

大连理工大学本科毕业设计(论文)

大连市清水源 5#住宅楼设计

Qing Shui Yuan house design in Dalian



毕业设计说明书1
Microsoft Word 文档
2,197 KB



建筑施工图【6张】
AutoCAD 图形
865 KB



结构施工图【6张】
AutoCAD 图形
303 KB

全套图纸，加 153893706

学院(系): 土木水利学院

专业: 土木工程

学生姓名: _____

学号: _____

指导教师: _____

评阅教师: _____

完成日期: _____

大连理工大学

Dalian University of Technology

摘要

本设计题为“大连市清水园住宅楼”。设计共五层，三个单元，一梯两户，A 户三室两厅二卫 118.04m^2 ，B 户两室两厅一卫 94.88m^2 ，C 户三室两厅一卫 110.54m^2 ，总建筑面积约为 3414.15m^2 。各层建筑层高为 3.0m ，总建筑标高为 16.2m 。结构形式采用现浇钢筋混凝土全框架结构，体型简洁，有利于抗震。抗震设防烈度为 7 度，场地土类别为 II 类，耐火等级为二级。

设计内容包括建筑设计，结构设计，施工图绘制以及外文参考文献翻译等四个主要部分。结构计算部分选取一榀框架进行手算，包括荷载、内力和配筋计算。对整个结构则采用 **pkpm** 软件进行配筋计算。设计全部按国家标准，符合经济、实用、美观、安全的原则。

在 XXX 老师的指导下，我顺利地完成了本次毕业设计。本设计从资料准备到设计计算的整个过程中，我参阅了不少设计参考资料及建筑规范，并且和同学一起研究讨论，解决了在设计中遇到的很多问题。通过本次毕业设计，我提高了自学能力，对土木工程专业的知识内在联系有了进一步的了解，并为今后的学习和工作奠定了一定的基础。这是一次难得的学习机会。

关键词：建筑；框架结构；设计简介

Abstract

This design is named “Qing Shui Yuan house design in Dalian”. It’s consist of three cells and five floors with two doors on one stair,of which A is consist of three rooms,two halls and two bathrooms, 118.04 square meters, B is consist of two rooms,two halls and one bathrooms, 94.88 square meters ,and C is consist of three rooms,two halls and one bathroom, 110.54 square meters,. The total construction area is about 3414.15 square meters. Each storey is 3.0m high in construction, and the total building height is 16.2 m. The structure form is totally irrigating reinforce concrete skeleton framing , concision , which benefit to the anti - earthquake. The aseismatic intensity is 7 degree, the soil belongs to the II kind , the fire-resistant grade is second grade.

The design content includes four main parts: construction design, structure design, shop drawing and foreign article translation. The part of structure calculation involved load , internal force and reinforcing steel bar calculation, which was completed by choosing one single frame .The total structure was calculated with the use of PKPM. The whole design is based on national standard and embodies the principle of economy, practical, beautiful and safe.

With the guide of my teacher Jizhong Wang, I finish the design successfully. The whole process of this design from date preparation till account, I read many reference books and construction criterion and also study ,descuss and solve many problems with my classmates during the design. Thanks to this design, I acquaint deeper with the internal relations knowledge of my specialty, increase my ability of self-study, establish a good basement for my future study and work. It’s a scarce learning opportunity.

Key word: construction; skeleton framing; brief instruction of design

目 录

摘要.....	I
Abstract.....	II
1 建筑设计说明书.....	2
1.1 设计依据.....	2
1.2 设计思路.....	2
1.3 平立面布置.....	2
1.3.1 总平面布局.....	4
1.3.2 立面设计.....	4
1.4 楼梯间设计.....	4
1.5 地面、屋面、顶棚及墙面做法.....	5
1.5.1 地面、屋面.....	5
1.5.2 顶棚.....	8
1.5.3 墙面.....	8
1.6 其它节点细部构造做法.....	9
1.6.1 排水构造.....	9
1.6.2 窗台及门窗过梁.....	10
1.7 保温及防潮、防水.....	10
1.8 其它.....	11
2 结构设计说明书.....	12
2.1 结构类型及布置.....	12
2.2 材料.....	12
2.3 框架设计.....	12
2.3.1 屋面荷载.....	13
2.3.2 标准层荷载.....	15
2.3.3 底层楼板荷载.....	16
2.3.4 地震作用.....	16
2.3.5 风荷载计算.....	20
2.4 内力计算及内力组合.....	21
2.4.1 竖向荷载作用下的内力计算.....	21
2.4.2 水平荷载作用下内力计算.....	34
2.4.3 恒载、活载及水平荷载作用下的内力图.....	36
2.4.4 内力塑性调幅及内力组合.....	49
2.5 构件设计.....	60
2.5.1 延性框架设计的要点.....	60
2.5.2 框架梁设计.....	61
2.5.3 框架柱设计.....	64
2.6 楼板配筋计算.....	69
2.6.1 荷载设计值荷载计算:.....	69

2.6.2 计算跨度	69
2.6.3 弯矩计算	69
2.6.4 截面设计	70
2.7 楼梯计算	70
2.7.1 梯段板设计	71
2.7.2 平台板设计	71
2.7.3 平台梁设计	72
2.8 基础设计	72
2.8.1 承载力设计值	73
2.8.2 按轴压初步估计基底尺寸	73
2.8.3 基地压力计算	73
2.8.4 基础高度计算	74
2.8.5 配筋计算	75
参考文献	77
致 谢	78

1、总平面布置图

2、相关规范

3、设计条件

(1)本工程总建筑面积 3400m²，三个单元，一梯两户，标准层大套 A 户型面积约为 120m²(三室两厅，二卫一厨)，C 户型面积约为 110m²(三室两厅，一卫一厨)，小套约为 90m²(两室两厅，一卫一厨)。

(2)本工程结构型式采用现浇钢筋混凝土全框架结构，层数 5 层。

(3)抗震设防烈度 7 度，设计基本地震加速度值为 0.10g，设计地震分组为第一组。

(4)本工程地质条件：该场地地层简单，土层承载力设计值为： $f_k = 280KPa$ 。

(5)大连市冻融深度 700mm，地下水位在地表以下 2.5 米处。

(6)大连市基本风压 0.65kN/m²(标准值)，基本雪压 0.4 kN/m²。

(7)场地类别属于 II 类。

(8)耐火等级二级。

(9)地面粗糙度为 B 类。

1.2 设计思路

1、真正的五明设计，光线充沛，通风自如流畅。

2、4.5 米大开间客厅，宽敞明亮，大家风范。

3、客厅直接与阳台相连，采光极佳，视觉通透。

4、卧室宽敞，家具布局随心所欲。

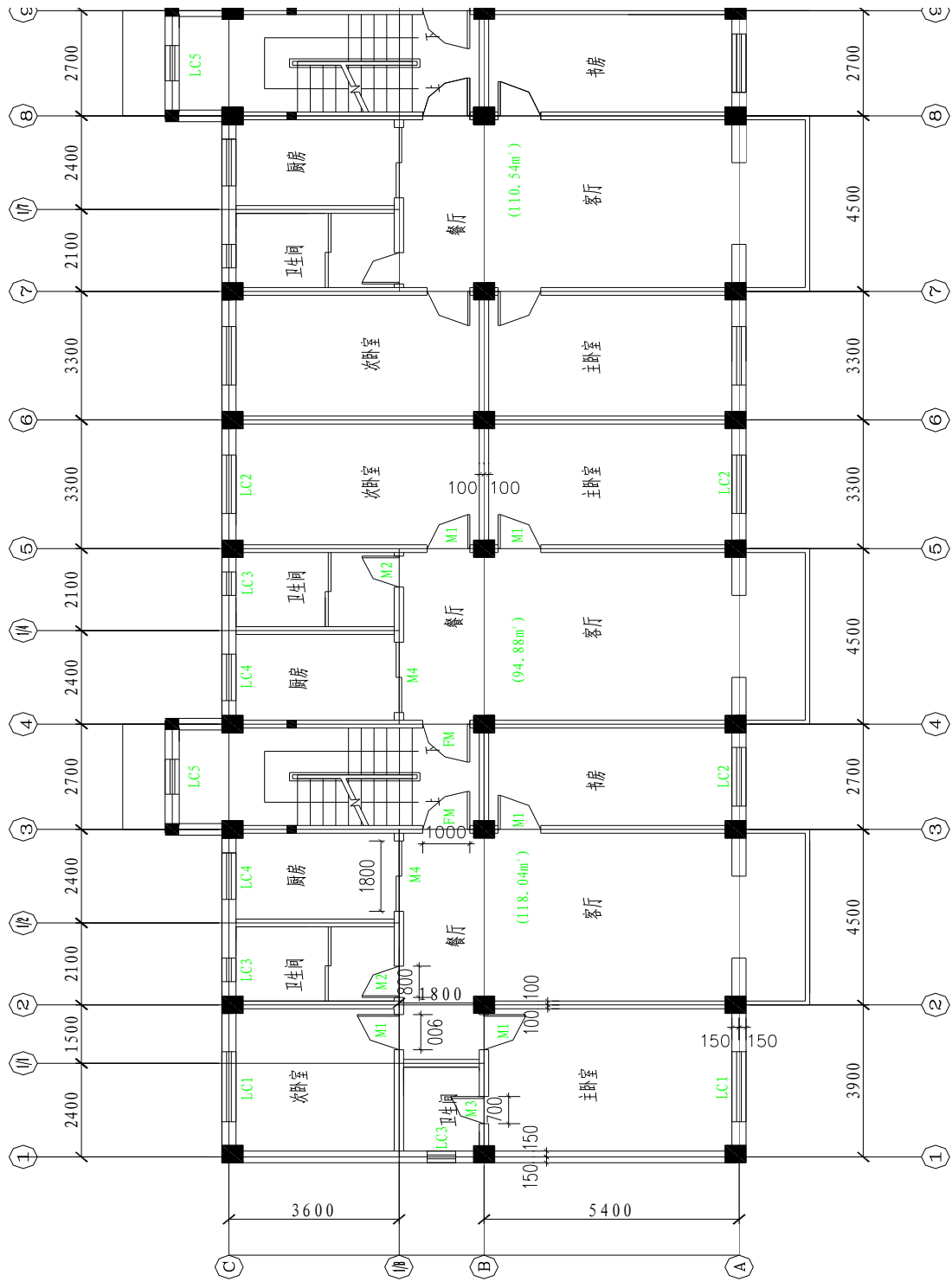
5、A 户型主卧室自带卫生间，更加人性化。

6、全部明卫设计，满足更高的通风采光要求。

1.3 平立面布置

本设计共 5 层，三个单元，一梯两户，A 户 118.04m²，B 户 94.88m²，C 户 110.54m²，总建筑面积 3414.15m²。单元布置图如图 1.1。

各层建筑层高为 5m，总建筑标高为 16.2m。



区总平面具体布置如下：

小区座落于海滨中路，占地面积约 10 万 m^2 ，正门朝向为正南方向，东侧是老虎滩海洋公园，西侧是大型综合购物中心，北侧是繁华的商业地带。其周围交通服务设施较为完善。

小区内部分为 A 座、B 座，A 座包括三幢六层住宅楼和一幢三层会所（健身及娱乐中心），B 座包括四幢十二层住宅楼；另外，小区西北角设有幼儿园和小型运动场（含小型健身器材）供业主使用，东南角为小区花园广场，西南角有中型百货超市，小区正门东侧设保卫室和临时停车位。小区四周设置绿化带、栅栏，在北侧设置噪音隔离带，绿化为二期工程，以人们行走轨迹铺砌步行路，其余部分栽种草皮。

综上，本小区濒临渤海湾，风景优美，空气清新；交通便利，生活服务齐全；小区内部社区服务一流，考虑占地及其它条件，小区内设有 5 万 m^2 地下停车场，活动设施一应俱全；另外，小区配备优质保安系统，24 小时全天候防盗及监视系统，为业主提供优质保安服务。

1.3.2 立面设计

参考以上平面户型的布置，以及本小区位于海滨旅游地区的特点，故对建筑立面设计如下：

主要考虑保温及景观需要，户型中不设置落地窗，所有户型均采用塑钢拉窗设计，为尽量满足光照要求，窗高选取 1.5 米；位于南侧客厅采用推拉门设计，外部设置围栏阳台；从而达到建筑立面明暗虚实的对比，增加建筑物的动感及韵律感（具体见建施—4）。由于位于北侧的房间多为厨房及卫生间，北侧立面线条简洁大气，符合少即是多的建筑理念，从而更好的与南立面达到统一，表现设计者追求现代时尚风格的意图（具体见建施—5）。

为既显现现代气息又不失宁静惬意的感觉，建筑主体采用米黄色为基调；主体底层墙体以阳台边缘为界限，其下外贴深灰色墙砖，以给人们一种整洁稳固的感觉。

1.4 楼梯间设计

楼梯间作为建筑物的主要交通联系部分，起着极其重要的作用。本设计在考虑了建筑立面的需要后，对楼梯间设计如下：

- 1、楼梯踢蹬：踢面 150 mm 高，踏面 270 mm 宽，一跑 10 步。
- 2、一层讲户门设置 4 阶 150 mm 高台阶。之后的第一跑设计 13 步，第二跑设计 7 步。

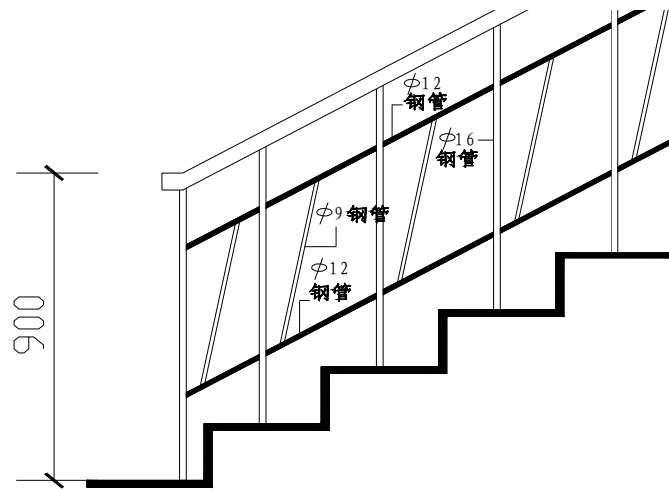


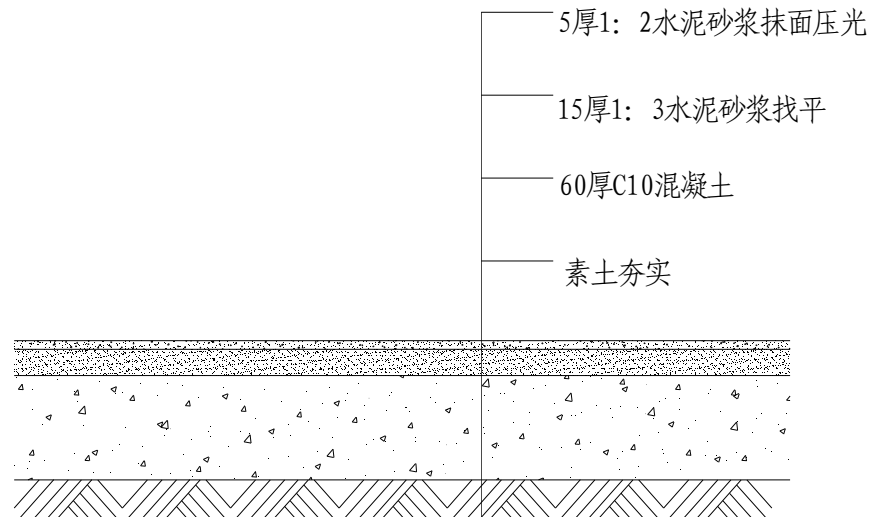
图 1.2

1.5 地面、屋面、顶棚及墙面做法

1.5.1 地面、屋面

1. 底层

底层普通地面参考 DJ811.1 地面做法 (D3), 水泥砂浆面层 (混凝土垫层) 80 厚: 如图 1.3。



2. 楼面

二至四层普通楼面做法参考 DJ811.1 楼面做法 (L1) 水泥砂浆面层 30 厚: 如图 1.5;

二至四层卫生间楼面做法参考 DJ811.1 楼面做法 (L26) 马赛克面层 28 厚: 如图 1.6。

3. 屋面

顶层屋面采用坡屋面做法, 采用珍珠岩保温层, 上铺改良性防水卷材: 如图 1.7。

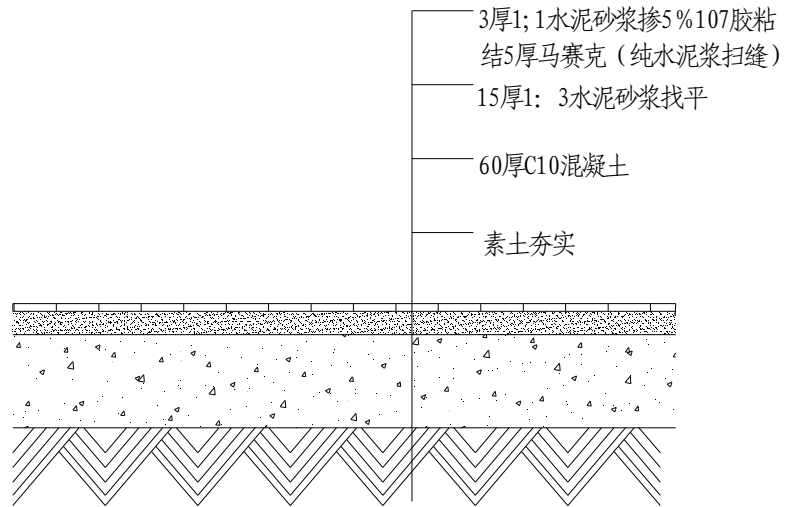
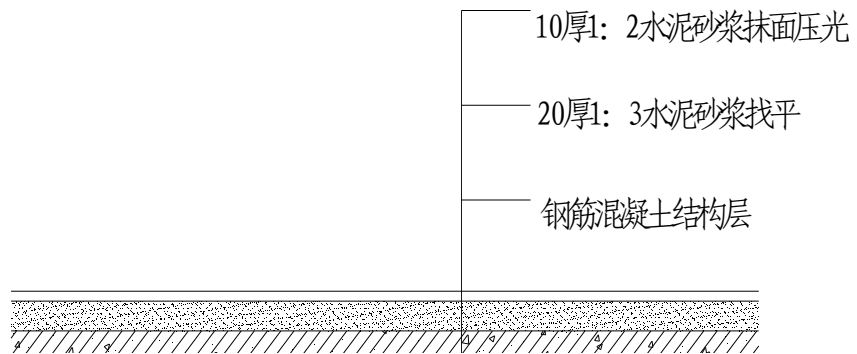


图 1.4



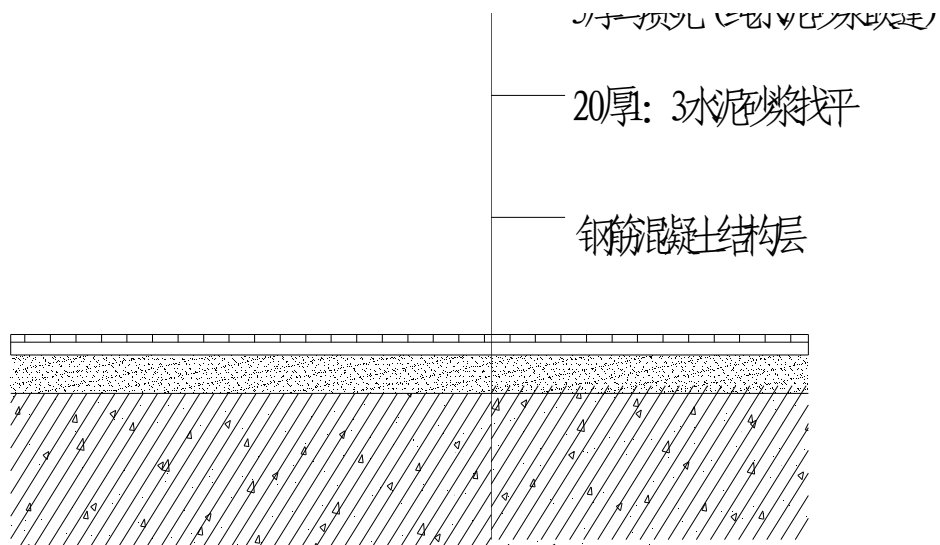


图 1.6

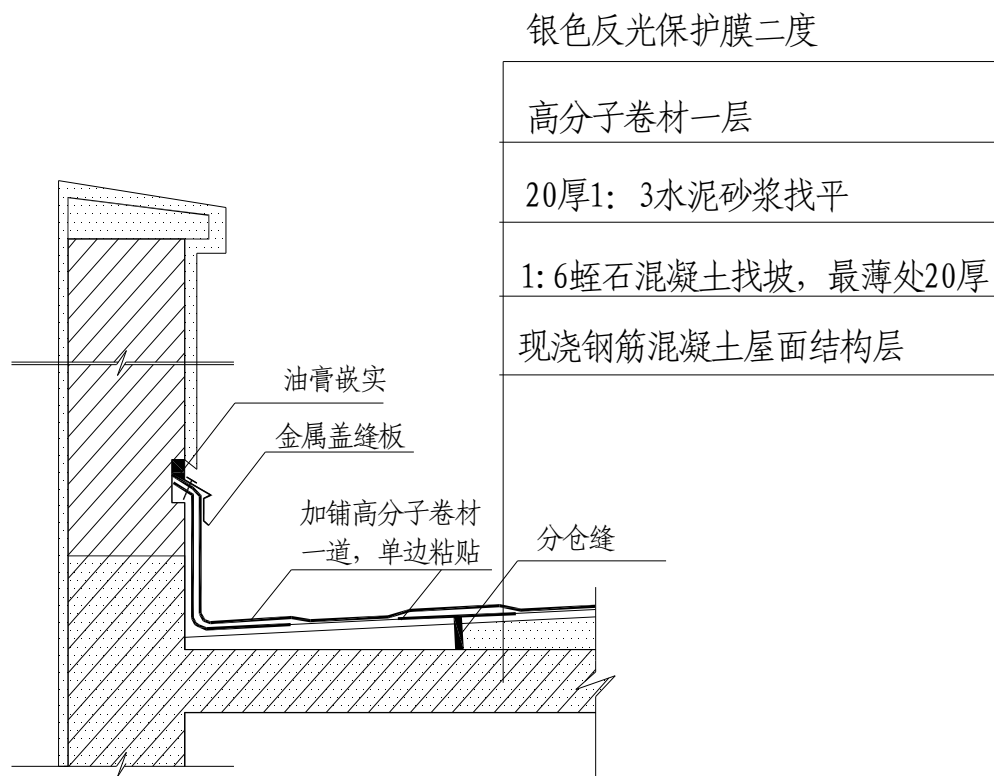


图 1.7

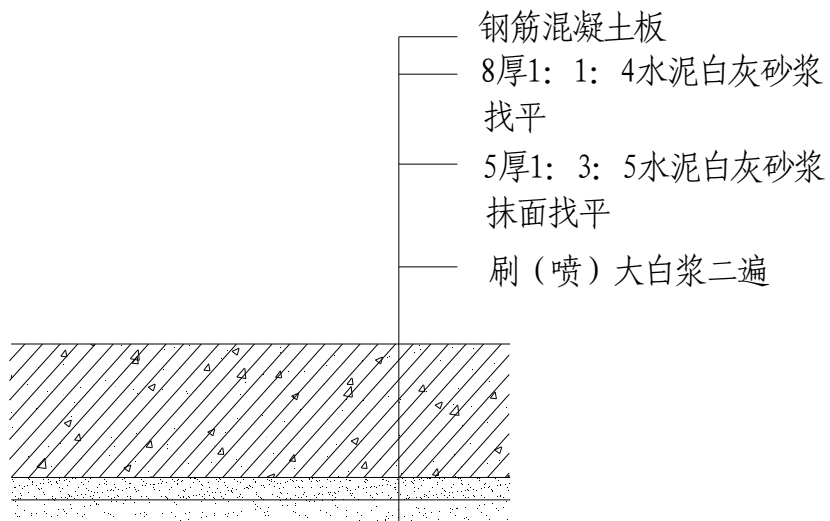


图1.8

1.5.3 墙面

1. 普通墙面，参考 DJ811.1 内墙面做法 (Q3)，砖墙混合砂浆面 (18 厚)：如图 1.9。

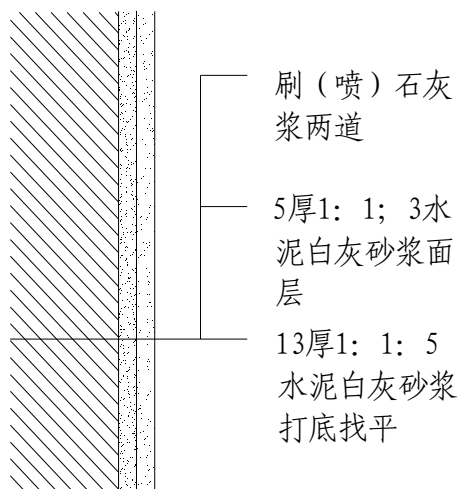


图 1.9

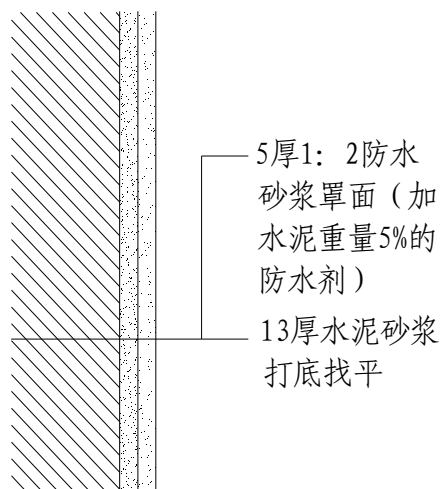


图 1.10

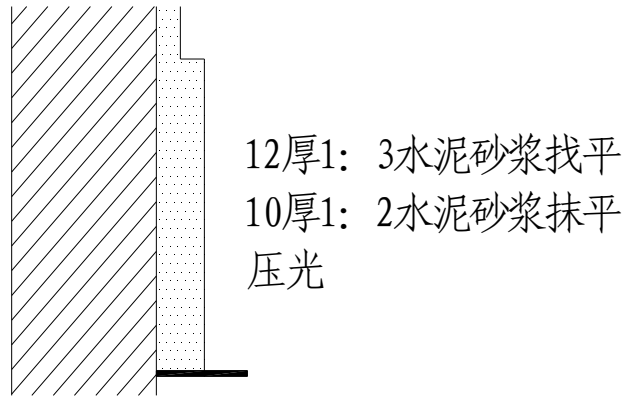


图 1.11

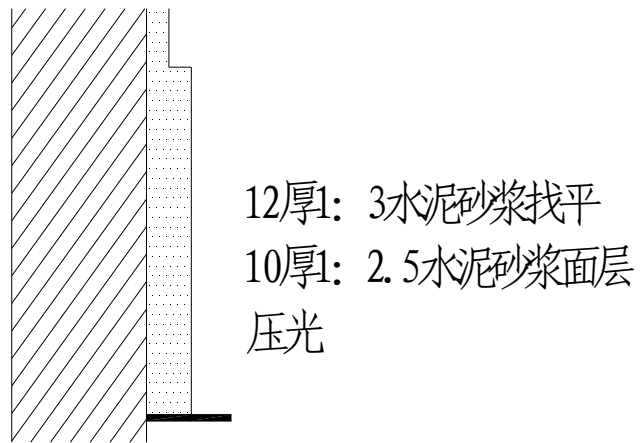


图 1.12

1.6 其它节点细部构造做法

1.6.1 排水构造

1. 楼梯踏步防滑

考虑凹槽型防滑设计容易因长久积灰而失去作用，故采用 DJ811.4-3/9 水泥面踏步防滑设计：如图 1.13。

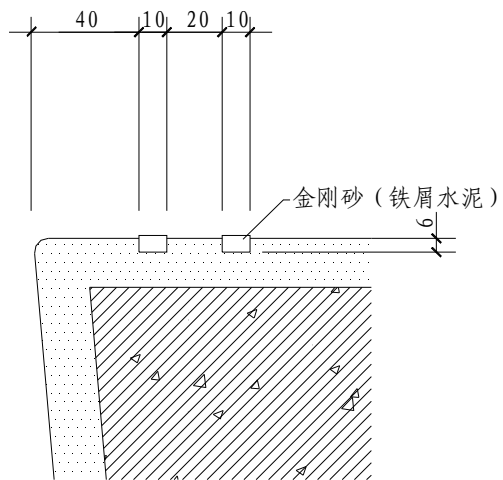


图 1.13

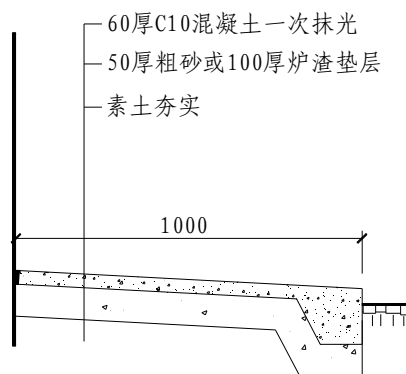


图 1.14

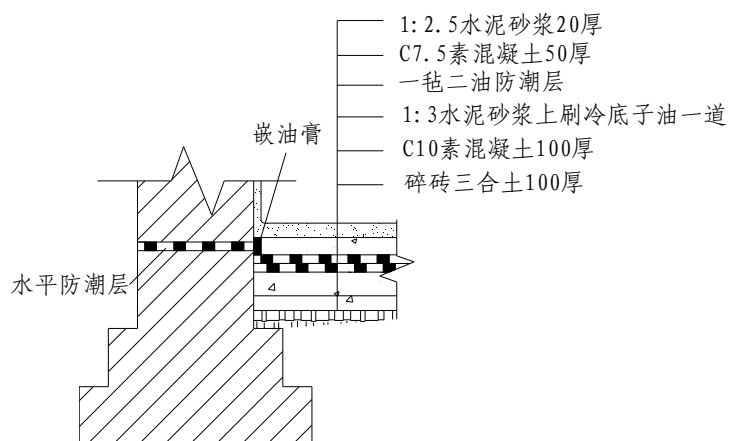
1.6.2 窗台及门窗过梁

考虑窗台影响立面，故选用悬挑式阳台；由于门窗开洞口较大，选用钢筋砖过梁，钢筋位于第一二皮砖之间，具体做法参见 DJ811 相关部分。

1.7 保温及防潮、防水

本设计保温、防水计具体参见图 1.9 及相关规范

本设计无地下室，故只考虑防潮处理。（如图 7-1 1.15）



所有住户窗户均采用大连实德塑钢窗（白色），配白色双层真空玻璃；住户内门采用成品木门，进户门采用深棕色成品防盗门，并由指定厂家安装防盗对讲器，安全要求须达到相关标准；楼梯栏杆及扶手均涂刷为浅灰色；餐厅及卫生间只留出平面布置和上下水，隔墙及其它设备用户自理；用户在改动墙或原有结构、管线管网时必须与小区负责人员联系，否则后果由业主承担。（以上各部分具体尺寸参见建施及相关图集）。

以上是对本设计建筑部分的设计说明，设计未尽事宜、各部分做法或构造不详之处，请参阅大连市建筑设计院编写的建筑制图标准图集（DJ811）以及其它相关规范。

2.1 结构类型及布置

本设计结构类型采用现浇混凝土全框架结构，共五层，抗震设防烈度为 7 度，抗震等级为三级。

柱网布置具体情况见结构施工图。

2.2 材料

混凝土：垫层 C₁₀，柱下独立基础 C₂₀，梁板 C₃₀，柱 C₄₀。

钢筋：HPB235，HRB335。

2.3 框架设计

选取轴线⑥的横向一榀框架进行设计。

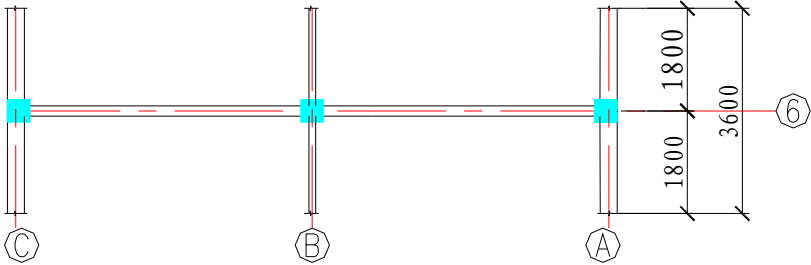
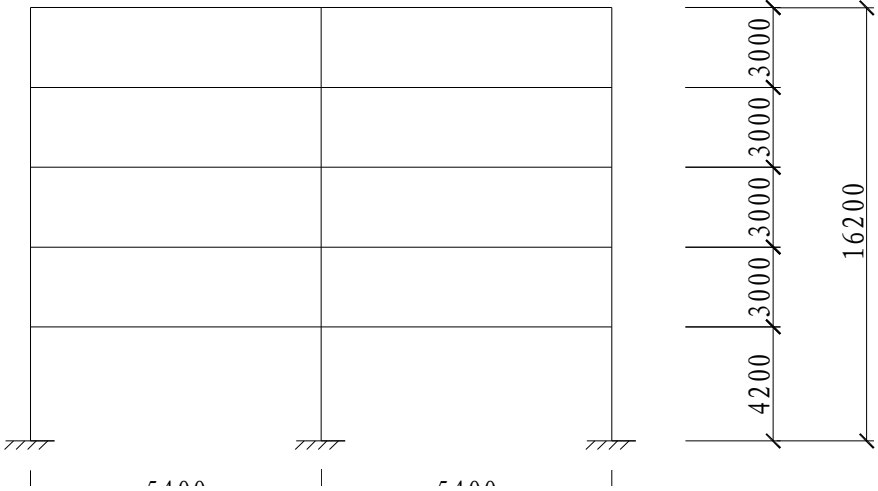


图 2.1



柱(A 轴、B 轴、C 轴)梁, 同样取 $h=500\text{mm}, b=250\text{mm}$, 柱截面为 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$, 现浇楼板厚 120mm 。

结构计算简图如图 2.2。根据地质资料, 确定基础顶面离室外地面为 500mm , 由此求得底层层高为 4.2m 。各梁柱构件的线刚度经计算后结果如下。其中在求梁截面惯性矩时考虑到现浇楼板的作用, 边跨取 $I=1.5I_0$, 中跨取 $I=2.0I_0$ (I_0 为不考虑楼板翼缘作用的梁截面惯性矩)。

AB、BC 跨梁:	$i=2.0E \times 0.25 \times 0.5^3 / 12 / 5.4 = 9.645 \times 10^{-4} E (\text{m}^3)$
上部各层柱:	$i=1.0E \times 0.45 \times 0.45^3 / 12 / 3 = 11.391 \times 10^{-4} E (\text{m}^3)$
底层柱:	$i=1.0E \times 0.45 \times 0.45^3 / 12 / 4.2 = 8.136 \times 10^{-4} E (\text{m}^3)$

2.3.1 屋面荷载

1. 恒载

(1) 均布荷载

屋面板: 三毡四油防水层上铺石子	0.4 kN/m^2
20 厚 1:3 水泥砂浆找平层	$20 \times 0.02 = 0.4 \text{ kN/m}^2$
60 厚 1:8 水泥珍珠岩保温层	$4 \times 0.06 = 0.24 \text{ kN/m}^2$
120 厚钢筋混凝土结构层	$25 \times 0.12 = 3 \text{ kN/m}^2$
13 厚 1:3.5 水泥白灰砂浆找平层	$20 \times 0.013 = 0.26 \text{ kN/m}^2$
	合计 4.3 kN/m^2

横梁: AB、BC 段 250 厚 500 高钢筋混凝土结构层	$25 \times 0.25 \times 0.5 = 3.125 \text{ kN/m}$
三面 20 厚水泥白灰砂浆面	$20 \times (2 \times 0.38 \times 0.02 + 0.25 \times 0.02) = 0.404 \text{ kN/m}$
	合计 3.53 kN/m

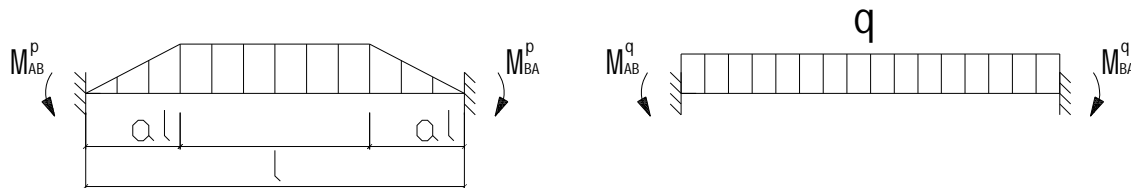


图 2.3

$$g_{5AB2} = g_{5BC2} = 4.3 \times 3.3 \times 0.8418 = 11.95 \text{ kN/m}$$

(2) 集中荷载

纵梁: A、C 点

250×500 钢筋混凝土结构层

$$25 \times 0.25 \times 0.5 \times 3.3 = 10.31 \text{ kN}$$

两面 20 厚水泥白灰砂浆抹面

$$20 \times (0.38 \times 0.02 + 0.25 \times 0.02) \times 3.3 = 0.83 \text{ kN}$$

女儿墙 600mm 高 240mm 厚双面抹灰砖墙自重

$$0.6 \times 5.24 = 3.14 \text{ kN/m}$$

女儿墙自重

$$3.14 \times 3.3 = 10.36 \text{ kN}$$

由纵梁传给 AC 点的楼板荷载:

$$4.3 \times A_2 = 4.3 \times 2.7225 = 11.70 \text{ kN}$$

$$\text{合计 } 33.20 \text{ kN}$$

B 点

250×500 钢筋混凝土结构层

$$25 \times 0.25 \times 0.5 \times 3.3 = 10.31 \text{ kN}$$

三面 20 厚水泥白灰砂浆抹面

$$20 \times (2 \times 0.38 \times 0.02 + 0.25 \times 0.02) \times 3.3 = 1.33 \text{ kN}$$

由纵梁传给 B 点的楼板荷载:

$$4.3 \times 2 \times A_2 = 4.3 \times 2 \times 2.7225 = 23.4 \text{ kN}$$

$$\text{合计 } 35.04 \text{ kN}$$

集中荷载统计: G_{6A} : 32.20 kN

G_{6B} : 35.04 kN

G_{6C} : 33.20 kN

2. 活载

屋面活荷载 (取不上人屋面) 0.5 kN/m^2

雪荷载: 大连市基本雪压 $S_0 = 0.4 \text{ kN/m}^2$, $S_k = \mu_r S_0 = 1.0 \times 0.4 = 0.4 \text{ kN/m}^2$

μ_r 取 1.0 (屋面坡度小于 25 度)

(1) 均布荷载 (取上面较大者) $p_{5AB} = p_{5BC} = 0.5 \times 3.3 \times 0.8418 = 1.39 \text{ kN/m}$

(1)均布荷载

楼板: 25 厚水泥砂浆面层 $20 \times 0.025 = 0.5 \text{ kN/m}^2$
120 厚钢筋混凝土结构层 $25 \times 0.12 = 3 \text{ kN/m}^2$
13 厚水泥白灰砂浆顶棚抹面 $20 \times 0.013 = 0.26 \text{ kN/m}^2$
合计 3.76 kN/m^2

横梁: AB、BC 段 250 厚 500 高钢筋混凝土结构层 $25 \times 0.25 \times 0.5 = 3.125 \text{ kN/m}$
三面 20 厚水泥白灰砂浆面 $20 \times (2 \times 0.38 \times 0.02 + 0.25 \times 0.02) = 0.404 \text{ kN/m}$
合计 3.53 kN/m

横墙: AB、BC 段 200 厚空心砖墙 $9.6 \times 0.2 \times (3 - 0.5) = 4.80 \text{ kN/m}$
双面粉刷 20 厚 $20 \times 0.02 \times (3 - 0.5) \times 2 = 2.0 \text{ kN/m}$
合计 6.80 kN/m

则, 作用在标准层框架梁上的线荷载为:

$$g_{AB1} = g_{BC1} = 3.53 + 6.8 = 10.33 \text{ kN/m}$$

$$g_{AB2} = g_{BC2} = 3.76 \times 3.3 \times 0.8418 = 10.45 \text{ kN/m}$$

(2)集中荷载

柱: $25 \times 0.45^2 \times 3 = 15.19 \text{ kN}$

纵梁: A、C 点 250 × 500 钢筋混凝土结构层 $25 \times 0.3 \times 0.5 \times 3.3 = 10.31 \text{ kN}$
两面 20 厚水泥白灰砂浆抹面 $20 \times (0.38 \times 0.02 + 0.25 \times 0.02) \times 3.3 = 0.83 \text{ kN}$

由纵梁传给 AC 点的楼板荷载:

$$3.76 \times A_2 = 3.76 \times 2.7225 = 10.24 \text{ kN}$$

$$\text{合计 } 21.38 \text{ kN}$$

B 点 250 × 500 钢筋混凝土结构层

$$25 \times 0.25 \times 0.5 \times 3.3 = 10.31 \text{ kN}$$

三面 20 厚水泥白灰砂浆抹面

$$9.6 \times 0.30 \times (3 - 0.5) \times 3.3 \times 0.8 = 19.01 \text{ kN}$$

双面粉刷

$$20 \times 0.02 \times (3 - 0.5) \times 3.3 \times 0.8 = 2.64 \text{ kN}$$

合计 21.65 kN

B 点 200 厚空心砖墙

$$9.6 \times 0.2 \times (3 - 0.5) \times 3.3 = 15.84 \text{ kN}$$

双面粉刷 20 厚

$$20 \times 0.02 \times (3 - 0.5) \times 3.3 = 3.3 \text{ kN}$$

合计 19.14 kN

集中荷载统计: $G_A = 15.19 + 21.38 + 21.65 = 58.22 \text{ kN}$

$$G_B = 15.19 + 32.11 + 19.14 = 66.44 \text{ kN}$$

$$G_C = G_A = 58.22 \text{ kN}$$

2. 活载

AB、BC 跨是卧室, 活载标准值取 2.0 kN/m^2

(1) 均布荷载

$$p_{AB} = p_{BC} = 2.0 \times 3.3 \times 0.8418 = 5.56 \text{ kN/m}$$

(2) 集中荷载:

$$P_A = P_C = 2.0 \times A_2 = 2.0 \times 2.7225 = 5.45 \text{ kN}$$

$$P_B = 2.0 \times 2 \times A_2 = 2.0 \times 2 \times 2.7225 = 10.89 \text{ kN}$$

2.3.3 底层楼板荷载

1. 恒载

(1) 均布荷载 (同标准层)

(2) 集中荷载

柱: $25 \times (0.45^2 \times 4.2/2 + 0.45^2 \times 3/2) = 18.225 \text{ kN}$

纵梁 (同标准层)

纵墙 (同标准层)

集中荷载统计: $G_{1A} = 18.225 + 21.38 + 21.65 = 61.26 \text{ kN}$

$$G_{1B} = 18.225 + 32.11 + 19.14 = 69.48 \text{ kN}$$

$$G_{1C} = G_{1A} = 61.26 \text{ kN}$$

2. 活载 (同标准层)

1. 计算重力荷载代表值

顶层(5层) 恒载:

$$\begin{aligned}G_{5 \text{ 均布 } 1} &= g_{5AB1} \times 5.4 + g_{5BC1} \times 5.4 \\ &= 3.53 \times 5.4 \times 2 \\ &= 38.21 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$G_{5 \text{ 均布 } 2} = 2 \times 2 \times A_1 \times 4.3 = 2 \times 2 \times 6.1875 \times 4.3 = 106.43 \text{ kN}$$

$$G_{5 \text{ 均布 }} = G_{5 \text{ 均布 } 1} + G_{5 \text{ 均布 } 2} = 38.12 + 106.43 = 144.55 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}G_{5 \text{ 集中 }} &= G_{5A} + G_{5B} + G_{5C} \\ &= 33.20 + 35.04 + 33.20 = 101.44 \text{ kN}\end{aligned}$$

活载(顶层活载取雪荷载):

$$P_{5 \text{ 均布 }} = 2 \times 2 \times A_1 \times 0.42 \times 2 \times 6.1875 \times 0.4 = 9.90 \text{ kN}$$

$$P_{5 \text{ 集中 }} = P_{5A} + P_{5B} + P_{5C} = 1.36 + 2.72 + 1.36 = 5.44 \text{ kN}$$

标准层(2、3、4、5层) 恒载:

$$G_{\text{均布 } 1} = g_{AB1} \times 5.4 + g_{BC1} \times 5.4 = 10.33 \times 5.4 \times 2 = 111.56 \text{ kN}$$

$$G_{\text{均布 } 2} = 2 \times 2 \times A_1 \times 3.76 = 2 \times 2 \times 6.1875 \times 3.76 = 93.06 \text{ kN}$$

$$G_{\text{均布 }} = G_{\text{均布 } 1} + G_{\text{均布 } 2} = 111.56 + 93.06 = 204.62 \text{ kN}$$

$$G_{\text{集中 }} = G_A + G_B + G_C = 58.22 + 66.44 + 58.22 = 182.88 \text{ kN}$$

活载:

$$P_{\text{均布 }} = 2 \times 2 \times A_1 \times 2.0 = 4 \times 6.1875 \times 2.0 = 49.50 \text{ kN}$$

$$P_{\text{集中 }} = P_A + P_B + P_C = 5.45 + 10.89 + 5.45 = 21.79 \text{ kN}$$

底层(1层)恒载:

$$G_{1 \text{ 均布 }} = G_{\text{均布 }} = 204.62 \text{ kN}$$

$$G_{1 \text{ 集中 }} = G_{1A} + G_{1B} + G_{1C} = 61.26 + 69.48 + 61.26 = 192.00 \text{ kN}$$

活载(同标准层)

各层重力荷载代表值取 100%恒载加 50%活载

$$\begin{aligned}G_5 &= G_{5 \text{ 均布 }} + G_{5 \text{ 集中 }} + 0.5 \times (P_{5 \text{ 均布 }} + P_{5 \text{ 集中 }}) \\ &= 144.54 + 101.44 + 0.5 \times (9.9 + 5.44) = 253.65 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}G_4 = G_3 = G_2 &= G_{\text{均布 }} + G_{\text{集中 }} + 0.5 \times (P_{\text{均布 }} + P_{\text{集中 }}) \\ &= 204.62 + 182.88 + 0.5 \times (49.5 + 21.79) = 423.15 \text{ kN}\end{aligned}$$

基本自振周期 T_1 (s)可按式计算:

$$T_1 = 1.7 \psi_T (u_T)^{1/2}$$

注: u_T 假想把集中在各层楼面处的重力荷载代表值 G_i 作为水平荷载而算得的结构顶点位移。 ψ_T 结构基本自振周期考虑非承重砖墙影响的折减系数, 取 0.7。 u_T 按以下公式计算:

$$V_{Gi} = \sum G_K$$

$$\Delta u_i = V_{Gi} / \sum D_{ij}$$

$$u_T = \sum (\Delta u)_K$$

注: $\sum D_{ij}$ 为第 i 层的层间侧移刚度。

$(\Delta u)_i$ 为第 i 层的层间侧移。

$(\Delta u)_K$ 为第 k 层的层间侧移。

计算各层 D_i

AB、CD 跨梁 $i = 9.645 \times 10^{-4} E_b (m^3)$

上部各层柱 $i_c = 11.391 \times 10^{-4} E_c (m^3)$

底层柱 $i_{c1} = 8.136 \times 10^{-4} E_c (m^3)$

$$K_{C54} = \frac{i+i}{2i_c} = 0.782$$

$$K_{C54} = K_{C43} = K_{C32} = K_{C21} = K_{A54} = K_{A43} = K_{A32} = K_{A21} = 0.782$$

$$a_{C54} = \frac{K_{C54}}{2 + K_{C54}} = 0.281$$

$$a_{C54} = a_{C43} = a_{C32} = a_{C21} = a_{A54} = a_{A43} = a_{A32} = a_{A21} = 0.281$$

$$K_{C10} = \frac{i}{i_{c1}} = 1.094 \quad K_{C10} = K_{A10}$$

$$a_{C10} = \frac{0.5 + K_{c10}}{2 + K_{c10}} = 0.515 \quad a_{C10} = a_{A10}$$

$$K_{B54} = \frac{i+i+i+i}{2i_c} = 1.563$$

$$a_{B54} = \frac{K_{B54}}{2 + K_{B54}} = 0.439$$

$$a_{B10} = \frac{0.5 + K_{B10}}{2 + K_{B10}} = 0.642$$

$$D_{C54} = a_{C54} \frac{12i_c}{h^2} = 13870 \text{ N/mm}$$

$$D_{C54} = D_{C43} = D_{C32} = D_{C21} = D_{A54} = D_{A43} = D_{A32} = D_{A21} = 13870 \text{ N/mm}$$

$$D_{C10} = a_{C10} \frac{12i_{c1}}{h_1^2} = 9264 \text{ N/mm}$$

$$D_{C10} = D_{A10}$$

$$D_{B54} = a_{B54} \frac{12i_c}{h^2} = 21699 \text{ N/mm}$$

$$D_{B54} = D_{B43} = D_{B32} = D_{B21}$$

$$D_{B10} = a_{B10} \frac{12i_{c1}}{h_1^2} = 11548 \text{ N/mm}$$

$$D_5 = (D_{A54} + D_{B54} + D_{C54}) \times 16 = 791024 \text{ N/mm}$$

$$D_5 = D_4 = D_3 = D_2 = 791024 \text{ N/mm}$$

$$D_1 = (D_{A10} + D_{B10} + D_{C10}) \times 16 = 481216 \text{ N/mm}$$

各层计算结果如下：

表 2.1 u_T 计算

层次	G_i (KN)	V_{Gi} (KN)	ΣD_i (N/mm)	Δu_i (mm)	u_T (mm)
5	7231.43	7231.43	791024	9.14	170.25
4	7392.93	14624.36	791024	18.49	161.11
3	7392.93	22017.29	791024	27.83	142.62
2	7392.93	29410.22	791024	37.18	114.79
1	7936.05	37346.27	481216	77.61	77.61

则，基本自振周期：

$$\begin{aligned} T_1 &= 1.7 \psi_T (u_T)^{1/2} \\ &= 1.7 \times 0.7 \times (0.17025)^{1/2} \\ &= 0.491 \text{ (s)} \end{aligned}$$

计算地震作用时的总重力荷载代表值 $G_E=1955.37 \text{ kN}$ ，结构等效总重力荷载代表 $G_{eq}=0.85G_E=1662.06\text{kN}$ 。

总等效地震力（即底部剪力） $F_{Ek}=\alpha_1 G_{eq}=0.059 \times 2017.227=98.06 \text{ kN}$ 。

因为 $T_1=0.491>1.4T_g=0.49$ ，所以 $\delta_n=0.08 T_1+0.07=0.1093$ ，

$$\Delta F_n=\delta_n \cdot F_{Ek}=10.72\text{kN}$$

4. 计算第 i 个楼层处作用的等效地震力

$$F_i=\frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^5 G_j H_j} (1-\delta_n) F_{Ek}=\frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^5 G_j H_j} F_{Ek},$$

$$\sum_{j=1}^5 G_j H_j =4.2 \times 432.27+7.2 \times 423.15+10.2 \times 423.15+10.2 \times 423.15+13.2 \times 423.15+16.2 \times$$

$$253.65=18873.054\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$F_1=\frac{432.27 \times 4.2}{18873.054} \times 98.06 \times (1-0.1093)=8.40\text{kN};$$

$$F_2=\frac{423.15 \times 7.2}{18873.054} \times 98.06 \times (1-0.1093)=14.10 \text{ kN};$$

$$F_3=\frac{423.15 \times 10.2}{18873.054} \times 98.06 \times (1-0.1093)=19.97 \text{ kN};$$

$$F_4=\frac{423.15 \times 13.2}{18873.054} \times 98.06 \times (1-0.1093)=25.85\text{kN};$$

$$F_5=\frac{253.65 \times 16.2}{18873.054} \times 98.06 \times (1-0.1093)+10.72=29.74\text{kN};$$

2.3.5 风荷载计算

风压标准值计算公式为 $\omega_k=\beta_z \mu_s \mu_z \omega_0$ ， $P_{wi}=\omega_{ki} A_i$

因为结构高度 $H<30\text{m}$ ，可取 $\beta_z=1.0$ ；由荷载规范可知封闭式双坡屋面 $\mu_s=1.3$ ； μ_z 可查荷载规范；大连市基本风压 $\omega_0=0.65 \text{ kN/m}^2$ ，将风荷换算成作用于框架节点上的集中荷载，计算过程如表 2 所示。表中 z 为框架节点至外地面的高度， A 为一榀框架各层节点的受风面积。

5	1.0	1.3	15.6	1.13	0.65	0.97	4.95	4.80
4	1.0	1.3	12.6	1.07	0.65	0.90	9.90	8.91
3	1.0	1.3	9.6	1.00	0.65	0.85	9.90	8.42
2	1.0	1.3	6.6	1.00	0.65	0.85	9.90	8.42
1	1.0	1.3	3.6	0.72	0.65	0.61	11.88	7.25

2.4 内力计算及内力组合

2.4.1 竖向荷载作用下的内力计算

框架在竖向荷载作用下，侧移比较小，计算时可以作为无侧移刚架处理，常采用分层法计算内力。

1. 恒荷载作用下的内力计算

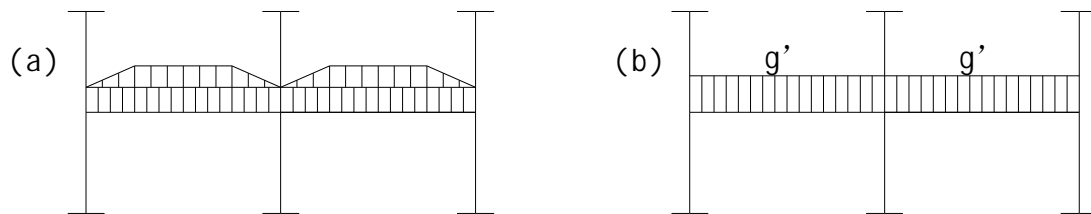


图 2.4 分层法计算简图

分为顶层、标准层和底层三层计算。由图 3 中取出中间任一层进行分析，结构计算简图如图 2.4(a)所示。图 2.4 中除底层柱外，其他各层柱的线刚度取框架柱实际线刚度的 0.9 倍。

图 2.4 中梁上分布荷载由矩形和梯形两部分组成，在求固端弯矩时可直接根据图示荷载计算，也可根据固端弯矩相等的原则，先将梯形分布荷载及三角形分布荷载化为等效分布荷载,如图 2.4(b).

顶层： $g_5 = g_{5AB1} + g_{5AB2} = 3.53 + 11.95 = 15.48 \text{ kN/m}$

标准层： $g = g_{AB1} + g_{AB2} = 10.33 + 10.45 = 20.78 \text{ kN/m}$

图 2.4(b)所示结构内力可用弯矩分配法计算，各杆的固端弯矩为：

$$M_{6AB} = M_{6BA} = \frac{1}{12} g_5 L^2 = \frac{1}{12} \times 15.48 \times 5.4^2 = 37.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2、沿何致作用下的内力计算(方法同恒何致作用下内力计算)

顶层: $p_{5AB}=1.39 \text{ kN/m}$

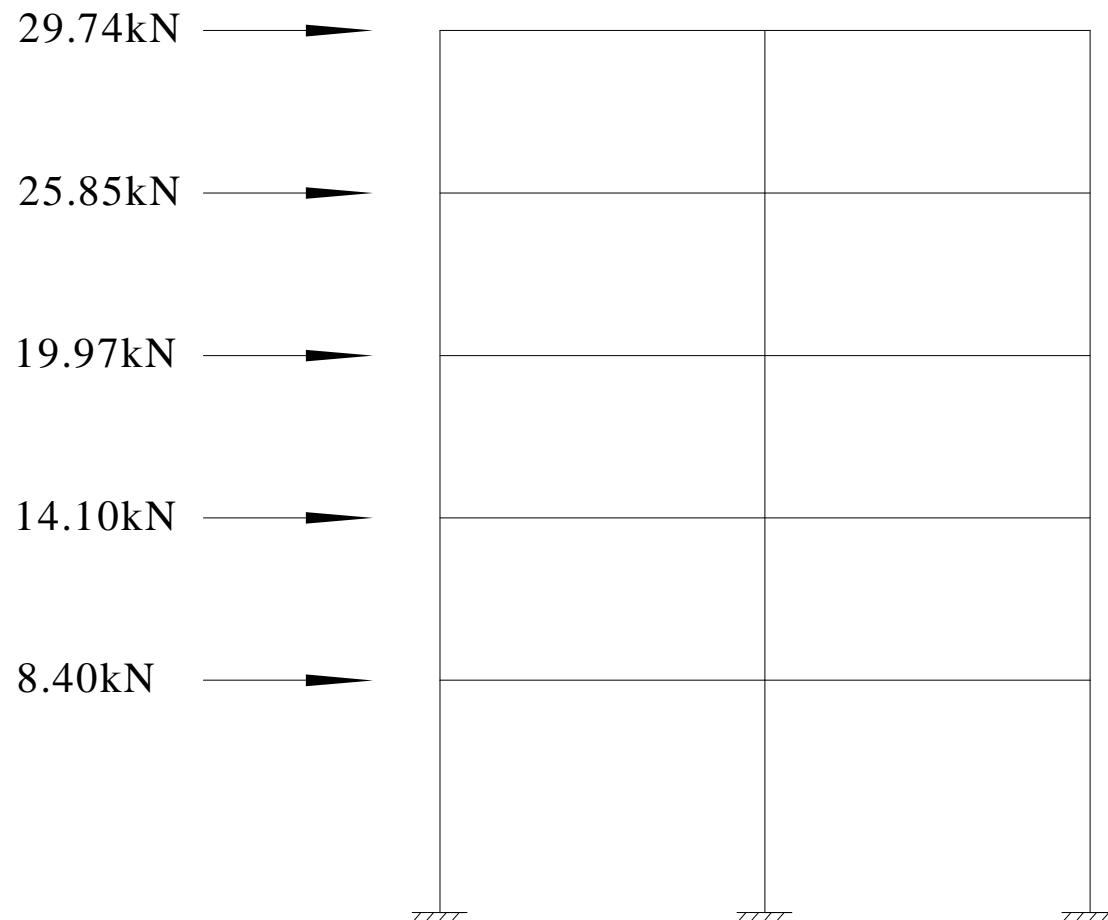
标准层和底层: $p=p_{AB}=5.56 \text{ kN/m}$

$$M_{5AB}=M_{5BA}=\frac{1}{12} p_5 L^2=\frac{1}{12} \times 1.39 \times 5.4^2=3.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{5BC}=M_{5CB}=\frac{1}{12} p_5 L^2=\frac{1}{12} \times 1.39 \times 5.4^2=3.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{AB}=M_{BA}=\frac{1}{12} p L^2=\frac{1}{12} \times 5.56 \times 5.4^2=13.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC}=M_{CB}=\frac{1}{12} p L^2=\frac{1}{12} \times 5.56 \times 5.4^2=13.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



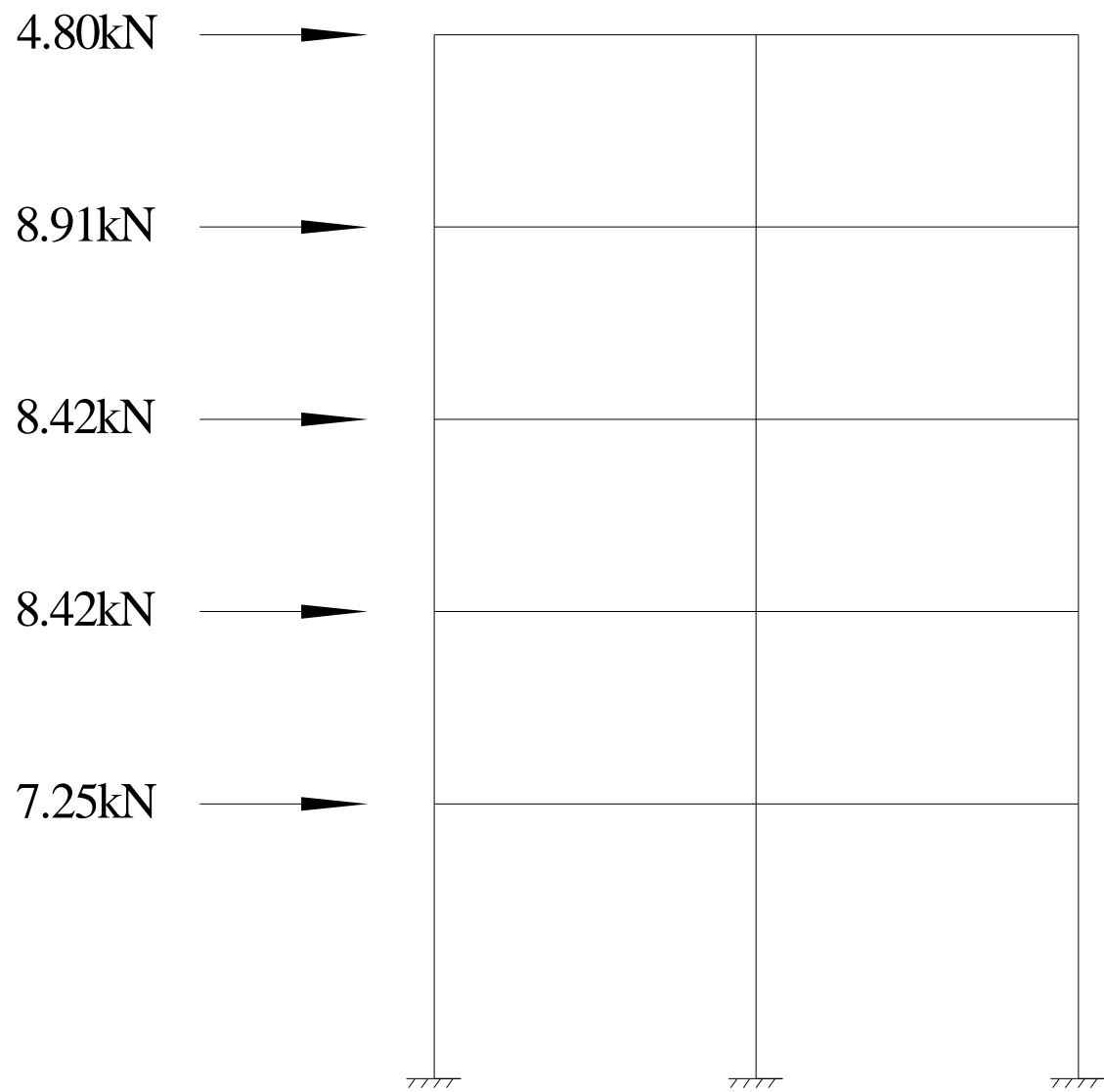


图 2.6 风荷载作用计算简图

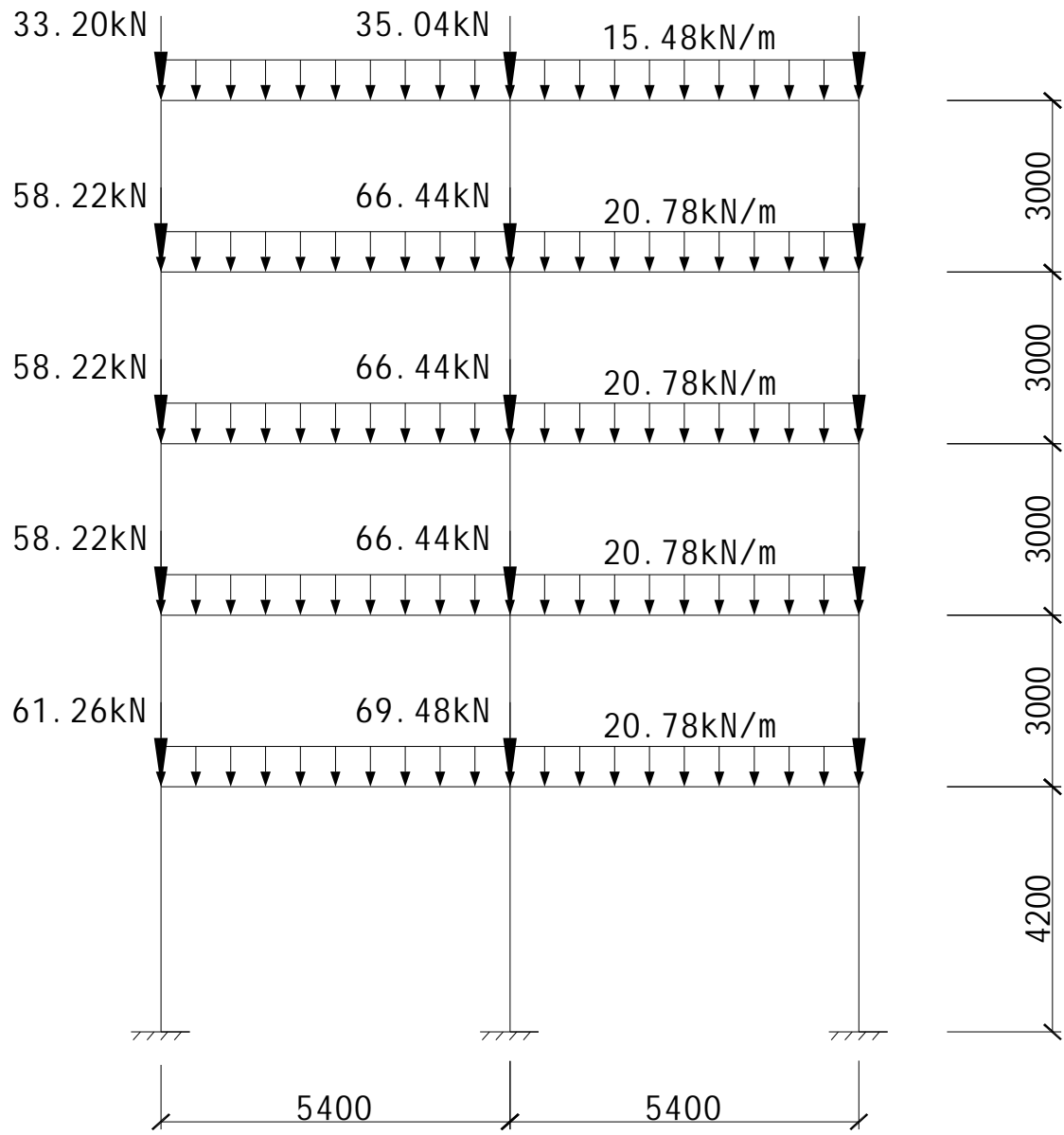


图 2.7 恒载作用计算简图

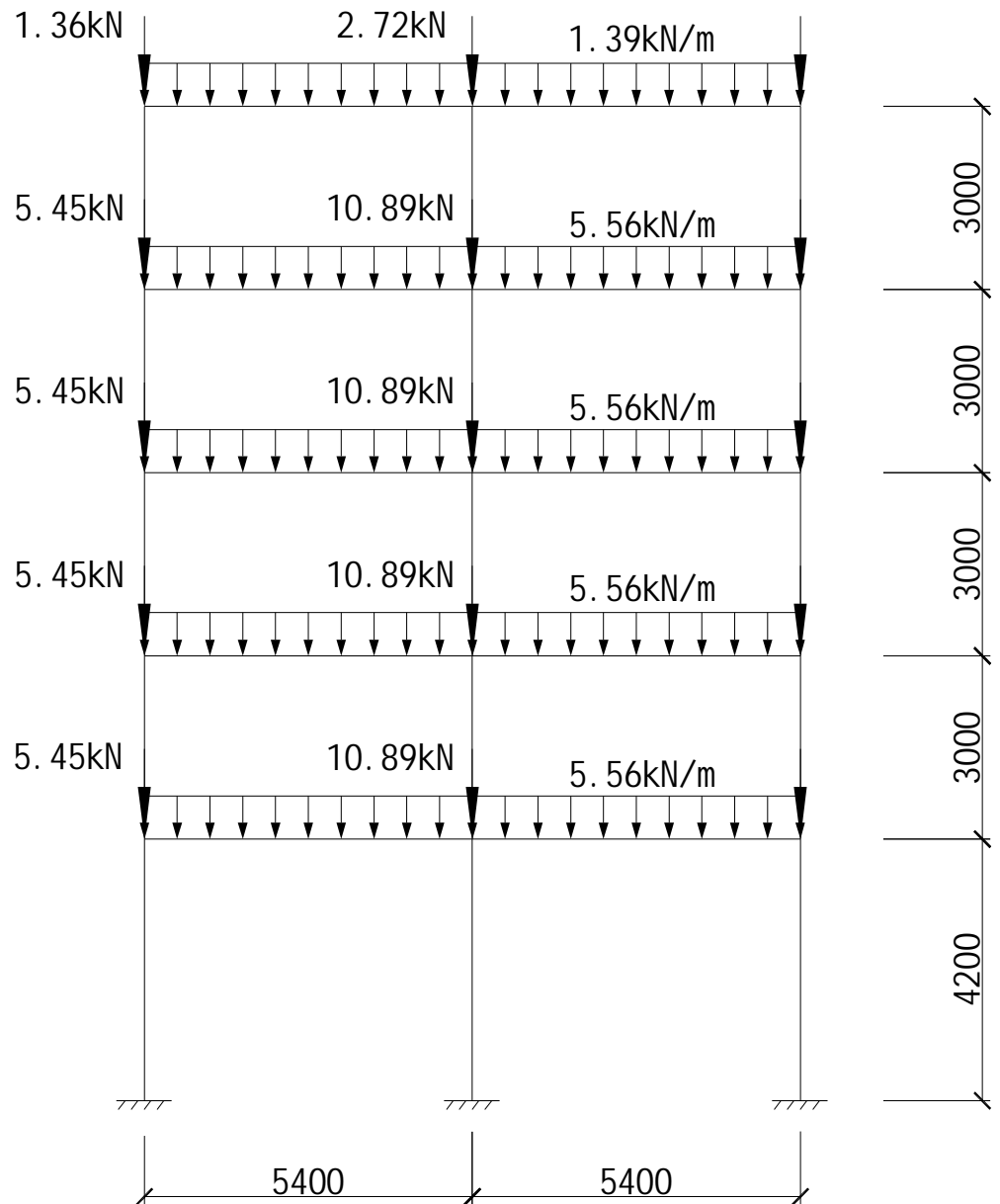
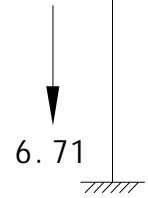


图 2.8 活载作用计算简图

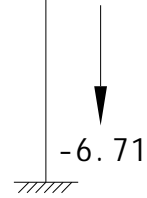
0.535	0.465
	-37.62
20.13	17.49
20.13	-20.13



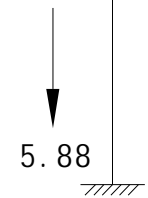
0.317	0.366	0.317
37.62		-37.62
8.75		-8.75
0	0	0
46.37	0	-46.37



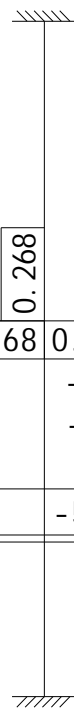
0.465	0.535
37.62	
-17.49	-20.13
20.13	-20.13



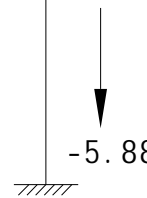
5.88	
17.63	
0.349	
0.349	0.302
	-50.50
17.63	15.24
17.63	-35.26



	0	
0.268		
0.232	0.268	0.232
50.50		-50.50
7.62		-7.62
0	0	0
58.12	0	-58.12



-5.88	
-17.63	
0.349	
0.302	0.349
50.50	
-15.24	-17.63
-35.26	-17.63



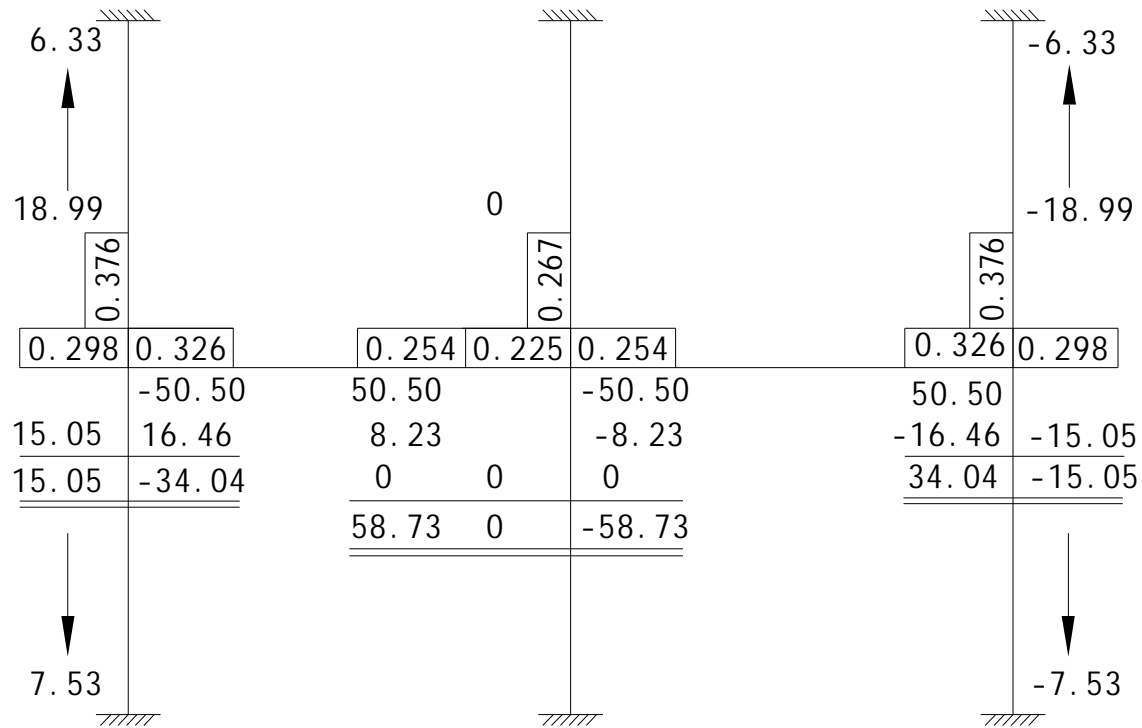
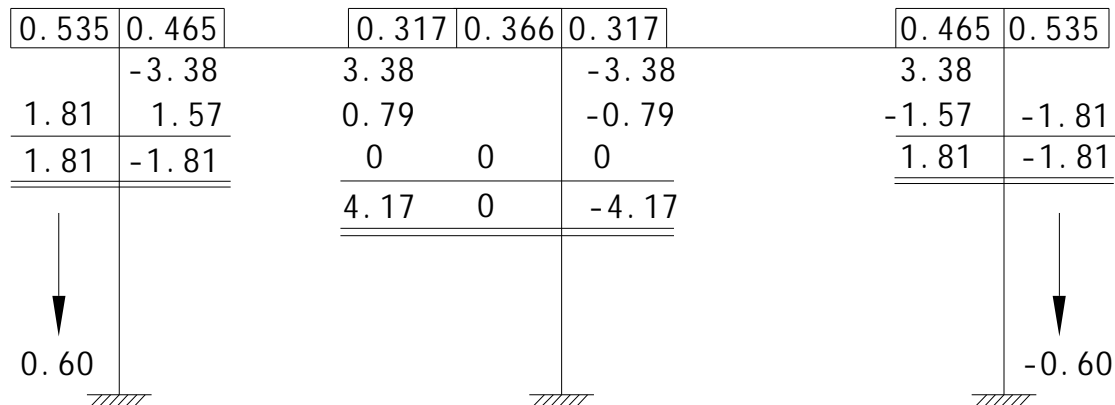
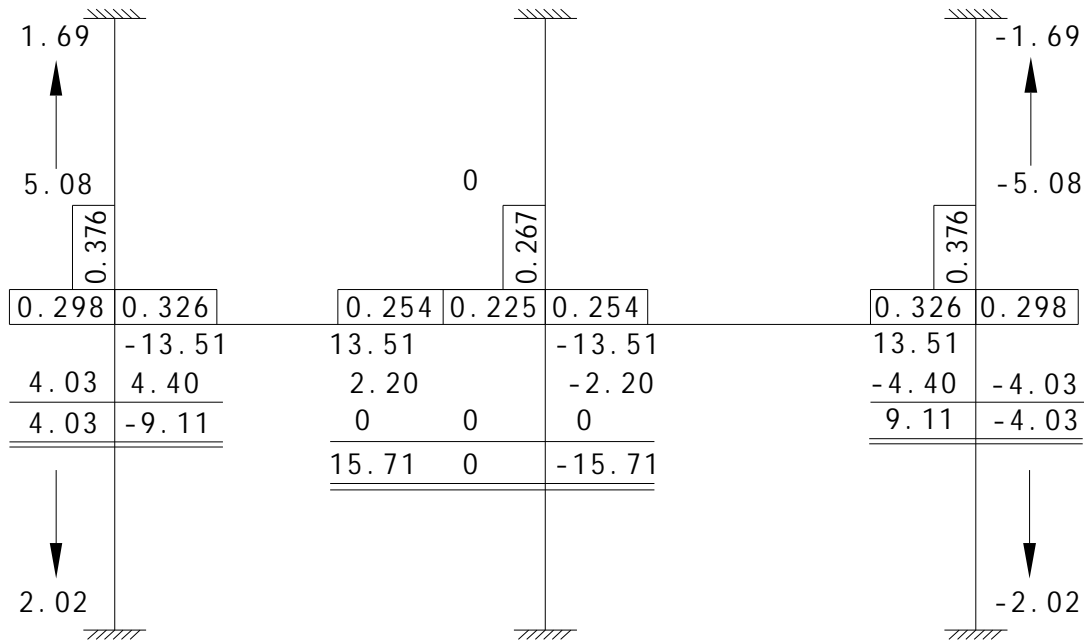
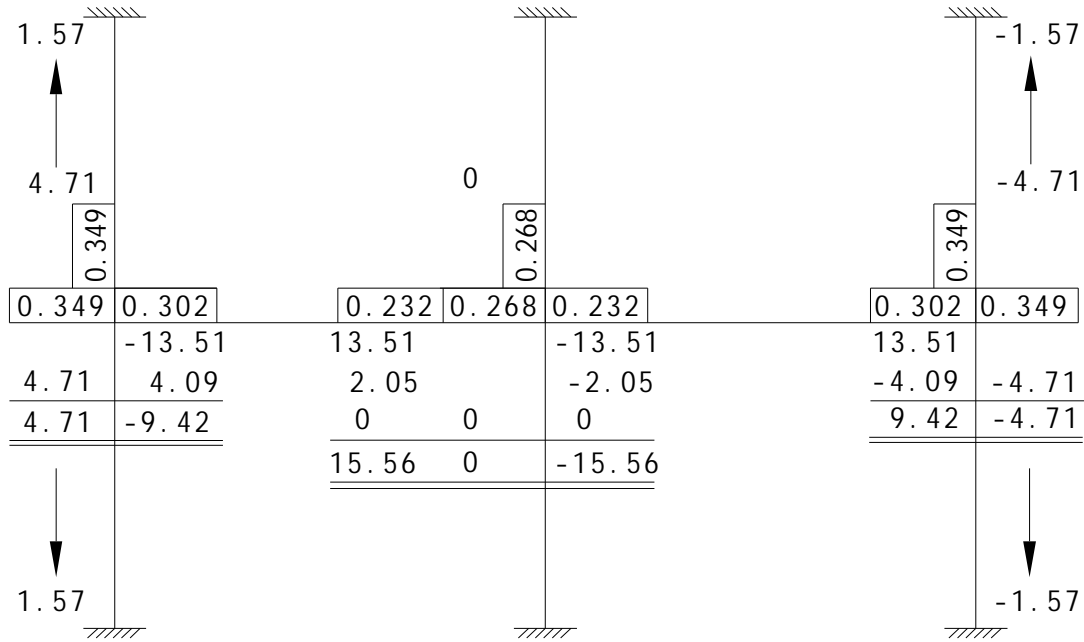
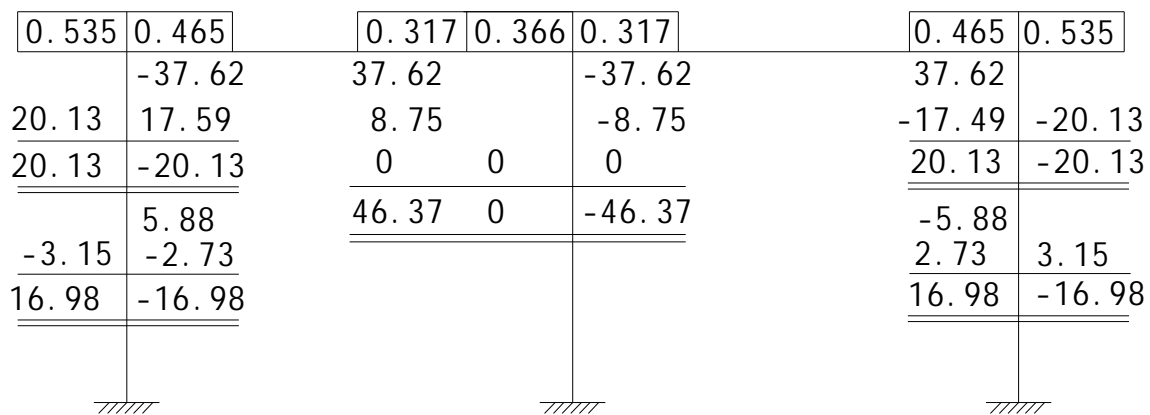


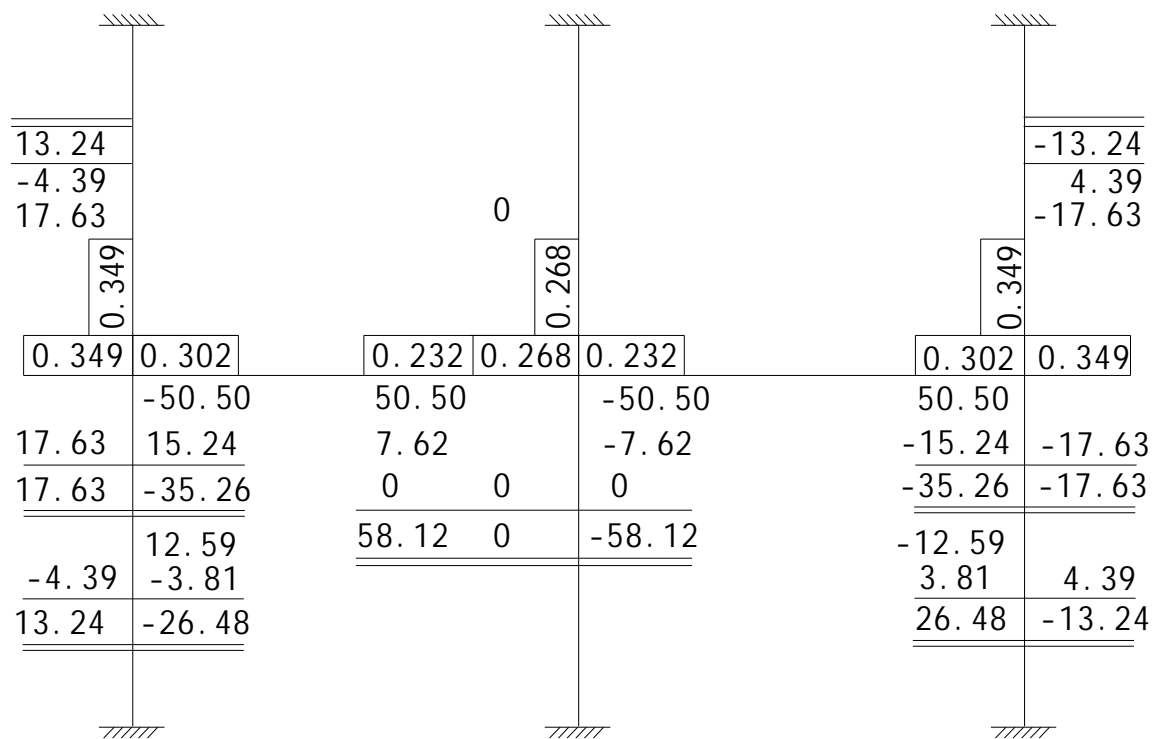
图 2.9a 恒载作用下顶层、标准层、底层弯矩分配

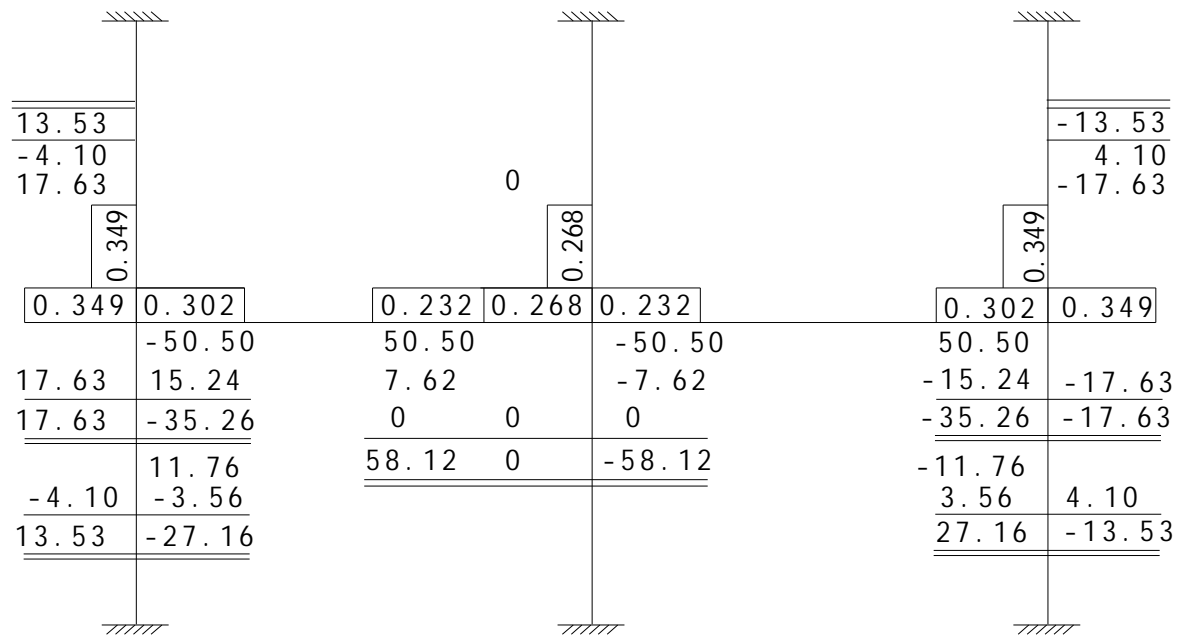




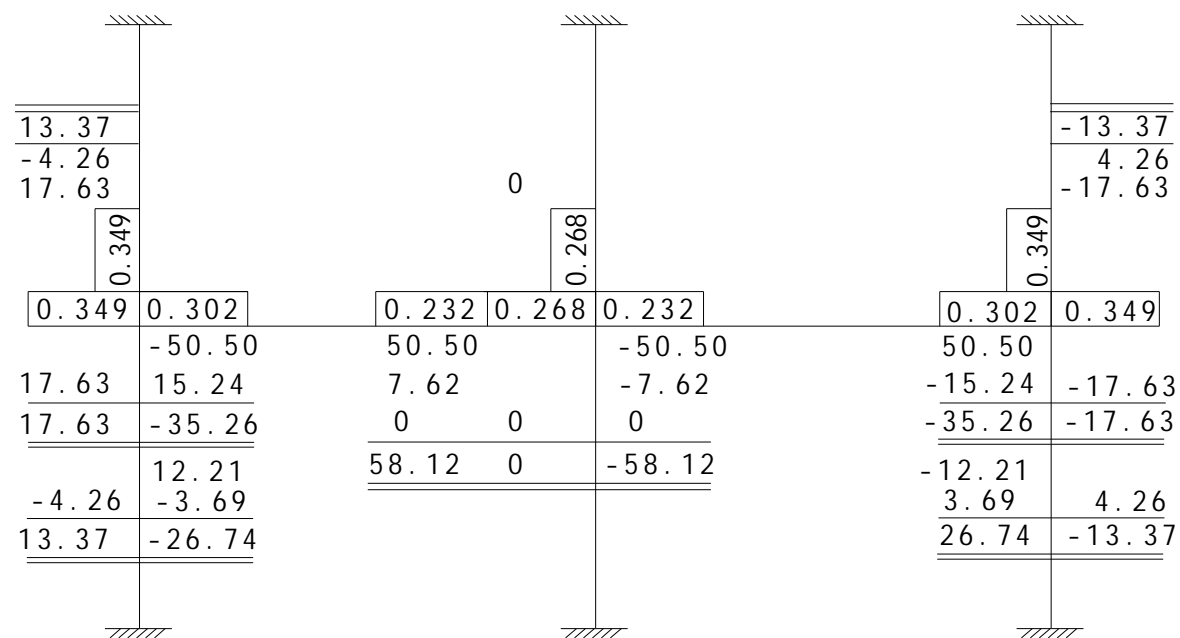


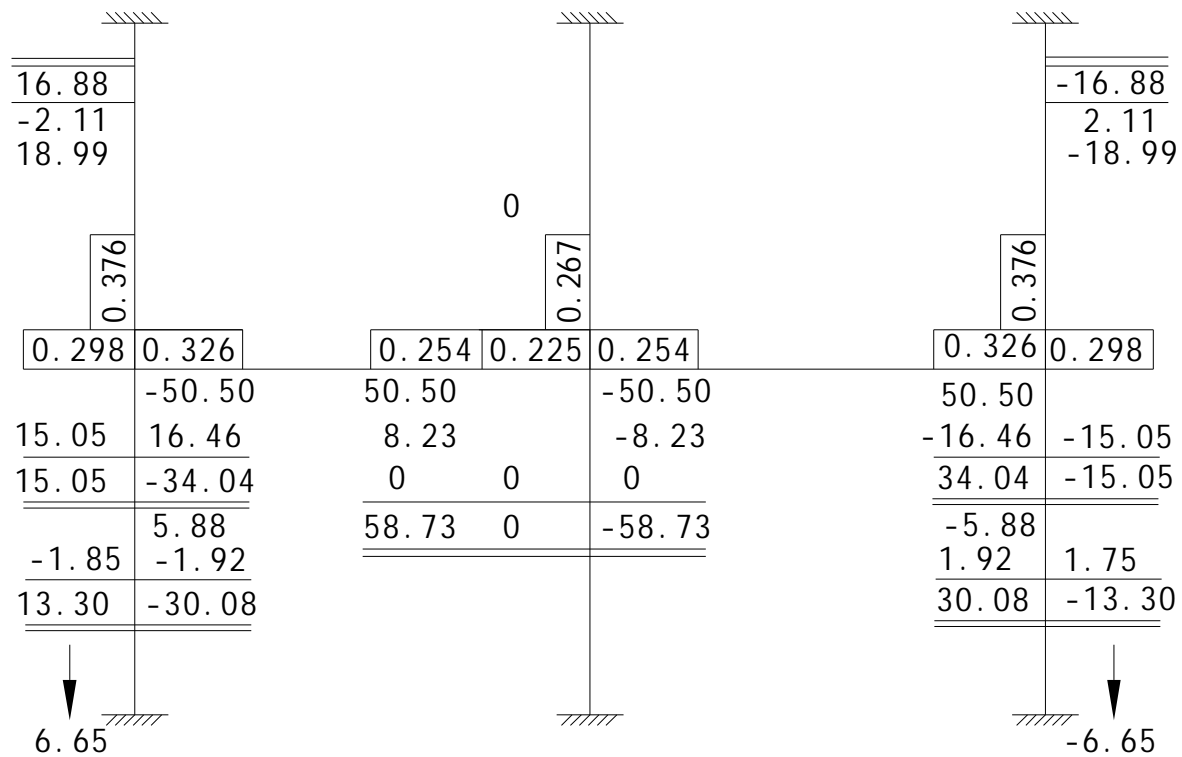
顶层（五层）不平衡弯矩分配





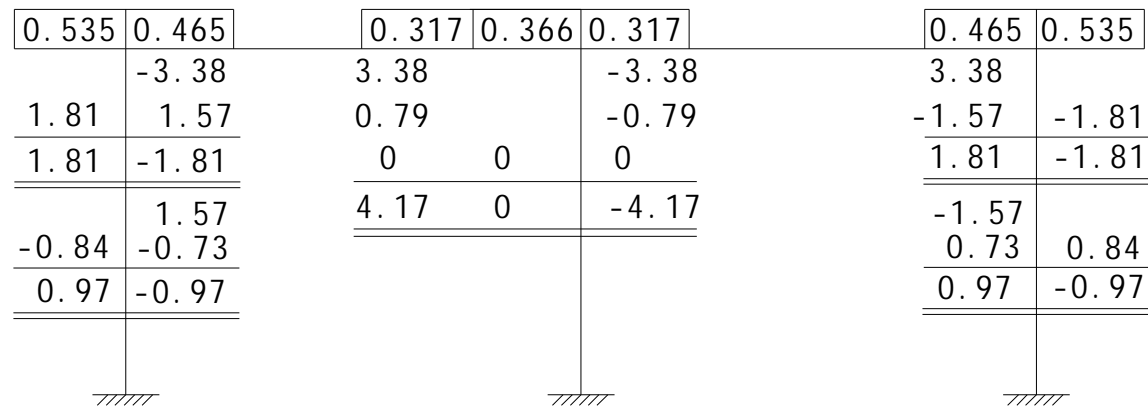
三层不平衡弯矩分配



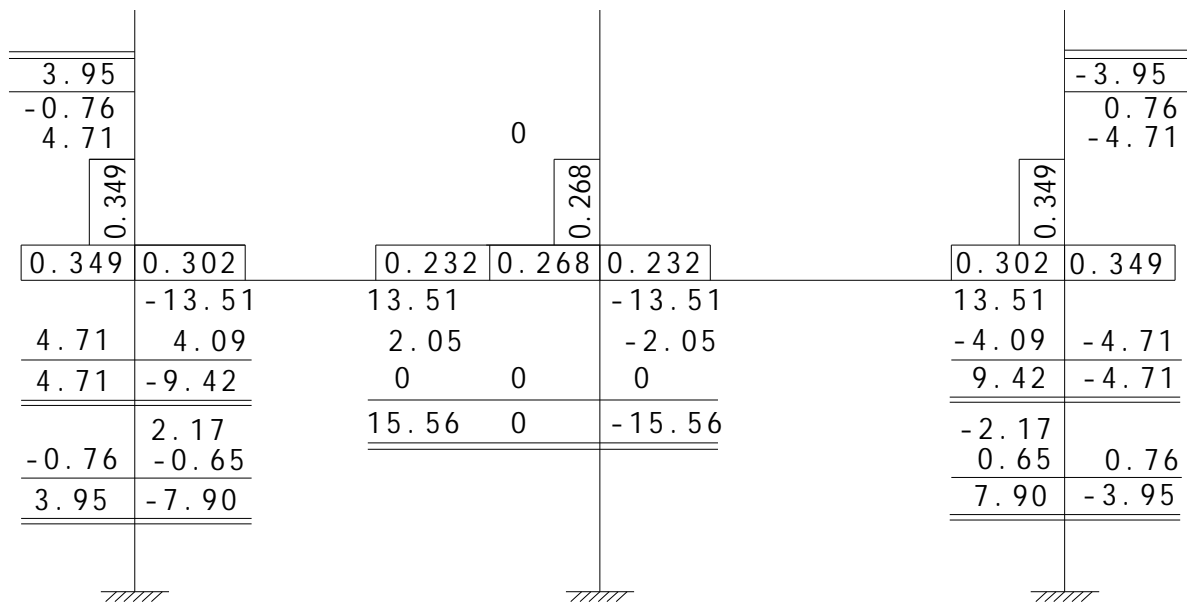


底层不平衡弯矩分配

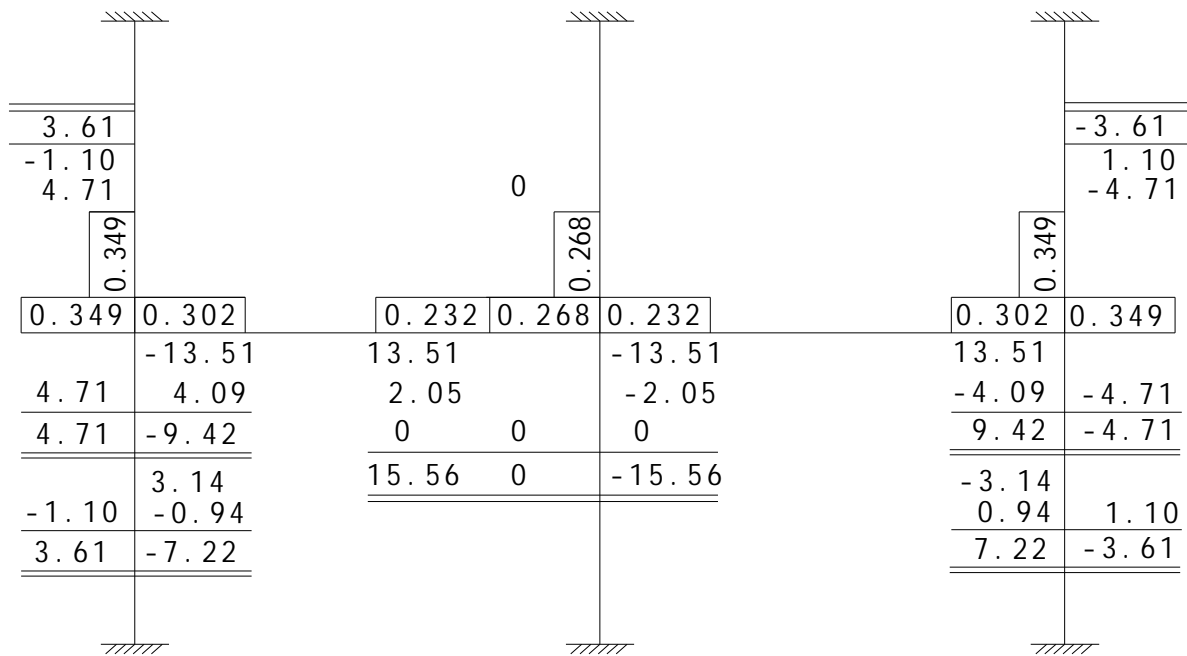
图 2.10a 恒载作用下顶层、标准层、底层不平衡弯矩分配

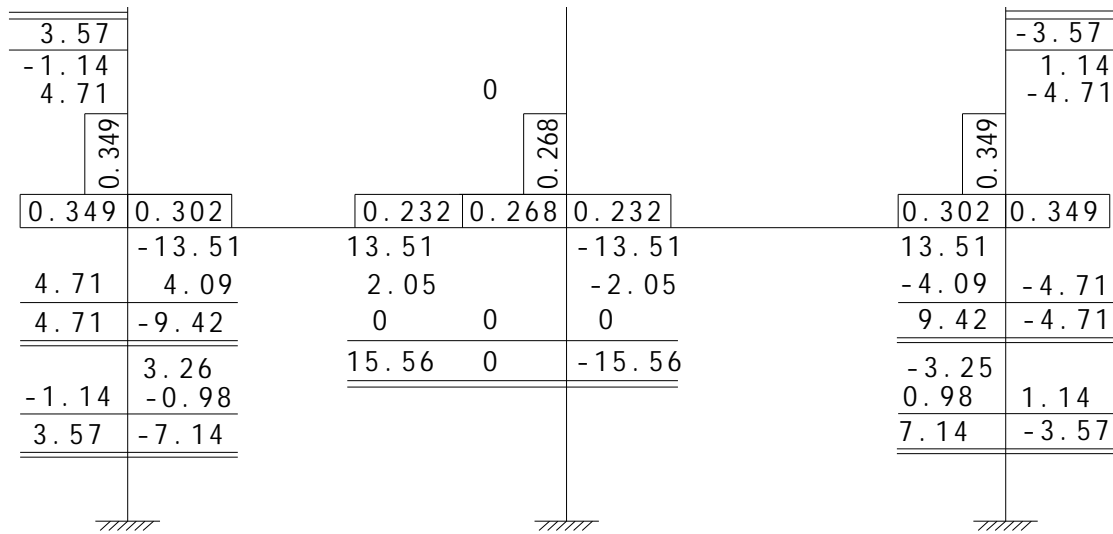


顶层（五层）不平衡弯矩分配

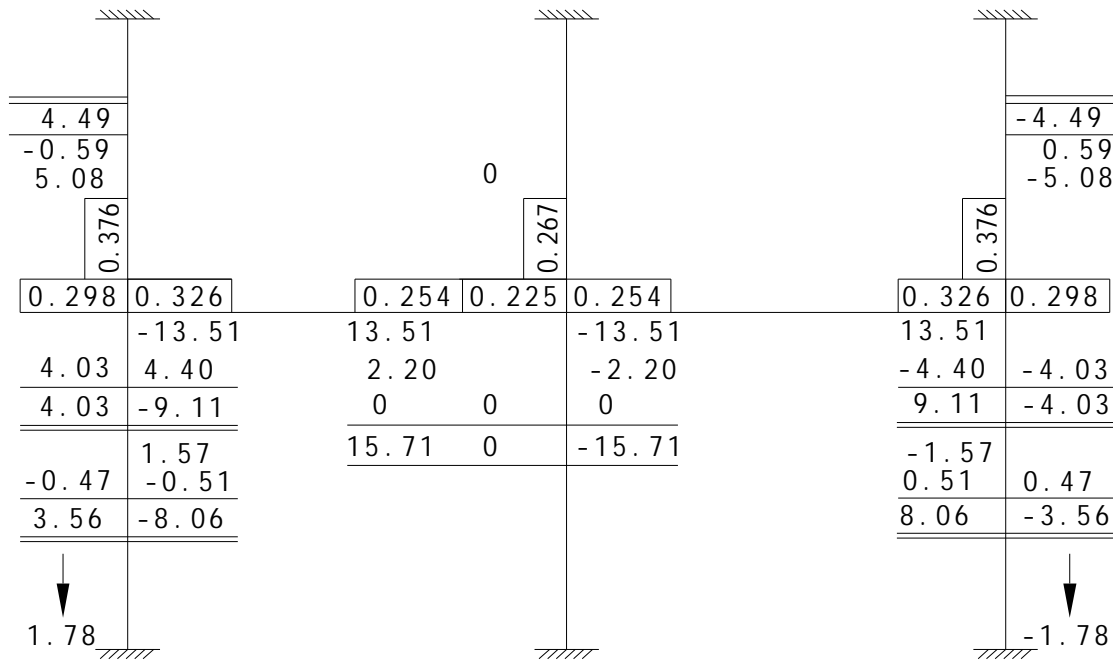


四层不平衡弯矩分配





二层不平衡弯矩分配



底层不平衡弯矩分配

图 2.10b 活载作用下顶层、标准层、底层弯矩分配

用反弯点法或 D 值法计算水平荷载作用下的内力，此处采用 D 值法，即修正柱的侧移刚度和调整反弯点高度的方法。

1. 计算反弯点高度。

$$i_b \text{ 的计算} \quad \text{一般层: (a)边柱: } i_b = \frac{1}{2}(i_2+i_4); \quad \text{(b)中柱: } i_b = \frac{1}{2}(i_1+i_3+i_2+i_4)$$

$$\text{底层: (a)边柱: } i_b = i_2; \quad \text{(b)中柱: } i_b = i_1+i_2$$

$K=i_b/i_c$, 由 K 查表得 y_0

由上下梁相对线刚度比值 α_1 , 上下层高与该层高比值 α_2 、 α_3 及 K 查得上下梁相对线刚度变化修正值 y_1 , 上下层层高变化修正值 y_2 、 y_3 , 则各柱的反弯点高度比 $y=y_0+y_1+y_2+y_3$, 反弯点高度 $\bar{y}=y \cdot h(\text{m})$. 计算结果见表 2.3

2. 计算值并按 D 值确定各柱的分配系数。

柱刚度修正系数的计算表 2.4

第 j 层第 k 柱的抗侧刚度为 $D_{jk} = \frac{V_{jk}}{D_{ij}} = \alpha 12i_c/h_j^2$, 求得修正后的柱抗侧刚度 D 值以后,

与反弯点法相似, 由同一层内各柱的层间位移相等的条件, 可把层间剪力 V_{Fj} 按下式分配给该层的各柱:

$$V_{jk} = \frac{D_{jk}}{\sum_{k=1}^m D_{jk}} V_{Fj}, \text{地震作用与风荷载计算结果见表 2.4、2.5。}$$

水平荷载作用下的结构计算简图如图所示。柱端弯矩计算结果见表 2.4、表 2.5。注: 表中长度单位为 m; 剪力单位为 kN; 弯矩单位为 kN·m。

3. 计算梁端弯矩(根据节点平衡, 按刚度分配, 单位: kN·m)

(1)地震荷载作用:

$$\text{五层: } M_{A_5B_5} = M_{C_5B_5} = 17.56 \quad M_{B_5A_5} = M_{B_5C_5} = 24.29 \times 1/2 = 12.15$$

$$\text{四层: } M_{A_4B_4} = M_{C_4B_4} = 7.52 + 28.12 = 35.64, \quad M_{B_4A_4} = M_{B_4C_4} = (14.89 + 41.72) \times 1/2 = 28.31$$

$$\text{三层: } M_{A_3B_3} = M_{C_3B_3} = 18.74 + 35.03 = 53.77, \quad M_{B_3A_3} = M_{B_3C_3} = (31.48 + 51.75) \times 1/2 = 41.62$$

$$\text{二层: } M_{A_2B_2} = M_{C_2B_2} = 28.66 + 37.79 = 66.45, \quad M_{B_2A_2} = M_{B_2C_2} = (47.376 + 59.04) \times 1/2 = 53.40$$

$$\text{一层: } M_{A_1B_1} = M_{C_1B_1} = 37.79 + 45.60 = 83.39, \quad M_{B_1A_1} = M_{B_1C_1} = (59.04 + 71.18) \times 1/2 = 65.11$$

数 号	α_D	α_c	$\alpha_{\text{D}} \rightarrow \alpha_{\text{D}} \alpha_c$	γ_0	γ_1	γ_2	γ_3	γ_4	γ_5	γ	$\gamma - \gamma_{\text{D}} - \alpha$		
五	A ₅ A ₄	28.94	37.02	0.782	0.30	1	0	1	0	1	0	0.30	0.90
	B ₅ B ₄	57.87	37.02	1.563	0.38	1	0	1	0	1	0	0.38	1.14
	C ₅ C ₄	28.94	37.02	0.782	0.30	1	0	1	0	1	0	0.30	0.90
四	A ₄ A ₃	28.94	37.02	0.782	0.40	1	0	1	0	1	0	0.40	1.20
	B ₄ B ₃	57.87	37.02	1.563	0.43	1	0	1	0	1	0	0.43	1.29
	C ₄ C ₃	28.94	37.02	0.782	0.40	1	0	1	0	1	0	0.40	1.20
三	A ₃ A ₂	28.94	37.02	0.782	0.45	1	0	1	0	1	0	0.45	1.35
	B ₃ B ₂	57.87	37.02	1.563	0.48	1	0	1	0	1	0	0.48	1.44
	C ₃ C ₂	28.94	37.02	0.782	0.45	1	0	1	0	1	0	0.45	1.35
二	A ₂ A ₁	28.94	37.02	0.782	0.50	1	0	1	0	1.4	0	0.50	1.5
	B ₂ B ₁	57.87	37.02	1.563	0.50	1	0	1	0	1.4	0	0.50	1.5
	C ₂ C ₁	28.94	37.02	0.782	0.50	1	0	1	0	1.4	0	0.50	1.5
一	A ₁ A ₀	28.94	26.44	1.094	0.64	—	0	0.71	0	—	0	0.64	2.69
	B ₁ B ₀	57.87	26.44	2.188	0.55	—	0	0.71	0	—	0	0.55	2.31
	C ₁ C ₀	28.94	26.44	1.094	0.64	—	0	0.71	0	—	0	0.64	2.69

表 2.4 D 值计算及柱端弯矩(地震荷载)

层数	柱编号	K	α	i_c	h_j	D_i	$\dot{\alpha}D_i$	分配	层剪力	V_i	$y_{\text{上}}$	$M_{\text{上}}$	$M_{\text{下}}$
五	A ₅ A ₄	0.782	0.281	37.02		13.870		0.281		8.36	2.1	17.56	7.52
	B ₅ B ₄	1.563	0.439	37.02	3	21.699	49.439	0.439	29.74	13.06	1.86	24.29	14.89
	C ₅ C ₄	0.782	0.281	37.02		13.870		0.281		8.36	2.1	17.56	7.52
四	A ₄ A ₃	0.782	0.281	37.02		13.870		0.281		15.62	1.80	28.012	18.74
	B ₄ B ₃	1.563	0.439	37.02	3	21.699	49.439	0.439	55.59	24.40	1.71	41.72	31.48
	C ₄ C ₃	0.782	0.281	37.02		13.870		0.281		15.62	1.80	28.012	18.74
三	A ₃ A ₂	0.782	0.281	37.02		13.870		0.281		21.23	1.65	35.03	28.66
	B ₃ B ₂	1.563	0.439	37.02	3	21.699	49.439	0.439	75.56	33.17	1.56	51.75	47.76
	C ₃ C ₂	0.782	0.281	37.02		13.870		0.281		21.23	1.65	35.03	28.66
二	A ₂ A ₁	0.782	0.281	37.02		13.870		0.281		25.19	1.50	37.79	37.79
	B ₂ B ₁	1.563	0.439	37.02	3	21.699	49.439	0.439	89.66	47.07	1.50	59.04	59.04

层	梁	左端弯矩	右端弯矩	梁长	层数	层间剪力	层间位移	梁端弯矩	梁端剪力	梁端弯矩	梁端剪力	梁端弯矩	梁端剪力
五	A ₅ A ₄	0.782	0.281	37.02	3	21.699	49.439	13.870	0.281	1.35	2.10	2.84	1.22
	B ₅ B ₄	1.563	0.439	37.02				2.11	1.86	3.92	2.41		
	C ₅ C ₄	0.782	0.281	37.02				13.870	0.281	1.35	2.10	2.84	1.22
四	A ₄ A ₃	0.782	0.281	37.02	3	21.699	49.439	13.870	0.281	3.85	1.80	6.93	4.62
	B ₄ B ₃	1.563	0.439	37.02				13.71	6.02	1.71	10.29	7.77	
	C ₄ C ₃	0.782	0.281	37.02				13.870	0.281	3.85	1.80	6.93	4.62
三	A ₃ A ₂	0.782	0.281	37.02	3	21.699	49.439	13.870	0.281	6.22	1.65	10.26	8.40
	B ₃ B ₂	1.563	0.439	37.02				22.13	9.72	1.56	10.26	14.00	
	C ₃ C ₂	0.782	0.281	37.02				13.870	0.281	6.22	1.65	10.26	8.40
二	A ₂ A ₁	0.782	0.281	37.02	3	21.699	49.439	13.870	0.281	8.58	1.50	12.87	12.87
	B ₂ B ₁	1.563	0.439	37.02				30.55	13.41	1.50	20.12	20.12	
	C ₂ C ₁	0.782	0.281	37.02				13.870	0.281	8.58	1.50	12.87	12.87
一	A ₁ A ₀	1.095	0.515	26.44	4.2	11.548	30.076	9.264	0.308	11.64	1.51	17.58	31.31
	B ₁ B ₀	2.189	0.642	26.44				37.80	15.52	1.89	29.33	35.85	
	C ₁ C ₀	1.095	0.515	26.44				9.264	0.308	11.64	1.51	17.58	31.31

(2)风荷载作用:

五层: $M_{A_5B_5}=M_{C_5B_5}=2.84,$

$$M_{B_5A_5}=M_{B_5C_5}=3.92 \times 1/2=1.96$$

四层: $M_{A_4B_4}=M_{C_4B_4}=1.22+6.93=8.15,$

$$M_{B_4A_4}=M_{B_4C_4}=(2.41+10.29) \times 1/2=6.35$$

三层: $M_{A_3B_3}=M_{C_3B_3}=4.62+10.26=14.88,$

$$M_{B_3A_3}=M_{B_3C_3}=(7.77+10.26) \times 1/2=9.02$$

二层: $M_{A_2B_2}=M_{C_2B_2}=8.40+12.87=21.27,$

$$M_{B_2A_2}=M_{B_2C_2}=(14.00+20.12) \times 1/2=17.06$$

一层: $M_{A_1B_1}=M_{C_1B_1}=12.87+17.58=30.45,$

$$M_{B_1A_1}=M_{B_1C_1}=(20.12+29.33) \times 1/2=24.73$$

2.4.3 恒载、活载及水平荷载作用下的内力图

竖向荷载作用时梁的剪力按净跨计算, 由于梁端弯矩相差不大, 忽略弯矩对剪力的影

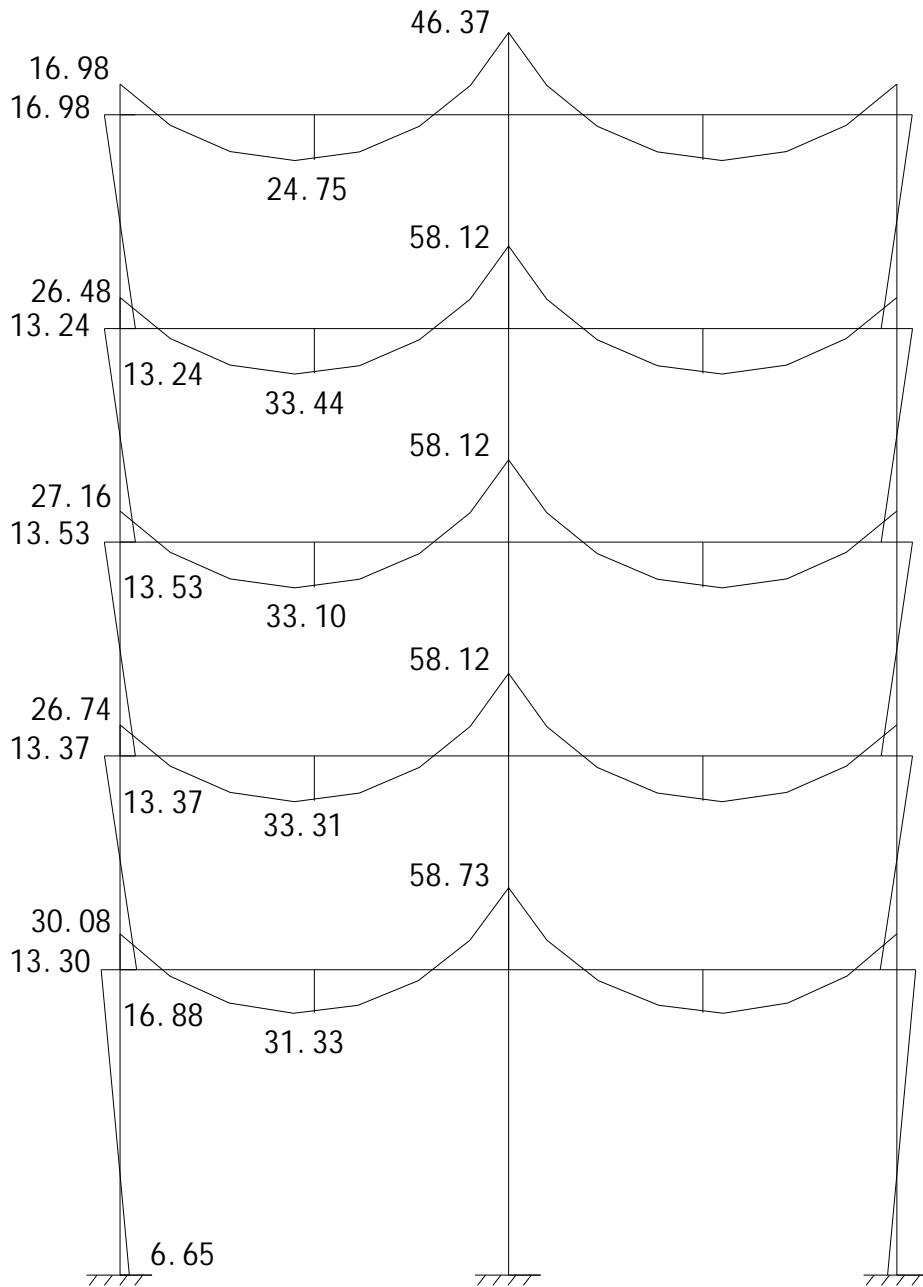


图 2.11 恒载 M (kN·m)

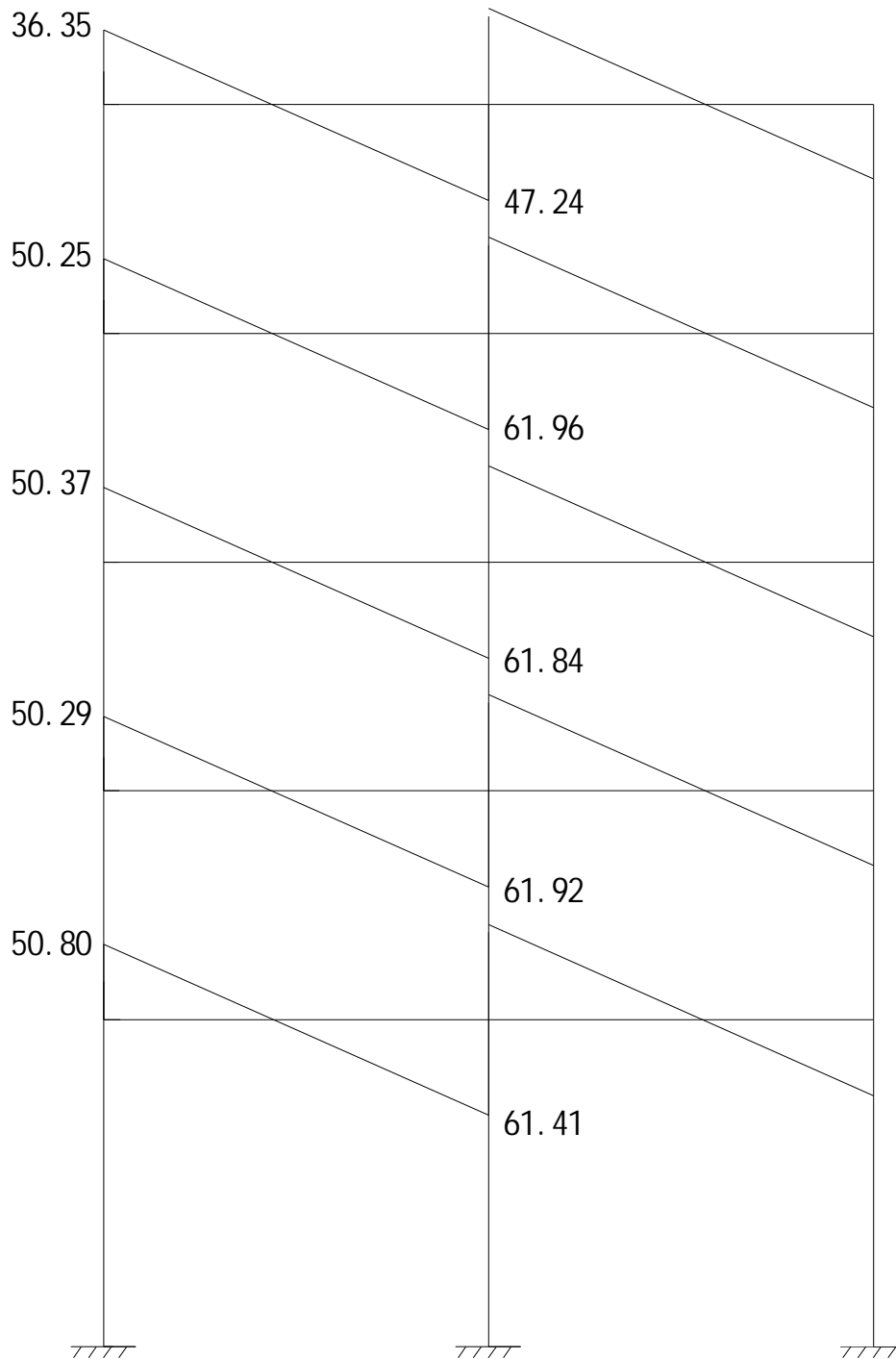


图 2.12 恒载 V (kN)

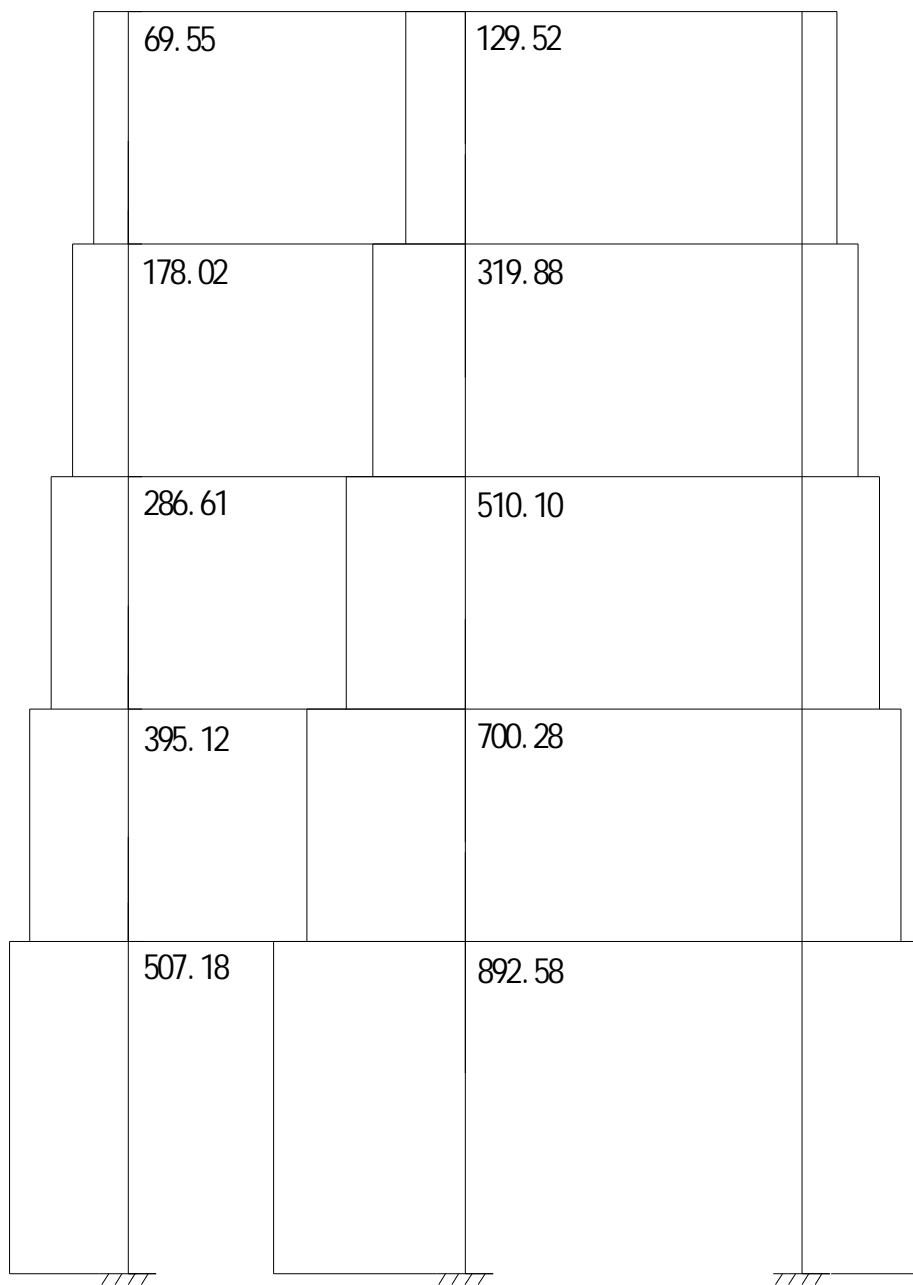


图 2.13 恒载 N (kN)

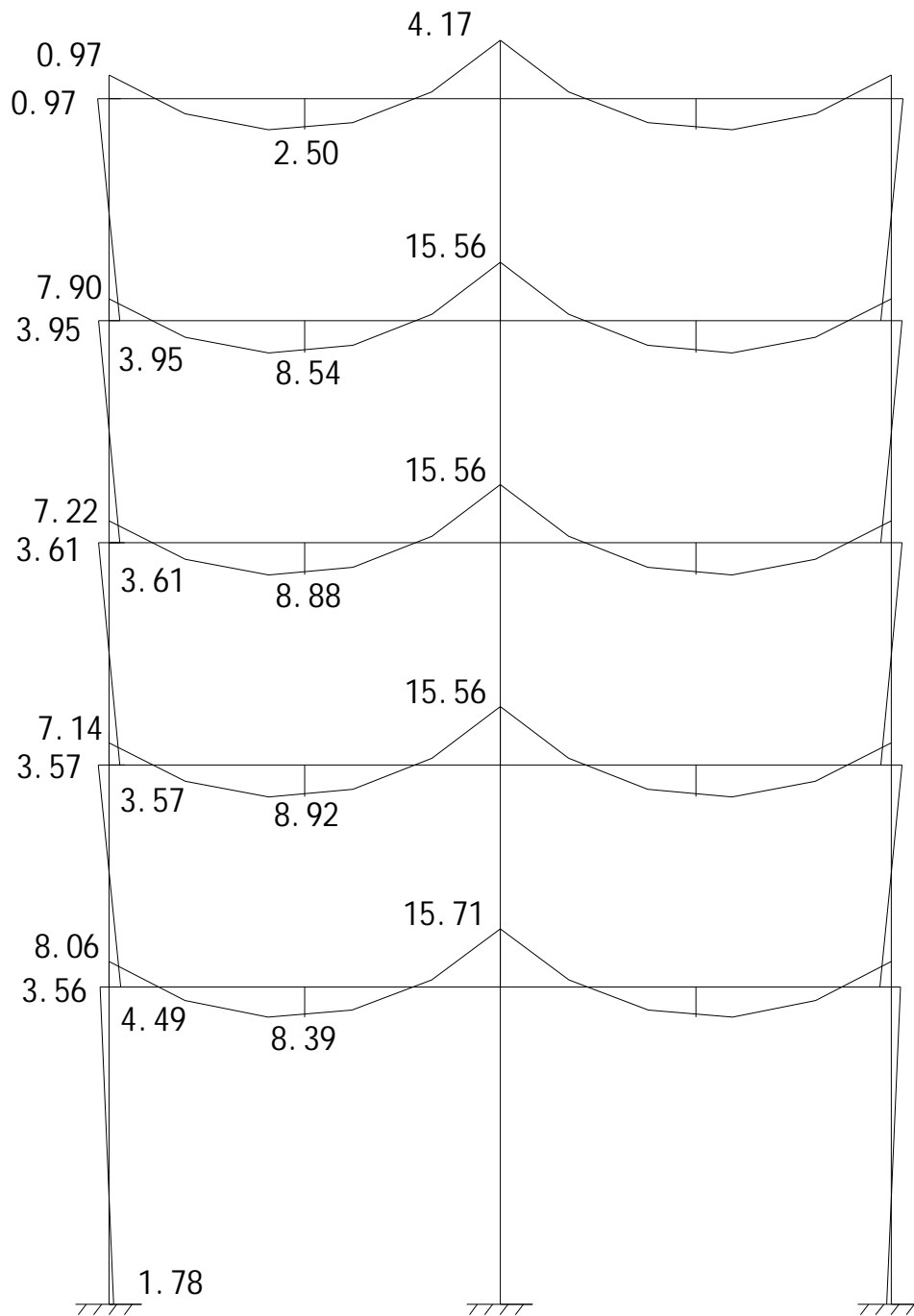


图 2.14 活载 M (kN·m)

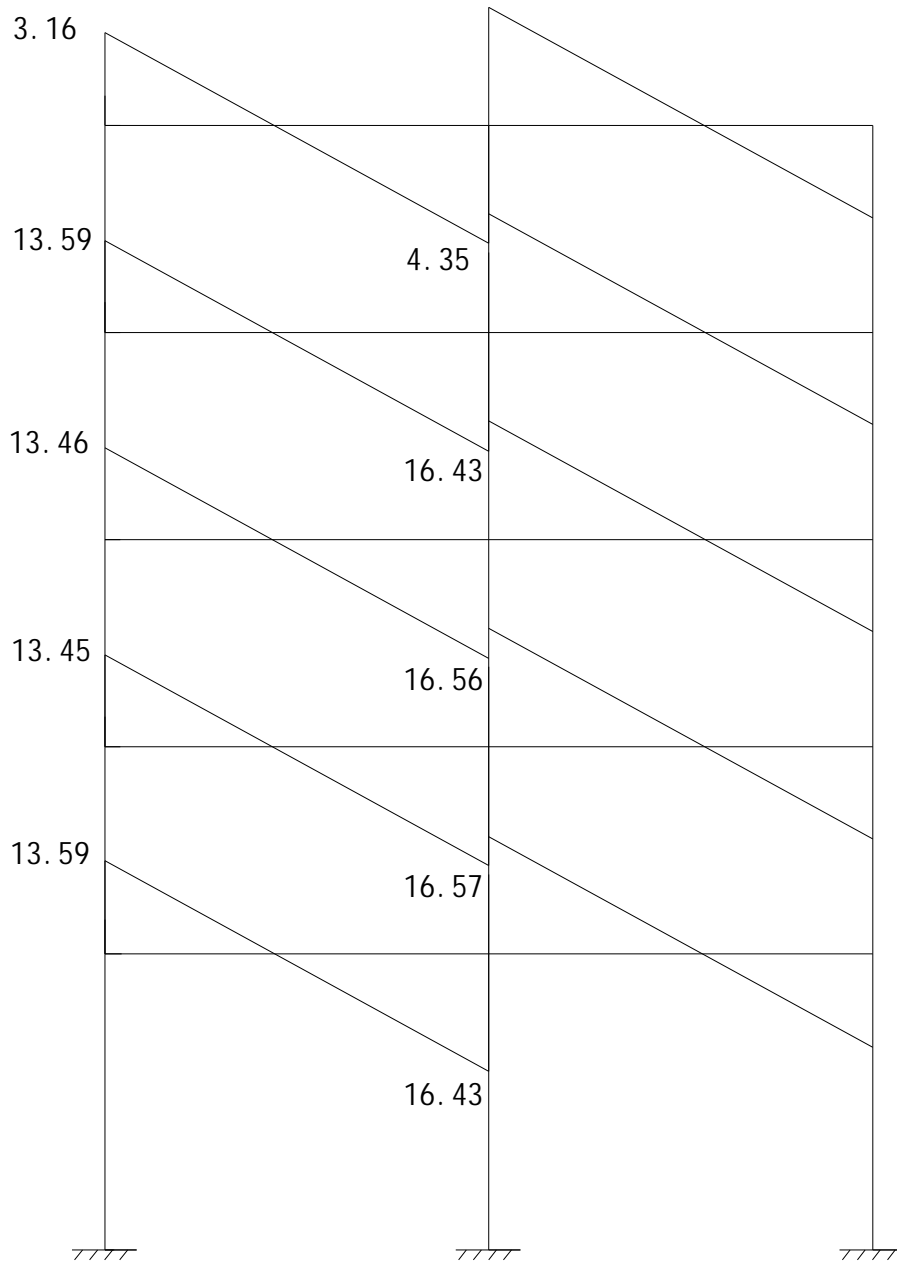


图 2.15 活载 V (kN)

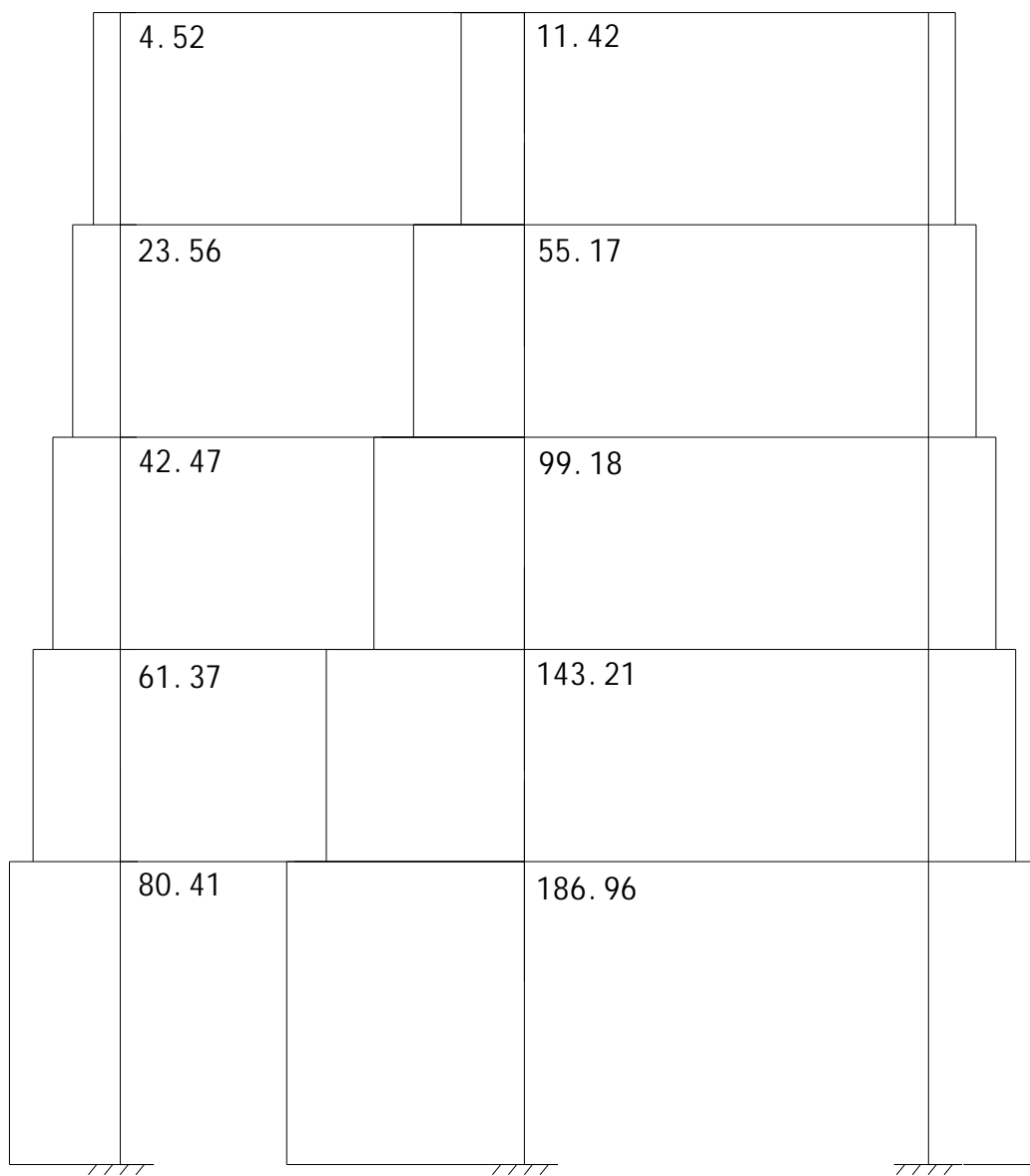


图 2.16 活载 N (kN)

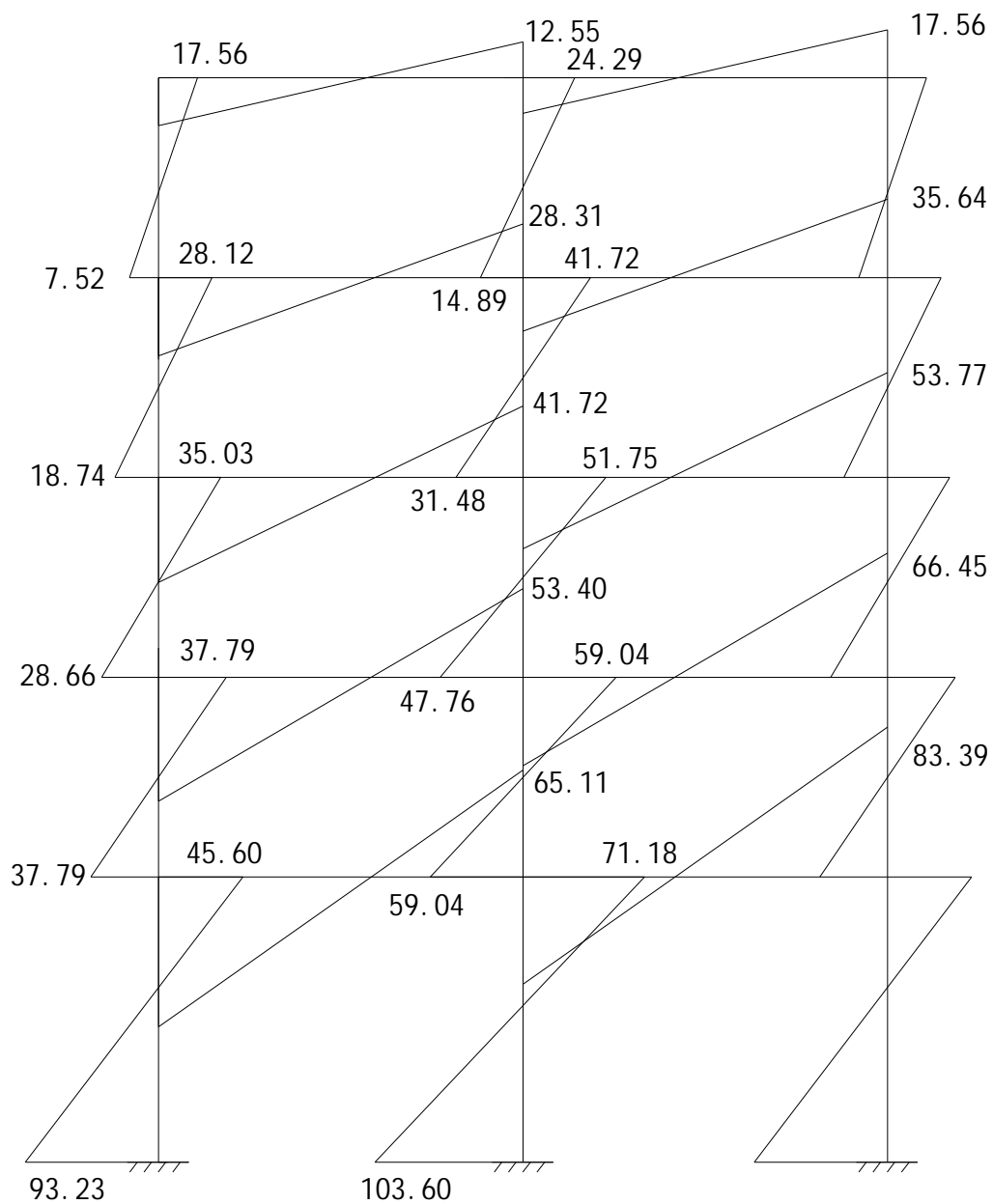


图 2.17 地震荷载 M (kN·m)

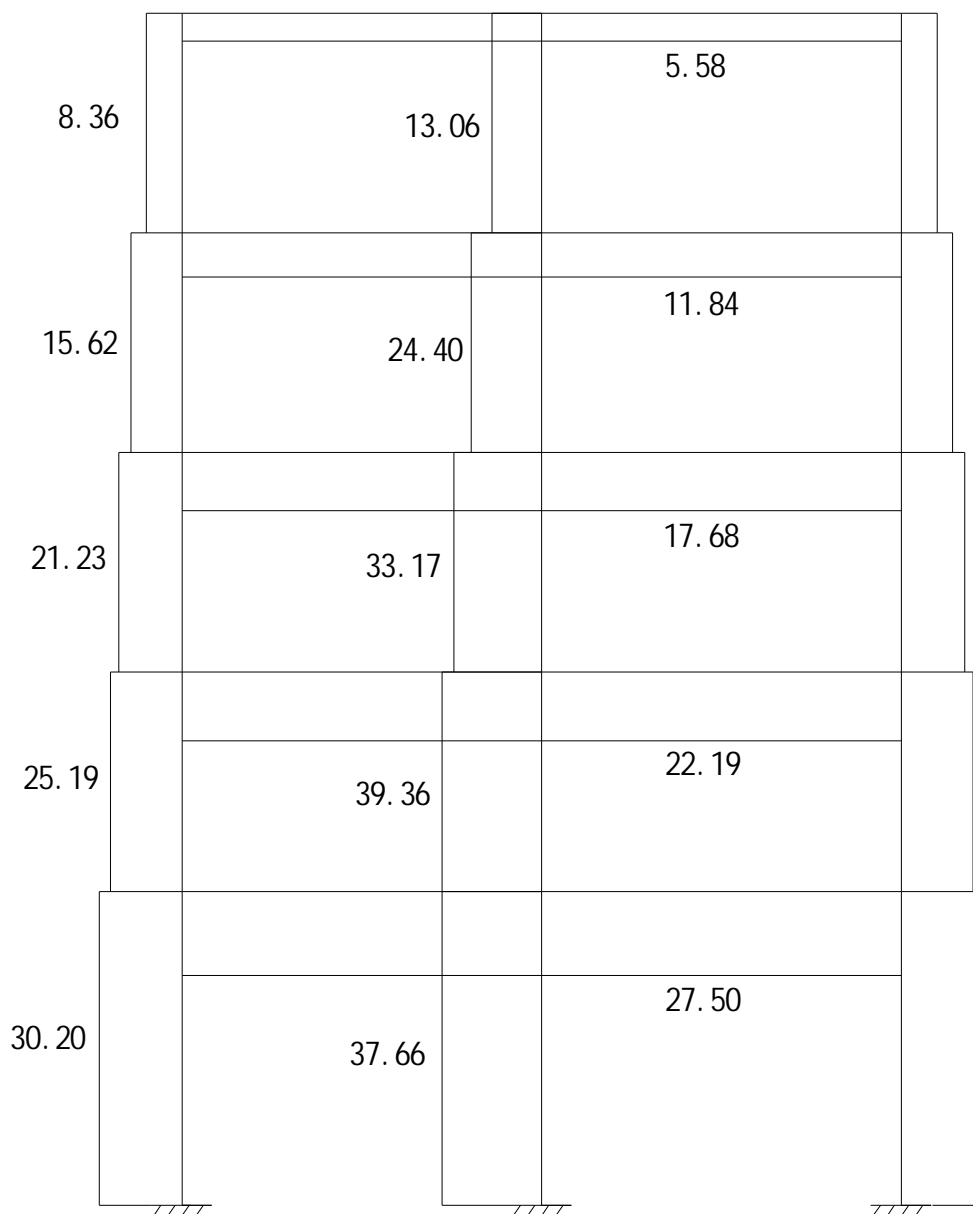


图 2.18 地震荷载 V (kN)

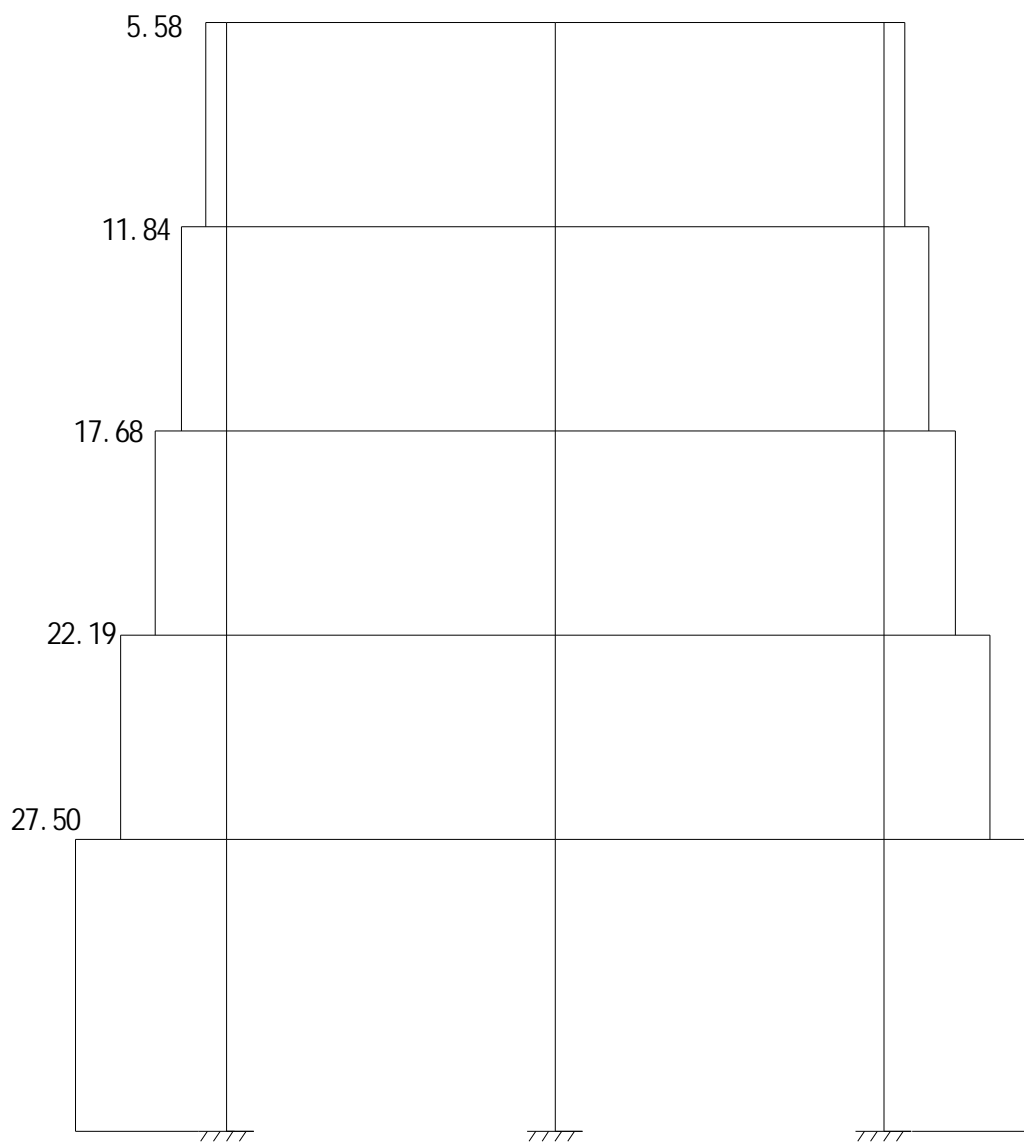


图 2.19 地震荷载 N (kN)

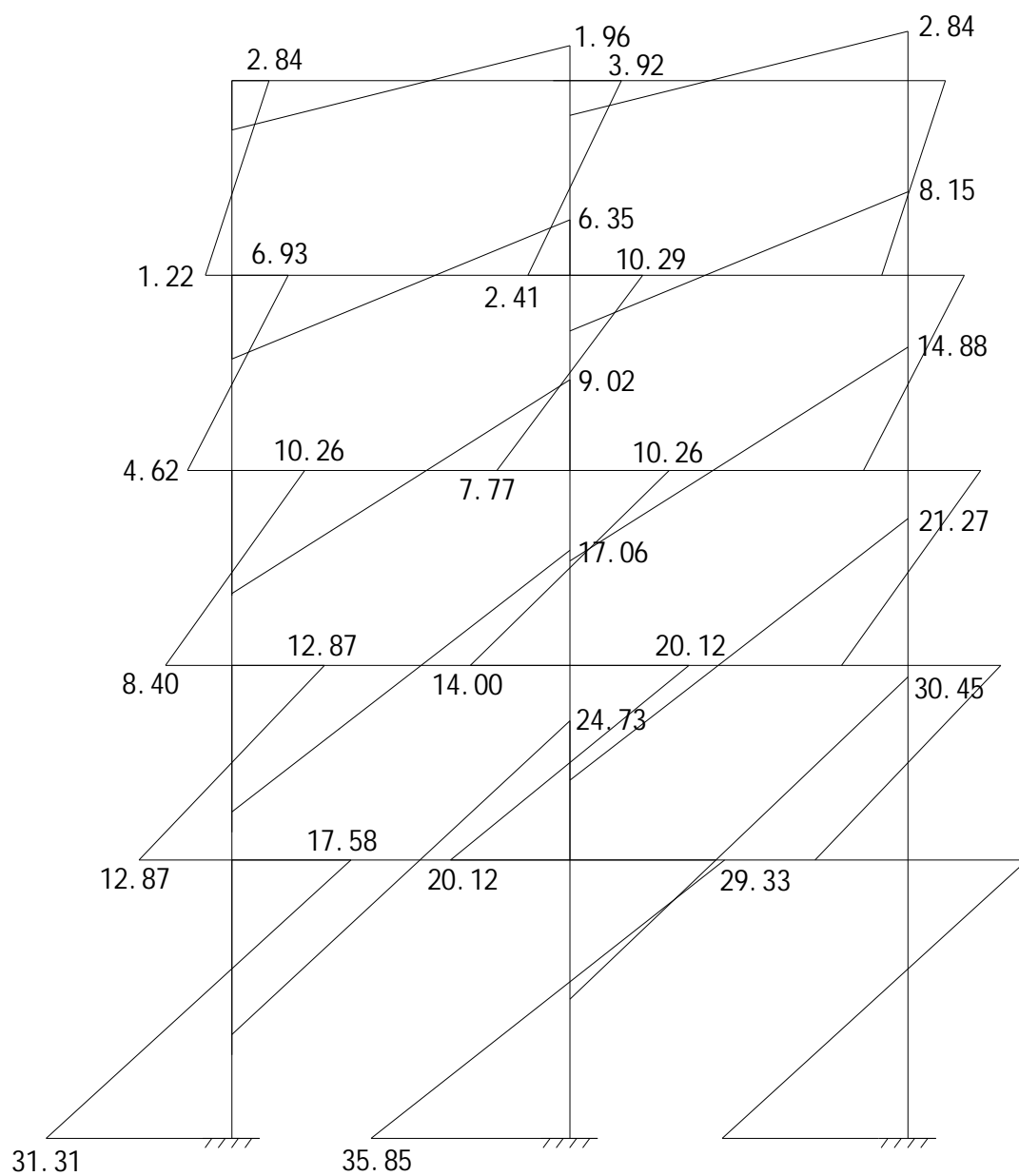


图 2.20 风荷载 M (kN·m)

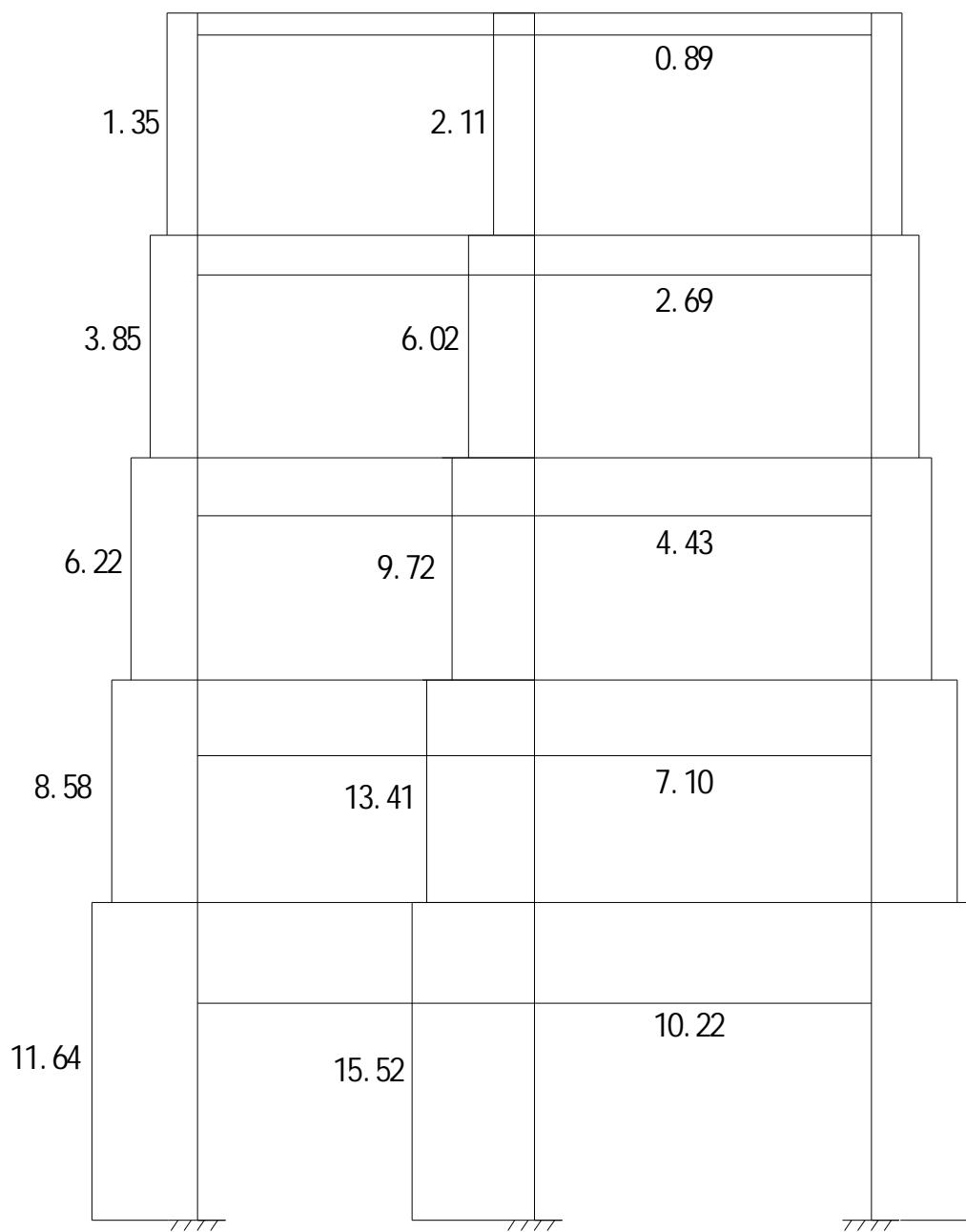


图 2.21 风荷载 V (kN)

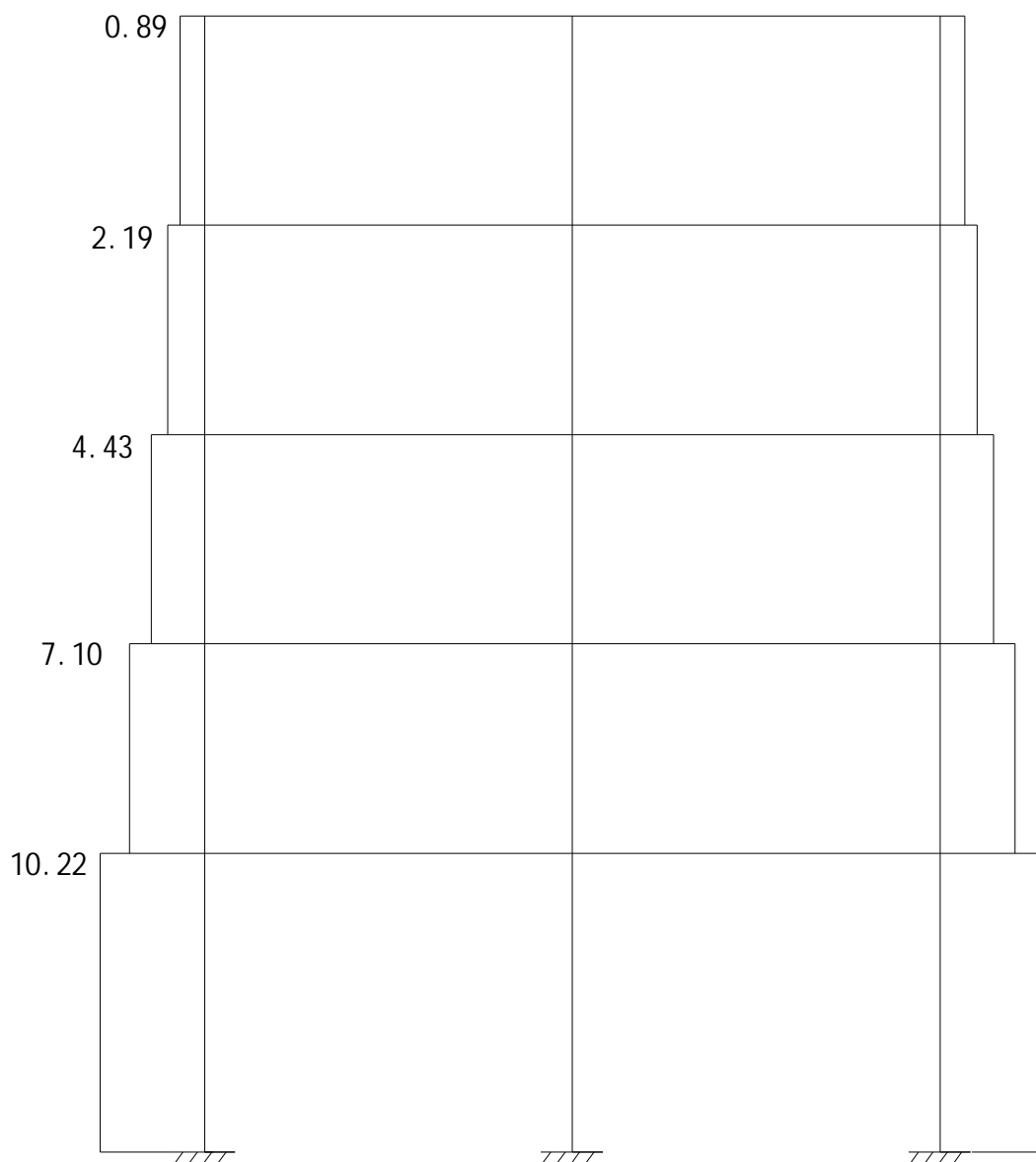


图 2.22 风荷载 N (kN)

2.4.4 内力塑性调幅及内力组合

内力组合的目的是求出构件控制截面的最不利内力，用以设计构件。梁的控制截面是梁端柱边处及跨中截面，应将柱轴线处梁的弯矩换算到柱边的弯矩值。柱的控制截面在柱的上端和下端。

在内力分项组合前，应考虑活荷载的不利布置。对于恒载只有“全跨满布”一种方式；对于活载，针对各个截面的最不利内力，活荷载会有不同的最不利布置。在多层及高层建筑中，一般情况下的使用荷载都相对较小，为节省工作量，允许与恒荷载一样只计算全跨满布一种情况。但活载跨中弯矩在调幅前要乘以一个 1.1 到 1.2 的系数(本设计中取 1.2)。在本设计中前一部分的活载作用下的内力计算即采用此方法。

1. 竖向荷载作用下框架梁内力塑性调幅

为了便于施工，减少支座处梁负弯筋过分拥挤，及在抗震结构设计中形成使梁端出现塑性铰的强柱弱梁延性框架，允许在框架梁中进行塑性调幅，降低在竖向荷载作用下支座处负弯矩，并相应调整跨中弯矩。竖向荷载作用下的弯矩应先调幅，再进行内力组合。

现浇框架的支座弯矩调幅系数为 0.8 到 0.9，相应跨中正弯矩增大，为原来的 1.1 到 1.2 倍。本设计中调幅系数取 0.85，跨中弯矩增大系数取 1.2。

$$M_{bi}=M_i - V_b \times b/2; \quad M_B = \beta m_{B0}; \quad M_C = \beta M_{C0} \quad .$$

内力调幅计算见表 2.6、表 2.7 。

表 2.6 恒载作用下梁的内力换算及调幅

层数	控制截面	C 支座	CB 跨中	B 左支座
五	轴线弯矩 M_i	-16.98	24.75	-46.37
	塑性调幅后 M_i	-14.43	29.70	-39.41
	剪力 V_b	36.35	—	-47.24
	柱边弯矩 M_{bi}	-6.25	—	-28.78
四	轴线弯矩 M_i	-26.48	33.44	-58.12
	塑性调幅后 M_i	-22.51	40.13	-49.40
	剪力 V_b	50.25	—	-61.96
	柱边弯矩 M_{bi}	-11.20	—	-35.49
三	轴线弯矩 M_i	-27.16	33.10	-58.12
	塑性调幅后 M_i	-23.09	39.72	-49.40
	剪力 V_b	50.37	—	-61.84
	柱边弯矩 M_{bi}	-11.76	—	-35.49
二	轴线弯矩 M_i	-26.74	33.31	-58.73
	塑性调幅后 M_i	-22.73	39.97	-49.40
	剪力 V_b	50.29	—	-61.92
	柱边弯矩 M_{bi}	-11.41	—	-35.47
一	轴线弯矩 M_i	-30.08	31.33	-58.73
	塑性调幅后 M_i	-25.57	40.00	-49.92
	剪力 V_b	50.80	—	-61.41
	柱边弯矩 M_{bi}	-14.14	—	-36.10

弯矩示意图

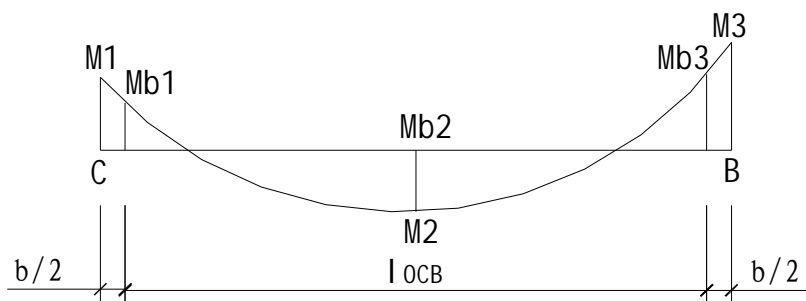


表 2.7 活载作用下梁的内力换算及调幅

层数	控制截面	C 支座	CB 跨中	B 左支座
五	轴线弯矩 M_i	-0.97	2.50	-4.17
	塑性调幅后 M_i	-0.82	3.00	-3.54
	剪力 V_b	3.16	—	-4.35
	柱边弯矩 M_{bi}	-0.11	—	-2.56
四	轴线弯矩 M_i	-7.90	8.54	-15.56
	塑性调幅后 M_i	-6.72	10.25	-13.23
	剪力 V_b	13.59	—	-16.43
	柱边弯矩 M_{bi}	-3.66	—	-9.53
三	轴线弯矩 M_i	-7.22	8.88	-15.56
	塑性调幅后 M_i	-6.14	10.66	-13.23
	剪力 V_b	13.46	—	-16.56
	柱边弯矩 M_{bi}	-3.11	—	-9.50
二	轴线弯矩 M_i	-7.14	8.92	-15.56
	塑性调幅后 M_i	-6.07	10.70	-13.23
	剪力 V_b	-13.45	—	-16.57
	柱边弯矩 M_{bi}	-3.04	—	-9.50
一	轴线弯矩 M_i	-8.06	8.39	-15.71
	塑性调幅后 M_i	-6.85	10.07	-13.35
	剪力 V_b	13.59	—	-16.43
	柱边弯矩 M_{bi}	-3.79	—	-9.65

调幅后验算，使跨中弯矩满足下列关系：

$$\textcircled{1} \frac{1}{2} (M_b^r + M_b^l) + M_b^o \geq M; \quad \textcircled{2} M_b^o \geq \frac{1}{2} M$$

式中： M_b^r 、 M_b^l 、 M_b^o 分别为调整后的梁右端、左端(轴线)和跨中正弯矩； M 为在本跨荷载作用下按简支梁计算的跨中弯矩。

经验算，各跨弯矩均基本满足要求。

表 2.8 水平荷载作用下由支座轴线弯矩求柱边弯矩

层数	控制截面	地震荷载作用		风荷载作用	
		C	B 左	C	B 左
五	轴线弯矩 M	17.56	12.55	2.84	1.96
	柱边剪力 V	5.58	5.58	0.89	0.89
	柱边弯矩 M	16.30	11.29	2.64	1.76
四	轴线弯矩 M	35.64	28.31	8.15	6.35
	柱边剪力 V	11.84	11.84	2.19	2.19
	柱边弯矩 M	32.98	26.65	7.66	5.86
三	轴线弯矩 M	53.77	41.72	14.88	9.02
	柱边剪力 V	17.68	17.68	4.43	4.43
	柱边弯矩 M	49.79	37.74	13.88	8.02
二	轴线弯矩 M	66.45	53.40	21.27	17.06
	柱边剪力 V	22.19	22.19	7.10	7.10
	柱边弯矩 M	61.46	48.41	19.67	15.46
一	轴线弯矩 M	83.39	65.11	30.45	24.73
	柱边剪力 V	27.50	27.50	10.22	10.22
	柱边弯矩 M	77.20	58.92	28.15	22.43

表 2.9 竖向荷载调幅前由支座轴线弯矩求柱边弯矩

层数	控制截面	竖向恒载作用①		竖向活载作用②	
		C	B 左	C	B 左
五	轴线弯矩 M	-16.98	-46.37	-0.97	-4.17
	柱边剪力 V	36.35	-47.24	3.16	-4.35
	柱边弯矩 M	-8.80	-35.74	-0.26	-3.19
四	轴线弯矩 M	-26.48	-58.12	-7.90	-15.56
	柱边剪力 V	50.25	-61.96	13.59	-16.43
	柱边弯矩 M	-15.17	-44.18	-4.84	-11.86
三	轴线弯矩 M	-27.16	-58.12	-7.22	-15.56
	柱边剪力 V	50.37	-61.84	13.46	-16.56
	柱边弯矩 M	-15.83	-44.21	-4.19	-11.83
二	轴线弯矩 M	-26.74	-58.12	-7.14	-15.56
	柱边剪力 V	50.29	-61.92	13.45	-16.57
	柱边弯矩 M	-15.42	-44.19	-4.11	-11.83
一	轴线弯矩 M	-30.08	-58.73	-8.06	-15.71
	柱边剪力 V	50.80	-61.41	13.59	-16.43
	柱边弯矩 M	-18.65	-44.91	-5.00	-12.01

2. 内力组合

本设计考虑三种内力组合：

第一种，非地震组合。将恒载与活载分别计算内力后，乘以各自的分项系数 1.2 和 1.4，然后在组合；

第二种，地震组合。将 100%的恒载加 50%的活载作为重荷载代表值，再将重力荷载代表值和地震荷载乘上各自的分项系数 1.2 和 1.3 组合，作为组合内力。地震作用的特点是可能以正负两方向作用，因此内力应冠以正负号再进行组合，取不利的值；

第三种，风荷载组合。活载与风荷载标准值之和乘以 1.4，然后将其与恒载标准值乘上各自的分项系数 0.9 和 1.2 组合，作为组合内力。

内力组合计算过程见表 2.10~表 2.19。

注意，考虑地震组合时，恒载和活载取调幅前的值。

γ_{RE} 的取值：梁受弯取 0.75；梁受剪取 0.85

表 2.10 顶层梁内力组合

荷载	恒载		活载		地震荷载		风荷载		
	①		②		③		④		
截面	M	V	M	V	M	V	M	V	
C 右	-6.25(-8.80)	36.35	-0.11(-0.26)	3.16	±16.30	±5.58	±2.64	±0.89	
CB 跨中	29.70(24.75)	—	3.00(2.50)	—	±2.51	—	±0.44	—	
B 左	-28.78(-35.74)	-47.24	-2.56(-3.19)	-4.35	±11.29	±5.58	±1.76	±0.89	
组合	①×1.2+②×1.4		[1.2×((①'+0.5×②'))+1.3			①×1.2+0.9×(1.4×②			
			×③] Y _{RE}			+1.4×④)			
截面	M _{max}	M _{min}	V _{max}	M _{max}	M _{min}	V _{max}	M _{max}	M _{min}	V _{max}
C 右	—	-7.65	48.04	—	-23.93	44.85	—	-10.97	48.72
CB 跨中	39.84	—	—	25.85	—	—	37.30	—	—
B 左	—	-38.12	62.78	—	-44.61	56.57	—	-39.98	63.29

表 2.11 四层梁内力组合

荷载	恒载		活载		地震荷载		风荷载		
	①		②		③		④		
截面	M	V	M	V	M	V	M	V	
C 右	-11.20(-15.17)	50.25	-3.66(-4.84)	13.59	±32.98	±11.84	±7.66	±2.19	
CB 跨中	40.13(33.44)	—	10.25(8.54)	—	±3.17	—	±0.90	—	
B 左	-35.46(-44.18)	-61.96	-9.53(-11.86)	-16.43	±26.65	±11.84	±5.86	±2.19	
组合	①×1.2+②×1.4		[1.2×((①'+0.5×②'))+1.3			①×1.2+0.9×(1.4×②			
			×③] Y _{RE}			+1.4×④)			
截面	M _{max}	M _{min}	V _{max}	M _{max}	M _{min}	V _{max}	M _{max}	M _{min}	V _{max}
C 右	—	-18.56	79.33	—	-47.99	71.27	—	-27.70	80.18
CB 跨中	62.51	—	—	37.03	—	—	62.21	—	—
B 左	—	-55.89	97.35	—	-71.08	84.66	—	-61.94	97.81

大连市清水源 5#住宅楼设计

表 2.12 三层梁内力组合

荷载	恒载		活载		地震荷载		风荷载		
	①		②		③		④		
截面	M	V	M	V	M	V	M	V	
C 右	-11.76(-15.83)	50.37	-3.11(-4.19)	13.46	±49.79	±17.68	±13.88	±4.43	
CB 跨中	39.72(33.10)	—	10.66(8.88)	—	±6.03	—	±2.93	—	
B 左	-35.49(-44.21)	-61.84	-9.50(-11.83)	-16.56	±37.74	±17.68	±8.02	±4.43	
组合	①×1.2+②×1.4		[1.2×((①'+0.5×②'))+1.3			①×1.2+0.9×(1.4×②+1.4			
			×③] Y _{RE}			×④)			
截面	M _{max}	M _{min}	V _{max}	M _{max}	M _{min}	V _{max}	M _{max}	M _{min}	V _{max}
C 右	—	-18.47	79.29	—	-64.68	77.78	—	-35.60	82.98
CB 跨中	62.59	—	—	52.89	—	—	64.79	—	—
B 左	—	-55.89	97.39	—	-81.91	91.06	—	-65.66	100.66

表 2.13 二层梁内力组合

荷载	恒载		活载		地震荷载		风荷载		
	①		②		③		④		
截面	M	V	M	V	M	V	M	V	
C 右	-11.41(-15.42)	50.29	-3.04(-4.11)	13.45	±61.46	±22.19	±19.67	±7.10	
CB 跨中	39.97(33.31)	—	10.70(8.92)	—	±6.53	—	±2.11	—	
B 左	-35.47(-44.19)	-61.92	-9.50(-11.83)	-16.57	±48.41	±22.19	±15.46	±7.10	
组合	①×1.2+②×1.4		[1.2×((①'+0.5×②'))+1.3			①×1.2+0.9×(1.4×②+1.4			
			×③] Y _{RE}			×④)			
截面	M _{max}	M _{min}	V _{max}	M _{max}	M _{min}	V _{max}	M _{max}	M _{min}	V _{max}
C 右	—	-17.95	79.18	—	-75.65	82.68	—	-42.31	86.24
CB 跨中	62.94	—	—	40.36	—	—	64.10	—	—
B 左	—	-55.86	97.50	—	-92.29	96.13	—	-70.01	104.13

表 2.14 底层梁内力组合

荷载	恒载		活载		地震荷载		风荷载		
	①		②		③		④		
截面	M	V	M	V	M	V	M	V	
C 右	-14.14(-18.65)	50.80	-3.79(-5.00)	13.59	±77.20	±27.20	±28.15	±10.22	
CB 跨中	40.00(31.33)	—	10.07(8.39)	—	±9.14	—	±2.86	—	
B 左	-36.10(-44.91)	-61.41	-9.65(-12.01)	-16.43	±58.92	±27.50	±22.43	±10.22	
组合	①×1.2+②×1.4			[1.2×(①'+0.5×②')+1.3×③] Y _{RE}			①×1.2+0.9×(1.4×②+1.4×④)		
	M _{max}	M _{min}	V _{max}	M _{max}	M _{min}	V _{max}	M _{max}	M _{min}	V _{max}
C 右	—	-22.27	79.99	—	-94.31	89.13	—	-57.21	90.96
CB 跨中	62.10	—	—	40.88	—	—	64.29	—	—
B 左	—	-56.83	96.69	—	-103.27	101.41	—	-83.74	107.27

表 2.15 各层柱内力

柱号	截面	恒载	活载	地震荷载	风荷载
		①	②	③	④
C ₅ C ₄	M _上	16.98	0.97	±17.56	±2.84
	M _下	13.24	3.95	±7.52	±1.22
	N	69.55	4.52	±5.58	±0.89
	V	-10.07	-1.64	±8.36	±1.35
B ₅ B ₄	M _上	0.00	0.00	±24.29	±3.92
	M _下	0.00	0.00	±14.89	±2.41
	N	129.52	11.42	0.00	0.00
	V	0.00	0.00	±13.06	±2.11
C ₄ C ₃	M _上	13.24	3.95	±28.12	±6.93
	M _下	13.53	3.61	±18.74	±4.62
	N	178.02	23.56	±11.84	±2.19
	V	-8.92	-2.52	±15.62	±3.85
B ₄ B ₃	M _上	0.00	0.00	±41.72	±10.29
	M _下	0.00	0.00	±31.48	±7.77
	N	319.52	55.17	0.00	0.00
	V	0.00	0.00	±24.40	±6.02
C ₃ C ₂	M _上	13.53	3.61	±35.03	±10.26
	M _下	13.37	3.57	±28.66	±8.40
	N	286.61	42.47	±17.68	±4.43
	V	-11.51	-8.20	±21.23	±6.22
B ₃ B ₂	M _上	0.00	0.00	±51.75	±10.26
	M _下	0.00	0.00	±47.76	±14.00
	N	510.10	99.18	0.00	0.00
	V	0.00	0.00	±33.17	±9.72

表 2.16 各层柱内力

柱号	截面	恒载	活载	地震荷载	风荷载
		①	②	③	④
C ₂ C ₁	M _上	13.37	3.57	±37.79	±12.87
	M _下	16.88	4.49	±37.79	±12.87
	N	395.12	61.37	±22.19	±7.10
	V	-14.12	-10.86	±25.19	±8.58
B ₂ B ₁	M _上	0.00	0.00	±59.04	±20.12
	M _下	0.00	0.00	±59.04	±20.12
	N	700.28	143.21	0.00	0.00
	V	0.00	0.00	±39.36	±13.41
C ₁ C ₀	M _上	13.30	3.56	±45.60	±17.58
	M _下	6.65	1.78	±81.24	±31.31
	N	507.18	80.41	±27.50	±10.22
	V	-4.75	-1.27	±30.20	±11.64
B ₁ B ₀	M _上	0.00	0.00	±71.18	±29.33
	M _下	0.00	0.00	±86.99	±35.85
	N	892.58	186.96	0.00	0.00
	V	0.00	0.00	±37.66	±15.52

表 2.17 各层柱内力组合

柱号	截面	$\textcircled{1} \times 1.2 + \textcircled{2} \times 1.4$	$1.2 \times (\textcircled{1}' + 0.5 \times \textcircled{2}') + 1.3 \times \textcircled{3}$	$\textcircled{1} \times 1.2 + 0.9 \times (\textcircled{1.4} \times \textcircled{2} + 1.4 \times \textcircled{4})$		
		M, N, V	N_{\max}, M	N_{\min}, M	N_{\max}, M	N_{\min}, M
C ₅ C ₄	M _上	21.73	43.79	-1.87	25.18	18.02
	M _下	21.42	28.03	8.48	22.40	19.33
	N	89.79	93.43	78.92	90.28	88.03
	V	-14.38	-23.94	-2.20	-12.45	-15.85
B ₅ B ₄	M _上	0.00	31.58	-31.58	4.94	-4.94
	M _下	0.00	19.36	-19.36	3.04	-3.04
	N	171.41	162.28	162.28	169.81	169.81
	V	0.00	-16.98	16.98	2.66	-2.66
C ₄ C ₃	M _上	21.42	54.81	-18.30	29.60	12.13
	M _下	21.29	42.76	-5.96	26.61	14.96
	N	246.61	243.15	212.37	246.07	240.55
	V	-14.23	-32.52	8.09	-9.03	-18.73
B ₄ B ₃	M _上	0.00	54.24	-54.24	12.97	-12.97
	M _下	0.00	40.92	-40.92	9.79	-9.79
	N	460.66	416.53	416.53	452.94	452.94
	V	0.00	-31.72	31.72	7.59	-7.59
C ₃ C ₂	M _上	21.29	63.94	-27.14	33.71	7.86
	M _下	21.04	55.44	-19.07	31.13	9.96
	N	403.39	392.40	346.43	403.03	391.86
	V	-25.29	-46.33	8.87	-16.31	-31.98
B ₃ B ₂	M _上	0.00	67.28	-67.28	12.93	-12.93
	M _下	0.00	62.09	-62.09	17.64	-17.64
	N	750.97	671.63	671.63	737.09	737.09
	V	0.00	-43.12	43.12	12.25	-12.25

表 2.18 层柱内力组合

柱号	截面	$\textcircled{1} \times 1.2 + \textcircled{2} \times 1.4$	$1.2 \times (\textcircled{1}' + 0.5 \times \textcircled{2}') + 1.3 \times \textcircled{3}$	$\textcircled{1} \times 1.2 + 0.9 \times (1.4 \times \textcircled{2} + 1.4 \times \textcircled{4})$		
		M, N, V	N_{\max}, M	N_{\min}, M	N_{\max}, M	N_{\min}, M
C ₂ C ₁	M _上	21.04	67.31	-30.94	36.76	4.33
	M _下	26.54	72.08	-26.18	42.13	9.70
	N	560.06	539.81	482.12	560.42	542.52
	V	-32.15	-56.21	9.29	-19.82	-41.44
B ₂ B ₁	M _上	0.00	76.75	-76.75	25.35	-25.35
	M _下	0.00	76.75	-76.75	25.35	-25.35
	N	1040.83	926.26	926.26	1020.78	1020.78
	V	0.00	-51.17	51.17	16.90	-16.90
C ₁ C ₀	M _上	20.94	77.38	-41.18	42.60	-1.71
	M _下	10.47	114.66	-96.56	49.67	-29.23
	N	721.19	692.61	621.11	722.81	697.06
	V	-7.48	-45.72	32.80	7.37	-21.97
B ₁ B ₀	M _上	0.00	92.53	-92.53	36.96	-36.96
	M _下	0.00	113.09	-113.09	45.17	-45.17
	N	1332.84	1183.27	1183.27	1306.67	1306.67
	V	0.00	-48.96	48.96	19.56	-19.56

2.5 构件设计

2.5.1 延性框架设计的要点

框架构件设计包括梁、柱及节点的配筋设计。要根据荷载效应组合所得内力及构件正截面抗弯、斜截面抗剪承载力要求计算构件的配筋数量。对于钢筋混凝土构件还有各种配筋构造要求。

非抗震及抗震结构在设计上的根本区别在于非抗震结构在外荷载作用下结构处于弹性状态或仅有微小裂缝，构件设计主要是满足构造要求；而抗震结构在设防地震作用下，构件进入塑性变形状态，抗震结构要设计成延性结构，其结构应有足够的延性。

实现延性框架设计的要点如下：

- (1)强柱弱梁框架
- (2)强剪弱弯构件
- (3)强节点、强锚固

2.5.2 框架梁设计

1. 梁的正截面抗弯配筋

γ_{RE} 为抗弯梁承载力调整系数，此处 $\gamma_{RE}=0.75$

对于三级抗震： $\xi \leq 0.35$ ，且端截面受弯钢筋配筋率应满足 $\rho_s' / \rho_s \geq 0.3$

AB、BC 跨梁截面 $250\text{mm} \times 500\text{mm}$ ， $b=250\text{mm}$ ， $h_0=465\text{mm}$ ；材料：C₃₀ 混凝土， $E_h=3 \times 10^4\text{Mpa}$ ， $f_c=14.3\text{Mpa}$ ， $f_t=1.43\text{Mpa}$ ，HRB335： $f_y=300\text{Mpa}$ ，HPB235： $f_y=210\text{Mpa}$ 。

以顶层 BC 跨为例，说明计算方法和过程，其它层梁的配筋计算结果见表 2.19。

翼缘确定：按计算跨度考虑时， $b_f' = l/3 = 5.4/3 = 1.7\text{m} = 1800\text{mm}$ ；

按梁间净距考虑时， $b_f' = b + S_n = 250 + 3300 = 3550\text{mm}$ ；

按翼缘厚度考虑时， $h_f/h_0 = 120/465 = 0.258 > 0.1$ ，此种情况不起控制作用。

综上所述可得： $b_f' = 1800\text{mm}$ 。

$$\text{因为 } \alpha_1 f_c b_f' \xi \leq \frac{M}{\gamma_{RE} h_0} = \frac{37.3 \times 10^6}{1.0 \times 14.3 \times 1800 \times 120 \times (465 - 120/2)}$$

$$= 1250.964 \text{ kN} \cdot \text{m} > 37.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

属于第一类梯形截面

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b_f' h_0^2} = \frac{37.3 \times 10^6}{1.0 \times 14.3 \times 1800 \times 465^2} = 0.0067$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.0067$$

$$A_s = \xi \alpha_1 f_c b_f' h_0 / f_y = \frac{0.0067 \times 1.0 \times 14.3 \times 1800 \times 465}{300} = 267 \text{ mm}^2$$

$$\text{实配钢筋 } 2 \quad 16 \quad (A_s = 402 \text{ mm}^2), \quad \rho = \frac{402}{250 \times 465} = 0.35\% > 0.45 \frac{f_t}{f_y} = 0.45 \times \frac{1.43}{300} = 0.21\%, \text{ 满}$$

足要求。

将下部跨间截面的钢筋伸入支座，作为支座负弯矩作用下的受压钢筋 ($A_s = 308 \text{ mm}^2$)，再计算相应的受拉钢筋，即支座 B 上部

$$\alpha_s = \frac{23.93 \times 10^6 - 300 \times 402 \times (465 - 35)}{1.0 \times 14.3 \times 250 \times 465^2} = -0.0361$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = -0.0355 < 0$$

说明 A_s' 富裕，且达不到屈服。可近似取

$$A_s = \frac{M}{f_y (h_0 - a_s')} = \frac{23.93 \times 10^6}{300 \times (465 - 35)} = 185.5 \text{ mm}^2$$

支座 B 左上部

$$\alpha_s = \frac{44.61 \times 10^6 - 300 \times 402 \times (465 - 35)}{1.0 \times 14.3 \times 250 \times 465^2} = -0.0094,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_s} = -0.0093 < 0$$

$$A_s = \frac{M}{f_y (h_0 - a_s)} = \frac{44.61 \cdot 10^6}{300 \cdot (465 - 35)} = 346 \text{mm}^2$$

$$\text{实取 } 2 \text{ } 16 (A_s = 402 \text{mm}^2), \rho = \frac{402}{250 \cdot 465} = 0.35\% > 0.21\%, \text{ 满足要求。}$$

表 2.19 各层梁配筋计算

层数	截面	M /kN·m	ξ	A_s' / mm^2	A_s / mm^2	实际配钢 A_s / mm^2	A_s' / A_s	$\rho / \%$
五	支 C	23.93	<0	402	186	2 16(402)	1.00	0.35
	座 B 左	44.61	<0	402	346	2 16(402)	1.00	0.35
	CB 跨中	37.30	0.0067	—	267	2 16(402)	—	0.35
四	支 C	47.99	<0	509	372	2 16(402)	1.27	0.35
	座 B 左	71.08	0.015	509	551	3 16(603)	0.84	0.52
	CB 跨中	62.51	0.0113	—	451	2 18(509)	—	0.44
三	支 C	64.68	<0	509	501	2 18(509)	1.00	0.44
	座 B 左	81.91	0.0212	509	635	3 18(763)	0.67	0.66
	CB 跨中	64.79	0.0117	—	467	2 18(509)	—	0.44
二	支 C	75.65	0.0130	509	586	3 16(603)	0.84	0.52
	座 B 左	92.29	0.350	509	715	3 18(763)	1.00	0.44
	CB 跨中	64.10	0.0116	—	463	2 18(509)	—	0.44
一	支 C	94.31	0.0378	509	731	3 18(763)	0.70	0.66
	座 B 左	103.27	0.499	509	800	4 16(804)	0.63	0.69
	CB 跨中	64.29	0.0117	—	467	2 18(509)	—	0.44

2. 梁的斜截面抗剪配筋

$$\text{无地震作用组合时: } V_b \leq 0.7f_t b h_0 + 1.25f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$$

$$\text{有地震作用组合时: } V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.42f_t b h_0 + 1.25f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0)$$

其中: V_b 为剪力设计值, γ_{RE} 为抗剪时的承载力抗震调整系数, 此处为 0.85。

梁的剪切作用破坏是脆性的。抗震框架梁要防止梁在屈服以前出现剪切破坏, 因此在梁可能出现塑性铰的部位——端部, 要求截面的抗剪承载力大于其抗弯承载力, 即强

剪弱弯。对于三级抗震设计, 塑性铰区的设计剪力为: $V = \eta_{vb} \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb}$

其中： $\eta_{vb}=1.1$

M_b^l 、 M_b^r 为内力组合得到的框架梁左右端的弯矩设计值；

V_{Gb} 为考虑地震作用组合的重力荷载代表值作用下，按简支梁分析的梁端截面剪力设计值。

(1)顶层：

按三级抗震要求计算塑性铰区剪力设计值。

AB、BC 跨 $l_n=5.4-0.45=4.95\text{m}$

$$V_{AB}=V_{BC}=1.1 \times \frac{31.9+59.5}{4.95} + 4.95 \times (15.48+0.5 \times 1.39)/2=60.34 \text{ kN}$$

验算截面尺寸： $b=250\text{mm}, h=500\text{mm}, h_0=465\text{mm}$,

$$(0.2f_c b h_0) = 0.2 \times 14.3 \times 250 \times 465 = 332.5 \text{ kN} > \gamma_{RE} V = 51.30 \text{ kN}$$

故截面尺寸均满足要求。

a. 加密区箍筋：

加密区长度 $L=1.5h=750\text{mm}$ ，加密区箍筋取双肢 $\phi 8@100$ ，箍筋用 HPB235 钢筋 ($f_{yv}=210\text{Mpa}$)，则

$$(0.42f_t b h_0 + 1.25f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0)$$

$$= (0.42 \times 1.43 \times 250 \times 465 + 1.25 \times 210 \times \frac{101}{100} \cdot 465)$$

$$= 193.10 \text{ kN} > 51.30 \text{ kN}$$

非加密区箍筋取双肢 $\phi 8@200$ ，箍筋设置满足要求。

(2)标准层

按三级抗震要求计算塑性铰区剪力设计值。

AB、BC 跨

$$V_{AB}=V_{BC}=1.1 \times \frac{100.9+123.1}{4.95} + 4.95 \times (20.78+0.5 \times 5.56)/2=100.09 \text{ kN}$$

验算截面尺寸： $b=250\text{mm}, h=500\text{mm}, h_0=465\text{mm}$,

$$(0.2f_c b h_0) = 0.2 \times 14.3 \times 250 \times 465 = 332.5 \text{ kN} > \gamma_{RE} V = 85.08 \text{ kN}$$

故截面尺寸均满足要求。

b. 加密区箍筋

加密区长度 $L=1.5h=750\text{mm}$ ，加密区箍筋取双肢 $\phi 8@100$ ，箍筋用 HPB235 钢筋 ($f_{yv}=210\text{Mpa}$)，则

$$(0.42f_t b h_0 + 1.25f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0)$$

$$= (0.42 \times 1.43 \times 250 \times 465 + 1.25 \times 210 \times \frac{101}{100} \cdot 465)$$

$$= 193.10 \text{ kN} > 85.08 \text{ kN}$$

非加密区箍筋取双肢 $\Phi 8@200$ ，箍筋设置满足要求。

(3) 底层

按三级抗震要求计算塑性铰区剪力设计值。

AB、BC 跨

$$V_{AB} = V_{BC} = 1.1 \times \frac{125.7 + 137.7}{4.95} + 4.95 \times (20.78 + 0.5 \times 5.56) / 2 = 116.84 \text{ kN}$$

验算截面尺寸： $b=250\text{mm}, h=500\text{mm}, h_0=465\text{mm}$,

$$(0.2f_c b h_0) = 0.2 \times 14.3 \times 250 \times 465 = 332.5 \text{ kN} > \gamma_{RE} V = 99.31 \text{ kN}$$

故截面尺寸均满足要求。

c. 加密区箍筋：

加密区长度 $L=1.5h=750\text{mm}$ ，加密区箍筋取双肢 $\Phi 8@100$ ，箍筋用 HPB235 级钢筋 ($f_{yv}=210\text{Mpa}$)，则

$$(0.42f_t b h_0 + 1.25f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0)$$

$$= (0.42 \times 1.43 \times 250 \times 465 + 1.25 \times 210 \times \frac{101}{100} \cdot 465)$$

$$= 193.10 \text{ kN} > 99.31 \text{ kN}$$

非加密区箍筋取双肢 $\Phi 8@200$ ，箍筋设置满足要求。

2.5.3 框架柱设计

框架柱承受压、弯、剪作用，应按下弯构件计算正截面抗弯及斜截面抗剪配筋。剪跨比和轴压比验算：

表给出了框架柱各层剪跨比和轴压比计算结果，其中剪跨比 λ 也可取 $H_n/(2h_0)$ 。注意，表中的 M^c 、 V^c 和 N 都不应考虑承载力抗震调整系数。由表可见，各柱的剪跨比大于 2 且轴压比小于 0.9，满足规范要求。

表 2.20 各柱轴压比和剪跨比

柱号	层数	b mm	h ₀ mm	f _c N/mm ²	M ^c kNm	V ^c kN	N kN	$\frac{M^c}{V^c h_0}$	$\frac{N}{f_c b h}$
C 柱	5	450	415	19.1	28.03	23.94	93.43	2.82	0.026
	2	450	415	19.1	72.08	46.46	539.81	3.74	0.151
	1	450	415	19.1	114.66	45.72	692.61	6.04	0.194
B 柱	5	450	415	19.1	19.36	16.98	162.28	2.75	0.045
	2	450	415	19.1	76.75	51.17	926.26	3.61	0.260
	1	450	415	19.1	134.68	48.96	1183.27	5.57	0.332

正截面配筋采用对称配筋，在矩形截面柱中计算公式如下：

$$\text{无地震作用组合时： } x = \frac{N}{f_c b}, \quad Ne \leq f_c b x (h_0 - x/2) + f_y A_s' (h_0 - a')$$

$$\text{有地震作用组合时： } x = \xi_{RE} \frac{N}{f_c b}, \quad Ne \leq f_c b x (h_0 - x/2) + f_y A_s' (h_0 - a') / \gamma_{RE}$$

$$e_0 = M/N, e = \eta e_0 + h_c/2 - a$$

$$\text{按强柱弱梁设计要求，柱端弯矩设计值应满足： } M_c^u + M_c^d = \eta_c (M_b^l + M_b^r)$$

最小配筋率要求：

非抗震设计时，纵向钢筋单边配筋率不小于 0.2%，全部纵向钢筋配筋率不小于 0.6%；抗震设计时，对于三级抗震的中柱和边柱（本榀框架柱均为中柱和边柱）全部纵向钢筋配筋率不小于 0.7%，单边配筋率不小于 0.2%， $\eta_c = 1.1$ 。

材料：C₄₀ 混凝土， $E_h = 3.25 \times 10^4 \text{ Mpa}$ ， $f_c = 19.1 \text{ Mpa}$ ， $f_t = 1.71 \text{ Mpa}$ ，

HRB335： $f_y = 300 \text{ Mpa}$ ，HPB235： $f_y = 210 \text{ Mpa}$ 。

1. 柱的正截面抗弯配筋设计

以第二层 B 柱为例说明。

$$M_{B\text{左}} = 137.69 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad M_{B\text{右}} = 137.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

B 节点上下柱端弯矩

$$M_{B\text{上}} = 76.75 - 51.17 \times 0.12 = 70.61 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$M_{B\text{下}} = 92.53 - 48.96 \times 0.38 = 73.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\dot{M}_{B\text{柱}} = 70.61 + 73.93 = 144.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\dot{M}_{B\text{梁}} = 137.69 + 137.69 = 275.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\dot{M}_{B\text{柱}} / \dot{M}_{B\text{梁}} = 0.52$$

$$1.1 \dot{M}_{B\text{梁}} = 302.92 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad \Delta M_B = 302.92 - 144.54 = 153.38 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

在节点处将其按弹性弯矩分配给上下柱端，即

$$M_{B \text{ 上柱}} = 302.92 \times \frac{70.61}{70.61 + 73.93} = 148.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{B \text{ 下柱}} = 302.92 \times \frac{73.93}{70.61 + 73.93} = 154.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_{RE} M_{B \text{ 上柱}} = 0.8 \times 148.00 = 118.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{118.4}{926.20} = 127.8 \text{ mm}$$

e_a 取 20mm 和偏心方向截面尺寸的 1/30 两者中的较大值， $450/30 = 15 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$ ，故取 $e_a = 20 \text{ mm}$ 。

柱计算长 $l_0 = 1.25H = 3.5 \text{ m}$ ， $l_0/h = 3.75/0.45 = 8.33$ ，在 8~15 之间，因此要考虑 η 的影响 (η 为考虑二阶弯矩影响的偏心矩增大系数)

$$e_i = e_0 + e_a = 127.8 + 20 = 147.8 \text{ mm}$$

$$\xi_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} = \frac{0.5 \cdot 19.1 \cdot 450^2}{926.20 \cdot 10^3} = 2.08 > 1.0 \text{ (取 } \xi_1 = 1.0 \text{)}。$$

$$\frac{l_0}{h} < 15, \text{ 取 } \xi_2 = 1.0。$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \cdot 147.8 / 415} \cdot 8.33^2 = 1.14$$

$$e = \eta e_i + h/2 - a_s = 1.14 \times 147.8 + 450/2 - 35 = 359 \text{ mm}$$

$$\text{对称配筋 } \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{N}{f_c b h_0} = \frac{926.26 \cdot 10^3}{19.1 \cdot 450 \cdot 415} = 0.260 < \xi_b = 0.55 \text{ (HRB335)},$$

所以按大偏心设计，采用对称配筋

$$A_s' = A_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5 \xi)}{f_y (h_0 - a_s)}$$

$$= \frac{926.26 \cdot 10^3 \cdot 359 - 0.257 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.260) \cdot 1.0 \cdot 19.1 \cdot 450 \cdot 415^2}{19.1 \cdot (415 - 35)}$$

$$= -24 \text{ mm}^2$$

再按 N_{\max} 及相应的 M 一组计算。 $N = 1156.5 \text{ kN}$ ， $M = 0$ 。

故按轴心受压计算： $N_u = 0.9 \eta (f_c A + f_y A_s')$

柱计算长 $l_0 = 1.25H = 3.75 \text{ m}$ ， $l_0/h = 3.75/0.45 = 8.33$ ，查表得 $\eta = 1.00$

$$f_c A = 19.1 \cdot 450^2 = 3867.75 \text{ kN} > \frac{N}{0.9 \eta} = \frac{1017.98}{0.9 \cdot 1.0} = 1131.1 \text{ kN}$$

综上所述选取： **3F 16** (603 mm^2)

$$\text{单侧配筋率: } \frac{603}{450 \times 450} = 0.30\% > 0.2\%$$

$$\text{总配筋率: } \frac{8 \times 201}{450 \times 450} = 0.79\% > 0.7\%$$

其余各柱的正截面计算方法如上, 经计算都按构造配筋。故各柱正截面配筋一致, 同上。

2. 柱的斜截面受剪承载力计算

a. 柱斜截面受剪承载力计算公式

$$\text{无地震作用组合时 } V_c \leq \frac{1.75}{1+1.0} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.07N$$

$$\text{有地震作用组合时 } V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1.05}{1+1.0} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056N \right)$$

b. 柱剪力设计值

对于三级抗震, 在塑性铰区 $V_c = \eta_{vc} \frac{M_c^u + M_c^b}{H_n}$, 其中: M_c^u 、 M_c^b 分别为由内力组合得到的

柱上下端最不利弯矩设计值

在抗震设计中对于斜截面抗剪构件 $\gamma_{RE} = 0.85$

c. 框架柱受剪截面限制条件

无地震作用组合

柱长细比 $\lambda = H_0/h_0$ 在本框架中

底层 $H_0/h_0 = 3.7/0.415 = 8.92 > 4$

其余层 $H_0/h_0 = 2.5/0.415 = 6.02 > 4$

即全部为长柱, 按强剪弱弯要求计算的箍筋只需配在柱端塑性铰区, 非加密区的箍筋按内力组合得到的最大剪力 V_{\max} 计算。

以第一层柱为例进行计算。由前可知, 上柱柱端弯矩设计值

$$M_c^t = 154.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

对三级抗震, 柱底弯矩设计值

$$M_c^b = 1.15 \times 113.09 = 130.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

则框架柱的剪力设计值

$$V = \eta_{vc} \frac{M_c^u + M_c^b}{H_n} = 1.1 \times \frac{154.92 + 130.05}{3.7} = 84.72 \text{ kN}$$

$$\text{剪压比: } \frac{\gamma_{RE} V}{b_c f_c b h_0} = \frac{0.85 \times 84.72 \times 10^3}{1.0 \times 19.1 \times 450 \times 415} = 0.02 < 0.2 \text{ (满足要求)}$$

$$\lambda = H_0/2h_0 = \frac{3.7}{2 \times 0.415} = 4.46 > 3, \text{ (取 } \lambda = 3.0)$$

检验截面尺寸:

$$N=1183.27\text{kN} \quad 0.3f_c b h = 0.3 \times 19.1 \times 450^2 / 1000 = 1160.33\text{kN}$$

所以取 $N=1160.33\text{kN}$

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{g_{RE} V - \frac{1.05}{I+1} f_t b h_0 - 0.056 N}{f_{yv} h_0}$$

$$= \frac{0.85 \cdot 84.72 \cdot 10^3 - \frac{1.05}{3+1} \cdot 19.1 \cdot 450 \cdot 415 - 0.056 \cdot 1160.33 \cdot 10^3}{210 \cdot 415}$$

$$=-10.7 < 0$$

故该层柱应按构造配置箍筋。

柱端加密区箍筋采用 3 肢 $\phi 8@100$ 。由表可得一层柱底的轴压比 $n=0.328$ ，查表得 $\lambda_v=0.063$ ，所以加密区箍筋最小体积配筋率 $\rho_{vmin} = \lambda_v \cdot f_c / f_{yv} = 0.063 \times 19.1 / 210 = 0.573\% > 0.4\%$ 满足。

$$\frac{A_{sv}}{s} \geq \frac{r_v A_{cor}}{a_i} = \frac{0.573 \cdot 400 \cdot 400}{100 \cdot 6 \cdot 400} = 0.382$$

取 $\phi 8$ ， $A_{sv}=50.3$ ，则 $s \leq 131.7\text{mm}$ ，根据构造要求，取加密区箍筋为 3 肢 $\phi 8@100$

加密区长度 $L = \max(b, h_{c0}/6, 450) = 450\text{mm}$ ，

所以加密区箍筋采用 3 肢 $\phi 8@100$

非加密区配筋还应满足 $s < 10d = 160$ ，即 3 肢 $\phi 8@150$ 。

表 2.21 各层柱箍筋计算结果

柱	层次	$g_{RE} V$ /kN	$0.2 b_c f_c b h_0$ /kN	N /kN	$0.3 f_c A$ /kN	$\frac{A_{sv}}{s}$ /mm	$\lambda_v f_c / f_{yv}$ /%	实配箍筋($\rho_{v\%}$)	
								加密区	非加密区
A	5	20.78	713.39	93.43	1160.33	<0	0.546	3 $\phi 8@100$ (0.649)	3 $\phi 8@150$ (0.433)
	2	49.94	713.39	539.81	1160.33	<0	0.546	3 $\phi 8@100$ (0.649)	3 $\phi 8@150$ (0.433)
	1	74.82	713.39	692.61	1160.33	<0	0.546	3 $\phi 8@100$ (0.649)	3 $\phi 8@150$ (0.433)
B	5	48.79	713.39	162.28	1160.33	<0	0.546	3 $\phi 8@100$ (0.649)	3 $\phi 8@150$ (0.433)
	2	89.28	713.39	926.26	1160.33	<0	0.546	3 $\phi 8@100$ (0.649)	3 $\phi 8@150$ (0.433)
	1	72.01	713.39	1183.27	1160.33	<0	0.573	3 $\phi 8@100$ (0.649)	3 $\phi 8@150$ (0.433)

2.6 楼板配筋计算

四边固结板、三边固结板或两邻边固结的板，当板的长宽比 $l_1/l_2 < 2$ 时应按双向板计算。本设计取其中一种(三边固结，一边简支)为例，按弹性理论方法计算，本设计板厚 $h=120\text{mm}$ 。

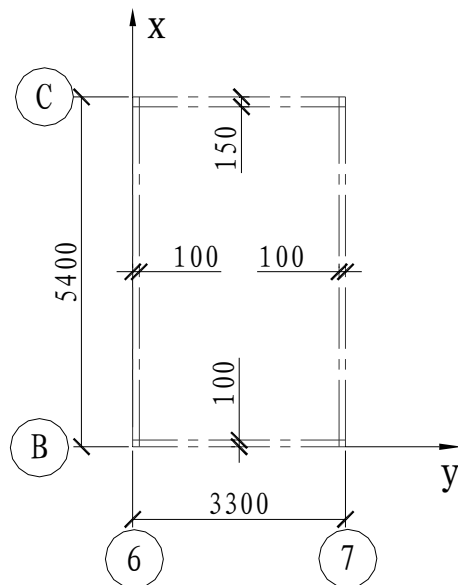


图 2.23

2.6.1 荷载设计值荷载计算:

25 厚水泥砂浆面层	$20 \times 0.025 = 0.5 \text{ kN/m}^2$
120 厚钢筋混凝土结构层	$25 \times 0.12 = 3 \text{ kN/m}^2$
13 厚水泥白灰砂浆顶棚抹面	$20 \times 0.013 = 0.26 \text{ kN/m}^2$
	合计 3.76 kN/m^2

恒荷载标准值 $g_k = 3.76 \text{ kN/m}^2$

活荷载标准值 $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$

$g = 1.2 \times 3.76 = 4.51 \text{ kN/m}^2$, $q = 1.4 \times 2.0 = 2.8 \text{ kN/m}^2$, $g + q/2 = 5.91 \text{ kN/m}^2$,

$q/2 = 1.4 \text{ kN/m}^2$, $g + q = 4.51 + 2.8 = 7.31 \text{ kN/m}^2$

2.6.2 计算跨度

内跨: $l_{01} = l_{c1}$ (轴线间距离) $= 3300 \text{ mm}$,

边跨: $l_{02} = l_{c2} - 100 + 150/2 = 5375 \text{ mm}$ 。

边长比 $l_{02}/l_{01} = 5.375/3300 = 1.63 < 2$, 故按双向板计算。

2.6.3 弯矩计算

跨中最大弯矩为当内支座固定时在 $g+q/2$ 作用下的跨中弯矩值，与内支座铰接时在 $q/2$ 作用下的跨中弯矩之和。本题计算时混凝土的泊松比取 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。 $l_{01}/l_{02} = 3300/5375 = 0.61$ ，查表得：

$$m_1=(0.0381+0.2\times 0.0062)(g+q/2)\times l_{01}^2+(0.0806+0.2\times 0.0248)q/2\times l_{01}^2=3.836\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$m_2=(0.0062+0.2\times 0.0381)(g+q/2)\times l_{01}^2+(0.0248+0.2\times 0.0806)q/2\times l_{01}^2=1.513\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$m_1' = m_1'' = -0.0810(g+q)l_{01}^2 = -6.448\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$m_2'' = -0.0572(g+q)l_{01}^2 = -4.545\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$m_2' = 0$$

2.6.4 截面设计

截面有效高度：假定选用 $\phi 8$ 钢筋(HPB235, $f_y=210\text{Mpa}$)，则 l_{01} 方向跨中截面的 $h_{01}=100\text{mm}$ ， l_{02} 方向跨中截面的 $h_{02}=90\text{mm}$ ，支座截面的 $h_0=100\text{mm}$ 。

截面设计用的弯矩：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，整块板内存在穹顶作用，使板内弯矩大大减小。鉴于这一有利因素，对四边与梁整体连接的板，规范允许其弯矩设计值按下列情况进行折减：

(1)中间跨的跨中截面及中间支座截面，减小 20%；

(2)边跨的跨中截面及楼板边缘算起的第二个支座截面，当 $l_{01}/l_{02}<1.5$ 时减小 20%；当 $1.5\leq l_{01}/l_{02}\leq 2.0$ 时减小 10%。本设计中板为边跨板， $l_{01}/l_{02}=3.6/5.11=0.70<1.5$ ，所以跨中截面及楼板边缘算起的第二个支座截面减小 20%。

$$m_1=3.836\times 0.8=3.069\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$m_2=1.513\times 0.8=1.210\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$m_2'' = -4.545\times 0.8 = -3.636\text{ kN}\cdot\text{m}$$

为了便于计算，近似取 $\gamma=0.95$ ， $A_s = \frac{M}{0.95 f_y h_0}$ 。

表 2.22 板配筋计算

截面位置	弯矩设计值 ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	h_0 (mm)	A_s (mm^2)	配筋 (mm^2)	实配 A_s (mm^2)
短跨跨中	3.069	100	153.8	$\phi 6@150$	189
短跨支座	-6.448	100	323.2	$\phi 8@150$	335
长跨跨中	1.210	90	67.4	$\phi 6@200$	141
长跨支座	-3.636	90	202.5	$\phi 8@200$	251.5

2.7 楼梯计算

楼梯间开间 2.7m，进深 5.4m，采用双跑楼梯，层高 3.0m。楼梯段踢面 150mm 踏面 270mm，每层 20 步，每跑 10 步。

梯段跨度 $0.27\times 9=2.43\text{m}$ ，采用现浇板式楼梯。采用 C_{30} 混凝土，板采用 I 级钢 $f_y=210\text{Mpa}$ ，梁纵筋采用 II 级钢 $f_y=310\text{Mpa}$ ，楼梯活载标准值 $q=2.0\text{kN/m}^2$ 。

2.7.1 梯段板设计

取板厚 $h=120\text{mm}$ 。楼梯倾角 $\tan \alpha = 150/270=0.556$, $\cos \alpha = 0.874$ 。

取 1m 宽板带计算。

1. 荷载计算

恒载: 水磨石面层	$(0.27+0.15) \times 0.65/0.27=1.01 \text{ kN/m}$
三角形踏步	$0.27 \times 0.15 \times 0.5 \times 25/0.27=1.88 \text{ kN/m}$
混凝土斜板	$0.12 \times 25/0.874=3.43 \text{ kN/m}$
板底抹灰	$0.02 \times 17/0.874=0.39 \text{ kN/m}$
	合计 6.71 kN/m

活载: $q_k=2.0\text{kN/m}$

总荷载设计值 $p=1.2 \times 6.71 + 1.4 \times 2.0=10.85 \text{ kN/m}$

2. 截面设计

板水平计算跨度 $l_n=2.43\text{m}$, 弯矩设计值 $M=1/10pl_n^2=0.1 \times 10.85 \times 2.43^2=6.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。
板的有效高度 $h_0=120-20=100\text{mm}$ 。

$$\alpha_s = \frac{M}{a_1 f_c b h_0^2} = \frac{6.41 \times 10^6}{1.0 \times 14.3 \times 1000 \times 100^2} = 0.045,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.046, \quad \gamma_s = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s}) = 0.977$$

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} = \frac{6.41 \times 10^6}{210 \times 0.977 \times 100} = 312.4 \text{ mm}^2, \quad \text{选配 } \Phi 8@150, \quad A_s=335 \text{ mm}^2.$$

分布筋每级踏步 1 根 $\Phi 8$ 。

2.7.2 平台板设计

设平台板厚 $h=120\text{mm}$, 取 1m 宽板带计算。

1. 荷载计算

恒载: 水磨石面层	0.65 kN/m
100mm 厚混凝土板	$0.1 \times 25=2.5 \text{ kN/m}$
板底抹灰	$0.02 \times 17=0.34 \text{ kN/m}$
	合计 3.49 kN/m

活载: 2.0 kN/m

总荷载设计值 $p=1.2 \times 3.49 + 1.4 \times 2.0=6.99 \text{ kN/m}$

2. 截面设计

平台板的计算跨度 $l_0=1100+100+120/2=1260\text{mm}$, 弯矩设计值 $M=1/10pl_0^2=0.1 \times 6.99 \times 1.26^2=1.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。板的有效高度 $h_0=120-20=100\text{mm}$ 。

$$\alpha_s = \frac{M}{a_1 f_c b h_0^2} = \frac{1.11 \times 10^6}{1.0 \times 14.3 \times 1000 \times 100^2} = 0.0078,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_s} = 0.0078, \quad \gamma_s = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2a_s}) = 0.996$$

$$A_s = \frac{M}{f_y g h_0} = \frac{1.11 \cdot 10^6}{210 \cdot 0.996 \cdot 100} = 53.1 \text{ mm}^2, \quad \text{选配 } \Phi 6 @ 200, \quad A_s = 141.3 \text{ mm}^2.$$

2.7.3 平台梁设计

设平台梁尺寸为 200mm×300mm。

1. 荷载计算

恒载：梁自重	$0.20 \times (0.3 - 0.12) \times 25 = 0.9 \text{ kN/m}$
梁侧粉刷	$0.02 \times (0.3 - 0.12) \times 2 \times 17 = 0.122 \text{ kN/m}$
平台板传来	$3.49 \times 1.45 / 2 = 2.53 \text{ kN/m}$
梯段板传来	$7.0 \times 2.43 / 2 = 8.15 \text{ kN/m}$
	合计 11.70 kN/m

活载： $2.0 \times (1.45 + 2.43) / 2 = 3.88 \text{ kN/m}$

总荷载设计值 $p = 1.2 \times 11.7 + 1.4 \times 3.88 = 19.47 \text{ kN/m}$

2. 截面设计

计算跨度 $l_0 = 1.05l_n = 1.05(2.7 - 0.2) = 2.625 \text{ m}$ ，弯矩设计值 $M = 1/8pl_0^2 = 1/8 \times 19.47 \times 2.625^2 = 16.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。剪力设计值 $V = 1/2pl_n = 0.5 \times 19.47 \times 2.625 = 25.55 \text{ kN}$ 。

截面按倒 L 形计算， $b_f' = b + 5h_f' = 200 + 5 \times 120 = 800$ ，梁的有效高度 $h_0 = 300 - 35 = 265 \text{ mm}$ 。

$$\alpha_s = \frac{M}{a_1 f_c b h_0^2} = \frac{16.77 \cdot 10^6}{1.0 \cdot 14.3 \cdot 800 \cdot 265^2} = 0.021,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_s} = 0.021, \quad \gamma_s = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2a_s}) = 0.989$$

$$A_s = \frac{M}{f_y g h_0} = \frac{16.77 \cdot 10^6}{300 \cdot 0.989 \cdot 265} = 213.3 \text{ mm}^2, \quad \text{选配 } 2 \Phi 16, \quad A_s = 402 \text{ mm}^2$$

配置 $\Phi 6 @ 200$ 箍筋，则斜截面受剪承载力

$$\begin{aligned} V_{cs} &= 0.7f_t b h_0 + 1.25f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \\ &= 0.7 \times 1.43 \times 200 \times 265 + 1.25 \times 210 \times \frac{56.6}{200} \times 265 \\ &= 72.74 \text{ kN} > 25.55 \text{ kN} \quad \text{满足要求。} \end{aligned}$$

2.8 基础设计

统计地基梁及墙传来的荷载：

地基梁取 200×350，墙自重 AB 段 6.8kN/m。纵墙 21.65kN

A 柱：

$$N = 0.2 \times 0.35 \times 2.7 \times 25 + 6.8 \times 2.7 + 21.65 = 44.74 \text{ kN}$$

故 A 柱轴力为 $F = 44.74 + 722.81 = 767.55 \text{ kN}$

A 柱下基础:

假定基础宽度 $<3\text{m}$,设基础高 600mm , 共 2 阶, 基础埋深 $d=1.40\text{m}$, $d>0.5\text{m}$ 。故计算时需要进行深度修正。基底作 C10, 100 厚混凝土垫层, 每边较基础宽 100 , 保护层厚 40mm 。

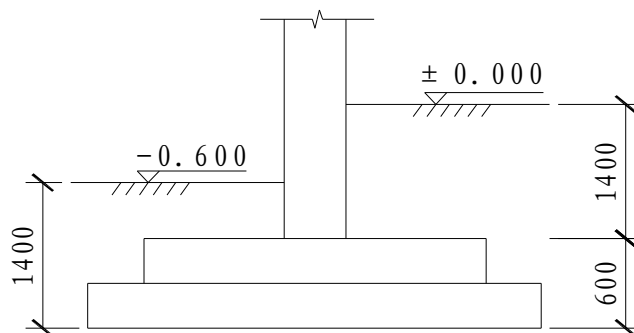


图 2.24

2.8.1 承载力设计值

$$f = f_k + h_b' g' (b - 3) + h_d' g' (d - 0.5)$$

$$= 280 + 4.4 \times 18 \times (1.4 - 0.5) = 351.28 \text{ kPa}$$

基础自重计算高度: $H = 1.40 + 0.60/2 = 1.7\text{m}$

2.8.2 按轴压初步估计基底尺寸

$$A \approx \frac{F}{f - g'd} = \frac{767.55}{351.28 - 20 \times 1.7} = 2.42\text{m}^2$$

按 (1.1~1.4) A_0 估计底面积 A , (1.1~1.4) $A_0 = 2.66 \sim 3.40\text{m}^2$

取 $A = L \times B = 2.0 \times 1.7 = 3.4\text{m}^2$, $W = L^2 B / 6 = 1.133$

2.8.3 基地压力计算

$$F + G = 767.55 + 20 \times 2 \times 1.7 \times 1.7 = 883.15 \text{ kN}$$

$$M = 114.66 + 45.72 \times 0.8 = 151.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{\max} = \frac{F + G}{A} + \frac{M}{W} = \frac{883.15}{3.4} + \frac{151.24}{1.133} = 393.24 \text{ kPa}$$

$$P_{\min} = \frac{F + G}{A} - \frac{M}{W} = \frac{883.15}{3.4} - \frac{151.24}{1.133} = 126.26 \text{ kPa}$$

$$P_{\max} = 393.24 \times 1.2f = 421.54 \text{ kPa}$$

$$\bar{P} = \frac{1}{2}(P_{\max} + P_{\min}) = 259.75 \text{ kPa} \quad (\text{满足})$$

2.8.4 基础高度计算

1. 抗冲切计算

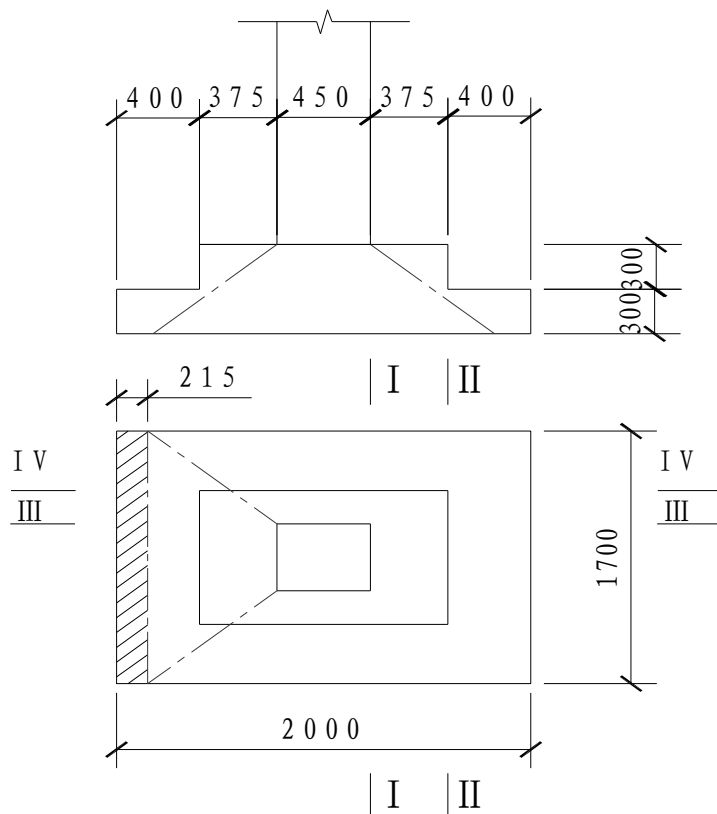


图 2.25

$$\text{基底净反力 } P_{\min}^{\max} = \frac{F+G}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{767.55}{3.4} \pm \frac{151.24}{1.133} = 92.26 \text{ kPa}$$

基础高 $h=0.6\text{m}$ ，每阶高 $h_1=0.3\text{m}$ ，底部台阶高宽相等，见图，故只需验算柱边冲切。

$h_0=0.6-0.04=0.56\text{m}$ ， $b=0.45\text{m}$ ， $b+2h_0=0.45+2\times 0.56=1.57\text{m}$ ，

$$b_m = \frac{b+(b+2h_0)}{2} = 1.01\text{m}, \quad B=1.7\text{m} > b+2h_0=1.57\text{m}$$

$$A = \frac{1}{2}(2-0.45-2\times 0.56)\times 1.6 - \frac{1}{4}(1.7-1.57)^2 = 0.36\text{m}^2$$

$$F_L = p_{j\max}A = 359.24 \times 0.36 = 129.33 \text{ kN}$$

$$0.6f_t b_m h_0 = 0.6 \times 1.10 \times 10^3 \times 1.01 \times 0.56 = 373.3 \text{ kN} \quad F_L < 0.6f_t b_m h_0 (\text{满足})$$

2. 抗剪计算

$$V = 45.72 \text{ kN}$$

$$0.07f_c b h_0 = 0.07 \times 9.6 \times 10^3 \times 0.45 \times 0.56 = 169.34 \text{ kN}$$

$$V < 0.07f_c b h_0 (\text{满足})$$

2.8.5 配筋计算

1. 长度方向:

柱边截面:

$$\begin{aligned}
 M_{I-I} &= \frac{1}{48}(p_{j\max} + p_{j1})(L - a)^2(2B + b) \\
 &= \frac{1}{48} \times (359.24 + 255.78)(2 - 0.45)^2(2 \times 1.7 + 0.45) \\
 &= 118.51 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

台阶边截面:

$$\begin{aligned}
 M_{II-II} &= \frac{1}{48}(p_{j\max} + p_{j2})(L - a_1)^2(2B + b_1) \\
 &= \frac{1}{48} \times (359.24 + 255.78)(2 - 1.2)^2(2 \times 1.7 + 0.9) \\
 &= 38.13 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

按 I - I 截面配筋

$$\alpha_s = \frac{M}{a_1 f_c b h_0^2} = \frac{178.51 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 1700 \times 560^2} = 0.0349,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.0355, \quad \gamma_s = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s}) = 0.982$$

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} = \frac{118.51 \times 10^6}{210 \times 0.982 \times 560} = 1026.2 \text{ mm}^2, \text{ 选 } \phi 12 @ 100 (2373 \text{ mm}^2)$$

2. 宽度方向:

柱边截面:

$$\begin{aligned}
 M_{III-III} &= \frac{1}{48}(p_{j\max} + p_{j\min})(B - b)^2(2L + a) \\
 &= \frac{1}{48} \times (359.24 + 92.26)(1.7 - 0.45)^2(2 \times 2 + 0.45) \\
 &= 65.40 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

台阶边截面:

$$\begin{aligned}
 M_{IV-IV} &= \frac{1}{48}(p_{j\max} + p_{j\min})(B - b_1)^2(2L + a_1) \\
 &= \frac{1}{48} \times (359.24 + 92.26)(1.7 - 0.9)^2(2 \times 2 + 1.2) \\
 &= 31.30 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

按 III-III 截面配筋

$$\alpha_s = \frac{M}{a_1 f_c b h_0^2} = \frac{65.40 \cdot 10^6}{1.0 \cdot 9.6 \cdot 2000 \cdot 560^2} = 0.0109,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.0110, \quad \gamma_s = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s}) = 0.995$$

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} = \frac{65.4 \cdot 10^6}{210 \cdot 0.995 \cdot 560} = 558.92 \text{mm}^2, \text{ 选 } \phi 10 @ 200 (1295.3 \text{mm}^2)$$

参考文献

- 1、中华人民共和国国家标准《混凝土结构设计规范》(GB50010-2002)
北京, 中国建筑工业出版社, 2002;
- 2、中华人民共和国国家标准《建筑结构荷载规范》(GB50009-2001)
北京, 中国建筑工业出版社, 2002;
- 3、中华人民共和国国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)
北京, 中国建筑工业出版社, 2002;
- 4、东南大学、天津大学、同济大学合编《混凝土结构设计原理》
北京, 中国建筑工业出版社, 2004;
- 5、熊丹安编著《混凝土结构设计》
武汉, 武汉工业大学出版社, 2006;
- 6、同济大学等编 《房屋建筑学》
北京, 中国建筑工业出版社, 1997;
- 7、袁聚云、李镜培、楼晓明编著 《基础工程设计原理》
上海, 同济大学出版社, 2001;
- 8、龙驭球、包世华编著 《结构力学教程 (I)、(II)》
北京, 高等教育出版社, 2000;
- 9、吕西林、桂国庆编著 《高层建筑结构》
武汉, 武汉理工大学出版社, 2003;
- 10、李国强、李杰、苏小卒编著《建筑结构抗震设计》
北京, 中国建筑工业出版社, 2002;
- 11、中华人民共和国国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB50011-2002)
北京, 中国建筑工业出版社, 2002;
- 12、中华人民共和国国家标准《建筑设计防火规范》(GBJ16-87)
北京, 中国计划出版社, 2001;
- 13、George Winter, Arthur H. Nilson 编著 《Design of concrete structures》
New York, McGraw-Hill, 1996;
- 14、A.G. Smyrell 编著《Design of structural elements》
London, Longman, 1992。

致 谢

在过去几个月的毕业设计时间里，我的指导老师王吉忠老师百忙中的耐心指导和认真细致的讲解，以及土木系全体老师的鼓励与支持，在整个设计过程中都起到了非常重要的作用，很大程度地帮助我更好地完成了此项工程，提高了我的专业素质，丰富了我的专业知识，更拓宽了我的视野。在此，我向辛勤工作的老师们表示由衷的感谢并致以崇高的敬意。此外，在完成手算和软件计算的过程中，我也得到了土木工程系不少同学的热心帮助。感谢你们大家对我的指点与帮助。

因本次设计计算过程较复杂，耗时几个月，因此难免会有疏漏之处，望能在今后的学习生活中继续得到老师及同学们的指点。

特此谨向给予我无私帮助与支持的老师和同学们表示由衷的感谢！