该工程为框架结构，主体为六层，该地区抗震设防烈度为6度，第二分组，场地类别为III类场地。主导风向为西南，基本风压0.45kN/m，基本雪压0.3 kN/m2。楼﹑屋盖均采用现浇钢筋混凝土结构。

本设计贯彻“实用、安全、经济、美观”的设计原则。按照建筑设计规范，认真考虑影响设计的各项因素。根据结构与建筑的总体与细部的关系。

本设计主要进行了结构方案中横向框架第8轴抗震设计。在确定框架布局之后，先进行了层间荷载代表值的计算，接着利用顶点位移法求出自震周期，进而按底部剪力法计算水平地震荷载作用下大小，进而求出在水平荷载作用下的结构内力（弯矩、剪力、轴力）。接着计算竖向荷载（恒载及活荷载）作用下的结构内力。是找出最不利的一组或几组内力组合。选取最安全的结果计算配筋并绘图。此外还进行了结构方案中的室内楼梯的设计。完成了平台板，梯段板，平台梁等构件的内力和配筋计算及施工图绘制。对楼板进行了配筋计算，本设计采用桩基础，对基础承台进行了受力和配筋计算。

手工计算完毕后，用结构分析软件PKPM进行了整体框架计算。

设计成果包括计算书和施工图纸两部分.

目 录

[摘 要 1](#_Toc29216)

[1 设计资料 1](#_Toc13310)

[1.1 工程概况 1](#_Toc6078)

[1.2 建筑设计说明书 2](#_Toc19298)

[1.2.1 设计依据 2](#_Toc17152)

[1.2.2 方案说明 2](#_Toc22265)

[1.2.3 等级说明 3](#_Toc21319)

[1.2.4 建筑设计说明及构造做法 3](#_Toc31650)

[1.3 结构说明书 6](#_Toc6382)

[1.3.1 设计楼面活荷载 6](#_Toc29534)

[1.3.2 楼板 6](#_Toc11459)

[1.3.3 梁、柱 6](#_Toc18280)

[1.3.4 墙体 6](#_Toc42)

[1.3.5 构造柱 7](#_Toc25669)

[1.3.6 其他 7](#_Toc21375)

[2 结构的选型和布置 7](#_Toc7969)

[2.1 结构选型 7](#_Toc27769)

[2.2 结构布置 7](#_Toc16172)

[2.3 初估梁柱截面尺寸 8](#_Toc29840)

[2.3.1 按大跨度进行计算 8](#_Toc29404)

[2.3.2 柱的截面尺寸 9](#_Toc26557)

[3 框架计算简图及梁柱线刚度 10](#_Toc6204)

[3.1 确定框架计算简图 10](#_Toc32266)

[3.2 框架梁柱的线刚度计算 10](#_Toc14511)

[4 荷载计算 12](#_Toc3784)

[4.1 恒载标准值的计算 12](#_Toc23503)

[4.1.1 屋面 12](#_Toc8818)

[4.1.2 各层楼面 12](#_Toc12886)

[4.1.3 梁自重 13](#_Toc20594)

[4.1.4 柱自重 13](#_Toc24880)

[4.1.5 外纵墙自重 14](#_Toc12405)

[4.1.6 内纵墙自重 14](#_Toc13854)

[4.1.7 内隔墙自重 15](#_Toc8937)

[4.1.8 女儿墙自重 15](#_Toc6817)

[4.1.9 山墙自重 15](#_Toc4825)

[4.2 活荷载标准值计算 16](#_Toc32514)

[4.2.1 屋面和楼面荷载标准值 16](#_Toc9033)

[4.2.2 雪荷载 16](#_Toc1699)

[4.3 竖向荷载下框架受荷总图 16](#_Toc3253)

[4.3.1 在A-B 及C-D轴内 16](#_Toc18451)

[4.3.2 在A-B 轴间框架梁 16](#_Toc21357)

[4.3.3 在B- C轴间框架梁 18](#_Toc18033)

[4.3.4 C-D轴间框架梁同A-B 轴间框架梁 18](#_Toc1501)

[4.3.5 A轴柱纵向集中荷载的计算 18](#_Toc14109)

[4.3.6 B轴柱纵向集中荷载的计算 19](#_Toc27140)

[4.4 风荷载计算 20](#_Toc32206)

[4.5 水平地震作用 21](#_Toc31649)

[4.5.1 重力荷载代表值的计算 22](#_Toc23175)

[4.5.1.1 屋面处重力荷载代表值标准值计算 22](#_Toc26855)

[4.5.1.2其余各层楼面处重力荷载标准值计算 22](#_Toc24576)

[4.5.1.3 底层楼面处重力荷载标准值计算 23](#_Toc27063)

[4.5.1.4 屋面雪荷载标准值计算 23](#_Toc15995)

[4.5.1.5 楼面活荷载标准值计算 23](#_Toc28074)

[4.5.1.6 总重力荷载代表值的计算 23](#_Toc3613)

[4.5.2 框架柱抗侧移刚度和结构基本自震周期计算 24](#_Toc16245)

[5 内力计算 27](#_Toc23879)

[5.1 恒载作用下框架的内力 27](#_Toc28784)

[5.1.1 恒载作用下框架的弯矩计算 27](#_Toc10885)

[5.1.2 恒载作用下框架的梁端剪力和轴力计算 31](#_Toc28419)

[5.2 活载作用下框架的内力 33](#_Toc25860)

[5.3 水平地震作用下框架内力计算 40](#_Toc17840)

[6 内力组合 44](#_Toc23668)

[6.1 梁端截面组合的剪力设计值调整 47](#_Toc29222)

[6.2 框架结构柱的内力组合 48](#_Toc2090)

[7 构件配筋计算 57](#_Toc21125)

[7.1 框架梁截面设计 57](#_Toc22833)

[7.2 框架柱截面设计 60](#_Toc13091)

[7.2.1 柱端弯矩设计值调整 60](#_Toc15835)

[7.2.2 柱端剪力设计值调整 60](#_Toc27832)

[7.2.3 柱配筋计算 61](#_Toc26884)

[7.3 板的截面设计 65](#_Toc14249)

[7.4 楼梯设计 68](#_Toc9868)

[7.4.1 楼梯设计资料 68](#_Toc6433)

[7.5 基础配筋计算 72](#_Toc21651)

[7.5.1 设计资料 72](#_Toc13784)

[7.5.2 确定桩的规格数量及初定承台的尺寸 73](#_Toc12199)

[7.5.3 边柱承台的设计 74](#_Toc8209)

[结 论 78](#_Toc20800)

[参 考 文 献 80](#_Toc8860)

# 1 设计资料

## 1.1 工程概况

1. 建设地点：某市市郊
2. 工程名称：某学校学生宿舍楼
3. 工程概况：六层混凝土框架填充墙结构，建筑面积4898.9m2，楼板及屋盖均采用现浇钢筋混凝土结构，楼板厚度取120mm，填充墙采用加气混凝土砌块。建筑总高为20.500 m，共6层，每层层高3.30 m，室内外高差0.45 m。
4. 气候条件：夏季主导风向为南风，冬季主导风向为北风.基本风压*w*0=0.4 5kN/m2，基本雪压*S*0=0.3 kN/m2。
5. 地质条件：

工程地质条件及水文资料：粉质粘土层中，，，该地区地层的承载力足够高,地下水位足够低, 地下水对一般建筑材料无侵蚀作用,不考虑土的液化。



1. 场地情况：场地平坦，无障碍物，地下无古代建筑，用地四周无住宅区
2. 抗震设防烈度为6度，建筑耐火等级二级，建筑设计基准期为50年。

## 1.2 建筑设计说明书

本说明是对建筑方案的必要说明。根据防火疏散要求确定楼梯位置，走廊与梯段净宽，以及房间布置，墙体防水等构造做法。此外根据规范给出了建筑的等级要求。

该工程位于某市市郊的主干道上，交通方便，各种材料供应及时。

### 1.2.1 设计依据

1. 建设行政主管部分对本项目的批复文件。
2. 与甲方签订的设计合同及经甲方同意的建筑方案。
3. 现行国家有关建筑工程设计规范、标准：

《宿舍建筑设计规范》 (JGJ36-2005)

《建筑抗震设计规范》 (GB50011-2010)

《建筑设计防火规范》 (GB50016-2006)

《混凝土结构设计规范》 (GB50010-2002)

《建筑结构荷载规范》 (GB50009-2001)

### 1.2.2 方案说明

(1)该工程为某学校学生宿舍楼，建筑结构形式为钢筋混凝土框架结构，建筑主体高度为20.500 m，基础形式为独立基础。

(2)本设计中柱距为3.60m，进深为6.60m。

(3)按二级防火要求，楼梯设在了建筑三分之一处，且在建筑的两端均有安全出口，满足防火要求。

(4)本设计中建筑长50.400m，在建筑左右两侧设有厕所，厕所地面低于同层教室地面20mm。

(5)为了防潮和预防洪水季节雨水进入室内，设室内外高差，高差450mm。

(6)为了采光通风满足要求，窗地比均大于1/7，窗台高900mm。

(7)屋面防水采用三级防水，不上人屋面。

### 1.2.3 等级说明

(1)根据建筑抗震设计规范，本工程为丙类建筑。

(2)本工程安全等级为二级，设计使用年限为50年。

(3)本工程抗震设防烈度为6度，设计基本地震加速度值为0.05g。设计地震分组为第二组；场地类别为Ⅲ类。

(4)建筑物抗震等级：框架为四级。

(5)本工程地基基础设计等级为丙级。

(6)本建筑物防火等级为二级。

### 1.2.4 建筑设计说明及构造做法

(1)长度单位毫米为mm，标高单位米为m。

(2)本工程共六层，室内外高差-0.45m，首层室内地坪标高±0.000m，建筑总标高6.500m。

(3)建筑材料：现浇的框架柱、梁、板、楼梯间混凝土均为C30，梁柱受力筋HRB335，箍筋HPB235，所有的板钢筋HPB235，内、外墙加气混凝土砌块200mm宽。

(4)卫生间：地面低于同层楼地面30mm，向地漏找坡1%。地面采用防滑地砖，墙面采用防水砂浆墙面，一般做法：

防水做法：(卫生间、厨房等处适用)

5厚防滑地砖300×300

20厚1：3水泥砂浆

聚氨酯防水涂膜1.2厚

1：3水泥砂浆找平兼找1%坡，最薄处不小于20厚

混凝土底板或素土夯实。

(5)屋面做法：

40厚C30细石混凝土(双向*Φ*6@150)

30厚挤塑板

1.2厚三元乙丙橡胶卷材

20厚1：2.5水泥砂浆找平层(刷基层处理剂一遍)

钢筋混凝土屋面(3‰坡度)。

(6)楼地面作法：

水磨石地面10mm面层

水磨石地面20mm水泥砂浆打底

水磨石地面素水泥浆结合层一道

混凝土底板或素土夯实。

(7)顶棚作法：

1：1：6水泥石灰砂浆打底15厚

面刮腻子5厚

喷涂内墙乳胶漆涂料。

(8)外墙面作法：

外墙为乳胶漆

聚合物水泥基防水涂膜1.0厚

1：2.5水泥砂浆打底15厚(掺防水剂)。

(9)内墙面作法：

1：1：6水泥石灰砂浆打底15厚

面刮腻子5厚

喷涂内墙乳胶漆涂料；

防水做法：(卫生间、厨房等处适用)

1：2.5水泥砂浆打底15厚(掺5%防水剂)

纯水泥膏贴200×300瓷砖满贴至天花底。

(10)墙体作法：

本工程框架填充墙为MU5加气混凝土砌块，M5混合砂浆，外墙厚度为240mm，内墙厚度为200mm。

(11)门窗：

标准塑钢门窗，5厚玻璃。

(12)落水管直径为100mm。

## 1.3 结构说明书

### 1.3.1 设计楼面活荷载

(1)不上人屋面：0.5 kN/m²

(2)宿舍：1.5kN/m²

(3)走廊、楼梯：2.0kN/m²

### 1.3.2 楼板

(1)板的混凝土保护层厚度均为20mm。

(2)HPB235钢筋所注长度不包括弯钩长度锚固长度为24d，板中受力筋的短向钢筋放在长向钢筋之上。

### 1.3.3 梁、柱

(1)混凝土保护层厚度均为35mm

(2)混凝土柱锚入基础梁的钢筋应在基础施工时预埋，预埋钢筋的直径数量同上部柱.

### 1.3.4 墙体

(1)填充墙的长度>5m时， 每隔3-4m在墙中设200×墙厚混凝土构造柱， 柱主筋上下分别锚入梁内，锚入长度500mm，箍筋为*Φ*8@200。

(2)女儿墙在每一相交轴线上均设250×250混凝土构造柱。

### 1.3.5 构造柱

(1)构造柱纵筋锚于基础内直段长度>*l*a，并弯直钩> 250mm直钩.纵筋层间搭接长度>*l*a，箍筋为@100，且加密高度不能小于500。

(2)穿楼面的构造柱 ，纵筋在穿楼面处应上下贯通，在楼面以上才能搭接。

(3)墙与柱连接处沿柱高每500mm设2*Φ*8 拉结筋，拉结筋伸入墙体内长度不小于1000mm，遇门窗洞按实际长度截取，钢筋伸入柱内不少于210mm。

### 1.3.6 其他

(1)卫生间及管井周边均做混凝土反边，宽度同墙.

(2)所有设备基础均以厂家订货为准，且待设备到货核实后方可施工。

(3)未经技术鉴定或设计许可，不得改变结构的用途和使用环境。

# 2 结构的选型和布置

## 2.1 结构选型

本建筑只有6层，且功能较少，为方便布置房间和便于管理采用大柱网框架结构。为使结构有较大的刚度本设计中楼面、屋面、楼梯等均采用现浇结构；基础为桩基础。

## 2.2 结构布置

本设计中柱距为3.6m。根据结构布置，本建筑平面均为双向板。本建筑由于楼面活荷载较大，楼面板和屋面板厚度取120mm。

材料选用：

墙体：内外墙均采用MU5加气混凝土砌块，M5混合砂浆，重度=6.5kN/m3。

窗：钢塑门窗，=0.35kN/m2。

门：木门。

具体情况见结构布置图2-1。



图2-1结构平面布置图

## 2.3 初估梁柱截面尺寸

### 2.3.1 按大跨度进行计算

纵向框架梁：*h*=(1/8~1/12)*L*= (1/8~1/12) ×3600=450~300

*L*—纵向柱距， 取*h*=450mm。

225mm~150mm，考虑抗震取*b*=250mm

横向边跨梁：*h*=(1/8~1/12)*L*= (1/8~1/12)×6600=825~550

*L*—纵向柱距， 取*h*=600mm。

300mm~200mm，取*b*=300mm

横向中跨梁：取*h*=400mm，*b*=300mm

横向次梁：取*h*=300mm，*b*=200mm

### 2.3.2 柱的截面尺寸



式中：

—根据抗震设防烈度为7度时取0.9。

*β* —边柱取1.3，不等跨内柱取1.25。

*g*E —各层的重力荷载代表值取14 kN/m2

*F* —柱的负荷面积，如图2-2所示，

对于中柱为3.6(6.6/2+3.0/2)=17.28 m2，

对于边柱为3.66.6/2=11.88 m2



图2-2柱的负荷面积

边柱*A*c1 =67.20

中柱*A*c =93.99

如取柱截面为正方形，则边柱和中柱的截面宽度分别为259mm、307 mm。初选柱的截面尺寸为：*b*×*h*=500mm×500mm。

其惯性矩=

# 3 框架计算简图及梁柱线刚度

## 3.1 确定框架计算简图

框架的计算单元如图2-1所示，取⑦轴的一榀框架计算。假定框架柱嵌固于基础顶面框架梁与柱刚接，由于各层柱的截面尺寸不变，故梁跨等于轴线之间的距离。底层柱高从基础顶面算至二层楼层，基顶的标高根据地址条件室内外高差定为-1.00m，二层楼面标高为3.30m，故底层的为4.30 m，其余各层柱高楼面算至上一层楼面(即层高)故均为3.30米。由此给出框架计算简图如图3-1所示。

## 3.2 框架梁柱的线刚度计算

混凝土C30，；

对于边框架横梁：==1/12×300×6003=5.4×109mm4

中框架横梁：==1/12×300×4003=1.60×109mm4

现浇框架结构梁惯性矩为：

中框架梁，边框架梁，线刚度

边跨梁=3.68

中跨梁=3.20

底层柱=3.63

其余各层柱=4.73

令，则其余各层杆件的相对线刚度为：

*i*边跨梁=0.78，*i*底层柱=0.77，*i*中跨梁=0.68

框架梁柱的相对线刚度如图3-1所示。作为计算各节点杆端弯矩分配系数的依据。



图3-1 结构计算简图

# 4 荷载计算

## 4.1 恒载标准值的计算

### 4.1.1 屋面

防水层：(刚性)40厚C30细石防水混凝土 0.04×25=1.0 kN/m2

防水层：(柔性)1.2厚三元乙丙橡胶卷材 0.4 kN/m2

找平层：15厚1：2.5水泥砂浆 0.3 kN/m2

找坡层：40厚水泥石灰砂浆3‰找坡 0.56 kN/m2

保温层：80厚矿渣水泥 1.16 kN/m2

结构层：100厚现浇钢筋混凝土板 0.10×25= 2.5 kN/m2

抹灰层：10厚混合沙浆 0.17 kN/m2

总计： 6.09 kN/m2

### 4.1.2 各层楼面

水磨石地面10mm面层

水磨石地面20mm水泥砂浆打底

水磨石地面素水泥浆结合层一道 0.65 kN/m2

结构层：120厚现浇钢筋混凝土板 0.12×25= 3.0 kN/m2

抹灰层：10厚混合沙浆 0.17kN/m2

总计： 3.82 kN/m2

### 4.1.3 梁自重

边跨横梁*b*×*h*=300mm×600mm自重 (0.6-0.12)× 0.3×25 = 3.6kN/m

抹灰层：10厚混合砂浆 0.01×[(0.6-0.12)×2+0.3]×17=0.24 kN/m

总计： 3.84kN/m

纵梁*b*×*h* =250mm×450mm自重 (0.45-0.12)× 0.25×25 = 2.06 kN/m

抹灰层：10厚混合砂浆 0.01×[(0.45-0.12)×2+0.25]×17=0.17 kN/m

总计： 2.55kN/m

中跨横梁*b*×*h* =300mm×400mm自重 (0.4-0.12)× 0.3×25 = 3.0 kN/m

抹灰层：10厚混合砂浆 0.01×[(0.4-0.12)×2+0.3]×17=0.14kN/m

总计 1.89 kN/m

次梁*b*×*h* =200mm×300mm自重 (0.3-0.12)× 0.2×25 = 3.0 kN/m

抹灰层：10厚混合砂浆 0.01×[(0.3-0.12)×2+0.20]×17=0.14kN/m

总计 1.89 kN/m

### 4.1.4 柱自重

*b*×*h* =500mm×500mm

柱自重 0.5× 0.5×25= 6.25 kN/m

抹灰层：10厚混合砂浆 0.01×0.5×4×17=0.34 kN/m

总计： 6.59kN/m

### 4.1.5 外纵墙自重

标准层

纵墙： 0.9×0.24×7=2.0 kN/m

钢塑窗： 3.0×0.35=0.74 kN/m

贴瓷砖外墙面： (3.6-3.0)×0.6=0.9 kN/m

混合砂浆内墙面： (3.6-3.0)×0.34=0.51 kN/m

总计 4.15 kN/m

底层

纵墙： (4.6-3.0-0.6-0.45)×0.24×7=2.436 kN/m

钢塑窗： 3.0×0.35=0.74 kN/m

贴瓷砖外墙面： (3.6-3.0)×0.6=0.9 kN/m

混合砂浆内墙面： (3.6-3.0)×0.34=0.51 kN/m

总计 4.59 kN/m

### 4.1.6 内纵墙自重

标准层

纵墙： 3.0×0.19×7=2.793kN/m

钢塑窗： 0.35×0.9=0.315kN/m

混合砂浆内墙面： 3.0×0.34×2=1.428kN/m

总计 4.54 kN/m

### 4.1.7 内隔墙自重

标准层

内隔墙： 3.0×0.19×7=3.99kN/m

混合砂浆内墙面： 3.0×0.34×2=2.04kN/m

总计 6.03kN/m

底层

内隔墙： (4.6-0.6-0.45)×0.19×7=4.72 kN/m

混合砂浆内墙面： (4.6-0.6-0.45)×2×0.34=2.41 kN/m

总计 7.13kN/m

### 4.1.8 女儿墙自重

女儿墙自重 0.7×0.25×18=3.15 kN/m

压顶自重 0.1×0.25×25=0.63 kN/m

陶瓷锦砖外墙面 0.5×1.2×2+0.5×0.25=1.33 kN/m

合计 5.21 kN/m

### 4.1.9 山墙自重

纵墙： (3.3-0.7)×0.24×7=4.37 kN/m

贴瓷砖外墙面： (3.3-0.7)×0.6=1.56 kN/m

混合砂浆内墙面： (3.3-0.7)×0.34=0.88 kN/m

总计 6.71 kN/m

## 4.2 活荷载标准值计算

### 4.2.1 屋面和楼面荷载标准值

根据《建筑结构荷载规范》(GB50009-2001)查得：

不上人的屋面： 0.5 kN/m2

楼 面：宿舍 1.5 kN/m2

走廊 2.0 kN/m2

厕所 2.0 kN/m2

### 4.2.2 雪荷载

=1.0×0.3=0.3 kN/m2

屋面或荷载与雪荷载不同时考虑，俩者中取大值

## 4.3 竖向荷载下框架受荷总图

### 4.3.1 在A-B 及C-D轴内

 按双向板计算

在B—C 轴内：

 按双向板计算

### 4.3.2 在A-B 轴间框架梁

板传至梁上的三角形或梯形荷载等效为均布荷载，荷载的传递示意图如图4-1所示。



图4-1板传荷载示意图

屋面板传递荷载

恒载： 6.09×1.8×[1-2×(1.8/6.6)2+(1.8/6.6)3)]×2=19.1 kN/m

活载： 0.5×1.8×[1-2×(1.8/6.6)2+(1.8/6.6)3)]×2=1.57 kN/m

楼面板传递荷载

恒载： 3.82×1.8×[1-2×(1.8/6.6)2+(1.8/6.6)3)]×2=12.0 kN/m

活载： 1.5×1.8×[1-2×(1.8/6.6)2+(1.8/6.6)3)]×2=4.71 kN/m

梁自重： 3.84kN/m

在A- B 轴间框架梁均布荷载为：

屋面梁：恒载=梁自重+板传荷载= 3.84+19.1=23.0kN/m

活载=板传荷载=1.6 kN/m

楼面梁 恒载=梁自重+板传荷载= 3.84+12.0=15.8kN/m

活载=板传荷载=4.7kN/m

### 4.3.3 在B- C轴间框架梁

屋面板传递荷载

恒载： 6.09×(3/2)×5/8×2=11.4kN/m

活载： 0.5×(3/2)×5/8×2=0.94kN/m

楼面板传递荷载

恒载： 3.82×(3/2)×5/8×2=7.2kN/m

活载： 2.0×(3/2)×5/8×2=2.8 kN/m

梁自重： 1.89kN/m

在B- C 轴间框架梁均布荷载为

屋面梁 恒载=梁自重+板传荷载= 1.89+11.4=13.3kN/

活载=板传荷载=0.94 kN/m

楼面梁 恒载=梁自重+板传荷载= 1.89+6.6=9.1kN/m

活载=板传荷载=2.8kN/m

### 4.3.4 C-D轴间框架梁同A-B 轴间框架梁

### 4.3.5 A轴柱纵向集中荷载的计算

顶层柱：恒载=女儿墙自重+梁自重+板传荷载

=5.21×3.6+2.55×(3.6-0.5)+3.84×(6.6-0.5)/2+6.09×(6.6/2-0.25) ×(3.6-0.30)=99.7kN

活载=板传荷载= 0.5×(6.6/2-0.25) ×(3.6-0.30)=5.03kN

标准层柱：恒载=墙自重+梁自重+板传荷载= 4.15×(3.6-0.5)+3.84×(6.6-0.5)/2 +3.82×

(6.6/2-0.25) ×(3.6-0.30)=63.0kN

活载=板传荷载=2.0×(6.6/2-0.25) ×(3.6-0.30)=15.1kN

### 4.3.6 B轴柱纵向集中荷载的计算

顶层柱：恒载=梁自重(纵梁、横梁)+板传荷载

=2.55×(3.6-0.5)+3.84×(6.6-0.5)/2+1.89×(3.0-0.5)/2+6.09×[(6.6+3.0)/2-0.25]×(3.6-0.3)

=113.4kN

活载=板传荷载=0.5×[(6.6+3.0)/2-0.25]×(3.6-0.3)=7.5kN

标准层柱：恒载=梁自重+板传荷载

=2.55×(3.6-0.5)+3.84×(6.6-0.5)/2+1.89×(3.0-0.5)/2+3.82×[(6.6+3.0)/2-0.25]×(3.6-0.3)=79.3kN

活载=板传荷载=2.0×[(6.6+3.0)/2-0.25]×(3.6-0.3)=22.5kN

C轴柱纵向集中荷载的计算与B轴柱的相同，轴柱纵向集中荷载的计算与A轴柱的相同。框架在竖向荷载作用下的受荷总图如图4-2所示(图中数值均为标准值)



图4-2竖向受荷总图(kN)

注：带括号者表示活荷载

## 4.4 风荷载计算

作用在屋面梁和楼面梁节点处的集中风荷载标准值见表4-1：

*w*=*β*Z*μ*S*μ*Z*ω*0 本地区基本风压为：*w*0=0.4

*μ*Z— 风压高度变化系数，地面粗糙度为C类

*μ*S— 风荷载体型系数。根据建筑物的体型查的*μ*S=1.3

*β*Z — 以为房屋总高度小于30米所以*β*Z=1.0

— 下层柱高

— 上层柱高，对顶层为女儿墙的2倍

*B*— 迎风面的宽度*B*=3.6m.

表4-1集中风荷载标准值

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 离地高度(Z/m) | *μ*Z | *β*Z | *μ*S | *w*0 (kN/m2 ) | (m) | (m) | *ωk*  (kN) |
| 19.8 | 0.74 | 1.0 | 1.3 | 0.4 | 3.3 | 1.6 | 66.60 |
| 16.2 | 0.74 | 1.0 | 1.3 | 0.4 | 3.3 | 3.3 | 75.43 |
| 13.2 | 0.74 | 1.0 | 1.3 | 0.4 | 3.3 | 3.3 | 60.34 |
| 9.9 | 0.74 | 1.0 | 1.3 | 0.4 | 3.3 | 3.3 | 45.26 |
| 6.6 | 0.74 | 1.0 | 1.3 | 0.4 | 3.3 | 3.3 | 30.17 |
| 3.3 | 0.74 | 1.0 | 1.3 | 0.4 | 3.75 | 3.3 | 16.11 |

## 4.5 水平地震作用

该建筑物的高度为20.5000米，以剪切变形为主，且质量和刚度沿高度均匀分布，故可采用底部剪力法计算水平地震作用。

### 4.5.1 重力荷载代表值的计算

屋面处重力荷载代表值=结构和构配件自重标准值+0.5×雪荷载标准值

楼面处重力荷载代表值=结构和构配件自重标准值+0.5×楼面活荷载标准值

其中结构和构配件自重取楼面上下各半层高范围内(屋面处取顶层的一半)的结构及构配件自重

### 4.5.1.1 屋面处重力荷载代表值标准值计算

G＇女儿墙=5.21×(50.4+15.2) ×2=650.2kN

屋面板结构层及构造层自重标准值：

G＇屋面板=6.09×[(3.6-0.3)×(6.6-0.25)×28+(3.0-0.25)×(3.6-0.3)×14]= 4347.0kN

G＇梁=3.84×(6.6-0.5)×30+1.89×(3.0-0.5)×15+2.55×(3.6-0.5)×56=1216.3kN

G＇柱=6.59×(3.3/2-0.18)×70=678.1kN

顶层墙重：

G＇墙=0.5×[4.15×(6.6-0.5) ×14]+0.5×[6.71×(6.6-0.5)×4]+0.5×[4.54×(6.6-0.5) ×13]

+0.5×[6.03×(6.6-0.5) ×13]+0.5×[4.15×(3.0-0.5) ×2]=688.5kN

=7580.1kN

### 4.5.1.2其余各层楼面处重力荷载标准值计算

G＇墙=[4.15×(6.6-0.5) ×14]+[6.71×(6.6-0.5)×4]+[4.54×(6.6-0.5) ×13]

+[6.03×(6.6-0.5) ×13]+[4.15×(3.0-0.5) ×2]=1377.1kN

G＇楼板=3.89×[(3.6-0.3)×(6.6-0.25)×28+(3.0-0.25)×(3.6-0.3)×14]= 2726.7kN

G＇梁=1216.3kN

G＇柱=6.59×(3.3-0.12)×70=1466.9kN

G＇标准层= G＇墙+ G＇楼板+ G＇梁+ G＇柱=6787.0kN

### 4.5.1.3 底层楼面处重力荷载标准值计算

G＇墙=1377.1×=1593.6kN

G＇楼板=3.89×[(3.6-0.3)×(6.6-0.25)×28+(3.0-0.25)×(3.6-0.3)×14]= 2726.7kN

G＇梁=1216.3kN

G＇柱=1466.9×=1697.6kN

G＇底层= G＇墙+ G＇楼板+ G＇梁+ G＇柱=7234.1kN

### 4.5.1.4 屋面雪荷载标准值计算

*Q*雪=*q*雪×*s*=0.3×(50.4×16.2)=244.9kN

### 4.5.1.5 楼面活荷载标准值计算

*Q*楼面=1.5×(50.4×16.2)=1224.7kN

### 4.5.1.6 总重力荷载代表值的计算

屋面处结构和构件自重+0.5×雪荷载标准值

=7580.1+0.5×244.9=7702.6kN

=楼面处结构和构件自重+0.5×活载标准值

=6787.0+0.5×1224.7=7399.3kN

底层楼面处：

=楼面处结构和构件自重+0.5×活载标准值

=7234.1+0.5×1224.7=7846.5kN

### 4.5.2 框架柱抗侧移刚度和结构基本自震周期计算

#### 4.5.2.1 横向D值的计算

一.底层：  

二.标准层：， ，

故横向框架的侧移刚度见表4－2

表4－2 横向框架各层侧向D值

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 构件名称 | |  |  |  |  |
| 顶层 | A、D轴柱 | 0.78 | 0.280 | 20289 | 710110 |
| B、C轴柱 | 1.45 | 0.421 | 30501 | 1067541 |
| 标准层 | A、D轴柱 | 0.78 | 0.280 | 20289 | 710110 |
| B、C轴柱 | 1.45 | 0.421 | 30501 | 1067541 |
| 首层 | A、D轴柱 | 1.01 | 0.502 | 19760 | 691611 |
| B、C轴柱 | 1.89 | 0.615 | 24190 | 846657 |

#### 4.5.2.2 结构基本自振周期的计算

用假想顶点位移计算结构基本自振周期，计算过程见表4-3

表4-3假想顶点位移计算结果

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层次 | *Gi*(kN) | ∑*Gi*(kN) | ∑*D*(kN/m) |  |  |
| 6 | 7702.6 | 7702.6 | 710110 | 0.011 | 0.192 |
| 5 | 7399.3 | 15101.9 | 1067541 | 0.014 | 0.181 |
| 4 | 7399.3 | 22501.3 | 710110 | 0.032 | 0.167 |
| 3 | 7399.3 | 29900.6 | 1067541 | 0.028 | 0.135 |
| 2 | 7399.3 | 37299.9 | 691611 | 0.054 | 0.107 |
| 1 | 7846.5 | 45146.4 | 846657 | 0.053 | 0.053 |

结构基本自振周期考虑非结构墙影响折减系数=0.6，则结构的基本自振周期为：

=1.7×0.6×=0.447*s*

#### 4.5.2.3多遇水平地震作用计算

由于该工程所在地区抗震设防烈度为7度，场地为Ⅲ类，设计地震分组为第二组，由表查得

=0.85×45146.4=38374.5kN

由于，故 

式中：— 阻尼调整系数相应的=1.0

*γ* —衰减指数，取0.9

纵向地震影响系数

==0.08

=0.08×38374.5=3070.0kN

顶部附加地震作用系数

，

不需要考虑顶部附加水平地震作用的影响，即顶部附加地震作用系数：





如图4-3对于多质点体系，对于多质点体系结构底部总纵向水平地震作用标准值：



图4-3楼层水平地震作用标准值

质点*i*的水平地震作用标准值，楼层地震剪力及数层层间位移的计算过程见表4-4

表**4-4 *Fi*，*Vi*，**的计算过程

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层 | (kN) | (m) |  |  | (kN) | *Vi*(kN) |  |  |
| 6 | 7702.6 | 20.8 | 160214 | 565400 | 993.1 | 993.1 | 710110 | 0.0014 |
| 5 | 7399.3 | 17.5 | 129488 | 663.7 | 1656.8 | 1067541 | 0.0016 |
| 4 | 7399.3 | 14.2 | 105071 | 538.6 | 2195.4 | 710110 | 0.0031 |
| 3 | 7399.3 | 10.9 | 80653 | 413.4 | 2608.8 | 1067541 | 0.0024 |
| 2 | 7399.3 | 7.6 | 56235 | 288.2 | 2897.0 | 691611 | 0.0042 |
| 1 | 7846.5 | 4.3 | 33740 | 172.9 | 3070.0 | 846657 | 0.0036 |

楼层最大位移与楼层层高之比，满足位移要求。

# 5 内力计算

## 5.1 恒载作用下框架的内力

恒荷载作用下框架受荷简图如图4-2。

## 5.1.1 恒载作用下框架的弯矩计算

竖向荷载作用下的内力一般可采用近似法，有分层法，弯矩二次分配法和迭代法。当框架为少层少跨时，采用弯矩二次分配法较为理想。这里竖向荷载作用下的内力计算采用分层法。

竖向荷载作用下，框架的内力分析除活荷载较大的工业与民用建筑。可以不考虑活荷载的不利布置，这样求得的框架内力，梁跨中弯距较考虑活载不利布置法求得的弯局偏低，但当活载占总荷载的比例较小时，其影响很小.若活荷载占总荷载的比例较大时，可在截面配筋时，将跨中弯距乘以1.1~1.2的较大系数。

恒荷载作用下的弯矩、剪力可按下面公式求得：





根据梁、柱相对线刚度，算出各节点的弯矩分配系数:



节点处的弯矩分配系数按相对刚度比计算，如图5-1所示。





图5-1 A、B轴柱弯矩各层分配系数简图

## 5.1.1.1弯矩分配及传递

弯矩二次分配法比分层法作了更进一步的简化。在分层法中，用弯矩分配法计算分层单元的杆端弯矩时，任一节点的不平衡弯矩都将影响到节点所在单元中的所有杆件。而弯矩二次分配法假定任一节点的不平衡弯矩只影响至与该节点相交的各杆件的远端。因此可将弯矩分配法的循环次数简化到一次分配、一次传递、再一次分配。

梁端柱端弯矩采用弯矩分配法计算。除底层柱外的其于各层柱的相对线刚度乘以0.9。用弯矩分配法计算每一个敞口单元的杆端弯矩，底层柱的传递系数为0.5，其余各层柱的传递系数为1/3。计算过程如表5-1所示：

表5-1 恒载作用下的框架弯矩内力二次分配表

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层 | 项目 | 上柱  下端 | 下柱  上端 | 边梁  左侧 |  | 边梁右侧 | 上柱  下端 | 下柱  上端 | 中跨  左侧 |
| 6层 | 分配系数 |  | 0.536 | 0.464 |  | 0.330 |  | 0.382 | 0.287 |
| 弯矩值 |  |  | -71.16 |  | 71.16 |  |  | -6.93 |
| 分配值 |  | 38.17 | 32.98 |  | -23.51 |  | -24.56 | -18.44 |
| 传递 |  |  | -11.76 |  | 16.49 |  |  | -9.22 |
| 分配值 |  | 6.31 | 5.45 |  | -2.40 |  | -2.78 | -2.09 |
| 传递 |  |  | -1.20 |  | 2.72 |  |  | -1.04 |
| 分配值 |  | 0.64 | 0.56 |  | -0.56 |  | -0.64 | -0.48 |
| 分配结果 |  | 45.12 | -45.12 |  | 63.90 |  | -27.98 | -38.21 |
| 5层 | 分配系数 | 0.349 | 0.349 | 0.302 |  | 0.239 | 0.277 | 0.277 | 0.208 |
| 弯矩值 | 15.04 |  | -49.07 |  | 49.07 | -9.33 |  | -4.71 |
| 分配值 | 11.88 | 11.88 | 10.27 | -8.37 | -9.69 | -9.69 | -7.28 |
| 传递 |  |  | -4.19 |  | 5.13 |  |  | -3.64 |
| 分配值 | 1.46 | 1.46 | 1.26 |  | -0.36 | -0.41 | -0.41 | -0.31 |
| 传递 |  |  | -0.18 |  | 0.63 |  |  | -0.16 |
| 分配值 | 0.06 | 0.06 | 0.05 |  | -0.11 | -0.13 | -0.13 | -0.10 |
| 分配结果 | 28.45 | 13.41 | -41.85 | 0.00 | 45.99 | -19.56 | -10.24 | -16.19 |
| 4层 | 分配系数 | 0.349 | 0.349 | 0.302 |  | 0.239 | 0.277 | 0.277 | 0.208 |
| 弯矩值 | 4.47 |  | -49.07 |  | 49.07 | -3.41 |  | -4.71 |
| 分配值 | 15.57 | 15.57 | 13.46 |  | -9.79 | -11.33 | -11.33 | -8.51 |
| 传递 |  |  | -4.89 |  | 6.73 |  |  | -4.25 |
| 分配值 | 1.71 | 1.71 | 1.48 |  | -0.59 | -0.68 | -0.68 | -0.51 |
| 传递 |  |  | -0.30 |  | 0.74 |  |  | -0.26 |
| 分配值 | 0.10 | 0.10 | 0.09 |  | -0.11 | -0.13 | -0.13 | -0.10 |
| 分配结果 | 21.85 | 17.39 | -39.24 | 0.00 | 46.04 | -15.56 | -12.14 | -18.34 |
|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 3层 | 分配系数 | 0.349 | 0.349 | 0.302 |  | 0.239 | 0.277 | 0.277 | 0.208 |
| 弯矩值 | 5.80 |  | -49.07 |  | 49.07 | -4.05 |  | -4.71 |
| 分配值 | 15.11 | 15.11 | 13.06 |  | -9.63 | -11.15 | -11.15 | -8.37 |
| 传递 |  |  | -4.82 |  | 6.53 |  |  | -4.19 |
| 分配值 | 1.68 | 1.68 | 1.45 |  | -0.56 | -0.65 | -0.65 | -0.49 |
| 传递 |  |  | -0.28 |  | 0.73 |  |  | -0.24 |
| 分配值 | 0.10 | 0.10 | 0.08 |  | -0.12 | -0.13 | -0.13 | -0.10 |
| 分配结果 | 22.69 | 16.89 | -39.58 | 0.00 | 46.02 | -15.98 | -11.93 | -18.10 |
|  |  |  |  |  |  |  |  |  |

（续表） 表5-1 恒载作用下的框架弯矩内力二次分配表

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层 | 项目 | 上柱  下端 | 下柱  上端 | 边梁  左侧 |  | 边梁右侧 | 上柱  下端 | | 下柱  上端 | | 中跨  左侧 |
| 2层 | 分配系数 | 0.349 | 0.349 | 0.302 |  | 0.239 | 0.277 | | 0.277 | | 0.208 |
| 弯矩值 | 5.63 |  | -49.07 |  | 49.07 | -3.98 | |  | | -4.71 |
| 分配值 | 15.17 | 15.17 | 13.11 |  | -9.65 | -11.17 | | -11.17 | | -8.39 |
| 传递 |  |  | -4.83 |  | 6.55 |  | |  | | -4.19 |
| 分配值 | 1.68 | 1.68 | 1.46 |  | -0.56 | -0.65 | | -0.65 | | -0.49 |
| 传递 |  |  | -0.28 |  | 0.73 |  | |  | | -0.24 |
| 分配值 | 0.10 | 0.10 | 0.09 |  | -0.12 | -0.13 | | -0.13 | | -0.10 |
| 分配结果 | 22.58 | 16.95 | -39.53 | 0.00 | 46.02 | -15.93 | | -11.96 | | -18.13 |
|  |  |  |  |  |  |  | |  | |  |
| 1层 | 分配系数 | 0.368 | 0.314 | 0.318 |  | 0.249 | 0.288 | | 0.217 | | 0.246 |
| 弯矩值 | 5.65 |  | -49.07 |  | 49.07 | -3.99 | |  | | -4.71 |
| 分配值 | 15.98 | 13.63 | 13.81 |  | -10.06 | -11.64 | | -8.74 | | -9.93 |
| 传递 |  |  | -5.03 |  | 6.90 |  | |  | | -4.96 |
| 分配值 | 1.85 | 1.58 | 1.60 |  | -0.48 | -0.56 | | -0.42 | | -0.48 |
| 传递 |  |  | -0.24 |  | 0.80 |  | |  | | -0.24 |
| 分配值 | 0.09 | 0.08 | 0.08 |  | -0.14 | -0.16 | | -0.12 | | -0.14 |
| 分配结果 | 23.57 | 15.28 | -38.86 | 0.00 | 46.09 | -16.35 | | -9.28 | | -20.46 |
|  | 0.349 | 0.349 | 0.302 |  | 0.239 | 0.277 | | 0.277 | | 0.208 |
| 柱底 | 弯矩值 | 5.09 | |  |  |  | | -3.09 | |  | |

## 5.1.2 恒载作用下框架的梁端剪力和轴力计算

梁端剪力 *V* =*Vq*+*Vm*

式中：*Vq*----梁上均布荷载引起的剪力，取*Vq*=*ql/*2；

*Vm*----梁端弯矩引起的剪力，取*Vm*=∑*M*)*/l*。

柱轴力 *N*=*V*+*P*

式中：*P*----柱顶竖向集中荷载。

具体计算结果见表5-2，5-3，5-4。

表5-2 恒载作用下AB梁端剪力计算

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层号 | *q*  (kN/m) | *l*  m | *ql/*2  (kN) | ∑*M*)*/l*  (kN) | *VA= ql/*2-∑*M*)*/l*  (kN) | *VB= ql/*2+∑*M*)*/l*  (kN) |
| 6 | 22.95 | 6.1 | 69.99 | -3.08 | 73.07 | 66.91 |
| 5 | 15.83 | 6.1 | 48.27 | -0.09 | 48.35 | 48.18 |
| 4 | 15.83 | 6.1 | 48.27 | -0.14 | 48.41 | 48.13 |
| 3 | 15.83 | 6.1 | 48.27 | -0.13 | 48.40 | 48.13 |
| 2 | 15.83 | 6.1 | 48.27 | -0.13 | 48.40 | 48.13 |
| 1 | 15.83 | 6.1 | 48.27 | -0.15 | 48.42 | 48.12 |

表5-3 恒载作用下BC梁端剪力计算

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层号 | *q*  (kN/m) | *l*  m | *ql/*2  (kN) | ∑*M*)*/l*  (kN) | *VA= ql/*2-∑*M*)*/l*  (kN) | *VB= ql/*2+∑*M*)*/l*  (kN) |
| 6 | 13.31 | 2.5 | 16.64 | 0 | 16.64 | 16.64 |
| 5 | 9.05 | 2.5 | 11.32 | 0 | 11.32 | 11.32 |
| 4 | 9.05 | 2.5 | 11.32 | 0 | 11.32 | 11.32 |
| 3 | 9.05 | 2.5 | 11.32 | 0 | 11.32 | 11.32 |
| 2 | 9.05 | 2.5 | 11.32 | 0 | 11.32 | 11.32 |
| 1 | 9.05 | 2.5 | 11.32 | 0 | 11.32 | 11.32 |

表5-4 恒载作用下的剪力和轴力

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层次 | 总剪力 | | | 柱轴力 | | | |
| AB跨 | | BC跨 | A柱 | | B柱 | |
| *VA* | *VB* | *VB* = *VC* | *N*顶 | *N*底 | *N*顶 | *N*底 |
| 6 | 73.07 | 66.91 | 16.64 | 99.67 | 121.42 | 113.42 | 135.17 |
| 5 | 48.35 | 48.18 | 11.32 | 162.69 | 184.44 | 192.76 | 214.50 |
| 4 | 48.41 | 48.13 | 11.32 | 225.72 | 247.47 | 272.09 | 293.84 |
| 3 | 48.40 | 48.13 | 11.32 | 288.74 | 310.49 | 351.43 | 373.18 |
| 2 | 48.40 | 48.13 | 11.32 | 351.77 | 373.52 | 430.77 | 452.52 |
| 1 | 48.42 | 48.12 | 11.32 | 414.80 | 443.13 | 510.10 | 538.44 |

## 5.2 活载作用下框架的内力

屋面、楼面活荷载作用下框架受荷简图如图4-2。采用与恒载相同的计算方法。

表5-5 活载作用下的框架弯矩内力二次分配表

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层 | 项目 | 上柱  下端 | 下柱  上端 | 边梁  左侧 |  | 边梁右侧 | 上柱  下端 | 下柱  上端 | 中跨  左侧 |
| 6层 | 分配系数 |  | 0.536 | 0.464 |  | 0.330 |  | 0.382 | 0.287 |
| 弯矩值 |  |  | -4.86 |  | 4.86 |  |  | -0.49 |
| 分配值 |  | 2.61 | 2.25 |  | -1.61 |  | -1.67 | -1.26 |
| 传递 |  |  | -0.80 |  | 1.13 |  |  | -0.63 |
| 分配值 |  | 0.43 | 0.37 |  | -0.16 |  | -0.19 | -0.14 |
| 传递 |  |  | -0.08 |  | 0.19 |  |  | -0.07 |
| 分配值 |  | 0.04 | 0.04 |  | -0.04 |  | -0.04 | -0.03 |
| 分配结果 |  | 3.09 | -3.09 |  | 4.37 |  | -1.91 | -2.62 |
| 5层 | 分配系数 | 0.349 | 0.349 | 0.302 |  | 0.239 | 0.277 | 0.277 | 0.208 |
| 弯矩值 | 1.03 |  | -14.59 |  | 14.59 | -0.64 |  | -1.46 |
| 分配值 | 4.74 | 4.74 | 4.09 | -2.99 | -3.46 | -3.46 | -2.60 |
| 传递 |  |  | -1.49 |  | 2.05 |  |  | -1.30 |
| 分配值 | 0.52 | 0.52 | 0.45 |  | -0.18 | -0.21 | -0.21 | -0.16 |
| 传递 |  |  | -0.09 |  | 0.23 |  |  | -0.08 |
| 分配值 | 0.03 | 0.03 | 0.03 |  | -0.04 | -0.04 | -0.04 | -0.03 |
| 分配结果 | 6.32 | 5.29 | -11.61 |  | 13.66 | -4.34 | -3.70 | -5.62 |
| 4层 | 分配系数 | 0.349 | 0.349 | 0.302 |  | 0.239 | 0.277 | 0.277 | 0.208 |
| 弯矩值 | 1.76 |  | -14.59 |  | 14.59 | -1.23 |  | -1.46 |
| 分配值 | 4.48 | 4.48 | 3.87 |  | -2.84 | -3.29 | -3.29 | -2.47 |
| 传递 |  |  | -1.42 |  | 1.94 |  |  | -1.24 |
| 分配值 | 0.50 | 0.50 | 0.43 |  | -0.17 | -0.19 | -0.19 | -0.15 |
| 传递 |  |  | -0.08 |  | 0.21 |  |  | -0.07 |
| 分配值 | 0.03 | 0.03 | 0.03 |  | -0.03 | -0.04 | -0.04 | -0.03 |
| 分配结果 | 6.77 | 5.01 | -11.77 |  | 13.70 | -4.76 | -3.52 | -5.42 |
|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 3层 | 分配系数 | 0.349 | 0.349 | 0.302 |  | 0.239 | 0.277 | 0.277 | 0.208 |
| 弯矩值 | 1.67 |  | -14.59 |  | 14.59 | -1.17 |  | -1.46 |
| 分配值 | 4.51 | 4.51 | 3.90 |  | -2.86 | -3.31 | -3.31 | -2.48 |
| 传递 |  |  | -1.43 |  | 1.95 |  |  | -1.24 |
| 分配值 | 0.50 | 0.50 | 0.43 |  | -0.17 | -0.20 | -0.20 | -0.15 |
| 传递 |  |  | -0.08 |  | 0.22 |  |  | -0.07 |
| 分配值 | 0.03 | 0.03 | 0.03 |  | -0.03 | -0.04 | -0.04 | -0.03 |
| 分配结果 | 6.71 | 5.04 | -11.75 |  | 13.70 | -4.72 | -3.54 | -5.44 |
|  |  |  |  |  |  |  |  |  |

（续表） 表5-5 活载作用下的框架弯矩内力二次分配表

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层 | 项目 | 上柱  下端 | 下柱  上端 | 边梁  左侧 |  | 边梁右侧 | 上柱  下端 | | 下柱  上端 | | 中跨  左侧 |
| 2层 | 分配系数 | 0.349 | 0.349 | 0.302 |  | 0.239 | 0.277 | | 0.277 | | 0.208 |
| 弯矩值 | 1.68 |  | -14.59 |  | 14.59 | -1.18 | |  | | -1.46 |
| 分配值 | 4.51 | 4.51 | 3.90 |  | -2.86 | -3.31 | | -3.31 | | -2.48 |
| 传递 |  |  | -1.43 |  | 1.95 |  | |  | | -1.24 |
| 分配值 | 0.50 | 0.50 | 0.43 |  | -0.17 | -0.20 | | -0.20 | | -0.15 |
| 传递 |  |  | -0.08 |  | 0.22 |  | |  | | -0.07 |
| 分配值 | 0.03 | 0.03 | 0.03 |  | -0.03 | -0.04 | | -0.04 | | -0.03 |
| 分配结果 | 6.72 | 5.04 | -11.75 |  | 13.70 | -4.72 | | -3.54 | | -5.44 |
| 1层 | 分配系数 | 0.368 | 0.314 | 0.318 |  | 0.249 | 0.288 | | 0.217 | | 0.246 |
| 弯矩值 | 1.68 |  | -14.59 |  | 14.59 | -1.18 | |  | | -1.46 |
| 分配值 | 4.75 | 4.05 | 4.11 |  | -2.98 | -3.45 | | -2.59 | | -2.94 |
| 传递 |  |  | -1.49 |  | 2.05 |  | |  | | -1.47 |
| 分配值 | 0.55 | 0.47 | 0.47 |  | -0.15 | -0.17 | | -0.13 | | -0.14 |
| 传递 |  |  | -0.07 |  | 0.24 |  | |  | | -0.07 |
| 分配值 | 0.03 | 0.02 | 0.02 |  | -0.04 | -0.05 | | -0.04 | | -0.04 |
| 分配结果 | 7.01 | 4.54 | -11.55 |  | 13.72 | -4.84 | | -2.75 | | -6.13 |
| 柱底 | 弯矩值 | 1.51 | |  |  |  | | -0.92 | |  | |

表5-6 活载作用下AB梁端剪力计算

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层号 | *q*  (kN/m) | *l*  m | *ql/*2  (kN) | ∑*M*)*/l*  (kN) | *VA= ql/*2-∑*M*)*/l*  (kN) | *VB= ql/*2+∑*M*)*/l*  (kN) |
| 6 | 1.57 | 6.1 | 4.78 | -0.21 | 5.00 | 4.57 |
| 5 | 4.71 | 6.1 | 14.35 | -0.34 | 14.69 | 14.02 |
| 4 | 4.71 | 6.1 | 14.35 | -0.32 | 14.67 | 14.04 |
| 3 | 4.71 | 6.1 | 14.35 | -0.32 | 14.67 | 14.03 |
| 2 | 4.71 | 6.1 | 14.35 | -0.32 | 14.67 | 14.04 |
| 1 | 4.71 | 6.1 | 14.35 | -0.36 | 14.71 | 14.00 |

表5-7 活载作用下BC梁端剪力计算

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层号 | *q*  (kN/m) | *l*  m | *ql/*2  (kN) | ∑*M*)*/l*  (kN) | *VA= ql/*2-∑*M*)*/l*  (kN) | *VB= ql/*2+∑*M*)*/l*  (kN) |
| 6 | 0.94 | 2.5 | 1.17 | 0 | 1.17 | 1.17 |
| 5 | 2.81 | 2.5 | 3.52 | 0 | 3.52 | 3.52 |
| 4 | 2.81 | 2.5 | 3.52 | 0 | 3.52 | 3.52 |
| 3 | 2.81 | 2.5 | 3.52 | 0 | 3.52 | 3.52 |
| 2 | 2.81 | 2.5 | 3.52 | 0 | 3.52 | 3.52 |
| 1 | 2.81 | 2.5 | 3.52 | 0 | 3.52 | 3.52 |

表5-8 活载作用下的剪力和轴力

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层次 | 总剪力 | | | 柱轴力 | |
| AB跨 | | BC跨 | A柱 | B柱 |
| *VA* | *VB* | *VB* = *VC* | *N*顶=*N*底 | *N*顶=*N*底 |
| 6 | 5.00 | 4.57 | 1.17 | 5.03 | 5.03 |
| 5 | 14.69 | 14.02 | 3.52 | 20.13 | 20.13 |
| 4 | 14.67 | 14.04 | 3.52 | 20.13 | 20.13 |
| 3 | 14.67 | 14.03 | 3.52 | 133.55 | 133.55 |
| 2 | 14.67 | 14.04 | 3.52 | 141.06 | 141.06 |
| 1 | 14.71 | 14.00 | 3.52 | 220.40 | 220.40 |



图5-2恒载作用下M图(KN•m)



图5-3 恒载作用下N图(kN)



图5-4 恒载作用下的V图(单位：kN)

## 5.3 水平地震作用下框架内力计算

一. 框架所受到的水平地震作用和层间剪力如图5-5所示。框架*i*第层*j*柱分配到的剪力*Vij*以及该柱上、下端的弯矩和分别按下列各式计算：



图5-5 横向水平地震作用及楼层地震剪力









其中为标准反弯点高度比，可由查表5-9得。

表5-9 所查基准反弯点高度表（摘要）

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 总层数 | 第*j*层 |  | | | | | | | |
| 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1 | 2 |
| 6 | 6 | 0.20 | 0.25 | 0.25 | 0.30 | 0.30 | 0.35 | 0.35 | 0.40 |
| 5 | 0.30 | 0.35 | 0.35 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.45 |
| 4 | 0.35 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 |
| 3 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.50 |
| 2 | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 0.50 |
| 1 | 0.80 | 0.75 | 0.70 | 0.70 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.55 |

从上表可得各层反弯点高度比*y0*，由于K值界于二者之间，则可以由插值取值。本设计中，第2层柱需考虑修正值，其余各柱均无修正。

二.框架柱剪力和柱端弯矩计算采用D值法，计算过程见下表5-10。

表5-10 框架柱K值和y值表

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层 | A柱 | | B柱 | | C柱 | | D柱 | |
|  | *y* |  | *y* |  | *y* |  | *y* |
| 6 | 0.78 | 0.30 | 0.73 | 0.30 | 0.73 | 0.30 | 0.78 | 0.30 |
| 5 | 0.78 | 0.40 | 0.73 | 0.40 | 0.73 | 0.40 | 0.78 | 0.40 |
| 4 | 0.78 | 0.44 | 0.73 | 0.41 | 0.73 | 0.41 | 0.78 | 0.44 |

（续表） 表5-10 框架柱K值和y值表

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层 | A柱 | | B柱 | | C柱 | | D柱 | |
|  | *y* |  | *y* |  | *y* |  | *y* |
| 3 | 0.78 | 0.45 | 0.73 | 0.45 | 0.73 | 0.45 | 0.78 | 0.45 |
| 2 | 0.78 | 0.50 | 0.73 | 0.50 | 0.73 | 0.50 | 0.78 | 0.50 |
| 1 | 1.01 | 0.65 | 0.95 | 0.65 | 0.95 | 0.65 | 1.01 | 0.65 |

表5-11 各层中柱B(C)柱端弯矩及剪力计算

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层次 | *hi* | *Vi* | *∑D* | *Dij* | *Vij* |  | *y* |  |  |
| 6 | 3.3 | 993.1 | 710110 | 20289 | 28.37 | 0.73 | 0.30 | 28.09 | 65.55 |
| 5 | 3.3 | 1656.8 | 1067541 | 30501 | 47.34 | 0.73 | 0.40 | 62.49 | 93.73 |
| 4 | 3.3 | 2195.4 | 710110 | 20289 | 62.73 | 0.73 | 0.41 | 85.56 | 121.43 |
| 3 | 3.3 | 2608.8 | 1067541 | 30501 | 74.54 | 0.73 | 0.45 | 110.69 | 135.28 |
| 2 | 3.3 | 2897.0 | 691611 | 19760 | 82.77 | 0.73 | 0.50 | 136.57 | 136.57 |
| 1 | 4.3 | 3070.0 | 846657 | 24190 | 87.71 | 0.95 | 0.64 | 241.39 | 135.78 |

表5-12 各层边柱A(D)柱端弯矩及剪力计算

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层次 | *hi* | *Vi* | *∑D* | *Dij* | *Vij* |  | *y* |  |  |
| 6 | 3.3 | 993.1 | 710110 | 20289 | 28.37 | 0.78 | 0.30 | 28.09 | 65.55 |
| 5 | 3.3 | 1656.8 | 1067541 | 30501 | 47.34 | 0.78 | 0.40 | 62.49 | 93.73 |
| 4 | 3.3 | 2195.4 | 710110 | 20289 | 62.73 | 0.78 | 0.44 | 90.83 | 116.16 |
| 3 | 3.3 | 2608.8 | 1067541 | 30501 | 74.54 | 0.78 | 0.45 | 110.69 | 135.28 |
| 2 | 3.3 | 2897.0 | 691611 | 19760 | 82.77 | 0.78 | 0.50 | 136.57 | 136.57 |
| 1 | 4.3 | 3070.0 | 846657 | 24190 | 87.71 | 1.01 | 0.65 | 244.66 | 132.51 |

三.梁端弯矩，剪力及轴力如图5-6所示，分别按下式计算：



图5-6 梁端弯矩，剪力计算简图









具体过程见表5－13

表5－13 梁端弯矩，剪力及柱轴力的计算

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层次 | 边跨梁 | | | | 中跨梁 | | | | 柱轴力 | |
|  |  | *l* |  |  |  | L |  | 边柱 | 中柱 |
| 6 | 65.55 | 30.48 | 6.1 | 15.74 | 35.07 | 35.07 | 2.5 | 28.05 | -15.74 | 12.31 |
| 5 | 121.82 | 56.65 | 6.1 | 29.26 | 65.17 | 65.17 | 2.5 | 52.14 | -45.00 | 35.20 |
| 4 | 178.65 | 85.52 | 6.1 | 43.31 | 98.40 | 98.40 | 2.5 | 78.72 | -88.30 | 70.61 |
| 3 | 226.11 | 102.69 | 6.1 | 53.90 | 118.15 | 118.15 | 2.5 | 94.52 | -142.21 | 111.23 |
| 2 | 247.26 | 114.97 | 6.1 | 59.38 | 132.29 | 132.29 | 2.5 | 105.83 | -201.59 | 157.67 |
| 1 | 269.08 | 126.64 | 6.1 | 64.87 | 145.71 | 145.71 | 2.5 | 116.57 | -266.46 | 209.37 |

注：（1）柱轴力中的负号表示拉力，当为地震作用时候，两侧两根柱为拉力，对应的右侧两根柱为压力。

（2）表中分别表示节点在右梁的弯矩单位为kN•m

（3）式中，.分别为节点在左，右梁的线刚度，单位为kN•m

（4）N单位为单位为kN，*l*单位为m，单位为kN

# 6 内力组合

在竖向荷载作用下，可以考虑梁端塑性变形内力重分布而对梁端负弯距进行调幅，调幅系数为现浇框架：0.8-0.9，本设计取0.85。

横梁弯矩调幅计算结果见表6-1、6-2。

表6-1 恒载作用下的横梁弯矩调幅

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层号 | 部位 | 梁左侧 | 梁右侧 | 跨度 | 荷载 | 跨中弯距 | 左调幅 | 右调幅 | 跨中调幅 |
| 6 | 边跨 | -45.12 | -63.90 | 6.1 | 22.95 | 52.22 | -38.36 | -54.32 | 60.40 |
| 中跨 | -38.21 | -38.21 | 2.5 | 13.31 | -27.81 | -32.48 | -32.48 | -22.08 |
| 边跨 | -63.90 | -45.12 | 6.1 | 22.95 | 52.22 | -54.32 | -38.36 | 60.40 |
| 5 | 边跨 | -41.85 | -45.99 | 6.1 | 15.83 | 29.68 | -35.58 | -39.09 | 36.27 |
| 中跨 | -16.19 | -16.19 | 2.5 | 9.05 | -9.12 | -13.77 | -13.77 | -6.69 |
| 边跨 | -45.99 | -41.85 | 6.1 | 15.83 | 29.68 | -39.09 | -35.58 | 36.27 |
| 4 | 边跨 | -39.24 | 46.04 | 6.1 | 15.83 | 77.01 | -33.35 | 39.14 | 76.50 |
| 中跨 | -18.34 | -18.34 | 2.5 | 9.05 | -11.27 | -15.59 | -15.59 | -8.52 |
| 边跨 | 46.04 | -39.24 | 6.1 | 15.83 | 77.01 | 39.14 | -33.35 | 76.50 |

（续表） 表6-1 恒载作用下的横梁弯矩调幅

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层号 | 部位 | 梁左侧 | 梁右侧 | 跨度 | 荷载 | 跨中弯距 | 左调幅 | 右调幅 | 跨中调幅 |
| 3 | 边跨 | -39.58 | 46.02 | 6.1 | 15.83 | 76.83 | -33.64 | 39.11 | 76.34 |
| 中跨 | -18.10 | -18.10 | 2.5 | 9.05 | -11.03 | -15.39 | -15.39 | -8.32 |
| 边跨 | 46.02 | -39.58 | 6.1 | 15.83 | 76.83 | 39.11 | -33.64 | 76.34 |
| 2 | 边跨 | -39.53 | 46.02 | 6.1 | 15.83 | 76.85 | -33.60 | 39.12 | 76.36 |
| 中跨 | -18.13 | -18.13 | 2.5 | 9.05 | -11.06 | -15.41 | -15.41 | -8.34 |
| 边跨 | 46.02 | -39.53 | 6.1 | 15.83 | 76.85 | 39.12 | -33.60 | 76.36 |
| 1 | 边跨 | -38.86 | 46.09 | 6.1 | 15.83 | 77.23 | -33.03 | 39.18 | 76.68 |
| 中跨 | -20.46 | -20.46 | 2.5 | 9.05 | -13.39 | -17.39 | -17.39 | -10.32 |
| 边跨 | 46.09 | -38.86 | 6.1 | 15.83 | 77.23 | 39.18 | -33.03 | 76.68 |

表6-2 活载作用下的横梁弯矩调幅

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层号 | 部位 | 梁左侧 | 梁右侧 | 跨度 | 荷载 | 跨中弯距 | 左调幅 | 右调幅 | 跨中调幅 |
| 6 | 边跨 | -3.09 | -4.37 | 6.1 | 1.57 | 3.57 | -2.62 | -3.71 | 4.13 |
| 中跨 | -2.62 | -2.62 | 2.5 | 0.94 | -1.89 | -2.23 | -2.23 | -1.50 |
| 边跨 | -4.37 | -3.09 | 6.1 | 1.57 | 3.57 | -3.71 | -2.62 | 4.13 |
| 5 | 边跨 | -11.61 | -13.66 | 6.1 | 4.71 | 9.25 | -9.87 | -11.61 | 11.15 |
| 中跨 | -5.62 | -5.62 | 2.5 | 2.81 | -3.42 | -4.78 | -4.78 | -2.58 |
| 边跨 | -13.66 | -11.61 | 6.1 | 4.71 | 9.25 | -11.61 | -9.87 | 11.15 |
| 4 | 边跨 | -11.77 | -13.70 | 6.1 | 4.71 | 9.15 | -10.01 | -11.64 | 11.06 |
| 中跨 | -5.42 | -5.42 | 2.5 | 2.81 | -3.22 | -4.61 | -4.61 | -2.41 |
| 边跨 | -13.70 | -11.77 | 6.1 | 4.71 | 9.15 | -11.64 | -10.01 | 11.06 |
| 3 | 边跨 | -11.75 | -13.70 | 6.1 | 4.71 | 9.17 | -9.99 | -11.64 | 11.07 |
| 中跨 | -5.44 | -5.44 | 2.5 | 2.81 | -3.24 | -4.62 | -4.62 | -2.43 |
| 边跨 | -13.70 | -11.75 | 6.1 | 4.71 | 9.17 | -11.64 | -9.99 | 11.07 |
| 2 | 边跨 | -11.75 | -13.70 | 6.1 | 4.71 | 9.16 | -9.99 | -11.64 | 11.07 |
| 中跨 | -5.44 | -5.44 | 2.5 | 2.81 | -3.24 | -4.62 | -4.62 | -2.42 |
| 边跨 | -13.70 | -11.75 | 6.1 | 4.71 | 9.16 | -11.64 | -9.99 | 11.07 |
| 1 | 边跨 | -11.55 | -13.72 | 6.1 | 4.71 | 9.25 | -9.82 | -11.66 | 11.15 |
| 中跨 | -6.13 | -6.13 | 2.5 | 2.81 | -3.93 | -5.21 | -5.21 | -3.01 |
| 边跨 | -13.72 | -11.55 | 6.1 | 4.71 | 9.25 | -11.66 | -9.82 | 11.15 |

由于风荷载作用下的组合与考虑地震组合相比，一般较小，对于结构设计不起控制作用，故不考虑。只考虑以下三种组合形式：

一.由可变荷载效应控制的组合：



二.由永久荷载效应控制的组合：



三.竖向荷载与水平地震作用下的组合：



具体组合过程见表6-3，其中弯矩kN•m，剪力kN，弯矩的上部受拉为负，剪力的产生顺时针为正。

## 6.1 梁端截面组合的剪力设计值调整

为防止梁在弯曲屈服前发生剪切破坏，即保证“强剪弱弯”截面设计须对有地震作用的组合剪力设计值按下式进行调整。



式中：

----为梁的净跨；

----为梁的重力荷载代表值，按简支梁分析的梁端截面剪力设计值；

----分别为梁左右净截面，逆时针或顺时针方向的弯矩设计值；

----为梁端剪力增大系数，对于二级框架取1.2

计算结果见表6-4。

## 6.2 框架结构柱的内力组合

柱上端控制值截面在梁底，下端在梁顶，应按轴线计算简图所得的柱端内力值换成控制截面的相应值，此计算为简化起见，采用轴线处内力值。

计算结果见表6-5。

表6-3 框架梁内力组合

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层号 | 杆  件  号 | 截面 | 内力 | 荷载类别 | | | | 内力组合 | | | |
| 恒① | 活② | 地震左③ | 地震右④ | 1.2①+1.4② | 1.35①+0.98② | 1.2×(①+0.5②)+ | |
| 1.3×③ | 1.3×④ |
| 顶层 | 边  跨  梁 | 左侧 | *M* | -45.12 | -3.09 | 65.28 | -65.28 | -58.47 | -63.94 | 28.86 | -140.86 |
| *V* | 73.07 | 5.00 | -15.68 | 15.68 | 94.67 | 103.54 | 70.30 | 111.06 |
| 中 | *M* | 60.40 | 4.13 | 17.46 | -17.46 | 78.26 | 85.58 | 97.65 | 52.25 |
| 右侧 | *M* | -63.90 | -4.37 | -30.35 | 30.35 | -82.80 | -90.55 | -118.76 | -39.85 |
| *V* | -66.91 | -4.57 | -15.68 | 15.68 | -86.70 | -94.81 | -103.42 | -62.66 |
| 中  跨  梁 | 左侧 | *M* | -38.21 | -2.62 | 34.92 | -34.92 | -49.52 | -54.15 | -2.03 | -92.83 |
| *V* | 16.64 | 1.17 | -27.94 | 27.94 | 21.60 | 23.61 | -15.65 | 56.99 |
| 中 | *M* | -22.08 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | -28.59 | -31.28 | -27.40 | -27.40 |
| 右侧 | *M* | -38.21 | -2.62 | -34.92 | 34.92 | -49.52 | -54.15 | -92.83 | -2.03 |
| *V* | -16.64 | -1.17 | -27.94 | 27.94 | -21.60 | -23.61 | -56.99 | 15.65 |
| 2层 | 边  跨  梁 | 左侧 | *M* | -39.53 | -11.75 | 246.22 | -246.22 | -63.89 | -64.89 | 265.59 | -374.58 |
| *V* | 48.40 | 14.67 | -59.13 | 59.13 | 78.62 | 79.72 | -9.99 | 143.76 |
| 中 | *M* | 76.36 | 11.07 | 65.86 | -65.86 | 107.14 | 113.94 | 183.91 | 12.66 |
| 右侧 | *M* | -46.02 | -13.70 | -114.49 | 114.49 | -74.40 | -75.55 | -212.28 | 85.39 |
| *V* | -48.13 | -14.04 | -59.13 | 59.13 | -77.41 | -78.73 | -143.05 | 10.69 |

（续表） 表6-3框架梁内力组合

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层号 | 杆  件  号 | 截面 | 内力 | 荷载类别 | | | | 内力组合 | | | |
| 恒① | 活② | 地震左③ | 地震右④ | 1.2①+1.4② | 1.35①+0.98② | 1.2×(①+0.5②)+ | |
| 1.3×③ | 1.3×④ |
| 2层 | 中  跨  梁 | 左侧 | *M* | -18.13 | -5.44 | 131.73 | -131.73 | -29.37 | -29.81 | 146.23 | -196.27 |
| *V* | 11.32 | 3.52 | -105.38 | 105.38 | 18.50 | 18.72 | -121.31 | 152.69 |
| 中 | *M* | -8.34 | -2.42 | 0.00 | 0.00 | -13.40 | -13.64 | -11.46 | -11.46 |
| 右侧 | *M* | -18.13 | -5.44 | -131.73 | 131.73 | -29.37 | -29.81 | -196.27 | 146.23 |
| *V* | -11.32 | -3.52 | -105.38 | 105.38 | -18.50 | -18.72 | -152.69 | 121.31 |
| 底层 | 边  跨  梁 | 左侧 | *M* | -38.86 | -11.55 | 267.95 | -267.95 | -62.80 | -63.78 | 294.77 | -401.89 |
| *V* | 48.42 | 14.71 | -64.60 | 64.60 | 78.69 | 79.78 | -17.05 | 150.91 |
| 中 | *M* | 76.68 | 11.15 | 70.92 | -70.92 | 107.63 | 114.45 | 190.90 | 6.51 |
| 右侧 | *M* | -46.09 | -13.72 | -126.11 | 126.11 | -74.52 | -75.67 | -227.49 | 100.40 |
| *V* | -48.12 | -14.00 | -64.60 | 64.60 | -77.34 | -78.68 | -150.12 | 17.84 |
| 中  跨  梁 | 左侧 | *M* | -20.46 | -6.13 | 145.10 | -145.10 | -33.13 | -33.63 | 160.40 | -216.86 |
| *V* | 11.32 | 3.52 | -116.08 | 116.08 | 18.50 | 18.72 | -135.21 | 166.59 |
| 中 | *M* | -10.32 | -3.01 | 0.00 | 0.00 | -16.60 | -16.88 | -14.19 | -14.19 |
| 右侧 | *M* | -20.46 | -6.13 | -145.10 | 145.10 | -33.13 | -33.63 | -216.86 | 160.40 |
| *V* | -11.32 | -3.52 | -116.08 | 116.08 | -18.50 | -18.72 | -166.59 | 135.21 |

表6－4 梁端剪力设计值调整

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 位置 | 层数 | *M l* | *M* *r* | *l n* | *q* 1=-1.2×(*M l* - *M* *r*)/ *l n* | *q*恒 | *q*活 | *V*GB=1.2(*q*恒+0.5 *q*活)*l n* /2 | *V*左= *q* 1+ *V*GB |
|
| AB跨 | 6 | 28.86 | -118.76 | 6.10 | 29.04 | 22.95 | 1.57 | 86.86 | 115.90 |
| 2 | 265.59 | -212.28 | 6.10 | 94.01 | 15.83 | 4.71 | 66.53 | 160.54 |
| 1 | 294.77 | -227.49 | 6.10 | 102.74 | 15.83 | 4.71 | 66.53 | 169.27 |
| BC跨 | 6 | -2.03 | -92.83 | 2.50 | -43.58 | 13.31 | 0.94 | 20.67 | -22.92 |
| 2 | 146.23 | -196.27 | 2.50 | -164.40 | 9.05 | 2.81 | 15.69 | -148.71 |
| 1 | 160.40 | -216.86 | 2.50 | -181.08 | 9.05 | 2.81 | 15.69 | -165.39 |
| CD跨 | 6 | -118.76 | 28.86 | 6.10 | 29.04 | 22.95 | 1.57 | 86.86 | 115.90 |
| 2 | -212.28 | 265.59 | 6.10 | 94.01 | 15.83 | 4.71 | 66.53 | 160.54 |
| 1 | -227.49 | 294.77 | 6.10 | 102.74 | 15.83 | 4.71 | 66.53 | 169.27 |

表6-5 框架柱内力组合

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层号 | 杆  件  号 | 截面 | 内力 | 荷载类别 | | | | 内力组合 | | | |
| 恒① | 活② | 地震左③ | 地震右④ | 1.2①+1.4② | 1.35①+0.98② | 1.2×(①+0.5②)+ | |
| 1.3×③ | 1.3×④ |
| 顶层 | 边  跨  柱 | 上端 | *M* | 45.12 | 3.09 | 65.28 | -65.28 | 58.47 | 63.94 | 140.86 | -28.86 |
| *N* | 99.67 | 5.03 | -15.68 | 15.68 | 126.65 | 139.48 | 102.24 | 143.00 |
| *V* | | 71.82 | 6.18 | -1.20 | 28.26 | -28.26 | 5.74 | 7.17 | 43.43 |
| 下端 | *M* | 28.45 | 6.32 | 27.98 | -27.98 | 42.98 | 44.59 | 74.30 | 1.56 |
| *N* | 121.42 | 5.03 | -15.68 | 15.68 | 152.74 | 168.84 | 128.34 | 169.10 |
| 中  跨  柱 | 上端 | *M* | -27.98 | -1.91 | 65.28 | -65.28 | -36.25 | -39.65 | 50.13 | -119.58 |
| *N* | 113.42 | 7.51 | 12.26 | -12.26 | 146.62 | 160.48 | 156.55 | 124.67 |
| *V* | | -41.60 | -3.12 | 0.90 | 28.26 | -28.26 | -2.48 | -3.33 | 33.53 |
| 下端 | *M* | -19.56 | -4.34 | 27.98 | -27.98 | -29.55 | -30.66 | 10.29 | -62.45 |
| *N* | 135.17 | 7.51 | 12.26 | -12.26 | 172.71 | 189.83 | 182.65 | 150.77 |
| 2层 | 边  跨  柱 | 上端 | *M* | 16.95 | 5.04 | 136.00 | -136.00 | 27.39 | 27.82 | 200.16 | -153.43 |
| *N* | 351.77 | 141.06 | -200.75 | 200.75 | 619.61 | 613.13 | 245.79 | 767.73 |
| *V* | | 93.77 | -2.45 | -0.73 | 82.42 | -82.42 | -3.97 | -4.03 | 103.77 |
| 下端 | *M* | 23.57 | 7.01 | 136.00 | -136.00 | 38.10 | 38.69 | 209.29 | -144.31 |
| *N* | 373.52 | 141.06 | -200.75 | 200.75 | 645.70 | 642.49 | 271.89 | 793.82 |

（续表） 表6-5 框架柱内力组合

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层号 | 杆  件  号 | 截面 | 内力 | 荷载类别 | | | | 内力组合 | | | |
| 恒① | 活② | 地震左③ | 地震右④ | 1.2①+1.4② | 1.35①+0.98② | 1.2×(①+0.5②)+ | |
| 1.3×③ | 1.3×④ |
| 2层 | 中  跨  柱 | 上端 | *M* | -11.96 | -3.54 | 136.00 | -136.00 | -19.30 | -19.61 | 160.33 | -193.27 |
| *N* | 430.77 | 30.03 | 157.01 | -157.01 | 558.96 | 610.97 | 739.06 | 330.82 |
| *V* | | -18.35 | 1.63 | 0.48 | 82.42 | -82.42 | 2.63 | 2.67 | 109.39 |
| 下端 | *M* | -16.35 | -4.84 | 136.00 | -136.00 | -26.40 | -26.82 | 154.27 | -199.32 |
| *N* | 452.52 | 30.03 | 157.01 | -157.01 | 585.06 | 640.32 | 765.15 | 356.92 |
| 底层 | 边  跨  柱 | 上端 | *M* | 15.28 | 4.54 | 131.95 | -131.95 | 24.70 | 25.09 | 192.60 | -150.47 |
| *N* | 414.80 | 220.40 | -265.35 | 265.35 | 806.31 | 775.96 | 285.04 | 974.94 |
| *V* | | 93.91 | 3.77 | 1.12 | 87.34 | -87.34 | 6.10 | 6.19 | 118.75 |
| 下端 | *M* | 5.09 | 1.51 | 243.63 | -243.63 | 8.23 | 8.36 | 323.74 | -309.70 |
| *N* | 443.13 | 220.40 | -265.35 | 265.35 | 840.31 | 814.22 | 319.05 | 1008.94 |
| 中  跨  柱 | 上端 | *M* | -9.28 | -2.75 | 135.21 | -135.21 | -14.99 | -15.23 | 162.98 | -188.56 |
| *N* | 510.10 | 30.03 | 208.49 | -208.49 | 654.17 | 718.07 | 901.18 | 359.11 |
| *V* | | -15.48 | -2.29 | -0.68 | 87.34 | -87.34 | -3.70 | -3.76 | 110.39 |
| 下端 | *M* | -3.09 | -0.92 | 240.37 | -240.37 | -5.00 | -5.08 | 308.22 | -316.75 |
| *N* | 538.44 | 30.03 | 208.49 | -208.49 | 688.17 | 756.33 | 935.19 | 393.11 |

表6-6框架柱内力组合最不利内力组合

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层次 | 杆件 | 截面 | 内力种类 | 最不利内力组合 | | |
| 取值 | 最大值 | 最小值 |
| 6 | 边柱 | 上端 | *M* | 140.86 | 140.86 | -28.86 |
| *N* | 143.00 | 143.00 | 102.24 |
|  | *V* | 43.43 | 43.43 | -30.04 |
| 下端 | *M* | 74.30 | 74.30 | 1.56 |
| *N* | 169.10 | 169.10 | 128.34 |
| 中柱 | 上端 | *M* | 119.58 | 50.13 | -119.58 |
| *N* | 160.48 | 160.48 | 124.67 |
|  | *V* | 39.94 | 33.53 | -39.94 |
| 下端 | *M* | 62.45 | 10.29 | -62.45 |
| *N* | 189.83 | 189.83 | 150.77 |
| 2 | 边柱 | 上端 | *M* | 200.16 | 200.16 | -153.43 |
| *N* | 767.73 | 767.73 | 245.79 |
|  | *V* | 110.53 | 103.77 | -110.53 |
| 下端 | *M* | 209.29 | 209.29 | -144.31 |
| *N* | 793.82 | 793.82 | 271.89 |
| 中柱 | 上端 | *M* | 193.27 | 160.33 | -193.27 |
| *N* | 739.06 | 739.06 | 330.82 |
|  | *V* | 109.39 | 109.39 | -104.91 |
| 下端 | *M* | 199.32 | 154.27 | -199.32 |
| *N* | 765.15 | 765.15 | 356.92 |
| 1 | 边柱 | 上端 | *M* | 192.60 | 192.60 | -150.47 |
| *N* | 974.94 | 974.94 | 285.04 |
|  | *V* | 118.75 | 118.75 | -108.35 |
| 下端 | *M* | 323.74 | 323.74 | -309.70 |
| *N* | 1008.94 | 1008.94 | 319.05 |
| 中柱 | 上端 | *M* | 188.56 | 162.98 | -188.56 |
| *N* | 901.18 | 901.18 | 359.11 |
|  | *V* | 116.71 | 110.39 | -116.71 |
| 下端 | *M* | 316.75 | 308.22 | -316.75 |
| *N* | 935.19 | 935.19 | 393.11 |

# 7 构件配筋计算

## 7.1 框架梁截面设计

一、正截面受弯承载力计算：梁AB(300mm×600mm)一层环境类别为二类，取=35mm，=565mm。按双筋受弯进算。

受压区按2根直径20mm的HRB400钢筋计算

mm2



当时，

当时，



取，

则

表7－1 框架梁正截面受弯承载力配筋计算

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层号 | 计算公式 | 截面 | | | | | |
| 梁AB | | | 梁BC | | |
| 左侧A | 跨中 | 右侧B | 左侧B | 跨中 | 右侧C |
| 6层 | *M*(kN·m) | -140.86 | 97.65 | -118.76 | -92.83 | -27.40 | -92.83 |
|  | 628 | 628 | 628 | 628 | 628 | 628 |
|  | 8.7 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
|  | 738 | 512 | 622 | 487 | 144 | 487 |
|  | 339 | 339 | 339 | 339 | 339 | 339 |
| 实配钢筋 | 4Φ16 | 2Φ20 | 2Φ20 | 2Φ20 | 2Φ20 | 2Φ20 |
| 实配2 | 804 | 628 | 628 | 628 | 628 | 628 |
| 2层 | M(kN·m) | -374.58 | 183.91 | -212.28 | -196.27 | -11.46 | -196.27 |
|  | 1030 | 628 | 628 | 628 | 628 | 628 |
|  | 79.0 | 27.1 | 39.5 | 32.5 | 0.0 | 32.5 |
|  | 1971 | 964 | 1113 | 1029 | 60 | 1029 |

（续表） 表7－1 框架梁正截面受弯承载力配筋计算

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层号 | 计算公式 | 截面 | | | | | |
| 梁AB | | | 梁BC | | |
| 左侧A | 跨中 | 右侧B | 左侧B | 跨中 | 右侧C |
|  | 339 | 339 | 339 | 339 | 339 | 339 |
| 实配钢筋 | 4Φ25 | 2Φ20+  2Φ16 | 2Φ20+  2Φ16 | 2Φ20+  2Φ16 | 2Φ16 | 2Φ20+  2Φ16 |
| 实配2 | 1964 | 1030 | 1030 | 1030 | 402 | 1030 |
| 1层 | *M*(kN·m) | -401.89 | 190.90 | -227.49 | -216.86 | -14.19 | -216.86 |
|  | 1030 | 628 | 628 | 628 | 628 | 628 |
|  | 92.3 | 30.1 | 46.3 | 41.6 | 0.0 | 41.6 |
|  | 2129 | 1001 | 1192 | 1137 | 74 | 1137 |
|  | 339 | 339 | 339 | 339 | 339 | 339 |
| 实配钢筋 | 4Φ25+  Φ16 | 2Φ20+  2Φ16 | 4Φ20 | 4Φ20 | 2Φ16 | 4Φ20 |
| 实配2 | 2165 | 1030 | 1256 | 1256 | 402 | 1256 |

二、斜截面受剪承载力计算

梁AB一层：=169.27kN，

 截面尺寸满足要求

考虑地震作用组合的框架梁，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

=

按构造要求配箍，取双肢箍*8*，*s*取min(8*d*，*h*/4，100mm)，*s*取100 mm。加密区取，非加密区取。

梁的斜截面配筋计算如下表

表7-2 框架梁斜截面受剪配筋计算

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 梁号 | 层数 |  | 0.20（*kN*） |  | 实配钢筋 |
| AB | 6层 | 115.90 | 570.32 | < 0 | 2Φ8@200 |
| 2-5层 | 160.54 | 570.32 | 0.234 | 2Φ8@200 |
| 1层 | 169.27 | 570.32 | 0.284 | 2Φ8@200 |
| BC | 6层 | -22.92 | 570.32 | < 0 | 2Φ8@200 |
| 2-5层 | -148.71 | 570.32 | 0.409 | 2Φ8@200 |

（续表） 表7-2 框架梁斜截面受剪配筋计算

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 梁号 | 层数 |  | 0.20（*kN*） |  | 实配钢筋 |
| BC | 1层 | -165.39 | 570.32 | 0.504 | 2Φ8@180 |
| CD | 6层 | 115.90 | 570.32 | < 0 | 2Φ8@200 |
| 2-5层 | 160.54 | 570.32 | 0.234 | 2Φ8@200 |
| 1层 | 169.27 | 570.32 | 0.284 | 2Φ8@200 |

## 7.2 框架柱截面设计

## 7.2.1 柱端弯矩设计值调整

框架结构抗震设计中，应体现“强柱弱梁”，即二级抗震框架节点处，除顶层轴压比小于0.15外，柱端弯矩应符合下列要求：

 （二级框架取1.5）

其中：为节点上，下柱端截面，顺时针或逆时针组合的弯矩设计值之和，考虑底层柱纵向的钢筋不利情况配置，地震作用组合的框架结构底层柱下端截面的弯矩设计值，对于二级抗震应考虑地震作用组合的弯矩设计值乘以1.25弯矩增大系数。

边柱（A轴柱）柱端弯矩设计值调整计算：

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| *M*1下= | -309.7 | × | 1.25 | = | -387.1 |  | | | |
| *M*1上= | -150.5 | × | 1.50 | × | -401.9 | / | -294.8 | = | -307.7 |
| *M*2下= | -144.3 | × | 1.50 | × | -401.9 | / | -294.8 | = | -295.1 |
| *M*6上= | -140.9 | × | 1.50 | = | -211.3 |  | | | |

中柱（B轴柱）柱端弯矩设计值调整计算：

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| *M*1下= | -316.7 | × | 1.25 | = | -395.9 |  | | | |
| *M*1上= | -188.6 | × | 1.50 | × | -317.3 | / | -387.9 | = | -231.3 |
| *M*2下= | -199.3 | × | 1.50 | × | -317.3 | / | -387.9 | = | -244.5 |
| *M*6上= | -132.7 | × | 1.50 | = | -199.0 |  | | | |

## 7.2.2 柱端剪力设计值调整

为满足“强剪弱弯”原则，二级框架柱端组合剪力值应进行调整，即：



其中，为柱剪力增大系数，二级框架取1.2；柱上下端顺时针或逆时针方向截面组合的弯矩设计值，且符合上述调整值要求，为柱净高。

底层边柱（A轴柱）柱端弯矩设计值调整计算：

*V*1=1.2×（-387.1-307.7）/（4.3-0.6）=225.3kN

底层中柱（B轴柱）柱端弯矩设计值调整计算：

*V*1=1.2×（-395.9-231.3）/（4.3-0.6）=203.4kN

### 7.2.3 柱配筋计算

A轴柱：

1.轴压比验算

底层柱：*N*max=1008.9kN

=*N/fc*×*Ac*=1008.9/(14.3×500×500)=0.282≤[0.8]

则底层柱A的轴压比满足要求。

2. 截面尺寸复核

取*h*0=500-35=475mm，*V*max=225.3 kN

则225.3kN

所以满足要求。

3. 正截面受弯承载力计算

柱同一截面分别承受正反向弯矩，故采用对称配筋。



选用*M*大、*N*大的内力组合，最不利内力组合为：

底层A柱：

*Nmax*=1008.9kN

*M*=-378.1kN·m

取第一组，柱的计算长度：底层，；其余各层

，时，，

，时，取

时，





采用对称配筋，，时，为大偏心受压构件，时，为大偏心受压构件。

为大偏心受压构件时，，再次确定大偏心，

为大偏心受压构件时，

按三级框架抗震设防，满足抗震构造要求，纵向受力钢筋采用HRB400钢筋，最小总配筋率。

表7-3 A轴框架柱正截面配筋计算

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 项目 | 顶层 | 二层 | 底层 |
| *M*(kN·m) | 74.30 | 209.29 | 387.13 |
| *N*(kN) | 169.10 | 793.82 | 1008.94 |
| *N*b(kN) | 1703.70 | 1703.70 | 1703.70 |
| 大小偏心 | 大 | 大 | 大 |
| *l*0(mm) | 4.13 | 4.13 | 4.30 |
| *e*0(mm) | 439.36 | 263.65 | 383.69 |
| *e*a(mm) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| *e*i(mm) | 439.36 | 263.65 | 383.69 |
| ζ1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| ζ2 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| *η* | 1.001 | 1.103 | 1.077 |
| *e*(mm) | 649.63 | 500.87 | 623.28 |
|  | 0.051 | 0.241 | 0.307 |
| *A*s=*A*s' | 225 | 506 | 1560 |
| *ρ*(%) | 0.09 | 0.20 | 0.62 |
| *A*s,min | 500.00 | 500.00 | 500.00 |
| 配筋 | 4*Φ*16 | 2*Φ*20+2*Φ*16 | 2*Φ*20+2*Φ*25 |
| 实配*A*s（mm2） | 804 | 1030 | 1610 |

表7-4 B轴框架柱正截面配筋计算

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 项目 | 顶层 | 二层 | 底层 |
| *M*(kN·m) | 62.45 | 199.32 | 395.93 |
| *N*(kN) | 189.83 | 765.15 | 935.19 |
| *N*b(kN) | 1703.70 | 1703.70 | 1703.70 |
| 大小偏心 | 大 | 大 | 大 |
| *l*0(mm) | 4.13 | 4.13 | 4.30 |
| *e*0(mm) | 328.96 | 260.50 | 423.37 |
| *ea*(mm) | 0 | 0 | 0 |
| *ei*(mm) | 329 | 261 | 423 |
| *ζ*1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| *ζ*2 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| *η* | 1.001 | 1.105 | 1.070 |
| *e*(mm) | 539 | 498 | 663 |
|  | 0.058 | 0.233 | 0.284 |
| *As*=*As*' | 116 | 462 | 1660 |
| *ρ*(%) | 0.05 | 0.18 | 0.66 |
| *As,*min | 500.00 | 500.00 | 500.00 |
| 配筋 | 4Φ16 | 2Φ20+2Φ16 | 2Φ20+2Φ25+Φ16 |
| 实配*As*（mm2） | 804 | 1030 | 1811 |

4. 斜截面受剪承载力计算

*Nmax*=1008.9kN

*M*=-309.7kN·m

*V*=-108.4kN

A轴柱：一层最不利内力组合：

剪跨比： 取

，满足截面要求。

时，取*N*=



选用*Φ*8双肢箍，mm2

若按构造要求配置箍筋：

对于加密区：抗震等级为三级的框架，箍筋最小直径为8mm，间距为8d和150（柱根100）mm的较小值。

=0.090<0.85（满足）

加密区范围：底层柱的上端和其他各层柱的两端，应取柱截面的长边尺寸、柱净高的1/6和500mm三者之最大值；底层柱柱根以上1/3柱净高。

表7-5 框架柱斜截面配筋计算

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层数 | | A轴框架柱斜截面配筋计算 | | | B轴框架柱斜截面配筋计算 | | |
| 一层 | 二层 | 六层 | 一层 | 二层 | 六层 |
| *N*/kN | | 1008.9 | 793.8 | 169.1 | 935.2 | 765.2 | 189.8 |
| *V*/kN | | 118.7 | 110.5 | 43.4 | 116.7 | 109.4 | 39.9 |
| *H*n (m) | | 3.7 | 2.7 | 2.7 | 3.7 | 2.7 | 2.7 |
| *λ*=*H*n/(2*h*0) | | 4.02 | 2.93 | 2.93 | 4.02 | 2.93 | 2.93 |
| *λ*(>3时取3) | | 3.00 | 2.93 | 2.93 | 3.00 | 2.93 | 2.93 |
| （kN） | | 773.9 | 773.9 | 773.9 | 773.9 | 773.9 | 773.9 |
| 截面是否满足 | | 满足 | 满足 | 满足 | 满足 | 满足 | 满足 |
| 0.3*f*c*A*(kN) | | 986.7 | 986.7 | 986.7 | 986.7 | 986.7 | 986.7 |
| *N*/kN(实取值) | | 986.7 | 793.8 | 169.1 | 935.2 | 765.2 | 189.8 |
| *A*SV/*s* (mm) | | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| （%） | | 0.136 | 0.136 | 0.136 | 0.136 | 0.136 | 0.136 |
| 实配箍筋 | | 4Φ8@200 | 4Φ8@200 | 4Φ8@200 | 4Φ8@200 | 4Φ8@200 | 4Φ8@200 |
| 实配箍率（%） | | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| 加密区 |  | 0.222 | 0.222 | 0.047 | 0.262 | 0.214 | 0.053 |
| (%) | 0.41 | 0.41 | 0.41 | 0.41 | 0.41 | 0.41 |
| 实配箍筋 | 4Φ8@100 | 4Φ8@100 | 4Φ8@100 | 4Φ8@100 | 4Φ8@100 | 4Φ8@100 |
| 加密区长度 | 620/1240 | 500 | 500 | 620/1240 | 500 | 500 |

## 7.3 板的截面设计

由计算简图可知，将楼板划分了A板，B板两种板块，均按照双向板计算，按塑性理论计算。

主梁的*h*＝600mm，宽度*b*=为300mm，纵梁（连梁）的高度*h*＝450mm，宽度*b*= 250mm，走道梁*h*＝400mm，宽度*b*=为300mm。板的尺寸支撑情况如下图所示：



图7-1 板区格板划分

选取板A、B、C、D进行计算：





板A：，

板B：，

，

，

跨中弯矩设计值：

；

支座处弯矩设计值：，

配筋计算：，近似取值

表7-6 楼面板A的配筋计算

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 项目 | x向跨中 | x向支座 | y向跨中 | y向支座 |
| *q* | 6.68 | 6.68 | 6.68 | 6.68 |
| *lx* | 3300 | 3300 | 3300 | 3300 |
| *ly* | 6410 | 6410 | 6410 | 6410 |
| *n* | 1.942 | 1.942 | 1.942 | 1.942 |
| *α* | 0.265 | 0.265 | 0.265 | 0.265 |
| *β* | 2 | 2 | 2 | 2 |
| *M* | 21289624 | 42579247 | 5642607 | 11285214 |
| *As* | 747 | 1494 | 314 | 629 |
| 实配钢筋 | [Φ14@200](mailto:Φ16@150) | [Φ14@100](mailto:Φ16@100) | [Φ10@200](mailto:Φ10@180) | [Φ10@120](mailto:Φ10@110) |
| 实配*As* | 769 | 1539 | 393 | 654 |

注：直径为14mm的钢筋为HRB335，直径为10mm的钢筋为HPB235。

表7-7 楼面板B的配筋计算

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 项目 | x向跨中 | x向支座 | y向跨中 | y向支座 |
| *q* | 6.68 | 6.68 | 6.68 | 6.68 |
| *lx* | 3300 | 3300 | 3300 | 3300 |
| *ly* | 2750 | 2750 | 2750 | 2750 |
| *n* | 0.833 | 0.833 | 0.833 | 0.833 |
| *α* | 1.440 | 1.440 | 1.440 | 1.440 |
| *β* | 2 | 2 | 2 | 2 |
| *M* | 1507083 | 3014166 | 2170200 | 4340399 |
| *As* | 84 | 168 | 121 | 242 |
| 实配钢筋 | [Φ10@200](mailto:Φ10@180) | [Φ10@120](mailto:Φ10@110) | [Φ10@200](mailto:Φ10@180) | [Φ10@120](mailto:Φ10@110) |
| 实配*As* | 393 | 654 | 393 | 654 |

表7-8 屋面板A的配筋计算

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 项目 | x向跨中 | x向支座 | y向跨中 | y向支座 |
| *q* | 8.01 | 8.01 | 8.01 | 8.01 |
| *lx* | 3300 | 3300 | 3300 | 3300 |
| *ly* | 6410 | 6410 | 6410 | 6410 |
| *n* | 1.942 | 1.942 | 1.942 | 1.942 |
| *α* | 0.265 | 0.265 | 0.265 | 0.265 |
| *β* | 2 | 2 | 2 | 2 |
| *M* | 25506778 | 51013556 | 6760323 | 13520645 |
| *As* | 639 | 1279 | 242 | 484 |
| 实配钢筋 | [Φ14@200](mailto:Φ10@120) | Φ14@120 | Φ8@200 | Φ8@100 |
| 实配*As* | 769 | 1282 | 251 | 502 |

注：直径为14mm的钢筋为HRB335，直径为8mm的钢筋为HPB235。

表7-9 屋面板B的配筋计算

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 项目 | x向跨中 | x向支座 | y向跨中 | y向支座 |
| *q* | 8.01 | 8.01 | 8.01 | 8.01 |
| *lx* | 3300 | 3300 | 3300 | 3300 |
| *ly* | 2750 | 2750 | 2750 | 2750 |
| *n* | 0.833 | 0.833 | 0.833 | 0.833 |
| *α* | 1.440 | 1.440 | 1.440 | 1.440 |
| *β* | 2 | 2 | 2 | 2 |
| *M* | 1805614 | 3611227 | 2600083 | 5200167 |
| *As* | 63 | 127 | 91 | 182 |
| 实配钢筋 | Φ8@200 | Φ8@200 | Φ8@200 | Φ8@180 |
| 实配*As* | 251 | 251 | 251 | 279 |

板C、D的配筋参照板B、A的配筋

## 7.4 楼梯设计

## 7.4.1 楼梯设计资料

结构平面布置及剖面图如图所示。楼梯使用活荷载标准值为2.5kN/m2，踏步面层采用30mm厚水磨石，底面为20厚混合砂浆抹灰层，采用C30混凝土，，梁中钢筋都采用HRB335，。

由下图10－1可知，由于梯段水平方向跨度为3m，所以本设计采用梁式楼梯较为经济。梁式楼梯是由踏步板、梯段斜梁、平台板和平台梁组成，踏步板支撑于两侧斜梁上；梯段斜梁支撑于上下平台梁上；平台板支撑于平台梁上；平台梁支撑于楼梯间两侧的暗柱或明柱上。

 图7-2 楼梯结构平面布置图



图7－3 梁式楼梯剖面图

一、踏步板（TB-1）计算

现浇板式楼梯：楼梯采用 C30混凝土，HPB235钢筋；取板厚130mm，约为板斜长的1/25，板倾斜角， 取1m宽板带进行计算。

表7-10 踏步荷载计算

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 荷载种类 | | 荷载标准值 |
| 恒载 | 大理石楼面 |  |
| 三角形踏步 |  |
| 混凝土斜板 |  |
| 板底抹灰 |  |
| 小计 | 6.88*kN/m* |
| 活载 | |  |

表7－11踏步板（TB-1）正截面受弯承载力配筋计算

|  |  |
| --- | --- |
| 计算公式 | 计算结果 |
|  | 11.756 |
|  | 3000 |
|  | 10580000 |
|  | 110 |
|  | 0.061 |
|  | 0.063 |
|  | 473 |
|  | 0.36 |
| 最小配筋 | 471 |
| 实配钢筋 | [Φ10@150](mailto:Φ10@120) |
| 实配*As*（2） | 523 |

二、平台板设计：

设平台板厚*h*=80mm，取1m宽板带计算；HPB235钢筋。

表7-12 平台板荷载计算

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 荷载种类 | | 荷载标准值（kN/m） |
| 恒载 | 大理石楼面 | 0.65 |
| 混凝土斜板 | 0.08×25=2.0 |
| 板底抹灰 | 0.02×17=0.34 |
| 小计 | 2.99 |
| 活载 | |  |

表7－13平台板正截面受弯承载力配筋计算

|  |  |
| --- | --- |
| 计算公式 | 计算结果 |
|  | 7.088 |
|  | 2795 |
|  | 5537163 |
|  | 60 |
|  | 0.108 |
|  | 0.114 |
|  | 466 |
|  | 0.66 |
| 最小配筋 | 531 |
| 实配钢筋 | [Φ10@140](mailto:Φ10@120) |
| 实配*As*（2） | 561 |

三、平台梁的设计

取平台梁的截面尺寸为200mm×400mm，采用C30混凝土，HRB335钢筋。

表7-14 平台梁荷载计算

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 荷载种类 | | 荷载标准值（kN/m） |
| 恒载 | 梁自重 | 0.2×0.4×25=2.0 |
| 梁侧粉刷 | 0.02×（0.4-0.08）×2×17=0.22 |
| 平台板传来 | 2.99×2.65/2=3.96 |
| 梯段板传来 | 6.88×3.0/2=10.32 |
| 合计 | 16.5 |
| 活载 | | 2.5×（3.0/2+2.65/2）=7.06 |

表7－15平台梁正截面受弯承载力配筋计算

|  |  |
| --- | --- |
| 计算公式 | 计算结果 |
|  | 29.68 |
|  | 3.528 |
|  | 36947034 |
|  | 365 |
|  | 0.019 |
|  | 0.020 |
|  | 341 |
|  | 0.24 |
| 最小配筋 | 188 |
| 实配钢筋 | 2[Φ14](mailto:Φ10@120) |
| 实配*As*（2） | 484 |

斜截面按构造要求配置箍筋，取双肢箍Φ8@200，即可满足要求。

## 7.5 基础配筋计算

### 7.5.1 设计资料

根据水文地质资料，具体地质情况见表7-16。

表7-16 地质构成情况

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 层次 | 名称 | 层厚(*m*) | 地表以下  深度(*m*) | 状态 | *f* k(kPa) | *q* s(kPa) | *q* p(kPa) |
| 1 | 杂填土 | 0.5 | 0.5 |  |  |  |  |
| 2 | 粉质粘土 | 1.0 | 1.5 | 中密硬塑 | 110 | 22 |  |
| 3 | 淤泥质土 | 8 | 9.5 | 灰色流塑 | 60 | 16 |  |
| 4 | 粘土 | 6 | 15.5 | 褐黄可塑 | 190 | 50 | 2300-3000 |
| 5 | 砂质粉土 | 5 | 20.5 | 黄色中密 | 130 | 60 | 2000-2500 |
| 6 | 砂质粉土 | 4.5 | 25 | 黄色稍密 | 100 | 45 |  |

根据任务书资料：桩身直径为400mm。

计算到第4层深度，桩入土深度9.5-15.5m时，

*Q* k =*Q* sk+ *Q* pk ==158-823kN

取桩入土深度为14.0m时，第4层粘土层为持力层，*Q* k =729 kN

桩侧抗力分项系数统一取*γ*=2.0

所以单桩竖向承载力设计值：*R*= *Q* k/ *γ*= 729/2=364 kN



图7-4 柱网布置图

由内力组合表可知，桩基作用到基础顶面处的设计荷载为：

边柱：*M*=-323.7kN•m ；*N*=1008.9kN ；*V*=-118.7kN

中柱：*M*=316.8kN•m ；*N*=935.2kN ；*V*=116.7N

基础梁及底层半墙自重：



设计值：



实际的内力控制值：

边柱：*M*=-323.7kN•m ；*N*=1049.0kN ；*V*=-118.7kN

中柱：*M*=316.8kN•m ；*N*=975.3kN ；*V*=116.7N

### 7.5.2 确定桩的规格数量及初定承台的尺寸

一、尺寸确定

根据地质勘探资料单桩竖向承载力设计值：

*R*=364 kN，偏于安全的考虑*R*取350 kN

确定桩的数量：不计承台的重量，因偏心荷载受荷，桩数初选：

，取*n*=4

桩心距：3*d*=3×0.4=1.2m，取1.5m



图7-5 桩位置布置图

二、单桩承载力的验算

承台及上覆土自重：*G*=2.3×2.3×1.5×20=158.7kN

*N*1=(*N*+*G*)/*n*=(1049.0+158.7)/4=302.2≤1.25×350=437.5kN

三、偏心荷载验算

按偏心荷载验算，计算承台四周边缘最不利的受力情况：

=

=

在偏心作用下，单桩满足承载力的要求。

### 7.5.3 边柱承台的设计

一、承台尺寸：设计桩承台尺寸长2300mm，宽2300mm

因为边桩中心至承台边缘的距离不宜小于桩的直径，且桩的外边缘至承台的边缘距离不小于150mm，所以承台的尺寸取2300mm×2300mm。

二、承台及上覆土重，取承台及覆土的平均重度为20kN/m3。

桩的位置如下图所示：



图7-6 桩的尺寸

**三、**承台的结构计算

1. 承台高度验算

承台高度*h*=1000mm，采用C30混凝土：*fc*=14.3kN/mm2，*ft* =1.43 kN/mm2；钢筋采用HRB335，*fy* =300MPa；考虑到桩顶伸入承台的深度为100mm，故取保护层厚度为：(35＋100）＝135mm>70mm；承台有效高度为：*h*0 =1000-135=865mm。

2. 柱对承台的冲切验算



因冲切锥体内没有桩，

故 ，*FL*=*F-∑Ni*=1049.0kN

*a0x*=500-400/2=300>0.2*h0*=173mm，取*a0x*=300

*a0y*=500-400/2=300>0.2*h0*=173mm，取*a0y*=300

冲切比：*λ0x*= *a0x*/*h0*=300/865=0.35，*λ0y*= *a0y*/*h0*=300/865=0.35

冲切系数：

*β0x*=0.72/(*λ0x*+0.2)=0.72/(0.35+0.2)=1.31

*β0y*=0.72/(*λ0y*+0.2)=0.72/(0.35+0.2)=1.31

*βnp*取1.0

所以：5185.3kN> *FL*=1049.0kN

柱对承台的冲切满足要求。

4. 角柱对承台的冲切验算



式中：600mm，600mm，取*a1x*=300mm，取*a1y*=300mm；

角桩冲垮比:

*λ1x*= *a1x*/*h0*=300/865=0.35

*λ1y*= *a1y*/ *h0*=300/865=0.35

角桩冲切系数：

*β1x*=0.48/(*λ1x*+0.2)=0.48/(0.35+0.2)=0.87

*β1y*=0.48/(*λ1y*+0.2)=0.48/(0.35+0.2)=0.87

所以代入公式得：

1614kN>449.0kN

角桩对承台的冲切满足要求。

5. 承台配筋计算

I - I截面：*MI-I*=(*Nmax*+ *Nmin*)×0.45=289.4kN·m

= *MI-I*/(0.9*fyho*)=289.4×106/(0.9×300×865)=1239mm2

II - II截面：*MII-II*=(*Nmax*+ *Nmas*)×0.45=429.8kN·m

*AS,II-II*= *MII-II*/(0.9*fyho*)=429.8×106/(0.9×300×865)=1840mm2

沿平行于承台I - I方向布置：10根Φ14，*AS,I-I* =1539mm2

沿平行于承台II - II方向布置：12根Φ14， *AS,II-II*=1846mm2

配筋如下如图11－3所示：



图7-7 边桩承台配筋示意图

# 结 论

通过为期两个月的毕业设计，总的体会可以用一句话来表达，纸上得来终觉浅，绝知此事要躬行！。

以往的课程设计都是单独的构件或建筑物的某一部分的设计，而毕业设计则不一样，它需要综合考虑各个方面的工程因素，诸如布局的合理，安全，经济，美观，还要兼顾施工的方便。这是一个综合性系统性的工程，因而要求我们分别从建筑，结构等不同角度去思考问题。

在设计的过程中，遇到的问题是不断的。前期的建筑方案由于考虑不周是，此后在指导老师及教研室各位老师和同学们的帮助下，通过参考建筑图集，建筑规范以及各种设计资料，使我的设计渐渐趋于合理。

在计算机制图的过程中，我更熟练操作AutoCAD、天正建筑等建筑设计软件。在此过程中，我对制图规范有了较为深入地了解，对平、立、剖面图的内容、线形、尺寸标注等问题上有了更为清楚地认识。

中期进行对选取的一榀框架进行结构手算更是重头戏，对各门专业课程知识贯穿起来加以运用，比如恒载，活载与抗震的综合考虑进行内力组合等。开始的计算是错误百出，稍有不慎，就会出现与规范不符的现象，此外还时不时出现笔误，于是反复参阅各种规范，设计例题等，把课本上的知识转化为自己的东西，使其更接近于实际工程。

后期的PKPM 软件计算，由于以前对各种办公软件应用不多，以致开始的输入速度相当的慢，不过经过一段时间的练习，日趋熟练。

紧张的毕业设计终于划上了一个满意的句号，从四月份至今，回想起过去两个多月的设计收获是很大的，看到展现在眼前的毕业设计成果，不仅使我对四年来大学所学专业知识的进行了一次比较系统的复习和总结归纳，而且使我真正体会了设计的艰辛和一种付出后得到了回报的满足感和成就感。同时也为以后的工作打下了坚实的基础，也为以后的人生作好了铺垫。

因此，通过本毕业设计，掌握了结构设计的内容、步骤、和方法，全面了解设计的全过程；培养正确、熟练的结构方案、结构设计计算、构造处理及绘制结构施工图的能力；培养我们在建筑工程设计中的配合意识；培养正确、熟练运用规范、手册、标准图集及参考书的能力；通过实际工程训练，建立功能设计、施工、经济全面协调的思想，进一步建立建筑、结构工程师的责任意识。

# 参 考 文 献

[1] 中华人民共和国国家标准.建筑制图标准(GB/T50104-2012).北京.中国建筑工业出版社.2012

[2] 中华人民共和国国家标准.建筑结构荷载规范(GB50009-2010).北京.中国建筑工业出版社.2010

[3] 中华人民共和国国家标准.建筑设计防火规范(GB50016-200687).北京.中国建筑工业出版社.2006

[4] 中华人民共和国国家标准.建筑地基基础设计规范(GB50007-2012).北京.中国建筑工业出版社.2012

[5] 《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)

[6] 中华人民共和国国家标准.混凝土结构设计规范(GB50010-2010).北京.中国建筑工业出版社.2010

[7] 中华人民共和国国家标准.建筑结构可靠度设计统一标准(GB50068-2001).北京.中国建筑工业出版社.2001

[8] 郑照北，吕恒林，李天珍.结构力学教程(上册).徐州：中国矿业大学出版社，2000.

[9] 王作兴，张德琦.混凝土结构与砌体结构.江苏.中国矿业大学出版社.1999

[10] 工业与民用建筑毕业设计指导，武汉工业大学出版社，1997

[11] 赵明华.土力学与基础工程.武汉.武汉理工大学出版社.2000

[12] 房屋建筑学，中国建筑工业出版社，1995

[13] 钢筋混凝土房屋结构设计与实例，上海科技出版社，1992

[14] 李廉锟，结构力学。高等教育出版社，1995

[15] 严正庭，混凝土结构实用构造手册。中国建筑工业出版社，1997

[16] 曹双寅. 工程结构设计原理.东南大学出版社.2002

[17] 陈希哲，土力学地基基础，清华大学，1996

[18] 郭继武，建筑抗震设计，高等教育出版社，1995

[19] 柱兴文，史庆轩.土木工程专业毕业设计指导.北京：科学出版社，2002.

[20] 包世华，高层建筑结构设计。清华大学，1996

# 