

目 录

第二分册 序 言	(1)
1 结构平面布置和结构计算简图	(3)
1.1 结构平面布置方案	(3)
1.1.1 现浇楼盖方案	(3)
1.1.2 预制楼盖方案	(4)
1.1.3 【实例】中的结构布置方案	(4)
1.2 结构平面布置图和梁平法施工图	(5)
1.2.1 结构构件编号	(6)
1.2.2 平法施工图简介	(6)
1.2.3 平面注写方式	(6)
1.2.4 截面注写方式	(9)
1.3 混凝土结构构件的材料选择	(10)
1.3.1 钢筋选择	(10)
1.3.2 混凝土强度等级的选用	(11)
1.4 构件截面尺寸选择	(11)
1.4.1 梁的截面尺寸	(11)
1.4.2 框架柱的截面尺寸	(12)
1.4.3 现浇板的厚度	(13)
1.4.4 基础顶面高度的确定	(14)
1.4.5 【实例】中构件截面尺寸和材料选择	(14)
1.5 框架结构的计算简图	(15)
1.5.1 杆件的尺寸、连接、截面几何特征	(15)
1.5.2 竖向荷载	(16)
1.5.3 水平风荷载及水平地震作用	(16)
1.5.4 【实例】中的荷载计算	(16)
2 框架结构的内力计算和荷载效应组合及侧移验算	(19)
2.1 楼面板及楼面梁(非框架梁)的内力计算	(19)
2.1.1 单向板肋井式梁楼盖	(19)
2.1.2 井式梁楼盖	(19)
2.1.3 【实例】中的楼面板、楼面梁计算	(21)
2.2 竖向荷载作用下的框架内力计算	(23)
2.2.1 计算方法	(23)
2.2.2 【实例】中的计算	(25)
2.3 风荷载作用下的框架内力计算	(32)
2.3.1 计算方法和步骤	(32)

2.3.2	【实例】中的计算	(32)
2.4	框架的荷载效应组合(非抗震组合时)	(34)
2.4.1	组合公式	(34)
2.4.2	控制截面的内力组合值	(34)
2.4.3	【实例】中的荷载效应组合	(35)
2.5	水平地震作用下的框架计算	(40)
2.5.1	计算原则	(40)
2.5.2	水平地震作用的计算	(40)
2.5.3	水平地震作用下的框架内力计算	(41)
2.5.4	重力荷载代表值产生的框架内力	(41)
2.5.5	地震作用效应和其他荷载效应的基本组合	(41)
2.5.6	【实例】中的地震作用计算和地震组合	(41)
2.6	框架的侧移验算	(46)
2.6.1	【实例】中风荷载作用下的侧移验算	(47)
2.6.2	【实例】中水平地震作用下的框架弹性侧移验算	(47)
3	框架结构的配筋设计	(48)
3.1	框架梁的配筋设计计算	(48)
3.1.1	正截面受弯承载力	(48)
3.1.2	斜截面受剪承载力	(48)
3.2	框架柱的配筋计算	(50)
3.2.1	框架柱的正截面受压承载力	(50)
3.2.2	框架柱的斜截面受剪承载力	(52)
3.3	框架梁柱节点设计	(53)
3.3.1	一、二级抗震等级的节点核心区	(53)
3.3.2	节点核心区配箍构造要求	(54)
3.3.3	纵向受力钢筋在节点区的锚固和搭接	(54)
3.4	【实例】中框架的配筋计算	(56)
3.4.1	框架梁配筋	(56)
3.4.2	框架柱配筋	(58)
4	框架结构柱下基础设计	(62)
4.1	柱下独立基础	(62)
4.1.1	独立基础的构造要求	(62)
4.1.2	基础底板尺寸的确定	(63)
4.1.3	基础的抗冲切承载力验算	(64)
4.1.4	基础的底板配筋	(65)
4.1.5	基础的插筋	(66)
4.2	柱下条形基础	(68)
4.2.1	地基梁的计算	(68)
4.2.2	条形基础尺寸要求	(68)

4.2.3	配筋构造	(69)
4.3	地基和基础的抗震设计	(71)
4.3.1	基本要求	(71)
4.3.2	天然地基和基础	(71)
4.4	〔实例〕中框架的基础设计	(72)
4.4.1	设计资料	(72)
4.4.2	方案一:按独立基础设计	(72)
4.4.3	方案二:按条形基础设计	(76)
5	毕业设计图纸	(79)
5.1	建筑图纸	(79)
5.1.1	首层建筑平面	(79)
5.1.2	二层及标准层平面	(79)
5.1.3	屋顶平面	(79)
5.1.4	立面	(79)
5.1.5	剖面	(79)
5.2	结构图纸	(80)
附录		(86)
参考文献		(95)

第二分册 序言

本书是本工程专业毕业设计系列指导教材的第二分册。

本分册详细讲解了广泛应用于多层房屋建筑中的现浇框架结构设计的全程,包括结构平面布置、构件截面尺寸选择、荷载计算和框架内力计算、荷载效应组合、框架的抗震设计、框架配筋和柱下基础设计计算等。

本分册由熊丹安主编,由熊丹安、肖贵泽、黄小奎共同编写。

配合讲解,以一个设计实例贯穿全书(在本书中涉及该部分内容时,以[实例]标记)使理论和实践紧密结合、学习和操作同步进行。为便于学习此书和设计指导,先将[实例]提供的基本资料介绍如下。

1. 设计题目 某市某百货商场营业厅

2. 设计条件

(1)建筑规模及平面布置

该商场位于××市×路沿街地段商业区,其总平面图如附图所示(略)。商场包括营业厅、仓库、办公及辅助房间等部分,本次设计只考虑营业厅。营业厅拟建5层,底层层高4.5m,其余各层层高4.2m;柱网尺寸详见图1.6(见本书第1章)。

(2)工程地质条件及主要设计参数

①本工程抗震设防烈度:7度,抗震设计分组为第一组。

②基本风压 $w_0=0.35\text{kN/m}^2$,冬季主导风向:北偏东风,夏季东南风;B类粗糙度。

③雪荷载标准值: 0.25kN/m^2 。

④工程地质条件:根据某地质队的工程地质勘察报告,本设计地基位于冲积粉质粘土、碎石土层上,场区地势平坦,地面绝对标高在57.46m至57.65m之间。该勘察报告主要内容有:
A. 地层结构及地层评述:自然地面以下土层依次为:a)人工素填土 Q^m ,呈褐黄色,由粉质粘土和碎石土组成,为场地平整时机械回填土,填土厚度为0.6~1.0m,填土未经分层碾压,密实性差;b)淤泥层 Q^l ,深灰色,富含有机质、具腥臭味,呈流塑状,为农田沉积淤泥,厚度为0.44~0.6m;c)冲积粉质粘土 Q^{pl} ,褐黄色,呈可塑坚硬状,质地均匀,网状裂隙发育,层内夹有少量铁锰质结核,直径2~5mm,呈褐黑色,厚度在4.5~7.8m之间,平均厚度6.28m;该层物理力学指标分析如下:含水量平均值23.3%,饱和度平均值94.94%,呈饱和湿土,容重平均值1.98,比重平均值2.67,液性指数平均值0.336,呈中密硬塑状,压缩系数平均值 0.214kPa^{-1} ,压缩性为中偏低;d)冲-洪积碎石土 Q^{sl+pl} ,该层碎石土由卵石层和圆砾层组成,卵石层厚2.5~3.0m,卵石直径10~150mm,一般为30mm,呈椭圆状,成份为石英,磨圆度好,层内大于20mm的卵石含量占54.8%,呈交错排列、连续接触,卵石为粘土和粗砂填充,密实性好;圆砾层厚度不详,圆砾直径为5~100mm,一般为15mm,大于20mm的占68.78%,圆砾成份为石英,磨圆度好,圆砾呈交错排列,大部分接触,其间为砂和粘土充填,呈密-中等密实状态;全层以卵石层为主,揭厚3.5~5.0m,平均厚度4.05m;e)泥质粉砂岩,浅棕红色~灰绿色,层理发育,呈薄至中厚层状,矿物成份以泥质和石英砂为主,该层倾角平缓近水平;其强风化层厚度达

6.2m,岩心破碎、层理不清,呈坚硬砂土状,其下泥质粉砂岩中等风化层揭厚2m,岩心较完整,层理清晰,岩石抗压强度为0.2~0.5MPa。B. 水文地质条件:本地基地层上部粉质粘土为不透水层,中部碎石土层为弱透水层,泥质粉砂岩为不透水层。经钻孔简易水文观测,地基地层无水。根据本地建筑经验及有关标准判定,本场地无不良环境水文地质条件,地下水对混凝土无侵蚀性。C. 勘察结论与建议:据工程地质勘察资料,该场地地基地形起伏不大,地貌单元单一,地层结构简单,无不良地质体,地下水位埋藏较浅,按《岩土工程地质勘察规范》场地类型应属简单型,可作拟建建筑场地;地基土层除填土层和淤泥层不宜作天然地基外,其余各层均可作地基持力层,其承载力建议值 f_c (kPa)为:粉质粘土层,200;碎石土层,250;泥质粉砂岩强风化层250、中等风化层300;根据土工试验成果,粉质粘土层具弱~中等胀缩潜势,其胀缩变形以收缩为主、胀缩等级为“0”,为避免或减少地基变形,设计时应采取必要措施,进行适当地基处理,增加基础埋深,加宽散水坡、增加地面覆盖,减少地基外侧水份的蒸发;建筑场地在施工及运营中,应加强排水、防渗措施。

⑤设计使用年限和环境类别:按一般工业与民用建筑的要求,本建筑设计使用年限为50年;上部结构为室内正常环境,环境类别为一类;地下部分为二a类。

3. 结构形式 全现浇钢筋混凝土框架结构。

为适应不同层次、不同时间的毕业设计要求,指导教师在设计内容的安排上,可参照《实例》进行适当修改,分别考虑如下设计条件:①柱网尺寸的变化(见表0.1,表0.2);②设防烈度的修改;如不考虑抗震设防要求或考虑设防烈度为6度(按规定,此度一般不必进行抗震计算,而只需要采取相应抗震构造措施);③楼、屋盖形式,如采用横向承重或纵向承重的现浇单向板或双向板肋梁楼盖;④层数,可在4~6层间变化。总之,这些变化条件,本书均可适用。

柱网尺寸(mm)A

表 0.1

组别	1	2	3	4	5	6	7	8	9
开间	5700	6000	6300	6600	6600	6300	6000	6900	7200
边跨长	6600	6900	7200	7800	6600	6600	7200	6900	7200
中跨长	8400	8100	7800	7800	7800	8100	7500	7500	7200
开间数	8	8	8	7	7	8	8	7	7

柱网尺寸(mm)B

表 0.2

组别	1	2	3	4	5	6	7	8	9
开间	6300	6600	6900	7200	7500	7800	7200	6600	7500
开间数	8	7	7	7	7	7	7	7	7
跨长	7200	7500	7800	8100	7200	7800	7800	8100	8400

注意:(1)设计者在设计时,必须根据指导老师给出的设计组别进行设计,并在设计计算书及图纸中注明设计号。不按规定进行设计者,以不及格论处;(2)A组为3跨,即边跨+中跨+边跨;B组为2跨。设计号分别为A1、B1、…。

需要强调的是,毕业设计的目的不是让学生照搬照抄某一固定内容,而是通过设计,使学生将在校所学的专业基础理论和专业技能知识融汇贯通,在参加工作之前,比较完整地地完成一个结构工程师应有的基本训练。本书的部分内容,也是编者从事多年教学和实际设计工作的经验之谈,不当之处请批评指正。

1 结构平面布置和结构计算简图

1.1 结构平面布置方案

1.1.1 现浇楼盖方案

(1) 单向板肋梁楼盖方案

这是在梁板结构学习中最熟悉的布置方案。一般作法为：框架主梁沿横向布置，即横向框架为主要承重框架(图 1.1a)；按建筑设计要求，也可将框架主梁沿纵向布置，此时纵向框架为主要承重框架(图 1.1b)

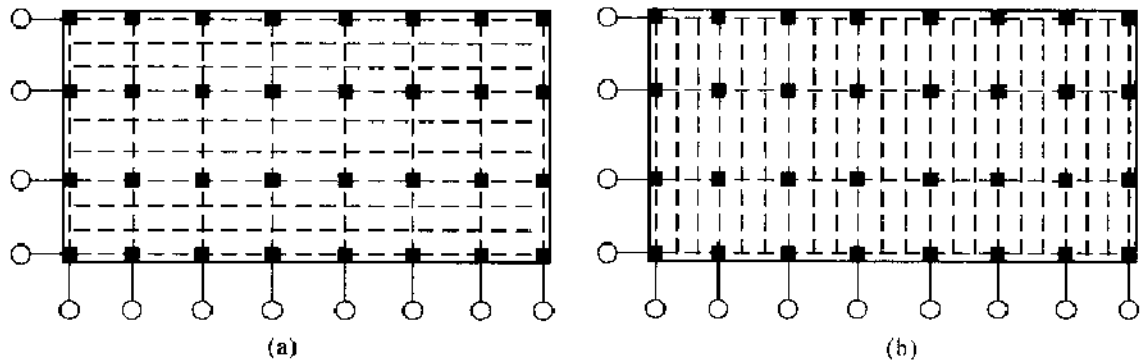


图 1.1 单向板肋梁楼盖方案

(2) 双向板肋梁楼盖方案

最典型的双向板肋梁楼盖方案是板直接支承到周边框架梁上，板的两向跨度比 l_1/l_2 小于 2，板的跨度与框架梁的相应跨度相同(图 1.2)。

当柱距较大时(如超过 4.5m)，板的厚度会增加较多，一般不宜采用。此时可改为如下所述的井式梁楼盖。

(3) 井式梁楼盖方案

此即在纵横相交的框架梁上布置井式梁，而框架梁作为井式梁的边梁。井式梁按简支形式支承在框架梁上，井式梁支承的楼板也是双向板(图 1.3)。

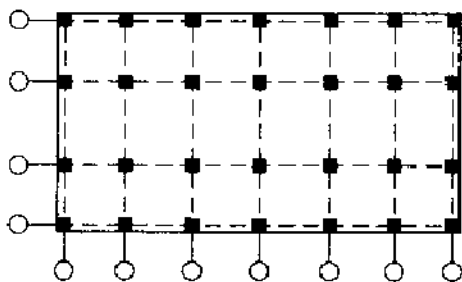


图 1.2 双向板肋梁楼盖方案

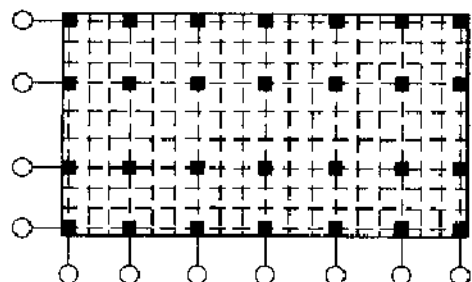


图 1.3 井式梁楼盖方案

1.1.2 预制楼盖方案

在框架结构中,应用最多的预制楼盖方案是在现浇框架梁柱的基础上铺设预制楼板,板按简支搁置在楼面梁上(图 1.4),预制板的支承长度不宜小于 80mm。

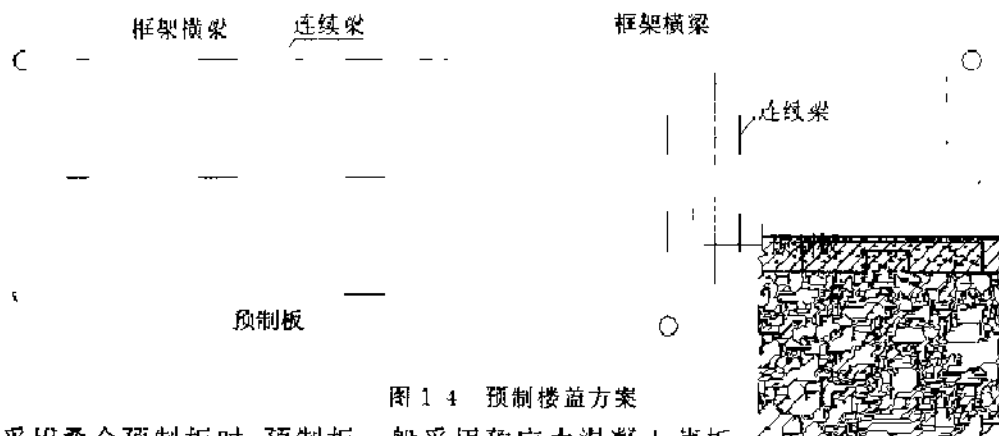


图 1.4 预制楼盖方案

当采用叠合预制板时,预制板一般采用预应力混凝土薄板、

的 梁
梁

当采用现浇楼盖时,除楼梯间局部布置不规则外,该设计可有如下四种布置方案。

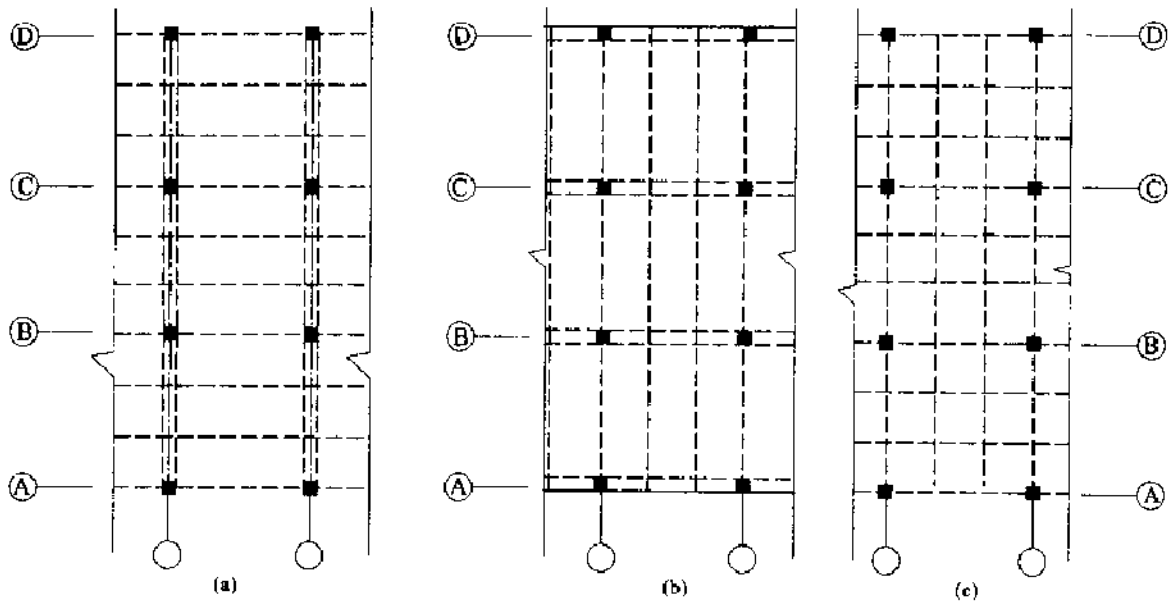


图 1.7 某百货商场营业厅标准层布置方案

(1)次梁沿纵向布置的单向板肋梁楼盖(图 1.7a)

其作法为:框架主梁沿横向布置,横向框架为主要承重结构。在 AB、BC、CD 跨内的三个 8100mm 跨间,每跨安排 2 根连续次梁,则单向板的跨度(取支座中~中距离)为 $8100/3 = 2700\text{mm}$,而与柱轴线相交的次梁形成纵向框架。

(2)次梁沿横向布置的单向板肋梁楼盖(图 1.7b)

其作法为:框架主梁沿纵向布置,纵向框架为主要承重结构。在纵向框架梁的每跨内的 6900mm 跨间,每跨安排 2 根连续次梁,则单向板的跨度(取支座中~中距离)为 $6900/3 = 2300\text{mm}$,而与柱轴线相交的次梁形成横向框架。

(3)双向板肋梁楼盖

最简单的双向板肋梁楼盖是板直接支承到周边框架梁上,板的两向跨度分别为 $l_1 = 6900\text{mm}$, $l_2 = 8100\text{mm}$;由于板的跨度大,板的厚度大大增加,一般不宜采用。

(4)井式梁楼盖(图 1.7c)

此即在纵横相交的框架上布置井式梁,而框架梁作为井式梁的边梁。井式梁按简支形式支承在框架梁上,井式梁支承的楼板也是双向板。按本结构平面尺寸,可在每跨间各布置 2 根井字梁。

1.2 结构平面布置图和梁平法施工图

在施工图设计中,结构平面布置往往是首先绘制的。按照施工先后,有基础平面布置、楼盖平面布置(布置相同时可只画一层、布置不同时分别画出)、屋盖平面布置等。现浇板的配筋可直接绘制在相应的结构平面布置图上。采用平法绘制梁柱等结构构件的配筋图时,结构平面布置图更是主要的结构施工图纸。

1.2.1 结构构件编号

根据《第一分册》2.4.5的规定,应对所有结构构件进行编号。涉及钢筋混凝土框架结构的主要构件是板、梁、柱、基础及楼梯间结构构件。按此原则,对本章【实例】进行了具体布置。

【实例】布置 根据图 1.6,采用井式梁布置方案图 1.7c,可对该结构标准层进行具体布置和构件编号(图 1.8)。

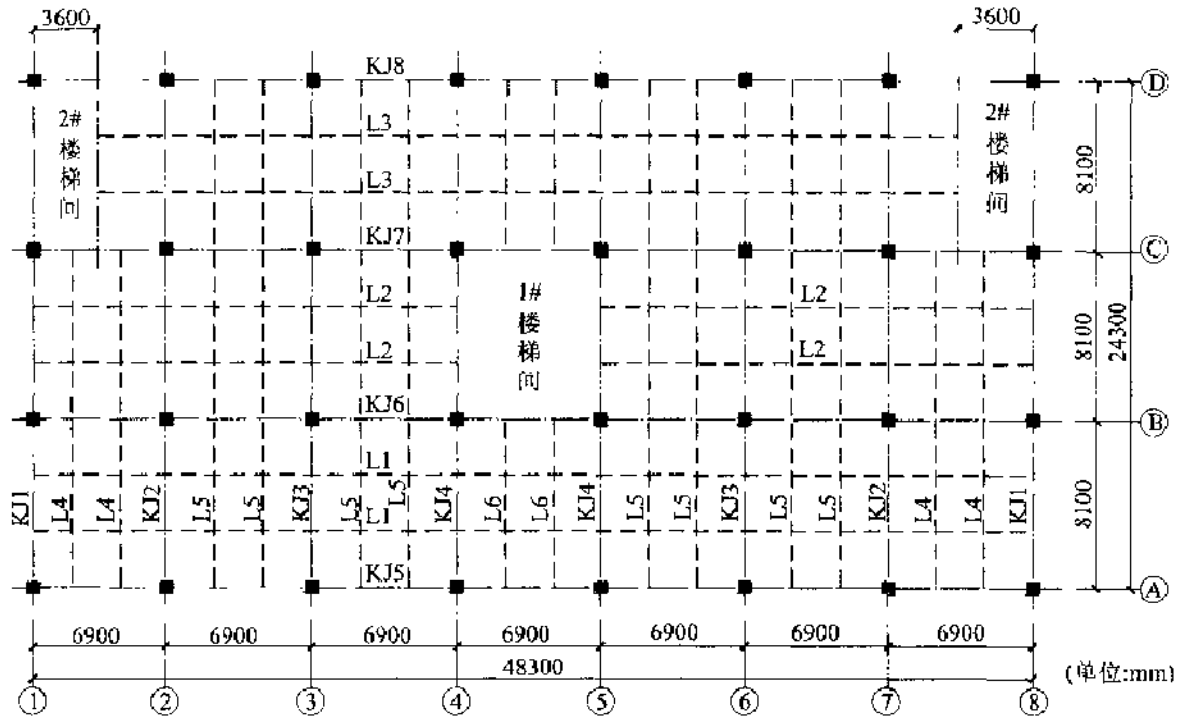


图 1.8 【实例】井式梁楼盖布置方案

1.2.2 平法施工图简介

建筑结构施工图平面整体设计方法,简称平法,是对我国目前混凝土结构施工图的设计表示方法的重大改革。平法的表达形式,就是把结构构件的尺寸和配筋等,按照平面整体表示方法制图规则,整体直接地表达在各类构件的结构平面布置图上,再与标准构造详图相配合,以简化设计。

梁平法施工图是在梁的结构平面布置图上,采用平面注写方式或截面注写方式表达的梁构件配筋图;据此进行施工,故称梁平法施工图。

首先应按一定比例绘制梁的平面布置图,分别按照梁的不同结构层次(标准层),将全部梁及与之相关联的柱、墙、板绘制在该图上,并按规定注明各结构层的标高及相应的结构层号。对轴线未居中的梁,应标注其偏心定位尺寸,但贴柱边的梁可不注。然后,根据设计计算结果,采用下述的平面注写方式或截面注写方式表达梁的截面和配筋。

1.2.3 平面注写方式

在梁平面布置图上,分别在不同编号的梁中各选一根梁,在其上注写截面尺寸和配筋具体

数值。注写分为集中标注和原位标注。这就是平面注写方式(图 1.9)

屋面2	65.670	
塔层2	62.370	3.30
屋面1		
(塔层1)	59.070	3.30
16	55.470	3.60
15	51.870	3.60
14	48.270	3.60
13	44.670	3.60
12	41.070	3.60
11	37.470	3.60
10	33.870	3.60
9	30.270	3.60
8	26.670	3.60
7	23.070	3.60
6	19.470	3.60
5	15.870	3.60
4	12.270	3.60
3	8.670	3.60
2	4.470	4.20
1	-0.030	4.50
-1	-4.530	4.50
-2	-9.030	4.50
层号	标高 (m)	层高 (m)

结构层楼面标高
结构层楼

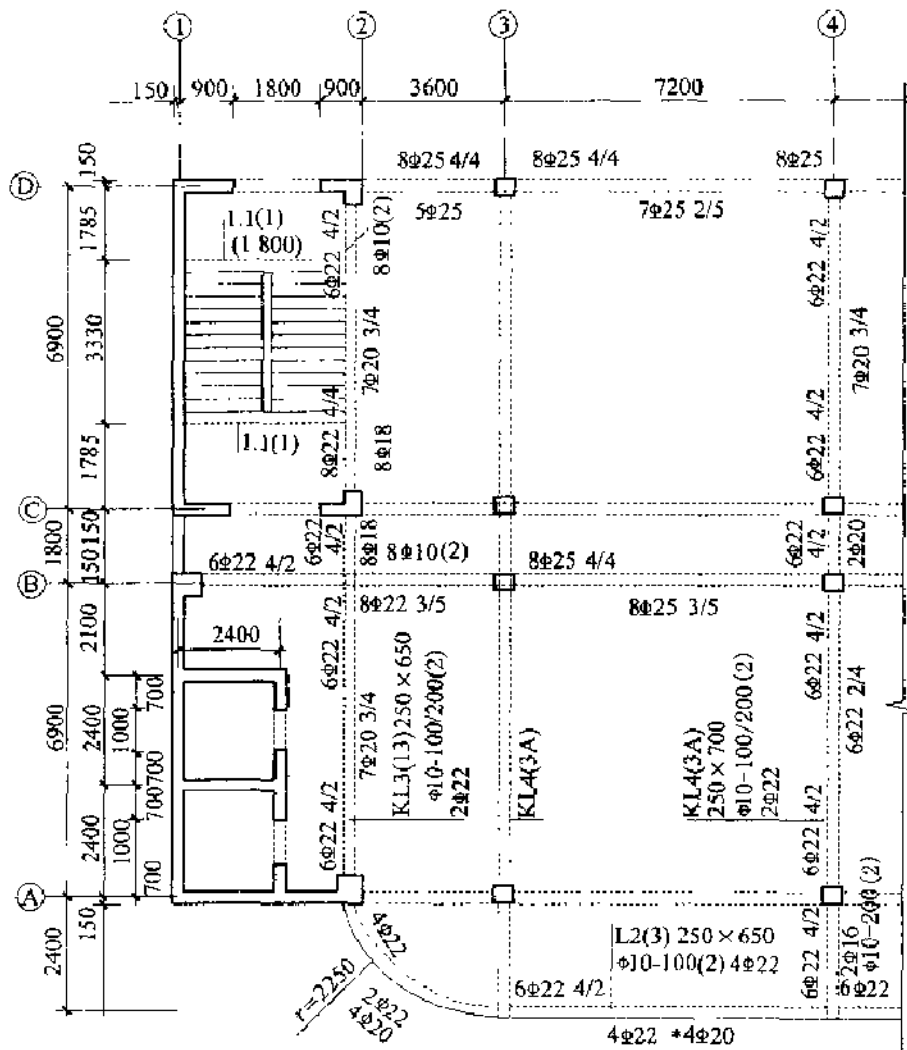


图 1.9 15.870—26.670 梁平法施工图平面注写方式

(1) 集中标注内容

用集中标注表达梁的通用数值。集中标注的内容,包括 4 项必注值和 1 项选注值。集中标注可以从梁的任意一跨引出。

1) 4 项必注值 4 项必注值包括:梁编号、梁截面尺寸、梁箍筋、梁上部贯通筋或架立筋根数。

① 梁编号:由类型代号、序号、跨数及有无悬挑几项表示(表 1.1)。

② 梁截面尺寸:等截面梁用 $b \times h$ 表示;加腋梁用 $b \times h, y_{c1} \times c_2$ 表示(其中 c_1 为腋长, c_2 为腋高);对于悬挑梁,当根部和端部不同时,用 $b \times h_1/h_2$ 表示(其中 h_1 为根部, h_2 为端部)。

梁编号(mm)

表 1.1

梁类型	楼层框架梁	屋面框架梁	框支梁	非框架梁	悬挑梁
代号	KL	WKL	KZL	L	XL
序号	××	××	××	××	××
跨数及是否带有悬挑	(××)、 (××A)或 (××B)	(××)、 (××A)或 (××B)	(××)、 (××A)或 (××B)	(××)、 (××A)或 (××B)	(××)、 (××A)或 (××B)

注:(××A)为一端有悬挑,(××B)为两端有悬挑,悬挑不计入跨数。例如 KL7(5A)表示第 7 号框架梁,5 跨,一端有悬挑;L9(7B)表示第 9 号非框架梁,7 跨,两端有悬挑。

③梁箍筋:包括钢筋级别、直径、加密区与非加密区间距及肢数。箍筋加密区与非加密区的不同间距及肢数用“/”分隔,箍筋肢数写在括号内。箍筋加密区长度则按相应抗震等级的标准构造详图采用。例如, $\Phi 10-100/200(4)$ 表示 HPB235 级钢筋、直径 10mm、加密区间距为 100mm、非加密区间距为 200mm,均为 4 肢箍;而 $\Phi 10-100(4)/200(2)$ 与前一个表示的区别是非加密区采用双肢箍。

④梁上部贯通筋或架立筋根数:所注根数应根据结构受力要求及箍筋肢数等构造要求而定。当既有贯通筋又有架立筋时,用角部贯通筋+架立筋的形式表示,架立筋写在加号后面的括号内;当全部采用架立筋时,则将其写入括号内。例如, $2\Phi 22+(4\Phi 12)$ 用于 6 肢箍,其中 $2\Phi 22$ 为贯通筋, $4\Phi 12$ 为架立筋;单独注 $2\Phi 22$ 则表示为贯通筋,用于双肢箍。当梁的上部纵筋与下部纵筋均为贯通筋、且多数跨的配筋相同时,可用“;”将上部纵筋与下部纵筋分隔。例如 $3\Phi 22;3\Phi 20$ 表示梁上部配置 $3\Phi 22$ 的贯通筋,梁的下部配置 $3\Phi 20$ 的贯通筋。

2)1 项选注值 当梁顶面有标高差时,将其差值写入括号内,无差值时不注。当某梁顶面高于所在结构层的标高时,其标高差为正值,反之为负值。例如,某结构层楼面标高为 24.950m,当某梁的梁顶面标高差注写为(-0.050)时,即表明该梁顶面标高为 24.900m,低 0.05m。

(2)原位标注内容

原位标注就是在梁控制截面处的标注。包括有:

1)支座上部纵筋标注 该标注为包括贯通筋在内的全部纵筋。多于一排时,用“/”自上而下分开。例如 $6\Phi 25 4/2$ 表示支座上部钢筋共 2 排,上排 $4\Phi 25$,下排 $2\Phi 25$ 。当同排纵筋有两种不同直径时,用“+”表示,其角部纵筋写在前面;当中间支座两侧纵筋相同时,可仅在一侧表示。

2)梁下部纵筋标注 与上部纵筋标注类似,多于一排时,用“/”将各排纵筋自上而下分开。例如 $6\Phi 25 2/4$ 表示上排 $2\Phi 25$,下排 $4\Phi 25$,全部伸入支座。

3)梁侧纵向构造钢筋 梁侧纵向构造钢筋不标注,按构造要求选用,并由设计者在单项工程中注明。

4)其他钢筋标注

①当有抗扭纵筋时,在该跨适当位置加“·”表示抗扭纵筋总配筋值。例如,在梁下部纵筋处另注写有 $\cdot 6\Phi 18$ 时,则表示该跨梁两侧各有 $3\Phi 18$ 的抗扭纵筋。

②附加箍筋或吊筋:直接画在平面图中主梁的相应位置,用线引注总配筋值(附加箍筋肢数写在括号内,见图 1.10),其几何尺寸根据构造详图规定。

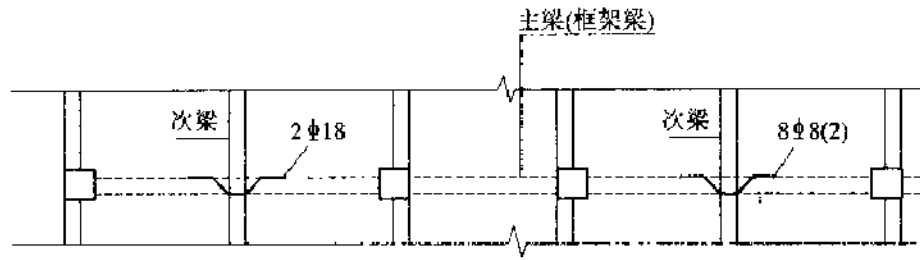


图 1.10 附加箍筋和吊筋注法示例

5) 局部不一致时

① 当集中标注的内容不适用于某跨或悬挑部分内容时,则将其不同数值采用原位标注在该跨或该悬挑部位,并下划细实线加以强调。

② 当多跨梁已集中标注加腋,而某跨的端部不需要加腋时,则应在该跨跨中配筋处原位标注等截面的 $b \times h$,以修正集中标注中的加腋信息(图 1.11)。

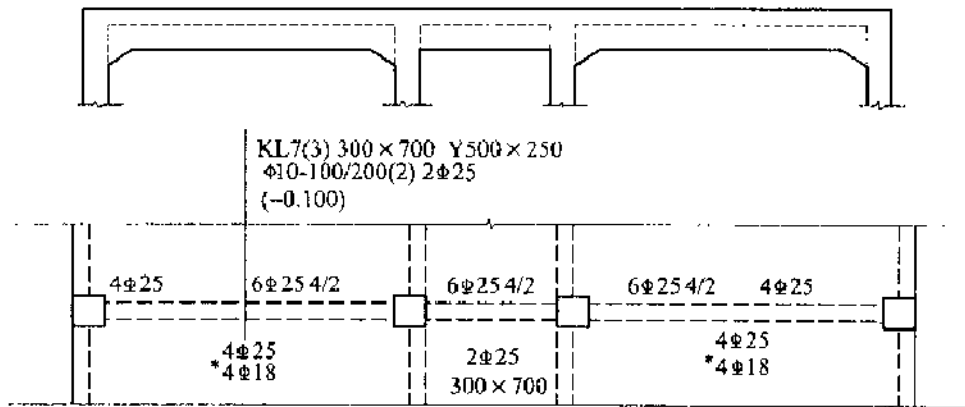


图 1.11 梁加腋平面注写方式表达示例

③ 当局部梁的布置过密时,可将该区域用虚线框出,适当放大比例后再用平面注写方式表示。

④ 井式梁一般由非框架梁组成,支座为框架梁或边梁。故在其编号时,无论有几根同类梁相交,均视为一跨处理。相交处设置附加箍筋时,在平面图中注明。

1.2.4 截面注写方式

截面注写方式是在按标准层绘制的梁平面布置图上,分别在不同编号的梁中各选择一根梁,用剖面号引出配筋图,并在其上注写截面尺寸和配筋具体数值的方式来表达的梁平法施工图(图 1.12)。

截面注写方式可以单独使用,也可以与平面注写方式结合使用(表达异形截面梁的尺寸和配筋,以及表达局部区域过密的梁)。具体作法是:对所选择的梁,先将“单边剖面号”画在该梁上,再将截面配筋图画在本图或其它图上。在截面配筋详图上注写截面尺寸、上部筋、下部筋、侧面筋和箍筋的具体数值时,其表达方式与平面注写形式相同;梁顶面标高不同于结构层的标高时,其注写规定也与平面注写方式相同。

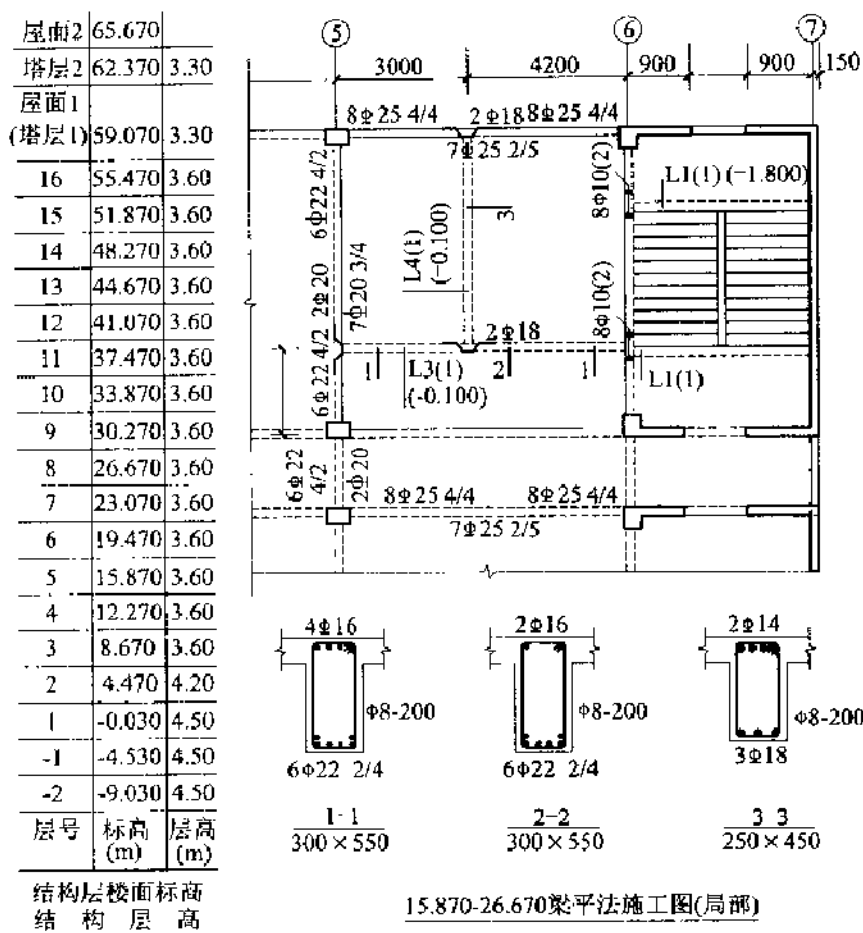


图 1.12 梁平法施工图截面注写方式示例

1.3 混凝土结构构件的材料选择

1.3.1 钢筋选择

(1) 钢筋混凝土梁、柱

对钢筋混凝土框架梁、地基梁及框架柱等主要结构构件的纵向受力钢筋,提倡采用 HRB400 级钢筋(也称为新Ⅲ级),也可采用 HRB335 级钢筋;构造钢筋及箍筋可采用 HPB235 级钢筋及 HRB335 级钢筋;当构件中配有不同种类钢筋时,每种钢筋应采用各自强度设计值。

(2) 钢筋混凝土板、墙

对钢筋混凝土板、墙等构件的受力钢筋,以及钢筋混凝土基础的底板配筋,可采用 HPB235 级或 HRB335 级钢筋;构造钢筋采用 HPB235 级钢筋。

(3) 普通钢筋的强度标准值和强度设计值

普通钢筋的强度标准值和强度设计值见表 1.2。

普通钢筋的强度标准值和强度设计值 (N/mm^2)

表 1.2

热轧钢筋 种类	符 号	直 径 (mm)	强 度 标 准 值 f_y	抗 拉 强 度 设 计 值 f_y	抗 压 强 度 设 计 值 f_y
HPB235(Q235)	中	6~20	235	210	210
HRB335(20MnSi)	中	6~20	335	300	300
HRB400(20MnSiV, 20MnSiNb, 20MnTi)	粗	6~50	400	360	360
RRB400(K20MnSi)	细 ^Ⅱ	8~40	400	360	360

注:在钢筋混凝土结构中,轴心受拉和小偏心受拉构件的钢筋抗拉强度设计值大于 $300\text{N}/\text{mm}^2$ 时,仍按 $300\text{N}/\text{mm}^2$ 取用。

1.3.2 混凝土强度等级的选用

(1) 一般构件

根据混凝土耐久性的基本要求,混凝土强度等级不宜低于 C20;当采用 HRB335 级钢筋时,混凝土强度等级不宜低于 C20;当采用 HRB400 和 RRB400 级钢筋以及承受重复荷载的构件,混凝土强度等级不得低于 C20。

(2) 有抗震设防要求时

有抗震设防要求的混凝土结构的混凝土强度等级应符合下列规定:①设防烈度为 9 度时的混凝土强度等级不宜超过 C60,设防烈度为 8 度时的混凝土强度等级不宜超过 C70;②抗震等级为一级的框架梁、柱、节点,混凝土强度等级不应低于 C30;③框支柱、框支梁的混凝土强度等级不应低于 C30;④其他各类结构构件的混凝土强度等级不应低于 C20。

(3) 混凝土的强度设计值和弹性模量

混凝土的强度设计值和弹性模量 E_c 分别见表 1.3 和表 1.4。

混凝土强度设计值 (N/mm^2)

表 1.3

强度种类	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
轴心抗压 f_c	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9
轴心抗拉 f_t	0.91	1.10	1.27	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04	2.09	2.14	2.18	2.22

混凝土弹性模量 ($\times 10^4 \text{N}/\text{mm}^2$)

表 1.4

强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c	2.20	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

1.4 构件截面尺寸选择

1.4.1 梁的截面尺寸

(1) 梁的一般要求

在设计钢筋混凝土梁时,首先要确定梁的截面尺寸。其一般步骤是:先由梁的高跨比 h/l_0 确定梁的高度 h ,再由梁的高宽比 h/b 确定梁的宽度 b (b 为矩形截面梁的宽度或 T 形、I 形截

面梁的腹板宽度),并将其模数化。对变形和裂缝宽度要求严格的梁,尚应按规定进行挠度验算及裂缝宽度验算。

①梁的高跨比

表 1.5 列出了梁的高跨比下限值,该值可以满足一般正常使用下的变形要求。但对变形要求高的梁,尚应进行挠度验算。

梁的高跨比下限值

表 1.5

构件类型	支承情形			
	简支	一端连续	两端连续	悬臂
独立梁及整体肋形梁的主梁	1/12	1/3.5	1/15	1/6
整体肋形梁的次梁	1/16	1/8.5	1/20	1/8

注:1.表中数值适用于普通混凝土和 $f_y \leq 400\text{N/mm}^2$ 的普通钢筋;

2.当梁的跨度超过 9m 时,表中系数宜乘 1.2;

3.对比重 γ 为 $15 \sim 20\text{kN/m}^3$ 的轻质混凝土结构,表中系数宜乘以 $(1.65 - 0.03\gamma)$ 且不小于 1 的系数。

②梁截面的高宽比

梁截面的高宽比 h/b 对矩形截面,可选 $2.0 \sim 3.5$;对 T 形截面,可选 $2.5 \sim 4.0$ 。

③模数要求

当梁高 $h \leq 800\text{mm}$ 时, h 为 50mm 的倍数;当 $h > 800\text{mm}$ 时, h 为 100mm 的倍数。当梁宽 $b \geq 200\text{mm}$ 时,梁的宽度为 50mm 的倍数; 200mm 以下宽度的梁,有 $b = 100\text{mm}$ 、 150mm 、 180mm 三种。

④主、次梁的截面尺寸关系

在现浇混凝土结构中,主梁的宽度不应小于 200mm ,通常为 250mm 及以上;次梁宽度不应小于 150mm 。主梁的高度应至少比次梁高 50mm 或 100mm (当主梁下部可能为双排钢筋时)。

(2)框架梁的截面尺寸

除满足梁的一般要求外,框架梁的截面高度 h 一般在 $(1/12 \sim 1/8)l_0$ 间,截面宽度 b 可取 $(1/2 \sim 1/4)h$;截面宽度 b 不宜小于 200mm ;截面高度和截面宽度之比不宜大于 4,梁净跨度 l_n 与截面高度之比不宜小于 4。

为了确定框架梁的截面尺寸是否选择合适,可在截面尺寸选择后作简单验算:将初步估算的竖向荷载设计值的 0.8 倍,作用于相应简支梁,进行受弯受剪计算,若其配筋适中,则截面选择合理;配筋过大或过小时,均宜调整截面尺寸。

1.4.2 框架柱的截面尺寸

(1)截面尺寸的一般规定

在抗震设计中,框架柱的截面宽度和高度均不宜小于 300mm ,圆柱的截面直径不宜小于 350mm ;柱的截面高度与宽度的比值不宜大于 3;柱的剪跨比宜大于 2。

柱截面宽度一般不小于框架主梁截面宽度 $+100\text{mm}$,通常在 $(1/15 \sim 1/20)H$ 之间,其中 H 为底层柱柱高,可取基础顶面至一层楼面间距离。

(2)截面尺寸验算

按一般规定初步确定柱截面尺寸之后,尚可按下述方法进行底柱的验算。

框架内柱可选为方形截面柱,近似按轴心受压柱计算;其轴压力设计值可取柱受力的几何

面积乘以单位面积的竖向荷载设计值(该值可假定为楼面活荷载设计值+11kN/m²,此值含各构件自重),再乘以框架层数和扩大系数1.1,算出的纵向受压钢筋配筋率不宜超过3%,也不宜小于1%,否则宜调整截面尺寸。

框架外柱可选为矩形截面柱,其宽度与内柱截面相同,其高度可选宽度的1.2~1.5倍,按偏心受压柱验算。轴压力取值方法同内柱,但不乘系数1.1,弯矩值可按反弯点法的概念直接求出,并假定各柱承受相同弯矩。

1.4.3 现浇板的厚度

现浇板的厚度一般为10mm的倍数,其厚度选择应根据使用环境、受力情形、跨度等条件综合确定。

(1)板的最小厚度

现浇钢筋混凝土板的厚度不应小于表1.6的数值。

现浇钢筋混凝土板的最小厚度(mm)

表 1.6

板的类别		最小厚度
单向板	屋面板	60
	民用建筑楼板	60
	工业建筑楼板	70
	行车道下的楼板	80
双向板		80
密肋板	肋间距小于或等于700mm时	40
	间距大于700mm时	50
悬臂板	板的悬臂长度小于或等于500mm时	60
	板的悬臂长度大于500mm时	80
无梁楼板		150

(2)板的最小高跨比

现浇板的厚度必须不小于表1.6的规定值,并应满足板厚 h 与板跨度 l_0 的比值 h/l_0 (l_0 为板短边方向的计算跨度),参见表1.7。

板的最小高跨比

表 1.7

板的支承情形	板的类型			
	单向板	双向板	悬臂板	无梁楼板
简支	1/35	1/45		1/35(有柱帽)
连续	1/40	1/50	1/12	1/30(无柱帽)

(3)按荷载和跨度确定板的厚度

根据设计经验,现浇单向板的厚度也可以由板承受的活荷载标准值及板的计算跨度大小确定,见表1.8。

按荷载和跨度确定的单向板厚度

表 1.8

荷载(KN/m ²) 厚度(mm)	跨度	单向板的跨度(m)								
		1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2
60~70		7.0 (10.0)	4.5 (8.0)	3.5 (6.0)						
70~80		10.0	10.0 (10.0)	7.0 (10.0)	5.0 (9.0)	4.0 (7.0)				
80~90				10.0	10.0 (10.0)	8.0 (10.0)	6.0 (10.0)	4.5 (8.0)		
90~100						10.0	10.0	9.0 (10.0)	7.0 (10.0)	5.0 (9.0)

注:1.括号内荷载值用于多跨连续板;

2.荷载不包含板的自重。

1.4.4 基础顶面高度的确定

计算简图中的柱是从基础顶面算起的,因此该位置的确定至关重要。根据地质勘察报告的内容,首先应选定持力层,基础底面进入持力层的深度不小于0.5m;现浇柱基础的高度应满足柱纵向钢筋锚固长度的要求,基础顶面或基础梁顶面不应露出室外地面(至少距离室外地面100mm)。综合多方面因素(如建筑物的用途、有无地下室或地下设施及设备基础、工程地质和水文地质条件、地基土的冻胀和融陷影响、与相邻原有建筑物的关系等),最后可选定合适的基础顶面位置。

1.4.5 【实例】中构件截面尺寸和材料选择

(1)基础顶面设计标高的确定

因建筑标高±0.000相当于绝对标高57.30m,建筑设计室外地坪为-0.6m,相当于绝对标高56.7m。而根据地质勘察报告的建议,地基持力层可设在粉质粘上层上,该层顶部设计标高可算得为55.80~56.20m之间。根据基础顶面与室外地坪的关系和持力层位置,若选择独立基础(上有基础梁),基础顶面标高可选为绝对标高56.00处;若选择条形基础(取高度为柱距的1/4~1/6),则基础顶面标高可选择为(56.40±0.10)m位置。

(2)楼板厚度的确定

根据平面布置,双向板短向跨度 $l_1=2.3\text{m}$,当取构造厚度 $h=80\text{mm}$ 时(表1.6),则 $h/l=80/2300=1/29$,满足表1.7的要求,故可选 $h=80\text{mm}$ 。

(3)井字梁截面尺寸确定

井字梁可按整体肋形梁的次梁选择截面尺寸,因其支座介于简支和连续之间,由表1.5,选 $h=l/20=8100/20=405\text{mm}$,按模数要求取 $h=400\text{mm}$, $b=150\text{mm}$, $h/b=2.7$ 。

(4)框架梁截面尺寸确定

横向框架梁,考虑抗震,选 $h=l/10=810\text{mm}$,取 $h=800\text{mm}$, $b=300\text{mm}$,此时 $h/b=2.7$;纵向框架梁,考虑抗震,选 $h=l/10=6900\text{mm}$,取 $h=650\text{mm}$, $b=250\text{mm}$ 时, $h/b=2.6$ 。

(5)框架柱截面尺寸确定

1)柱截面尺寸的初步选择

对于多层框架,无论从受力的角度和柱的净高而言,都以底层最为不利。当选择基础顶面标高为 56.30 时,(此标高按独立基础设计和条形基础设计都可满足要求),则从基础顶面至一层楼面高度为 5.5m(先粗略按建筑标高,一层楼面标高为 57.30+4.50=61.80m),按 $b_c = 11/15 = 5500/15 = 367\text{mm}$ 及柱截面宽度不应小于 300mm(抗震设计时),且框架主梁已选 $b_b = 300\text{mm}$,故截面初选 $b_c = 300 + 100 = 400\text{mm}$ 。

内柱截面初选 $b_c \times h_c = 400 \times 500\text{mm}$;

对于外柱截面,考虑框架梁纵向钢筋锚固要求,按水平锚固长度 $\geq 0.4l_{aE}$,由三级抗震构造规定,假定梁纵向钢筋直径 $d = 25\text{mm}$,取 HRB400 级钢筋时,有 $0.4l_{aE} = 0.4 \times 1.05 \times 40 \times 25 = 420\text{mm}$,而且该钢筋应锚固于柱纵向钢筋内侧(并下弯 $15d$),离柱外侧应包括柱的混凝土保护层厚度 40mm + 柱纵筋 25mm(假定) + 50mm(柱纵筋间净距) + 梁端下弯纵筋直径一半 $12\text{mm} = 127\text{mm}$,则有 $h_c \geq 420 + 127 = 547\text{mm}$;故初步选取外柱截面尺寸 $b_c \times h_c = 400\text{mm} \times 600\text{mm}$ 。

2) 简单验算

①假定楼面各层荷载设计值(含各类构件)为 $3.5 \times 1.4 + 11 = 16\text{kN/m}^2$,则底层内柱轴力近似为 $N = 16 \times 6.9 \times 8.1 \times 5 = 4471\text{kN}$,扩大 1.1 倍,有 $N = 4920\text{kN}$,又 $H = 5.5\text{m}$,取 $l_0 = 1.0H = 5.5$ 时, $l_0/b = 5.50/0.4 = 13.75$,可得 $\varphi = 0.924$,选用 HRB400 级纵筋($f_c = f_c' = 360\text{N/mm}^2$),由 $N < 0.9\varphi(f_c A + f_y' A_s')$ 可算得 $A_s' = 9840\text{mm}^2$

此时 $\rho' = 4.9\% > 3\%$,配筋率偏大,故改选内柱 $b_c \times h_c = 500\text{mm} \times 500\text{mm}$,可满足要求。

②因内柱尺寸改为 $500\text{mm} \times 500\text{mm}$,保持外柱截面宽度与内柱一致,修改外柱截面尺寸为 $b_c \times h_c = 500\text{mm} \times 600\text{mm}$,可满足要求(验算略)。

(6) 材料选择

1) 混凝土强度等级

除基础垫层混凝土选用 C10 外,基础及以上各层混凝土强度等级均选为 C25。

2) 钢筋级别

框架梁、柱等主要构件纵向受力钢筋选择 HRB400 级、HRB335 级钢筋;构造钢筋、箍筋及板内钢筋等,选择 HPB235 级钢筋。

1.5 框架结构的计算简图

在结构的计算简图中,应包括杆件的长度(跨度或高度)、杆件截面的几何特征、杆件的连接(支承)和荷载(作用)等要素。它们确定之后,就可进行结构的内力计算。

1.5.1 杆件的尺寸、连接、截面几何特征

(1) 杆件的尺寸、连接

在框架的计算简图中,杆件长度用节点间的距离表示,荷载的作用位置也表示为与轴线间的关系。在一般情况下,等截面柱柱轴线取截面形心位置,当同一轴线的上下柱截面尺寸不同时,则取上层柱截面形心线作为柱轴线,框架梁的跨度 l 取柱轴线间距离。计算简图中的柱高取值原则是:对楼层可取层高;对底层柱,则取基础顶面至二层楼板顶面(对现浇楼板)或至二层楼板底面(对预制楼板)间的高度。

当框架各跨的跨度不等但相差不超过 10% 时,可当作具有平均跨度的等跨度框架;当屋面框架横梁为斜形或折线形但其倾斜度未超过 1/8 时,仍可当作水平横梁计算。

在一般整体式框架的连接中,梁和柱为刚接,基础与柱也是刚接。但当顶层为大空间、采用屋架代替顶层的框架横梁时,屋架和柱顶的连接则为铰接。

(2) 截面惯性矩和线刚度

框架结构是超静定结构,在内力计算时需要知道各杆件的截面惯性矩 I 进而求杆件的线刚度 EI/l 。其中 E 是混凝土的弹性模量。 l 为计算简图中的杆件长度。

框架柱的 I 值可直接按柱截面形状求出,而框架梁的 I 值则需要考虑楼盖的类型(现浇、预制或装配整体式)及框架所处位置,详见表 1.9。

框架梁的 I 值

表 1.9

楼盖的类型	现浇楼盖	装配式楼盖	装配整体式楼盖
中间框架	$I=2I_0$	$I=I_0$	$I=1.5I_0$
边框架	$I=1.5I_0$	$I=I_0$	$I=1.2I_0$

注: I_0 为按相应矩形截面 $b \times h$ 算出的惯性矩。

1.5.2 竖向荷载

(1) 恒荷载标准值

按选择的计算单元范围,根据该范围内的构件及设计尺寸,建筑装修的作法层次及相应材料比重(如钢筋混凝土,可取 25kN/m^3 ;水磨石面层,可取 0.65kN/m^2 等)即可算出。一般从屋面层开始,由上而下进行。

(2) 活荷载标准值

按《荷载规范》的相应值选用,一般在设计任务书中给出。

(3) 重力荷载代表值

在抗震设计中,应按规定计算各楼层和屋面处的重力荷载代表值 G_F 。

1.5.3 水平风荷载及水平地震作用

在框架计算中,水平风荷载及水平地震作用均简化为作用于屋盖和各层楼盖处的集中作用。垂直于建筑物表面上的风荷载标准值 w_k ,与建筑物高度、体型、自振频率及建筑物所在地区有关,可按《建筑结构荷载规范》GB50009—2001 的规定计算。

按照房屋横向和纵向的受风面,风荷载应分别计算,并分别传至横向框架和纵向框架上。但一般房屋横向都有较多的柱,且柱距较小,纵向刚度往往较大,故通常(当纵向框架的跨数多于 7 跨或房屋长宽比不少于 2 时)只须计算横向风荷载即可。

由于现浇框架的整体性刚度好,故当每榀横向框架的侧移刚度相同时,各榀框架都承受同样的风力。

水平地震作用(对 8、9 度时的大跨度和长悬臂结构及 9 度时的高层建筑尚应计算竖向地震作用)取决于建筑场地、建筑物的重要性、建筑的动力特性和建筑物的抗震等级等,按《建筑抗震设计规范》GB50011—2001 的规定确定。框架结构的水平地震作用呈倒三角形分布。

1.5.4 [实例]中的荷载计算

选取结构平面布置图中(见图 1.8)第③轴线处框架 KJ3 作具体计算。在进行荷载计算

时,要注意以下几点:一是荷载作用形式和分布范围;二是荷载如何传递,也即是下一构件的荷载取值;三是分门别类,计算荷载标准值,暂不要计算荷载设计值。

(1) 竖向荷载计算

1) 板面荷载

① 屋面荷载

a. 恒荷载标准值

建筑装修层(防水、保温等)	2.88kN/m ²
屋面板	$0.08 \times 25 = 2.00\text{kN/m}^2$
吊顶	0.12kN/m ²
	<hr/>
	5.00kN/m ²

b. 活荷载标准值 按上人屋面,取 2.0kN/m²

② 楼面荷载

a. 恒荷载标准值

水磨石面层	0.65kN/m ²
楼板 80 厚	2.00kN/m ²
吊顶	0.12kN/m ²
	<hr/>
	2.77kN/m ²

b. 活荷载标准值 按“商店”一栏,取 3.5kN/m²

2) 四周维护墙体及相应构配件(如窗户等)参照“建筑设计”,砌体高度取 1050mm,采用 200mm 厚粉煤灰轻质砌块,上为铝合金窗 2500mm 高,恰至纵向框架梁底。则四周维护墙体等按每延长米算得为(每层):

砌体墙	$1.05 \times 0.2 \times 8.5 = 1.79\text{kN/m}$
塑钢玻璃	$2.5 \times 0.3 = 0.75\text{kN/m}$
内墙抹灰	$10.5 \times 0.4 = 0.42\text{kN/m}$
外墙装修	$(1.05 + 0.65) \times 0.5 = 0.85\text{kN/m}$
	<hr/>
	3.81kN/m

3) 梁柱自重

① 横向框架梁 $0.3 \times 0.72 \times 25 = 5.4\text{kN/m}$

② 纵向框架梁 $0.2 \times 0.57 \times 25 = 3.56\text{kN/m}$

③ 井字梁 $0.15 \times 0.32 \times 25 = 1.2\text{kN/m}$

④ 框架内柱(考虑装修重 0.5kN/m²,算到柱底处位置)

$$0.5 \times 0.5 \times 4.2 \times 25 + 0.5 \times 4 \times 0.5 \times 4.2 = 30.5\text{kN}$$

⑤ 外柱(装修近似按内柱)

$$0.5 \times 0.6 \times 4.2 \times 25 + (0.5 + 0.6) \times 2 \times 0.5 \times 4.2 = 36.1\text{kN}$$

(2) 水平风荷载计算

本例只计算作用在横向框架上的风荷载。由于是现浇框架,而且每榀横向框架的侧移刚度都相同,故各榀框架都承受同样的风力,也即每榀框架承受风载的范围在水平方向是: $7 \times 6.9/8 = 6.04\text{m}$ 。但设计者往往取一榀中间框架的受荷范围进行计算(在本例中即取 6.9m),这

当然是偏于安全的;但应注意计算边框时,也应按该范围取相同值,不可取 3.45m。

①基本参数

由设计条件, $w_0 = 0.35 \text{ kN/m}^2$; 按 B 类粗糙度, 可查得风压高度系数 μ_z 在 30、20、15、10 和 5m 处分别为 1.42、1.25、1.14、1.00 和 1.00; 风荷载体型系数 μ_s 由相关规定可知, 迎风面为 +0.8, 背风面为 -0.5。

②风荷载标准值计算(左风)

由 $F_k = w_0 \cdot \mu_s \cdot \mu_z \cdot A$ 确定, A 为相应高度范围的受荷面积。

根据风荷载的竖向分布情况, μ_z 取值有如下几种方法: ①按计算简图中各楼、屋面高度处取, 这往往需要采用线性插值方法; ②按各层计算范围的高点(如算某楼层时, 该点为该层以上二分之一柱高)取值, 同样要借助线性插值方法; ③根据风压高度系数位置直接取值, 即某楼层的 μ_z 取相应控制高点处的 μ_z (参见本例图 1.13; 21.3 处取用 30m 处、17.1m 取用 20m 处、12.9m 取用 15m 处、8.7m 和 4.5m 取用 10m 处 μ_z , 4.5m 楼面按室外地面算起为 5.1m)。则集中于各层楼(屋)面处的风荷载标准值为(图 1.13);

$$F_5 = 0.35 \times (0.8 + 0.5) \times 1.42 \times 6.04 \times 2.1 = 8.2 \text{ kN}$$

$$F_4 = 0.35 \times (0.8 + 0.5) \times 1.25 \times 6.04 \times 4.2 = 14.4 \text{ kN}$$

$$F_3 = 0.35 \times (0.8 + 0.5) \times 1.14 \times 6.04 \times 4.2 = 13.2 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.35 \times (0.8 + 0.5) \times 1.00 \times 6.04 \times 4.2 = 11.5 \text{ kN}$$

$$F_1 = 0.35 \times (0.8 + 0.5) \times 1.00 \times 6.04 \times (2.1 + 5.1/2) = 12.8 \text{ kN}$$

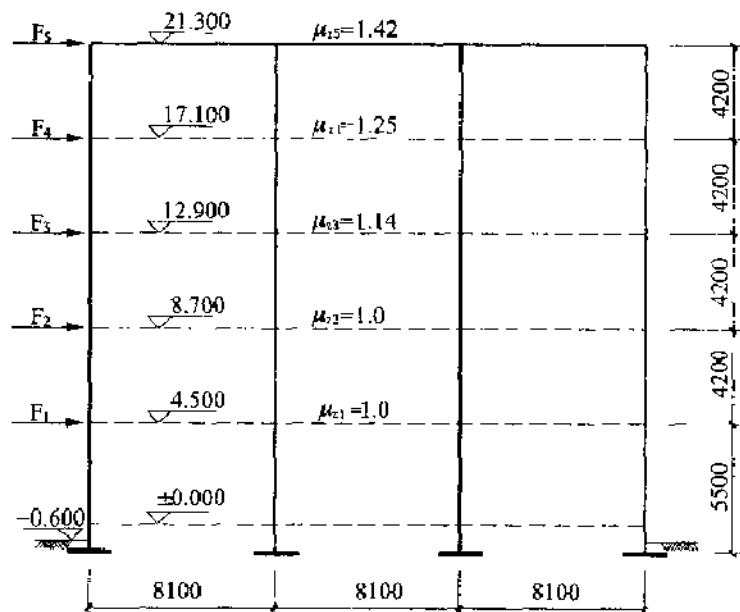


图 1.13 风荷载标准值

注:1. 本例重力荷载代表值的计算在抗震计算内。

2. 框架计算简图在第二章内计算中。

2 框架结构的内力计算和荷载效应组合及侧移验算

框架结构的设计计算,可以利用电子计算机进行。按规定输入基本数据后,经过计算机运算就可得到配筋所需数据,并画出施工图。但是作为土木工程专业的学生,必须在学校掌握相关的基础知识和基本专业技能,仅仅会用电脑是远远不够的。本章结合基本原理的讲解,通过手算,对【实例】框架进行内力计算和荷载效应组合,使读者能运用相关方法顺利地完成任务。

在进行框架的内力计算前,先将支承在框架上的相关构件计算完毕,将其荷载(支座反力)传到框架上,可以加快设计速度。

2.1 楼面板及楼面梁(非框架梁)的内力计算

在完成结构平面布置及荷载统计的基础上,就可进行楼盖的计算。

2.1.1 单向板肋梁楼盖

与一般梁板结构有区别的是:框架结构的连续板及连续次梁的边支座此时为固定支座,在按塑性内力重分布设计计算方法、直接利用相关的系数求内力时,应注意系数取值(表 2.1)。

现浇框架楼盖中连续单向板和次梁的内力系数

表 2.1

支承情况		截面位置					
		端支座	边跨跨中	第一内支座	第二跨跨中	中间支座	中间跨跨中
		A	1	B	2	C	3
板	与梁整浇连接	-1/16	1/14	二跨连续: -1/10	1/16	-1/11	1/16
梁	与梁整浇连接	-1/24 -1/(0.50)		三跨以上连续: -1/11 (0.55)		-1/14 (0.55)	
	梁与柱整浇连接	-1/16 (0.50)					

注:1. 表中系数适用于荷载比 $q/g > 0.3$ 的等跨梁、板,其中 q 为均布活荷载设计值、 g 为均布恒荷载设计值;表内分数表示弯矩系数 α_m ,括号内小数表示梁支座剪力系数 α_v ;

2. 相应弯矩值 $M=(g+q)l_0^2$, l_0 为计算跨度,本表范围内取 $l_0=l_n$;相应剪力值 $V=(g+q)l_n$, l_n 为净跨度;

3. 当构件跨度不相等但相邻两跨的长跨与短跨之比小于 1.1 时,仍可应用表中系数,但计算支座弯矩时应取相邻两跨中较长跨度值。

2.1.2 井式梁楼盖

(1) 双向板计算

现浇框架结构的楼板采用双向板时,大多数板都是同一的标准区格且四边有梁,板为同一编号。当采用弹性分析方法求双向板的弯矩时,可利用已有的计算系数计算板在两个方向的

跨中、支座弯矩：在求跨中弯矩时，将荷载分为对称荷载($g+q/2$)和反对称荷载($-g/2$)；在对称荷载作用下，按四边固定；在反对称荷载作用下，按四边简支分别求出相应跨中弯矩；总跨中弯矩即为上述两部分弯矩之和。在求支座负弯矩时，将全部荷载($g+q$)作用于各区格，按四边固定求出支座负弯矩。均布荷载作用下四边简支板跨中弯矩系数 m_x, m_y 见表 2.2，均布荷载作用下的四边固定板的板跨中弯矩系数 m_x, m_y 见表 2.3。其中 l_x 为板的短向跨长， l_y 为板的长向跨长；相应弯矩 = 表中系数 \times 相应均布荷载值 \times 板的较短方向计算跨度；考虑泊松比 ν 对跨中弯矩系数修正时，可取 $\nu=0.2$ 且 $m'_x = m_x + \nu m_y, m'_y = m_y + \nu m_x$ 。

四边简支板跨中弯矩系数 m_x, m_y

表 2.2

l_x/l_y	m_x	m_y	l_x/l_y	m_x	m_y
0.50	0.0965	0.0174	0.80	0.0561	0.0334
0.55	0.0892	0.0210	0.85	0.0506	0.0318
0.60	0.0820	0.0242	0.90	0.0456	0.0358
0.65	0.0750	0.0271	0.95	0.0410	0.0364
0.70	0.0683	0.0296	1.00	0.0368	0.0368
0.75	0.0620	0.0317			

四边固定板的跨中弯矩系数 m_x, m_y 及支座弯矩系数 m'_x, m'_y

表 2.3

l_x/l_y	m_x	m_y	m'_x	m'_y
0.50	0.0400	0.0038	-0.0829	-0.0570
0.55	0.0385	0.0056	-0.0814	-0.0571
0.60	0.0367	0.0076	-0.0793	-0.0571
0.65	0.0345	0.0095	-0.0766	-0.0571
0.70	0.0321	0.0113	-0.0735	-0.0569
0.75	0.0296	0.0130	-0.0701	-0.0565
0.80	0.0271	0.0144	-0.0664	-0.0559
0.85	0.0246	0.0156	-0.0626	-0.0551
0.90	0.0221	0.0165	-0.0588	-0.0541
0.95	0.0198	0.0172	-0.0550	-0.0528
1.00	0.0176	0.0176	-0.0513	-0.0513

(2) 局部非标准板的计算方法

对局部非标准板，可采用较保守的方法，分别按单向板或双向板计算。例如：单块的单向板按简支板配跨中钢筋，支座的负弯矩钢筋由相邻支座伸来；对单区格双向板，求跨中钢筋时按四边简支计算，求支座钢筋时按四边固定计算等。

(3) 井式梁计算

当双向板由井式梁支承并由井式梁将板面荷载传递到框架时，井式梁的设计成为框架结构设计中的一部分。井式梁计算的要点是：井式梁按简支支承在刚度很大的边梁上（在框架结构中，该边梁一般就是横向及纵向框架梁）；各井式梁的跨中弯矩值和支座剪力值可直接由井式梁的内力系数表相应求得（常用的井式梁内力系数表见附录 1）。

2.1.3 【实例】中的楼面板、楼面梁的计算

(1) 井式梁楼盖设计方案

1) 双向板计算

① 双向板的弯矩设计值

由已知 $l_x/l_y=2300/2700=0.85$, 板面荷载标准值 $g_k=2.77\text{kN/m}^2$, $q_k=3.5\text{kN/m}^2$; 则有

$$g+q=1.2\times 2.77+1.4\times 3.5=8.22\text{kN/m}^2$$

$$q/2=0.7\times 3.5=2.45\text{kN/m}^2$$

$$g+q/2=8.22-2.45=5.77\text{kN/m}^2$$

由表 2.3(四边固定), 和表 2.2(四边简支)系数, 有:

在对称荷载下(四边固定), $m_x=0.025, m_y=0.016; m_x'=-0.063, m_y'=-0.055;$

$$m_x''=0.028, m_y''=0.021$$

反对称荷载下(四边简支), $m_x=0.051, m_y=0.035; m_x''=0.058, m_y''=0.045$; 可得(取泊松比=0.2时的弯矩, 列在相应弯矩值后的括号内):

$$M_x=(0.025\times 5.77+0.051\times 2.45)\times 2.3^2=1.42\text{kN}\cdot\text{m}(1.61\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$M_y=(0.016\times 5.77+0.035\times 2.45)\times 2.3^2=0.92\text{kN}\cdot\text{m}(1.22\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$M_x'=-0.063\times 8.22\times 2.3^2=-2.74\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_y'=-0.055\times 8.22\times 2.3^2=-2.39\text{kN}\cdot\text{m}$$

② 双向板的配筋计算

计算双向板跨中配筋, 可按简化计算公式:

$$A_{sx}=\frac{M_x}{0.9f_yh_0} \quad (2.1)$$

$$A_{sy}=\frac{M_y}{0.9f_y(h_0-10)} \quad (2.2)$$

支座按简化公式(2.1)即可。现列表计算如下(表 2.4)

双向板配筋计算

表 2.4

位 置	跨中 l_x 方向	跨中 l_y 方向	支座 l_x 方向	支座 l_y 方向
弯矩设计值(kN·m)	1.42(1.61)	0.92(1.22)	-2.74	-2.39
$A_s(\text{mm}^2)$	125(142)	99(129)	242	211
实配钢筋	$\Phi 6/8@200$ $A_s=197\text{mm}^2$	$\Phi 6@200$ $A_s=142\text{mm}^2$	$\Phi 8@200$ $A_s=252\text{mm}^2$	$\Phi 8@200$ $A_s=252\text{mm}^2$

注:1. 计算时取 $h=80\text{mm}$, HPB235 级钢, $f_y=210\text{N/mm}^2$;

2. 在实际设计中, 弯矩系数可按“取中值和相邻较大值”方法(见(3)), 且可不必考虑泊松比。

2) 井式梁计算

井式梁截面尺寸已初选 $b\times h=150\text{mm}\times 400\text{mm}$, 其布置为横 2 纵 2 方案, 则利用附录 1 附表, 由 $b=2700, a=2300$, 有 $b/a=1.174$; 而表内系数只有 1.0 和 1.2 两栏, 从严格意义上讲可利用线性插值方法, 但较烦琐。以下向读者介绍一种“取中值和相邻较大值”方法: 因为算出的比 1.174 介于 1.1 和 1.2 间, 而 1.1 是 1.0 和 1.2 的中值即平均值, 其系数心算都能算出, 故不难得出相应系数(表 2.5)。

井式梁计算表

表 2.5

梁类型		A 梁(沿④~⑥方向)(L4~L6)		B 梁(沿①~③方向)(L1~L3)	
内力分类		M	V	M	V
系数值	1.0	0.50	0.75	0.50	0.75
	1.2	0.37	0.62	0.63	0.88
	中值 1.1	0.453	0.685	0.565	0.815
	采用值	0.435	0.685	0.63	0.88
内力设计值		74.71	42.3	84.68	52.3
配筋		3 Φ 18 $A_s=764\text{mm}^2$ (730 mm^2)	Φ 6@200 (0.7 $f_t b h_0=46\text{kN}$)	3 Φ 18 $A_s=764\text{mm}^2$ (783 mm^2)	Φ 6@200 $f_t b h_0=65.7\text{kN}$ $\rho_m > 0.24 f_t / f_y$

注:1. 内力设计值一栏中,已包括梁自重在内;梁编号 L1~L6 见平面布置图;2. 配筋一栏中,括号内数字为计算值;沿纵向的 B 梁受力较大,按单筋 T 形梁计算时, h_0 取 $h-35\text{mm}$;横方向的 A 梁受力较小,其纵向受拉钢筋应置于 B 梁受力钢筋内侧, $h_0=h-20\text{mm}$ 。

(2) 单向板楼盖设计方案

作为一种最常见的框架楼屋盖设计方案,是由横向框架承重的单向板肋梁楼盖方案,如图 1.7(a) 所示。该方案与学生学习的《梁板结构》既有相同的地方,也有不同的地方:相同的是板和次梁都可采用塑性内力重分布的计算方法;不同的是,板和次梁的边支座由于分别受次梁与主梁的约束,不按铰支座计算,与柱相交的次梁形成纵向框架梁,应按框架梁设计。以下对楼盖的梁、板计算进行介绍(屋盖梁板计算类似),而框架的内力分析与《实例》中方法相同,读者可根据相应数据进行设计(即作用于横向框架上的竖向荷载也是集中荷载,而风荷载及水平地震作用下的分析与井式梁方案并无区别)。

1) 梁板截面尺寸选择

板支承中心线间距离 $l_c = 8100/3 = 2700\text{mm}$, 选取板厚 $h = 80\text{mm}$, 则 $h/l_c = 80/2700 = 1/34$, 满足表 1.7~表 1.9 要求。

次梁支承中心线间距离 $l_c = 6900\text{mm}$, 参考表 1.6, 取 $h = 80\text{mm}$, 则 $h = 400\text{mm}$, 则 $h/l_c = 80/2700 = 1/34$, 满足表要求, 取 $b = 200\text{mm}$;

框架梁、柱仍按《实例》选定;框架 $b \times h = 300 \times 800\text{mm}$, 框架内柱 $500 \times 500\text{mm}$, 外柱 $500 \times 600\text{mm}$ 。

2) 板配筋设计

板的荷载设计值 $g + q = 8.22\text{kN/m}^2$ (见 2.1.3), 板的计算跨度 $l_0 = l_n = 2700 - 200 = 2500\text{mm}$; $h_0 = h - a_s = 80 - 20 = 60\text{mm}$, 列表计算如下。

单向板配筋计算表

* 表-1

截面位置	边支座	边跨跨中	第一内支座	第二跨及中间跨跨中	中间支座
弯矩系数	$-\frac{1}{16}$	$\frac{1}{14}$	$-\frac{1}{11}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{14}$
$M(\text{kN} \cdot \text{m})$	-3.21	3.67	-4.67	3.21	-3.67
$\xi = 1 \sqrt{1 - \frac{M}{0.5 f_t b h_0^2}}$	0.078	0.0897	0.116	0.078	0.0897
$A_s(\text{mm}^2)$	265	305	394	265	305
实配钢筋	(Φ 8@180)	Φ @160 (Φ 8@180)	Φ @120 (Φ 8@160)	Φ @180 (Φ 8@180)	Φ @160 (Φ 8@180)

注:括号内数字按弯矩乘以 0.8 折减系数后调整求得的(为便于配筋,中间跨跨中未调整)。

3) 纵向次梁配筋设计

荷载设计值 $g+q=8.22 \times 2.7 + 1.2 \times 25 \times 0.2 \times 0.4 = 24.6 \text{ kN/m}$, 利用内力系数表 2.1 进行内力计算; 计算跨度 $l_0 = l_n = 6900 - 300 = 6600 \text{ mm}$; 支座处按矩形截面计算, 跨中截面按 T 形计算; 并可求得 $b_f' - l_0/3 = 2200 \text{ mm}$ 。

① 正截面受弯承载力计算

取 $h_0 = h - a_s = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$, 跨中截面均为第一类 T 形, 现列表计算如下。

次梁纵向受力钢筋计算

* 表-2

截面位置	边支座	边跨跨中	第一内支座	其余跨跨中	中间支座
弯矩系数 a_m	$\frac{1}{24}$	$\frac{1}{11}$	$\frac{1}{11}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{11}$
$M = a_m (g + q) l^2$	-11.7	76.5	-97.4	67.9	76.5
$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{M}{0.5 f_c b h_0^2}}$	0.153	0.3222	0.379	0.0191	0.281
$A_s = \frac{\xi f_c b h_0}{f_y} (\text{mm}^2)$	443	707	1097	118	811
实配钢筋	2 Φ 18 (509 mm ²)	3 Φ 18 (764 mm ²)	3 Φ 22 (1140 mm ²)	3 Φ 16 (563 mm ²)	2 Φ 20 + 1 Φ 16 (840 mm ²)

注: 混凝土为 C25, 钢筋为 HRB335 级。

② 斜截面受剪承载力计算

按剪力系数表(表 2.1), 剪力系数分别为 0.50 和 0.55, 则 $V_{\max} = 0.55 \times 6.6 \times 24.6 = 107.2 \text{ kN}$; $V_{\max} < 0.25 f_t b h_0 = 0.25 \times 11.9 \times 200 \times 365 = 217.18 \text{ kN}$, 截面满足要求。

$V > 0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.27 \times 200 \times 365 = 64.9 \text{ kN}$, 且 $V > f_t b h_0 = 92.7 \text{ kN}$, 则由

$V \leq 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$, 可求得

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{107200 - 64900}{1.25 \times 210 \times 360} = 0.441, \text{ 选中 } 6@120 \text{ 双肢箍。}$$

4) 关于纵向框架梁

在抗震设计中, 纵向框架梁截面高度亦不宜小于 $l_n/10$, 故其截面高度可选 $h = 700 \text{ mm}$, 截面宽度可选 $b = 250 \text{ mm}$ 。与内柱相交的纵向框架梁上竖向荷载与前述次梁相同, 而与边柱相交的纵向框架梁则应考虑纵墙传下载荷及板跨一半的荷载。纵向框架梁配筋设计尚应符合抗震设计要求。

2.2 竖向荷载作用下的框架内力计算

2.2.1 计算方法

在竖向荷载的作用下, 框架的侧移很小, 可以按无侧移框架进行框架内力计算。其中应用最广泛的方法是弯矩分配法。

弯矩分配法的作法有两种: 一种是在整体框架上进行, 按照结构力学的一般方法, 算出各节点的弯矩分配系数、计算各节点的不平衡弯矩, 然后进行分配、传递, 每节点一般分配 2~4 次; 在工程设计中, 可采用每节点只分配两次的二次分配法。这种方法对层数不多的框架应用

方便。另一种简化的弯矩分配法是分层法,此方法假定作用于某一层框架梁上的竖向荷载,只对该层梁和相邻柱产生较大内力,而对其它层的框架梁和隔层的框架柱都不产生内力。其计算步骤如下:

- ①画出框架计算简图,标明荷载、轴线尺寸、节点编号等;
- ②按规定计算梁、柱的线刚度及相对线刚度;
- ③除底层柱外,其他各层柱的线刚度(或相对线刚度)乘以折减系数 0.9;
- ④以梁划分计算单元(图 2.1),从顶层算起。计算每一计算单元节点处的弯矩分配系数、杆端弯矩,并从节点不平衡弯矩较大处的节点开始分配、传递(注意除底层柱外,其余柱的传递系数取为 $1/3$),每节点一般分配 2 次即可;

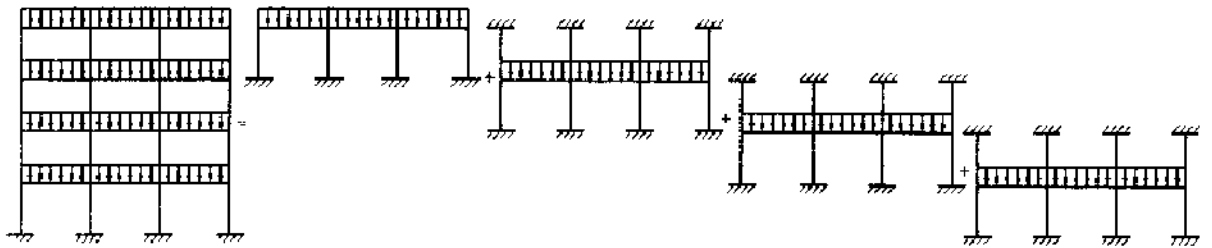


图 2.1 分层法的计算单元划分

⑤叠加柱的相邻单元杆端弯矩,得出最后弯矩,并绘制框架的弯矩图(如若节点弯矩不平衡值较大时,可在该节点重新分配一次,但不作传递);

⑥根据静力平衡条件求出框架的轴力和剪力,并绘制框架的轴力图 and 剪力图。

分层法对层数较多(≥ 5 层)应用较方便,因为中间若干标准层的计算单元是相同的。

(1) 恒荷载作用下的框架内力计算

作用于框架梁上的荷载可能是均布荷载(如预制板楼盖)、集中荷载(如现浇单向板肋形楼盖),或不同荷载形式的“混合”荷载。进行弯矩分配前,需要求出框架梁各杆端的弯矩值。当梁上作用均布荷载时,其杆端弯矩值为 $\pm ql^2/12$, q 为均布荷载。但当梁上作用的荷载不是均布荷载、具有多种不同形式的“混合”荷载作用时,其杆端弯矩是各种不同荷载产生的相应杆端弯矩的叠加。为了求出梁端弯矩,一种方法是直接利用有关公式算出每种荷载作用下的杆端弯矩,另一种办法则是将不同的荷载均化为等效均布荷载(所谓“等效”仅指梁固端弯矩相等)。当弯矩分配法进行完毕,求出各杆杆端最终弯矩之后,杆件在跨度内的弯矩值利用叠加原理,在杆端弯矩连线上叠加原荷载产生的简支梁弯矩。因此要提高设计速度,将原荷载简化可能更重要。常见荷载作用下的固端梁等效均布荷载见附录 2。

(2) 活荷载作用下的框架内力计算

1) 活荷载的最不利布置

根据活荷载的大小,其最不利布置可有如下几种方式。

① 满布荷载法

当荷载较小,其产生的内力小于恒荷载及水平作用下的框架内力时,可不考虑活荷载的最不利布置,而是将活荷载满布于各层各跨的框架上,称为满布荷载法。这种布置方法计算最简单。可用于活荷载标准值为 $2.0 \sim 3.5 \text{ kN/m}^2$ 的建筑结构(上述值涵盖绝大多数民用建筑),但求得的框架梁跨中弯矩偏小。作为修正,可将由满布活荷载计算出的框架梁跨中弯矩乘以系数 $1.1 \sim 1.2$ (活荷载标准值为 $2.0 \sim 2.5 \text{ kN/m}^2$ 时取 1.1 , $\geq 3.0 \text{ kN/m}^2$ 时取 1.2)。

②分跨满布法

当活荷载标准值较大时(如 $3.5 \sim 7.0 \text{ kN/m}^2$),可采用分跨满布法布置活荷载:即在同跨内的框架各层同时布置活荷载,则 n 跨的框架将有 n 种布置。这些布置经组合比较,就可得出框架各控制截面的活荷载最不利布置(对于框架梁,其最不利布置与连续梁相同)。这种布置法用于低层(≤ 4 层时)的工业厂房且采用整体框架二次分配法计算较为适用(图 2.2)。

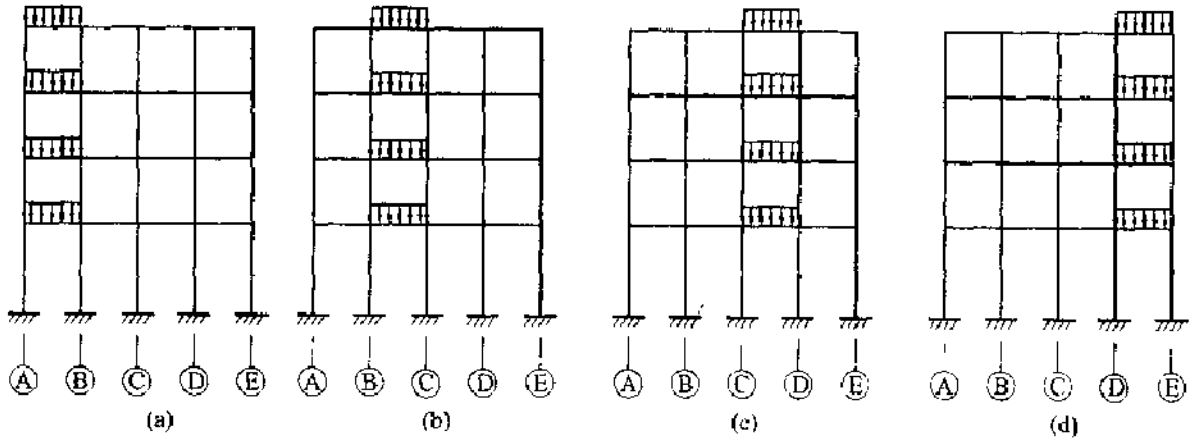


图 2.2 活荷载的分跨满布法

③逐层逐跨布置法

将活荷载逐层逐跨布置在框架上(如图 2.2 中的 4 层 4 跨框架,共有 16 种布置),分别计算框架内力,然后针对各控制截面进行组合叠加,得出控制截面的最不利内力。这种方法计算量大,主要用于计算机编程组合。

2) 活荷载的作用形式

通常与恒荷载的作用形式相同。

2.2.2 【实例】中的计算

在竖向荷载作用下(包括恒荷载、活荷载),框架一般是按所受荷载的范围(面积)承受内力的,因此应根据所受荷载的情况将框架分为不同的类型并编号。例如本结构的横向框架,按照本例结构平面布置,至少应分为 4 类,即①、③轴线,②、⑦轴线,③、⑥轴线及④、⑤轴线各为一类。它们分别承受相同的竖向荷载,框架编号可分别为 KJ1、KJ2、KJ3、KJ4。对于纵向框架,也有 4 种类型,编号分别为 KJ5、KJ6、KJ7、KJ8。以下用 KJ3 作为例子,说明相关计算步骤和方法。

(1) 梁柱相对线刚度值及杆件长度

① 框架柱的惯性矩

根据已选截面尺寸,内柱有 $I = bh^3/12 = 500^3/12 = 5.208 \times 10^8 \text{ mm}^4$

外柱有 $I = bh^3/12 = 500 \times 600^3/12 = 9.00 \times 10^8 \text{ mm}^4$

② 框架梁的惯性矩

矩形截面惯性矩 $I_c = bh^3/12 = 300 \times 800^3/12 = 1.28 \times 10^{10} \text{ mm}^4$

则对中框架 KJ3 取为 $I = 2I_c = 2.56 \times 10^{10} \text{ mm}^4$

③ 梁柱杆件长度及相对线刚度值

按照前述的取值原则,并假定 KJ3 的梁截面各层一样,柱截面沿高度也不作改变,并取框架

梁跨度 $l=8100\text{mm}$, 2~5 层柱高为 4200mm , 底层柱为 5500mm (按结构标高为 5470mm , 因差别不大, 在计算中取用建筑标高亦可)。计算简图轴线处的内力也是柱截面形心处的内力。则

$$\text{各层框架梁线刚度为: } \frac{EI}{l} = \frac{2.56 \times 10^{10} E}{8100} = 3.16 \times 10^6 E$$

$$\text{各层框架柱线刚度为: } 2\sim 5 \text{ 层 内柱 } I = EI/H = 5.208 \times 10^9 E / 4200 = 1.24 \times 10^6 E$$

$$\text{外柱 } I = EI/H = 9.00 \times 10^9 E / 4200 = 2.134 \times 10^6 E$$

$$\text{底层 内柱 } I = EI/H = 5.208 \times 10^9 E / 5500 = 0.947 \times 10^6 E$$

$$\text{外柱 } I = EI/H = 9.00 \times 10^9 E / 5500 = 1.636 \times 10^6 E$$

以各层框架梁线刚度相对值为 1, 则可算得各柱相对线刚度值, 一并标注于图 2.3 中。

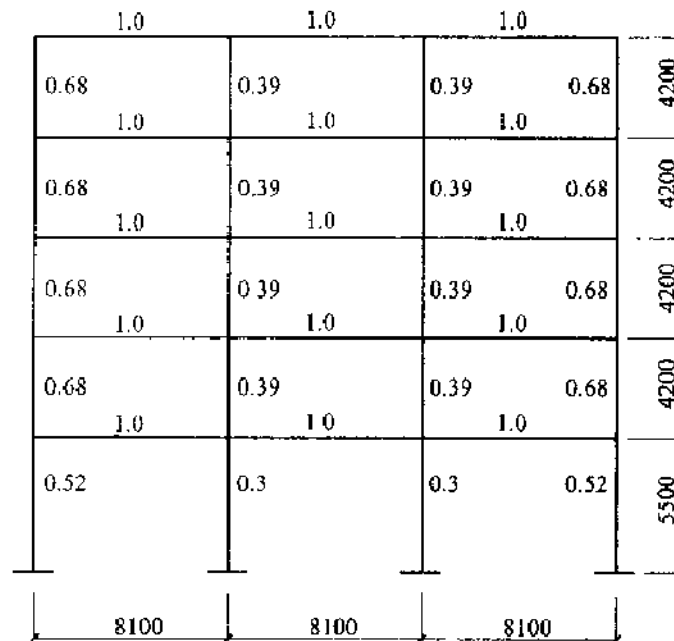


图 2.3 KJ3 各杆相对线刚度及相关尺寸

(2) 竖向荷载作用下的框架内力计算

1) 框架梁上的荷载作用情形

框架 KJ3 的楼面框架梁编号为 KL3, 屋面框架梁编号为 WKL3, 其承受的竖向荷载有: 井式梁传来的集中荷载 (也即井式梁的支座剪力); 与框架梁相邻的板面三角形荷载 (该部分荷载未计入井式梁, 见图 2.4); 框架梁自重, 为均布荷载。

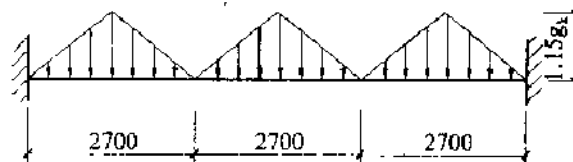


图 2.4 框架梁的三角形荷载

① 楼面梁 KL3

a. 井式梁传来集中荷载, 参照表 2.5 的系数值, 考虑两侧井式梁传来, 有

$$G_{kl} = 2 \times 0.88 \times 2.77 \times 2.3 \times 2.7 + 6.9 \times 0.15 \times 0.32 \times 25 = 38.55 \text{ kN}$$

$$Q_{kl} = 2 \times 0.88 \times 3.5 \times 2.3 \times 2.7 = 38.25 \text{ kN}$$

b. 板面三角形荷载,每一三角形宽为 2.7m,高为 $2.3/2=1.15\text{m}$,故三角形顶点处

$$g_{k2} = 2.77 \times 1.15 \times 2 = 6.37\text{kN/m}$$

$$q_{k2} = 3.5 \times 1.15 \times 2 = 8.05\text{kN/m}$$

c. 框架梁自重 $g_{k3} = 5.4\text{kN/m}$

②屋面梁 WKL3

$$G_{wk1} = 2 \times 0.88 \times 5.00 \times 2.3 \times 2.7 + 6.9 \times 0.15 \times 0.32 \times 25 = 62.93\text{kN}$$

$$Q_{wk1} = 2 \times 0.88 \times 2.0 \times 2.3 \times 2.7 = 21.86$$

$$g_{wk2} = 5.00 \times 1.15 \times 2 = 11.5\text{kN/m}$$

$$q_{wk2} = 2.0 \times 1.15 \times 2 = 4.6\text{kN/m}$$

2) 梁的固端弯矩

为了比较,以下采用两种方法求梁的固端弯矩。

①将梁上三角形荷载、自重全部变为集中荷载,则有

表 2.6

位置	恒荷载标准值 G_k (kN)	活荷载标准值 Q_k (kN)
楼面	$38.35 + 0.5 \times 2.7 \times 6.37 + 5.4 \times 2.7 = 61.73$	$38.25 + 0.5 \times 2.7 \times 8.05 = 49.12$
屋面	$62.93 + 0.5 \times 2.7 \times 11.5 + 5.4 \times 2.7 = 93.04$	$21.86 + 0.5 \times 2.7 \times 4.6 = 28.07$

由附录 2,可求得等效均布荷载及梁固端弯矩值:

$$\text{对楼面} \quad g_{ek} = \frac{8F}{3l} = \frac{8 \times 61.73}{3 \times 8.1} = 20.32\text{kN/m} \quad M_{gk} = 20.32 \times 8.1^2 / 12 = 111.10\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$q_{ek} = \frac{8F}{3l} = \frac{8 \times 49.12}{3 \times 8.1} = 16.17\text{kN} \cdot \text{m} \quad M_{qk} = 16.17 \times 8.1^2 / 12 = 88.41\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{对屋面} \quad g_{ek} = 30.63\text{kN/m} \quad M_{gk} = 167.47\text{kN} \cdot \text{m};$$

$$q_{ek} = 9.24\text{kN/m} \quad M_{qk} = 50.52\text{kN} \cdot \text{m}$$

②三项相加形式

这是一种将井式梁传来的集中荷载、部分板面传来的三角形荷载、梁自重分别简化为等效均布荷载,然后相加为总的等效均布荷载,以此再求梁固端弯矩的方法。

计算比较表明:先将各荷载化为其中的一种主要荷载作用形式(如本例方法①,简化为井式梁支座处的集中荷载),然后再求固端弯矩的方法较简单且误差不大。故在计算支承井式梁的框架内力时,框架梁上的三角形荷载和梁自重等都简化为作用在井式梁支承处的集中荷载,这样计算较为简便(图 2.5)。



图 2.5 框架梁上的竖向荷载作用形式简化

这种简化形式,亦与单向板肋形楼盖布置时的框架梁受力形式相同。

3) 恒荷载作用下的框架内力

①计算简图

本框架结构是对称结构,而恒荷载又是对称荷载,故可利用结构对称性、取半榀框架进行计算,中间跨成为一端固定、一端为定向支座的梁(图 2.6)。

对于这种一端固定、一端为定向支座的梁,在等效均布荷载 g_{ek} 的作用下,其固定端的弯矩为

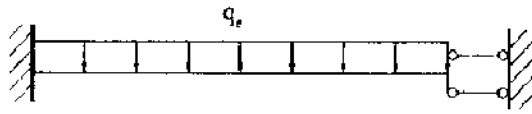


图 2.6 有定向支座的梁

$-g_k l^2/3$, 定向支座处的杆端弯矩则为 $-g_k l^2/6$, l 为该定向支座梁跨度 (如本例 $l=4.05\text{m}$); 而该杆的线刚度应取原来杆件线刚度的一半。

框架 KJ3 的计算简图见图 2.7, 并用编号 ① 表示, 以便于后面的组合。

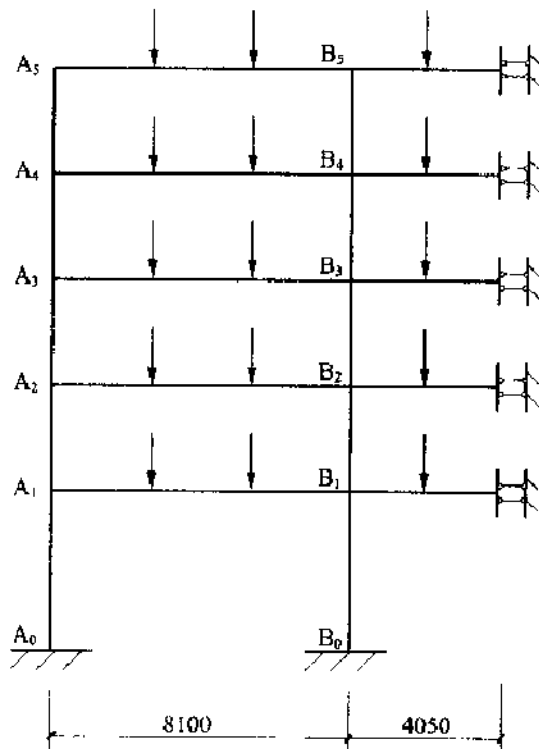


图 2.7 恒荷载作用下的计算简图①

② 分层法计算内力

为使读者掌握分层法的计算方法, 本例用分层法计算 ① 的内力。

a. 准备工作

对图 2.3 标明的各杆相对线刚度值, 除底层柱外, 其余层各柱线刚度乘以 0.9, 即

$$\text{边柱 } 0.68 \times 0.9 = 0.612 \quad \text{中柱 } 0.39 \times 0.9 = 0.351$$

b. 分层计算

以框架梁及上下相邻柱划分计算单元, 标出节点处的弯矩分配系数和梁的固端弯矩, 即可进行分配。计算从顶层开始。

① 顶层计算过程见图 2.8a, 计算结果见图 2.8b。

② 二、三、四层计算, 计算单元均相同, 这也是层数较多时用分层法的优点 (图 2.9)。

③ 底层计算过程见图 2.10a, 计算结果见图 2.10b。

③ 恒荷载作用下的框架内力图

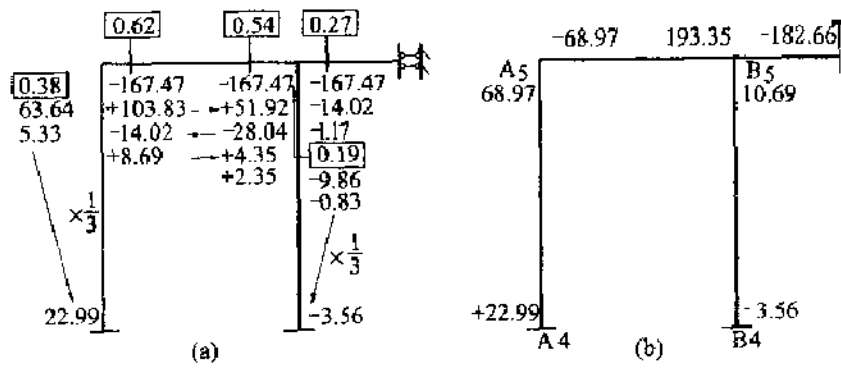


图 2.8 顶层计算单元
(a) 弯矩分配; (b) 计算结果

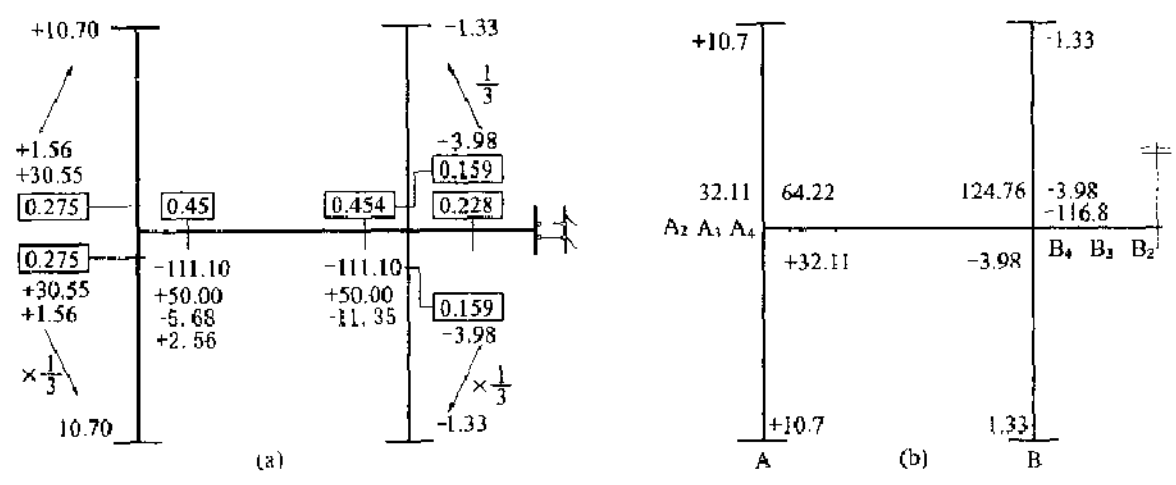


图 2.9 中间层计算单元
(a) 弯矩分配; (b) 计算结果

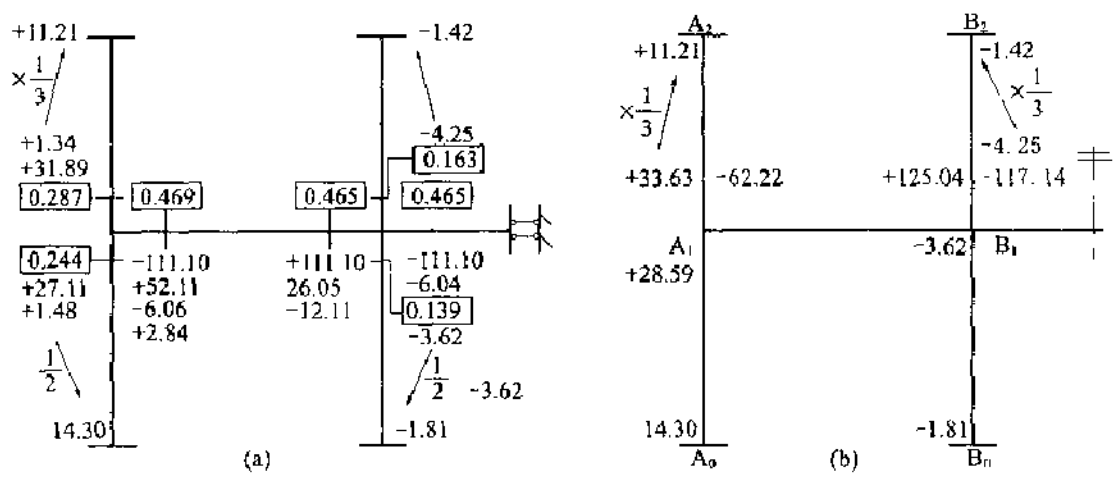


图 2.10 底层计算单元
(a) 弯矩分配; (b) 计算结果

分层法计算中的各计算单元的梁的杆端弯矩就是梁端的最后弯矩,而柱的杆端弯矩需要对同一杆端的两个计算单元叠加,这时可导致节点有新的不平衡弯矩产生,但一般都小,可以对节点再分配一次或不予理会。利用梁杆端弯矩和梁上作用的竖向荷载,可求出梁跨中弯矩。

而柱的弯矩图为斜直线(即柱杆端弯矩的连线)。

利用弯矩和剪力的关系可求出各杆剪力,根据平衡条件可求出柱轴力。图 2.11 表示了框架的弯矩图、剪力图和柱轴力图。

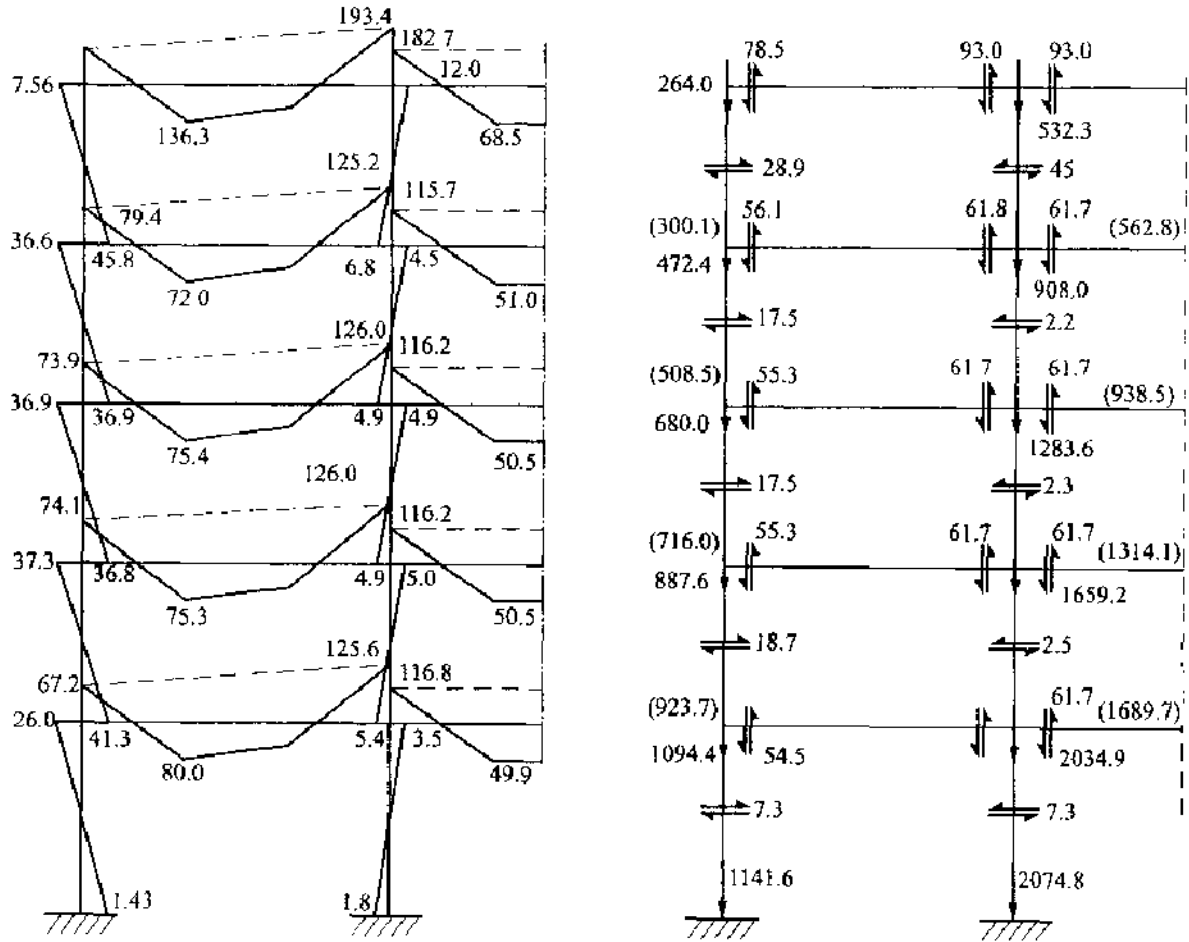


图 2.11 框架 KJ3 在恒荷载标准值作用下的内力图(编号①)

(a)弯矩图;(b)剪力图和轴力图

(注:括号内数字表示相应楼层的柱下端轴力)

其中柱的轴力包括柱自重(直接加到每层柱底)、纵向框架梁传下轴力和纵墙传至外柱轴力。计算如下:

a. 内柱 屋面层①井式梁传来 $2 \times 0.685 \times 5.00 \times 2.3 \times 2.7 \times 2 + 1.2 \times 8.1 \times 2 = 104.5$

②板面三角形荷载 $0.5 \times 2.7 \times 2.3 \times 5.00 \times 2 \times 3 + 11.5 \times 2.7 = 124.2$

③纵梁自重 $3.56 \times 6.9 = 24.6$

253.3kN

每楼层④井式梁传来 $2 \times 0.685 \times 2.77 \times 2.3 \times 2.7 \times 2 + 1.2 \times 8.1 \times 2 = 66.6$

⑤板面三角形荷载 $0.5 \times 2.7 \times 2.3 \times 2.77 \times 2 \times 3 + 6.37 \times 2.7 = 68.8$

⑥纵梁自重 $3.56 \times 6.9 = 24.6$

160kN

b. 外柱	屋面层	④井式梁传来	$0.5 \times 104.5 = 52.3$
		⑤板面三角形荷载	$0.5 \times 124.2 = 62.1$
		⑥纵梁自重	$3.56 \times 6.9 = 24.6$
			139.0kN

每楼层	④井式梁传来	$0.5 \times 66.6 = 33.3$	
	⑤板面三角形荷载	$0.5 \times 68.8 = 34.4$	
	⑥纵梁自重	$3.56 \times 6.9 = 24.6$	
	⑦外维护构件	$6.9 \times 3.81 = 26.3$	
			85.3kN

4) 活荷载作用下的框架内力

本例采用满跨布置方式,并利用分层法计算内力,故可利用恒荷载作用下的计算结果(线弹性理论),其框架内力图见图 2.12,梁跨中弯矩尚未乘系数 1.2,组合编号为②。

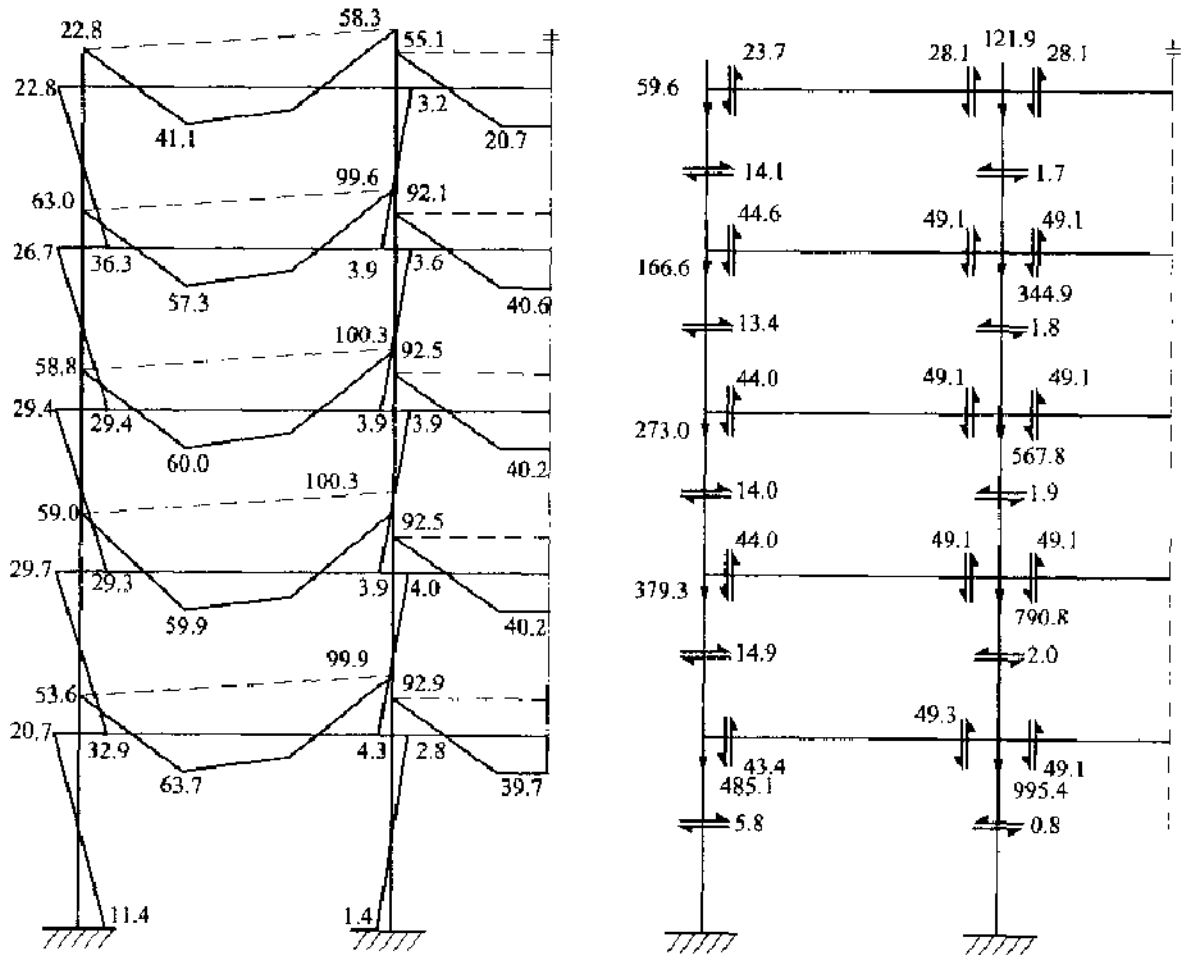


图 2.12 活荷载作用下的框架内力(编号②)

2.3 风荷载作用下的框架内力计算

2.3.1 计算方法和步骤

风荷载作用下的框架内力计算一般采用D值法。其计算的主要步骤是：①根据梁柱相对线刚度计算节点转动影响系数(见附录中附表3)；②计算各柱修正后的侧移刚度 D_j (其中 j 表示层号， i 表示该层的柱号)；③求标准反弯点高度比 γ_0 、及修正系数 γ_1 、 γ_2 、 γ_3 (利用附录中附表4~7)；④求出柱的反弯点高度(从柱下端算起) y ， $y = (\gamma_0 + \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3)h$ ， h 为计算简图中的柱高；⑤求各层各柱剪力；⑥根据柱剪力和反弯点位置画柱的弯矩图；⑦根据节点内力平衡条件求梁端弯矩(其值与梁的线刚度成正比)；⑧根据平衡条件，由弯矩图作剪力图和轴力图。

计算可列表、由顶层开始自上而下进行。注意在求标准反弯点高度比 γ_0 时，应采用均布荷载表格，在求修正系数 γ_1 、 γ_2 、 γ_3 时，应注意正负号：当反弯点向上移动时取正号、向下移动时取负号。判断移动方向的原则是：反弯点向刚度小的方向移动(如向楼层线刚度小的方向移动，向层高较大的方向移动等)。

2.3.2 【实例】中的计算

根据图2.3提供的框架尺寸、线刚度及图1.13的水平风荷载标准值，采用D值法计算风荷载作用下的内力。

(1) 框架柱的剪力

由梁柱相对线刚度 \bar{k} 求出节点转动影响系数 α_c (附录3)，再求各柱的侧移刚度 D_j (j 表示第 j 层 i 柱)， j 层各柱总剪力按该层各柱的侧移刚度比例分配，计算列表进行(表2.7)。

框架柱剪力标准值计算

表 2.7

层数 ($\sum F$)	柱号	$\bar{k} = \frac{i_b}{2i_c}$	$\alpha_c = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$	$D_i = \alpha_c i_c$	$V_i = \frac{D_i \sum F}{\sum D_i}$ (kN)
5 ($\sum F = 8.2 \text{ kN}$)	A ₅	1.471	0.424	0.288	2.1
	B ₅	5.128	0.719	0.281	2.0
4 (22.6 kN)	A ₄	1.471	0.424	0.288	5.7
	B ₄	5.128	0.719	0.281	5.6
3 (35.8 kN)	A ₃	1.471	0.424	0.288	9.1
	B ₃	5.128	0.719	0.281	8.8
2 (47.3 kN)	A ₂	1.471	0.424	0.288	12.0
	B ₂	5.128	0.719	0.281	11.7
1 (60.1 kN)	A ₁	1.923	0.618	0.321	17.0
	B ₁	6.667	0.827	0.248	13.1

注：1层 $\bar{k} = \sum i_b / i_c, \alpha_c = (0.5 + \bar{k}) / (2 + \bar{k})$ 。

(2) 框架柱的反弯点高度计算

计算过程列表进行(表2.8)。

框架柱反弯点高度计算

表 2.8

层数	第五层 (m=5, n=5, h=4.2m)								
柱号	\bar{k}	γ_0	α_1	γ_1	α_2	γ_2	α_3	γ_3	y(m)
A ₅	1.471	0.37	1.0	0	--	-	1.0	0	1.55
B ₅	5.128	0.50	1.0	0	--	-	1.0	0	2.10
第四层 (m=5, n=4, h=4.2m)									
A ₄	1.471	0.42	1.0	0	1.0	0	1.0	0	1.76
B ₄	5.128	0.50	1.0	0	1.0	0	1.0	0	2.10
第三层 (m=5, n=3, h=4.2m)									
A ₃	1.471	0.47	1.0	0	1.0	0	1.0	0	2.10
B ₃	5.128	0.50	1.0	0	1.0	0	1.0	0	2.10
第二层 (m=5, n=2, h=4.2m)									
A ₂	1.471	0.50	1.0	0	1.0	0	1.3	0	2.10
B ₂	5.128	0.50	1.0	0	1.0	0	1.3	0	2.10
第一层 (m=5, n=1, h=5.5m)									
A ₁	1.923	0.55	--	--	0.80	0	--	--	3.03
B ₁	6.667	0.55	--	--	0.80	0	--	--	3.03

(3) 风荷载作用下的框架内力

在求出各柱剪力 V_i 和该柱反弯点高度 y_i 值后, 则该柱下端弯矩 $M_i = V_i y_i$, 上端弯矩为 $V_i(h - y_i)$; 进而利用节点平衡求出框架梁端弯矩, 画出左风作用下的框架内力图, 见图 2.13, 编号为③; 利用对称和反对称概念, 右风作用下的框架内力编号为④。

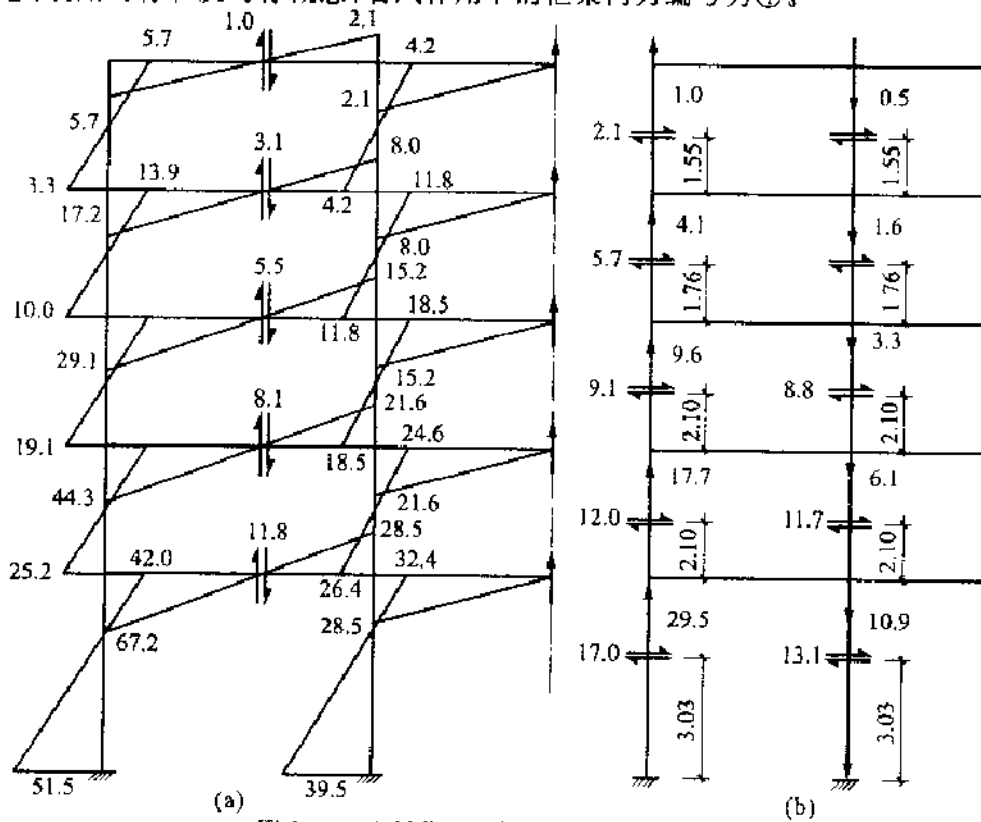


图 2.13 左风作用下的框架内力图(编号③)

(注: 右风作用下的内力图与本图相反, 编号为④)

(a) 弯矩图及梁剪力图; (b) 柱剪力图和轴力图

2.4 框架的荷载效应组合(非抗震组合时)

2.4.1 组合公式

对于承载能力极限状态,按荷载效应的基本组合进行设计。基本组合是永久作用和可变作用的组合。根据《建筑结构荷载规范》GB5009-2001的规定,对于一般排架、框架结构,基本组合可采用简化规则,并按下列组合值中取最不利值确定(见第一分册)。

(1)由可变荷载效应控制的组合

当用“恒”表示永久荷载标准值产生的内力、用“活”表示竖向可变荷载标准值产生的内力、用“风”表示风荷载标准值产生的内力时,可写出如下组合式:

$$\textcircled{1} \gamma_G \text{恒} + \gamma_Q \text{活}$$

$$\textcircled{2} \gamma_G \text{恒} + \gamma_Q \text{风}$$

$$\textcircled{3} \gamma_G \text{恒} + 0.9(\gamma_Q \text{活} + \gamma_Q \text{风})$$

其中, γ_G 一般取1.2,当对结构有利时取1.0; γ_Q 一般取1.4;对于一般多层框架结构,第2项往往不起控制作用。

(2)由永久荷载效应控制的组合

根据组合公式,可表示为: $1.35 \text{恒} + 1.4\psi_c \text{活}$,其中 ψ_c 为荷载组合值系数,除书库、档案库、贮藏室、电梯机房等为0.9外,其余民用建筑为0.7。这种组合对低层框架(如1~3层)或屋面梁板可能起控制作用,对一般框架往往不起控制作用。

2.4.2 控制截面的内力组合值

(1)框架梁

框架梁的控制截面是梁的跨中和梁端支座边缘处,跨中截面的内力组合值为 $+M$ (同时注意可能出现的一 M),梁端截面的内力组合值为 $-M$ (同时注意可能出现的 $+M$)和 V 。

(2)框架柱

对于某一层框架柱,其控制截面为该柱的上端和下端。由于框架柱是偏心受压构件, M 和 N 的不同组合会导致受压承载力的变化,因此对于采用对称配筋截面的框架柱,应分别考虑如下三种内力组合,即: $|\pm M|_{\max}$ 和相应的 N 、 V ; N_{\min} 和相应的 M 、 V ; N_{\max} 和相应的 M 、 V 。

在实际设计中,对多层框架结构的同一轴线各层柱,其截面尺寸往往是自下而上全相同(层数不多时)或分段相同,因此在进行框架柱的内力组合时,可以分段考虑内力组合的取舍。例如,框架内柱往往是小偏心受压, N 越大且 M 也大时配筋越多,该控制截面应是最底层截面(基础顶面处或分段的最下处位置);而框架外柱往往是大偏心受压, M 越大或 N 越小都会导致配筋加大,故其控制截面一般是分段的最下层(M 大)或最上层(N 小)。这样就可排除很多不必要的计算。

2.4.3 【实例】中的荷载效应组合

(1) 框架梁的内力组合表

进行荷载效应组合时,可分层列表进行。当结构对称时,利用结构的对称性可减少一半计算量。以下是【实例】中框架的内力组合表(表 2.9~2.13)。

KJ3 的屋面框架梁 WKL3 内力组合表(5 层)

表 2.9

杆件号		AB					BC		
截面位置		A		跨中	B左		B右		跨中
内力种类		M	V	M	M	V	M	V	M
荷载分类	恒①	-75.6	78.5	136.3	-193.4	93.0	-182.7	93.0	68.5
	活②	-22.8	23.7	49.2	-58.3	28.1	-55.1	28.1	24.8
	风③	5.7	-1.0	—	-2.1	1.0	+2.1	-0.5	—
	风④	-5.7	1.0	—	+2.1	-1.0	-2.1	0.5	—
内力组合	1.2①+1.4②	-122.6	127.4	232.4	-313.7	150.9	-296.4	151.3	116.9
	1.2①+1.4③(或④)	—	—	—	—	—	—	—	—
	1.35①+0.98②	-124.4	129.2	232.2	-318.2	153.4	-300.6	153.1	116.8
	1.2①+1.26(②+③或④)	-126.2	125.3	—	-308.2	148.4	-291.3	147.6	—

- 注:1.表中系数 0.98 由 1.4×0.7 得出,1.26 由 0.9×1.4 得出;风荷载产生跨中弯矩很小,略去以“—”计;
 2.表中单位:M—kN·m, V—kN;
 3.活②的跨中弯矩已乘系数 1.2;
 4.不起控制作用的组合,能直接看出时未计算而以“—”表示。

KJ3 的楼面框架梁 KL3 内力组合表(4 层)

表 2.10

杆件号		AB					BC		
截面位置		A		跨中	B左		B右		跨中
内力种类		M	V	M	M	V	M	V	M
荷载分类	恒①	-79.4	56.1	72.0	-125.2	61.8	-115.7	61.7	51.0
	活②	-63.0	44.6	68.8	-99.6	49.1	-92.1	49.1	48.7
	风③	+17.2	-3.1	—	-8.0	3.1	+8.0	-2.0	—
	风④	-17.2	+3.1	—	8.0	3.1	-8.0	+2.0	—
内力组合	1.2①+1.4②	-183.5	129.8	128.7	-289.7	142.9	-267.8	142.9	129.4
	1.2①+1.4③(或④)	—	—	—	—	—	—	—	—
	1.35①+0.98②	-168.9	119.4	164.6	-266.6	131.5	-246.5	131.4	116.6
	1.2①+1.26(②+③或④)	-196.3	127.4	—	-285.8	139.9	-265.0	138.4	—

注:同表 2.9。

KJ3 的楼面框架梁 KL3 内力组合表 (3 层)

表 2.11

杆件号		AB					BC		
截面位置		A		跨中	B 左		B 右		跨中
内力种类		M	V	M	M	V	M	V	M
荷载分类	恒①	-73.9	55.3	75.4	-126.0	61.7	-116.2	61.7	50.5
	活②	-58.8	44.0	72.0	-100.3	49.1	-92.5	49.1	48.2
	风③	+29.1	-5.5	-	-15.2	5.5	15.2	-3.8	-
	风④	-29.1	5.5	-	+15.2	-5.5	-15.2	3.8	-
内力组合	1.2①+1.4②	-171.0	128.0	191.3	-291.6	142.8	-268.9	142.8	128.1
	1.2①+1.4③(或④)	-	-	-	-	-	-	-	-
	1.35①+0.98②	-157.4	117.8	172.4	-268.4	131.4	-247.5	131.4	115.4
	1.2①+1.26(②+③或④)	-199.4	128.7	-	-296.7	142.8	-275.1	140.7	-

注:同表 2.9。

KJ3 的楼面框架梁 KL3 内力组合表 (2 层)

表 2.12

杆件号		AB					BC		
截面位置		A		跨中	B 左		B 右		跨中
内力种类		M	V	M	M	V	M	V	M
荷载分类	恒①	-74.1	55.3	75.3	-126.0	61.7	-116.2	61.7	50.5
	活②	-59.0	44.0	71.9	-100.3	49.1	-92.5	49.1	48.2
	风③	+44.3	-8.1	-	-21.6	-3.1	21.6	-5.3	-
	风④	-44.3	8.1	-	+21.6	3.1	-21.6	5.3	-
内力组合	1.2①+1.4②	-171.5	128.0	191.0	291.6	142.8	-268.9	142.8	128.1
	1.2①+1.4③(或④)	-	-	-	-	-	-	-	-
	1.35①+0.98②	-157.9	117.8	172.1	-268.4	131.4	-247.5	131.4	115.1
	1.2①+1.26(②+③或④)	-219.1	132.0	-	-304.8	139.8	-283.2	142.6	-

注:同表 2.9。

KJ3 的楼面框架梁 KL3 内力组合表 (1 层)

表 2.13

杆件号		AB					BC		
截面位置		A		跨中	B 左		B 右		跨中
内力种类		M	V	M	M	V	M	V	M
荷载分类	恒①	-67.2	54.5	80.0	-125.6	61.8	-116.8	61.7	49.9
	活②	-53.6	43.4	76.4	-99.9	49.3	-92.9	49.1	47.6
	风③	+67.2	11.8	-	-28.5	-11.8	+28.5	-7.0	-
	风④	-67.2	+11.8	-	+28.5	+11.8	-28.5	+7.0	-
内力组合	1.2①+1.4②	-155.7	126.2	203.0	290.6	143.2	-270.2	142.8	126.5
	1.2①+1.4③(或④)	-174.7	-	-	-	-	-	-	-
	1.35①+0.98②	-143.2	116.1	182.9	-267.5	131.7	-248.7	131.4	114.0
	1.2①+1.26(②+③或④)	-232.8	135.0	-	-312.5	151.1	-293.1	141.7	-

注:同表 2.9。

对框架梁的内力组合表明：①多层框架结构由于房屋高度较小，风荷载产生的内力不大，故在框架梁的内力组合中，1.2恒+1.4风不起控制作用；②框架梁的跨中弯矩由1.2恒+1.4活决定；③屋面自重较大而活荷载相对较小（尤其是非上人屋面），屋面框架梁的内力可由“恒荷载控制的组合”确定，此时 $\gamma_G=1.35$ ；④框架梁的梁端弯矩和剪力，尤其是边节点处的弯矩和剪力，往往由“1.2恒+0.9×1.4(活+风)”确定。掌握以上规律，可将内力组合表简化并可预估控制截面的内力设计值。

(2) 框架柱的内力组合表(表 2.14~2.18)

框架柱的内力组合表(5层)

表 2.14

杆件		A柱(外柱)					B柱(内柱)					
截面位置		上端		下端		层间	上端		下端		层间	
内力种类		M	N	M	N	V	M	N	M	N	V	
荷载分类	恒①	75.6	264	45.8	300	28.9	-12.0	532	-6.3	563	4.5	
	活②	22.8	60	36.3	60	14.1	-3.2	122	-3.9	122	1.7	
	风③	-5.7	-1.0	-3.3	-1.0	2.1	-4.2	-0.5	-4.2	-0.5	2.0	
	风④	5.7	1.0	3.3	1.0	-2.1	4.2	0.5	4.2	0.5	-2.0	
组合值	1.2①+1.4②	$ M _{max}$	122.6	401	-	-	54.4	18.9	809	-	-	7.8
		N_{max}	-	-	105.8	414	54.4	-	-	13.6	846	7.8
		N_{min}	-	-	-	-	54.4	18.9	809	-	-	7.8
	1.2①+1.4③(或④)	$ M _{max}$	98.7	318	-	-	37.6	20.3	639	-	-	16.3
		N_{max}	-	-	59.6	361	37.6	-	-	13.2	676	8.2
		N_{min}	82.7	314	-	-	37.6	20.3	638	-	-	8.2
	1.35①+0.98②	$ M _{max}$	124.4	415	-	13.8	-	19.3	838	-	-	7.7
		N_{max}	-	-	97.4	464	52.8	-	-	13.0	880	7.7
		N_{min}	-	-	-	13.8	-	19.3	838	-	-	7.7
	1.2①+1.26(②+③或④)	$ M _{max}$	126.6	394	-	-	49.8	23.7	791	-	-	10.1
		N_{max}	-	-	96.5	434	55.1	-	-	16.4	830	9.7
		N_{min}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

注:1. 外柱 $N_b=1707\text{kN}$, 内柱 $N_b=1399\text{kN}$;

2. 表格上、下栏对应数据相同时, 下栏以“-”计; 不起控制作用时, 亦以“-”计。

框架柱的内力组合表(4层)

表 2.15

杆件		A柱(外柱)					B柱(内柱)				
截面位置		上端		下端		层间	上端		下端		层间
内力种类		M	N	M	N	V	M	N	M	N	V
荷载分类	恒①	33.6	172	36.9	509	16.8	4.5	908	-4.9	939	2.2
	活②	26.7	167	29.4	16.7	13.4	-3.6	345	-3.9	345	1.8
	风③	-13.9	-4	-1.0	-4	5.7	-11.8	-1.6	-11.8	-1.6	5.6
	风④	13.9	4	1.0	4	-5.7	11.8	1.6	11.8	1.6	-5.6

续表 2.15

杆 件		A 柱(外柱)					B 柱(内柱)					
截 面 位 置		上端		下端		层间	上端		下端		层间	
内 力 种 类		M	N	M	N	V	M	N	M	N	V	
组 合 值	1. 2①+1. 4②	$ M _{max}$		85.4	845	38.9	-	-	11.3	1610	5.2	
		N_{max}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		N_{min}	77.7	809	-	-	38.9	10.4	1573	-	-	5.2
	1. 2①+1. 4③(或④)	$ M _{max}$	59.8	572	-	-	28.1			22.4	1129	10.5
		N_{max}	-	-	59.4	616	12.2	-	-	-	-	-
		N_{min}	-	-	-	-	-	21.9	1087	-	-	10.5
	1. 35①+0. 98②	$ M _{max}$	-	-	78.6	851	35.8			10.4	1606	4.7
		N_{max}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		N_{min}	71.5	801	-	-	35.8	9.6	1564	-	-	4.7
	1. 2①+1. 26②+③或④)	$ M _{max}$	-	-	93.9	826	29.9	-	-	25.7	1559	12.0
		N_{max}	-	-	-	-	-	-	-	5.1	1564	2.1
		N_{min}	91.5	782	-	-	29.9	24.8	1522	-	-	12.0

框架柱的内力组合表(3层)

表 2.16

杆 件		A 柱(外柱)					B 柱(内柱)					
截 面 位 置		上端		下端		层间	上端		下端		层间	
内 力 种 类		M	N	M	N	V	M	N	M	N	V	
荷 载 分 类	恒①	36.9	680	36.8	716	17.5	-4.9	1284	-4.9	1314	2.3	
	活②	29.4	273	29.3	273	14.0	-3.9	568	-3.9	568	1.9	
	风③	-19.1	-9.6	-19.1	-9.6	9.1	-18.5	3.3	-18.5	-3.3	8.8	
	风④	19.1	9.6	19.1	9.6	-9.1	18.5	-3.3	18.5	3.3	-8.8	
组 合 值	1. 2①+1. 4②	$ M _{max}$	85.4	1198	-	-	40.6	11.3	2336	-	-	5.4
		N_{max}	-	-	85.2	1241	40.6	-	-	11.3	2372	5.4
		N_{min}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1. 2①+1. 4③(或④)	$ M _{max}$	71.0	829	-	-	8.3	31.8	1545	-	-	15.1
		N_{max}	-	-	70.9	873	8.3	-	-	31.8	1581	15.1
		N_{min}	-	-	-	-	-	31.8	1545	-	-	9.6
	1. 35①+0. 98②	$ M _{max}$	78.6	1186	-	-	37.3	10.4	2290	-	-	5.0
		N_{max}	-	-	78.4	1234	37.3	-	-	10.4	2331	5.0
		N_{min}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1. 2①+1. 26②+③或④)	$ M _{max}$	105.4	1172	-	-	27.2	34.1	2261	-	-	16.2
		N_{max}	-	-	195.1	1215	27.2	-	-	34.1	2297	16.2
		N_{min}	57.3	1148	-	-	39.8	12.5	2252	-	-	5.9

框架柱的内力组合表(2层)

表 2.17

杆 件		A 柱(外柱)					B 柱(内柱)					
截 面 位 置		上端		下端		层间	上端		下端		层间	
内 力 种 类		M	N	M	N	V	M	N	M	N	V	
荷 载 分 类	恒①	37.3	888	41.3	924	18.7	-5.0	1659	-5.4	1690	2.5	
	活②	29.7	379	32.9	379	14.9	-4.0	791	4.3	791	2.0	
	风③	-25.2	-17.7	-25.2	-17.7	12.0	-24.6	6.1	-24.6	6.1	6.1	
	风④	25.2	17.7	25.2	17.7	-12.0	24.6	-6.1	24.6	-6.1	-6.1	
组 合 值	1.2①+1.4②	M _{max}	-	-	95.6	1639	43.3	-	-	12.5	3135	5.8
		N _{max}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		N _{min}	86.3	1596	-	-	43.3	11.6	3098	-	-	5.8
	1.2①+1.4③(或④)	M _{max}	-	-	84.8	1134	5.6	-	-	40.9	2.19	11.5
		N _{max}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		N _{min}	9.5	1041	-	-	39.2	28.1	1982	-	-	5.5
	1.35①+0.98②	M _{max}	-	-	88.0	1619	39.8	-	-	11.5	3057	5.3
		N _{max}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		N _{min}	79.5	1570	-	-	39.8	10.7	3015	-	-	5.3
	1.2①+1.26(②+③或④)	M _{max}	-	-	122.8	1609	26.1	-	-	42.9	3032	13.2
		N _{max}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		N _{min}	50.4	1521	-	-	56.3	20.2	2980	-	-	2.2

框架柱的内力组合表(1层)

表 2.18

杆 件		A 柱(外柱)					B 柱(内柱)					
截 面 位 置		上端		下端		层间	上端		下端		层间	
内 力 种 类		M	N	M	N	V	M	N	M	N	V	
荷 载 分 类	恒①	26.0	1094	14.3	1141	7.3	-3.5	2035	-1.8	2075	1.3	
	活②	20.7	485	11.4	485	5.8	-2.8	995	-1.4	995	0.8	
	风③	-42	-30	-51.5	-30	17	-32.4	11	-39.7	11	13.1	
	风④	42	30	51.5	30	-17	32.4	-11	39.7	-11	-13.1	
组 合 值	1.2①+1.4②	M _{max}	60.2	2006	-	-	16.9	8.1	3835	-	-	2.7
		N _{max}	-	-	33.1	2048	16.9	-	-	4.1	3883	2.7
		N _{min}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1.2①+1.4③(或④)	M _{max}	90.9	1355	-	-	15.0	-	-	57.7	2505	19.9
		N _{max}	-	-	89.3	1411	15.0	-	-	-	-	-
		N _{min}	27.6	1271	-	-	32.6	3.4	2427	-	-	16.8
	1.35①+0.98②	M _{max}	55.4	1962	-	-	15.5	7.5	3722	-	-	2.5
		N _{max}	-	-	30.5	2016	15.5	-	-	3.8	3776	2.5
		N _{min}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1.2①+1.26(②+③或④)	M _{max}	110.2	1962	-	-	5.4	-	-	53.9	3758	19.1
		N _{max}	-	-	96.4	2018	5.4	-	-	-	-	-
		N _{min}	4.4	1886	-	-	37.5	33.1	3682	-	-	13.9

2.5 水平地震作用下的框架计算

2.5.1 计算原则

我国《建筑抗震设计规范》GB50011-2001(以下简称抗震规范)规定:抗震设防烈度为6度及6度以上地区,应进行抗震设计。

根据建筑使用功能的重要性,建筑分为甲类、乙类、丙类、丁类四个抗震设防类别,对地震作用计算和抗震构造措施有不同要求。

现浇多层和高层钢筋混凝土房屋,应根据结构类型、房屋高度和设防烈度采用不同的抗震等级。对丙类建筑的现浇框架结构,其抗震等级要求见表2.19。对于甲、乙、丁类建筑,应根据不同的抗震设防标准,调整相应抗震等级。

丙类建筑现浇框架结构的抗震等级

表 2.19

烈 度	6 度		7 度		8 度		9 度
	≤30	>30	≤30	>30	≤30	>30	≤25
房屋高度(m)							
一般框架	四	三	三	二	二	—	—
大跨度建筑		三		二		—	—

注:1. 房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度(不包括局部突出屋顶部分);

2. 接近或等于高度分界时,应允许结合房屋不规则程度及场地地基条件确定等级。

抗震规范规定:一般情况下,允许在建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算,各方向的水平地震作用由该方向抗侧力构件承担;质量和刚度分布明显不对称的结构,应计入双向水平地震作用下的扭转影响(其他情况,允许采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响);对8、9度时的大跨度和长悬臂结构及9度时的高层建筑,应计算竖向地震作用;6度时的建筑(建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑除外),可不进行截面抗震验算,但应符合有关抗震措施要求;对7度和7度以上的建筑结构,以及6度时建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑,应进行多遇地震作用下的截面抗震验算。此外,尚应按规定进行相应变形验算。

为土木工程专业毕业班学生选择的设计课题,一般是规则结构,可不考虑扭转的影响,而且只需进行水平地震作用的计算。对于高度不超过40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构,可采用底部剪力法进行抗震计算。

2.5.2 水平地震作用的计算

采用底部剪力法进行框架结构的水平地震作用计算时,要确定如下计算参数。

- (1) 框架的抗震等级
- (2) 场地特征周期值 T_g
- (3) 重力荷载代表值

重力荷载代表值包括全部恒荷载标准值和部分活荷载标准值。在进行水平地震作用计算时,将其集中在相应楼盖和屋盖处。从概念上讲,该值应按整个房屋计算,再将算出的水平地震作用分配给各框架。作为简化,可取一榀中间框架为代表进行计算。

(4)结构自振周期 T_1

框架结构的自振周期 T_1 可采用能量法、顶点位移法计算确定,也可采用经验公式确定。常用的经验公式见附录 8。

(5)地震影响系数 α

根据场地特征周期值 T_g 和结构自振周期 T_1 ,由地震影响曲线求出地震影响系数 α 。

(6)进行水平地震作用标准值计算。

2.5.3 水平地震作用下的框架内力计算

仍采用 D 值法进行计算。与风荷载计算不同的是:在求标准反弯点高度比时,应利用倒三角形荷载表格(见附录中附表 5)。

2.5.4 重力荷载代表值产生的框架内力

计算重力荷载代表值产生的框架内力时,有两种方法,可择其一。一种方法是利用已有的计算结果,取用恒荷载标准值产生的内力与 0.5 倍活荷载标准值(不考虑最不利布置)产生的内力之和。这种方法有一定近似性,因为屋面活荷载(雪荷载除外)不应计入重力荷载代表值;但计算方便且偏于保守。另一种方法是将计算 S_{Ehk} 时的重力荷载代表值直接“转化”为恒荷载作用形式,利用已有的荷载标准值产生的内力结果换算得出。

2.5.5 地震作用效应和其他荷载效应的基本组合

按照抗震规范规定,对于多层框架结构,这种基本组合可表示为:

$$S_E = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{EH} S_{Ehk} \quad (2.3)$$

式中 γ_G —重力荷载分项系数,一般情况采用 1.2,当重力荷载效应对构件承载能力有利时,不应大于 1.0;

γ_{EH} —水平地震作用分项系数,取 1.3;

S_{GE} —重力荷载代表值的效应,有吊车时,尚应包括悬吊物重力标准值的效应;

S_{Ehk} —水平地震作用标准值的效应,尚应乘以相应的增大系数或调整系数。

2.5.6 【实例】中的地震作用计算和地震组合

(1)水平地震作用标准值的计算

①框架的抗震等级

由设计要求,抗震设防烈度为 7 度,房屋高度未超过 30m,丙类建筑,由表 2.7 可知,该框架的抗震等级为三级。

②场地和特征周期值

根据工程地质报告和土的类型划分,该场地的等效剪切波速在 140~250m/s 之间、覆盖层厚度未超过 50m,可判定为 II 类场地。由设计地震分组为一组,可查得特征周期值 $T_g = 0.35s$ 。

③重力荷载代表值

取中间计算单元 6.9m 宽度范围的重力荷载代表值,列表计算如下(表 2.20)。

重力荷载代表值的计算

表 2.20

位 置	5 层	4 层	3 层	2 层	1 层
G_k (kN)	1281.4 (1121.2)	960.2 (863.3)	960.2 (863.3)	960.2 (863.3)	1001.6 (900.5)
ψQ_k (kN)	21.0 (18.3)	293.4 (256.7)	293.4 (256.7)	293.4 (256.7)	293.4 (256.7)
G_E (kN)	1302.4 (1139.5)	1253.6 (1120)	1253.6 (1120)	1253.6 (1120)	1295.9 (1157.2)

注:括号内数字为考虑整个框架的重力荷载代表值进行的计算,其值大体是中部单榀框架计算时的 90%;故实际计算时,可仅取中间一榀框架进行,计算较为简便。

④ 结构自振周期 T_1

T_1 可采用经验公式(参见附录 8)或用能量法、顶点位移法等方法计算确定。不同方法的结果会有一定差别,但都可满足工程设计要求,可取其中任一方法即可。

a. 利用经验公式

如对框架结构,采用 $T_1 = 0.085n$, n 为层数,则本框架结构,有 $T_1 = 0.085 \times 5 = 0.43s$ 。

b. 采用能量法的计算公式

$$T_1 = 2 \sqrt{\frac{\sum G_i X_i^2}{\sum G_i X_i}} \quad (2.4)$$

式中 G_i —第 i 层重力荷载代表值;

X_i —以重力荷载代表值水平作用于框架上时,第 i 层的假想水平位移(单位为 m), $X_i = V_i / \sum D_{ij}$ 。

显然可利用风荷载计算的结果计算 X_i (表 2.7),用能量法公式求 T_1 的数据见表 2.21。

用能量法公式求 T_1 的数据

表 2.21

位 置	G_i (kN)	层间剪力 V_i (kN)	$\sum D_{ij}$ (kN/m)	X_i (m)	$G_i X_i$	$G_i X_i^2$
5 层	1302	1302	68498	0.0190	24.74	0.470
4 层	1254	2556	68498	0.0373	46.77	1.745
3 层	1254	3810	68498	0.0556	69.72	3.877
2 层	1254	5064	68498	0.0739	92.67	6.848
1 层	1296	6360	39943	0.1592	206.32	32.847

则可算得 $T_1 = 0.645s$ 。

⑤ 求地震影响系数 α

由 $T_g = 0.35s$, 取 $T_1 = 0.645s$, 则由地震影响曲线, 有

$$\alpha = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left(\frac{0.35}{0.645}\right)^{0.9} \times 0.08 = 0.05$$

⑥ 计算水平地震作用标准值

利用底部剪力法公式:

因为 $T_1 > 1.4T_g = 0.49s$, 且 $T_g = 0.35s$, 故 $\delta_n = 0.08T_1 + 0.07 = 0.114$, 则由

$$\begin{cases} F_i = \frac{G_i H_i}{\sum G_j H_j} F_{Ek}(1 - \delta_n), & \Delta F_n = \delta_n F_{Ek}, \\ F_{Ek} = \alpha G_{eq} = \alpha \times 0.85 \sum G_i = 0.05 \times 0.85 \times (1302 + 3 \times 1254 + 1296) = 270.3 \text{ kN} \\ \Delta F_n = 0.114 \times 270.3 = 30.8 \text{ kN} \end{cases}$$

可列表计算如下(表 2.22)。

水平地震作用标准值计算

表 2.22

位 置	G_i (kN)	X_i (m)	$G_i X_i$	$F_{Ek}(1 - \delta_n)$	F_i (kN)
5 层	1302	22.3	29035	239.5	78.6+30.8=109.4
4 层	1254	18.1	22697	239.5	61.5
3 层	1254	13.9	17431	239.5	47.2
2 层	1254	9.7	12164	239.5	32.9
1 层	1296	5.5	7128	239.5	19.3
$\sum G_i H_i = 88155 \text{ kN} \cdot \text{m}$					$\sum F_i = 270.3 \text{ kN}$

(2) 水平地震作用产生的框架内力

① 各柱剪力值

计算方法和相应参数与风荷载作用下的计算相同(参见表 2.7),可列表计算如下(表 2.23)。

水平地震作用下的框架剪力值(kN)

表 2.23

位 置	5 层	4 层	3 层	2 层	1 层
$\sum V_i$ (kN)	109.4	170.9	218.1	251.0	270.3
A 柱剪力值	28.0	43.1	55.4	63.5	76.3
B 柱剪力值	26.7	42.4	53.6	62.0	58.8

② 各柱反弯点高度 y

由风荷载计算中可知,各柱反弯点高度比仅由 γ_0 决定,查附录 4,列表计算如下(表 2.24)。

倒三角形节点荷载的标准反弯点及反弯点高度

表 2.24

位 置	5 层		4 层		3 层		2 层		1 层	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
γ_0	0.375	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.60	0.55
y (m)	1.58	1.89	1.89	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10	3.3	3.03

③ 水平地震作用产生的框架内力

根据各柱剪力和反弯点高度,可得水平地震作用下的框架内力图(图 2.14)。

(3) 重力荷载代表值产生的框架内力

重力荷载代表值 G_E 已经算出(见表 2.20),假定其分布方式与框架的恒荷载分布方式相同,即按集中荷载分布(图 2.15)。

每个集中荷载值 $G = G_E/9$,其等效均布荷载 $g_c = 8F/3l = 8G_E/27l$,可算得:屋面处 $g_c = 17.64 \text{ kN/m}$,对楼面(取 4 层平均值) $g_c = 46.24 \text{ kN/m}$,利用分层法计算结果,可得到框架内力

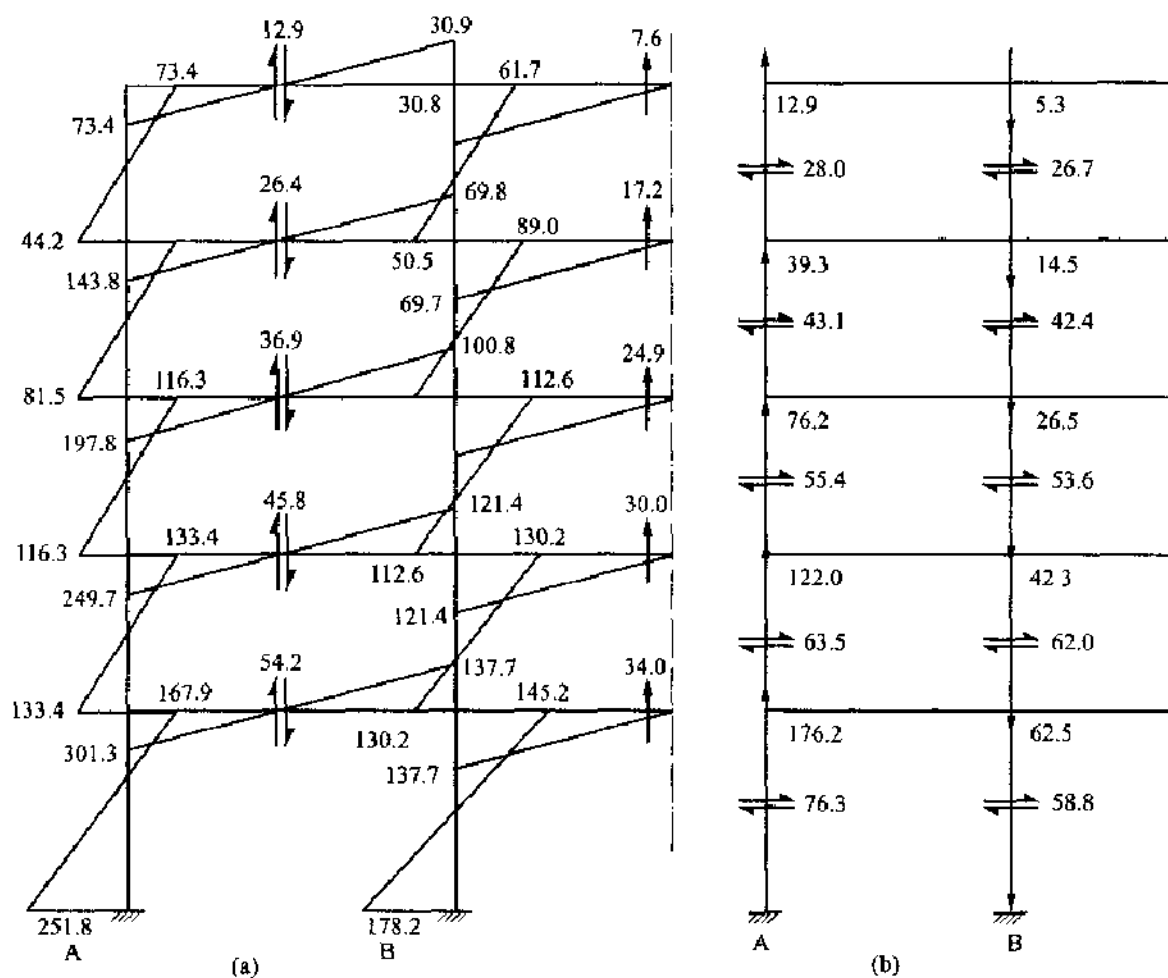


图 2.14 左向水平地震作用下的框架内力图(本图编号⑤,反向⑥)

(a)梁柱弯矩及梁剪力;(b)柱剪力及轴力

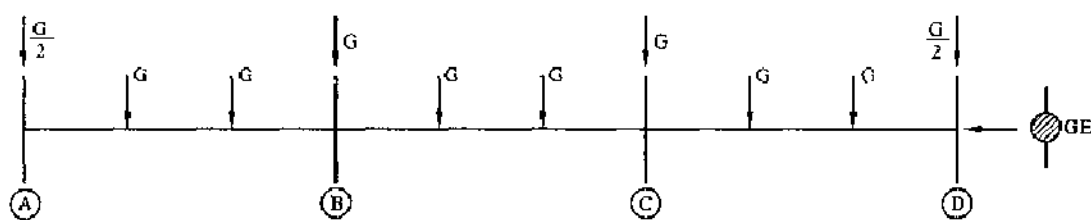


图 2.15 重力荷载代表值的分布

图(图 2.16),其中柱轴力近似按竖向荷载作用范围取值,即每层中柱取 $3G$,边柱取 $1.5G$ 。

(4)地震作用效应和其他荷载效应的基本组合

按照组合公式(2.3),对框架梁、柱控制截面分别进行组合。组合列表格与非抗震时的表格相似。为节省篇幅,以下仅对五层和一层的框架梁及底层框架柱进行组合,读者可举一反三,对每层进行列表。

1)框架梁

①弯矩组合值见表 2.25 和表 2.26。

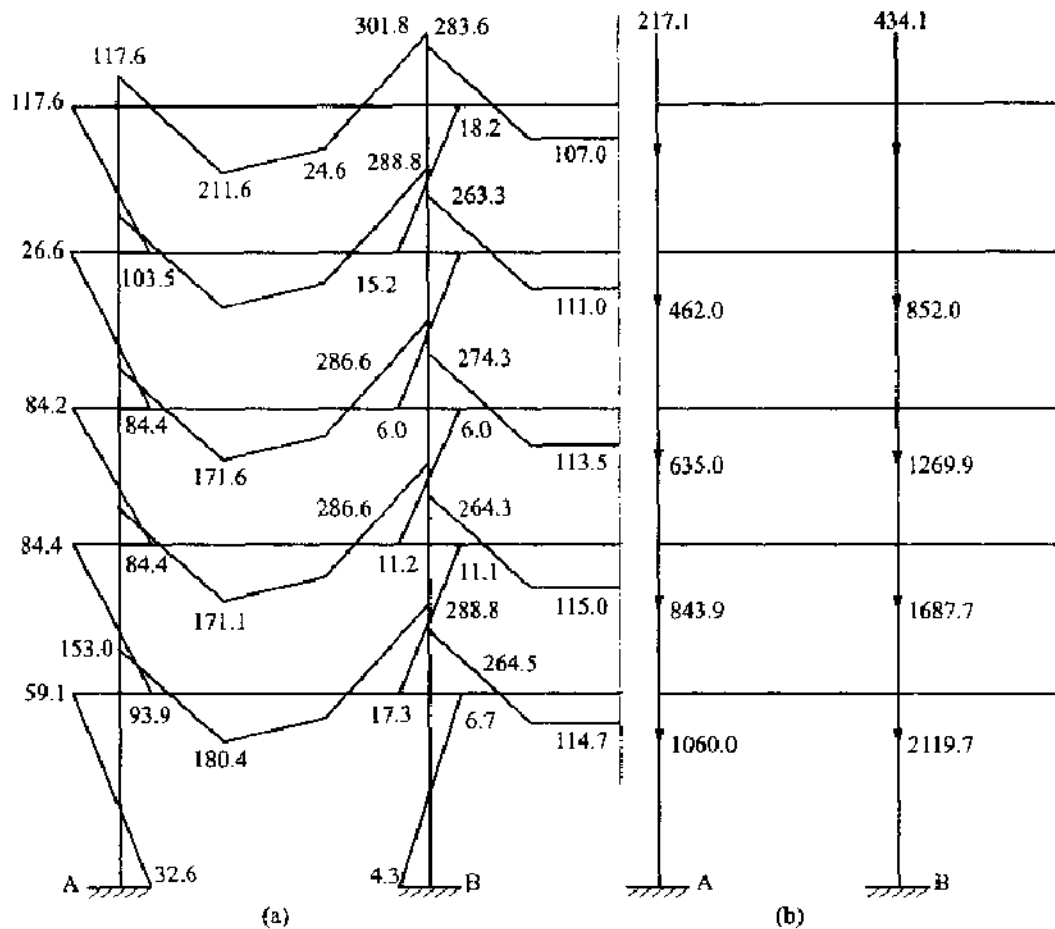


图 2.16 重力荷载代表值作用下的框架内力图(编号⑦)

(a)弯矩图 (b)柱轴力

考虑地震作用组合的框架梁弯矩值(kN·m)(五层)

表 2.25

杆 件		AB			BC	
截面位置		A 右	跨中	B 左	B 右	跨中
重力荷载代表值产生⑦		-117.6	+211.6	-301.8	-283.6	+107.0
水平地震作用产生⑤或⑥		±73.4	±38.6	±30.9	±30.8	±10.3
组 合	1.2⑦+1.3(⑤或⑥)	-236.5 (-45.7)	+304.1	-429.3 (-322.1)	-405.6 (-300.28)	+112.0
	1.0⑦+1.3(⑤或⑥)	-	-	-	-	-

考虑地震作用组合的框架梁弯矩值(kN·m)(一层)

表 2.26

杆 件		AB			BC	
截面位置		A 右	跨中	B 左	B 右	跨中
重力荷载代表值产生⑦		-153.0	+180.4	-288.8	-264.5	+114.7
水平地震作用产生⑤或⑥		±301.3	±81.8	±137.7	±137.7	±45.9
组 合	1.2⑦+1.3(⑤或⑥)	-575.3	+322.8	-525.6 (167.5)	-496.4 (-138.4)	+197.3
	1.0⑦+1.3(⑤或⑥)	+238.7	-	-	-	-

②考虑地震作用组合的剪力设计值

a. 重力荷载代表值作用下的简支剪力 V_{Gb}

对屋面框架梁 $V_{Gb} = 1.2 \times \frac{G_E}{9} = 1.2 \times \frac{1302.4}{9} = 173.7 \text{ kN}$

二、三、四层楼面框架梁 $V_{Gb} = 1.2 \times 1253.6 / 9 = 167.1 \text{ kN}$

一层楼面框架梁 $V_{Gb} = 1.2 \times 1295.9 / 9 = 172.8 \text{ kN}$

b. 剪力值计算

利用梁端弯矩与剪力的关系式,并考虑顺时针和逆时针方向的组合,则由 $V = (1.1(M_{l1} + M_{r1})/l_n) + V_{Gb}$ (下章式 3.5)

对五层梁(屋面梁),有

$$V_{AB} = 1.1 \frac{429.3 - 45.7}{8.1} + 173.7 = 221.1 \text{ kN}$$

$$V_{BA} = 1.1 \frac{405.6 - 300.28}{8.1} + 173.7 = 186.7 \text{ kN}$$

对一层梁,有

$$V_{AB} = 1.1 \frac{238.7 + 167.5}{8.1} + 172.8 = 222.9 \text{ kN}$$

$$V_{BA} = 1.1 \frac{525.6 - 138.4}{8.1} + 172.8 = 220.6 \text{ kN}$$

注:因 M_{l1} 和 M_{r1} 分别采用的是轴线处左端和右端的值,故取 $l_n = l_0$ 。

2) 框架柱

对本例抗震等级为三级的框架柱,应注意如下几点:一是柱剪力设计值的计算, $V = 1.1(M_{l1} + M_{r1})/H_n$;二是节点柱端弯矩设计值 $\sum M_c = 1.1 \sum M_b$;三是底层柱下端弯矩设计值按考虑地震作用组合的弯矩设计值的 1.15 倍确定。

内力组合列表进行,从顶层开始。以下仅以一层为例进行说明(表 2.27)。

考虑地震作用的柱内力组合表(一层)

表 2.27

柱 件		A 柱(外柱)				B 柱(内柱)				
		上端		下端		上端		下端		
截 面 位 置		M	N	M	N	M	N	M	N	
内力种类(M,kN·m;N,kN)										
水平地震作用下(⑤或⑥)		±167.9	±176.2	∓251.8	∓176.2	±145.2	±62.5	±178.2	±62.5	
重力荷载代表值作用下(⑦)		+59.1	1060	+32.6	1060	-6.7	2120	-4.3	2120	
组 合 值	1.2×⑤+1.3×⑥或⑦	M_{max}	289.2	1501	306.5	1501	196.8	2625	236.8	2625
		N_{max}	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上
		N_{min}	159.2	1043	294.7	1043	182	2463	227.4	2463

2.6 框架的侧移验算

水平荷载作用下的框架侧移包括由梁柱弯曲变形产生的部分和柱的轴向变形和截面剪切变形产生的部分。对一般的多层框架结构,当房屋高度不超过 50m 时,可只考虑前一部分,其

计算可根据侧移刚度的定义得出。考虑到正常使用情形下梁柱的塑性变形,现浇框架求侧移时,可整体引入刚度折减系数 0.85,则层间相对侧移 ΔU_j 表达为

$$\Delta U_j = \frac{\sum_{k=1}^n F_{wk}}{0.85 \sum_{i=1}^n D_{ji}} \quad (2.5)$$

式中 ΔU_j —框架第 j 层的层间相对侧移;

D_{ji} —框架第 j 层 i 柱的侧移刚度;

$\sum_{k=1}^n F_{wk}$ —作用于 j 层以上水平作用标准值之和。

2.6.1 【实例】中风荷载作用下的侧移验算

根据本例内力计算时的相对线刚度为 1 时的刚度绝对值为 $3.16 \times 10^6 E$,对 C25 混凝土, E 值为 $2.8 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$,再由表 2.7 中的相对 D' 值,可得各层各柱的实际 D_i 值,按式(2.5)计算后,列表如表(2.28)。

风荷载标准值作用下的框架侧移验算

表 2.28

位 置	$\sum F_{wk}$ (kN)	$\sum_{i=1}^n D_{ji}$ (kN/mm)	ΔU_j (mm)	$\Delta U_j/h_j$	限 值
5 层	8.2	68.498	0.12	1/35000	1/400
4 层	22.6	68.498	0.33	1/12700	
3 层	35.8	68.498	0.53	1/8000	
2 层	47.3	68.498	0.69	1/6000	
1 层	60.1	39.913	1.51	1/3600	
顶点位移		$\sum_{j=1}^n \Delta U_j = 3.18\text{mm}$		1/7000	1/500

2.6.2 【实例】中水平地震作用下的框架弹性侧移验算

钢筋混凝土框架结构应进行多遇地震作用下的抗震变形验算,其楼层内的最大弹性层间位移 ΔU_e 应满足 $\Delta U_e \leq [\theta_e]h$ 的要求。本例的最大弹性层间位移发生在底层,并满足要求(表 2.29)。

表 2.29

位 置	$\sum F_{ik}$ (kN)	$\sum_{i=1}^n D_{ji}$ (kN/mm)	ΔU_e (mm)	$\Delta U_e/h_j$	$[\theta_e]$
5 层	109.4	68.498	1.6	$\frac{1}{2630}$	1/550
4 层	170.9	68.498	2.6	$\frac{1}{1680}$	
3 层	218.1	68.498	3.2	$\frac{1}{1320}$	
2 层	251.0	68.498	3.7	$\frac{1}{1140}$	
1 层	270.3	39.943	6.8	$\frac{1}{813}$	

3 框架结构的配筋设计

框架结构的配筋设计,包括框架梁、柱和节点。其中框架梁、柱的计算,有正截面承载力计算和斜截面受剪承载力计算两方面内容,而且抗震设计和非抗震设计又有很大区别,在设计时应当引起注意。需要特别注意的有:

(1)承载力极限状态的表达式不同。非抗震设计时,有 $\gamma_0 S \leq R$, γ_0 与结构安全等级有关, S 为非抗震设计的荷载效应基本组合值;抗震设计时,有 $S_E \leq R/\gamma_{RE}$, γ_{RE} 称承载力抗震调整系数(对于钢筋混凝土梁受弯时及轴压比小于 0.15 的柱受偏压时,取 0.75;对轴压比不小于 0.15 的柱受偏压时,取 0.80;对各类构件受剪及偏拉、抗震墙受偏压时,取 0.85), S_E 为地震作用效应和其他荷载效应的基本组合值。

(2)抗力 R (即承载能力)的表达式在抗剪计算时有差别,在抗震设计中体现了“强剪弱弯”的思想(在进行正截面承载力计算时, R 的表达式没有差别)。

(3)在抗震设计中,应在不同程度上满足“强柱弱梁”的设计原则,要求节点上、下柱端的抗弯承载能力高于梁端抗弯承载能力。

(4)抗震设计与非抗震设计的配筋构造要求有很大区别,主要是纵向受力钢筋在节点的锚固及梁端、柱端、节点内的箍筋的加密要求及箍筋的构造要求。

3.1 框架梁的配筋设计计算

3.1.1 正截面受弯承载力

在非抗震设计的荷载效应组合和抗震设计的荷载效应组合已经完成的基础上,可挑选出各控制截面的内力组合值。对于跨中截面,一般由正弯矩控制,可接单筋 T 形截面求出梁跨中纵向受力钢筋;然后将该钢筋全部伸入支座(节点),按受拉钢筋的锚固要求锚固于支座内。在支座截面处,负弯矩较大,可按双筋矩形截面进行计算,受压钢筋可利用伸入支座的跨中纵向受力钢筋;支座截面处也有可能出现正弯矩的组合,此时该正弯矩可与跨中截面的正弯矩相比较,若该弯矩较小时,因支座截面处的配筋已满足要求而不必再进行计算;若较大时,应按 T 形截面予以计算。

在计算中,计入纵向受压钢筋的梁端混凝土相对受压区高度应当符合下列要求:一级抗震等级 $\xi \leq 0.25$;二、三级抗震等级 $\xi \leq 0.35$;

且梁端纵向受拉钢筋的配筋率不应大于 2.5%。

3.1.2 斜截面受剪承载力

考虑地震作用组合的框架梁,斜截面受剪承载力计算公式不同于非抗震设计的公式。

(1)截面尺寸要求

当跨高比 $l_0/h > 2.5$ 时,其受剪截面应符合下列条件

$$\gamma_{RE} V_b \leq 0.20 \beta_c f_c b h_0 \quad (3.1)$$

式中 V_b —考虑地震作用组合的框架梁端剪力设计值,按抗震等级的不同,取用不同计算公式计算;

γ_{RE} —承载力抗震调整系数,取 0.85;

β_c —混凝土强度影响系数:当混凝土强度等级不超过 C50 时,取 $\beta_c = 1.0$;当混凝土强度等级为 C80 时,取 $\beta_c = 0.8$;其间接线性内插法确定。

(2) 框架梁端剪力设计值

考虑地震作用组合的框架梁端剪力设计值应按如下规定计算。

1) 9 度设防烈度的各类框架和一级抗震等级的框架结构:

$$V_b = 1.1 \frac{(M_{b_{max}}^l + M_{b_{max}}^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (3.2)$$

按上式计算的值不应小于按式(3.3)式计算的 V_b 值。

2) 其他情况

① 一级抗震等级

$$V_b = 1.3 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (3.3)$$

② 二级抗震等级

$$V_b = 1.2 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (3.4)$$

③ 三级抗震等级

$$V_b = 1.1 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (3.5)$$

④ 四级抗震等级 取地震作用组合下的剪力设计值。

式(3.2)~式(3.5)中:

$M_{b_{max}}^l$ 、 $M_{b_{max}}^r$ —框架梁左、右端按实配钢筋截面面积和材料强度标准值,并考虑承载力抗震调整系数计算的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值;

M_b^l 、 M_b^r —考虑地震作用组合的框架梁左、右端弯矩设计值;

V_{Gb} —考虑地震作用组合的重力荷载代表值产生的剪力设计值,可按简支梁计算确定;

l_n —梁的净跨。

(3) 斜截面受剪承载力计算公式

① 对矩形、T 形和 I 形的框架梁

$$\gamma_{RE} V_b \leq 0.42 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} A_{sv} h_0 / s \quad (3.6)$$

② 对集中荷载作用下(包括有多种荷载,其中集中荷载对节点边缘产生的剪力值占总剪力值的 75% 以上的情况)的框架梁

$$\gamma_{RE} V_b \leq \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (3.7)$$

式中 λ —计算截面的剪跨比,可取 $= a/h_0$, a 为集中荷载作用点至节点边缘的距离;当 $\lambda < 1.5$ 时,取 $= 1.5$;当 $\lambda > 3$ 时,取 $= 3$ 。

3.2 框架柱的配筋计算

3.2.1 框架柱的正截面受压承载力

(1) 柱端弯矩设计值和轴向力设计值

非抗震设计时的框架柱端弯矩设计值和轴向力设计值按荷载组合可直接确定。抗震设计时的柱端弯矩设计值和轴向力设计值尚需满足“强柱弱梁”的设计原则。

1) 考虑地震作用组合的框架柱,其节点上、下端的弯矩设计值应按下列公式确定。

① 9度设防烈度的各类框架和一级抗震等级的框架结构:

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \quad (3.8)$$

且不小于按式(3.9)确定的 $\sum M_c$ 值。

② 其他情况下

a. 一级抗震等级 $\sum M_c = 1.4 \sum M_b$ (3.9)

b. 二级抗震等级 $\sum M_c = 1.2 \sum M_b$ (3.10)

c. 三级抗震等级 $\sum M_c = 1.1 \sum M_b$ (3.11)

d. 四级抗震等级的柱端弯矩设计值取地震作用组合下的弯矩设计值。

式(3.8)~式(3.11)中,

$\sum M_c$ —考虑地震作用组合的节点上、下柱端的弯矩设计值之和。按此值确定柱端弯矩设计值时,在一般情况下可按上、下柱端弹性分析所得的考虑地震作用组合的弯矩比分配;

$\sum M_{bua}$ —同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向采用实配钢筋截面面积和材料强度标准值,并考虑承载力抗震调整系数计算的正截面抗弯承载力所对应的弯矩值之和的较大值;

$\sum M_b$ —同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向的两端考虑地震作用组合的弯矩设计值之和的较大值;一级抗震等级时,当两端弯矩均为负弯矩时,绝对值较小的弯矩值应取零。

③ 当反弯点不在柱的层高范围内时,一、二、三级抗震等级的框架柱端弯矩设计值应按考虑地震作用组合的弯矩设计值分别直接乘以系数 1.4、1.2、1.1 确定。

④ 框架顶层柱,轴压比小于 0.15 的柱,柱端弯矩设计值可取地震作用组合下的弯矩设计值。

2) 框架结构底层柱

考虑地震作用组合的框架结构底层柱下端截面的弯矩设计值,对一、二、三级抗震等级应按考虑地震作用组合的弯矩设计值分别乘以系数 1.5、1.25、1.15 确定,底层柱纵向钢筋宜按柱上、下端的不利情况配置。

3) 柱端轴向力设计值

节点上、下柱端的轴向力设计值,应取地震作用组合下各自的轴向力设计值。

(2) 矩形截面偏心受压柱对称配筋计算公式

对于对称配筋的矩形截面偏心受压柱,其偏心受压类型的判断可用下式:

$$N_b = \alpha_1 \xi_b f_c b h_0 \quad (3.12)$$

当 $N \leq N_b$ 时, 为大偏心受压; 当 $N > N_b$ 时, 为小偏心受压。

配筋计算流程图如下(图 3.1):

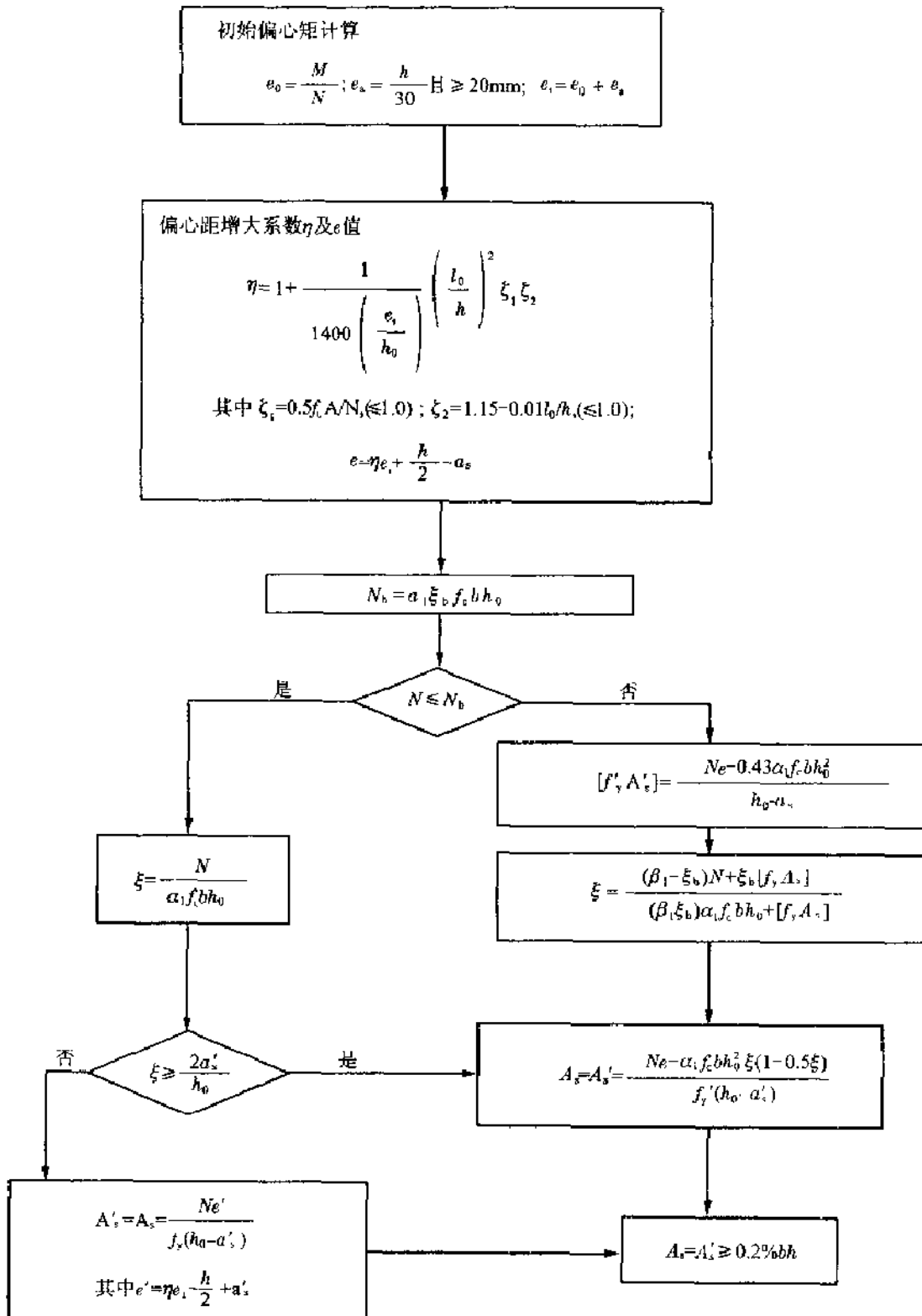


图 3.1 对称配筋矩形截面偏心受压柱计算流程图

3.2.2 框架柱的斜截面受剪承载力

考虑地震作用组合的框架柱,斜截面受剪承载力的计算与框架梁类似。

(1)受剪截面要求

①剪跨比 $\lambda > 2$ 的框架柱

$$\gamma_{RE} V_c \leq 0.2\beta_c f_c b h_0 \quad (3.13)$$

②剪跨比 $\lambda \leq 2$ 的框架柱

$$\gamma_{RE} V_c \leq 0.15\beta_c f_c b h_0 \quad (3.14)$$

公式(3.13)~(3.14)也称为剪压比验算公式。

(2)剪力设计值 V_c 的计算

1)9度设防烈度的各类框架和一级抗震等级的框架结构

$$V_c = 1.2 \frac{(M_{cua}^l + M_{cua}^r)}{H_n} \quad (3.15)$$

且不小于按式(3.16)计算的值。

2)其他情况

①一级抗震等级 $V_c = 1.4 \frac{(M_c^l + M_c^r)}{H_n} \quad (3.16)$

②二级抗震等级 $V_c = 1.2 \frac{(M_c^l + M_c^r)}{H_n} \quad (3.17)$

③三级抗震等级 $V_c = 1.1 \frac{(M_c^l + M_c^r)}{H_n} \quad (3.18)$

④四级抗震等级 取地震作用组合下的剪力设计值。

式(3.15)~式(3.18)中;

M_{cua}^l, M_{cua}^r —框架柱上、下端按实配钢筋截面面积和材料强度标准值,且考虑承载力抗震调整系数计算的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值;

M_c^l, M_c^r —考虑地震作用组合,且经调整后的框架柱上、下端弯矩设计值;

H_n —柱的净高。

在计算 M_{cua}^l 与 M_{cua}^r 之和或 M_c^l 与 M_c^r 之和时,应分别按顺时针和逆时针方向进行计算,并取其较大值。

(3)抗震受剪承载力计算

考虑地震作用组合的框架柱,其斜截面抗震受剪承载力应符合下列规定:

①偏心受压时

$$\gamma_{RE} V_c \leq \frac{1.05}{\lambda + 1} f_c b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056N \quad (3.19)$$

式中 λ —框架柱的计算剪跨比,取 $\lambda = M/(Vh_0)$;此处 M 为柱上、下端考虑地震作用组合的弯矩设计值的较大值, V 取与 M 对应的剪力设计值, h_0 为柱截面有效高度;当框架结构中的框架柱的反弯点在柱层高范围内时,可取 $\lambda = H_n/(2h_0)$,此处 H_n 为柱净高;当 $\lambda < 1.0$ 时,取 $\lambda = 1.0$;当 $\lambda > 3.0$ 时,取 $\lambda = 3.0$;

N —考虑地震作用组合的框架柱轴向压力设计值,当 $N > 0.3f_c A$ 时,取 $N = 0.3f_c A$ 。

②偏心受拉时

当考虑地震作用组合的框架柱出现拉力时,其斜截面抗震受剪承载力应符合下列规定:

$$\gamma_{RE} V_c \leq \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N \quad (3.20)$$

式中 N —考虑地震作用组合的框架柱轴向拉力设计值。

当式(3.20)右边的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时,取等于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$;且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不小于 $0.36 f_t b h_0$ 。

3.3 框架梁柱节点设计

一、二级抗震等级的框架应进行节点核心区抗震受剪承载力计算。三、四级抗震等级的框架节点核心区可不进行计算,但应符合抗震构造措施的要求。

3.3.1 一、二级抗震等级的节点核心区

(1)剪力设计值 V_j

框架梁柱节点核心区考虑抗震等级的剪力设计值按下表(表 3.1)计算。

核心区剪力设计值 V_j

表 3.1

位 置	顶层中间节点、端节点	其它层中间节点、端节点
不 同 情 况	9度设防的各类框架和一级抗震等级框架等结构 $V_j = 1.15 \frac{(M_{lmax} + M_{rmax})}{h_{l0} - a'_l}$ (3.21) 且不小于(3.23)式计算值	$V_j = 1.15 \frac{(M_{lmax} + M_{rmax})}{h_{l0} - a'_l} \left(1 - \frac{h_{l0} - a'_l}{H_c - h_n} \right)$ (3.22) 且不小于(3.24)式计算值
	其他情况的一级抗震等级 $V_j = 1.35 \frac{(M_l + M_r)}{h_{l0} - a'_l}$ (3.23)	$V_j = 1.35 \frac{(M_l + M_r)}{h_{l0} - a'_l} \left(1 - \frac{h_{l0} - a'_l}{H_c - h_n} \right)$ (3.24)
其他情况的二级抗震等级 $V_j = 1.2 \frac{(M_l + M_r)}{h_{l0} - a'_l}$ (3.25)	$V_j = 1.2 \frac{(M_l + M_r)}{h_{l0} - a'_l} \left(1 - \frac{h_{l0} - a'_l}{H_c - h_n} \right)$ (3.26)	

注:1. M_{lmax} 、 M_{rmax} —框架节点左、右两侧的梁端按实配钢筋截面面积、材料强度标准值,且考虑承载力抗震调整系数的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值;

2. M_l 、 M_r —考虑地震作用组合的框架节点左、右两侧的梁端弯矩设计值;

3. h_{l0} 、 h_n —梁的截面有效高度、截面高度,当节点两侧梁高不相同,取其平均值;

4. H_c —节点上柱和下柱反弯点之间的距离;

5. a'_l —梁纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离;

6. M_{lmax} 、 M_{rmax} 之和及 M_l 、 M_r 之和,应分别按顺时针方向和逆时针方向进行计算,并取其较大值。

(2)核心区受剪的水平截面要求

框架梁柱节点核心区受剪的水平截面应符合下列条件:

$$\gamma_{RE} V_j \leq 0.3\eta\beta_c f_c b_j h_j \quad (3.27)$$

式中 h_j —节点核心区的截面高度,可取验算方向的柱截面高度 h_c ,即 $h_j = h_c$;

b_j —节点核心区的截面有效验算宽度,当 $h_b \geq 0.5b_c$ 时,可取 $b_j = b_c$;当 $h_b < 0.5b_c$ 时,可取 $(b_b + 0.5h_c)$ 和 b_c 中的较小值。当梁与柱的中线不重合、且偏心距 $e_0 \leq 0.25b_c$ 时,可取 $(0.5b_b + 0.5b_c + 0.25h_c - e_0)$ 、 $(b_b + 0.5h_c)$ 和 b_c 三者中的最小值;此处, b_b

为验算方向梁截面宽度, b_c 该侧柱截面宽度。

η_j —正交梁对节点的约束影响系数;当楼板为现浇、梁柱中线重合、四侧各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的 1/2,且正交方向梁高度不小于较高框架梁高度的 3/4 时,可取 $\eta_j = 1.5$;对 9 度设防烈度,宜取 $\eta_j = 1.25$;当不满足上述约束条件时,应取 $\eta_j = 1.0$ 。

(3) 节点核心区的箍筋计算

配置箍筋的框架梁柱节点核心区,其节点的抗震受剪承载力应符合如下规定:

① 9 度设防烈度

$$\gamma_{RE} V_j \leq 0.9 \eta_j f_c b_j h_j + f_{yv} A_{sv} \frac{h_{bo} - a'_s}{s} \quad (3.28)$$

② 其他情况

$$\gamma_{RE} V_j \leq 1.1 \eta_j f_c b_j h_j + 0.05 \eta_j N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{sv} \frac{h_{bo} - a'_s}{s} \quad (3.29)$$

式中 N —对应于考虑地震作用组合剪力设计值的节点上柱底部的轴向力设计值;当 N 为压力时,取轴向压力设计值的较小值,且当 $N > 0.5 f_c b_c h_c$ 时,取 $N = 0.5 f_c b_c h_c$;当 N 为拉力时,取 $N = 0$;

A_{sv} —核心区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋各肢的全部截面面积;

h_{bo} —梁截面有效高度,节点两侧梁截面高度不等时取平均值。

3.3.2 节点核心区配箍构造要求

框架节点核心区的箍筋最大间距及最小直径不应低于框架柱端箍筋加密区的构造要求。

对一、二、三级抗震等级,配箍特征值 $\lambda_v (= \rho_v f_{yv} / f_c)$ 分别不应小于 0.12、0.10 和 0.08,且其箍筋体积配筋率 ρ_v 分别不宜小于 0.6%、0.5% 和 0.4%。当框架柱的剪跨比 $\lambda \leq 2$ 的框架节点核心区配箍特征值不宜小于核心区上、下柱端配箍特征值中的较大值。

3.3.3 纵向受力钢筋在节点区的锚固和搭接

(1) 框架中间层节点

① 中间层的中间节点处

柱纵向钢筋应连续穿过节点,不应在中间各层节点内截断。框架梁的上部纵向钢筋应贯穿中间节点(图 3.2a)。

对一、二级抗震等级,梁的下部纵向钢筋伸入中间节点的锚固长度不应小于 l_{aE} ,且伸过中心线不应小于 $5d$;梁内贯穿中柱的每根纵向钢筋直径,不宜大于柱在该方向截面尺寸的 1/20 (对圆柱截面,不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的 1/20)。

② 中间层的端节点处

在框架中间层的端节点处,当框架梁的上部纵向钢筋用直线锚固方式锚入端节点时,其锚固长度除不应小于 l_{aE} 外,尚应伸过柱中心线不小于 $5d$ (d 为梁上部钢筋直径)。当水平直线段锚固长度不足时,梁上部纵向钢筋应伸至柱外边并向下弯折,弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4l_{aE}$,弯折后的竖直投影长度取为 $15d$ (图 3.2b)。梁下部纵向钢筋在端节点的锚固措施与梁上部纵向钢筋相同。

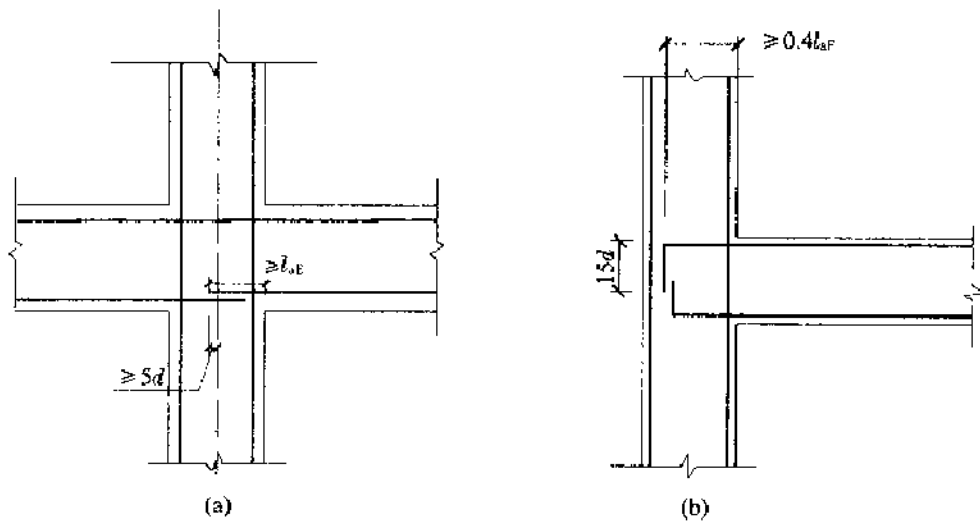


图 3.2 框架中间层节点的纵向受力钢筋锚固

(2) 框架顶层节点

1) 顶层中间节点处(图 3.3)

柱纵向钢筋应伸至柱顶。当采用直线锚固方式时,其自梁底边算起的锚固长度不应小于 l_{aE} (图 3.3a);当直线段锚固长度不足时,该纵向钢筋伸至柱顶后可向内弯折,弯折前的锚固段竖向投影长度不应小于 $0.5l_{aE}$,弯折后的水平投影长度取 $12d$ (图 3.3b);当楼盖为现浇混凝土且板的混凝土强度不低于 C20、板厚不小于 80mm 时,也可向外弯折,弯折后的水平投影长度取为 $12d$ (图 3.3c)。对一、二级抗震等级,贯穿顶层中间节点的梁上部纵向钢筋的直径,不宜大于柱在该方向截面尺寸的 $1/25$;梁下部纵向钢筋在顶层中间节点中的锚固措施,与梁下部纵向钢筋在中间层中间节点处的锚固措施相同。

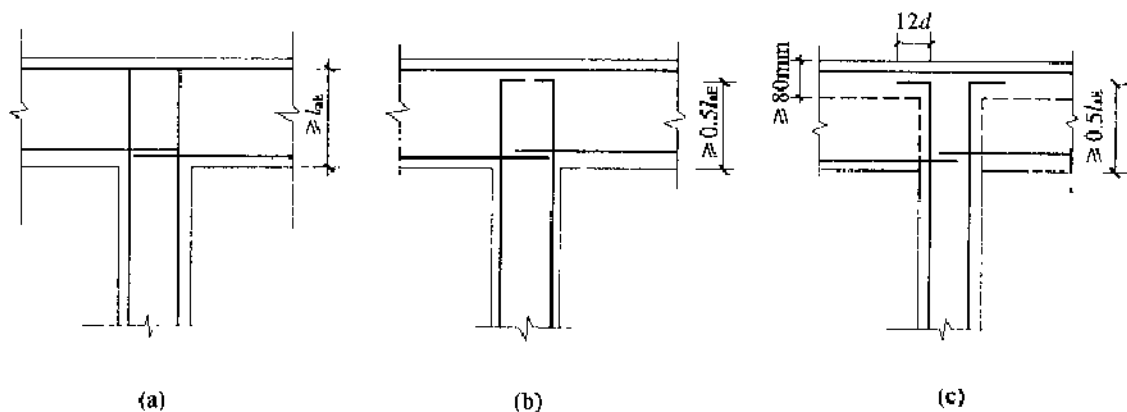


图 3.3 钢筋在顶层中间节点处的锚固

2) 顶层端节点处

① 梁内搭接方式(图 3.4)

柱外侧钢筋可沿节点外边和梁上边与梁上部纵向钢筋搭接连接(图 3.4a),搭接长度不应小于 $1.5l_{aE}$,且伸入梁内的柱外侧纵向钢筋截面面积不宜少于柱外侧全部纵向钢筋截面面积的 65% ,其中不能伸入梁内的外侧柱纵向钢筋,宜沿柱顶伸至柱内边。当该柱筋位于顶部第

一层时,伸至柱内边后宜向下弯折 $8d$ 后截断,当该柱筋位于顶部第二层时,可伸至柱内边后截断;当有现浇板、且现浇板混凝土强度不小于 C20、板厚不小于 80mm 时,梁宽范围外的柱纵向钢筋可伸入板内,其伸入长度与伸入梁内的柱纵向钢筋相同(图 3.4b)。

梁上部纵向钢筋应伸至柱外边并向下弯折到梁底标高。

当柱外侧纵向钢筋配筋率大于 1.2% 时,伸入梁内的柱纵向钢筋除满足上述规定外,宜分两批截断,其截断点间距离不宜小于 $20d$ (d 为梁上部纵向钢筋直径)。

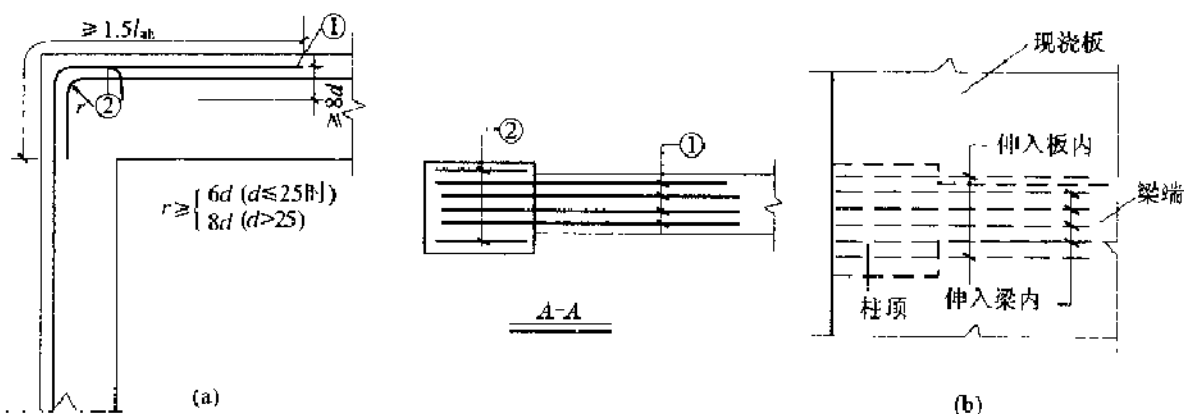


图 3.4 顶层端节点处纵向钢筋的梁内搭接

②柱内搭接

当梁、柱配筋率较高时,难以满足梁内搭接要求。此时顶层端节点处的梁上部纵向钢筋和柱外侧纵向钢筋的搭接连接可沿柱外边设置(图 3.5),其搭接长度不应小于 $1.7l_{aE}$ 。其中,柱外侧纵向钢筋应伸至柱顶并向内弯折,弯折段的水平投影长度不宜小于 $12d$ 。

当梁上部纵向钢筋配筋率大于 1.2% 时,弯入柱外侧的梁上部纵向钢筋除应满足以上搭接长度外,也宜分两批截断,截断点之间的距离不宜小于 $20d$ 。

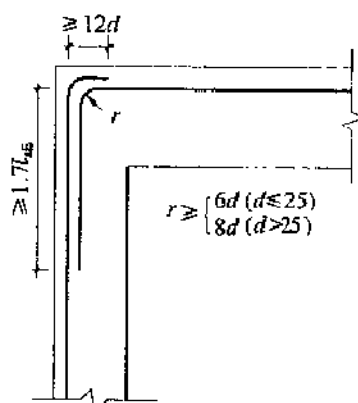


图 3.5 柱内搭接

3.4 《实例》中框架的配筋计算

按框架梁、柱内力组合结果(表 2.14~2.18 及表 2.25~2.26),即可进行配筋计算。

3.4.1 框架梁配筋

(1)纵向受力钢筋计算

1)各层框架梁控制截面的弯矩设计值

1~5 层非抗震时的弯矩设计值及 1 层和 5 层抗震时的弯矩设计值见表 3.2。

框架梁弯矩设计值(kN·m)

表 3.2

截面位置		AB跨			BC跨	
		A	跨中	B右	B右	跨中
5层	$\gamma_0 M$	-126.6	+232.4	-318.2	-300.6	+116.9
	$\gamma_{RE} M_b$	-177.4	+228.1	-322.0	-304.2	+106.5
4层	$\gamma_0 M$	-196.3	+182.7	-289.7	-267.8	+129.4
3层	$\gamma_0 M$	-199.4	+191.4	-296.7	-275.1	+128.1
2层	$\gamma_0 M$	-219.1	+191.0	-304.8	-283.2	+128.1
1层	$\gamma_0 M$	-232.8	+203.0	-312.5	-293.1	+126.5
	$\gamma_{RE} M_b$	-431.5 (+179.0)	+242.1	-394.2	-372.3	+103.2

2) 配筋计算

分析表明: ①各层框架梁在相应控制截面的弯矩设计值相差不大; ②在边跨各控制截面及中间跨梁端, 考虑抗震作用计算的组合值高于非抗震设计组合值, 尤其在框架边节点处梁端, 还可能会出现符号不同的弯矩组合值; ③由于水平地震作用对框架梁的影响在各层并不相同, 且对底层框架梁的影响最大, 故若各楼层框架梁用同样的配筋时, 则可采用底层框架梁的弯矩设计值进行计算; ④屋面框架梁配筋涉及顶层节点处的钢筋锚固且与楼层不同, 可单独配置钢筋。按此原则, 框架梁配筋如下(表 3.3、表 3.4)。

屋面框架梁配筋计算

表 3.3

控制截面	A右	AB跨中	B左	B右	BC跨中
$\gamma_0 M$ 或 $\gamma_{RE} M_b$ (KN·m)	-177.4	+232.4	-322.0	-304.2	+116.9
$b \times h_0$ (mm)	300×710	2700×760	300×710	300×710	2700×760
$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{M}{0.5f_c b h_0^2}}$	0.104	0.0126	0.199	0.186	0.00632
$A_s = \frac{f_c b h_0 \xi}{f_y}$ (mm ²)	732 (3Φ20)	855 (3Φ20)	1401 (2Φ22+2Φ20)	1310 (2Φ22+2Φ20)	429 (3Φ16)

注: $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$ (C25 混凝土), $f_y = f_y' = 360 \text{ N/mm}^2$ (HRB400 级)。

屋面框架梁配筋计算

表 3.4

控制截面	A右	AB跨中	B左	B右	BC跨中
$\gamma_0 M$ 或 $\gamma_{RE} M_b$ (KN·m)	-431.5 (+179.0)	+242.1	-394.2	-372.3	+126.5
$b \times h_0$ (mm)	300×710 (2700×760)	2700×760	300×710	300×710	2700×760
$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{M}{0.5f_c b h_0^2}}$	0.279 (0.0097)	0.0131	0.250	0.234	0.00684
$A_s = \frac{f_c b h_0 \xi}{f_y}$ (mm ²)	1964 (658)	889	1760	1648	464
实配钢筋	5Φ22 (3Φ20)	3Φ20	3Φ22+2Φ20	3Φ22+2Φ20	3Φ16

(2) 斜截面受剪承载力计算

① 剪力设计值

非抗震设计的剪力设计值和抗震设计的剪力设计值列于表 3.5(仅举例 5 层和 1 层; 其余

各层,读者可自行算出)。

框架梁剪力设计值

表 3.5

截面位置	屋面梁		一层梁	
	$\gamma_0 V$	$\gamma_{RE} V_b$	$\gamma_0 V$	$\gamma_{RE} V_b$
A	129.2	187.9	135.0	189.5
B左	153.4	187.9	151.1	189.5
B右	153.1	150.7	144.7	187.5

注:数据由表 2.9、2.13 及相关计算得出。

②截面尺寸验算

由表 3.5 可知,整体而言截面尺寸由抗震要求控制。

$\because l_0/h > 2.5$, 由

$$0.2\beta_c f_c b h_0 = 0.2 \times 100 \times 11.9 \times 300 \times 710 = 506.9 \text{ kN} > \gamma_{RE} V_b$$

故满足要求。

③抗剪计算

各梁均取 $\gamma_{RE} V_b = 189.5 \text{ kN}$ (是表 3.5 中最大值)。

框架梁主要承受由井式梁传来的集中荷载,按规范规定,应考虑剪跨比的影响,取 a 为集中荷载到节点边缘距离,有

$$\lambda = \frac{a}{h_0} = \frac{2700 - 250}{710} = 3.45 > 3, \text{取 } \lambda = 3.0$$

则由 $\gamma_{RE} V_b \leq \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$, 采用 HPB235 级钢筋,有

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{189500 - \frac{1.05}{3+1} \times 1.27 \times 300 \times 710}{210 \times 710} = 0.795$$

选中 10 双肢箍,有 $s = 197 \text{ mm}$;参考抗震构造要求,在支座(柱)至集中荷载(井式梁)之间按加密区要求取 $s = 100 \text{ mm}$,在两个井式梁之间取 $s = 200 \text{ mm}$ 。满足计算和构造要求,其中

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{b s} = \frac{2 \times 78.5}{300 \times 100} = 0.52\% > 0.26 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.16\%$$

3.4.2 框架柱配筋(仅计算一层)

(1)纵向受力钢筋计算

1) A 柱 ($b \times h = 500 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$)

选用 HRB400 级钢 ($f_y = f'_y = 400 \text{ N/mm}^2$, $\xi_b = 0.517$), C25 混凝土,对称配筋,则有

$$N_b = \alpha_1 \xi_b f_c b h_0 = 1.0 \times 0.517 \times 11.9 \times 500 \times 555 = 1707.3 \text{ kN}$$

以此区分大小偏心受压。

①非抗震设计时的内力组合,由表 2.18 可知:

属于大偏心受压的有(按 M, N 排序): $90.0 \text{ kN} \cdot \text{m}, 1355 \text{ kN}; 89.3 \text{ kN} \cdot \text{m}, 1411 \text{ kN}; 27.6 \text{ kN} \cdot \text{m}, 1271 \text{ kN}$;

属于小偏心受压的有: $55.4 \text{ kN} \cdot \text{m}, 1962 \text{ kN}; 30.5 \text{ kN} \cdot \text{m}, 2016 \text{ kN}; 110.2 \text{ kN} \cdot \text{m}, 1962 \text{ kN}; 96.4 \text{ kN} \cdot \text{m}, 2018 \text{ kN}; 4.4 \text{ kN} \cdot \text{m}, 1886 \text{ kN}; 60.2 \text{ kN} \cdot \text{m}, 2006 \text{ kN}; 33.1 \text{ kN} \cdot \text{m},$

2018kN;

按 M 、 N 的相关关系,可排除划线的各组内力。

②按抗震设计的内力组合

由表 2.26,柱上端:289.2kN·m, 1501kN;159.2kN·m,1043kN;

柱下端:366.5kN·m, 1501kN;294.7kN·m,1043kN;

按抗震等级为三级要求,底层柱下端弯矩应乘以系数 1.15;在节点处应满足 $\sum M_c \geq 1.1 \sum M_b$ 的要求。由于在内力计算中满足节点平衡条件 $\sum M_c = \sum M_b$,而对应的组合系数亦相同,故可将已算出的柱端弯矩直接乘系数 1.1,经上述调整,并考虑承载力抗震调整系数 γ_{RE} :

轴压比为 0.15 的轴压力 $N=0.15f_cA=535.5\text{kN}$,故 $\gamma_{RE}=0.8$,则对一层框架柱抗震设计组合的 $\gamma_{RE}S_E$,有

柱上端 289.2×1.1×0.8=254.5kN·m,1501×0.8=1200.8kN;

159.2×1.1×0.8=140.1kN·m,1043×0.8=834.4kN;

柱下端 366.5×1.15×0.8=337.2kN·m,1501×0.8=1200.8kN;

294.7×1.15×0.8=271.1kN·m,1043×0.8=834.3kN。

经上述调整,抗震设计和非抗震设计的 M 、 N 组合处于同一水平,可从中选择配筋的组合。

③配筋计算

经比较,底层 A 柱控制配筋的内力组合值是:①337.2kN·m,1200.8kN;②271.1kN·m,834.4kN;③110.2kN·m,1962kN;④96.4kN·m,2018kN,现列表计算如下(表 3.6)。

底层 A 柱配筋计算

表 3.6

内力组别	①	②	③	④
$e = M/N$ (mm)	281	325	56	48
$e = e_0 + e_a$ (mm)	301	345	76	68
偏心距增大系数 η	1.11	1.097	1.399	1.433
$e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a_s$ (mm)	589	633	361	352
ξ	0.364	0.253	0.610	0.634
$\lambda = A'/A_s$ (mm)	880	671	<0	<0
钢筋选择(每侧)	4 垂 18 (1018mm ²)			—

注:1. $e_0=20\text{mm}$; $a_s=a'_s=45\text{mm}$;

2. 底层柱 $l_c=1.3H=5500\text{mm}$;

3. C25 混凝土,HRB400 级钢筋。

2) B 柱($b \times h=500\text{mm} \times 500\text{mm}$)

①非抗震设计时的内力组合

$$N_b = a_1 f_c b h_c \xi_b = 1.0 \times 11.9 \times 500 \times 455 \times 0.517 = 1399.6\text{kN}$$

由表 2.18,均属于小偏心受压。其组合为:8.1kN·m,3835kN;4.1kN·m,3883kN;57.7kN·m,2505kN;3.4kN·m,2427kN;7.5kN·m,3722kN;3.8kN·m,3776kN;53.9kN

• m, 3758kN; 33.1kN • m, 3682kN; 排除划线的不起控制作用的组合后, 余下两组。

②按抗震设计组合

由表 2.26, 起控制作用的是: 236.8kN • m, 2625kN(柱下端); 196.8kN • m, 2625kN(柱上端)。按抗震等级二级要求, 底层柱下端弯矩乘以 1.15, 上端乘以 1.1, 则控制内力 $\gamma_{RE}S$ 为: $0.8 \times 236.8 \times 1.15 = 217.9\text{kN} \cdot \text{m}$, $0.8 \times 2625 = 2100\text{kN}$ 。

③配筋计算见表 3.7

底层内柱(一层)配筋计算

表 3.7

控制截面内力	$N=3883\text{kN}, M=4.1\text{kN} \cdot \text{m}$	$N=2100\text{kN}, M=217.9\text{kN} \cdot \text{m}$
$e_0 = M/N$ (mm)	1.1	104
$e_i = e_0 + e_a$ (mm)	21	124
η	1.72	1.22
$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s$ (mm)	242	357
ξ	0.915	0.669
$A_s = A'_s$ (mm ²)	2224	1364
钢筋选择	3 Φ 25 + 2 Φ 22 (2233mm ²)	

注: 同表 3.6。

底层柱的配筋结果, 实际反映了框架柱正截面受压承载力计算的一般规律, 即外柱配筋一般由大偏心受压控制, 内柱配筋由小偏心受压控制。

(2)斜截面受剪计算

1)剪力设计值

框架柱的剪力主要是由水平作用产生, 多层框架结构考虑地震作用组合的剪力往往在抗剪计算中起控制作用。

比较实例, 非抗震设计剪力值 $V_A = 37.5\text{kN}$, $V_B = 19.9\text{kN}$; (表 2.18)

抗震设计时的剪力值由“强剪弱弯”原则确定。由表 2.26:

$$V_A = 1.1 \frac{289.2 + 366.5}{5.5} = 131.1\text{kN} \quad \gamma_{RE} V_A = 0.85 \times 131.1 = 111.4\text{kN}$$

$$V_B = 1.1 \frac{196.8 + 236.8}{5.5} = 86.7\text{kN} \quad \gamma_{RE} V_B = 0.85 \times 86.7 = 73.7\text{kN}$$

2)受剪截面要求(剪压比验算)

A 柱: $0.2\beta_c f_c b h_0 = 0.2 \times 1.0 \times 11.9 \times 500 \times 555 = 660.5\text{kN} > \gamma_{RE} V_A$

B 柱: $0.2\beta_c f_c b h_0 = 0.2 \times 1.0 \times 11.9 \times 500 \times 455 = 541.5\text{kN} > \gamma_{RE} V_B$

均满足要求。

3)箍筋计算

①A 柱 $0.3f_c A = 0.3 \times 11.9 \times 500 \times 600 = 1071\text{kN} < N = 1200\text{kN}$

$$\lambda = H_n / 2h_0 = (5500 - 800) / 2 \times 555 = 4.23 > 3 \quad \text{取 } \lambda = 3$$

由 $\gamma_{RE} V \leq \frac{1.05}{\lambda + 1} f_c b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056N$, 有

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{111400 - \frac{1.05}{3+1} \times 1.27 \times 500 \times 555 - 0.056 \times 1071000}{210 \times 555} < 0$$

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{111400 - \frac{1.05}{3+1} \times 1.27 \times 500 \times 555 - 0.056 \times 1071000}{210 \times 555} < 0$$

由构造要求决定。

② B 柱:按 A 柱计算步骤,同样由构造要求决定。

4) 配箍构造要求

箍筋加密区

① 加密区长度: A 柱 $\geq h = 600\text{mm}$; $\geq H_n/6 = 4700/6 = 783\text{mm}$;

B 柱 $\geq h = 500\text{mm}$; $\geq H_n/6 = 783\text{mm}$;

均取 800mm; ± 0.00 上下 500mm 范围也同样加密。

② 直径 $d \geq 8$, 取 $d = 10\text{mm}$;

③ 间距: 柱根处 100mm, 其余: 100mm;

④ 肢距: 不大于 250mm 和 20 倍箍筋直径 (200mm)

5) 体积配箍率验算

按前述计算及构造规定, 柱配筋截面如图 3.6。

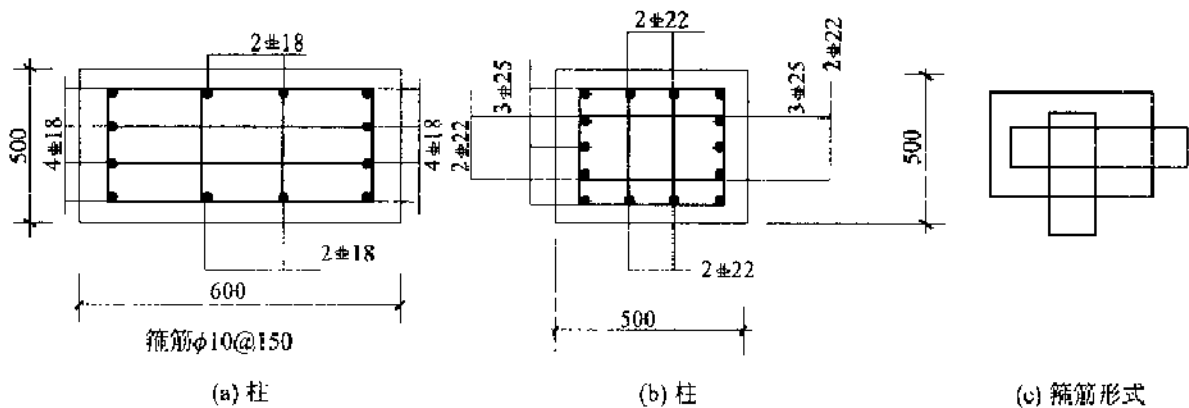


图 3.6 底层柱配筋图

A 柱: 轴压比 $= \frac{1501000}{11.9 \times 500 \times 600} = 0.42$, $\lambda_v = 0.062$ (抗震等级三级时)

$$\rho_{sv} = \frac{4(530+430) \times 78.5}{440 \times 540 \times 100} = 0.0127 > \lambda_v, \frac{f_c}{f_{yv}} = 0.062 \times \frac{11.9}{210} = 0.0035$$

B 柱: 轴压比 $= \frac{2625000}{11.9 \times 500 \times 500} = 0.88$, $\lambda_v = 0.146$

$$\rho_{sv} = \frac{8 \times 430 \times 78.5}{440 \times 440 \times 100} = 0.0139 > \lambda_v, \frac{f_c}{f_{yv}} = 0.146 \times \frac{11.9}{210} = 0.0083$$

均满足要求。

本例因未进行纵向框架的计算, 故在框架柱配筋时, 垂直于横向框架方向也配置了一定数量的钢筋。

4 框架结构柱下基础设计

根据上部结构的荷载和地基土的情形,多层框架结构的柱下基础大多采用独立基础或条形基础。在毕业设计中,一般也以这两种基础为主。

4.1 柱下独立基础

当上部结构荷载不大(如多层民用房屋框架结构)且地基比较均匀、地基承载力适中的情况下可以采用每柱下一个基础的柱下钢筋混凝土独立基础。这种基础属于扩展基础。

4.1.1 独立基础的构造要求

(1) 材料选择

基础的混凝土强度等级不应低于 C20,垫层混凝土采用 C10;基础钢筋一般采用 HPB235 级或 HRB335 级,基础与上部结构连接的插筋应与底层柱配筋完全一致。

(2) 垫层混凝土和混凝土保护层

当基础底部设有混凝土垫层时,垫层厚度一般为 70~100mm,此时底板钢筋的混凝土保护层厚度不小于 40mm;当不设混凝土垫层时(如岩石地基),底板钢筋混凝土保护层厚度不小于 70mm。

(3) 基础的顶面标高

基础应尽量浅埋,但在任何情况下基础或基础梁的顶面标高不得高于室内设计地坪(内柱基础)或室外设计地面(外柱基础),且一般至少应低于设计地坪 50mm~100mm。

(4) 基础形状和尺寸

①基础底板一般采用矩形或正方形(轴心受压时),底板尺寸为 100mm 的倍数;矩形的长短边尺寸之比一般为 1.5~2.0,最大不超过 3。

②当基础高度 $h \leq 500\text{mm}$ 时,可采用锥形基础(图 4.1a);当基础高度 $h > 500\text{mm}$ 时,宜采用阶梯形基础(图 4.1b),每阶高度宜为 300~500mm,阶高和阶宽均为 100mm 的倍数,且最下一阶的阶宽宜为 $b_1 \leq 1.75h_1$, h_1 为最下一阶阶高,其余各阶阶宽不大于相应阶高(这样取值后,只需验算最下一阶的抗冲切承载力)。

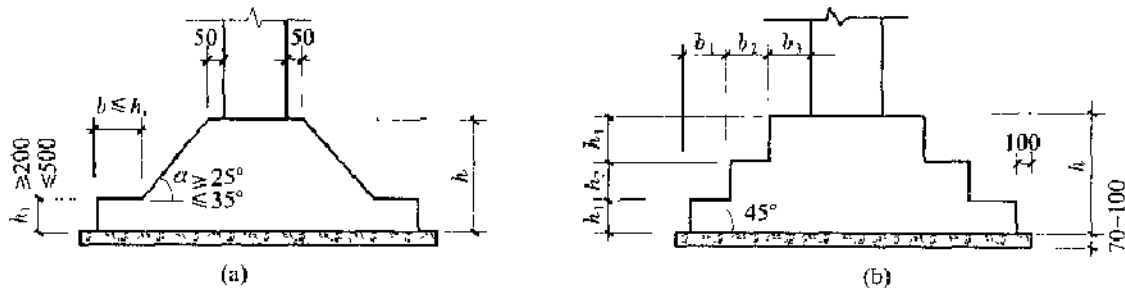


图 4.1 柱下独立基础的形状和尺寸

现浇柱基础的有效高度 h_0 应满足柱纵向钢筋在基础内的锚固要求;对轴心受压柱 $h_0 \geq 0.7l_a$,对偏心受压柱 $h_0 \geq l_a$;在有抗震要求时, $h_0 \geq l_{aE}$, l_{aE} 为抗震设计时的受拉钢筋锚固长度。

4.1.2 基础底板尺寸的确定

对可不作地基变形验算的丙级基础(丙级基础指场地和地基条件简单、荷载分布均匀的七层和七层以下民用建筑及一般工业建筑物),可按基础底面的压力要求,确定基础底面尺寸。可不作地基变形计算的丙级建筑物的框架结构层数见表 4.1。

可不作地基变形计算的丙级建筑物

表 4.1

f_a (kPa)	60~80	80~100	100~130	130~160	160~200	200~300
各土层坡度 (%)	≤ 5	≤ 5	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10
框架结构层数	≤ 5	≤ 5	≤ 5	≤ 6	≤ 6	≤ 7

(1) 轴心受压基础

上部结构传至基础顶面的轴心力标准值及基础自重标准值产生均匀压应力 p_k , 由 $p_k \leq f_a$, 可得

$$A \geq \frac{N_k}{f_a - 20d} \quad (4.1)$$

式中 d —基础埋置深度(m);

A —基础底面面积(m^2);

f_a —修正后的地基承载力特征值;

N_k —相应于荷载效应标准组合时,上部结构传至基础顶面的竖向力值。

基础底面面积 A 确定后,即可确定基础底面边长。对方形基础 $a = b = \sqrt{A}$;对矩形基础,可取

$$a = \sqrt{\frac{a_c - b_c}{2} + A} + \sqrt{\frac{a_c - b_c}{2}} \quad (4.2a)$$

$$b = \sqrt{\frac{a_c - b_c}{2} + A} - \sqrt{\frac{a_c - b_c}{2}} \quad (4.2b)$$

式中 a, b —基础底板的长边和短边尺寸。

(2) 偏心受压基础

上部结构传到基础顶面的荷载效应标准组合值除 N_k 外,还有 M_k 和 V_k ,故在基础底面的应力状态如图 4.2 所示。基底压应力合力的偏心距可表达为

$$e = \frac{M_k + V_k \cdot h}{N_k + G_k} \quad (4.3)$$

式中 h —基础高度;

G_k —基础和上覆土层自重标准值,可取为 $20kN/m^3$ 。

对有吊车的厂房结构,应满足 $e < b/6$,对于无吊车房屋结构,应满足 $e < b/4$, b 为基础短边尺寸。

偏心受压基础底面尺寸的确定方法通常采用试算法:首先将 N_k 扩大 1.2~1.4 倍,并假定基础长边 a (力矩作用方向)和短边 b 之比为 1.5~2.0,先按轴心受压式(4.1)求出基础底面面积 A 和边长;再求基础底边的最大压应力值 $p_{k,max}$ 。当 $e \leq a/6$ 时,

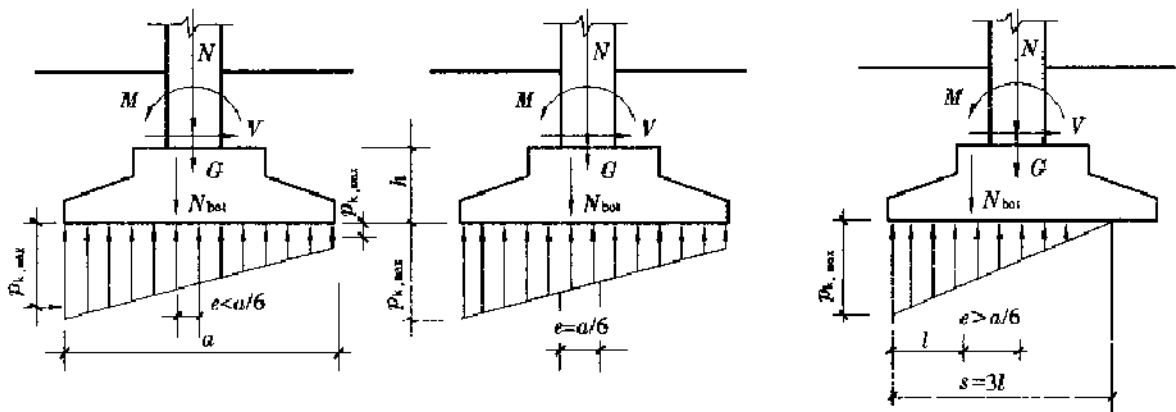


图 4.2 偏心受压基础的基底压力

$$p_{k,max} = \frac{N_k + G_k}{A} + \frac{M_k + V_k h}{W} \quad (4.4)$$

式中 W —基础底面弹性抵抗矩,对矩形截面, $W = \frac{1}{6}ba^2$;当 $p_{k,max} \leq 1.2f_c$ 时,则截面尺寸满足要求;不满足时,适当增加基础底边尺寸 a 和 b ,直至满足为止。

4.1.3 基础的抗冲切承载力验算

在基底上净反力(即不考虑 G_k 的作用)产生的剪力作用下,基础可能发生冲切破坏:破坏面为大致沿 45° 方向的锥形斜面(图 4.3)。破坏的原因是由于混凝土斜截面上的主拉应力超过混凝土抗拉强度,从而引起斜拉破坏。

为了防止冲切破坏的发生,应进行抗冲切承载力验算,即在初步确定柱基础高度及阶梯形基础各阶尺寸后,对柱与基础交接处及基础变阶处进行抗冲切承载力计算,并满足如下要求(图 4.4):

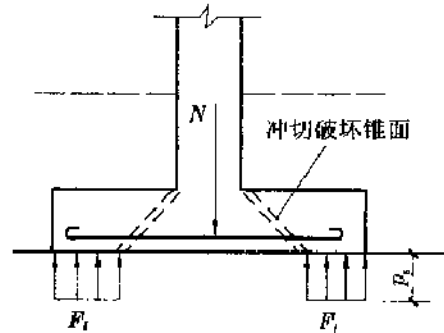


图 4.3 基础的冲切破坏

$$\left. \begin{aligned} F_t &\leq 0.7\beta_h f_t b_m h_0 \\ F_t &= p_s A_t \\ b_m &= (b_1 + b_2)/2 \end{aligned} \right\} \quad (4.5)$$

式中 p_s —按荷载效应基本组合计算并考虑结构重要性系数的基础底面地基反力设计值(可扣除基础自重及其上的土重),当基础偏心受力时,可取用最大的地基反力设计值;
 h_0 —验算冲切面的有效高度,取两个配筋方向的截面有效高度的平均值;
 A_t —考虑冲切荷载时取用的多边形面积(图 4.4 中阴影面积 ABCDEF);
 b_1 —冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长。在图 4.4a 中,取柱宽,在图 4.4b 中,取上阶宽;
 b_2 —冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的下边长, $b_2 = b_1 + 2h_0$;
 β_h —受冲切承载力截面高度影系数,当 $h \leq 800\text{mm}$ 时, $\beta_h \geq 1.0$;当 $h \geq 2000\text{mm}$ 时, β_h 取 0.9,其间接线性内插取用;
 f_t —混凝土轴心抗拉强度设计值。

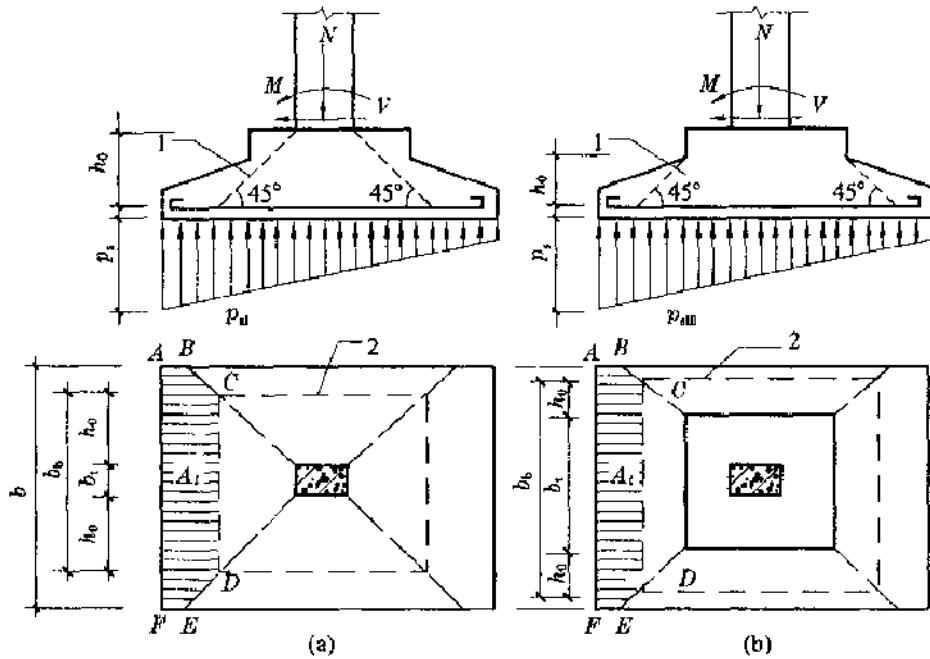


图 4.4 计算基础受冲切承载力截面位置

1 冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面; 2 冲切破坏锥体底面线
a) 柱与基础交接处; b) 基础变阶处

在设计时,先按构造要求选定基础高度和阶高,然后进行验算,直到满足要求为止。显然,当破坏锥面落在基础底面(或变阶处下底面)以外时,不必进行验算。

4.1.4 基础的底板配筋

在基底反力设计值 p_s 的作用下,基础底板发生弯曲,其受力状态如同倒置的变截面悬臂板(其固定支座分别为柱边或变阶截面边缘)。计算出控制截面的弯矩,即可进行配筋计算。

(1) 轴心受压基础的底板弯矩

在结构传下的轴向力设计值 N 的作用下, $p_s = N/ab$ (图 4.5)。

则在基础根部的 I-I、II-II 截面,其弯矩 M_I 及 M_{II} 为:

$$\left. \begin{aligned} M_I &= \frac{p_s}{24} (a - h_c)^2 (2b + b_c) \\ M_{II} &= \frac{p_s}{24} (b - b_c)^2 (2a + h_c) \end{aligned} \right\} \quad (4.6)$$

式中 h_c, b_c —相应的柱截面(或控制截面)尺寸;

a, b —基础底板的长边和短边尺寸。

(2) 偏心受压基础的底板弯矩

底板弯矩的计算可参考(式 4.6),但由于地基反力设计值 p_s 不是均匀分布而是线性分布的,故需作适当修正(图 4.6)。

在求 M_I 时,取 p_s 为边缘最大应力 $p_{s, \max}$ 和控制截面应力 $p_{s, I}$ 的平均值,即

$$p_s = \frac{p_{s, \max} + p_{s, I}}{2} \quad (4.7)$$

在求 M_{II} 时,取 p_s 为地基土反力平均值,即

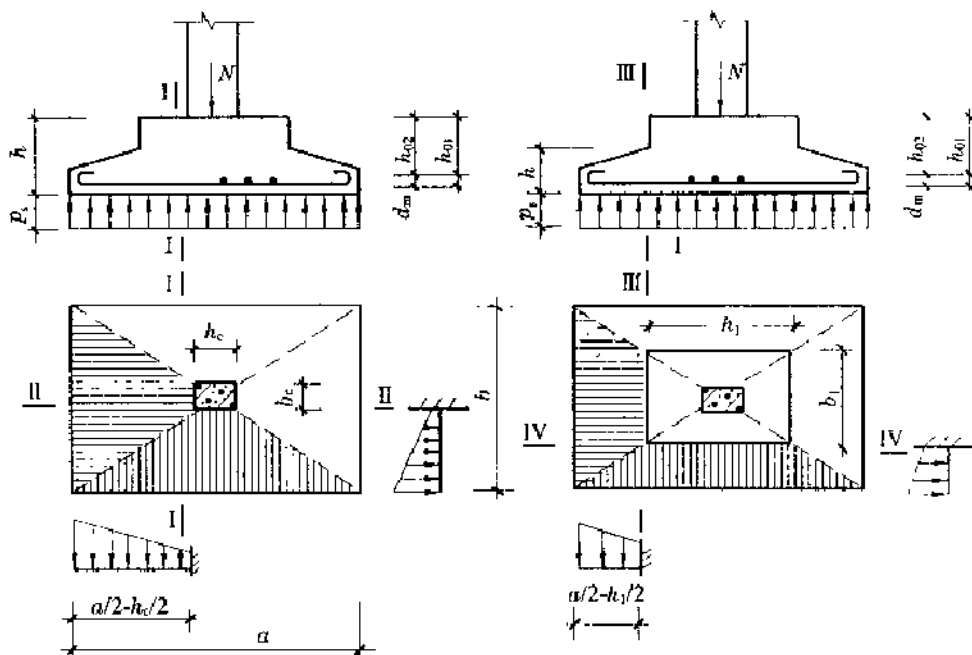


图 4.5 轴心受压基础底板配筋

$$p_s = \frac{p_{s,max} + p_{s,min}}{2} \quad (4.8)$$

(3) 底板配筋计算及构造

在求出 M_I 及 M_{II} 后,即可按双向板的配筋公式(式 4.9)计算底板钢筋:

$$\left. \begin{aligned} A_{sI} &= \frac{M_I}{0.9f_y h_0} \\ A_{sII} &= \frac{M_{II}}{0.9f_y (h_0 - 10)} \end{aligned} \right\} (4.9)$$

根据计算的钢筋面积即可选择钢筋直径和间距:直径不小于 10mm,间距不大于 200mm;沿长边方向的钢筋 A_{sI} 置于底板外侧,沿短边方向的钢筋 A_{sII} 置于 A_{sI} 内侧,与 A_{sI} 垂直。当板的边长大于 3m 时,钢筋的长度可取为板长的 0.9 倍,并交错排列(图 4.7)。

4.1.5 基础的插筋

柱基础一般不与底层柱同时浇筑,即施工缝设在基础顶面位置。故在施工基础时,应从基础内伸出插筋与柱钢筋连接。插筋的数量、直径、规格、位置均应与底层柱底的纵向钢筋相同(图 4.7)。

(1) 插筋的固定

在基础内,插筋与适当的箍筋(一般为 2~3 个)组成骨架,竖立于底板的钢筋网上(参考图 4.8)。当基础高度较小时,全部插筋伸至底板钢筋网;当基础高度较大时,可仅将四角的插筋

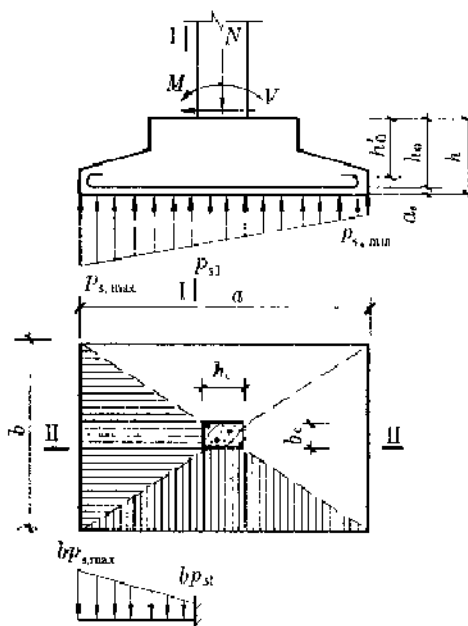


图 4.6 偏心受压基础底板应力

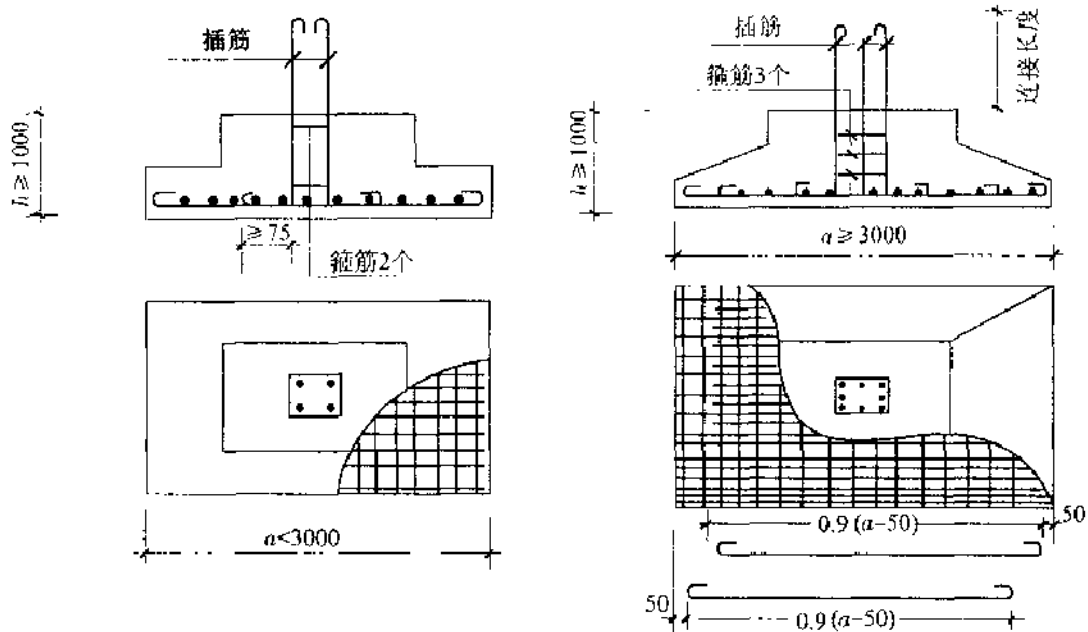


图 4.7 底板钢筋排列及现浇柱基础插筋

伸至底板钢筋网处,其余插筋可只锚固于基础顶面以下 l_d 长度处。

(2) 基础中的插筋搭接位置

基础中的插筋与柱钢筋连接优先选用焊接。当为搭接时(此时纵向钢筋直径 $d \leq 20$),搭接位置应根据地面与基础顶面的距离 H_1 决定。

① 当 $H_1 < 1.5\text{m}$ 时,其搭接位置在基础顶面处,即基础插筋与柱钢筋直接搭接(图 4.8 a),施工缝在基础顶面。

② $1.5\text{m} \leq H_1 \leq 3\text{m}$ 时,其搭接位置在地面标高以下 150mm 处,施工缝亦在该处(图 4.8 b)。

③ $H_1 > 3\text{m}$ 时,其搭接位置在基础顶面及地面标高以下 150mm 处,施工缝也在该二处设置(图 4.8 c)。

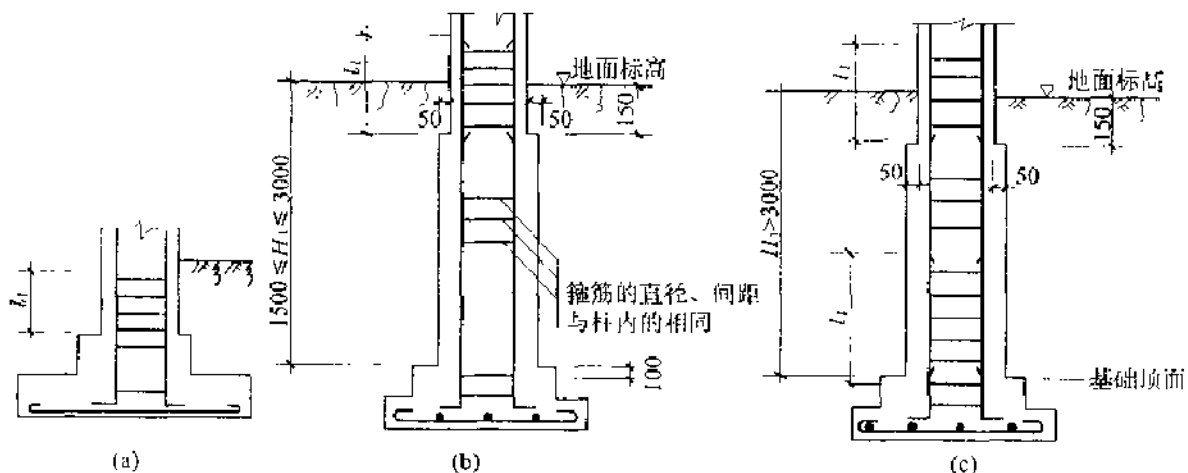


图 4.8 基础插筋的搭接位置

(3) 抗震设计中应注意的问题

在抗震设计中,插筋的锚固长度由 l_a 变为 l_{aE} ;由于基础顶部柱根设有箍筋加密区,柱钢筋的连接位置(搭接、焊接、机械式连接)应在箍筋加密区外;加密区的设置要求见抗震框架柱。

4.2 柱下条形基础

当上部结构的荷载较大、导致柱下独立基础面积过大甚至重叠、或地基不太均匀、地基承载力特征值较低时,可采用柱下条形基础。柱下条形基础实际上是钢筋混凝土连续地基梁。

4.2.1 地基梁的计算

(1) 地基梁的内力计算方法

①按连续梁的计算方法(倒梁法)

当地基比较均匀,上部结构刚度较好,荷载分布较均匀,且条形地基梁的高度不小于 $1/6$ 柱距时,其内力可按连续梁计算,地基反力可按直线分布。

此时边跨跨中弯矩及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数。

这种方法由于作用的“荷载”是地基反力,而柱则视为连续梁的支座,故也称为倒梁法。

②按弹性地基梁计算

当不满足①的要求时,则宜按弹性地基梁计算,如采用链杆法等。

(2) 计算规定

①对交叉条形基础,交点上的柱荷载可按交叉梁的刚度或变形协调要求进行分配,再计算梁的内力;

②应验算柱边缘处基础梁的受剪承载力,当存在扭矩时,尚应进行抗扭计算;

③当条形基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时,尚应验算柱下条形基础梁顶面的局部受压承载力。

4.2.2 条形基础尺寸要求

(1) 肋梁尺寸

①肋梁宽度 b

肋宽 $b \geq$ 柱宽 $+100\text{mm}$,且不小于翼板宽 b'_f 的 $1/4$;现浇柱与条形基础梁的交接处,其平面尺寸应不小于图4.9的规定。

②肋梁高度

柱下条形基础的梁高宜为柱距的 $1/4 \sim 1/8$,采用倒梁法计算时,宜为柱距的 $1/4 \sim 1/6$ 。

③端部做法

一般情形下,条形基础的端部应向外伸出,伸出长度为第一跨距的 $0.25 \sim 0.3$ 倍。端部做法如图4.10所示。

(2) 翼板尺寸

翼板厚度不宜小于 200mm 。当翼板厚度为 $200\text{mm} \sim 250\text{mm}$ 时,宜用等厚度翼板;当翼板厚度大于 250mm 时,宜用变厚度翼板,其坡度不大于 $1:3$ 。

条形基础的构造如图4.11所示。

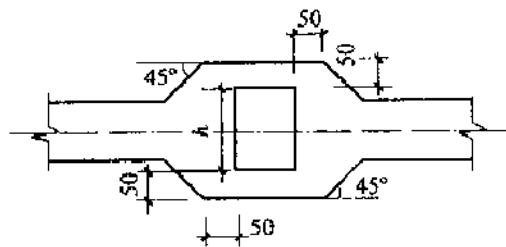


图 4.9 现浇柱与条形基础梁的交接处平面尺寸

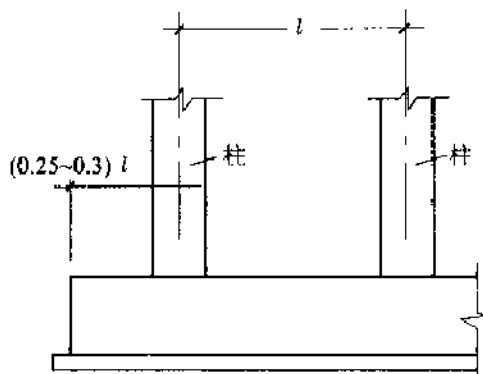


图 4.10 条形基础梁的端部尺寸

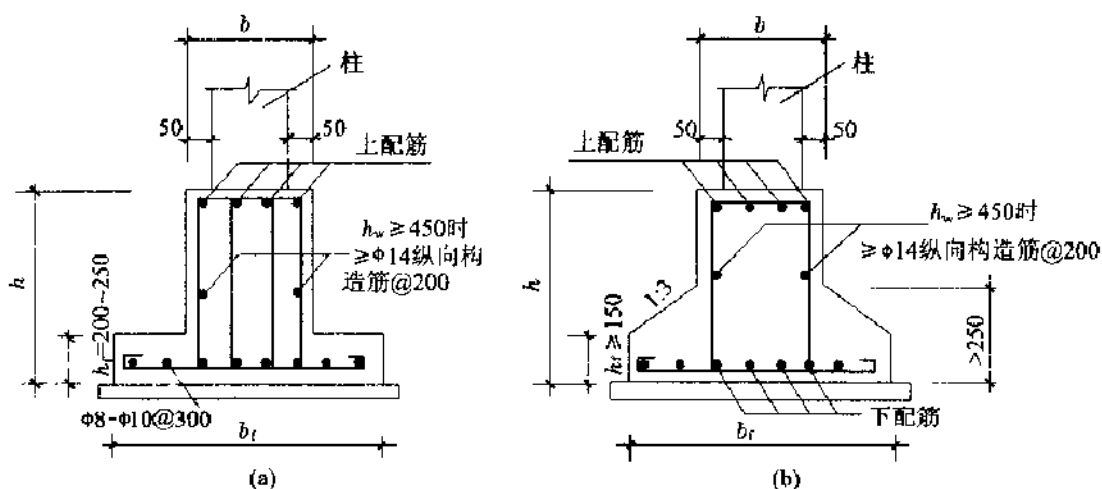


图 4.11 柱下钢筋混凝土条形基础构造
a) 等厚翼板; b) 变厚翼板

4.2.3 配筋构造

(1) 肋梁钢筋

① 纵向钢筋

肋梁纵向钢筋由计算确定, 直径 $d \geq 14\text{mm}$, 一般配置上下双筋, 配筋率不低于表 1.14 的要求; 纵向钢筋构造要求与一般梁相同, 当梁腹板高 $h_w \geq 450\text{mm}$ 时, 在肋高中部两侧配置间距为 200mm 的纵向构造钢筋, 其直径 $d \geq 14\text{mm}$ 。

梁顶面和底面的纵向受力钢筋, 应有 2~4 根通长配筋, 且其面积不得少于纵向钢筋总面积的 $1/3$ 。

② 箍筋

箍筋应采用直径 $d \geq 8\text{mm}$ 的封闭式箍筋, 其间距由计算确定, 且不大于 $15d$ (d 为纵向受力钢筋最小直径); 在肋梁中段的 $0.4l$ 范围内 (l 为柱中心线间距离), 箍筋间距可适当加大, 但不大于 300mm 。

当梁宽 $b \leq 350\text{mm}$ 时, 采用双肢箍; 当 $350\text{mm} < b \leq 800\text{mm}$ 时, 采用 4 肢箍; 当 $b > 800\text{mm}$ 时, 采用 6 肢箍筋。

(2) 翼板钢筋

翼板横向受力钢筋由计算确定,直径 $d \geq 10\text{mm}$,间距不大于 220mm ;分布钢筋直径 $d = 8 \sim 10\text{mm}$,间距不大于 250mm 。

在条形基础的 T 形和十字形交接处,翼板的横向受力钢筋仅沿主要受力轴通长放置,另一方向受力筋伸入主要受力轴底板 $\frac{1}{4}$ 宽度即可;在 L 形拐角,受力钢筋沿两个方向通长放置(图 4.12)。

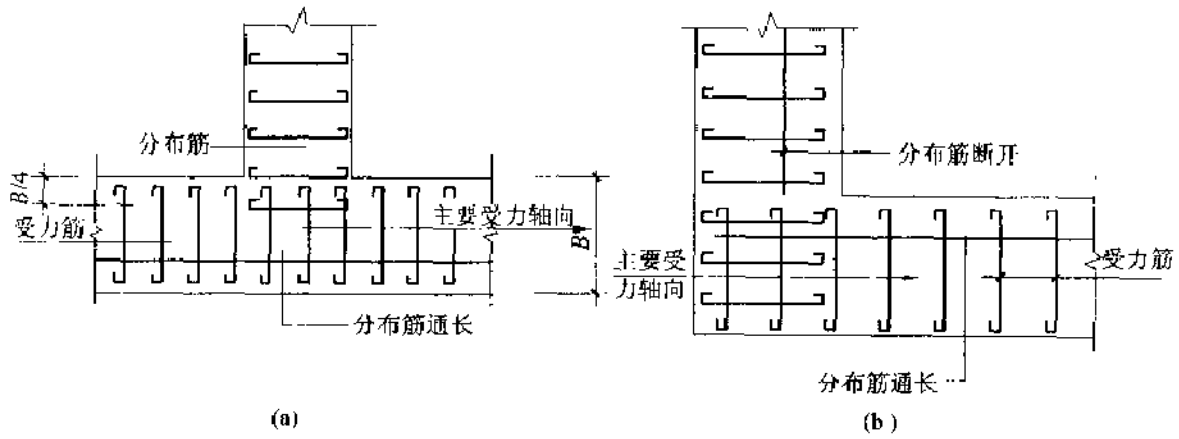


图 4.12 翼板受力钢筋配置构造

a) T 形交接处; b) L 形拐角处

此外,柱下条形基础混凝土的强度等级,一般不低于 C20 且宜与柱相同;垫层混凝土厚度,宜为 $70 \sim 100\text{mm}$ 。条形基础的肋梁配筋构造示于图 4.13。

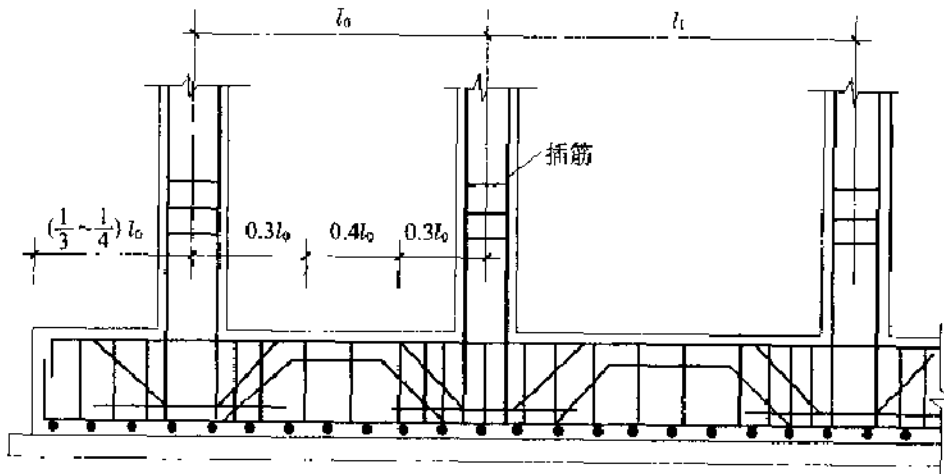


图 4.13 柱上条形基础梁的配筋构造

4.3 地基和基础的抗震设计

4.3.1 基本要求

(1) 场地选择

选择建筑场地时,应根据工程需要,掌握地震活动情况,工程地质和地震地质的有关资料,对抗震有利、不利和危险地段作出综合评价。对不利地段,应提出避开要求;当无法避开时,应采取有效措施;不应在危险地段建造甲、乙、丙类建筑。

当建筑场地为Ⅰ类时,甲、乙类建筑应允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施;丙类建筑应允许按本地区抗震设防烈度降低一度的要求采取抗震构造措施,但设防烈度为6度时仍按本地区烈度要求采取抗震构造措施。

(2) 设计要求

地基和基础设计应符合下列要求:

- ①同一结构单元的基础不宜设置在性质截然不同的地基上;
- ②同一结构单元不宜部分采用天然地基部分采用桩基;
- ③地基为软弱粘性土、液化土、新近填土或严重不均匀土时,应估计地震时地基不均匀沉降或其他不利影响,并采取相应的措施。

4.3.2 天然地基和基础

(1) 可不进行抗震承载力验算的房屋地基基础

对下列建筑,可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算:

1)地基主要受力层范围内不存在软弱粘性土层(软弱粘性土层指7度、8度、9度时,地基承载力特征值分别小于80、100和120kPa的土层)的下列建筑:①一般的单层厂房和单层空旷房屋;②不超过8层且高度在25m以下的一般民用框架房屋;③基础荷载与②相当的多层框架厂房。

2)抗震设计规范规定可不进行上部结构抗震验算的建筑。

3)砌体房屋。

(2) 验算方法

天然地基基础进行抗震验算时,应采用地震作用标准组合,且地基抗震承载力取地基承载力特征值乘以地基抗震承载力调整系数计算。

验算天然地基地震作用下的竖向承载力时,采用如下公式:

$$p \leq f_{aE} \quad (4.10a)$$

$$p_{\max} \leq 1.2 f_{aE} \quad (4.10b)$$

$$f_{aE} = \zeta_a f_a \quad (4.10c)$$

式中 p —地震作用效应标准组合的基础底面平均压力;

p_{\max} —地震作用效应标准组合的地基边缘的最大压力;

f_{aE} —调整后的地基抗震承载力;

f_a —修正后的地基承载力特征值;

ξ—地基抗震承载力调整系数,见表 4.2。

地基土抗震承载力调整系数

表 4.2

岩土名称和性状	ξ
岩石,密实的碎石土,密实的砾、粗、中砂, $f_{sk} \geq 300 \text{kPa}$ 的粘性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土,中密和稍密的砾、粗、中砂,密实和中密的细、粉砂, $150 \leq f_{sk} < 300$ 的粘性土、坚硬黄土	1.3
稍密的细、粉砂, $100 \leq f_{sk} < 150$ 的粘性土和粉土,可塑黄土	1.1
淤泥、淤泥质土,松散的砂,杂填土,新近堆积黄土及流塑黄土	1.0

对于高宽比大于 4 的高层建筑,在地震作用下基础底面不宜出现拉应力;其它建筑,基础底面与地基土之间零应力区面积不应超过基础底面面积的 15%。

4.4 【实例】中框架的基础设计

4.4.1 设计资料

根据工程地质报告提供的资料,场地为 II 类,在主要受力层范围内不存在软弱粘性土层,上部框架结构未超过 8 层,高度在 25m 以下,故该房屋基础不进行抗震承载力验算。则底层柱传至基础顶部的作用效应仅取非抗震设计时的作用效应(表 4.3)。

传至基础顶面的作用效应组合

表 4.3

位 置	A 柱	B 柱
标准组合值 (N_k, M_k)	①1605kN, 70.9kN·m; ②1626kN, 25.7kN·m; ③1171kN, 65.8kN·m; $V_k = 27.8 \text{kN}$	①2961kN, 38.8kN·m; ②2086kN, 41.5kN·m; ③3050kN, 3.2kN·m; $V_k = 14.4 \text{kN}$
基本组合值 (N, M)	①2018kN, 96.4kN·m; ②2048kN, 33.1kN·m; ③1411kN, 89.3kN·m; $V = 37.5 \text{kN}$	①3758kN, 53.9kN·m; ②2505kN, 57.7kN·m; ③3883kN, 4.1kN·m; $V = 19.9 \text{kN}$

将上述基本组合(设计值)与标准组合(标准值)的对应值进行比较后,对于 N ,其比值为 1.244(平均值);对于 M ,其比值为 1.344;有些教科书在简化设计值和标准值的关系时,一律取设计值/标准值=1.35,这应该是欠妥当的。对于框架柱而言,轴力取 1.25,弯矩取 1.35 才是较合适的。

4.4.2 方案一:按独立基础设计

(1) 基础底面积和底面尺寸确定

柱基础顶面标高已选为标高 56.30 处,距 ±0.000(标高 57.30)为 1m,柱钢筋直径最大值 $d = 25 \text{mm}$,HRB400 级,基础砼强度等级选为 C25,则柱钢筋的锚固长度取 $l_{aE} = 1.05l_a = 1.05 \times 40 \times 25 = 1050 \text{mm}$,考虑钢筋保护层厚度,取基础高度 $h = 1300 \text{mm}$,则基础底板标高为 55.00 处,自 ±0.0 开始的埋深为 2.3m。计算时取 $f_c = 200 \text{kPa}$ 。

1) A 柱基础

由于边柱弯矩较大,先按轴心受压计算时,将轴力值扩大 1.3 倍,取用 $N_k = 1626 \text{kN}$,则由式(4.1),有

$$A \geq \frac{1.3 \times 1626}{200 - 20 \times 2.3} = 13.72 \text{m}^2$$

取 $a/b=1.2$, 则 $a=4100\text{mm}$, $b=3400\text{mm}$ 。

按偏心受压验算: $W = \frac{1}{6}ba^2 = \frac{1}{6} \times 3.4 \times 4.1^2 = 9.526 \text{m}^3$, $A = 13.94 \text{m}^2$; 由式 4.4 的计算结果见表 4.4, 内力组合值①、②、③同表 4.3, 满足要求。

A 柱基础 $p_{k,\max}$ 的计算

表 4.4

内力组合值	①	②	③
$p_{k,\max}$	172.4	169.5	140.7

2) B 柱基础

内柱基础弯矩小而轴力大, 故按轴心受压初步选定基础面积时, 将轴力扩大 1.2 倍, 取用 $N_k = 2961 \text{kN}$, 则由式 4.1 可算得:

$$A \geq \frac{1.2 \times 2961}{200 - 20 \times 2.3} = 23.1 \text{m}^2$$

取 $a/b=1.1$, 则 $a=5000$, $b=4600$ 。

经验算, 各组内力组合值均满足 $p_{k,\max} < 1.2f_c$ 的要求(表 4.5)。

B 柱基础 $p_{k,\max}$ 计算

表 4.5

内力组合值	①	②	③
$p_{k,\max}$ (kPa)	177.7	139.8	179.8

(2) 基础抗冲切承载力计算

已按柱纵向钢筋锚固要求初步选定基础高度 $h=1300\text{mm}$, 可确定为阶形基础, 基础尺寸见图 4.14。

1) A 柱基础抗冲切计算

按图 4.14 的基础尺寸, 可只验算最下阶高度(参考图 4.4(b)):

取 $h_0 = h - a_s = 500 - 50 = 450 \text{mm}$

$$A_l = 3400 \times (950 - 450) - \frac{1}{2} \times 200 \times 200 \times 2 = 1660000 \text{mm}^2 = 1.66 \text{m}^2$$

$$b_1 = 3400 - 2 \times 650 = 2100 \text{mm}$$

$$b_0 = b_1 + 2h_0 = 2100 + 2 \times 450 = 3000 \text{mm}$$

$$\beta_h = 1.0 + \frac{0.9 - 1.0}{2000 - 800} (1300 - 800) = 0.96; \quad b_m = \frac{1}{2} (b_1 + b_0) = 2550 \text{mm}$$

$f_t = 1.27 \text{MPa}$ (C25 混凝土)

$$p_{s,\max} = \frac{N}{A} + \frac{M + V \cdot h}{W} = \frac{2018}{3.4 \times 4.1} + \frac{96.4 + 37.5 \times 1.3}{9.526} = 160 \text{kPa}, \quad p_{s,\min} = 129.5 \text{kPa}$$

$$F_l = p_s A_l = 160 \times 1.66 = 265 \text{kN} < 0.7 \times 0.96 \times 1.27 \times 2550 \times 450 = 979 \text{kN}$$

$$F_l = p_s A_l = 160 \times 1.66 = 265 \text{kN}$$

$$< 0.7 \beta_h f_t b_m h_0 = 0.7 \times 0.96 \times 1.27 \times 2550 \times 450 = 979.3 \text{kN}$$

满足要求。

2) B 柱基础抗冲切验算

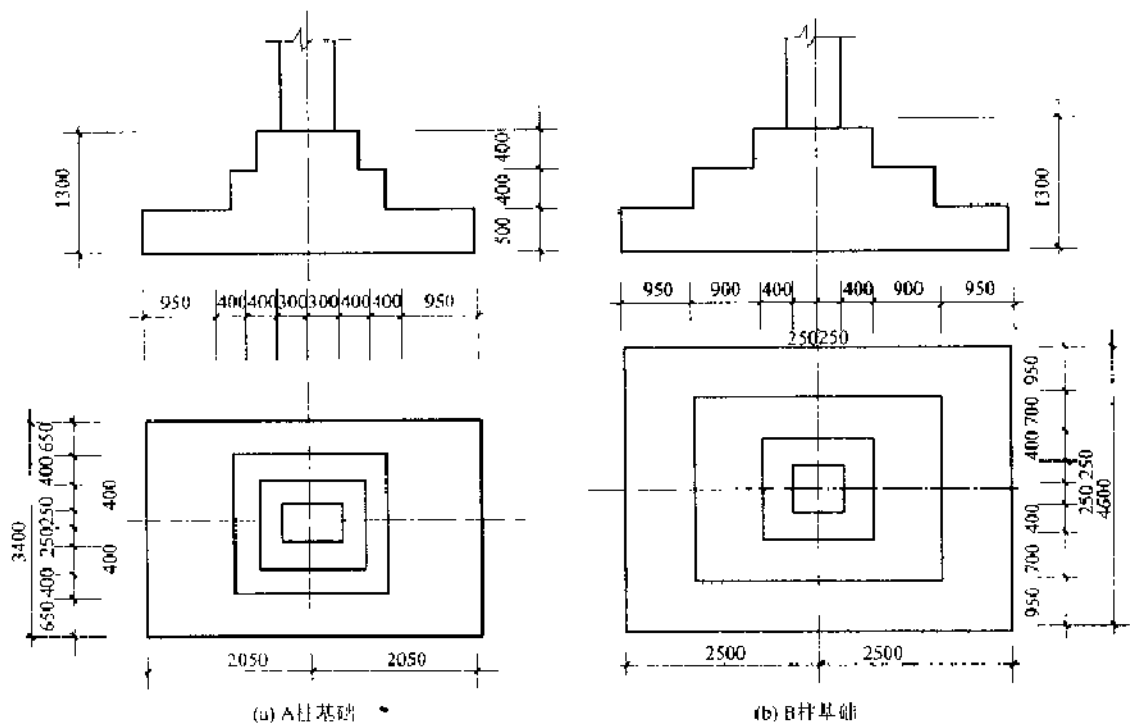


图 4.14 KJ3 框架基础尺寸

a) A 柱基础; b) B 柱基础

① 计算基础底板净反力

用第①组内力, 可算得 $p_{s, \max} = 170.6 \text{ kPa}$, $p_{s, \min} = 165.4 \text{ kPa}$

用第③组内力, 可算得 $p_{s, \max} = 168.6 \text{ kPa}$, $p_{s, \min} = 158.2 \text{ kPa}$

相差不多, 取第①组产生的值。简化计算时, 可对应取确定基础底面积的一组内力设计值即可 (本例为第③组)。

② 按图 4.14 的基础尺寸, 本基础应考虑两个冲切面: 第一阶处 (同 A 柱基础) 和第二阶处 (图 4.15)。现先对第二阶处进行计算,

$$h_0 = 900 - 50 = 850 \text{ mm}$$

$$A_t = 4.6 \times 1.0 - \frac{1}{2} \times 0.8 \times 0.8 \times 2 = 3.96 \text{ m}^2$$

$$b_t = 1.3 \text{ m}, b_0 = b_t + 2h_0 = 3.0 \text{ m}$$

$$b_m = \frac{1}{2}(b_t + b_0) = \frac{1}{2}(1.3 + 3.0) = 2.15 \text{ m}$$

$$\text{则 } F_t = p_s \cdot A_t = 170.6 \times 3.96 = 675.6 \text{ kN}$$

$$< 0.7\beta_h f_c b_m h_0 = 0.7 \times 0.96 \times 1.27 \times 2.15 \times 0.85 \times 10^3 = 1560 \text{ kN}$$

满足要求。

$$\text{第一阶处: } h_0 = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$$

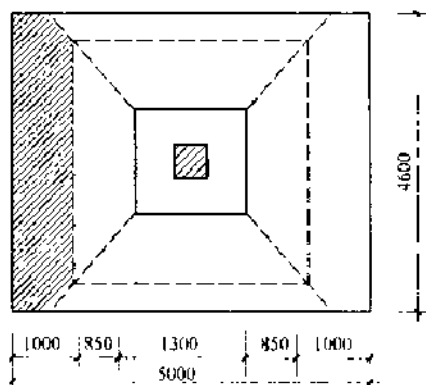


图 4.15 B 柱基础冲切面

$$A_f = 4.6 \times 0.5 - \frac{1}{2} \times 0.5 \times 0.5 \times 2 = 2.05 \text{m}^2$$

$$b_1 = 2.7 \text{m}, b_0 = b_1 + 2h_0 = 2.7 + 2 \times 0.45 = 3.6 \text{m}, b_m = 3.15 \text{m}$$

$$F_f = 170.6 \times 2.05 = 349.7 \text{kN}$$

$$< 0.7\beta_h f_c b_m h_0 = 0.7 \times 0.96 \times 1.27 \times 3.15 \times 0.45 \times 10^8 = 1210 \text{kN}$$

满足要求。

(3) 底板配筋计算

1) A 柱基础

① 柱根处计算

$$\text{长向 I-I: } p_{1s} = 160 + \frac{(129.5 - 160) \times 1750}{4100} = 147.0 \text{kPa}$$

$$p_s = \frac{160 + 147}{2} = 153.5 \text{kPa}$$

$$M_I = \frac{153.5}{24} (4.1 - 0.6)^2 (2 \times 3.4 + 0.5) = 572.3 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{短向 II-II: } p_s = \frac{160 + 129.5}{2} = 144.8 \text{kPa}$$

$$M_{II} = \frac{144.8}{24} (3.4 - 0.5)^2 (2 \times 4.1 + 0.6) = 446.5 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$h_0 = 1300 - 50 = 1250 \text{mm}$, 则由式(4.9)得:

$$A_{s1} = \frac{572.3 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 1250} = 1696 \text{mm}^2 \quad \text{选 } 23 \Phi 10 @ 150, A_s = 1806 \text{mm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{446.5 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 1240} = 1334 \text{mm}^2 \quad \text{选 } 28 \Phi 8 @ 150, A_s = 1408 \text{mm}^2$$

② 第一阶处验算

长向 I-I, 近似取 $p_s = 160 \text{kPa}, h_0 = 450 \text{mm}$

$$M_I = \frac{160}{24} (4.1 - 2.6)^2 (2 \times 3.4 + 2.1) = 214.2 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s1} = \frac{214.2 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 450} = 1763 \text{mm}^2, \text{ 前述配筋已满足。}$$

短向 II-II

$$M_{II} = \frac{144.8}{24} (3.4 - 2.1)^2 (2 \times 4.1 + 2.2) = 106 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s2} = \frac{106 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 440} = 892 \text{mm}^2, \text{ 前述配筋已满足。}$$

2) B 柱基础

① 柱根处计算

$$\text{长向 I-I: } p_{1s} = 170.6 + \frac{(165.4 - 170.6)}{5000} \times 2250 = 168.3 \text{kPa}$$

$$p_s = \frac{170.6 + 168.3}{2} = 169.5 \text{ kPa}$$

$$M_I = \frac{169.5}{24} (5.0 - 0.5)^2 (2 \times 4.6 + 0.5) = 1387.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

短向 II - II: $p_s = \frac{170.6 + 165.4}{2} = 168 \text{ kPa}$

$$M_{II} = \frac{168}{24} (4.6 - 0.5)^2 (2 \times 5.0 + 0.5) = 1235.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_c = 1300 - 50 = 1250 \text{ mm}$, 则由式(4.9)得:

$$A_{s,I} = \frac{1387.3 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 1250} = 4111 \text{ mm}^2 \quad \text{选 } 39 \Phi 12 @ 120, A_s = 4411 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,II} = \frac{1235.5 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 1240} = 3690 \text{ mm}^2 \quad \text{选 } 34 \Phi 12 @ 150, A_s = 3845 \text{ mm}^2$$

②第一阶处验算

$$M_I = \frac{170.6}{24} (5.0 - 3.1)^2 (2 \times 4.1 + 2.7) = 279.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s,I} = \frac{279.7 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 450} = 2302 \text{ mm}^2 < 4111 \text{ mm}^2, \text{可。}$$

$$M_{II} = \frac{168}{24} (4.1 - 2.7)^2 (2 \times 5 + 3.1) = 179.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s,II} = \frac{179.7 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 440} = 1513 \text{ mm}^2 < 3845 \text{ mm}^2, \text{可。}$$

4.4.3 方案二:按条形基础设计

钢筋混凝土条形基础一般沿房屋纵向布置,如本设计,沿④、⑤、⑥、⑦轴线方向布置。根据本例情形,可采用“倒梁法”设计。

(1)基础截面尺寸选择

以⑤轴线基础进行说明。截面高度仍需满足柱钢筋锚固长度要求,取 $h = 1300 \text{ mm}$, 则 $h/l = 1300/6900 = 1/5.3$, 符合倒梁法要求。

肋梁宽 b 取柱截面尺寸 + 100 = 500 + 100 = 600 mm; 翼板宽度 b' , 可取为 3600 mm, 参照图 4.11, 初选尺寸见图 4.16, 将柱传下的内力标准值均布于柱间梁长上, 则每米梁长承受

$$N_k = 3758/6.9 = 545 \text{ kN/m};$$

$$M_k = 53.9/6.9 = 7.8 \text{ kN} \cdot \text{m/m};$$

$$V_k = 19.9/6.9 = 2.9 \text{ kN/m}$$

则在每 m 长的翼板上

$$p = \frac{545 + 3.6 \times 20 \times 2.3}{3.6} = 197 \text{ kPa} < 200 \text{ kPa}, \text{满足要求。}$$

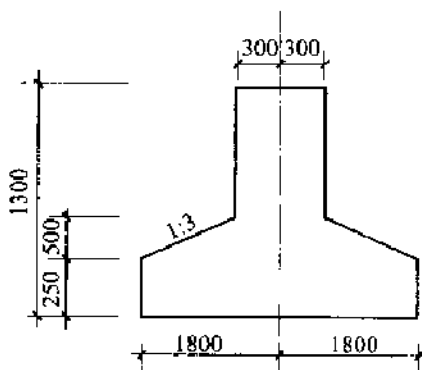


图 4.16 ⑤柱轴线条基截面尺寸

$$p_{k,\max} = 197 + \frac{7.8 + 2.9 \times 1.3}{\frac{1}{6} \times 1 \times 3.6^2} = 202.4 \text{ kPa} < 1.2 f_a = 240 \text{ kPa}, \text{ 满足要求。}$$

翼缘挑出部分应进行抗冲切验算:

$$p_{s,\max} = \frac{3758}{6.9} + \frac{53.9 + 19.9 \times 1.3}{6.9 \times \frac{1}{6} \times 3.6^2} = 550 \text{ kPa}; p_{s,\min} = 539 \text{ kPa}$$

$$h_0 = 750 - 50 = 700 \text{ mm}, b_1 = b_b = b_m = 1 \text{ m}$$

$$F_l = p_{s,\max} \cdot A_l = 550 \times (1.8 - 0.3 - 0.7) = 440 \text{ kN}$$

$$< 0.7 \beta_1 f_t b_m h_0 = 0.7 \times 0.96 \times 1.1 \times 1 \times 0.7 \times 1000 = 517 \text{ kN}$$

满足要求。

(2) 条基内力计算

按连续梁的计算方法有两种,一是弹性理论的方法,将荷载分为恒荷载和活荷载,利用相应内力系数表,进行内力组合,得出各控制截面的内力设计值。另一种是考虑塑性内力重分布的计算方法(见表 2.1),本例利用该法,计算结果见表 4.6。

地基梁内力计算

表 4.6

截面位置	支座①	①~②跨中	支座②	中间跨中	中间支座
弯矩值(kN·m)	843(外) 1441(内)	1976	2515	1441	1647
剪力值(kN)	1802	—	1982	—	1982

注:1. 边支座①处外挑 $0.25l_0 = 1.73 \text{ m}$,其弯矩值直接按悬挑计算得出;剪力值按悬挑计算和表格内系数分别计算,取较大值;

2. 计算跨度取用净跨 $l_n = 6.9 - 0.5 = 6.4 \text{ m}$;

3. 计算荷载采用均布荷载值 $p = \frac{3883}{6.9} = 563 \text{ kN/m}$;

4. 边跨跨中弯矩及第一内支座(支座②)在计算基础上乘以 1.2 的增大系数。

(3) ⑧线条形基础配筋计算

① 正截面受弯计算(表 4.7)

条形基础纵向受力钢筋计算

表 4.7

截面位置	支座①	①~②跨中	支座②	中间跨中	中间支座
截面型式	矩形	一类 T 形	矩形	一类 T 形	矩形
$b \times h_0$ (mm)	600 × 1200	3600 × 1200	600 × 1200	3600 × 1200	600 × 1200
$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{M}{0.5 f_c b h_0^2}}$	0.152	0.0326	0.119 ($A_s = 3436$)	0.0236	0.176
$A_s = \frac{\xi f_c b h_0}{f_y}$	3618	4655	6268	3376	4189
实配钢筋	7 Ⅱ 25 (3436mm ²)	10 Ⅱ 25 (4909mm ²)	13 Ⅱ 25 (6382mm ²)	7 Ⅱ 25 (3436mm ²)	9 Ⅱ 25 (4418mm ²)

注:1. 混凝土强度等级 C25,钢筋 HRB400 级。

2. 支座②按双筋截面设计, A_s' 取用中间跨中受拉钢筋面积。

② 斜截面受剪计算

$\frac{h_w}{b} < 4, 0.25 f_c b h_0 = 0.25 \times 11.9 \times 600 \times 1200 = 2142 \text{kN} > V$, 受剪截面满足要求。

因 $f_t b h_0 = 1.27 \times 600 \times 1200 = 914 \text{kN} < V$, 故由

$V \leq 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_y \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 有

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{1982000 - 0.7 \times 1.27 \times 600 \times 1200}{1.25 \times 210 \times 1200} = 4.26$$

选用 $\Phi 12$ 四肢箍, 则 $s = \frac{4 \times 113.1}{4.26} = 106 \text{mm}$, 取 $s = 100 \text{mm}$, 配置在距支座 $l_0/3 = 2300$ 范

围内, 而跨中则采用 $s = 200 \text{mm}$ 。

③翼缘底板配筋

按悬臂板设计, 取单位长度 1m , 则

$$M = \frac{1}{2} \times 550 \times 1.5^2 = 618.9 \text{kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 3122 \text{mm}^2/\text{m};$$

选 $\Phi 20 @ 100 (A_s = 3140 \text{mm}^2)$ 。分布筋 $\Phi 10 @ 150$ 。

5 毕业设计图纸

从序言开始,我们不仅对现浇框架结构设计计算的全过程进行了讲解,并且对给出的【实例】进行了具体计算。在毕业设计中,这些计算的具体内容,都应编入设计计算书内。

在《第一分册》中曾经指出:毕业设计图纸包括建筑和结构两部分;对建筑图的要求较简单,一般只需要达到初步设计或扩大初步设计的深度。而对结构图纸,则应达到施工图深度。因此,本章仅对建筑图纸易出现的问题作些提醒,不具体画出平面、立面、剖面等,以节省篇幅;而对结构图纸,则有较详细介绍。

5.1 建筑图纸

下面就以往毕业设计的建筑图纸存在主要问题作些归纳,以引起正在设计的同学的重视。

5.1.1 首层建筑平面

存在的主要问题有:①三道尺寸线不全,轴线号(主要是Ⓐ、Ⓑ、Ⓒ、…)书写错误;②室内、外标高及卫生间地坪标高标示不全;③散水、坡道、踏步等表示不清或遗漏;④门、窗编号漏缺;⑤楼梯平面表示错误。

5.1.2 二层及标准层平面

二层平面与标准层平面是有区别的,二层平面应表示底层门上的雨篷及窗洞上的挑檐等,而标准层不会出现雨篷。因此若用标准层平面包涵二层平面,则应特别注明其不同之处,这也往往为往届学生所忽略。

5.1.3 屋顶平面

主要存在的问题是:①屋面排水坡度和排水方向的选择;②上人屋面的出入口表示(或非上人屋面的人孔);③上人屋面楼梯间的屋顶表示不清或遗漏。

5.1.4 立面

主要存在的问题是:①主要标高及尺寸;②立面的轮廓粗线;③室外地面及台阶表示;等。

5.1.5 剖面

主要问题是可见和不可见的及剖到的部分表示不清,尤其是地面以下部分及室内室外交接处表示不清或表示错误。

5.2 结构图纸

框架结构的毕业设计结构图纸一般包括:结构设计总说明,基础平面布置及基础详图,结构平面布置(楼面和屋面),楼、屋盖板的配筋图,楼梯间布置和楼梯构件配筋,框架梁、柱配筋图。

本[实例]的结构设计总说明见图 5.1;基础平面布置及基础详图见图 5.2,本图采用柱下条形基础,但图中仅表示了⑩柱 J2 配筋作法,未将柱插筋画在图上(仅在说明中说明),布置图中的基础梁 JL1、JL2、JL3 是分别用于支承底层墙体及底层楼梯间的,可按简支梁设计(其中 JL1 也可按连续梁设计)并支承于地基梁之梁顶。结构平面布置和楼、屋盖板的配筋图可合并在一起,其平面布置可参见图 1.8 的基础上详细画出(梁用双线表示,比例按 1:100,并可用对称性作图),并将板的配筋及板编号画上,本章不另画图。楼面梁(井式梁及框架梁)可用平法绘制,图纸局部见图 5.3、图 5.4,实际作图时,由于荷载及配筋有差别,结构布置也不相同,楼盖(标准层)应画一张,屋盖也另画一张,均可按平法规定画出;框架柱的配筋图也可用平法画出,但为了使大家熟悉框架柱的细部构造,我们还是按一般方法画出其中的⑨柱施工详图,见图 5.5;楼梯间的结构布置和构件配筋图可参见《第一分册》,此处不再表述。

结构设计总说明

一、本结构采用现浇钢筋混凝土结构,设计使用年限为 50 年,结构安全等级为二级;建筑抗震设防分类为丙类,抗震设防烈度为 7 度,设计地震分组为第一组,框架的抗震等级为三级。

二、本框架结构采用的混凝土强度等级和钢筋级别如下:基础和上部结构的混凝土强度等级为 C25,基础垫层的混凝土强度等级为 C10;框架梁、柱的纵向受力钢筋采用 HRB400 级(Φ)、HRB335 级(Φ),板的钢筋及梁、柱箍筋采用 HPB235 级(Φ),其余各构件采用的钢筋级别按本条说明的钢筋符号(括号内)分别示于相应设计图纸内,不另说明。

三、根据 $\times\times\times$ 地质队的工程地质勘察报告,本工程地基基础设计等级为丙级,并不作地基变形计算;参照勘察结论与建议,本工程地基持力层选定为粉质粘土层,该层为褐黄色,呈可塑坚硬状,质地均匀,网状裂隙发育,层内夹有少量呈褐黑色的铁锰质结核,基槽(坑)开挖后必须会同有关单位验槽后,方可进行下一步施工;基槽开挖后应注意不能泡槽。

四、混凝土保护层厚度:本工程上部结构为一类环境,基础为二 a 类环境;基础中纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度取为 40mm;上部结构的板、梁、柱的纵向受力钢筋的保护层厚度分别取为 15mm、25mm 和 30mm,施工中应采取措施保证;混凝土中的水泥用量、水灰比、最大氯离子含量及最大碱含量等均应满足结构混凝土耐久性的要求。

五、钢筋的锚固和连接:除设计图纸中另有表示或说明外,下部钢筋伸入支座的锚固长度为:板钢筋伸入支座的长度为 100mm;非框架梁下部钢筋当为 HRB335 级(Φ)或 HRB400 级(Φ)时,伸入支座内的长度不小于 $12d$ (d 为纵向钢筋直径)且在边支座处伸至距支座边 20mm、在中间支座处伸至支座中心线处 -10mm ;对 HPB235 级(Φ)钢筋伸入支座内长度不小于 $15d$,末端应有半圆弯钩。

当钢筋直径 $d \leq 20\text{mm}$ 时,其连接方式采用搭接,搭接长度分别为 $32d$ (HPB235 级钢)、 $40d$ (HRB335 级钢)、 $48d$ (HRB400 级钢)。钢筋直径 $d \geq 22\text{mm}$ 时,一律采用等强度对焊焊接。

六、后砌隔墙与框架柱的连接:在砌筑的相应位置,在柱内预埋 $2\Phi 6$ 插筋,沿高度 300~500mm 一道,埋入长度 $\geq 200\text{mm}$,伸出柱外长度 500mm;后砌隔墙采用 MU10 烧结多孔砖、M5 混合砂浆。

七、在结构施工时,其他各工种如电气、管道等均应配合施工,不得在结构施工后随意开洞。

八、本说明中未尽事宜,应遵照有关国家标准、施工规范和操作规程进行;施工中出现问题应及时联系,协商解决。

结施 1 结构设计总说明

图 5.1 结构设计总说明

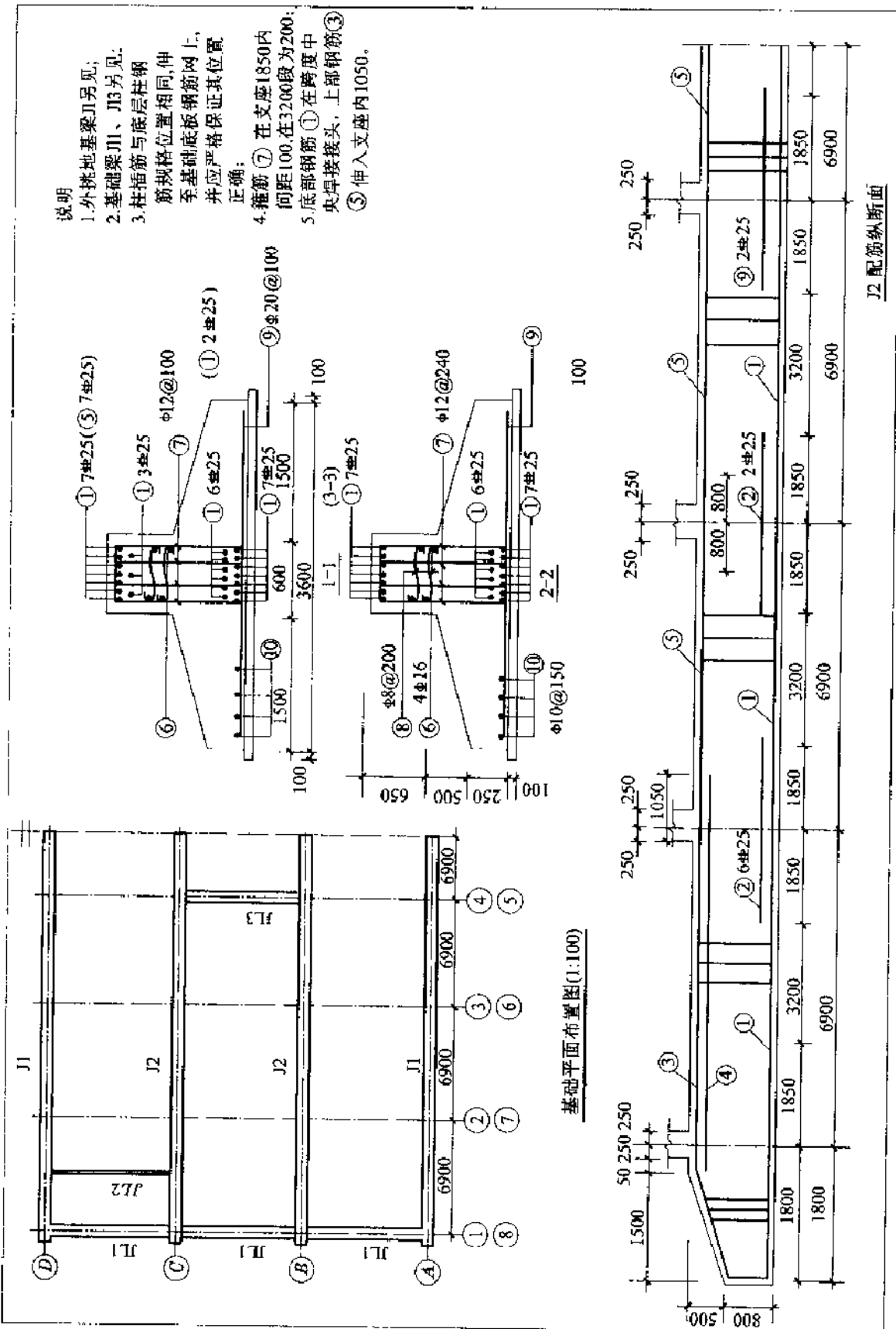


图5.2 基础平面图及基础配筋详图(局部)

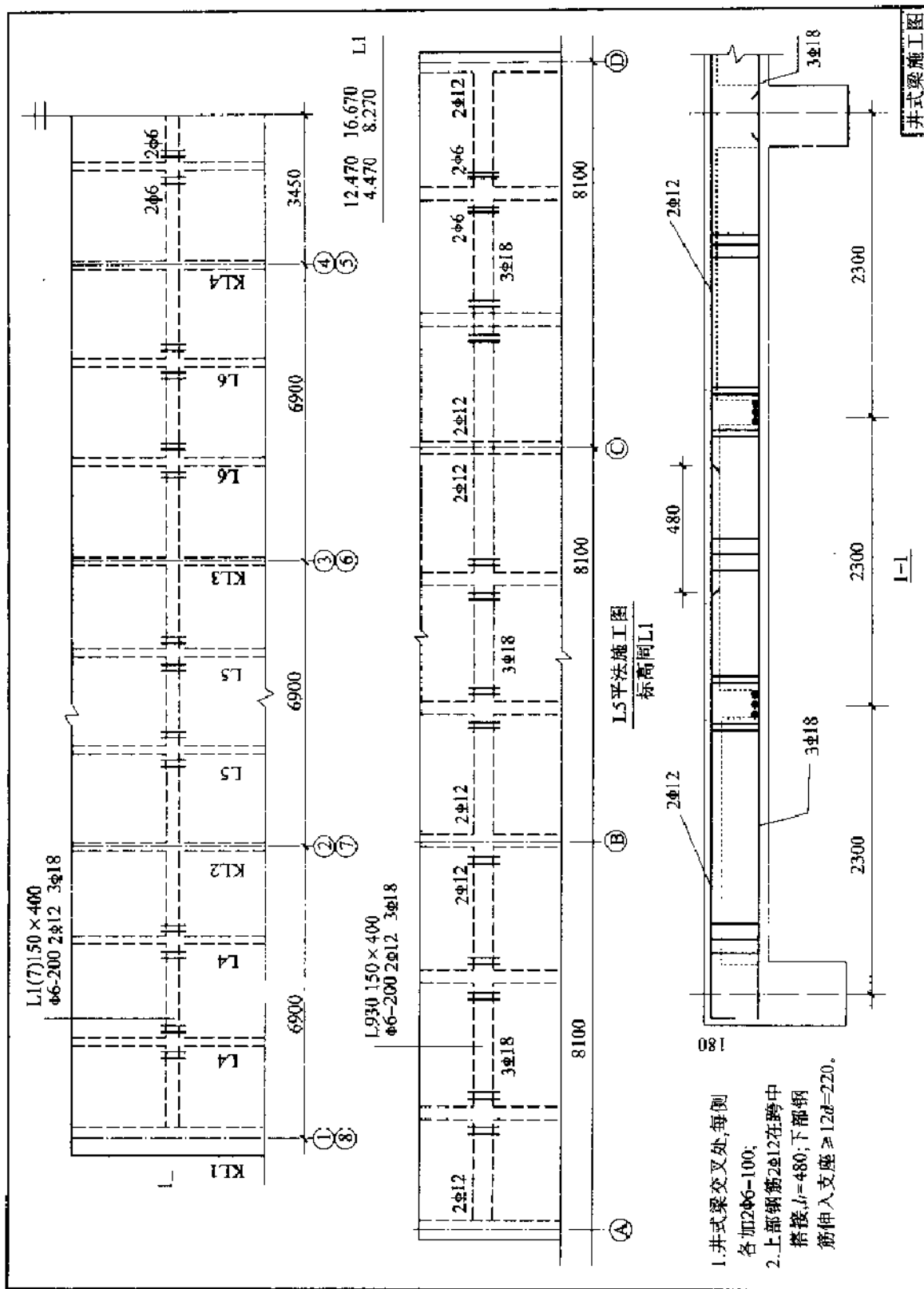


图5.3 部分井式梁施工图

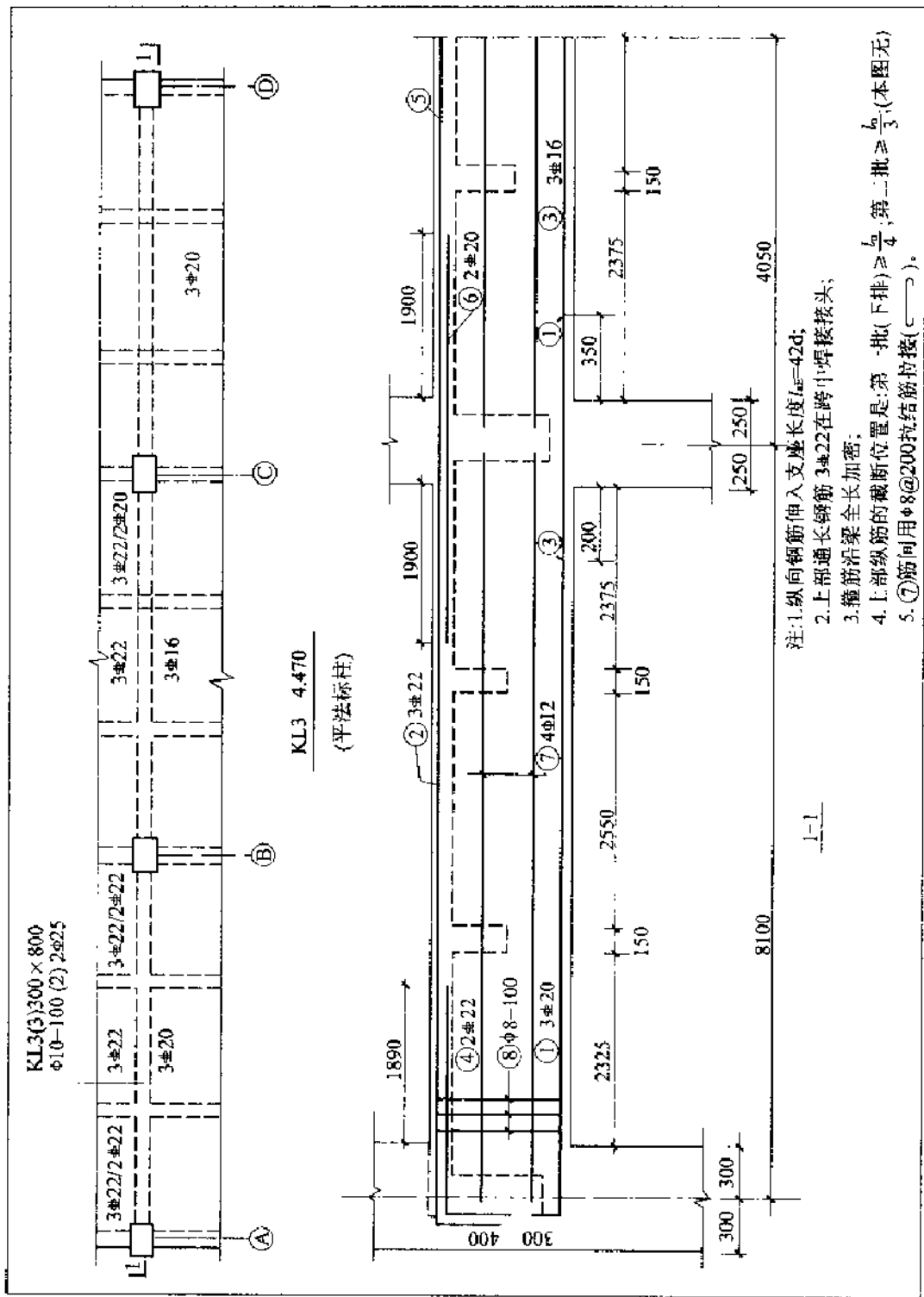
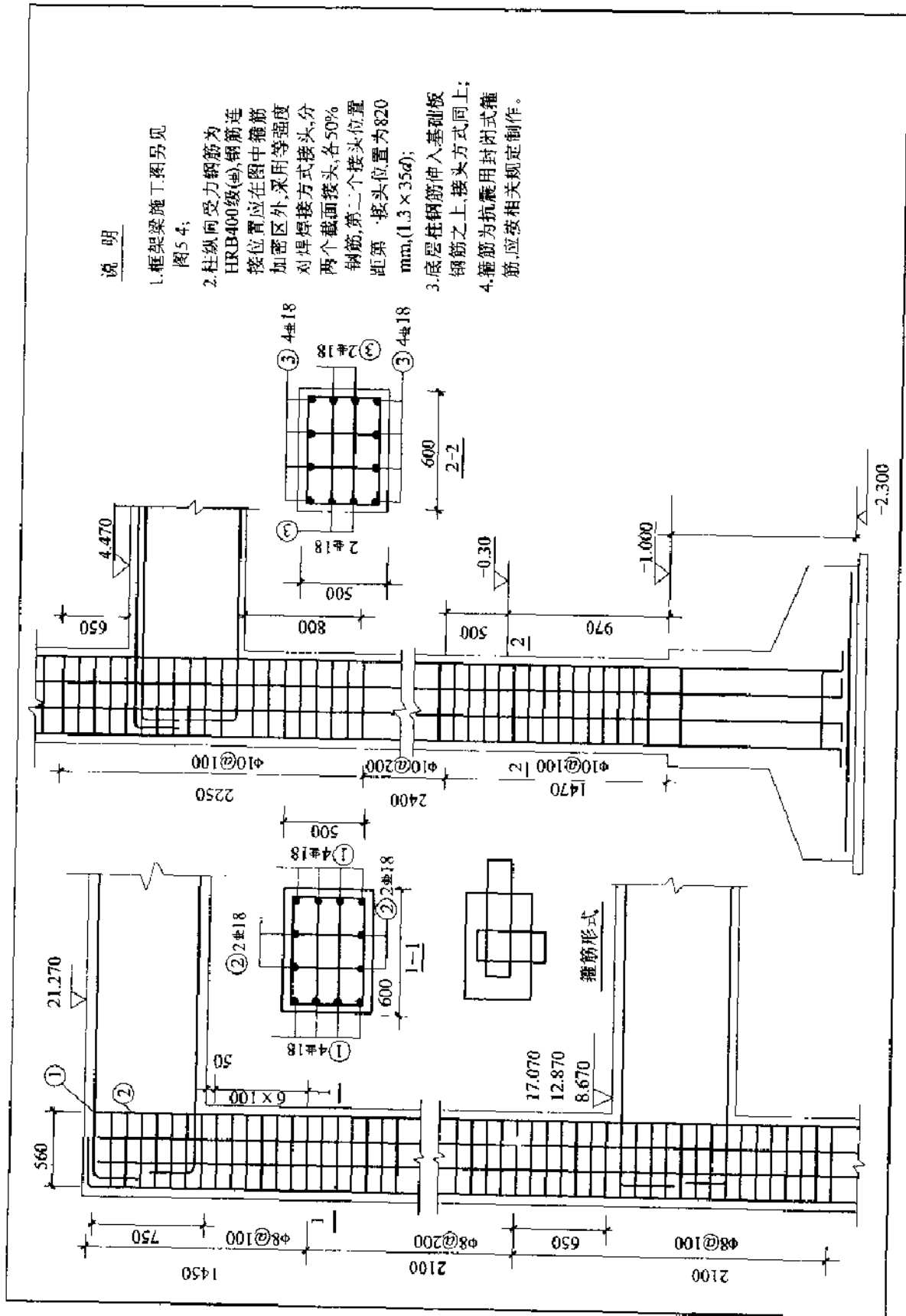


图5.4 底层框架梁KL3施工图



说明

1. 框架梁施工图另见图5.4;
2. 柱纵向受力钢筋为HRB400级(Φ), 钢筋连接位置应在图中箍筋加密区外, 采用等强度对接焊接方式接头, 分两个截面接头, 各50%钢筋, 第二个接头位置距第一个接头位置为820 mm, (1.3 × 35d);
3. 底层柱钢筋伸入基础版钢筋之上, 接头方式同上;
4. 箍筋为抗震用封闭式箍筋, 应按相关规定制作。

图5.5 框架KJ3A柱施工图

附 录

附录 1 井式梁的内力系数表

说明: 1. 跨中弯矩用表中 M 栏的系数, $M_A, M_{A1}, M_{A2} = \text{表中系数} \times qab^2$;

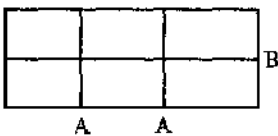


$M_B, M_{B1}, M_{B2} = \text{表中系数} \times qa^2b$;

2. 梁端剪力用表中 V 栏的系数, V_A 或 $V_B = \text{表中系数} \times qab$;

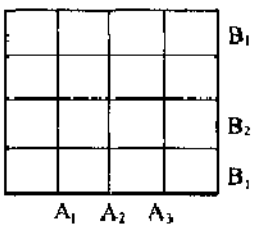
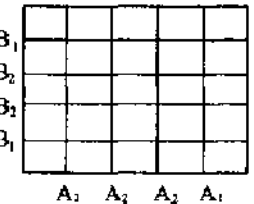
3. q 为单位面积上的荷载值, 假定井式梁简支在周边边梁上;

4. 图中 A 梁间距为 a , B 梁间距为 b 。

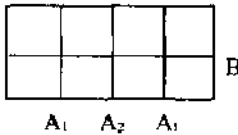
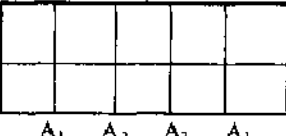
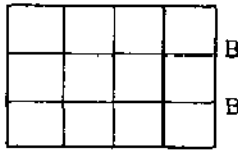

附表 1(1)

梁 格 布 置	$\frac{b}{a}$	A 梁		B 梁	
		M	V	M	V
	0.6	0.480	0.730	0.020	0.270
	0.8	0.455	0.705	0.045	0.295
	1.0	0.420	0.670	0.080	0.330
	1.2	0.370	0.620	0.130	0.380
	1.4	0.325	0.575	0.175	0.425
	1.6	0.275	0.525	0.225	0.575
	0.6	0.410	0.660	0.090	0.340
	0.8	0.330	0.580	0.170	0.420
	1.0	0.250	0.500	0.250	0.500
	1.2	0.185	0.435	0.315	0.565
	1.4	0.135	0.385	0.365	0.615
	1.6	0.100	0.350	0.400	0.650
	0.6	0.820	1.070	0.180	0.430
	0.8	0.660	0.910	0.340	0.590
	1.0	0.500	0.750	0.500	0.750
	1.2	0.370	0.620	0.630	0.880
	1.4	0.270	0.520	0.730	0.980
	1.6	0.200	0.450	0.800	1.050

附表 1(2)

梁 格 布 置	$\frac{b}{a}$	A ₁ 梁		A ₂ 梁		B ₁ 梁		B ₂ 梁	
		M	V	M	V	M	V	M	V
 <p>A₁ A₂ A₃</p>	0.6	1.41	1.33	1.97	1.73	0.26	0.505	0.36	0.60
	0.8	1.11	1.115	1.58	1.46	0.51	0.71	0.77	0.89
	1.0	0.83	0.915	1.17	1.17	0.83	0.915	1.17	1.17
	1.2	0.59	0.745	0.84	0.94	1.06	1.08	1.51	1.41
	1.4	0.42	0.62	0.60	0.77	1.24	1.21	1.74	1.57
	1.6	0.30	0.535	0.42	0.64	1.37	1.30	1.91	1.69
 <p>A₁ A₂ A₂ A₁</p>	0.6	1.80	1.50	2.85	2.16	0.36	0.58	0.57	0.76
	0.8	1.42	1.26	2.29	1.82	0.70	0.80	1.15	1.12
	1.0	1.06	1.03	1.72	1.47	1.06	1.03	1.72	1.47
	1.2	0.76	0.84	1.25	1.18	1.36	1.22	2.19	1.76
	1.4	0.55	0.70	0.89	0.96	1.59	1.37	2.54	1.97
	1.6	0.39	0.60	0.62	0.79	1.77	1.48	2.80	2.13

附表 1(3)

梁 格 布 置	$\frac{b}{a}$	A ₁ 梁		A ₂ 梁		B 梁	
		M	V	M	V	M	V
 <p>A₁ A₂ A₁</p>	0.6	0.46	0.71	0.545	0.795	0.035	0.285
	0.8	0.435	0.685	0.555	0.805	0.075	0.325
	1.0	0.415	0.665	0.55	0.80	0.12	0.37
	1.2	0.395	0.645	0.53	0.78	0.18	0.43
	1.4	0.37	0.62	0.505	0.755	0.255	0.505
	1.6	0.345	0.585	0.475	0.725	0.36	0.61
 <p>A₁ A₂ A₂ A₁</p>	0.6	0.455	0.705	0.53	0.78	0.03	0.28
	0.8	0.425	0.675	0.535	0.785	0.08	0.33
	1.0	0.40	0.65	0.54	0.79	0.12	0.37
	1.2	0.375	0.625	0.54	0.79	0.17	0.42
	1.4	0.36	0.61	0.53	0.78	0.22	0.47
	1.6	0.34	0.59	0.52	0.77	0.28	0.53
 <p>A₁ A₂ A₁</p>	0.6	0.82	1.02	1.09	1.34	0.135	0.385
	0.8	0.75	1.00	1.02	1.27	0.24	0.49
	1.0	0.66	0.91	0.91	1.16	0.43	0.635
	1.2	0.55	0.80	0.78	1.03	0.67	0.81
	1.4	0.46	0.71	0.64	0.89	0.90	0.97
	1.6	0.37	0.62	0.52	0.77	1.11	1.12
 <p>A₁ A₂ A₂ A₂</p>	0.6	0.79	1.04	1.08	1.33	0.13	0.38
	0.8	0.72	0.97	1.07	1.32	0.21	0.46
	1.0	0.66	0.91	1.02	1.27	0.32	0.57
	1.2	0.60	0.85	0.95	1.20	0.50	0.70
	1.4	0.54	0.79	0.86	1.11	0.74	0.85
	1.6	0.48	0.73	0.76	1.01	1.00	1.01

附录 2 固端梁等效均布荷载 q_e

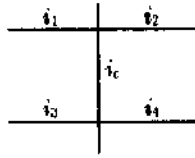
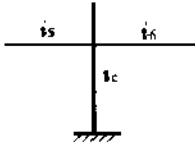
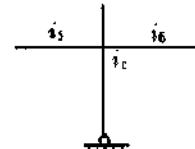
固端梁等效均布荷载 q_e

附表 2

序号	荷载草图	q_e	序号	荷载草图	q_e
1		$\frac{3F}{2l}$	10		$\frac{\alpha(3 - \alpha^2)}{2} q$
2		$\frac{8F}{3l}$	11		$\frac{11}{16} q$
3		$\frac{15F}{4l}$	12		$\frac{2(2 + \beta)\alpha^3}{l^2} q$
4		$\frac{24F}{5l}$	13		$\frac{14}{27} q$
5		$\frac{(n^2 - 1)F}{nl}$	14		$\frac{5}{8} q$
6		$\frac{9F}{4l}$	15		$\frac{17}{32} q$
7		$\frac{14F}{27l}$	16		$\frac{\alpha}{4} \left(3 - \frac{\alpha^2}{2} \right) q$
8		$\frac{33F}{8l}$	17		$(1 - 2\alpha^4 + \alpha^6) q$
9		$\frac{(2n^2 + 1)F}{2nl}$	18		* $M_A = -F a b^2 / l^2$ * $M_B = -F a^2 b / l^2$
19			* 不能用等效均布荷载表示的		
				$M_A = -\frac{qc}{36l^2} \left(18ab^2 - 3bc^2 + c^3l - \frac{2c^3}{15} \right)$	
				$M_B = -\frac{qc}{36l^2} \left(18a^2b + 3bc^2 - 2c^2l + \frac{2c^3}{15} \right)$	

附录3 节点转动影响系数 α_c

节点转动影响系数 α_c 附表3

位置	简图	\bar{k}	α_c
一般层		$\bar{k} = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i_c}$	$\alpha_c = \frac{k}{2 + \bar{k}}$
底层	固接 	$\bar{k} = \frac{i_5 + i_6}{i_c}$	$\alpha_c = \frac{0.5 + k}{2 + \bar{k}}$
	铰接 	$\bar{k} = \frac{i_5 + i_6}{i_c}$	$\alpha_c = \frac{0.5\bar{k}}{1 + 2\bar{k}}$

注:当为边柱时,取 i_1, i_3, i_5 (或 i_2, i_4, i_6) 为零即可。

附录4 规则框架承受均布水平荷载作用时标准反弯点高度比 γ_0

规则框架承受均布水平荷载作用时标准反弯点高度比 γ_0

附表4

m	k n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
		1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55
2	2	0.45	0.40	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	1	0.95	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50
3	3	0.15	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	1	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
4	4	-0.05	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	3	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.65	0.55	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.10	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55

续附表 4

m	$\frac{k}{n}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
5	5	-0.20	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
6	6	-0.30	0.00	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5	0.00	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	4	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
7	7	-0.35	-0.05	0.10	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	6	-0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
8	8	-0.35	-0.15	0.10	0.15	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	7	-0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55

注: \bar{x} 的计算见附表 3。

附录5 规则框架承受倒三角形节点荷载作用时标准反弯点高度比 γ_0

规则框架承受倒三角形节点荷载作用时标准反弯点高度比 γ_0

续附表5

m	$\frac{h}{H}$														
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
	2	0.50	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
2	1	1.00	0.85	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	
	3	0.25	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	
3	2	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	
	1	1.15	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	
4	4	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	
	3	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	
5	5	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	
	4	0.20	0.25	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	
	3	0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
	1	1.30	1.00	0.85	0.85	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	
6	6	-0.15	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	
7	7	-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	
	6	0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	
	5	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	
	4	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	
	3	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	

续附表 5

m	\bar{k} n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
		8	8	-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45
	7	0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.30	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
9	9	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
10	10	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	9	0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

附录6 框架上下层横梁线刚度比变化时的反弯点修正系数 γ_1

框架上下层横梁线刚度比变化时的反弯点修正系数 γ_1

续附表6

$\begin{matrix} \bar{k} \\ \alpha_1 \end{matrix}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
0.4	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05
0.5	0.45	0.30	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0
0.6	0.30	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0
0.7	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0
0.8	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0
0.9	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

注:1. \bar{k} 的计算见附表3。

2. $\alpha_1 = \frac{i_1 + i_2}{i_3 + i_4}$, 当 $i_1 + i_2 > i_3 + i_4$ 时, 则 α_1 取倒数, 即 $\alpha_1 = \frac{i_3 + i_4}{i_1 + i_2}$, 并且 γ_1 值取负号“-”。

3. 底层柱不作此项修正。

附录7 框架上下层柱高度变化时的反弯点修正系数 γ_2 和 γ_3

框架上下层柱高度变化时的反弯点修正系数 γ_2 和 γ_3

附表7

$\begin{matrix} \alpha_2 \\ \alpha_3 \end{matrix}$	\bar{k}	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
2.0		0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0
1.8		0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0
1.6	0.4	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0
1.4	0.6	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0
1.2	0.8	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1.0	1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.8	1.2	-0.05	-0.05	-0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.6	1.4	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0	0	0	0	0
0.4	1.6	-0.15	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0	0	0	0
	1.8	-0.20	-0.15	-0.10	0.10	0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0	0	0
	2.0	-0.25	-0.15	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0	0

注:1. γ_2 按 α_2 查表求得, 上层较高时为正值, 最上层不考虑 γ_2 , $\alpha_2 = h_L/h$, h_L 为上层柱高;

2. γ_3 按 α_3 查表求得, 对于底层柱不考虑 γ_3 , $\alpha_3 = h_F/h$, h_F 为下层柱高;

3. \bar{k} 按附表3计算。

附录 8 确定结构基本自振周期的经验公式

1. 民用框架和框架抗震墙房屋

$$T_1 = 0.33 + 0.00069 \frac{H^2}{\sqrt{B}} \quad (\text{附 8.1})$$

式中 H —房屋主体结构的高度(m),不包括屋面以上特别细高的突出部分;

B —房屋振动方向的长度(m)。

应当指出,式(附 8.1)不适用于空框架及隔墙很少的框架。

2. 多层钢筋混凝土框架厂房

$$T_1 = 0.12 \sqrt[3]{\frac{H^3}{B}}$$

式中 H —房屋高度(m);
 B —房屋宽度(m)。

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. 建筑抗震设计规范(GB50011—2001). 北京: 中国建筑工业出版社, 2001
3. 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范(GB50007—2002). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
4. 熊丹安主编. 结构构造原理与设计(第二版). 武汉理工大学出版社, 2003
5. 国家建筑标准设计. 混凝土结构施工图平面整体表示方法制图规则和构造详图(00G101). 北京: 中国建筑标准设计研究所出版, 2001
6. 建筑结构设计手册(静力计算). 北京: 中国工业出版社, 1970