

摘 要

本毕业设计为某公司商务大楼，主体结构为框架结构，底层为营业大厅，二层为办公室，三层为会议室，建筑面积 957m² 左右。设计本着简单、实用、功能齐全、使用安全的原则进行。

毕业设计内容具体包括两部分：建筑设计、结构设计；另外后面还附有一幅框架结构设计中部分内力组合及配筋的计算表。

建筑设计主要是根据功能和各种相关规范的要求，进行建筑平面、立面、剖面的设计和建筑构造作法的设计。

结构设计主要是根据确定的建筑设计图纸，进行结构方案的选择和结构计算，在此基础上分别完成基础平面布置图、结构平面布置图、框架配筋图、楼梯配筋图等主要结构设计施工图。

在设计过程中，本设计严格遵守有关规范的规定，并参考了大量的专业书籍，努力做到使所学过的基础理论与实际实践紧密结合。

关键词： 框架结构； 建筑设计； 结构设计

目 录

1	建筑设计	1
1.1	工程概况	1
1.1.1	设计题目	1
1.1.2	原始设计资料	1
1.2	建筑概况	1
1.2.1	建筑平面	1
1.2.2	建筑立面	3
1.2.3	建筑剖面	4
1.2.4	采光、通风设计	5
1.2.5	抗震设计	5
1.2.6	建筑防火设计	5
1.3	建筑构造作法	5
1.3.1	屋面	5
1.3.2	楼面	6
1.3.3	地面	6
1.3.4	墙体	6
1.3.5	踢脚	6
1.3.6	散水	6
1.3.7	台阶	6
2	结构设计	7
2.1	设计资料	7
2.1.1	工程概况	7
2.1.2	原始设计资料	7
2.1.3	材料选用	7
2.1.4	常用材料自重	7
2.1.5	活载标准值	8
2.2	结构选型及梁柱线刚度计算	8
2.2.1	柱网尺寸确定	8
2.2.2	构件尺寸确定	8
2.2.3	梁、柱线刚度计算	9
2.3	荷载计算	10
2.3.1	永久荷载标准值	11
2.3.2	活荷载标准值	13
2.3.3	恒荷载、活荷载标准值作用下的结构计算简图	13
2.4	内力计算	14
2.4.1	水平地震作用（左震）下的内力计算	14
2.4.2	风载作用（左风）下的内力计算	21
2.4.3	水平地震作用（右震）下的内力计算	25
2.4.4	风载作用（右风）下的内力计算	26
2.4.5	恒载作用下的内力计算	28
2.4.6	活载作用下的内力计算	34

2.5 内力组合.....	41
2.6 框架配筋计算.....	41
2.6.1 框架梁配筋计算.....	41.....
2.6.2 框架柱配筋计算.....	44.....
2.7 现浇板筋计算.....	45
2.7.1 计算跨度.....	45.....
2.7.2 荷载计算.....	45.....
2.7.3 弯矩计算及配筋.....	46.....
2.8 楼梯设计.....	49
2.8.1 楼梯梯段板计算.....	49.....
2.8.2 平台板设计.....	51.....
2.8.3 平台梁设计.....	51.....
2.9 基础设计.....	52
2.9.1 结构尺寸选择.....	52.....
2.9.2 基底底面积确定及应力校核.....	53.....
2.9.3 基础底板配筋.....	55.....
2.9.4 基础梁的内力与配筋计算.....	56.....
2.9.5 (A) (C) 两轴基宽粗略确定.....	60.....
3 参考文献.....	62
4 附表.....	62

1 建筑设计

1.1 工程概况

1.1.1 设计题目

- 1) 工程名称：某公司商务大楼
- 2) 功能要求：营业大厅，办公室，会议室，卫生间等

1.1.2 原始设计资料

地基：基础持力层褐黄色粉质粘土，地基承载力特征值 $f_a=100\text{kN/m}^2$ ，地下水位埋深在地表以下 5m；

基本风压值： 0.5kN/m^2 ；

地面粗糙度：C 类；

抗震设防：烈度 7 度，第一组；

框架抗震等级：三级；

场地土类别：IV 类；

设计基本地震加速度值： $0.10g$ ；

建筑类别：丙类；

设计使用年限：50 年。

1.2 建筑概况

1.2.1 建筑平面

本设计是商务大楼，设计依据为《办公建筑设计规范》(JGJ 67-89)。根据建筑使用性质、建设规模与标准的不同，确定各类用房，主要由营业大厅、办公室和会议室等组成。商务大楼内各种房间的具体设置、层次和位置，应根据使用要求和具体条件确定。办公建筑应根据使用要求，结合基地面积、结构选型等情况按建筑模数确定开间和进深，并为今后改造和灵活分隔创造条件。

1) 商务大楼的功能分析

商务办公大楼的功能就是满足承接各种商业业务的要求。按其功能，主要可分为三部分：商务办公空间部分——营业大厅、办公室、会议室等；辅助空间部分——卫生间、洗手池等；交通联系部分——过厅、过道、楼梯等。

通过分析任务书、查找建筑防火等规范、调查研究以往的设计经验，确定本设计为框架结构。

2) 商务大楼单一空间设计

a) 办公室 首先应当依据对办公用房的具体要求，确定办公室的数目，然后再参照办公家具的尺寸及办公人员所需要的办公空间确定其大小及面积，最后再验核设计成果是否满足设计任务书及相关规范的要求。其中，具体尺寸应符合建筑模数要求。此外根据规范要求，办公用房宜有良好的朝向和自然通风，并不宜布置在地下室；普通办公室每人使用面积不应小于 3m^2 ，单间办公室净面积不宜小于 10m^2 。

b)会议室 会议室有大中小之分，设计步骤同办公室。其中，中、小会议室可分散布置。小会议室使用面积宜为 30 m²左右，中会议室使用面积宜为 60 m²左右；中、小会议室每人使用面积：有会议桌的不应小于 1.80 m²，无会议桌的不应小于 0.80 m²。大会议室应根据使用人数和桌椅设置情况确定使用面积。会议厅所在层数和安全出口的设置等应符合防火规范的要求，并应根据语言清晰度要求进行设计。

c)卫生间 卫生间的面积、形状、尺寸决定于卫生间的设备多少及其大小、人体活动与卫生设备组合尺寸、开门方式等因素。设计时应注意：卫生间距离最远的工作点不应大于 50m；卫生间应设前室，前室内宜设置洗手盆；应有天然采光和不向邻室对流的直接自然通风，条件不许可时，应设机械排风装置。卫生洁具数量应符合下列规定：①男厕所每 40 人设大便器一具，每 30 人设小便器一具（小便槽按每 0.60m 长度相当一具小便器计算）；②女厕所每 20 人设大便器一具；③洗手盆每 40 人设一具。

3) 商务大楼各类用房的组合

商务楼各个功能用房的大小和形状基本确定了之后，就可以按照规范要求的原则，按照不同的层数，把各个房间组合起来。其中底层整体部分为营业大厅，二三两层为办公室和会议室。每层的设计平面见附图建施 01-03 “一层平面图”、“二层平面图”、“三层平面图”。

4)门窗大小及位置的确定

门窗的定位受建筑构造、家具布置、自然通风、房间内外交通、功能区使用面积要求等因素的影响。如无特殊要求，窗通常布置在相应房间的外墙居中部位，向外开启，内墙窗户采用推拉窗。门窗尺寸大小受地区气象条件、风俗习惯、室内环境要求、建筑构造等因素的影响。

本设计营业大厅正门及侧门均设置为玻璃门，办公室、会议室及卫生间等为木门；窗全为塑钢窗。结合剖面设计的内容，本设计门窗洞口尺寸如下表 1.1 所示：

表 1-1 门窗洞口尺寸表

门	M-1	3.6m × 3.3m (双扇)
	M-2	1.5m × 3.0m (双扇)
	M-3	1.0m × 3.0m
	M-4	1.2m × 3.0m (双扇)
	M-5	0.8m × 3.0m
窗	C-1	3.0m × 2.1m
	C-2	1.5m × 2.1m
	C-3	1.2m × 2.1m

6)楼梯间设计

本设计选取现浇板式楼梯。

设计楼梯时，应使其符合《建筑设计防火规范》(GBJ16-1987)、《民用建筑

设计通则》(JGJ37-87) 和其他有关单项建筑设计规范的规定。低层办公建筑不需要设封闭楼梯间,但楼梯间靠外墙设置,能直接天然采光和自然通风。楼梯间的形状、大小、面积与层高、楼梯踏步的尺寸、人们搬运办公用品及上下楼梯的活动尺寸等因素有关。楼梯梯段净宽不应小于 1.1m; 楼梯平台净宽不应小于楼梯梯段净宽,且不小于 1.2m, 当有搬运大型物件需要时应适量加宽。本设计的楼梯间尺寸定为 3.3m (宽度) × 5.7m (长度)。

a) 坡度和踏步尺寸: 民用建筑舒适的坡度范围是 $26^{\circ} \sim 35^{\circ}$, 踏步尺寸可用以下公式估算:

$$b+h=450\text{mm}; b+2h=600\text{mm} \sim 620\text{mm}$$

式中:

b——踏步宽;

h——踏步高。

《建筑楼梯模数协调标准》(GBJ101-87) 规定踏高不宜大于 210mm, 不宜小于 140mm, 各级踏高应该相同, 踏宽可采用 220、240、260、280、300、320 等, 亦可采用 250mm。

根据《民用建筑设计通则》(JGJ37-87) 的要求, 作为主要交通用的楼梯梯段净宽应根据楼梯使用过程中人流股数确定。楼梯平台部位的净高不应小于 2m, 楼梯梯段部位的净高不应小于 2.2m。楼梯梯段净高为自踏步前缘线量至直上方凸出物下缘间的铅垂高度。楼梯坡度的选择要从攀登效率、节省空间、便于人流疏散等方面考虑。因而本建筑楼梯踏步高度为 150mm, 踏面选用 280mm。楼梯坡度小于 35° 。

b) 楼梯栏杆的确定: 楼梯的栏杆应坚固适用。在楼梯平台靠近窗户边缘, 亦设栏杆。栏杆高度为 900mm。出于安全因素, 栏杆末端向下布置。

1.2.2 建筑立面

1) 建筑立面是表示房屋四周的外部形象。立面设计的任务是恰当确定立面中各组成部分和构件的比例和尺度, 运用节奏韵律、虚实对比等规律, 设计出体型完整、形式与内容统一的建筑立面。

建筑立面设计是一个由粗到细的过程, 主要要从以下几点入手:

a) 尺度和比例。立面组成部分的尺度要正确, 比例要协调;

b) 节奏和虚实。节奏感可以通过门窗的排列组合、墙面构件的划分表现, 虚实对比则通过形体的凹凸光影效果实现;

c) 材料质感和色彩配置;

d) 细部处理。如檐口和入口处理等。

考虑设计的是商务大楼, 立面尽量简洁明快, 采用横向分隔条装饰。紧密结合了房屋内部空间组合的平剖关系, 绘制整个立面的基本轮廓, 同时考虑了工程技术和施工工艺的限制, 着重分析了各个立面上墙面的处理, 门窗的调整安排, 最后对入口门廊、建筑顶层等进一步作重点及细部处理。

2) 追求尺度正确和比例协调

在建筑设计图集中查找相应部位的尺度，如踏步高取二三层 150mm，一层 175mm，楼梯栏杆高 900mm，以满足人们生活习惯和安全的需要。在建筑物的突出部分也尽量使比例协调，满足人们的视觉习惯以及结构上的要求。

3)考虑材料质感和色彩配置

在立面轮廓的比例关系、门窗排列、构件组合以及墙面划分基本确定的基础上，较为合理地对材料质感和色彩进行了选择和配置，以使建筑立面进一步取得丰富和生动的效果。在窗户上下两端，设置封闭的水平蓝色引条线，线宽及线深均为 20mm；外墙为水泥粉刷墙面外涂白色外墙防水涂料，让人感觉整洁、清新。使整个建筑与周围环境相互融合。

4)注重细部处理

突出建筑物立面中的重点，既是建筑造型的设计手法，也是房屋使用功能的需要。

1.2.3 建筑剖面

剖面图旨在反映建筑物在垂直方向上各部分的组合关系，其主要任务是确定建筑物各部分应有的高度，建筑层数及建筑空间的组合关系。

1) 二三层办公用房各部分高度的确定

主要包括房间净高和层高的确定；室内窗台高度的确定；门窗洞口尺寸的调整；雨蓬高度的确定；地面高差的确定，室内外地面高差的确定。

a) 房间净高及层高 房间高度可用层高或净高表示。净高为室内地面至顶棚或其他屋顶构件底面的距离；层高为净高加建筑结构高度（如梁板高度）。办公室的室内净高不得低于 2.60m，设空调的可不低于 2.40m；走道净高不得低于 2.10m，贮藏间净高不得低于 2.00m。本设计为商务大楼，一层为营业大厅，二三层为办公室和会议室，采用框架结构，故一层层高取为 4.2m，二三层层高取为 3.6m。

b) 窗台高度 窗台高度一般不应低于 0.9m；外窗窗台距离楼面、地面净高低于 0.9m 时，应有防护措施，窗外有阳台或平台时可不受此限；底层外窗、阳台门及下沿低于 2.0m，且紧邻走廊或公共上人屋面的门和窗，应采取防护措施。商务办公楼窗台的高度通常取 0.9m，如与立面处理矛盾，可根据立面需要对窗台高度作进一步调整。本设计取窗台高度为 0.9m。

c) 窗洞口高度的调整 窗洞口高度可按下式计算：

$$\text{窗洞口高度} = \text{层高} - \text{窗台高度} - \text{梁高}$$

本设计中，二三层层高 3.6m，窗台 1.0m，梁高为 0.5m，则窗洞高度为

$$3600 - 1000 - 500 = 2100\text{mm}$$

首层为营业大厅，层高为 4.2m，为方便施工起见，窗洞高度仍取为 2100mm。

d) 屋顶、檐口的形式和尺寸 屋顶形式有平屋顶和坡屋顶两种；常见屋顶檐口形式有平屋顶挑檐、平屋顶女儿墙和坡屋顶挑檐等。

平屋顶挑檐的尺寸取决于功能和结构的合理性，同时也受立面比例关系的制约。一般挑檐的宽度为 400~800mm；平屋顶女儿墙高度尺寸依据屋顶是否上人

而定，上人屋顶的女儿墙除考虑满足排水构造要求外，还要考虑安全，一般为1000~1200mm，幼儿园女儿墙高度至少为1200mm，不上人女儿墙高度，只考虑排水，一般为500~600mm；坡屋顶根据屋面坡度确定屋脊标高，再定挑檐尺寸，和平屋顶大致相同。

本商务大楼设计中的屋顶选择平屋顶，檐口为平屋顶女儿墙，高度为600mm，不上人屋面（建筑找坡）。

e) 雨篷 雨篷及其栏板高度应综合考虑使用功能、门洞高度及整个建筑的立面效果。通常将雨篷与门洞过梁结合成一体，并高于门洞200mm左右。雨篷栏板高度取300~500mm。

f) 地面高差 指同一层中卫生间等易于积水或需要经常冲洗房间的楼、地面标高和同层其他房间楼、地面的标高差异，要求比楼、地面约低20~50mm，以防止积水外溢。本设计取30mm作为卫生间与同层其他房间楼、地面高差。

g) 室内外地面高差 主要用于防止室外雨水流入室内，防止建筑物因沉降而使室内地面标高过低。本设计取450mm作为商务大楼设计的室内外高差。

2)建筑层数的确定

对于办公楼，一般以6层以下为宜；当建筑物的耐火等级为三级时，最多允许建5层。依据任务书中所给的条件，综合考虑建筑物的使用要求、结构和材料的要求、城市规划、建筑防火及经济条件要求等影响建筑物层数的因素，确定层数为5层，其中一层为营业大厅，二三层为办公室及会议室用房。

1.2.4 采光、通风设计

《办公建筑设计规范》(JGJ67-89)规定，办公室、研究室、接待室、打字室、陈列室和复印机室等房间窗地比不应小于1:6。

1.2.5 抗震设计

本工程的抗震设防类别为丙类。丙类建筑，地震作用和抗震措施均应符合本地区抗震设防的要求。丙类建筑的抗震等级应按《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)中“现浇钢筋混凝土房屋的抗震等级”表确定。本设计属于框架结构，7度设防，高度小于30m，所以为三级框架。

因本建筑长度小于55m，故无须设抗震缝。

1.2.6 建筑防火设计

本商务大楼采用三级耐火等级，最多允许层数为五层，最大允许长度为100m，每层最大允许建筑面积为1200m²。详见《建筑设计防火规范》(GBJ16-87)第5.1.1条。

1.3 建筑构造作法：

1.3.1 屋面：

不上人屋面（结构找坡）：

1、三毡四油防水层

2、110厚珍珠岩保温层（2.5%找坡，最薄处80厚）

3、20厚1:3水泥砂浆找平层

- 4、110 厚钢筋混凝土板
- 5、20 厚板底水泥砂浆抹面

1.3.2 楼面：

水泥楼面：

- 1、5 厚 1：2 水泥砂浆加 107 胶水着色粉面层
- 2、25 厚 1：3 水泥砂浆找平层
- 3、110 厚钢筋混凝土板
- 4、20 厚板底水泥砂浆抹面

1.3.3 地面：

地砖地面：

- 1、8~10 厚地面砖干水泥擦缝
- 2、撒素水泥面（洒适量清水）
- 3、10 厚 1：2 干硬性水泥砂浆结合层
- 4、刷素水泥浆结合层一道
- 5、60 厚 C10 混凝土
- 6、100 厚碎石或碎砖夯实
- 7、素土夯实

1.3.4 墙体：

外围护墙为 240 厚多孔砖配 M5 混合砂浆砌筑，内外分别为 20 厚混合砂浆和水泥砂浆抹面；内隔墙做法同外围护墙。

1.3.5 踢脚：

地砖踢脚：

- 1、8 厚地砖素水泥擦缝
- 2、5 厚 1：1 水泥细砂结合层
- 3、12 厚 1：3 水泥砂浆打底

1.3.6 散水：

混凝土水泥砂浆面散水（带垫层）

- 1、15 厚 1：2 水泥砂浆抹面，压实抹光
- 2、60 厚 C15 混凝土，上撒 1：1 水泥砂子压实抹光
- 3、120 厚碎石或碎砖垫层
- 4、素土夯实，向外坡 4%

1.3.7 台阶：

水泥台阶

- 1、70 厚 C15 号混凝土（厚度不包括踏步三角部分）随打随抹，上撒 1：1 水泥砂子压实抹光（立帮待混凝土稍干后模抹光）台阶面向外坡 1%
- 2、200 厚碎石或碎砖石灌 M2.5 号混合砂浆
- 3、素土夯实（坡度按工程设计）

2 结构设计

2.1 设计资料

2.1.1 工程概况

本工程为某公司的商务大楼，是为了承接各项业务而建的办公大楼。该大楼共三层，一层为营业大厅，二层为办公用房，三层为办公用房和会议用房。根据建筑和使用要求，本构筑物设计为三层框架结构，总建筑面积为 957m^2 。基础采用柱下钢筋混凝土条形基础，设计标高为室内外高差 0.45m 。

2.1.2 原始设计资料：

地基：基础持力层褐黄色粉质粘土，地基承载力特征值 $f_a=100\text{kN}/\text{m}^2$ ，地下水位埋深在地表以下 5m ；

土体重度： $20\text{kN}/\text{m}^3$ ；

基本风压值： $0.5\text{kN}/\text{m}^2$ ；

地面粗糙度：C类；

抗震设防：烈度7度，第一组；

框架抗震等级：三级；

场地土类别：IV类；

设计基本地震加速度值： $0.1g$ ；

建筑类别：丙类；

设计使用年限：50年。

2.1.3 材料选用

1、钢材：

HPB235： $f_y=210\text{N}/\text{mm}^2$ ， $E_s=2.1\times 10^5\text{N}/\text{mm}^2$ ；

HRB335： $f_y=300\text{N}/\text{mm}^2$ ， $E_s=2.0\times 10^5\text{N}/\text{mm}^2$ 。

2、混凝土：

C20： $f_c=9.6\text{N}/\text{mm}^2$ ， $f_t=1.1\text{N}/\text{mm}^2$ ， $E_c=2.55\times 10^4\text{N}/\text{mm}^2$ ；

C30： $f_c=14.3\text{N}/\text{mm}^2$ ， $f_t=1.43\text{N}/\text{mm}^2$ ， $E_c=3.0\times 10^4\text{N}/\text{mm}^2$ 。

其中，XB、LT配筋及框架箍筋选用HPB235，其它构件选用HRB335。基础垫层采用C10，KL、XB采用C20，其它构件采用C30。

2.1.4 常用材料自重

钢筋混凝土： $25\text{kN}/\text{m}^3$ ；

水泥砂浆： $20\text{kN}/\text{m}^3$ ；

多孔砖墙（双面粉刷）： $4\text{kN}/\text{m}^3$ ；

加气砌块砌体： $5.5\text{kN}/\text{m}^3$ ；

塑钢门窗： $0.45\text{kN}/\text{m}^2$ ；

木门窗： $0.2\text{kN}/\text{m}^2$ ；

珍珠岩（成品）： $7\text{kN}/\text{m}^3$ ；

挤塑板： $0.5\text{kN}/\text{m}^3$ 。

2.1.5 活载标准值

办公室：2kN/m²；

会议室：3kN/m²；

楼梯：2.5kN/m²；

卫生间：2.5kN/m²；

屋面（不上人）：0.5kN/m²；

雪载：0.3kN/m²；

风载（50年一遇）：0.55kN/m²；

2.2 结构选型及梁柱线刚度计算

2.2.1 柱网尺寸确定

1) 柱距：4.2m（纵向）；

2) 跨度：二跨结构，其中(A)~(B)轴为6.6m，(B)~(C)轴为5.7m；

3) 层高：一层4.2m，二三层为3.6m。

2.2.2 构件尺寸确定

1、楼面、屋面现浇板厚度

对于(A)~(B)轴（长跨）： $L_1/L_2=6.6/4.2=1.57<2$ 对于(B)~(C)轴（短跨）： $L_1/L_2=5.7/4.2=1.36<2$ 故皆按四边支承双向板设计。

根据相关要求，板厚 $h=(1/40\sim 1/30)_{\text{短}}=105\sim 140\text{mm}$ ，本楼层板厚统一取 $h=110\text{mm}$ 。

2、KL 尺寸确定

a.横向跨度方向主梁截面尺寸确定：

按有关规定，梁高与跨度之比 h/l （高跨比）主梁为 $1/12\sim 1/8$ ，梁高与梁宽之比 h/b （高宽比），在矩形截面梁中一般为 $1/3\sim 1/2$ 。已知 $L_{AB}=6600$ ， $L_{BC}=5700$ 由此估算的梁截面尺寸分别为：

(A)~(B)轴：

$h=(1/12\sim 1/8)L_{AB}=550\sim 825\text{mm}$ ，取 $h=600\text{mm}$ ；

$b=(1/3\sim 1/2)h=300\sim 200\text{mm}$ ，取 $b=250\text{mm}$ ；

$h/b=2<4$ ，满足抗震设计有关要求。

(B)~(C)轴：

$h=(1/12\sim 1/8)L_{BC}=475\sim 713\text{mm}$ ，取 $h=600\text{mm}$ ；

$b=(1/3\sim 1/2)h=300\sim 200\text{mm}$ ，取 $b=250\text{mm}$ ；

$h/b=2<4$ ，亦满足抗震设计有关要求。

b.纵向连续梁截面尺寸确定

本工程设计为六跨连续梁， $L=4200\text{mm}$ 。根据有关规定：

$h\geq 1/15=280\text{mm}$ ，考虑施工方便及部分砌体用砖工程需要，截面同样取 $h\times b=600\text{mm}\times 250\text{mm}$ 。

3、KZ 尺寸确定

$h_c\geq H/25=4200/25=168\text{mm}$ ， $b\geq H/30=4200/30=140\text{mm}$ 。根据三级抗震有关框

架柱尺寸的要求，本工程取 $h_c \times b = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 。

$h_c/b = 1 < 3$ ， $A = h_c \times b = 1.6 \times 10^5 \text{mm}^2$ 。

轴压比验算（楼层暂时按 1.2t/m 计算）：

三级抗震需要满足：

$N/(f_c \times A) \leq 0.9$ ， $N = 1.2 \times 1.6 \times 10^3 \times 3 \times 9.8 \times 4.2 \times 6.15 = 1458 \text{kN/mm}^2$

故有 $A' = 1458 / (14.3 \times 10^3 \times 0.9) = 1.13 \times 10^5 \text{mm}^2 < A = 1.6 \times 10^5 \text{mm}^2$ ，即所选取的截面满足抗震要求。

2.2.3 梁、柱线刚度计算

1、梁的线刚度

计算梁的线刚度时要考虑现浇板的影响，中框架取 $I = 2I_0$ ，边框架取 $I = 1.5I_0$ 。

计算结果如下表所示：

表 2-1 梁的线刚度 i_b 计算表

部位	截面 (mm)	跨度 L (m)	E_c (C20) (N/mm ²)	$I_0 = bh^3/12$ (10 ⁻³ m ⁴)	边跨梁		中跨梁	
					$I = 1.5I_0$	$i_b = EI/L$ (kN/m ⁴)	$I = 2I_0$	$i_b = EI/L$ (kN/m ⁴)
(A)~(B)	250×600	6.6	2.55×10^4	4.5	6.75	26080	9	34773
(B)~(C)	250×600	5.7	2.55×10^4	4.5	6.75	30197	9	40263

说明：本设计以轴线分区，一、二、三层 KL 截面尺寸相同

2、柱的线刚度计算

柱的线刚度 i_c 计算如表 2-2 所示：

表 2-2 柱的线刚度 i_c 计算表

层次	h_c (mm)	E_c (N/mm ²)	$b \times h$ (mm ²)	I_c (mm ⁴)	$E_c I_c / h_c$ (N × mm)
1	5000	3.00×10^4	400×400	2.133×10^9	1.280×10^{10}
2~3	3600	3.00×10^4	400×400	2.133×10^9	1.778×10^{10}

3、柱的侧向刚度计算

柱的侧移刚度计算按式 $D_c = \frac{12i_c}{h_c^2}$ 计算，式中系数 α_c 可由“刚度修正系数 α_c

计算公式”表格中所列计算。其中，上层柱 $\alpha_c = \frac{i_c}{2 \times i_c}$ ，底层柱 $\alpha_c = \frac{i_c + 0.5}{2 \times i_c}$

其中，一层计算高度可按如下方式计算：

设基础梁顶部距室外地坪为 0.50m，已知室内外高差为 0.45m，底层层高为 4.20m，故底层计算高度为：

$h = 4.2 + 0.5 + 0.45 = 5.15\text{m}$

根据梁、柱线刚度比 i 不同，结构平面布置图中的柱可分为中框架中柱和边柱、边框架中柱和边柱及楼梯间柱等。横向框架柱的侧向刚度 D 值计算列表如表 2-3 所示。

其中②轴框架柱的抗侧刚度、框架梁的线刚度如图 2-1 所示。

表 2-3 横向框架柱侧向刚度 D 值 (N/mm)

层次	层高	柱号		根数	i	α	D	ΣD	楼层
二或三层	3. 6m	①及⑦轴边跨	A 边	2	1. 462	0. 422	6952	13905	190335
			B 边	2	3. 150	0. 612	10070	20139	
			C 边	2	1. 687	0. 458	7533	15065	
		②至⑥轴中跨	A 中	5	1. 912	0. 489	8046	40232	
			B 中	5	4. 612	0. 698	11483	57416	
			C 中	5	2. 250	0. 529	8716	43578	
一层	5. 15m	①及⑦轴边跨	A 边	2	2. 031	0. 628	3636	7273	87197
			B 边	2	4. 375	0. 765	4429	8857	
			C 边	2	2. 344	0. 655	3792	7583	
		②至⑥轴中跨	A 中	5	2. 656	0. 678	3926	19628	
			B 中	5	5. 781	0. 807	4675	23374	
			C 中	5	3. 125	0. 707	4096	20481	

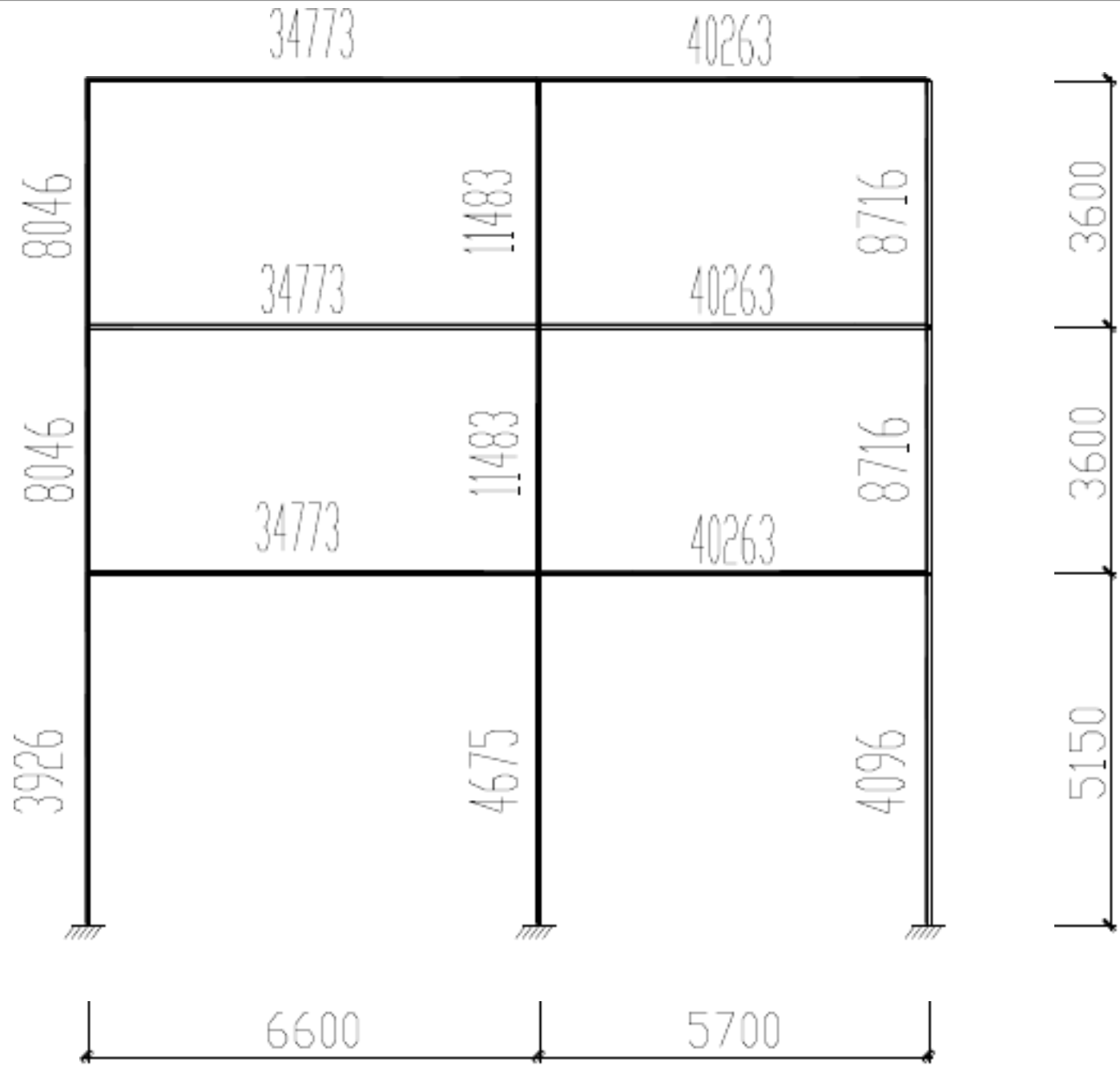


图 2-1 ②轴框架梁线刚度和柱抗侧刚度示意图

2.3 荷载计算

根据分组，本设计选用②轴框架进行相关计算，总体结构布置平面及②轴框架双向板荷载传递示意图如图 2-2所示。

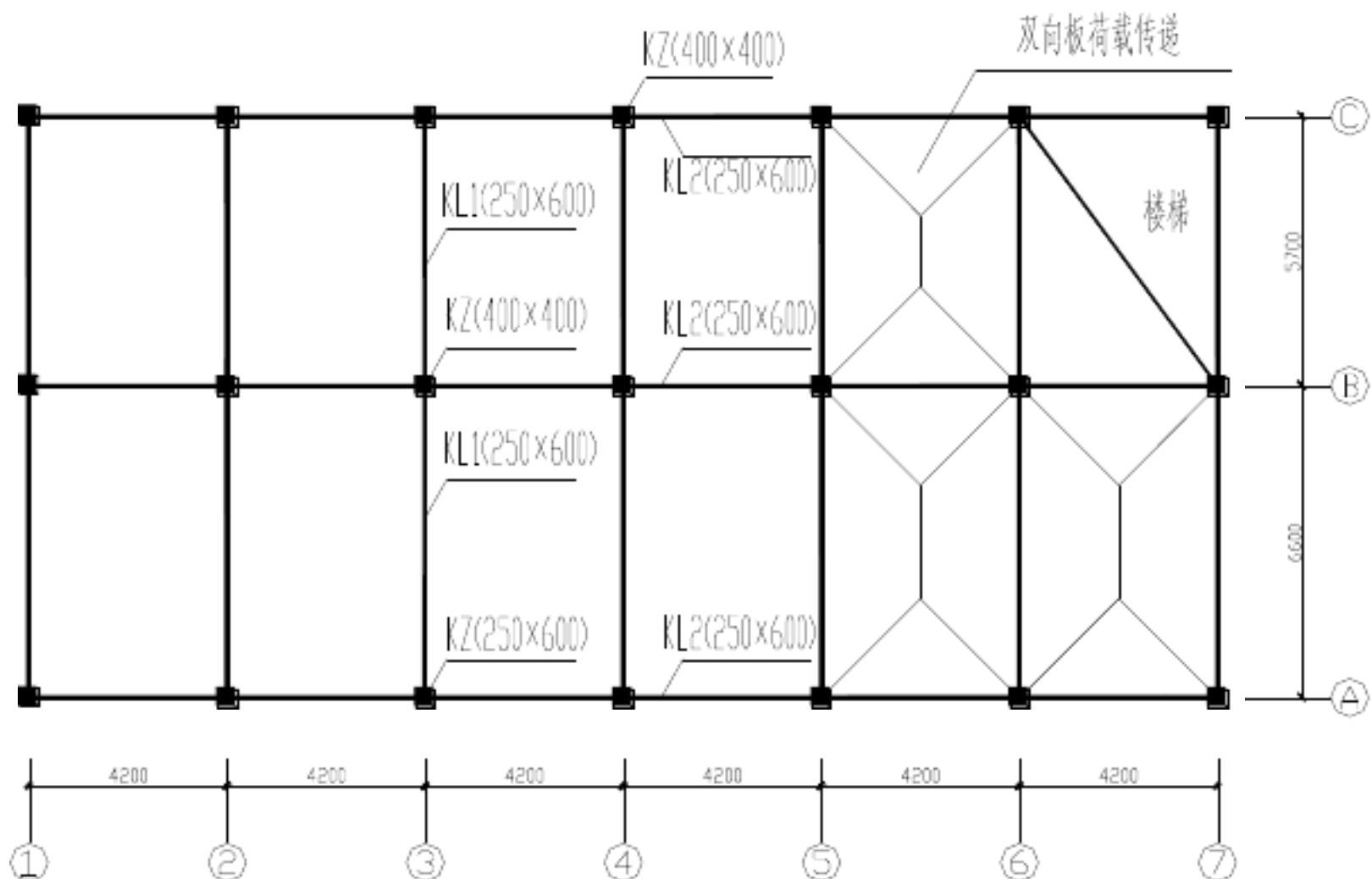


图 2-2 总体结构布置平面及②轴框架双向板荷载传递示意图

2.3.1 永久荷载标准值

1、不上人屋面

三毡四油防水层	0.45kN/m ²
110 厚膨胀珍珠岩保温层	0.11×7=0.77kN/m ²
20 厚 1: 3 水泥砂浆找平层	0.02×20=0.40kN/m ²
110 厚钢筋混凝土板	0.11×25=2.75kN/m ²
20 厚板底水泥砂浆	0.02×20=0.40kN/m ²

总计	4.77kN/m ²
----	-----------------------

2、二、三层楼面

5 厚 1: 2 水泥砂浆加 107 胶水着色粉面	0.005×20=0.10kN/m ²
25 厚 1: 3 水泥砂浆找平层	0.025×20=0.50kN/m ²
110 厚钢筋混凝土板	0.11×25=2.75kN/m ²
20 厚板底水泥砂浆	0.02×20=0.40kN/m ²

总计	3.75kN/m ²
----	-----------------------

3、KL 线荷载标准值

因为所有的梁截面尺寸皆相同，故可以统一计算（包括梁两侧抹灰自重）：
 $g=0.25 \times 0.6 \times 25 + 2 \times (0.6 - 0.11) \times 0.02 \times 20 = 3.75 + 0.4 = 4.15 \text{ kN/m}$

4、内隔墙自重荷载标准值

内隔墙为 240 厚多孔砖配 M5 混合砂浆砌筑，内外分别为 20 厚混合砂浆和水泥砂浆抹面，墙体自重为：

$$g'=0.24 \times (3.6 - 0.6) = 2.88 \text{ kN/m}$$

5、屋面框架节点集中荷载标准值	
(A)~(C)轴:	
梁自重	$0.25 \times 0.6 \times 2.2 \times 5 = 15.75\text{kN}$
粉刷层	$0.02 \times (0.6 - 0.11) \times 2 \times 2.2 \times 0 = 1.65\text{kN}$
女儿墙自重 (含粉刷层)	$0.6 \times 2.2 \times 0.24 \times 9 = 11.49\text{kN}$
连系梁传来屋面自重	$0.5 \times 2.2 \times 1 \times 1.77 = 21.04\text{kN}$
总计	$G_{3A} = G_{3C} = 49.93\text{kN}$
(B)轴:	
连系梁自重及粉刷	17.4kN
连系梁传来屋面自重	$2 \times 0.5 \times 2.2 \times 1 \times 1.77 = 42.0\text{kN}$
总计	$G_{3B} = 59.4\text{kN}$
6、三层楼面框架节点集中荷载标准值	
(A)~(C)轴:	
连系梁自重及粉刷	17.4kN
塑钢窗自重	$3.0 \times 1 \times 0.45 = 2.84\text{kN}$
窗下及窗侧墙自重 (含粉刷层)	$3 \times 0.9 \times 1 + (3.6 - 0.6) \times (2 - 0.04 - 3) \times 1 = 14.28\text{kN}$
框架柱自重	$0.4 \times 0.4 \times 6 \times 5 = 14.4\text{kN}$
框架柱粉刷	$1 \times 0.02 \times 6 \times 7 = 1.22\text{kN}$
连系梁传来楼面自重	$0.5 \times 2.2 \times 1 \times 1.75 = 16.54\text{kN}$
总计	$G_{2A} = G_{2C} = 66.68\text{kN}$
(B)轴:	
连系梁自重及粉刷	17.4kN
框架柱自重及粉刷	15.62kN
连系梁上木门自重	$1.0 \times 0.2 = 0.6\text{kN}$
连系梁上墙体自重 (含粉刷)	$(4.2 - 1 - 0.04) \times 1 = 37.92\text{kN}$
连系梁传来楼面自重	$2 \times 0.5 \times 2.2 \times 1 \times 1.75 = 33.08\text{kN}$
总计	$G_{2B} = 104.6\text{kN}$
7、二层楼面框架节点集中荷载标准值	
(A)~(C)轴:	
	$G_{1A} = G_{1C} = 66.68\text{kN}$
(B)轴:	
连系梁自重及粉刷	17.4kN
框架柱自重及粉刷	15.62kN
连系梁上木门自重	$1.0 \times 0.2 = 0.6\text{kN}$
连系梁上墙体自重 (含粉刷)	$(4.2 - 1 - 0.04) \times 1 = 37.92\text{kN}$

连系梁传来楼面自重

$$2 \times 0.5 \times 2 \times 1 \times 75 = 33.0 \text{ kN}$$

总计

$$G_{2B} = 104.6 \text{ kN}$$

2.3.2 活荷载标准值

1、屋面（不上人）

$$g_{AB} = g_{BC} = 4.2 \times 0.5 = 2.1 \text{ kN/m}$$

$$\text{两边节点集中荷载: } G'_{3A} = G'_{3C} = 0.5 \times 1 \times 2 \times 0.5 = 2.2 \text{ kN}$$

$$\text{中节点集中荷载: } G'_{3B} = 2 \times G'_{3A} = 4.4 \text{ kN}$$

2、三层楼面（会议室）

$$g_{AB} = g_{BC} = 4.2 \times 2 = 8.4 \text{ kN/m}$$

$$\text{两边节点集中荷载: } G'_{2A} = G'_{2C} = 0.5 \times 1 \times 2 \times 2 = 4.4 \text{ kN}$$

$$\text{中节点集中荷载: } G'_{2B} = 2 \times G'_{2A} = 8.8 \text{ kN}$$

3、二层楼面（办公室）

$$g_{AB} = g_{BC} = 4.2 \times 2 = 8.4 \text{ kN/m}$$

$$\text{两边节点集中荷载: } G'_{1A} = G'_{1C} = 0.5 \times 1 \times 2 \times 2 = 4.4 \text{ kN}$$

$$\text{中节点集中荷载: } G'_{1B} = 2 \times G'_{1A} = 8.8 \text{ kN}$$

2.3.3 恒荷载、活荷载标准值作用下的结构计算简图

底层层高取 5.15m，二三层层高为 3.6m，可得恒载和活载分别作用下的框架

②计算简图如图 2-3、2-4所示：

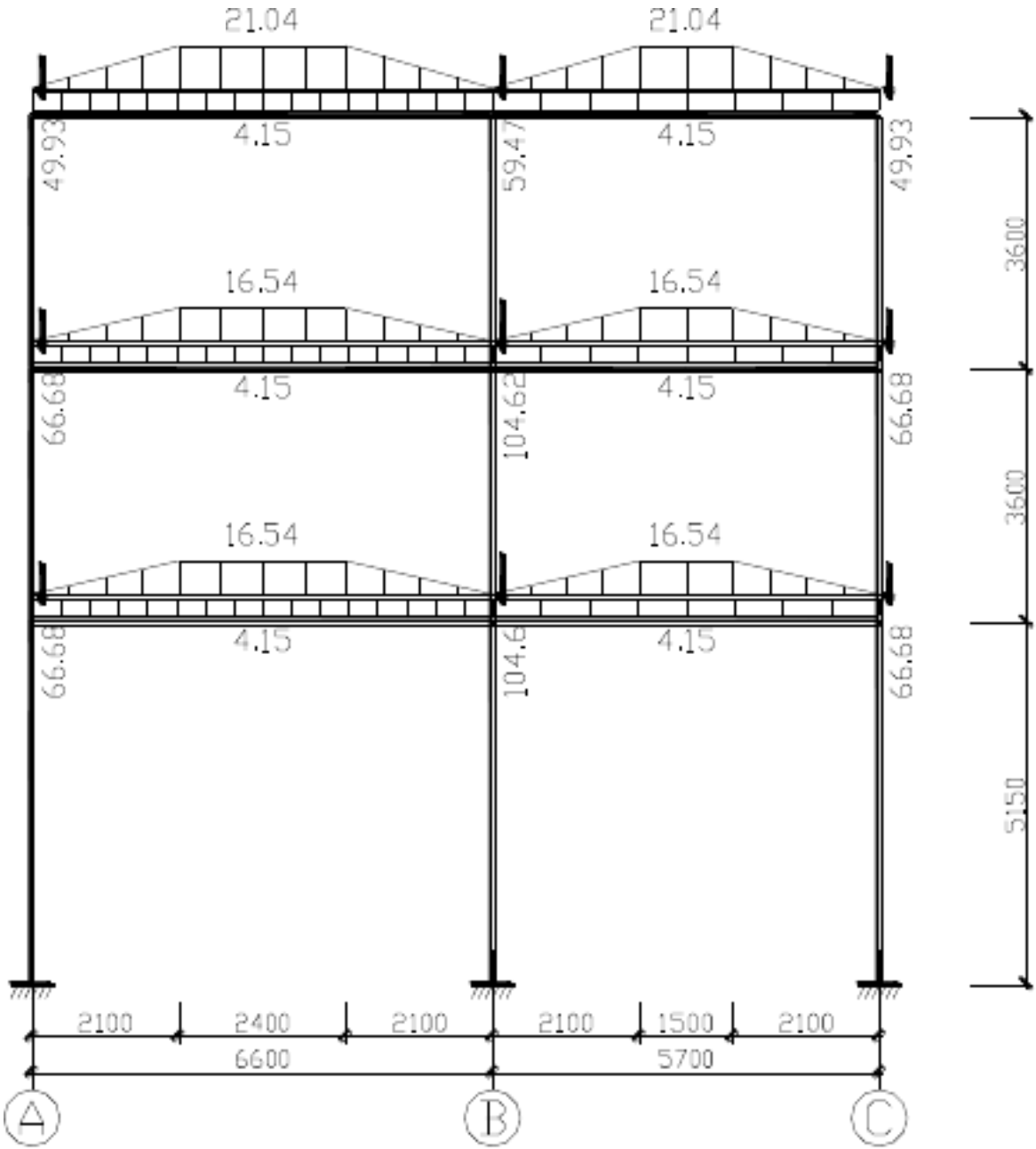


图 2-3 ②轴框架恒载图

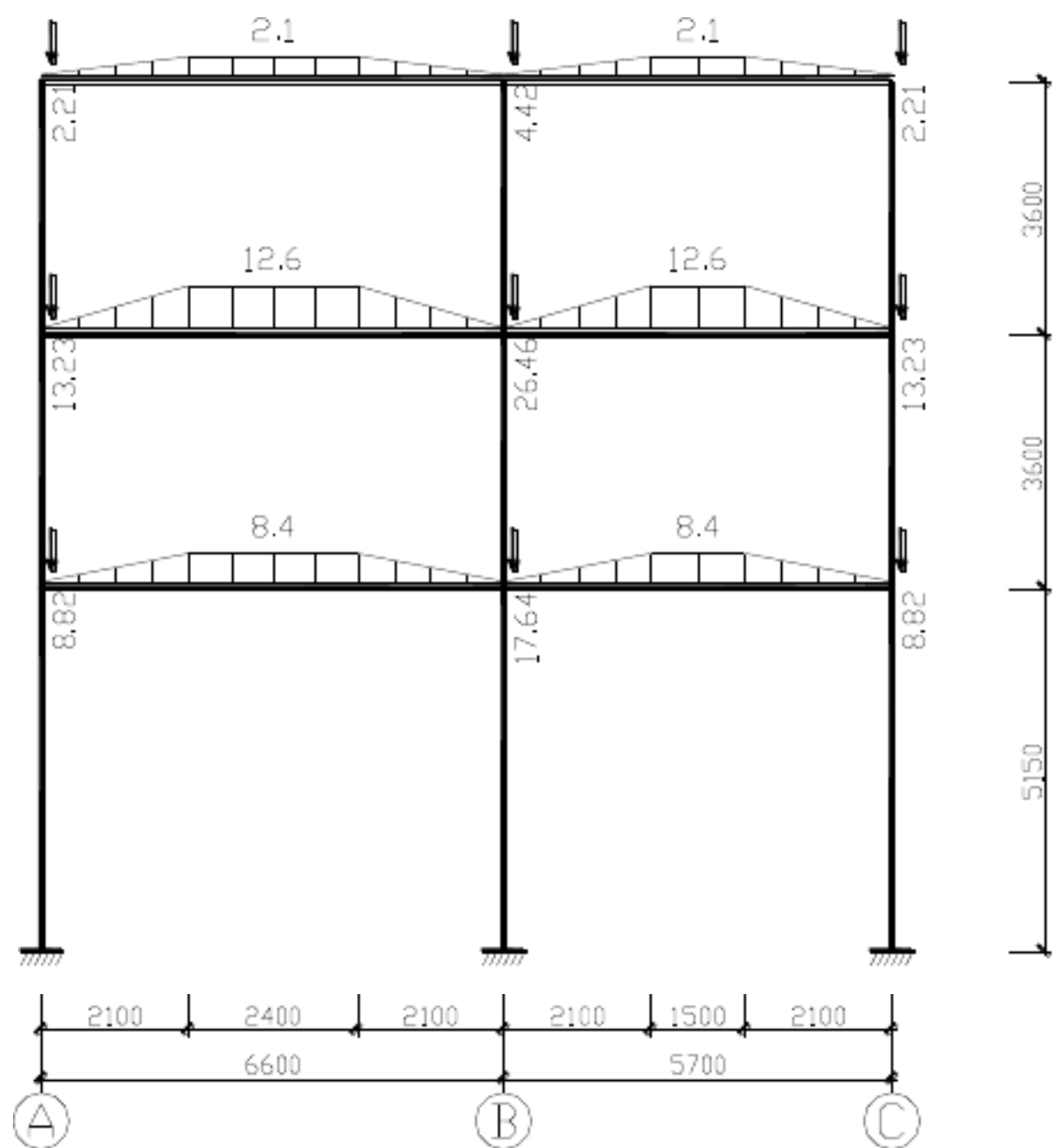


图 2-4 ②轴框架活载图

2.4 内力计算

2.4.1 水平地震作用（左震）下的内力计算

1、重力荷载代表值的计算

根据“抗震规范”中的有关规定，楼面均布活荷载的组合系数为 0.5，屋面活荷载不予考虑，即有 $G_k = G_k + 0.5Q_k$ 。

多自由度体系各质点重力荷载代表值 G_i 取本层楼面重力荷载代表值和各邻层墙柱全部重力荷载代表值一半之和，即 $G_i = i$ 层楼面重力荷载代表值 + [(i+1)层墙柱重量 + (i-1)层墙柱重量] / 2。如图 2-5 所示。

各层的计算过程如下：

A. 屋面及以上部分（含屋面 XB 和 KL）

女儿墙 $2 \times (6.6 + 5.7 + 0.24 + 4 \times 26 + 0.24) \times 0.6 \times 4 = 91.15 \text{ kN}$

XB $(6.6 + 5.7 + 0.24) \times (4.2 \times 6 + 0.24) \times 4.77 = 12.54 \times 25.44 \times 4.77 = 1521.7 \text{ kN}$

KL

$12.54 \times (4.15 - 0.28 \times 0.11 \times 25) \times 7 + 25.44 \times (4.15 - 0.28 \times 0.11 \times 25) \times 3 = 568.20 \text{ kN}$

屋面以上总计

2181.06 kN

B. 三层墙、柱、窗（门窗含在外围护墙计算中）

外围护墙 $2 \times (25.44 - 0.47) \times (3.6 - 0.6) \times 4 - (3 \times 11 + 2.4 + 1.5) \times 2.1 \times (4 - 0.45) + 2$

$\times (12.54-0.43) \times (3.6-0.6) 4 - (2 \times 1.5) \times 2.1 \times (4-0.45) = 268.27 + 249.99 = 518.26$
内隔墙 $[(6.72-0.4)3 + (5.82-0.4)4] \times (3.6-0.6) 4 = 487.2\text{kN}$
KZ 及粉刷 $0.4 \times 0.4 \times (3.6-0.6) 21 \times 25 = 252\text{kN}$

三层墙柱门窗重量总计	1257.46 kN
------------	------------

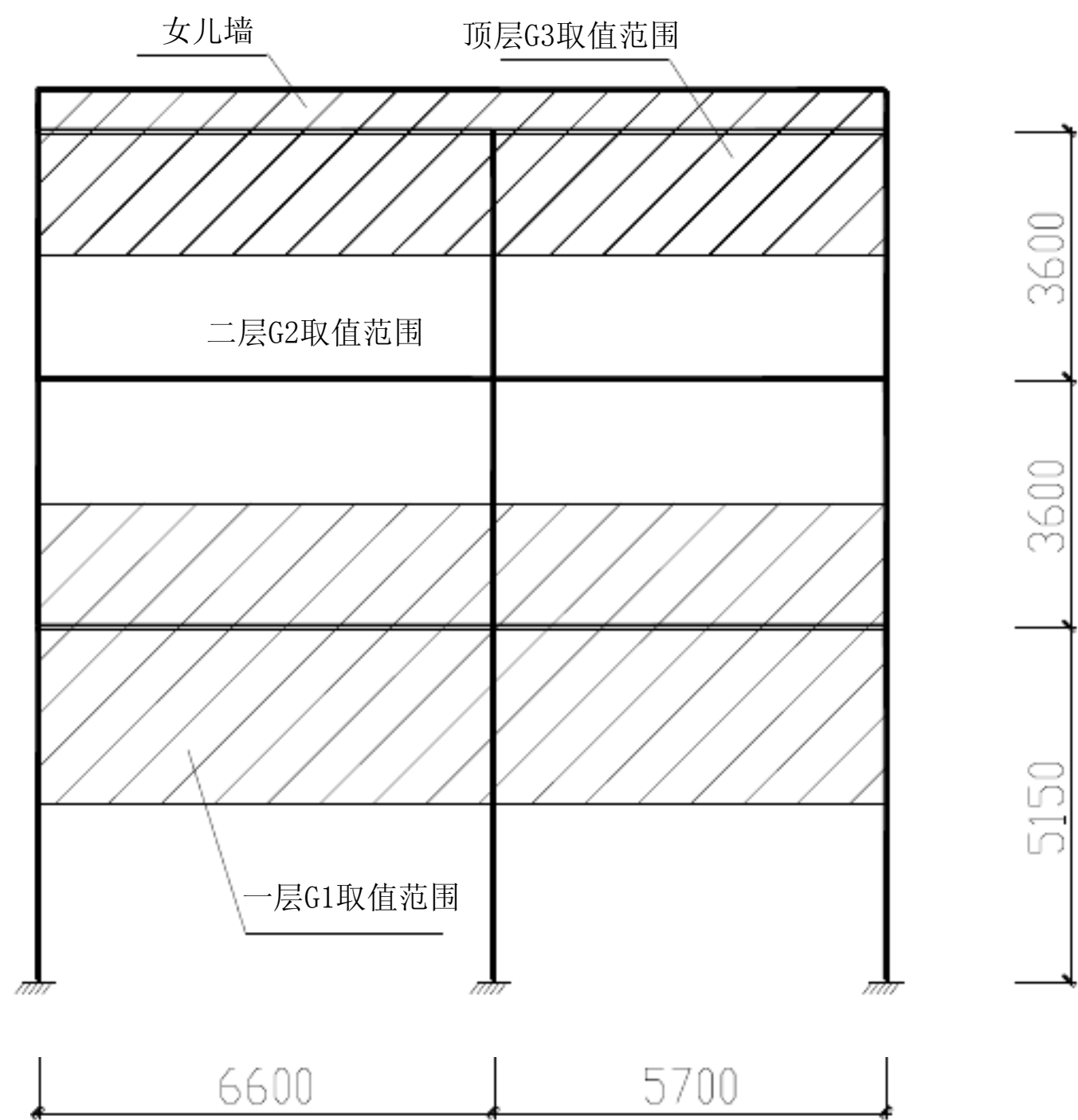


图 2-5 各层重力荷载代表值计算范围

C. 三层楼面部分

XB	$11.24 \times 25.44 \times 3.75 = 1072.30\text{kN}$
KL	568.20kN

三层楼面合计	1640.5 kN
--------	-----------

D. 二层墙、柱、窗(门窗含在外围护墙计算中)

外围护墙	518.26kN
内隔墙 $[(6.72-0.4)4 + (5.82-0.4)5] \times (3.6-0.6) 4 = 628.56\text{kN}$	
KZ 及粉刷	252kN

二层墙柱门窗重量总计	1398.82 kN
------------	------------

E. 二层楼面部分 (同三层)	1640.5 kN
-----------------	-----------

F.一层墙、柱、窗（门窗含在外围护墙计算中）

外围护墙

$$2 \times (25.44 - 0.47) \times (4.2 - 0.6) - (3 \times 11 + 2.4 + 1.5) \times 2.1 \times (4 - 0.45) + 2 \times (12.54 - 0.43) \times (4.2 - 0.6) - (2 \times 1.5) \times 2.1 \times (4 - 0.45) = 682.1 \text{ kN}$$

内隔墙

$$(5.82 - 0.4) \times 2 \times (4.2 - 0.6) = 156.1 \text{ kN}$$

KZ 及粉刷

$$0.4 \times 0.4 \times (4.2 - 0.6) \times 21 \times 25 = 302.4 \text{ kN}$$

一层墙柱门窗重量总计

1140.66 kN

G.三层楼面活载

$$12.6 \times 12.3 \times 3 + 8.4 \times 12.3 \times 2 + 8.4 \times 5.7 \times 2.5 = 791.28 \text{ kN}$$

H. 三层楼面活载

$$4.2 \times 4 \times 12.3 \times 2 + 8.4 \times 12.3 \times 2 - 8.4 \times 5.7 \times (2.5 - 2) = 595.98 \text{ kN}$$

综上，可算得各层重力荷载代表值分别为：

$$G_3 = 2181.06 + 1257.46 \times 0.5 = 2809.79 \text{ kN}$$

$$G_2 = 1640.5 + (1257.46 + 1398.82) \times 0.5 + 791 \times 0.5 = 3364.14 \text{ kN}$$

$$G_1 = 1640.5 + (1140.66 + 1398.82) \times 0.5 + 595.98 \times 0.5 = 3208.23 \text{ kN}$$

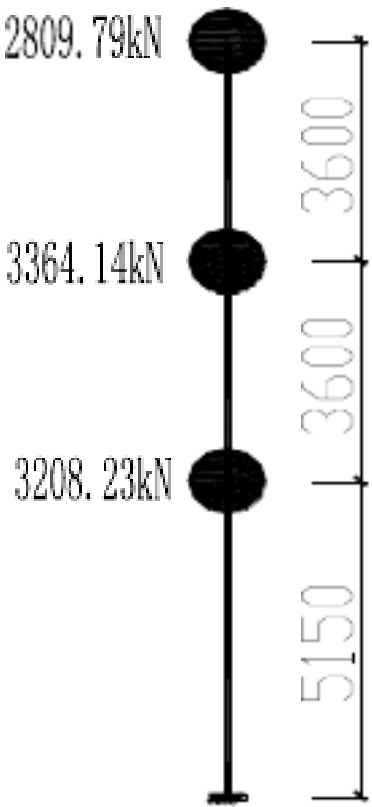


图 2-6 层间模型

2、水平地震作用下的层间位移验算

A. 自振周期计算

对于质量和刚度沿高度分布比较均匀的框架结构，其基本自振周期 T_1 (s) 可近按下式计算：

$$T_1 = 1.7 T \sqrt{u_T}$$

式中： u_T ——计算结构基本自振周期用的结构顶点假想位移；

ψ_T ——结构基本自振周期考虑非承重砖墙影响的折减系数，框架结构取 0.6~0.7 本设计取 0.7

对于框架结构， u_T 可按下列公式计算：

$$V_{Gi} = \sum_{k=i}^n G_k, \quad (u_i) = V_{Gi} / \sum_{j=1}^s D_{ij}, \quad u_T = \sum_{k=1}^n (u_k)$$

计算过程如表 2-4 所示：

表 2-4 结构顶点的假想位移计算

层次	G_i (kN)	V_{Gi} (kN)	D_i (N/mm)	u_i (mm)	u_i (mm)
3	2809.79	2809.79	190335	0.0148	0.1548
2	3364.14	6173.93	190335	0.0324	0.1400
1	3208.23	9382.16	87197	0.1076	0.1076

可知 $u_T=0.1528m$ 。

故 $T_1=1.7 \times 0.7 \times \sqrt{0.1528}=0.465s$
B. 多遇水平地震作用

本设计，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

$$F_{Ek} = G_{1eq}$$

式中：

——相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数值。本设计为 7 度设防，设计地震分组为第一组，场地类别为IV类，则特征周期 $T_g=0.65s$ ， $\alpha_{max}=0.08$ 。由于结构横向自振周期 $T_1=0.465s$ ，则有 $0.1 < T_1 < T_g$ ，此时

$$\alpha_1 = 0.08$$

G_{eq} ——结构等效总重力荷载， $G_{eq}=0.85 \times G_{1eq}$ ，其中 G_i 为集中于质点 i 的重力荷载代表值，则 $G_{eq}=0.85 \times 9382.16=7974.84kN$ 。

故有

$$F_{Ek} = G_{1eq} \times 0.08 = 0.08 \times 7974.84 = 637.99kN$$

因为 $T_1=0.465s < T_g=0.65s$ 所以不用考虑顶部附加水平地震作用， $\eta_n=0$ 。

表 2-5 各质点横向水平地震作用及楼层地震剪力计算表

层次	$H_i(m)$	$G_i(kN)$	$G_i H_i(kN \cdot m)$	$\frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j}$	$F_i(kN)$	$V_i(kN)$
3	12.35	2809.79	34700.91	0.430	274.34	274.34
2	8.75	3364.14	29436.23	0.365	232.87	507.21
1	5.15	3208.23	16522.38	0.205	130.78	637.99

各质点水平地震作用计算公式为

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} \quad (1 - \eta_n)$$

将 η_n 和 F_{Ek} 的值代入，得

$$F_i = 637.99 \times (1 - 0) \times \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} = 637.99 \times \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j}$$

各楼层地震剪力计算公式为

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

具体计算过程见表 2-5 所示。

C. 水平地震作用下的位移验算

水平地震作用下框架结构的层间位移 $(u)_i$ 和顶点位移 u_n 的计算公式分别为

$$(u)_i = \frac{V_i}{D_{ij}}, u_n = (u)_k$$

计算过程见表 2-10。表中还计算了各层的层间弹性位移角 u_i/h_i 。

表 2-6 横向水平地震作用下的位移验算

层次	V_i (kN)	D_i (N/mm)	u_i (mm)	u_i (mm)	h_i (mm)	$\frac{u_i}{h_i}$
3	274.34	190335	1.441	11.422	3600	1/2498
2	507.21	190335	2.665	9.981	3600	1/1351
1	637.99	87197	7.316	7.316	5150	1/704

由表 2-6 可知，最大层间弹性位移角发生在第 1 层，其值为 $1/704 < 1/550$ ，满足式 $u_e \leq [u/h] h$ 的要求，其中 $[u/h] = 1/550$ 由“弹性层间位移角限值”表中查得。

3、水平地震作用下框架内力计算

水平地震作用下框架结构的层间位移 u_i 和顶点位移 u_n 分别按下式计算

$$V_{ij} = \frac{D_{ij}}{D_{ij} + D_{ij} + \dots + D_{ij}} V_i$$
$$M_{ij} = V_{ij} y h, M_{uj} = V_{ij} (1 - y) h$$
$$y = y_n, y_1, y_2, y_3$$

式中： D_{ij} ——i 层 j 柱的侧移刚度，取自表 2-3；
 h ——该层柱的计算高度；
 y ——框架柱的反弯点高度比；
 y_n ——框架柱的标准反弯点高度比，当为风荷载时查“均布水平荷载下各层柱标准反弯点高度比”表，当为水平地震作用时由“倒三角形分布水平荷载下各层柱标准反弯点高度比”表；
 y_1 ——上、下层梁线刚度变化时反弯点高度比的修正值，由表“上、下梁相对刚度变化的修正值 y_1 ”确定；
 y_2 、 y_3 ——上、下层层高变化时反弯点高度比的修正值，由表“上、下层高不同的修正值 y_2 、 y_3 ”查得；
本设计底层柱需考虑修正值 y_2 ，二层需要考虑修正值 y_3 ，其余柱无须修正。具体计算过程及结果见表 2-7。

表 2-7 各层柱端弯矩及剪力计算

层次		3	2	1
$h_i(\text{m})$		3.6	3.6	5.15
$V_i(\text{kN})$		274.34	507.21	637.99
$D_{ij}(\text{N/mm})$		190335	190335	87197
A-2	D_{i1}	8046	8046	3926
	V_{i1}	11.60	21.44	28.73
	K	1.953	1.953	2.714
	y	0.45	0.50	0.55
	M_{i1}^b	17.12	34.73	81.38
	M_{i1}^u	24.64	42.45	66.58
B-2	D_{i2}	11483	11483	4675
	V_{i2}	16.55	30.60	34.21
	K	4.218	4.218	5.859
	y	0.46	0.56	0.55
	M_{i2}^b	28.60	63.89	96.90
	M_{i2}^u	30.98	46.27	79.28
C-2	D_{i3}	8716	8716	4096
	V_{i3}	12.56	23.23	29.97
	K	2.265	2.265	3.146
	y	0.45	0.50	0.55
	M_{i3}^b	20.35	41.81	84.89
	M_{i3}^u	24.87	41.81	69.46

说明：表中 M 量纲为 $\text{kN}\cdot\text{m}$ ，V 量纲为 kN。

表 2-8 梁端弯矩、剪力及柱轴力计算

层次		3	2	1
AB 跨	i_b	34733	34733	34733
	M_b^l	24.64	59.57	101.31
	M_b^r	14.34	34.66	66.29
	l	6.6	6.6	6.6
	V_b	5.91	14.28	25.39
BC 跨	i_b	40263	40263	40263
	M_b^l	16.64	40.21	76.88
	M_b^r	24.87	62.16	111.27
	l	5.7	5.7	5.7
	V_b	7.28	17.96	33.01
柱轴力	A-2	-5.91	-20.19	-45.58
	B-2	-1.37	-3.68	-7.62
	C-2	7.28	25.24	58.25

梁端弯矩、剪力及柱轴力分别按下列公式计算

$$M_{b1} = \frac{i_l}{i_l + i_r} (M_{b1,j} + M_{u,j}), \quad M_{br} = \frac{i_r}{i_l + i_r} (M_{b1,j} + M_{u,j})$$

$$V_b = \frac{M_{b1} - M_{b2}}{l}$$

$$N_{ik} = \sum_{k=i}^n (V_{bk} - V_{bk+1})$$

式中： i_l 、 i_r ——节点左、右梁的线刚度，取自表 2-1；

M_{b1} 、 M_{br} ——节点左、右梁的弯矩；

N_i ——柱在第 i 层的轴力，以受压为正。

具体计算过程及结果见表 2-8：

4.水平地震作用下②轴框架的弯矩图、剪力图及轴力图，如图 2-7、2-8、2-9 所示。

1) M 图

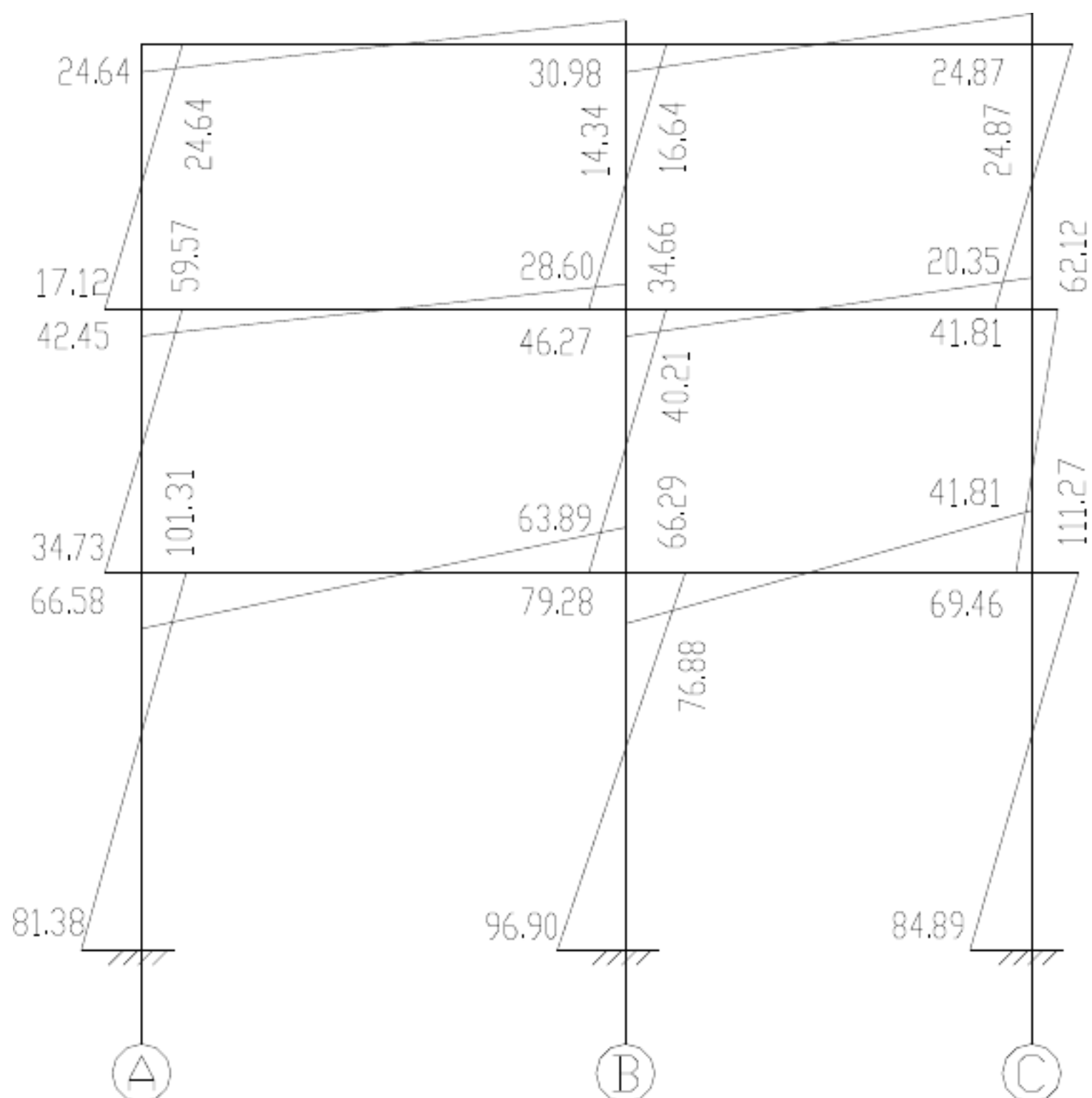


图 2-7 左震作用下②轴框架弯矩图（单位 kN*m）

2) V 图

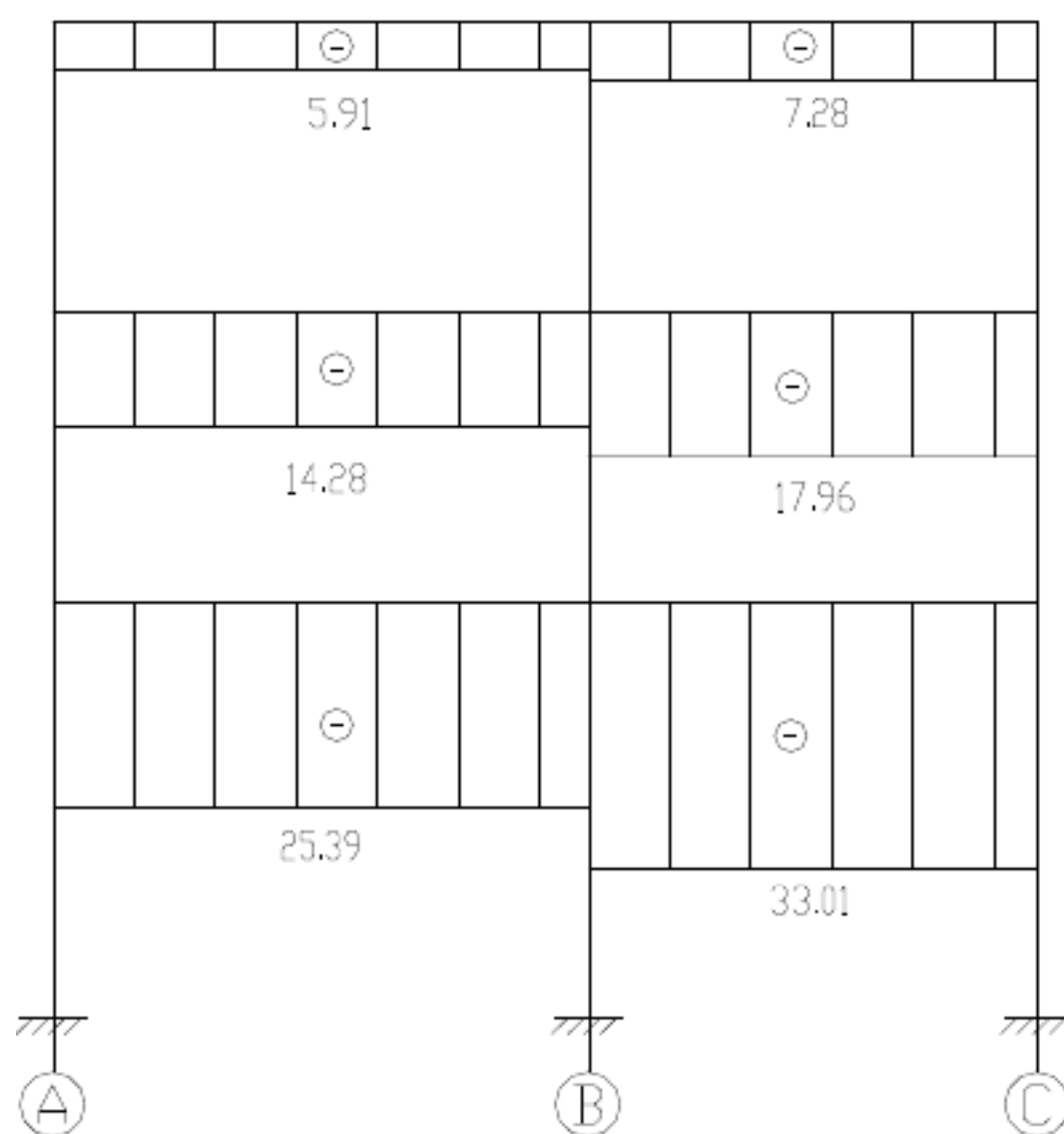


图 2-8 左震作用下②轴框架梁剪力图（单位 kN）

3) N 图

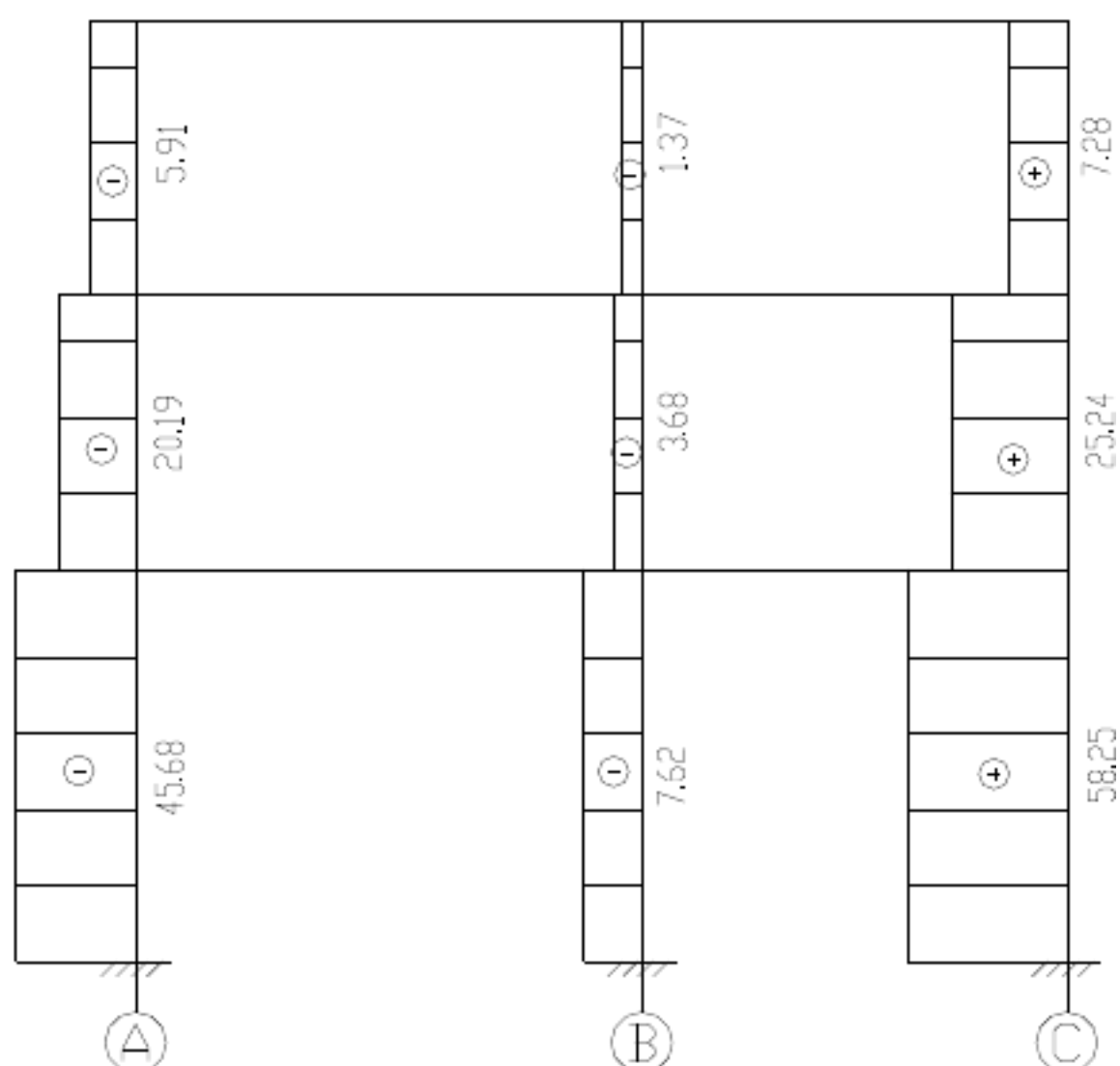


图 2-9 左震作用下②轴框架柱轴力图（单位 kN）

2.4.2 风载作用（左风）下的内力计算

1、风荷载标准值

风荷载标准值按下式计算：

$$W_k = \mu_s \mu_z W_0$$

式中： W_0 ——基本风压，由设计资料得其值为 0.5kN/m^2 。
 μ_s ——风荷载体型系数，由《荷载规范》查得迎风面取值为 0.8 背风面取值为 -0.5
 μ_z ——风压高度变化系数，按“风压高度变化系数”表查其值，取 0.74 。
 μ_z ——高度为 z 处的风振系数，本工程结构总高度为 $12.0\text{m} < 30\text{m}$ ，风振系数取为 1.0

对于②轴线横向框架，其负载宽度为 4.2m ，可得沿房屋高度的分布风荷载标准值为：

$$q(z) = 4.2 \times W_k = 4.2 \times 0.55 \times 1.0 \times 0.74 \times 1.3 = 2.222\text{kN/m}$$

由此可得风荷载标准值如表 2-9所示：

表 2-9 ②轴框架风荷载标准值

层次	μ_z	μ_z	μ_s	层高(m)	$q(z) (\text{kN/m})$	$P (\text{kN})$
3	0.74	1.0	1.3	3.6	2.222	7.999
2	0.74	1.0	1.3	3.6	2.222	7.999
1	0.74	1.0	1.3	5.15	2.222	11.443

2、风荷载（左风）计算简图

如图 2-10所示。

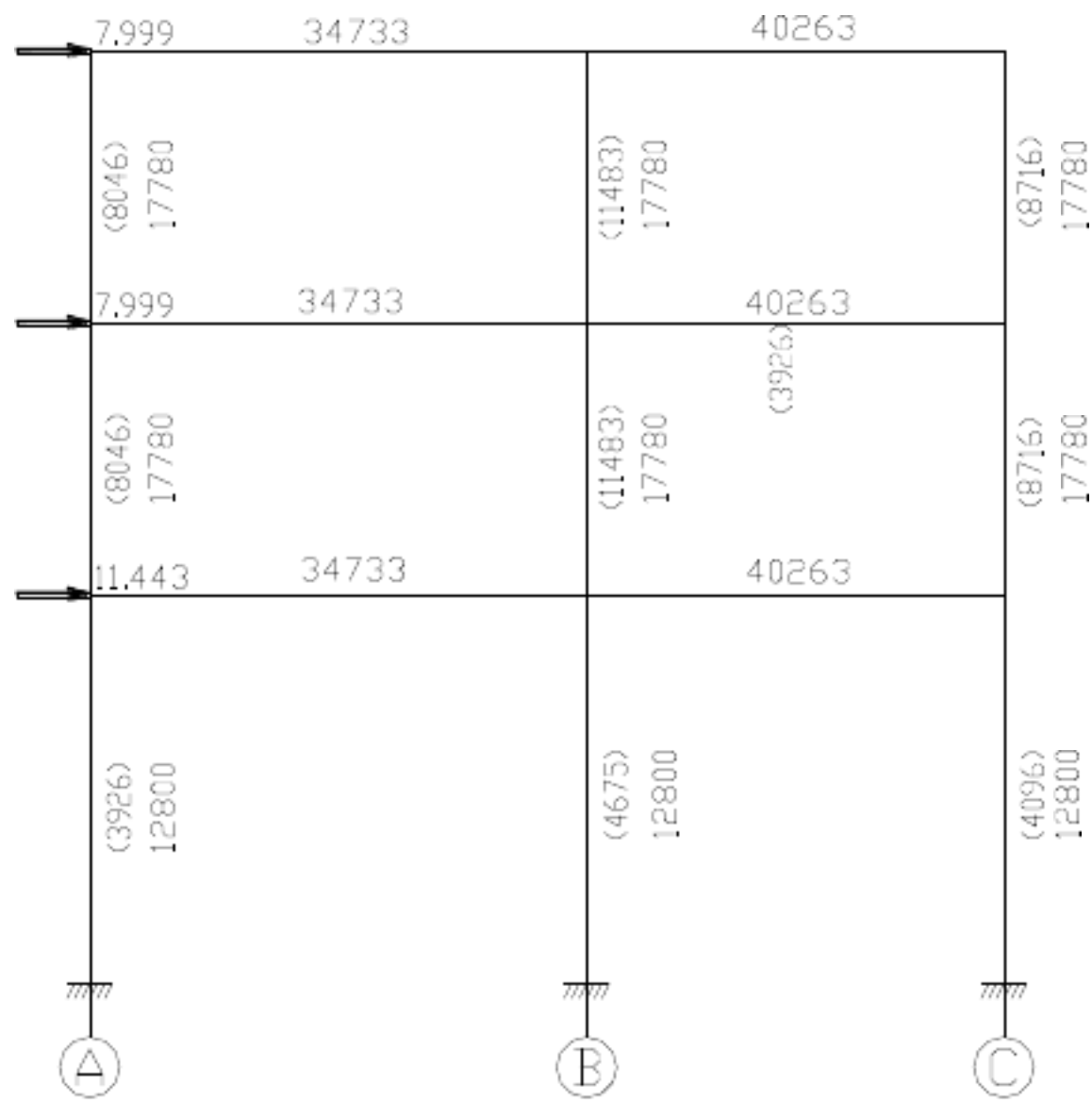


图 2-10 左风载作用下②轴框架计算简图（单位 kN）

3、D 值法分析②轴框架左风荷载作用下内力

表 2-10 各层柱端弯矩及剪力计算

层次		3	2	1
$h_i(\text{m})$		3.6	3.6	5.15
$P_i(\text{kN})$		7.999	7.999	11.443
$D_{ij}(\text{N/mm})$		28245	28245	12697
A-2	D_{i1}	8046	8046	3926
	V_{i1}	2.278	2.278	3.538
	K	1.953	1.953	2.714
	y	0.45	0.50	0.55
	M_{i1}^u	4.51	4.10	8.20
	M_{i1}^b	3.69	4.10	10.02
B-2	D_{i2}	11483	11483	4675
	V_{i2}	3.252	3.252	3.664
	K	4.218	4.218	5.859
	y	0.46	0.56	0.55
	M_{i2}^u	6.32	5.15	8.49
	M_{i2}^b	5.39	6.56	10.38
C-2	D_{i3}	8716	8716	4096
	V_{i3}	2.468	2.468	3.691
	K	2.265	2.265	3.146
	y	0.45	0.50	0.55
	M_{i3}^u	4.89	4.44	8.55
	M_{i3}^b	4.00	4.44	10.45

说明：表中 M 量纲为 $\text{kN}\cdot\text{m}$ ，V 量纲为 kN。

表 2-11 梁端弯矩、剪力及柱轴力计算

层次		3	2	1
AB 跨	i_b	34733	34733	34733
	M_b^l	4.51	7.79	12.30
	M_b^r	2.93	4.88	6.97
	l	6.6	6.6	6.6
	V_b	1.13	1.92	2.92
BC 跨	i_b	40263	40263	40263
	M_b^l	3.39	5.66	8.08
	M_b^r	4.89	8.44	12.99
	l	5.7	5.7	5.7
	V_b	1.45	2.47	3.70
柱轴力	A-2	-1.13	-3.05	-5.97
	B-2	-0.32	-0.87	-1.65
	C-2	1.45	3.92	7.62

将②轴框架的各柱梁的线刚度和柱的抗侧刚度值标于图 2-10(括号中数值为

柱的抗侧刚度)。

具体计算原理及过程同左震作用，列表如表 2-10、 2-11所示。

4.左风荷载作用下②轴框架的弯矩图、梁剪力图及柱轴力图，如图 2-11、2-12 所示。

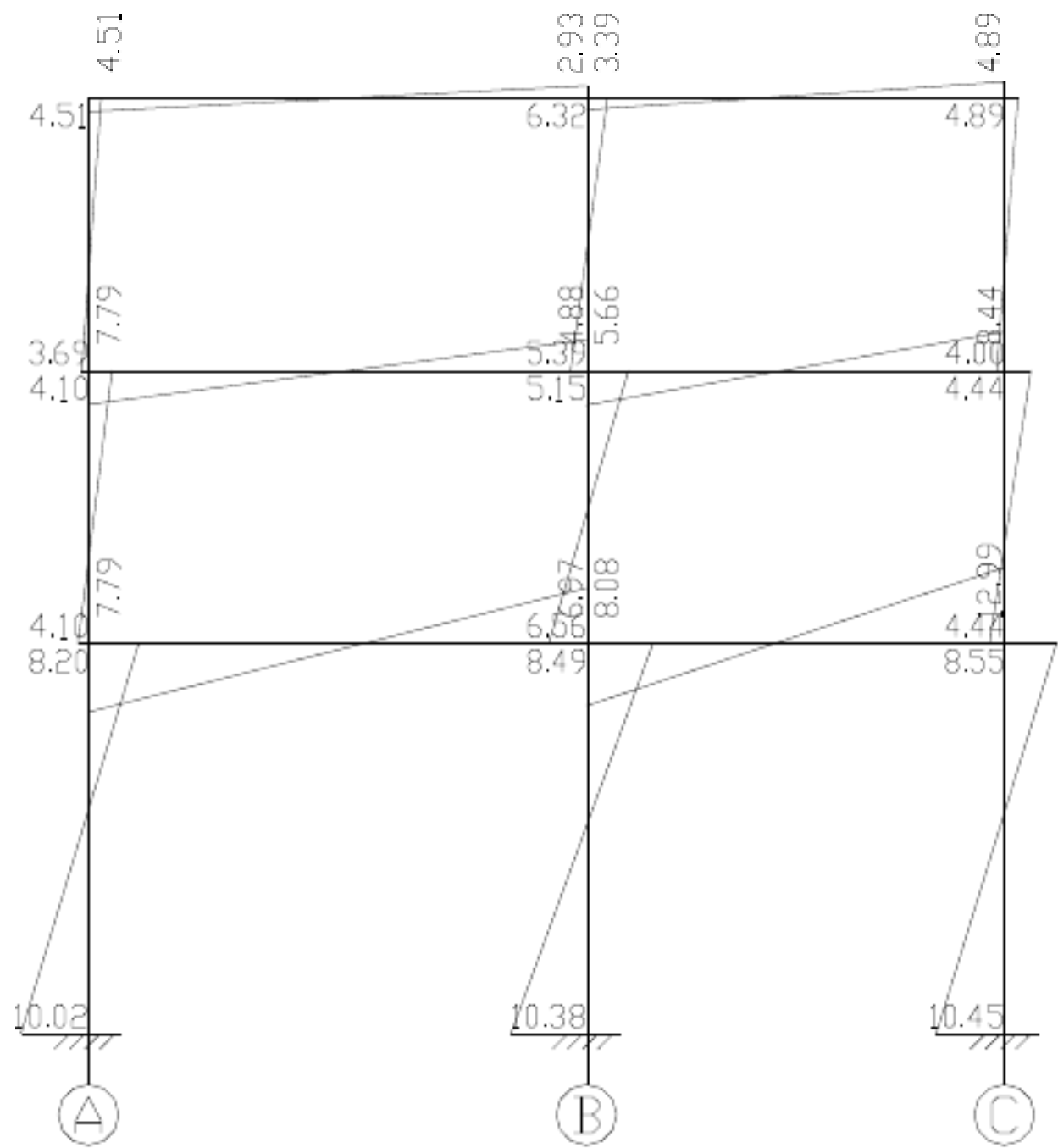


图 2-11 左风作用下②轴框架弯矩图（单位 kN*m ）

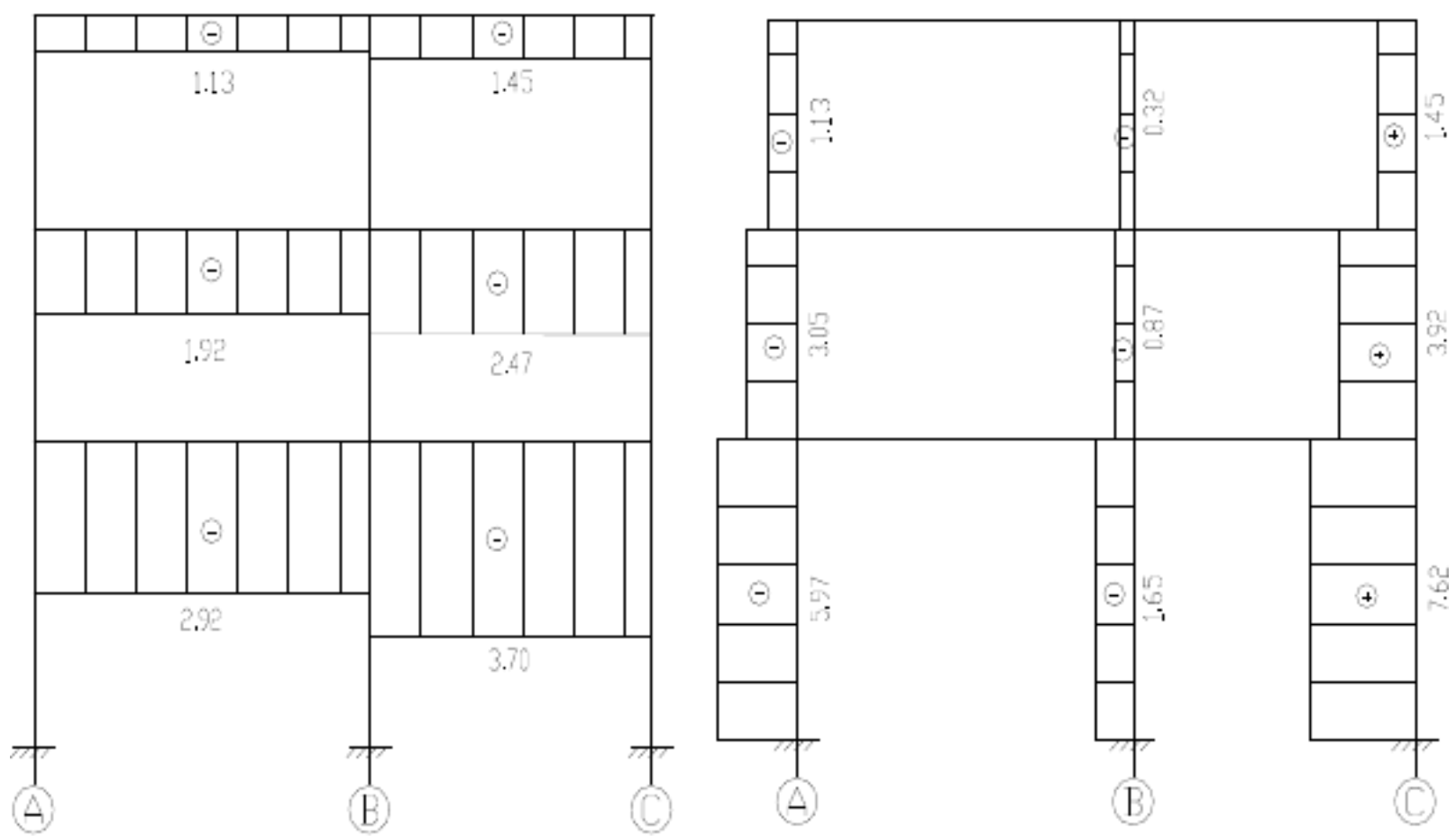


图 2-12 左风作用下②轴框架梁剪力和柱轴力图（单位 kN ）

2.4.3 水平地震作用（右震）下的内力计算

重力荷载代表值及水平地震作用下的层间位移验算见左震计算，其右震作用下框架内力计算与左震内力计算相同，此处不再罗列右震作用下②轴框架的弯矩图、剪力图及轴力图，如图 2-13、2-14、2-15 所示。

1) M 图

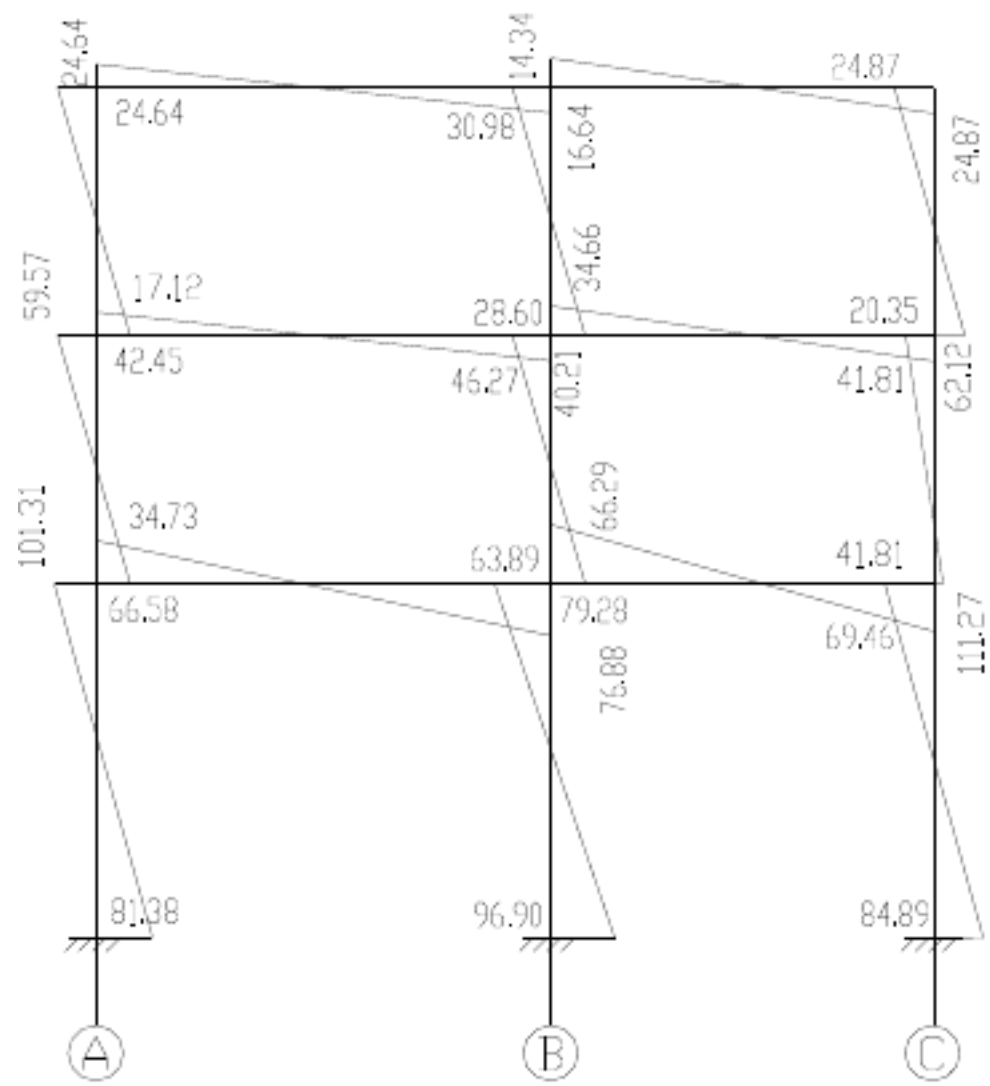


图 2-13 右震作用下②轴框架弯矩图（单位 kN*m ）

2) V 图

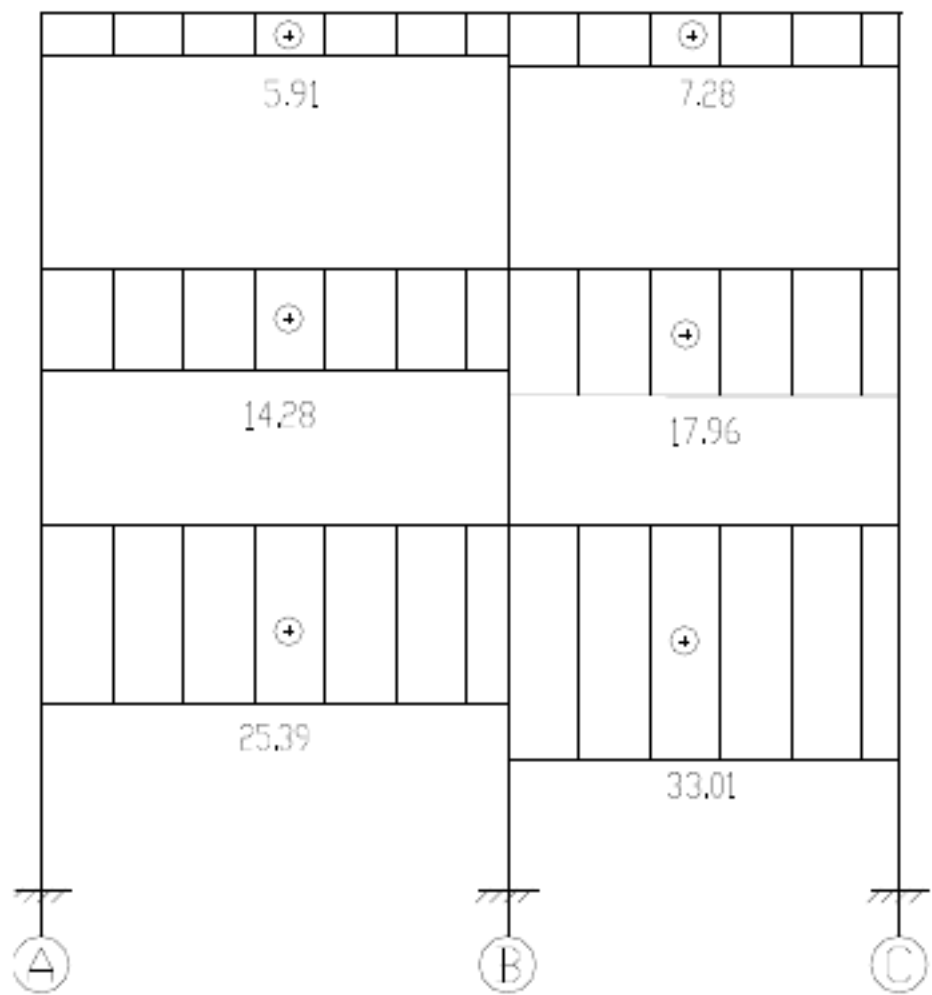


图 2-14 右震作用下②轴框架梁剪力图（单位 kN ）

3) N 图

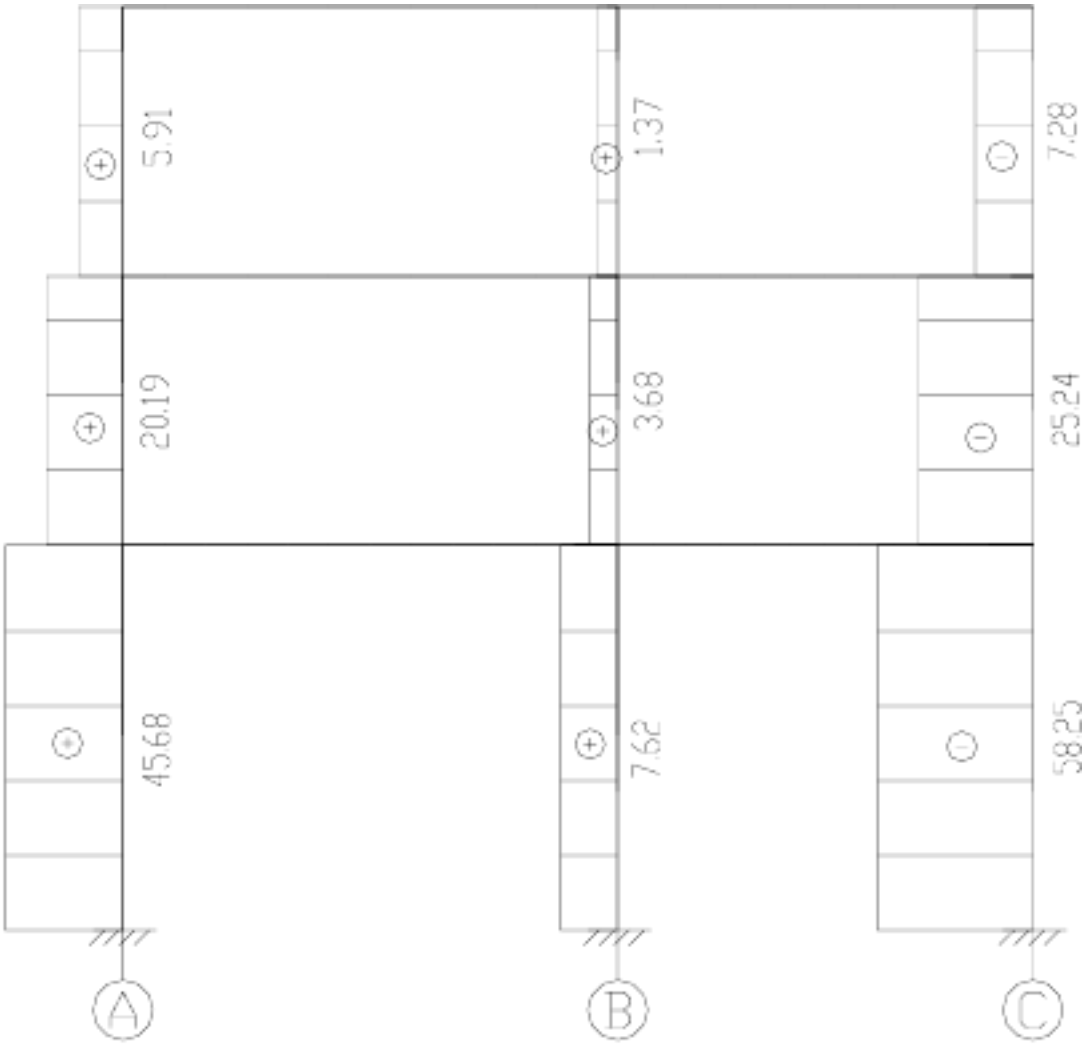


图 2-15 右震作用下②轴框架柱轴力图（单位 kN）

2.4.4 风载作用（右风）下的内力计算

风荷载标准值的计算过程见左风作用计算,右风作用下的计算简图如图 2-16 所示。

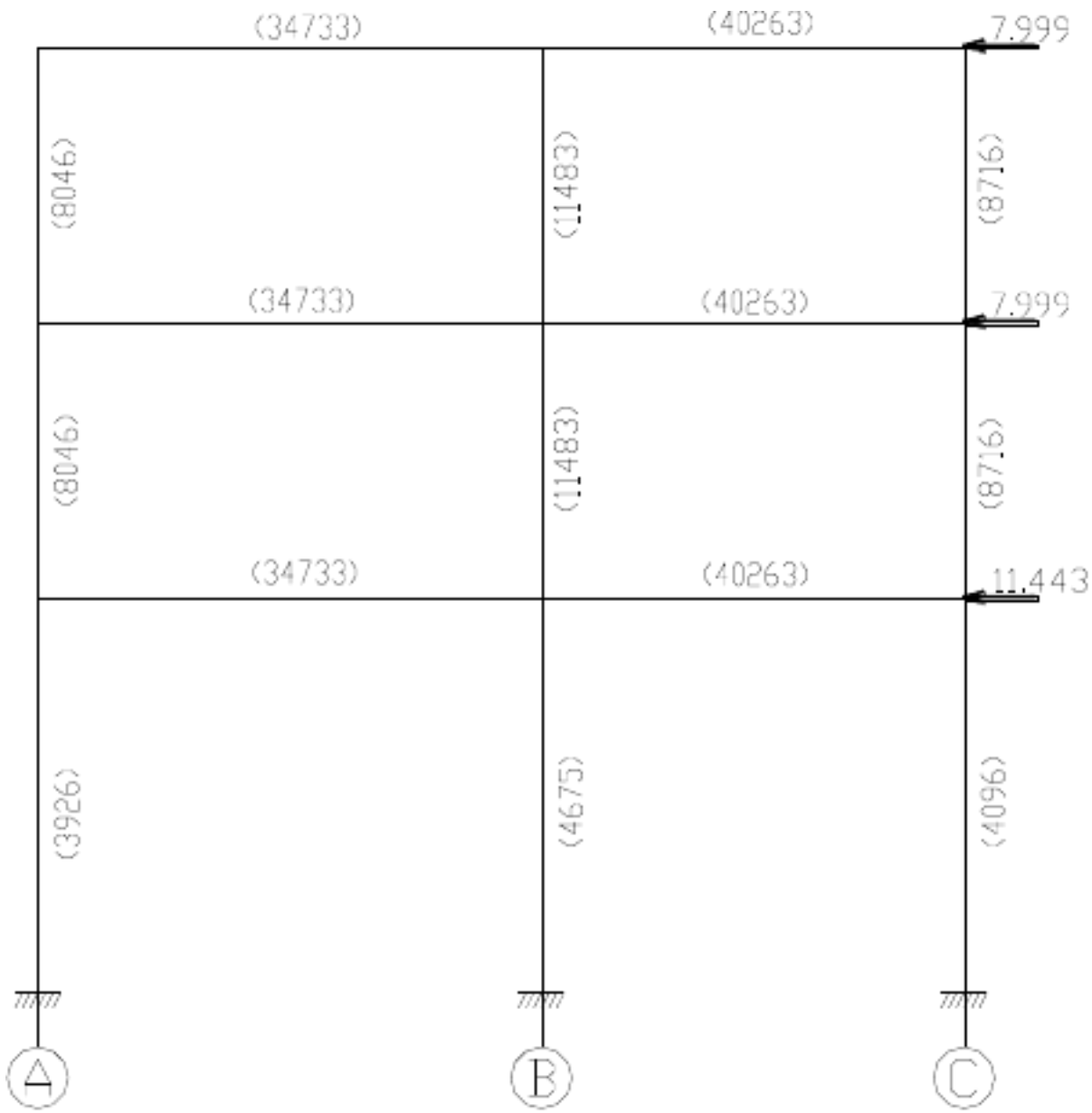


图 2-16 右风载作用下②轴框架计算简图（单位 kN）

同样用 D 值法分析②轴框架右风荷载作用下内力，计算结果同左风作用，此处不再罗列。右风荷载作用下②轴框架的弯矩图、梁剪力图及柱轴力图，如图 2-17、2-18所示。

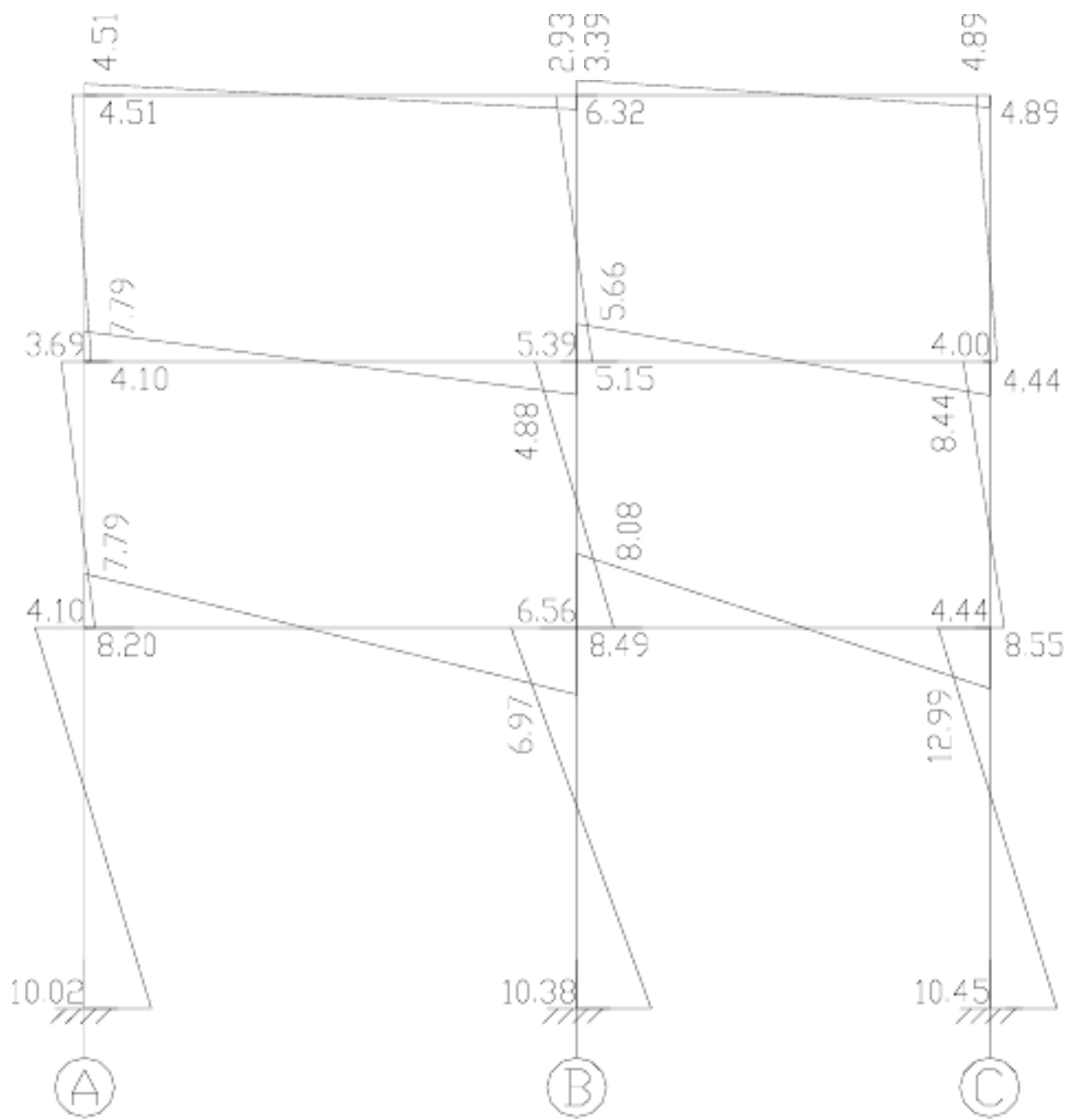


图 2-17 右风作用下②轴框架弯矩图（单位 kN*m ）

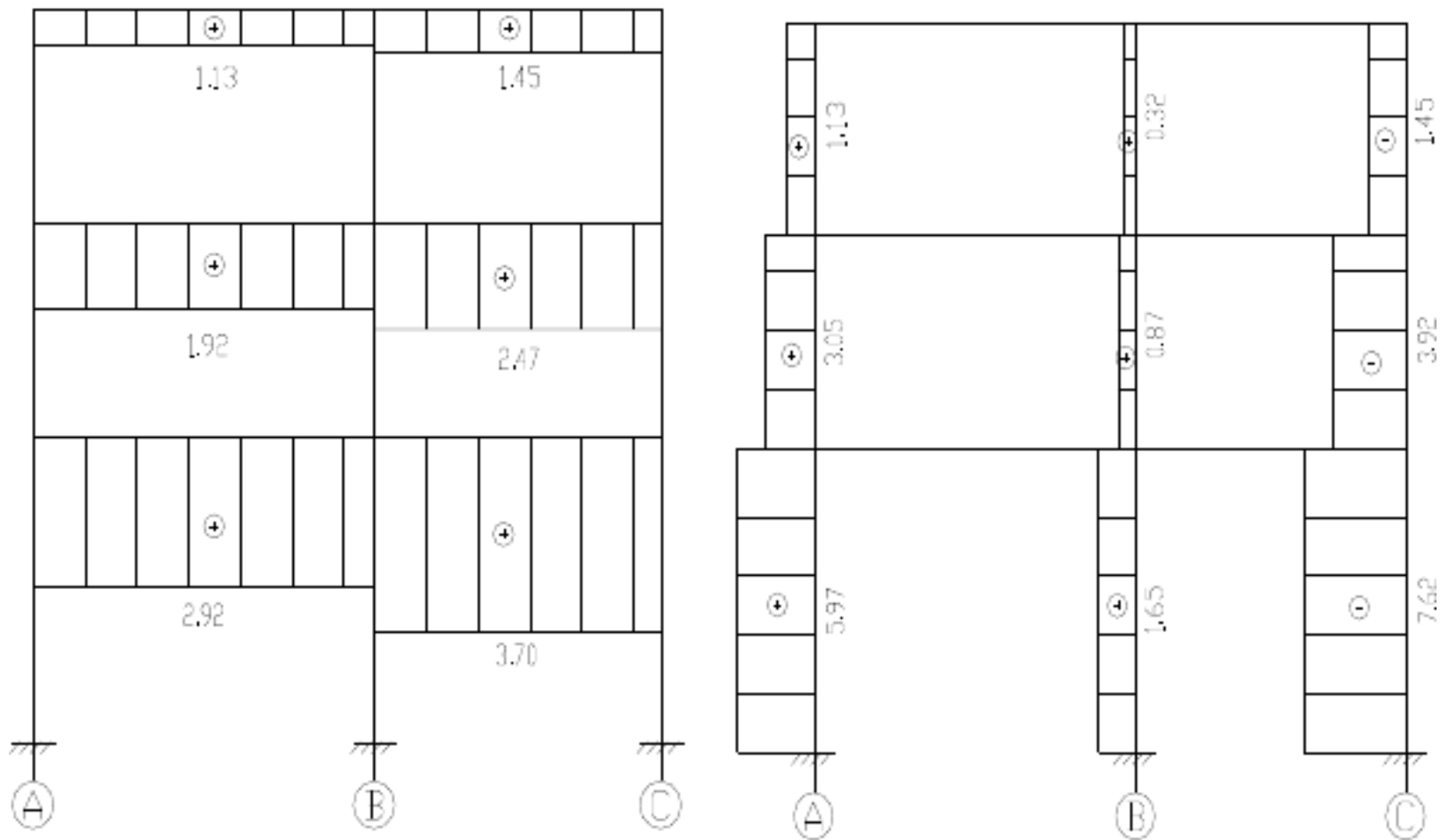


图 2-18 右风作用下②轴框架梁剪力和柱轴力图（单位 kN ）

三层	上	下	右
分配系数		0.315	0.685
固端弯矩		0.00	-78.44
一次分配		24.71	53.73
传递		5.19	-4.36
二次分配		-0.26	-0.57
弯矩总和		29.64	-29.64
二层	上	下	右
分配系数	0.240	0.240	0.520
固端弯矩	0.00	0.00	-64.90
一次分配	15.58	15.58	33.75
传递	8.24	5.45	-3.06
二次分配	-2.55	-2.55	-5.53
弯矩总和	21.27	18.48	-39.75
一层	上	下	右
分配系数	0.252	0.201	0.547
固端弯矩	0.00	0.00	-64.90
一次分配	16.35	13.04	35.50
传递	5.19	0.00	-3.15
二次分配	-0.51	-0.41	-1.12
弯矩总和	21.03	12.63	-33.66

表 2-12 (b) ②轴框架 B 柱弯矩计算

三层	上	下	左	右
分配系数		0.176	0.382	0.442
固端弯矩		0.00	78.44	-55.61
一次分配		-4.02	-8.72	-10.09
传递		-0.93	26.87	-19.91
二次分配		-1.06	-2.30	-2.67
弯矩总和		-6.01	94.29	-88.28
二层	上	下	左	右
分配系数	0.149	0.149	0.325	0.377
固端弯矩	0.00	0.00	64.90	-46.11
一次分配	-2.80	-2.80	-6.11	-7.08
传递	-1.34	-0.96	16.88	-12.87
二次分配	-0.25	-0.25	-0.56	-0.64
弯矩总和	-4.39	-4.01	75.10	-66.70
一层	上	下	左	右
分配系数	0.154	0.123	0.335	0.388
固端弯矩	0.00	0.00	64.90	-46.11
一次分配	-2.89	-2.31	-6.29	-7.29
传递	-0.93	0.00	17.76	-13.44
二次分配	-0.52	-0.42	-1.14	-1.32
弯矩总和	-4.34	-2.73	75.23	-68.16

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。如要下载或阅读全文，请访问：<https://d.book118.com/015144122344012002>