	0.600	0.231	19231	1.004	0.334	27852	94167
5F	0.600	0.231	19231	1.004	0.334	27852	94167
6F	0.600	0.231	19231	1.004	0.334	27852	94167

边框架 D 值

层号	边框架边柱			边框架中柱			ΣD
	$\bar{K}$	α_c	D	$\bar{K}$	α_c	D	
1F	0.644	0.433	12314	1.077	0.513	14590	53808
2F	0.450	0.184	15306	0.753	0.274	22794	76200
3F	0.450	0.184	15306	0.753	0.274	22794	76200
4F	0.450	0.184	15306	0.753	0.274	22794	76200
5F	0.450	0.184	15306	0.753	0.274	22794	76200
6F	0.450	0.184	15306	0.753	0.274	22794	76200

楼层总的抗侧刚度

层号	边框架	中框架	总刚度
1F	53808	59133	462412

2F	76200	94167	717400
3F	76200	94167	717400
4F	76200	94167	717400
5F	76200	94167	717400
6F	76200	94167	717400

6.2 横向框架自振周期

按能量法是求结构基频的一种近似方法。能量法的理论基础是能量守恒原理，即一个无阻尼的弹性体系作自由振动时，其总能量（变形能和动量之和）在任何时刻均保持不变。

按下式求得结构的基本周期：

$$T_1 = 2 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n G_i u_i^2}{\sum_{i=1}^n G_i u_i}}$$

式中：

u_i ——将各质点的重力荷载 G_i 视为水平力所产生的质点 i 处的水平位移，单位为米（m）

具体计算结果参见表 6.4

表 6.4 横向框架顶点位移计算表

	重力荷载 G_i (kN)	各楼层剪力 V_i (kN)	各楼层水平位移 u_i (m)	基本周期 T_1
1F	10487.15	58236.81	0.13	1.03
2F	9905.28	47749.66	0.19	
3F	9905.28	37844.38	0.25	
4F	9905.28	27939.10	0.28	
5F	9696.30	18033.82	0.31	
6F	8337.53	8337.53	0.32	

6.3 横向地震作用计算

由 2.2.2 可知结构的特征周期 T_g 和地震影响系数 $\alpha_{\max}$ 为 $T_g = 0.4$ (S) $\alpha_{\max} = 0.12$ 。

由于 $T_1 = 1.03 \text{ (S)} > 1.4 \times T_g = 1.4 \times 0.35 = 0.56 \text{ (S)}$ ，考虑附加地震作用。

按底部剪力法求得的基底剪力，若按 $F_i = \frac{G_i H_i}{\sum G_j H_j} F_{EK}$ 分配给各层质点，则水平地震作用呈倒三角形分布。

$$F_{EK} = \alpha_1 G_{eq} \quad F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} (1 - \delta_n) F_{EK} \quad \alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \times 0.16$$

δ_n —顶部附加地震作用系数查《抗震规范》表 5.2.1 可得 $\delta_n = 0.08T_1 + 0.01$

计算结果见表 6.5

表 6.5 计算结果

$T_g(\text{s})$	$T_1(\text{s})$	$a_{\max}$	a_1	$\sum_{j=1}^3 G_j$	$G_{eq}(\text{kN})$	$F_{EK}(\text{kN})$	δ_n	$\triangle F_n$
0.4	1.025	0.12	0.051	58236.808	49501.287	2546.817	0.092	234.309

各层横向地震作用及楼层地震剪力 $V_i = \sum_{k=i}^n F_k$ 的计算结果见表 8.6。

横向框架各层水平地震作用简图、横向框架各层地震剪力图，见图 8.1、8.2。

表 6.6 各层横向地震作用及楼层地震剪力

层号	层高 h_i	i 层计算 高度 $H_i(\text{m})$	楼层重力 荷载代表 值 $G_i(\text{kN})$	$G_i H_i$	$G_i H_i / \sum G_i H_i$	楼层地震 作用 F_i	楼层地震 剪力 $V_i(\text{kN})$
$\triangle F_n$						234.31	
1F	5.15	5.15	10487.15	54008.83	0.07	155.43	2546.82
2F	3.60	8.75	9905.28	86671.18	0.11	249.42	2391.39
3F	3.60	12.35	9905.28	122330.18	0.15	352.04	2141.97
4F	3.60	15.95	9905.28	157989.17	0.20	454.66	1789.93
5F	3.60	19.55	9696.30	189562.61	0.24	545.52	1335.28
6F	3.60	23.15	8337.53	193013.75	0.24	555.45	789.76
$\sum G_i H_i$				803575.72			

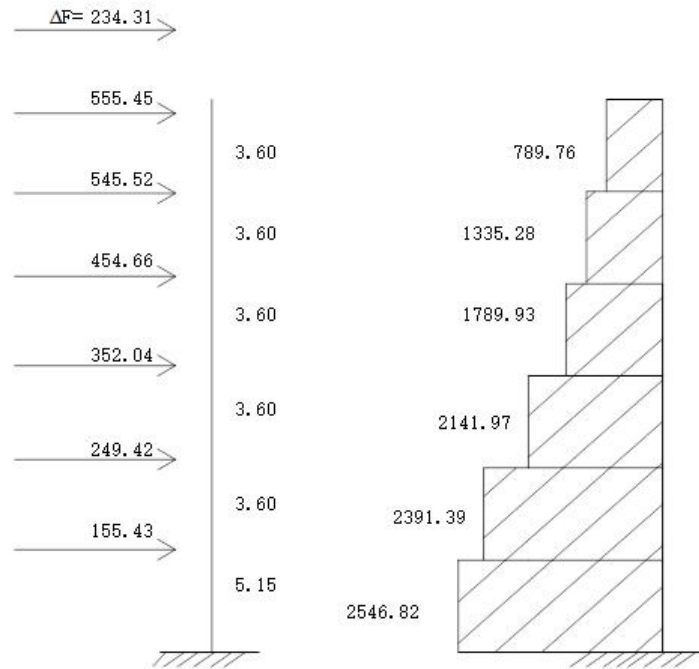


图 6.1 横向框架各层水平地震作用

图 6.2 横向框架各层地震剪力图

6.4 横向框架抗震变形验算

层间弹性变形计算 $\Delta u_{ei} = V_i / D_i$

验算 $\Delta u_e \leq [\theta_e]H$ 是否满足

多遇地震作用下，层间弹性相对转角应满足要求 $\theta_e < [\theta_e] = \frac{1}{550}$ 。

各层层间弹性位移验算见表 6.7

表 8.7 各层层间弹性位移验算

层号	层间剪力 V	层间侧移 刚 $\sum D_i$	层间相对位 移 ΔU_i	层高	层间相对弹性 位移角 $\Delta U_i / H_i$	满足要求 <1/550
	(kN)			H_i (m)		
1F	2546.82	462412	5.51	5.15	0.0011	OK
2F	2391.39	717400	3.33	3.60	0.0009	OK
3F	2141.97	717400	2.99	3.60	0.0008	OK
4F	1789.93	717400	2.50	3.60	0.0007	OK
5F	1335.28	717400	1.86	3.60	0.0005	OK
6F	789.76	717400	1.10	3.60	0.0003	OK

为保证结构稳定和安全，需对结构剪重比进行验算。见表 6.8

表 6.8 各层剪重比验算

层号	层高	V_i	$\sum G_i$	$\lambda=V_i/\sum G_i$	满足> 0.016
1F	5.15	2546.82	58236.81	0.0437	满足
2F	3.60	2391.39	47749.66	0.0501	满足
3F	3.60	2141.97	37844.38	0.0566	满足
4F	3.60	1789.93	27939.10	0.0641	满足
5F	3.60	1335.28	18033.82	0.0740	满足
6F	3.60	789.76	8337.53	0.0947	满足

第七章 水平地震作用下横向框架的内力分析

7.1 水平地震作用下横向框架内力分析

以 3 轴框架为例进行分析，计算过程如下：

第 i 层第 k 根柱子的剪力为

$$V_{ij} = \frac{D_{ij}}{D_i} V_i = \frac{D_{ij}}{\sum_{j=1}^n D_{ij}} V_i$$

柱的上下端弯矩

$$\left. \begin{aligned} M_{ij\text{上}} &= V_{ij}(1-y)h \\ M_{ij\text{下}} &= V_{ij} \cdot yh \end{aligned} \right\}$$

计算，其中 D_{ij} 为单根柱的侧移刚度， $\sum D_{ij}$ 为层间侧移刚度， V_i 为层间剪力，各柱反弯点高度比按式

$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

确定，式中 y_0 ——标准反弯点高度比；

y_1 ——上下梁相对线刚度变化反弯点高度比修正值；

y_2 ——上层层高变化的反弯点高度比修正值；

y_3 ——下层层高变化的反弯点高度比修正值。

上下梁的相对刚度一样，故不考虑 y_1 ；修正值 y_2 的取值如下： $\alpha_2 = H_{\text{上}}/H_{\text{本}}$ 式中 $H_{\text{上}}$ 为上楼层层高， $H_{\text{本}}$ 为本楼层层高，对于顶层柱，不考虑修正值 y_2 。由 α_2 值和梁柱线刚度比 K 值查附表可得 y_2 值；修正值 y_3 的取值： $\alpha_3 = H_{\text{下}}/H_{\text{本}}$ ，式中 $H_{\text{下}}$ 为下楼层层高， $H_{\text{本}}$ 为本楼层层高，最底层柱不考虑， $y_3=0$ 。由 α_3 值和 K 值查附表可得 y_3 值。查表可知 $\alpha_2=\alpha_3=1$ 时， $y_2=y_3=0$ 。

首先计算反弯点位置：见表 7.1 表 7.2

表 7.1 A 柱地震作用下的反弯点位置

层号	层高 h_i	K	y_0	y_1	y_2	y_3	y	y_h (m)
	(m)							
1F	5.15	0.858	0.650	0	0	0	0.650	3.348
2F	3.6	0.600	0.550	0	0	0	0.550	1.980
3F	3.6	0.600	0.450	0	0	0	0.450	1.620
4F	3.6	0.600	0.450	0	0	0	0.450	1.620
5F	3.6	0.600	0.400	0	0	0	0.400	1.440
6F	3.6	0.600	0.300	0	0	0	0.300	1.080

表 7.2 B 柱地震作用下的反弯点位置

层号	层高 h_i	K	y_0	y_1	y_2	y_3	y	y_h (m)
	(m)							
1F	5.15	1.436	0.628	0	0	0	0.628	3.235
2F	3.6	1.004	0.500	0	0	0	0.500	1.800
3F	3.6	1.004	0.500	0	0	0	0.500	1.800
4F	3.6	1.004	0.450	0	0	0	0.450	1.621
5F	3.6	1.004	0.450	0	0	0	0.450	1.620
6F	3.6	1.004	0.350	0	0	0	0.350	1.261

框架梁和柱端弯矩计算：见表 7.3 表 7.4

表 7.3 中框架边柱横向水平地震荷载作用下框架柱弯矩计算

层号	层高 h_i	V_i	$\sum D_i$	D_{ij}	$\frac{D_{ij}}{\sum D}$	V_{ij}	y_h	$M_{\pm}(\text{kN}\cdot\text{M})$	$M_{\mp}(\text{kN}\cdot\text{M})$
	(m)	(kN)				(kN)			
1F	5.15	2546.82	462412	13527	0.029	74.50	3.348	134.29	249.39
2F	3.6	2391.39	717400	19231	0.027	64.10	1.980	103.85	126.93
3F	3.6	2141.97	717400	19231	0.027	57.42	1.620	113.69	93.02
4F	3.6	1789.93	717400	19231	0.027	47.98	1.620	95.00	77.73
5F	3.6	1335.28	717400	19231	0.027	35.79	1.440	77.31	51.54
6F	3.6	789.76	717400	19231	0.027	21.17	1.080	53.35	22.86

表 7.4 中框架中柱横向水平地震荷载作用下框架柱弯矩计算

层号	层高 h_i	V_i	$\sum D_i$	D_{ij}	$\frac{D_{ij}}{\sum D}$	V_{ij}	yh	$M_{\pm}(\text{kN}\cdot\text{M})$	$M_{\mp}(\text{kN}\cdot\text{M})$
	(m)	(kN)				(kN)			
1F	5.15	2546.82	462412	16039	0.035	88.34	3.235	169.16	285.79
2F	3.6	2391.39	717400	27852	0.039	92.84	1.800	167.12	167.12
3F	3.6	2141.97	717400	27852	0.039	83.16	1.800	149.69	149.69
4F	3.6	1789.93	717400	27852	0.039	69.49	1.621	137.55	112.63
5F	3.6	1335.28	717400	27852	0.039	51.84	1.620	102.65	83.98
6F	3.6	789.76	717400	27852	0.039	30.66	1.261	71.73	38.66

梁端弯矩、剪力及柱的轴力分别按照下式计算：

$$M_{bi} = (M_{i+1,j}^b + M_{ij}^u)$$

$$M_b^l = \frac{i_b^l}{i_b^l + i_b^r} (M_{i+1,j}^b + M_{ij}^u)$$

$$M_b^r = \frac{i_b^r}{i_b^l + i_b^r} (M_{i+1,j}^b + M_{ij}^u)$$

$$N_i = \sum_{k=i}^n (V_b^l - V_b^r)_k$$

轴力：

表 7.5 边柱两侧梁的弯矩计算

层号	梁线刚度		$M_{\text{左}}$ (kN·M)	$M_{\text{右}}$ (kN·M)
	i_b	i_b		
1F	0	5.400	0	261.22
2F	0	5.400	0	196.87
3F	0	5.400	0	191.42
4F	0	5.400	0	146.55
5F	0	5.400	0	100.18
6F	0	5.400	0	53.35

表 7.6 中柱两侧梁的弯矩计算

层号	梁线刚度	$M_{\text{左}}$	$M_{\text{右}}$
----	------	----------------	----------------

	i_b	i_b	(kN·M)	(kN·M)
1F	5.400	3.636	200.95	135.32
2F	5.400	3.636	189.32	127.49
3F	5.400	3.636	156.76	105.56
4F	5.400	3.636	132.38	89.15
5F	5.400	3.636	84.44	56.86
6F	5.400	3.636	42.86	28.86

表 7.7 梁端弯矩汇总

层数	AB 梁 6000		BC 梁 2640		CD 梁 6000	
	M _左	M _右	M _左	M _右	M _左	M _右
6F	53.35	42.86	28.86	28.86	42.86	53.35
5F	100.18	84.44	56.86	56.86	84.44	100.18
4F	146.55	132.38	89.15	89.15	132.38	146.55
3F	191.42	156.76	105.56	105.56	156.76	191.42
2F	196.87	189.32	127.49	127.49	189.32	196.87
1F	261.22	200.95	135.32	135.32	200.95	261.22

根据框架梁隔离体的平衡条件，梁端弯矩的代数和除以梁的跨度即可得梁端剪力

$$V_b = \frac{M_b^l + M_b^r}{l}$$

柱的轴力计算：对于中柱，每个节点左、右梁端剪力之差即为柱的该层层间轴向力；对于边柱，节点一侧的梁端剪力即为柱的该层层间轴向力；从上到下逐层累加层间轴向力，即得柱在相应层得轴力。

框架梁端的剪力、框架柱的轴力计算：见表 7.8

表 7.8 框架梁端的剪力、框架柱的轴力计算 (kN)

层数	梁的剪力 (KN)			柱的轴力 (KN)	
	V1	V2	V3	N1	N2
6F	16.04	21.87	16.04	-16.04	-5.83
5F	30.77	43.08	30.77	-46.81	-18.14
4F	46.49	67.53	46.49	-93.29	-39.19
3F	58.03	79.97	58.03	-151.32	-61.13
2F	64.36	96.58	64.36	-215.69	-93.34

1F	77.03	102.52	77.03	-292.71	-118.83
----	-------	--------	-------	---------	---------

7.2 水平地震作用下弯矩图、剪力图、轴力图

左地震力作用下弯矩图、剪力图、轴力图，见图 7.1、7.2、7.3

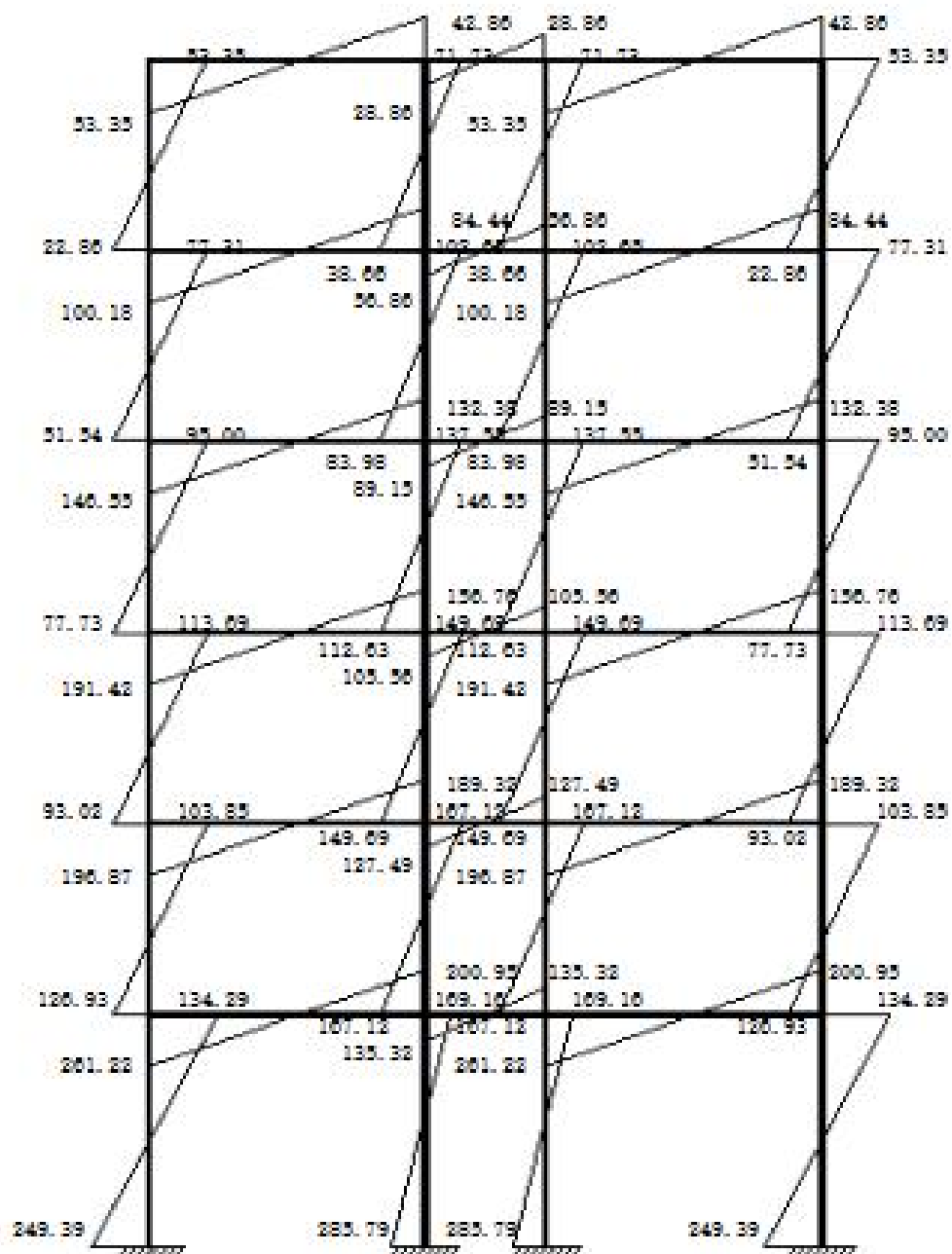


图 7.1 左地震作用下弯矩图(kN·m)

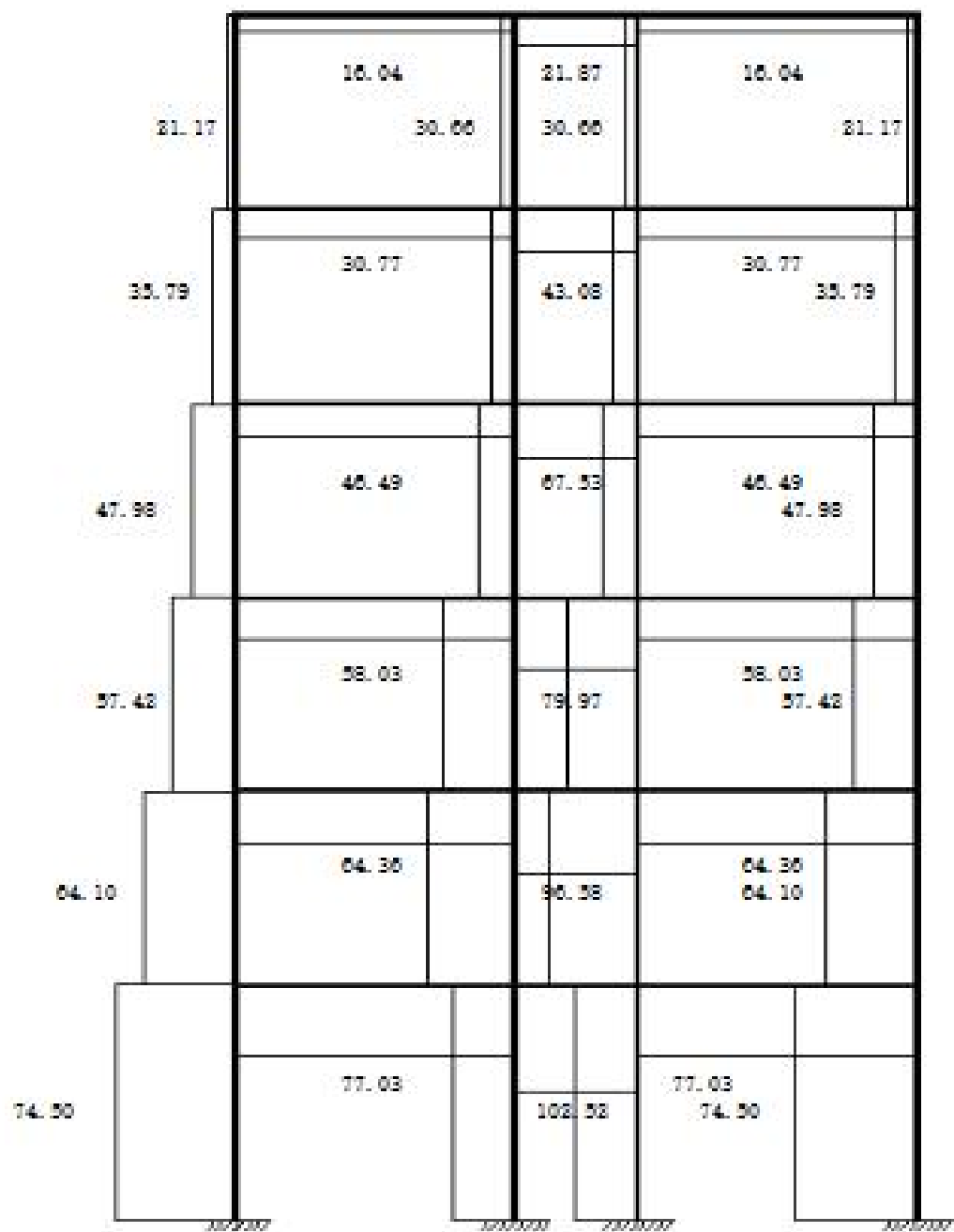


图 7.2 左地震力作用下剪力图(kN)

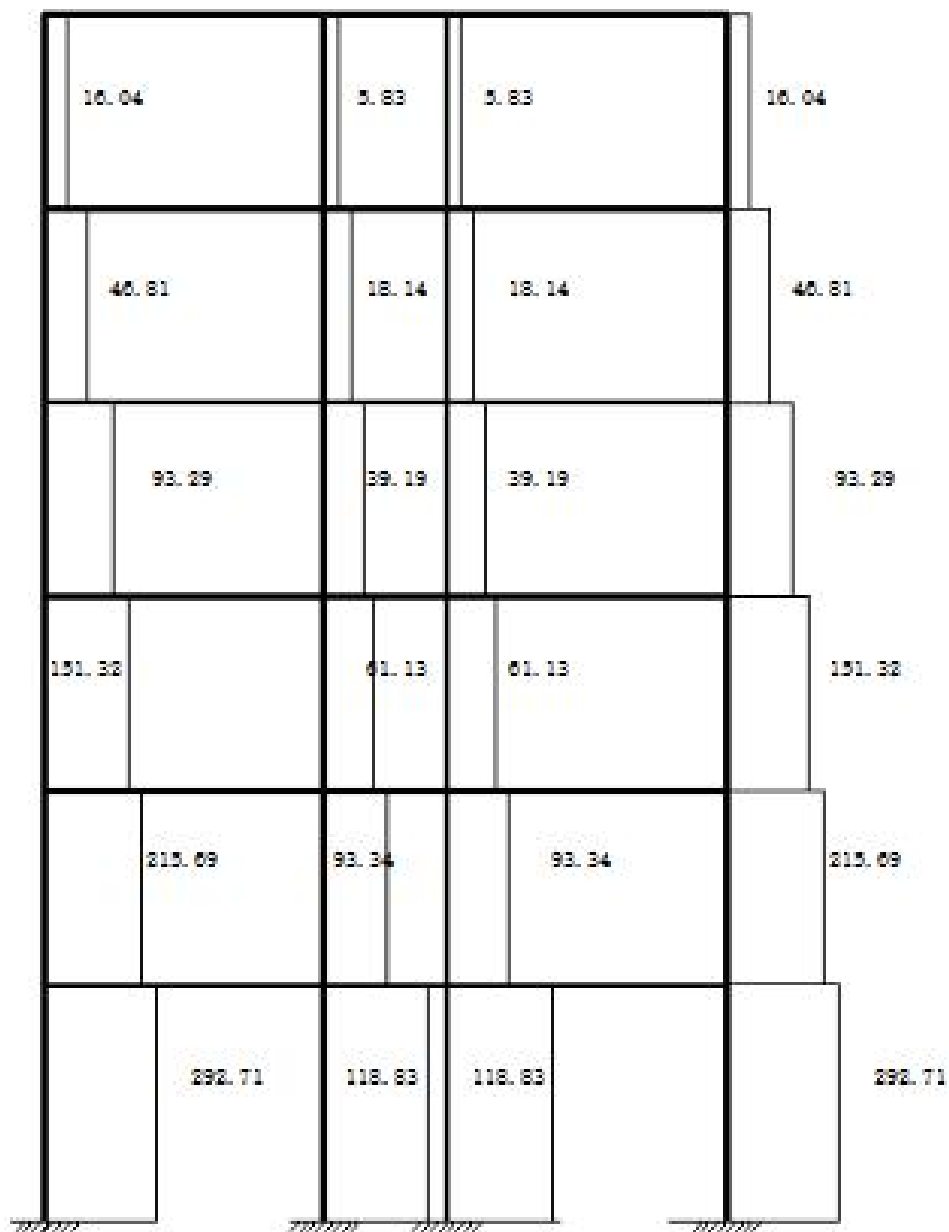


图 7.3 左地震力作用下轴力图(kN)

第八章 风荷载作用下横向框架的内力分析

8.1 风荷载标准值计算

基本风压： $w_0=0.45 \text{ kN/m}^2$ ，地面粗糙度：B 类。作用在屋面梁和楼面梁处集中风荷载标准值：为简化计算，将计算单元范围内外墙均布风荷载，化为等量后作用在楼面处集中风荷载。计算公式为：

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

其中：

W_0 ——基本风压

μ_z ——风压高度变化系数

μ_s ——风荷载体型系数

β_z ——风震系数，因为 $<30\text{m}$ ，所以 $\beta_z=1$

h_i ——下层层高

h_j ——上层层高

B ——计算单元迎风面宽度

风荷载标准值计算如表 8.1：

表 8.1 标准高度风荷载计算

层数	h_i	H_i	β_z	μ_s	μ_z	W_0	W_k	F_k
1F	4.2	4.2	1	1.3	1.00	0.45	0.585	17.80
2F	3.6	7.8	1	1.3	1.00	0.45	0.585	16.43
3F	3.6	11.4	1	1.3	1.04	0.45	0.608	17.07
4F	3.6	15	1	1.3	1.14	0.45	0.667	18.73
5F	3.6	18.6	1	1.3	1.22	0.45	0.713	20.03
6F	3.6	22.2	1	1.3	1.29	0.45	0.753	10.57

8.2 风荷载作用下的水平位移验算

根据计算所得的各层节点集中水平荷载，由式

$$V_i = \sum_{k=i}^n F_k$$

计算各层层间剪力，然后计算各层的相对侧移和绝对侧移，列于下表。

表 8.2 风荷载下侧移验算

层号	层间剪力 V	层间侧移 刚 $\sum D_i$	层间相对 位移 ΔU_i	层高 H_i	层间相对 弹性位移 角 $\Delta U_i/H_i$	满足要求 <1/550
	(kN)	(kN/m)	(mm)	(m)		
1F	17.80	462412	0.04	4.20	0.0000092	OK
2F	16.43	717400	0.02	3.60	0.0000064	OK
3F	17.07	717400	0.02	3.60	0.0000066	OK
4F	18.73	717400	0.03	3.60	0.0000073	OK
5F	20.03	717400	0.03	3.60	0.0000078	OK
6F	10.57	717400	0.01	3.60	0.0000041	OK

8.3 风荷载作用下框架结构内力计算

取轴线 3 框架进行内力计算。框架柱端剪力及弯矩分别按照式

$$V_{ij} = \frac{D_{ij}}{\sum_{j=1}^s D_{ij}} V_i$$

$$M_{ij}^b = V_{ij} \cdot y h$$

$$M_{ij}^u = V_{ij} \cdot (1 - y) h$$

计算。各柱反弯点高度比按式 $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$ 确定，式中 y_0 、 y_1 、 y_2 和 y_3 值求法同地震作用内力计算。计算结果见表。

表 8.3 边柱风荷载作用下的反弯点位置

层号	层高 h_i	K	y_0	y_1	y_2	y_3	y	yh (m)
	(m)							
1F	4.2	0.858	0.650	0	0	0	0.650	2.730
2F	3.6	0.600	0.500	0	0	0	0.500	1.800
3F	3.6	0.600	0.450	0	0	0	0.450	1.620
4F	3.6	0.600	0.400	0	0	0	0.400	1.440
5F	3.6	0.600	0.350	0	0	0	0.350	1.260
6F	3.6	0.600	0.250	0	0	0	0.250	0.900

表 8.4 中柱风荷载作用下的反弯点位置

层号	层高 h_i (m)	K	y_0	y_1	y_2	y_3	y	y_h (m)
1F	4.2	1.436	0.606	0	0	0	0.606	2.547
2F	3.6	1.004	0.500	0	0	0	0.500	1.800
3F	3.6	1.004	0.450	0	0	0	0.450	1.621
4F	3.6	1.004	0.450	0	0	0	0.450	1.620
5F	3.6	1.004	0.400	0	0	0	0.400	1.441
6F	3.6	1.004	0.350	0	0	0	0.350	1.261

框架梁和柱端弯矩计算：见表 8.5 表 8.6

表 8.5 中框架边柱风荷载作用下框架柱弯矩计算

层号	层高 h_i (m)	V_i (kN)	$\sum D_i$	D_{ij}	$\frac{D_{ij}}{\sum D}$	V_{ij} (kN)	y_h	$M_{\text{上}}(\text{kN}\cdot\text{M})$	$M_{\text{下}}(\text{kN}\cdot\text{M})$
1F	4.2	100.62	59133	13527	0.229	23.02	2.730	33.84	62.84
2F	3.6	82.83	94167	19231	0.204	16.91	1.800	30.45	30.45
3F	3.6	66.40	94167	19231	0.204	13.56	1.620	26.85	21.97
4F	3.6	49.33	94167	19231	0.204	10.07	1.440	21.76	14.51
5F	3.6	30.60	94167	19231	0.204	6.25	1.260	14.62	7.87
6F	3.6	10.57	94167	19231	0.204	2.16	0.900	5.83	1.94

表 8.6 中框架中柱风荷载作用下框架柱弯矩计算

层号	层高 h_i (m)	V_i (kN)	$\sum D_i$	D_{ij}	$\frac{D_{ij}}{\sum D}$	V_{ij} (kN)	y_h	$M_{\text{上}}(\text{kN}\cdot\text{M})$	$M_{\text{下}}(\text{kN}\cdot\text{M})$
1F	4.2	100.62	59133	16039	0.271	27.29	2.547	45.12	69.51
2F	3.6	82.83	94167	27852	0.296	24.50	1.800	44.10	44.10
3F	3.6	66.40	94167	27852	0.296	19.64	1.621	38.87	31.83
4F	3.6	49.33	94167	27852	0.296	14.59	1.620	28.89	23.64
5F	3.6	30.60	94167	27852	0.296	9.05	1.441	19.54	13.04
6F	3.6	10.57	94167	27852	0.296	3.13	1.261	7.32	3.94

梁端弯矩、剪力及柱的轴力分别按照下式计算：

$$M_{bi} = (M_{i+1,j}^b + M_{ij}^u)$$

$$M_b^l = \frac{i_b^l}{i_b^l + i_b^r} (M_{i+1,j}^b + M_{ij}^u)$$

$$M_b^r = \frac{i_b^r}{i_b^l + i_b^r} (M_{i+1,j}^b + M_{ij}^u)$$

$$N_i = \sum_{k=i}^n (V_b^l - V_b^r)_k$$

轴力：

表 8.7 边柱两侧梁的弯矩计算

层号	梁线刚度		M _左 (kN·M)	M _右 (kN·M)
	i _b	i _b		
1F	0	5.400	0	64.28
2F	0	5.400	0	52.41
3F	0	5.400	0	41.36
4F	0	5.400	0	29.63
5F	0	5.400	0	16.57
6F	0	5.400	0	5.83

表 8.8 中柱两侧梁的弯矩计算

层号	梁线刚度		M _左 (kN·M)	M _右 (kN·M)
	i _b	i _b		
1F	5.400	3.636	53.32	35.90
2F	5.400	3.636	45.37	30.55
3F	5.400	3.636	37.35	25.15
4F	5.400	3.636	25.06	16.87
5F	5.400	3.636	14.04	9.45
6F	5.400	3.636	4.37	2.94

表 8.9 梁端弯矩汇总

层数	AB 梁 6000		BC 梁 2640		CD 梁 6000	
	M 左	M 右	M 左	M 右	M 左	M 右
6F	5.83	4.37	2.94	2.94	4.37	5.83

5F	16.57	14.04	9.45	9.45	14.04	16.57
4F	29.63	25.06	16.87	16.87	25.06	29.63
3F	41.36	37.35	25.15	25.15	37.35	41.36
2F	52.41	45.37	30.55	30.55	45.37	52.41
1F	64.28	53.32	35.90	35.90	53.32	64.28

根据框架梁隔离体的平衡条件，梁端弯矩的代数和除以梁的跨度即可得梁端剪力

$$V_b = \frac{M_b^l + M_b^r}{l}$$

柱的轴力计算：对于中柱，每个节点左、右梁端剪力之差即为柱的该层层间轴向力；对于边柱，节点一侧的梁端剪力即为柱的该层层间轴向力；从上到下逐层累加层间轴向力，即得柱在相应层得轴力。

框架梁端的剪力、框架柱的轴力计算：见表 7.8

表 8.10 框架梁端的剪力、框架柱的轴力计算（kN）

层数	梁的剪力（KN）			柱的轴力（KN）	
	V1	V2	V3	N1	N2
6F	1.70	2.23	1.70	-1.70	-0.53
5F	5.10	7.16	5.10	-6.80	-2.59
4F	9.11	12.78	9.11	-15.92	-6.26
3F	13.12	19.06	13.12	-29.03	-12.20
2F	16.30	23.15	16.30	-45.33	-19.04
1F	19.60	27.20	19.60	-64.93	-26.64

8.4 风荷载作用下弯矩图、剪力图、轴力图

左风荷载作用下弯矩图剪力图轴力图，见图 8.1、8.2、8.3

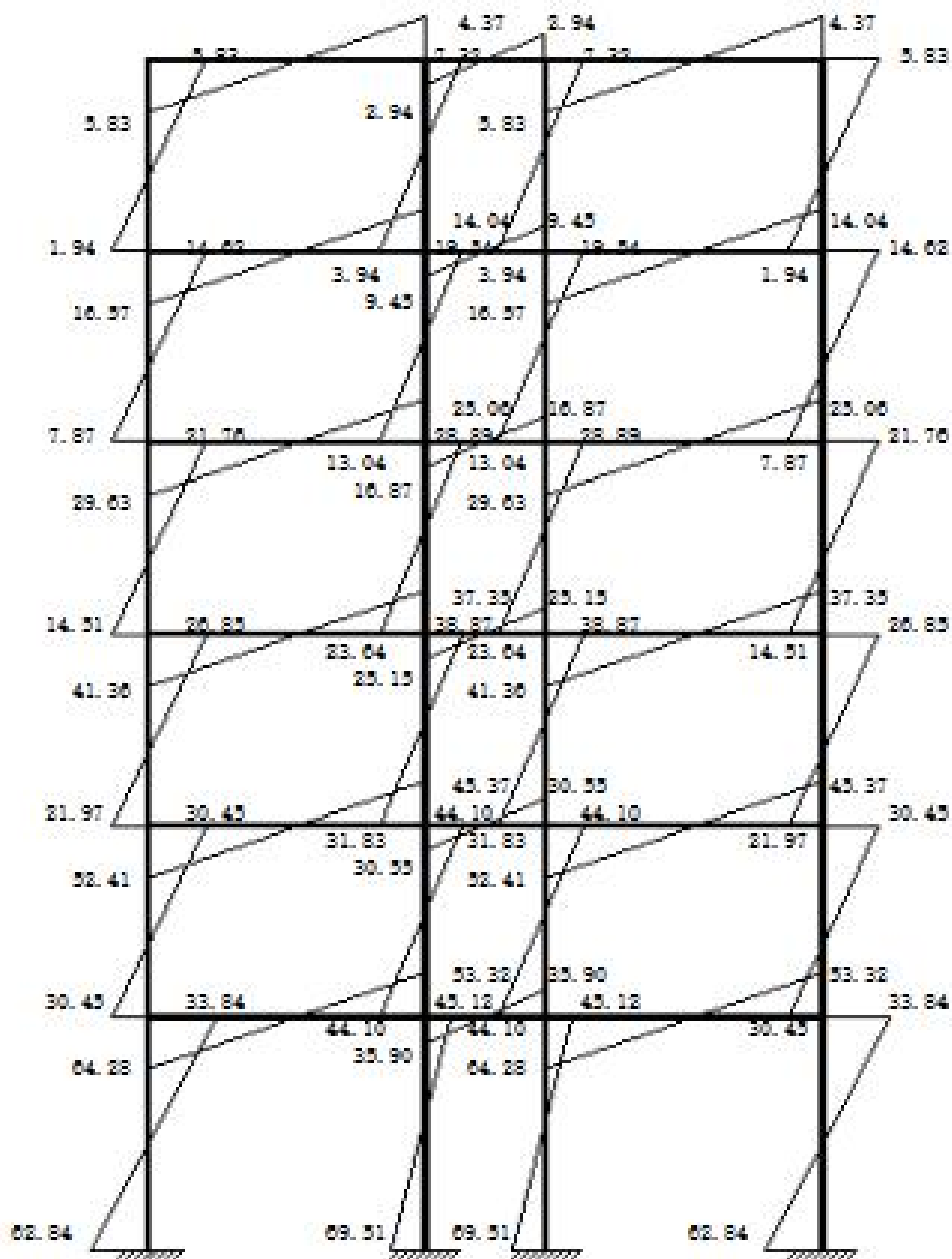


图 8.1 风荷载作用下弯矩图 (kN·M)

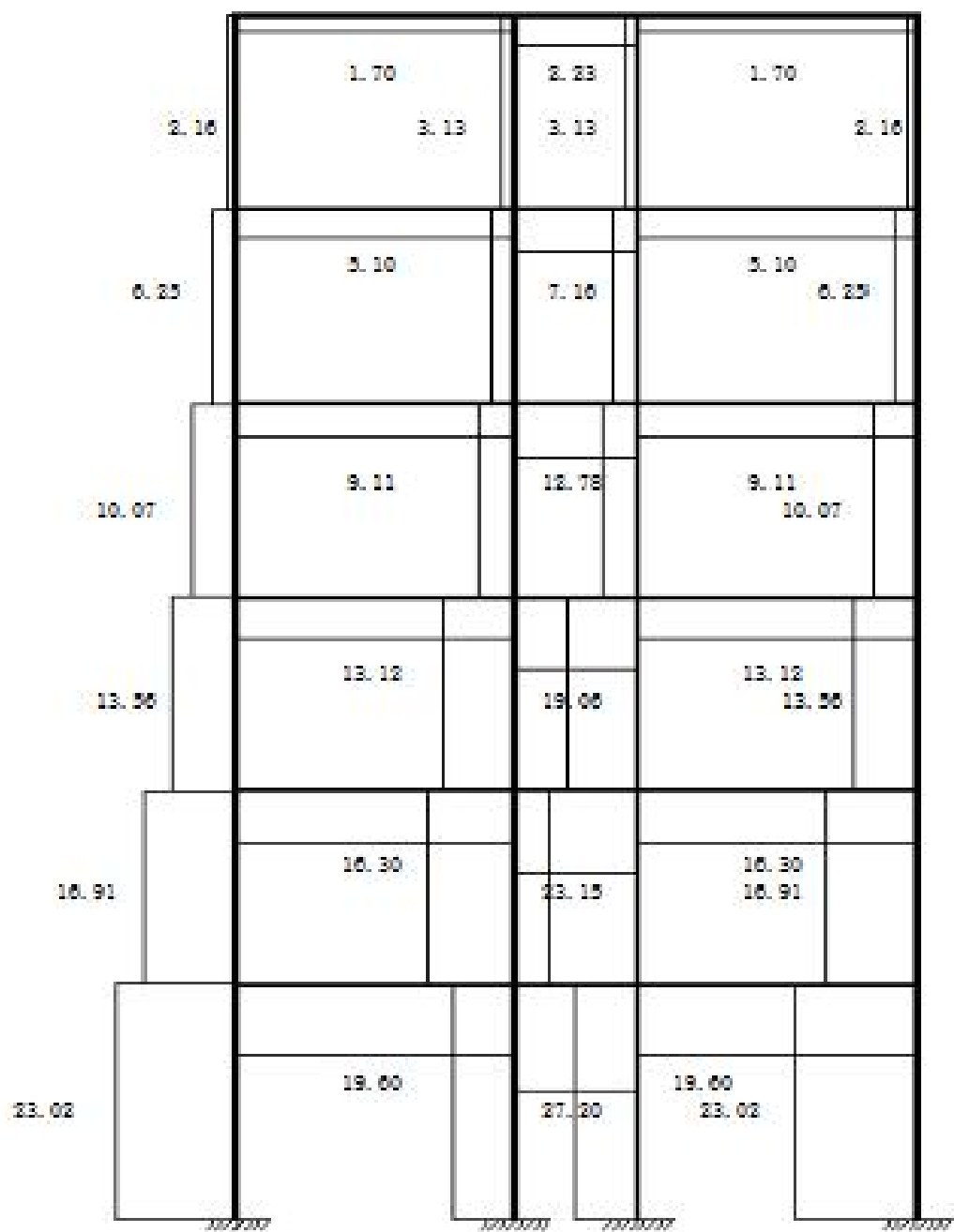


图 8.2 左风荷载作用下剪力图(kN)

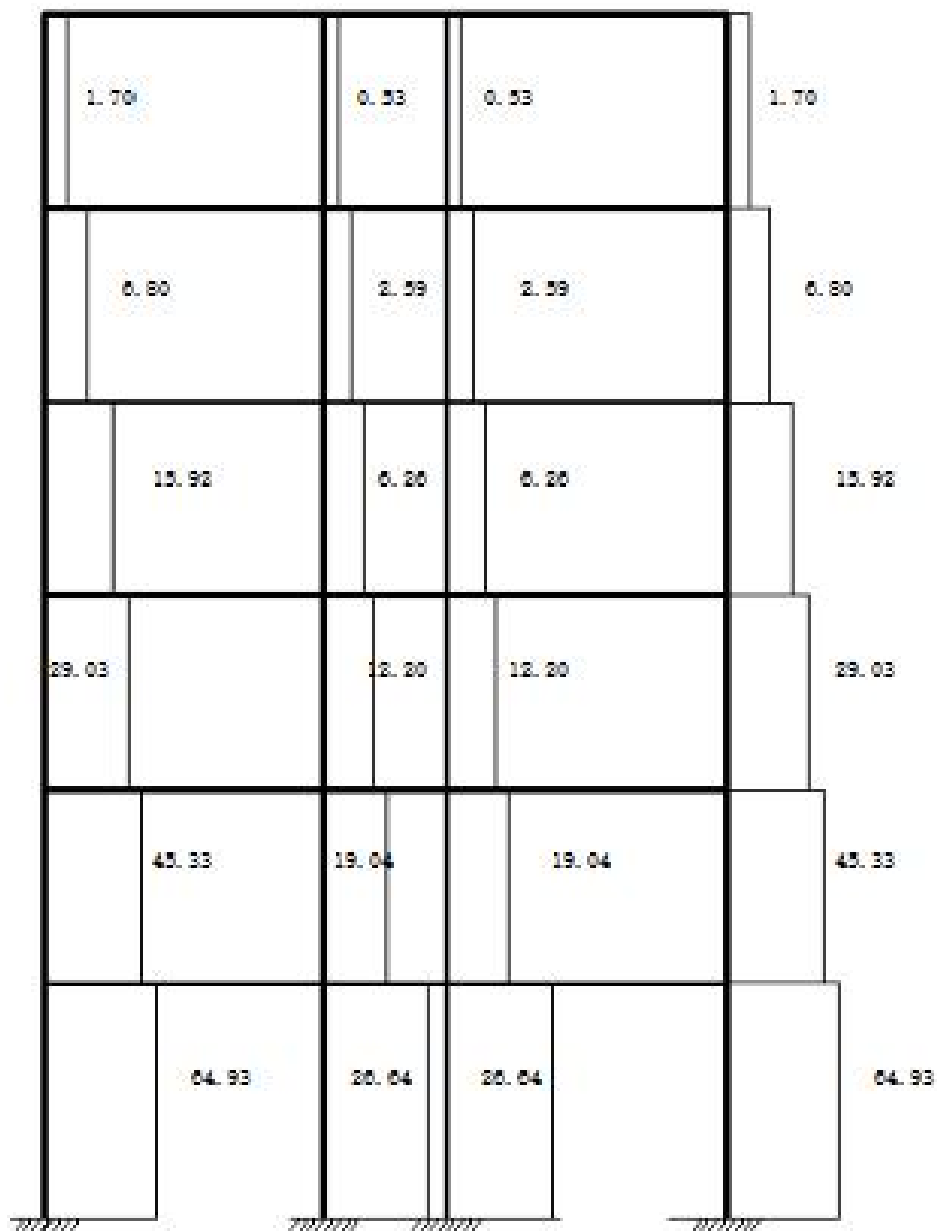


图 8.3 左风荷载作用下轴力图(kN)

第九章 竖向荷载作用下横向框架的内力分析

取中框架 3 轴框架计算

9.1 恒活荷载作用下各层框架梁板柱上的荷载计算

9.1.1 板传荷载等效计算：

板梁布置如图 9.1 所示

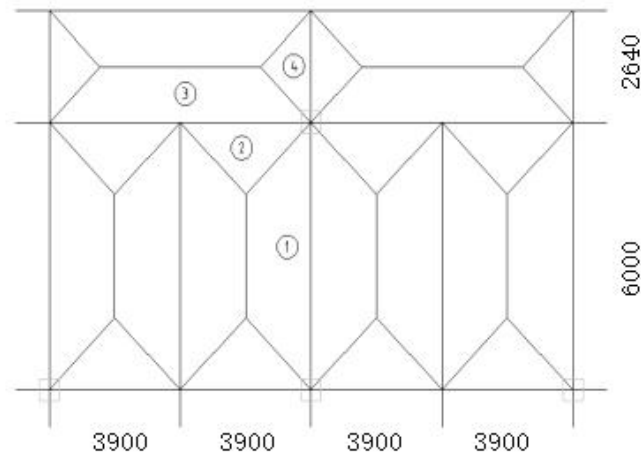


图 9.1 荷载等效示意图

梯形荷载折算公式：

$$q_e = (1 - 2\alpha_1^2 + \alpha_1^3) q'$$

其中 $\alpha_1 = \frac{l_{01}}{l_{02}} \times \frac{1}{2}$ ； l_{01} 为短跨， l_{02} 为长跨； q' 为梯形分布荷载的最大值；

三角形荷载折算公式：

$$q_e = \frac{5}{8} q_s$$

计算结果如下：

表 9.1 恒载作用下的等效荷载计算

恒载作用下的等效荷载计算			短跨	长跨	板恒载	等效系数	等效荷载	等效自重
			(M)	(M)	(KN/M2)		KN/M	KN
屋面板	边跨	①梯形荷载	3.9	6	5.22	0.8231	8.38	50.27
		②三角荷载	3.9	6	5.22	5/8	6.36	24.81
	中跨	③梯形荷载	2.64	7.8	5.22	0.9476	6.53	50.93

		④三角荷载	2.64	7.8	5.22	5/8	4.31	11.37
楼面板	边跨	①梯形荷载	3.9	6	3.85	0.8231	6.18	37.08
		②三角荷载	3.9	6	3.85	5/8	4.69	18.30
	中跨	③梯形荷载	2.64	7.8	3.85	0.9476	4.82	37.56
		④三角荷载	2.64	7.8	3.85	5/8	3.18	8.39

表 9.2 活载作用下的等效荷载计算

恒载作用下的等效荷载计算			短跨	长跨	板活载	等效系数	等效荷载	等效自重
			(M)	(M)	(KN/M2)		KN/M	KN
屋面板	边跨	①梯形荷载	3.9	6	0.5	0.8231	0.80	4.82
		②三角荷载	3.9	6	0.5	5/8	0.61	2.38
	中跨	③梯形荷载	2.64	7.8	0.5	0.9476	0.63	4.88
		④三角荷载	2.64	7.8	0.5	5/8	0.41	1.09
楼面板	边跨	①梯形荷载	3.9	6	2	0.8231	3.21	19.26
		②三角荷载	3.9	6	2	5/8	2.44	9.51
	中跨	③梯形荷载	2.64	7.8	2	0.9476	2.50	19.51
		④三角荷载	2.64	7.8	2	5/8	1.65	4.36

9.1.2 柱的集中荷载计算:

一榀框架计算时柱的集中荷载为纵向梁传递给柱子的荷载总和, 计算结果如表 9.3, 表 9.4。

表 9.3 恒载作用下柱的集中荷载

恒载作用下柱的集中荷载		梁传荷载	墙传荷载	板传荷载	次梁传递荷载		集中力
		KN	KN	KN	梁墙自重	板传	KN
边柱	屋面层	35.74	17.48	49.62	7.58	50.27	160.69
	标准层	35.74	51.35	36.60	21.53	37.08	182.29
中柱	屋面层	35.74	0.00	100.55	7.58	50.27	194.14
	标准层	35.74	33.93	74.16	21.53	37.08	202.44

表 9.4 活载作用下柱的集中荷载

活载作用下柱的集中荷载		板传荷载	次梁板传	集中力
		KN	荷载 KN	KN
边柱	屋面层	4.75	4.82	9.57
	标准层	19.01	19.26	38.27

中柱	屋面层	9.63	4.82	14.45
	标准层	38.52	19.26	57.78

9.1.3 梁的均布荷载计算:

梁的均布荷载=梁自重+梁上墙自重+板传荷载, 计算结果如下:

表 9.5 恒载作用下梁的均布荷载计算

恒载作用下均布荷载 计算	屋面层		标准层	
	边跨	中跨	边跨	中跨
梁线荷载 (KN/M)	3.79	2.21	3.79	2.21
墙线荷载 (KN/M)	0.00	0.00	4.50	0.00
板线荷载 (KN/M)	16.76	8.61	12.36	6.35
均布荷载 (KN/M)	20.55	10.83	20.65	8.56

表 9.6 活载作用下梁的均布荷载计算

活载作用下均布荷载 计算	屋面层		标准层	
	边跨	中跨	边跨	中跨
板线荷载 (KN/M)	1.61	0.83	6.42	3.30
均布荷载 (KN/M)	1.61	0.83	6.42	3.30

9.1.4 恒、活荷载计算简图

恒、活荷载汇总如表 9.7, 绘出各层荷载计算简图: 见图 11.2

表 9.7 恒活荷载作用下的竖向荷载力汇总

恒、活荷载计算汇总		边柱集中 力	边跨均布荷载	中柱集中 力	中跨均布荷载
		KN	KN/M	KN	KN/M
恒载作用 下	屋面层	160.69	20.55	194.14	10.83
	楼面层	182.29	20.65	202.44	8.56
活载作用 下	屋面层	9.57	1.61	14.45	0.83
	楼面层	38.27	6.42	57.78	3.30

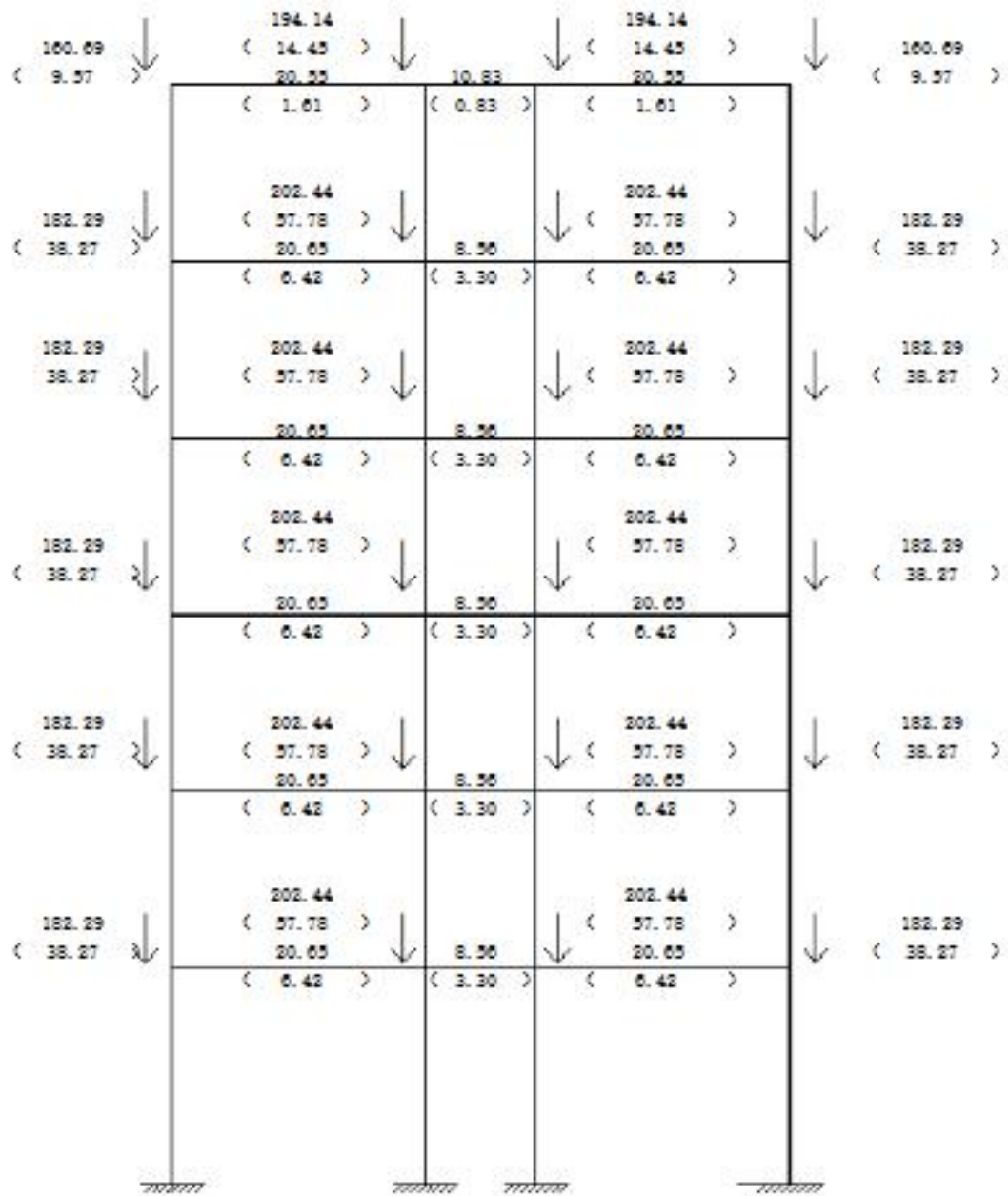


图 11.2 恒（活）荷载结构计算简图

9.2 竖向荷载作用下的弯矩计算

本框架在竖向荷载作用下的内力计算采用分层法，此时每层框架连同上下层柱组成基本计算单元，竖向荷载产生的梁固端弯矩只在本层内进行弯矩分配，单元之间不再传递。梁的弯矩取分配后的数值，柱端弯矩取相邻两单元对应柱端弯矩之和。

9.2.1 梁的固端弯矩

根据公式

$$M_{\text{固}} = -q_d l^2 / 12$$

(q_d 为等效后的均布荷载)分别计算各跨梁在竖向荷载作用下的固端弯矩值，列于下表。

表 9.8 恒载作用下梁的固端弯矩

恒载作用 固端弯矩	边跨		中跨	
	M 左	M 右	M 左	M 右
顶层	-61.64	61.64	-6.29	6.29
标准层	-61.95	61.95	-4.97	4.97
底层	-61.95	61.95	-4.97	4.97

表 9.9 活载作用下梁的固端弯矩

活载作用 固端弯矩	边跨		中跨	
	M 左	M 右	M 左	M 右
顶层	-4.82	4.82	-0.48	0.48
标准层	-19.26	19.26	-1.92	1.92
底层	-19.26	19.26	-1.92	1.92

9.2.2 梁、柱线刚度的调整

为了减小误差，除底层以外其他各层柱的线刚度均乘 0.9 的折减系数。计算所用线刚度列于下表。

表 9.10 线刚度

梁线刚度 kN.m ($\times 10^4$)		柱线刚度 kN.m ($\times 10^4$)	
主梁	过道梁	底层	其它层 (调整)
5.40	3.64	6.29	8.10

9.2.3 节点分配系数

分配系数按与节点连接的转动刚度比值来计算，对于某一节点 $\sum \mu_b + \sum \mu_c = 1$ ，各个节点的分配系数如下表所示。

表 9.11 节点分配系数

楼层	边柱节点				中柱节点			
	上柱	下柱	左梁	右梁	上柱	下柱	左梁	右梁
顶层	0.000	0.600	0.000	0.400	0.000	0.473	0.315	0.212
标准层	0.375	0.375	0.000	0.250	0.321	0.321	0.214	0.144
底层	0.409	0.318	0.000	0.273	0.346	0.269	0.230	0.155

9.2.4 弯矩二次分配

分层法进行弯矩分配，对于结构刚度和荷载都对称的结构，取一半结构计算。在本次弯矩分配时只考虑同一单元梁端弯矩的传递，柱端弯矩的传递在弯矩二次分配时考虑。

底层柱传递系数为 1/2，其余各层柱为 1/3，梁远端固定支座传递系数为 1/2。

根据各杆件的线刚度计算各节点的杆端弯矩分配系数，并计算竖向荷载作用下各跨梁的固端弯矩，计算框架各节点的不平衡弯矩，并对所有节点的不平衡弯矩同时进行第一次分配（其间不进行弯矩传递）。

考虑到荷载作用下节点不平衡弯矩较大，将不平衡弯矩进行二次分配以提高精度，进行二次分配时的不平衡弯矩来自上下柱弯矩的传递，为计算简便，在这里只考虑弯矩在本节点的分配，而在同单元之间不再传递，弯矩分配及二次分配的计算过程如下表所示：

表 9.12 顶层恒载弯矩分配 (kN · M)

上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁
0.000	0.600	0.400	0.315	0.000	0.473	0.212
	-61.64	61.64			-6.29	
	36.99	24.66	-17.44		-26.17	-11.75
	7.74	-8.72	12.33		-6.10	5.87
	0.59	0.39	-3.81		-5.72	-2.57
	45.32	-45.32	52.71		-37.98	-14.73

表 9.13 标准层恒载弯矩分配 (kN · M)

上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁
0.375	0.375	0.250	0.214	0.321	0.321	0.144
	-61.95	61.95			-4.97	
23.23	23.23	15.49	-12.19	-18.29	-18.29	-8.21
12.33	12.68	-6.10	7.74	-8.72	-9.85	4.10
-7.09	-7.09	-4.73	1.44	2.16	2.16	0.97
28.47	28.82	-57.29	58.94	-24.85	-25.98	-8.11

表 9.14 底层恒载弯矩分配 (kN · M)

上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁
0.409	0.318	0.273	0.230	0.346	0.269	0.155
	-61.95	61.95			-4.97	
25.36	19.69	16.90	-13.13	-19.70	-15.30	-8.84
7.74	-6.57	8.45	-6.10		4.42	
-0.48	-0.37	-0.32	-1.56	-2.34	-1.82	-1.05
32.62	19.32	-51.94	55.71	-28.14	-17.12	-10.45

表 9.15 顶层活载弯矩分配 (kN · M)

上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁
0.000	0.600	0.400	0.315	0.000	0.473	0.212
	-4.82	4.82			-0.48	
	2.89	1.93	-1.37		-2.05	-0.92
	2.41	-0.68	0.96		-1.86	0.46
	-1.03	-0.69	0.14		0.20	0.09
	4.26	-4.26	4.55		-3.70	-0.85

表 9.16 标准层活载弯矩分配 (kN · M)

上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁
0.375	0.375	0.250	0.214	0.321	0.321	0.144
	-19.26	19.26			-1.92	
7.22	7.22	4.82	-3.71	-5.57	-5.57	-2.50
0.96	3.94	-1.86	2.41	-0.68	-3.00	1.25
-1.14	-1.14	-0.76	0.01	0.01	0.01	0.00
7.04	10.02	-17.06	17.96	-6.24	-8.56	-3.16

表 9.17 底层活载弯矩分配 (kN · M)

上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁
0.409	0.318	0.273	0.230	0.346	0.269	0.155
	-19.26	19.26			-1.92	
7.88	6.12	5.26	-4.00	-6.00	-4.66	-2.69
2.41	-2.00	2.63	-1.86		1.35	
-0.17	-0.13	-0.11	-0.49	-0.73	-0.57	-0.33
10.12	5.99	-16.12	17.40	-8.58	-5.23	-3.59

9.2.5 梁端弯矩、柱端弯矩汇总

经弯矩二次分配后计算出梁端弯矩、柱端弯矩，汇总如下表所示：

表 9.18 恒载作用下的梁端弯矩

恒载梁弯矩汇总	边跨		中跨	
	左梁端	右梁端	左梁端	右梁端
屋面层	-45.32	52.71	-14.73	14.73
标准层	-57.29	58.94	-8.11	8.11
底层	-51.94	55.71	-10.45	10.45

表 9.19 恒载作用下的柱端弯矩

恒载柱弯矩汇总	边跨		中跨	
	柱顶	柱底	柱顶	柱底
屋面层	45.32	28.47	-37.98	-24.85
标准层	28.82	28.47	-25.98	-24.85
二层	28.82	32.62	-25.98	-28.14
底层	19.32	9.66	-17.12	-8.56

表 9.20 活载作用下的梁端弯矩

活载梁弯矩汇总	边跨		中跨	
	左梁端	右梁端	左梁端	右梁端
屋面层	-4.26	4.55	-0.85	0.85
标准层	-17.06	17.96	-3.16	3.16
底层	-16.12	17.40	-3.59	3.59

表 9.21 活载作用下的柱端弯矩

活载柱弯矩汇总	边跨		中跨	
	柱顶	柱底	柱顶	柱底
屋面层	4.26	7.04	-3.70	-6.24
标准层	10.02	7.04	-8.56	-6.24
二层	10.02	10.12	-8.56	-8.58
底层	5.99	3.00	-5.23	-2.61

9.3 弯矩调幅及梁柱控制截面内力计算

梁端弯矩调幅，调幅系数取 0.85。

在将梯形分布荷载和三角形分布荷载转化为等效均布荷载时，采用的是梁端转角等效，梁跨中弯矩及剪力分布并不等效。所以，要获得梁中弯矩及剪力的实际分布，还需要采用原梯形分布荷载和三角形分布荷载来确定。

9.3.1 梁端剪力计算

根据弯矩二次分配后得到的梁端弯矩，按下式计算梁端剪力：

$$V_{Gb} = \frac{g_0 L}{2} + \frac{(l+L)}{4} g$$

$$V_b = V_{Gb} - \frac{M_{右} + M_{左}}{L}$$

式中， V_{Gb} ——两端简支时时支座的剪力，kN；

V_b ——剪力，kN；

L ——梁的跨度，m；

l ——梁上梯形或三角形线荷载上端在梁上的投影长度，m；

$M_{左}$ ——梁左端弯矩，kN·m；

$M_{右}$ ——梁右端弯矩，kN·m；

g_0 ——梁上均布线荷载，kN/m；

g ——梁上梯形或三角形线荷载最大值，kN/m。

计算结果列于下表。

表 9.22 恒载作用下的边跨剪力值计算

层数	M 左	M 右	g_0	g	V_{Gb} 左	V_{Gb} 右	$(-M_{左}-M_{右})/L$	V_b 左	V_b 右
6F	-45.32	52.71	3.79	10.18	31.99	-31.99	-1.23	30.76	-33.22
5F	-57.29	58.94	8.29	7.51	40.08	-40.08	-0.28	39.80	-40.35
4F	-57.29	58.94	8.29	7.51	40.08	-40.08	-0.28	39.80	-40.35

3F	-57.29	58.94	8.29	7.51	40.08	-40.08	-0.28	39.80	-40.35
2F	-57.29	58.94	8.29	7.51	40.08	-40.08	-0.28	39.80	-40.35
1F	-51.94	55.71	8.29	7.51	40.08	-40.08	-0.63	39.45	-40.71

表 9.23 恒载作用下的中间跨剪力值计算

层数	M 左	M 右	g0	g	VGb 左	VGb 右	(-M _左 -M _右)/L	Vb 左	Vb 右
6F	-14.73	14.73	2.21	6.89	7.47	-7.47	0.00	7.47	-7.47
5F	-8.11	8.11	2.21	5.08	6.27	-6.27	0.00	6.27	-6.27
4F	-8.11	8.11	2.21	5.08	6.27	-6.27	0.00	6.27	-6.27
3F	-8.11	8.11	2.21	5.08	6.27	-6.27	0.00	6.27	-6.27
2F	-8.11	8.11	2.21	5.08	6.27	-6.27	0.00	6.27	-6.27
1F	-10.45	10.45	2.21	5.08	6.27	-6.27	0.00	6.27	-6.27

表 9.24 活载作用下的边跨剪力值计算

层数	M 左	M 右	g	VGb 左	VGb 右	(-M _左 -M _右)/L	Vb 左	Vb 右
6F	-4.26	4.55	0.98	1.97	-1.97	-0.05	1.93	-2.02
5F	-17.06	17.96	3.90	7.90	-7.90	-0.15	7.75	-8.05
4F	-17.06	17.96	3.90	7.90	-7.90	-0.15	7.75	-8.05
3F	-17.06	17.96	3.90	7.90	-7.90	-0.15	7.75	-8.05
2F	-17.06	17.96	3.90	7.90	-7.90	-0.15	7.75	-8.05
1F	-16.12	17.40	3.90	7.90	-7.90	-0.21	7.68	-8.11

表 9.25 活载作用下的中间跨剪力值计算

层数	M 左	M 右	g	VGb 左	VGb 右	(-M _左 -M _右)/L	Vb 左	Vb 右
6F	-0.85	0.85	0.66	0.44	-0.44	0.00	0.44	-0.44
5F	-3.16	3.16	2.64	1.74	-1.74	0.00	1.74	-1.74
4F	-3.16	3.16	2.64	1.74	-1.74	0.00	1.74	-1.74
3F	-3.16	3.16	2.64	1.74	-1.74	0.00	1.74	-1.74
2F	-3.16	3.16	2.64	1.74	-1.74	0.00	1.74	-1.74
1F	-3.59	3.59	2.64	1.74	-1.74	0.00	1.74	-1.74

9.3.2 跨中弯矩计算

跨中弯矩按下式计算：

$$M_0 = \frac{M_{左} + M_{右}}{2} - M_q$$

$$M_q = \frac{1}{2} q_e \left(\frac{L}{2} \right)^2$$

式中, M_0 ——跨中弯矩, kN.m;

$M_{左}$ 、 $M_{右}$ ——梁两端弯矩, kN.m;

q_e ——折算后的均布荷载, kN/m;

L ——梁的跨度, m。

计算结果列于下表。

表 9.26 恒载作用下边跨的跨中弯矩计算

层数	M 左	M 右	q_e	L	M_q	M_0
6F	45.32	52.71	20.55	6.00	92.47	-43.45
5F	57.29	58.94	20.65	6.00	92.93	-34.81
4F	57.29	58.94	20.65	6.00	92.93	-34.81
3F	57.29	58.94	20.65	6.00	92.93	-34.81
2F	57.29	58.94	20.65	6.00	92.93	-34.81
1F	51.94	55.71	20.65	6.00	92.93	-39.11

表 9.27 恒载作用下中间跨的跨中弯矩计算

层数	M 左	M 右	q_e	L	M_q	M_0
6F	14.73	14.73	10.83	2.64	9.43	5.30
5F	8.11	8.11	8.56	2.64	7.46	0.65
4F	8.11	8.11	8.56	2.64	7.46	0.65
3F	8.11	8.11	8.56	2.64	7.46	0.65
2F	8.11	8.11	8.56	2.64	7.46	0.65
1F	10.45	10.45	8.56	2.64	7.46	2.99

表 9.28 活载作用下边跨的跨中弯矩计算

层数	M 左	M 右	q_e	L	M_q	M_0
6F	4.26	4.55	1.61	6.00	7.22	-2.82
5F	17.06	17.96	6.42	6.00	28.89	-11.38
4F	17.06	17.96	6.42	6.00	28.89	-11.38
3F	17.06	17.96	6.42	6.00	28.89	-11.38
2F	17.06	17.96	6.42	6.00	28.89	-11.38

1F	16.12	17.40	6.42	6.00	28.89	-12.13
----	-------	-------	------	------	-------	--------

表 9.29 活载作用下中间跨的跨中弯矩计算

层数	M 左	M 右	q _e	L	M _q	M ₀
6F	0.85	0.85	0.83	2.64	0.72	0.13
5F	3.16	3.16	3.30	2.64	2.87	0.29
4F	3.16	3.16	3.30	2.64	2.87	0.29
3F	3.16	3.16	3.30	2.64	2.87	0.29
2F	3.16	3.16	3.30	2.64	2.87	0.29
1F	3.59	3.59	3.30	2.64	2.87	0.72

现将梁端弯矩、跨中弯矩调幅如下：

$M' = \beta M$ ，调幅系数 β 为 0.85。

表 9.30 恒载作用下的梁端弯矩调幅

层数	边跨				中间跨			
	M 左	M 右	M 左'	M 右'	M 左	M 右	M 左'	M 右'
6F	-45.32	52.71	-38.52	44.81	-14.73	14.73	-12.52	12.52
5F	-57.29	58.94	-48.69	50.10	-8.11	8.11	-6.89	6.89
4F	-57.29	58.94	-48.69	50.10	-8.11	8.11	-6.89	6.89
3F	-57.29	58.94	-48.69	50.10	-8.11	8.11	-6.89	6.89
2F	-57.29	58.94	-48.69	50.10	-8.11	8.11	-6.89	6.89
1F	-51.94	55.71	-44.15	47.35	-10.45	10.45	-8.88	8.88

表 9.31 活载作用下的梁端弯矩调幅

层数	边跨				中间跨			
	M 左	M 右	M 左'	M 右'	M 左	M 右	M 左'	M 右'
6F	-4.26	4.55	-3.62	3.87	-0.85	0.85	-0.72	0.72
5F	-17.06	17.96	-14.50	15.27	-3.16	3.16	-2.69	2.69
4F	-17.06	17.96	-14.50	15.27	-3.16	3.16	-2.69	2.69
3F	-17.06	17.96	-14.50	15.27	-3.16	3.16	-2.69	2.69
2F	-17.06	17.96	-14.50	15.27	-3.16	3.16	-2.69	2.69
1F	-16.12	17.40	-13.70	14.79	-3.59	3.59	-3.05	3.05

$$M_0' = 1.02M_{c0} - \frac{M_{左}' + M_{右}'}{2}$$

其中 $M_{c0} = \frac{M_{左} + M_{右}}{2} + M_0$ ，比较 M_0 与 M_0' 中的较大者，为调幅后跨中弯矩。

跨中弯矩取值列于下表。

表 9.32 恒载作用下边跨的跨中弯矩调幅

层数	M0	M 左	M 右	Mc0	M 左'	M 右'	M0'	调幅后的 M0
6F	43.45	45.32	52.71	92.47	38.52	44.81	52.65	52.65
5F	34.81	57.29	58.94	92.93	48.69	50.10	45.39	45.39
4F	34.81	57.29	58.94	92.93	48.69	50.10	45.39	45.39
3F	34.81	57.29	58.94	92.93	48.69	50.10	45.39	45.39
2F	34.81	57.29	58.94	92.93	48.69	50.10	45.39	45.39
1F	39.11	51.94	55.71	92.93	44.15	47.35	49.04	49.04

表 9.33 恒载作用下中跨的跨中弯矩调幅

层数	M0	M 左	M 右	Mc0	M 左'	M 右'	M0'	调幅后的 M0
6F	5.30	14.73	14.73	20.03	12.52	12.52	7.91	7.91
5F	0.65	8.11	8.11	8.76	6.89	6.89	2.04	2.04
4F	0.65	8.11	8.11	8.76	6.89	6.89	2.04	2.04
3F	0.65	8.11	8.11	8.76	6.89	6.89	2.04	2.04
2F	0.65	8.11	8.11	8.76	6.89	6.89	2.04	2.04
1F	2.99	10.45	10.45	13.43	8.88	8.88	4.82	4.82

表 9.32 活载作用下边跨的跨中弯矩调幅

层数	M0	M 左	M 右	Mc0	M 左'	M 右'	M0'	调幅后的 M0
6F	2.82	4.26	4.55	7.22	3.62	3.87	3.62	3.62
5F	11.38	17.06	17.96	28.89	14.50	15.27	14.58	14.58
4F	11.38	17.06	17.96	28.89	14.50	15.27	14.58	14.58
3F	11.38	17.06	17.96	28.89	14.50	15.27	14.58	14.58
2F	11.38	17.06	17.96	28.89	14.50	15.27	14.58	14.58
1F	12.13	16.12	17.40	28.89	13.70	14.79	15.22	15.22

表 9.33 活载作用下中跨的跨中弯矩调幅

层数	M0	M 左	M 右	Mc0	M 左'	M 右'	M0'	调幅后的 M0
6F	0.13	0.85	0.85	0.98	0.72	0.72	0.28	0.28

5F	0.29	3.16	3.16	3.45	2.69	2.69	0.83	0.83
4F	0.29	3.16	3.16	3.45	2.69	2.69	0.83	0.83
3F	0.29	3.16	3.16	3.45	2.69	2.69	0.83	0.83
2F	0.29	3.16	3.16	3.45	2.69	2.69	0.83	0.83
1F	0.72	3.59	3.59	4.31	3.05	3.05	1.34	1.34

9.3.3 梁内力调整

截面配筋计算时应采用构件端部截面的内力，而不是轴线处的内力，梁端、柱边的剪力和弯矩按下式计算：

$$V' = V - (g_0 + \frac{g}{2}) \frac{b}{2}$$

$$M' = M - V' \frac{b}{2}$$

式中， g_0 ——均布荷载；

g ——三角形或梯形荷载最高值；

b ——柱宽。

梁控制截面剪力和弯矩计算结果列于下表。

表 9.34 恒载作用下的梁内力调整

层数	边跨										
	柱宽 B	g_0	g	V 左	V 右	M 左	M 右	V 左'	V 右'	M 左'	M 右'
6F	0.6	3.792	10.18	30.76	-33.22	-38.52	44.81	28.09	-30.56	-30.09	35.64
5F	0.6	8.292	7.51	39.80	-40.35	-48.69	50.10	36.19	-36.74	-37.84	39.08
4F	0.6	8.292	7.51	39.80	-40.35	-48.69	50.10	36.19	-36.74	-37.84	39.08
3F	0.6	8.292	7.51	39.80	-40.35	-48.69	50.10	36.19	-36.74	-37.84	39.08
2F	0.6	8.292	7.51	39.80	-40.35	-48.69	50.10	36.19	-36.74	-37.84	39.08
1F	0.6	8.292	7.51	39.45	-40.71	-44.15	47.35	35.84	-37.09	-33.39	36.22
层数	中间跨										
	柱宽 B	g_0	g	V 左	V 右	M 左	M 右	V 左'	V 右'	M 左'	M 右'
6F	0.6	2.212	6.8904	7.47	-7.47	-12.52	12.52	5.77	-5.77	-10.79	10.79
5F	0.6	2.212	5.082	6.27	-6.27	-6.89	6.89	4.85	-4.85	-5.44	5.44
4F	0.6	2.212	5.082	6.27	-6.27	-6.89	6.89	4.85	-4.85	-5.44	5.44

3F	0.6	2.212	5.082	6.27	-6.27	-6.89	6.89	4.85	-4.85	-5.44	5.44
2F	0.6	2.212	5.082	6.27	-6.27	-6.89	6.89	4.85	-4.85	-5.44	5.44
1F	0.6	2.212	5.082	6.27	-6.27	-8.88	8.88	4.85	-4.85	-7.43	7.43

表 9.35 活载作用下的梁内力调整

层数	边跨										
	柱宽 B	g0	g	V 左	V 右	M 左	M 右	V 左'	V 右'	M 左'	M 右'
6F	0.6	0	0.98	1.93	-2.02	-3.62	3.87	1.78	-1.88	-3.09	3.30
5F	0.6	0	3.90	7.75	-8.05	-14.50	15.27	7.16	-7.46	-12.35	13.03
4F	0.6	0	3.90	7.75	-8.05	-14.50	15.27	7.16	-7.46	-12.35	13.03
3F	0.6	0	3.90	7.75	-8.05	-14.50	15.27	7.16	-7.46	-12.35	13.03
2F	0.6	0	3.90	7.75	-8.05	-14.50	15.27	7.16	-7.46	-12.35	13.03
1F	0.6	0	3.90	7.68	-8.11	-13.70	14.79	7.10	-7.53	-11.57	12.53
层数	中间跨										
	柱宽 B	g0	g	V 左	V 右	M 左	M 右	V 左'	V 右'	M 左'	M 右'
6F	0.6	0	0.66	0.44	-0.44	-0.72	0.72	0.34	-0.34	-0.62	0.62
5F	0.6	0	2.64	1.74	-1.74	-2.69	2.69	1.35	-1.35	-2.28	2.28
4F	0.6	0	2.64	1.74	-1.74	-2.69	2.69	1.35	-1.35	-2.28	2.28
3F	0.6	0	2.64	1.74	-1.74	-2.69	2.69	1.35	-1.35	-2.28	2.28
2F	0.6	0	2.64	1.74	-1.74	-2.69	2.69	1.35	-1.35	-2.28	2.28
1F	0.6	0	2.64	1.74	-1.74	-3.05	3.05	1.35	-1.35	-2.65	2.65

9.3.4 柱剪力计算

柱剪力计算，根据 $V_{柱} = -(M_{柱顶} + M_{柱底}) / H$ ，结果列于下表。

表 9.36 恒载作用下柱剪力计算 (KN)

层数	层高	边柱			中柱		
		M _{柱顶}	M _{柱底}	V _柱	M _{柱顶}	M _{柱底}	V _柱
6F	3.60	45.32	28.47	-20.50	-37.98	-24.85	17.45
5F	3.60	28.82	28.47	-15.91	-25.98	-24.85	14.12
4F	3.60	28.82	28.47	-15.91	-25.98	-24.85	14.12
3F	3.60	28.82	28.47	-15.91	-25.98	-24.85	14.12
2F	3.60	28.82	32.62	-17.07	-25.98	-28.14	15.03

1F	5.15	19.32	9.66	-5.63	-17.12	-8.56	4.99
----	------	-------	------	-------	--------	-------	------

表 9.37 活载作用下柱剪力计算 (KN)

层数	层高	边柱			中柱		
		M _{柱顶}	M _{柱底}	V _柱	M _{柱顶}	M _{柱底}	V _柱
6F	3.60	4.26	7.04	-3.14	-3.70	-6.24	2.76
5F	3.60	10.02	7.04	-4.74	-8.56	-6.24	4.11
4F	3.60	10.02	7.04	-4.74	-8.56	-6.24	4.11
3F	3.60	10.02	7.04	-4.74	-8.56	-6.24	4.11
2F	3.60	10.02	10.12	-5.60	-8.56	-8.58	4.76
1F	5.15	5.99	3.00	-1.75	-5.23	-2.61	1.52

9.3.5 柱轴力计算

柱轴力=柱顶集中力（包括柱自重）+梁端剪力

表 9.38 恒载作用下的柱轴力 (KN)

边柱	层数	层高	F 集中力	V _l	V _r	ΔN	柱自重	N 顶	N 底
	6F	3.60	160.69	0.00	30.76	191.45	34.13	191.45	225.58
	5F	3.60	182.29	0.00	39.80	222.10	34.13	447.67	481.80
	4F	3.60	182.29	0.00	39.80	222.10	34.13	703.89	738.02
	3F	3.60	182.29	0.00	39.80	222.10	34.13	960.12	994.25
	2F	3.60	182.29	0.00	39.80	222.10	34.13	1216.34	1250.47
	1F	5.15	182.29	0.00	39.45	221.74	48.82	1472.21	1521.03
中柱	层数	层高	F 集中力	V _l	V _r	ΔN	柱自重	N 顶	N 底
	6F	3.60	194.14	33.22	7.47	234.83	34.13	234.83	268.96
	5F	3.60	202.44	40.35	6.27	249.06	34.13	518.02	552.15
	4F	3.60	202.44	40.35	6.27	249.06	34.13	801.21	835.34
	3F	3.60	202.44	40.35	6.27	249.06	34.13	1084.41	1118.53
	2F	3.60	202.44	40.35	6.27	249.06	34.13	1367.60	1401.73
	1F	5.15	202.44	40.71	6.27	249.42	48.82	1651.15	1699.97

表 9.39 活载作用下的柱轴力 (KN)

边柱	层数	层高	F 集中力	V _l	V _r	ΔN	柱自重	N 顶	N 底
	6F	3.60	9.57	0.00	1.93	11.49	0.00	11.49	11.49

	5F	3.60	38.27	0.00	7.75	46.02	0.00	57.52	57.52
	4F	3.60	38.27	0.00	7.75	46.02	0.00	103.54	103.54
	3F	3.60	38.27	0.00	7.75	46.02	0.00	149.56	149.56
	2F	3.60	38.27	0.00	7.75	46.02	0.00	195.58	195.58
	1F	5.15	38.27	0.00	7.68	45.96	0.00	241.53	241.53
中柱	层数	层高	F 集中力	V1	Vr	ΔN	柱自重	N 顶	N 底
	6F	3.60	14.45	2.02	0.44	16.90	0.00	16.90	16.90
	5F	3.60	57.78	8.05	1.74	67.57	0.00	84.48	84.48
	4F	3.60	57.78	8.05	1.74	67.57	0.00	152.05	152.05
	3F	3.60	57.78	8.05	1.74	67.57	0.00	219.63	219.63
	2F	3.60	57.78	8.05	1.74	67.57	0.00	287.20	287.20
	1F	5.15	57.78	8.11	1.74	67.64	0.00	354.84	354.84

9.3.6 柱内力调整

内力分析所得框架梁、柱端内力，分别为柱梁截面心处形之值，而梁支座截面的最不利位置是柱边缘截面，柱上下端的危险截面是弯矩作用平面内的梁底边及梁顶面处的柱截面，所以在内力组合之前，应先求出各种单项荷载作用下的框架梁、柱边缘处的内力值，然后再组合。根据以上各种荷载作用下内力计算结果，进行横向框架各梁柱控制截面的内力组合，其中梁的控制截面为端部与跨中。柱则根据边柱和中柱，每个柱每层分为柱顶和柱底两个控制截面。

恒载作用下柱弯矩图是沿梁呈线性变化，可利用线性关系调整。利用相似三角形定理求得边缘处的弯矩。

$$\frac{M'}{M} = \frac{L-b/2}{L} \Rightarrow M' = M \times (1 - \frac{b}{2L})$$

表 9.40 恒载作用下柱端弯矩调幅

	层数	层高	梁高	轴线处柱端弯矩		边缘处柱端弯矩	
				上	下	上	下
边柱	6F	3.60	0.60	45.32	28.47	39.17	24.61
	5F	3.60	0.60	28.82	28.47	24.04	23.75
	4F	3.60	0.60	28.82	28.47	24.04	23.75

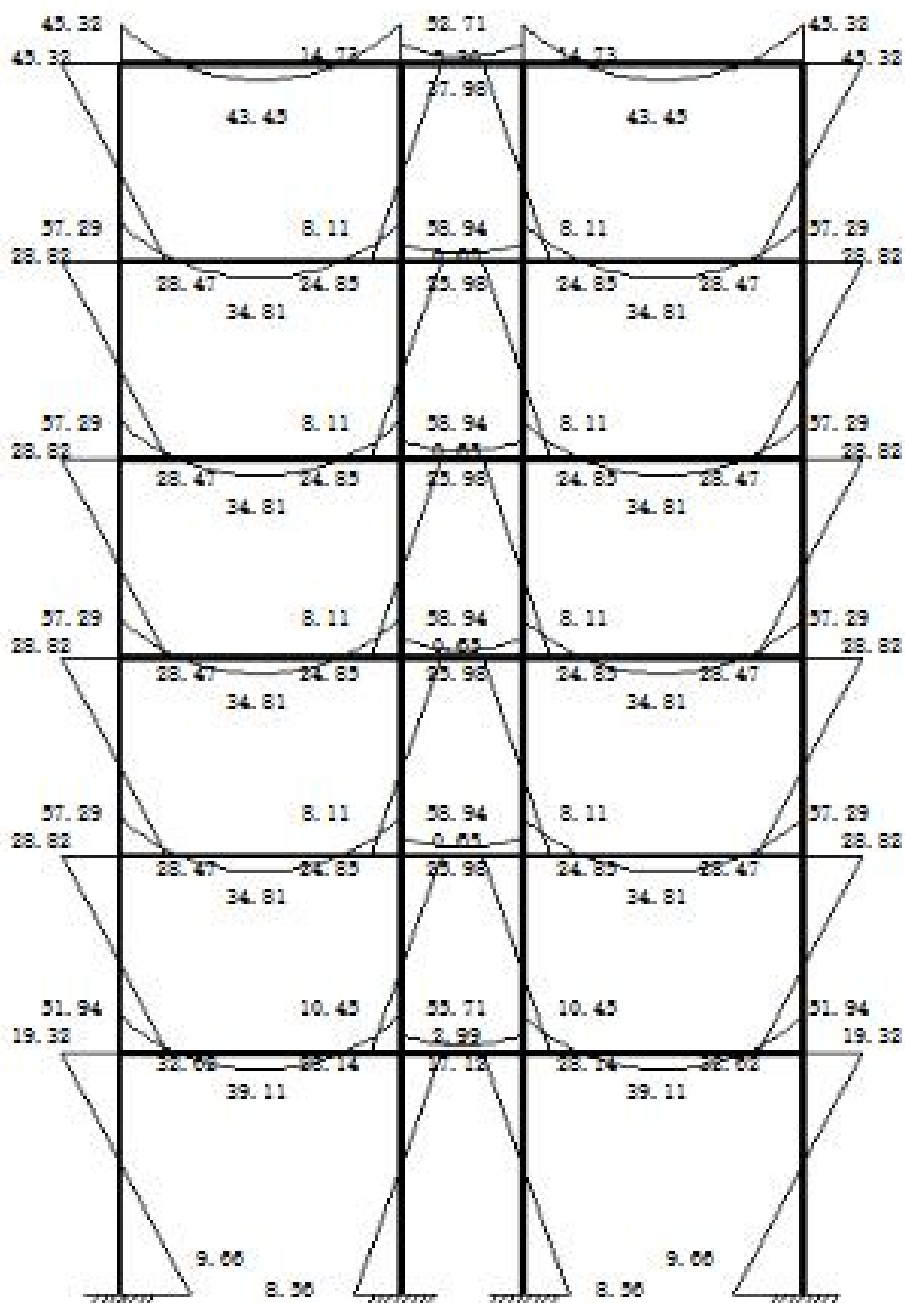
	3F	3.60	0.60	28.82	28.47	24.04	23.75
	2F	3.60	0.60	28.82	32.62	23.70	26.82
	1F	5.15	0.60	19.32	9.66	17.63	8.82
中柱	层数	层高	梁高	轴线处柱端弯矩		边缘处柱端弯矩	
				上	下	上	下
	6F	3.60	0.40	-37.98	-24.85	-34.49	-22.57
	5F	3.60	0.40	-25.98	-24.85	-23.16	-22.15
	4F	3.60	0.40	-25.98	-24.85	-23.16	-22.15
	3F	3.60	0.40	-25.98	-24.85	-23.16	-22.15
	2F	3.60	0.40	-25.98	-28.14	-22.97	-24.88
	1F	5.15	0.40	-17.12	-8.56	-16.12	-8.06

表 9.41 活载作用下柱端弯矩调幅

边柱	层数	层高	梁高	轴线处柱端弯矩		边缘处柱端弯矩	
				上	下	上	下
	6F	3.60	0.60	4.26	7.04	3.32	5.49
	5F	3.60	0.60	10.02	7.04	8.60	6.04
	4F	3.60	0.60	10.02	7.04	8.60	6.04
	3F	3.60	0.60	10.02	7.04	8.60	6.04
	2F	3.60	0.60	10.02	10.12	8.34	8.43
	1F	5.15	0.60	5.99	3.00	5.47	2.73
中柱	层数	层高	梁高	轴线处柱端弯矩		边缘处柱端弯矩	
				上	下	上	下
	6F	3.60	0.40	-3.70	-6.24	-3.15	-5.31
	5F	3.60	0.40	-8.56	-6.24	-7.73	-5.64
	4F	3.60	0.40	-8.56	-6.24	-7.73	-5.64
	3F	3.60	0.40	-8.56	-6.24	-7.73	-5.64
	2F	3.60	0.40	-8.56	-8.58	-7.60	-7.63
	1F	5.15	0.40	-5.23	-2.61	-4.92	-2.46

9.4 竖向荷载作用下的弯矩图、剪力图、轴力图

图 9.2 恒荷载弯矩图 ($\text{kN} \cdot \text{M}$)



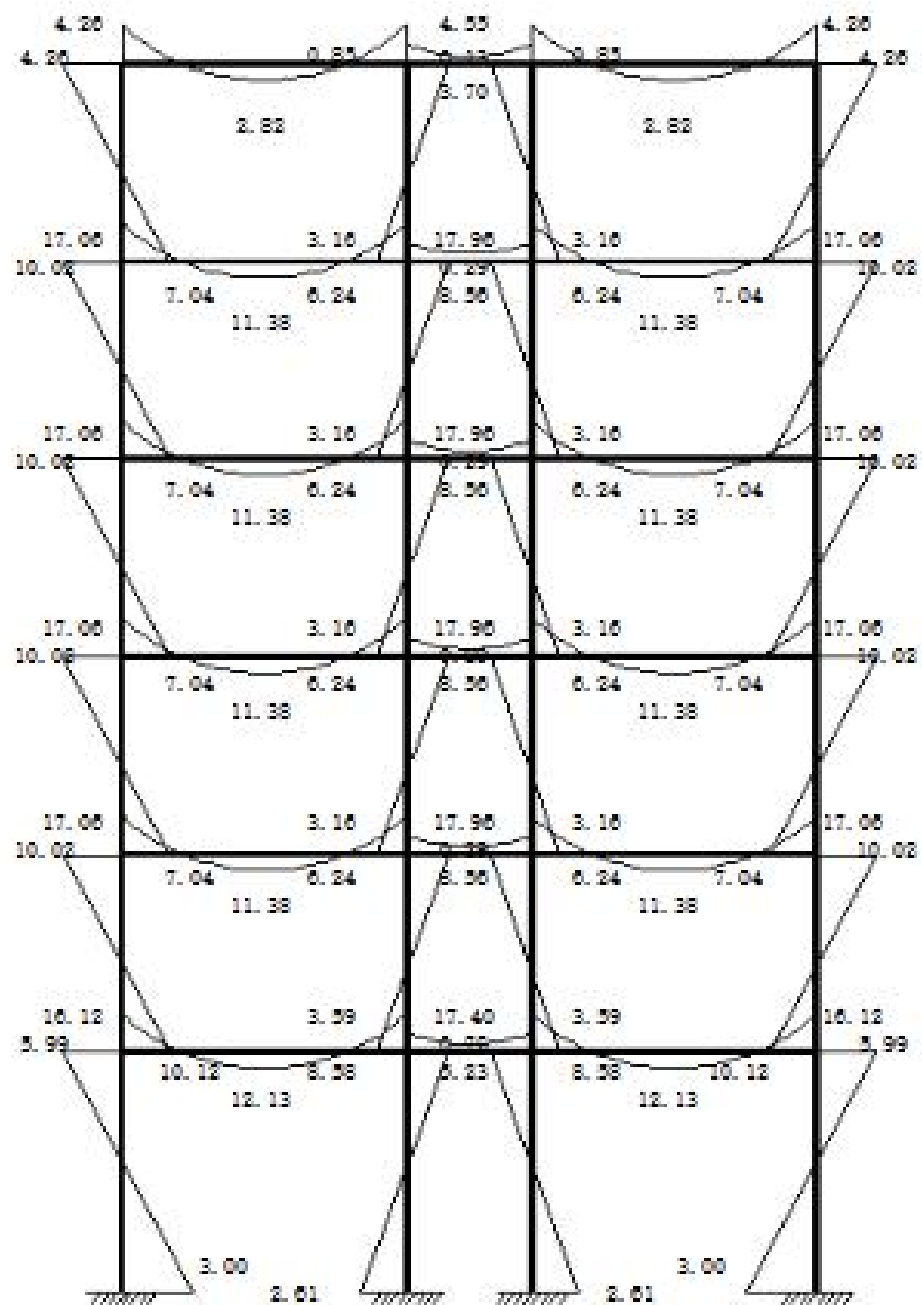


图 9.3 活荷载弯矩图 (kN·M)

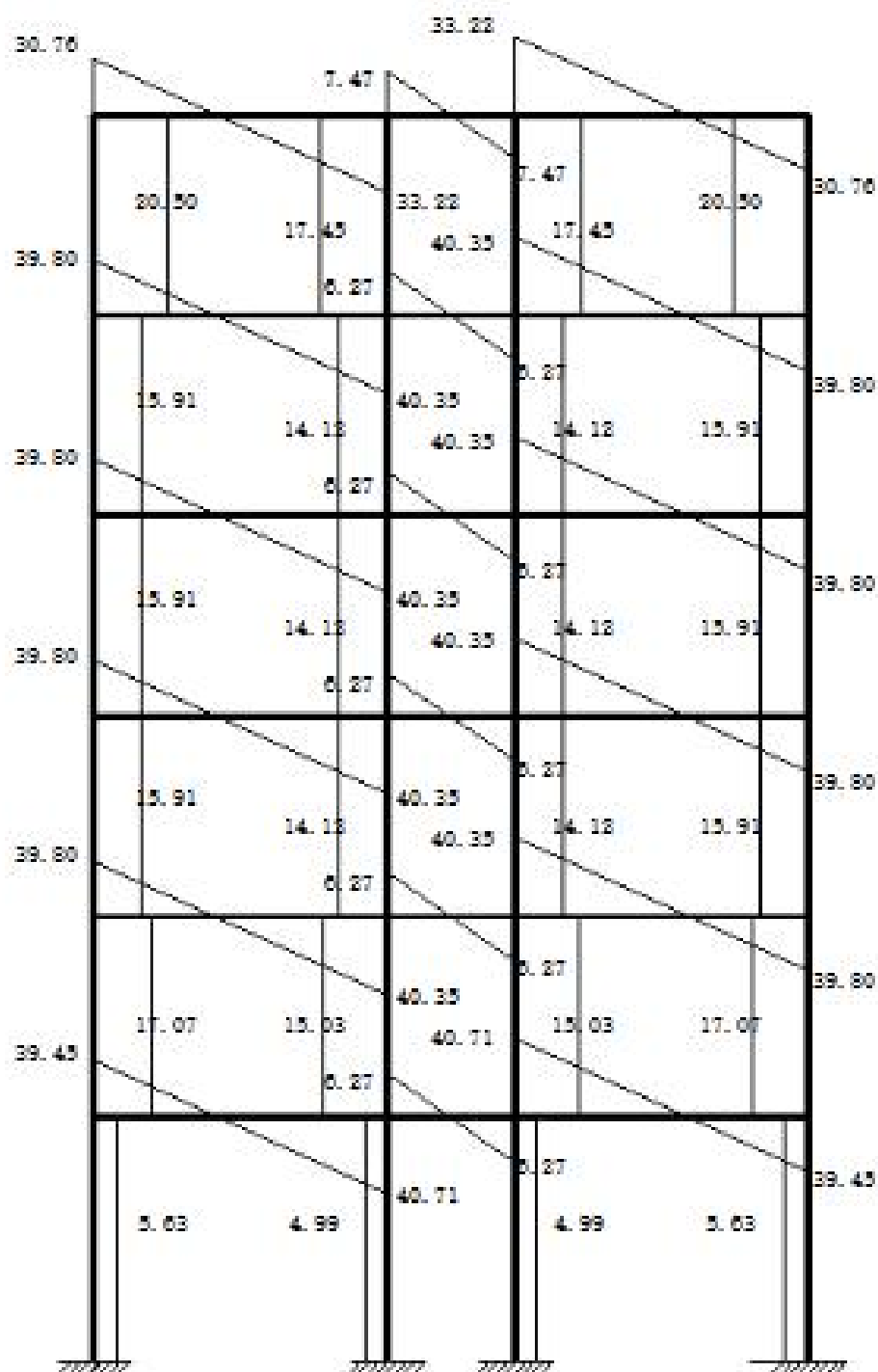


图 9.4 恒荷载作用下剪力图

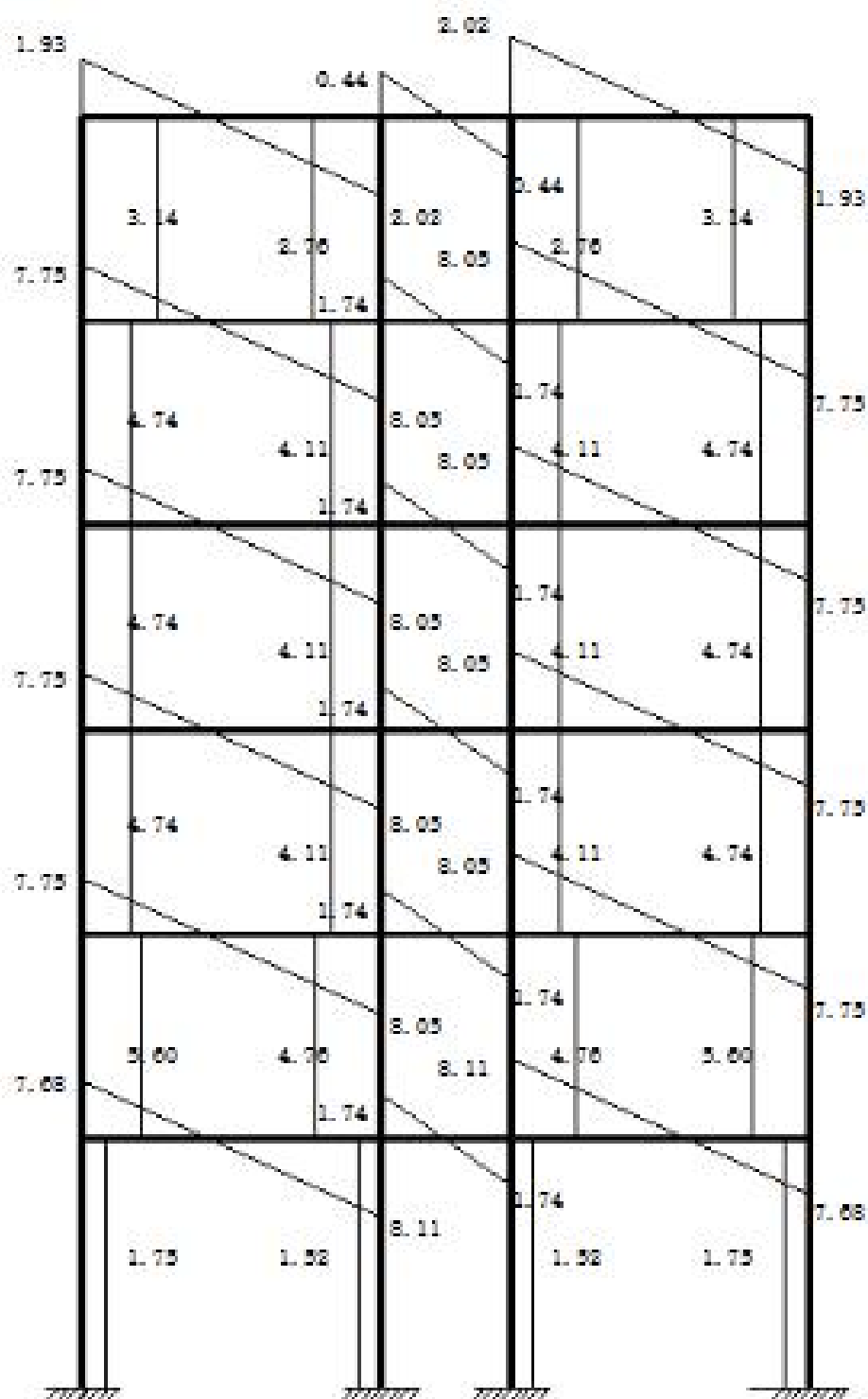


图 9.5 活荷载作用下剪力图

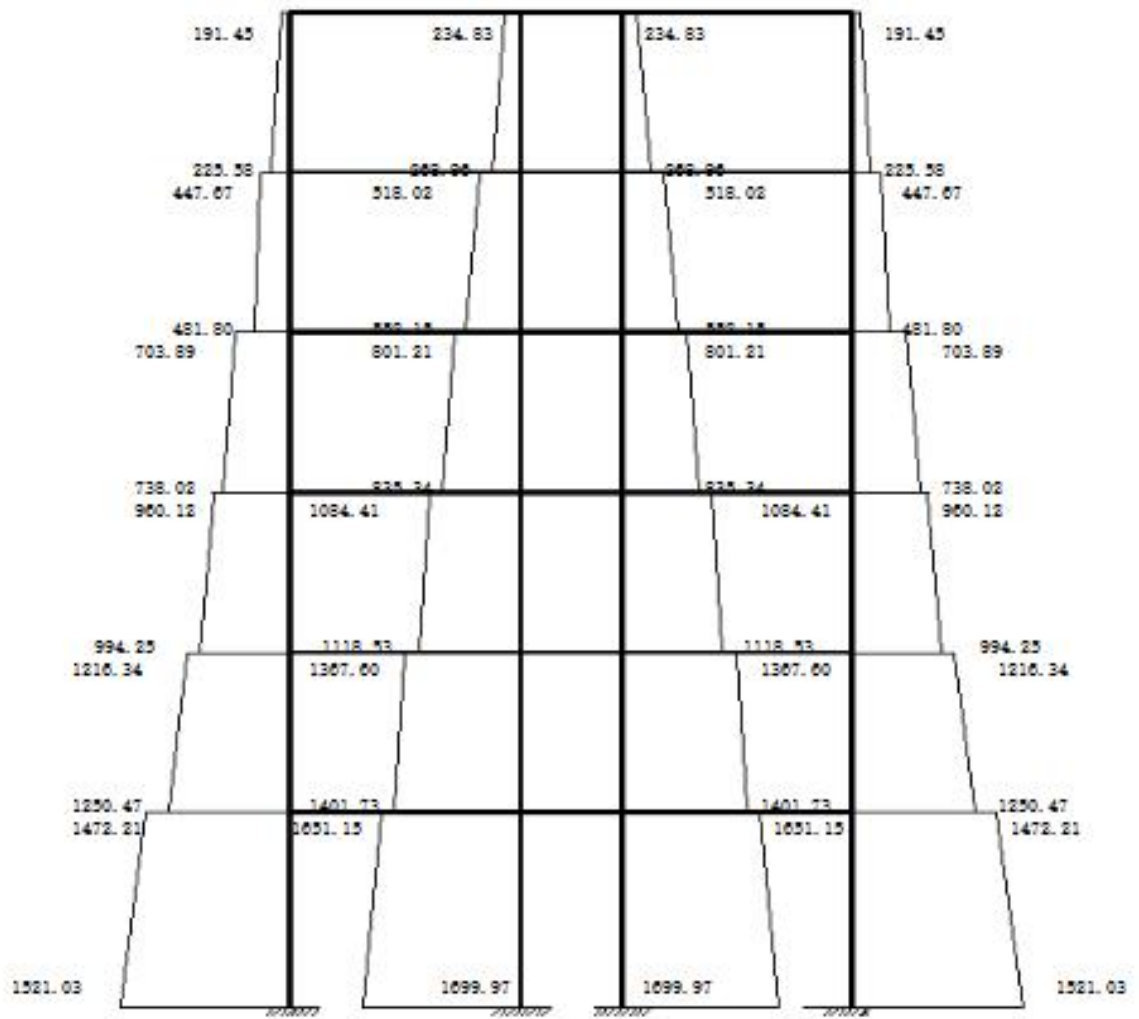


图 9.6 恒荷载作用下轴力图

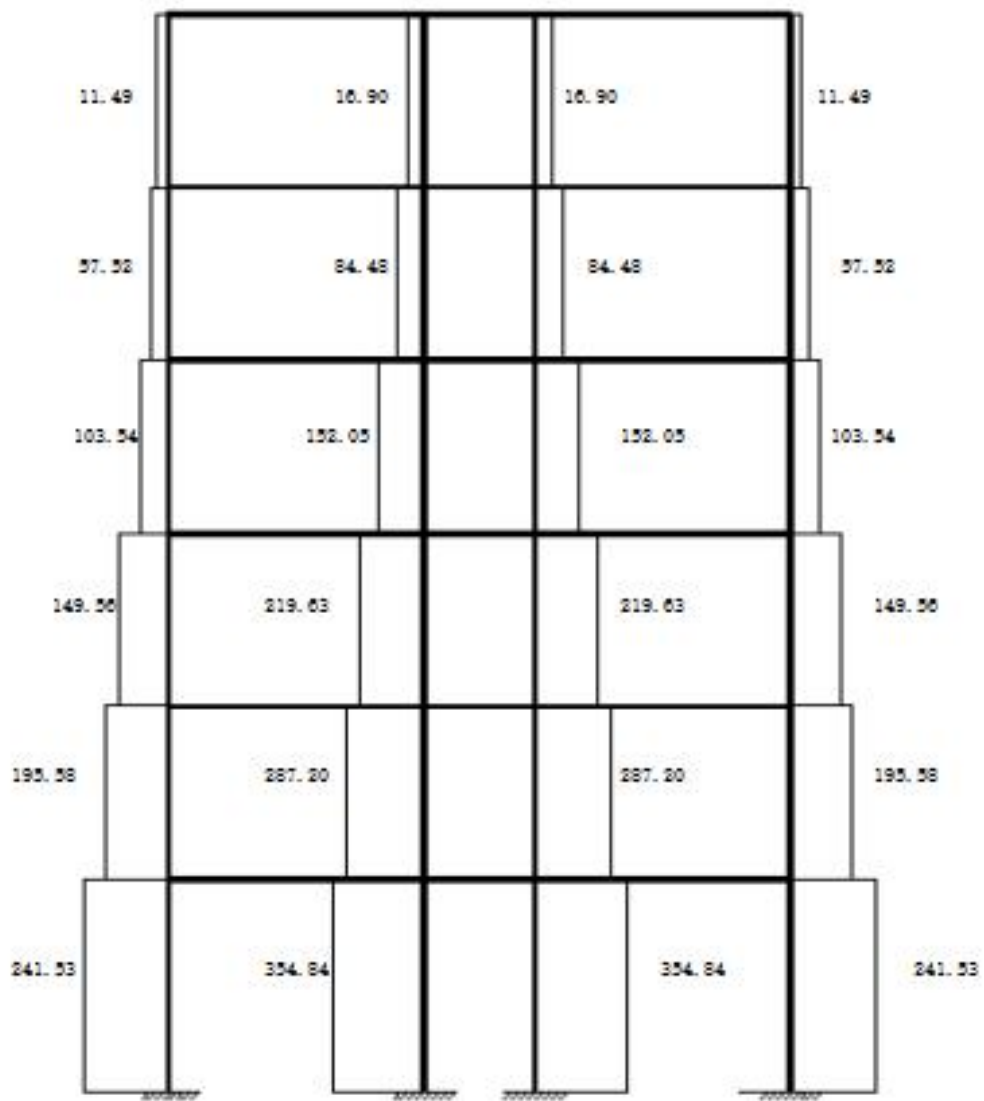


图 9.7 活荷载作用下轴力图

第十章 内力组合计算

根据各种荷载作用下内力计算结果，进行框架各梁柱控制截面的内力组合，其中梁的控制截面为端部与跨中，端部组合弯矩和剪力，跨中只组合弯矩。柱则组合弯矩、剪力和轴力，每个柱每层分为柱顶和柱底两个控制截面，分别组合。

本设计进行内力组合时，应考虑无地震作用时的效应组合和有地震作用时的效应组合，按下式计算。

(1) 无地震作用效应组合

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \psi_Q \gamma_Q S_{Qk} + \psi_w \gamma_w S_{wk}$$

(2) 有地震作用效应组合

$$S_E = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wk}$$

无地震作用效应组合：

1) 恒载+活载

1、 1.2×恒载效应+1.4×活载效应

2、 1.35×恒载效应+1.4×0.7×活载效应

2) 根据《建筑结构可靠度设计统一标准》，承载能力极限状态表达式可以

简化为：

$$\gamma_0 (\gamma_G S_{Gk} + 0.9 \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} S_{Qik}) \leq R(f_s, f_c, a_k \dots)$$

即 3、 1.2×恒载效应+0.9×1.4×（活载效应+风载效应）

有地震作用效应组合时：

4、 1.2×重力荷载效应+1.3×水平地震作用效应

其中，重力荷载是指 100%的恒荷载与 50%的活荷载组合后的荷载。

10.1 框架梁、柱的内力组合

注：表中弯矩单位为 kN·m，剪力单位为 kN。

表 10.1 六层梁的内力组合（逆时针为负，顺时针为正。V 使顺时针为正）

楼层	位置	内力	SGk	SQk	SWk		SEk		$1.2SGk+1.4SQk$	$1.35SGk+0.7*1.4*SQk$	$1.2S_{Gk}+1.4*0.9(S_{Qk}+S_{Wk})$		$1.2(S_{Gk}+0.5S_{Qk})+1.3S_{Ek}$		MAX	MIN	V max
					左风	右风	左震	右震			左风	右风	左震	右震			
6F	边跨梁	M 左	-30.09	-3.09	5.83	-5.83	53.35	-53.35	-40.44	-43.65	-32.66	-47.35	31.39	-107.32	31.39	-107.32	107.32
		V 左	28.09	1.78	-1.70	1.70	-16.04	16.04	36.20	39.67	33.81	38.10	13.93	55.62	55.62	13.93	55.62
		M 右	-35.64	-3.30	-4.37	4.37	-42.86	42.86	-47.39	-51.35	-52.44	-41.42	-100.47	10.97	10.97	-100.47	100.47
		V 右	-30.56	-1.88	-1.70	1.70	-16.04	16.04	-39.29	-43.09	-41.17	-36.89	-58.64	-16.95	-16.95	-58.64	58.64
		M 中	52.65	3.62	0.73	-0.73	5.24	-5.24	68.26	74.63	68.67	66.83	72.17	58.54	74.63	58.54	74.63
	中跨梁	M 左	-10.79	-0.62	2.94	-2.94	28.86	-28.86	-13.81	-15.17	-10.02	-17.44	24.20	-50.84	24.20	-50.84	50.84
		V 左	5.77	0.34	-2.23	2.23	-21.87	21.87	7.40	8.12	4.54	10.16	-21.30	35.55	35.55	-21.30	35.55
		M 右	-10.79	-0.62	-2.94	2.94	-28.86	28.86	-13.81	-15.17	-17.44	-10.02	-50.84	24.20	24.20	-50.84	50.84
		V 右	-5.77	-0.34	-2.23	2.23	-21.87	21.87	-7.40	-8.12	-10.16	-4.54	-35.55	21.30	21.30	-35.55	35.55
		M 中	7.91	0.28	0.00	0.00	0.00	0.00	9.88	10.95	9.84	9.84	9.66	9.66	10.95	9.66	10.95

表 10.2 五层梁的内力组合（逆时针为负，顺时针为正。V 使顺时针为正）

楼层	位置	内力	SGk	SQk	SWk		SEk		$1.2SGk+1.4SQk$	$1.35SGk+0.7*1.4*SQk$	$1.2S_{Gk}+1.4*0.9(S_{Qk}+S_{Wk})$		$1.2(S_{Gk}+0.5S_{Qk})+1.3S_{Ek}$		MAX	MIN	V max
					左风	右风	左震	右震			左风	右风	左震	右震			
5F	边跨梁	M 左	-37.84	-12.35	16.57	-16.57	100.18	-100.18	-62.70	-63.19	-40.10	-81.85	77.41	-183.05	77.41	-183.05	183.05
		V 左	36.19	7.16	-5.10	5.10	-30.77	30.77	53.45	55.87	46.03	58.88	7.72	87.73	87.73	7.72	87.73
		M 右	-39.08	-13.03	-14.04	14.04	-84.44	84.44	-65.13	-65.52	-81.00	-45.63	-164.48	55.06	55.06	-164.48	164.48
		V 右	-36.74	-7.46	-5.10	5.10	-30.77	30.77	-54.54	-56.91	-59.92	-47.06	-88.57	-8.57	-8.57	-88.57	88.57
		M 中	45.39	14.58	1.27	-1.27	7.87	-7.87	74.88	75.57	74.43	71.25	73.45	52.99	75.57	52.99	75.57
	中跨梁	M 左	-5.44	-2.28	9.45	-9.45	56.86	-56.86	-9.73	-9.58	2.50	-21.31	66.02	-81.82	66.02	-81.82	81.82
		V 左	4.85	1.35	-7.16	7.16	-43.08	43.08	7.70	7.86	-1.51	16.54	-49.37	62.63	62.63	-49.37	62.63
		M 右	-5.44	-2.28	-9.45	9.45	-56.86	56.86	-9.73	-9.58	-21.31	2.50	-81.82	66.02	66.02	-81.82	81.82
		V 右	-4.85	-1.35	-7.16	7.16	-43.08	43.08	-7.70	-7.86	-16.54	1.51	-62.63	49.37	49.37	-62.63	62.63
		M 中	2.04	0.83	0.00	0.00	0.00	0.00	3.61	3.57	3.50	3.50	2.95	2.95	3.61	2.95	3.61

表 10.3 四层梁的内力组合（逆时针为负，顺时针为正。V 使顺时针为正）

楼层	位置	内力	SGk	SQk	SWk		SEk		$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}$	$1.35S_{Gk}+0.7*1.4*S_{Qk}$	$1.2S_{Gk}+1.4*0.9(S_{Qk}+S_{Wk})$		$1.2(S_{Gk}+0.5S_{Qk})+1.3S_{Ek}$		MAX	MIN	V max
					左风	右风	左震	右震			左风	右风	左震	右震			
4F	边跨梁	M 左	-37.84	-12.35	29.63	-29.63	146.55	-146.55	-62.70	-63.19	-23.63	-98.31	137.69	-243.33	137.69	-243.33	243.33
		V 左	36.19	7.16	-9.11	9.11	-46.49	46.49	53.45	55.87	40.97	63.94	-12.71	108.16	108.16	-12.71	108.16
		M 右	-39.08	-13.03	-25.06	25.06	-132.38	132.38	-65.13	-65.52	-94.88	-31.74	-226.81	117.38	117.38	-226.81	226.81
		V 右	-36.74	-7.46	-9.11	9.11	-46.49	46.49	-54.54	-56.91	-64.98	-42.01	-109.00	11.87	11.87	-109.00	109.00
		M 中	45.39	14.58	2.29	-2.29	7.08	-7.08	74.88	75.57	75.72	69.96	72.42	54.01	75.72	54.01	75.72
	中跨梁	M 左	-5.44	-2.28	16.87	-16.87	89.15	-89.15	-9.73	-9.58	11.85	-30.67	107.99	-123.79	107.99	-123.79	123.79
		V 左	4.85	1.35	-12.78	12.78	-67.53	67.53	7.70	7.86	-8.59	23.62	-81.17	94.42	94.42	-81.17	94.42
		M 右	-5.44	-2.28	-16.87	16.87	-89.15	89.15	-9.73	-9.58	-30.67	11.85	-123.79	107.99	107.99	-123.79	123.79
		V 右	-4.85	-1.35	-12.78	12.78	-67.53	67.53	-7.70	-7.86	-23.62	8.59	-94.42	81.17	81.17	-94.42	94.42
		M 中	2.04	0.83	0.00	0.00	0.00	0.00	3.61	3.57	3.50	3.50	2.95	2.95	3.61	2.95	3.61

表 10.4 三层梁的内力组合（逆时针为负，顺时针为正。V 使顺时针为正）

楼层	位置	内力	SGk	SQk	SWk		SEk		$1.2SGk+1.4SQk$	$1.35SGk+0.7*1.4*SQk$	$1.2S_{Gk}+1.4*0.9(S_{Qk}+S_{Wk})$		$1.2(S_{Gk}+0.5S_{Qk})+1.3S_{Ek}$		MAX	MIN	V max
					左风	右风	左震	右震			左风	右风	左震	右震			
3F	边跨梁	M 左	-37.84	-12.35	41.36	-41.36	191.42	-191.42	-62.70	-63.19	-8.86	-113.08	196.03	-301.66	196.03	-301.66	301.66
		V 左	36.19	7.16	-13.12	13.12	-58.03	58.03	53.45	55.87	35.92	68.98	-27.71	123.16	123.16	-27.71	123.16
		M 右	-39.08	-13.03	-37.35	37.35	-156.76	156.76	-65.13	-65.52	-110.38	-16.24	-258.50	149.07	149.07	-258.50	258.50
		V 右	-36.74	-7.46	-13.12	13.12	-58.03	58.03	-54.54	-56.91	-70.02	-36.96	-124.00	26.87	26.87	-124.00	124.00
		M 中	45.39	14.58	2.00	-2.00	17.33	-17.33	74.88	75.57	75.36	70.32	85.74	40.69	85.74	40.69	85.74
	中跨梁	M 左	-5.44	-2.28	25.15	-25.15	105.56	-105.56	-9.73	-9.58	22.29	-41.10	129.33	-145.13	129.33	-145.13	145.13
		V 左	4.85	1.35	-19.06	19.06	-79.97	79.97	7.70	7.86	-16.50	31.52	-97.34	110.59	110.59	-97.34	110.59
		M 右	-5.44	-2.28	-25.15	25.15	-105.56	105.56	-9.73	-9.58	-41.10	22.29	-145.13	129.33	129.33	-145.13	145.13
		V 右	-4.85	-1.35	-19.06	19.06	-79.97	79.97	-7.70	-7.86	-31.52	16.50	-110.59	97.34	97.34	-110.59	110.59
		M 中	2.04	0.83	0.00	0.00	0.00	0.00	3.61	3.57	3.50	3.50	2.95	2.95	3.61	2.95	3.61

表 10.5 二层梁的内力组合（逆时针为负，顺时针为正。V 使顺时针为正）

楼层	位置	内力	SGk	SQk	SWk		SEk		$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}$	$1.35S_{Gk}+0.7*1.4*S_{Qk}$	$1.2S_{Gk}+1.4*0.9(S_{Qk}+S_{Wk})$		$1.2(S_{Gk}+0.5S_{Qk})+1.3S_{Ek}$		MAX	MIN	V max
					左风	右风	左震	右震			左风	右风	左震	右震			
2F	边跨梁	M 左	-37.84	-12.35	52.41	-52.41	196.87	-196.87	-62.70	-63.19	5.07	-127.01	203.11	-308.74	203.11	-308.74	308.74
		V 左	36.19	7.16	-16.30	16.30	-64.36	64.36	53.45	55.87	31.92	72.99	-35.95	131.40	131.40	-35.95	131.40
		M 右	-39.08	-13.03	-45.37	45.37	-189.32	189.32	-65.13	-65.52	-120.48	-6.14	-300.83	191.40	191.40	-300.83	300.83
		V 右	-36.74	-7.46	-16.30	16.30	-64.36	64.36	-54.54	-56.91	-74.03	-32.96	-132.24	35.11	35.11	-132.24	132.24
		M 中	45.39	14.58	3.52	-3.52	3.77	-3.77	74.88	75.57	77.28	68.40	68.12	58.31	77.28	58.31	77.28
	中跨梁	M 左	-5.44	-2.28	30.55	-30.55	127.49	-127.49	-9.73	-9.58	29.09	-47.90	157.84	-173.63	157.84	-173.63	173.63
		V 左	4.85	1.35	-23.15	23.15	-96.58	96.58	7.70	7.86	-21.65	36.68	-118.93	132.18	132.18	-118.93	132.18
		M 右	-5.44	-2.28	-30.55	30.55	-127.49	127.49	-9.73	-9.58	-47.90	29.09	-173.63	157.84	157.84	-173.63	173.63
		V 右	-4.85	-1.35	-23.15	23.15	-96.58	96.58	-7.70	-7.86	-36.68	21.65	-132.18	118.93	118.93	-132.18	132.18
		M 中	2.04	0.83	0.00	0.00	0.00	0.00	3.61	3.57	3.50	3.50	2.95	2.95	3.61	2.95	3.61

表 10.6 一层梁的内力组合（逆时针为负，顺时针为正。V 使顺时针为正）

楼层	位置	内力	SGk	SQk	SWk		SEk		$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}$	$1.35S_{Gk}+0.7*1.4*S_{Qk}$	$1.2S_{Gk}+1.4*0.9(S_{Qk}+S_{Wk})$		$1.2(S_{Gk}+0.5S_{Qk})+1.3S_{Ek}$		MAX	MIN	V max
					左风	右风	左震	右震			左风	右风	左震	右震			
1F	边跨梁	M 左	-33.39	-11.57	64.28	-64.28	261.22	-261.22	-56.27	-56.42	26.35	-135.65	292.57	-386.60	292.57	-386.60	386.60
		V 左	35.84	7.10	-19.60	19.60	-77.03	77.03	52.94	55.34	27.25	76.64	-52.87	147.40	147.40	-52.87	147.40
		M 右	-36.22	-12.53	-53.32	53.32	-200.95	200.95	-61.02	-61.18	-126.44	7.92	-312.23	210.25	210.25	-312.23	312.23
		V 右	-37.09	-7.53	-19.60	19.60	-77.03	77.03	-55.05	-57.45	-78.69	-29.30	-149.17	51.11	51.11	-149.17	149.17
		M 中	49.04	15.22	5.48	-5.48	30.13	-30.13	80.16	81.12	84.93	71.12	107.15	28.81	107.15	28.81	107.15
	中跨梁	M 左	-7.43	-2.65	35.90	-35.90	135.32	-135.32	-12.62	-12.62	32.99	-57.49	165.42	-186.42	165.42	-186.42	186.42
		V 左	4.85	1.35	-27.20	27.20	-102.52	102.52	7.70	7.86	-26.76	41.79	-126.65	139.90	139.90	-126.65	139.90
		M 右	-7.43	-2.65	-35.90	35.90	-135.32	135.32	-12.62	-12.62	-57.49	32.99	-186.42	165.42	165.42	-186.42	186.42
		V 右	-4.85	-1.35	-27.20	27.20	-102.52	102.52	-7.70	-7.86	-41.79	26.76	-139.90	126.65	126.65	-139.90	139.90
		M 中	4.82	1.34	0.00	0.00	0.00	0.00	7.67	7.83	7.48	7.48	6.59	6.59	7.83	6.59	7.83

表 10.7 六层柱内力组合（逆时针为负，顺时针为正。V 使顺时针为正。N：拉为负，压为正）

楼层	位置	内力	SGk	SQk	SWk		SEk		$1.2SGk+1.4SQk$	$1.35SGk+0.7*1.4*SQk$	$1.2S_{Gk}+1.4*0.9(S_{Qk}+S_{Wk})$		$1.2(SGk+0.5SQk)+1.3SEk$		Nmax	Nmin	M max
					左风	右风	左震	右震			左风	右风	左震	右震	M	M	N
6F	边柱	M 顶	39.17	3.32	-5.83	5.83	-53.35	53.35	51.65	56.13	43.84	58.53	-20.36	118.35	56.13	-20.36	118.35
		N 顶	191.45	11.49	-1.70	1.70	-16.04	16.04	245.83	269.72	242.08	246.36	215.79	257.48	269.72	215.79	257.48
		M 底	-24.61	-5.49	1.94	-1.94	22.86	-22.86	-37.21	-38.59	-33.99	-38.89	-3.10	-62.54	-38.59	-3.10	62.54
		N 底	225.58	11.49	-1.70	1.70	-16.04	16.04	286.78	315.79	283.03	287.32	256.74	298.43	315.79	256.74	298.43
		V	-20.50	-3.14	1.70	-1.70	16.04	-16.04	-28.99	-30.75	-26.41	-30.69	-5.63	-47.33	-30.75	-5.63	-47.33
	中柱	M 顶	-34.49	-3.15	-7.32	7.32	-71.73	71.73	-45.80	-49.65	-54.58	-36.14	-136.53	49.96	-49.65	-136.53	136.53
		N 顶	234.83	16.90	-0.53	0.53	-5.83	5.83	305.46	333.58	302.42	303.76	284.36	299.52	333.58	284.36	284.36
		M 底	22.57	5.31	3.94	-3.94	38.66	-38.66	34.52	35.67	38.74	28.80	80.52	-19.99	35.67	80.52	80.52
		N 底	268.96	16.90	-0.53	0.53	-5.83	5.83	346.41	379.66	343.38	344.71	325.31	340.47	379.66	325.31	325.31
		V	17.45	2.76	2.23	-2.23	21.87	-21.87	24.81	26.27	27.24	21.62	51.03	-5.82	26.27	51.03	51.03

表 10.8 五层柱内力组合（逆时针为负，顺时针为正。V 使顺时针为正。N：拉为负，压为正）

楼层	位置	内力	SGk	SQk	SWk		SEk		$1.2SGk+1.4SQk$	$1.35SGk+0.7*1.4*SQk$	$1.2S_{Gk}+1.4*0.9(S_{Qk}+S_{Wk})$		$1.2(SGk+0.5SQk)+1.3SEk$		Nmax	Nmin	M max
					左风	右风	左震	右震			左风	右风	左震	右震	M	M	N
5F	边柱	M 顶	24.04	8.60	-14.62	14.62	-77.31	77.31	40.89	40.89	21.26	58.11	-66.50	134.52	40.89	-66.50	134.52
		N 顶	447.67	57.52	-6.80	6.80	-46.81	46.81	617.73	660.72	601.10	618.24	510.87	632.56	660.72	510.87	632.56
		M 底	-23.75	-6.04	7.87	-7.87	51.54	-51.54	-36.96	-37.99	-26.20	-46.04	34.88	-99.14	-37.99	34.88	99.14
		N 底	481.80	57.52	-6.80	6.80	-46.81	46.81	658.68	706.79	642.06	659.20	551.82	673.51	706.79	551.82	673.51
		V	-15.91	-4.74	5.10	-5.10	30.77	-30.77	-25.73	-26.13	-18.64	-31.49	18.06	-61.94	-26.13	18.06	-61.94
	中柱	M 顶	-23.16	-7.73	-19.54	19.54	-102.65	102.65	-38.62	-38.84	-62.16	-12.91	-165.87	101.01	-38.84	-165.87	165.87
		N 顶	518.02	84.48	-2.59	2.59	-18.14	18.14	739.89	782.12	724.80	731.33	648.73	695.89	782.12	648.73	648.73
		M 底	22.15	5.64	13.04	-13.04	83.98	-83.98	34.48	35.43	50.12	17.26	139.14	-79.21	35.43	139.14	139.14
		N 底	552.15	84.48	-2.59	2.59	-18.14	18.14	780.85	828.19	765.76	772.28	689.69	736.85	828.19	689.69	689.69
		V	14.12	4.11	7.16	-7.16	43.08	-43.08	22.70	23.09	31.15	13.10	75.41	-36.59	23.09	75.41	75.41

表 10.9 四层柱内力组合（逆时针为负，顺时针为正。V 使顺时针为正。N：拉为负，压为正）

楼层	位置	内力	SGk	SQk	SWk		SEk		$1.2SGk+1.4SQk$	$1.35SGk+0.7*1.4*SQk$	$1.2S_{Gk}+1.4*0.9(S_{Qk}+S_{Wk})$		$1.2(SGk+0.5SQk)+1.3SEk$		Nmax	Nmin	$ M _{max}$
					左风	右风	左震	右震			左风	右风	左震	右震	M	M	N
4F	边柱	M 顶	24.04	8.60	-21.76	21.76	-95.00	95.00	40.89	40.89	12.27	67.10	-89.49	157.52	40.89	-89.49	157.52
		N 顶	703.89	103.54	-15.92	15.92	-93.29	93.29	989.62	1051.72	955.07	995.18	785.51	1028.08	1051.72	785.51	1028.08
		M 底	-23.75	-6.04	14.51	-14.51	77.73	-77.73	-36.96	-37.99	-17.84	-54.40	68.92	-133.18	-37.99	68.92	133.18
		N 底	738.02	103.54	-15.92	15.92	-93.29	93.29	1030.58	1097.79	996.03	1036.14	826.47	1069.03	1097.79	826.47	1069.03
		V	-15.91	-4.74	9.11	-9.11	46.49	-46.49	-25.73	-26.13	-13.58	-36.55	38.49	-82.37	-26.13	38.49	-82.37
	中柱	M 顶	-23.16	-7.73	-28.89	28.89	-137.55	137.55	-38.62	-38.84	-73.93	-1.13	-211.24	146.38	-38.84	-211.24	211.24
		N 顶	801.21	152.05	-6.26	6.26	-39.19	39.19	1174.33	1230.65	1145.16	1160.93	1001.75	1103.63	1230.65	1001.75	1001.75
		M 底	22.15	5.64	23.64	-23.64	112.63	-112.63	34.48	35.43	63.47	3.91	176.38	-116.45	35.43	176.38	176.38
		N 底	835.34	152.05	-6.26	6.26	-39.19	39.19	1215.28	1276.72	1186.11	1201.88	1042.70	1144.58	1276.72	1042.70	1042.70
		V	14.12	4.11	12.78	-12.78	67.53	-67.53	22.70	23.09	38.23	6.02	107.21	-68.38	23.09	107.21	107.21

表 10.10 三层柱内力组合（逆时针为负，顺时针为正。V 使顺时针为正。N：拉为负，压为正）

楼层	位置	内力	SGk	SQk	SWk		SEk		$1.2SGk+1.4SQk$	$1.35SGk+0.7*1.4*SQk$	$1.2S_{Gk}+1.4*0.9(S_{Qk}+S_{Wk})$		$1.2(SGk+0.5SQk)+1.3SEk$		Nmax	Nmin	M max
					左风	右风	左震	右震			左风	右风	左震	右震	M	M	N
3F	边柱	M 顶	24.04	8.60	-26.85	26.85	-113.69	113.69	40.89	40.89	5.86	73.52	-113.78	181.81	40.89	-113.78	181.81
		N 顶	960.12	149.56	-29.03	29.03	-151.32	151.32	1361.52	1442.72	1304.00	1377.16	1045.16	1438.59	1442.72	1045.16	1438.59
		M 底	-23.75	-6.04	21.97	-21.97	93.02	-93.02	-36.96	-37.99	-8.44	-63.80	88.79	-153.05	-37.99	88.79	153.05
		N 底	994.25	149.56	-29.03	29.03	-151.32	151.32	1402.47	1488.80	1344.95	1418.12	1086.11	1479.55	1488.80	1086.11	1479.55
		V	-15.91	-4.74	13.12	-13.12	58.03	-58.03	-25.73	-26.13	-8.54	-41.60	53.50	-97.38	-26.13	53.50	-97.38
	中柱	M 顶	-23.16	-7.73	-38.87	38.87	-149.69	149.69	-38.62	-38.84	-86.51	11.45	-227.02	162.17	-38.84	-227.02	227.02
		N 顶	1084.41	219.63	-12.20	12.20	-61.13	61.13	1608.77	1679.18	1562.65	1593.38	1353.60	1512.53	1679.18	1353.60	1353.60
		M 底	22.15	5.64	31.83	-31.83	149.69	-149.69	34.48	35.43	73.80	-6.42	224.56	-164.63	35.43	224.56	224.56
		N 底	1118.53	219.63	-12.20	12.20	-61.13	61.13	1649.72	1725.26	1603.61	1634.34	1394.55	1553.48	1725.26	1394.55	1394.55
		V	14.12	4.11	19.06	-19.06	79.97	-79.97	22.70	23.09	46.13	-1.89	123.37	-84.55	23.09	123.37	123.37

表 10.11 二层柱内力组合（逆时针为负，顺时针为正。V 使顺时针为正。N：拉为负，压为正）

楼层	位置	内力	SGk	SQk	SWk		SEk		1.2SGk+1.4SQk	1.35SGk+0.7*1.4*SQk	1.2S _{Gk} +1.4*0.9(S _{Qk} +S _{Wk})		1.2(SGk+0.5SQk)+1.3SEk		Nmax	Nmin	M _{max}
					左风	右风	左震	右震			左风	右风	左震	右震	M	M	N
2F	边柱	M 顶	23.70	8.34	-30.45	30.45	-103.85	103.85	40.12	40.17	0.59	77.31	-101.56	168.45	168.45	-101.56	168.45
		N 顶	1216.34	195.58	-45.33	45.33	-215.69	215.69	1733.42	1833.72	1648.92	1763.15	1296.56	1857.35	1857.35	1296.56	1857.35
		M 底	-26.82	-8.43	30.45	-30.45	126.93	-126.93	-43.98	-44.47	-4.44	-81.17	127.76	-202.25	-202.25	127.76	202.25
		N 底	1250.47	195.58	-45.33	45.33	-215.69	215.69	1774.37	1879.80	1689.87	1804.11	1337.52	1898.30	1898.30	1337.52	1898.30
		V	-17.07	-5.60	16.30	-16.30	64.36	-64.36	-28.31	-28.52	-6.99	-48.06	59.84	-107.51	-107.51	59.84	-107.51
	中柱	M 顶	-22.97	-7.60	-44.10	44.10	-167.12	167.12	-38.21	-38.47	-92.71	18.41	-249.39	185.12	-38.47	-249.39	249.39
		N 顶	1367.60	287.20	-19.04	19.04	-93.34	93.34	2043.20	2127.72	1979.00	2026.99	1692.09	1934.79	2127.72	1692.09	1692.09
		M 底	24.88	7.63	44.10	-44.10	167.12	-167.12	40.54	41.07	95.03	-16.09	251.69	-182.82	41.07	251.69	251.69
		N 底	1401.73	287.20	-19.04	19.04	-93.34	93.34	2084.16	2173.79	2019.95	2067.94	1733.05	1975.74	2173.79	1733.05	1733.05
		V	15.03	4.76	23.15	-23.15	96.58	-96.58	24.71	24.96	53.20	-5.13	146.45	-104.66	24.96	146.45	146.45

表 10.12 一层柱内力组合（逆时针为负，顺时针为正。V 使顺时针为正。N：拉为负，压为正）

楼层	位置	内力	SGk	SQk	SWk		SEk		1.2SGk+1.4SQk	1.35SGk+0.7*1.4*SQk	1.2S _{Gk} +1.4*0.9(S _{Qk} +S _{Wk})		1.2(SGk+0.5SQk)+1.3SEk		N _{max}	N _{min}	M _{max}
					左风	右风	左震	右震			左风	右风	左震	右震	M	M	N
1F	边柱	M 顶	17.63	5.47	-33.84	33.84	-134.29	134.29	28.81	29.16	-14.59	70.68	-150.14	199.01	199.01	-150.14	199.01
		N 顶	1472.21	241.53	-64.93	64.93	-292.71	292.71	2104.80	2224.19	1989.17	2152.80	1531.04	2292.10	2292.10	1531.04	2292.10
		M 底	-8.82	-2.73	62.84	-62.84	249.39	-249.39	-14.41	-14.58	65.15	-93.20	311.99	-336.43	-336.43	311.99	336.43
		N 底	1521.03	241.53	-64.93	64.93	-292.71	292.71	2163.38	2290.10	2047.76	2211.38	1589.63	2350.69	2350.69	1589.63	2350.69
		V	-5.63	-1.75	19.60	-19.60	77.03	-77.03	-9.20	-9.31	15.74	-33.65	92.34	-107.94	-107.94	92.34	-107.94
	中柱	M 顶	-16.12	-4.92	-45.12	45.12	-169.16	169.16	-26.24	-26.59	-82.40	31.30	-242.21	197.61	-26.59	-242.21	242.21
		N 顶	1651.15	354.84	-26.64	26.64	-118.83	118.83	2478.15	2576.79	2394.90	2462.05	2039.80	2348.76	2576.79	2039.80	2039.80
		M 底	8.06	2.46	69.51	-69.51	285.79	-285.79	13.12	13.29	100.36	-74.81	382.68	-360.38	13.29	382.68	382.68
		N 底	1699.97	354.84	-26.64	26.64	-118.83	118.83	2536.74	2642.70	2453.49	2520.63	2098.38	2407.35	2642.70	2098.38	2098.38
		V	4.99	1.52	27.20	-27.20	102.52	-102.52	8.12	8.22	42.17	-26.37	140.17	-126.38	8.22	140.17	140.17

第十一章 截面配筋设计

11.1 承载力抗震调整系数 γ_{RE}

考虑地震作用时，结构构件的截面设计采用下面的表达式：

$$S \leq R/\gamma_{RE} \quad \text{式中：}$$

γ_{RE} —承载力抗震调整系数，取值见表 13.1

S —地震作用效应或地震作用效应与其它荷载效应的基本组合；

R —结构构件的承载力。

注意在截面配筋时，组合表中与地震力组合的内力均应乘以 γ_{RE} 后再与静力组合的内力进行比较，挑选出最不利内力。

表 11.1 承载力抗震调整系数

材料	结构构件	受力状态	γ_{RE}
钢筋 混凝土	梁	受弯	0.75
	轴压比小于 0.15 的柱	偏压	0.75
	轴压比不小于 0.15 的柱	偏压	0.8
	抗震墙	偏压	0.85
	各类构件	受剪、偏拉	0.85

11.2 框架梁截面设计

11.2.1 框架梁正截面配筋计算

混凝土强度等级 C30 ($f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$)，纵筋为 III 级 HRB400

($f_y = f'_y = 360 \text{ N/mm}^2$)，箍筋为 III 级 HRB400 ($f_y = f'_y = 360 \text{ N/mm}^2$)。

截面为 T 型结构梁，令

$$M = M_u, h_0 = h - a_s = 600 - 35 = 565 \text{ mm}, b'_f = \left(\frac{l_0}{3}, b + s_n, b + 12h'_f \right)_{\min} = 2000$$

$$\text{则 } \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 1.0 \times 14.3 \times 2000 \times 120 \times \left(565 - \frac{120}{2} \right) = 1733.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

在所有的梁中， $M < \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right)$ ，所以 $x \leq h'_f$ ，且 $\leq 0.35 \times h_0 = 199.5 \text{mm}$

属于第一类型的 T 梁，计算过程如下

$$\alpha_s = \frac{\gamma_{\text{Re}} M}{\alpha_1 f_c b'_f h_0^2}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} \text{， 验算是否满足 } \xi \leq \xi_b = 0.518$$

$$A_s = \frac{\gamma_{\text{RE}} M_0}{\gamma_s f_y h_0}$$

选钢筋后，验算配筋面积是够满足：

$$\rho = \frac{A_s}{bh} > \max[0.3\%, 55 \frac{f_t}{f_y}] = 0.3\%$$

先计算出梁的正截面强度，根据计算出的配筋面积进行配筋，结果如下。

表 11.2 边跨左端截面配筋

层数	弯矩	fc	b	h0	α_s	ξ	γ_s	As	直径	配筋	实际 As	ρ
	kN.m	N/mm2	mm	mm				mm2		根数	mm2	
6	-107.32	14.30	300.00	565.00	0.078	0.082	0.959	550.10	22	4	1519.76	0.90
5	-183.05	14.30	300.00	565.00	0.134	0.144	0.928	969.79	22	4	1519.76	0.90
4	-243.33	14.30	300.00	565.00	0.178	0.197	0.901	1327.09	22	4	1519.76	0.90
3	-301.66	14.30	300.00	565.00	0.220	0.252	0.874	1696.93	22	5	1899.70	1.12
2	-308.74	14.30	300.00	565.00	0.225	0.259	0.871	1743.71	22	5	1899.70	1.12
1	-386.60	14.30	300.00	565.00	0.282	0.340	0.830	2290.15	25	5	2453.13	1.45

表 11.3 边跨右端截面配筋

层数	弯矩	fc	b	h0	α_s	ξ	γ_s	As	直径	配筋	实际 As	ρ
	kN.m	N/mm2	mm	mm				mm2		根数	mm2	
6	-100.47	14.30	300.00	565.00	0.073	0.076	0.962	513.54	22	4	1519.76	0.90
5	-164.48	14.30	300.00	565.00	0.120	0.128	0.936	864.12	22	4	1519.76	0.90
4	-226.81	14.30	300.00	565.00	0.166	0.182	0.909	1226.86	22	4	1519.76	0.90
3	-258.50	14.30	300.00	565.00	0.189	0.211	0.894	1420.78	22	4	1519.76	0.90
2	-300.83	14.30	300.00	565.00	0.220	0.251	0.874	1691.46	22	6	2279.64	1.34

1	-312.23	14.30	300.00	565.00	0.228	0.262	0.869	1766.89	22	6	2279.64	1.34
---	---------	-------	--------	--------	-------	-------	-------	---------	----	---	---------	------

表 11.4 边跨跨中截面配筋

层数	弯矩	fc	b	h0	α_s	ξ	γ_s	As	直径	配筋	实际 As	ρ
	kN.m	N/mm2	mm	mm				mm2		根数	mm2	%
6	58.54	14.30	2000.00	565.00	0.006	0.006	0.997	288.74	16	4	803.84	0.07
5	52.99	14.30	2000.00	565.00	0.006	0.006	0.997	261.26	16	4	803.84	0.07
4	54.01	14.30	2000.00	565.00	0.006	0.006	0.997	266.32	16	4	803.84	0.07
3	40.69	14.30	2000.00	565.00	0.004	0.004	0.998	200.48	16	4	803.84	0.07
2	58.31	14.30	2000.00	565.00	0.006	0.006	0.997	287.60	16	4	803.84	0.07
1	28.81	14.30	2000.00	565.00	0.003	0.003	0.998	141.86	16	4	803.84	0.07

表 11.5 中跨左端（右端）截面配筋

层数	弯矩	fc	b	h0	α_s	ξ	γ_s	As	直径	配筋	实际 As	ρ
	kN.m	N/mm2	mm	mm				mm2		根数	mm2	%
6	-50.84	14.30	300.00	365.00	0.089	0.093	0.953	405.86	22	4	1519.76	1.39
5	-81.82	14.30	300.00	365.00	0.143	0.155	0.922	675.05	22	4	1519.76	1.39
4	-123.79	14.30	300.00	365.00	0.217	0.247	0.876	1074.88	22	4	1519.76	1.39
3	-145.13	14.30	300.00	365.00	0.254	0.298	0.851	1298.20	22	4	1519.76	1.39
2	-173.63	14.30	300.00	365.00	0.304	0.374	0.813	1624.93	22	6	2279.64	2.08
1	-186.42	14.30	300.00	365.00	0.326	0.410	0.795	1785.00	22	6	2279.64	2.08

表 11.6 中跨跨中截面配筋

层数	弯矩	fc	b	h0	α_s	ξ	γ_s	As	直径	配筋	实际 As	ρ
	kN.m	N/mm2	mm	mm				mm2		根数	mm2	%
6	10.95	14.30	2000.00	365.00	0.003	0.003	0.999	83.43	16	4	803.84	0.11
5	3.61	14.30	2000.00	365.00	0.001	0.001	1.000	27.51	16	4	803.84	0.11
4	3.61	14.30	2000.00	365.00	0.001	0.001	1.000	27.51	16	4	803.84	0.11
3	3.61	14.30	2000.00	365.00	0.001	0.001	1.000	27.51	16	4	803.84	0.11
2	3.61	14.30	2000.00	365.00	0.001	0.001	1.000	27.51	16	4	803.84	0.11
1	7.83	14.30	2000.00	365.00	0.002	0.002	0.999	59.61	16	4	803.84	0.11

11.2.2 框架梁的斜截面配筋计算

梁斜截面受剪承载力计算

以边跨梁左端为例：

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1 \times 14.3 \times 300 \times 565 = 713.2 kN > V$$

截面符合要求。

$$\frac{nA_{sv1}}{s} = \frac{V - 0.7f_t b h_0}{f_{yv} h_0} = \frac{112.44 - 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 565}{360 \times 565} = -1.00 mm^2/mm$$

该值小于 0，故只需按构造配置箍筋。

故只需按构造配置箍筋。

根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 规定，箍筋的配筋率

$$\rho_{sv} (\rho_{sv} = nA_{sv} / (bs)) \text{ 尚不应小于 } 0.24f_t / f_{yv}; \quad 0.24f_t / f_{yv} = 0.24 \times \frac{1.43}{360} = 0.127\%,$$

配 2 肢 $\Phi 8@200$ ($\rho_{sv} = 0.168\%$)，满足要求。

斜截面强度计算结果见表 13.6

表 11.7 边跨左端梁斜截面配筋计算

层数	剪力 V	b	h0	fc	ft	fyv	nAsv1/s	直径	间距	实际配筋	配箍率	验算
	kN	mm	mm	N/mm2	N/mm2	N/mm2					p%	>0.14%
6	55.62	300.00	565.00	14.30	1.43	360.00	-0.56	8	200	0.50	0.17	OK
5	87.73	300.00	565.00	14.30	1.43	360.00	-0.40	8	200	0.50	0.17	OK
4	108.16	300.00	565.00	14.30	1.43	360.00	-0.30	8	200	0.50	0.17	OK
3	123.16	300.00	565.00	14.30	1.43	360.00	-0.23	8	200	0.50	0.17	OK
2	131.40	300.00	565.00	14.30	1.43	360.00	-0.19	8	200	0.50	0.17	OK
1	147.40	300.00	565.00	14.30	1.43	360.00	-0.11	8	200	0.50	0.17	OK

表 11.8 边跨右端梁斜截面配筋计算

层数	剪力 V	b	h0	fc	ft	fyv	nAsv1/s	直径	间距	实际配筋	配箍率	验算
	kN	mm	mm	N/mm2	N/mm2	N/mm2					p%	>0.14%
6	58.64	300.00	565.00	14.30	1.43	360.00	-0.55	8	200	0.50	0.17	OK
5	88.57	300.00	565.00	14.30	1.43	360.00	-0.40	8	200	0.50	0.17	OK
4	109.00	300.00	565.00	14.30	1.43	360.00	-0.30	8	200	0.50	0.17	OK
3	124.00	300.00	565.00	14.30	1.43	360.00	-0.22	8	200	0.50	0.17	OK
2	132.24	300.00	565.00	14.30	1.43	360.00	-0.18	8	200	0.50	0.17	OK

1	149.17	300.00	565.00	14.30	1.43	360.00	-0.10	8	200	0.50	0.17	OK
---	--------	--------	--------	-------	------	--------	-------	---	-----	------	------	----

表 11.9 中跨左（右）端梁斜截面配筋计算

层数	剪力 V	b	h ₀	f _c	f _t	f _{yv}	nA _{sv} l/s	直径	间距	实际配筋	配箍率	验算
	kN	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²					ρ%	>0.14%
6	35.55	300.00	365.00	14.30	1.43	360.00	-0.56	8	200	0.50	0.17	OK
5	62.63	300.00	365.00	14.30	1.43	360.00	-0.36	8	200	0.50	0.17	OK
4	94.42	300.00	365.00	14.30	1.43	360.00	-0.12	8	200	0.50	0.17	OK
3	110.59	300.00	365.00	14.30	1.43	360.00	0.01	8	200	0.50	0.17	OK
2	132.18	300.00	365.00	14.30	1.43	360.00	0.17	8	200	0.50	0.17	OK
1	139.90	300.00	365.00	14.30	1.43	360.00	0.23	8	200	0.50	0.17	OK

箍筋加密构造要求：最大间距：min（6d，h/4，100）d 为纵筋直径

加密长度：max（2h，500）

所以：选Φ8@100，加密长度 1200mm

11.3 框架柱截面设计

柱是偏压构件。大偏压时弯矩越大越不利，小偏压时轴力越大越不利，弯矩与轴力是耦合的，所以，两者必须来自同一种工况。柱还要组合最大剪力用于设计箍筋，剪力可以取自不同于弯矩和轴力的工况。具体设计内力的选择见各个杆件截面设计。

11.3.1 剪跨比和轴压比计算

混凝土为 C30（ $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$ ， $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$ ），纵筋为 III 级 HRB400（ $f_y = f'_y = 360 \text{ N/mm}^2$ ），箍筋为 III 级 HRB400（ $f_y = f'_y = 360 \text{ N/mm}^2$ ）。

剪跨比：

$$\lambda = \frac{M^C}{V^C h_0}$$

其中， M^C —经过强柱弱梁、强剪弱弯调整轴柱上下端截面弯矩设计值的较大者；

V^c —柱端截面与组合弯矩计算值对应的组合剪力计算值；

h_0 —柱截面计算方向有效高度。

轴压比：

$$n = \frac{N}{f_c b h_0}$$

其中， N ——为考虑地震作用组合的轴力。

进行剪跨比和轴压比验算：

表 11.10 边柱剪跨比与轴压比

层数	轴力 N	宽度 b	高度 h0	f_c	Mc	Vc	轴压比	剪跨比
	Kn	mm	mm	N/mm ²	kN.m	kN	N/ $f_c b h_0$	Mc/Vch0
6	315.79	600	565	14.30	-38.59	-30.75	0.065	2.222
5	706.79	600	565	14.30	-37.99	-26.13	0.146	2.573
4	1097.79	600	565	14.30	-37.99	-26.13	0.226	2.573
3	1488.80	600	565	14.30	-37.99	-26.13	0.307	2.573
2	1898.30	600	565	14.30	-202.25	-107.51	0.392	3.330
1	2350.69	600	565	14.30	-336.43	-107.94	0.485	5.517

表 11.11 中柱剪跨比与轴压比

层数	轴力 N	宽度 b	高度 h0	f_c	Mc	Vc	轴压比	剪跨比
	Kn	mm	mm	N/mm ²	kN.m	kN	N/ $f_c b h_0$	Mc/Vch0
6	379.66	600	565	14.30	35.67	26.27	0.078	2.403
5	828.19	600	565	14.30	35.43	23.09	0.171	2.716
4	1276.72	600	565	14.30	35.43	23.09	0.263	2.716
3	1725.26	600	565	14.30	35.43	23.09	0.356	2.716
2	2173.79	600	565	14.30	41.07	24.96	0.448	2.912
1	2642.70	600	565	14.30	13.29	8.22	0.545	2.861

由《高层建筑混凝土结构技术规程》，三级抗震框架结构的轴压比限值为 0.85，计算结果显示符合要求。

11.3.2 框架柱正截面配筋计算

截面受弯承载力计算：

柱同一截面分别受正反向弯矩，故采用对称配筋。柱的保护层厚度为 30mm

$$x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b} < \xi_b h_0 \text{ 时为大偏心}$$

大偏心配筋：

$$\text{柱配筋, } A_s = A_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x)}{f_y (h_0 - a_s')}。$$

$$\text{其中: } e = \eta e_i + \frac{1}{2} h - a_s; \quad e_i = e_0 + e_a \quad ; \quad e_0 = \frac{M}{N} \quad ,$$

$$e_a = \max \left\{ \frac{h}{30}, 20 \right\} = \max \left\{ \frac{600}{30}, 20 \right\} = 20$$

$$\zeta_c = \frac{0.5 f_c A}{N} \quad \text{当} > 1.0 \text{ 时, } \zeta_c = 1.0 ;$$

$$\eta_{ns} = 1 + \frac{1}{1300 e_i / h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_c ;$$

$$x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0}$$

各柱详细计算见表 13. 11

配筋时尽量考虑对称，上下柱钢筋情况选择钢筋，并判断是否符合要求：

柱一侧的配筋率。

$$\rho = A_s / bh > 0.2\% , \text{ 且不宜} > 1.2\%$$

柱的全部纵配筋率：

$$\rho' = A_s' / bh > 1\%$$

配筋结果见表 13. 12，

表 11.12 边柱配筋计算 (Nmax)

层数	M1	M2	N	ζ_c	η_{ns}	C_m	M	ei	e	ξ	ξ_b	大小偏 心	As	配筋		实际 As
	kN.m	kN.m	Kn				kN.m	mm	mm				mm ²	直径	根数	
6	56.13	-38.59	315.79	1.00	1.12	0.91	57.16	197.75	462.75	0.07	0.52	大偏心	-138.78	22.00	4.00	1520.53
5	40.89	-37.99	706.79	1.00	1.31	0.98	52.58	77.85	342.85	0.15	0.52	大偏心	-670.36	22.00	4.00	1520.53
4	40.89	-37.99	1097.79	1.00	1.43	0.98	57.11	57.24	322.24	0.23	0.52	大偏心	-1028.65	22.00	4.00	1520.53
3	40.89	-37.99	1488.80	1.00	1.52	0.98	60.63	47.46	312.46	0.31	0.52	大偏心	-1293.55	22.00	4.00	1520.53
2	168.45	-202.25	1898.30	1.00	1.19	1.00	241.32	126.54	391.54	0.39	0.52	大偏心	-625.16	22.00	4.00	1520.53
1	199.01	-336.43	2350.69	1.00	1.20	1.00	402.47	163.12	428.12	0.48	0.52	大偏心	1.32	22.00	4.00	1520.53

表 11.13 边柱配筋计算 (Nmin)

层数	M1	M2	N	ζ_c	η_{ns}	C_m	M	ei	e	ξ	ξ_b	大小偏 心	As	配筋		实际 As
	kN.m	kN.m	Kn				kN.m	mm	mm				mm ²	直径	根数	
6	-20.36	-3.10	256.74	1.00	1.25	0.75	18.92	99.30	364.30	0.05	0.52	大偏心	-249.93	22.00	4.00	1520.53
5	-66.50	34.88	551.82	1.00	1.17	0.86	66.93	140.50	405.50	0.11	0.52	大偏心	-368.28	22.00	4.00	1520.53
4	-89.49	68.92	826.47	1.00	1.19	0.93	99.20	128.28	393.28	0.17	0.52	大偏心	-535.19	22.00	4.00	1520.53
3	-113.78	88.79	1086.11	1.00	1.20	0.93	127.11	124.76	389.76	0.22	0.52	大偏心	-637.24	22.00	4.00	1520.53
2	-101.56	127.76	1337.52	1.00	1.21	1.00	154.80	115.52	380.52	0.28	0.52	大偏心	-746.82	22.00	4.00	1520.53
1	-150.14	311.99	1589.63	1.00	1.15	1.00	358.19	216.27	481.27	0.33	0.52	大偏心	74.18	22.00	4.00	1520.53

表 11.14 边柱配筋计算 (IM1)

层数	M1	M2	N	ζ_c	η_{ns}	C_m	M	e_i	e	ξ	ξ_b	大小偏 心	As	配筋		实际 As
	kN.m	kN.m	Kn				kN.m	mm	mm				mm ²	直径	根数	
6	118.35	62.54	298.43	1.00	1.06	0.86	107.57	416.57	681.57	0.06	0.52	大偏心	209.53	22.00	4.00	1520.53
5	134.52	99.14	673.51	1.00	1.11	0.92	137.69	219.73	484.73	0.14	0.52	大偏心	-144.80	22.00	4.00	1520.53
4	157.52	133.18	1069.03	1.00	1.15	0.95	172.16	167.34	432.34	0.22	0.52	大偏心	-394.20	22.00	4.00	1520.53
3	181.81	153.05	1479.55	1.00	1.17	0.95	202.81	142.88	407.88	0.31	0.52	大偏心	-549.79	22.00	4.00	1520.53
2	168.45	202.25	1898.30	1.00	1.19	1.00	241.32	126.54	391.54	0.39	0.52	大偏心	-625.16	22.00	4.00	1520.53
1	199.01	336.43	2350.69	1.00	1.20	1.00	402.47	163.12	428.12	0.48	0.52	大偏心	1.32	22.00	4.00	1520.53

表 11.15 中柱配筋计算 (Nmax)

层数	M1	M2	N	ζ_c	η_{ns}	C_m	M	e_i	e	ξ	ξ_b	大小偏 心	As	配筋		实际 As
	kN.m	kN.m	Kn				kN.m	mm	mm				mm ²	直径	根数	
6	-49.65	35.67	379.66	1.00	1.16	0.92	52.83	150.78	415.78	0.08	0.52	大偏心	-252.89	22.00	4.00	1520.53
5	-38.84	35.43	828.19	1.00	1.37	0.97	51.64	66.90	331.90	0.17	0.52	大偏心	-802.32	22.00	4.00	1520.53
4	-38.84	35.43	1276.72	1.00	1.48	0.97	56.15	50.42	315.42	0.26	0.52	大偏心	-1172.18	22.00	4.00	1520.53
3	-38.84	35.43	1725.26	1.00	1.58	0.97	59.57	42.51	307.51	0.36	0.52	大偏心	-1419.16	22.00	4.00	1520.53
2	-38.47	41.07	2173.79	1.00	1.63	1.00	66.88	38.89	303.89	0.45	0.52	大偏心	-1531.57	22.00	4.00	1520.53
1	-26.59	13.29	2642.70	1.00	2.07	0.85	46.68	30.06	295.06	0.55	0.52	大偏心	-1605.77	22.00	4.00	1520.53

表 11.16 中柱配筋计算 (Nmin)

层数	M1	M2	N	ζ_c	η_{ns}	C_m	M	ei	e	ξ	ξ_b	大小偏 心	As	配筋		实际 As
	kN.m	kN.m	Kn				kN.m	mm	mm				mm ²	直径	根数	
6	-136.53	80.52	325.31	1.00	1.06	0.88	126.38	439.68	704.68	0.07	0.52	大偏心	270.47	22.00	4.00	1520.53
5	-165.87	139.14	689.69	1.00	1.09	0.95	172.66	260.50	525.50	0.14	0.52	大偏心	2.49	22.00	4.00	1520.53
4	-211.24	176.38	1042.70	1.00	1.11	0.95	222.83	222.59	487.59	0.22	0.52	大偏心	-90.99	22.00	4.00	1520.53
3	-227.02	224.56	1394.55	1.00	1.13	1.00	256.55	182.79	447.79	0.29	0.52	大偏心	-262.68	22.00	4.00	1520.53
2	-249.39	251.69	1733.05	1.00	1.15	1.00	288.93	165.23	430.23	0.36	0.52	大偏心	-306.79	22.00	4.00	1520.53
1	-242.21	382.68	2098.38	1.00	1.16	1.00	443.23	202.37	467.37	0.43	0.52	大偏心	271.13	22.00	4.00	1520.53

表 11.17 中柱配筋计算 (IM1)

层数	M1	M2	N	ζ_c	η_{ns}	C_m	M	ei	e	ξ	ξ_b	大小偏 心	As	配筋		实际 As
	kN.m	kN.m	Kn				kN.m	mm	mm				mm ²	直径	根数	
6	136.53	80.52	325.31	1.00	1.06	0.88	126.38	439.68	704.68	0.07	0.52	大偏心	270.47	22.00	4.00	1520.53
5	165.87	139.14	689.69	1.00	1.09	0.95	172.66	260.50	525.50	0.14	0.52	大偏心	2.49	22.00	4.00	1520.53
4	211.24	176.38	1042.70	1.00	1.11	0.95	222.83	222.59	487.59	0.22	0.52	大偏心	-90.99	22.00	4.00	1520.53
3	227.02	224.56	1394.55	1.00	1.13	1.00	256.55	182.79	447.79	0.29	0.52	大偏心	-262.68	22.00	4.00	1520.53
2	249.39	251.69	1733.05	1.00	1.15	1.00	288.93	165.23	430.23	0.36	0.52	大偏心	-306.79	22.00	4.00	1520.53
1	242.21	382.68	2098.38	1.00	1.16	1.00	443.23	202.37	467.37	0.43	0.52	大偏心	271.13	22.00	4.00	1520.53

11.3.3 斜截面承载能力计算

规范建议对承受轴压力和横向力作用的矩形截面偏心受压构件，其斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

$$V \cdot \gamma_{RE} = \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_0 + 0.056 N \quad (\text{组合内 } V \text{ 已经乘 } \gamma_{RE} = 0.8,$$

$$\text{要调整成受剪条件下的 } 0.85) \text{ 所以 } \frac{A_{sv}}{S} = \frac{V - \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 - 0.056 N}{f_y h_0}$$

其中： λ —框架柱和框支柱的计算剪跨比，取 $\lambda = M/(Vh_0)$ ；此处， M 宜取柱上、下端考虑地震作用组合的弯矩设计值的较大值， V 取与 M 对应的剪力设计值， h_0 为柱截面有效高度；当 $\lambda > 3$ 时，取3；当 $\lambda < 1$ 时，取1。

表 11.18 边柱箍筋计算

层数	V	M	N	λ	Vu	是否计算	箍筋			体积配箍率
	kn	kn.m	kn		kN		肢数	直径	间距	ρ
6	-47.33	62.54	298.43	2.34	274.96	构造	4.00	10.00	100.00	0.52
5	-61.94	99.14	673.51	2.83	268.49	构造	4.00	10.00	100.00	0.52
4	-82.37	133.18	1069.03	2.86	294.53	构造	4.00	10.00	100.00	0.52
3	-97.38	153.05	1479.55	2.78	327.89	构造	4.00	10.00	100.00	0.52
2	-107.51	202.25	1898.30	3.00	344.97	构造	4.00	10.00	100.00	0.52
1	-107.94	336.43	2350.69	3.00	376.64	构造	4.00	10.00	100.00	0.52

表 11.19 中柱箍筋计算

层数	V	M	N	λ	Vu	是否计算	箍筋			体积配箍率
	kn	kn.m	kn		kN		肢数	直径	间距	ρ
6	51.03	80.52	325.31	2.79	246.44	构造	4.00	10.00	100.00	0.52
5	75.41	139.14	689.69	3.00	260.36	构造	4.00	10.00	100.00	0.52
4	107.21	176.38	1042.70	2.91	289.85	构造	4.00	10.00	100.00	0.52
3	123.37	224.56	1394.55	3.00	309.71	构造	4.00	10.00	100.00	0.52
2	146.45	251.69	1733.05	3.00	333.40	构造	4.00	10.00	100.00	0.52
1	140.17	382.68	2098.38	3.00	358.97	构造	4.00	10.00	100.00	0.52

都取 $\Phi 10@100$ ，实际配筋为 $4 \times 78.5 / 100 = 3.14 > (A_{sv}/S)_{\max}$

加密取箍筋最大间距取 $\min(6d, 100)$ ，故取 $\Phi 10@100$

箍筋的加密长度 $\max(h, H_n/6, 500)$ ，则取 500

第十二章 楼板设计

12.1 楼板类型及设计方法的选择：

对于楼板，根据《混凝土结构设计规范》9.1.1 规定：

- 1、两对边支撑的板应按单向板计算；
- 2、四边支承的板应按下列规定计算：
 - 1) 当长边与短边长度之比不大于 2 时，应按双向板计算；
 - 2) 当长边与短边长度之比大于 2，但小于 3 时，宜按双向板计算；
 - 3) 当长边与短边长度之比不小于 3 时，宜按沿短边方向受力的单向板计算，并应沿长边方向布置构造钢筋；

此建筑为多跨连续双向板，其计算采用单区格为基础的实用计算方法，按弹性理论计算。求跨中最大弯矩时，把荷载分解成 $g+q/2$ 及间隔布置 $\pm q/2$ 两种情况。 g 是均布恒荷载， q 是均布活荷载，对于前一种情况，可近似认为各区格板都固定支撑在中间支撑上；对于后一种情况，可近似认为各区格板在中间支撑处都是简支的，沿楼盖固定，则根据实际情况确定，由单区格板的跨中弯矩叠加得到各区格板的跨中最大弯矩，支座最大负弯矩可近似按满布荷载时求得。

支座最大负弯矩可近似按满布活荷载时求得，这时认为各区格板都固定在中间支座上，楼盖周边按实际支撑情况确定，然后按单块双向板计算出各支座的负弯矩，相邻区格支座处弯矩不相等时，取绝对值较大者作为该支座的负弯矩。

荷载设计值计算见表 12.1：

表 12.1 双向板 荷载设计值计算

板	跨	恒荷载	活荷载	g	q	四边固结	四边铰接	四边固结
						$g+q/2$	$q/2$	$g+q$
屋面板	长	5.22	0.50	6.26	0.70	6.61	0.35	6.96
	短	5.22	0.50	6.26	0.70	6.61	0.35	6.96
楼板	长	3.85	2.00	4.62	2.80	6.02	1.40	7.42
	短	3.85	2.00	4.62	2.80	6.02	1.40	7.42

12.2 计算

12.2.1 计算跨度

计算跨度=轴线跨度-左梁宽的一半-右梁宽的一半

12.2.2 弯矩计算

跨中最大弯矩内当支座固定在 $g+q/2$ 作用下的跨中时在弯矩值与支座铰支时在 $q/2$ 作用下的跨中弯矩值之和。本计算混凝土的泊桑比取 0.2，支座最大负弯矩为当内支座固定时 $g+q$ 作用下的支座弯矩。根据不同的支撑情况，每层选两个板从 120 厚。

弯矩值查表得如下：见表 12.2

表 12.2 双向板弯矩计算

	短跨 101	长跨 102	α	β	M1	M2	M1'	M2'	m1	m2	m1'	m2'
屋面板	3.675	5.75	0.408	2	5.750	1.314	11.500	0.817	2.745	1.121	5.490	2.243
楼板	3.675	5.75	0.408	2	5.750	1.314	11.500	0.817	2.925	1.195	5.849	2.389

12.2.3 截面设计

截面有效高度：假定选用 $\Phi 8$ 钢筋，则 100 厚板： l_{01} 方向跨中截面 $h_{01}=80\text{mm}$ ， l_{02} 方向跨中截面 $h_{02}=72\text{mm}$ ，支座截面的 $h_0=80\text{mm}$ ；支座截面的 $h_0=100\text{mm}$ 。楼板采用 C30 混凝土（ $f_c=14.3\text{ N/mm}^2$ ， $f_t=1.43\text{ N/mm}^2$ ），板中钢筋采用 III 级钢筋 HRB400（ $f_y=f'_y=360\text{ N/mm}^2$ ）按弹性理论设计：板厚选用 120mm， $h/l_{01}=120/3900=1/32.5\geq 1/50$ ，符合构造要求。

对于周边与梁整体连接的双向板，由于在两个方向受到支承构件的变形约束，板内存在穹顶作用，使板内弯矩大大减小，故对弯矩设计值按规范进行折减，跨

中与支座弯矩减少 10%。为了便于计算近似取 $r=0.95$ ， $A_s = \frac{m}{0.95h_0f_y}$ ，截面配筋计

算结果及实际配筋见下表

表 12.3 双向板跨中配筋

	h0	α_s	γ	A_s	直径	间距	实际 A_s	$\rho_{\min}$	ρ	满足
屋面板	100	0.019	0.990	77.00	8	200	251.2	0.2	0.2512	OK
楼板	100	0.020	0.990	82.09	8	200	251.2	0.2	0.2512	OK

表 12.4 双向板支座配筋

	h0	α_s	γ	A_s	直径	间距	实际 A_s	$\rho_{\min}$	ρ	满足
屋面板	100	0.038	0.980	155.54	8	200	251.2	0.2	0.2512	OK
楼板	100	0.041	0.979	165.95	8	200	251.2	0.2	0.2512	OK

第十三章 楼梯设计

13.1 设计资料

本工程楼梯为现浇整体板式楼梯，以中间层楼梯为例，层高 3.6m 踏步尺寸 150mm×270mm，采用混凝土强度等级 C30，板采用 HRB400 级钢筋，梁采用 HRB400 级钢筋，楼梯上均布活荷载标准值 $q_k=3.5\text{kN/m}^2$ 。楼梯尺寸如图 15.1

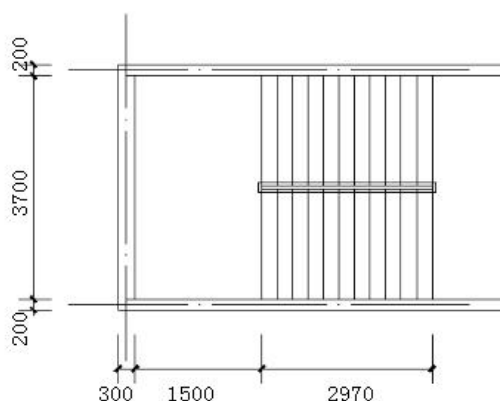


图 13.1 楼梯简图

13.2 楼梯板计算

板倾斜度 $\tan \alpha = 0.556$ $\cos \alpha = 0.874$

设板厚 $h=120\text{mm}$ ，约板斜长的 1/30，取 1m 宽板带计算。

13.2.1 荷载计算

梯段板的荷载计算列于表中 15.1，

表 13.1 梯段板的荷载

荷载种类			容重	n	标准值
恒载	水磨石面层	0.420	0.65	3.70	1.011
	三角形踏板	0.020	25	3.70	1.875
	斜板	0.120	25	1.14	3.432
	板底抹灰	0.020	17	1.14	0.389
	小计				6.707
活载					3.50

设计值 p	1.2 恒载+1.4 活载	12.948
-------	---------------	--------

13.2.2 截面设计:

板水平计算跨度 $l_n = 2.97 \text{ m}$

弯矩设计值 $M = pl_n^2/10 = 12.95 \times 2.97^2/10 = 11.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$

板保护层厚度 20mm, 有效高度 $h_0 = 120 - 20 = 100 \text{ mm}$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{11.42 \times 10^6}{1.0 \times 14.3 \times 1000 \times 100^2} = 0.080$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.083 < \xi_b = 0.518$$

$$\gamma_s = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s}) = 0.958$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s f_y h_0} = 331.06 \text{ mm}^2$$

选 $\Phi 12 @ 100$, 实配面积 1131 mm^2 , 分布筋 $\Phi 8$, 每级踏步下一根。

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1131}{1000 \times 100} = 1.131\%$$

$$\rho_{\min} \frac{h}{h_0} = \frac{0.45 f_t h}{h_0 f_y} = \frac{0.45 \times 1.43 \times 120}{100 \times 360} = 0.215\%$$

$$\frac{0.2\% h}{h_0} = \frac{0.2\% \times 120}{100} = 0.24\%$$

$\rho > \rho_{\min} \frac{h}{h_0}$ 且 $> 0.2\% \frac{h}{h_0}$ 。在经济配筋范围内

13.3 平台板计算:

设平台板厚 $h = 120 \text{ mm}$, 取 1 m 宽板带计算, 平台梁尺寸为 250×400 。

13.3.1 荷载计算:

荷载计算见表 15.2

表 13.2 平台板的荷载

荷载种类		荷载标准值 (kN/m)
恒载	水磨石面层	0.650
	120 厚混凝土板	3.000
	板底抹灰	0.340
	小计	3.990
活荷载		3.500
设计值 p		9.688

13.3.2 截面设计:

板的计算跨度 $l_0 = 1.5 - 0.25/2 \times 2 = 1.25 \text{ m}$

弯矩设计值 $M = pl_n^2/10 = 9.69 \times 1.25^2/10 = 1.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = 0.011$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.011 < 0.518$$

$$\gamma_s = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s}) = 0.995$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s f_y h_0} = \frac{1.51 \times 10^6}{0.995 \times 360 \times 100} = 42.27 \text{ mm}^2$$

选 $\Phi 8@200$, 实配面积 251 mm^2 , 分布筋 $\Phi 8@200$ 。

验算适用条件:

$$x = \xi h_0 = 0.011 \times 100 = 1.106 \text{ mm} < \xi_b h_0 = 51.8 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{251}{1000 \times 100} = 0.25\%$$

$$\rho_{\min} \frac{h}{h_0} = \frac{0.45 f_t h}{h_0 f_y} = \frac{0.45 \times 1.43 \times 120}{100 \times 360} = 0.215\%$$

$$\frac{0.2\%h}{h_0} = \frac{0.2\% \times 120}{100} = 0.24\%$$

$$\rho > \rho_{\min} \frac{h}{h_0} \text{ 且 } > 0.2\% \frac{h}{h_0} \text{ 在经济配筋范围内。}$$

13.4 平台梁计算:

设平台梁截面 $b=250\text{mm}$ $h=400\text{mm}$

13.4.1 荷载计算:

表 13.3 平台梁的荷载

荷载种类		荷载标准值 (kN/m)
恒载	梁自重	1.75
	梁侧粉刷	0.19
	平台板传来	2.99
	梯段板传来	9.96
	小计	14.89
活荷载		7.82
设计值 P		28.82

13.4.2 截面设计:

$$\text{计算跨度 } l_0 = 1.05 l_n = 1.05 \times (3.9 - 2 \times 0.25/2) = 3.89$$

$$\text{弯矩设计值 } M = pl_n^2/8 = 28.82 \times 3.89^2/8 = 54.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{剪力设计值 } V = pl_n/2 = 28.82 \times 3.89/2 = 55.99 \text{ kN}$$

截面按倒 L 形计算,

$$b'_f = b_f + 5h'_f = 250 + 5 \times 120 = 850 \text{ mm}$$

$$\text{梁的有效高度 } h_0 = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - \frac{h'_f}{2}) = 1.0 \times 14.3 \times 850 \times 120 \times (365 - \frac{120}{2}) = 444.873 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 54.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

经计算属第一类 T 形截面。

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b'_f h_0^2} = 0.034$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.034 < \xi_b = 0.518$$

$$\gamma_s = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s}) = 0.983$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s f_y h_0} = \frac{54.38 \times 10^6}{0.983 \times 360 \times 365} = 421.03 \text{ (mm}^2\text{)}$$

选 4 Φ 25, 实有 $A_s = 1963.5 \text{ mm}^2$

验算适用条件:

$$x = \xi h_0 = 0.034 \times 365 = 7.3 \text{ mm} < \xi_b h_0 = 189.07 \text{ mm}$$

因为 $\xi < \xi_b$, 满足要求。

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1963.5}{250 \times 365} = 2.15\%$$

$$\rho_{\min} \frac{h}{h_0} = \frac{0.45 f_t h}{h_0 f_y} = \frac{0.45 \times 1.43 \times 400}{365 \times 360} = 0.196\%$$

$$\frac{0.2\% h}{h_0} = \frac{0.2\% \times 400}{365} = 0.219\%$$

$$\rho > \rho_{\min} \frac{h}{h_0} \text{ 且 } > 0.2\% \frac{h}{h_0} \text{ 在经济配筋范围内。}$$

斜截面受剪承载力计算:

配置箍筋 $\Phi 8 @ 200$, 则斜截面受剪承载力:

$$V_{CS} = 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} n A_{SV} \frac{h_0}{S}$$

$$= 0.7 \times 14.3 \times 250 \times 365 + 1.25 \times 270 \times 2 \times 50.3 \times 365 / 200 = 792.7 \text{ kN}$$

$> V_{\max}$ 满足要求。

第十四章 基础设计

14.1 地质资料

表 14.1 土层信息

序号	岩土分类	土层厚度 (M)	地基土承 载力(KPa)	重度 (KN/M ³)
1	杂填土	0.5	90	16
2	粉土	3	210	18.5
3	粉砂土	6	250	19.5

14.2 工程概况

采用柱下独立基础。基础埋深不宜大于原有建筑物基础埋深且大于 0.5m，混凝土等级不低于 C20，选混凝土强度等级 C30（ $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$ ， $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$ ），钢筋为 III 级 HRB400（ $f_y = f'_y = 360 \text{ N/mm}^2$ ）。

基础顶面内力统计如表 14.2，内力组合如表 14.3，计算用的组合数据如表 14.4 所示：

表 14.2 内力统计

楼层	位置	内力	SGk	SQk	SWk		SEk	
					左风	右风	左震	右震
1F	边柱	M 底	-8.82	-2.73	62.84	-62.84	249.39	-249.39
		N 底	1521.03	241.53	-64.93	64.93	-292.71	292.71
		V	-5.63	-1.75	19.60	-19.60	77.03	-77.03
	中柱	M 底	8.06	2.46	69.51	-69.51	285.79	-285.79
		N 底	1699.97	354.84	-26.64	26.64	-118.83	118.83
		V	4.99	1.52	27.20	-27.20	102.52	-102.52

表 14.3 内力组合

位置	内力	1.2SGk+1.4	1.35SGk+0.7*	1.2SGk+1.4*0.9(SQk+SWk)		1.2(SGk+0.5SQk)+1.3SEk		Nmax	Nmin	M max
		SQk	1.4*SQk	左风	右风	左震	右震	M	M	N
边柱	M 底	-14.41	-14.58	65.15	-93.20	311.99	-336.43	-336.43	311.99	336.43

	N 底	2163.38	2290.10	2047.76	2211.38	1589.63	2350.69	2350.69	1589.63	2350.69
	V	-9.20	-9.31	15.74	-33.65	92.34	-107.94	-107.94	92.34	-107.94
中 柱	M 底	13.12	13.29	100.36	-74.81	382.68	-360.38	13.29	382.68	382.68
	N 底	2536.74	2642.70	2453.49	2520.63	2098.38	2407.35	2642.70	2098.38	2098.38
	V	8.12	8.22	42.17	-26.37	140.17	-126.38	8.22	140.17	140.17

根据《建筑地基基础设计规范》3.0.5 规定，基础尺寸、地基承载力验算由标准组合值计算，冲切承载力验算和配筋计算由基本组合值计算。

表 14.4 基础组合值

	基础 1			基础 2		
	M	N	V	M	N	V
标准组合	-11.55	1762.57	-7.37	10.52	2054.81	6.51
基本组合	-336.43	2350.69	-107.94	382.68	2642.70	140.17

14.3 边柱独立基础设计

14.3.1 尺寸计算

杂填土 $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ ，粉土 $\gamma' = 18.5 \text{ kN/m}^3$ ，

初选基础高度为 800 mm，埋置深度为 1.5 m

保护层厚度取 50mm，

$$\gamma_m = \frac{16 \times 0.5 + 18.5 \times 1}{1.5} = 17.67 \text{ kN/m}^2$$

$$f_a = f_{ak} + \eta_d \gamma_m (d - 0.5) = 210 + 1.6 \times 17.67 \times (1.5 - 0.5) = 238.27 \text{ Kpa}$$

基础底面积初算：

$$A_1 \geq 1.2 \times \frac{N}{f_a - \gamma_m d}, \text{ 当宽度大于 3 时需要对 } f_a \text{ 再次修正:}$$

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

然后计算底面积，计算过程如表 14.5 所示

表 14.5 基础底面计算

	γ_m	f_a	N	d	A_1	计算尺寸		实际尺寸		判断是否需要修正 宽度	ηb	γ (kN/m ²)	f'_a	A_2
	(kN/m ³)	(kpa)	(kN)	(m)	(m ²)	a (m)	b (m)	a (m)	b (m)				(kpa)	(m ²)
基础 1	17.67	238.27	1762.57	1.50	9.99	3.16	3.16	3.20	3.20	需要	0.30	18.50	239.38	10.24

14.3.2 地基承载力验算

基础及台阶上自重 $G_k = dA\gamma_G$; 取 $\gamma_G = 20 \text{ kN/m}^3$, $G_k = dA\gamma_G$

基础抵抗矩 $W = \frac{1}{6}lb^2$

见表 14.6

表 14.6 基础地抗拒计算

	A (m ²)	d (m)	γ_G (kN/m ³)	G_k	a (m)	b (m)	W
基础 1	10.24	1.50	20.00	307.20	3.20	3.20	5.46

计算基底边缘最大与最小应力

$$P_{\max/\min} = \frac{N + G}{A} \pm \frac{M + hV_K}{W}$$

验算基地应力是否满足: $\frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} < f_a$, 且 $P_{\max} < 1.2 f_a$ (满足)

验算结果见表 14.7

表 14.7 地基承载力验算

	A (m ²)	G_k	N (kN)	M (kN)	h (m)	V (kN)	W	$P_{\min}$	$P_{\max}$	$\frac{P_{\max} + P_{\min}}{2}$	f_a (kpa)	验算
基础 1	10.24	307.20	1762.57	11.55	0.80	7.37	5.46	198.93	205.32	202.13	239.38	满足

14.3.3 基础冲切承载力验算

1. 基础地面净反力为:

$$P_{s \min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M + hV_K}{W}, \text{ 计算结果见表 14.8}$$

表 14.8 基础净反力

	A (m ²)	N (kN)	M (kN)	h (m)	V (kN)	W	P _{s min}	P _{s max}
基础 1	10.24	2350.69	-336.43	0.80	-107.94	5.46	306.97	152.15

2. 柱边冲切力:

$$b_b = b_c + 2h_0 \text{ 与 } b \text{ 比较,}$$

当 $b_b < b$ 时, 受切面为梯形, 计算过程如下:

$$b_m = \frac{b_c + b_b}{2}$$

$$F_l = P_{s \max} \left[\left(\frac{a}{2} - \frac{a_c}{2} - h_0 \right) b - \left(\frac{b}{2} - \frac{b_c}{2} - h_0 \right)^2 \right]$$

验算是否满足 $0.7 \beta_{hp} f_t b_m h_0 \geq F_l$

当 $b_b > b$ 时, 受切面为矩形, 计算过程如下:

$$F_l = P_{s \max} \left(\frac{a}{2} - \frac{a_c}{2} - h_0 \right) b$$

验算是否满足 $0.7 \beta_{hp} f_t \left[(b_c + h_0) h_0 - \left(\frac{b_c}{2} + h_0 - \frac{b}{2} \right)^2 \right] \geq F_l$

先判断, 见表 14.9

表 14.9 判断及判别值计算

	b _c (m)	h ₀ (m)	b _b (m)	F _l (KN)	β _{hp}	f _t (KN/m ²)	b _m (m)	0.7 β _{hp} f _t (b _c +h ₀) h ₀	判断
基础 1	0.600	0.765	2.130	216.926	1.000	1430.000	1.365	1045.269	第一类

计算柱边冲切力并验算，见表 14. 10

表 14. 10 柱边冲切力计算并验算

	a (m)	a _c (m)	b (m)	b _c (m)	h (m)	as (m)	h ₀	P _{s max}	F _i	验算
基础 1	3.200	0.600	3.200	0.600	0.800	0.035	0.765	152.15	216.93	合格

3. 变阶处冲切力:

计算过程同柱边，需要将 a_c 与 b_c 替换为上阶尺寸 a₁、b₁，h₀ 换为下阶的有效高度 h₀₁，判别及判别值计算见表 16. 11，计算变阶处冲切力并验算见表 14. 12

表 14. 11 判断及判别值计算

	b _c (m)	h ₀ (m)	b _b (m)	F _i (KN)	β _{hp}	f _t (KN/m ²)	b _m (m)	0.7 β _{hp} f _t (b _c +h ₀) h ₀	判断
基础 1	1.90	0.365	2.630	101.68	1.000	1430.000	2.265	827.552	第一类

表 14. 12 变阶处冲切力计算并验算

	a (m)	a _c (m)	b (m)	b _c (m)	h (m)	as (m)	h ₀	P _{s max}	F _i	验算
基础 1	3.200	1.900	3.200	1.900	0.400	0.035	0.365	152.15	101.68	合格

14.3.4 基础配筋计算

I—I、III—III 截面偏心，计算过程如下：

$$M_I = \frac{1}{48} [(p_{j,\max} + p_j)(2b + b_c) + (p_{j,\max} - p_j)b](a - a_c)^2$$

$$M_{III} = \frac{1}{48} [(p_{j,\max} + p_j)(2b + b_1) + (p_{j,\max} - p_j)b](a - a_1)^2$$

其中 $P_j = 0.5 (P_{s\max} + P_{s\min}) = F/a \times b$

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0.9 f_y h_0} ; \quad A_{sIII} = \frac{M_{III}}{0.9 f_y h_0} , \text{ 比较两者大小选择较大值配筋。}$$

II—II、IV—IV截面，不偏心，用公式：

$$M_{II} = \frac{1}{24} P_j (b - b_c)^2 (2a + a_c)$$

$$M_{IV} = \frac{1}{24} P_j (b - b_1)^2 (2a + a_1)$$

其中 $P_j = F/a \times b$

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0.9f_y h_0}; \quad A_{sIV} = \frac{M_{IV}}{0.9f_y h_0}, \quad \text{比较两者大小选择较大值配筋。}$$

计算过程见表 14.13

表 14.13 截面计算

	基础 1			
	I—I	III—III	II—II	IV—IV
$P_{s \max}$	152.15	152.15		
P_s	229.56	229.56	229.56	229.56
a (m)	3.20	3.20	3.20	3.20
a_c 或 a_1 (m)	0.60	1.90	0.60	1.90
b (m)	3.20	3.20	3.20	3.20
b_c 或 b_1 (m)	0.60	1.90	0.60	1.90
M	341.41	102.82	452.61	134.17
f_y	360	360	360	360
h_0 或 h_{01} (m)	0.765	0.365	0.765	0.365
A_s (mm ²)	1377.43	869.47	1826.09	1134.52
同一方向较大值	1377.43		1826.09	
选筋	直径	间距	直径	间距
	14	200	14	200
实际配筋	2540		2540	

14.4 双柱联合基础

中间跨度 $L_1=2640\text{mm}$ ，如采用独立基础，两基础会相撞，故采用双柱联合基础。

14.4.1 尺寸计算

1) 左右两柱一致，对左柱的中心取矩，由 $\sum M = 0$ ，得：

$$\text{先确定 } x_0 = \frac{F_{2k} \cdot l_1}{F} = \frac{1}{2} l_1$$

$$\text{再确定 } l_0 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{2}{3}\right) l_1, \quad \text{取 } l_0 = 1m$$

基础长度： $l = 2(x_0 + l_0)$

2) 确定基础底面宽度

$$b = \frac{(F_{2K} + F_{2K})}{l(f_a - \gamma_G d)}$$

基础回填土重： $G_k = \gamma_G d A$

基础承载力验算基底压力是否满足： $p = \frac{F + G_k}{A} < f_a$ 满足。

表 14.14 双柱基础尺寸计算

f_a	F_{2k}	F	中跨	x_0	l_0 范围		l_0	l	计算 b	实际 b	A	G_k	P	验算
KN	KN	KN	M	M	$l_1/3$	$2l_1/3$	M	M	M	M	m2	KN	(kpa)	
238.27	2054.81	4109.62	2.64	1.32	0.88	1.76	1	4.64	4.253	4.4	20.42	612.48	231.29	满足

14.4.2 基础内力计算

净反力设计值：

$$P_j = \frac{1.35F}{bl} \quad M_B = M_C = \frac{1}{2}(bp_j)l_0^2$$

$$M_A = \frac{1}{2}bp_j(l_0 + x_0)^2 - 1.35x_0F_{2k}$$

$$V_{B左} = bp_j \cdot l_0 \quad V_{B右} = -(1.35F_{2k} - bp_j \cdot l_0)$$

同理： $V_{C左} = -bp_j \cdot l_0$ ， $V_{C右} = 1.35F_{2k} - bp_j \cdot l_0$ 。

表 14.15 净反力计算

pj	bpj	M	Ma	Vb 左	Vb 右	VC 左	VC 右
135.9	597.8	298.9	-2052.8	597.8	-2176.1	-597.8	2176.1

14.4.3 基础冲切承载力验算

基础高度计算

$$h > \frac{l_1}{6} = \frac{2000}{6} = 400mm, \text{ 取 } h = 600mm, h_0 = 565mm$$

1) 受冲切承载力计算

柱 1 和柱 2 受荷载作用相同，取柱 1 进行验算：

$$F_l = F_{2k} \times 1.35 - bp_j \times (a_c + 2 \times h_0)$$

$$U_m = (a_c + h_0) \times 4$$

验算是否满足 $0.7\beta_{hp}f_tU_mh_0 > F_l$,

表 14.16 受冲切验算

h	h0	ac	F1	U	$0.7\beta_{hp}f_tU_mh_0$	验算>F1
600	565	0.6	1739.72	4.66	2635.53	满足

(2) 受剪承载力验算

取柱 1 冲切破坏锥体底面边缘处截面 I-I 进行验算, 该截面的剪力设计值为:

$$V = V_B - bp_j \times \left(\frac{a_c}{2} + h_0 \right) \quad \text{验算是否满足 } 0.7\beta_h f_t b h_0 > V,$$

表 14.17 受冲切验算

V_c 右	bp_j	ac	h0	V (kN)	$0.7\beta_h f_t b h_0$	验算
2176.1	597.8	0.6	565	1659.01	2488.49	满足

14.4.4 配筋计算

(1) 纵向配筋 (HRB400)

$$A_s = \frac{M_{\max}}{0.9f_y h_0} \quad \text{验算 } \rho = \frac{A_s}{bh_0} > 0.15\% \quad , \quad \text{满足最小配筋率}$$

表 14.18 纵向配筋计算

	M (kN.m)	f_y	h0	计算配筋	钢筋直径	间距	实际配筋面积	配筋率
基础顶面纵向配筋	2052.75	360	565	11214	22	140	11947	0.48%
基础底面纵向配筋	298.92	360	565	1633	16	200	4423	0.18%

(2) 横向配筋 (HRB400)

两柱条件相同, 取其中一柱计算

$$\text{等效梁宽: } b_l = a_c + 1.5h_0$$

$$\text{等效梁底面积: } A_l = b(a_c + 1.5h_0)$$

$$\text{基底净压力: } p_n = \frac{1.35F_{2k}}{b(a_c + 1.5h_0)}$$

柱截面弯矩为:

$$M = \frac{1}{2} p_n \left(\frac{b - b_c}{2} \right) (a_c + 1.5 h_0)$$

横向钢筋面积 $A_s = \frac{M}{0.9 f_y h_0}$

验算 $\rho = \frac{A_s}{bh_0} > 0.15\%$

表 14.19 横向配筋计算

等效梁宽	等效面积	基地净压力	M	计算配筋	钢筋直径	间距	实际配筋面积	配筋率
1.448	6.37	435.55	598.93	3272	16	200	4665	0.18%

结论

结构计算要通过对设计任务书的认真研究和分析，综合考虑各个方面的因素，明晰建筑设计中的结构要求，在唐山地区需要进行抗震概念设计。

因此，对结构的内力分析与计算时我充分考虑了地震作用的影响，运用弯矩二次分配法调幅梁跨中弯矩，以达到强柱弱梁的效果；进行柱截面设计时，剪力乘以增大系数，以达到强剪弱弯的目的。

结构计算的用时我也充分考虑建筑设计中的一些问题，比如荷载取值、构件布置是否一致，只有两者统一才能实现一个建筑。

在结构软件计算中（PKPM），计算结果比手工计算有一定的误差，PKPM 一般比手算值大，经过分析主要出现在以下几个方面：弯矩调整，楼层归并，钢筋归并和软件自身的安全计算考虑所进行的放大等等。还 要注意对特殊构件的定义；如角柱。

整个计算过程本着严谨的态度，严格按照各项规范的要求进行设计，尤其是各个地区不同的环境条件有不同的规范要求。

谢辞

在经过了近 4 个月的忙碌却充实的日子,此次毕业设计也即将画上了一个句点。回想这一段日子的付出,心中不免感触颇深。从开始筹备这次设计,我便意识到它对我有着十分重大的意义,它不仅将是对我今后工作中实践能力的适应与锻炼,更是我这一生中第一次进行的最为全面、系统的设计,对我来说,这次作品的诞生一直秉承着一个信念——为自己而设计。因此,我非常重视,并尽了自己最大的能力和精力,在各个方面力争做到最好。

参考文献

- [1] 《建筑设计资料集》编委会. 建筑设计资料集[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994
- [2] 《建筑结构静力计算手册》编写组. 建筑结构静力计算手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998
- [3] 葛春辉编著. 钢筋混凝土结构设计手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005
- [4] 《建筑结构构造资料集》编辑委员会. 建筑结构构造资料集[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008
- [5] 《实用建筑抗震设计手册》编委会. 实用建筑抗震设计手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997