

● 应松芳 孙青 胡纯阳 沈亚琛 编著

高层建筑实例结构图集

GAOCENGJIANZHUJIEGONGSHILITUJI

中国建筑工业出版社

高层建筑结构设计施工实例图集

应芬芳 苏 青 胡纯炆 沈亚萍 编著

中国建筑工业出版社

(京)新登字 035 号

图书在版编目 (CIP) 数据

高层建筑结构施工实例图集/应芬芳等编著. —北京:

中国建筑工业出版社, 1998

ISBN 7-112-03526-0

I. 高… II. 应… III. 高层建筑-建筑结构-结构构件-

安装-图集 IV. TU974-64

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (98) 第 04549 号

本书文字部分简明扼要地介绍了高层建筑结构施工图设计阶段梁、板、柱、墙、基础的计算公式、构造要求。图纸部分为八个实际工程的施工图。这些图纸按照文字部分叙述的内容划分为 24 个工程实例。这样提供读者一个有针对性的从理论到实际连贯的内容。每个工程实例在内容上是相对独立的。如工程实例 1 为北京某酒店公寓的基础施工图; 工程实例 7 为该工程的柱详图; 工程实例 11 为该工程的墙详图; 工程实例 15 为该工程的结构平面图等。

本书的编排尤其对于参加大工程施工图阶段设计的设计人员及学习到某个阶段的大专院校学生具有参考及借鉴作用。

高层建筑结构施工实例图集

应芬芳 苏青 胡纯扬 沈亚萍 编著

中国建筑工业出版社出版、发行 (北京西郊百万庄)

新华书店经销

中国建筑工业出版社印刷厂印刷

开本: 787×1092 毫米 1/8 印张: 36 1/2 字数: 873 千字

1998 年 7 月第一版 1998 年 7 月第一次印刷

印数: 1—3,500 册 定价: 83.00 元

ISBN 7-112-03526-0

TU·2747 (8751)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

前言

随着我国改革开放的深入发展,高层建筑如雨后春笋般竖立在全国各个城市。在这短短的十几年里,各设计单位在高层建筑的设计上不断地学习、探索和实践,以适应时代的发展。

在这些年的设计过程中,我们感到方案阶段、初步设计阶段都能找到参考书;且计算机程序也帮助解决了有关结构计算上的一些问题,但在施工图设计阶段遇到某些节点、构件、平面时,很想找些类似的工程作参考和借鉴,却往往不能如愿。基于这种体验,也是希望有机会和同行们探讨施工图设计阶段的计算、构造、施工图绘制方法、绘制深度等等,我们编写了这本《高层建筑结构施工实例图集》。

本书按照施工图设计所要交待的内容,分五章:基础及地下室、竖向构系、水平构系、楼梯、结构设计总说明。分别叙述了结构构件的计算、构造,并且每章都以主要篇幅介绍了工程实例。

本书中收集、整理了八个实际工程的施工图,每个工程都有各自的特性和侧面。侧重介绍的部分,构成自己完整的内容。

第一个工程是一套完整的施工图。这是北京地区一幢 79m 高的酒店公寓,框架—剪力墙结构,平板式筏基。第四个工程也是一套较为完整的施工图,框架结构,梁板式筏基。这是一个援外项目,某些做法不同于国内工程,主要是由于当地的自然条件所限。

第二个、第六个工程侧重于基础。第二个工程介绍了平战结合型人防地下室的设计。

第六个工程介绍了带有人防地下室箱型基础的计算及构造。

第三个工程是一套较为完整的施工图,但侧重基础及楼盖,同时给出了一部分框架柱及剪力墙图纸。该工程为 71m 高的板—柱剪力墙结构,基础为梁板式筏基,无粘结预应力平板楼盖。

第五个工程侧重于基础及楼盖。该工程为 105m 高的超高层钢筋混凝土

土写字楼,板—柱剪力墙结构,复合桩基,普通无梁楼盖。

第七个工程主要介绍了剪力墙的绘制方法。

第八个工程主要介绍柱表的表示方法。

施工图绘制方法在施工图设计阶段是非常重要的。同样是梁详图,传统的纵剖面绘制方法,直观、清楚、易懂,但重复工作量大,图纸量大;使用梁表,可以减少图纸量,但梁与周边板、柱的关系不易交待清楚,尤其是遇到结构平面复杂时;平面整体绘图法,可大大减少图纸量,同时,不必重新交待梁与板、柱的关系,易于校对,易于施工。

这几种方法在书的工程实例中都可以找到。

在本书的工程实例中,可以看出施工图需要交待的东西很多。图纸交待的清楚,可以避免施工中出现误解,返工;图纸交待的详细,施工单位操作起来就容易,不易出现差错。这些工程实例都是已经竣工或正在施工的工程,施工单位对图纸的绘制深度反映良好。

每一个工程的设计都是集体的智慧和劳动成果,在这里我们只是对所列工程的部分图纸进行了收集和整理。

本书的编制依据是各种国家规范及北京地区规范,如:《建筑结构荷载规范》(GBJ9—87)、《建筑抗震设计规范》(GBJ11—89)、《建筑桩基技术规范》(JGJ94—94)、《混凝土结构设计规范》(GBJ10—89)、《钢筋混凝土高层建筑结构设计施工规程》(JGJ3—91)、《无粘结预应力混凝土结构设计技术规程》(JGJ/T92—93)、《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》(DBJ01—501—92)。

本书可供建筑设计人员在设计过程中参考。

由于我们水平有限,书中如有疏漏不足之处,望读者批评指正。

编者
一九九八年一月

第1章 基础及地下室

1.1 平板筏基

1.1.1 平板筏基的受力和构造特点

1. 筏基及平板筏基

多层及高层建筑由于上部荷载较大,即使采用条形基础甚至交叉梁式基础也难以满足地基的承载力或变形的要求。鉴于此,我们通常将基础连成一片,成为筏式基础,俗称“满堂红”基础。这种基础形式的优点是最大限度地提高地基承载力,并具有足够的刚度可以调整不均匀沉降,跨越地基局部的小溶洞和溶槽等等。筏基中最常见和最简单的形式是钢筋混凝土等厚平板,即平板筏基,如图 1.1.1 所示。这种形式对于较小的中等柱荷载,以及柱间距较小且基本相等的情况是最为适宜的。

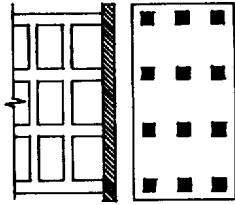


图 1.1.1 平板筏基

2. 平板筏基的受力分析

(1) 平板筏基下地基承载力的计算

1) 地基土承载力设计值

当基础宽度 $b > 3\text{m}$, 或埋置深度 $d > 0.5\text{m}$ 时,除微风化和中风化的岩石地基外,可根据地质勘察报告提供的地基承载力标准值 f_k 、土层分布及埋深等,按下式计算地基承载力设计值 f :

$$f = f_k + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_0 (d - 0.5) \quad (1.1.1)$$

$$f < 1.1 f_k \text{ 时, } f = 1.1 f_k \quad (1.1.2)$$

式中 f ——地基承载力设计值;

f_k ——地基承载力标准值,一般由地质勘察报告提供;

η_b 、 η_d ——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数,根据土的分类按表 1.1.1 取用;

γ ——土的重度,为基底以下土的天然质量密度 ρ 与重力加速度 g 的乘积,地下水以下取有效重度;

γ_0 ——基础底面以上土的平均重度。
 b ——基础底面宽度 (m);当基础宽度 $b < 3\text{m}$ 时按 3m , $b > 6\text{m}$ 时按 6m 考虑;
 d ——基础埋置深度 (m),一般自室外地面标高算起。在填方整平地区,可自填土地面标高算起,但填土在上部结构施工完后完成时,应从天然地面标高算起。对于地下室,如采用箱形基础或筏基时,基础埋置深度自室外地面标高算起,在其他情况下,应从室内地面标高算起。

表 1.1.1 承载力修正系数

土 的 类 别		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土	$f_k < 50\text{kPa}$	0	1.0
	$f_k \geq 50\text{kPa}$	0	1.1
人工填土		0	1.1
e 或 I_L 大于等于 0.85 的粘性土 $e \geq 0.85$ 或 $S_r > 0.5$ 的粉土		0	1.1
红 粘 土	含水比 $a_w > 0.8$	0	1.2
	含水比 $a_w \leq 0.8$	0.15	1.4
e 及 I_L 均小于 0.85 的粘性土 $e < 0.85$ 及 $S_r \leq 0.5$ 的粉土 粉砂、细砂 (不包括很湿与饱和时的精密状态) 中砂、粗砂、砾砂和碎石土	0.3	0.3	1.6
	0.5	0.5	2.2
	2.0	2.0	3.0
	3.0	3.0	4.4

注: 1. 强风化的岩石,可参照所风化成的相应土类取值;
2. S_r 为土的饱和度, $S_r \leq 0.5$, 稍湿; $0.5 < S_r \leq 0.8$ 很湿; $S_r > 0.8$, 饱和。
3. e 为孔隙比, I_L 为液性指数。

2) 地基承载力的验算

a. 非抗震结构的地基承载力验算

基础底面压力应符合下式要求:

作用轴心荷载时

$$p \leq f$$

$$(1.1.3)$$

作用偏心荷载时

$$p_{\max} \leq 1.2 f$$

$$(1.1.4)$$

式中 p ——基础底面处的平均压力设计值;

$p_{\max}$ ——基础底面边缘的最大压力设计值;

f ——地基承载力设计值。

b. 抗震结构的地基承载力验算

基础底面压力应符合下式要求:

作用轴心荷载时

$$p \leq \xi_s f$$

$$(1.1.5)$$

(1.1.6)

作用偏心荷载时 $p_{\max} \leq 1.2 \zeta_s f$

式中 p ——考虑地震作用组合时基础底面处的压力设计值；
 $p_{\max}$ ——考虑地震作用组合时基础底面边缘处的最大压力设计值；
 f ——地基承载力设计值；
 ζ_s ——地基抗震承载力调整系数，按表 1.1.2 取用。

地基土抗震承载力调整系数

岩 土 名 称 和 性 状	ζ_s
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_k \geq 300$ 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 $\leq f_k < 300$ 的粘性土和粉土	1.3
稍密的细、粉砂，100 $\leq f_k < 150$ 的粘性土和粉土，新近沉积的粘性土和粉土	1.1
淤泥，淤泥质土，松散的砂，填土	1.0

c. 基础底面的压力设计值 p 及 $p_{\max}$ 计算
基础底面的压力设计值按下式计算：

作用轴心荷载时
$$p = \frac{F+G}{A} \text{ 或 } A = \frac{F}{p-id} \quad (1.1.7)$$

作用偏心荷载时
$$p_{\min} = \frac{F+G}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (1.1.8)$$

($e \leq b/6$)

作用偏心荷载时
$$p_{\max} = \frac{2(F+G)}{3la} \quad (1.1.9)$$

($e > b/6$)

地震作用下
$$e = \frac{M}{F+G} \leq \frac{b}{4} \quad (1.1.10)$$

偏心荷载作用下的地基反力见图 1.1.2。

式中 p 、 $p_{\max}$ 、 $p_{\min}$ ——非地震作用组合或地震组合时，基础底面的平均压力设计值、最大压力设计值及最小压力设计值；

F ——非地震作用组合或地震组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力设计值；

G ——基础自重设计值和基础上的土重标准值；
 $\bar{\gamma}$ ——基础自重设计值及基础上的土重标准值的平均重度；
 M ——非地震作用组合时，作用于基础底面的弯矩设计值；
 A ——基础底面积；
 W ——基础底面的抵抗矩；

b ——基础宽度；
 l ——垂直于弯矩作用方向的基础底面边长；
 a ——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离；
 e ——偏心距。

d. 建筑物地基按地基承载力标准值设计

与国家规范有区别的，但仍具一定实用性的设计方法是建筑物地基按地基承载力标准值进行设计。(此部分内容摘自《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》)

基础底面垂直压力在轴心荷载作用时：

$$p_a = \frac{F_a + G_a}{A} \leq f_a \quad (1.1.11)$$

式中 p_a ——基础底面处的平均压力标准值 (kPa)；
 F_a ——上部结构传至基础顶面的竖向力标准值 (kN)；
 G_a ——基础自重标准值与基础上的土重标准值之和 (kN)；
 A ——基础底面积 (m²)；
 f_a ——深宽修正后的地基承载力标准值 (kPa)。

偏心荷载作用时：

$$p_{\max} = \frac{F_a + G_a}{A} + \frac{M_a}{W} \leq 1.2 f_a \quad (1.1.12)$$

式中 $p_{\max}$ ——基础边缘处最大压力标准值 (kPa)；
 M_a ——作用于基础底面的力矩标准值 (kN·m)；
 W ——基础底面的抵抗矩 (m³)。

深宽修正后的地基承载力标准值 f_a 可按下式计算：

$$f_a = f_k + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_0 (d-1.5) \quad (1.1.13)$$

式中符号详见式 (1.1.1)。

(2) 地基的变形分析

建筑物在长期荷载作用下，地基变形对上部结构造成影响。不同安全等级的建筑物对地基变形的要求也是不同的。

1) 建筑物地基变形的控制

框架结构——应由相邻柱基的沉降差 Δs 控制，见图 1.1.3。

$$\Delta s \leq [\Delta s] \quad (1.1.14)$$

多层及高层建筑——应由倾斜角控制。

$$\beta \approx \tan \beta \leq [\beta] \quad (1.1.15)$$

式中 Δs ——相邻柱基中线间的沉降差，见图 1.1.4；

$[\Delta s]$ ——允许沉降差，见表 1.1.3，相对于柱基中心距离 l 的沉降量 (mm)；

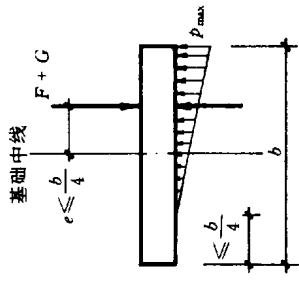


图 1.1.2 偏心荷载作用下的地基反力

β ——基础倾斜方向基础边缘两端点的沉降差与其距离的比值，即倾斜角 $\beta \approx \tan \beta$
 $= \Delta s / b$;
 $[\beta]$ ——允许倾斜角，见表 1.1.3。

地基允许变形值 $[s]$ 、 $[\Delta s]$ 及 $[\beta]$

变 形 特 征	地 基 土 类 别	
	中、低压缩性土	高压缩性土
相邻柱基的允许沉降差 $[\Delta s]$		
不产生附加应力的结构	$l/500$	$l/333$
框架结构	$l/200$	$l/200$
多层和高层建筑基础的倾斜角 $[\beta]$		
$H_g \leq 24m$	$1/250$	
$24 < H_g \leq 60m$	$1/333$	
$60 < H_g \leq 100m$	$1/500$	
$H_g > 100m$	$1/700$	

注：1. l 为相邻柱基的中心距离； H_g 为自室外地面算起的建筑物高度；
 2. 地基压缩性可按 $p_1 = 100kPa$ 及 $p_2 = 200kPa$ 时对应的压缩系数 α_{1-2} 划分为低、中、高压缩性进行评价，即 $\alpha_{1-2} < 0.1$ 时，为低压缩性； $0.1 \leq \alpha_{1-2} < 0.5$ 时，为中压缩性； $\alpha_{1-2} \geq 0.5$ 时，为高压缩性。

2) 预估施工期间的沉降量
 砂土——可认为其最终沉降量已基本完成；
 低压缩粘性土——可认为已完成最终沉降量的 50%~80%；

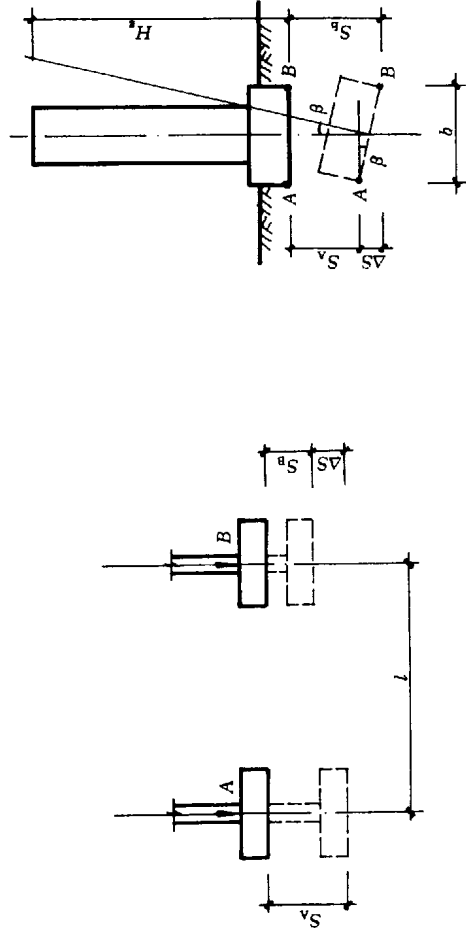


图 1.1.3 相邻柱基的沉降差

图 1.1.4 多层及高层建筑的基础倾斜角 β

中压缩粘性土——可认为已完成最终沉降量的 20%~50%；
 高压缩粘性土——可认为已完成最终沉降量的 5%~20%。
 3) 最终沉降量的计算
 计算地基沉降时，地基内的应力分布，可采用各向同性均质的直线变形体理论，见图 1.1.5，

1.1.5，其最终沉降量可按式计算：

$$s = s' + \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (1.1.16)$$

式中 s ——地基最终沉降量 (mm)；
 s' ——按分层总和法计算出的地基沉降量；
 α_i ——沉降计算经验系数，根据地区沉降观测资料及经验确定，也可采用表 1.1.4 的数值；
 n ——地基沉降计算深度范围内的土层数；
 p_0 ——对应于荷载标准值时基础底面处的附加压力 (kPa)；
 E_{si} ——基础底面下第 i 层土的压缩模量，按实际应力范围取值 (MPa)；
 z_i, z_{i-1} ——基础底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离 (m)；
 $\bar{\alpha}_i, \bar{\alpha}_{i-1}$ ——基础底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内的平均附加应力系数，可按《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89) 附录十取用。

沉降计算经验系数 α_i

E (MPa)	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
基础附加应力					
$p_0 \geq f_k$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_0 \leq 0.75 f_k$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

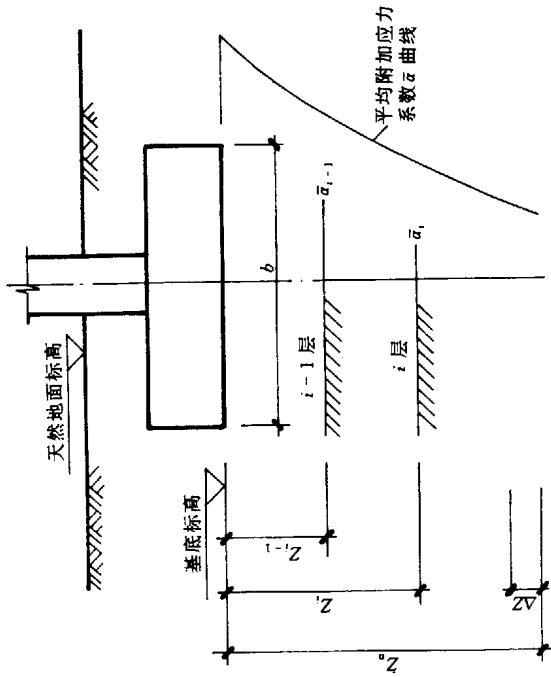


图 1.1.5 基础沉降分层示意

地基的沉降计算深度 z_n 应符合下式要求：

$$\frac{\Delta'_n}{\sum_{i=1}^n \Delta s_i} \leq 0.025$$

(1.1.17)

式中 Δ'_n ——在计算深度 z_n 处向上取厚度为 Δz 的土层沉降值, Δz 值可按表 1.1.5 取用;
 Δs_i ——在计算深度 z_n 范围内, 第 i 层土的计算沉降值。

表 1.1.5					
Δz					
b (m)	≤ 2	$2 < b \leq 4$	$4 < b \leq 8$	$8 < b \leq 15$	$15 < b \leq 30$
Δz (m)	0.3	0.6	0.8	1.0	1.2
					1.5
					> 30

当无相邻荷载影响, 基础宽度在 1~50m 范围内时, 基础中点的地基沉降计算深度可按下列简化公式计算:

$$z_n = b \quad (2.5 - 0.4 \ln b)$$

(1.1.18)

式中 b ——基础宽度 (m)。

在计算深度范围内存在基岩时, z_n 可取至基岩表面。

(3) 平板筏基的内力分析

筏基的内力计算有刚性板法和弹性地基梁、板法。

1) 刚性板法

a. 应用条件:

①地基土较均匀;

②上部结构刚度较好;

③地基土压缩模量 $E_s \leq 4\text{MPa}$, 可按地基反力直线分布计算内力并进行抗裂验算。

④筏板厚度 $t \geq l/6$ (l 为墙或柱间距), 可取条带按直线分布地基反力计算筏板内力。

b. 根据地基承载力估算片筏底面积: 若上部结构计算所得柱底轴力、弯矩的合力作用点偏离底面积形心较远, 则应将面积值放大。

c. 确定筏板厚度: 按照冲切计算公式 $F \leq 0.6 f_{tm} h_0$ 确定平板式片筏基础板厚。

d. 求地基净反力: 将坐标原点定位于底板形心处, 则 $p(x, y)$ 为

$$p = \frac{\sum F_i}{A} \pm (\sum F_i) \frac{e_x x}{I_y} \pm (\sum F_i) \frac{e_y y}{I_x}$$

(1.1.19)

$$p_{\max} = \frac{\sum F_i}{A} \pm \frac{\sum F_i e_x}{W_y} \pm \frac{\sum F_i e_y}{W_x}$$

(1.1.20)

式中 $\sum F_i$ ——上部结构作用在片筏基础上的总荷载设计值;

e_x, e_y —— $\sum F_i$ 的合力作用点在 x, y 方向上距底板形心的距离;

I_x, I_y ——分别为底板对 x 轴、 y 轴的惯性矩;

W_x, W_y ——底板对 x, y 轴的截面抵抗矩。

e. 计算内力: 将计算所得净反力作为分布荷载, 柱视为支座, 按倒楼盖计算片筏由于局部弯曲引起的内力。虽然不考虑整体弯曲, 但在端部 1~2 开间内将基底反力增加 10%~20%。

对于平板式筏基, 当相邻柱间荷载与柱距变化范围不大于 20% 时, 如图 1.1.6 所示, 可将筏板划分为 x, y 方向的板带分别计算。但应该指出, 按条带法计算出的条带横截面上的弯矩并不是沿横截面均匀分配的, 而是较集中于柱下中心区域。如图 1.1.6 所示, 将宽度为 b 的纵向条带分为柱中心附近宽度为 $b/2$ 的中心条和其两侧各为 $b/4$ 的两条组成的边缘条, 则可近似地将横截面上总弯矩的 67% 分配给中心条, 而将余下的 33% 弯矩分配给边缘条, 另一个方向同样处理。

2) 弹性地基梁、板法

通常的做法是采用计算机程序辅助计算。

程序中将筏板设成两种基本单元: 矩形弯曲板单元和板架梁单元; 并提供三种地基模型:

①文克尔地基模型; ②有限压缩层地基, 即分层总和法地基模型; ③有桩基约束的地基, 即复合地基模型。

对于文克尔地基模型, 较适用于软土地基、压缩层较薄地基、砂土地基等, 实际应用时重要的是适当地选用基床系数 k 值。

对于分层总和法地基模型, 较适用于地基较复杂、地基刚度变化大或需要计算沉降值的基础。

对于复合地基模型, 较适用于筏板下有桩的情况。

3. 平板筏基的构造特点

(1) 筏基的混凝土强度等级不宜小于 C20。垫层通常采用 C10 的混凝土, 厚度为 100mm。钢筋保护层厚度为 35mm。当有防水要求时, 混凝土抗渗等级不应低于 S6。

(2) 筏板厚度可按冲切验算取。

(3) 筏板支座处, 纵向有配筋率 $\rho = 0.15\%$ 、横向有 $\rho = 0.10\%$ 的钢筋在支座处连通。

(4) 筏板基础宜每隔 20~40m 设置一道后浇带。

(5) 如地基承载力能满足上部荷载要求, 可将筏基底板外边缘与上部结构外墙外皮取平, 不需扩大, 以利防水做法的施工。如地基承载力不能满足要求, 可将筏基底板扩大, 但悬挑部分不宜大于 1.5m, 可做成坡度, 但边缘厚度不宜小于 200mm。见图 1.1.7。

(6) 双向悬挑的筏基底板在转角处应加配放射状附加钢筋, 如图 1.1.8 所示。

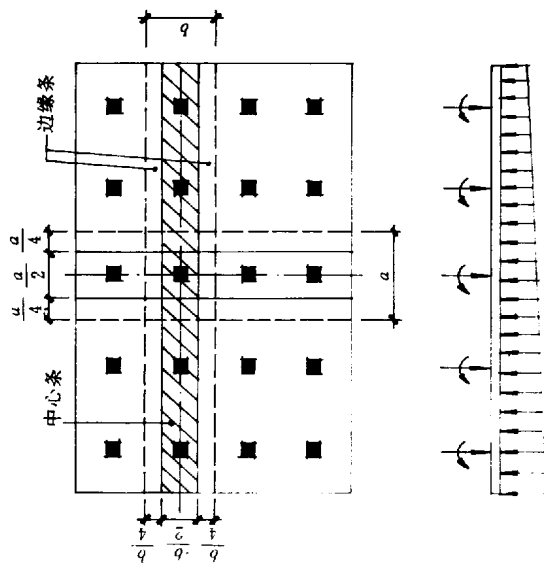


图 1.1.6 板式筏基的条带法

- ④0.0~6.6m 厚为粉细砂;
 - ⑤9.9~20.0m 厚为粉质粘土;
 - ⑥以下为重粉质粘土。
- 基础持力土层为④粉细砂和⑤粉质粘土,其承载力标准值为230kPa。场地的地下水位较高,自然地面下1.0m即见地下水,施工时采取排水措施。
- (3) 场地土类型为中软场地土,属Ⅱ类。

3. 基础设计

(1) 基础方案

- 1) 基础选型: 基础采用钢筋混凝土厚筏板,板厚2.25m。采用C40混凝土内掺微膨胀混凝土添加剂。
- 2) 筏板尺寸: 筏板自地下室外墙皮出挑0.5m,以保证柱、墙的纵向钢筋垂直插入板底,而不与筏板钢筋弯折部分冲突。筏板南端因与地下车库相连,为了构造需要,同时也考虑调整井筒的偏心,出挑1.5m,然后与地下车库以后浇带相连。筏板底面积约为1733.4m²。
- 3) 基础埋深: 从自然地面算起为14.0m。
- (2) 地基承载力的验算 (按地基承载力标准值设计)

1) 持力土层情况: 地质报告提供的持力土层埋深为地表以下12~20m,属粉细砂和粉质粘土,中软场地土,地基承载力标准值 $f_k=230\text{kPa}$ 。场地的地下水位较高,地表下1~2m见地下水,对基础无侵蚀。

2) 修正后的地基承载力标准值:

由式 (1.1.13) 得出 $f_s = f_k + \eta_d \gamma_0 (d - 1.5)$
 $= 230 + 1.6 \times (19.8 - 10) \times (14.0 - 1.5)$
 $= 426.0\text{kPa}$

3) 由TBSA (多层及高层建筑结构空间分析程序) 计算出在“垂直荷载”作用下柱 (墙) 底轴力总和为411608kN, 为标准值。

4) 筏板上的均布荷载包括筏板自重、覆土重、水池重、活荷载、地下室外墙重、一部分车库重, 约为88.1kN/m²。

5) 基底平均压应力为:

由式 (1.1.11) 得出 $\frac{411608\text{kN}}{1733.4\text{m}^2} + 88.1\text{kN/m}^2 = 325.6\text{kN/m}^2 < f_s = 426.0\text{kN/m}^2$

(3) 基础计算

首先对厚筏板进行分格, 采用BASE (弹性地基上梁板计算程序) 中分层总和法地基模型并结合手算调整进行基础的变形和内力计算。

1) 基础最终沉降量的计算

由式 (1.1.16) $s = \varphi_s s' = \varphi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})$ 来计算:

其中 $p_0 = 426.0 - 14.0 \times 19$ (基坑挖除的土重) $= 59.8\text{kN/m}^2$

基础宽 $b=40\text{m}$, 基础长 $l=42\text{m}$, $\bar{\alpha}$ 为基础中心点附加应力系数, 可查《北京地区建筑地基基础设计规范》(DBJ01-501-92) 附录D得出。

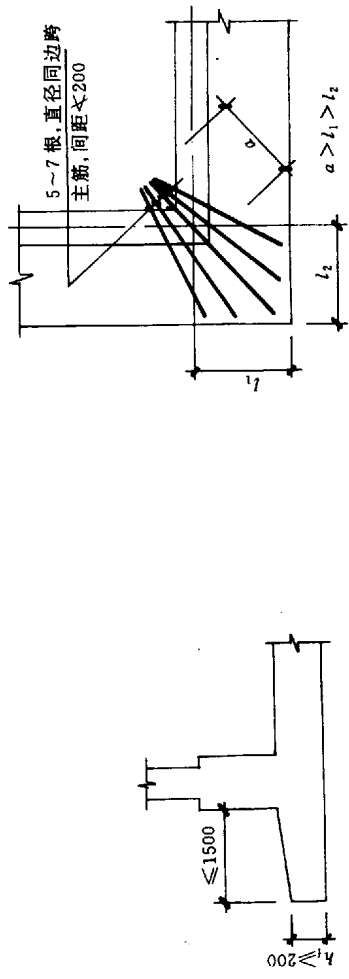


图 1.1.7 筏基底板悬挑构造

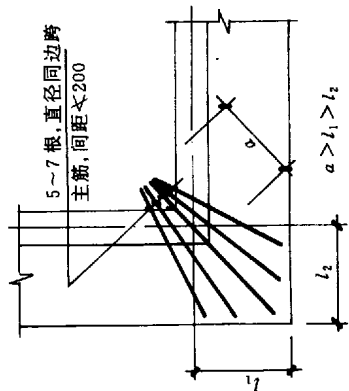


图 1.1.8 筏板放射筋

1.1.2 工程实例

工程实例 1——北京某酒店公寓

1. 工程概述

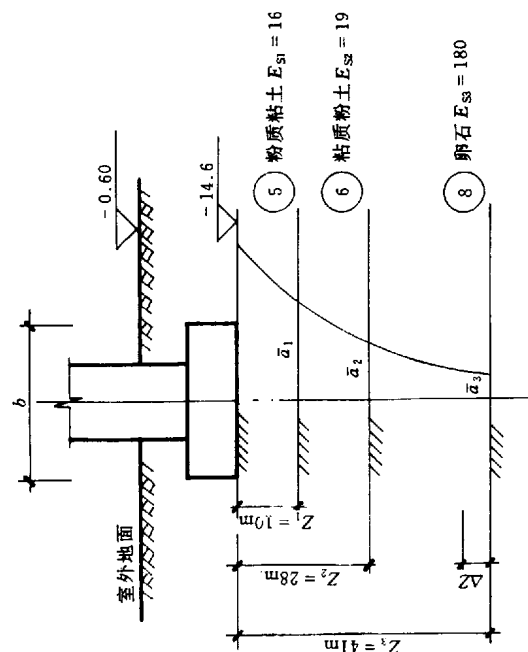
该工程总建筑面积约为3.4万m², 建筑物总高度为79.4m。地下3层 (其中含1层设备夹层), 主要为娱乐及机房等辅助用房, 地上24层, 6层以下为商场、餐饮, 6层及以上为公寓、客房。

该工程为框架—剪力墙结构, 柱网为7.0m×7.0m, 7.0m×9.0m, 底层柱截面尺寸为1000mm×1000mm, 框支柱截面尺寸为1300mm×1300mm、1100mm×1300mm, 底层剪力墙厚度为350mm。部分剪力墙不落地。工程场地为40m×40m的正方形, 南端与地下车库相连, 西端地下室外墙与地下车库车道相连, 施工期间以后浇带分开。

2. 场地的自然条件

- (1) 抗震设防烈度为8度。
- (2) 工程地质情况
 - ①自然地面开始0.0~3.1m厚为填土;
 - ②3.6~5.6m厚为粘质粉土; ③2.2~9.7m厚为粉质粘土;

由式 (1.1.18) $z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b)$ 得出地基沉降计算深度约为 41.0m。基础筏板之下的土层可大致归纳为三层, 如图 1.1.19 所示。



b —筏板宽度, l —筏板长度

$b = 40\text{m}$, $l = 42\text{m}$, $l/b = 1.05$

$\bar{\alpha}$ —筏板中心点附加应力系数, 可查表。

图 1.1.9 基础最终沉降量的计算

$$\begin{aligned} \text{因为 } s_1 &= p_0/E_{s1} (z_1 \bar{\alpha}_1) = 59.8/16.0 (10.0 \times 0.997) = 37.3\text{mm} \\ s_2 &= p_0/E_{s2} (z_2 \bar{\alpha}_2 - z_1 \bar{\alpha}_1) = 59.8/19.0 (28.0 \times 0.816 - 10.0 \times 0.997) \\ &= 40.5\text{mm} \\ s_3 &= p_0/E_{s3} (z_3 \bar{\alpha}_3 - z_2 \bar{\alpha}_2) = 59.8/180 (41 \times 0.66 - 28 \times 0.816) = 1.4\text{mm} \\ \text{所以 } s' &= 37.3 + 40.5 + 1.4 = 79.2\text{mm} \end{aligned}$$

对于 φ 值的选取, 由于《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》中的 φ 值考虑高层建筑天然地基的因素较多, 因此按照它所选取的 φ 值更加合适一些。 $\varphi = 0.4$ 。

基础最终沉降量为 $s = \varphi s' = 0.4 \times 79.2 = 31.7\text{mm}$ 。小于规范中高层建筑地基变形许可值。

2) 基础内力及配筋

采用 BASE 中分层总和法计算出来的内力结果, 考虑基槽开挖后土体的回弹, 应当予以调大。最后的结果如下:

板底配筋: 井筒边为 $3\Phi 32@130$ ($A_s = 185\text{cm}^2$, $\mu = 0.74\%$)

井筒外为 $2\Phi 32@130$ ($A_s = 124\text{cm}^2$, $\mu = 0.5\%$)

板面配筋: 按构造配筋为 $2\Phi 28@180$ ($A_s = 68\text{cm}^2$, $\mu = 0.3\%$)

井筒中筏板按倒楼盖调整为

面筋附加: $2\Phi 28@180$

底筋附加: $1\Phi 32@130$

考虑冲切来验算筏板的厚度, 并在构造上予以加强, 具体做法为沿柱网下设暗梁, 每侧比柱宽出 50mm, 一般取 $1100\text{mm} \times 2250\text{mm}$, 布置 $\Phi 12@150$ 的箍筋, 纵筋则是筏板配筋, 考虑到施工的简便, 要求箍筋仅锚住内层板筋即可。

筏板受力钢筋的接头采用等强度机械挤压接头, 一次接头面积率为 50%, 接头位置应错开 $35d$ 。

4. 基础部分施工图

工程实例 1 中结施 1.1~结施 1.9 为完整的基础部分施工图。除了基础筏板本身的内容, 还包

工程实例 2——北京某综合楼

北京某综合楼, 地下共两层, 地上十五层, 局部突出屋顶两层, 抗震设防烈度 8 度。其中地下二层为平战结合型六级人防地下室, 其战时功能为物资储藏, 平时为汽车库。结构形式为全现浇钢筋混凝土框架—剪力墙结构。剪力墙布置利用了建筑物中间部位的楼梯间、管道井等功能性用房形成一个核心筒体。本工程基础持力层为粘质粉土, 地基承载力 $f_{ak} = 180\text{kPa}$, 基础埋置深度约为 9.2m。基础形式为平板式片筏基础, 中柱头处局部加厚, 以满足抗冲切要求。中筒部位由于墙体集中, 刚度较大, 受地震作用力及竖向荷载作用力均较大, 中筒范围底板局部加厚, 以提高底板承载能力。

本工程为一矩形平面, 在南、西、北三侧各有一跨至两跨仅有地下部分两层, 荷载变化大, 为减少主楼与这些部位的沉降差, 本例采取设置后浇带的方法将主体与局部两层地下室分开, 此后浇带要求在主体结构完成后用高一等级无收缩水泥配制的微膨胀混凝土 (掺 UEA 膨胀剂) 浇筑。本例采用平面图法来表示地下室侧墙详图, 在基础平面模板图中用局部小平面示意。基础底板的内力分析采用分层总和法地基模型, 用“弹性地基上梁板计算”程序完成, 底板钢筋使用划分板带方式设置。基础底板施工图、人防顶板 (地下一层平面) 施工图及相关详图 (部分) 详见图结施 2.1~结施 2.9。

底板除进行正截面承载力计算外, 还需进行抗冲切承载力的计算。一般工程设计中, 可经抗冲切承载力计算来初步确定底板厚度。本工程地上部分总荷载 (标准值) $N_k = 484470\text{kN}$, 地下部分荷载标准值 (包括底板自重) $N_F = 336470\text{kN}$, 传至基底总竖向荷载标准值 $N = N_k + N_F = 484470 + 336470 = 820940\text{kN}$, 基底平均反力 $p = 230\text{kPa}$ 。经深宽修正后的地基承载力 (按《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》) 计算:

$$\begin{aligned} f_a &= f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_0 (d - 1.5) \\ &= 180 + 0.3 \times 10 \times (6 - 3) + 1.5 \times 10 \times (9.2 - 1.5) \\ &= 304\text{kPa} \end{aligned}$$

主体部分基底平均反力为 $230\text{kPa} < f_a$, 满足承载力要求。

柱子对底板的冲切验算:

1. 柱帽高度的确定

柱底最大轴向力设计值 $N_{\max} = 17025\text{kN}$ ，取柱帽高度加底板厚度 $h = 1600\text{mm}$ ，取 $h_0 = 1550\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C35，柱帽受冲切承载力计算见图 1.1.10。

$$F_t \leq 0.6f_t u_m h_0$$

$$u_m = (900 + 1550) \times 4 = 9800\text{mm}$$

$$0.6f_t u_m h_0 = 0.6 \times 1.65 \times 9800 \times 1550 = 15038.1 \times 10^3\text{N} = 15038.1\text{kN}$$

底板自重及其底板上覆土重 45kN/m^2

$$q_0 = 230 - 45 = 185\text{kN/m}^2$$

$$F_t = 17025 - 185 \times (0.9 + 3.1)^2$$

$$= 14065\text{kN} < 0.6f_t u_m h_0$$

满足要求。

2. 底板受冲切承载力计算

由上述计算得到，取柱帽高度 500mm ，则底板厚度 1100mm ，设柱帽宽度等于 2000mm ，底板受冲切承载力计算见图 1.1.11。

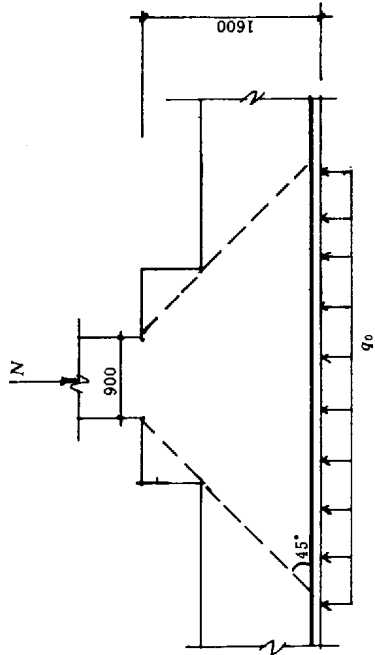


图 1.1.10 柱帽受冲切承载力计算

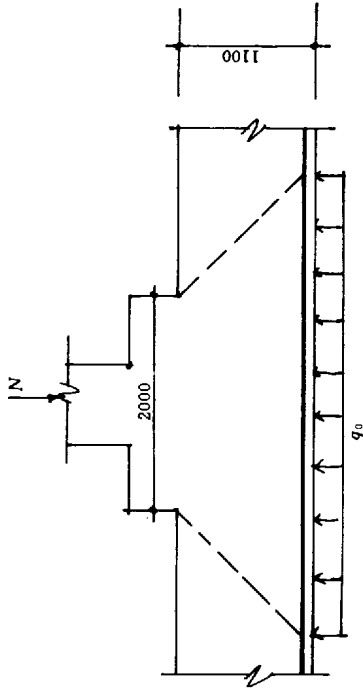


图 1.1.11 底板受冲切承载力计算

$$h_0 = 1050\text{mm}$$

$$u_m = (2000 + 1050) \times 4 = 12200\text{mm}$$

$$0.6f_t u_m h_0 = 0.6 \times 1.65 \times 12200 \times 1050 = 13738 \times 10^3\text{N} = 13738\text{kN}$$

$$F_t = 17025 - q_0 \times (2 + 2.1)^2$$

$$= 17025 - 185 \times 16.81 = 13293\text{kN} < 0.6f_t u_m h_0$$

满足要求。

1.2 梁板式筏基

1.2.1 梁板式筏基受力和构造的特点

梁板式筏基是指带基础梁的钢筋混凝土整体基础。当采用条形基础不能满足地基变形及承载力要求时，或要求基础有足够刚度来调整不均匀沉降时，或地基局部有溶洞、防空洞需要跨越时，可采用梁板式筏基。梁板式筏基具有整体刚度大、变形小、受力明确的优点，能够更为有效地减少不均匀沉降对上部结构产生附加应力的不利影响，适合柱距较大或柱荷载差别较大的结构。梁板式筏基的基础梁可向上反与基础底板底面做平，也可向下与基础底板顶面做平。常用型式为向上反梁的交叉梁结构。

(1) 倒楼盖法：即将基础底板视作倒置的楼盖。基础梁即楼盖梁柱为支点、地基净反力作为楼盖的外加竖向多布荷载。荷载传力路线为基础底板→基础梁→柱。为减小基础底板厚度，可加设基础次梁，以减小基础底板的计算跨度。当满足下列条件时，可不考虑基础整体弯曲的影响。反计算由局部弯曲引起的基础梁内力。

- 1) 上部荷载较均匀；
- 2) 地基压缩层范围内无软弱土层、可液化土层或很不均匀土层；
- 3) 梁板式筏基基础的线刚度不小于柱子线刚度的 3 倍或基础梁高不小于跨度的 $1/6$ 。

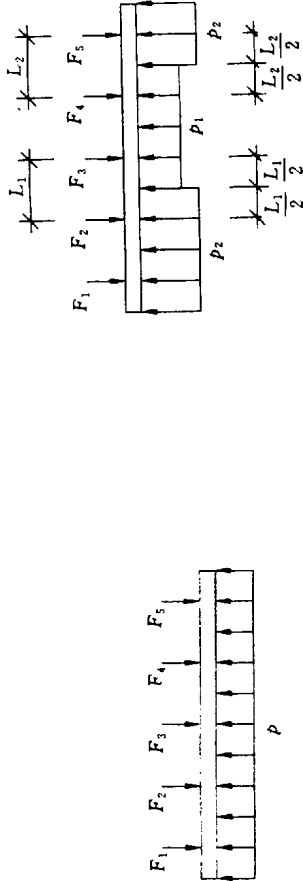


图 1.2.2

1.2.2 工程实例

工程实例 3——某综合楼

1. 工程概况

某综合楼为现浇钢筋混凝土框架—剪力墙结构，分为东、西两段。地面上，东、西两段用 400mm 宽抗震缝分开；地面以下连成一体。东段地面以下 3 层，地面以上 15 层，总高 52.4m；西段地面以下 3 层，地面以上 21 层，总高 71.0m。地下 3 层为设备用房，地下 2、1 层为停车场。地面以下建筑周边设 400~500mm 厚钢筋混凝土挡土墙。

主楼层高：地下 3 层 5.5m，地下 2、1 层 3.4m，1 层 4.8m，2、3 层 4.0m，标准层 3.1m。顶层均为 4.8m。其中，东段 5~15 层，西段 5~21 层采用平板式现浇无粘结预应力板楼盖，其他楼层采用普通梁板楼盖。

2. 基础设计

基础设计采用地区建筑地基基础设计规范，设计中传至基础的柱、墙的轴力、弯矩、剪力及基础自重均采用标准值。

主楼东、西两段总重为 1577844kN（不含基础梁、基础底板及其上的覆土重量和活荷载），基底面积为 3902m²。

单柱轴力（标准值）：

东段：最大 21844kN，最小 12949kN，平均 18185kN；

西段：最大 25122kN，最小 21537kN，平均 23858kN。

（1）工程地质条件

根据××市勘察院提供的岩土工程勘察报告，场地地形基本平坦，地面标高变化在 48.13~49.14m 之间。根据钻探揭露，场地地层自上而下为：

1) 人工堆积层：即粘质粉土、砂质粉土填土①层，房渣土①₁层，碎卵石填土①₂层及细砂填土①₃层，层厚 3.80~5.30m。

2) 第四纪沉积的粉细砂②层，砂质粉土、粘质粉土②₁层，粉质粘土②₂层，层厚 3.20~6.00m。

3) 细中砂③层，卵石混粘性土③₁层，粉质粘土、粘质粉土③₂层，砂质粉土③₃层及圆砾卵石③₄层，层厚 3.50~5.70m。

4) 卵石④层（ $ES_{100}=90\text{MPa}$ ），局部夹细砂④₁层（ $ES_{100}=39\text{MPa}$ ），层厚 4.80~6.70m。

5) 细粉砂⑤层、粗砂砾砂⑤₁层（ $ES_{100}=45\text{MPa}$ ），粘土重粉质粘土⑤₂层、粉质粘土重粉质粘土⑤₃层及砂质粉土粘质粉土⑤₄层（ $ES_{100}=15\sim20\text{MPa}$ ），层厚 0.20~2.70m。

6) 卵石⑥层，层间夹细砂⑥₁层（ $ES_{100}=110\text{MPa}$ ），层厚 10.40~12.40m。

7) 粘质粉土、粉质粘土⑦层，层厚 0.20~1.50m。

8) 卵石⑧层，层间夹细砂⑧₁层及粉质粘土⑧₂薄层^{①)}。

地下水：钻探时，实测地下水静止水位第一层（潜水），标高为 30.56~31.35m，埋深 17.00~18.00m；第二层（潜水），标高为 27.15~28.46m，埋深 20.10~21.60m。

根据分析结果，本场区地下水对混凝土无侵蚀性。

主楼设计标高±0.000 相当于绝对标高 49.450m。

（2）基础型式的确定

确定基础型式时考虑了下列因素：

1) 建筑使用要求；

2) 工程地质条件；

3) 上部结构类型；

4) 施工条件及施工周期；

5) 经济因素。

由于受到城市总体规划对房屋总高度的限制，建设方希望在保持规划审批总高度不变的前提下降低层高，增加使用层数。为此，主楼标准层采用了平板式无粘结预应力板层，高由方案阶段的 3300mm 降低为 3100mm。由于平板式无粘结预应力板使得整幢建筑的结构整体刚度柔于普通框架—剪力墙结构，对控制混凝土裂缝要求更高；主楼东西向较长，也要求选择的基础型式自身应具有较大的刚度，能够最大限度地减少地基不均匀沉降对上部结构产生的不利影响。

同时，按建筑使用要求，地下 3 层建筑地坪绝对标高为 36.950m，位于卵石④层以下约 0.7m。经多方比较，决定采用整体刚度较大的梁板式筏基。按工程地质勘察报告，地基土层较为均匀，筏基基础梁高>柱距的 1/6，符合按倒楼盖法计算的条件。为了节约，减少基础底板厚度及配筋量，筏基中增加了基础次梁。

（3）持力层的确定及验算

持力层定为卵石④层，承载力标准值 $f_{ka}=380\text{kPa}$ 。基础底面绝对标高为 33.850m，埋深 14.9m。经深、宽修正后的地基承载力标准值 $f_a=930\text{kPa}$ 。

验算如下：

1) 地基平均反力=结构东西段总重/基础底面积+86=1577844/3902+86=490kPa< $f_a=930\text{kPa}$ 。

2) 按基础形状和上部结构荷载不同，将基础底板划分为若干规则区域，根据柱、剪力墙传至基础的内力，分别计算各区域的地基反力及地基净反力。计算出的各区域的地基反力最大为 550kPa，最小为 281kPa。均小于 $f_a=930\text{kPa}$ 。

3) 天然地基及基础的抗震承载力验算从略。^{②)}

（4）梁板式筏基的计算和配筋

本工程梁板式筏基按倒楼盖法计算，将各区域计算出的地基净反力作为倒楼盖的外部荷载，柱、剪力墙为支座。由于平面复杂，计算出的各处内力值差别较大，下面列出的是内力较大典型截面代表性弯矩、计算配筋和实际配筋：

1) 基础底板：

①： ES_{100} 为压缩模量。

②： 86kPa 为地下 3 层基础基础梁、底板、覆土的重量及活荷载之和。

(4) 鉴于剪力墙核心筒处地基反力较其他处略大,地基变形在此处略呈锅底状,剪力墙核心筒四周基础梁底部钢筋宜适当加强。

5. 基础部分图纸目录

- 结施 3.1 基础平面图
- 结施 3.2 基础详图
- 结施 3.3~3.7 基础梁详图
- 结施 3.8~3.10 挡土墙详图
- 结施 3.11~3.12 坡道详图

其中结施 3.3~3.7 基础梁详图采用梁表方式绘制,可有效减少长跨度、大截面基础梁的图纸工作量。

工程实例 4——某国家中学教学楼 (援外工程)

1. 工程概述

该工程总建筑面积约为 4971.1m²,地上 2 层,坡屋顶,庭院式建筑。
该工程为框架结构,柱网为 4.5m×7.2m,5.4m×6.0m,柱截面尺寸为 450mm×450mm,圆柱尺寸为 R=225mm,用结构缝将教学楼划分为 A、B、C、D、E、F 六段。

2. 场地的自然条件

- (1) 抗震设防烈度为 7 度。
- (2) 工程地质情况
- 地表下 1~2m 的土质为柔软的沉积土层和多样化的夹砂砾石土层,此层即为持力层,地基允许承载力标准层为 $f_k=75\text{kPa}$ 。
- 地下水水位较低 (地表下 9m),可不考虑地下水对基础的影响。

3. 基础设计

- (1) 基础方案
- 基础采用钢筋混凝土梁板式筏基,梁截面尺寸为 550mm×600mm 沿柱网布置,筏板厚度为 300mm。基础的埋置深度为 ±0.000 以下 1.2m~1.45m,基底必须置于持力层上,同时基底与自然地地面间的高差不小于 0.8m。
- 由于地耐力太低,为了减轻上部荷载,一层地面以下,基础底板以上的土挖去,做成架空地面。如 A、B、D 段。
- (2) 地基承载力的验算

800mm 厚基础底板:
跨中弯矩 353kN·m,计算配筋 15.30cm²,实际配筋 $\Phi 18@150$ 。
支座弯矩 526kN·m,计算配筋 22.96cm²,实际配筋 $\Phi 25@200$ 。
1600mm 厚基础底板:
跨中弯矩 419kN·m,计算配筋 15.90cm²,实际配筋 $\Phi 22@180$ 。
支座弯矩 990kN·m,计算配筋 31.80cm²,实际配筋 $\Phi 25@150$ 。
2) 基础梁:
1200mm×2800mm 基础梁:
跨中弯矩 15250kN·m,计算配筋 186.00cm²,实际配筋 26 $\Phi 32$ 。
支座弯矩 19500kN·m,计算配筋 240.00cm²,实际配筋 35 $\Phi 32$ 。
1600mm×2800mm 基础梁:
跨中弯矩 25214kN·m,计算配筋 310.00cm²,实际配筋 45 $\Phi 32$ 。
支座弯矩 30652kN·m,计算配筋 381.00cm²,实际配筋 52 $\Phi 32$ 。
800mm×2200mm 基础梁:
跨中弯矩 3400kN·m,计算配筋 52.00cm²,实际配筋 12 $\Phi 25$ 。
支座弯矩 3897kN·m,计算配筋 59.00cm²,实际配筋 12 $\Phi 25$ 。
注:基础混凝土强度等级为 C40,抗渗标号为 S8。

(5) 后浇带

鉴于该建筑东西向较长,且东西两段总高不一样,在地面以下将东西两段用后浇带分开,后浇带兼调节东、西两段沉降差。待东西两段沉降大部分完成后,在清除杂物、浮渣及松动砂石,并浇水润湿后,刷一道纯水泥浆,用高一级无收缩混凝土浇灌后浇带,并加强养护。

3. 沉降观测

通常结构封顶时,沉降完成过半。本工程在结构封顶时,实测沉降如下:
北侧各点沉降为 41~45mm;
南侧各点沉降为 39~42mm;
其中东南角沉降 39mm,为本工程沉降最小值。
沉降观测表明主楼沉降均匀合理。经检查,上部结构未发现裂缝。

4. 梁板式筏基设计注意事项

- (1) 对于边设计边施工的工程,护坡桩先期施工后,基础梁高度应避免再做过大调整,以免降低基础底面标高,造成护坡桩嵌固深度不够。
- (2) 注意设备专业集水坑位于基础边缘,当其基坑低于基础底面标高时,会造成护坡桩嵌固深度不够。
- (3) 电梯井筒下基础梁一边可与电梯井筒内壁平,以保证井道尺寸。此时电梯井筒剪力墙竖向钢筋应放置在基础梁主筋内侧,并锚至基础底板底部。

由 TBSA (多层及高层建筑结构空间分析程序) 计算出柱底轴力, 再加上筏基梁板自重, 覆土重、活荷载及架空地面重作为基底平均压应力 p , 由式 (1.1.1) 计算出地基承载力设计值 f 。按式 (1.1.3) $p \leq f$ 反复试算, 确定筏基底板尺寸。因地基承载力太低, 除 F 段之外, 均采用局部出挑的方法来增大底板尺寸。

(3) 基础计算

因地基土质较均匀, 较软, 上部结构柱网布置规则, 荷载及刚度分布均匀, 所以采用了 BASE (弹性地基上梁板计算程序) 中文克尔德基模型方法对基础进行变形和内力分析。并按计算结果进行梁板配筋。

基础材料:

混凝土: 垫层 C10, 基础 C20;

钢筋: I 级 (Φ), II 级 (Φ)。

筏板的配筋要求:

上部筋在支座处截断, 并伸至基础梁中心; 下部筋在板跨中 1/3 范围内搭接。

4. 基础部分施工图

实例 4 中结施 4.1~结施 4.16 为本工程完整的基础部分施工图。

1.3 复合桩基

1.3.1 复合桩基的工作原理

由桩和承台底地基土共同承担荷载的桩基称为复合桩基。

复合桩基通常是指由多根桩组成的群桩与土共同工作。群桩桩顶与承台相连, 承台将荷载传递于各基桩桩顶, 形成协调承受上部荷载的承台—桩群—土体系。

桩顶竖向荷载由桩侧摩阻力和桩端阻力承受。以剪应力形式传递给桩周土体的荷载最终也将扩散分布于桩端持力层。持力层受桩端荷载及桩侧荷载而压缩, 因此桩基产生沉降。由于承台与桩顶同步沉降, 承台底面的土必然受到压缩而产生土反力, 该土反力也承担一部分荷载 (见图 1.3.1)。因此一般情况下, 复合桩基的承载力应由三部分组成: 各基桩的桩侧阻力、桩端阻力和承台底竖向土阻力。

由于复合桩基的承台—桩—土的相互影响和共同作用, 其承载力不等于各单桩的桩侧阻力, 端阻

力与承台底地基土阻力之和, 其工作性与破坏特征也与单桩截然不同。因此, 在进行复合桩基设计、确定桩的几何参数, 进行桩布置和竖向承载力时, 不仅要掌握单桩的性状和承载力变化规律, 还需要考虑复合桩基的群桩效应, 对于饱和粘性土中的桩基尚需考虑承载力的时间效应。

1.3.2 复合桩基的应用条件和优势

复合桩基适用于根数超过 3 根的非端承型群桩。

由于承台、桩、土的相互作用, 导致复合桩基的承台土反力、桩侧阻力、桩端阻力随复合桩基的几何特征、土性、工艺等因素而呈一定规律变化, 即呈现出群桩效应。考虑群桩效应计算复合桩基的极限承载力, 将使计算结果的可靠性提高, 使设计更趋经济合理。

1.3.3 复合桩基的计算

1. 复合桩基竖向承载力的计算

复合桩基的竖向承载力计算应符合下述极限状态计算表达式:

轴心竖向力作用下: $\gamma_0 N \leq R$ (1.3.1)

偏心竖向力作用下: $\gamma_0 N \leq R, \gamma_0 N_{\max} \leq 1.2R$ (1.3.2)

式中 N 、 $N_{\max}$ ——上部结构在竖向设计荷载作用下的内力值;

γ_0 ——建筑桩基重要性系数, 对应于安全等级为一、二、三级分别取 $\gamma_0=1.1$, 1.0, 0.9;

R ——复合桩基的竖向承载力设计值。

考虑地震作用:

轴心竖向力作用下: $N \leq 1.25R$ (1.3.3)

偏心竖向力作用下: $N \leq 1.25R, N_{\max} \leq 1.5R$ (1.3.4)

式中 N 、 $N_{\max}$ ——上部结构在竖向设计荷载及地震作用下的组合内力值;

R ——复合桩基的竖向承载力设计值。

2. 桩基竖向承载力设计值

对于桩数超过 3 根的非端承桩复合桩基, 宜考虑桩群、土、承台的相互作用效应, 其复合桩基竖向承载力设计值为:

$$R = \eta_s Q_{sk} / \gamma_s + \eta_p Q_{pk} / \gamma_p + \eta_c Q_{ck} / \gamma_c \quad (1.3.5)$$

当根据静载试验确定单桩竖向极限承载力标准值时, 其复合桩基的竖向承载力设计值为:

$$R = \eta_{sp} Q_{uk} / \gamma_{sp} + \eta_c Q_{ck} / \gamma_c \quad (1.3.6)$$

$$Q_{ck} = q_{ck} \cdot A_c / n \quad (1.3.7)$$

当承台底面以下存在可液化土、湿陷性黄土、高灵敏度软土、欠固结土、新填土, 或可能出现震陷、降水、沉桩过程产生高孔隙水压和土体隆起时, 不考虑承台效应, 即取 $\eta_c=0$, η_p 、 η_s 、

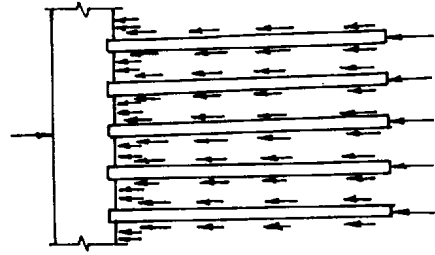


图 1.3.1 复合桩基

η_{sp} 取表 1.3.2 中 $B_c/l=0.2$ 一栏的对应值。

式中: Q_{sk} 、 Q_{pk} ——分别为单桩总极限侧阻力和总极限端阻标准值;

Q_{sk} ——相应于任一复合基桩的承台底地基土总极限阻力标准值;

q_{ik} ——承台底 $1/2$ 承台宽度深度范围 ($\leq 5m$) 内地基土极限阻力标准值;

A_c ——承台底地基土净面积;

Q_{sk} ——单桩竖向极限承载力标准值;

η_s 、 η_p 、 η_{sp} 、 η_c ——分别为桩侧阻群桩效应系数、桩端阻群桩效应系数、桩侧阻端阻综合群桩效应系数、承台底土阻力群桩效应系数,按三确定;

γ_s 、 γ_p 、 γ_{sp} 、 γ_c ——分别为桩侧阻抗力分项系数、桩端阻抗力分项系数、桩侧阻端阻综合抗力分项系数、承台底土阻抗力分项系数,按表 1.3.1 采用。

表 1.3.1 桩基竖向承载力抗力分项系数

桩型与工艺	$\gamma_s=\gamma_p=\gamma_{sp}$		γ_c
	静载试验法	经验参数法	
预制桩、钢管桩			
大直径灌注桩 (清底干净)	1.60	1.65	1.70
泥浆护壁钻 (冲) 孔灌注桩	1.60	1.65	1.65
干作业钻孔灌注桩 ($d\leq 0.8m$)	1.62	1.67	1.65
沉管灌注桩	1.65	1.70	1.65
	1.70	1.75	1.70

注: 1. 根据静力触探方法确定预制桩、钢管桩承载力时,取 $\gamma_s=\gamma_p=\gamma_{sp}=1.60$ 。

2. 抗拔桩的侧阻抗力分项系数 γ_s 可取表列数值。

所有基桩竖向承载力设计值的取值尚应满足桩身承载力计算要求。

3. 群桩的效应系数

群桩效应系数 η_s 、 η_p 、 η_{sp} 、 η_c 可按下列规定确定:

桩侧阻群桩效应系数 η_s 、桩端阻群桩效应

系数 η_p 及根据单桩静载试验确定单桩竖向极

限承载力时的桩侧阻端阻综合群桩效应系数

η_{sp} 可按表 1.3.2 确定。

承台底土阻力发挥值与桩距、桩长、承台宽度、桩的排列、承台内外区面积比等有关。承台底土阻力群桩效应系数可按下列式计算:

$$\eta_c=\eta_c^i\frac{A_c^i}{A_c}+\eta_c^e\frac{A_c^e}{A_c}$$

(1.3.8)

式中 A_c^i 、 A_c^e ——承台内区 (外围桩边包络区)、外区的净面积, $A_c=A_c^i+A_c^e$, 见图 1.3.2;

η_c ——承台内、外区土阻力群桩效应系数,按表 1.3.3 取值。
当承台下存在高压缩性软弱土层时, η_c 均按 $B_c/l\leq 0.2$ 取值。

侧阻、端阻群桩效应系数 η_s 、 η_p 及
侧阻端阻综合群桩效应系数 η_{sp}

表 1.3.2

效应系数	土名称 B_c/l	粘性土						粉土、砂土					
		s_s/d											
η_s		≤ 0.20	3	4	5	6		3	4	5	6		
			0.80	0.90	0.96	1.00		1.20	1.10	1.05	1.00		
			0.40	0.90	0.96	1.00		1.20	1.10	1.05	1.00		
			0.60	0.90	0.96	1.00		1.09	1.10	1.05	1.00		
			0.80	0.85	0.94	1.00		0.93	0.97	1.03	1.00		
η_p		≥ 1.00	3	4	5	6		0.78	0.82	0.89	0.95		
			1.64	1.35	1.18	1.06		1.26	1.18	1.11	1.06		
			0.40	1.68	1.40	1.11		1.32	1.25	1.20	1.15		
			0.60	1.72	1.44	1.16		1.37	1.31	1.26	1.22		
			0.80	1.75	1.48	1.20		1.41	1.36	1.32	1.28		
η_{sp}		≥ 1.00	3	4	5	6		1.44	1.40	1.36	1.33		
			0.93	0.97	0.99	1.01		1.21	1.11	1.06	1.01		
			0.40	0.97	1.00	1.02		1.22	1.12	1.07	1.02		
			0.60	0.98	1.01	1.02		1.13	1.13	1.08	1.03		
			0.80	0.95	0.99	1.03		1.01	1.03	1.07	1.04		
		≥ 1.00	3	4	5	6		0.88	0.91	0.96	1.00		
			0.84	0.89	0.94	0.97		0.88	0.91	0.96	1.00		

注: 1. B_c 、 l 分别为承台宽度和桩的入土长度, s_s 为桩中心距;

2. 当 $s_s/d\geq 6$ 时,取 $\eta_s=\eta_p=\eta_{sp}=1$; 双向桩距 s_s 不等时, s_s/d 取均值;

3. 当桩侧为成层土时, η_s 可按主要土层或分别按各土层类别取值;

4. 对于孔隙比 $e>0.8$ 的非饱和粘性土和松散粉土、砂类土中的挤土群桩,表列系数可提高 5%,对于密实粉土、砂类土中的群桩,表列系数宜降低 5%。

承台内、外区土阻力群桩效应系数

表 1.3.3

B_c/l	s_s/d	η_c						η_c					
		3	4	5	6	3	4	5	6	3	4	5	6
≤ 0.2	0.11	0.14	0.18	0.21									
	0.15	0.20	0.25	0.30									
	0.19	0.25	0.31	0.37									
	0.21	0.29	0.36	0.43									
	0.24	0.32	0.40	0.48									
≥ 1.0	0.11	0.14	0.18	0.21									
	0.15	0.20	0.25	0.30									
	0.19	0.25	0.31	0.37									
	0.21	0.29	0.36	0.43									
	0.24	0.32	0.40	0.48									

图 1.3.2 承台底分区图

