DIJI JICHU SHEJI YU JISUAN



地基基础设计与计算

◎ 朱浮声 主 编
王凤池 李 纯 王述红 副主编

人民交通出版社
China Communications Press

内 容 提 要

本书结合《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)的规定，简要阐述了地基岩土分类及工程特性指标、地基计算、基础工程和基坑工程等包括设计计算部分的要点，通过大量具体算例说明了相关设计计算方法。读者可以通过工程算例学习、体会新规范的条文规定，加深对基本概念和基本理论的理解，并可以参照算例算法解决实际工程设计问题。

本书可供土木工程勘察、设计、施工技术人员参考，也可作为相关专业大专院校师生的教学参考书。

图书在版编目（CIP）数据

地基基础设计与计算 / 朱浮声主编 . —北京：人民交通出版社，2005.5
ISBN 7-114-05484-X

Ⅰ.地… Ⅱ.朱… Ⅲ.① 地基—基础(工程)—建筑设计②地基—基础(工程)—计算 Ⅳ.TU47

中国版本图书馆 CIP 数据核字（2005）第 019315 号

书　　名：地基基础设计与计算
著 译 者：朱浮声
责任编辑：武晓涛
出版发行：人民交通出版社
地　　址：（100011）北京市朝阳区安定门外外馆斜街 3 号
网　　址：http://www.ccpress.com.cn
销售电话：（010），85285838，85285995
总 经 销：北京中交盛世书刊有限公司
经　　销：各地新华书店
印　　刷：北京宝莲鸿图科技有限公司
开　　本：787×1092　1/16
印　　张：15
字　　数：377 千
版　　次：2005 年 6 月 第 1 版
印　　次：2005 年 6 月 第 1 版 第 1 次印刷
书　　号：ISBN7-114-05484-X
印　　数：0001—4000 册
定　　价：26.00 元

（如有印刷、装订质量问题，由本社负责调换）

前言 Qianyan

建筑地基基础是岩土工程的一个主要技术领域，涉及工程地质、土力学、地基基础的设计和施工等诸多方面。随着我国改革开放的深入和经济建设的大规模展开，岩土工程技术有了空前的发展和进步。工程建设对新技术提出了越来越高的要求，工程技术的不断创新则极大地推动了工程建设的进步。在此背景下，新的《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)颁布实施。

目前，我国岩土工程领域的设计计算手段可以分为两类，即以计算机专业软件为工具的电算和以数学公式为基础的手算。有条件的设计单位的设计计算工作已几乎全部电脑化，为满足建设需要，迅速出图创造了条件。但由此产生的不良后果是设计者越来越脱离整个设计过程，严重阻碍了对基本概念的理解和基本原理的应用。特别地，由于岩土工程是一门实践性很强的学科，加之我国幅员辽阔，地基土差异很大，更增加了地基基础工程技术的复杂性。在此过程中，手算法具有不可替代的作用，对基础理论的深入理解、对基本概念的正确应用及理论与丰富实践经验的结合具有十分重要的地位。为了推动对新的《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)的正确理解和应用，便于设计者参与设计计算全过程，以便更深入理解新规范的基本精神、基本概念和基本方法，组织编写了这本以手算为基础的地基基础设计与计算。

本书内容主要涉及新规范中的地基岩土分类及工程特性指标、地基计算、基础工程和基坑工程等包括设计计算的内容。在新、旧规范中，对于基坑工程内容涉及较少，有关规定散见于国家或行业标准中，给设计带来不便。本书结合新规范对基坑工程设计问题适当增加了篇幅。本书在对规范和相关理论要点进行阐述的基础上，通过具体算例说明相关设计计算方法，体现施工措施和构造措施，必要时补充作者们的实践经验。希望读者通过算例学习、体会新规范的条文规定，加深对基本概念和基本理论的理解，并可以参照算例算法解决实际工程设计问题。

本书第一、二章由东北大学王述红博士编写，并由沈阳建筑大学王凤池博士修改完成；第三章由东北大学陈柏玲博士编写；第四、五、六章由王凤池博士编写，第七、八、九、十章由原中国建筑东北设计研究院工程师、东北大学的李纯硕士完成。全书由博士生导师朱浮声教授编写大纲，修改并定稿。

本书在编写中参考了大量文献，限于篇幅在此无法一一列举，特向各位作者表示深深谢意。限于本书作者水平，书中缺漏、错误在所难免，望广大读者批评指正。

编者

2005 年 2 月

目录 Mulu

第一章 岩土的分类和工程特性 …… 1
第一节 岩石的分类 …… 1
第二节 土的分类 …… 2
第三节 土的工程特性指标 …… 5
第二章 地基承载力和变形 …… 17
第三章 扩展基础 …… 37
第一节 无筋扩展基础 …… 37
第二节 扩展基础 …… 43
第三节 柱下条形基础 …… 53
第四章 桩基设计 …… 58
第一节 竖向荷载作用下桩基础的承载力 …… 59
第二节 水平荷载作用下桩基础的承载力 …… 66
第三节 桩基础的沉降 …… 73
第四节 桩基础的承台结构设计 …… 82
第五节 桩基设计计算实例 …… 87
第五章 筏形基础 …… 92
第一节 地基承载力验算 …… 93
第二节 筏基内力计算 …… 95
第三节 筏基沉降计算 …… 113
第四节 筏基构造设计计算 …… 118
第五节 筏基设计实例 …… 120
第六章 箱形基础 …… 126
第一节 基底反力确定 …… 126
第二节 箱形基础的结构设计 …… 130
第三节 箱基的变形计算 …… 141
第四节 箱形基础设计实例 …… 144

第七章　基坑土压力 …… 154
第一节　土压力的计算 …… 154
第二节　支护结构土压力计算 …… 156
第三节　分层土的土压力计算 …… 164
第四节　水压力计算 …… 167
第八章　悬臂支挡与喷锚支护 …… 170
第一节　多层锚杆围护桩墙 …… 170
第二节　喷锚支护 …… 178
第三节　基坑稳定性验算 …… 188
第九章　土钉墙支护 …… 198
第一节　土钉墙设计 …… 198
第二节　土钉墙算例 …… 203
第十章　地下连续墙 …… 212
第一节　地下连续墙设计 …… 212
第二节　实例分析 …… 213
附录 A　矩形面积均布荷载作用下角点附加应力系数表 …… 219
附录 B　矩形面积均布荷载作用下角点平均附加应力系数表 …… 221
附录 C　矩形面积三角形分布荷载作用下的应力系数表 …… 224
附录 D　圆形面积均布荷载作用下中点的应力系数表 …… 227
附录 E　圆形面积三角形分布荷载作用下边点的应力系数表 …… 228
附录 F　矩形及圆形面积上均布荷载作用下，通过中心点竖线上的平均附加应力系数表 …… 230
参考文献 …… 232

第一章　岩土的分类和工程特性

第一节　岩石的分类

岩石为颗粒间牢固联结、呈整体或具有节理裂隙的天然地质体。岩石作为建筑物地基，除应确定其地质名称外，尚应按表 1-1、表 1-2 划分其坚硬程度和完整程度。

岩石的坚硬程度应根据岩块的饱和单轴抗压强度 f_{rk} 按表 1-1 分为坚硬岩、较硬岩、较软岩、软岩和极软岩。当缺乏饱和单轴抗压强度资料或不能进行该项试验时，可在现场通过观察定性划分。

岩石的坚硬程度的划分　　表 1-1

坚硬程度类别	坚硬岩	较硬岩	较软岩	软岩	极软岩
饱和单轴抗压度标准 f_{rk}(MPa)	$f_{rk}>60$	$60\geqslant f_{rk}>30$	$30\geqslant f_{rk}>15$	$15\geqslant f_{rk}>5$	$f_{rk}\leqslant 5$

岩体完整程度应按表 1-2 划分为完整、较完整、较破碎、破碎和极破碎。

岩体完整程度划分　　表 1-2

完整程度等级	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎
完整性指数	>0.75	0.75~0.55	0.55~0.35	0.35~0.15	<0.15

注：完整性指数为岩体纵波波速与岩块纵波波速之比的平方。选定岩体、岩块测定波速时应有代表性。

岩石按风化程度可分为未风化、微风化、中风化、强风化和全风化。微风化岩石岩质新鲜，表面稍有风化迹象。中等风化岩石结构和构造层理清晰，岩体被节理、裂隙分割成块状(20~50cm)，裂隙中填充少量风化物，锤击声脆，且不易击碎，用镐难挖掘，岩心钻方可钻进。强风化岩石结构和构造层理不甚清晰，矿物成分已显著变化，岩体被节理、裂隙分割成碎石状(2~20cm)，碎石用手可以折断，用镐可以挖掘，手摇钻不易钻进。

第二节　土的分类

土是自然地质历史的产物，它的成分、结构和性质是千变万化的，工程性质也是千差万别的。为了能大致地判断土的基本性质、合理地选择研究内容和方法，以及便于科学技术交流，有必要对土的类型进行科学的划分。通常，根据不同的工程目的、不同的工程领域和不同的研究内容、方法将具有共性的土划归为一类。这些共性对于其他领域而言就是个性，类别的划分突出了这些个性，有利于人们侧重深入研究这些个性。

目前，土的分类体系主要有两种。第一种体系按土的粒径从粗到细的顺序，以大于某一粒径土颗粒的百分数含量超过某一界限来定名；第二种体系则按两个土颗粒粒组相对含量的多少，以含量多的来定名。两个体系对于粗粒土都是按粒度成分来分类的，对于细粒则是按土的Atterberg界限进行分类的。此外，还有一些其他分类方法。对于细粒土，第一种体系按塑性指数分类，第二种体系则按塑性图分类。第一种分类体系以前苏联为代表，第二种分类体系的代表是美国ASTM的统一分类法。

我国土的分类体系受到上述两种体系的影响，在不同工业领域形成了种类繁多、特点各异的分类体系标准。其中，影响比较大的一个是以国家标准《土工试验方法标准》(GBJ 123—88)为代表的分类体系，反映了我国对美国ASTM分类方法的研究水平。另一个分类体系源自前苏联的土分类方法，经我国几十年工程实践经验总结和科学研究，已有明显的发展。它是在《工业与民用建筑地基基础设计规范》(TJ 7—74)和《工业与民用建筑工程地质勘察规范》(TJ 21—77)的分类体系基础上发展起来的，并在《岩土工程勘察规范》(GB 50021—94)中得到发展和更完整的表达。前者将土分为巨粒土、含巨粒的土、粗粒土(砾类土和砂类土)和细粒土四个大类，后者则将土划分为碎石土、砂土、粉土和粘性土四个大类。

在新的《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)中，土的定名标准见表1-3，土的亚类划分标准见表1-4～表1-7。

土定名标准表　　表1-3

土的名称	颗粒级配或塑性指数
碎石土	粒径大于2mm的颗粒含量超过全重的50%
砂土	粒径大于2mm的颗粒含量不超过全重的50%，且粒径大于0.075mm的颗粒含量超过全重的50%
粉土	粒径大于0.075mm的颗粒含量不超过全重的50%，且塑性指数小于或等于10的土
粘性土	塑性指数大于10的土

碎石土的分类　　表1-4

土的名称	颗粒形状	颗粒级配
漂石 块石	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于200mm的颗粒超过全重的50%
卵石 碎石	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于20mm的颗粒超过全重的50%

续上表

土的名称	颗粒形状	颗粒级配
圆砾 角砾	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于2mm的颗粒超过全重的50%

注：分类时应根据粒组含量栏从上到下以最先符合者确定。

砂土分类　　表1-5

土的名称	粒组含量	土的名称	粒组含量
砾砂	粒径大于2mm的颗粒含量占全重的25%～50%	细砂	粒径大于0.075mm的颗粒含量超过全重的85%
粗砂	粒径大于0.5mm的颗粒含量超过全重的50%	粉砂	粒径大于0.075mm的颗粒含量超过全重的50%
中砂	粒径大于0.25mm的颗粒含量超过全重的50%		

注：分类时应根据粒组含量栏从上到下以最先符合者确定。

粉砂分类　　表1-6

土的名称	岩土工程勘察规范
砂质粉土	粒径小于0.005mm的颗粒含量小于或等于全重的10%
粘质粉土	粒径小于0.005mm的颗粒含量超过全重的10%

粘性土分类　　表1-7

塑性指数 I_p	土的名称	塑性指数 I_p	土的名称
$10 < I_p \leqslant 17$	粉质粘土	$I_p > 17$	粘土

注：塑性指标由相应于76g圆锥体沉入土样中深度为10mm时测定的液限计算得到。

碎石土和砂土的密实度可以由表1-8和表1-9得到。

碎石土的密实度　　表1-8

重型圆锥动力触探锤击数 $N_{63.5}$	密实度	重型圆锥动力触探锤击数 $N_{63.5}$	密实度
$N_{63.5} \leqslant 5$	松散	$10 < N_{63.5} \leqslant 20$	中密
$5 < N_{63.5} \leqslant 10$	稍密	$N_{63.5} > 20$	密实

注：1. 本表适用于平均粒径小于等于50mm且最大粒径不超过100mm的卵石、碎石、圆砾、角砾。对于平均粒径大于100mm的碎石土，可按《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)附录B鉴别其密实度；

2. 表内 $N_{63.5}$ 为经综合修正后的平均值。

砂土的密实度　　表1-9

标准贯入试验锤击数 N	密实度	标准贯入试验锤击数 N	密实度
$N \leqslant 10$	松散	$15 < N \leqslant 30$	中密
$10 < N \leqslant 15$	稍密	$N > 30$	密实

有机土的野外鉴别方法见表 1-10。

土的野外鉴别　　表 1-10

土的名称		土的野外鉴别
粘性土	粘土	切面非常光滑，刀刃有粘滞的阻力，湿土手有滑腻感，能搓成小于 0.5mm 的土条
	粉质粘土	稍有光滑面，切面规则，手稍有滑腻感，夹有少量细颗粒，能搓成 0.5～2mm 的土条
粉土		无光滑面，切面比较粗糙，手感有细颗粒，无粘滞感或轻微粘滞感，能搓成 2～3mm 的土条，有明显的摇振析水反应
砂土	砾砂	大部分颗粒与小米粒近似
	粗砂	大部分颗粒与粗玉米（>0.1mm）近似
	中砂	有一半以上颗粒与砂糖或白菜籽（>0.25mm）近似
	细砂	有一半以上颗粒比小米（>0.5mm）大
	粉砂	约有 1/4 以上颗粒比荞麦或高粱（2mm）大

粉土为介于砂土与粘性土之间，塑性指数 $I_p \leqslant 10$ 且粒径大于 0.075mm 的颗粒含量不超过全重 50% 的土。

红粘土为碳酸盐岩系的岩石经红土化作用形成的高塑性粘土，其液限一般大于 50。红粘土经再搬运后仍保留其基本特征，其液限大于 45 的土为次生红粘土。

人工填土是指由于人类活动而堆积的土，根据其物质组成和成因，可分为素填土、压实填土、杂填土、冲填土。

素填土为由碎石土、砂土、粉土、粘性土等组成的填土。经过压实或夯实的素填土为压实填土。杂填土为含有建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物的填土。冲填土为由水力冲填泥砂形成的填土。

膨胀土为土中粘粒成分主要由亲水性矿物组成，同时具有显著的吸水膨胀和失水收缩特性，其自由膨胀率大于等于 40% 的粘性土。

湿陷性土为浸水后产生附加沉降，其湿陷系数大于等于 0.015 的粘性土。

【例 1-1】 某砂土试样，各粒组含量百分比如图 1-1 所示，确定砂土名称。

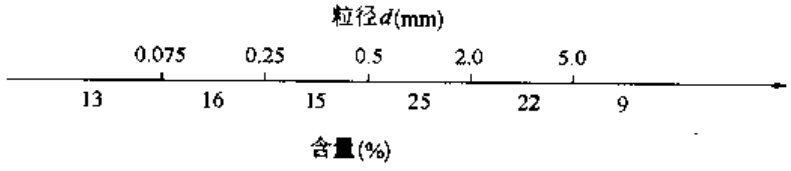


图 1-1　砂样的粒组含量百分比

解：(1)粒径 $d > 2$mm 含量占 31%，在 25% ～ 50 之间，定为砾砂；

(2)粒径 $d > 0.5$mm 含量占 56% > 50%，定为粗砂；

(3)粒径 $d > 0.25$mm 含量占 71% > 50%，定为中砂；

(4)粒径 $d > 0.075$mm 含量占 87% > 85%，定为细砂；

(5)粒径 $d > 0.075$mm 含量占 87% > 50%，也可定为粉砂。

根据表 1-5 的表注，粒组含量从上到下以最先符合者确定，确定此砂土试样为砾砂。

第三节　土的工程特性指标

一、土的物理指标

(一)土的物理性质指标

土的物理性质指标反映土的工程性质的特征，具有重要的实用价值。

1.密度 ρ 和容重 γ

土的密度 ρ 为单位体积土的质量，容重 γ 为单位体积土的重力。

$$\gamma = \rho g = 9.8\rho \approx 10\rho(\mathrm{kN/m^3}) \tag{1-1}$$

2.含水量 w

土的含水量表示土中含水的数量，为土体中水的质量与固体矿物质量的比值，用百分数表示。

$$w = \frac{\text{水的质量}}{\text{固体颗粒质量}} = \frac{m_w}{m_s} \times 100(\%) \tag{1-2}$$

3.孔隙比 e

土的孔隙比为土中孔隙体积与固体颗粒的体积之比值。

$$e = \frac{\text{孔隙体积}}{\text{固体颗粒体积}} = \frac{V_V}{V_s} \tag{1-3}$$

4.孔隙度(孔隙率) n

土的孔隙度表示土中孔隙大小的程度，为土中孔隙占总体积的百分比。

$$n = \frac{\text{孔隙体积}}{\text{土体总体积}} = \frac{V_V}{V} \times 100(\%) \tag{1-4}$$

5.饱和度 S_r

土的饱和度表示水在孔隙中充满的程度。

$$S_r = \frac{\text{水的体积}}{\text{孔隙体积}} = \frac{V_w}{V_V} \tag{1-5}$$

6.干密度 ρ_d 和干重度 γ_d

土的干密度为单位体积的土，将水分烘干后的质量。土的干容重为单位体积的土，将水分烘干后的重力，即 $\gamma_d = \rho_d g = 9.8\rho_d \approx 10\rho_d(\mathrm{kN/m^3})$。

$$\rho_d = \frac{\text{固体颗粒质量}}{\text{土的总体积}} = \frac{m_s}{V}(\mathrm{g/cm^3}) \tag{1-6}$$

7.饱和密度 ρ_{sat} 和饱和容重 γ_{sat}

土的饱和密度为孔隙中全部充满水时，单位体积的质量。土的饱和容重为孔隙中全部充满水时，单位体积的重力，即 $\gamma_{sat} = \rho_{sat} g = 9.8\rho_{sat} \approx 10\rho_{sat}(\mathrm{kN/m^3})$。

$$\rho_{sat} = \frac{\text{孔隙全部充满水的总质量}}{\text{总体积}} = \frac{m_s + m_w + V_s\rho_w}{V}(\text{g/cm}^3) \tag{1-7}$$

8.有效密度 ρ' 和有效容重 γ'

土的有效密度(浮密度)指地下水位以下土体受水的浮力作用时单位体积的质量。土的有效容重(浮重度)为地下水位以下,土体单位体积的重力,即 $\gamma' = \rho' g = 9.8\rho' \approx 10\rho'(\text{kN/m}^3)$。

$$\rho' = \rho_{sat} - \rho_w(\text{g/cm}^3) \tag{1-8}$$

常见土的物理性质指标可以参见表 1-11。

土的物理性质指标　　表 1-11

名称	符号	表达式	单位	常见值	换算公式
密度 容重	ρ γ	$\rho = \frac{m}{V}, \gamma = 10\rho$	g/cm^3 kN/m^3	1.6～2.2 16～22	$\rho = \rho_d(1+w)$ $\gamma = \gamma_d(1+w)$
土粒 相对密度	d_s	$d_s = \frac{m_s}{V_s}$		砂土 2.65～2.69 粉土 2.70～2.71 粘性土 2.72～2.75	
含水量	w	$w = \frac{m_w}{m_s} \times 100$	%	砂土 0～40% 粘性土 20%～60%	$w = \left(\frac{\gamma}{\gamma_d} - 1\right) \times 100\%$
孔隙比	e	$e = \frac{V_V}{V_s}$		砂土 0.5～1.0 粘性土 0.5～1.2	$e = \frac{n}{1-n}$
孔隙度	n	$n = \frac{V_V}{V} \times 100$	%	30%～50%	$n = \left(\frac{e}{1+e}\right) \times 100\%$
饱和度	S_r	$S_r = \frac{V_w}{V_V}$		0～1	
干密度 干容重	ρ_d γ_d	$\rho_d = \frac{m_s}{V}, \gamma_d = 10\rho_d$	g/cm^3 kN/m^3	1.3～2.0 13～20	$\rho_d = \frac{\rho}{1+w}, \gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$
饱和密度 饱和容重	ρ_{sat} γ_{sat}	$\rho_{sat} = \frac{m_s + m_w + V_s\rho_w}{V}$ $\gamma_{sat} = 10\rho_{sat}$	g/cm^3 kN/m^3	1.8～2.3 18～23	
有效密度 有效容重	ρ' γ'	$\rho' = \rho_{sat} - \rho_w$ $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$	g/cm^3 kN/m^3	0.8～1.3 8～13	

在以上土的 9 个物理指标当中,土的密度(容重)、土粒相对密度和土的含水量称为土的三项基本物理指标。土的孔隙比和孔隙度反映土的松密程度,土的含水量与土的饱和度反映土中含水程度。这 9 个物理指标是相互关联的,如果 ρ、d_s 和 w 由实验室测定后,其余 5 个物理

性指标可以通过三相草图求得(图 1-2)。

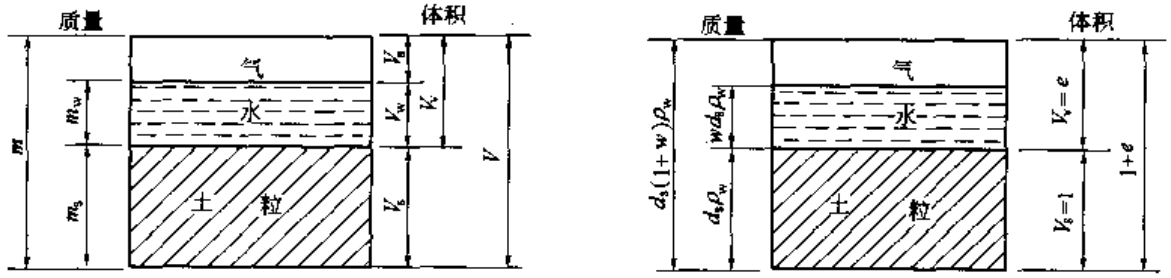


图 1-2　土的三相草图

【例 1-2】 某饱和土体积为 120cm³，土的重量为 2.0N，土烘干后重量为 1.5N，求 w、d_s、e 及 γ_d。

解：饱和土体，指孔隙中全部被水充满，故三相图变成了两相图，则水的重力为 2.0 − 1.5 = 0.5N。水的体积 $V_w = 0.5/10 \times 10^3 = 50\text{cm}^3$，土粒体积 $V_s = 120 - 50 = 70\text{cm}^3$，则：

$$w = \frac{0.5}{1.5} \times 100\% = 33.3\%$$

$$d_s = \frac{1.5}{70} = 21.4 \times 10^{-3}\text{N/cm}^3 = 21.4\text{kN/m}^3$$

$$e = \frac{50}{70} = 0.714$$

$$\gamma_d = \frac{1.5}{120} = 12.5 \times 10^{-3}\text{N/cm}^3 = 12.5\text{kN/m}^3$$

【例 1-3】 在某住宅地基勘查中，已知一个钻孔原状图试验结果为：土的密度 $\rho = 1.80\text{g/cm}^3$，土粒相对密度 $d_s = 2.70$，土的含水量 $w = 18.0\%$，求其余 6 个物理指标。

解：(1)绘制三相计算草图。

(2)令 $V = 1\text{cm}^3$。

(3)已知 $\rho = \frac{m}{V} = 1.80\text{g/cm}^3$，故 $m = 1.80\text{g}$。

(4)已知 $w = \frac{m_w}{m_s} = 0.18$，所以 $m_w = 0.18m_s$；

又知：$m_w + m_s = 1.80\text{g}$，所以 $m_s = \frac{1.80}{1.18} = 1.525\text{g}$；

故：$m_w = m - m_s = 1.80\text{g} - 1.525\text{g} = 0.275\text{g}$。

(5)$V_w = 0.275\text{cm}^3$。

(6)已知 $d_s = \frac{m_s}{V_s} = 2.70$，所以 $V_s = \frac{m_s}{2.70} = \frac{1.525\text{g}}{2.70\text{g/cm}^3} = 0.565\text{cm}^3$。

(7)孔隙体积 $V_V = V - V_s = 1\text{cm}^3 - 0.565\text{cm}^3 = 0.435\text{cm}^3$。

(8)气相体积 $V_a = V_V - V_w = 0.435\text{cm}^3 - 0.275\text{cm}^3 = 0.16\text{cm}^3$。

至此，三相草图中 8 个未知量全部计算出数值。

(9)根据所求物理性质指标的表达式可得：

①孔隙比

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0.435cm^3}{0.565cm^3} = 0.77$$

②孔隙度

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100\% = 43.5\%$$

③饱和度

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{0.275cm^3}{0.435cm^3} = 0.632$$

④干密度

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} = 1.525g/cm^3, \text{干重度 } \gamma_d = 15.25kN/m^3$$

⑤饱和密度

$$\rho_{sat} = \frac{m_w + m_s + V_s\rho_w}{V} = 1.80 + 0.16 = 1.96g/cm^3$$

⑥饱和容重

$$\gamma_{sat} = 19.6kN/m^3$$

⑦有效密度

$$\rho' = \rho_{sat} - \rho_w = 1.96g/cm^3 - 1.0g/cm^3 = 0.96g/cm^3$$

⑧有效容重

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 19.6kN/m^3 - 10kN/m^3 = 9.6kN/m^3$$

上述三相计算中，若设 $V_s = 1cm^3$，与设 $V = 1cm^3$ 计算可得相同的结果。

(二)粘性土的塑性

粘性土随着含水量不断增加，土的状态变化为固态——半固态——可塑状态——液体状态，相应的地基承载力相差很大。粘性土最主要的物理特征并非孔隙比、相对密度，而是土粒与土中水相互作用产生的稠度。

粘性土的稠度反映土粒之间的联结强度随着含水量高低而变化的性质，各不同状态之间的分界含水量具有重要的意义。

1.液限 w_L(%)

粘性土呈液态与塑态之间的分界含水量称之为液限 w_L，一般通过锥式液限仪或碟式液限仪进行测定。

2.塑限 w_P(%)

粘性土呈塑态与半固态之间的分界含水量称为塑限 w_P，一般可通过滚搓法与液、塑限联合测定法进行测定。

3.缩限 w_s(%)

粘性土呈半固态与固态之间的分界含水量称为缩限 w_s，可用收缩皿法测定。

4.塑性指数

粘性土与粉土的液限与塑限的差值去掉百分数后的值为塑性指数。

$$I_P = (w_L - w_P) \times 100 \tag{1-9}$$

塑性指数表示细颗粒土体处于可塑状态下含水量变化的最大区间。一种土的 I_P 越大，表明该土能吸附结合水多，但仍处于可塑状态，亦即该土粘粒含量高或矿物成分吸水能力强。工程上一般用它作为粘性土与粉土定名的标准。

5.液性指数 I_L

粘性土的液性指数(相对稠度)为天然含水量与塑限的差值和液限与塑限差值之比，反映土的软硬程度，在工程上是确定粘性土承载力的重要指标。

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} \tag{1-10}$$

可以利用粘性土的液性指数确定其存在状态(表 1-12)。当用静力触探探头阻力或标准贯入试验锤击数判定粘性土的状态时，可根据当地经验确定。

粘 性 土 的 状 态　　表 1-12

液性指数 I_L	状　态	液性指数 I_L	状　态
$I_L \leqslant 0$	坚硬	$0.75 < I_L \leqslant 1$	软塑
$0 < I_L \leqslant 0.25$	硬塑	$I_L > 1$	流塑
$0.25 < I_L \leqslant 0.75$	可塑		

【例 1-4】 某粘性土的天然含水量 $w = 33.5\%$，液限 $w_L = 42.1\%$，塑限 $w_P = 24\%$，试求该土的塑性指数 I_P 和液限指数 I_L，并确定该土的状态。

解：

$$I_P = (w_L - w_P) \times 100 = 42.1 - 24 = 18.1$$

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} = \frac{33.5 - 24}{18.1} = 0.525$$

查表 1-12 知，该土的状态为可塑。

【例 1-5】 某地基土试验中，测得土的干容重 $\gamma_d = 15.7 kN/m^3$，含水量 $w = 19.3\%$，土粒相对密度 $d_s = 2.71$。液限 $w_L = 28.3\%$，塑限 $w_P = 16.7\%$。

求：(1)该土的孔隙比 e、空隙度 n 及饱和度 S_r；

(2)该土的塑性指数 I_P、液性指数 I_L，并定出该土的名称及状态。

解：(1)求 e、n、S_r：

令 $V_S = 1$，则 $V_V = e$；其他依定义填入图 1-3 中。由图有：

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} = \frac{d_s \rho_w}{1 + e}$$

$$e = \frac{d_s \rho_w}{\rho_d} - 1 = \frac{2.71 \times 1}{1.57} - 1 = 0.726$$

$$n = \frac{V_V}{V} = \frac{e}{1 + e} = 0.42 = 42\%$$

$$S_r = \frac{V_W}{V_V} = \frac{m_w / \rho_w}{e} = \frac{w d_s}{e} = \frac{0.193 \times 2.71}{0.276} = 0.72 = 72\%$$

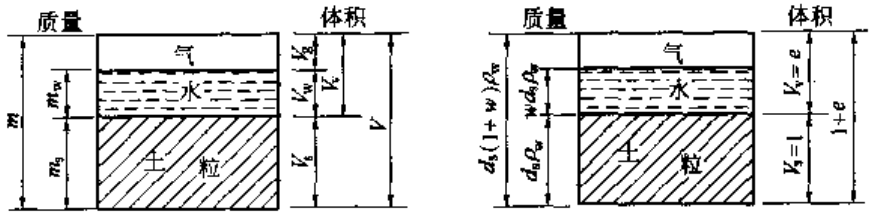


图 1-3

(2)求 I_p、I_L 及定名、定态：

一般来说，只有粘性土才需要稠度试验，求得液限 w_L、塑限 w_P 后，从而求得它的定名指标——塑性指数 I_p，定态指标——液性指数 I_L。再进一步细分时，就需计算 I_p 和 I_L 的具体数值。

$$I_p = w_L - w_P = 28.3 - 16.7 = 11.6$$

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} = \frac{w - w_P}{I_P} = \frac{19.3 - 16.7}{11.6} = 0.224$$

因为 $10 < I_p < 17, 0 < I_L < 0.25$，所以该土为硬塑的粉质粘土。

二、土的强度指标

在各类建筑工程设计中，为保证建筑物的安全可靠，要求建筑地基必须同时满足变形条件和强度条件，以便保证在上部荷载作用下地基的稳定性，不发生地基剪切或滑动破坏。

土的抗剪强度和诸多因素有关，库仑经过试验认为：①当土体中任何一个面上的剪应力等于土体的抗剪强度时土体就会破坏；②土体中任何一个面上的抗剪强度 τ_f 都可表述成作用于该面上的法向应力 σ 的函数。

试验证明，在法向应力变化范围不大时，抗剪强度与法向应力的关系近似于直线关系。因此，土的抗剪强度 τ_f 与法向应力 σ 的关系可用下式表示：

$$\tau_f = c + \sigma\tan\varphi \tag{1-11}$$

式中：τ_f——土的抗剪强度，kPa；

σ——剪切破坏面上的法向总应力，kPa；

c——土的粘聚力(对于无粘性土 $c=0$)，kPa；

φ——土的内摩擦角，°。

式(1-11)称作土体抗剪强度的库伦定律，c、φ 即为土的抗剪强度指标，可以通过试验测得。c、φ 反映了土体抗剪强度的大小，是土体非常重要的力学性质指标，但是有效应力的影响不可忽视。$\tan\varphi = f$ 为土的内摩擦系数，$\sigma\tan\varphi$ 则为土的内摩擦力，通常由两部分组成：一部分是剪切面上颗粒与颗粒接触面所产生的摩擦力；另一部分则是颗粒之间的相互嵌入和联锁作用产生的咬合力。粘聚力 c 是由于粘土颗粒之间的胶结作用、结合水膜以及分子引力作用等形成的。按照库仑定律，对于某一种土，它们是作为常数来使用的。实际上，它们均随试验方法和土样的试验条件等的不同而发生变化，即使是同一种土 c 和 φ 值也不是常数。

表 1-13 给出了不同物理状态下的土体抗剪强度指标的平均值，可供使用参考。

土体抗剪强度指标参考值　　表 1-13

土类	粗砂	中砂	细砂	粉砂	粉土	粘性土	粘土
c(kPa)	0	0	0	2～5	2～7	5～40	25～65
φ(°)	38～42	35～40	32～38	28～36	23～30	17～24	15～18

【例 1-6】 某土样 $\varphi = 24°$，$c = 22\text{kPa}$，承受大小主应力分别为 $\sigma_1 = 420\text{kPa}$，$\sigma_3 = 159\text{kPa}$，试判断该土样是否达到极限平衡状态？

解：已知最小主应力 $\sigma_3 = 159\text{kPa}$，现将 $\varphi = 24°$，$c = 22\text{kPa}$，$\sigma_1 = 420\text{kPa}$，代入土中某点的极限平衡状态方程：

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2(45° - \frac{\varphi}{2}) - 2c\tan(45° - \frac{\varphi}{2})$$

$$= 420 \times \tan^2(33°) - 2 \times 22 \times \tan 33° = 158.57\text{kPa}$$

计算结果可认为 σ_3 的计算值与已知值相等，所以可以判断该土样处于极限平衡状态。

【例 1-7】 某饱和粘性土在三轴仪中进行固结不排水试验，得 $c' = 0$，$\varphi' = 25°$。如果这个试件受到 $\sigma_1 = 300\text{kPa}$ 和 $\sigma_3 = 200\text{kPa}$ 的作用，测得空隙水压力 $u = 100\text{kPa}$，问试件是否被压坏？

解：先可根据题设作出有效应力圆的包络线，如图 1-4 所示。

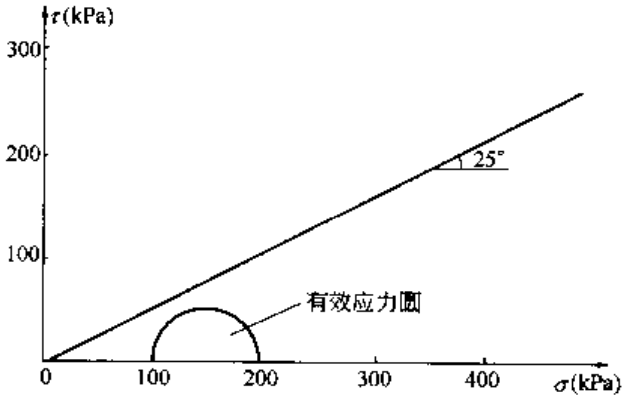


图　1-4

假设此时剪应力达到抗剪强度极限值，土样即将破坏，则有：

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u$$
$$= 300 - 100$$
$$= 200(\text{kPa})$$
$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u$$
$$= 200 - 100$$
$$= 100(\text{kPa})$$

作出此有效应力圆。可见，该应力圆和包络线相离，所以，该试件不会发生破坏。

【例 1-8】 设砂土地基中某点的大主应力 $\sigma_1 = 450\text{kPa}$，小主应力 $\sigma_3 = 210\text{kPa}$，砂土的内摩擦角 $\varphi = 25°$，粘聚力 $c = 0$，试用多种解法判断该点是否破坏。

解:解法一:按某一平面上 τ 的与 τ_f 对比来判断可知,破坏时土中出现的破裂面与大主应力作用面的夹角 $\alpha_f = 45° + \frac{\varphi}{2}$。因此,作用在与主应力作用面成 $45° + \frac{\varphi}{2}$ 角平面上的法向应力 σ、剪应力 τ 和抗剪强度 τ_f,计算为:

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$= \frac{1}{2}(450 + 210) + \frac{1}{2}(450 - 210)\cos 2\left(45° + \frac{25°}{2}\right)$$

$$= 279.29(\text{kPa})$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$= \frac{1}{2}(450 - 210)\sin 2\left(45° + \frac{25°}{2}\right)$$

$$= 108.76(\text{kPa})$$

$$\tau_f = \sigma\tan\varphi = 279.29\tan 25° = 130.24(\text{kPa}) > \tau$$

由于破裂面上的抗剪强度 τ_f 大于剪应力 τ,故可判断该点未发生剪切破坏。

解法二:用图解法按莫尔圆与抗剪强度包线的相对位置关系来判断:按一定比例尺作出莫尔圆,并在同一坐标图中绘出抗剪强度包线(图 1-5)。由图可知,莫尔圆与抗剪强度包线不相交,故可判断该点未发生剪切破坏。

解法三:计算值 φ_j 为该点处于极限平衡状态时所需的内摩擦角,由于 $\varphi_j < \varphi$,故可判断该点未发生剪切破坏(图 1-6)。

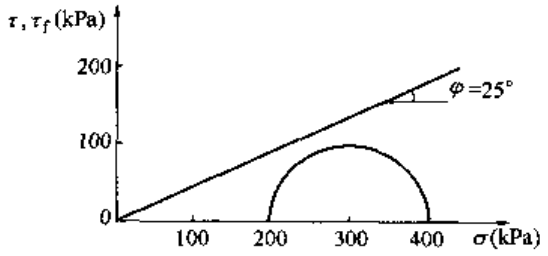


图 1-5

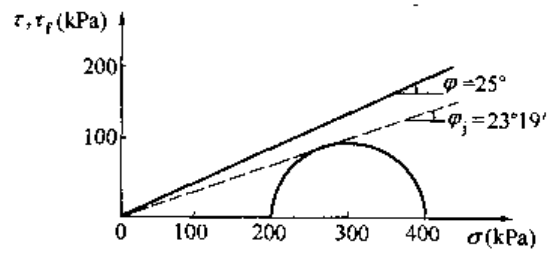


图 1-6

解法四:由于

$$\sigma_{1j} = \sigma_3\tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = 210\tan^2\left(45° + \frac{25°}{2}\right)$$

$$= 517.44(\text{kPa}) > \sigma_1 = 450(\text{kPa})$$

故该点未发生剪切破坏。

解法五:由于

$$\sigma_{3j} = \sigma_1\tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 450\tan^2\left(45° - \frac{25°}{2}\right)$$

$$= 182.59(\text{kPa}) < \sigma_3 = 210(\text{kPa})$$

故该点未发生剪切破坏。

三、压缩性指标

(一)土的压缩模量和变形模量

为了得到土的压缩性指标,工程上常在侧限条件下由地质勘察取天然结构的原状土样,进行侧限压缩试验测定。侧限压缩试验通常又称为固结试验。

在完全侧限条件下,土的竖向附加应力增量与相应的应变增量之比值称为土的压缩模量 E_s,可以通过室内压缩试验获得。

在上述侧限压缩试验中,当竖向压力由 $\bar{\sigma}_1$ 增至 $\bar{\sigma}_2$,同时土样的厚度由 h_1 减小至 h_2 时:

压应力增量为
$$\Delta\bar{\sigma} = \bar{\sigma}_2 - \bar{\sigma}_1 \tag{1-12}$$

竖向应变为
$$\lambda_z = \frac{h_1 - h_2}{h_1} \tag{1-13}$$

侧限压缩模量为
$$E_s = \frac{\Delta\bar{\sigma}}{\lambda_z} = \frac{\bar{\sigma}_2 - \bar{\sigma}_1}{h_1 - h_2} \cdot h_1 \tag{1-14}$$

在部分侧限条件下,应力增量与相应的应变增量的比值称为变形模量 E_0。它是通过现场荷载试验的结果获得的,可利用 p-s 曲线(图 1-7 中 oa 段)直线段内或接近于直线段内任一压力 p_1 和它对应的沉降 s_1,利用弹性力学公式反算出地基的变形模量:

$$E_0 = \omega(1 - \mu^2)\frac{p_1 b}{s_1} \tag{1-15}$$

式中:ω——沉降影响系数,与承压板的形状刚度等有关,方形承压板取 0.88,圆形承压板取 0.97;

b——承压板的边长或直径;

μ——土的泊松比。

(二)土的静、动弹性模量

根据测定方法不同,土的弹性模量 E_d 可分为"静弹模"和"动弹模"。静弹模采用静三轴仪测定。在图 1-8 所示的加卸载曲线中,弹性模量 E_d 为该曲线上应力与应变的比值:

$$E_d = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_d} \tag{1-16}$$

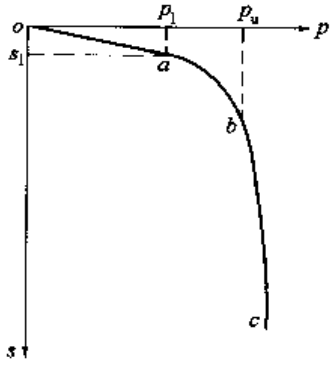


图 1-7　p-s 曲线

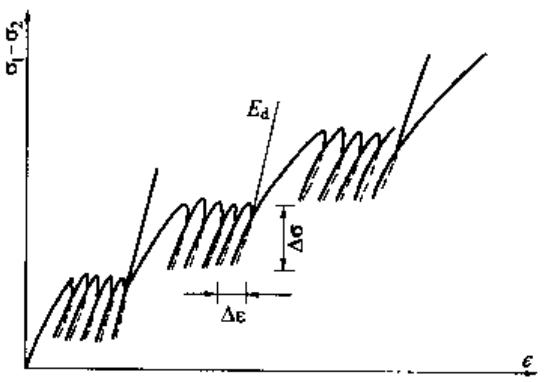


图 1-8　三轴试验确定土的弹性模量

利用室内动三轴仪待土样固结后，分级施加动应力，进行不排水振动试验，一般保持动应力幅值 σ_d 不变，振动次数视工程实际条件而定，由此测得动弹模。图 1-9 是代表性的动应力与动应变波形曲线，以及动应力与动应变关系曲线，它可用双曲线方程来描述：

$$\sigma_d = \frac{\varepsilon_d}{a + b\varepsilon_d} \tag{1-17}$$

式中：a、b——待定系数。

综合式(1-16)、(1-17)便可导出：

$$E_d = \frac{1}{a} - \frac{b}{a}\sigma_d \tag{1-18}$$

由图 1-9b)的曲线可知，当 $\varepsilon_d - > 0$ 时，可得到最大的动弹模 E_{dmax}，也称为切线模量。当然，动弹模也可以通过野外方法测定。

(三)土的压缩系数和压缩指数

由侧限压缩试验结果 e-$\bar{\sigma}$ 曲线的形态陡或平缓，可以衡量该土的压缩性的高低。当外荷引起的压力 σ 的变化范围不大时。例如，图 1-10 中从 $\bar{\sigma}_1$ 到 $\bar{\sigma}_2$ 的压缩曲线上 $\widehat{M_1M_2}$ 一段，可近似地用直线 $\overline{M_1M_2}$ 代替。该直线的斜率为：

$$\tan\beta = \frac{e_1 - e_2}{\bar{\sigma}_2 - \bar{\sigma}_1} \times 1000 = a(\text{MPa}^{-1}) \tag{1-19}$$

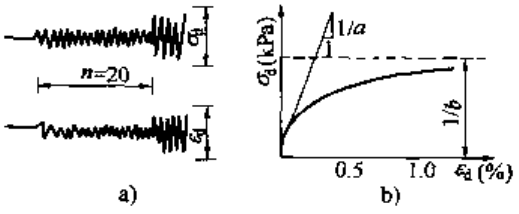


图 1-9 动弹模试验结果

a)动应力与动应变的波形；b)σ_d-ε_d 关系曲线

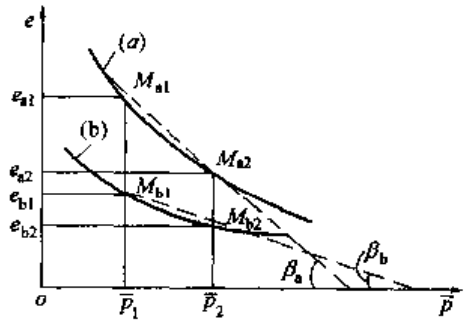


图 1-10 压缩曲线

压缩系数 a 表示在单位压力增量作用下土的孔隙比的减小。因此，压缩系数 a 值越大，土的压缩性就越大。对于一个土样压缩系数 a 不是一个定值。为便于比较应用，国家标准规定：取压力 $\bar{\sigma}_1$ = 100kPa 至 $\bar{\sigma}_2$ = 200kPa 这段压缩曲线的斜率 a_{1-2} 作为判别土的压缩性高低的标准。当 $a_{1-2} < 0.1$ 时，认为土样为低压缩性土；当 $a_{1-2} > 0.5$ 时，认为土样为高压缩性土；介于二者之间时，认为土样为中压缩性土。

为了得到土的压缩指数 C_c，可以采用最高压力可达 3200kPa 的高压固结仪。试验结果以孔隙比 e 为纵坐标，以对数坐标为横坐标表示 $\lg\bar{p}$，绘制 e-$\lg\bar{p}$ 曲线(图 1-11)。此曲线开始一段呈曲线，其后很长为直线段，即曲线的斜率相同，

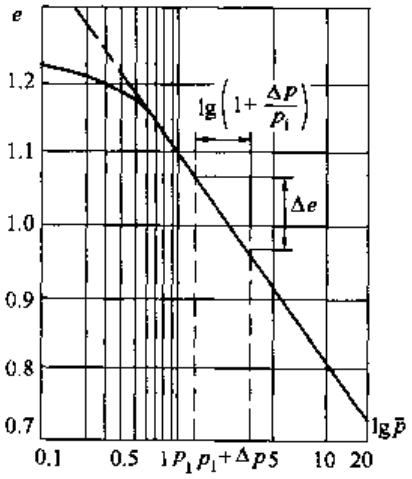


图 1-11 e-$\lg\bar{p}$ 曲线

便于应用。此直线的斜率称为压缩指数 C_c：

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\lg p_2 - \lg p_1} = \frac{e_1 - e_2}{\lg \frac{p_2}{p_1}} \tag{1-20}$$

在 e-lg$\bar{p}$ 曲线中，卸载段和再压缩段的平均斜率称为回弹指数或再压缩指数 C_e，一般粘性土的 $C_e \approx (0.1 \sim 0.2) C_c$。

土的侧限压缩模量与压缩系数，两者都是建筑工程上常用的表示地基土压缩性指标，两者都由侧限压缩试验结果求得，并且

$$E_s = \frac{1 + e_1}{a} \tag{1-21}$$

四、静触阻力与标贯锤击数

(一)静力触探

在岩土工程地质勘察中，利用液压或机械传动装置，将圆锥形金属探头压入地基中。探头中贴有电阻应变片，当探头受阻力时，电阻应变片相应伸长改变电阻，可用电阻应变仪量测微应变的数值，计算贯入阻力的大小，以便判定地基土的工程特征，所得的贯入阻力即称为静触阻力。

(1)测定比贯入阻力 p_s：

$$p_s = \frac{P}{A} = k\mu\varepsilon \tag{1-22}$$

式中：P——总贯入阻力，包括探头与侧壁总摩阻力，N；

A——探头锥底面积，cm^3；

k——探头系数；

$\mu\varepsilon$——电阻应变仪量测微应变读数值。

(2)测定锥尖阻力 q_c 和侧壁摩阻力 f_s：

$$q_c = \frac{Q_c}{A}$$

$$f_s = \frac{P_f}{F_s} \tag{1-23}$$

式中：Q_c——锥尖总阻力，N；

P_f——侧壁总摩擦力，N；

F_s——摩擦筒表面积，cm^2。

(3)根据实测比贯入阻力 p_s 可判别砂土密度(表 1-14)，也可判别粘性土状态(表 1-15)。

p_s 值与砂土密度关系　　表 1-14

砂土分类	p_s 值(MPa)		
	密实	中密	稍密
中粗砂	$p_s \geq 8.0$	$8.0 > p_s \geq 3.0$	$3.0 > p_s$
粉粗砂	$p_s \geq 12.0$	$12.0 > p_s \geq 6.0$	$6.0 > p_s$

p_s 值与粘性土状态关系　　表 1-15

p_s(MPa)	<0.4	0.4~1.0	1.0~3.0	3.0~5.0	>5.0
液性指数 I_L	>1	1.0~0.75	0.75~0.25	0.25~0.0	<0
状态	流塑	软塑	可塑	硬塑	坚塑

(4)根据 p_s、q_c 和 f_s 利用地区经验关系，可估算地基承载力、单桩承载力、沉桩可能性和判定液化势等。

(5)根据孔压静探探头在停止贯入时，孔隙水压力的消散曲线，可估算土的渗透系数和固结系数。

(二)标准贯入试验

将质量为 10kg 的穿心锤用钻机的卷扬机提升至 76cm 高度，穿心锤自由下落，将特制的圆管状贯入土中，先打入土中 15cm 不计数，接着每打入 10cm 记下击数，累计打入 30cm 的锤击数，即为标准贯入击数 N。当锤击数已达 50 击，而贯入深未过 30cm 时，可记录实际贯入数并终止试验。

可用标准贯入试验锤击数 N 来确定砂土、粘性土和粉土的承载力，也可判定砂土的密实度，以及地震中地下水位以下砂土与粉土是否会产生液化。

第二章 地基承载力和变形

一、地基承载力

(一)基础底面压力

1.基础底面的压力,应符合下式要求:

(1)轴心荷载作用

$$p_k \leqslant f_a \tag{2-1}$$

式中:p_k——相应于荷载效应标准组合时,基础底面处的平岿压力值;

f_a——修正后的地基承载力特征值。

(2)偏心荷载作用

除符合式(2-1)外,尚应符合下式要求:

$$p_{k\max} \leqslant 1.2 f_a \tag{2-2}$$

式中:$p_{k\max}$——相应于荷载效应标准组合时,基础底面边缘的最大压力值。

2.基础底面的平均压力,可按下列公式确定:

(1)轴心荷载作用

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \tag{2-3}$$

式中:F_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;

G_k——基础自重和基础上的土重;

A——基础底面面积。

(2)偏心荷载作用

$$p_{k\max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \tag{2-4}$$

$$p_{k\min} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \tag{2-5}$$

式中：M_k——相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的力矩值；

W——基础底面的抵抗矩；

$p_{k\min}$——相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘的最小压力值。

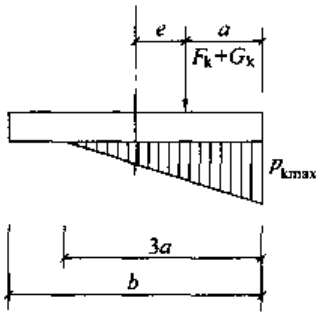


图 2-1 偏心荷载($e > b/6$)下基底压力示意
b-力矩作用方向基础底边边长

当偏心距 $e > b/6$ 时(图 2-1)，$p_{k\max}$ 应按下式计算：

$$p_{k\max} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la} \tag{2-6}$$

式中：l——垂直于力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。

【例 2-1】 某基础底面尺寸如图 2-2 所示，其上作用有 2.0×10^4kN 竖向荷载，计算：(1)若为轴心荷载，求基底压力；(2)若合力偏心距 $e_y=0$，$e_x=0.4$m(图 2-2)，求基底压力；(3)若偏心距 $e_x\geqslant1.7$m 时，基底压力又为多少？

解：(1)这是求在中心荷载作用下，基底压力 p_k 的问题，依题意有：

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{20000}{20\times10} = 100\text{kPa}$$

(2)按题意，合力偏心距 $e_y=0$，$e_x=0.4$m，这是工程实践中常见的一个方向的偏心问题，依此再求基底压力。

因为 $$e_x = 0.4\text{m} < \frac{b}{6} = \frac{10}{6} = 1.67\text{m}$$

故 $$p_{\substack{\max\\\min}} = \frac{F_k + G_k}{A} \pm \frac{M}{W} = 100 \pm \frac{20000\times0.4}{\frac{20\times10^2}{6}} = 100 \pm 24 = \frac{124}{76}\text{kPa}$$

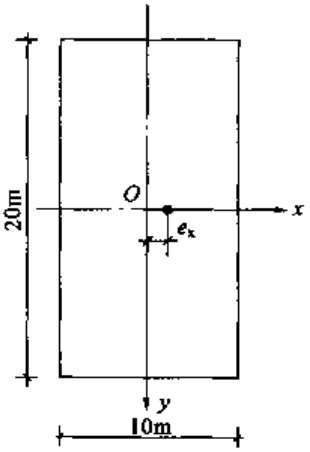


图 2-2 例 2-1 图

(3)$e_y=0$，偏心距 $e_x\geqslant1.7$m，即 $e_x > \frac{b}{6} = 1.67$m，则：

$$p_{\max} = \frac{2(F_k + G_k)}{3l(\frac{b}{2} - e)} = \frac{2\times20000}{3\times20\times(\frac{10}{2} - 1.7)} = 202.02\text{kPa}$$

(二)地基承载力特征值

地基承载力特征值可以由荷载试验法和其他原位测试方法(如静力触探法)或通过公式计算，并结合工程经验综合确定。

1.实测数理统计法

利用地基土现场载荷试验或其他原位测试结果，并结合工程经验来确定地基承载力特征值 f_{ak}。当基础宽度大于 3m 或埋置深度大于 0.5m 时，尚应按公式(2-7)对 f_{ak} 进行修正，以修正后的地基承载力特征值 f_a 作为设计依据。

$$f_a = f_{ak} + \eta_b\gamma(b-3) + \eta_d\gamma_m(d-0.5) \tag{2-7}$$

式中：f_a——修正后的地基承载力特征值；

f_{ak}——地基承载力特征值；

η_b、η_d——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数，按基底下土的类别查表 2-1 取值；

γ——基础底面以下土的重度，地下水位以下取浮容重；

b——基础底面宽度(m)，当基宽小于 3m 按 3m 取值，大于 6m 按 6m 取值；

γ_m——基础底面以上土的加权平均重度，地下水位以下取浮容重；

d——基础埋置深度(m)，一般自室外地面标高算起，小于 1.5m 时按 1.5m 考虑；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后完成时，应从天然地面标高算起；对于采用箱形基础或筏基的地下室，基础埋置深度自室外地面标高算起；当采用独立基础或条形基础时，应从室内标高算起。

承载力修正系数 η_b η_d　　表 2-1

土的类别		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土		0	1.0
人工填土 e 或 I_L 大于等于 0.85 的粘性土		0	1.0
红粘土	含水比 $a_w>0.8$	0	1.2
	含水比 $a_w\leqslant 0.8$	0.15	1.4
大面积压实填土	压实系数大于 0.95、粘粒含量 $\rho_c\geqslant 10\%$ 的粉土、最大干密度大于 2.1t/m³ 的级配砂石	0	1.5
		0	2.0
粉土	粘粒含量 $\rho_c\geqslant 10\%$ 的粉土	0.3	1.5
	粘粒含量 $\rho_c<10\%$ 的粉土	0.5	2.0
e 或 I_L 均小于 0.85 的粘性土		0.3	1.6
粉砂、细砂		2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.4

注：1.强风化和全风化的岩石，可参照所风化成的相应土类取值，其他状态下的岩石不修正；

2.地基承载力特征值按《建筑地基基础设计规范》附录 D 深层平板载荷试验确定时取 $\eta_d=0$。

2.公式计算法

目前，用来计算承载力的理论公式较多，如临界荷载公式、临塑荷载公式和《规范》推荐公式等，本书只介绍后者。

当偏心距 e 小于或等于 0.033 倍基础底面宽度时，地基承载力特征值可根据土的抗剪强度指标确定，并应满足变形要求。地基承载力特征值可以按下式计算：

$$f_a = M_b \gamma b + M_d \gamma_m d + M_c c_k \tag{2-8}$$

式中：f_a——由土的抗剪强度指标确定的地基承载力特征值；

M_b、M_d、M_c——承载力系数，按表 2-2 确定；

b——基础底面宽度，大于 6m 时按 6m 取值，对于砂土小于 3m 时按 3m 取值；

c_k——基底下一倍短边宽深度内土的粘聚力标准值。

承载力系数 M_b、M_d、M_c　　表 2-2

土的内摩擦角标准值 φ_k(°)	M_b	M_d	M_c	土的内摩擦角标准值 φ_k(°)	M_b	M_d	M_c
0	0	1.00	3.14	22	0.61	3.44	6.04
2	0.03	1.12	3.32	24	0.80	3.87	6.45
4	0.06	1.25	3.51	26	1.10	4.37	6.90
6	0.10	1.39	3.71	28	1.40	4.93	7.40
8	0.14	1.55	3.93	30	1.90	5.59	7.95
10	0.18	1.73	4.17	32	2.60	6.35	8.55
12	0.23	1.94	4.42	34	3.40	7.21	9.22
14	0.29	2.17	4.69	36	4.20	8.25	9.97
16	0.36	2.43	5.00	38	5.00	9.44	10.80
18	0.43	2.72	5.31	40	5.80	10.84	11.73
20	0.51	3.06	5.66				

注：φ_k——基底下一倍短边宽深度内土的内摩擦角标准值。

通常，由式(2-8)求得的地基承载力特征值往往大于地基土实际值，应结合工程经验加以修正。

岩石地基承载力特征值，可按《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)附录 H 确定。对完整、较完整和较破碎的岩石地基承载力特征值，可根据室内饱和单轴抗压强度按下式计算：

$$f_a = \Psi_r \cdot f_{rk} \tag{2-9}$$

式中：f_a——岩石地基承载力特征值(kPa)；

f_{rk}——岩石饱和单轴抗压强度标准值(kPa)，可按规范附录 J 确定；

Ψ_r——折减系数，根据岩体完整程度以及结构面的间距、宽度、产状等由地区经验确定；无经验时，对完整岩体可取 0.5，对较完整岩体可取 0.2～0.5，对较破碎岩体可取 0.1～0.2。

注意：(1)上述折减系数值未考虑施工因素及建筑物使用后风化作用的继续；

(2)对于粘土质岩石，在确保施工期及使用期不致遭水浸泡时，也可采用天然湿度的试样，不进行饱和处理。

对破碎、极破碎的岩石地基承载力特征值，可根据地区经验取值，无地区经验时，可根据平板载荷试验确定。

(三)软弱下卧层验算

当地基受力层范围内有软弱下卧层时，应按下式验算：

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_{az} \tag{2-10}$$

式中：p_z——相应于荷载效应标准组合时，软弱下卧层顶面处的附加压力值；

p_{cz}——软弱下卧层顶面处土的自重压力值；

f_{az}——软弱下卧层顶面处经深度修正后地基承载力特征值。

对条形基础和矩形基础，式(2-10)中的 p_z 值可按下列公式简化计算：

(1)条形基础

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z\tan\theta} \tag{2-11}$$

(2)矩形基础

$$p_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2z\tan\theta)(l + 2z\tan\theta)} \tag{2-12}$$

式中：b——矩形基础或条形基础底边的宽度；

l——矩形基础底边的长度；

p_c——基础底面处土的自重压力值；

z——基础底面至软弱下卧层顶面的距离；

θ——地基压力扩散线与垂直线的夹角，可按表 2-3 采用。

地基压力扩散角 θ　　表 2-3

E_{s1}/E_{s2}	z/b	
	0.25	0.50
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注：1. E_{s1} 为上层土变形模量；E_{s2} 为下层土变形模量；

2. $z/b < 0.25$ 时取 $\theta = 0°$，必要时，宜由试验确定；$z/b > 0.50$ 时 θ 值不变。

当砂土和碎石土地基中存在厚度较薄的软弱夹层时，下列基础形式只需满足沉降和差异沉降要求，可不进行下卧层的承载力验算。

(1)软弱夹层的厚度不大于 30cm，液性指数不大于 0.75，且与基础底面的垂直距离不小于 1.5 倍基础宽度的墙下条形基础或柱下扩展基础；

(2)软弱夹层的厚度不大于 1.0m，它与基础地面的垂直距离不小于 3.0m，液性指数不大于 0.75，或液性指数不大于 1.1 且内摩擦角不小于 15°的宽度较大的箱形基础或筏板基础。

【例 2-2】 对于图 2-3 所示矩形基础试计算确定该基础底面尺寸。

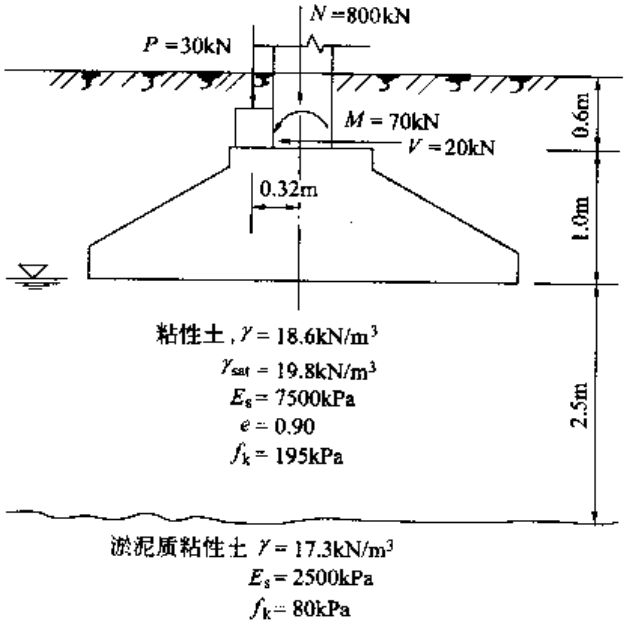


图 2-3　例 2-2 图

解：(1)确定基础底面尺寸

对于 $e = 0.90$ 的粘性土，由式(2-7)查表 2-1 得 $\eta_b = 0$，$\eta_d = 1.0$，因此，地基承载力设计值为

$$f_a = f_k + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_m (d-0.5)$$
$$= 195 + 1.0 \times 18.6 \times (1.6-0.5)$$
$$= 215.5(\text{kPa}) > 1.1 f_k$$

所以,有 $f_a = 215.5(\text{kPa})$

按中心荷载作用计算基底面积 A_0:

$$A_0 = \frac{N}{f_a - \gamma_G d}$$
$$= \frac{800}{215.5 - 20 \times 1.6}$$
$$= 4.36\text{m}^2$$

如果考虑荷载偏心,将基础面积增大 20%,则 $A = 1.2A_0 = 5.23\text{m}^2$。

取 $2.3 \times 2.3 = 5.29\text{m}^2$。

(2)计算基底压力 p_k 和 p_{max}

基底处的总竖向力: $G_k = dAr = 1.6 \times 5.29 \times 20 = 169.28\text{kN}$

$$F_k = 800 + 30 = 830\text{kN}$$

基底处的总力矩: $M = 70 + 20 \times 1.0 + 30 \times 0.32 = 99.6\text{kN} \cdot \text{m}$

偏心矩: $e = \frac{M}{F_k + G_k} = \frac{99.6}{830 + 169.28} = 0.10\text{m} < \frac{b}{6} = 0.32\text{m}$

基底平均压力: $p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{830 + 169.28}{5.29} = 188.71\text{kPa} < f_a = 215.5\text{kPa}$

基底最大压力:

$$p_{max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M}{W}$$
$$= \frac{830 + 169.28}{5.29} + \frac{99.6}{\frac{2.3 \times 2.3^2}{6}}$$
$$= 237.83\text{kPa} < 1.2 f_a = 261\text{kPa}$$

满足强度要求。

(3)软弱下卧层验算

软弱下卧层埋深: $d = 0.6 + 1.0 + 2.5 = 4.1\text{m}$

查表 2-1,得: $\eta_b = 0, \eta_d = 1.0$

$$\gamma_0 = \frac{18.6 \times 1.6 + 9.8 \times 2.5}{4.1} = 13.23\text{kN/m}^3$$

求下卧层顶面处的地基承载力特征值:

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_0 (d-0.5)$$
$$= 80 + 1.0 \times 13.23 \times (4.1-0.5)$$
$$= 132.63(\text{kPa})$$

下卧层顶面处自重应力:$p_{cz} = 18.6 \times 1.6 + (18.6-10) \times 2.5 = 51.26(\text{kPa})$

因为 $E_{s1}/E_{s2}=3$，$Z/b=1.09$，查表 2-3，取 $\theta=23°$。

附加应力：

$$p_z=\frac{A(p_k-\gamma_0 d)}{(b+2z\tan\theta)(l+2z\tan\theta)}$$

$$=\frac{5.29\times(188.71-18.6\times1.6)}{(2.3+2\times2.5\times\tan23°)(2.3+2\times2.5\times\tan23°)}$$

$$=42.99\text{kPa}$$

$$p_{cz}+p_z=51.26+42.99=94.25(\text{kPa})<f_a=132.63(\text{kPa})$$

所以，软弱下卧层满足强度要求。

二、地基变形计算

(一)角点法

利用角点的应力计算公式和应力叠加原理可推求地基中任意点的附加应力，这一方法被称为角点法。利用角点法求矩形范围以内或以外任意点 M 点下的竖向附加应力时，通过 M 点做平行于矩形两边的辅助线，斯 M 点成为几个小矩形的共同角点，利用应力叠加原理，即可求得 M 点的附加应力(图 2-4)。

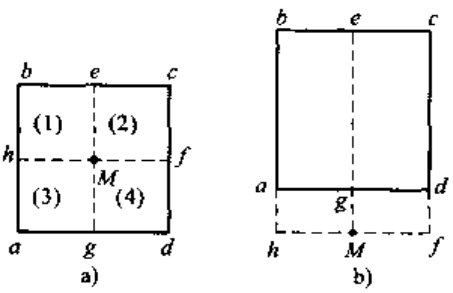


图 2-4　用角点法求 M 点以下的附加应力

若 M 点在矩形内(图 2-4a)，则 M 点以下任意深度 z 处的附加应力为(1)，(2)，(3)，(4)四个小基底 M 点所产生的附加应力之和，即

$$\sigma_{zM}=[K_s(1)+K_s(2)+K_s(3)+K_s(4)]p \tag{2-13}$$

若 M 点在矩形以外(图 2-4b)，则 M 点以下任意深度 z 处的附加应力为四个基底 $Mhbe$(1)、$Mfce$(2)、$Mhag$(3)和 $Mfdg$(4)对 M 点所产生的附加应力的代数和，即

$$\sigma_{zM}=[K_s(1)+K_s(2)-K_s(3)-K_s(4)]p \tag{2-14}$$

1.矩形面积受均布荷载任意点的应力

在中心荷载作用下，基底压力按均布荷载计算。此时，可根据地表受竖向集中力作用引起任意点的垂直应力的公式，通过积分求得地基中的应力。

$$\sigma_z=\frac{3P}{2\pi}\cdot\frac{z^3}{R^5} \tag{2-15}$$

式中：R——半空间弹性体内任意点与集中力之间的距离；

z——半空间弹性体内任意点的垂直高度；

P——集中力；

σ_z——任意点的垂直应力。

(1)矩形均布荷载作用下角点下应力

由式(2-15)计算地表作用一个集中力 P 时，地基中任意点 $M(x,y,z)$ 的竖向正应力 σ_z。应用应力叠加原理，可计算地表作用若干个集盅力 $P_1,P_2,P_3\cdots$ 时，地基中 M 点的应力 σ_z 数值。

在矩形均布荷载作用的情况下，如图 2-5，也可用上述应力叠加原理来计算地基中的应力。具体方法：沿矩形长边 l 方向与短边 b 方向，分别切很多小条，取一微面积 $\mathrm{d}x\mathrm{d}y$，在此微面积上作用的力 $\mathrm{d}p$，因微面积很小，可视为集中力(图 2-6)，故可将此集中力 $\mathrm{d}p=p\cdot\mathrm{d}x\cdot\mathrm{d}y$，代入式(2-15)，计算 $\mathrm{d}p$ 在点 M 引起的应力 $\mathrm{d}\sigma_z$。经简化可得：

$$\mathrm{d}\sigma'_z=\frac{3p\cdot\mathrm{d}x\cdot\mathrm{d}y\cdot z^3}{2\pi(x^2+y^2+z^2)^{\frac{5}{2}}} \tag{2-16}$$

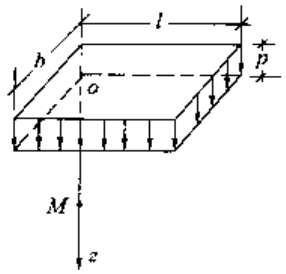


图 2-5　矩形面积均布荷载角点下地基应力计算图

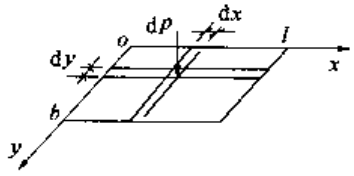


图 2-6　矩形面积均布荷载角点下用积分法计算地基应力

整个矩形面积上的均布荷载 p 在地基中 z 处 M 点所引起的附加应力 σ_z，可通过两次积分得到布辛斯克解：

$$\begin{aligned}\sigma_z&=\frac{3pz^3}{2\pi}\int_0^l\int_0^b\frac{\mathrm{d}x\mathrm{d}y}{(x^2+y^2+z^2)^{\frac{5}{2}}}\\&=\frac{p}{2\pi}\left[\arctan\frac{m}{n\sqrt{1+m^2+n^2}}+\frac{mn}{\sqrt{1+m^2+n_2}}\times\left(\frac{1}{m^2+n^2}+\frac{1}{1+n^2}\right)\right]\\&=\alpha_c p\end{aligned} \tag{2-17}$$

式中：$m=\dfrac{l}{b}$，$n=\dfrac{z}{b}$。

$$\alpha_c=\frac{1}{2\pi}\left[\arctan\frac{m}{n\sqrt{1+m^2+n^2}}+\frac{mn}{\sqrt{1+m^2+n^2}}\times\left(\frac{1}{m^2+n^2}+\frac{1}{1+n^2}\right)\right] \tag{2-18}$$

称 α_c 为应力系数，可由附录中表 A 查得。

(2)矩形均布荷载作用下任意点处应力

通过需计算的点做几条辅助线，将矩形面积划分为数个小矩形，应用式(2-17)分别计算各划分的矩形上的荷载产生的附加应力，进行叠加而得。例如：

矩形受荷面积边上、任意点 M 以下任意点的附加应力[图 2-7a)]为：

$$\sigma_z=(\alpha_{c1}+\alpha_{c2})p$$

矩形受荷面积内、任意点 M 以下任意点的附加应力[图 2-7b)]：

$$\sigma_z = (\alpha_{c1} + \alpha_{c2} + \alpha_{c3} + \alpha_{c4})p$$

矩形受荷面积外、任意 M 以下任意点的附加应力[图 2-7c)]为：

$$\sigma_z = (\alpha_{c1} + \alpha_{c2} - \alpha_{c3} - \alpha_{c4})p$$

以上各式中 α_{c1}、α_{c2}、α_{c3}和 α_{c4}分别为矩形 *Mhb*、*Mfce*、*Mhag* 和 *Mfdg* 的角点平均附加应力系数，可由附录中表 A 查得；p 为作用在矩形面积上的均布荷载。

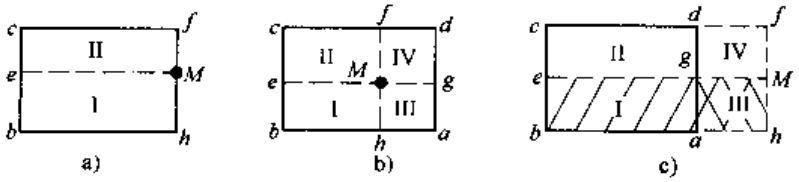


图 2-7　应用角点法计算 M'点下地基的附加应力

2.矩形面积受三角形分布荷载作用任意点的应力

基础底面为长边 l、短边 b 的矩形，荷载沿短边方向呈三角形分布(图 2-8)。在直角坐标系中，取三角形分布荷载为零的角点为坐标原点 o。将基础底面沿长边和短边分别细分成很多小条，则记任意一微小面积 $\mathrm{d}x \cdot \mathrm{d}y$ 上作用的集中力为 $\mathrm{d}p$。利用布辛斯克解计算集中力 $\mathrm{d}p$ 对角点下 M 点引起的附加应力，并通过积分求得整个矩形面积上，受竖向三角形分布荷载作用下地基中 M 点的附加应力值 σ_z：

$$\sigma_z = \int \mathrm{d}\sigma_z = \frac{n}{2\pi}\left[\frac{m}{m^2 + n^2} - \frac{mn^2}{(1 + n^2)\sqrt{1 + m^2 + n^2}}\right] p_t = \sigma_{tc} p_t \tag{2-19}$$

式中：$m = \dfrac{l}{b}$；$n = \dfrac{z}{b}$；$\sigma_{tc} = f(m, n) = f\left(\dfrac{l}{b}, \dfrac{z}{b}\right)$为应力系数，可查附录表 B。

3.圆形面积受分布荷载作用地基应力

原理同上。均布荷载作用下中点的附加应力系数和平均附加应力系数，以及三角形分布荷载作用下边点的附加应力系数和平均附加应力系数可以分别由附录中表 C 和表 D 得到。

【例 2-3】 某方形基础，其基底压力如图 2-9 所示，试计算 a、c 点下深度 $z = 2\mathrm{m}$ 处的附加应力。

解：由图可知，作用在地基上地基底压力为梯形分布，按“角点法”，可将梯形分成一个矩形加上三角形而得。

矩形：$l/b = 1$，$z/b - 2/2 = 1$；查附表 A 得：$\alpha_{ca} = \alpha_{cb} = 0.175$，则：

$$\sigma'_z = \alpha_c p_{max} = 0.175 \times 75 = 13.125\mathrm{MPa}$$

三角形：$l/b = 1$，$z/b = 1$；查附表 B 得：$\alpha'_{ca} = 0.0666$；$\alpha'_{cb} = 0.1086$，所以：

$$\sigma_{za} = \sigma'_{za} + \sigma''_{za} = 75\alpha_{ca} + (225 - 75)\alpha'_{ca} = 23.115\mathrm{MPa}$$

$$\sigma_{zb} = \sigma'_{zb} + \sigma''_{zb} = 75\alpha_{cb} + (225 - 75)\alpha'_{cb} = 29.415\mathrm{MPa}$$

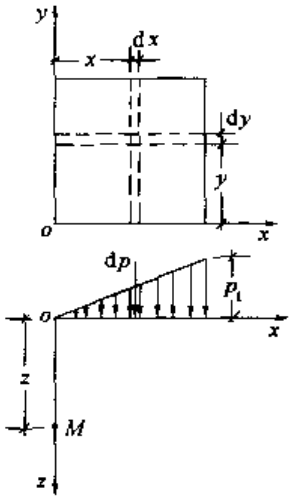


图 2-8　矩形面积受三角形分布竖向荷载作用

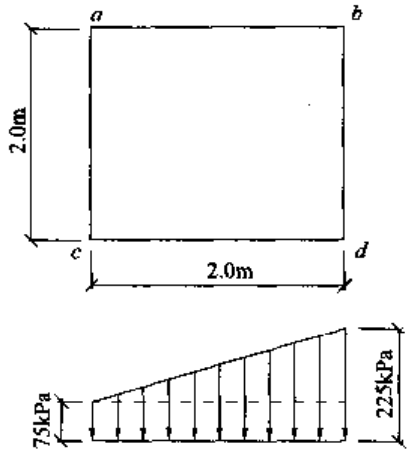


图 2-9　例 2-3 图

【例 2-4】 2.0m × 1.0m 的矩形地基，其上作用均布荷载 $p = 200\text{kPa}$，如图 2-10 所示。计算图中 A、E、O，以及 F 点和 G 点下，深度 $z = 1.0\text{m}$ 处的附加应力，并绘制附加应力的扩散分布图。

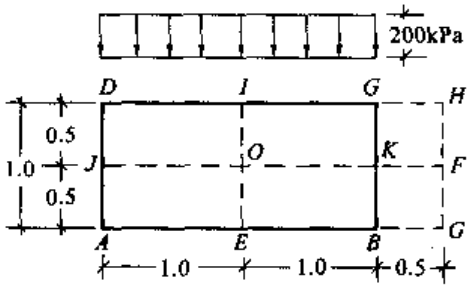


图 2-10　例 2-4 图

解：(1)计算角点 A 下的应力 σ_{zA}

因 $\frac{l}{b} = 2.0$，$\frac{z}{b} = 1.0$，由附录中表 A 查得应力系数 $\alpha_c = 0.200$。

所求应力为：

$$\sigma_{zA} = \alpha_c p = 0.200 \times 200\text{kPa} = 40\text{kPa}$$

(2)计算边点 E 下的应力 σ_{zE}

做辅助线 IE，将原来矩形面积 $ABCD$ 划分为二个相等的小矩形 $EADI$ 和 $EBCI$。

在矩形 $EADI$ 中：$\frac{l}{b} = \frac{1.0\text{m}}{1.0\text{m}} = 1.0$，$\frac{z}{b} = \frac{1.0\text{m}}{1.0\text{m}} = 1.0$，由附录中表 A 查得应力系数 $\alpha_c = 0.175$。

所求应力为：

$$\sigma_{zE} = 2\alpha_c p = 2 \times 0.175 \times 200\text{kPa} = 70\text{kPa}$$

(3)计算中心点 O 下的应力 σ'_{z0}

作辅助线 $\overline{JOK}$ 和 $\overline{IOE}$，将原来矩形面积 $ABCD$，划分为四个相等的小矩形 $OEAJ$、$OJDI$、$OICK$ 和 $OKBE$。

在小矩形 $OEAJ$ 中：$\frac{l}{b} = \frac{1.0\text{m}}{0.5\text{m}} = 2.0$，$\frac{z}{b} = \frac{1.0\text{m}}{0.5\text{m}} = 2.0$，由附录中表 A 查得应力系数 $\alpha_c = 0.120$。

所求应力为：

$$\sigma_{z0} = 2\alpha_c p = 4 \times 0.120 \times 200\text{kPa} = 96\text{kPa}$$

(4)计算矩形面积外 F 点下的应力 σ_{zF}

作辅助线 $\overline{JKF}$、$\overline{HFG}$、$\overline{CH}$、$\overline{BG}$，将原来矩形面积划分为两个长方形 $FGAJ$、$FJDH$ 和两个小矩形 $FGBK$、$FKCH$。

在长矩形 *FGAJ* 中：$\frac{l}{b}=\frac{2.5\text{m}}{0.5\text{m}}=5.0,\frac{z}{b}=\frac{1.0\text{m}}{0.5\text{m}}=2.0$，由附录中表 A 查得应力系数 $\alpha_{c1}=0.136$。

在小矩形 *FGBK* 中：$\frac{l}{b}=\frac{0.5\text{m}}{0.5\text{m}}=1.0,\frac{z}{b}=\frac{1.0\text{m}}{0.5\text{m}}=2.0$，由附录中表 A 查得应力系数 $\alpha_{c2}=0.084$。

所求应力为：

$$\sigma_{zF}=2(\alpha_{c1}-\alpha_{c2})p=2(0.136-0.084)\times 200\text{kPa}=10.4\text{kPa}$$

(5)计算矩形面积外 *G* 点下的应力 σ_{zG}

做辅助线 *BG*、*HG*、*CH*，将原矩形面积 *ABCD*，划分为一个大矩形 *GADH* 和一个小矩形 *GBCH*。

在扩大的矩形 *GADH* 中：$\frac{l}{b}=\frac{2.5\text{m}}{1.0\text{m}}=2.5,\frac{z}{b}=\frac{1.0\text{m}}{1.0\text{m}}=1.0$，由附录中表 A 查得应力系数 $\alpha_{c1}=0.202$。

在小矩形 *GBCH* 中：$\frac{l}{b}=\frac{1.0\text{m}}{0.5\text{m}}=2.0,\frac{z}{b}=\frac{1.0\text{m}}{0.5\text{m}}=2.0$，由附录中表 A 查得应力系数 $\alpha_{c2}=0.120$。

所求应力为：

$$\sigma_{zG}=(\alpha_{c1}-\alpha_{c2})p=(0.202-0.120)\times 200\text{kPa}=16.2\text{kPa}$$

同理可以计算 *L* 点及 $z=20\text{m}$、$z=3.0\text{m}$ 处的附加应力，计算结果如图 2-11 所示。

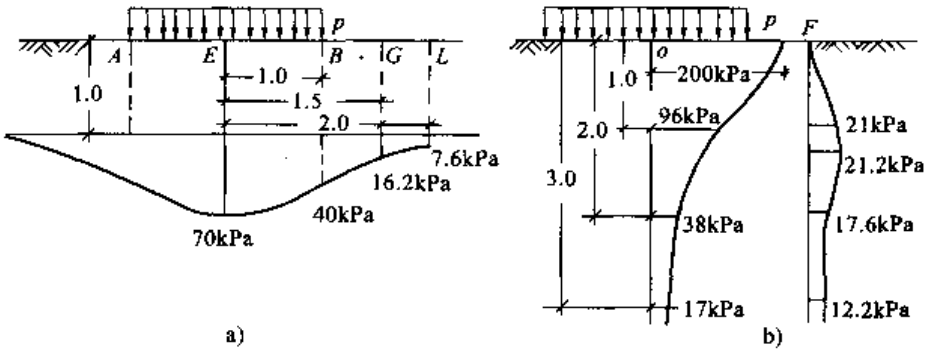


图 2-11　例 2-4 附加应力分布图

a)同一深度处附加应力分布；b)不同深度处附加应力分布情况

【例 2-5】 如图 2-12，矩形面积上作用三角形分布荷载，荷载最大值 $p=300\text{kPa}$，计算在矩形面积内 *O* 点下 $z=3\text{m}$ 处 *M* 点的竖向附加应力 σ_z 值。

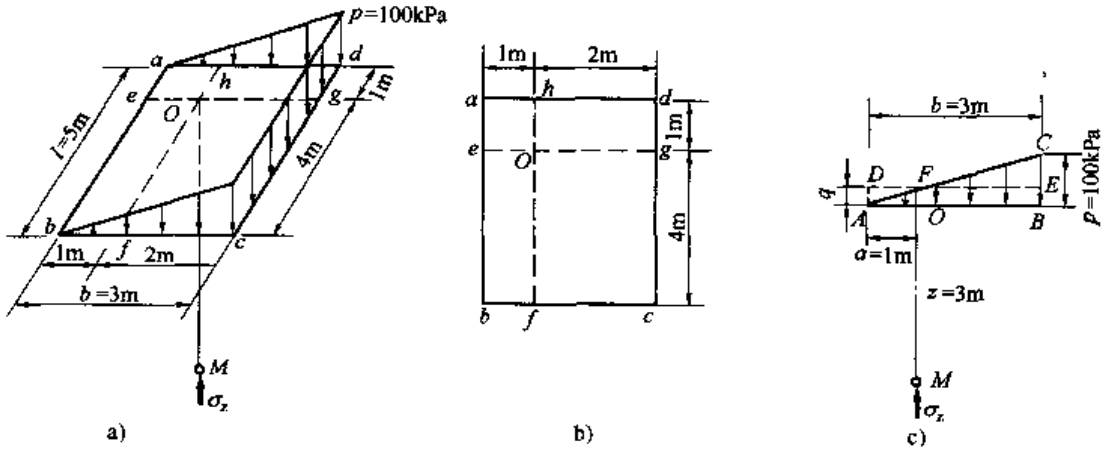


图 2-12　例 2-5 图

解:因为 O 点在矩形面积($abcd$)内,故可用前述角点法计算。通过 O 点将矩形面积划分为 4 块。

(1)矩形 $Ofcg$ 在 M 点产生的附加应力

由两部分组成,均布荷载 $q = 100\text{kPa}$(图 2-12 中荷载 $OFBE$)和三角形荷载 FEC。

$l/b = 4/2 = 2$; $z/b = 3/2 = 1.5$。查附表 A 和 C 得:$\alpha_{OFBE} = 0.156$; $\alpha_{FEC} = 0.06815$。

产生的竖向应力 $\sigma_{z(Ofcg)}$ 为:

$$\sigma_{z(Ofcg)} = 0.156 \times 100 + 0.06815 \times 200 = 29.23\text{kPa}$$

(2)矩形 $Ogdh$ 在 M 点产生的附加应力

由两部分组成,均布荷载 $q = 100\text{kPa}$(图 2-12 中荷载 $OFBE$)和三角形荷载 FEC。

对于三角形荷载 FEC: $l/b = 1/2 = 0.5$; $z/b = 3/2 = 1.5$,查附表 C 得:$\alpha_{FEC} = 0.0312$;对于矩形荷载 $OFBE$: $l/b = 2/1 = 2$; $z/b = 3/1 = 3$,查附表 A 得:$\alpha_{OFBE} = 0.073$。

产生的竖向应力 $\sigma_{z(Ogdh)}$ 为:

$$\sigma_{z(Ogdh)} = 0.073 \times 100 + 0.0312 \times 200 = 13.54\text{kPa}$$

(3)矩形 $Ofbe$ 在 M 点产生的附加应力

由三角形荷载 AOF 产生。$l/b = 4/1 = 4$; $z/b = 3/1 = 3$。查附表 C 得:$\alpha_{AOF} = 0.0482$。

产生的竖向应力 $\sigma_{z(Ofbe)}$ 为:

$$\sigma_{z(Ofbe)} = 0.0482 \times 100 = 4.82\text{kPa}$$

(4)矩形 $Oeah$ 在 M 点产生的附加应力

由三角形荷载 AOF 产生。$l/b = 1/1 = 1$; $z/b = 3/1 = 3$。查附表 C 得:$\alpha_{AOF} = 0.0233$。

产生的竖向应力 $\sigma_{z(Oeah)}$ 为:

$$\sigma_{z(Oeah)} = 0.0233 \times 100 = 2.33\text{kPa}$$

最后叠加求得三角形分布荷载(ABC)对 M 点产生的竖向应力为:

$$\sigma_z = \sigma_{z(Ofcg)} + \sigma_{z(Ogdh)} + \sigma_{z(Ofbe)} + \sigma_{z(Oeah)} = 49.92\text{kPa}$$

(二)分层总和法

分层总和法把地基土视作直线变形体,在外荷载作用下的变形只发生在有限厚度 z_n 的范围内(即压缩层),将压缩层厚度内的土分层(图 2-13)。分别求出各分层的应力,再用土的应力—应变关系式求出各分层的变形量并总和起来即为地基的沉降量。它的具体步骤为:

(1)分层(按 $h_i \leqslant 0.4b$;天然土层面;地下水位处分);

(2)计算地基竖向自重应力 σ_{ci}($\sigma_{ci} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i z_i$);

(3)计算地基竖向附加应力 σ_{zi}($\sigma_{zi} = \alpha_i p_0$);

(4)计算自重应力平均值附加应力平均值,且令 $p_{1i} = \overline{\sigma_{ci}}$, $p_{2i} = p_{1i}\overline{\sigma_{zi}}$;

(5)由 p_{1i} 及 p_{2i} 查该土层的压缩曲线得 e_{1i} 及 e_{2i},按公式计算分土层变形量;

$$\Delta s_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \tag{2-20}$$

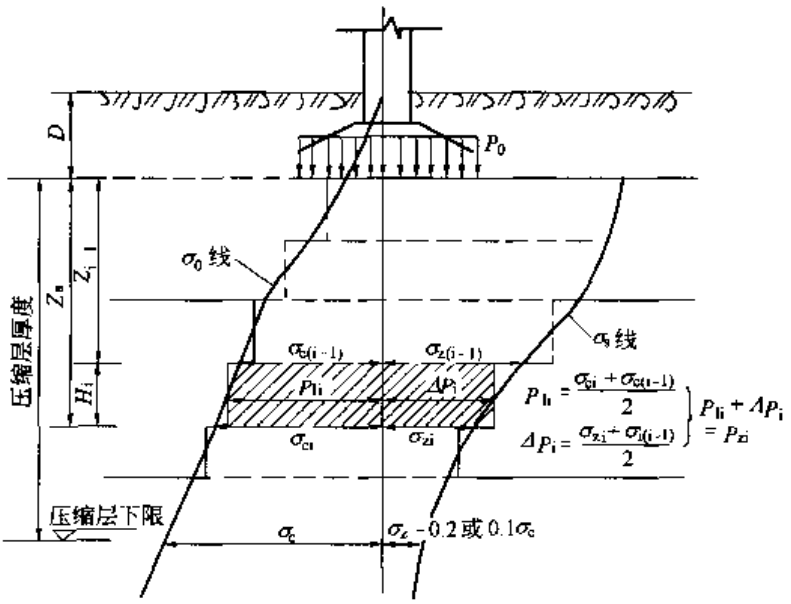


图 2-13　地基最终沉降量计算的分层总和法

或
$$\Delta s_i = \frac{a_i(p_{2i} - p_{1i})}{1 + e_{1i}} h_i \tag{2-21}$$

(6)由第 n 层的$\frac{\sigma_m}{\sigma_{cn}} < (0.1 \sim 0.2)$,确定沉降计算深度 z_n;

(7)将 z_n 内的 Δs_i 总和即得最终沉降量 s:

$$s = \Delta s_1 + \Delta s_2 + \Delta s_3 + \cdots = \sum_{i=1}^{n} \Delta s_i \tag{2-22}$$

从以上计算步骤可以看出,分层总和法隐含了如下几个基本假定:

(1)土体单向压缩,即土在有侧限条件下变形。由于压缩容器、环刀等限制,试样只能是竖向变形,无侧向膨胀,称为有侧限。因为我们计算中采用的是压缩性指标,这些指标是由压缩试验得到的,这与实际土体有出入,使计算结果值偏小。

(2)采用基础中心点下的附加应力 σ_z 来进行变形计算。实际上土层中各点的附加应力大小是不一样的。从附加应力分布规律可知,同一娠度处,基础中心点下的附加应力最大,往两边逐渐减小。

(3)基坑开挖后地基土没有回弹。因为我们引入了基底附加压力 $p_0 = p - \gamma_0 d$ 来计算附加应力σ_z,即认为净增的基底压力 p_0 是引起地基土变形的原因,而地基土在减压(开挖基坑)后没有回弹。实际上这只是一种极端的情况。通常基坑开挖后总有部分回弹,如果回弹量较大,那就必须考虑它的影响。

上述基本假定带来的影响,工程中都要用经验系数予以修正,使计算结果尽量与实际情况吻合。

分层总和法是目前计算地基土变形的主要方法之一。它除了用于一般工程构筑物的沉降计算外,也用于较复杂的工程土体的各种变形问题的计算,应用非常广泛。地基最终变形量也可采用如下分层总和法公式计算:

$$s = \Psi_s s' = \Psi_s \sum_{i=1}^{n} \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \tag{2-23}$$

式中：s——地基最终变形量(mm)；

s'——按分层总和法计算出的地基变形量；

Ψ_s——沉降计算经验系数，可采用表 2-4 和表 2-5 的数值；

n——地基变形计算深度范围内所划分的土层数(图 2-14)；

p_0——对应于荷载效应准永久组合时的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(MPa)，应取土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力段计算，该值可由荷载实验确定；

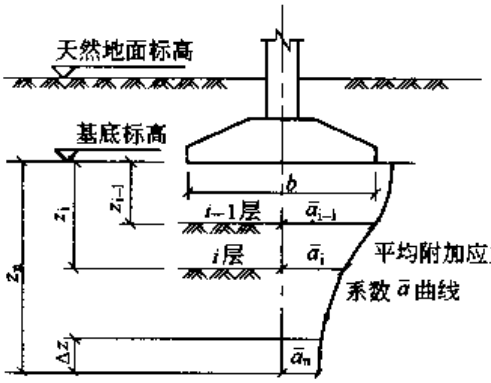


图 2-14　基础沉降分层示意图

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 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数，可按附录中附表 A～E 采用。

粘性土和粉土沉降计算经验系数 Ψ_s　　表 2-4

基底附加压力 \ $\bar{E}_s$(MPa)	2.5	5.0	7.0	15.0	20.0
$p_0 \geq f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_0 \leq 0.75 f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注：$\bar{E}_s$ 为变形计算深度范围内变形模量的当量值，应按下式计算：

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \tag{2-24}$$

式中：A_i——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

砂土和碎石土沉降计算经验系数 Ψ_s　　表 2-5

E_0(MPa)	15	20	30	50
中、粗、砾砂，碎石土	0.45	0.22	0.20	0.18

当无相邻荷载影响、基础宽度在 1～30m 范围内时，确定基础中点的变形计算深度，可用如下简化公式

$$Z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) \tag{2-25}$$

式中：b——基础宽度。

【例 2-6】 某柱基底面为正方形，边长 $l = b = 3.0$m，基础埋置深度为 $d = 1.0$m。上部结构传至基础顶面荷重 $P = 1500$kN。地基为粉质粘土，参数见图[2-15a)]。计算柱基中心的沉

降量。

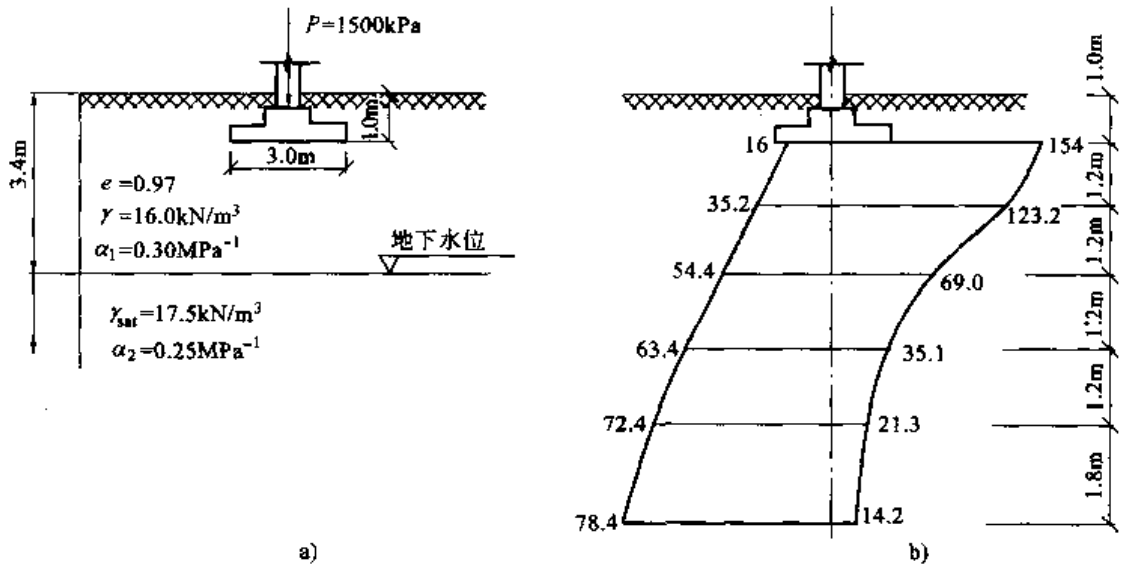


图 2-15　例 2-6 图

a)地质条件及基础尺寸;b)地基应力分布图

解:(1)计算地基上的自重应力

基础底面:　　$\sigma_{cd} = \gamma d = 16\text{kN/m}^3 \times 1\text{m} = 16\text{kPa}$

地下水面:　　$\sigma_{cw} = 3.4\gamma = 3.4\text{m} \times 16.0\text{kN/m}^3 = 54.4\text{kPa}$

地面下 2B 处:　　$\sigma_{cb} = 3.4\gamma + 2.6\gamma' = 54.4\text{kPa} + 19.5\text{kPa} = 73.9\text{kPa}$

(2)基础底面接触压力 σ

设基础及以上土的重度 $\bar{\gamma} = 20\text{kN/m}^3$,则

$$\sigma = \frac{P}{l \times b} + \bar{\gamma} d = \frac{1500\text{kN}}{3\text{m} \times 3\text{m}} + 20\text{kN/m}^3 \times 1\text{m} = 186.7\text{kPa}$$

(3)基础底面附加应力

$$\sigma_0 = \sigma - \gamma d = 186.7\text{kPa} - 16.0\text{kPa} = 170.7\text{kPa}$$

(4)地基中的附加应力

基础底面为正方形,用角点法计算,分成相等的四小块,查附录表 A,列表计算(表 2-6)。

地基中附加应力计算表　　表 2-6

深度 z(m)	l/b	z/b	应力系数 α	附加应力 $\sigma_z = 4\alpha\sigma_0$(kPa)
0	1.0	0.0	0.25	170.7
1.2	1.0	0.8	0.20	136.6
2.4	1.0	1.6	0.112	76.5
3.6	1.0	2.4	0.057	38.9
4.8	1.0	3.2	0.0345	23.6
6.6	1.0	4.4	0.023	15.7

(5)地基受压层深度 z_n

由图 2-15 中自重应力分布与附加应力分布两条曲线,寻找 $\sigma_z = 0.2\sigma_{cz}$的深度 z:当深度 $z = 6.6$m时,$\sigma_z = 15.7$kPa,$\sigma_{cz} = 78.4$kPa,$\sigma_z \approx 0.2\sigma_{cz} = 15.68$kPa。故受压层深度 $z_n = 6.6$m。

(6)地基沉降计算分层

计算层每层厚度 $h_i \leqslant 0.4b = 1.6$m,地下水位以上 2.4m 分两层,各 1.2m;第三层 1.2m;第四层 1.2m;第五层因附加压力很小,可取 1.8m。

(7)地基沉降计算

$s_i = \left(\frac{a}{1+e_1}\right)_i \bar{\sigma}_z h_i$,计算过程见表 2-7。

地 基 沉 降 计 算　　表 2-7

土层编号	土层厚度 h_i(m)	压缩系数 a (MPa^{-1})	孔隙比 e	平均附加应力 $\bar{\sigma}_z$	沉降量 s_i
1	1.2	0.30	0.97	138.6	25.33
2	1.2	0.30	0.97	96.1	17.56
3	1.2	0.25	0.97	52.1	7.93
4	1.2	0.25	0.97	28.2	4.29
5	1.8	0.25	0.97	17.8	4.07

柱基中心总沉降量为:

$$s = \sum' s_i = 25.33 + 17.56 + 7.93 + 4.29 + 4.07 = 59.18\text{mm}$$

【例 2-7】 建筑物荷载、基础尺寸和地基上的分布与性质同[例 2-6]。地基土的平均压缩模量:地下水位以上 $E_{s1} = 5.5$MPa,地下水位 $E_{s2} = 6.5$MPa。修正后的承载力特征值 $f_a = 170.7$kPa。用《规范》推荐法计算柱基中点的沉降量。

解:(1)地基受压层计算深度 z_n,按式(2-25)计算:

$$\begin{aligned} z_n &= b(2.5 - 0.4\ln b) \\ &= 3.0 \times (2.5 - 0.4\ln 3.0) \\ &= 4.0 \times (2.5 - 0.55) \\ &= 6.2\text{m} \end{aligned}$$

(2)柱基中点沉降量计算:

由已知,基础底面处的附加应力 $p_0 = 170.7$kPa;由图 2-14 知,$z_1 = 2.4m$,$z_2 = 6.2$m;

由于$\frac{l}{b} = \frac{3.0\text{m}}{3.0\text{m}} = 1.0$、$\frac{z_1}{b} = \frac{2.4\text{m}}{3.0\text{m}} = 0.8$、$\frac{z_2}{b} = \frac{6.6\text{m}}{3.0\text{m}} \approx 2.2$,查附录中表 F 得:$\bar{\alpha}_1 = 0.775$,$\bar{\alpha}_2 = 0.414$。

按照式(2-24),首先计算 A_1 和 A_2。

$$A_1 = \frac{1 + 0.775}{2} \times 2.4 = 2.13, \quad A_2 = \frac{0.775 + 0.414}{2} \times 5.4 = 3.21$$

代入式(2-24)得到：

$$\bar{E}_s=\frac{\sum A_i}{\sum\frac{A_i}{E_{si}}}=\frac{2.13+3.21}{\frac{2.13}{5.5}+\frac{3.21}{6.5}}=6.06\text{MPa}$$

由表 2-4 插值得 $\Psi_s=1.1$。

将上列各项数值代入公式(2-23)：

$$\begin{aligned}s&=\Psi_s\sum_{i=1}^{n}\frac{p_0}{E_{si}}(z_i\bar{\alpha}_i-z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1})\\&=1.1\times170.7\times\left(\frac{2.4\times0.775}{5.5}+\frac{6.6\times0.414-2.4\times0.775}{6.5}\right)\\&=88.7(\text{mm})\end{aligned}$$

【例 2-8】 柱荷载 $F=1190\text{kN}$，基础埋深 $d=1.5\text{m}$，基础底面尺寸 $l\times b=4\text{m}\times2\text{m}$；地基土层如图 2-16 所示。基底修正后的承载力特征值 $f_a=153\text{kPa}$。试用《规范》方法计算该基础的最终沉降量。

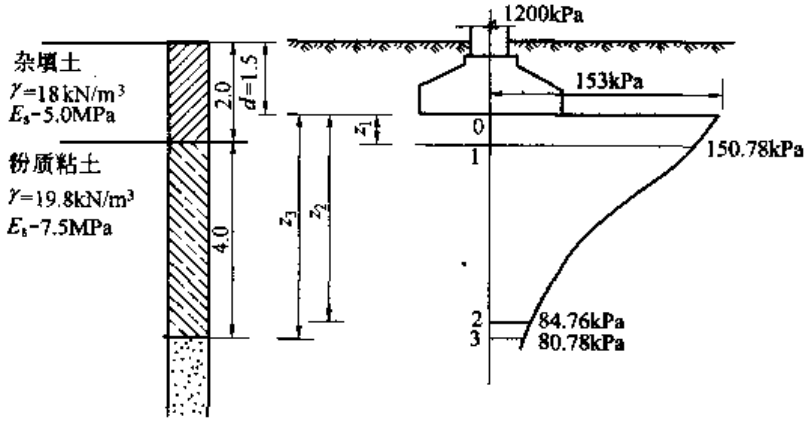


图 2-16　例 2-8 图

解：(1)基底附加压力

基础及上覆土重：

$$G_k=\gamma_G\cdot l\cdot b\cdot d=20\times4\times2\times1.5=240\text{kPa}$$

$$p_k=\frac{F_k+G_k}{A}=\frac{1200+240}{4\times2}=180\text{kPa}$$

基础底面处土的自重应力：

$$\sigma_{cz}=\gamma\cdot d=18\times1.5=27\text{kPa}$$

所以，基础底面处的附加压力：

$$p_0=p_k-\sigma_{cz}=180-27=153\text{kPa}$$

(2)沉降计算

按照 $\frac{\Delta s_n}{\sum\Delta s_i}\leqslant0.025$ 确定计算深度。$l/b=2.0$，查附录中表 F，列表(表 2-8)计算沉降：

基础最终沉降量计算表　　表 2-8

点号	Z_i(m)	z/b	$\overline{\alpha_i}$	$z_i\overline{\alpha}$ (mm)	$z_i\overline{\alpha_i}-z_{i-1}\overline{\alpha_{i-1}}$ (mm)	E_{si}(MPa)	$\frac{p_0}{E_{si}}$	Δs_i (mm)	$\sum\Delta s_i$ (mm)	$\frac{\Delta s_i}{\sum\Delta S_i}$
0	0	0	1.0000	0		5.0				
1	0.50	0.25	0.9855	492.75	492.75		0.0306	15.08		
2	3.90	1.95	0.5540	2160.60	1667.85	7.5	0.0204	34.02		
3	4.20	2.10	0.5280	2217.60	57.0		20.0204	1.16	50.26	0.023
4	4.50	2.25	0.5035	2265.75	48.15		0.0204	0.98		

所以计算深度为 4.2m，累计沉降为 50.26mm。

(3)沉降经验系数 Ψ_s 的确定

$$\overline{E_s}=\frac{\sum A_i}{\sum(A_i/E_{si})}=\frac{p_0\sum(z_i\overline{\alpha_i}-Z_{i-1}\overline{\alpha_{i-1}})}{p_0\sum[(z_i\overline{\alpha_i}-Z_{i-1}\overline{\alpha_{i-1}})/E_{si}]}$$

$$=\frac{(492.75+1667.85+57)}{\frac{492.75}{5.0}+\frac{1667.85}{7.5}+\frac{57.0}{7.5}}=6.75(\text{MPa})$$

因为 $p_0=f_k$，查表 2-4 并内插得；$\Psi_s=1.025$。

基础最终沉降量：

$$s=\varphi_s\sum\Delta s_i=1.025\times50.26=51.52\text{mm}$$

(三)回弹变形计算

高层建筑由于基础埋置较深，地基回弹再压缩变形往往在总沉降中占重要地位。对于设置 3～4 层(甚至更多层)地下室的高层建筑，总荷载有可能等于或小于该深度上的自重压力，这时高层建筑地基沉降变形将由地基回弹变形决定。

当建筑物地下室基础埋置深度较深时，需要考虑开挖基坑地基土的回弹，该部分回弹变形量可按下式计算：

$$s_c=\Psi_c\sum_{i=1}^{n}\frac{p_c}{E_{ci}}(z_i\overline{\alpha_i}-z_{i-1}\overline{\alpha_{i-1}}) \tag{2-26}$$

式中：s_c——地基的回弹变形量；

Ψ_c——考虑回弹影响的沉降计算经验系数，应按地区经验采用，据工程实测资料统计 Ψ_c 小于或接近 1.0，故 Ψ_c 可取 1.0；

p_c——基坑底面以上土的自重压力(kPa)，地下水位以下应扣除浮力；

E_{ci}——土的回弹模量，按《土工试验方法标准》(GB/T 50123—1999)确定。

从土的回弹试验曲线特征可知，地基回弹初期，回弹量较小，回弹模量很大，所以地基土的回弹变形计算深度是有限的。

【例 2-9】 某箱形基础，基底平面尺寸为 36m×18m，基础埋置深度为 5.7m。基础底面以上土的重度为 20kN/m^3，基础底面以下各土层分别在自重压力下作回弹试验，测得回弹模量如表 2-9 所示。已知基底附加应力为 108kPa，试求基础中点得最大回弹变形量。

土的回弹模量表　　表 2-9

土　层	层厚(m)	回弹模量			
		$E_{0\sim0.25}$	$E_{0.25\sim0.5}$	$E_{0.5\sim1.0}$	$E_{1.0\sim2.0}$
③粉土	1.8	28.7	30.2	49.1	570
④粉质粘土	5.1	12.8	14.1	22.3	280
⑤卵石	6.7	100(无试验资料,估算值)			

解:基坑底面以上土的自重压力为:

$$p_c = \gamma_d h = 19 \times 5.7 = 108.3\text{kPa}$$

查附录中表 F,列表计算回弹变形量(表 2-10)。

回 弹 量 计 算 表　　表 2-10

z_i	l/b	z/b	$\overline{\alpha_i}$	$z_i\overline{\alpha_i}$	$z_i\overline{\alpha_i}-z_{i-1}\overline{\alpha_{i-1}}$	E_i(MPa)	S_{ci}(mm)
0	2.0	0.0	1.000	0	0	—	—
1.8	2.0	0.1	0.998	1.7964	1.7964	28.7	6.78
4.9	2.0	0.27	0.983	4.8167	3.0203	22.3	14.67
5.9	2.0	0.33	0.975	5.7525	0.9358	280	0.36
6.9	2.0	0.38	0.968	6.6792	0.9267	280	0.35

取为 Ψ_c 为 1.0,则总计回弹量为:

$$s_c = \Psi_c \sum s_{ci} = 1.0 \times (6.78 + 14.67 + 0.36 + 0.35) = 22.16\text{mm}$$

三、稳定性验算

在基坑开挖时产生的人工土坡,如果处理不当会产生滑坡,不仅影响工程进度,而且也会造成较大的工程事故。

地基稳定性可采用圆弧滑动面法进行计算,最危险的滑动面上诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩与滑动力矩应符合下式要求:

$$M_R/M_S \geqslant 1.2 \tag{2-27}$$

式中:M_S——滑动力矩;

M_R——抗滑力矩。

位于稳定土坡坡顶上的建筑,当垂直于坡顶边缘线的基础底面边长小于或等于 3m 时,其基础底面外缘线至坡顶的水平距离(图 2-17)应符合下式要求,但不得小于 2.5m。

条形基础:

$$a \geqslant 3.5b - \frac{d}{\tan\beta} \tag{2-28}$$

矩形基础:

$$a \geqslant 2.5b - \frac{d}{\tan\beta} \tag{2-29}$$

式中：a——基础底面外边缘线至坡顶的水平距离；

b——垂直于坡顶边缘线的基础底面边长；

d——基础埋置深度；

β——边坡坡角。

当基础底面外边缘线至坡顶的水平距离不满足式(2-28)和式(2-29)的要求时，可根据基底平均压力按公式(2-27)确定基础距坡顶边缘的距离和基础埋深。

当边坡坡角大于45°、坡高大于8m时，尚应按式(2-28)验算坡体稳定性。

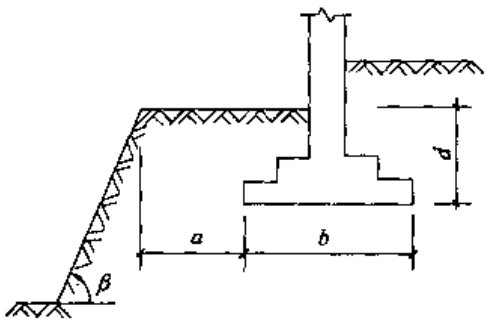


图 2-17　基础底面外边缘线至坡顶的水平距离示意

第三章 扩展基础

第一节 无筋扩展基础

无筋扩展基础又称作刚性基础，系指由砖、毛石、素混凝土或毛石混凝土、灰土和三合土等材料组成的墙下条形基础或柱下独立基础。无筋扩展基础稳定性好，施工简便，一般适用于低层、多层工业与民用建筑和荷载较小的桥梁。

无筋扩展基础的设计通常包括以下一些内容：

(1)选择基础的结构形式和材料，确定平面布置；

(2)选择基础的埋置深度 d；

(3)计算地基土的承载力 f_a；

(4)确定基础底面尺寸，必要时应验算地基软弱下卧层的强度和地基的变形；

(5)进行基础结构和构造设计；

(6)绘制基础施工图。

(一)基础埋置深度的确定

选择适宜的基础埋置深度对保证建筑物的安全、正常使用以及缩短施工工期、降低工程造价起着重要作用。在确定基础埋置深度时，应综合考虑建筑物本身的特性、荷载的大小、工程地质条件等，按下列条件确定：

(1)场地工程地质和水文地质条件；

(2)建筑物的用途以及基础的形式和构造；

(3)作用在地基上的荷载大小和性质；

(4)相邻建筑物的基础埋深；

(5)地基土冻胀和融陷的影响。

当确定基础埋置深度时，通常采取：除岩石地基外，基础埋深不宜小于 0.5m；在满足地基

稳定和变形要求的前提下，基础宜浅埋；当上层地基的承载力大于下层土时，宜利用上层土作为持力层；基础宜埋置在地下水位以上，当必须埋在地下水位以下时，应在施工时采取地基土不受扰动的措施；确定基础埋深应考虑地基的冻胀性（平均冻胀率 η），且应对冻胀、强冻胀、特强冻胀地基采用有效的防冻害措施；如果基础埋置在易风化的岩层上，施工时应在基坑开挖后立即铺筑垫层；当存在相邻建筑物时，新建建筑物的基础埋深不宜大于原有建筑基础，否则，两基础间应保持一定净距，其数值应根据原有建筑荷载大小、基础形式和土质情况确定。当上述要求不能满足时，应采取分段施工、设临时加固支撑、打板桩、地下连续墙等施工措施，或加固原有建筑物地基。

（二）基础构造要求

在进行无筋扩展基础设计时，除了对材料有一定的要求外，还要限制台阶的宽高比。基础高度，应符合下式要求（图 3-1）：

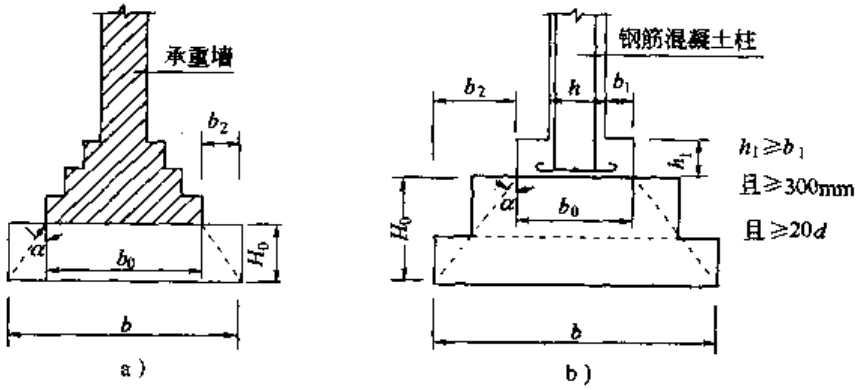


图 3-1　无筋扩展基础构造示意图

d-柱中纵向钢筋直径

$$H_0 \geqslant \frac{b - b_0}{2\tan\alpha} \tag{3-1}$$

式中：b——基础底面宽度；

b_0——基础顶面的墙体宽度或柱脚宽度；

H_0——基础高度；

b_2——基础台阶宽度；

$\tan\alpha$——基础台阶宽高比 $b_2 : H_0$，其允许值可按表 3-1 选用。

无筋扩展基础台阶宽高比的允许值　　表 3-1

基础材料	质量要求	台阶宽高比的允许值		
		$P_k \leqslant 100$	$100 < P_k \leqslant 200$	$200 < P_k \leqslant 300$
混凝土基础	C15 混凝土	1:1.00	1:1.00	1:1.25
毛石混凝土基础	C15 混凝土	1:1.00	1:1.25	1:1.50
砖基础	砖不低于 MU10、砂浆不低于 M5	1:1.50	1:1.50	1:1.50
毛石基础	砂浆不低于 M5	1:1.25	1:1.50	—

续上表

基础材料	质量要求	台阶宽高比的允许值		
		$P_k \leqslant 100$	$100 < P_k \leqslant 200$	$200 < P_k \leqslant 300$
灰土基础	体积比为3:7或2:8的灰土，其最小干密度： 粉土 1.55t/m³ 粉质粘土 1.50t/m³ 粘土 1.45t/m³	1:1.25	1:1.50	—
三合土基础	体积比1:2:4～1:3:6(石灰:砂:骨料)，每层约虚铺220mm，夯至150mm	1:1.50	1:2.00	—

注：1. P_k 为荷载效应标准组合时基础底面处的平均压力值(kPa)；

2. 阶梯形毛石基础的每阶伸出宽度，不宜大于200mm；

3. 当基础由不同材料叠合组成时，应对接触部分作抗压验算；

4. 基础底面处的平均压力值超过300kPa的混凝土基础，尚应进行抗剪验算。

此外，采用无筋扩展基础的钢筋混凝土柱，其柱脚高度 h_1 不得小于 b_1(图3-1)，并不应小于300mm且不小于20d(d 为柱中的纵向受力钢筋的最大直径)。当柱纵向钢筋在柱脚内的竖向锚固长度不满足锚固要求时，可沿水平方向弯折，弯折后的水平锚固长度不应小于10d 也不应大于20d。

【例3-1】 某墙下条形基础，相应于荷载效应标准组合时，基础底面处的平均压力值 F = 230kN/m，基础埋深 d = 1.5m，地基土为粉质粘土(γ = 18.05kN/m³，e = 0.85，I_L = 0.75)，其承载力特征值为 f_{ak} = 180kPa。基底以上土的加权平均重度 γ_m = 18kN/m³。试确定基础底面宽度。

解：(1)预估基础宽度：

$$b = \frac{F_k}{f_a - \gamma_G d} = \frac{230}{180 - 20 \times 1.5} = 1.53(\text{m})$$

(2)取 b = 1.8m，求修正后的地基土承载力值 f_a：

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5) = 180 + 0 + 1.0 \times 18 \times (1.5 - 0.5) = 198(\text{kPa})$$

(3)根据 f_a 确定基础宽度：

$$b = \frac{F_k}{f_a - \gamma_G d} = \frac{230}{198 - 20 \times 1.5} = 1.37(\text{m}) < 3\text{m}$$，故不需再调整。

所以最后取 b = 1.5m。

(三)中心荷载作用下基础的计算

在进行地基基础设计时，对所有等级的建筑物均应做地基承载力验算。当基础仅受轴心荷载作用时，要求基础底面的压力符合下式规定：

$$P_k \leqslant f_a \tag{3-2}$$

式中：P_k——相应于荷载效应标准组合时，基础底面处的平均压力值；

f_a——修正后的地基承载力特征值。

其中，基础底面的压力 P_k，可按下列公式确定：

$$P_k = \frac{F_k + G_k}{A} \tag{3-3}$$

式中：F_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；

G_k——基础自重和基础上的土重，对一般实体基础，可近似取 $G_k = \gamma_G Ad$（γ_G 为基础及回填土的平均重度，可取 20kN/m³，d 为基础埋深）；

A——基础底面面积。

综合公式(3-2)、(3-3)得：

$$A \geqslant \frac{F_k}{f_a - \gamma_G d} \tag{3-4}$$

墙下条形基础(沿纵向取单位长度计算)：

$$b \geqslant \frac{F_k}{f_a - \gamma_G d} \tag{3-5}$$

方形基础：

$$b \geqslant \sqrt{\frac{F_k}{f_a - \gamma_G d}} \tag{3-6}$$

矩形基础：

$$b \times l \geqslant \frac{F_k}{f_a - \gamma_G d} \tag{3-7}$$

式中：b——基础底面宽度；

l——基础底面长度。

(四)偏心荷载作用下基础的计算

当基础受偏心荷载作用时，基础底面的压力分布一般假定为直线分布，其边缘的最大、最小压力值可按下式计算：

$$P_{kmax} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \tag{3-8}$$

$$P_{kmin} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \tag{3-9}$$

式中：P_{kmax}——相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘的最大压力值；

P_{kmin}——相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘的最小压力值；

M_k——相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的力矩值；

W——基础底面的抵抗矩。

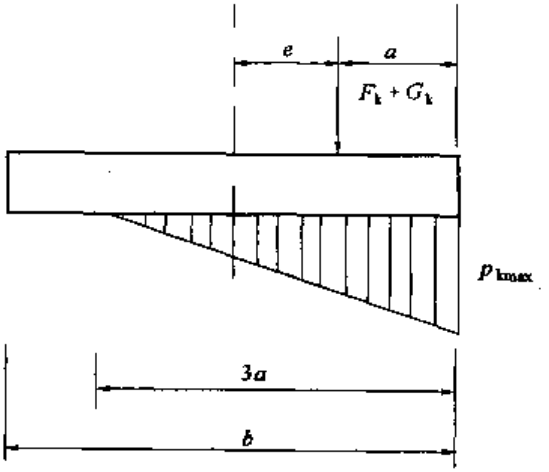


图 3-2 偏心荷载($e > b/6$)下基底压力计算示意图
b-力矩作用方向基础底面边长

当偏心距 $e > b/6$ 时(图 3-2)，P_{kmax} 应按下式计算：

$$P_{k\max} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la} \tag{3-10}$$

式中：l——垂直于力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。

在地基基础设计时，要求基础底面的压力符合下式规定：

$$P_{k\max} \leqslant 1.2f_a \tag{3-11}$$

【例 3-2】 某厂房柱下矩形基础，上部竖向荷载重 $F = 2400\text{kN}$，弯矩 $M = 850\text{kN}\cdot\text{m}$，水平力 $Q = 60\text{kN}$，基础埋深 2.0m，社图 3-3 所示。地基土为粉质粘土（$\gamma = 18.5\text{kN/m}^3$，$e = 0.85$，$I_L = 0.4$），其承载力特征值为 $f_{ak} = 210\text{kPa}$。基底以上土的加权平均重度 $\gamma_m = 18\text{kN/m}^3$。试设计基础底面尺寸。

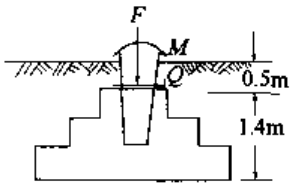


图 3-3 例 3-2 图

解：(1)预估基础宽度（设 $l/b = 1.2$）：

考虑偏心荷载影响，假定基础底面积增加 20%，即 $A = 1.2A_1$（A_1 为中心受压时，基础底面积），则：

$$b = \sqrt{1.2\frac{F}{1.2(f_a - \gamma_G d)}} = \sqrt{1.2\frac{2400}{1.2(210 - 20\times 2.0)}} = 3.76(\text{m})$$

(2)取 $b = 3.8\text{m}$，求修正后的地基土承载力值 f_a：

$$f_a = f_{ak} + \eta_b\gamma(b-3) + \eta_d\gamma_m(d-0.5) = 210 + 0 + 1.0\times 18\times(2.0-0.5) = 237(\text{kPa})$$

(3)根据 f_a 确定基础宽度：

$$b = \sqrt{1.2\frac{F}{1.2(f_a - \gamma_G d)}} = \sqrt{1.2\frac{2400}{1.2(237 - 20\times 2.0)}} = 3.49(\text{m})$$

最后，取 $b = 3.8\text{m}$，$l = 1.2b = 1.2\times 3.8 = 4.5\text{m}$。

(4)验算基础底面压力：

$$\sum M = M + 1.4Q = 850 + 1.4\times 60 = 934\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$e = \frac{\sum M}{\sum F} = \frac{934}{2400 + 20\times 3.8\times 4.5\times 2.0} = 0.3(\text{m}) < \frac{l}{6} = 0.75(\text{m})$$

$$P_{k\max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W}$$

$$= \frac{2400 + 20\times 3.8\times 4.5\times 2.0}{3.8\times 4.5} + \frac{6\times 934}{3.8\times 4.5^2}$$

$$= 180.35 + 72.827$$

$$= 253.2\text{kPa} < 1.2f_a$$

$$= 284.4\text{kPa}，\text{满足要求。}$$

所以，最后取 $b = 3.8\text{m}$，$l = 4.5\text{m}$。

(五)软弱下卧层的强度验算

当地基受力层范围内有软弱下卧层时(图 3-4),应按下式验算:

$$P_z + P_{cz} \leqslant f_{az} \tag{3-12}$$

式中:P_z——相应于荷载效应标准组合时,软弱下卧层顶面处的附加压力值;

P_{cz}——软弱下卧层顶面处土的自重压力值;

f_{az}——软弱下卧层顶面处经深度修正后地基承载力特征值。

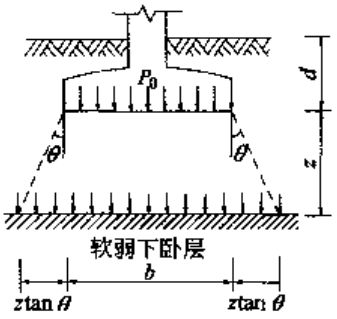


图 3-4 软弱下卧层顶面处的附加压应力计算示意图

注:$P_0 = P_k - P_c$

对条形基础和矩形基础,式(3-12)中的 P_z 值可按下列公式简化计算:

条形基础:

$$P_z = \frac{b(P_k - P_c)}{b + 2z\tan\theta} \tag{3-13}$$

矩形基础:

$$P_z = \frac{lb(P_k - P_c)}{(b + 2z\tan\theta)(l + 2z\tan\theta)} \tag{3-14}$$

式中:b——矩形基础或条形基础底边的宽度;

l——矩形基础底边的长度;

P_c——基础底面处土的自重压力值;

z——基础底面至软弱下卧层顶面的距离;

θ——地基压力扩散线与垂直线的夹角,可按表 3-2 采用。

地基压力扩散角 θ(°)　　表 3-2

E_{s1}/E_{s2}	z/b	
	0.25	0.50
3	6	23
5	10	25
10	20	30

注:1. E_{s1} 为上层土压缩模量;E_{s2} 为下层土压缩模量;

2. $z/b < 0.25$ 时取 $\theta = 0°$,必要时,宜由试验确定;$z/b > 0.50$ 时 θ 值不变。

对于沉降已经稳定的建筑或经过预压的地基,可适当提高地基承载力。

【例 3-3】 在例 3-2 中,假设基底面以下 $z = 1.5$m 处有深厚的淤泥质土层,其重度 $\gamma = 20\text{kN/m}^3$,承载力特征值为 $f_{ak} = 185\text{kPa}$,已知 $E_{s1}/E_{s2} = 5$,试验算例 3-2 所确定的基础底面尺寸能否满足软弱下卧层承载力要求。

解:(1)求软弱下卧层顶面处经深度修正后地基承载力特征值 f_{az}

$$\begin{aligned} f_{az} &= f_{ak} + \eta_b\gamma(b-3) + \eta_d\gamma_m(d+z-0.5) \\ &= 185 + 0 + 1.0 \times 18 \times (2.0 + 1.5 - 0.5) \\ &= 239(\text{kPa}) \end{aligned}$$

(2)求软弱下卧层顶面处土的自重压力值 P_{cz}

$$P_{cz} = \gamma_m(d+z) = 18 \times (2.0 + 1.5) = 63\text{kPa}$$

(3)求软弱下卧层顶面处的附加压力值 P_z

由 $E_{s1}/E_{s2}=5$ 和 $z/b=1.5/3.8=0.4$，查表 3-2 得：$\theta=25°$

所以

$$P_z=\frac{lb(p_k-p_c)}{(b+2z\tan\theta)(l+2z\tan\theta)}$$

$$=\frac{4.5\times3.8\left(\frac{2400+20\times3.8\times4.5\times2.0}{3.8\times4.5}-18\times(1.4+0.5)\right)}{(3.8+2\times1.5\times\tan25°)(4.5+2\times1.5\times\tan25°)}$$

$$=\frac{2499.18}{30.67}$$

$$=81.49\text{kPa}$$

$$P_z+P_{cz}=81.49+63=144.49\text{kPa}$$

故 $P_z+P_{cz}<f_{az}$，原基底尺寸满足软弱下卧层承载力要求。

第二节 扩展基础

扩展基础系指柱下钢筋混凝土独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。扩展基础的抗弯和抗剪性能良好，可应用于竖向荷载较大、地基承载力不高等情况。

(一)扩展基础计算

扩展基础的设计计算主要包括基础底面积确定(与无筋扩展基础相似)、抗冲切验算、抗弯验算、局部受压验算(当基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级)。

1.抗冲切验算

为了保证基础不发生冲切破坏，根据《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)，对矩形截面柱的矩形基础，应验算柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力。受冲切承载力应按下列公式验算：

$$F_l\leqslant0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0 \tag{3-15}$$

$$a_m=(a_t+a_b)/2 \tag{3-16}$$

$$F_l=p_j A_l \tag{3-17}$$

式中：β_{hp}——受冲切承载力截面高度影响系数，当 h 不大于 800mm 时，β_{hp} 取 1.0；当 h 大于等于 2000mm 时，β_{hp} 取 0.9，其间按线性内插法取用；

f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值；

h_0——基础冲切破坏锥体的有效高度；

a_m——冲切破坏锥体最不利一侧计算长度；

a_t——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长，当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽；

a_b——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面在基础底面积范围内的下边长，当冲切破坏锥

体的底面落在基础底面以内[图 3-5a)、b)],计算柱与基础交接处的受冲切承载力时,取柱宽加两倍基础有效高度;当计算基础变阶处的受冲切承载力时,取上阶宽加两倍该处的基础有效高度。当冲切破坏锥体的底面在 l 方向落在基础底面以外,即 $a+2h_0 \geqslant l$ 时[图 3-5c)],$a_b = l$;

p_j——扣除基础自重及其上土重后相应于荷载效应基本组合时的地基土单位面积净反力,对偏心受压基础可取基础边缘处最大地基土单位面积净反力;

A_l——冲切验算时取用的部分基底面积(图 3-5a)、b)中的阴影面积 $ABCDEF$,或图 3-5c)中的阴影面积 $ABCD$);

F_l——相应于荷载效应基本组合时作用在 A_l 上的地基土净反力设计值。

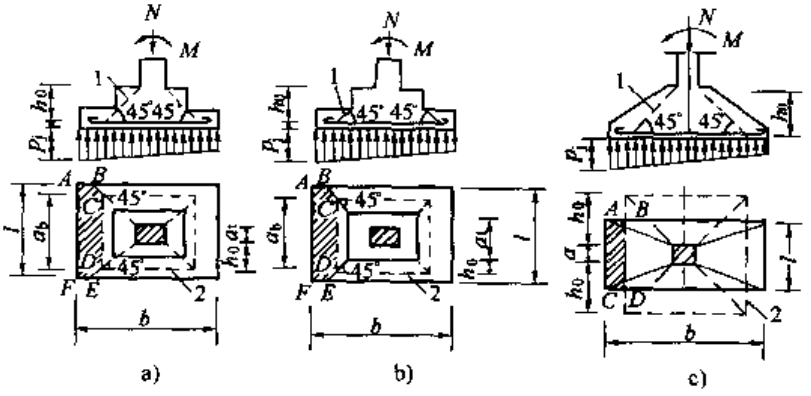


图 3-5 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

a)柱与基础交接处;b)基础变阶处;c)冲切破坏锥体的底面线落在基础底面外

1-冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面;2-冲切破坏锥体的底面线

2.抗弯验算

基础底板的配筋,应按抗弯计算确定。根据《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002),在轴心荷载或单向偏心荷载作用下底板受弯可按下列简化方法计算:

(1)对于矩形基础,当台阶的宽高比小于或等于 2.5 和偏心距小于或等于 1/6 基础宽度时,任意截面的弯矩可按下列公式计算(图 3-6):

$$M_{\mathrm{I}} = \frac{1}{12}a_1^2\left[(2l + a')\left(p_{\max} + p - \frac{2G}{A}\right) + (p_{\max} - p)l\right] \tag{3-18}$$

$$M_{\mathrm{II}} = \frac{1}{48}(l - a')^2(2b + b')\left(p_{\max} + p_{\min} - \frac{2G}{A}\right) \tag{3-19}$$

式中:M_{I}、M_{II}——任意截面 I-I、II-II 处相应于荷载效应基本组合时的弯矩设计值;

a_1——任意截面 I－I 至基底边缘最大反力处的距离;

l、b——基础底面的边长;

$p_{\max}$、$p_{\min}$——相应于荷载效应基本组合时的基础底面边缘最大和最小地基反力设计值;

p——相应于荷载效应基本组合时在任意截面 I-I 处基础底面地基反力设计值;

G——考虑荷载分项系数的基础自重及其上的土自重;当组合值由永久荷载控制时,$G = 1.35G_k$,G_k 为基础及其上土的标准自重。

(2)对于墙下条形基础任意截面的弯矩(图 3-7),可取 $l = a' = 1m$,按式(3-18)进行计算,其最大弯矩截面的位置,应符合下列规定:

当墙体材料为混凝土时,取 $a_1 = b_1$;

如为砖墙且放脚不大于 1/4 砖长时,取 $a_1 = b_1 + 1/4$ 砖长。

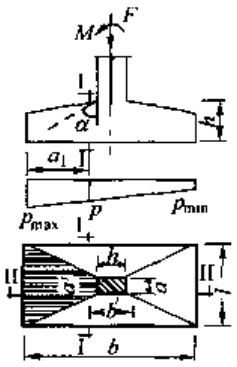


图 3-6　矩形基础底板的计算示意图

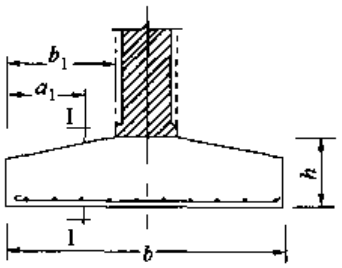


图 3-7　墙下条形基础的计算示意图

(二)扩展基础构造要求

1.扩展基础的基本构造,应符合下列要求:

(1)锥形基础的边缘高度,不宜小于 200mm;阶梯形基础的每阶高度,宜为 300 ~ 500mm;

(2)垫层的厚度不宜小于 70mm;垫层混凝土强度等级应为 C10;

(3)扩展基础底板受力钢筋的最小直径不宜小于 10mm;间距不宜大于 200mm,也不宜小于 100mm。墙下钢筋混凝土条形基础纵向分布钢筋的直径不小于 8mm;间距不大于 300mm;每延米分布钢筋的面积应不小于受力钢筋面积的 1/10。当有垫层时钢筋保护层的厚度不小于 40mm;无垫层时不小于 70mm;

(4)混凝土强度等级不应低于 C20;

(5)当柱下钢筋混凝土独立基础的边长和墙下钢筋混凝土条形基础的宽度大于或等于 2.5m时,底板受力钢筋的长度可取边长或宽度的 0.9 倍,并宜交错布置[图 3-8a)];

(6)钢筋混凝土条形基础底板在 T 形及十字形交接处,底板横向受力钢筋仅沿一个主要受力方向通长布置,另一方向的横向受力钢筋可布置到主要受力方向底板宽度 1/4 处[图 3-8b)]。在拐角处底板横向受力钢筋应沿两个方向布置[图 3-8c)]。

2.钢筋混凝土柱和剪力墙纵向受力钢筋在基础内的锚固长度 l_a 应根据钢筋在基础内的最小保护层厚度按现行《混凝土结构设计规范》有关规定确定:

有抗震设防要求时,纵向受力钢筋的最小锚固长度 l_{aE} 应按下式计算:

一、二级抗震等级:　　$l_{aE} = 1.15 l_a$　　(3-20)

三级抗震等级:　　$l_{aE} = 1.05 l_a$　　(3-21)

四级抗震等级:　　$l_{aE} = l_a$　　(3-22)

式中:l_a——纵向受拉钢筋的锚固长度。

3.现浇柱的基础,其插筋的数量、直径以及钢筋种类应与柱内纵向受力钢筋相同。插筋的锚固长度应满足上述要求,插筋与柱的纵向受力钢筋的连接方法,应符合现行《混凝土结构设

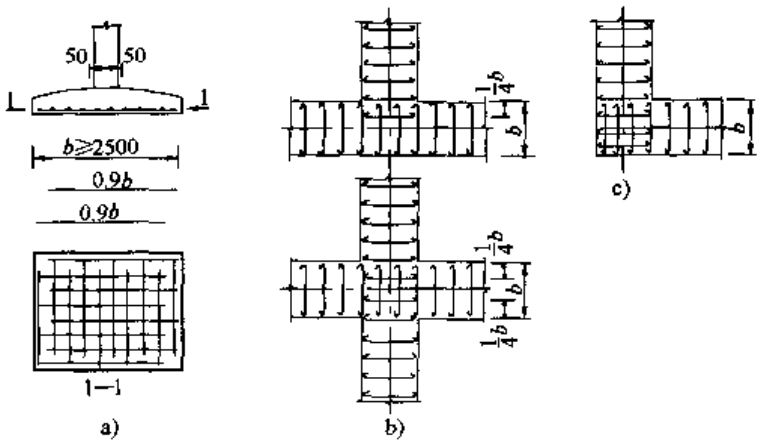


图 3-8　扩展基础底板受力钢筋布置示意图

计规范》的规定。插筋的下端宜作成直钩放在基础底板钢筋网上。当符合下列条件之一时，可仅将四角的插筋伸至底板钢筋网上，其余插筋锚固在基础顶面下 l_a 或 l_{aE}（有抗震设防要求时）处（图 3-9）。

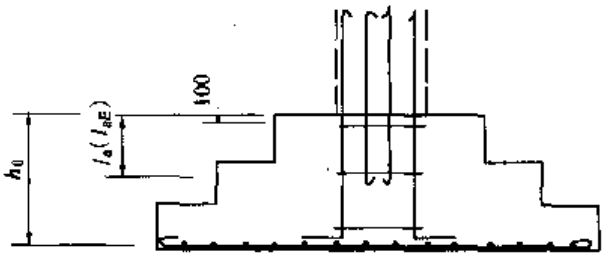


图 3-9　现浇柱的基础中插筋构造示意图

当柱为轴心受压或小偏心受压，基础高度大于等于 1200mm；

当柱为大偏心受压，基础高度大于等于 1400mm。

4.预制钢筋混凝土柱与杯口基础的连接，应符合下列要求（图 3-10）：

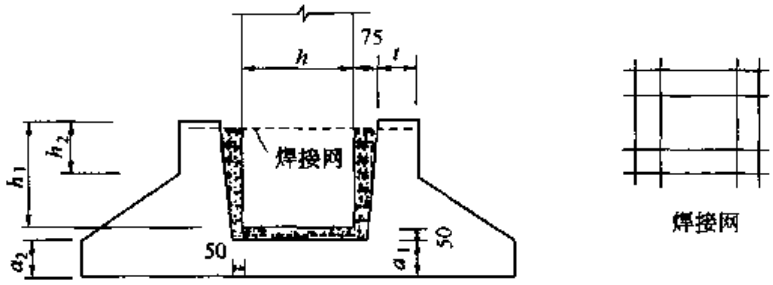


图 3-10　预制钢筋混凝土柱独立基础示意图

注：$a_2 \geq a_1$

（1）柱的插入深度，可按表 3-3 选用，并应满足上述钢筋锚固长度的要求及吊装时柱的稳定性。

柱的插入深度 h_1（mm）　　表 3-3

矩形或工字形柱				双肢柱
$h<500$	$500\leqslant h<800$	$800\leqslant h\leqslant 1000$	$h>1000$	
$h\sim 1.2h$	h	$0.9h$ 且 $\geqslant 800$	$0.8h$ 且 $\geqslant 1000$	$(1/3\sim 2/3)h_a$；$(1.5\sim 1.8)h_b$

注：1. h 为柱截面长边尺寸；h_a 为双肢柱全截面长边尺寸；h_b 为双肢柱全截面短边尺寸；

2.柱轴心受压或小偏心受压时，h_1 可适当减小，偏心距大于 $2h$ 时，h_1 应适当加大。

(2)基础的杯底厚度和杯壁厚度,可按表 3-4 选用。

基础的杯底厚度和杯壁厚度 表 3-4

柱截面长边尺寸 h(mm)	杯底厚度 a_1(mm)	杯壁厚度 t(mm)
$h<500$	≥150	150~200
$500\leqslant h<800$	≥200	≥200
$800\leqslant h<1000$	≥200	≥300
$1000\leqslant h<1500$	≥250	≥350
$1500\leqslant h<2000$	≥300	≥400

注:1.双肢柱的杯底厚度值,可适当加大;

2.当有基础梁时,基础梁下的杯壁厚度,应满足其支承宽度的要求;

3.柱子插入杯口部分的表面应凿毛,柱子与杯口之间的空隙,应用比基础混凝土强度等级高一级的细石混凝土充填密实,当达到材料设计强度的 70%以上时,方能进行上部吊装。

(3)当柱为轴心受压或小偏心受压且 $t/h_2\geqslant 0.65$ 时,或大偏心受压且 $t/h_2\geqslant 0.75$ 时,杯壁可不配筋;当柱为轴心受压或小偏心受压且 $0.5\leqslant t/h_2<0.65$ 时,杯壁可按表 3-5 构造配筋;其他情况下,应按计算配筋。

杯壁构造配筋 表 3-5

柱截面长边尺寸(mm)	$h<1000$	$1000\leqslant h<1500$	$1500\leqslant h\leqslant 2000$
钢筋直径(mm)	8~10	10~12	12~16

注:表中钢筋置于杯口顶部,每边两根(图 3-10)。

5.预制钢筋混凝土柱(包括双肢柱)与高杯口基础的连接(图 3-11),应符合《建筑地基基础设计规范》中插入深度的规定。杯壁厚度符合表 3-6 的规定且符合下列条件时,杯壁和短柱配筋,可按图 3-12 的构造要求进行设计。

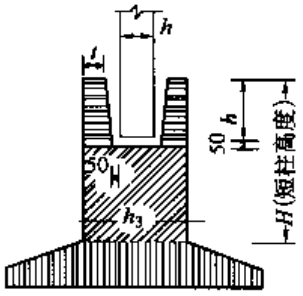


图 3-11 高杯口基础

(1)起重机起重量小于或等于 75t,轨顶标高小于或等于 14m,基本风压小于 0.5kPa 的工业厂房,且基础短柱的高度不大于 5m;

(2)起重机起重量大于 75t,基本风压大于 0.5kPa,且符合下列表达式:

$$E_2 I_2 / E_1 I_1 \geqslant 10 \qquad (3\text{-}23)$$

式中:E_1——预制钢筋混凝土柱的弹性模量;

I_1——预制钢筋混凝土柱对其截面短轴的惯性矩;

E_2——短柱的钢筋混凝土弹性模量;

I_2——短柱对其截面短轴的惯性矩。

高杯口基础的杯壁厚度 t 表 3-6

h(mm)	t(mm)	h(mm)	t(mm)
$600<h\leqslant 800$	≥250	$1000<h\leqslant 1400$	≥350
$800<h\leqslant 1000$	≥300	$1400<h\leqslant 1600$	≥400

(3)当基础短柱的高度大于 5m,并符合下列表达式:

$$\Delta_2/\Delta_1 \leqslant 1.1 \qquad (3\text{-}23)$$

式中：Δ_1——单位水平力作用在以高杯口基础顶面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移；

Δ_2——单位水平力作用在以短柱底面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移。

(4)高杯口基础短柱的纵向钢筋，除满足计算要求外，在非地震区及抗震设防烈度低于9度地区，且满足上述1、2、3条的要求时，短柱四角纵向钢筋的直径不宜小于20mm，并延伸至基础底板的钢筋网上。短柱长边的纵向钢筋，当长边尺寸小于或等于1000mm时，其钢筋直径不应小于12mm，间距不应大于300mm；当长边尺寸大于1000mm时，其钢筋直径不应小于16mm，间距不应大于300mm，且每隔一米左右伸下一根并作150mm的直钩支承在基础底部的钢筋网上，其余钢筋锚固至基础底板顶面下 l_a 处(图3-12)。短柱短边每隔300mm应配置直径不小于12mm的纵向钢筋，且每边的配筋率不少于0.05%短柱的截面面积。短柱中的箍筋直径不应小于8mm，间距不应大于300mm；当抗震设防烈度为8度和9度时，箍筋直径不应小于8mm，间距不应大于150mm。

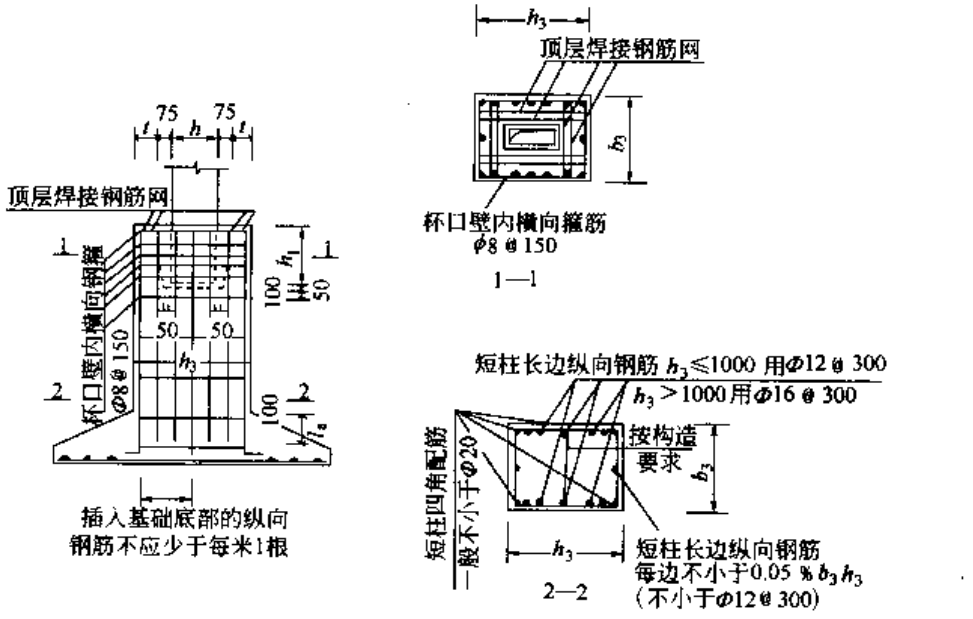


图3-12 高杯口基础构造配筋示意图

【例3-4】 某工业厂房基础采用单独扩展基础，相应于荷载效应的基本组合时，作用于基础顶面的竖向荷载 $F=1300\text{kN}$，弯矩 $M=260\text{kN}\cdot\text{m}$，水平荷载 $V=60\text{kN}$，基础平面如图所示。基础埋深2.2m，高度800mm，基础采用C15混凝土($f_t=910\text{kN/m}^2$)，钢筋采用Ⅰ级钢($f_y=210\text{N/mm}^2$)，试进行基础计算。

解：(1)基础冲切验算

设保护层厚50mm，则：

$$h_0=h-50=800-50=750\text{mm}$$

基底最大和最小压力 p_{max} 和 p_{min}：

$$p_{max}=\frac{F+G}{A}+\frac{M}{W}$$

$$=\frac{1300}{2.5\times3.5}+\frac{260+60\times2.2}{\frac{2.5\times3.5^2}{6}}$$

$$= 148.57 + 76.8$$
$$= 225.37\text{kPa}$$

$$p_{\min} = \frac{F+G}{A} - \frac{M}{W}$$
$$= \frac{1300}{2.5 \times 3.5} - \frac{260 + 60 \times 2.2}{\frac{2.5 \times 3.5^2}{6}}$$
$$= 148.57 - 76.8$$
$$= 71.77\text{kPa}$$

基底净反力：

$$p_{j\max} = p_{\max} - \gamma_G d = 225.37 - 20 \times 2.2 = 181.37\text{kPa}$$
$$p_{j\min} = p_{\min} - \gamma_G d = 71.77 - 20 \times 2.2 = 27.77\text{kPa}$$

冲切荷载作用面积：

$$A_1 = \left(\frac{b}{2} - \frac{b'}{2} - h_0\right) l - \left(\frac{l}{2} - \frac{a'}{2} - h_0\right)^2$$
$$= \left(\frac{3.5}{2} - \frac{0.7-0.1}{2} - 0.75\right) \times 2.5 - \left(\frac{2.5}{2} - \frac{0.5-0.1}{2} - 0.75\right)^2$$
$$= 1.75 - 0.09 = 1.66\text{m}^2$$

受冲切承载力：

$$F_l = p_{j\max} A_l = 181.37 \times 1.66 = 301.07\text{kN}$$

基础抗冲切强度：

$$0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 910 \times (0.5 + 0.75) \times 0.75 = 597.19\text{kN} > F_l$$

故基础高度满足要求，不会产生冲切破坏。

(2)底板配筋计算

截面 I-I 处基础底面地基反力设计值 P：

$$p = p_{j\min} + (p_{j\max} - p_{j\min}) \frac{b + b'}{2b}$$
$$= 27.77 + (181.37 - 27.77) \frac{3.5 + 0.6}{2 \times 3.5}$$
$$= 117.74\text{kPa}$$

截面 I-I 处弯矩：

$$M_1 = \frac{1}{12} a_1^2 [(2l + a')(p_{\max} + p) + (p_{\max} - p) l]$$
$$= \frac{1}{12}\left(\frac{3.5 - 0.6}{2}\right)^2 [(2 \times 2.5 + 0.4)(225.37 + 117.74) + (225.37 - 117.74) \times 2.5]$$
$$= 371.77\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0.9h_{0I}f_y}$$

$$= \frac{371.77 \times 10^6}{0.9 \times 750 \times 210}$$

$$= 2622.72\text{mm}^2$$

选用 ϕ16@150mm，共 14 根（$A_{sI} = 2814.87\text{mm}^2$）

$$M_{II} = \frac{1}{48}(l - a')^2(2b + b')(p_{max} + p_{min})$$

$$= \frac{1}{48}(2.5 - 0.4)^2(2 \times 3.5 + 0.6)(225.37 + 71.77)$$

$$= 207.48\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0.9h_{0II}f_y} = \frac{207.48 \times 10^6}{0.9 \times (750 - 16) \times 210}$$

$$= 1495.61\text{mm}^2$$

选用 ϕ14@200mm，共 10 根（$A_{sII} = 1539.38\text{mm}^2$）

基础结构剖面如图 3-13 所示。

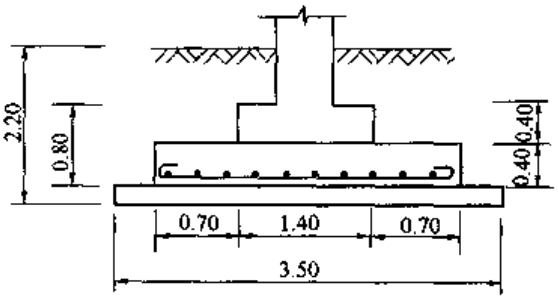


图 3-13　例 3-4 基础结构剖面图

【例 3-5】 某工业厂房的基础采用杯形基础，相应于荷载效应的基本组合时，作用于基础顶面的竖向荷载 $F = 2200\text{kN}$，弯矩 $M = 700\text{kN} \cdot \text{m}$，水平荷载 $V = 50\text{kN}$。基础埋深 2.0m，高度 13.0m，基础采用 C15 混凝土（$f_t = 910\text{kN/m}^2$），钢筋采用 I 级钢（$f_y = 210\text{N/mm}^2$），基础宽度为 3.75m，长度为 4.45m，预制钢筋混凝土柱的断面尺寸为 500mm × 900mm，试进行此基础计算。

解：(1)冲切验算

根据表 3-4 和表 3-5，并考虑基础构造要求，确定基础的外形尺寸如图 3-14 所示。

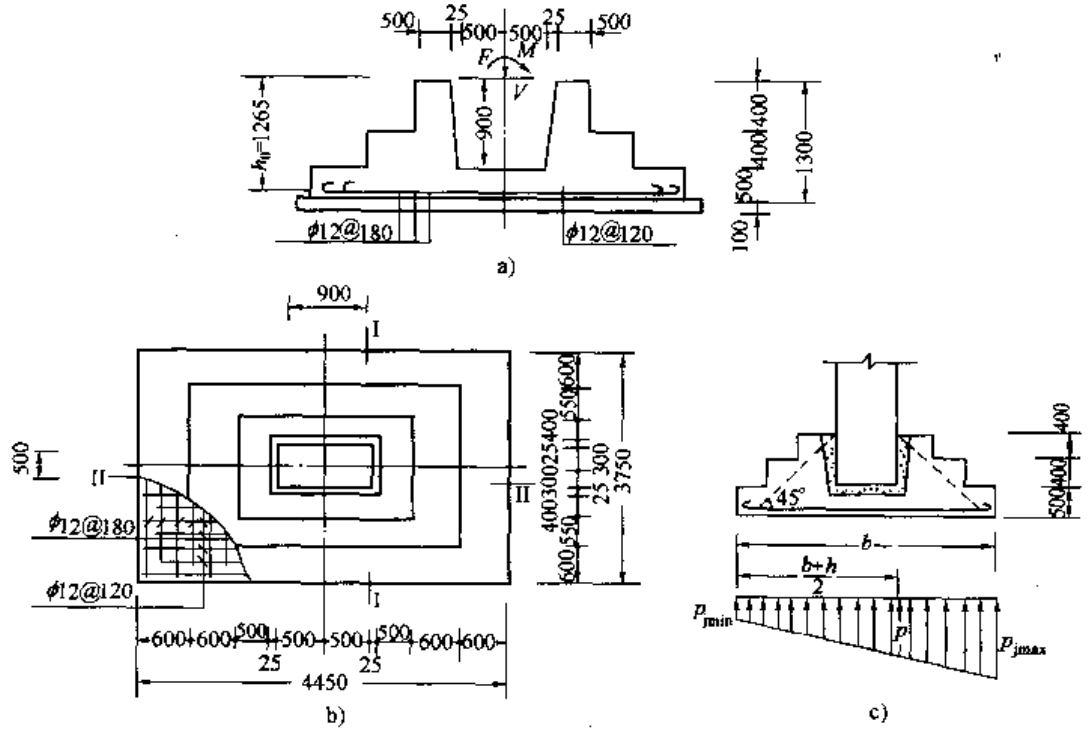


图 3-14　例 3-5 基础尺寸及配筋图

验算时,选用由柱与基础交界处起成45°角的冲切角锥体的斜截面。

基底最大和最小压力 p_{max} 和 p_{min}:

$$p_{max} = \frac{F+G}{A} + \frac{M}{W} = \frac{2200}{3.75 \times 4.45} + \frac{700 + 50 \times 2.0}{\frac{3.75 \times 4.45^2}{6}} = 131.84 + 57.37 = 189.21\text{kPa}$$

$$p_{min} = \frac{F+G}{A} - \frac{M}{W} = \frac{2200}{3.75 \times 4.45} - \frac{700 + 50 \times 2.0}{\frac{3.75 \times 4.45^2}{6}} = 131.84 - 57.37 = 74.47\text{kPa}$$

基底净反力:

$$p_{jmax} = p_{max} - \gamma_G d = 189.21 - 20 \times 2.0 = 149.21\text{kPa}$$

$$p_{jmin} = p_{min} - \gamma_G d = 74.47 - 20 \times 2.0 = 34.47\text{kPa}$$

冲切荷载作用面积:

令 $h_0 = 1300 - 35 = 1265\text{mm}$,则

$$A_l = \left(\frac{b}{2} - \frac{b'}{2} - h_0\right) l - \left(\frac{l}{2} - \frac{a'}{2} - h_0\right)^2$$

$$= \left(\frac{4.45}{2} - \frac{0.9}{2} - 1.265\right) \times 3.75 - \left(\frac{3.75}{2} - \frac{0.5}{2} - 1.265\right)^2$$

$$= 1.9125 - 0.1296$$

$$= 1.78\text{m}^2$$

受冲切承载力:

$$F_l = p_{jmax} A_l = 149.21 \times 1.78 = 266.03\text{kN}$$

基础抗冲切强度:

$$0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 910 \times (0.5 + 1.265) \times 1.265 = 1422.25\text{kN} > F_l$$

故基础尺寸满足要求,不会产生冲切破坏。

(2)底板配筋计算

截面 I-I 处基础底面地基反力设计值 p:

$$p = p_{jmin} + (p_{jmax} - p_{jmin}) \frac{b + b'}{2b}$$

$$= 34.47 + (149.21 - 34.47) \frac{4.45 + 0.9}{2 \times 4.45}$$

$$= 103.44\text{kPa}$$

截面 I-I 处弯矩:

$$M_I = \frac{1}{12} a_1^2 [(2l + a')(p_{max} + p) + (p_{max} - p) l]$$

$$= \frac{1}{12}\left(\frac{4.45 - 0.9}{2}\right)^2 [(2 \times 3.75 + 0.5)(189.21 + 103.44) + (189.21 - 103.44) \times 3.75]$$

$$= 704.8\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0.9 h_{0I} f_y} = \frac{704.8 \times 10^6}{0.9 \times 1265 \times 210} = 2947.9\text{mm}^2$$

选用 ϕ12@120mm,共 27 根($A_{sI} = 3053.63\text{mm}^2$)。

$$M_{II} = \frac{1}{48}(l - a')^2(2b + b')(p_{max} + p_{min})$$

$$= \frac{1}{48}(3.75 - 0.5)^2(2 \times 4.45 + 0.9)(189.21 + 74.47)$$

$$= 568.6\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0.9h_{0II}f_y} = \frac{568.6 \times 10^6}{0.9 \times (1265 - 12) \times 210} = 2401.13\text{mm}^2$$

选用 ϕ12@180mm,共 22 根($A_{sII} = 2488.14\text{mm}^2$)。

【例 3-6】 某教学楼外墙基础采用钢筋混凝土条形基础,相应于荷载效应的基本组合时,作用于基础顶面的竖向荷载 $F = 220\text{kN}$,基础埋深 $d = 0.8\text{m}$(从室外地面算起),地基承载力特征值 $f_{ak} = 180\text{kN/m}^2$,混凝土采用 C15($f_t = 0.9\text{N/mm}^2$),钢筋采用Ⅰ级钢($f_y = 210\text{N/mm}^2$),试设计该基础。

解:(1)预估基础宽度

$$b = \frac{F_k}{f_a - \gamma_G d} = \frac{220}{180 - 20 \times 0.8} = 1.34(\text{m})$$

取 $b = 2.0\text{m}$。

(2)计算地基净反力

$$p_j = \frac{F}{b} = \frac{220}{2.0} = 110\text{kPa}$$

基础断面尺寸如图 3-15 所示。

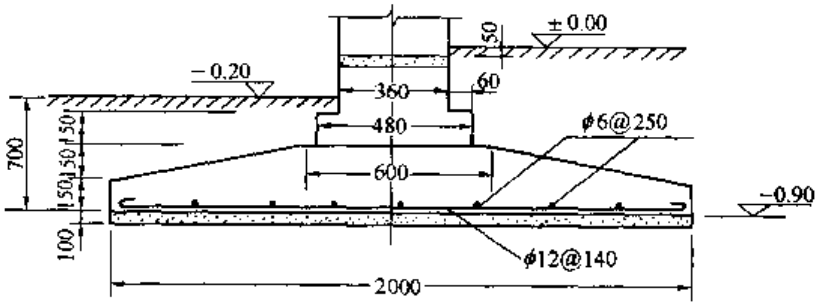


图 3-15 例 3-6 基础尺寸及配筋图

(3)计算悬臂部分最大弯矩和剪力

$$M = \frac{1}{2}p_j a_1^2 = \frac{1}{2}p_j b_1^2 = \frac{1}{2} \times 110 \times \left(1.0 - \frac{0.36}{2}\right)^2 = 36.98\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V = p_j a_1 = p_j b_1 = 110 \times \left(1.0 - \frac{0.36}{2}\right) = 90.2\text{kN}$$

(4)确定基础高度

按经验公式 $h = \frac{b}{8}$,求得:$h = \frac{2.0}{8} = 0.25\text{m}$。

取 $h = 0.3\text{m}$,$h_0 = 0.3 - 0.035 = 0.265\text{m}$。

(5)抗剪验算

$$0.7b_1 h_0 f_t = 0.7 \times 1.0 \times 0.265 \times 0.9 \times 10^3 = 166.95\text{kN} > V = 90.2\text{kN}$$

(6)配筋计算

$$A_s = \frac{M}{0.9h_0 f_y} = \frac{36.98}{0.9 \times 0.265 \times 210 \times 10^3} \times 10^6 = 738.34\text{mm}^2$$

选用 ϕ12@140mm(A_s = 791.68mm^2),7 根/m,分布筋选用 ϕ6@250mm。

第三节　柱下条形基础

柱下条形基础是由一个方向的基础梁或由两个方向交叉的基础梁及底板所组成的。

条形基础的设计包括基础底面宽度的确定、基础长度的确定、基础高度及配筋计算,并满足一定的构造要求。

(一)柱下条形基础的构造

柱下条形基础的构造,除满足扩展基础的基本构造要求外,尚应符合下列规定:

1.柱下条形基础梁的高度宜为柱距的 1/4 ~ 1/8。翼板厚度不应小于 200mm。当翼板厚度大于 250mm 时,宜采用变厚度翼板,其坡度宜小于或等于 1:3;

2.条形基础的端部宜向外伸出,其长度宜为第一跨距的 0.25 倍;

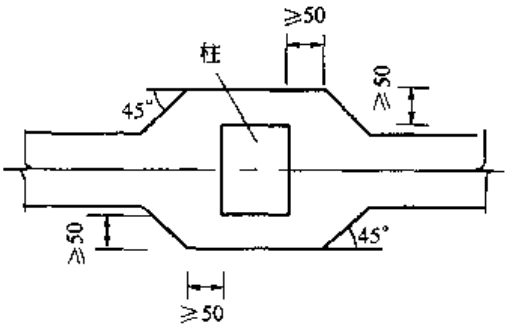


图 3-16　现浇柱与条形基础梁交接处平面尺寸
(尺寸单位:cm)

3.现浇柱与条形基础梁的交接处,其平面尺寸不应小于图 3-16 的规定;

4.条形基础梁顶部和底部的纵向受力钢筋除满足计算要求外,顶部钢筋按计算配筋全部贯通,底部通长钢筋不应少于底部受力钢筋截面总面积的 1/3;

5.柱下条形基础的混凝土强度等级,不应低于 C20。

(二)柱下条形基础计算

柱下条形基础的设计计算方法主要有:静力平衡法、倒梁法、弹性地基梁法等。《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)规定:在比较均匀的地基上,上部结构刚度较好,荷载分布较均匀,且条形基础梁的高度不小于 1/6 柱距时,地基反力可按直线分布,条形基础梁的内力可按连续梁计算,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;当不满足上述要求时,宜按弹性地基梁计算。本文仅对前两种方法作简单介绍。

1.静力平衡法

静力平衡法是用静力平衡条件求解内力的方法,是一种简化的计算方法。此法要求基础具有足够的相对抗弯刚度,不考虑基础与上部结构的相互作用,因而在荷载和直线分布的基底反力作用下产生整体弯曲。用该法计算所得基础不利截面上的弯矩绝对值一般较其他方法偏大。此法一般用于上部为柔性结构、且基础自身刚度较大的条形基础和联合基础。

2.倒梁法

倒梁法是将地基反力当成作用在基础梁上的荷载,把柱子视为基础的支座,将基础梁按倒

置的普通连续梁进行计算(图 3-17),假设梁下地基反力呈线性分布,按照结构力学方法求解梁内力。

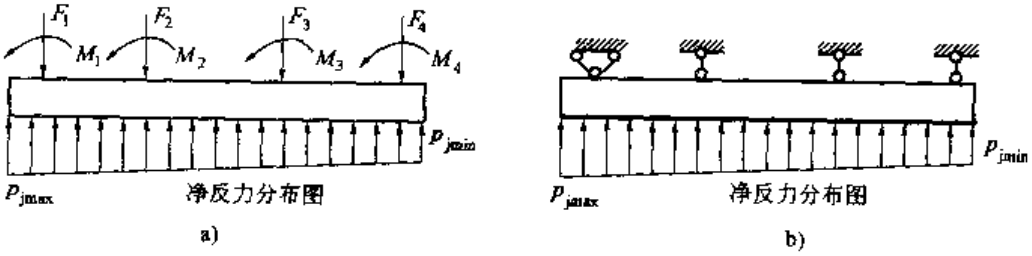


图 3-17 用倒梁法计算地基梁简图

a)基底反力分布图;b)按连续梁求内力的计算简图

由于该法没有考虑土与基础及上部结构的共同作用,因而用此法求得的支座反力不等于原柱作用的竖向荷载,一般常采用"基底反力局部调整法"进行修正,即将支座处的不平衡力均匀分布在本支座两侧各 1/3 跨度范围内进行叠加求解,经过反复多次叠加,直到支座反力接近柱荷载为止。

【例 3-7】 某楼房外墙基础采用条形基础,荷载和柱距如图 3-18 所示。基础埋深 $d \approx 1.9$m,地基承载力特征值 $f_{ak} = 180$kN/m^2,试确定基础底面尺寸并用静力平衡法计算基础内力。

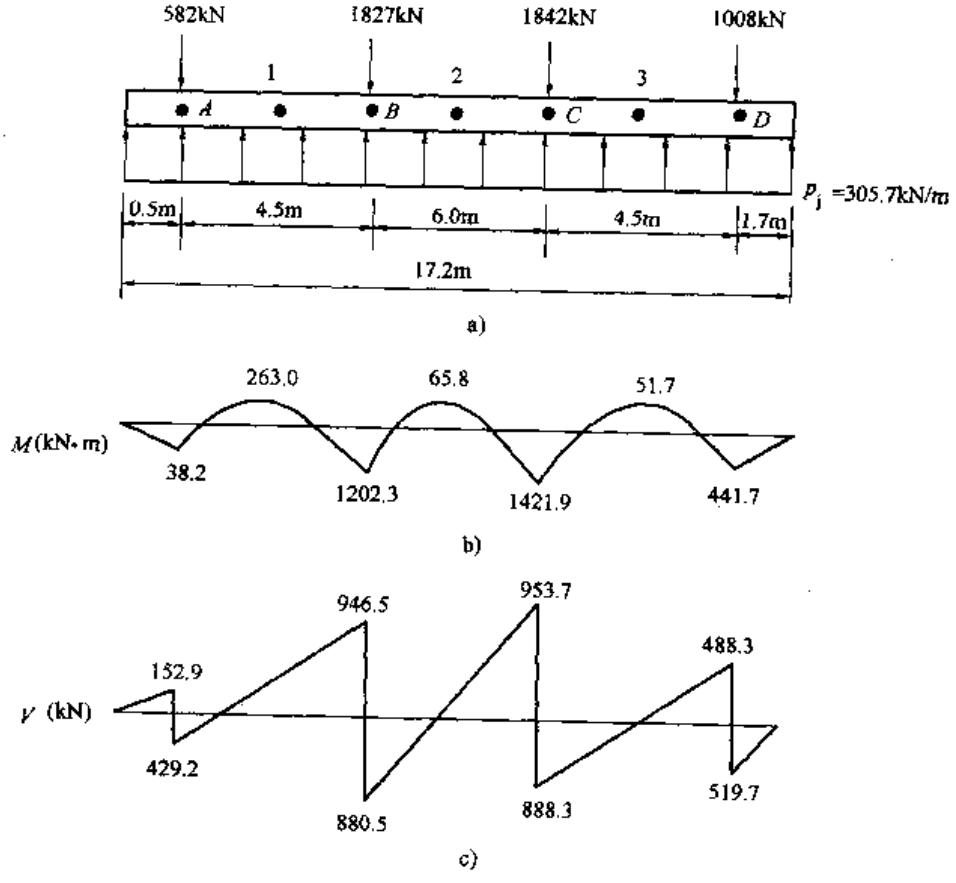


图 3-18 例 3-7 荷载布置及弯矩、剪力图

解:(1)确定基础底面尺寸:

各柱轴向力的合力离图 3-18a)中 A 点距离为:

$$x=\frac{\sum P_i x_i}{\sum P_i}=\frac{1008\times 15.0+1842\times 10.5+1827\times 4.5}{1008+1842+1827+582}=\frac{42682.5}{5258.4}=8.12\text{m}$$

为了使荷载合力与基底形心重合,条形基础左端伸出的悬臂长度为 0.5m,则右端伸出的长度为:

$$l_0=(8.12+0.5)\times 2-(15.0+0.5)=1.7\text{m}$$

所以基础总长度为:

$$L=15.0+0.5+1.7=17.2\text{m}$$

基础底面积:

$$A=\frac{\sum P}{f_a-\gamma_G d}=\frac{5258.4}{180-20\times 1.9}=37.03\text{m}^2$$

故基础宽度为:

$$b=\frac{37.03}{17.2}=2.15\text{m},\text{取 } b=2.5\text{m}$$

(2)内力计算:

每延米长度净反力:

$$p_j=\frac{\sum P}{L}=\frac{5258.4}{17.2}=305.7\text{kN/m}$$

按静力平衡条件计算各截面内力:

$$M_A=\frac{1}{2}\times 305.7\times 0.5^2=38.2\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$V_A^{左}=305.7\times 0.5=152.9\text{kN}$$

$$V_A^{右}=152.9-582=-429.2\text{kN}$$

AB 跨内最大负弯矩的截面 1 离 A 点距离为:

$$x_1=\frac{582}{305.7}-0.5=1.40\text{m}$$

$$M_1=\frac{1}{2}\times 305.7\times 1.9^2-582\times 1.40=-263.01\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_B=\frac{1}{2}\times 305.7\times 5^2-582\times 4.5=1202.3\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$V_B^{左}=305.7\times 5-582=946.5\text{kN}$$

$$V_B^{右}=946.5-1827=-880.5\text{kN}$$

BC 跨内最大负弯矩的截面 2 离 B 点距离为:

$$x_2=\frac{582+1827}{305.7}-5=2.88\text{m}$$

$$M_2=\frac{1}{2}\times 305.7\times 7.88^2-582\times 7.38-1827\times 2.88=-65.8\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_C=\frac{1}{2}\times 305.7\times 11.0^2-582\times 10.5-1827\times 6=1421.9\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$V_C^{左} = 305.7 \times 11 - 582 - 1827 = 953.7\text{kN}$$

$$V_C^{右} = 953.7 - 1842 = -888.3\text{kN}$$

CD 跨内最大负弯矩的截面 3 离 *D* 点距离为：

$$x_3 = \frac{1008}{305.7} - 1.7 = 1.6\text{m}$$

$$M_3 = \frac{1}{2} \times 305.7 \times 3.3^2 - 1008 \times 1.6 = -51.7\text{kN} \cdot \text{m}$$

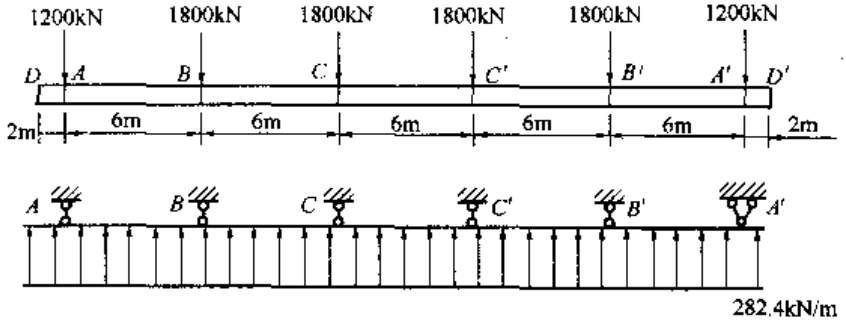
$$M_D = \frac{1}{2} \times 305.7 \times 1.7^2 = 441.7\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_D^{左} = -305.7 \times 1.7 = -519.7\text{kN}$$

$$V_D^{右} = -519.7 + 1008 = 488.3\text{kN}$$

弯矩和剪力图如图 3-18b)、c)所示。

【例 3-8】 某建筑物基础采用柱下条形基础，基础荷载和柱距如图 3-19 所示，基础总长度为 34m，柱距 6m，共 5 跨，设 *EI* 为常数，试用倒梁法计算基础内力。



弯矩分配系数	0.43	0.57	0.50	0.50	0.50	0.50	0.57	0.43	
-564.8	-1270.8	847.2	-847.2	847.2	-847.2	847.2	847.2	1270.8	564.8
	182.1	241.5	120.8			-120.8	-241.5	-182.1	
		-30.2	-60.4	-60.4	60.4	60.4	30.2		
	13.0	17.2	8.6			-8.6			
		-2.2	-4.3	-4.3	4.3	4.3	2.2		
	0.9	1.3	0.7			0.7	-1.3	-0.9	
		-0.2	-0.4	-0.3	0.4	0.3	0.2		
	0.09	0.11					-0.11	-0.09	
-564.8	-1074.7	1074.7		-782.2		-1074.7		1074.7	564.8
			-782.2	782.2		782.2			

图 3-19 荷载布置及力矩分配法计算过程图

解：(1)计算基底单位净反力：

$$p_i = \frac{\sum p}{L} = \frac{2 \times 1200 + 4 \times 1800}{34} = 282.4\text{kN/m}$$

(2)求固端弯矩：

$$M_{AD} = -M_{AB} = \frac{1}{2} \times 282.4 \times 2^2 = 564.8\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BA} = -M_{B'A'} = -1270.8\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BC} = M_{CC'} = M_{C'B'} = \frac{1}{12}\times 282.4\times 6^2 = 847.2\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{CB} = M_{C'C} = M_{B'C'} = -\frac{1}{12}\times 282.4\times 6^2 = -847.2\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{A'D'} = -M_{A'B'} = -M_{AD} = -564.8\text{kN}\cdot\text{m}$$

(3)求弯矩分配系数：

设 $i=\frac{EI}{6}$，则

$$\mu_{BA}=\mu_{B'A'}=\frac{3i}{3i+4i}=0.43$$

$$\mu_{BC}=\mu_{B'C'}=\frac{3i}{3i+4i}=0.57$$

$$\mu_{CB}=\mu_{C'B'}=\mu_{CC'}=\mu_{C'C}=\frac{4i}{4i+4i}=0.5$$

(4)用力矩分配法计算弯矩：

首先计算各支座处的不平衡力矩：

$$\sum M_B^f=-\sum M_{B'}^f=-1270.8+847.2=-423.6\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_C^f=\sum M_{C'}^f=0$$

先进行第一轮的力矩分配及传递(从 B 和 B' 开始)，然后进行 C 和 C' 的力矩分配及传递，再回到 B 和 B'，如此循环直到误差允许为止，详细过程见图 3-19 所示。弯矩图见 3-20a)所示。

(5)根据支座弯矩及外荷载，以每跨梁为隔离体求支座剪力[如图 3-20b)]，由计算结果可看出，支座反力和柱荷载有较大的不平衡力，应按渐进法进行调整，调整过程从略。

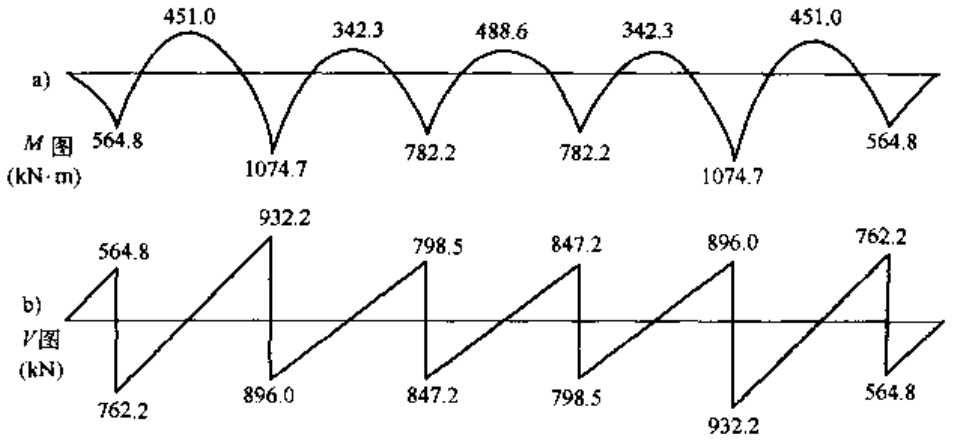


图 3-20 弯矩及剪力计算结果图

第四章 桩基设计

桩基是最古老的基础形式之一，目前在工程上应用极为广泛。随着桩的材料和施工工艺的发展，桩基在土木工程中的地位越来越重要。特别是近现代，高层和超高层建筑的出现，桩基以其巨大的承载和抵抗复杂荷载的能力以及对地质条件的良好适应性，成为高层建筑的主要基础形式。

如图 4-1，桩基结构按照使用功能主要分为如下几类：

桩基结构
- 桩基础——桥墩、桥台、机器基础、房屋基础、油罐基础
- 港口结构——栈桥、靠船码头、大型钢桩护堤、防波堤
- 海洋结构——石油钻井平台、管道栈架、多柱基础
- 特殊结构——海上施工平台、开挖基础坑护壁(挡土墙)、有桩基的框架

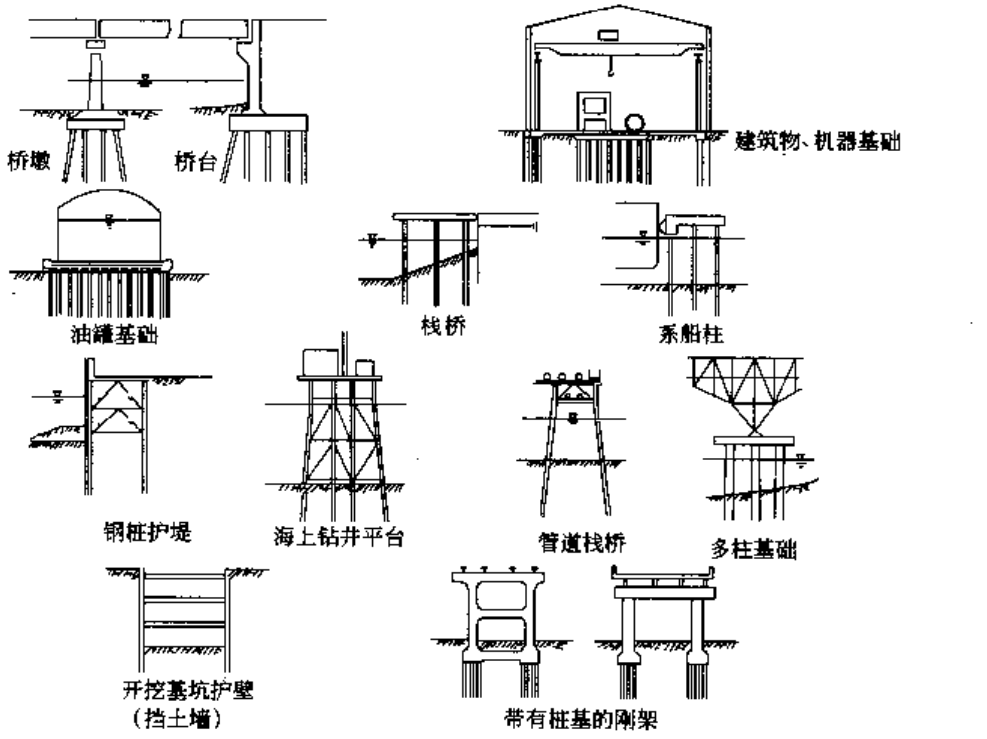


图 4-1 桩基结构类型

按照承载性状和荷载传递机理，桩基可以分为摩擦桩、端承摩擦桩、摩擦端承桩和端承桩，其划分依据如表 4-1。

桩按荷载传递机理分类　　表 4-1

Q_{pu}/P_u(%)	0~5	5~50	50~95	95~100
Q_{su}/P_u(%)	95~100	50~95	5~50	0~5
桩的类型	摩擦桩	端承摩擦桩	摩擦端承桩	端承桩

第一节　竖向荷载作用下桩基础的承载力

一、竖向荷载作用下单桩的荷载传递

桩顶施加荷载作用后，桩身压缩而使桩侧表面土的向上的摩阻力，桩身荷载通过侧组力传到桩周土层中。随着荷载的增加桩端出现竖向位移，促使桩侧摩阻力进一步发挥。如图 4-2，由微积分学可知，任一深度 z 处桩身截面的荷载为：

$$Q(z) = Q_0 - U\int_0^z q_s(z)\mathrm{d}z \tag{4-1}$$

竖向位移为：

$$S(z) = S_0 - \frac{1}{E_0 A}\int_0^z Q(z)\mathrm{d}z \tag{4-2}$$

由微分段 $\mathrm{d}z$ 的竖向平衡可求得：

$$q_s(z) = -\frac{1}{U}\frac{\mathrm{d}Q(z)}{\mathrm{d}z} \tag{4-3}$$

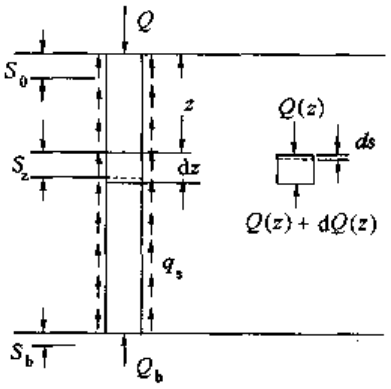


图 4-2　桩土体系荷载传递

微分段 $\mathrm{d}z$ 的压缩量为：

$$\mathrm{d}S(z) = -\frac{Q(z)}{AE_p}\mathrm{d}z$$

所以：

$$Q(z) = -AE_p\frac{\mathrm{d}S(z)}{\mathrm{d}z} \tag{4-4}$$

将(4-4)式代入(4-3)式，得 z 处桩身截面的摩阻力可表示为：

$$q_s(x) = \frac{AE_p}{U}\frac{\mathrm{d}^2S(x)}{\mathrm{d}x^2} \tag{4-5}$$

式中：A——桩身截面积；

E_p——桩身弹性模量；

U——桩身周长；

$S(x)$——竖向位移。

桩在极限荷载的作用下，根据土质不同，剪切面发生的位置不同。一般来说，软土的剪切面发生在桩表面临近的土中；而硬土发生在桩土接触面上。试验表明，当桩顶沉降在 4～12mm 时，摩阻力即可达到极限值。

二、单桩竖向承载力的计算

1.原位测试

单桩竖向承载力特征值应通过单桩竖向静载试验来确定，采用慢速维持荷载法。加载反力装置宜采用锚桩，当采用堆载时，对地基的压应力不宜超过地基承载力特征值。试桩、锚桩和基准桩之间的间距应满足表 4-2 的规定。

试桩、锚桩和基准桩之间的间距 表 4-2

反力系统	试桩与锚桩(或压重平台支座墩边)	试桩与基准桩	基准桩与锚桩(或压重平台支座墩边)
锚桩横梁反力装置 压重平台反力装置	≥4d 且 >2.0m	≥4d 且 >2.0m	≥4d 且 >2.0m

注：d——试桩或锚桩设计直径较大者。

试验加荷分级不应小于 8 级，每级加载量宜为预估极限荷载的 1/8～1/10。当出现以下情况之一时，可终止加荷并确定单桩竖向极限承载力。

(1) 荷载-沉降曲线有陡降段，且桩顶总沉降量超过 40mm。此时可取对应于陡降段起点的荷载值作为单桩竖向极限承载力；

(2) 第 $n+1$ 级荷载的沉降增量超过第 n 级荷载的沉降增量的 2 倍时，24 小时沉降尚未稳定。此时取前一级荷载值作为单桩竖向极限承载力；

(3) 25m 以上非嵌岩桩，荷载-沉降曲线呈缓变型，桩顶总沉降量大于 60～80mm。此时取桩顶总沉降量 $s=40$mm 所对应的荷载值作为单桩竖向极限承载力。

当试桩的极差不超过平均值的 30%时，取平均值作为单桩竖向极限承载力；极差超过 30%时，应增加试桩数量并分析离差过大的原因。

单桩竖向极限承载力确定后，除以安全系数 2，即可得单桩竖向承载力特征值 R_a。

【例 4-1】 如图 4-3 为单桩 Q-s 曲线，确定其竖向承载力特征值。

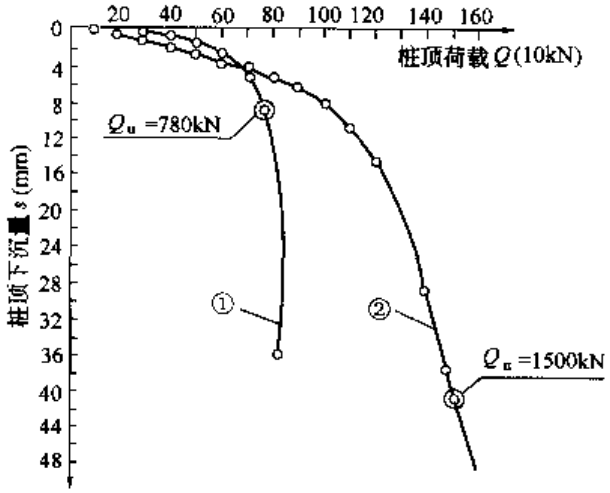


图 4-3 例 4-1 图

解：图中荷载-沉降曲线①有陡降段，故取对应于陡降段起点荷载值作为竖向极限承载力，$Q_u=780$kN，其竖向承载力特征值 $R_a=Q_u/2=390$kN；图中荷载-沉降曲线②没有陡降段，为缓变型，桩顶总沉降量超过 40mm。故取对应于

$s=40mm$ 的荷载值作为竖向极限承载力，$Q_u=1500kN$。其竖向承载力特征值 $R_a=Q_u/2=750kN$。

2.经验公式

在初步设计时，单桩竖向承载力特征值可按下式估算：

$$R_a=q_{pa}A_p+u_p\sum q_{sia}l_i \tag{4-6}$$

式中：R_a——单桩竖向承载力特征值；

q_{pa}、q_{sia}——桩端阻力和桩侧阻力特征值；

A_p——桩端横截面面积；

u_p——桩身周边长度；

l_i——第 i 层土的厚度。

桩端阻力和桩侧阻力特征值应由当地静载荷试验结果统计分析算得。但当缺乏资料时，可按表 4-3，表 4-4 确定桩极限侧阻力和桩极限端阻力，除以 2 后作为桩端阻力和桩侧阻力特征值。

桩极限侧阻力　　表 4-3

土的名称	土的状态	混凝土预制桩	水下钻(冲)孔桩	沉管灌注桩	干作业钻孔桩
填　土		20～28	18～26	15～22	18～26
淤　泥		11～17	10～16	9～13	10～16
淤泥质土		20～28	18～26	15～22	18～26
粘性土	$I_l>1$	21～36	20～34	16～28	20～34
	$0.75<I_l\leqslant1$	36～50	34～48	28～40	34～48
	$0.50<I_l\leqslant0.75$	50～66	48～64	40～52	48～62
	$0.25<I_l\leqslant0.5$	66～82	64～78	52～63	62～76
	$0<I_l\leqslant0.25$	82～91	78～88	63～72	76～86
	$I_l\leqslant0$	91～101	88～98	72～80	86～96
红粘土	$0.7<\alpha\leqslant1$	13～32	12～30	10～25	12～30
	$0.5<\alpha\leqslant0.7$	32～74	30～70	25～68	30～70
粉　土	$e>0.9$	22～44	22～40	16～32	20～40
	$0.75<e\leqslant0.9$	42～64	40～60	32～50	40～60
	$e\leqslant0.75$	64～85	60～80	50～67	60～80
粉细砂	稍　密	22～42	22～40	16～32	20～40
	中　密	42～63	40～60	32～50	40～60
	密　实	63～85	60～80	50～67	60～80
中　砂	中　密	54～74	50～72	42～58	50～70
	密　实	74～95	72～90	58～75	70～90
粗　砂	中　密	74～95	75～95	58～75	70～90
	密　实	95～116	95～116	75～92	90～110
砾　砂	中密、密实	116～138	116～135	92～110	110～130

桩极限端阻力　　表 4-4

土的名称	土的状态 \ 桩型	预制桩入土深度(m)				水下钻(冲)孔桩入土深度(m)			
		$h \leqslant 9$	$9 < h \leqslant 16$	$16 < h \leqslant 30$	$h > 30$	5	10	15	$h > 30$
粘性土	$0.75 < I_L \leqslant 1$	210 ~ 840	630 ~ 1300	1100 ~ 1700	1300 ~ 1900	100 ~ 150	150 ~ 250	250 ~ 300	300 ~ 450
	$0.50 < I_L \leqslant 0.75$	840 ~ 1700	1500 ~ 2100	1900 ~ 2500	2300 ~ 3200	200 ~ 300	350 ~ 450	450 ~ 550	550 ~ 750
	$0.25 < I_L \leqslant 0.5$	1500 ~ 2300	2300 ~ 3000	2700 ~ 3600	3600 ~ 4400	400 ~ 500	700 ~ 800	800 ~ 900	900 ~ 1000
	$0 < I_L \leqslant 0.25$	2500 ~ 3800	3800 ~ 5100	5100 ~ 5900	5900 ~ 6800	750 ~ 850	1000 ~ 1200	1200 ~ 1400	1400 ~ 1600
粉　土	$0.75 < e \leqslant 0.9$	840 ~ 1700	1300 ~ 2100	1900 ~ 2700	2500 ~ 3400	250 ~ 350	300 ~ 500	450 ~ 650	650 ~ 850
	$e \leqslant 0.75$	1500 ~ 2300	2100 ~ 3000	2700 ~ 3600	3600 ~ 4400	550 ~ 800	650 ~ 900	750 ~ 1000	850 ~ 1000
粉　砂	稍　密	800 ~ 1600	1500 ~ 2100	1900 ~ 2500	2100 ~ 3000	200 ~ 400	350 ~ 500	450 ~ 600	600 ~ 700
	中密、密实	1400 ~ 2200	2100 ~ 3000	3000 ~ 3800	3800 ~ 4600	400 ~ 500	700 ~ 800	800 ~ 900	900 ~ 1100
细　砂	中密、密实	2500 ~ 3800	3600 ~ 4800	4400 ~ 5700	5300 ~ 6500	550 ~ 650	900 ~ 1000	1000 ~ 1200	1200 ~ 1500
中　砂		3600 ~ 5100	5100 ~ 6300	6300 ~ 7200	7000 ~ 8000	850 ~ 950	1300 ~ 1400	1600 ~ 1700	1700 ~ 1900
粗　砂		5700 ~ 7400	7400 ~ 8400	8400 ~ 9500	9500 ~ 10300	1400 ~ 1500	2000 ~ 2200	2300 ~ 2400	2300 ~ 2500
砾　砂	中密、密实	6300 ~ 10500				1500 ~ 2500			
角砾、圆砾		7400 ~ 11600				1800 ~ 2800			
碎石、卵石		8400 ~ 12700				2000 ~ 3000			

土的名称	土的状态 \ 桩型	沉管灌注桩入土深度(m)				干作业钻孔桩入土深度(m)		
		$h \leqslant 9$	$9 < h \leqslant 16$	$16 < h \leqslant 30$	$h > 30$	5	10	15
粘性土	$0.75 < I_L \leqslant 1$	400 ~ 600	600 ~ 750	750 ~ 1000	1000 ~ 1400	200 ~ 400	400 ~ 700	700 ~ 900
	$0.50 < I_L \leqslant 0.75$	670 ~ 1100	1200 ~ 1500	1500 ~ 1800	1800 ~ 2000	420 ~ 630	740 ~ 950	950 ~ 1200
	$0.25 < I_L \leqslant 0.5$	1300 ~ 2200	2300 ~ 2700	2700 ~ 3000	3000 ~ 3500	850 ~ 1100	1500 ~ 1700	1700 ~ 1900
	$0 < I_L \leqslant 0.25$	2500 ~ 2900	3500 ~ 3900	4000 ~ 4500	4200 ~ 5000	1600 ~ 1800	2200 ~ 2400	2600 ~ 2800
粉　土	$0.75 < e \leqslant 0.9$	1200 ~ 1600	1600 ~ 1800	1800 ~ 2100	2100 ~ 2600	600 ~ 1000	1000 ~ 1400	1400 ~ 1600
	$e \leqslant 0.75$	1800 ~ 2200	2200 ~ 2500	2500 ~ 3000	3000 ~ 3500	1200 ~ 1700	1400 ~ 1900	1600 ~ 2100
粉　砂	稍　密	800 ~ 1300	1300 ~ 1800	1800 ~ 2000	2000 ~ 2400	500 ~ 900	1000 ~ 1400	1500 ~ 1700
	中密、密实	1300 ~ 1700	1800 ~ 2400	2400 ~ 2800	2800 ~ 3600	850 ~ 1000	1500 ~ 1700	1700 ~ 1900
细　砂	中密、密实	1800 ~ 2200	3000 ~ 3400	3500 ~ 3900	4000 ~ 4900	1200 ~ 1400	1900 ~ 2100	2200 ~ 2400
中　砂		2800 ~ 3200	4400 ~ 5000	5200 ~ 5500	5500 ~ 7000	1800 ~ 2000	2800 ~ 3000	3300 ~ 3500
粗砂		4500 ~ 5000	6700 ~ 7200	7700 ~ 8200	8400 ~ 9000	2900 ~ 3200	4200 ~ 4600	4900 ~ 5200
砾　砂	中密、密实	5000 ~ 8400				3200 ~ 5300		
角砾、圆砾		5900 ~ 9200						
碎石、卵石		6700 ~ 10000						

【例 4-2】 某沉管灌注桩，桩径为 600mm，桩长 10m。穿越厚度 3m，液性指数 $I_L = 0.5$ 的粘性土层，进入密实的中砂层，试确定单桩竖向承载力特征值。

解：由表 4-3 和表 4-4 可以查得桩极限侧阻力和桩极限端阻力：

粘土层：$I_L = 0.5$，桩极限侧阻力为52kPa，取 $q_{sia} = 26kPa$；

中砂层：密实，极限桩侧阻力为58～75kPa，取 $q_{sia} = 35kPa$。

桩端为密实的中砂层，查得极限桩端阻力为4400～5000kPa，取 $q_{pa} = 2500kPa$。故单桩竖向承载力特征值为：

$$\begin{aligned} R_a &= q_{pa}A_p + u_p\sum q_{sia}l_i \\ &= 2500 \times 3.14 \times 0.6^2/4 + 3.14 \times 0.6 \times (26 \times 3 + 35 \times 7) \\ &= 1315.03kPa \end{aligned}$$

3.按桩身强度计算

桩身混凝土强度应满足桩承载力要求。桩身强度按下式计算：

$$Q \leqslant A_p f_c \Psi_c \tag{4-7}$$

式中：f_c——混凝土轴心抗压强度设计值；

Q——对应于荷载效应基本组合时的单桩竖向力设计值；

A_p——桩身截面积；

Ψ_c——工作条件系数，预制桩取0.75，灌注桩取0.6～0.7(水下灌注桩、长桩用小值)。

三、群桩竖向承载力计算

1.群桩的整体竖向承载力计算

(1)单桩竖向承载力特征值累加法

对于端承桩来说，由于桩端刚硬的持力层，桩顶变形一般仅是桩身和持力层的弹性变形。由于桩间土与承台脱离，荷载将全部由桩传递。因此，在端承群桩中，各桩的工作性状与单桩相同，群桩的承载力等于单桩承载力的简单累加。另外，对于条形基础，桩数小于9，且不超过2排时，也可按累加法计算群桩承载力。

(2)群桩效率系数法

对于摩檫群桩，由于每根桩通过桩侧摩阻力将荷载传递到桩周和桩端的土层中。在传递过程中，应力相互干扰，在桩端处应力相互重叠(如图4-4)，使群桩中每根桩的承载力小于单桩。群桩承载力与单桩承载力之和的比值称为群桩效率。群桩效率可近似采用Converse-labarre公式计算，即：

$$\xi = 1 - \frac{\arctan(d/S)}{90°} \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn} \tag{4-8}$$

式中：ξ——群桩效率；

d——桩径；

S——桩间距；

m——桩列数目；

n——一个桩列的桩数。

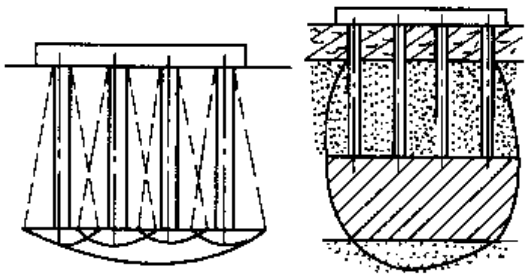


图4-4 群桩的应力重叠

ξ值一般小于1.0，但对于中密砂土中封闭的群桩，当 $S < 5d$ 时，有可能出现 $\xi > 1$ 的特殊

情况。

【例 4-3】 如图 4-5 所示摩擦群桩，桩径 $d = 400\text{mm}$，单桩承载力特征值为 450kN，计算群桩承载力。

解：式(4-8)中，$m = 5$，$n = 5$。则：

$$\xi = 1 - \frac{\arctan(d/S)}{90^\circ} \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn}$$

$$= 1 - \frac{\arctan(400/1000)}{90^\circ} \times \frac{(5-1)\times 5 + (5-1)\times 5}{5\times 5}$$

$$= 0.612$$

故，群桩承载力为：

$$f = \xi n f_a = 0.612 \times 25 \times 450 = 6885\text{kN}$$

目前，群桩效率系数法已不常用。

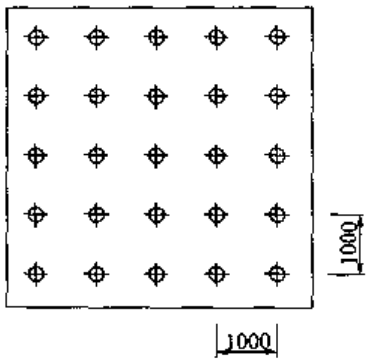


图 4-5 例 4-3 图

(3)实体深基础法

目前，实体深基础法主要有两种计算模式，其一是应力扩散法，其二是等效实体法。如图 4-6，采用应力扩散法计算公式为：

$$\frac{F_k + G_k}{(B + 2h\tan\beta)(D + 2h\tan\beta)} \leqslant f_a \tag{4-9}$$

式中：F_k——上部结构传来的竖向荷载；

G_k——桩承台及其上覆土重量；

B、D——桩外侧所包含的宽度和长度；

h——自承台起至桩端的长度；

β——压力扩散角，一般取内摩檫角的 1/4；

f_a——桩端土层的承载力特征值。

等效实体法的计算简图如图 4-7，其计算公式为：

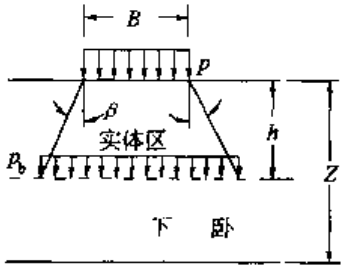


图 4-6 应力扩散法

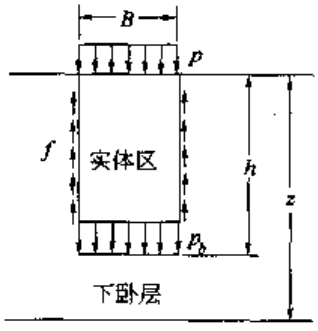


图 4-7 等效实体法

$$\frac{F_k + G_k - 2hf(B + D)}{BD} \leqslant f_a \tag{4-10}$$

式中：F_k——上部结构传来的竖向荷载；

G_k——桩承台及其上覆土重量；

B、D——桩外侧所包含的宽度和长度；

h——自承台起至桩端的长度；

f_a——桩端土层的承载力特征值；

f——群桩周边的摩阻力，可取土层的平均不排水抗剪强度 τ_u。

对于桩侧为中压缩层，桩端为中低压缩层一般采用应力扩散法；桩侧为高压缩层，桩端为低压缩层可采用等效实体法，并不考虑桩间土的摩擦作用；对于桩侧、桩端均为高及中压缩性土层，也可采用等效实体法，但必须考虑桩间土的摩擦作用。

2.承载力校核

桩基一般为群桩，在轴心竖向力的作用下，群桩中单桩所受竖向力按下式计算：

$$Q_k \leqslant R_a \tag{4-11}$$

$$Q_k = \frac{F_k + G_k}{n} \tag{4-12}$$

在偏心竖向力作用下时，除满足式(4-11)外，还必须满足下式：

$$Q_{ik\,max} \leqslant 1.2R_a \tag{4-13}$$

$$Q_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} \tag{4-14}$$

式中：F_k——对应于荷载效应标准组合时，承台顶面的竖向力；

G_k——桩基承台自重及承台上土自重标准值；

Q_k——对应于荷载效应标准组合时，轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力；

n——桩数；

Q_{ik}——对应于荷载效应标准组合时，偏心竖向力作用下第 i 根桩的竖向力；

M_{xk}，M_{yk}——对应于荷载效应标准组合时，作用于承台底面通过桩群形心的 x、y 轴力矩；

x_i、y_i——第 i 根桩至桩群形心的 y、x 轴线的距离；

R_a——单桩竖向承载力特征值。

当桩端平面下存在软弱下卧层时，应进行下卧层承载力验算。

【例 4-4】 某二级建筑桩基，作用在基础顶面的荷载标准值为：$F_k = 2800\text{kN}$，$M_k = 210\text{kN·m}$(作用于长边方向)。采用截面为 350mm × 350mm 的预制混凝土方桩，桩长 12m，单桩竖向承载力特征值为 $R_a = 500\text{kN}$。承台平面尺寸为 2.8m × 1.75m，承台埋深 1.3m。地质条件为承台下 10.5m 为灰色亚粘土，$\gamma_1 = 18.9\text{kN/m}^3$，桩端持力层为灰黄色亚粘土，$\gamma_1 = 19.6\text{kN/m}^3$，承载力特征值为 220MPa。地下水位于承台下，承台上土的 $\gamma_0 = 16\text{kN/m}^3$。验算单桩承载力和群桩承载力。

解：(1)群桩中的单桩校核

取承台及上覆土平均重度为 $\gamma_G = 20\text{kN/m}^3$，则桩顶平均竖向力为：

$$Q_k = \frac{F_k + G_k}{n} = \frac{2800 + 20 \times 2.8 \times 1.75 \times 1.3}{6} = 487.9\text{kN} < 500\text{kN}$$

$$Q_{ik}=\frac{F_k+G_k}{n}\pm\frac{M_{yk}x_i}{\sum x_i^2}=487.9\pm\frac{210\times1.05}{4\times1.05^2}=487.9\pm50=\begin{cases}537.9<1.2R_a=600\\437.9>0\end{cases}$$

满足要求。

(2)群桩承载力校核

按应力扩散法计算,取土层内摩擦角为20°,则扩散角为20°/4=5°。边桩外侧尺寸为2.45m×1.4m,则桩端应力面的长宽分别为:

$$D_1=2.45+2\times12\times\tan5°=4.55\text{m}$$

$$B_1=1.4+2\times12\times\tan5°=3.5\text{m}$$

实体基础埋深范围内土的平均重度为:

$$\gamma_p=\frac{16\times1.3+(18.9-10)\times10.5+(19.6-10)\times1.5}{1.3+12}=9.67\text{kN/m}^3$$

灰黄色粘性土的承载力特征值按下式修正:

$$\begin{aligned}f_a&=f_{ak}+\eta_b\gamma(b-3)+\eta_d\gamma_m(d-0.5)\\&=220+0.3\times9.6\times(3.5-3)+1.6\times9.67\times(12-0.5)\\&=399.37\text{kN/m}^2\end{aligned}$$

地下水位在承台底面处,取承台及上覆土平均重度为$\gamma_G=20\text{kN/m}^3$,地下水位以下取$\gamma_p=9.67\text{kN/m}^3$,则实体的自重为:

$$G_k=4.55\times3.5\times(20\times1.3+9.67\times12)=2261.99\text{kN}$$

当底面按轴心受压时:

$$\frac{F_k+G_k}{B_1D_1}=\frac{2800+2261.99}{4.55\times3.5}=317.9<399.37$$

满足要求。

第二节　水平荷载作用下桩基础的承载力

一、水平荷载作用下单桩的荷载传递

如图4-8,桩在主截面平面内受有水平力H_0和力矩M_0的作用,桩身受有水平分布荷载$\bar{q}(z)$的作用。

在荷载的作用下,桩身产生挠曲,在地基中产生了连续分布的反力。假定桩上任意一点的反力为深度z和该点挠度x的函数,表示为$\bar{p}(z,x)$。如图4-9,取微分单元$\mathrm{d}z$,考虑单元平衡,则:

$$(S+\mathrm{d}S)-S-\bar{p}(z,x)\mathrm{d}z+\bar{q}(z)\mathrm{d}z=0 \tag{4-15}$$

整理得:

$$\frac{\mathrm{d}S}{\mathrm{d}z}=\bar{p}(z,x)-\bar{q}(z) \tag{4-16}$$

由于$S=\mathrm{d}M/\mathrm{d}z$,故:

$$\frac{d^2M}{dZ^2} = \bar{p}(z,x) - \bar{q}(z) \tag{4-17}$$

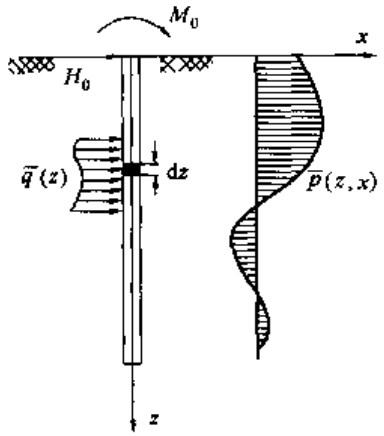


图 4-8 水平荷载作用下的桩

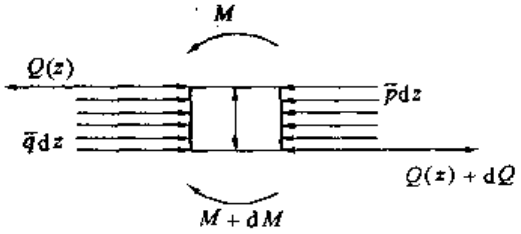


图 4-9 微分单元 dz 的力的平衡

由于 d^2x/d^2z 与 M 的方向相反，故：

$$EI\frac{d^2x}{dz^2} = -M \tag{4-18}$$

将式(4-18)代入式(4-17)，可得水平荷载作用下桩的挠度曲线微分方程：

$$EI\frac{d^4x}{dz^4} = -\bar{p}(z,x) + \bar{q}(z) \tag{4-19}$$

一般取 $\bar{q}(z)=0$，则式(4-19)变为：

$$EI\frac{d^4x}{dz^4} = -\bar{p}(z,x) \tag{4-20}$$

二、单桩水平承载力的计算

1.单桩水平承载力特征值的确定

单桩水平力特征值取决于桩的材料强度、截面刚度、入土深度、土质条件、桩顶水平位移允许值和桩顶嵌固情况。应通过现场载荷试验确定。带承台桩基水平载荷试验采用慢速维持载荷法，试验加荷分级不应小于 8 级，每级加载量宜为预估极限荷载的 1/10～1/15。当出现以下情况之一时停止加荷：

(1)桩身断裂；

(2)桩顶位移超过 30～40mm，软土取大值。

卸载按 2 倍加荷等级逐级卸载，30min 卸一级，并于卸载前读取位移。

根据试验数据整理荷载位移 H_0-X_0 曲线和荷载位移梯度 H_0-($\Delta X_0/\Delta H_0$)曲线。取 H_0-($\Delta X_0/\Delta H_0$)曲线的第一拐点为临界荷载 H_{cr}，第二拐点或 H_0-X_0 曲线的陡降起点为极限荷载 H_u。

单桩水平极限承载力确定后，除以安全系数 2，即可得单桩水平承载力特征值 R_{Ha}，或者取临界荷载作为单桩水平承载力特征值 R_{Ha}。

【例 4-5】 如图 4-10a)荷载位移 H_0-T-X_0 曲线，确定单桩水平承载力特征值 R_{Ha}。

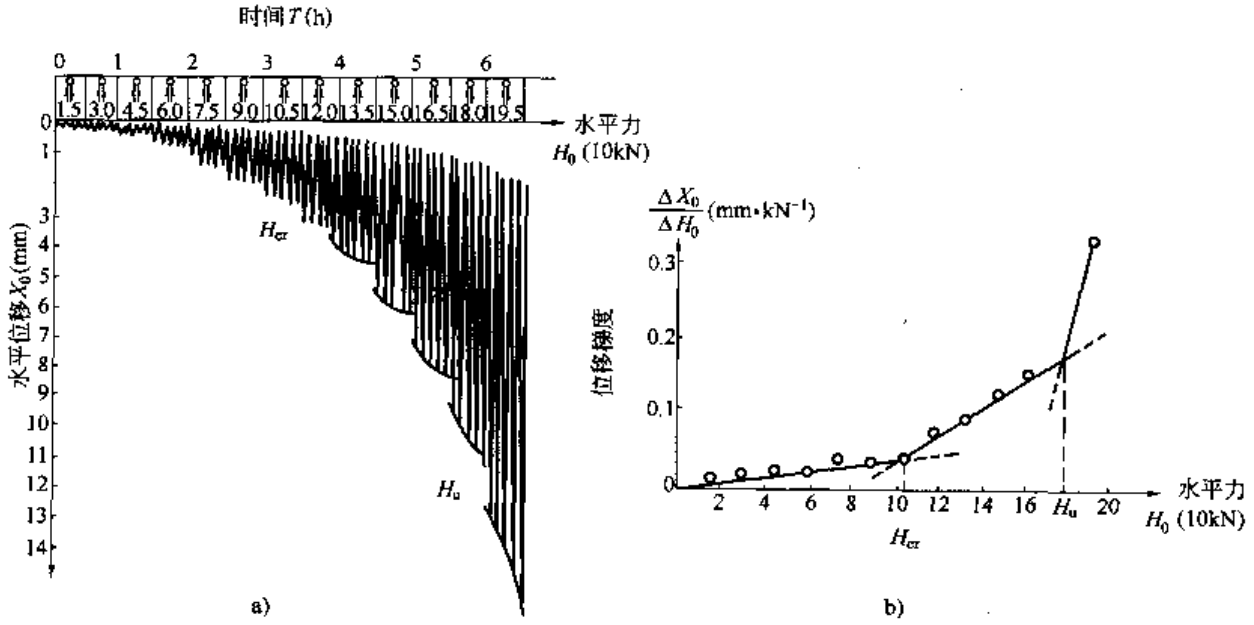


图 4-10　例 4-5 图

a)H_0-T-X_0 曲线；b)H_0-($\Delta X_0/\Delta H_0$)曲线

解：根据荷载位移 H_0-T-X_0 曲线，绘制 H_0-($\Delta X_0/\Delta H_0$)曲线，如图 4-10b)。取 H_0-($\Delta X_0/\Delta H_0$)曲线的第一拐点作为临界荷载 $H_{cr}=104\text{kN}$，第二拐点即 H_0-X_0 曲线的陡降起点为极限荷载 $H_u=180\text{kN}$。

由于 $H_{cr}=104\text{kN}>H_u/2=90\text{kN}$，为了安全，取 $R_{Ha}=90\text{kN}$。

2.单桩水平承载力计算

根据单桩水平荷载传递机理，分析水平受力桩的方法很多，主要有极限地基反力法(Rase，1936；Engel－物部，1952)、弹性地基反力法(张有龄，1937；Rowe，1956)和复合地基反力法(竹下，1962；Broms，1964)。弹性地基反力法是一种应用梁的弯曲理论求桩水平抗力的一种方法，在实际中应用广泛。

假设土的水平反力与桩挠度的 n 次方成比例，即：

$$p(z,x)=K(z)x^n=kz^m x^n \tag{4-21}$$

式中：k——比例系数，由土的弹性决定，其单位与 m、n 有关；

z——计算点的深度；

x——计算点的挠度；

$K(z)$——地基水平抗力系数；

$p(z,x)$——桩单位面积上的反力，$p(z,x)=\overline{p}(z,x)/b_0$，$b_0$ 桩宽。

当 $n=1$ 时为线弹性地基反力法；$n\neq1$ 时为非线形地基反力法。在我国，线弹性地基反力法较为常用。即：

$$p(z,x)=K(z)x=kz^m x \tag{4-22}$$

根据 m 值的取值不同，主要有常数法、“m”法和“c”法等。

(1)常数法 $m=0$，即地基水平抗力系数沿深度均匀分布；

(2)“m”法 $m=1$，地基反力系数沿深度线形增加；

(3)“c”法 $m=0.5$,地基反力系数沿深度呈抛物线增加。

在我国,“m”法应用广泛,因为当桩的水平位移较大时,计算结果较为接近实际,此时:

$$p(z,x) = K(z)x = kzx \tag{4-23}$$

所以:

$$\overline{p}(z,x) = K(z)xb_0 = kzxb_0 \tag{4-24}$$

将式(4-24)代入式(4-20),得:

$$EI\frac{d^4x}{dz^4} = -\overline{p}(z,x) = -kzxb_0 \tag{4-25}$$

“m”法中,令 $k=m$,则上式变为:

$$\frac{d^4x}{dz^4} + \frac{mzxb_0}{EI} = 0 \tag{4-26}$$

上式中,如果令:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} \tag{4-27}$$

则:

$$\frac{d^4x}{dz^4} + \alpha^5 zx = 0 \tag{4-28}$$

式(4-28)的解法很多,主要有幂级数法、差分近似法、量纲分析法和反力积分法等。工程上常用的是幂级数法,其解为:

位移:
$$x = \frac{H_0}{\alpha^3 EI}A_x + \frac{M_0}{\alpha^2 EI}B_x \tag{4-29}$$

剪力:
$$Q_z = H_0 A_Q + \alpha M_0 B_Q \tag{4-30}$$

弯矩:
$$M_z = \frac{H_0}{\alpha}A_M + M_0 B_M \tag{4-31}$$

式中:A_x,B_x,A_Q,B_Q,A_M,B_M——无量纲影响系数,查表4-5。

长桩的内力和挠度计算系数 表4-5

$\overline{z}=\alpha z$	A_x	B_x	A_Q	B_Q	A_M	B_M
0.0	2.4407	1.6210	1.0000	0.0000	0.0000	1.0000
0.1	2.2787	1.4509	0.9883	-0.0075	0.0996	0.9997
0.2	2.1187	1.2909	0.9555	-0.0280	0.1970	0.9981
0.3	1.9588	1.1408	0.9047	-0.0582	0.2901	0.9938
0.4	1.8027	1.0006	0.8390	-0.0955	0.3774	0.9862
0.5	1.6504	0.8704	0.7615	-0.1375	0.4575	0.9746
0.6	1.5027	0.7498	0.6749	-0.1819	0.5294	0.9586
0.7	1.3602	0.6389	0.5820	-0.2296	0.5923	0.9382
0.8	1.2237	0.5373	0.4852	-0.2709	0.6456	0.9132
0.9	1.0936	0.4448	0.3869	-0.3215	0.6893	0.8841

续上表

$\bar{z}=\alpha z$	A_x	B_x	A_Q	B_Q	A_M	B_M
1.0	0.9704	0.3612	0.2890	-0.3506	0.7231	0.8509
1.2	0.7459	0.2191	0.1015	-0.4134	0.7618	0.7742
1.4	0.5518	0.1079	-0.0659	-0.4549	0.7650	0.6869
1.6	0.3881	0.0242	-0.2056	-0.4738	0.7373	0.5937
1.8	0.2593	-0.0357	-0.3135	-0.4710	0.6849	0.4989
2.0	0.1470	-0.0757	-0.3884	-0.4491	0.6141	0.4066
3.0	-0.0874	-0.0947	-0.3607	-0.1905	0.1931	0.0760
4.0	-0.1079	-0.0149	0.0000	-0.0005	0.0001	0.0001

图 4-11 给出了单桩在水平荷载作用下的内力和挠度曲线。

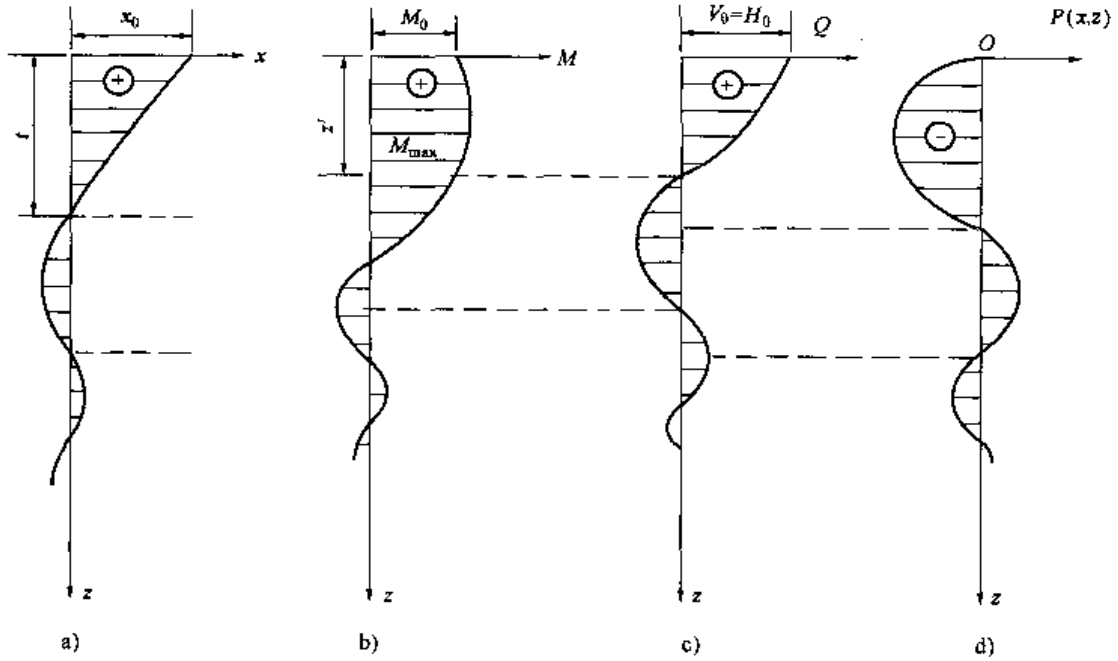


图 4-11 单桩在水平荷载作用下的内力和挠度曲线

a)挠度;b)弯矩;c)剪力;d)水平抗力

3."m"法的计算参数

(1)计算宽度 b_0

桩的截面形状对水平抗力有影响,由于计算中简化为平面受力,所以对桩的宽度进行修正,见表 4-6。

计 算 宽 度 b_0 表 4-6

截 面 形 状	实际宽度 b	计算宽度 b_0
矩形	$b\geqslant 1.0$m	$b_0=b+1$
	$b<1.0$m	$b_0=1.5b+0.5$
圆形	$b\geqslant 1.0$m	$b_0=0.9(d+1)$
	$b<1.0$m	$b_0=0.9(1.5d+0.5)$

(2)比例系数 m

应根据试验结果采用计算公式确定,当无试验资料时,按表 4-7 确定。

比 例 系 数 m 表 4-7

序 号	地 基 土 类 别	预制桩、钢桩		灌 注 桩	
		m ($MN \cdot m^{-4}$)	相应单桩在地面处水平位移(mm)	m ($MN \cdot m^{-4}$)	相应单桩在地面处水平位移(mm)
1	淤泥,淤泥质土,饱和湿陷性黄土	2~4.5	10	2.5~6	6~12
2	流塑($I_L > 1$)、软塑($0.75 < I_L \leqslant 1$)状粘性土、$e > 0.9$ 粉土,松散粉细砂,松散、稍密填土	4.5~6.0	10	6~14	4~8
3	可塑($0.25 < I_L \leqslant 0.75$)状粘性土、$e = 0.7 \sim 0.9$ 粉土,湿陷性黄土、中密坝土,稍密细砂	6.0~10	10	14~35	3~6
4	硬塑($0 < I_L \leqslant 0.25$)、坚硬($I_L < 0$)状粘性土、湿陷性黄土,$e < 0.75$ 粉土,中密的中粗砂、密实老填土	10~22	10	35~100	2~5
5	中密、密实的砾砂,碎石类土			100~300	1.5~3

注:①当桩顶竖向位移大于表列数值或当灌注桩配筋率较高(≥0.65%)时,m 值应适当降低;当预制桩的横向位移小于10mm时,m 值可适当提高;

②当横向荷载为长期或经常出现的荷载时,应将表列数值乘以 0.4 降低采用;

(3)桩身最大弯矩及位置

根据 $C_d = \dfrac{\alpha M_0}{H_0}$,查表 4-8 可得换算深度 $\bar{z}$,则最大弯矩的截面位置为:

$$z_0 = \bar{z}/\alpha \tag{4-32}$$

由 $\bar{z}$ 可查表 4-8,得最大弯矩系数 C_m。

最大弯矩的截面位置和最大弯矩系数 表 4-8

$\bar{z}$	C_d	C_m	$\bar{z}$	C_d	C_m
0.0	∞	1.000	0.3	15.544	1.012
0.1	131.252	1.001	0.4	8.781	1.029
0.2	34.186	1.004	0.5	5.539	1.057

续上表

$\bar{z}$	C_d	C_m	$\bar{z}$	C_d	C_m
0.6	3.710	1.101	1.7	-0.555	-0.740
0.7	2.566	1.169	1.8	-0.665	-0.530
0.8	1.791	1.274	1.9	-0.768	-0.396
0.9	1.238	1.441	2.0	-0.865	-0.304
1.0	0.824	1.728	2.2	-1.048	-0.187
1.1	0.503	2.299	2.4	-1.230	-0.118
1.2	0.246	3.876	2.6	-1.420	-0.074
1.3	0.034	23.438	2.8	-1.635	-0.045
1.4	-0.145	-4.596	3.0	-1.893	-0.026
1.5	-0.299	-1.876	3.5	-2.994	-0.003
1.6	-0.434	-1.128	4.0	-0.045	0.011

当桩身入土深度超过 $4.0/\alpha$ 时，桩的内力和挠度已经很小，可以忽略不计，桩身按构造配筋即可。

【例 4-6】 如图 4-12，一桩径为 400mm 的预制混凝土圆桩，桩周为松散粉砂土，桩身混凝土强度等级为 C15。单桩水平承载力特征值为 160kN。计算桩身最大弯矩及其位置并验算水平承载力。

解：查表 4-7，对应预制混凝土桩，桩周为松散粉砂土的 m 值为 4.5～6.0MN/m^4，取 $m = 5.2\text{MN/m}^4$。计算桩身抗弯刚度 EI 时，对于钢筋混凝土桩其弹性模量可取为桩身混凝土的 0.8 倍。C15 混凝土的 $E_c = 2.2 \times 10^7\text{kN/m}^2$，则：

$$E = 0.8E_c = 1.76 \times 10^7\text{kN/m}^2$$

对于圆形截面桩：

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = 1.26 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

则：$$EI = 2.22 \times 10^4\text{kN} \cdot \text{m}^2$$

对于 $d < 1.0\text{m}$ 圆形截面桩，其计算宽度为：

$$b_0 = 0.9(1.5d + 0.5) = 0.9 \times (1.5 \times 0.4 + 0.5) = 0.99\text{m}$$

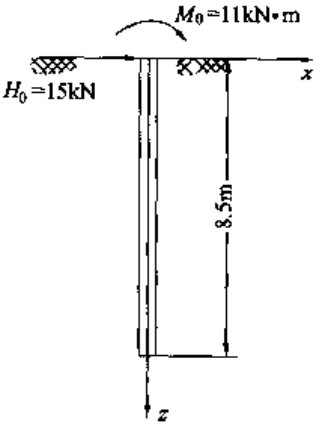


图 4-12 例 4-6 图

因此，$\alpha = \sqrt[5]{\dfrac{mb_0}{EI}} = \sqrt[5]{\dfrac{5.2 \times 10^3 \times 0.99}{2.22 \times 10^4}} = 0.747$，则 $C_d = \dfrac{\alpha M_0}{H_0} = \dfrac{0.747 \times 11}{15} = 0.548$。

根据 $C_d = 0.548$ 查表 4-8，得 $C_m = 2.219$，$\bar{z} = 1.086$。则对应最大弯矩的截面位置在：

$$z_0 = \bar{z}/\alpha = 1.086/0.747 = 1.454\text{m}$$

此处的弯矩为：

$$M = C_m M_0 = 2.219 \times 11 = 24.41\text{kN} \cdot \text{m}$$

由于 $H_0 = 15\text{kN} < R_{Ha}$，故满足要求。

三、群桩水平承载力计算

由于对水平力作用下群桩效应研究不足，桩基的水平承载力一般视为各单桩的水平承载

力之和。即群桩中的单桩受力按下式计算：

$$H_{ik} = \frac{H_k}{n} \tag{4-33}$$

式中：H_k——对应于荷载效应标准组合时，作用于承台底面的水平力；

H_{ik}——对应于荷载效应标准组合时，作用于任一单桩的水平力；

n——桩数。

作用于任一单桩的水平力应满足下式：

$$H_{ik} \leqslant R_{Ha} \tag{4-34}$$

式中：R_{Ha}——单桩水平承载力特征值。

第三节 桩基础的沉降

对于地质条件不复杂、荷载均匀及对沉降无特殊要求的端承桩基可不进行沉降验算。但对于基础设计为甲级的建筑物桩基和摩擦型桩基以及体形复杂、荷载不均匀或桩端以下存在软弱土层的乙级建筑物桩基则应进行沉降验算。沉降不得超过建筑物沉降允许值，且满足《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)建筑物地基允许变形值的要求。对于存在软弱下卧层，应进行验算。

桩基沉降计算主要有两种方法，即采用明德林应力公式的沉降计算和实体深基础分层总和法沉降计算。

一、明德林应力公式

如图 4-13，单桩在竖向荷载的准永久组合作用下的附加荷载，由桩端阻力 Q_p 和桩侧摩阻力 Q_s 共同承担。设桩端阻力 Q_p 为集中力，且 $Q_p = \alpha Q$，其中 α 为桩端阻力比。设桩侧阻力 Q_s 由沿桩身均匀分布和沿桩身线形增长分布两种形式组成，其值分别为 βQ 和 $(1-\alpha-\beta)Q$。

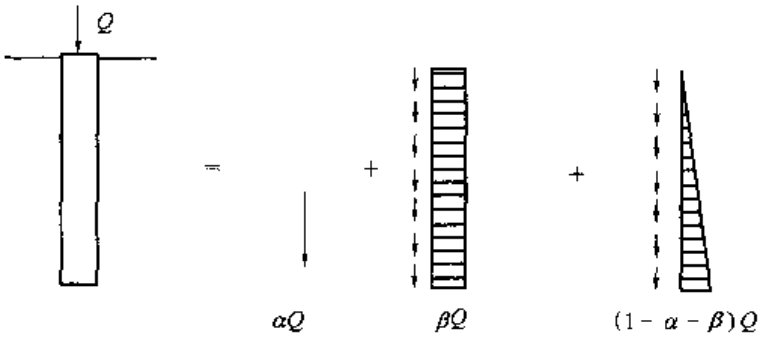


图 4-13 单桩荷载分担

现采用明德林应力公式计算地基中的某点的竖向附加应力，可将各根桩在该点所产生的附加应力，逐根叠加按下式计算：

$$\sigma_{j,i}=\sum_{k=1}^{n}(\sigma_{sp,k}+\sigma_{ss,k}) \tag{4-35}$$

式中：$\sigma_{sp,k}$——第 k 根桩端阻力在深度 z 处产生的应力，按下式计算：

$$\sigma_{sp,k}=\frac{\alpha Q}{l^2}I_{p,k} \tag{4-36}$$

$\sigma_{ss,k}$——第 k 根桩摩阻力在深度 z 处产生的应力，按下式计算：

$$\sigma_{ss,k}=\frac{Q}{l^2}[\beta I_{s1,k}+(1-\alpha-\beta)I_{s2,k}] \tag{4-37}$$

其中：　l——桩长；

I_p，I_{s1}，I_{s2}——应力影响系数，按式(4-38)、(4-39)、(4-40)计算。

$$\begin{aligned}I_p=&\frac{1}{8\pi(1-\nu)}\left\{\frac{(1-2\nu)(m-1)}{A^3}-\frac{(1-2\nu)(m-1)}{B^3}+\frac{3(m-1)^3}{A^5}\right.\\&\left.+\frac{3(3-4\nu)m(m+1)^2-3(m+1)(5m-1)}{B^5}+\frac{30m(m+1)^3}{B^7}\right\}\end{aligned} \tag{4-38}$$

$$\begin{aligned}I_{s1}=&\frac{1}{8\pi(1-\nu)}\left\{\frac{2(2-\nu)}{A}-\frac{2(2-\nu)+2(1-2\nu)(m^2/n^2+m/n^2)}{B}\right.\\&+\frac{(1-2\nu)2m^2/n^2}{F}-\frac{n^2}{A^3}-\frac{4m^2-4(1+\nu)m^4/n^2}{F^3}\\&-\frac{4m(1+\nu)(m+1)(m/n+1/n)^2-(4m^2+n^2)}{B^3}\\&\left.+\frac{6m^2(m^4-n^4)/n^2}{F^5}-\frac{6m[mn^2-(m+1)^5/n^2]}{B^5}\right\}\end{aligned} \tag{4-39}$$

$$\begin{aligned}I_{s2}=&\frac{1}{4\pi(1-\nu)}\left\{\frac{2(2-\nu)}{A}-\frac{2(2-\nu)(4m+1)-2(1-2\nu)(1+m)m^2/n^2}{B}\right.\\&-\frac{2(1-\nu)m^3/n^2-8(2-\nu)m}{F}-\frac{mn^2+(m-1)^3}{A^3}\\&-\frac{4\nu n^2m+4m^3-15n^2m-2(5+2\nu)(m/n)^2(m+1)^3+(m+1)^3}{B^3}\\&-\frac{2(7-2\nu)mn^2-6m^3+2(5+2\nu)(m/n)^2m^3}{F^3}\\&-\frac{6mn^2(n^2-m^2)+12(m/n)^2(m+1)^5}{B^5}+\frac{12(m/n)^2m^5+6mn^2(n^2-m^2)}{F^5}\\&\left.+2(2-\nu)\ln\left(\frac{A+m-1}{F+m}\times\frac{B+m+1}{F+m}\right)\right\}\end{aligned} \tag{4-40}$$

式中：$A^2=n^2+(m-1)^2$；

$B^2=n^2+(m+1)^2$；

$F^2=n^2+m^2$；

$n=r/l$；

$m=z/l$；

ν——地基土的泊松比；

r——计算点离桩身轴线的水平距离；

z——计算点离承台底面的竖向距离。

计算求得明德林应力公式解后，根据单向压缩分层总和法计算桩基础沉降，即：

$$s = \Psi_p \frac{Q}{l^2} \sum_{j=1}^{m} \sum_{i=1}^{n_j} \frac{\Delta h_{j,i}}{E_{sj,i}} \sum_{k=1}^{n} [\alpha I_{p,k} + (1-\alpha-\beta) I_{\sigma,k}] \tag{4-41}$$

式中：s——桩基最终沉降量；

m——桩端平面以下压缩层范围内的土层数；

$E_{sj,i}$——桩端平面下第 j 层土第 i 个分层在自重应力至自重应力加附加应力作用段的压缩模量；

n_j——桩端平面下第 j 层土的计算分层数；

$\Delta h_{j,i}$——桩端平面下第 j 层土的第 i 个分层厚度；

Ψ_p——沉降计算经验系数。

对于一般摩擦桩来说，桩侧摩阻力可假定全部沿桩身线形增长，则式(4-41)中 $\beta=0$。式中的沉降经验系数 Ψ_p 应根据实测资料统计取得。

利用明德林应力公式计算桩基沉降较为复杂，一般采用查表的计算方式。表 4-9、表 4-10 和表 4-11 给出了应力影响系数表。

集中荷载的应力系数表 表 4-9

ν	m \ n	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
0.2	1.0		0.0960	0.0936	0.0897	0.0846	0.0785	0.0614	0.0448	0.0208	0.0089
	1.1	17.9689	3.7753	0.6188	0.2238	0.1332	0.0999	0.0659	0.0467	0.0222	0.0099
	1.2	4.5510	2.7458	1.0005	0.3987	0.2056	0.1325	0.0724	0.0490	0.0236	0.0110
	1.3	2.0609	1.6287	0.9233	0.4798	0.2672	0.1681	0.0811	0.0520	0.0249	0.0119
	1.4	1.1858	1.0382	0.7330	0.4652	0.2926	0.1930	0.0905	0.0555	0.0263	0.0129
	1.5	0.7782	0.7153	0.5682	0.4114	0.2875	0.2025	0.0985	0.0592	0.0277	0.0138
	1.6	0.5548	0.5238	0.4457	0.3518	0.2664	0.1997	0.1038	0.0625	0.0290	0.0147
	1.7	0.4188	0.4018	0.3569	0.2984	0.2399	0.1893	0.1061	0.0651	0.0303	0.0156
	1.8	0.3294	0.3193	0.2918	0.2539	0.2133	0.1755	0.1057	0.0668	0.0315	0.0164
	1.9	0.2673	0.2609	0.2431	0.2177	0.1890	0.1606	0.1033	0.0675	0.0325	0.0172
	2.0	0.2222	0.2180	0.2060	0.1883	0.1676	0.1462	0.0995	0.0673	0.0334	0.0179
0.3	1.0		0.1013	0.0986	0.0944	0.0889	0.0824	0.0641	0.0463	0.0209	0.0087
	1.1	19.3926	3.9054	0.5978	0.2133	0.1287	0.0986	0.0668	0.0475	0.0222	0.0097
	1.2	4.9099	2.9275	1.0358	0.4001	0.2027	0.1303	0.0722	0.0493	0.0235	0.0106
	1.3	2.2222	1.7467	0.9757	0.4970	0.2717	0.1687	0.0808	0.0519	0.0247	0.0116
	1.4	1.2777	1.1152	0.7805	0.4891	0.3032	0.1974	0.0908	0.0555	0.0260	0.0125
	1.5	0.8377	0.7686	0.6070	0.4356	0.3012	0.2098	0.0999	0.0594	0.0274	0.0134
	1.6	0.5968	0.5626	0.4768	0.3738	0.2809	0.2086	0.1063	0.0631	0.0288	0.0143
	1.7	0.4500	0.4312	0.3819	0.3177	0.2538	0.1988	0.1094	0.0661	0.0302	0.0152
	1.8	0.3536	0.3424	0.3122	0.2706	0.2262	0.1849	0.1096	0.0682	0.0315	0.0161
	1.9	0.2866	0.2795	0.2600	0.2321	0.2006	0.1697	0.1076	0.0693	0.0326	0.0169
	2.0	0.2380	0.2333	0.2201	0.2007	0.1780	0.1547	0.1039	0.0694	0.0336	0.0177

续上表

ν	m \ n	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
0.4	1.0		0.1083	0.1054	0.1008	0.0947	0.0876	0.0676	0.0483	0.0212	0.0083
	1.1	21.2910	4.0788	0.5699	0.1970	0.1228	0.0970	0.0680	0.0486	0.0223	0.0093
	1.2	5.3884	3.1699	1.0829	0.4820	0.1989	0.1274	0.0720	0.0496	0.0233	0.0102
	1.3	2.4373	1.9040	1.0455	0.5200	0.2776	0.1695	0.0804	0.0519	0.0244	0.0111
	1.4	1.4002	1.2179	0.8438	0.5208	0.3173	0.2032	0.0913	0.0554	0.0256	0.0120
	1.5	0.9172	0.8395	0.6587	0.4678	0.3194	0.2196	0.1017	0.0596	0.0270	0.0129
	1.6	0.6527	0.6143	0.5181	0.4033	0.3001	0.2205	0.1095	0.0638	0.0284	0.0138
	1.7	0.4915	0.4705	0.4152	0.3435	0.2724	0.2116	0.1138	0.0675	0.0300	0.0147
	1.8	0.3858	0.3732	0.3393	0.2929	0.2433	0.1976	0.1148	0.0701	0.0314	0.0156
	1.9	0.3123	0.3044	0.2825	0.2512	0.2161	0.1818	0.1133	0.0717	0.0328	0.0166
	2.0	0.2590	0.2537	0.2390	0.2173	0.1919	0.1659	0.1098	0.0722	0.0340	0.0174

摩阻力均匀分布应力系数表 表 4-10

ν	m \ n	0.0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.15	0.20	0.50	1.0	2.0
0.2	1.0		6.4703	3.2374	2.1595	1.6202	1.2962	0.8630	0.6445	0.2300	0.0690	0.0081
	1.1	1.7781	1.7342	1.5944	1.4178	1.2418	1.0850	0.7953	0.6138	0.2283	0.0730	0.0096
	1.2	0.9015	0.8789	0.8576	0.8269	0.7882	0.7446	0.6317	0.5307	0.2231	0.0759	0.0111
	1.3	0.5968	0.5799	0.5725	0.5629	0.5500	0.5340	0.4867	0.4355	0.2138	0.0779	0.0125
	1.4	0.4569	0.4288	0.4241	0.4201	0.4142	0.4068	0.3838	0.3562	0.2010	0.0789	0.0139
	1.5	0.3482	0.3359	0.3334	0.3313	0.3282	0.3242	0.3113	0.2952	0.1862	0.0790	0.0152
	1.6	0.2922	0.2726	0.2716	0.2707	0.2689	0.2666	0.2598	0.2487	0.1708	0.0784	0.0165
	1.7	0.2518	0.2304	0.2287	0.2274	0.2261	0.2247	0.2195	0.2127	0.1559	0.0770	0.0175
	1.8	0.1772	0.1953	0.1949	0.1942	0.1936	0.1925	0.1891	0.1844	0.1420	0.0750	0.0185
	1.9	0.0648	0.1702	0.1698	0.1687	0.1682	0.1675	0.1650	0.1616	0.1293	0.0727	0.0193
	2.0	0.1461	0.1482	0.1486	0.1480	0.1478	0.1473	0.1455	0.1429	0.1180	0.0700	0.0201
0.3	1.0		6.8149	3.4044	2.2673	1.6983	1.3567	0.8998	0.6995	0.2346	0.0686	0.0076
	1.1	1.9219	1.8611	1.7072	1.5134	1.3211	1.1503	0.8868	0.6419	0.2335	0.0728	0.0091
	1.2	0.9699	0.9403	0.9166	0.8825	0.8400	0.7922	0.6688	0.5588	0.2292	0.0760	0.0105
	1.3	0.6430	0.6188	0.6099	0.5992	0.5850	0.5675	0.5157	0.4597	0.2207	0.0782	0.0120
	1.4	0.4867	0.4558	0.4507	0.4461	0.4396	0.4316	0.4063	0.3761	0.2082	0.0796	0.0134
	1.5	0.3766	0.3561	0.3533	0.3510	0.3476	0.3432	0.3291	0.3115	0.1934	0.0800	0.0148
	1.6	0.3339	0.2895	0.2878	0.2863	0.2843	0.2817	0.2732	0.2621	0.1777	0.0796	0.0160
	1.7	0.2664	0.2438	0.2414	0.2399	0.2384	0.2368	0.2313	0.2239	0.1623	0.0784	0.0172
	1.8	0.2025	0.2065	0.2054	0.2044	0.2038	0.2026	0.1989	0.1938	0.1479	0.0766	0.0182
	1.9	0.1847	0.1794	0.1785	0.1777	0.1768	0.1760	0.1733	0.1696	0.1347	0.0744	0.0191
	2.0	0.1634	0.1565	0.1561	0.1556	0.1551	0.1545	0.1525	0.1498	0.1229	0.0718	0.0199

续上表

ν	n / m	0.0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.15	0.20	0.50	1.0	2.0
0.4	1.0		7.2744	3.6270	2.4110	1.8026	1.4373	0.9488	0.7029	0.2407	0.0681	0.0069
	1.1	2.0931	2.0296	1.8574	1.6409	1.4266	1.2372	0.8921	0.6794	0.2404	0.0725	0.0083
	1.2	1.0486	1.0209	0.9947	0.9567	0.9091	0.8556	0.7181	0.5964	0.2373	0.0760	0.0098
	1.3	0.6922	0.6694	0.6598	0.6476	0.6318	0.6122	0.5543	0.4921	0.2298	0.0787	0.0113
	1.4	0.5347	0.4922	0.4860	0.4807	0.4735	0.4645	0.4362	0.4026	0.2178	0.0805	0.0128
	1.5	0.4020	0.3823	0.3798	0.3771	0.3734	0.3684	0.3527	0.3332	0.2029	0.0813	0.0142
	1.6	0.3440	0.3096	0.3083	0.3068	0.3045	0.3017	0.2922	0.2800	0.1868	0.0812	0.0155
	1.7	0.2943	0.2606	0.2580	0.2564	0.2549	0.2531	0.2469	0.2387	0.1708	0.0803	0.0167
	1.8	0.2114	0.2207	0.2189	0.2181	0.2174	0.2161	0.2119	0.2063	0.1558	0.0787	0.0178
	1.9	0.1782	0.1907	0.1904	0.1890	0.1881	0.1873	0.1843	0.1802	0.1419	0.0766	0.0188
	2.0	0.1741	0.1660	0.1658	0.1652	0.1648	0.1642	0.1620	0.1590	0.1294	0.0741	0.0196

摩阻力线形增长应力系数表 表 4-11

ν	n / m	0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.15	0.20	0.50	1.0	2.0
0.2	1.0		11.532	5.3127	3.3023	2.3263	1.7582	1.0372	0.7033	0.1963	0.0618	0.0082
	1.1	2.8427	2.7518	2.4908	2.1596	1.8329	1.5469	1.0359	0.7346	0.2074	0.0656	0.0096
	1.2	1.2853	1.2541	1.2158	1.1620	1.0930	1.0162	0.8211	0.6529	0.2141	0.0689	0.0110
	1.3	0.7673	0.7753	0.7585	0.7420	0.7195	0.6928	0.6142	0.5312	0.2139	0.0717	0.0123
	1.4	0.5837	0.5450	0.5343	0.5267	0.5181	0.5063	0.4693	0.4261	0.2068	0.0737	0.0136
	1.5	0.4485	0.4051	0.4059	0.4006	0.3960	0.3901	0.3704	0.3460	0.1947	0.0750	0.0148
	1.6	0.3635	0.3201	0.3226	0.3183	0.3154	0.3123	0.3008	0.2861	0.1803	0.0754	0.0160
	1.7	0.3204	0.2583	0.2635	0.2618	0.2595	0.2574	0.2503	0.2408	0.1652	0.0750	0.0170
	1.8	0.2533	0.2222	0.2239	0.2206	0.2181	0.2166	0.2122	0.2059	0.1506	0.0739	0.0180
	1.9	0.2382	0.1761	0.1855	0.1880	0.1878	0.1853	0.1827	0.1782	0.1371	0.0722	0.0188
	2.0	0.1767	0.1643	0.1648	0.1630	0.1631	0.1614	0.1591	0.1561	0.1248	0.0700	0.0196
0.3	1.0		12.131	5.5765	3.4591	2.4320	1.8346	1.0774	0.7276	0.1977	0.0616	0.0077
	1.1	3.0612	2.9620	2.6751	2.3119	1.9547	1.6433	1.0908	0.7580	0.2115	0.0654	0.0090
	1.2	1.3821	1.3465	1.3052	1.2465	1.1706	1.0864	0.8730	0.6899	0.2198	0.0689	0.0164
	1.3	0.8262	0.8305	0.8130	0.7949	0.7705	0.7411	0.6548	0.5639	0.2212	0.0720	0.0117
	1.4	0.6194	0.5827	0.5722	0.5630	0.5540	0.5410	0.5005	0.4530	1.2150	0.0744	0.0130
	1.5	0.5189	0.4337	0.4332	0.4281	0.4227	0.4163	0.3946	0.3679	0.2033	0.0760	0.0143
	1.6	0.3841	0.3415	0.3449	0.3395	0.3361	0.3327	0.3202	0.3039	0.1887	0.0768	0.0155
	1.7	0.3332	0.2764	0.2810	0.2782	0.2764	0.2739	0.2660	0.2556	0.1732	0.0767	0.0166
	1.8	0.2837	0.2263	0.2381	0.2347	0.2319	0.2300	0.2253	0.2183	0.1580	0.0758	0.0176
	1.9	0.2654	0.1873	0.1963	0.1991	0.1988	0.1965	0.1937	0.1887	0.1439	0.0742	0.0186
	2.0	0.1872	0.1730	0.1744	0.1732	0.1725	0.1714	0.1684	0.1651	0.1310	0.0721	0.0194

续上表

ν	m \ n	0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.15	0.20	0.50	1.0	2.0
0.4	1.0		12.930	5.9282	3.6683	2.5729	1.9365	1.1311	0.7600	0.2042	0.0614	0.0069
	1.1	3.3525	3.2423	2.9209	2.5144	2.1171	1.7719	1.1641	0.8125	0.2170	0.0652	0.0083
	1.2	1.5030	1.4712	1.4255	1.3588	1.2742	1.1800	0.9422	0.7394	0.2274	0.0689	0.0096
	1.3	0.8965	0.9066	0.8862	0.8649	0.8383	0.8056	0.7089	0.6076	0.2308	0.0723	0.0109
	1.4	0.6753	0.6350	0.6222	0.6120	0.6018	0.5874	0.5419	0.4890	0.2260	0.0752	0.0123
	1.5	0.5629	0.4718	0.4712	0.4641	0.4584	0.4511	0.4270	0.3971	0.2147	0.0773	0.0136
	1.6	0.4198	0.3704	0.3730	0.3672	0.3642	0.3600	0.3461	0.3278	0.1999	0.0786	0.0149
	1.7	0.3752	0.2840	0.3039	0.3011	0.2984	0.2956	0.2870	0.2754	0.1838	0.0788	0.0161
	1.8	0.3158	0.2496	0.2575	0.2530	0.2497	0.2479	0.2427	0.2349	0.1680	0.0782	0.0172
	1.9	0.2851	0.2022	0.2122	0.2155	0.2141	0.2113	0.2083	0.2028	0.1530	0.0769	0.0182
	2.0	0.2012	0.1929	0.1878	0.1854	0.1850	0.1837	0.1807	0.1771	0.1393	0.0749	0.0191

【例 4-7】 如图 4-14，桩尖下土层及主要物理指标如表 4-12，桩截面为 400mm × 400mm，桩长 10m，进入暗绿色粘土中 1.5m。计算承台中心点的沉降。

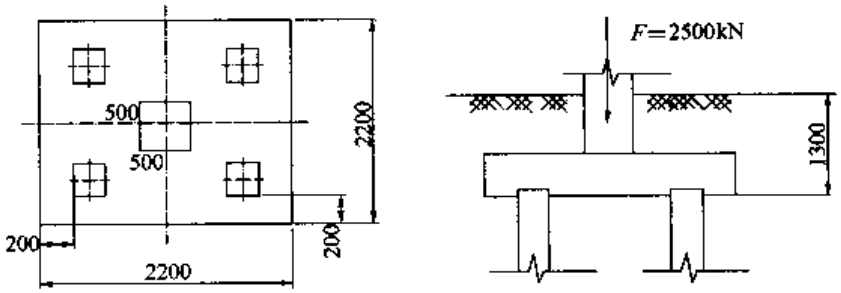


图 4-14 例 4-7 图

庄尖下土屋参数 表 4-12

土层名称	厚度(m)	层底深度(m)	容重(kN/m³)	压缩模量(MPa)
暗绿色粘土	2.5	13.8	19.3	20
褐黄色亚粘土	6	19.8	19.1	15
灰色粘土	8	27.8	18.9	10
草黄色粉砂	11	38.8	19.5	25
灰色细砂		38.8 以下	20	35

解：取承台及其上覆土平均重度为 20kN/m³，则桩顶平均竖向力设计值为：

$$N = \frac{F + G}{n} = \frac{2500 + 20 \times 2.2 \times 2.2 \times 1.3}{4} = 656.46\text{kN}$$



假设桩端阻力比 $\alpha=0.6$,泊松比 $\nu=0.3$。为简化计算,桩尖下每个土层不再分层,即 $n_j=1$。桩尖下压缩层深度取 1.0 倍的桩长,即 10m;取沉降经验系数 $\Psi_p=0.9$。

$$n = r/l = \sqrt{0.7^2 + 0.7^2}/10 = 0.1$$

应力系数计算见表 4-13。

应力系数计算 表 4-13

计算点距承台底 z(m)	土层厚度(m)	z/l	I_p	I_{s2}
12.5	2.5	1.25	2.3371	0.9138
18.5	6	1.85	0.3110	0.2133
20	1.5	2.0	0.2333	0.1714

沉降计算见表 4-14。

承台中心点沉降计算表 表 4-14

土层名称	土层厚度(m)	压缩模量(MPa)	$\alpha I_p+(1-\alpha)I_{s2}$	$s'=\frac{\Delta h_j}{E_{sj}}[\alpha I_p+(1-\alpha)I_{s2}]$
暗绿色粘土	2.5	20	1.7678	0.000221
褐黄色亚粘土	6	15	0.2719	0.000109
灰色粘土	1.5	10	0.2085	0.0000313
$s=\Psi_p\frac{Q}{l^2}\sum_{j=1}^{m}4s'=8.5\text{mm}$				

二、实体深基础分层总和法

对于桩距不大于 6 倍桩径的桩基础,沉降计算可采用实体深基础分层总和法计算。其计算公式为:

$$s = \Psi_p \sum_{j=1}^{m}\sum_{i=1}^{n_j}\frac{\sigma_{j,i}\Delta h_{j,i}}{E_{sj,i}} \tag{4-42}$$

式中:s——桩基最终沉降量;

m——桩端平面以下压缩层范围内的土层数;

$E_{sj,i}$——桩端平面下第 j 层土第 i 个分层在自重应力至自重应力加附加应力作用段的压缩模量;

n_j——桩端平面下第 j 层土的计算分层数;

$\Delta h_{j,i}$——桩端平面下第 j 层土的第 i 个分层厚度;

$\sigma_{j,i}$——桩端平面下第 j 层土第 i 个分层的竖向加附加应力;

Ψ_p——沉降计算经验系数,应根据地区经验确定,不具备条件时,可按表 4-15 确定。

实体深基础分层总和法计算沉降的经验系数　　表 4-15

$\overline{E}_s$(MPa)	$\overline{E}_s < 15$	$15 \leqslant \overline{E}_s < 30$	$30 \leqslant \overline{E}_s < 40$
Ψ_p	0.5	0.4	0.3

【例 4-8】 某大型框架结构工程，采用独立柱桩基，建筑平面尺寸为 47.6m × 57.1m。基础埋深 3m。桩基采用 450mm × 450mm 的钢筋混凝土预制桩，桩长 24m。桩外缘距承台边缘0.2 m。上部结构荷载 4.8×10^5kN，地下水埋深 1.5m。地基土主要物理力学指标如表 4-16。采用实体深基础分层总和法计算最终沉降量。

土　层　参　数　　表 4-16

土层编号	土层名称	厚度(m)	层底深度(m)	容重(kN/m³)	压缩模量(MPa)
1	填土	3	3	18.4	
2	灰色亚砂土	8	11	18.4	
3	灰色淤泥质亚粘土	8	19	17.4	
4	灰色粘土	6	25	18.8	
5	暗绿色粘土	4	29	19.3	18
6	褐黄色亚粘土	6	35	19.1	15
7	灰色粘土	8	43	18.9	9
8	草黄色粉砂	11	54	19.5	28
9	灰色细砂		54 以下	20	36

解：按照实体深基础方法，不考虑应力扩散角，则 $B = 47.6$m，$D = 57.1$m。

(1)桩尖平面处地基土的自重应力

$$p_0 = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i = (18.4 \times 1.5 + 8.4 \times 1.5 + 8.4 \times 8 + 7.4 \times 8 + 8.8 \times 6 + 9.3 \times 2)$$

$$= 23.8 \times 10^2 \text{kN/m}^2$$

取基础、桩和土的平均容重为 20kN/m³，则：

$$G = (20 - 10) \times 47.6 \times 57.1 \times 27 = 733849.2\text{kN}$$

则桩尖处的附加应力为：

$$\sigma_0 = \frac{F + G}{BD} - p_0 = \frac{480000 + 733849.2}{57.1 \times 47.6} - 2.38 \times 10^2 = 2.09 \times 10^2 \text{kN/m}^2$$

(2)最终沉降量计算

见表 4-17。压缩层厚度按 $s_{j,i}/\Delta \leqslant 0.025$ 选取，由表中可知，当距离桩尖 17 时，$s_{j,i}/\Delta = 0.024 < 0.025$，故桩尖下压缩层厚度取至桩尖下 17.0m。由于该桩基平面尺寸和荷载较大，沉降经验系数 Ψ_p 取 1.1，则桩基最终沉降量为：

$$s = 1.1 \times 29.669 = 32.64\text{cm}$$

沉降计算表 表4-17

到桩尖平面的距离（m）	l/b	z/b	$\bar{\alpha}_i$	$\sigma_{j,i}=4\bar{\alpha}\delta_0$（kN/m²）	压缩模量（MPa）	$s_{j,i}$（cm）	$\Sigma s_{j,i}$	$\frac{\Sigma s_{j,i}}{\Sigma \Delta s_{j,i}}$
1	1.2	0.042	0.24994	208.95	18	1.1608	1.1608	1.00
2		0.084	0.24987	208.89		1.1605	2.3213	
3	1.2	0.126	0.24981	208.84	15	1.3923	3.7136	
4		0.168	0.24974	208.78		1.3919	5.1055	
5		0.21	0.24961	208.67		1.3911	6.4966	
6		0.252	0.24923	208.43		1.3895	7.8861	
7		0.294	0.24885	208.04		1.3869	9.2730	
8		0.336	0.24848	207.73		1.3849	10.6579	
9	1.2	0.378	0.24810	207.41	9	2.3046	12.9625	
10		0.42	0.24782	207.18		2.3020	15.2645	0.15
11		0.462	0.24764	207.03		2.3003	17.5648	
12		0.504	0.24746	206.88		2.2987	19.8635	
13		0.546	0.24727	206.72		2.2969	22.1604	
14		0.588	0.24711	206.58		2.2953	24.4557	
15		0.63	0.24273	202.92		2.2547	26.7104	
16		0.672	0.24136	201.78		2.2420	28.9524	0.077
17	1.2	0.714	0.24000	200.64	28	0.7166	29.669	0.024
18		0.756	0.23863	199.49		0.7125	30.3815	
19		0.798	0.23727	198.36		0.7084	31.0899	
20		0.84	0.23558	196.94		0.7033	31.7932	
21		0.882	0.23388	195.52		0.6983	32.4915	
22		0.924	0.23218	194.10		0.6932	33.1847	
23		0.966	0.23048	192.68		0.6881	33.8728	
24		1.008	0.22873	191.22		0.6829	34.5557	
25		1.05	0.2268	189.60		0.6771	35.2328	
26		1.092	0.22487	187.99		0.6714	35.9042	
27		1.134	0.22294	186.38		0.6656	36.5998	
28以下	1.2				36			

注：表中 $l=D/2$；$b=B/2$。

第四节　桩基础的承台结构设计

桩基承台可分为柱下独立承台、柱下或墙下条形承台以及板式承台和箱式承台等。承台设计应进行抗冲切、抗剪切和抗弯计算，并在设计上满足构造要求。

一、承台的内力计算

柱下独立承台在弯曲破坏时，屈服线将承台分成若干规则的刚性块体，其最大弯矩产生在屈服线处。

1.多桩矩形承台弯矩计算

如图 4-15a)，将计算截面取在柱边和承台高度变化处(杯口外侧或台阶边缘)，则多桩矩形承台的弯矩为：

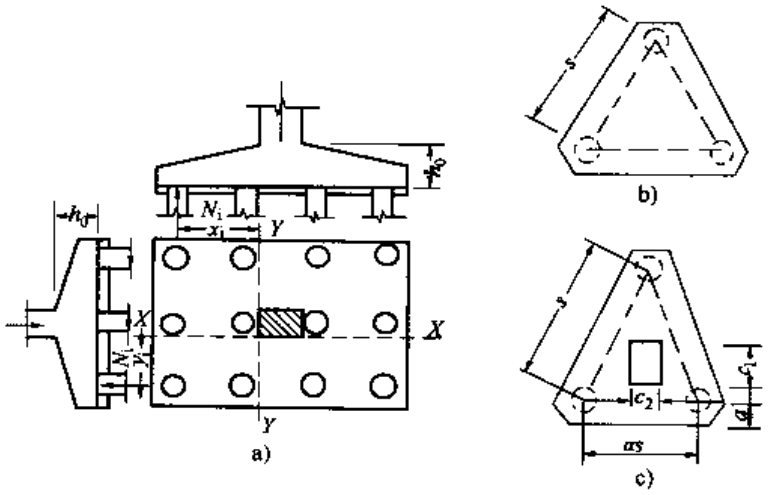


图 4-15　承台弯矩计算示意图

$$M_x = \sum N_i y_i \tag{4-43}$$

$$M_y = \sum N_i x_i \tag{4-44}$$

式中：M_x——垂直于 y 轴方向计算截面处的弯矩设计值；

M_y——垂直于 x 轴方向计算截面处的弯矩设计值；

x_i——垂直于 y 轴方向自桩轴线到相应计算截面的距离；

y_i——垂直于 x 轴方向自桩轴线到相应计算截面的距离；

N_i——扣除承台和其上填土自重后相应于荷载效应基本组合时的第 i 根桩竖向力设计值。

2.三桩承台

当为等边三桩承台时，如图 4-15b)，其弯矩计算公式为：

$$M = \frac{N_{max}}{3}\left(s - \frac{\sqrt{3}}{4}c\right) \tag{4-45}$$

式中：M——由承台形心到承台边缘范围内板带的弯矩设计值；

s——桩距；

c——桩径；

N_{max}——扣除承台和其上填土自重后相应于荷载效应基本组合时，三桩中最大单桩竖向力设计值。

当为等腰三桩承台时，如图 4-15c)，其弯矩计算公式为：

$$M_1 = \frac{N_{max}}{3}\left(s - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}}c_1\right) \tag{4-46}$$

$$M_2 = \frac{N_{max}}{3}\left(s - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}}c_2\right) \tag{4-47}$$

式中：M_1，M_2——由承台形心到承台两腰和底边的距离范围内板带的弯矩设计值；

s——长向桩距；

α——短向桩距和长向桩距之比，当其小于 0.5 时，应按变截面的二桩承台设计；

c_1，c_2——分别为垂直于、平行于承台底边的柱截面边长。

二、承台冲切计算

承台的冲切破坏方式包括柱沿柱边、承台变阶处和角桩对承台的冲切等三种。前两者的计算方法基本相同。

1.沿柱边、承台变阶处冲切计算

如图 4-16，取柱边或承台变阶处至相应桩顶边缘连线构成的锥体作为柱对承台的冲切破坏锥体，其与承台底面的夹角应大于 45°。冲跨比是影响承台抗冲切能力的关键因素。所谓冲跨比是指柱边或变阶处至桩边的水平距离与冲切破坏体的有效高度的比值。当冲跨比小于 0.2 时，取 0.2，当冲跨比大于 1.0 时，取 1.0。冲切可按下式计算：

$$F_l \leqslant 2[\beta_{ox}(b_c + a_{oy}) + \beta_{oy}(h_c + a_{ox})]\beta_{hp} f_t h_0 \tag{4-48}$$

式中：h_0——冲切破坏锥体的有效高度；

F_l——扣除承台及其上填土自重，作用在冲切破坏锥体上相应于荷载效应基本组合的冲切力设计值，按下式计算：

$$F_l = F - \sum N_i \tag{4-49}$$

其中：F——柱根部轴力设计值；

$\sum N_i$——冲切破坏体范围内的各桩净反力设计值之和；

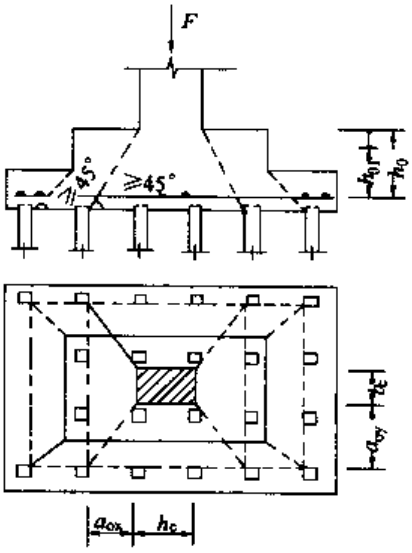


图 4-16 柱对承台冲切

β_{hp}——受冲切承载力截面高度影响系数，当 h_0 不大于 800mm 时，取 1.0；当不小于 2000mm 时，取 0.9，其间按线形插值；

β_{ox}，β_{oy}——冲切系数，按下式计算：

$$\begin{aligned}\beta_{ox} &= 0.84/(\lambda_{ox} + 0.2)\\ \beta_{oy} &= 0.84/(\lambda_{oy} + 0.2)\end{aligned} \tag{4-50}$$

其中：λ_{ox}，λ_{oy}——冲跨比，$\lambda_{ox} = a_{ox}/h_0$，$\lambda_{oy} = a_{oy}/h_0$。

2.角柱对承台的冲切

如图 4-17 多桩矩形承台，受角柱冲切时，从承台底角桩内边缘引 45°冲切线与承台顶面相交，当柱或承台变阶处位于该 45°线以内时，则取柱边或承台变阶处与桩内边缘连线为冲切锥体的锥线。按下式计算冲切承载力：

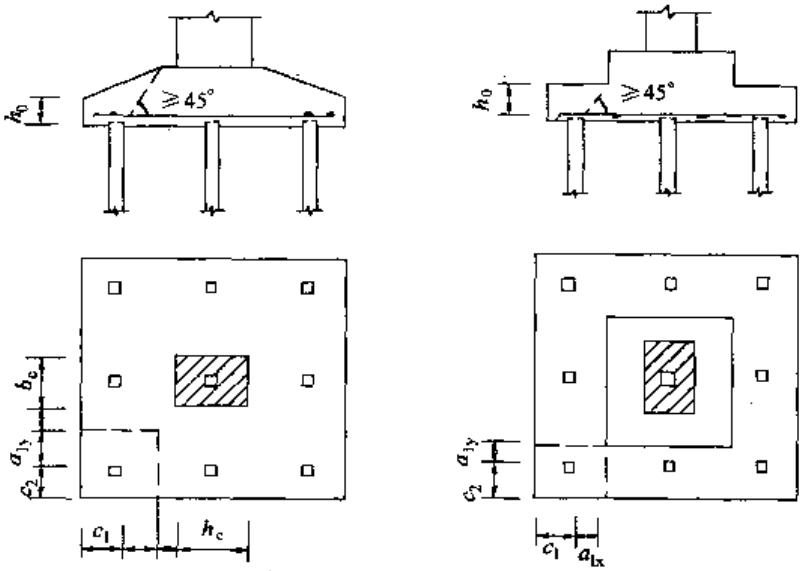


图 4-17　角桩对矩形承台的冲切

$$N_l \leqslant \left[\beta_{1x}\left(c_2 + \frac{a_{1y}}{2}\right) + \beta_{1y}\left(c_1 + \frac{a_{1x}}{2}\right)\right]\beta_{hp} f_t h_0 \tag{4-51}$$

$$\begin{aligned}\beta_{1x} &= 0.56/(\lambda_{1x} + 0.2)\\ \beta_{1y} &= 0.56/(\lambda_{1y} + 0.2)\end{aligned} \tag{4-52}$$

式中：N_l——扣除承台及其上填土自重，角桩桩顶相应于荷载效应基本组合的竖向力设计值；

β_{1x}，β_{1y}——角桩冲切系数；

λ_{1x}，λ_{1y}——冲跨比，$\lambda_{1x} = a_{1x}/h_0$，$\lambda_{1y} = a_{1y}/h_0$；

h_0——承台外边缘的有效高度。

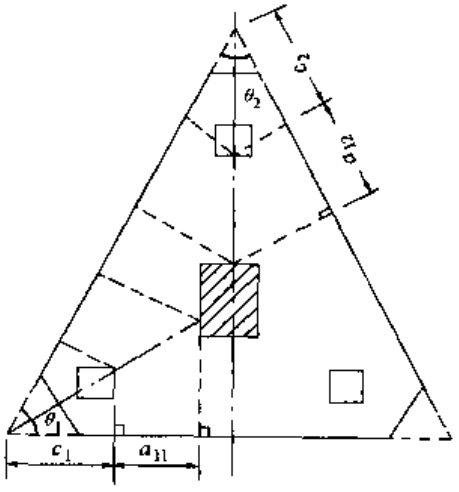


图 4-18　角桩对三角形承台的冲切

如图 4-18，三桩承台，从承台底角桩内边缘向相邻承台边引 45°冲切线与承台顶面相交，当柱位于该 45°线以内时，

则取柱边与桩内边缘连线为冲切锥体的锥线。其底部角桩冲切承载力按下式计算：

$$N_1 \leqslant \beta_{11}(2c_1 + a_{11})\tan\frac{\theta_1}{2}\beta_{hp}f_t h_0 \tag{4-53}$$

$$\beta_{11} = \left(\frac{0.56}{\lambda_{11} + 0.2}\right) \tag{4-54}$$

其顶部角桩的冲切承载力按下式计算：

$$N_1 \leqslant \beta_{12}(2c_1 + a_{12})\tan\frac{\theta_2}{2}\beta_{hp}f_t h_0 \tag{4-55}$$

$$\beta_{12} = \left(\frac{0.56}{\lambda_{12} + 0.2}\right) \tag{4-56}$$

式中：λ_{11}，λ_{12}——角桩冲跨比，$\lambda_{11} = a_{11}/h_0$，$\lambda_{12} = a_{12}/h_0$。

三、承台的斜截面抗剪计算

对于柱下桩基础的独立承台，在柱边、桩边、变阶处以及桩边连线形成的斜截面处易发生剪切破坏(如图 4-19)。斜截面抗剪承载力按下式计算：

$$V \leqslant \frac{1.75}{\lambda + 1.0}\beta_{hs}f_t b_0 h_0 \tag{4-57}$$

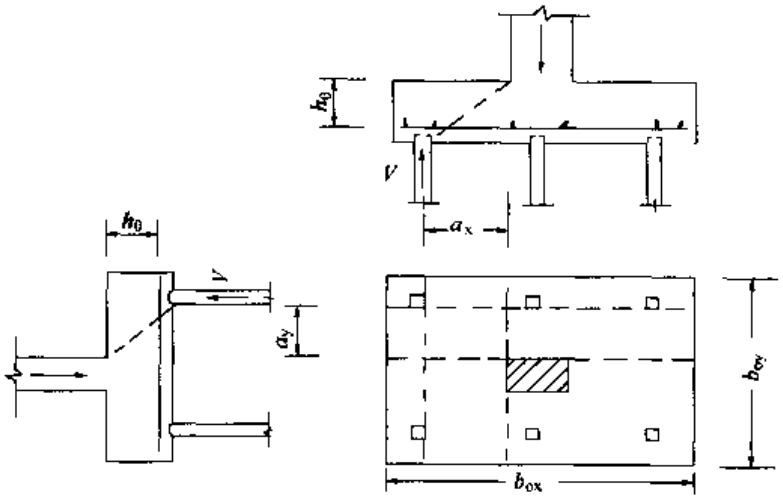


图 4-19 承台斜截面受剪破坏

式中：V——扣除承台及其上填土自重，相应于荷载效应基本组合的斜截面最大剪力设计值；

b_0——承台计算截面处的计算宽度；

h_0——计算宽度处的承台有效高度；

β_{hs}——受剪切承载力截面高度影响系数，$\beta_{hs} = (800/h_0)^{1/4}$。当计算宽度处的承台有效高度 h_0 小于 800mm 时，取 800mm；当 h_0 大于 2000 时，取 2000mm；

λ——计算截面的剪跨比，$\lambda_x = a_x/h_0$，$\lambda_y = a_y/h_0$。当 $\lambda < 0.3$ 时，取 $\lambda = 0.3$；当 $\lambda > 3$ 时，

取 $\lambda = 3$。a_x，a_y 分别为柱边或变阶处至 x，y 方向计算一排桩的桩边的水平距离。

【例 4-9】 如图 4-20 所示承台，采用 C20 混凝土，$f_t = 1100\text{kPa}$。承台高度 700mm，桩顶进入承台 50mm，桩顶以上保护层厚度 30mm。作用在柱根部的轴向荷载为 2500kN，桩顶平均竖向力为 680kN，桩顶最大竖向净反力值为 750kN。验算承台结构并计算受弯承载力。

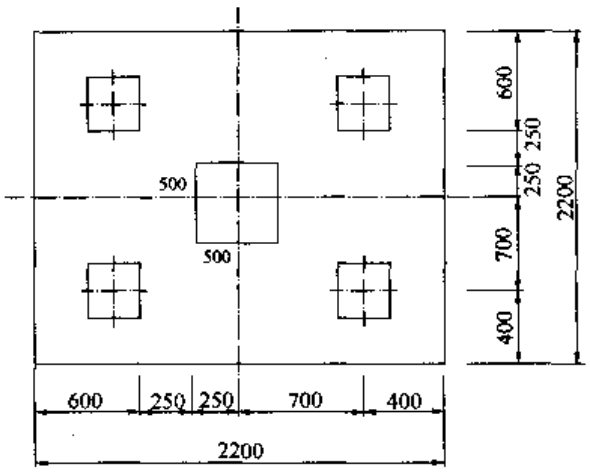


图 4-20 桩承台

解：承台的有效高度为：

$$h_0 = 700 - 50 - 30 = 620\text{mm}$$

(1)承台受冲切验算

柱边冲切，计算冲跨比：

$$\lambda_{ox} = a_{ox}/h_0 = 250/620 = 0.403$$

$$\lambda_{oy} = a_{oy}/h_0 = 250/620 = 0.403$$

满足大于 0.2，小于 1.0。

计算冲切系数：

$$\beta_{ox} = \beta_{oy} = 0.84/(\lambda_{ox} + 0.2) = 0.84/(0.403 + 0.2) = 1.39$$

取 $\beta_{hp} = 1.0$，则：

$$\begin{aligned} &2[\beta_{ox}(b_c + a_{oy}) + \beta_{oy}(h_c + a_{ox})]\beta_{hp} f_t h_0 \\ &= 2[1.39 \times (0.5 + 0.25) + 1.39 \times (0.5 + 0.25)] \times 1.0 \times 1100 \times 0.62 \\ &= 2843.94\text{kN} > F_l = 2500\text{kN} \end{aligned}$$

满足要求。

角桩向上冲切，$c_1 = c_2 = 600\text{mm}$；$a_{1x} = a_{1y} = 250\text{mm}$，所以，$\lambda_{1x} = \lambda_{1y} = 0.403$，计算冲切系数：

$$\beta_{1x} = \beta_{1y} = 0.56/(\lambda_{1x} + 0.2) = 0.56/(0.403 + 0.2) = 0.929$$

取 $\beta_{hp} = 1.0$，所以：

$$\begin{aligned} &\left[\beta_{1x}\left(c_2 + \frac{a_{1y}}{2}\right) + \beta_{1y}\left(c_1 + \frac{a_{1x}}{2}\right)\right]\beta_{hp} f_t h_0 \\ &= [0.929 \times (0.6 + 0.125) + 0.929 \times (0.6 + 0.125)] \times 1.0 \times 1100 \times 0.62 \\ &= 918.7\text{kN} > 750\text{kN} \end{aligned}$$

满足要求。

(2)抗剪承载力计算

$a_x = a_y = 250\text{mm}$，所以 $\lambda_x = \lambda_y = a_x/h_0 = 250/620 = 0.403$。因为 $h_0 < 800\text{mm}$，所以剪切承载力截面高度影响系数 $\beta_{hs} = 1.0$。

$$\frac{1.75}{\lambda + 1.0}\beta_{hs} f_t b_0 h_0$$

$$= \frac{1.75}{0.403 + 1.0} \times 1.0 \times 1100 \times 2.2 \times 0.62$$

$$= 1871.48\text{kN} > V = 2 \times 750 = 1500\text{kN}$$

所以抗剪承载力满足要求。

(3)承台受弯承载力计算

$$M_x = M_y = \Sigma N_i y_i = 2 \times 680 \times 0.45 = 612\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{sx} = A_{sy} = \frac{612 \times 10^6}{0.9 \times 310 \times 620} = 3537\text{mm}^2$$

钢筋沿平行于 x、y 轴方向均匀布设。

第五节 桩基设计计算实例

一、桩基的设计步骤

桩基础设计应力求做到安全适用、经济合理,主要包括收集资料和设计两部分。

1.收集资料

(1)进行调查研究,了解结构的平面布置、上部荷载大小及使用要求等;

(2)工程地质勘探资料的收集和阅读,了解勘探孔的间距、钻孔深度以及土层性质,桩基确定持力层;

(3)掌握施工条件和施工方法,如材料、设备以及施工人员情况等。

2.设计步骤

(1)确定桩的类型和外形尺寸,确定承台埋深;

(2)确定单桩竖向承载力特征值和水平承载力特征值;

(3)初步拟定桩的数量和平面布置;

(4)计算单桩上的竖向和水平荷载,确定群桩承载力;

(5)必要时验算地基沉降;

(6)承台结构设计;

(7)绘制桩和承台的结构以及施工图。

二、桩基设计实例

【例 4-10】 设计单独基础下预制钢筋混凝土桩,地基土的物理力学指标如表 4-18。地质剖面图及单桩静载曲线如图 4-21 和图 4-22。上部结构传来的荷载为:轴力 $N = 3500\text{kN}$,弯矩 $M = 420\text{kN}\cdot\text{m}$,水平力 $Q = 60\text{kN}$。根据地质条件选灰黄色亚粘土层为持力层。预制混凝土方桩,截面为 300mm × 300mm,桩长 15m,桩尖进入持力层 1.5m。地下水位于承台底面。桩身混凝土强度等级 C30,$f_c = 1.5 \times 10^4\text{kN/m}^2$;承台混凝土强度等级 C20。

地基土物理力学指标　　表 4-18

土层名称	厚度(m)	天然容重(kN/m³)	液性指数	内聚力(kPa)	内摩擦角(度)	压缩模量(MPa)	承载力特征值(MPa)
杂填土	2.0						
灰色亚粘土	13.5	18.9	1.0	12	21	4.64	110
灰黄色亚粘土	4.0	19.6	0.60	18	20	7.0	220

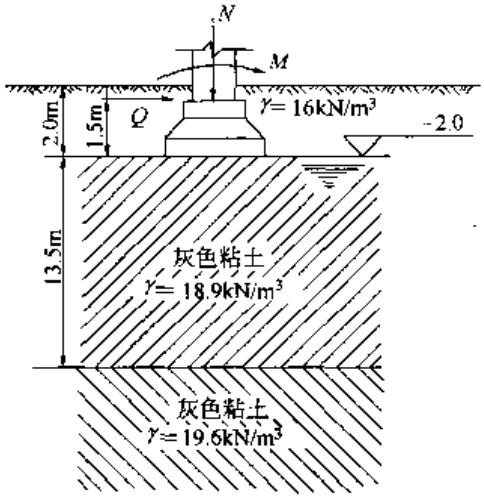


图 4-21　地质条件

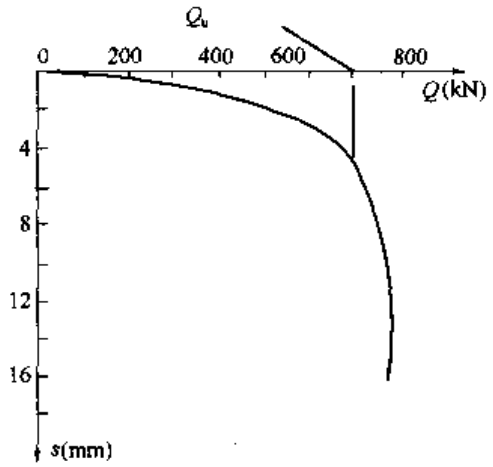


图 4-22　单桩静载 p—s 曲线

解:(1)单桩竖向承载力特征值的确定

根据单桩竖向静载试验 p-s 曲线,图中荷载-沉降曲线有陡降段,故取对应于陡降段起点荷载值作为竖向极限承载力 $Q_u = 700\text{kN}$。其竖向承载力特征值 $R_a = Q_u/2 \approx 350\text{kN}$。

(2)桩的数量和平面布置

桩距 s 取 $3 \sim 6d$,即 $0.9 \sim 1.8\text{m}$,取 $s = 1.0\text{m}$。初步确定承台尺寸为 $3.6\text{m} \times 2.6\text{m}$,承台及上覆土容重平均值取 $\gamma = 20\text{kN/m}^2$,则 $G = 3.6 \times 2.6 \times 20 \times 2 = 374.4\text{kN}$。按轴心受压确定桩的数量:

$$n = \frac{N + G}{R_a} = \frac{3500 + 374.4}{350} = 11.06$$

取 $n = 12$ 根。桩的排列如图 4-23 所示。

(3)群桩中单桩承载力验算

取承台及上覆土平均重度为 $\gamma_G = 20\text{kN/m}^3$,则桩顶平均竖向力为:

$$Q_k = \frac{F_k + G_k}{n} = \frac{3500 + 374.4}{12} = 322.87\text{kN} < R_a = 350\text{kN}$$

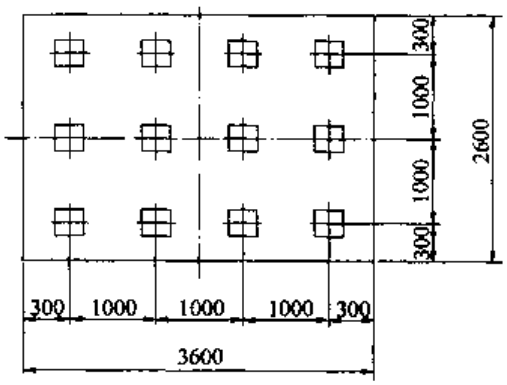


图 4-23　桩的平面布置

$$Q_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2}$$

$$= 322.87 \pm \frac{(420 + 60 \times 1.5) \times 1.5}{6 \times (1.5^2 + 0.5^2)}$$

$$= 322.87 \pm 51 = \begin{cases} 373.87\text{kN} < 1.2R_a = 420\text{kN} \\ 271.87\text{kN} > 0 \end{cases}$$

桩身混凝土强度应满足桩承载力要求。预制桩取工作条件系数 Ψ_c 为 0.75，则桩身强度按下式计算：

$$A_p f_c \Psi_c = 0.3 \times 0.3 \times 1.5 \times 10^4 \times 0.75 = 1012.5\text{kN} > Q_{ik\,max}$$

故单桩承载力满足要求。

(4)群桩承载力校核

如图 4-24，按应力扩散法计算，取土层内摩擦角为 20°，则扩散角为 20°/4 = 5°。边桩外侧尺寸为 2.3m × 3.3m，则桩端应力面的长宽分别为：

$$D_1 = 3.3 + 2 \times 15 \times \tan 5° = 5.93\text{m}$$

$$B_1 = 2.3 + 2 \times 15 \times \tan 5° = 4.93\text{m}$$

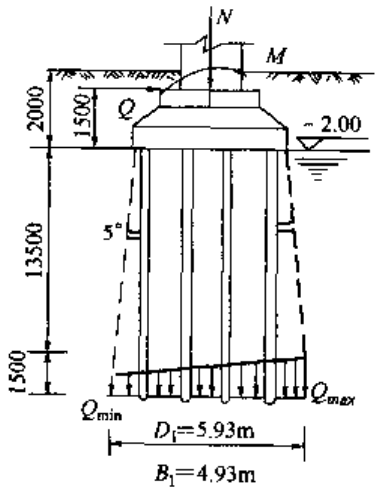


图 4-24 群桩承载力计算

实体基础埋深范围内土的平均重度为：

$$\gamma_p = \frac{16 \times 2.0 + (18.9 - 10) \times 13.5 + (19.6 - 10) \times 1.5}{2 + 15}$$

$$= 9.80\text{kN/m}^3$$

灰黄色粘性土的承载力特征值按下式修正：

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$$

$$= 220 + 0.3 \times 9.60 \times (4.93 - 3) + 1.6 \times 9.80 \times (17 - 0.5)$$

$$= 492.05\text{kN/m}^2$$

地下水位在承台底面处，取承台及上覆土平均重度为 $\gamma_G = 20\text{kN/m}^3$，地下水位以下取 $\gamma_p = 9.8\text{kN/m}^3$，则实体的自重为：

$$G_k = 5.93 \times 4.93 \times (20 \times 2 + 9.8 \times 15) = 5466.93\text{kN}$$

当底面按轴心受压时：

$$\frac{F_k + G_k}{B_1 D_1} = \frac{3500 + 5466.99}{5.93 \times 4.93} = 306.72 < f_a = 492.05\text{kN}$$，满足要求。

(5)承台设计

①单桩净反力的计算

单桩最大净反力：

$$F_1 = 373.87 - \frac{1}{12} \times 3.6 \times 2.6 \times 20 \times 2.0 = 342.67\text{kN}$$

单桩平均净反力：

$$N_i = \frac{3500}{12} = 291.67\text{kN}$$

②承台受冲切验算

如图 4-25,由于桩都在冲切角范围内,故不必验算柱边和承台变阶的冲切,仅需验算角桩向上冲切。$c_1 = c_2 = 450\text{mm}$;$a_{1x} = 525\text{mm}$,$a_{1y} = 225\text{mm}$;取承台钢筋保护层为 100mm,所以承台的有效计算高度 $h_0 = 600\text{mm}$。则:

$$\lambda_{1x} = 525/600 = 0.875;\lambda_{1y} = 0.375$$

计算冲切系数:

$$\begin{aligned}\beta_{1x} &= 0.56/(\lambda_{1x} + 0.2)\\ &= 0.56/(0.875 + 0.2) = 0.521\\ \beta_{1y} &= 0.56/(\lambda_{1y} + 0.2)\\ &= 0.56/(0.375 + 0.2)\\ &= 0.974\end{aligned}$$

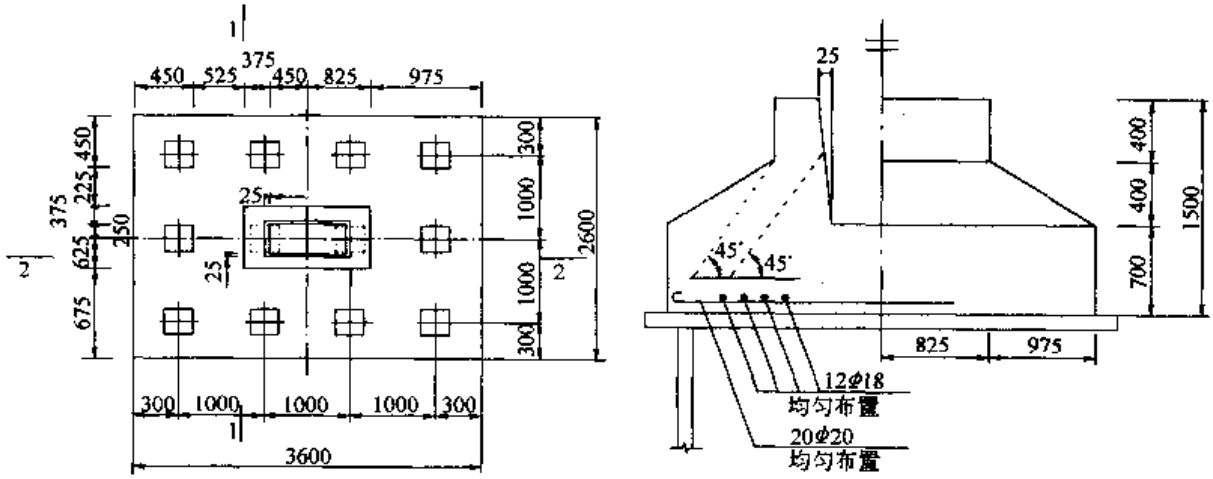


图 4-25 承台构造及配筋

取 $\beta_{hp} = 1.0$,所以:

$$\left[\beta_{1x}\left(c_2 + \frac{a_{1y}}{2}\right) + \beta_{1y}\left(c_1 + \frac{a_{1x}}{2}\right)\right]\beta_{hp} f_t h_0$$

$$= [0.521 \times (0.45 + 0.1125) + 0.974 \times (0.45 + 0.2625)] \times 1.0 \times 1100 \times 0.60$$

$$= 651.4\text{kN} > F_l = 342.67\text{kN}$$

满足要求。

③抗剪承载力计算

计算 1-1 截面的抗剪承载力:

$a_x = 525\text{mm}$;取承台钢筋保护层为 100mm。因为 $h_0 < 800\text{mm}$,所以剪切承载力截面高度影响系数 $\beta_{hs} = 1.0$。则 $\lambda_x = 525/600 = 0.875$。$b_0 = (2.6 + 1.25)/2 = 1.925\text{m}$,斜截面抗剪承载力为:

$$\frac{1.75}{\lambda + 1.0}\beta_{hs} f_t b_0 h_0$$

$$= \frac{1.75}{0.875 + 1.0} \times 1.0 \times 1100 \times 1.925 \times 0.60$$

$$= 1185.8\text{kN} > V = 3 \times 342.67 = 1028.01\text{kN}$$

对于2-2截面，计算方法相同。

所以抗剪承载力满足要求。

④承台受弯承载力计算

对于多桩承台，各桩的净反力需沿 xy 两个方向进行分配(如图4-26)：

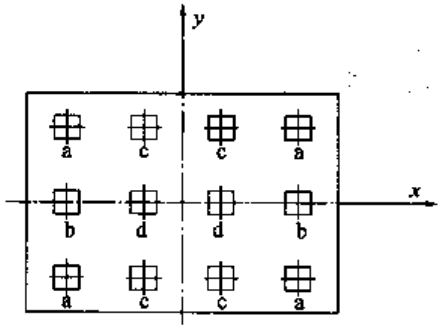


图4-26 桩的反力分配

$$N_{ay} = 342.67 \times \frac{1.5}{1.5 + 1.0} = 205.60\text{kN}$$

$$N_{ax} = 342.67 \times \frac{1.5}{1.5 + 1.0}$$

$$= 137.07\text{kN}$$

同理计算

$$N_{cy} = 97.22\text{kN}; N_{cx} = 194.45\text{kN}$$

$$N_{by} = 342.67\text{kN}; N_{bx} = 0\text{kN}$$

$$N_{dy} = 291.67\text{kN}; N_{dx} = 0\text{kN}$$

则：

$$M_x = \Sigma N_i y_i = (137.07 \times 2 + 194.45 \times 2) \times 1.0 = 663.04\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_y = \Sigma N_i x_i = (205.60 \times 2 + 342.67) \times 1.5 + (99.72 \times 2 + 291.67) \times 0.5$$

$$= 1376.36\text{kN}\cdot\text{m}$$

采用II级钢筋，$f_y = 3.1 \times 10^5\text{kN/m}^2$，有效高度取均值：

$$h_0 = (700 + 1100)/2 - 100 = 800\text{mm}$$

$A_{ax} = \dfrac{663.4 \times 10^6}{0.9 \times 310 \times 800} = 2972\text{mm}^2$(平行于 y 轴均匀布置，12 ϕ 18，$A_s = 3052\text{mm}^2$)

$A_{ay} = \dfrac{1376.36 \times 10^6}{0.9 \times 310 \times 800} = 6166\text{mm}^2$(平行于 x 轴均匀布置，20 ϕ 20，$A_s = 6280\text{mm}^2$)

配筋见图4-25。

第五章 筏形基础

筏形基础是指柱下或墙下连续的平板式基础或梁板式钢筋混凝土基础。由于筏形基础覆盖了建筑物地基的较大面积，具有完整性和平面连续性，因此易于满足软弱地基承载力要求。筏形基础一般埋置深度较大，在相同的上部荷载作用下，筏形基础的沉降量比其他基础形式小。筏形基础具有较大的整体刚度，因此对不均匀沉降有一定的调节作用。另外，筏形基础能够跨越地下局部软弱层，并提供较大的地下使用空间。

如图 5-1 所示，筏形基础分为梁板式和平板式两种类型，其选型应根据工程地质、上部结构体系、柱距、荷载大小以及施工条件等因素综合确定。

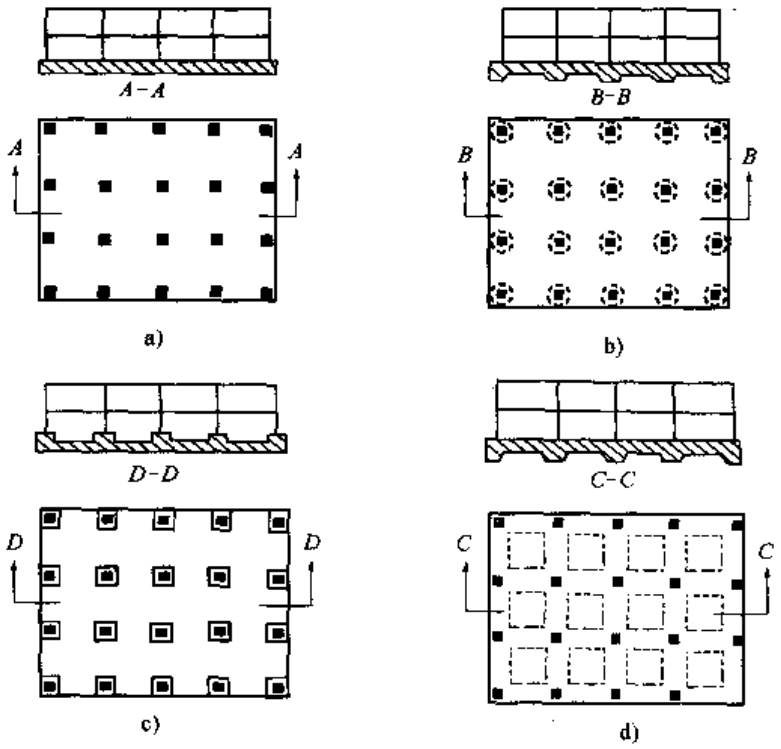


图 5-1 筏板基础的基本形式

a)平板；b)柱下加厚筏板；c)双向梁板结构；d)带有墩基的平板

平板式筏板厚度不宜小于400mm，适用于中小柱荷载下以及柱间距为等距的情况。当柱的荷载较大时，可以加大板厚，也可以利用墩基。当柱距太大或柱荷载不同产生较大弯曲应力时，一般采用梁板式筏基。梁板式筏基板厚不得小于300mm，且板厚与板格的最小跨度之比不宜小于1/20。

第一节　地基承载力验算

筏形基础设计与天然地基浅基础类似，为了防止地基发生剪切破坏导致基础失稳，必须进行地基承载力的验算。其基底反力可按下式计算：

$$p(x,y)=\frac{G+\sum F}{A}\pm\frac{M_x y}{I_x}\pm\frac{M_y x}{I_y} \tag{5-1}$$

式中：G——筏形基础自重；

$\sum F$——上部荷载总和；

A——基础底面积；

M_x、M_y——竖向荷载对通过底面形心的 x 轴和 y 轴的力矩；

I_x、I_y——底面积对 x 轴和 y 轴的惯性矩；

x、y——计算点的坐标。

基底反力应满足以下两式：

$$\left.\begin{aligned} p &\leqslant f_a \\ p_{max} &\leqslant 1.2f_a \end{aligned}\right\} \tag{5-2}$$

式中：f_a——修正后的地基承载力特征值；

p、p_{max}——基底平均反力和最大反力。

对于基底存在软弱下卧层，应参照前几章进行验算。

【例5-1】 如图5-2所示的矩形筏形基础，筏板厚1.0m，基础埋深1.5m，基础下为粘粒含量大于10%的粉土，地基承载力特征值为65kN/m^2，验算地基承载力是否满足要求。

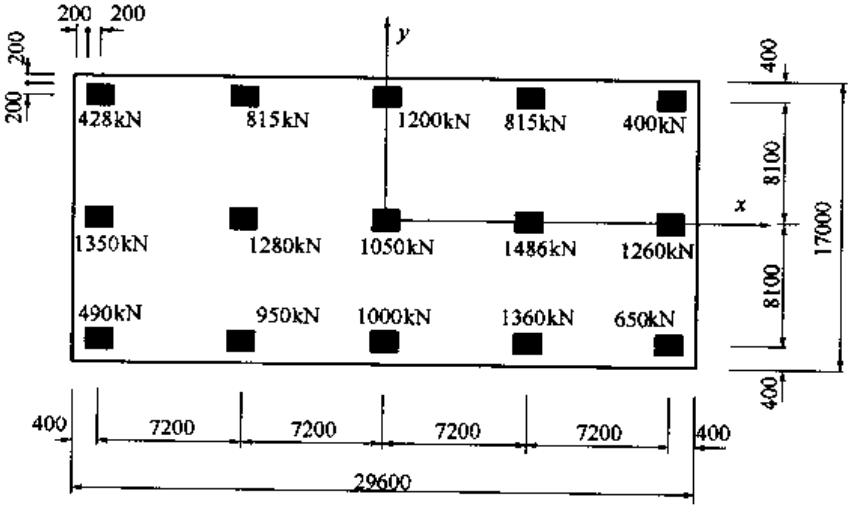


图5-2　矩形筏形基础(尺寸单位：mm)

解:(1) 地基承载力特征值的修正

基础底面以下土的容重为 18kN/m²,基础底面以上平均容重为 20kN/m²,查承载力修正系数表得:$\eta_b = 0.3$, $\eta_d = 1.5$,则:

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$$
$$= 65 + 0.3 \times 18 \times (6 - 3) + 1.5 \times 20 \times (1.5 - 0.5)$$
$$= 111.2\text{kN/m}^2$$

(2)验算地基承载力

上部荷载总和为:

$$\sum F = 428 + 815 + 1200 + 815 + 400 + 1350 + 1280 + 1050 + 1486 + 1260 + 490 + 950 + 1000 + 1360 + 650$$
$$= 14534\text{kN}$$

筏形基础自重为:

$$G = 29.6 \times 17 \times 1.0 \times 25 = 12580\text{kN}$$

筏形基础面积为:

$$A = 29.6 \times 17 = 503.2\text{m}^2$$

惯性矩为:

$$I_x = \frac{29.6 \times 17^3}{12} = 12118.7\text{m}^4$$

$$I_y = \frac{17 \times 29.6^3}{12} = 36740.3\text{m}^4$$

上部荷载合力距筏板左边缘的距离为:

$$x' = \{(428 + 1350 + 490) \times 0.4 + (815 + 1280 + 950) \times 7.6 + (1200 + 1050 + 1000) \times 14.8 + (815 + 1486 + 1360) \times 22 + (400 + 1260 + 650) \times 29.2\} / \sum F$$
$$= 15.15\text{m}$$

$$\because e_x = x' - B/2 = 0.35\text{m}$$

$$\therefore M_y = e_x \sum F = 5086.9\text{kN} \cdot \text{m}$$

上部荷载合力距筏板上边缘的距离为:

$$y' = \{(428 + 815 + 1200 + 815 + 400) \times 0.4 + (1350 + 1280 + 1050 + 1486 + 1260) \times 8.5 + (490 + 950 + 1000 + 1360 + 650) \times 16.6\} / \sum F$$
$$= 8.94\text{m}$$

$$\because e_y = y' - H/2 = 0.44\text{m}$$

$$\therefore M_x = e_y \sum F = 6395.0\text{kN}\cdot\text{m}$$

基底反力平均值为：

$$p = \frac{\sum F + G}{A} = \frac{14534 + 12580}{503.2} = 53.88\text{kN/m}^2 < f_a = 111.2\text{kN/m}^2$$

$$p_{max} = \frac{G + \sum F}{A} + \frac{M_x y}{I_x} + \frac{M_y x}{I_y}$$

$$= 53.88 + \frac{6395 \times 8.5}{12118.7} + \frac{5086.9 \times 14.8}{36740.3}$$

$$= 60.41\text{kN/m}^2 < 1.2f_a = 133.44\text{kN/m}^2$$

所以地基承载力满足要求。

第二节 筏基内力计算

筏形基础内力分析属高次超静定问题，根据《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》(JGJ 6—99)规定：当地基土质均匀、上部结构刚度较好、且柱荷载及柱间距变化不超过20%时，筏形基础的内力可采用简化方法，如倒楼盖法和刚性板条法；当地基土质复杂、上部结构刚度较差、或柱荷载及柱间距变化较大时，筏形基础的内力应采用数值计算，如有限差分法和有限元法。

一、倒楼盖法

当上部结构刚度较大，如现浇多高层框架剪力墙结构建筑物，当采用筏形基础时，可以考虑利用倒楼盖法计算结构内力。所谓倒楼盖法，就是把地基反力看成倒置的梁板荷载，进而计算筏板的内力。

对于平板式筏板基础，将筏板在纵横两方向上划为柱上板带和柱间板带，计算宽度取柱距的1/2。假设基底反力为均匀分布，可仿效无梁楼盖的计算方法计算。

对于肋梁式筏板基础，可将地基反力按45°线划分范围，如图5-3。如果肋梁仅沿柱网布置时，纵横梁按多跨连续梁计算，底板按双向连续板查表5-1～表5-5计算；如果柱网间增设肋梁，则将底板划分为长边与短边之比大于2的矩形区格，底板按单向板计算，纵横梁仍按多跨连续梁计算。

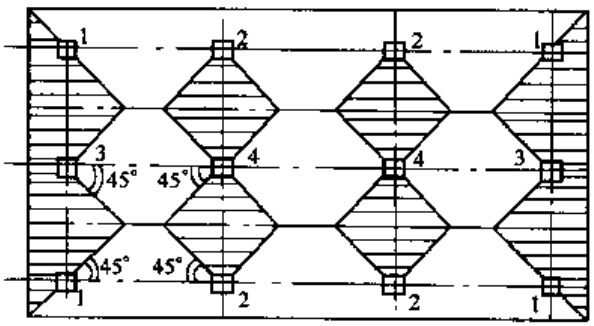
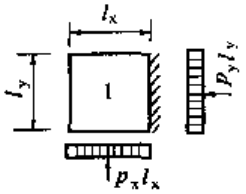


图5-3 肋梁上荷载分布

当倒楼盖法计算的支座反力与柱荷载不等时，应采用合适的方法，如上海市民用设计院提出的“调整倒梁法”等进行调整。

一端固定三边简支板系数表　　表 5-1



$\lambda = l_y / l_x$

$p_x = x_{1x} p_j$

$p_y = (1 - x_{1x}) p_j$

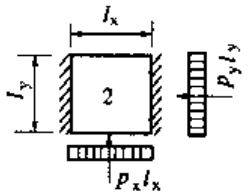
第1种情况

λ	φ_{1x}	φ_{1y}	x_{1x}	λ	φ_{1x}	φ_{1y}	x_{1x}
0.50	0.007	0.0865	0.135	1.12	0.0393	0.0201	0.798
0.52	0.0080	0.0839	0.155	1.14	0.0402	0.0191	0.809
0.54	0.089	0.0812	0.176	1.16	0.0411	0.0182	0.819
0.56	0.0099	0.0784	0.197	1.18	0.0420	0.0172	0.829
0.58	0.0108	0.0757	0.220	1.20	0.0429	0.0163	0.838
0.60	0.0117	0.0730	0.245	1.22	0.0437	0.0156	0.847
0.62	0.0127	0.0700	0.275	1.24	0.0444	0.0149	0.855
0.64	0.0138	0.0671	0.299	1.26	0.0452	0.0141	0.863
0.66	0.0148	0.0641	0.322	1.28	0.0459	0.0134	0.870
0.68	0.0159	0.0612	0.347	1.30	0.0467	0.0127	0.877
0.70	0.0169	0.0582	0.375	1.32	0.0473	0.0122	0.884
0.72	0.0180	0.0557	0.403	1.34	0.0480	0.0116	0.890
0.74	0.0191	0.0531	0.430	1.36	0.0486	0.0111	0.895
0.76	0.0202	0.0506	0.456	1.38	0.0493	0.0105	0.901
0.78	0.0213	0.0480	0.481	1.40	0.0499	0.0100	0.906
0.80	0.0224	0.0455	0.506	1.42	0.0504	0.0090	0.910
0.82	0.0235	0.0434	0.529	1.44	0.0510	0.0090	0.915
0.84	0.0246	0.0414	0.553	1.46	0.0515	0.0087	0.919
0.86	0.0258	0.0393	0.578	1.48	0.0521	0.0083	0.923
0.88	0.0269	0.0373	0.600	1.50	0.0526	0.0079	0.926
0.90	0.0280	0.0352	0.621	1.52	0.0530	0.0076	0.930
0.92	0.0291	0.0336	0.641	1.54	0.0534	0.0073	0.933
0.94	0.0302	0.0320	0.661	1.56	0.0538	0.0069	0.937
0.96	0.0312	0.0304	0.680	1.58	0.0542	0.0066	0.940
0.98	0.0323	0.0288	0.697	1.60	0.0546	0.0063	0.942
1.00	0.0334	0.0272	0.174	1.62	0.0550	0.0061	0.945
1.02	0.0344	0.0260	0.729	1.64	0.0554	0.0058	0.948
1.04	0.0354	0.0247	0.744	1.66	0.0559	0.0056	0.950
1.06	0.0364	0.0235	0.759	1.68	0.0563	0.0053	0.952
1.08	0.0374	0.0222	0.772	1.70	0.0567	0.0051	0.954
1.10	0.0384	0.0210	0.785	1.72	0.0571	0.0049	0.956

续上表

λ	φ_{1x}	φ_{1y}	x_{1x}	λ	φ_{1x}	φ_{1y}	x_{1x}
1.74	0.0575	0.0047	0.958	1.88	0.0597	0.0036	0.969
1.76	0.0573	0.0046	0.960	1.90	0.0600	0.0034	0.970
1.78	0.0582	0.0044	0.962	1.92	0.0601	0.0033	0.971
1.80	0.0585	0.0042	0.963	1.94	0.0602	0.0032	0.972
1.82	0.0589	0.0041	0.965	1.96	0.0604	0.0030	0.973
1.84	0.0592	0.0039	0.966	1.98	0.0605	0.0029	0.974
1.86	0.0594	0.0038	0.968	2.00	0.0606	0.0028	0.976

两端固定两端简支板系数表 表 5-2



$\lambda = l_y / l_x$

$p_x = x_{2x} p_j$

$p_y = (1 - x_{2x}) p_j$

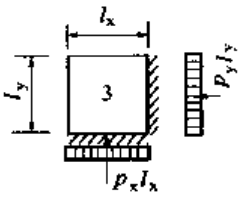
第2种情况

λ	φ_{2x}	φ_{2y}	x_{2x}	λ	φ_{2x}	φ_{2y}	x_{2x}
0.50	0.0073	0.0801	0.238	0.94	0.0248	0.0219	0.795
0.52	0.0081	0.0765	0.267	0.96	0.0254	0.0205	0.809
0.54	0.0089	0.0729	0.298	0.98	0.0261	0.0192	0.821
0.56	0.0098	0.0693	0.330	1.00	0.0267	0.0179	0.833
0.58	0.0105	0.0656	0.361	1.02	0.0272	0.0170	0.843
0.60	0.0114	0.0620	0.393	1.04	0.0277	0.0161	0.853
0.62	0.0123	0.0589	0.424	1.06	0.0283	0.0151	0.862
0.64	0.0131	0.0557	0.454	1.08	0.0288	0.0142	0.871
0.66	0.0140	0.0526	0.485	1.10	0.0293	0.0133	0.880
0.68	0.0148	0.0494	0.516	1.12	0.0297	0.0126	0.887
0.70	0.0157	0.0463	0.546	1.14	0.0301	0.0119	0.893
0.72	0.0165	0.0438	0.574	1.16	0.0305	0.0112	0.900
0.74	0.0173	0.0413	0.600	1.18	0.0309	0.0105	0.906
0.76	0.0182	0.0388	0.626	1.20	0.0313	0.0098	0.912
0.78	0.0190	0.0353	0.649	1.22	0.0316	0.0093	0.917
0.80	0.0198	0.0338	0.671	1.24	0.0320	0.0088	0.922
0.82	0.0205	0.0320	0.693	1.26	0.0323	0.0084	0.926
0.84	0.0213	0.0301	0.714	1.28	0.0327	0.0079	0.931
0.86	0.0220	0.0283	0.732	1.30	0.0330	0.0074	0.935
0.88	0.0228	0.0264	0.750	1.32	0.0333	0.0071	0.938
0.90	0.0235	0.0246	0.766	1.34	0.0335	0.0067	0.941
0.92	0.0241	0.0233	0.781	1.36	0.338	0.0064	0.945

续上表

λ	φ_{2x}	φ_{2y}	x_{2x}	λ	φ_{2x}	φ_{2y}	x_{2x}
1.38	0.0340	0.0060	0.948	1.70	0.0369	0.0028	0.977
1.40	0.0343	0.0057	0.950	1.72	0.0370	0.0027	0.978
1.42	0.0345	0.0054	0.953	1.74	0.0371	0.0026	0.979
1.44	0.0347	0.0052	0.956	1.76	0.0372	0.0024	0.980
1.46	0.0349	0.0049	0.958	1.78	0.0373	0.0025	0.981
1.48	0.0351	0.0047	0.960	1.80	0.0374	0.0022	0.981
1.50	0.0353	0.0044	0.962	1.82	0.0375	0.0021	0.982
1.52	0.0355	0.0042	0.964	1.84	0.0376	0.0020	0.983
1.54	0.0357	0.0040	0.966	1.86	0.0377	0.0020	0.984
1.56	0.0358	0.0039	0.967	1.88	0.0378	0.0019	0.984
1.58	0.0360	0.0037	0.969	1.90	0.0379	0.0018	0.985
1.60	0.0362	0.0035	0.970	1.92	0.0380	0.0017	0.985
1.62	0.0363	0.0034	0.972	1.94	0.0381	0.0017	0.986
1.64	0.0365	0.0032	0.973	1.96	0.0381	0.0016	0.987
1.66	0.0366	0.0031	0.975	1.98	0.0382	0.0016	0.987
1.68	0.0368	0.0029	0.976	2.00	0.0385	0.0015	0.988

两邻边固定两邻边简支板系数板 表 5-3



$\lambda = l_y / l_x$

$p_x = x_{3x} p_j$

$p_y = (1 - x_{3x}) p_j$

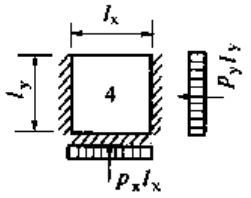
第3种情况

λ	φ_{3x}	φ_{3y}	x_{3x}	λ	φ_{3x}	φ_{3y}	x_{3x}
0.50	0.0037	0.0589	0.059	0.72	0.0121	0.0448	0.211
0.52	0.0043	0.0577	0.068	0.74	0.131	0.434	0.230
0.54	0.0050	0.0565	0.078	0.76	0.0141	0.0421	0.249
0.56	0.0056	0.0553	0.089	0.78	0.0151	0.0407	0.270
0.58	0.0063	0.0541	0.101	0.80	0.0161	0.0393	0.291
0.60	0.0069	0.0529	0.115	0.82	0.0172	0.0380	0.312
0.62	0.0077	0.0516	0.129	0.84	0.0183	0.0367	0.332
0.64	0.0086	0.0502	0.143	0.86	0.0193	0.0345	0.353
0.66	0.0094	0.0489	0.159	0.88	0.0204	0.0340	0.375
0.68	0.0103	0.0475	0.176	0.90	0.0215	0.0377	0.396
0.70	0.0111	0.0462	0.194	0.92	0.0226	0.0315	0.417

续上表

λ	φ_{3x}	φ_{3y}	x_{3x}	λ	φ_{3x}	φ_{3y}	x_{3x}
0.94	0.0237	0.0304	0.437	1.48	0.0478	0.0100	0.827
0.96	0.0247	0.0292	0.458	1.50	0.0485	0.0096	0.835
0.98	0.0258	0.0281	0.478	1.52	0.0491	0.0092	0.842
1.00	0.0269	0.0269	0.500	1.54	0.0496	0.0089	0.849
1.02	0.0280	0.0259	0.521	1.56	0.0502	0.0085	0.855
1.04	0.0290	0.0249	0.540	1.58	0.0501	0.0082	0.862
1.06	0.0301	0.0240	0.559	1.60	0.0513	0.0078	0.868
1.08	0.0311	0.0230	0.576	1.62	0.0518	0.0075	0.875
1.10	0.0322	0.0220	0.594	1.64	0.0523	0.0072	0.879
1.12	0.0332	0.0212	0.611	1.66	0.0527	0.0070	0.884
1.14	0.0341	0.0203	0.628	1.68	0.0532	0.0067	0.889
1.16	0.0351	0.0195	0.644	1.70	0.0537	0.0064	0.893
1.18	0.0360	0.0186	0.659	1.72	0.0541	0.0062	0.897
1.20	0.0370	0.0178	0.673	1.74	0.0545	0.0060	0.901
1.22	0.0379	0.0171	0.689	1.76	0.0549	0.0057	0.905
1.24	0.0388	0.0165	0.702	1.78	0.0553	0.0055	0.909
1.26	0.0396	0.0158	0.715	1.80	0.0557	0.0053	0.913
1.28	0.0405	0.0152	0.728	1.82	0.0560	0.0051	0.916
1.30	0.0414	0.0145	0.741	1.84	0.0562	0.0049	0.919
1.32	0.0422	0.0140	0.752	1.86	0.0567	0.0048	0.922
1.34	0.0429	0.0134	0.765	1.88	0.0571	0.0046	0.925
1.36	0.0437	0.0129	0.773	1.90	0.0574	0.0044	0.929
1.38	0.0444	0.0123	0.783	1.92	0.0577	0.0043	0.931
1.40	0.0452	0.0118	0.793	1.94	0.0580	0.0041	0.933
1.42	0.0459	0.0114	0.802	1.96	0.0585	0.0039	0.936
1.44	0.0465	0.0109	0.812	1.98	0.0586	0.0038	0.938
1.46	0.0472	0.0105	0.820	2.00	0.0589	0.0035	0.941

三边固定一边简支板系数表　　表 5-4



$\lambda = l_y / l_x$

$p_x = x_{4x} p_j$

$p_y = (1 - x_{4x}) p_j$

第4种情况

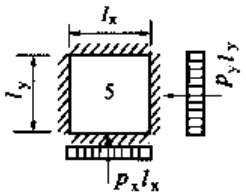
λ	φ_{4x}	φ_{4y}	x_{4x}	λ	φ_{4x}	φ_{4y}	x_{4x}
0.50	0.0038	0.0560	0.111	0.56	0.0058	0.0514	0.163
0.52	0.0045	0.0545	0.127	0.58	0.0065	0.0498	0.183
0.54	0.0052	0.0529	0.144	0.60	0.0072	0.0483	0.206

续上表

λ	φ_{4x}	φ_{4y}	x_{4x}	λ	φ_{4x}	φ_{4y}	x_{4x}
0.62	0.0080	0.0467	0.228	1.32	0.0308	0.0088	0.859
0.64	0.0087	0.0450	0.252	1.34	0.0312	0.0081	0.866
0.66	0.0095	0.0434	0.276	1.36	0.0315	0.0080	0.872
0.68	0.0102	0.0417	0.300	1.38	0.0319	0.0076	0.878
0.70	0.0110	0.0401	0.324	1.40	0.0322	0.0072	0.885
0.72	0.0118	0.0385	0.349	1.42	0.0325	0.0069	0.890
0.74	0.0126	0.0370	0.373	1.44	0.0328	0.0066	0.896
0.76	0.0135	0.0354	0.400	1.46	0.0331	0.0063	0.901
0.78	0.0143	0.0350	0.425	1.48	0.0334	0.0060	0.906
0.80	0.0151	0.0323	0.450	1.50	0.0337	0.0057	0.910
0.82	0.0159	0.0309	0.476	1.52	0.0339	0.0055	0.914
0.84	0.0167	0.0295	0.500	1.54	0.0341	0.0053	0.918
0.86	0.0174	0.0282	0.522	1.56	0.0344	0.0050	0.922
0.88	0.0182	0.0268	0.545	1.58	0.0346	0.0048	0.926
0.90	0.0190	0.0254	0.567	1.60	0.0348	0.0046	0.929
0.92	0.0197	0.0243	0.580	1.62	0.0350	0.0044	0.932
0.94	0.0204	0.0232	0.610	1.64	0.0352	0.0042	0.935
0.96	0.0212	0.0220	0.630	1.66	0.0353	0.0041	0.938
0.98	0.0219	0.0209	0.648	1.68	0.0355	0.0039	0.941
1.00	0.0226	0.0198	0.667	1.70	0.0357	0.0037	0.943
1.02	0.0232	0.0189	0.684	1.72	0.0359	0.0035	0.946
1.04	0.0238	0.0180	0.699	1.74	0.0360	0.0034	0.948
1.06	0.0245	0.0171	0.715	1.76	0.0362	0.0033	0.950
1.08	0.0251	0.0162	0.731	1.78	0.363	0.0031	0.952
1.10	0.0257	0.0153	0.745	1.80	0.0365	0.0030	0.954
1.12	0.0262	0.0146	0.760	1.82	0.0366	0.0029	0.956
1.14	0.0267	0.0139	0.773	1.84	0.0367	0.0028	0.958
1.16	0.0273	0.0133	0.785	1.86	0.0369	0.0026	0.960
1.18	0.0278	0.0126	0.796	1.88	0.0370	0.0025	0.962
1.20	0.0283	0.0119	0.806	1.90	0.0371	0.0024	0.963
1.22	0.0287	0.0114	0.816	1.92	0.0372	0.0023	0.965
1.24	0.0292	0.0108	0.825	1.94	0.0373	0.0022	0.966
1.26	0.0296	0.0103	0.834	1.96	0.0375	0.0022	0.967
1.28	0.0301	0.0097	0.843	1.98	0.0376	0.0021	0.968
1.30	0.0305	0.0092	0.851	2.00	0.0377	0.0020	0.970

四边固定板系数表

表 5-5



$\lambda = l_y / l_x$

$p_x = x_{5x} p_j$

$p_y = (1 - x_{5x}) p_j$

第5种情况

λ	φ_{5x}	φ_{5y}	x_{5x}	λ	φ_{5x}	φ_{5y}	x_{5x}
0.50	0.0023	0.0367	0.059	1.12	0.0220	0.0140	0.611
0.52	0.0027	0.0361	0.068	1.14	0.0226	0.0135	0.628
0.54	0.0031	0.0355	0.078	1.16	0.0232	0.0129	0.644
0.56	0.0036	0.0348	0.089	1.18	0.0238	0.0124	0.659
0.58	0.0040	0.0342	0.101	1.20	0.0244	0.0118	0.675
0.60	0.0044	0.0336	0.115	1.22	0.0249	0.0113	0.689
0.62	0.0050	0.0329	0.129	1.24	0.0255	0.0109	0.702
0.64	0.0055	0.0321	0.143	1.26	0.0260	0.0104	0.715
0.66	0.0061	0.0314	0.159	1.28	0.0266	0.0100	0.728
0.68	0.0066	0.0306	0.176	1.30	0.0271	0.0095	0.741
0.70	0.0072	0.0299	0.194	1.32	0.0275	0.0091	0.752
0.72	0.0079	0.0291	0.211	1.34	0.0280	0.0087	0.763
0.74	0.0086	0.0285	0.230	1.36	0.0284	0.0084	0.773
0.76	0.0092	0.0274	0.249	1.38	0.0289	0.0080	0.783
0.78	0.0099	0.0266	0.270	1.40	0.0293	0.0076	0.793
0.80	0.0106	0.0258	0.291	1.42	0.0297	0.0073	0.802
0.82	0.0113	0.0250	0.312	1.44	0.0301	0.0070	0.812
0.84	0.0121	0.0242	0.332	1.46	0.0304	0.0068	0.820
0.86	0.0128	0.0233	0.353	1.48	0.0308	0.0065	0.827
0.88	0.0136	0.0225	0.375	1.50	0.0312	0.0062	0.835
0.90	0.0143	0.0217	0.396	1.52	0.0315	0.0060	0.842
0.92	0.0150	0.0210	0.417	1.54	0.0318	0.0057	0.849
0.94	0.0158	0.0202	0.437	1.56	0.0321	0.0055	0.855
0.96	0.0165	0.0195	0.458	1.58	0.0324	0.0052	0.862
0.98	0.0173	0.0187	0.478	1.60	0.0327	0.0050	0.868
1.00	0.0180	0.0180	0.500	1.62	0.0330	0.0048	0.873
1.02	0.0187	0.0173	0.521	1.64	0.0332	0.0046	0.879
1.04	0.0194	0.0166	0.540	1.66	0.0335	0.0045	0.884
1.06	0.0200	0.0160	0.559	1.68	0.0337	0.0043	0.889
1.08	0.0207	0.0153	0.576	1.70	0.0340	0.0041	0.893
1.10	0.0214	0.0146	0.594	1.72	0.0342	0.0039	0.897

续上表

λ	φ_{5x}	φ_{5y}	x_{5x}	λ	φ_{5x}	φ_{5y}	x_{5x}
1.74	0.0344	0.0038	0.901	1.88	0.0358	0.0029	0.925
1.76	0.0347	0.0036	0.905	1.90	0.0360	0.0028	0.928
1.78	0.0349	0.0035	0.909	1.92	0.0361	0.0027	0.931
1.80	0.0351	0.0033	0.913	1.94	0.0363	0.0026	0.933
1.82	0.0353	0.0032	0.916	1.96	0.0364	0.0025	0.936
1.84	0.0355	0.1031	0.919	1/98	0.0366	0.0024	0.938
1.86	0.0356	0.0030	0.922	2.00	0.0367	0.0023	0.941

【例 5-2】 某肋形基础柱的总荷重 $\sum P = 4020 \times 10^4\text{N}$，地基承载力特征值为 $f_a = 10 \times 10^4\text{N/m}^2$，基础埋置深度 $D = 1.8\text{m}$，各柱的荷重和柱距见图 5-4 所示，试按倒楼盖法计算基础的内力。

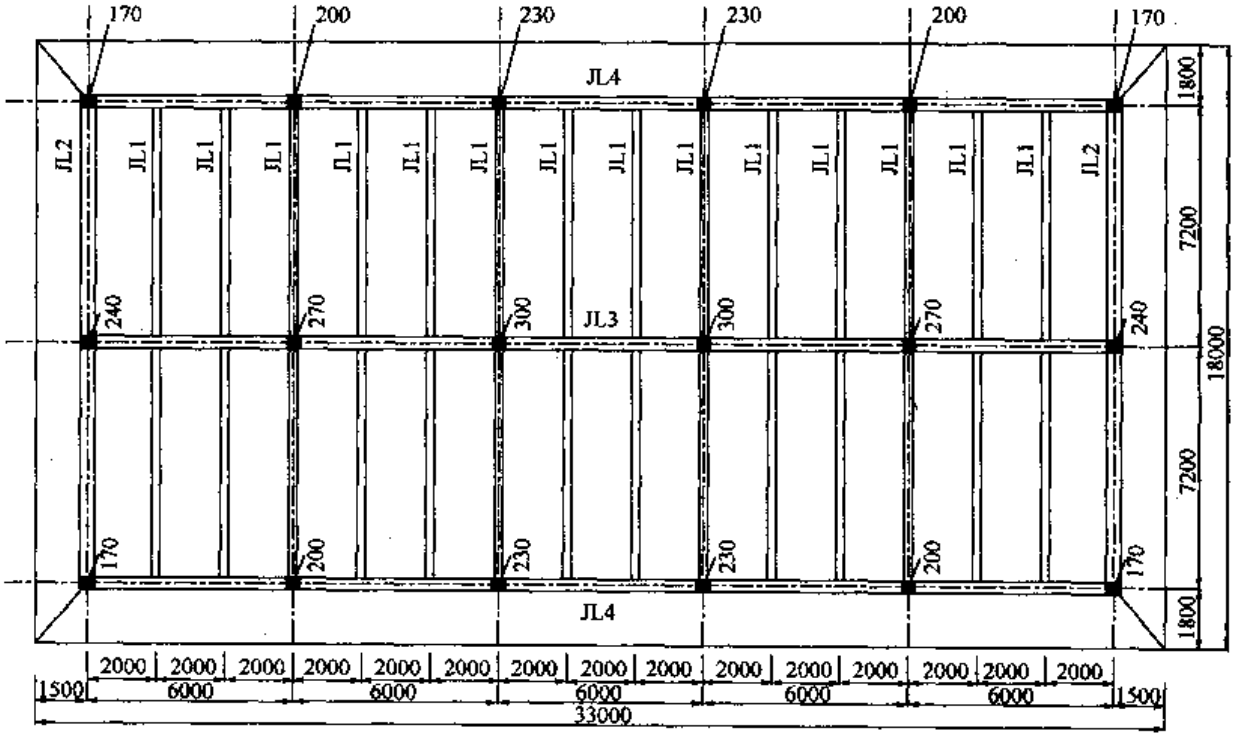


图 5-4 基础平面及荷载(力单位：10^4N，尺寸单位：mm)

解：(1)确定基础尺寸

$$\sum P = 4020 \times 10^4\text{N}, f_a = 10 \times 10^4\text{N/m}^2, D = 1.6\text{m}, A = 33\text{m}$$

基础宽度：$B = \dfrac{\sum P}{(f_a - \gamma D)A} = \dfrac{4020 \times 10^4}{(10 - 2 \times 1.6) \times 33 \times 10^4} = 17.9\text{m}$，取 $B = 18\text{m}$

地基净反力：$$p_j = \frac{4020 \times 10^4}{18 \times 33} = 6.77 \times 10^4\text{N/m}^2$$

(2)基础底板弯矩计算

跨中及支座：$$M = \frac{1}{10} p_j l^2 = \frac{1}{10} \times 6.77 \times 10^4 \times 2^2 = 2.71 \times 10^4\text{N} \cdot \text{m}$$

悬臂部分：　$M_1 = \frac{1}{2} p_j l_1^2 = \frac{1}{2} \times 6.77 \times 10^4 \times 1.5^2 = 7.62 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{m}$

$$M_2 = \frac{1}{2} p_j l_2^2 = \frac{1}{2} \times 6.77 \times 10^4 \times 1.8^2 = 10.97 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{m}$$

(3)基础梁内力计算

JL1　地基均布净反力：　$p_1 = 6.77 \times 10^4 \times 2 = 13.54 \times 10^4 \text{N/m}$

总地基净反力：　$R_1 = 13.54 \times 10^4 \times 14.4 = 194.98 \times 10^4 \text{N}$

JL2　地基均布净反力：　$p_2 = 6.77 \times 10^4 \times (2 \times 0.5 + 1.5) = 16.93 \times 10^4 \text{N/m}$

总地基净反力：　$R_2 = 16.93 \times 10^4 \times 14.4 = 243.79 \times 10^4 \text{N}$

则　$R_2 = \frac{243.79}{194.98} \times R_1 = 1.25 R_1$

横向共 16 根梁，相当于　$(14 + 2 \times 1.25) R_1 = 16.5 R_1$

JL3 纵梁上所有柱的总荷重 $\sum P_1 = 1620 \times 10^4 \text{N}$，因此作用在每根 JL1 横梁中点的集中力为：

$$P_1 = \frac{1620 \times 10^4}{16.5} = 98.2 \times 10^4 \text{N}$$

作用在 JL4 纵梁上，JL1 横梁边的集中力为：

$$P_2 = \frac{R_1 - P_1}{2} = \frac{195.0 - 98.2}{2} \times 10^4 = 48.4 \times 10^4 \text{N}$$

(4)JL1 横向基础梁的弯矩计算

根据平衡条件，求剪力等于零的点：

$$P_2 - p_1 x = 0 \quad x = \frac{48.4 \times 10^4}{13.54 \times 10^4} = 3.57\text{m}$$

跨中最大弯矩：

$$M_{max} = 13.54 \times 10^4 \times 3.57^2/2 - 48.4 \times 10^4 \times 3.57 = -86.51 \text{N} \cdot \text{m}$$

支座弯矩：

$$M_b = P_1 L/4 - R_1 L/8 = 98.2 \times 10^4 \times 14.4/4 - 195.0 \times 10^4 \times 14.4/8 = 2.52 \text{N} \cdot \text{m}$$

计算结果如图 5-5 所示。同理可求得 JL2 横向基础梁的内力，计算从略。

(5)JL3 纵向基础梁的弯矩、剪力计算

基础梁上作用的荷载如图 5-6a)所示，作用在 JL2 横梁中点的集中力为：

$$P_3 = 1.25 P_1 = 1.25 \times 98.2 \times 10^4 = 122.8 \times 10^4 \text{N}$$

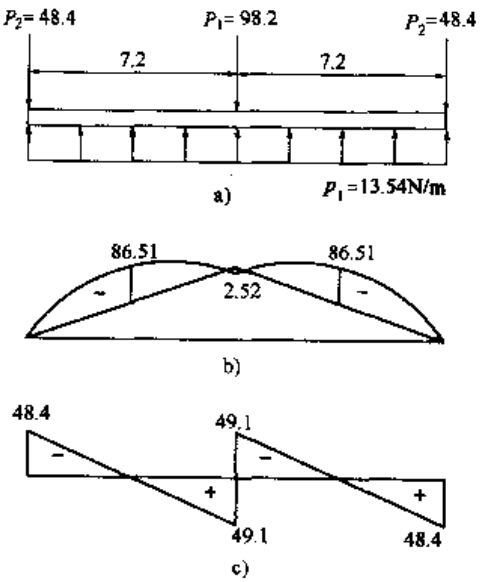


图 5-5　JL1 内力图

a)荷载(10^4N)；b)弯矩(10^4N·m)；c)剪力(10^4N)

弯矩计算

截面 A：$-117.2\times10^4\times2=-234.4\times10^4\text{N}\cdot\text{m}$

截面 B：$-117.2\times10^4\times4+98.2\times10^4\times2=-272.4\times10^4\text{N}\cdot\text{m}$

截面 C：$-117.2\times10^4\times6+98.2\times10^4\times6=-114.0\times10^4\text{N}\cdot\text{m}$

截面 D：$(-117.2\times8-171.8\times2+98.2\times10)\times10^4=-299.2\times10^4\text{N}\cdot\text{m}$

截面 E：$(-117.2\times10-171.8\times4+98.2\times16)\times10^4=-288.0\times10^4\text{N}\cdot\text{m}$

截面 F：$-117.2\times12-171.8\times6+98.2\times24=-80.4\times10^4\text{N}\cdot\text{m}$

截面 G：$(-117.2\times14-171.8\times8-201.8\times2+98.2\times32)\times10^4=-276.4\times10^4\text{N}\cdot\text{m}$

计算结果的弯矩和剪力图见图 5-6b)和图 5-6c)。

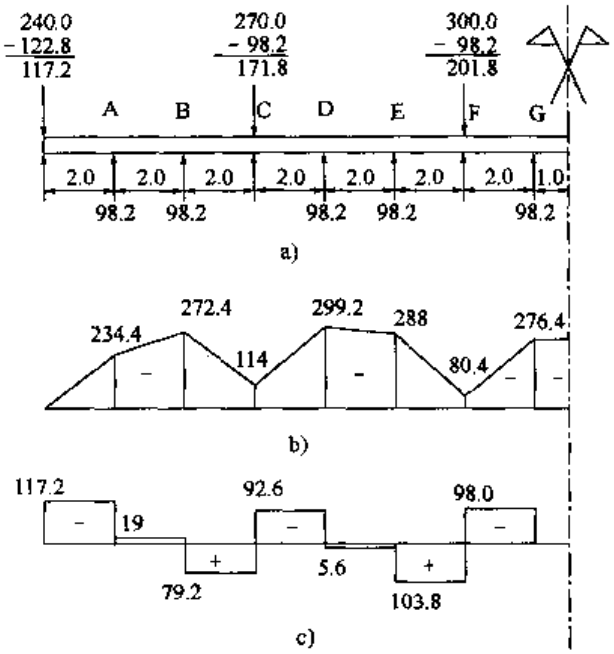


图 5-6 JL3 内力图

a)荷载(10^4N)；b)弯矩(10^4N·m)；c)剪力(10^4N)

(6)JL4 纵向基础梁的弯矩、剪力计算：

如图 5-7a)，作用在 JL2 横梁边的集中力为：

$$P_4=\frac{R_2-P_3}{2}=\frac{243.79-122.8}{2}\times10^4=60.5\times10^4\text{N}$$

悬臂板反力：

$$1.5\times1.8\times6.77\times10^4=18.3\times10^4\text{N}$$

$$\therefore\quad P_4=60.5+18.3=78.8\times10^4\text{N}$$

截面 A：$(-91.2\times2+0.5\times6.77\times1.8\times2^2)\times10^4=-158.0\text{N}\cdot\text{m}$

截面 B：$(-91.2\times4+48.4\times2+0.5\times6.77\times1.8\times4^2)\times10^4=-170.5\text{N}\cdot\text{m}$

截面 C：$(-91.2\times6+48.4\times6+0.5\times6.77\times1.8\times6^2)\times10^4=-37.5\text{N}\cdot\text{m}$

截面 D：$(-91.2\times8+48.4\times10-151.6\times2+0.5\times6.77\times1.8\times8^2)\times10^4=-158.8\text{N}\cdot\text{m}$

截面 E：$(-91.2\times10+48.4\times16-151.6\times4+0.5\times6.77\times1.8\times10^2)\times10^4=-134.7\text{N}\cdot\text{m}$

截面 F：$(-91.2\times12+48.4\times24-151.6\times6+0.5\times6.77\times1.8\times12^2)\times10^4=35.0\text{N}\cdot\text{m}$

截面 G：$(-91.2\times14+48.4\times32-151.6\times8-181.6\times2+0.5\times6.77\times1.8\times14^2)\times10^4$

$=-109.8\text{N}\cdot\text{m}$

截面 H：$(-91.2\times15+48.4\times37-151.6\times9-181.6\times3+0.5\times6.77\times1.8\times15^2)\times10^4$

$=-115.5\text{N}\cdot\text{m}$

弯矩图和剪力图见图 5-7b)和图 5-7c)。

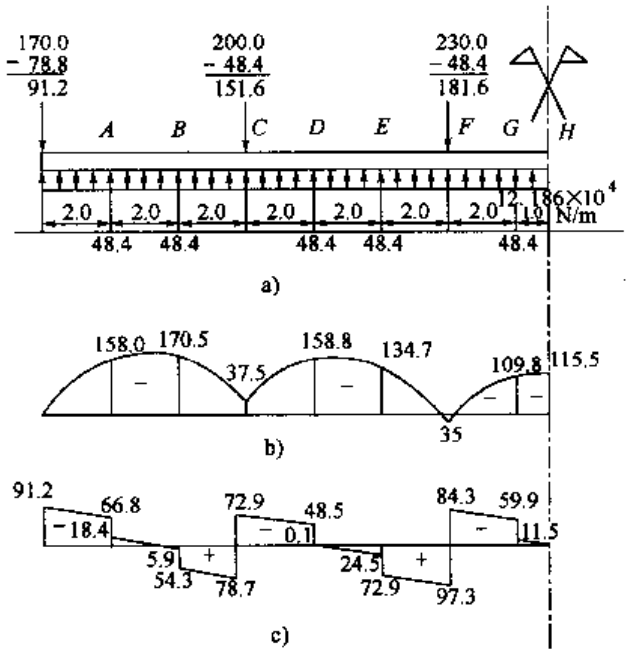


图 5-7　JL4 内力图

a)荷载(10^4N)；b)弯矩(10^4N·m)；c)剪力(10^4N)

二、刚性板条法

当柱呈规则分布，相邻柱距或相邻柱荷载相差不超过 20%，以及柱距小于 $1.75/\lambda$ 时，可以采用刚性板条法(美国 ACI)。λ 采用下式计算：

$$\lambda=\sqrt[4]{\frac{k_s b}{4E_c I}} \tag{5-3}$$

式中：k_s——地基基床系数；

b——筏形基础计算条带的宽度，即相邻两行柱的中心距；

E_c——混凝土的弹性模量；

I——宽度为 b 的计算条带惯性距。

采用刚性板条法计算筏板内力时，应首先计算柱荷载的合力位置，并假设地基反力呈线性分布，进而采用静力学方法求出地基反力：

$$q=Q\left(\frac{1}{A}\pm\frac{e_y y}{I_x}\pm\frac{e_x x}{I_y}\right) \tag{5-4}$$

式中：Q——基础上总荷载，为所有柱轴力之和；

A——筏形基础总面积；

x、y——以通过筏板面积形心的 x、y 轴为基准的板上计算点的坐标；

e_x、e_y——合力的坐标；

I_x、I_y——筏板平面对 x 轴和 y 轴的惯性距。

采用刚性板条法计算筏形基础内力时，值得注意的是，在计算上部荷载合力时不计入筏板基础的重力，这是因为筏形基础重力产生的地基反力保持不变，不会产生弯曲应力。同时由于板条法没有考虑相邻板条之间的剪力传递，因此出现地基反力与板条上荷载不平衡的问题，应合理修正竖向力的平衡。

【例 5-3】 如图 5-8 筏板基础厚 0.8m，采用刚性板条法计算基础内力。

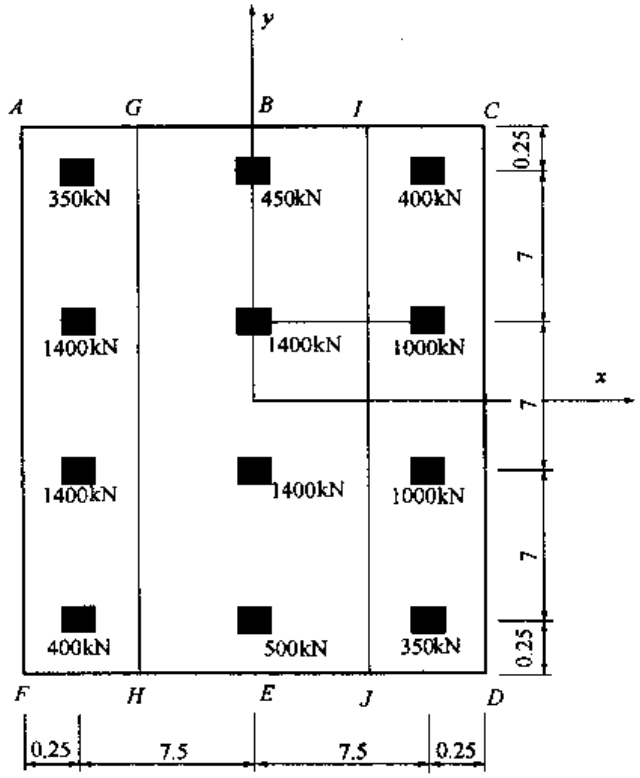


图 5-8 筏板基础算例(尺寸单位：m)

解：(1)验证持力层强度

$$\sum P = 350 \times 2 + 450 + 400 \times 2 + 500 + 1400 \times 4 + 1000 \times 2 = 10050\text{kN}$$

$$G = 21.5 \times 15.5 \times 0.8 \times 24 = 6398.4\text{kN}$$

$$A = 15.5 \times 21.5 = 333.25\text{m}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times 15.5 \times 21.5^3\text{m}^4 = 12837\text{m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} \times 21.5 \times 15.5^3\text{m}^4 = 6672\text{m}^4$$

$$M_y = \sum P \cdot e_x ; e_x = x' - \frac{B}{2}$$

$$x' = \frac{P_{1X'1} + P_{2X'2} + P_{3X'3} + \cdots + P_{12X'12}}{\sum P}$$

$$= \frac{1}{10050}7.75[(450 + 1400 + 1400 + 500) + 15.25(400 + 1000 + 1000 + 350) + 0.25(350 + 1400 + 1400 + 400)] = 7.153\text{m}$$

$$e_x = x' - \frac{B}{2} = 7.153 - \frac{15.5}{2} = -0.597\text{m}$$

$$M_y = 10050 \times 0.597\text{kN} \cdot \text{m} = 6000\text{kN} \cdot \text{m}$$

同理，$M_x = \sum P \cdot e_y ; e_y = y' - \frac{L}{2}$

$$y' = \frac{P_{1y'1} + P_{2y'2} + P_{3y'3} + \cdots + P_{12y'12}}{\sum P}$$

$$= \frac{1}{10050}[0.25(400 + 500 + 350) + 7.25(1400 + 1400 + 1000) + 14.25(1400 + 1400 + 1000) + 21.25(350 + 450 + 400)] = 10.700\text{m}$$

$$e_y = y' - \frac{L}{2} = 10.700 - \frac{21.5}{2} = -0.05$$

$$M_x = 10050 \times 0.05 = 502.5\text{kN} \cdot \text{m}$$

基底平均压力：

$$P = \frac{\sum P + G}{A} = \frac{10050 + 6398.4}{333.25} = 49.4\text{kN/m}^2$$

基地反力最大值：

$$P_{max} = \frac{\sum P + G}{A} + \frac{M_x}{I_x} y_{max} + \frac{M_y}{I_y} x_{max}$$

$$49.1 + \frac{502.5}{12837} \cdot 10.75 + \frac{6000}{6672} \cdot 7.75 = 56.80\text{kN/m}^2 < 1.2f_a$$

(2)计算基底净反力

不计基础自重得各点净反力如下：

$$P_{ji} = \frac{\sum P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y_i \pm \frac{M_y}{I_y} x_i$$

A 点：$P_{jA} = 30.16 - 0.039 \times 10.75 + 0.899 \times 7.75 = 36.71\text{kN/m}^2$

B 点：$P_{jB} = 30.16 - 0.039 \times 10.75 + 0.899 \times 0 = 29.74\text{kN/m}^2$

C点：$P_{jC}=30.16-0.039\times10.75-0.899\times7.75=22.81\text{kN/m}^2$

D点：$P_{jD}=30.16+0.039\times10.75-0.899\times7.75=23.58\text{kN/m}^2$

E点：$P_{jE}=30.16+0.039\times10.75+0.899\times0=30.55\text{kN/m}^2$

F点：$P_{jF}=30.16+0.039\times10.75+0.899\times7.75=37.51\text{kN/m}^2$

(3)计算板条 *AGHF* 的内力基底平均净反力

$$\overline{P}_j=\frac{1}{2}(P_{jA}+P_{jF})=\frac{1}{2}(36.71+37.51)=37.11\text{kN/m}^2$$

基地总反力：

$$\overline{P}_j bL=37.11\times4\times21.5=3191.46\text{kN}$$

柱荷载总和：

$$\sum P=350+1400+1400+400=3550\text{kN}$$

基底反力与柱荷载的平均值：

$$\overline{P}=\frac{1}{2}(\overline{P}_j bL+\sum P)=\frac{1}{2}(3191.46+3550)=3370.73\text{kN}$$

柱荷载修正系数：

$$\alpha=\frac{\overline{P}}{\sum P}=\frac{3370.73}{3550}=0.950$$

各柱荷载修正值如图 5-9 所示。

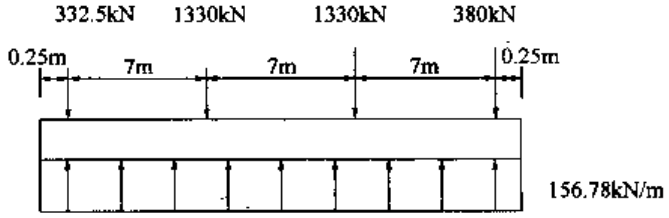


图 5-9 各柱荷载修正值

修正的基底平均净反力：

$$\overline{P}'_j=\frac{\overline{P}}{bL}=\frac{3370.73}{4\times21.5}=39.195\text{kN/m}^2$$

每单位长度基底平均净反力：

$$b\overline{P}'_j=4\times39.195=156.78\text{kN/m}$$

最后按柱下条形基础计算内力。本例按静力平衡法计算各截面的弯矩和剪力，如图 5-10 所示。

(4)计算板带 *GIJH* 的内力

$$\overline{P}_j=\frac{1}{2}(P_{jB}+P_{jE})=\frac{1}{2}(29.74+30.55)=30.15\text{kN/m}^2$$

$$\overline{P}_j bL=30.15\times7.5\times21.5\text{kN}=4860.88\text{kN}$$

$$\sum P=\frac{1}{2}(450+1400+1400+500)=3750\text{kN}$$

$$\overline{P}=(\overline{P}_j bL+\sum P)=\frac{1}{2}(4860.88+3750)=4305.44\text{kN}$$

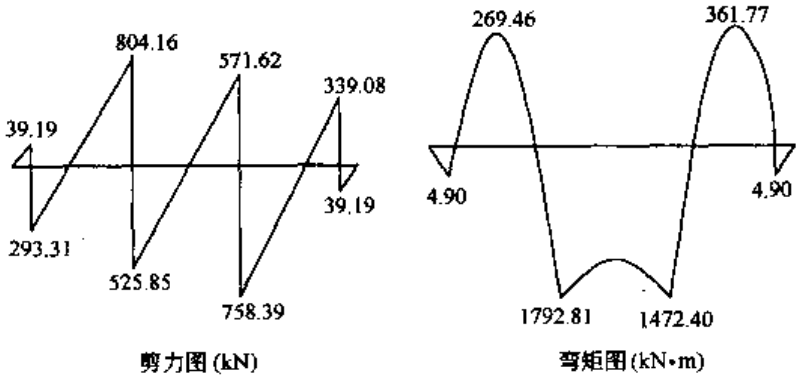


图 5-10 *AGFH* 板带内力

$\alpha=\frac{\overline{P}}{\sum P}=\frac{4305.44}{3750}=1.148$，各柱荷载修正值如图 5-11 所示。

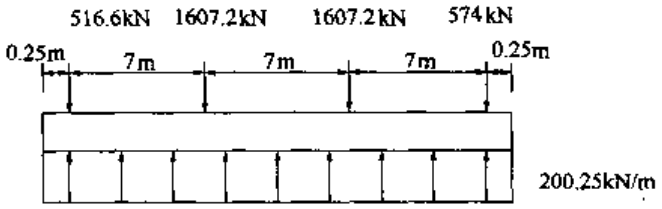


图 5-11 板带 *GIJH* 各柱荷载修正值

$\overline{P}'_j b=\frac{4305.44}{21.5}=200.25\text{kN/m}$，最后内力如图 5-12 所示。

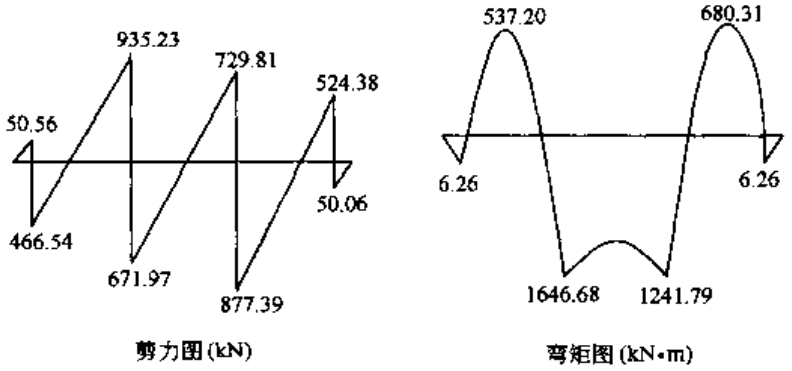


图 5-12 *GIJH* 板带内力

三、有限差分法

差分法是一种解微分方程的数值方法。函数在任意一点的微商都可以用该点及其邻近点的差商近似表示，从而可以将微分方程转化为代数方程求解。筏板有限差分法的基本思想是地基能够被很多均匀分布的、弹性系数为 k 的弹簧所替代，弹簧的弹性系数 k 可以取温克勒地基的基床系数 k_s，采用薄板理论建立基本微分方程式。为了求解该偏微分方程组，对求解区域进行网格划分，以各个节点处挠度的差商近似代表其微商，得到逼近该微分方程的有限差分

方程。根据定解条件求解节点处挠度，进而得到筏板内力。

进行分析时，利用一组有限差分方程替代弹性地基的薄板偏微分方程。薄板的挠度偏微分方程是：

$$\frac{\partial^4 w(x,y)}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 w(x,y)}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w(x,y)}{\partial y^4} = \frac{q - k_s w(x,y)}{D} \tag{5-5}$$

式中：k_s——基床系数；

D——板的抗剪刚度，$D = E_c h^3/12(1-\nu^2)$；

E_c——板的弹性模量；

h——板的厚度；

ν——板的泊松比；

$w(x,y)$——挠度；

q——单位面积上的面荷载。

如图 5-13 所示，单元体在 x 和 y 方向的宽度为 dx 和 dy，则作用在单元上的内力合力分别为：

$$M_x = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)$$

$$M_y = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)$$

$$M_{xy} = -M_{yx} = -D(1-\nu)\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$$V_x = -D\left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2}\right)$$

$$V_y = -D\left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial x^2}\right)$$

对上式进行各阶差分，并引进板的边界条件，可求得截面内力。

差分法计算精度与划分网格的数量有直接关系。当网格的尺寸比柱的尺寸大得多时，则表示接近柱的计算结果不可靠。因此在网格划分时，靠近柱的网格应细些，以取得可靠的计算精度。

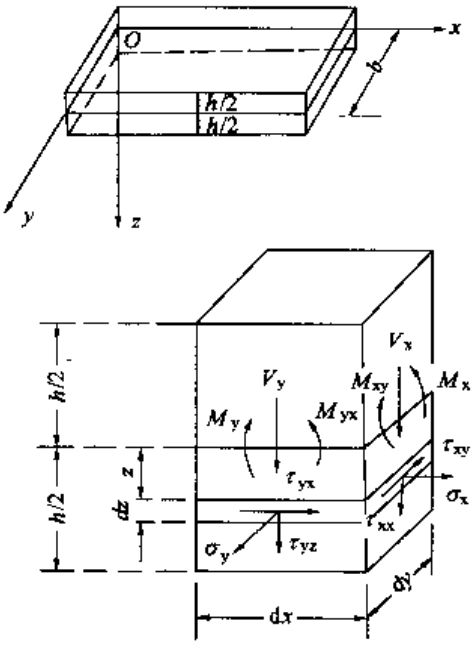


图 5-13　薄板弯曲坐标与内力

四、有 限 元 法

对于计算变厚度筏板、带肋筏板和不规则形状板时，有限差分法不适用。1967 年，Zienkiewicz、Cheung 引入有限单元法，利用计算机进行结构矩阵分析弹性地基上板的问题。如图 5-14 所示，其理论是把筏形基础理想化为仅仅在节点上相互连接的有限元网格，地基模拟为一组互不影响的弹簧模型（温克勒地基模型），或模拟为一个弹性的各向同性的半空间模型。地基土的刚度按下式计算：

$$K_i = \sum_e \frac{A_e}{4} k_w \tag{5-6}$$

式中：K_i——节点 i 土的刚度；

A_e——围绕节点 i 的单元面积；

k_{se}——计算单元的地基基床系数。

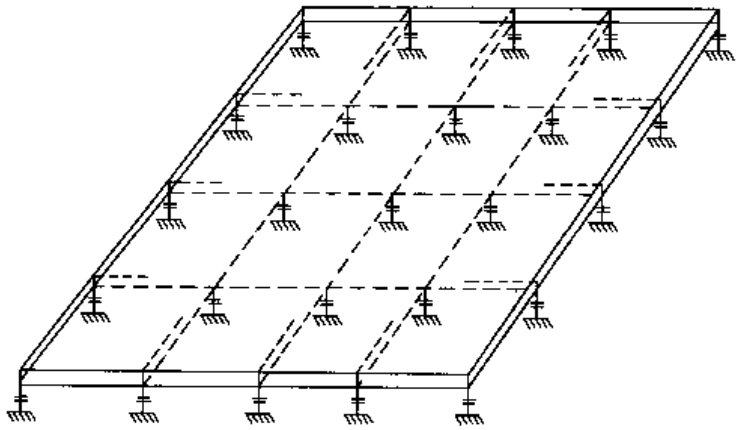


图 5-14　板和地基的理想有限元结构

目前，采用有限元计算筏形基础研究成果颇多，其中以 Bowles(1974)的网格—单元法和 Lucas(1970)的网格法为最常用，图 5-15 和图 5-16 显示了两种方法的主要差别。

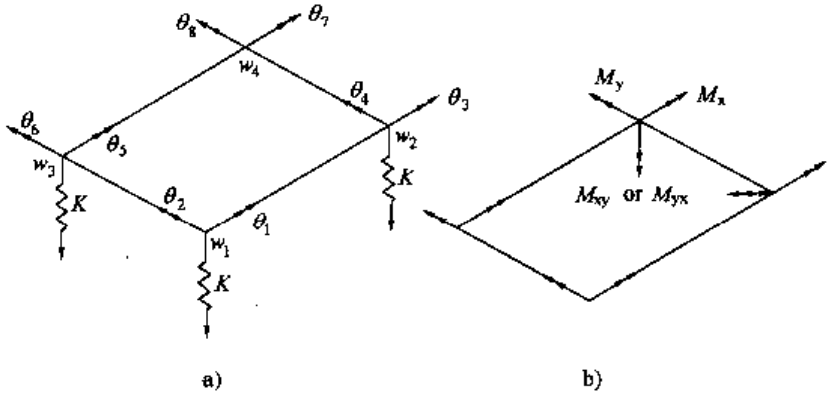


图 5-15　用矩形板单元的有限元法

a)位移；b)力

根据图 5-16，可以推出单元的方向矩阵为：

$$A=\begin{bmatrix} -\sin\alpha & 0 & -\cos\alpha & 0 & 0 \\ \cos\alpha & 0 & -\sin\alpha & 0 & 0 \\ \frac{1}{L} & \frac{1}{L} & 0 & -1 & 0 \\ 0 & -\sin\alpha & \cos\alpha & 0 & 0 \\ 0 & \cos\alpha & \sin\alpha & 0 & 0 \\ -\frac{1}{L} & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \tag{5-7}$$

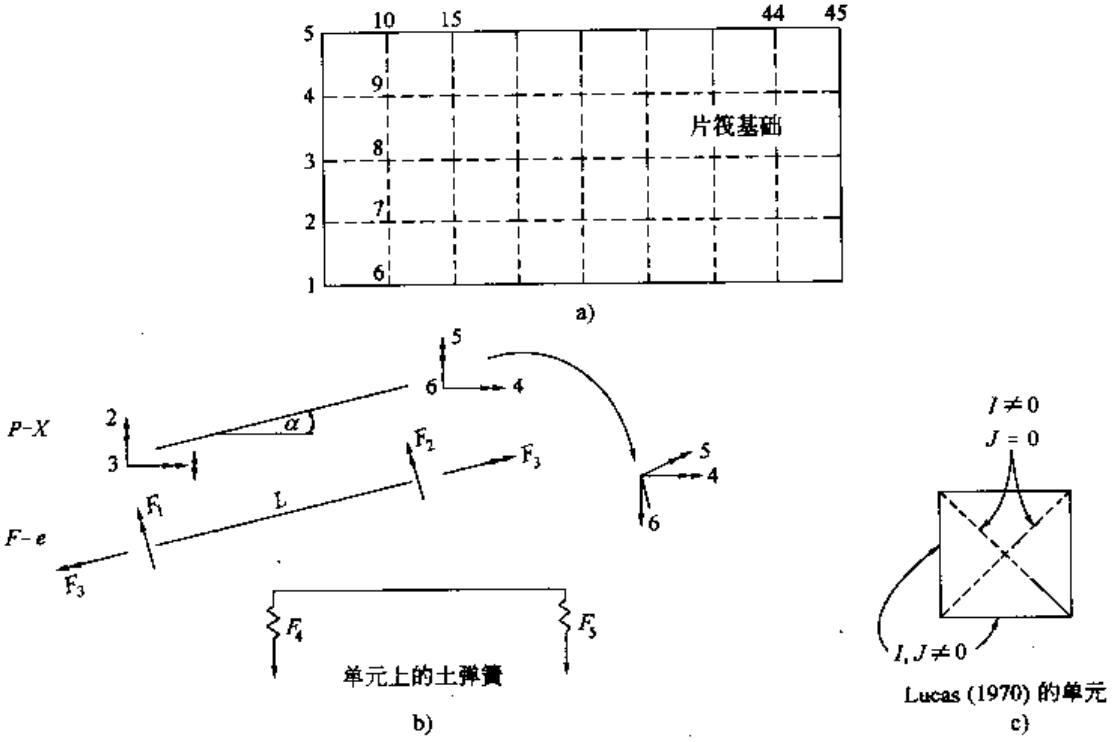


图 5-16　有限元(网格)分析法

单元刚度矩阵为：

$$S=\begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\omega GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K \end{bmatrix} \tag{5-8}$$

式中：E、I——弹性模量和惯性矩；

G、J——剪切模量和极惯性矩；

K——地基土的刚度，按式(5-6)计算；

ω——扭转系数，与板的长宽比有关，对于筏板，由于土的作用改变了挠度的模式，因此取 $\omega=1.0$。

在式(5-7)和式(5-8)的基础上，很容易建立体系的总刚度矩阵，进而建立体系的位移方程求解体系的位移和内力。

值得注意的是，由于土体本身不能承受拉应力，可采用 Cheung、Nag(1968)提出的相互作用程序，使拉应力作用的节点土的刚度为零。

第三节 筏基沉降计算

筏形基础沉降计算是一个较复杂的问题，特别是目前大宽度的筏形基础的出现，其主要焦点问题是压缩层厚度的计算或选取。筏形基础的沉降影响因素众多，除压缩层的深度外，还有基础和上部结构的相对刚度、地基土的类别、地基土的均匀性、施工方法等，在进行基础沉降计算时，应审慎考虑这些因素的影响。

一、分层总和法

筏形基础最终沉降可按下式计算：

$$s=\sum_{i=1}^{n}\left(\Psi_c\frac{p_c}{E'_{si}}+\Psi_s\frac{p_0}{E_{si}}\right)(z_i\bar{\alpha}_i-z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}) \tag{5-9}$$

式中：s——最终沉降量；

Ψ_c——考虑回弹影响的沉降经验系数；

Ψ_s——沉降计算经验系数；

n——压缩层深度范围内土层划分数；

p_0——长期效应组合下的基础底面处的附加压力标准值；

p_c——基坑底面以上土的自重压力标准值，地下水位以下应扣除浮力；

E'_{si}、E_{si}——基础底面以下第 i 层土的回弹再压缩模量和压缩模量；

z_i、z_{i-1}——基础底面至第 i 层土、第 i-1 层土的距离；

$\bar{\alpha}_i$、$\bar{\alpha}_{i-1}$——基础底面计算点至第 i 层土、第 i-1 层土底面范围内平均附加应力系数。

沉降计算之所以考虑回弹，是因为在基坑开挖阶段，由于筏形基础一般埋置较深，地基回弹再压缩变形往往在总沉降中占重要地位。考虑回弹影响的沉降经验系数 Ψ_c 应按地区经验采用，取小于或接近 1.0。

【例 5-4】 某筏板基础底面积为 47.6m×57.1m，上部结构荷载为 2.5×10^5kN，筏板基础自重 1.8×10^5kN，基础埋深 1.5m。地质条件：基底下 4m，粉土，E_s=8MPa；4～10m 区域，粉质粘土，E_s=15MPa；10～16m 区域，粉质粘土，E_s=20MPa；再下面是细砂，E_s=35MPa。利用分层总和法计算基础最终沉降(不考虑回弹影响)。

解：基底平均压力：

$$p=\frac{G+\sum F}{A}=\frac{250000+180000}{47.6\times57.1}=158.2\text{kN/m}^2$$

取基础及上覆土的平均容重为 20kN/m²，则基底附加应力为：

$$p_0=p-\gamma' d=158.2-20\times1.5=128.2\text{kN/m}^2$$

根据《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)表 5-2-4，取沉降经验系数 $\Psi_s=0.7$，压缩层厚度按 $\Delta s_i/\sum\Delta s_i\leqslant0.025$ 选取，由表中可知，当距基底 17m 时，$\Delta s_i/\sum\Delta s_i=0.021<0.025$，故压缩层厚度取至基底 17.0m。沉降计算过程见表 5-6。

沉降计算过程　　表 5-6

到筏基底面距离(m)	z/b	$\bar{\alpha}_i$	$z_i\bar{\alpha}_i - z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}$	压缩模量(MPa)	Δs_i(mm)	$\sum \Delta s_i$	$\Delta s_i/\sum \Delta s_i$
4	0.168	0.24974	0.99896	8	64.04	64.04	
10	0.42	0.24782	1.47924	15	50.56	114.60	
11	0.462	0.24764	0.24584	20	6.304	120.904	
12	0.504	0.24746	0.24548		6.296	127.2	
13	0.546	0.24727	0.24499		6.280	133.48	
14	0.588	0.24711	0.24503		6.284	139.764	
15	0.63	0.24273	0.18141		4.652	144.416	
16	0.672	0.24136	0.23581		6.048	150.464	0.040
17	0.714	0.24000	0.21824	35	3.196	153.66	0.021
18	0.756	0.23863	0.21534		3.156	156.816	
19	0.798	0.23727	0.21279		3.116	15.932	
20	0.84	0.23558	0.20947		3.068	163.0	

所以最终沉降为：

$$s = \Psi_s \sum \Delta s_i = 0.7 \times 153.66 = 76.83\text{mm}$$

二、Egorov　法

上述的分层总和法因假定一维压缩、柔性基础及采用附加压力计算等因素的影响，计算值通常远大于实测值。20 世纪中叶，叶果洛夫(K.E.Egorov)提出了基于 Boussinesq 位移解的沉降计算方法，近似地考虑了深基坑的回弹再压缩变形、基础刚度、超补偿等分层总和法无法考虑的问题，在一定程度上弥补了“分层总和法”的不足。

对于均质地基上长度为 L、宽度为 b 的矩形基础，其上作用均布荷载 P，地基中任意点的垂直变形可根据 Boussinesq 位移解求出。基础角点处地表沉降可以表示为：

$$\omega_z = \frac{K_z P b (1 - \nu^2)}{E} \tag{5-10}$$

式中：

$$K_z = \frac{1}{2}\left[I_1 - \frac{1 - 2\nu^2}{1 - \nu} I_2 \right]$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}\left[\ln \frac{\sqrt{d^2 + l^2 + 1} + l}{\sqrt{d^2 + l^2 + 1} - l} + l \ln \frac{\sqrt{d^2 + l^2 + 1} + 1}{\sqrt{d^2 + l^2 + 1} - 1} \right]$$

$$I_2 = \frac{d}{\pi} \arctan\left[\frac{1}{d\sqrt{1 + l^2 + d^2}} \right]$$

其中，$l = L/b$，$d = z/b$，ν 为泊松比；E 为变形模量。

以上公式考虑的均为具有无限厚度的弹性土层的情况，对于有限厚度的多层土地基，可以采用累加的方法求得总沉降量，考虑基础刚度以及不可压缩层的影响，则公式变为：

$$s = \mu p b \sum_{i=1} \frac{(K_i - K_{i-1})}{C_i} \tag{5-11}$$

这就是 Egorov 沉降计算方法的理论来源。在编入《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》(JGJ 6—99)时,对其进行了修正,其计算公式为:

$$s = pb\eta \sum_{i=1}^{n} \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{E_{0i}} \tag{5-12}$$

式中:s——最终沉降量;

p——长期效应组合下的基础底面处的平均压力标准值;

b——基础底面宽度;

δ_i、δ_{i-1}——与基础长宽比 L/b 及基础底面至第 i 层土和第 $i-1$ 层土底面的距离深度 z 有关的无因次系数,按表 5-7 取值;

E_{0i}——基础底面下第 i 层土的变形模量,通过试验或地区经验确定;

η——修正系数,按表 5-8 取值。

Egorov 沉降系数 表 5-7

$\frac{z}{b}$	圆形基础 ($b=2r$)	矩形基础 $n=L/b$									条形基础 $n\geqslant 10$
		$n=1.0$	$n=1.4$	$n=1.5$	$n=1.8$	$n=2.0$	$n=2.4$	$n=3.0$	$n=3.2$	$n=5.0$	
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	0.090	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.104
0.4	0.179	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.208
0.6	0.266	0.299	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.311
0.8	0.348	0.380	0.394	0.395	0.397	0.397	0.397	0.397	0.397	0.397	0.412
1.0	0.411	0.446	0.472	0.476	0.482	0.484	0.486	0.486	0.486	0.486	0.511
1.2	0.461	0.499	0.538	0.543	0.556	0.561	0.565	0.566	0.567	0.567	0.605
1.4	0.501	0.542	0.592	0.601	0.618	0.626	0.635	0.640	0.640	0.640	0.687
1.6	0.532	0.577	0.637	0.647	0.671	0.682	0.696	0.706	0.707	0.709	0.763
1.8	0.558	0.606	0.676	0.688	0.717	0.730	0.750	0.764	0.768	0.772	0.831
2.0	0.579	0.630	0.708	0.722	0.756	0.773	0.796	0.816	0.820	0.830	0.892
2.2	0.596	0.650	0.735	0.751	0.789	0.808	0.837	0.861	0.862	0.883	0.949
2.4	0.611	0.668	0.759	0.776	0.819	0.841	0.873	0.902	0.908	0.932	1.001
2.6	0.624	0.683	0.780	0.798	0.844	0.868	0.904	0.939	0.948	0.977	1.050
2.8	0.635	0.697	0.798	0.818	0.867	0.893	0.933	0.971	0.981	1.018	1.095
3.0	0.645	0.708	0.814	0.836	0.887	0.913	0.958	1.000	1.011	1.056	1.138
3.2	0.653	0.719	0.828	0.850	0.904	0.934	0.980	1.027	1.031	1.090	1.178
3.4	0.661	0.728	0.841	0.863	0.920	0.951	1.000	1.051	1.065	1.122	1.215
3.6	0.668	0.736	0.852	0.875	0.935	0.967	1.019	1.073	1.088	1.152	1.251
3.8	0.674	0.744	0.863	0.887	0.948	0.981	1.036	1.099	1.109	1.180	1.285

续上表

$\frac{z}{b}$	圆形基础 ($b=2r$)	矩形基础 $n=L/b$								条形基础 $n\geqslant 10$
		$n=1.0$	$n=1.4$	$n=1.5$	$n=1.8$	$n=2.0$	$n=2.4$	$n=3.0$	$n=3.2$	$n=5.0$	
4.0	0.679	0.751	0.872	0.897	0.960	0.995	1.051	1.111	1.128	1.205	1.316
4.2	0.684	0.757	0.881	0.906	0.970	1.007	1.065	1.128	1.146	1.229	1.347
4.4	0.689	0.762	0.888	0.914	0.980	1.017	1.078	1.144	1.162	1.251	1.376
4.6	0.693	0.768	0.896	0.922	0.989	1.027	1.089	1.158	1.178	1.272	1.404
4.8	0.697	0.772	0.902	0.929	0.998	1.036	1.100	1.171	1.192	1.291	1.431
5.0	0.700	0.777	0.908	0.935	1.005	1.045	1.110	1.183	1.205	1.309	1.456

注：z——基础底面至该土层底面的距离；

L、b——矩形基础长度与宽度；

r——圆形基础半径。

修正系数 η 表 5-8

$m=2z_n/b$	$0<m\leqslant 0.5$	$0.5<m\leqslant 1$	$1<m\leqslant 2$	$2<m\leqslant 3$	$3<m\leqslant 5$	$5<m\leqslant\infty$
η	1.0	0.95	0.90	0.80	0.75	0.70

对于一般粘性土、软土、和饱和黄土当未进行荷载试验时，可反算综合变形模量，按下式计算：

$$s=\frac{pb\eta}{\bar{E}_0}\sum_{i=1}^{n}(\delta_i-\delta_{i-1}) \tag{5-13}$$

式中：$\bar{E}_0$——实测沉降反算的综合变形模量，$\bar{E}_0=\alpha\bar{E}_s$，$\bar{E}_s$ 为综合压缩模量。

大面积基础地基压缩层的深度主要与基础宽度和土的类别有密切的关系，并通过分析不同基础宽度对计算深度的影响，得到地基压缩层深度的近似计算公式，这是目前我国叶果洛夫沉降计算的配套方法。其公式为：

$$z_n=(z_m+\xi b)\beta \tag{5-14}$$

其系数及取值见表 5-9 和表 5-10，其中调整系数 β 是按照土的类别给出的。由于地基的成层性，查表很难确定其值。笔者认为，根据综合压缩模量 $\bar{E}_s$ 来确定 β 值会较方便，但需积累资料。

z_m 值和折减系数 ξ 表 5-9

L/b	$\leqslant 1$	2	3	4	$\geqslant 5$
z_m	11.6	12.4	12.5	12.7	13.2
ξ	0.42	0.49	0.53	0.60	1.00

折减系数 β 表 5-10

土类	碎石	砂土	粉土	粘性土	软土
β	0.30	0.50	0.60	0.75	1.00

【例 5-5】 某市同一区域的两个大厦均为 16 层框剪结构，基础为筏板基础。大厦甲基础

底面面积为63.8m×16.4m,基础埋深为4.1m,基底底面平均压力为240kPa,基底附加应力为187kPa;大厦乙基础底面面积为49.3m×12.4m,基础埋深为7.28m,基底底面平均压力为240kPa,基底附加应力为163kPa;其地质条件见图5-17。试计算基础沉降量。

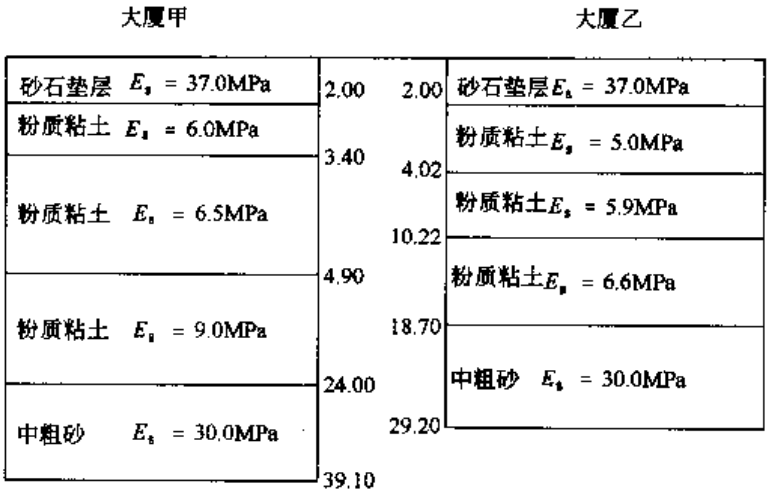


图5-17 地质条件图

解:按照Egorov沉降计算方法计算沉降。为了对照分层总和法,本文的压缩层厚度取大厦甲为39.10m;大厦乙为21.9m。

采用式(5-12)计算,查表可得:大厦甲为$\delta_n = 0.917$;大厦乙为$\delta_n = 0.907$。计算的关键是确定α。由于大厦甲与大厦乙地质条件相似,因此可根据大厦甲的实测数据反算α,进而利用计算所得的α计算大厦乙的沉降。

$s = \dfrac{pb\eta\,\delta_n}{\overline{E}_0} = \dfrac{pb\eta\,\delta_n}{\alpha\,\overline{E}_s}$,可以推出$\alpha = \dfrac{pb\eta\,\delta_n}{S\,\overline{E}_s}$,将相关数据代入得:

$$\alpha = \frac{pb\eta\,\delta_n}{S\,\overline{E}_s} = \frac{240 \times 16.4 \times 0.75 \times 0.917}{0.062 \times 11.2 \times 1000} = 3.898$$

根据$\overline{E}_s$,查表5-11,得α值为4.1,与上述计算值相当接近。因此可以此计算大厦乙的沉降:

$$s = \frac{pb\eta\,\delta_n}{\alpha\,\overline{E}_s} = \frac{240 \times 12.4 \times 0.75 \times 0.907}{3.898 \times 12.07 \times 1000} = 0.04089 = 40.89\text{mm}$$

α值的确定 表5-11

$\overline{E}_s$(MPa)	3.0	5.0	7.5	10.0	12.5	15.0	20.0
$\alpha = \overline{E}_0/E_s$	1.0	1.6	2.6	3.6	4.6	5.6	7.6

大厦乙实测沉降为31.0mm。采用简化分层法计算的沉降为442.7mm;按照地基基础规范计算为225.8mm;按照当地沉降经验系数,采用分层总和法计算的沉降为127.2mm。通过以上计算说明,采用Egorov沉降计算方法计算筏板基础沉降具有可靠的精度,其关键在于α值的确定。

第四节　筏基构造设计计算

高层建筑质心高、荷载大，当筏形基础产生倾斜时，建筑物自重会对基础底面形心产生较大的倾覆力矩增量，使建筑物产生倾斜。因此对于单体结构，基底平面形心宜与竖向永久荷载重心重合；不满足时，偏心距宜满足式(5-15)的要求：

$$e \leqslant \frac{0.1W}{A} \tag{5-15}$$

式中：W——与偏心距方向一致的基础边缘抵抗矩；

A——基础底面面积。

表 5-12 显示了整体倾斜与 e/B 的关系，e/B 越大，则倾斜越大。

整体倾斜与 e/B 值的关系　　表 5-12

地 基 条 件	横向偏心矩 e(m)	基底宽度 B(m)	e/B	实测倾斜率(%)
上海软土地基	0.164	17.9	1/109	2.1
上海软土地基	0.154	14.8	1/96	2.7
北京硬土地基	0.297	12.6	1/42	1.716

梁板式筏基的底板除计算正截面受弯承载力外，尚应进行冲切承载力的验算。底板受冲切验算需满足下式(如图 5-18)：

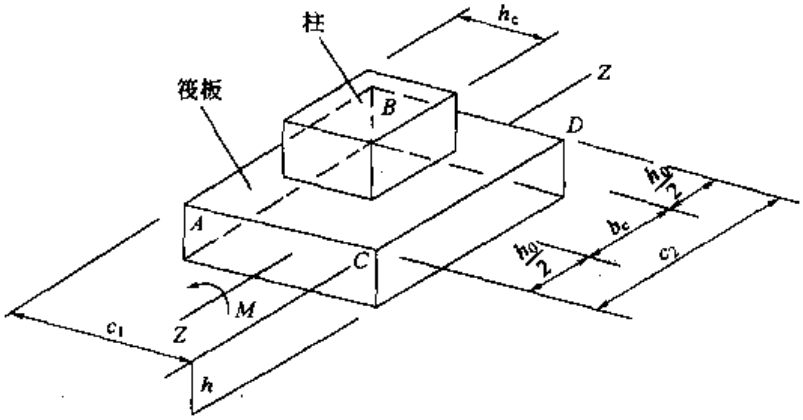


图 5-18　内柱冲切临界面

$$F_l = 0.7\beta_{hp} f_t u_m h_0 \tag{5-16}$$

式中：F_l——作用在阴影部分上的地基土平均净反力设计值；

u_m——距基础梁边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的周长；

β_{hp}——截面高度影响系数，当 $h_0 \leqslant 800$mm 时，取 $\beta_{hp} = 1.0$；当 $h_0 \geqslant 2000$mm 时，取 $\beta_{hp} = 0.9$，其间按线形插值取值；

f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值；

h_0——冲切破坏锥体的有效高度。

当底板区格为双向板时，底板冲切所需厚度按下式计算：

$$h_0 = \frac{(l_{n1} + l_{n2}) - \sqrt{(l_{n1} + l_{n2})^2 - \dfrac{4pl_{n1}l_{n2}}{p + 0.7\beta_{hp}f_t}}}{4} \tag{5-17}$$

式中：p——相应于荷载效应基本组合的地基土平均净反力设计值；

其余符号意义如上。

平板式筏基的板厚同样需满足冲切要求。在进行筏板抗冲剪验算时，应考虑作用在冲切临界面重心上的不平衡弯矩产生的附加剪力，距柱边 $h_0/2$（h_0 为筏板的有效高度）处冲切临界截面的最大应力应满足下式要求：

$$\tau_{max} = F_l/u_m h_0 + \alpha_s M_{unb} C_{AB}/I_s \tag{5-18}$$

$$\tau_{max} \leqslant 0.7(0.4 + 1.2/\beta_s)\beta_{hp} f_t \tag{5-19}$$

$$\alpha_s = 1 - \frac{1}{1 + \dfrac{2}{3}\sqrt{c_1/c_2}} \tag{5-20}$$

式中：F_l——相应于荷载效应基本组合时的集中力设计值，对内柱取轴力设计值减去筏板冲切破坏锥体内的地基反力设计值；对边柱和角柱，取轴力设计值减去筏板冲切临界截面范围内的地基反力设计值；地基反力应扣除底板自重；

u_m——距柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的周长；

h_0——筏板的有效高度；

M_{unb}——作用在冲切截面重心上的不平衡弯距设计值；

C_{AB}——沿弯距作用方向，冲切临界截面重心至冲切临界截面最大剪应力点的距离；

I_s——冲切临界截面对其重心的极惯性矩；

β_s——柱截面长边与短边的比值，$\beta_s < 2$，取 $\beta_s = 2$；$\beta_s > 4$，取 $\beta_s = 4$；

c_1——与弯矩方向一致的冲切临界截面的边长；

c_2——垂直于 c_1 的冲切临界截面的边长；

α_s——不平衡弯矩通过冲切临界截面上的偏心剪力来传递的分配系数。

【例 5-6】 某高层公寓，地上 31 层，地下 1 层，框架—抗震墙结构，柱网尺寸 8.4m × 8.4m，采用平板式筏基，尺寸为 29.5m × 29.5m。混凝土强度等级为 C35，持力层为圆砾，底层框架柱断面为 1.2m × 1.2m，混凝土强度等级为 C50，$f_t = 1.57 \times 10^3 kN/m^2$。上部结构总重 $G = 516955.8kN$。某根中柱计算结果如下：$N_{max} = -25439kN$；$M_x = -126.8kN \cdot m$；$M_y = 3.2kN \cdot m$。验算是否满足冲切要求。

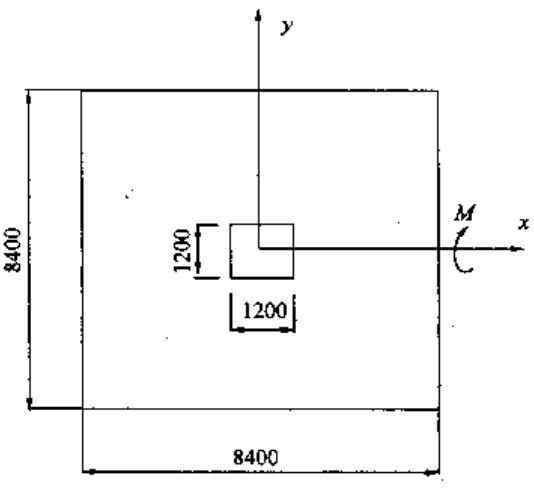


图 5-19　例 5-6 图（尺寸单位：mm）

解：如图 5-19，设板厚为 1850mm，保护层厚度取

50mm，

$$h_0 = h - 50 = 1800\text{mm} = 1.8\text{m}$$

$$c_1 = h_c + h_0 = 1200 + 1800 = 3000\text{mm} = 3\text{m}$$

$$c_2 = b_c + h_0 = 1200 + 1800 = 3000\text{mm} = 3\text{m}$$

$$C_{AB} = c_1/2 = 1500\text{mm} = 1.5\text{m}$$

冲切临界面周长为：

$$u_m = 2c_1 + 2c_2 = 2 \times 3000 + 2 \times 3000 = 12000\text{mm} = 12\text{m}$$

冲切临界面对其重心的极惯性矩为：

$$I_s = \frac{c_1 h_0^3}{6} + \frac{c_1^3 h_0}{6} + \frac{c_2 h_0 c_1^2}{2} = 2.916 + 8.1 + 24.3 = 35.316\text{m}^4$$

抗冲切验算满足。

$$F_l = N_{max} - \frac{G c_1 c_2}{BD} = 25439 - \frac{516955.8 \times 3 \times 3}{29.5 \times 29.5} = 20092.7\text{kN}$$

因为 $h_c/b_c = 1.0 < 2$，所以，取 $\beta_s = 2$；

$h_0 = 1800 > 800\text{mm}$，插值计算得 $\beta_{hp} = 0.917$；

$M_{unb} = M_x = 126.8\text{kN}\cdot\text{m}$

$$\alpha_s = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{c_1/c_2}} = 0.4$$

所以可得：

$$\tau_{max} = \frac{F_l}{u_m h_0} + \frac{\alpha_s M_{unb} C_{AB}}{I_s} = \frac{20093}{12 \times 1.8} + \frac{0.4 \times 126.8 \times 1.5}{35.316} = 932.37\text{kN/m}^2$$

$0.7(0.4 + 1.2/\beta_s)\beta_{hp} f_t = 0.7 \times (0.4 + 1.2/2) \times 0.917 \times 1.57 \times 10^3 = 1007.8\text{kN/m}^2 > \tau_{max}$

计算可知，满足冲切要求。

第五节　筏基设计实例

一、筏形基础设计步骤

筏形基础设计应力求做到安全、合理和经济，主要包括收集资料和设计两部分。

1.收集资料

(1)进行调查研究，了解结构的平面布置、上部荷载大小及使用要求等；

(2)工程地质勘探资料的收集和阅读，了解勘探孔的间距、钻孔深度以及土层性质、筏基持力层等；

(3)掌握施工条件和施工方法，如材料、设备以及施工人员情况等。

2.设计步骤

(1)根据地质条件、使用要求等确定筏基形式，并确定基础埋置深度；

(2)确定筏基各部分尺寸;
(3)地基承载力的验算;
(4)基础结构设计,包括筏板和肋梁的设计;
(5)筏基的冲切验算;
(6)必要时验算基础沉降和横向整体倾斜;
(7)绘制筏基的结构以及施工图。

二、筏形基础设计实例

【例 5-7】 如图 5-20 所示的双向板式片筏基础,地基计算净反力 $p_j = 12.8 \times 10^4 \text{N/m}^2$, $l_x = 6.0\text{m}$, $l_y = 7.2\text{m}$, $\lambda = \dfrac{l_y}{l_x} = \dfrac{7.2}{6.0} = 1.2$。试计算内力并配筋。

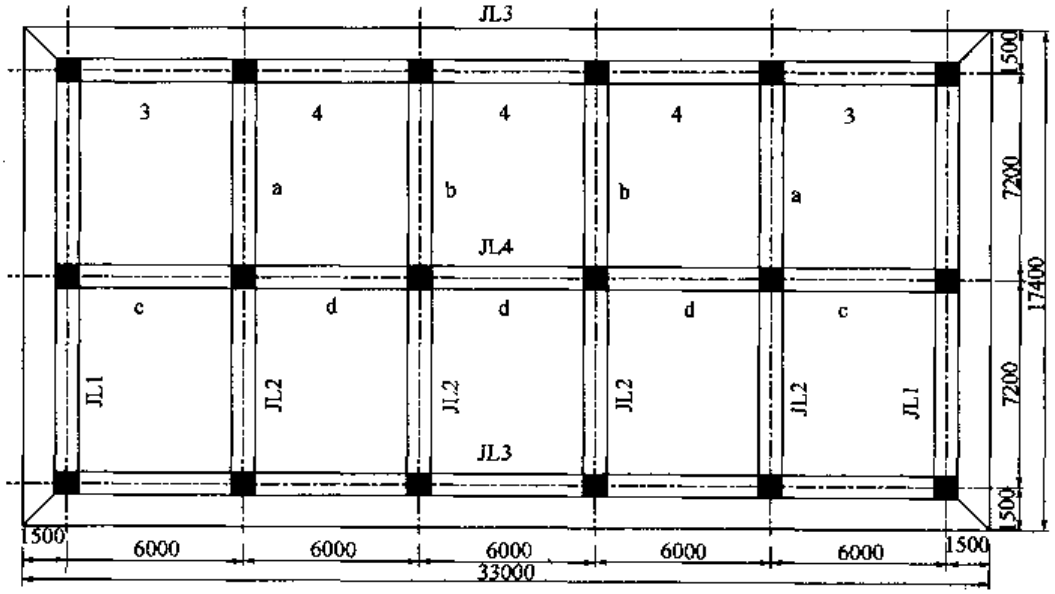


图 5-20 基础平面图(尺寸单位:mm)

解:(1)基础底板的计算

$$p_j l_x^2 = 12.8 \times 10^4 \times 6.0^2 = 460.8 \times 10^4 \text{N}$$

$$p_j l_y^2 = 12.8 \times 10^4 \times 7.2^2 = 663.55 \times 10^4 \text{N}$$

按双列连续板的区格 3 和区格 4 的计算简图,查表 5-1 ~ 表 5-5 求得弯矩系数。

$$\varphi_{3x} = 0.0370, \varphi_{3y} = 0.0178, x_{3x} = 0.675$$

$$\varphi_{4x} = 0.0283, \varphi_{4y} = 0.0119, x_{4x} = 0.806$$

计算板的各部位弯矩值如下:

角格 3 $M_x = -\varphi_{3x} p_j l_x^2 = -0.0370 \times 460.8 \times 10^4 = 17.0 \times 10^4 \text{N·m}$

$M_y = -\varphi_{3y} p_j l_y^2 = -0.0178 \times 663.55 \times 10^4 = 11.8 \times 10^4 \text{N·m}$

中间格 4 $M_x = -\varphi_{4x} p_j l_x^2 = -0.0283 \times 460.8 \times 10^4 = 13.0 \times 10^4 \text{N·m}$

$M_y = -\varphi_{4y} p_j l_y^2 = -0.0119 \times 663.55 \times 10^4 = 7.9 \times 10^4 \text{N·m}$

支座弯矩 $M_a=\left(\frac{x_{3x}}{16}+\frac{x_{4x}}{24}\right)p_j l_x^2=\left(\frac{0.675}{16}+\frac{0.806}{24}\right)\times 460.8\times 10^4=34.9\times 10^4\text{N}\cdot\text{m}$

$$M_b=\frac{x_{4x}}{12}p_j l_x^2=\frac{0.806}{12}\times 460.8\times 10^4=31.0\times 10^4\text{N}\cdot\text{m}$$

$$M_c=\frac{(1-x_{3x})p_j l_y^2}{8}=\frac{(1-0.675)}{8}\times 663.55\times 10^4=27.0\times 10^4\text{N}\cdot\text{m}$$

$$M_d=\frac{(1-x_{4x})p_j l_y^2}{8}=\frac{(1-0.806)}{8}\times 663.55\times 10^4=16.1\times 10^4\text{N}\cdot\text{m}$$

计算基础底板支座处的实际计算弯矩时，考虑横向和纵向基础梁宽度 $b=0.8\text{m}$ 的影响，需对弯矩进行调整。由图 5-21 可得：

$$\Delta M_{ix}=\frac{p_{ix}l_x b}{4}=\frac{x_{ix}p_j l_x b}{4}$$

$$\Delta M_{iy}=\frac{p_{iy}l_y b}{4}=\frac{(1-x_{ix})p_j l_y b}{4}$$

从上述支座弯矩中减去 ΔM 可得弯矩调整值，即：

$$M_{ax}=M_a-\frac{1}{4}x_{3x}p_j l_x b=\left(34.9-\frac{1}{4}\times 0.675\times 12.8\times 6\times 0.8\right)\times 10^4=24.5\times 10^4\text{N}\cdot\text{m}$$

$$M_{bx}=M_b-\frac{1}{4}x_{4x}p_j l_x b=\left(31.0-\frac{1}{4}\times 0.806\times 12.8\times 6\times 0.8\right)\times 10^4=18.6\times 10^4\text{N}\cdot\text{m}$$

$$M_{cy}=M_c-\frac{1}{4}(1-x_{3x})p_j l_y b=\left[27.0-\frac{1}{4}\times(1-0.675)\times 12.8\times 7.2\times 0.8\right]\times 10^4$$

$$=21.0\times 10^4\text{N}\cdot\text{m}$$

$$M_{dy}=M_d-\frac{1}{4}(1-x_{4x})p_j l_y b=\left[16.1-\frac{1}{4}\times(1-0.806)\times 12.8\times 7.2\times 0.8\right]\times 10^4$$

$$=12.5\times 10^4\text{N}\cdot\text{m}$$

悬臂板的弯矩为：

$$M=\frac{p_j}{2}\left(l-\frac{b}{2}\right)^2=\frac{1}{2}\times 12.8\times 10^4\times\left(1.5-\frac{0.8}{2}\right)^2=7.7\times 10^4\text{N}\cdot\text{m}$$

(2)基础梁的计算

①作用于横梁 JL1 上的荷载，有悬臂板的均布地基净反力和边孔梯形荷载地基净反力之和，荷载计算简图如图 5-22 所示。

悬臂板的荷载：

$$p_{j1}=12.8\times 10^4\times 1.5=19.2\times 10^4\text{N/m}$$

当 $P_j=p_j l_x/2=12.8\times 10^4\times 3=38.4\times 10^4\text{N/m}$，$a=3\text{m}$ 时，梯形荷载的均布等量荷载为：

$$\bar{p}_{j2}=\left(1-2\frac{a^2}{l_y^2}+\frac{a^3}{l_y^3}\right)P_j=\left(1-2\times\frac{3^2}{7.2^2}+\frac{3^3}{7.2^3}\right)\times 38.4\times 10^4=27.8\times 10^4\text{N/m}$$

因此，按均布荷载计算二跨连续梁的弯矩和剪力为：

$$p_{j1}+\bar{p}_{j2}=(19.2+27.8)\times 10^4=47.0\times 10^4\text{N/m}$$

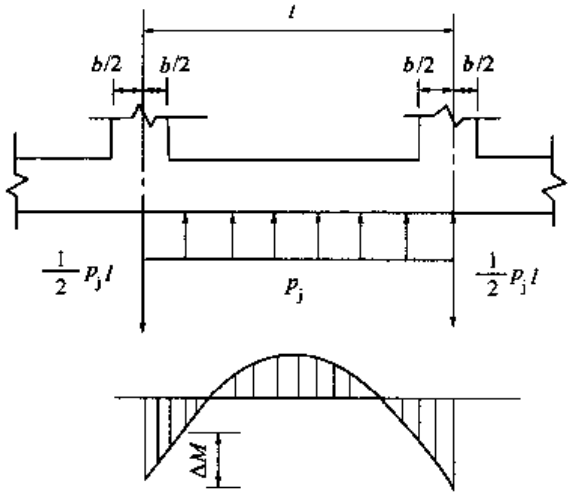


图 5-21 弯矩调整

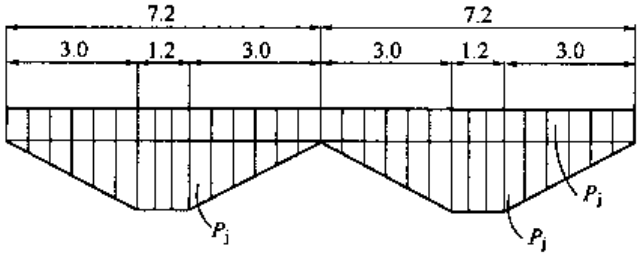


图 5-22 梁 JL1 荷载计算简图(尺寸单位:m)

支座弯矩:

$$M_B = 0.125(p_{j1} + \bar{p}_{j2})l_y^2 = 0.125 \times 47.0 \times 10^4 \times 7.2^2 = 304.6 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{m}$$

跨中最大弯矩:

$$M_{max} = -\left[0.070 \times p_{j1} l_y^2 + \left(\frac{3l_y^2 - l_x^2}{24} P_j - 0.4M_B\right)\right]$$

$$= -\left[0.070 \times 19.2 \times 7.2^2 + \left(\frac{3 \times 7.2^2 - 6^2}{24} \times 38.4 - 0.4 \times 304.6\right)\right] \times 10^4$$

$$= -139.1 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{m}$$

剪力近似地按以下公式计算:

$$Q_A = -0.375 p_{j1} l_y - \frac{(l_y - a)}{2} P_j + \frac{M_B}{l_y}$$

$$= \left(-0.375 \times 19.2 \times 7.2 - \frac{7.2 - 3}{2} \times 38.4 + \frac{304.6}{7.2}\right) \times 10^4$$

$$= -90.2 \times 10^4 \text{N}$$

$$Q_B^{左} = -Q_B^{右} = 0.625 p_{j1} l_y + \frac{(l_y - a)}{2} P_j + \frac{M_B}{l_y}$$

$$= \left(0.625 \times 19.2 \times 7.2 + \frac{7.2 - 3}{2} \times 38.4 + \frac{304.6}{7.2}\right) \times 10^4$$

$$= 209.3 \times 10^4 \text{N}$$

内力如图 5-23 所示。

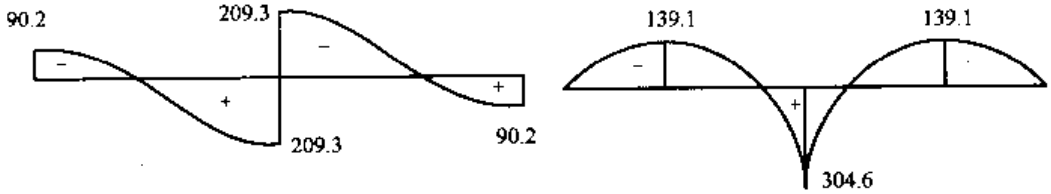
②JL2 为中间孔横向基础梁,梁的两侧均有梯形荷载作用,用上述折算成等量均布荷载方法,计算所得的弯矩和剪力应乘 2,方为实际计算弯矩和剪力。

③作用于纵梁 JL4 上的是三角形荷载,如图 5-24 所示,梁的两边都有荷载,故得:

$$P_j = p_j l_x = 12.8 \times 10^4 \times 6 = 76.8 \times 10^4 \text{N/m}$$

按三角形荷载的均布等量荷载为:

$$\bar{P}_j = 0.625 P_j = 0.625 \times 76.8 \times 10^4 = 48 \times 10^4 \text{N/m}$$



剪力图（单位：$\times 10^4$N）　　弯矩图（单位：$\times 10^4$N·m）

图 5-23　JL1 内力图

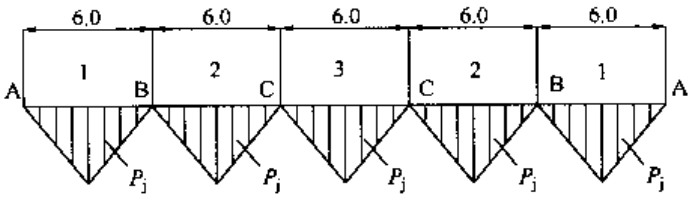


图 5-24　梁 JL4 荷载计算简图

因此，按上述均布荷载 $\bar{P}_j$ 计算五跨连续梁的支座弯矩为：

$$M_B = 0.105\bar{P}_j l_x^2 = 0.105 \times 48 \times 10^4 \times 6^2 = 181.4 \times 10^4\text{N} \cdot \text{m}$$

$$M_C = 0.079\bar{P}_j l_x^2 = 0.079 \times 48 \times 10^4 \times 6^2 = 136.5 \times 10^4\text{N} \cdot \text{m}$$

跨中最大弯矩如下：

$$\text{边跨}\quad M_{1max} = -\frac{P_j l_x^2}{12} + 0.4M_B = -\frac{76.8 \times 10^4 \times 6^2}{12} + 0.4 \times 181.4 \times 10^4$$

$$= -157.8 \times 10^4\text{N} \cdot \text{m}$$

$$\text{中间跨}\quad M_{2max} = -\frac{P_j l_x^2}{12} + \frac{M_B + M_C}{2} = -\frac{76.8 \times 10^4 \times 6^2}{12} + \frac{181.4 + 136.5}{2} \times 10^4$$

$$= -71.5 \times 10^4\text{N} \cdot \text{m}$$

$$M_{3max} = -\frac{P_j l_x^2}{12} + M_C = -\frac{76.8 \times 10^4 \times 6^2}{12} + 136.5 \times 10^4$$

$$= -93.9 \times 10^4\text{N} \cdot \text{m}$$

剪力可近似地按以下公式计算：

$$Q_A = -\frac{P_j l_x}{4} + \frac{M_B}{l_x} = \left(-\frac{76.8 \times 6}{4} + \frac{181.4}{6}\right) \times 10^4 = -85.0 \times 10^4\text{N}$$

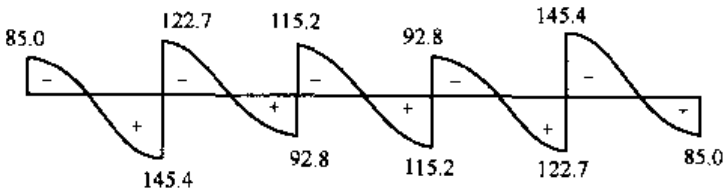
$$Q_B^{左} = \frac{P_j l_x}{4} + \frac{M_B}{l_x} = \left(\frac{76.8 \times 6}{4} + \frac{181.4}{6}\right) \times 10^4 = 145.4 \times 10^4\text{N}$$

$$Q_B^{右} = -\frac{P_j l_x}{4} - \frac{M_B - M_C}{l_x} = \left(-\frac{76.8 \times 6}{4} - \frac{181.4 - 136.5}{6}\right) \times 10^4 = -122.7 \times 10^4\text{N}$$

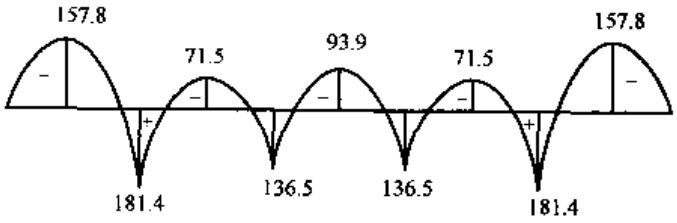
$$Q_C^{左} = \frac{P_j l_x}{4} - \frac{M_B - M_C}{l_x} = \left(\frac{76.8 \times 6}{4} - \frac{181.4 - 136.5}{6}\right) \times 10^4 = 92.8 \times 10^4\text{N}$$

$$Q_C^{右} = -\frac{P_j l_x}{4} = -\frac{76.8 \times 6}{4} \times 10^4 = -115.2 \times 10^4\text{N}$$

内力如图 5-25 所示。



剪力图（单位：$\times 10^4$ N）



弯矩图（单位：10^4 N·m）

图 5-25　梁 JL4 内力图

各梁板内力计算完毕后，按照《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)即可进行配筋计算。如果工程需要，还应进行沉降验算，并满足《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)表 5.3.4 的规定。

第六章 箱形基础

箱形基础由钢筋混凝土顶板、底板和内外纵横墙体组成，在高层建筑结构中应用广泛。箱形基础具有刚度大、整体性好的优点，同时能抵抗并协调由于荷载大、地基软弱而引起的不均匀沉降。另外，由于箱形基础埋置较深，增强了结构的整体稳定性。

箱形基础的设计计算比天然地基浅基础复杂，在设计时，除考虑地质条件外，还要考虑建筑物的允许变形及倾斜要求等使用要求；同时，还要考虑地基基础与上部结构共同作用及相邻建筑物的影响等。

箱形基础的设计主要包括以下主要内容：确定基础埋置深度、初定箱基各部分尺寸、地基验算、基础结构设计及构造要求等。

随着高层、超高层建筑的出现以及对地下空间的开发利用，箱形基础与其他基础相互作用，形成了箱筏基础、桩箱基础等组合型基础。

第一节 基底反力确定

基底反力分布是箱形基础分析与设计中的关键问题。基底反力分布和大小不仅决定了箱基内力的大小，而且还可能决定内力的正负。因为地基反力分布与上部结构、基础刚度及地基土压缩性有关，因此确定基底反力分布非常困难。目前，常用的主要有以下几种方法。

一、基底反力系数法

基底反力系数法是规范推荐的基底反力实用计算方法。一般做法是将基底分为 40 格（纵向 8 格，横向 5 格），第 i 个区格的基底反力按下式计算：

$$p_i = \frac{\sum p}{BL}\alpha_i \tag{6-1}$$

式中：$\sum p$——上部结构竖向荷载和箱基自重之和；

B、L——包括底板悬挑部分在内的宽度和长度；

α_i——第 i 区格的基底反力系数，查表 6-1、表 6-2 和表 6-3。

一般第四纪粘性土基底反力系数表 表 6-1

$L/B=3\sim4$							
1.282	1.043	0.987	0.976	0.976	0.987	1.043	1.282
1.143	0.930	0.881	0.870	0.870	0.881	0.930	1.143
1.129	0.919	0.869	0.859	0.859	0.869	0.919	1.129
1.143	0.930	0.881	0.870	0.870	0.881	0.930	1.143
1.282	1.043	0.987	0.976	0.976	0.987	1.043	1.282
$L/B=4\sim6$							
1.229	1.042	1.014	1.003	1.003	1.014	1.042	1.229
1.096	0.929	0.904	0.895	0.895	0.904	0.929	1.096
1.082	0.918	0.893	0.884	0.884	0.893	0.918	1.082
1.096	0.929	0.904	0.895	0.895	0.904	0.929	1.096
1.229	1.042	1.014	1.003	1.003	1.014	1.042	1.229
$L/B=6\sim8$							
1.215	1.053	1.013	1.008	1.008	1.013	1.053	1.215
1.083	0.939	0.903	0.899	0.899	0.903	0.939	1.083
1.070	0.927	0.892	0.888	0.888	0.892	0.927	1.070
1.083	0.939	0.903	0.899	0.899	0.903	0.939	1.083
1.215	1.053	1.013	1.008	1.008	1.013	1.053	1.215

软土地区基底反力系数表 表 6-2

0.906	0.966	0.814	0.738	0.738	0.814	0.966	0.906
1.124	0.197	1.009	0.914	0.914	1.009	1.197	1.124
1.235	1.314	1.109	1.006	1.006	1.109	1.314	1.235
1.124	0.197	1.009	0.914	0.914	1.009	1.197	1.124
0.906	0.966	0.814	0.738	0.738	0.814	0.966	0.906

砂土地区基底反力系数表 表 6-3

$L/B=2\sim3$							
1.409	1.166	1.109	1.088	1.088	1.109	1.166	1.409
1.108	0.847	0.798	0.781	0.781	0.798	0.847	1.108
1.069	0.812	0.762	0.745	0.745	0.762	0.812	1.069
1.108	0.847	0.798	0.781	0.781	0.798	0.847	1.108
1.409	1.166	1.109	1.088	1.088	1.109	1.166	1.409

续上表

$L/B=4\sim5$							
1.395	1.212	1.166	1.149	1.149	1.166	1.212	1.395
0.922	0.828	0.794	0.783	0.783	0.794	0.828	0.922
0.989	0.818	0.783	0.772	0.772	0.783	0.818	0.989
0.922	0.828	0.794	0.783	0.783	0.794	0.828	0.922
1.395	1.212	1.166	1.149	1.149	1.166	1.212	1.395

上述地基反力系数表适用于上部结构与荷载比较均匀的矿架结构，地基土比较均匀且底板悬挑部分不超过0.8m，不考虑相邻建筑物影响以及符合单幢建筑物的箱形基础。

当箱形基础纵横两方向荷载很不均匀时，应将不均匀荷载对纵横方向所产生的力矩值所引起的地基不均匀反力和由表中确定的反力进行叠加。力矩引起的地基不均匀反力按直线变化。当满足上述条件时，地基反力系数法具有很高的精度。图6-1为河南某办公楼实测反力与反力系数表的对比，实践证明反力系数法是比较适用的。

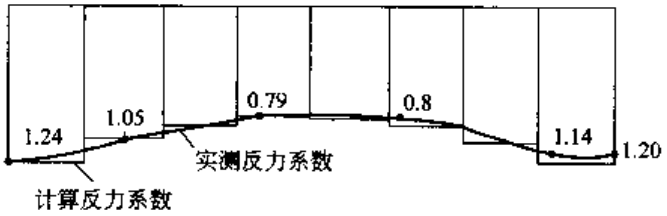


图6-1 计算反力系数与实测反力系数的对比

【例6-1】 某框架结构建筑物，地基土为粘性土，采用箱形基础，自重为43462.5kN。结构平面如图6-2所示，其荷载计算结果如图6-3。绘出基底反力。

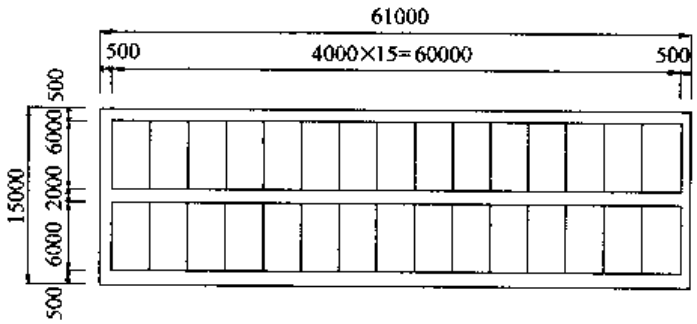


图6-2 结构平面布置图(尺寸单位：mm)

解：按照基底反力系数法，将箱形基础底面分为40个区格，由于61/15=4.1，查表6-1，可得各区格的反力系数。为了简化计算，取横向各区格的反力系数相等，取其平均值作为纵向反力系数，即：

$$\bar{\alpha}_1 = (1.229 + 1.096 + 1.082 + 1.096 + 1.229)/5 = 1.1464$$

纵向反力系数如下：

$$\bar{\alpha}_1 = 1.1464;\bar{\alpha}_2 = 0.9720;\bar{\alpha}_3 = 0.9458;\bar{\alpha}_4 = 0.9360$$
$$\bar{\alpha}_5 = 0.9360;\bar{\alpha}_6 = 0.9458;\bar{\alpha}_7 = 0.9720;\bar{\alpha}_8 = 1.1464$$

$$\sum p = 129750 + 2 \times 500 + 43462.5 = 174212.5\text{kN}$$

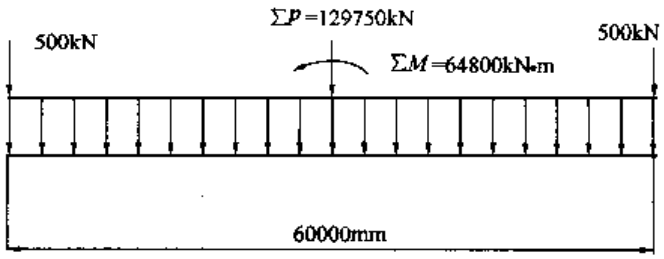


图 6-3 横向荷载计算结果

则轴心荷载作用下,纵向各区格的基底反力为:

$$p_1 = p_8 = \frac{\sum p}{BL}\alpha_1 = \frac{174212.5}{61 \times 15} \times 1.1464 \times 15 = 3274.1\text{kN/m}$$

$$p_2 = p_7 = \frac{\sum p}{BL}\alpha_1 = \frac{174212.5}{61 \times 15} \times 0.972 \times 15 = 2776.0\text{kN/m}$$

$$p_3 = p_6 = \frac{\sum p}{BL}\alpha_1 = \frac{174212.5}{61 \times 15} \times 0.9458 \times 15 = 2701.1\text{kN/m}$$

$$p_4 = p_5 = \frac{\sum p}{BL}\alpha_1 = \frac{174212.5}{61 \times 15} \times 0.936 \times 15 = 2673.2\text{kN/m}$$

纵向弯矩引起基础边缘的最大反力为:

$$p_{max} = \frac{MB}{W} = \frac{64800 \times 15}{\frac{1}{6} \times 15 \times 61^2} = 104.5\text{kN/m}$$

反力按直线分布,取每一区段平均值与轴心荷载作用下的基底反力叠加,即可得基底总反力,如图 6-4 所示。

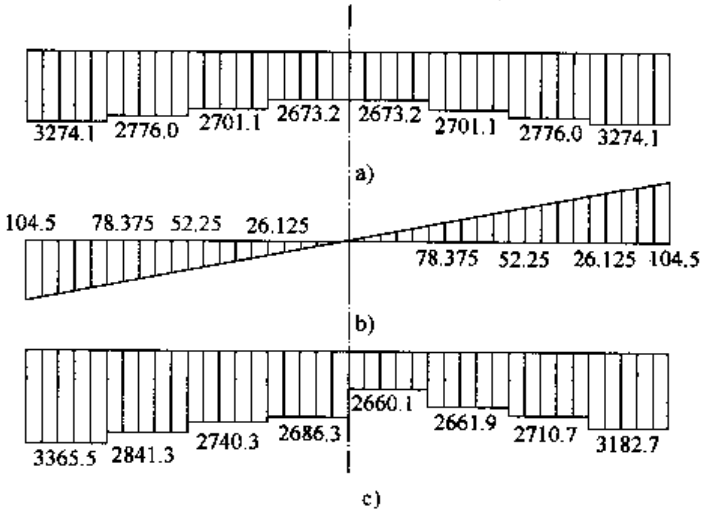


图 6-4 基底反力计算图形(单位:kN/m)

a)轴心荷载作用下;b)纵向弯矩作用下;c)基底总反力

二、基床系数法

当地基土的抗剪强度较低，如淤泥、软粘土时，可将箱形基础看作是文克勒(Winkler)地基上的梁或板，采用文克勒地基模型：

$$p = ks \tag{6-2}$$

利用上式、基本微分方程和边界条件，可求 s，进而可求 p。采用上述方法求地基反力，由于忽略了地基中的剪应力，土体不满足变形协调条件，因此与实际不符。

三、地基反力按直线分布

箱形基础由于尺寸很大，地基反力分布受诸多因素影响，不可能是简单的直线分布。但当地基土较软且土层均匀、基底面积不是很大时，可考虑此法，采用一般的偏心受压公式计算基底反力。

除了上述三种方法外，还有采用弹性半空间地基模型方法、有限元方法等。在确定地基反力时，应根据建筑物性质、土质情况及设计情况综合确定。

第二节　箱形基础的结构设计

一、顶板、底板设计

箱形基础作为一个箱形空格结构埋置于地下，承受着各种荷载(如图 6-5)，包括地面堆载引起的侧压力 σ_1、地下水位以上和以下的土的侧压力 σ_2 和 σ_3、地下水产生的侧压力 σ_4、地基基底反力 σ_5 以及顶板荷载 q 和上部结构传来的荷载 N 等。在上述荷载的作用下，箱形基础将发生整体弯曲。同时，顶板和底板也将产生自身的局部弯曲。在设计箱形基础时，应综合考虑整体弯曲和局部弯曲来确定顶板和底板的弯曲应力。同时，必须考虑上部结构刚度的影响。

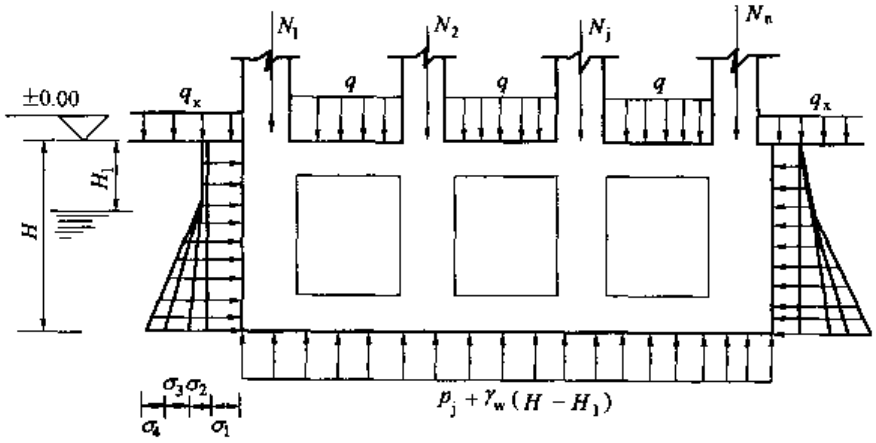


图 6-5　箱型基础上所受的力

1. 上部结构为现浇剪力墙结构

当上部结构为现浇剪力墙结构时，箱形基础与上部结构连接成刚性整体。由于共同作用，箱形基础基本不产生整体弯曲，所以顶板和底板按局部弯曲计算，仅在构造上考虑整体弯曲的影响。

计算简图为双向连续板，钢筋配置除满足计算要求外，在纵横方向支座钢筋中应分别有0.15%和0.1%配筋率的钢筋连通配置，且跨中钢筋应全部连通。

【例6-2】 某多层房屋的箱形基础如图6-6，按局部弯曲计算顶板、底板以及内、外墙的内力。结构荷载如下：上部结构传来的活荷载为36kN/m²，传来恒荷载45kN/m²，顶板活荷载为20kN/m²，地面堆载为25kN/m²，土的容重为 $\gamma = 18kN/m^2$。

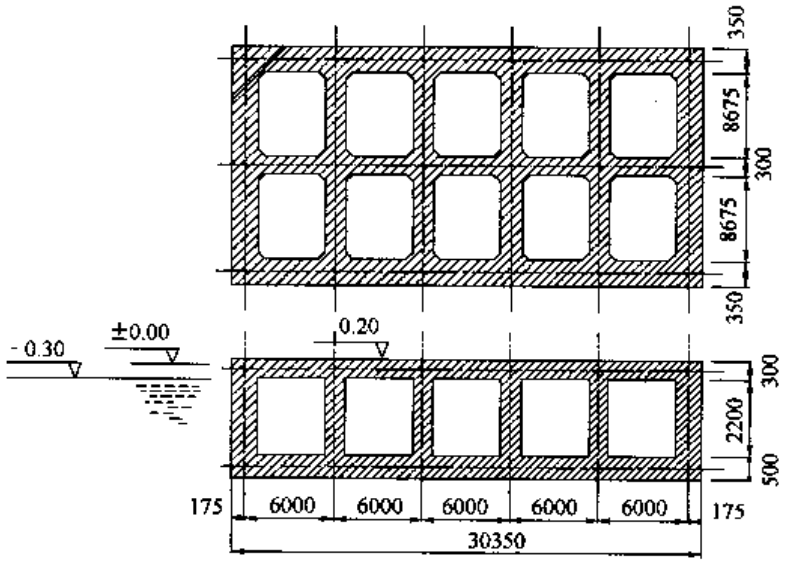


图6-6 例6-2箱形基础简图(尺寸单位：mm)

解：(1)顶板计算

箱基顶板计算时，角区格按两边固定，两边铰支的双向连续板计算；中区格按三边固定，一边铰支的双向连续板计算。取活荷载分项系数为1.4，恒荷载分项系数为1.2。

顶板荷载：恒荷载 $p = 1.2 \times 0.3 \times 25 = 9kN/m^2$

活荷载 $q = 1.4 \times 20 = 28kN/m^2$

$$p_j = p + q = 37kN/m^2$$

由于 $\lambda = l_y/l_x = 9000/6000 = 1.5$，查表5-1～表5-5，可计算内力，见表6-4。

顶板内力计算表 表6-4

位　置	角区格	中区格
系数	$\varphi_{3x} = 0.0485$，$\varphi_{3y} = 0.0096$ $x_{3x} = 0.835$，$x_{4x} = 0.910$	$\varphi_{4x} = 0.0337$，$\varphi_{4y} = 0.0057$ $x_{4x} = 0.910$
跨中弯矩	$M_x = \varphi_{3x} p_j l_x^2$ $= 0.0485 \times 37 \times 6^2 = 64.6kN \cdot m$ $M_y = \varphi_{3y} p_j l_y^2$ $= 0.0096 \times 37 \times 9^2 = 28.8kN \cdot m$	$M_x = \varphi_{4x} p_j l_x^2$ $= 0.0337 \times 37 \times 6^2 = 44.9kN \cdot m$ $M_y = \varphi_{4y} p_j l_y^2$ $= 0.0057 \times 37 \times 9^2 = 17.1kN \cdot m$

续上表

位　置	角 区 格	中 区 格
支座弯矩	$M_a = -\left(\frac{x_{3x}}{16} + \frac{x_{4x}}{24}\right) p_j l_x^2$ $= -0.09 \times 37 \times 6^2 = -119.9\text{kN·m}$ $M_b = -\left(\frac{1 - x_{3x}}{8}\right) p_j l_y^2$ $= -0.021 \times 37 \times 9^2 = -62.9\text{kN·m}$	$M_a = -\frac{x_{4x} p_j l_x^2}{12}$ $= -0.076 \times 37 \times 6^2 = -101.2\text{kN·m}$ $M_b = -\left(\frac{1 - x_{4x}}{8}\right) p_j l_y^2$ $= -0.011 \times 37 \times 9^2 = -33.0\text{kN·m}$

(2)底板计算

底板荷载：

恒荷载　上部结构传来恒荷载 45kN/m^2

顶板传来自重 9kN/m^2

外墙自重 $= 1.2 \times 2 \times (0.35 \times 30.35 + 0.35 \times 18.35) \times 2.2 \times 25 = 2249.94\text{kN}$

内墙自重 $= 1.2 \times 4 \times (0.3 \times 17.65 \times 2.2 \times 25 + 0.3 \times 29.65 \times 2.2 \times 25) = 1985.95\text{kN}$

$$p = 45 + 9 + (2249.94 + 1985.95)/(30 \times 18) = 61.4\text{kN/m}^2$$

活荷载　上部结构传来 36kN/m^2

顶板传来 28kN/m^2

$$q = 36 + 28 = 64\text{kN/m}^2$$

地下水浮力荷载　$q_f = 10 \times (2.8 - 0.3) = 25\text{kN/m}^2$

$$p_j = p + q + q_f = 61.4 + 64 + 25 = 150.4\text{kN/m}^2$$

底板内力计算见表 6-5。

底板内力计算表　　表 6-5

位　置	角 区 格	中 区 格
系数	$\varphi_{3x} = 0.0485$，$\varphi_{3y} = 0.0096$ $x_{3x} = 0.835$，$x_{4x} = 0.910$	$\varphi_{4x} = 0.0337$，$\varphi_{4y} = 0.0057$ $x_{4x} = 0.910$
跨中弯矩	$M_x = \varphi_{3x} p_j l_x^2$ $= 0.0485 \times 150.4 \times 6^2 = 261.8\text{kN·m}$ $M_y = \varphi_{3y} p_j l_x^2$ $= 0.0096 \times 150.4 \times 9^2 = 117.1\text{kN·m}$	$M_x = \varphi_{4x} p_j l_x^2$ $= 0.0337 \times 150.4 \times 6^2 = 182.5\text{kN·m}$ $M_y = \varphi_{4y} p_j l_y^2$ $= 0.0057 \times 150.4 \times 9^2 = 69.5\text{kN·m}$
支座弯矩	$M_a = -\left(\frac{x_{3x}}{16} + \frac{x_{4x}}{24}\right) p_j l_x^2$ $= -0.09 \times 150.4 \times 6^2 = -487.4\text{kN·m}$ $M_b = -\left(\frac{1 - x_{3x}}{8}\right) p_j l_y^2$ $= -0.021 \times 150.4 \times 9^2 = -255.7\text{kN·m}$	$M_a = -\frac{x_{4x} p_j l_x^2}{12}$ $= -0.076 \times 150.4 \times 6^2 = -411.4\text{kN·m}$ $M_b = -\left(\frac{1 - x_{4x}}{8}\right) p_j l_y^2$ $= -0.011 \times 150.4 \times 9^2 = -134.1\text{kN·m}$

(3)外墙计算

外墙板按单向两边固定板计算。取土的内摩擦角 $\varphi = 30°$。则外墙单位面积上的压力为：

地下水位上的土侧压力

$$\sigma_1 = \gamma h_1 \tan^2(45° - \frac{\varphi}{2})$$

$$= 18 \times 0.3 \times \tan^2 30° = 1.8\text{kN/m}^2$$

地下水位下的土侧压力

$$\sigma_2 = \gamma' h_2 \tan^2(45° - \frac{\varphi}{2})$$

$$= (18 - 10) \times 2.2 \times \tan^2 30° = 5.9\text{kN/m}^2$$

水压力

$$\sigma_3 = (0.5 - 0.3) \times 10 = 2\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_4 = (0.5 + 2.2 - 0.3) \times 10 = 24\text{kN/m}^2$$

地面堆载

$$\sigma_5 = q_s \tan^2(45° - \frac{\varphi}{2})$$

$$= 25 \times \tan^2 30° = 8.33\text{kN/m}^2$$

将侧压力图形简化为矩形和三角形的组合，如图 6-7 所示。取 1m 宽板带计算，跨中弯矩为：

$$M_{ab} = \frac{1}{24} p_1 H^2 + \frac{1}{48} p_2 H^2$$

$$= \frac{1}{24} \times 12.13 \times 2.2^2 + \frac{1}{48} \times 27.9 \times 2.2^2$$

$$= 5.26\text{kN} \cdot \text{m}$$

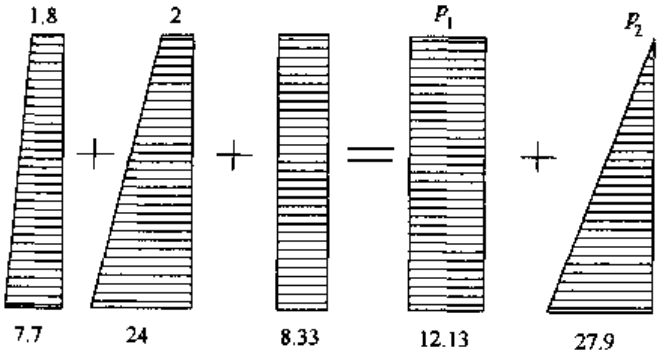


图 6-7 侧压力的等效计算简图(kN/m²)

支座弯矩为：

$$M_a = -\frac{1}{12} p_1 H^2 - \frac{1}{30} p_2 H^2$$

$$= -\frac{1}{12} \times 12.13 \times 2.2^2 - \frac{1}{30} \times 27.9 \times 2.2^2$$

$$= -9.39\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_b = -\frac{1}{12} p_1 H^2 - \frac{1}{20} p_2 H^2$$

$$= -\frac{1}{12} \times 12.13 \times 2.2^2 - \frac{1}{20} \times 27.9 \times 2.2^2$$

$$= -11.64\text{kN} \cdot \text{m}$$

(4)内墙计算

①内纵墙

恒荷载:上部结构传来恒荷载为 45kN/m²

顶板传来自重为 9kN/m²

$$p = (45 + 9) \times \frac{6}{2} \times 2 = 324\text{kN/m}$$

活荷载:上部结构传来为 36kN/m²

顶板传来为 28kN/m²

$$q = (36 + 28) \times \frac{6}{2} \times 2 = 384\text{kN/m}$$

如图 6-8 恒荷载按满布,活荷载按最不利的荷载组合求弯矩和剪力。

跨中弯矩:

$$M_{AB} = -0.053pl^2 - 0.067ql^2 = -0.053 \times 324 \times 6^2 - 0.067 \times 384 \times 6^2 = 1544.4\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC} = -0.026pl^2 - 0.055ql^2 = -0.026 \times 324 \times 6^2 - 0.055 \times 384 \times 6^2 = 1063.6\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CC} = -0.034pl^2 - 0.059ql^2 = -0.034 \times 324 \times 6^2 - 0.059 \times 384 \times 6^2 = 1212.2\text{kN} \cdot \text{m}$$

支座弯矩:

$$M_B = 0.066pl^2 + 0.075ql^2 = 0.066 \times 324 \times 6^2 + 0.075 \times 384 \times 6^2 = 1806.6\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = 0.049pl^2 + 0.07pl^2 = 0.049 \times 324 \times 6^2 + 0.07 \times 384 \times 6^2 = 1539.2\text{kN} \cdot \text{m}$$

②内横墙

如图 6-9 所示,内横墙可简化为双跨连续梁,承受梯形荷载。将梯形荷载转化为等效均布荷载,令 $\beta = a/l_y = 3/9 = 1/3$,则:

$$\bar{p}_j = p_j(1 - 2\beta^2 + \beta^3)$$

$$= (324 + 384)(1 - 2/9 + 1/27) = 576.89\text{kN/m}$$

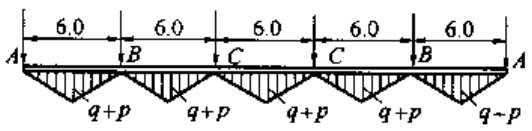


图 6-8 内纵墙荷载计算简图(尺寸单位:m)

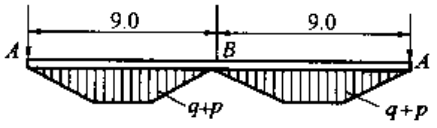


图 6-9 内横墙荷载计算简图(尺寸单位:m)

支座弯矩:

$$M_B = \frac{\bar{p}_j l^2}{8} = 0.125 \times 576.89 \times 9^2$$

$$= 5841.0\text{kN} \cdot \text{m}$$

跨中弯矩：

$$M_{max} = -\frac{3l_y^2 - l_x^2}{24} p_j + 0.4M_B = -\frac{3 \times 9^2 - 6^2}{24} \times 708 + 0.4 \times 5841$$

$$= -3770.1\text{kN} \cdot \text{m}$$

2.上部结构为框架结构

上部采用框架体系时，由于整体刚度较小，箱形基础内力应同时考虑整体弯曲和局部弯曲。计算整体弯曲时应同时考虑上部结构与基础的共同作用。上部结构的总折算刚度按下式计算(如图 6-10)：

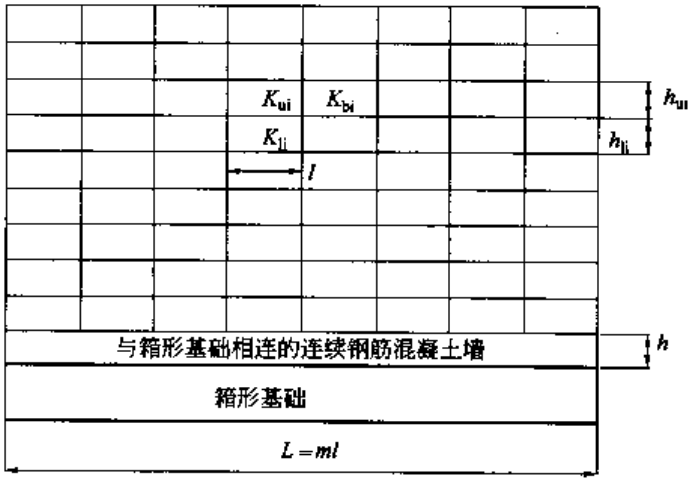


图 6-10 箱形基础上部结构总折算刚度计算参数

$$E_B I_B = \sum_{i=1}^{n}\left[E_b I_{bi}\left(1 + \frac{(K_{ui} + K_{li})m^2}{2K_{bi} + K_{ui} + K_{li}}\right)\right] + E_w I_w \tag{6-3}$$

式中：E_b——梁的混凝土弹性模量；

K_{ui}、K_{li}、K_{bi}——第 i 层上柱、下柱和梁的线刚度；

I_{ui}、I_{li}、I_{bi}——第 i 层上柱、下柱和梁的截面惯性矩；

E_w——在弯曲方向与箱基相连的连续钢筋混凝土墙的混凝土弹性模量和截面惯性矩；

I_w——在弯曲方向与箱基相连的连续钢筋混凝土墙的截面惯性矩；

m——弯曲方向的节间数；

n——建筑物层数。

【例 6-3】 如图 6-11 的某 12 层框架结构建筑，纵向 12 节间，长度为 54.6m。箱形基础宽度为 14.6m，跨中最大弯矩为 $M_{max} = 3.2 \times 10^4\text{kN}\cdot\text{m}$，C20 混凝土，$E_g = 2.6 \times 10^7\text{kN/m}^2$。框架梁、板、柱均采用 C30 混凝土，$E_b = 3.0 \times 10^7\text{kN/m}^2$，上部结构梁截面为 250mm × 450mm，柱截面为 500mm × 500mm。如图所示，计算基础的纵向整体弯矩。

解：(1)箱形基础刚度计算

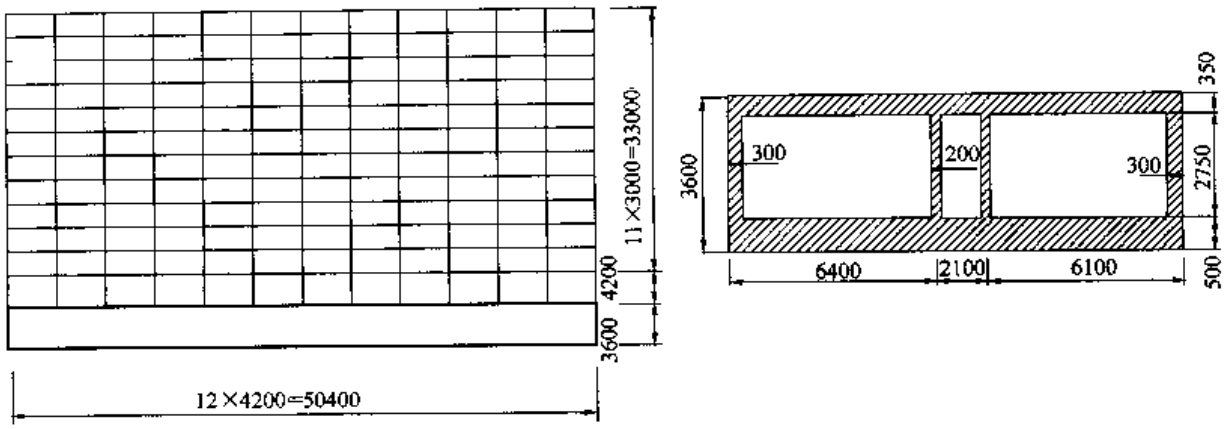


图 6-11　框架结构示意图(尺寸单位:mm)

将箱基截面等效为工字形截面(如图 6-12),腹板厚 $d=(300+200+300+200)=1000\text{mm}$;$x$ 轴距离顶面距离为:

$$y_0=\frac{0.35\times14.6\times0.175+1.0\times2.75\times1.725+0.5\times14.6\times3.35}{0.35\times14.6+2.75\times1.0+0.5\times14.6}$$

$$=2.0\text{m}$$

利用移轴公式计算箱基截面惯性矩为:

$$I_g=\frac{14.6\times0.35^3}{12}+0.35\times14.6\times1.825^2+\frac{1.0\times2.75^3}{12}+1.0\times2.75\times0.275^2+\frac{14.6\times0.5^3}{12}+14.6\times0.5\times1.35^2$$

$$=32.32\text{m}^4$$

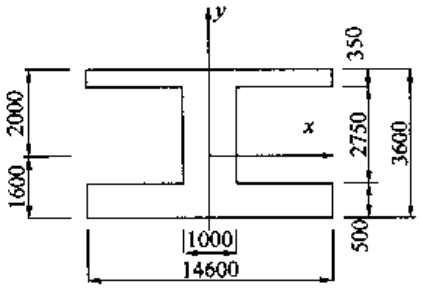


图 6-12　箱基等效截面(尺寸单位:mm)

(2)上部结构的总折算刚度

上部结构梁截面取 250mm × 450mm,柱截面为 500mm × 500mm,则纵梁的惯性矩为:

$$I_{bi}=\frac{0.25\times0.45^3}{12}=0.001898\text{m}^4$$

纵梁线刚度为:

$$K_{bi}=I_{bi}/4.2=0.000452\text{m}^3$$

标准层柱的线刚度为:

$$K_{ui}=K_{li}=\frac{0.5\times0.5^3}{12}/3.0=0.001736\text{m}^3$$

底层柱的线刚度:

$$K'_{ui}=K'_{li}=\frac{0.5\times0.5^3}{12}/4.2=0.001240\text{m}^3$$

弯曲方向的节间数 $m=12$,标准层纵梁的折算刚度为:

$$(E_BI_B)_{标}=E_bI_{bi}\left[1+\frac{(K_{ui}+K_{li})m^2}{2K_{bi}+K_{ui}+K_{li}}\right]$$

$$= 3.0 \times 10^7 \times 0.001898 \times (1 + \frac{2 \times 0.001736 \times 12^2}{2 \times 0.000452 + 2 \times 0.001736})$$

$$= 6.56 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{m}^2$$

底层纵梁的折算刚度为：

$$(E_B I_B)_{底} = E_b I_{bi}\left[1 + \frac{(K_{ui} + K'_{li})m^2}{2K_{bi} + K_{ui} + K'_{li}}\right]$$

$$= 3.0 \times 10^7 \times 0.001898 \times \left[1 + \frac{(0.001736 + 0.001240) \times 12^2}{2 \times 0.000452 + 0.001736 + 0.001240}\right]$$

$$= 6.35 \times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

顶层纵梁的折算刚度为：

$$(E_B I_B)_{顶} = E_b I_{bi}(1 + \frac{K_{li} m^2}{2K_{bi} + K_{li}})$$

$$= 3.0 \times 10^7 \times 0.001898 \times \left(1 + \frac{0.001736 \times 12^2}{2 \times 0.000452 + 0.001736}\right)$$

$$= 5.45 \times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

考虑现浇楼板增大系数为 1.2，横向 4 榀框架，所以上部结构总折算刚度为：

$$E_B I_B = 1.2 \times 4 \times [10(E_B I_B)_{标} + 2(E_B I_B)_{底} + (E_B I_B)_{顶}]$$

$$= 4.8 \times (65.6 \times 10^6 + 12.7 \times 10^6 + 5.45 \times 10^6)$$

$$= 40.2 \times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

则箱基承担的整体弯矩为：

$$M_g = M_{max} \frac{E_g I_g}{E_g I_g + E_B I_B}$$

$$= 3.2 \times 10^4 \times \frac{2.6 \times 10^7 \times 32.32}{2.6 \times 10^7 \times 32.32 + 40.2 \times 10^7}$$

$$= 2.16 \times 10^4 \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

二、纵横墙体计算

1.墙体的构造要求

箱基纵横墙体厚度决定于受力情况、整体刚度及防水要求。外墙厚度不小于 250mm，一般为 250～400mm；内墙厚度不小于 200mm，一般取 200～300mm。墙身钢筋应双向、双面分离布置，竖向钢筋直径不宜小于 ϕ10@200。除上部为剪力墙结构外，内外墙的墙顶处应配置不小于 2ϕ20 的钢筋。

箱基外墙沿建筑物四周布置，内墙一般沿上部结构柱网和剪力墙纵横均匀布设。平均每平方米箱基面积长度不小于 0.4m；墙体的水平截面积不小于箱基面积的 1/10，其中纵墙配置量不小于总配置量的 3/5。门洞应尽可能开设在柱中部，其面积不宜大于柱距之间墙体面积的 16%，洞口四周应配置加强筋（如图 6-13）。

2.纵墙截面剪力计算

箱基可以看作一根在外荷载和基底反力作用下的静定梁，如图 6-14 所示，j 截面左侧总剪力 Q_j^L 分配到第 i 道纵墙的剪力 $\overline{Q}_{ij}^L$ 可以表示为：

$$\overline{Q}_{ij}^L = \frac{Q_j^L}{2}\left(\frac{b_i}{\sum b_i} + \frac{N_{ij}}{\sum N_{ij}}\right) \tag{6-4}$$

式中：b_i——第 i 道纵墙的宽度；

$\sum b_i$——纵墙宽度之和；

N_{ij}——第 i 道纵墙在 j 支座处的柱轴向力；

$\sum N_{ij}$——第 j 列柱轴向压力之和。

由于 $\overline{Q}_{ij}^L$ 包含了横墙在左侧承担的剪力，因此左墙截面实际承受剪力 Q_{ij}^L 为：

$$Q_{ij}^L = \overline{Q}_{ij}^L - p_j(A_1 + A_2) \tag{6-5}$$

式中：p_j——计算区块的基底反力；

A_1、A_2——如图 6-15 所示。

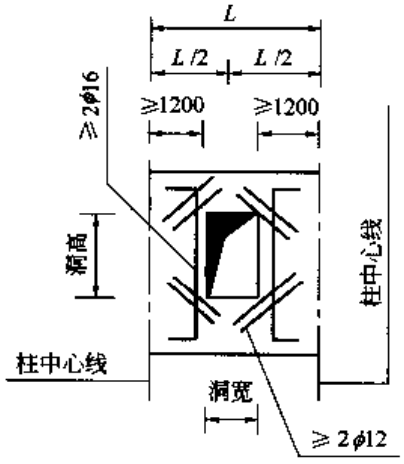


图 6-13　墙体洞口构造(尺寸单位：mm)

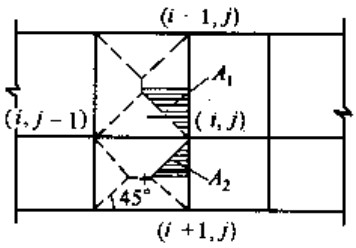


图 6-14　纵墙剪力计算

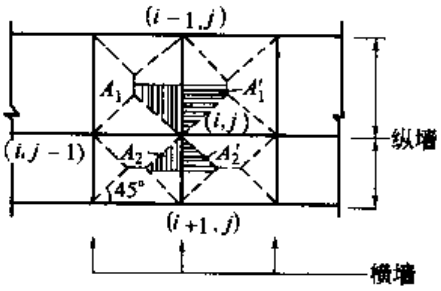


图 6-15　横墙截面与底面积的对应关系

3.横墙剪力计算

横墙上、下截面剪力等于底板分配面积与地基反力的乘积。如图 6-15 所示，节点(i,j)上下截面剪力为：

$$\begin{aligned} Q_{ij}^u &= p_j(A_1 + A'_1) \\ Q_{ij}^d &= p_j(A_2 + A'_2) \end{aligned} \tag{6-6}$$

式中：p_j——计算区块的基底反力；

A_1、A_2、A'_1、A'_2——如图 6-15 所示。

【例 6-4】 如图 6-16 所示，某工程箱形基础，墙厚 300mm，$Q_j^L = 4.2$MN，计算纵横墙截面剪力。

解：不考虑柱荷载分配项，Q_j^L 按纵墙宽度分配，则得：

$$\overline{Q}_{ij}^L = \overline{Q}_{i-1,j}^L = \overline{Q}_{i+1,j}^L = \frac{Q_j^L \times b_i}{\sum b_i} = \frac{4.2 \times 0.3}{3 \times 0.3} = 1.4\text{MN}$$

计算区块的基底反力 p_j 为：

$$p_j = 1.48/(0.2 + 6.9 + 5.1 + 0.2) = 0.119\text{MPa}$$

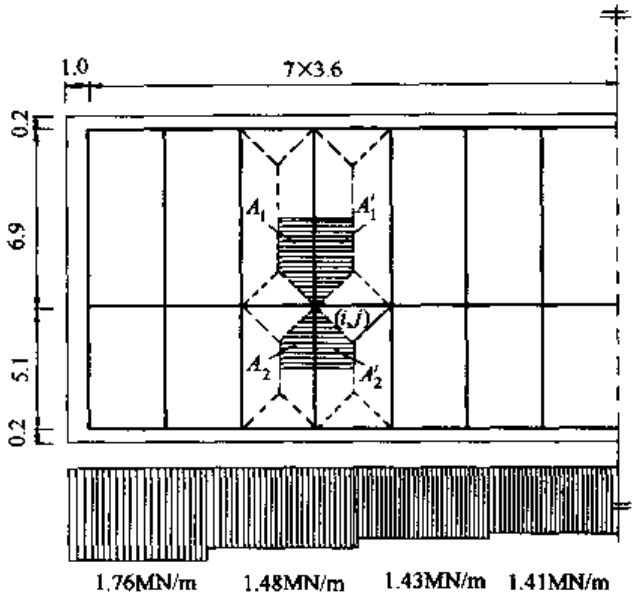


图 6-16 箱基纵横墙计算简图(尺寸单位:m)

图中阴影面积为:

$$A_1 = A'_1 = (1.75 + 3.45) \times 1.8/2 = 4.68\text{m}^2$$

$$A_2 = A'_2 = (0.75 + 2.55) \times 1.8/2 = 2.97\text{m}^2$$

因此可得:

$$Q^L_{ij} = \overline{Q}^L_{ij} - p_j(A_1 + A_2) = 1.4 - 0.119 \times (4.68 + 2.97) = 0.49\text{MN}$$

$$Q^L_{i-1,j} = \overline{Q}^L_{i-1,j} - p_j A_1 = 1.4 - 0.119 \times 4.68 = 0.84\text{MN}$$

$$Q^L_{i+1,j} = \overline{Q}^L_{i+1,j} - p_j A_2 = 1.4 - 0.119 \times 2.97 = 1.05\text{MN}$$

横墙剪力为:

$$Q^u_{ij} = p_j(A_1 + A'_1) = 0.119 \times (4.68 + 4.68) = 1.114\text{MN}$$

$$Q^d_{ij} = p_j(A_2 + A'_2) = 0.119 \times (2.97 + 2.97) = 0.707\text{MN}$$

4.墙体开洞计算

墙体开洞的原则是尽量不开洞、少开洞、开小洞、开圆洞或切角洞,开洞系数 γ 应满足如下要求:

$$\gamma = \sqrt{\frac{A_0}{A}} \leqslant 0.4 \tag{6-7}$$

式中:A_0——开洞面积;

A——墙面积,为柱距和箱形基础全高的乘积。

洞口上下应设置过梁,过梁的钢筋配置应同时考虑箱形基础的局部弯曲和整体弯曲,并满足受弯构件的斜截面抗剪条件。同时,由于洞口转角处存在应力集中现象,因此在洞口两侧和转角处应设置加强筋。加强筋的面积不得小于洞口宽度范围内切断的墙体钢筋面积的 50%,

且不得小于 2ϕ16。如图 6-17 所示，洞口加强筋按下式计算：

$$M_1 \leqslant h_1 f_y (A_{s1} + 1.4A_{s2})$$
$$M_2 \leqslant h_2 f_y (A_{s1} + 1.4A_{s2}) \tag{6-8}$$

式中：A_{s1}、A_{s2}——分别为洞口两侧和转角处的加强筋面积；

h_1、h_2——上下过梁高度；

M_1、M_2——分别上、下过梁弯矩，按下式计算：

$$M_1 = \frac{\mu Q l_0}{2} + \frac{q_1 l_0^2}{12}$$
$$M_2 = \frac{(1-\mu) Q l_0}{2} + \frac{q_2 l_0^2}{12} \tag{6-9}$$

q_1、q_2——上下过梁上的均布荷载；

l_0——洞口净宽度；

Q——洞口处的剪力计算值；

μ——剪力分配系数，按下式计算：

$$\mu = \frac{1}{2}\left(\frac{h_1}{h_1 + h_2} + \frac{h_1^3}{h_1^3 + h_2^3}\right) \tag{6-10}$$

5.箱形基础的局部受压承载力计算

箱形基础属大体积混凝土施工，为防止收缩裂缝，采用的方法常常是降低混凝土的强度等级。这时，需验算柱下墙体的局部受压承载力。

【例 6-5】 某高层建筑的内柱，如图 6-18 所示。柱的混凝土强度等级为 C60，f_c = 16.7 MPa，截面尺寸为 0.8m×0.8m，柱网尺寸 8.4m×8.4m。柱的轴力设计值为 1.3×10^4kN。箱形基础高 3.6m，混凝土强度等级 C35，地基净反力为 180kPa。柱下四周基础墙宽 0.3m，验算柱下墙体的局部受压承载力。

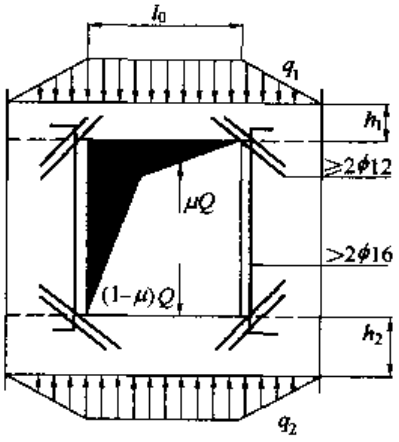


图 6-17 洞口加强筋计算简图

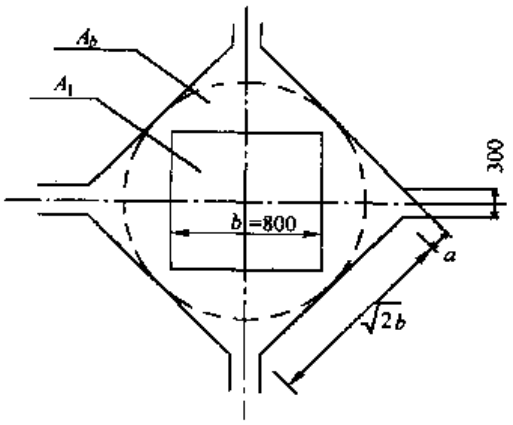


图 6-18 墙体局部受压计算示意图

解：墙体局部受压底面积如图 6-18 中虚线圆部分。根据三角关系可知，图中柱角至墙体八字角之间的净距离 a 等于墙体宽度的一半。因此局部受压时计算底面积 A_b 为：

$$A_b = \pi\left(\frac{\sqrt{2}b}{2} + a\right)^2 = 3.142 \times \left(\frac{\sqrt{2} \times 0.8}{2} + \frac{0.3}{2}\right)^2$$

$$= 1.61\text{m}^2$$

局部受压面积 A_l 为：

$$A_l = b^2 = 0.64\text{m}^2$$

则混凝土在局部受压时的强度提高系数 β 为：

$$\beta = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} = \sqrt{\frac{1.61}{0.64}} = 1.586$$

混凝土局部受压承载力为：

$0.85\omega\beta f_c A_l = 0.85 \times 1 \times 1.586 \times 16.7 \times 0.64 = 14.4 \times 10^3\text{kN} > 1.3 \times 10^4\text{kN}$，满足要求。

由算例可知，如果局部受压承载力不满足要求时，主要改善的方法有：

(1)柱下墙体内配置钢筋网；

(2)提高墙体的混凝土强度等级；

(3)扩大墙体的承压面积，扩大墙体八字角与柱角之间的净距离等。

第三节 箱基的变形计算

一、地基承载力验算

箱形基础设计与天然地基浅基础类似，为了防止地基发生剪切破坏导致基础失稳，必须进行地基承载力的验算，其基底反力可按下式计算：

$$p(x,y) = \frac{G + \sum F}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y} \tag{6-11}$$

式中：G——箱形基础自重；

$\sum F$——上部荷载总和；

A——基础底面积；

M_x、M_y——竖向荷载对通过底面形心的 x 轴和 y 轴的力矩；

I_x、I_y——底面积对 x 轴和 y 轴的惯性矩；

x、y——计算点的坐标。

基底反力应满足以下两式：

$$p \leqslant f_a$$

$$p_{max} \leqslant 1.2f_a \tag{6-12}$$

式中：f_a——修正后的地基承载力特征值；

p、p_{max}——基底平均反力和最大反力。

对于基底存在软弱下卧层，应参照前几章的方法进行验算。

二、地基变形计算

箱形基础底面积较大，荷载较大，应力扩散范围也较广，因此对周围建筑物产生影响。因

此应合理限制箱基的最终变形。和筏形基础一样，箱形基础在基坑开挖后会产生回弹，其最终沉降(如图 6-19)可按下式计算：

$$s = \sum_{i=1}^{n}\left(\Psi_c \frac{p_c}{E'_{si}} + \Psi_s \frac{p_0}{E_{si}}\right)(z_i\bar{\alpha}_i - z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}) \tag{6-13}$$

式中：s——最终沉降量；

Ψ_c——考虑回弹影响的沉降经验系数，取小于或接近 1.0；

Ψ_s——沉降计算经验系数；

n——压缩层深度范围内土层划分数；

p_0——长期效应组合下的基础底面处的附加压力标准值；

p_c——基坑底面以上土的自重压力标准值，若地下水位以下，应扣除浮力；

E'_{si}、E_{si}——基础底面以下第 i 层土的回弹再压缩模量和压缩模量；

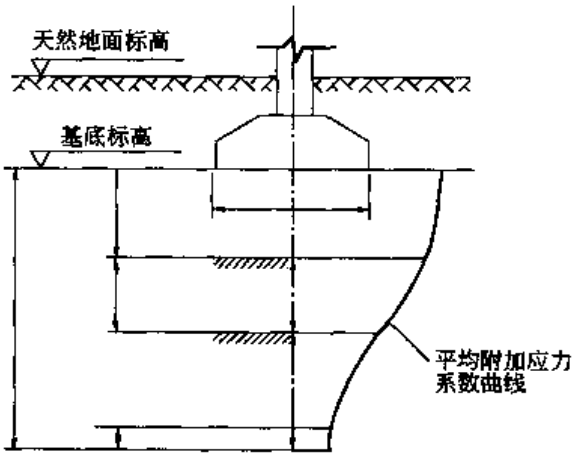


图 6-19　箱形基础沉降分层示意图

z_i、z_{i-1}——基础底面至第 i 层土、第 i-1 层土的距离；

$\bar{\alpha}$、$\bar{\alpha}_{i-1}$——基础底面计算点至第 i 层土、第 i-1 层土底面范围内平均附加应力系数。

三、整体倾斜计算

箱形基础整体刚度好，抵抗不均匀沉降的能力强，但由于沉降差过大引起的整体倾斜应引起重视。整体倾斜能够影响箱形基础的稳定性，使上部结构产生过大的附加应力。造成整体倾斜的主要原因主要有：地基不均匀，或存在天然缺陷，如存在岩洞、墓穴等；荷载偏心，上部结构重心与形心不相重合，甚至超过允许范围；建筑层数多，导致风荷载等水平荷载较大，处于软土地区时势必导致整体倾斜；相邻建筑物和施工影响，如基坑土体扰动等因素也能导致整体倾斜。

箱形基础的整体倾斜主要是横向倾斜，整体沉降应满足以下式：

$$\begin{cases} \alpha \leqslant \dfrac{B}{200H} \sim \dfrac{B}{150H} & \text{(地震区)} \\ \alpha \leqslant \dfrac{B}{100H} & \text{(非地震区)} \end{cases} \tag{6-14}$$

式中：α——整体倾斜系数；

B——基础宽度；

H——建筑物总高度。

【例 6-6】 某箱形基础底面积为 51.2m × 16m，上部结构总高 40.5m，荷载为 1.4×10^5kN，弯矩为 2.2×10^4kN·m(宽度方向)，6.2×10^4kN·m(长度方向)，箱形基础自重 3.5×10^4kN，地质条件见图 6-20。验算地基承载力并计算箱形基础沉降。

解：(1)地基承载力特征值的修正

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma(b - 3) + \eta_d \gamma_m(d - 0.5)$$

$$= 150 + 0.3 \times 9 \times (6 - 3) + 1.5 \times 18 \times (4.5 - 0.5)$$
$$= 266.1\text{kN/m}^2$$

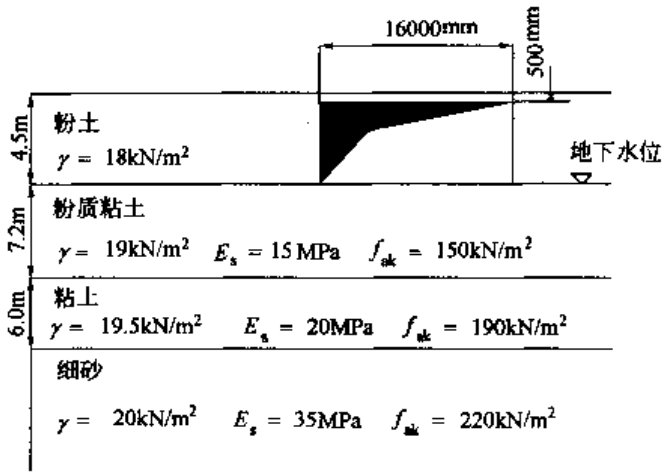


图 6-20 地质条件

(2)承载力验算

基底平均反力：

$$p = \frac{G + \sum F}{A} = \frac{35000 + 140000}{51.2 \times 16} = 213.62\text{kN/m}^2 < f_a = 266.1\text{kN/m}^2$$

$$p_{max} = \frac{G + \sum F}{A} + \frac{M_x y}{I_x} + \frac{M_y x}{I_x}$$

$$= 213.62 + \frac{22000 \times 16/2}{\frac{51.2 \times 16^3}{12}} + \frac{62000 \times 51.2/2}{\frac{16 \times 51.3^3}{12}}$$

$$= 232.56\text{kN/m}^2 < 1.2f_a = 319.32\text{kN/m}^2$$

所以地基承载力满足要求。

(3)最终沉降量计算

地基压缩层厚度的确定：

$$z_n = b(2.5 - 0.4\ln b) = 16 \times (2.5 - 0.4 \times \ln 16) = 22.25\text{m}$$

取基础及上覆土的平均容重为 20kN/m²，则基底附加应力为：

$$p_0 = p - \gamma' d = 213.62 - 20 \times 4.5 = 123.62\text{kN/m}^2$$

取沉降经验系数 $\Psi_s = 0.8$，不考虑回弹影响，沉降计算过程见表 6-6。

箱形基础沉降计算表　　表 6-6

到基底距离(m)	l/b	z/b	$\bar{\alpha}_i$	$z_i\bar{\alpha}_i - z_i\bar{\alpha}_{i-1}$	压缩模量(MPa)	Δs_i(mm)
7.2	3.2	0.9	0.2380	1.7136	15	56.49
13.2	3.2	1.65	0.2126	1.0927	20	27.02
22.25	3.2	2.781	0.1759	1.1075	35	15.65

注：表中 $b = 16/2 = 8.0\text{m}$；$l = 51.2/2 = 25.6\text{m}$。

所以最终沉降为：

$$s = \Psi_s \sum_{i=1}^{n} \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_i) = \Psi_s \sum_{i=1}^{n} \Delta s_i = 0.8 \times 99.16 = 79.33\text{mm}$$

(4)横向倾斜计算

横向附加应力如图 6-21。其中 a、b 两点的附加应力按下式计算：

$$p_b^a = p_0 \pm \frac{M_x y}{I_x} = 123.62 \pm \frac{22000 \times 16/2}{\frac{51.2 \times 16^3}{12}} = \begin{cases} 133.69\text{kN/m}^2 \\ 113.55\text{kN/m}^2 \end{cases}$$

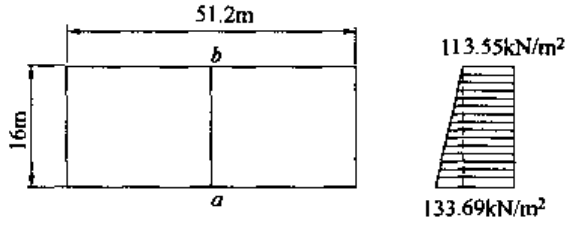


图 6-21 横向倾斜计算图

a、b 两点的附加应力差为 20.14kN/m²，沉降差计算见表 6-7。

a、b 两点沉降差计算过程表 表 6-7

到基底的距离(m)	l/b	z/b	$\bar{\alpha}_i$	$z_i\bar{\alpha}_i - z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}$	压缩模量(MPa)	$(\Delta ab)_i$(mm)
7.2	1.6	0.45	0.2474	1.7813	15	4.78
13.2	1.6	0.825	0.2386	1.3682	20	2.76
22.25	1.6	1.39	0.2168	1.6743	35	1.93

注：表中 $l = 51.2/2 = 25.6\text{m}$；$b = 16\text{m}$。

取沉降经验系数 $\Psi_s = 0.8$，a、b 两点的沉降差为：

$$\Delta ab = \Psi_s \sum_{i=1}^{n} (\Delta ab)_i = 0.8 \times 9.56 = 7.65\text{mm}$$

横向倾斜度为：

$$\alpha = \frac{\Delta ab}{B} = \frac{7.65}{16000} = 0.00048 < \frac{B}{200H} = \frac{16}{200 \times 40.5} = 0.00198$$

由结果可知，横向整体倾斜的限制条件满足。

第四节 箱形基础设计实例

一、箱基设计步骤

箱形基础设计应力求做到安全适用、经济合理，主要包括收集资料和设计两部分。

1.收集资料

(1)进行调查研究，了解结构的平面布置、上部荷载大小及使用要求等；

(2)工程地质勘探资料的收集和阅读，了解勘探孔的间距、钻孔深度以及土层性质，确定桩基持力层；

(3)掌握施工条件和施工方法,如材料、设备以及施工人员情况等。

2.设计步骤

(1)根据地质条件、使用要求等确定基础埋置深度;

(2)初定箱基各部分尺寸;

(3)地基承载力的验算;

(4)基础结构设计,包括顶板、底板和纵横墙体的设计;

(5)必要时验算基础沉降和横向整体倾斜;

(6)绘制箱基的结构以及施工图。

二、设 计 实 例

如图 6-22,某 12 层框架结构建筑,纵向 14 节间。基础 C20 混凝土,$E_g = 2.6 \times 10^7 kN/m^2$。框架梁、板、柱均采用 C30 混凝土,$E_b = 3.0 \times 10^7 kN/m^2$,上部结构梁截面为 250mm × 450mm,柱截面为 500mm × 500mm。每榀框架轴力中柱为边柱的 2 倍。设计此箱形基础。

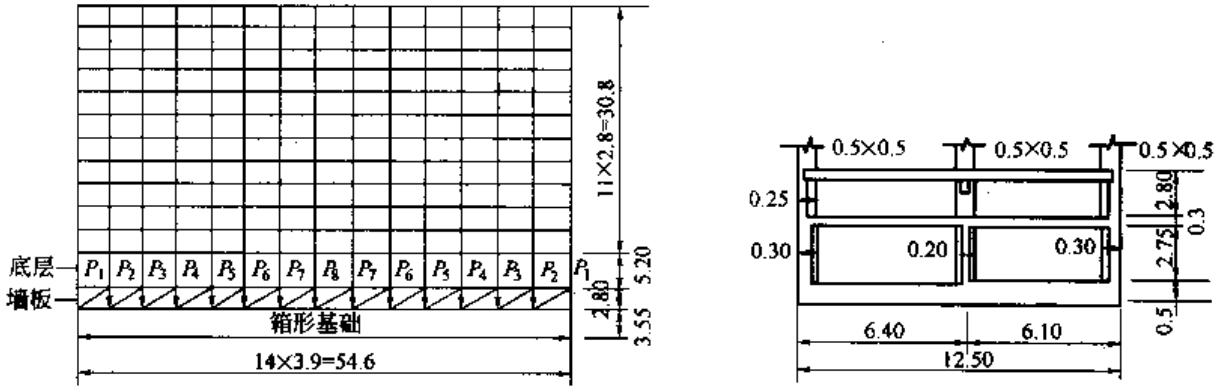


图 6-22 基础结构图(尺寸单位:m)

已知:柱列荷重:$P_1 = 3.01 \times 10^3 kN$; $P_2 = 6.05 \times 10^3 kN$; $P_3 = 7.2 \times 10^3 kN$; $P_4 = 7.15 \times 10^3 kN$; $P_5 = 6.03 \times 10^3 kN$; $P_6 = 6.0 \times 10^3 kN$; $P_7 = 6.30 \times 10^3 kN$; $P_8 = 6.35 \times 10^3 kN$。

箱基自重:$G = 2.216 \times 10^4 kN$;地质条件如图 6-23。

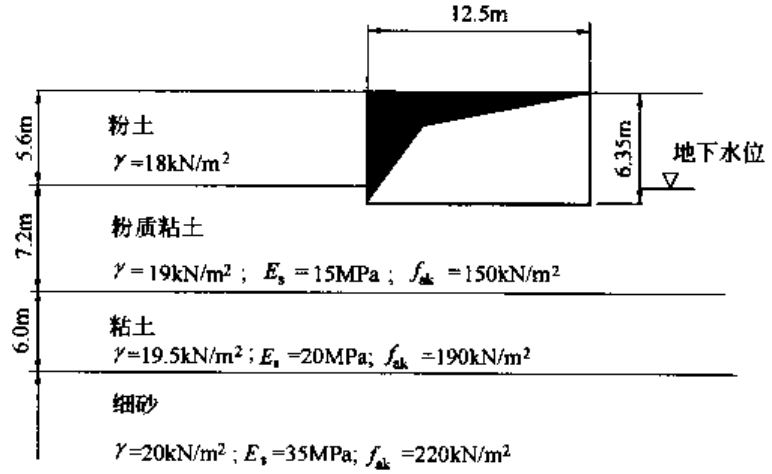


图 6-23 地质条件

解:(1)承载力验算

基础以上土的加权平均重度:

$$\gamma_m = \frac{5.6 \times 18 + (19 - 10) \times (6.35 - 5.6)}{6.35} = 16.94\text{kN/m}^2$$

地基承载力特征值的修正:

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$$
$$= 150 + 0.3 \times 9 \times (6 - 3) + 1.5 \times 16.94 \times (6.35 - 0.5)$$
$$= 306.75\text{kN/m}^2$$

基底平均反力:

$$\sum F = 2(P_1 + \cdots P_7) + P_8 = 8.983 \times 10^4\text{kN}$$

$$p = \frac{G + \sum F}{A}$$
$$= \frac{(8.983 + 2.216) \times 10^4}{54.6 \times 12.5}$$
$$= 164.09\text{kN/m}^2 < f_a = 306.75\text{kN/m}^2$$

因柱排列和荷载对称,$M_x = M_y = 0$,所以地基承载力满足要求。

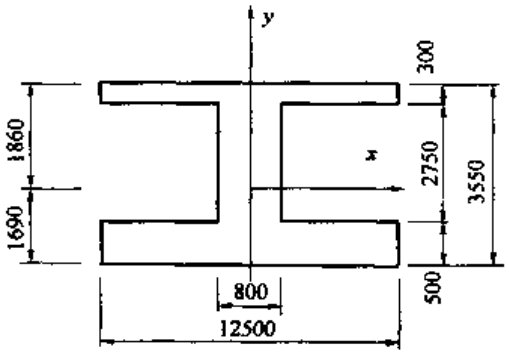


图 6-24 箱基等效截面(尺寸单位:mm)

(2)整体弯矩计算

①箱形基础刚度计算

将箱基截面等效为工字形截面(如图 6-24),腹板厚 $d = (300 + 200 + 300) = 800\text{mm}$。

x 轴距离顶面距离为:

$$y_0 = \frac{0.30 \times 12.5 \times 0.15 + 0.8 \times 2.75 \times 1.675 + 0.5 \times 12.5 \times 3.30}{0.30 \times 12.5 + 2.75 \times 0.8 + 0.5 \times 12.5}$$
$$= 1.86\text{m}$$

利用移轴公式计算箱基截面惯性矩:

$$I_g = \frac{12.5 \times 0.30^3}{12} + 0.30 \times 12.5 \times 1.71^2 + \frac{0.8 \times 2.75^3}{12} + 0.8 \times 2.75 \times 0.335^2$$
$$+ \frac{12.5 \times 0.5^3}{12} + 12.5 \times 0.5 \times 1.44^2 = 25.71\text{m}^4$$

②上部结构的总折算刚度

上部结构梁截面为 250mm × 450mm,柱截面为 500mm × 500mm,则纵梁的惯性矩为:

$$I_{bi} = \frac{0.3 \times 0.5^3}{12} = 0.003125\text{m}^4$$

纵梁线刚度为:

$$K_{bi} = I_{bi}/3.9 = 0.0008\text{m}^3$$

标准层柱的线刚度为:

$$K_{ui} = K_{li} = \frac{0.5 \times 0.5^3}{12}/2.8 = 0.00186\text{m}^3$$

底层柱的线刚度：

$$K_{ui} = K_{li} = \frac{0.5 \times 0.5^3}{12} / 5.2 = 0.0010\text{m}^3$$

弯曲方向的节间数 $m = 14$，标准层纵梁的折算刚度为：

$$(E_B I_B)_{标} = E_b I_{bi}\left(1 + \frac{(K_{ui} + K_{li})m^2}{2K_{bi} + K_{ui} + K_{li}}\right)$$

$$= 3.0 \times 10^7 \times 0.003125 \times \left(1 + \frac{2 \times 0.00186 \times 14^2}{2 \times 0.0008 + 2 \times 0.00186}\right)$$

$$= 1.29 \times 10^7\text{kN} \cdot \text{m}^2$$

底层纵梁的折算刚度为：

$$(B_B I_B)_{底} = E_b I_{bi}\left(1 + \frac{(K_{ui} + K_{li})m^2}{2K_{bi} + K_{ui} + K_{li}}\right)$$

$$= 3.0 \times 10^7 \times 0.003125 \times \left(1 + \frac{(0.00186 + 0.0010) \times 14^2}{2 \times 0.003125 + 0.00186 + 0.0010}\right)$$

$$= 5.86 \times 10^6\text{kN} \cdot \text{m}^2$$

顶层纵梁的折算刚度为：

$$(B_B I_B)_{顶} = E_b I_{bi}\left(1 + \frac{K_{li} m^2}{2K_{bi} + K_{li}}\right)$$

$$= 3.0 \times 10^7 \times 0.003125 \times \left(1 + \frac{0.00186 \times 14^2}{2 \times 0.0008 + 0.00186}\right)$$

$$= 9.97 \times 10^6\text{kN} \cdot \text{m}^2$$

半地下室纵向连续钢筋混凝土墙的折算刚度：

$$E_w I_w = 2 \times 2.6 \times 10^7 \times \frac{0.5 \times 2.8^3}{12} = 4.76 \times 10^7\text{kN} \cdot \text{m}^2$$

横向 3 榀框架，所以上部结构总折算刚度为：

$$E_B I_B = 3 \times [10(E_B I_B)_{标} + (E_B I_B)_{底} + (E_B I_B)_{顶}] + E_w I_w$$

$$= 3 \times (12.9 \times 10^7 + 5.86 \times 10^7 + 9.97 \times 10^7) + 4.76 \times 10^7$$

$$= 90 \times 10^7\text{kN} \cdot \text{m}^2$$

则整体弯矩的分配系数为：

$$\beta = \frac{E_g I_g}{E_g I_g + E_B I_B} = \frac{2.6 \times 10^7 \times 25.71}{2.6 \times 10^7 \times 25.71 + 90 \times 10^7} = 0.426$$

③地基反力计算

根据基底土的性质，$L/B = 54.6/12.5 = 4.368$，查表 6-1，取横向反力系数为平均值，则各区段反力系数为：

$$\overline{P_1} = 0.936; \overline{P_2} = 0.946; \overline{P_3} = 0.972; \overline{P_4} = 1.146;$$

地基平均反力和箱基自重作为均布压力计算，则：

$$\frac{G+\sum F}{L} = \frac{(8.983+2.216)\times 10^4}{54.6} = 2051.10\text{kN/m}$$

$$G/L = 2.216\times 10^4/54.6 = 405.80\text{kN/m}$$

各区段反力为：

$p_1 = 0.936 \times 2051.10 = 1919.83\text{kN/m}$；$p_2 = 0.946 \times 2051.10 = 1940.34\text{kN/m}$；

$p_3 = 0.972 \times 2051.10 = 1993.67\text{kN/m}$；$p_4 = 1.146 \times 2051.10 = 2350.56\text{kN/m}$。

④计算弯矩

在地基反力中扣除箱基自重均布荷载，纵向计算简图如图 6-25。根据静力平衡条件计算各点弯矩，计算结果如图 6-26 和表 6-8。

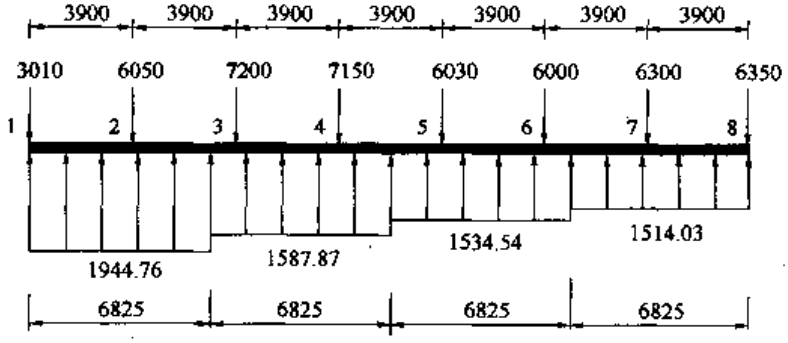


图 6-25　纵向荷载计算简图

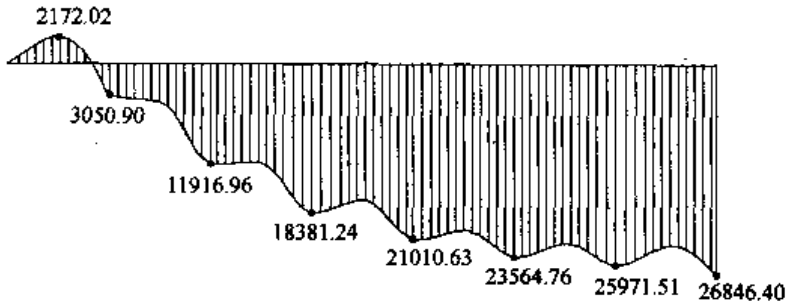


图 6-26　纵向弯矩图

箱基纵向弯矩分配表　　表 6-8

节点	1～2	2	3	4	5	6	7	8
总弯矩	-2172.02	3050.90	11916.96	18381.24	21010.63	23564.76	25971.51	26846.40
箱基分配弯矩	-925.28	1299.68	5076.62	7830.41	8950.53	10038.59	11063.86	11436.57

除 1～2 点外，取两点的平均值作为最后弯矩进行配筋，如表 6-9。表中 $\bar{z}$ 为顶、底板中距，本例为 3.15m；B 为箱基底板的宽度，$B = 12.5\text{m}$，$f_y = 310\text{N/mm}^2$。

箱基纵向整体配筋表　　表 6-9

区　段	M_{gx}(kN·m)	$\bar{A}_{gx}=M_{gx}/f_y\bar{z}B$(mm²/m)
12	-925.28	75.8
34	3188.15	261.19
45	6453.52	528.71
56	9494.56	777.84
67	10551.23	864.41
78	11250.22	921.68

(3)局部弯矩计算

由于板承受面荷载,所以图 6-25 中的线荷需除以底板宽度 12.5m。对于一个区格内有两个不同荷载情况,取其均值。底板区格划分及荷载分布如图 6-27、图 6-28。

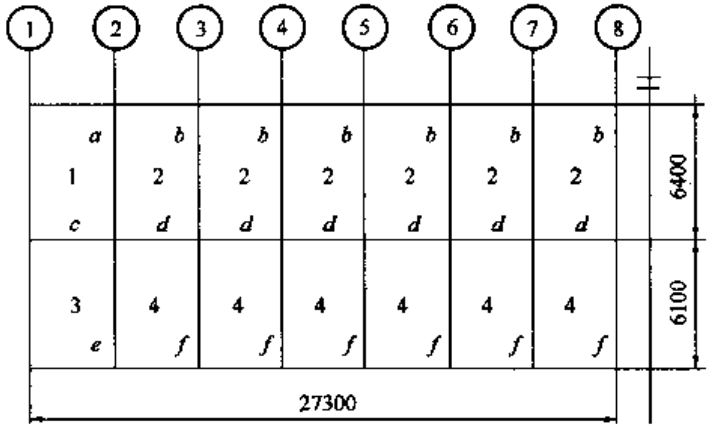


图 6-27　底板区格划分

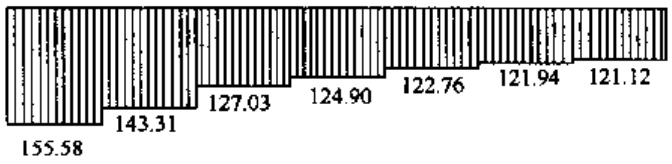


图 6-28　面荷载 p_j 分布

由于底板为受弯构件,需满足最小配筋率的要求。由于考虑整体弯曲和局部弯曲进行配筋比按局部弯曲设计大得多,所以局部弯曲内力需乘以折减系数 0.8。

按最小配筋率配筋时:

$$A_s = 0.15\% \times 1000 \times (500 - 35) = 697.5\text{mm}^2/\text{m}$$

整个底板有 a、b、c、d、e、f 六个支座。当支座两边 p_j 不同时,取平均值。查表 5-1 ~ 5-5 得:1 区格:$x_{1x}=0.879$;3 区格:$x_{3x}=0.855$;2 区格:$x_{2x}=0.935$;4 区格:$x_{4x}=0.922$。

$l_{1x}=l_{2x}=l_{3x}=l_{4x}=3.9\text{m}$;$l_{1y}=l_{2y}=6.4\text{m}$;$l_{3y}=l_{4y}=6.1\text{m}$。

1～2轴：

局部弯曲纵向配筋计算表　　表6-10

区段		p_j (kN/m²)	λ	φ_x	l_x	$M_x=-\varphi_x p_j l_x^2$ (kN·m/m)	$\alpha_s=\frac{0.8M_x}{bh_0^2 f_{cm}}$	γ_s	$A_s=\frac{0.8M_x}{\gamma_s h_0 f_y}$ (mm²/m)
区	区格								
12	1	155.58	1.64	0.0523	3.9	-123.94	0.042	0.978	703.3
	3		1.56	0.0502	3.9	-118.96	0.040	0.979	697.5(构造)
23	2	143.31	1.64	0.0352	3.9	-76.73	0.026	0.986	697.5(构造)
	4		1.56	0.0344	3.9	-74.98	0.025	0.988	697.5(构造)
34	2	127.03	1.64	0.0352	3.9	-68.01	0.023	0.989	697.5(构造)
	4		1.56	0.0344	3.9	-66.47	0.022	0.989	697.5(构造)
45	2	124.90	1.64	0.0352	3.9	-66.87	0.022	0.989	697.5(构造)
	4		1.56	0.0344	3.9	-65.35	0.022	0.989	697.5(构造)
56	2	122.76	1.64	0.0352	3.9	-65.72	0.022	0.989	697.5(构造)
	4		1.56	0.0344	3.9	-64.23	0.022	0.989	697.5(构造)
67	2	121.94	1.64	0.0352	3.9	-65.29	0.022	0.989	697.5(构造)
	4		1.56	0.0344	3.9	-63.80	0.022	0.989	697.5(构造)
78	2	121.12	1.64	0.0352	3.9	-64.85	0.022	0.989	697.5(构造)
	4		1.56	0.0344	3.9	-63.37	0.022	0.989	697.5(构造)

a、e 支座 $p_j=(155.58+143.31)/2=149.45\text{kN/m}^2$；$c$ 支座 $p_j=155.58\text{kN/m}^2$。

$$M_a=(x_{2x}/16+x_{2x}/24)p_j l_{1x}^2=213.57\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_e=(x_{3x}/16+x_{4x}/24)p_j l_{1x}^2=208.92\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_c=\frac{1}{2}\left[\frac{(1-x_{1x})}{8}p_j l_{1y}^2+\frac{(1-x_{3x})}{8}p_j l_{3y}^2\right]=100.66\text{kN}\cdot\text{m}$$

2～3轴：

b、f 支座 $p_j=(143.31+127.03)/2=135.17\text{kN/m}^2$；$d$ 支座 $p_j=143.31\text{kN/m}^2$。

$$M_b=\frac{x_{2x}p_j l_{2x}^2}{12}=160.19\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_f=\frac{x_{4x}p_j l_{4x}^2}{12}=157.96\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_d=\frac{1}{2}\left[\frac{(1-x_{2x})}{8}p_j l_{2y}^2+\frac{(1-x_{4x})}{8}p_j l_{4y}^2\right]=49.84\text{kN}\cdot\text{m}$$

3～8轴：

由于3～8轴之间的面荷载比较接近，为简化计算，取其均值作为面荷载 p_j。

b、d、f 支座 $p_j=(127.03+124.90+122.76+121.94+121.12)/5=123.55\text{kN/m}^2$。

$$M_b=\frac{x_{2x}p_j l_{2x}^2}{12}=146.42\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_i = \frac{x_{4x} p_j l_{4x}^2}{12} = 144.38\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d = \frac{1}{2}\left[\frac{(1 - x_{2x})}{8} p_j l_{2y}^2 + \frac{(1 - x_{4x})}{8} p_j l_{4y}^2\right] = 42.97\text{kN} \cdot \text{m}$$

支座配筋计算表　　表 6-11

轴	支座	p_j (kN/m²)	M_i (kN·m/m)	$\alpha_s = \frac{0.8M_i}{bh_0^2 f_{cm}}$	γ_s	$A_s = \frac{0.8M_i}{\gamma_s h_0 f_y}$ (mm²/m)
1~2	a	149.45	213.57	0.072	0.963	1230.8
	c	155.58	100.66	0.034	0.982	697.5(构造)
	e	149.45	208.92	0.07	0.961	1206.5
2~3	b	135.17	160.19	0.054	0.973	913.7
	d	143.31	49.84	0.017	0.994	697.5(构造)
	f	135.17	157.96	0.053	0.973	901.0
3~8	b	123.55	146.42	0.049	0.975	833.4
	d	123.55	42.97	0.014	0.992	697.5(构造)
	f	123.55	144.38	0.049	0.975	821.8

横向计算与纵向计算方法相同,在此省略。

(4)箱基顶板计算

由于箱基顶板荷载较小,且计算参数与底板相同,故按构造配筋。

(5)箱基墙体计算

根据纵向荷载计算简图(图 6-25)可以计算相应轴线处的剪力,如图 6-29。最大剪力出现在③轴处 $Q_{max} = 5761.16\text{kN}$。在②~③轴之间纵墙上有一门洞(如图 6-30)。

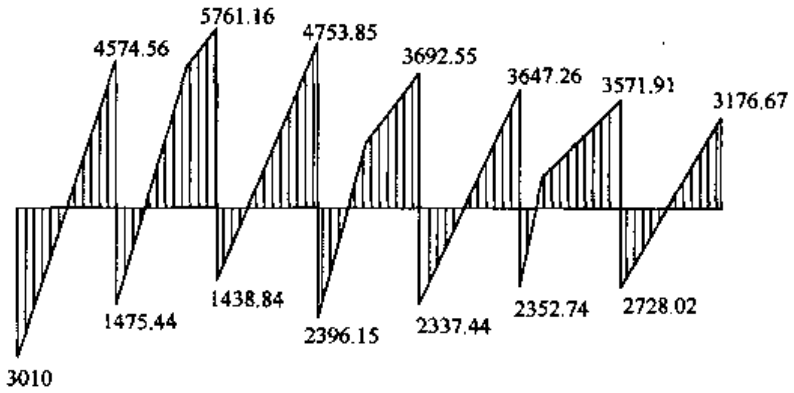


图 6-29　纵向荷载作用下剪力图

③轴剪力 $Q_{23} = 5761.16\text{kN}$,分配到内纵墙的剪力 $\overline{Q}_{23}^{L}$ 为:

$$\overline{Q}_{23}^{L} = \frac{Q_{23}}{2}\left(\frac{b_1}{\sum b} + \frac{N_{23}}{\sum N_3}\right) = \frac{5761.16}{2} \times \left(\frac{20}{80} + \frac{2}{4}\right) = 2160.44\text{kN}$$

为了计算方便，区块的基底净反力 $p_j = (1944.76 + 1587.87)/2B = 141.31\text{kN/m}^2$。由于 $\overline{Q}_{23}^{L}$ 包含了横墙在左侧承担的剪力(如图 6-31)，因此左墙截面实际承受剪力 Q_{23}^{L} 为：

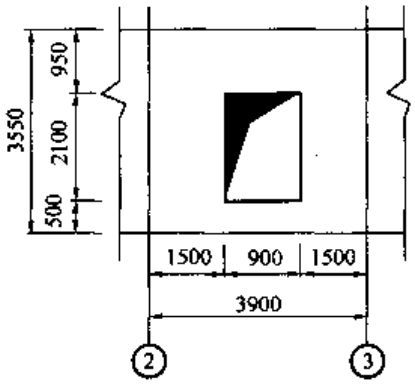


图 6-30 洞口尺寸

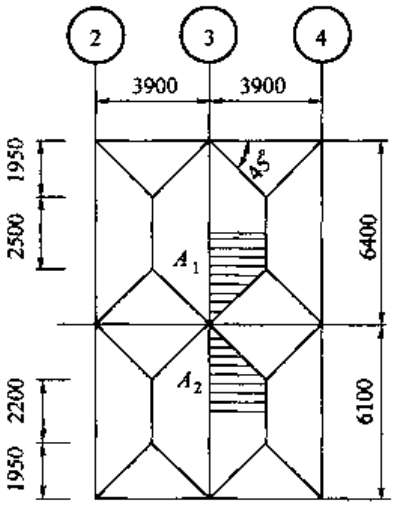


图 6-31 A_1、A_2 计算简图

$$\overline{Q}_{23}^{L} = \overline{Q}_{23}^{L} - p_j(A_1 + A_2)$$

$$= 2160.44 - 141.31 \times \left[\frac{(1.25 + 3.2) \times 1.95}{2} + \frac{(1.1 + 3.05) \times 1.95}{2}\right]$$

$$= 975.56\text{kN}$$

$0.2f_cA = 0.2 \times 10000 \times 0.2 \times 3.55 = 1420\text{kN} > 975.56\text{kN}$，所以墙身尺寸满足要求。

上过梁 $h_1 = 0.95\text{m}$，下过梁 $h_2 = 0.5\text{m}$。③轴处横墙承担剪力为 1184.88kN，纵墙承担剪力为 975.56kN。在②轴右侧剪力 $Q_{22} = 1475.44\text{kN}$。分配到内纵墙的剪力 $\overline{Q}_{22}^{R}$ 为：

$$\overline{Q}_{22}^{R} = \frac{Q_{22}}{2}\left(\frac{b_1}{\sum b} + \frac{N_{23}}{\sum N_3}\right) = \frac{1475.44}{2} \times \left(\frac{20}{80} + \frac{2}{4}\right) = 1106.58\text{kN}$$

右墙截面实际承受剪力 Q_{22}^{R} 为：

$$Q_{22}^{R} = \overline{Q}_{22}^{R} - p_j(A_1 + A_2)$$

$$= 1106.58 - 141.31 \times \left[\frac{(1.25 + 3.2) \times 1.95}{2} + \frac{(1.1 + 3.05) \times 1.95}{2}\right]$$

$$= -78.3\text{kN}$$

则洞口中间剪力为：

$$Q_z = (975.56 + 78.3)/2 = 526.93\text{kN}$$

剪力分配系数为：

$$\alpha = \frac{1}{2}\left(\frac{h_1}{h_1 + h_2} + \frac{h_1^3}{h_1^3 + h_2^3}\right) = \frac{1}{2}\left(\frac{0.95}{0.95 + 0.5} + \frac{0.857}{0.857 + 0.125}\right) = 0.764$$

楼面传给上过梁的均布荷载已知为 $q_1 = 40\text{kN/m}$，下过梁的荷载 q_2 为：

$$q_2 = \frac{(3.9 \times 1.95) \times 141.31}{3.9} = 275.55\text{kN/m}$$

则上过梁弯矩为：

$$M_1 = \frac{1}{2}\alpha Q_s l + \frac{ql^2}{12} = \frac{1}{2} \times 0.764 \times 526.93 \times 0.9 + \frac{40 \times 0.9^2}{12} = 183.86\text{kN} \cdot \text{m}$$

下过梁弯矩为：

$$M_2 = \frac{1}{2}(1-\alpha) Q_s l + \frac{ql^2}{12} = \frac{1}{2} \times 0.236 \times 526.93 \times 0.9 + \frac{275.55 \times 0.9^2}{12} = 74.56\text{kN} \cdot \text{m}$$

洞口两侧每边配置 2Φ18，$A_{s1} = 509\text{mm}^2$；转角处配置 3Φ12，$A_{s2} = 339\text{mm}^2$；则：

$$h_1 f_y (A_{s1} + 1.4A_{s2}) = 310 \times 950 \times (509 + 1.4 \times 339) = 289.67\text{kN} \cdot \text{m} > M_1$$

$$h_2 f_y (A_{s1} + 1.4A_{s2}) = 310 \times 500 \times (509 + 1.4 \times 339) = 152.46\text{kN} \cdot \text{m} > M_2$$

洞口面积为 $A_0 = 0.9 \times 2.1 = 1.89\text{m}^2$；$A = (3.9 - 0.2) \times 3.55 = 13.135\text{m}^2$；开洞系数为：

$$\mu = \sqrt{A_0/A} = 0.375 < 0.4$$

洞边离柱轴线尺寸为 1.5m > 1.2m。综上，洞口满足要求。

第七章 基坑土压力

第一节 土压力的计算

土压力是指土体自重或作用于土体表面上荷载作用于支护结构上的侧向压力，包括土压力、水压力、冰荷载(寒冷地区)、地震力及地面荷载所产生的侧压力等，它是基坑支护结构上的主要外荷载。

一、土压力的分类

根据支护结构的侧向位移方向和背侧土体所处的应力状态，作用在支护结构上的土压力包括主动土压力、被动土压力及静止土压力等三种情况。

当基坑支护结构向基坑内侧移动，或绕支护结构迎土面底部向基坑内侧转动时[图 7-1a)]，作用于基坑支护结构上的土压力从静止土压力逐渐减小开始，直至支护结构背侧的土体内出现滑动面，称滑动体发生滑动瞬间出现的最小土压力为主动土压力 E_a。如果基坑支护结构在外力作用下挤压土体，土压力从静止土压力逐渐增大开始，直至支护结构背侧的土体内出现滑动面[图 7-1b)]，称滑动体发生滑动瞬间出现的最大土压力为被动土压力 E_p。当基坑支护结构在土压力作用下不发生侧向移动或转动而保持原来位置时[图 7-1c)]，土体处于弹性平衡状态，此时土压力处于静止状态，称之为静止土压力 E_0。

作用在支护结构上的土压力按以下规定计算：

(1)主动土压力称为水平荷载标准值，被动土压力称为水平抗力标准值。具体包括土压力、水压力、超载等产生的附加侧压力。

(2)当计算出的基坑开挖面以上的水平荷载标准值小于零时，由于支护结构与土之间不可能产生拉应力，故应取为零。

(3)侧压力系数采用简单的朗肯土压力系数。

(4)对于不同地层采用不同原则，即无粘性土水土分算，粘性土水土合算。

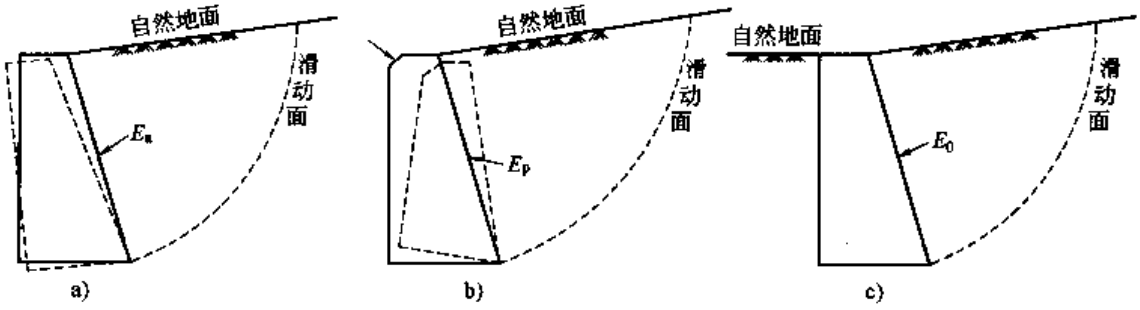


图 7-1　支护结构土压力

a)主动土压力;b)被动土压力;c)静止土压力

(5)关于 c、φ 值,应取三轴固结快剪试验结果(若有可靠经验时,可采用直接剪切试验结果)。

(6)对于特殊土(如膨胀土等)的土压力必要时可以通过土质参数(如 c、φ 值等)或对正常计算出的土压力进行调整。

二、土压力理论

1.静止土压力

在静止土压力作用于下的挡土支护结构,如同半空间直线变形体,在自重作用下无侧向变形。此时,可得:

$$e_0 = K_0 \sum r_i h_i \tag{7-1}$$

式中:e_0——水平侧压力强度(kPa);

K_0——静止土压力系数;

r_i——第 i 层土的容重(kN/m³);

h_i——第 i 土的厚度(m)。

静止土压力系数 K_0 由试验确定。无试验条件时,《建筑基坑工程技术规范》(YB 9258—97)(以下简称《基坑规范》)中规定 K_0 按下式估算:

正常固结土:
$$K_0 = 1 - \sin\varphi' \tag{7-2}$$

超固结土:
$$K_0 = (1 - \sin\varphi')^{0.5} \tag{7-3}$$

其中,φ'是以有效应力得出的有效内摩擦角,其值总大于用总应力法得出的内摩擦角 φ 的值。φ'值可由试验确定。

2.主动与被动土压力

(1)库仑土压力

库仑土压力理论根据支护结构背侧处于主动或被动极限平衡状态时的平衡条件,分别得到主动土压力和被动土压力。

主动土压力:
$$E_a = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_a \tag{7-4}$$

式中:h——挡土高度;

K_a——主动土压力系数,可以查表得到。

被动土压力:
$$E_p = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_p \tag{7-5}$$

式中：K_p——被动土压力系数，可以查表得到。

(2)朗肯土压力

朗肯土压力理论建立在土体的摩尔—库仑强度理论及半无限土体的微元极限平衡状态的假定上。由于没有考虑墙背和填土之间的摩擦力，故求得的主动土压力值偏大，而被动土压力值则偏小，因此，使用朗肯土压力理论来设计挡土结构总是偏于安全的。

朗肯土压力计算公式如下：

$$e_a = rz\tan^2(45° - \varphi/2) - 2c\tan(45° - \varphi/2) \tag{7-6}$$

$$e_p = rz\tan^2(45° + \varphi/2) + 2c\tan(45° + \varphi/2) \tag{7-7}$$

式中：e_a——计算点处的主动土压力强度(kPa)；

e_p——计算点处的被动土压力强度(kPa)；

r——土的容重(kN/m^2)；

z——计算土压力点的深度(m)；

c——土的粘聚力(kPa)；

φ——土的内摩擦角(°)。

其中规定为：

$$K_a = \tan^2(45° - \varphi/2) \tag{7-8}$$

$$K_p = \tan^2(45° + \varphi/2) \tag{7-9}$$

式中：K_a——无粘性土情况下的朗肯主动土压力系数；

K_p——无粘性土情况下的朗肯被动土压力系数。

第二节　支护结构土压力计算

国家现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—99)(以下简称《基坑规程》)和现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)(以下简称《基础规范》)中给出的计算土压力分布见图 7-2。可以看出，基坑开挖面以上主动土压力呈三角形分布，基坑开挖面以下呈矩形分步；基坑开挖面以上被动土压力呈三角形分布。《基坑规程》中采用近似方法计算水压力。

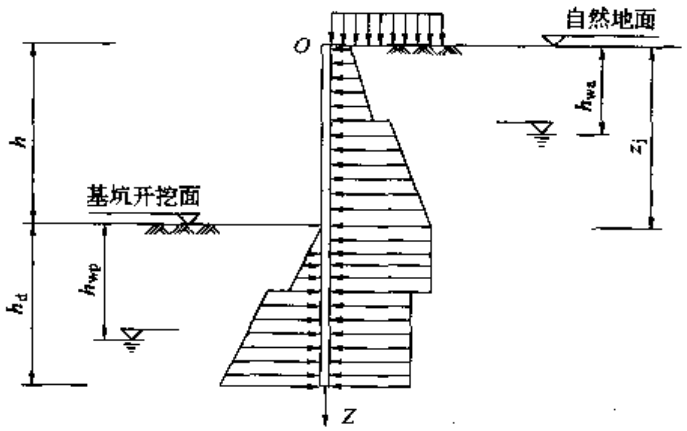


图 7-2　土压力分布

一、支护结构水平荷载标准值 e_{ajk}

e_{ajk}应按当地可靠经验确定，当无经验时可按下列规定计算(图 7-3)。

(1)碎石土及砂土

①当计算点位于地下水位以上时($z_j \leqslant h_{wa}$，h_{wa}为基坑外侧水位深度)：

$$e_{ajk} = \sigma_{ajk} K_{ai} - 2c_{ik}\sqrt{K_{ai}} \tag{7-10}$$

②当计算点位于地下水位以下时($z_j > h_{wa}$，h_{wa}为基坑外侧水位深度)：

$$e_{ajk} = \sigma_{ajk} K_{ai} - 2c_{ik}\sqrt{K_{ai}} + [(z_j - h_{wa}) - (m_j - h_{wa})\eta_{wa} K_{ai}]\gamma_w \tag{7-11}$$

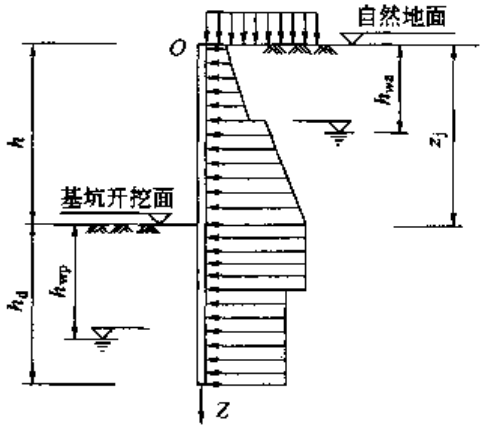


图 7-3　土压力计算图

式中：K_{ai}——计算点深度 z_j 所在的第 i 层土的主动土压力系数，采用简单的朗肯土压力系数：

$$K_{ai} = \tan^2(45° - \varphi_{ik}/2) \tag{7-12}$$

φ_{ik}——三轴试验(当有可靠经验时可采用直接剪切试验值)确定的第 i 层土固结快剪内摩擦角标准值(°)；

σ_{ajk}——作用于基坑外侧计算深度 z_j 处的竖向应力标准值(kPa)；按式(7-11)(同《基坑规程》第 3.4.2 条)计算；

c_{ik}——三轴试验(当有可靠经验时可采用直接剪切试验值)确定的第 i 层土固结快剪粘聚力标准值(°)；

z_j——基坑外侧计算点深度(m)，为基坑外侧天然地面至计算点的距离；

m_j——计算点参数(m)，当 $z_j < h_{wa}$ 时取 z_j，当 $z_j \geqslant h_{wa}$ 时取 h；

h——基坑开挖深度(m)；

h_{wa}——基坑外侧水位深度(m)；为天然地面至基坑外侧水位的距离；

η_{wa}——计算系数，当 $h_{wa} \leqslant h$ 时取 1，当 $h_{wa} > h$ 时取 0；

γ_w——水的容重(kN/m^3)。

(2)粉土及粘性土

$$e_{ajk} = \sigma_{ajk} K_{ai} - 2c_{ik}\sqrt{K_{ai}} \tag{7-13}$$

式中的符号意义同上。

二、基坑外侧竖向应力标准值 σ_{ajk}

应力标准值 σ_{ajk} 可按下式计算：

$$\sigma_{ajk} = \sigma_{rk} + \sigma_{0k} + \sigma_{1k} \tag{7-14}$$

式中：σ_{rk}——计算点深度 z_j 处的自重竖向应力(kPa)，可视情况按式(7-15)～式(7-17)计算。

(1)计算点位于基坑开挖面以上

$$\sigma_{ak} = r_{mj} z_j \tag{7-15}$$

或

$$\sigma_{ak} = \sum_{i=1}^{n} r_i h_i \tag{7-16}$$

式中：z_j——基坑外侧计算点深度(m)，为基坑外侧天然地面至计算点的距离；

r_{mj}——计算点深度 z_j 以上土的加权平均天然容重(kN/m³)；

n——基坑外侧天然地面至计算点的土层数；

r_i——基坑外侧天然地面至计算点深度 z_j 范围内，第 i 土层的天然容重(kN/m³)；地下水位以下取饱和容重；

h_i——基坑外侧天然地面至计算点深度 z_j 范围内，第 i 土层的厚度(m)；对于计算点所在土层，为该层顶线到计算点的距离。

(2)计算点位于基坑开挖面以下

$$\sigma_{ak} = r_{mh} h \tag{7-17}$$

式中：h——基坑开挖深度(m)；

r_{mh}——基坑开挖面以上土的加权平均天然容重(kN/m³)；地下水位以下时，土的天然容重为饱和容重；

σ_{0k}——当支护结构外侧地面作用满布附加荷载 q_0 时(见图 7-4)，基坑外侧任意深度竖向应力标准值(kPa)，按式(7-17)(同《基坑规程》第 3.4.2 条)计算：

$$\sigma_{0k} = q_0 \tag{7-18}$$

q_0——支护结构外侧地面作用的满布附加荷载(kPa)；

σ_{1k}——为支护结构外侧 b_1 距离处，地表作用有宽度为 b_0 的条形荷载 q_1 时(图 7-5)，基坑外侧深度 CD 范围内的附加竖向应力标准值(kPa)，按式(7-19)计算。

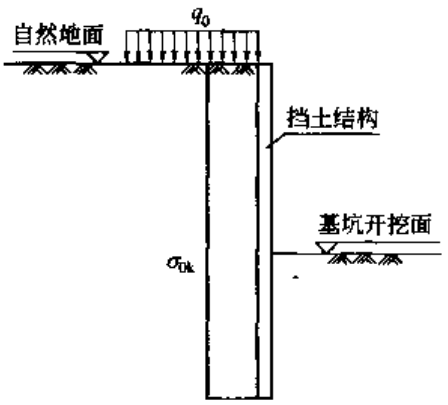


图 7-4 附加荷载

根据地表作用的均布荷载 q_1，σ_{1k} 可分以下几种情况：

(1)地表作用局部附加均布荷载 q_1

$$\sigma_{1k} = q_1 \frac{b_0}{b_0 + 2b_1} \tag{7-19}$$

式中：q_1——地表作用宽度为 b_0 的条形附加荷载(kPa)；

b_0——局部荷载的作用宽度(m)；

b_1——支护结构外侧距地表作用条形附加荷载近侧的距离(m)。

(2)地表作用局部附加三角形荷载 q_1

当图 7-5 中附加荷载 q_1 为条形三角形分布时，计算公式同式(7-18)，但取 C 点的应力值为零，计算出的 σ_{1k} 值也呈三角形分布(图 7-6)。

(3)地表作用局部附加梯形荷载 q_1

如果作用于地表的附加荷载为梯形荷载时，可以看成是(1)、(2)两种情况的叠加，计算公

式仍同式(7-18),如图 7-7 所示。

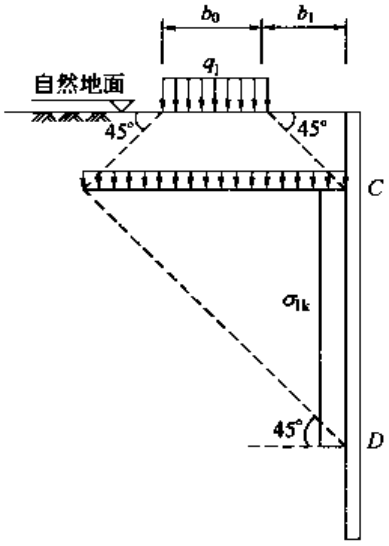


图 7-5　条形荷载土压力计算

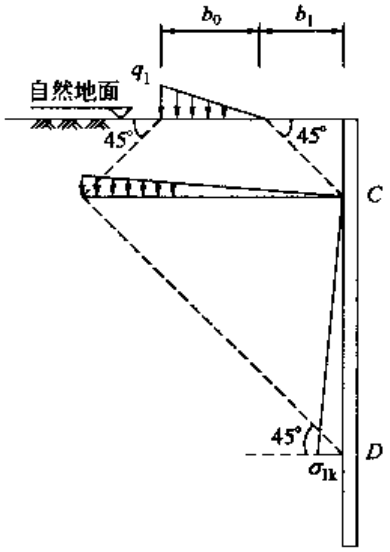


图 7-6　三角形荷载土压力计算

(4)地表作用局部条形附加均布荷载 q_1

荷载作用于地表以下一定深度 d 时,竖向应力作用范围相应下移,竖向应力 σ_{1k} 的计算按式(7-18)进行。地基附加压力扩散线与垂直线的夹角 θ 取 45°。

例如,距地表深度 $d=2.5\text{m}$ 时,CD 段的作用范围相应向下移动 2.5m,产生的竖向应力 σ_{1k} 计算仍采用公式(7-18),如图 7-8 所示。

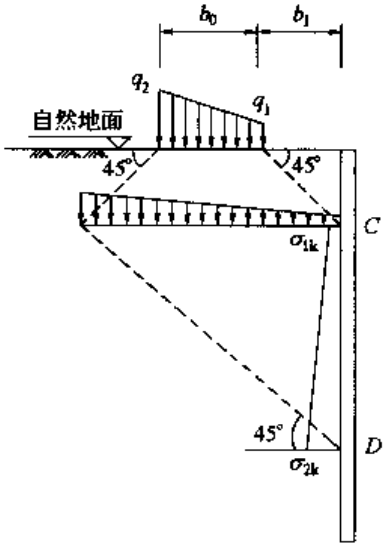


图 7-7　梯形荷载土压力计算

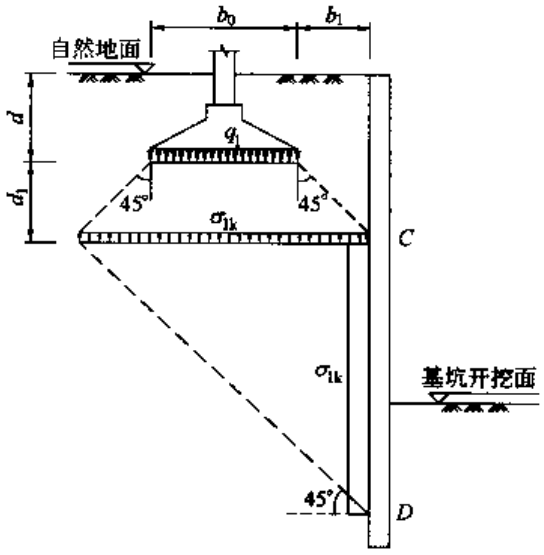


图 7-8　均布荷载土压力计算

(5)地表作用局部附加均布矩形荷载 q_1

荷载作用于地表以下一定深度 d 时,竖向应力作用范围也相应下移,竖向应力 σ_{1k} 的计算按式(7-20)进行。地基附加压力扩散线与垂直线的夹角 θ 取 30°。

$$\sigma_{1k} = \frac{q_1 b_0 l}{(b_0 + 2d_1 \tan\theta)(l + 2d_1 \tan\theta)} \tag{7-20}$$

式中：l——基础底面长度(m)；

其余符号同上。

(6)支护结构顶部放坡

支护结构顶部放坡是建筑基坑支护设计中常见的问题。通常，设计人员先在支护结构顶部放坡，再往下做支护结构。放坡高度、坡度和支护结构的选型应根据具体情况确定(图 7-9)。此时，可以将放坡形成的土自重压力看成作用在放坡脚标高处的附加荷载 q_0，再按上述方法计算主动侧附加竖向应力。但是，当采用超载模拟放坡时，将得不到相同的结果(此时的土压力计算值偏小)，这是由于放坡形成的土压力与超载形成的土压力算法不同的缘故。

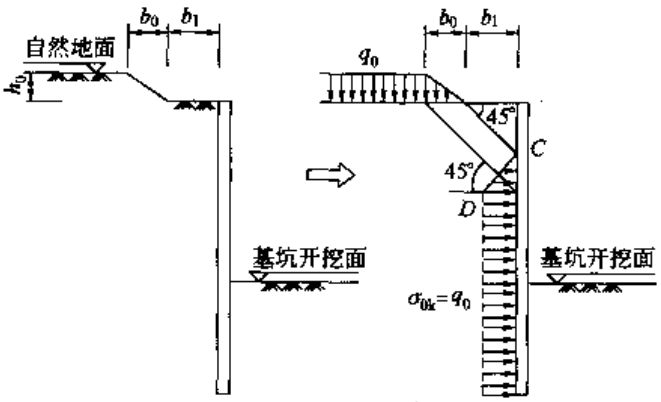


图 7-9 顶部放坡土压力计算图

三、支护结构水平抗力标准值 e_{pjk}

1.碎石土及砂土

$$e_{pjk} = \sigma_{pjk} K_{pi} + 2c_{ik}\sqrt{K_{pi}} + (z_j - h_{wp})(1 - K_{pi})\gamma_w \tag{7-21}$$

式中：K_{pi}——计算点深度 z_j 所在的第 i 层土的被动土压力系数，按式(7-22)(同《基坑规程》第3.5.3条)计算：

$$K_{pi} = \tan^2(45° + \varphi_{ik}/2) \tag{7-22}$$

φ_{ik}——三轴试验(当有可靠经验时可采用直接剪切试验值)确定的第 i 层土固结快剪内摩擦角标准值(°)；

σ_{pjk}——作用于基坑底面以下深度 z_j 处的竖向应力标准值(kPa)，按式(7-23)计算；

$$\sigma_{pjk} = \gamma_{mj} z_j \tag{7-23}$$

也可改写为：

$$\sigma_{pjk} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i \tag{7-24}$$

c_{ik}——三轴试验(当有可靠经验时可采用直接剪切试验值)确定的第 i 层土固结快剪粘聚力标准值(°)；

z_j——基坑内侧开挖面到计算点的深度(m)；

γ_{mj}——深度 z_j 处以上土的加权平均天然容重(kN/m^3)；

n——基坑内侧开挖面到计算点位置的土层数；

γ_i——从基坑内侧开挖面到计算点 z_j 范围内，第 i 土层的天然容重(kN/m^3)；地下水位以下取饱和容重；

h_i——从基坑内侧开挖面到计算点 z_j 范围内，第 i 土层的厚度(m)；对于计算点所在土层，为该层顶线到计算点的距离；

h_{wp}——基坑内侧水位深度(m)；从基坑内侧开挖面到基坑内侧水位的距离；

γ_w——水的容重(kN/m³)。

当计算深度在基坑内侧地下水位以上时，取$(z_j - h_{wp}) = 0$

2.粉土及粘性土

$$e_p = \sigma_{pjk} K_{pi} + 2c_{ik}\sqrt{K_{pi}} \tag{7-25}$$

式中的符号意义同上。

3.《基坑规范》法计算土压力

当土体侧向变形条件符合主、被动极限平衡条件时，土压力为：

$$p_a = (q + \sum r_i h_i) K_a - 2c\sqrt{K_a} \tag{7-26}$$

$$p_p = (q + \sum r_i h_i) K_p - 2c\sqrt{K_p} \tag{7-27}$$

式中：p_a、p_p——郎肯主动与被动土压力强度(kPa)；

q——地面均布荷载(kPa)；

r_i——第 i 层土的容重(kN/m³)；

h_i——第 i 层土的厚度(m)；

K_a、K_p——郎肯主动与被动土压力系数：

$$K_a = \tan^2(45° - \varphi/2) \tag{7-28}$$

$$K_p = \tan^2(45° + \varphi/2) \tag{7-29}$$

当土体侧向变形条件不符合主、被动极限平衡条件时，按式(7-30)和式(7-31)对主、被动土压力系数进行调整，也可以采用实测土压力。

主被动土压力系数的调整值 K_{ma}、K_{mp}：

$$K_{ma} = \frac{1}{2}(K_0 + K_a) \tag{7-30}$$

$$K_{mp} = (0.5 \sim 0.7) K_p \tag{7-31}$$

式中：K_{ma}——调整的主动土压力系数；

K_{mp}——调整的被动土压力系数；

K_0——静止土压力系数，按式(7-2)和式(7-3)计算；

K_a——朗肯或库仑土压力理论中的主动土压力系数；

K_p——朗肯或库仑土压力理论中的被动土压力系数。

值得指出的是，《基坑规程》中只给出了地表作用有局部条形附加均布荷载时基坑外侧竖向应力的计算方法，而对于地面作用有集中点荷载 p 时的附加正应力的计算未作具体规定，此时，仍可以依据《基坑规范》的方法计算附加正应力(图 7-10)，但两种标准中对地基附加压力扩散线与垂直线的夹角 θ 取值不同：《基坑规程》中规定 $\theta = 45°$；而《基坑规范》中规定 $\theta = 45° + \varphi/2$(φ 为内摩擦角标准值)。

【例 7-1】　已知基坑开挖深度 8m，塔吊距挡土结构 2m，荷载为 200kN，土的等值内摩擦角

$\varphi_d = 30°$，试求因塔吊荷载引起的附加土压力及影响深度范围 d 的值。

解：已知 $b = 2m$，$p = 200kN$，$\varphi_d = 30°$，$H = 8m$，由式(7-28)得：

$$K_a = \tan^2(45° - \varphi_d/2) = \tan^2(45° - 30°/2) = 0.333$$

$$\because \quad \Delta E_a = p\sqrt{K_a} = 200 \times \sqrt{0.333} = 200 \times 0.577 = 115.47kN$$

$$d = b[\tan(45° + \varphi_d/2) - \tan\varphi_d] = 2 \times [\tan(45° + 30°/2) - \tan30°] = 2 \times 1.155 = 2.31m$$

$$\frac{2\Delta E_a}{d} = \frac{2 \times 115.47}{2.31} = 115.4kN/m$$

$$\therefore \quad \text{附加土压力 } \Delta E_a = 115.47kN$$

C 点位于桩顶下 1.15m 处(图 7-10)。

另外，当基坑地表作用有附加线性集中荷载时，线荷载对挡土结构的水平压力可以按照以下各式计算(图 7-11)。

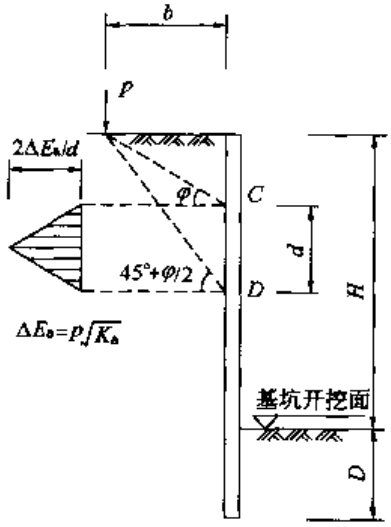


图 7-10 附加压力计算图

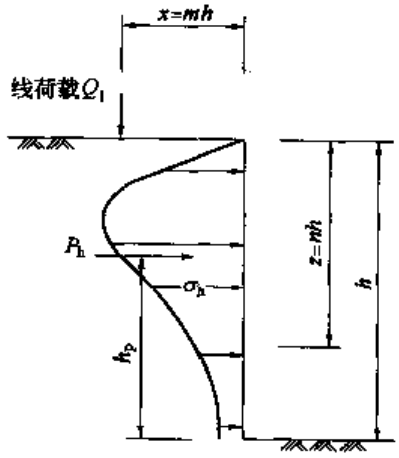


图 7-11 集中荷载土压力计算

当 $m \leqslant 0.4$ 时

$$\sigma_h\left(\frac{h}{Q_1}\right) = \frac{0.2n}{(0.16 + n^2)^2} \tag{7-32}$$

$$P_h = 0.55Q_1 \tag{7-33}$$

当 $m > 0.4$ 时

$$\sigma_h\left(\frac{h}{Q_1}\right) = \frac{1.28m^2n}{(m^2 + n^2)^2} \tag{7-34}$$

$$P_h = \frac{0.64Q_1}{(m^2 + 1)} \tag{7-35}$$

式中：h——挖土深度(m)；

x——线荷载距挡土结构的距离(m)，用 mh 表示；

z——水平力强度 σ_h 距地面的距离(m),用 nh 表示;

h_p——总水平压力距挖土底的距离(m),如表 7-1 所示;

σ_h——不同深度对挡土结构的水平力强度(kN/m²);

Q_1——线荷载(kN/m);

P_h——对挡墙的总水平压力(kN/m)。

总水平压力距挖土底的距离(m)　　表 7-1

m	0.1	0.3	0.5	0.7
h_p	0.60h	0.60h	0.56h	0.48h

【例 7-2】 已知基坑开挖深度 8m,塔吊轨道距挡土结构 2m,线荷载为 200kN/m,试求在地面以下 3m 处的水平力强度及总水平力。

解:

$$x = 2\text{m}, m = \frac{x}{h} = \frac{2}{8} = 0.25 < 0.4$$

$$n = \frac{z}{h} = \frac{3}{8} = 0.375$$

$$\because \sigma_h\left(\frac{h}{Q_1}\right) = \frac{0.2n}{(0.16 + n^2)^2} = \sigma_h\left(\frac{8\text{m}}{200\text{kN/m}}\right) = \frac{0.2 \times 0.375}{(0.16 + 0.375^2)^2} = \frac{0.075}{0.09} = 0.833$$

$$\therefore \quad \sigma_h = 25\text{kN/m}^2 \times 0.833 = 20.825\text{kN/m}^2$$

$$P_h = 0.55Q_1 = 0.55 \times 200 = 110\text{kN/m}$$

$$h_p = 0.6h = 0.6 \times 8 = 4.8\text{m}$$

若塔吊轨道距桩 4m,其他条件不变时,得:

$$m = \frac{x}{h} = \frac{4}{8} = 0.5 > 0.4$$

$$n = \frac{z}{h} = \frac{3}{8} = 0.375$$

$$\because \quad \sigma_h\left(\frac{h}{Q_1}\right) = \frac{1.28m^2n}{(m^2 + n^2)^2}$$

$$\therefore \quad \sigma_h\left(\frac{8\text{m}}{200\text{kN/m}}\right) = \frac{1.28 \times 0.5^2 \times 0.375}{(0.5^2 + 0.375^2)^2} = \frac{0.12}{0.1526} = 0.786$$

$$\sigma_h = 25 \times 0.786 = 19.65\text{kN/m}^2$$

$$P_h = \frac{0.64Q_1}{(m^2 + 1)} = \frac{0.64 \times 200}{1.25} = 102.4\text{kN/m}$$

受力点:

$$h_p = 0.56h = 0.56 \times 8\text{m} = 4.48\text{m}$$

第三节　分层土的土压力计算

在实际工程中，当支护结构深度范围内有多层特性差异很大的水平土层时，在使用《基坑规程》和《基坑规范》法计算土压力之前，需要进行一些物理力学指标的变换。

1.土层高度折算法

分层土土压力计算时，首先考虑第一层土在地面超载和临近建筑物附加荷载作用下的土压力计算。计算第二层土压力时，第二层土按均质体考虑，将第一层土按容重换算成与第二层土相同的当量土层，当量土层厚度 h'_1 按式(7-36)计算。然后，以 h'_1+h_2 为土层厚度，计算第二层的土压力，该土压力只在第二层土厚度 h_2 范围内有效。计算第三层土压力时，将第一层和第二层土按容重折算成与第三层土相同的当量土层，当量土层厚度 h'_2 按式(7-37)计算。然后，以 h'_2+h_3 为土层厚度，计算第三层的土压力，同样，该土压力只在第三层土厚度 h_3 范围内有效。其余计算依次类推。

$$h'_1=h_1\frac{\gamma_1}{\gamma_2} \tag{7-36}$$

$$h'_2=\frac{h_1\gamma_1+h_2\gamma_2}{\gamma_3} \tag{7-37}$$

2.加权平均法

n 层土组成的地层，可将这 n 层土视为一均质土层。假设各土层的厚度、容重及抗剪强度指标分别为 h_i、γ_i、c_i 和 φ_i，则该均质土层的各项计算指标可以分别按式(7-38)计算。

$$\left.\begin{aligned} H=\sum_{i=1}^{n}h_i;\bar{\gamma}=\frac{\sum_{i=1}^{n}\gamma_i h_i}{H}\\ \bar{c}=\frac{\sum_{i=1}^{n}c_i h_i}{H};\bar{\varphi}=\frac{\sum_{i=1}^{n}\varphi_i h_i}{H}\end{aligned}\right\} \tag{7-38}$$

3.等效超载法

将所计算的土层 i 以上的所有土层作为等效满布超载来处理，第 m 层土底面主动土压力强度为：

$$p_{am}=\left(q+\sum_{i=1}^{m}\gamma_i h_i\right)\tan^2\left(45°-\frac{\varphi_m}{2}\right)-2c_m\tan\left(45°-\frac{\varphi_m}{2}\right) \tag{7-39}$$

式中：p_{am}——第 m 层土底面主动土压力强度(kPa)；

q——地面超载(kPa)；

γ_i——第 i 层土的容重(kN/m^3)；

h_i——第 i 层土的厚度(m)；

φ_m——第 m 层土的内摩擦角(°)；

c_m——第 m 层土的粘聚力(kPa)。

计算出各层土底面上的土压力强度后，再行总的土压力计算。上述三种计算土压力方法中，第一种方法为常用方法。

4.等值内摩擦角

如果基坑开挖的土层是经久压密的土，其粘聚力很大，有的直挖几米后尚能自立，由于粘聚力是土的抗剪强度的一部分，因此可将粘聚力折成土的等值内摩擦角 φ_d 来计算，按库伦土压力三角形分布。如下式：

$$E_{a1} = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2(45° - \frac{\varphi}{2}) - 2cH\tan(45° - \frac{\varphi}{2}) + \frac{2c^2}{\gamma} \tag{7-40}$$

用等值内摩擦角时，按无粘性土三角形土压力计算，并代入 φ_d。

$$E_{a2} = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2(45° - \frac{\varphi_d}{2}) \tag{7-41}$$

令 $E_{a1} = E_{a2}$，就得出等值内摩擦角 φ_d 的值。

$$\tan(45° - \frac{\varphi_d}{2}) = \sqrt{\frac{\gamma H^2 \tan^2(45° - \frac{\varphi}{2}) - 4cH\tan(45° - \frac{\varphi}{2}) + \frac{4c^2}{\gamma}}{cH^2}} \tag{7-42}$$

式中：φ_d——等值内摩擦角(°)；

φ——土的内摩擦角(°)；

H——基坑深度(m)；

γ——土的容重(kN/m³)；

c——土的粘聚力(kPa)。

【例 7-3】 已知某深基坑开挖深度为 10.5m，支护结构深度范围内的土层分三层(如图 7-12 所示)：第一层为杂填土，天然容重 $\gamma_1 = 19kN/m^3$，粘聚力 $c_1 = 5kPa$，内摩擦角 $\varphi_1 = 10°$；第二层为粉质粘土，天然容重 $\gamma_2 = 18kN/m^3$，粘聚力 $c_2 = 20kPa$，内摩擦角 $\varphi_2 = 15°$；第三层为砾砂，天然容重 $\gamma_3 = 19kN/m^3$，粘聚力 $c_3 = 0$，内摩擦角 $\varphi_3 = 35°$。不考虑地下水的影响。试按“土层高度折算法”计算作用在此支护结构上的主动土压力，并绘出土压力分布图。

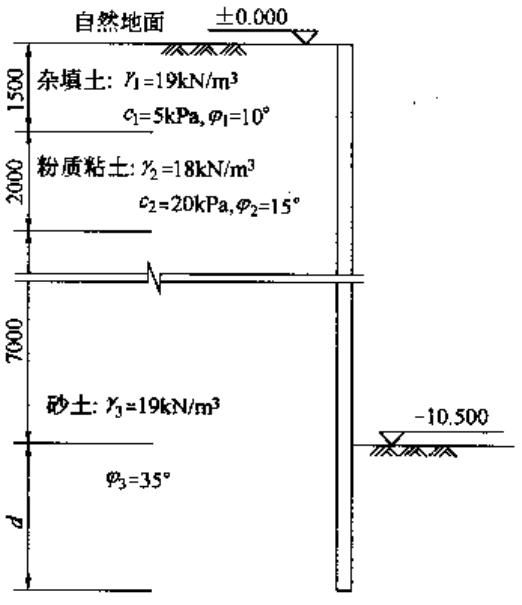


图 7-12　例题 7-3 计算图

解：(1)计算主动土压力系数

$$K_{a1} = \tan^2(45° - \varphi_{1k}/2) = \tan^2(45° - 10°/2) = 0.704$$

$$K_{a2} = \tan^2(45° - \varphi_{2k}/2) = \tan^2(45° - 15°/2) = 0.588$$

$$K_{a3} = \tan^2(45° - \varphi_{3k}/2) = \tan^2(45° - 35°/2) = 0.271$$

(2)竖向应力标准值 σ_{ajk}

根据式(7-14)，有

$$\sigma_{ajk} = \sigma_{rk} + \sigma_{0k} + \sigma_{1k}$$

由于不考虑附加荷载 q_0 和 q_1，故 $\sigma_{0k} = \sigma_{1k} = 0$，则式(7-14)可简化为：

$$\sigma_{ajk} = \sigma_{rk}$$

(3)计算主动土压力(即水平荷载标准值)

①杂填土

根据式(7-16)$\sigma_{rk} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i z_i$,可以计算出帝一层土(杂填土)底线处的自重竖向应力,即:

$$\sigma_{rk} = \gamma_1 h_1 = 19\text{kN/m}^3 \times 1.5\text{m} = 28.5\text{kPa}$$

由式(7-13),可得第一层土(杂填土)底线处的水平荷载标准值:

$$\begin{aligned} e_{ajk} &= \sigma_{ajk} K_{a1} - 2c_{1k}\sqrt{K_{a1}} \\ &= \sigma_{rk} K_{a1} - 2c_{1k}\sqrt{K_{a1}} \\ &= 28.5 \times 0.704 - 2 \times 5 \times \sqrt{0.704} \\ &= 20.064 - 8.390 \\ &= 11.67\text{kPa} \end{aligned}$$

令式(7-13)中 $e_{ajk} = 0$,得临界深度 h_{01} 为:

$$h_{01} = \frac{2c_{1k}}{\gamma_1\sqrt{K_{a1}}} = \frac{2 \times 5}{19 \times 0.839} = 0.63\text{m}$$

②粉质粘土

将第一层土按容重换算成与第二层土相同的当量土层,由式(7-37)计算出的第一层土的当量土层厚度 h'_1 为:

$$h'_1 = h_1 \frac{\gamma_1}{\gamma_2} = \frac{19 \times 1.5}{18} = 1.58\text{m}$$

第二层土(粉质粘土)顶线处的自重竖向应力为:

$$\sigma_{rk} = \gamma_2 h'_1 = 18 \times 1.58 = 28.44\text{kPa}$$

由式(7-13),可得第二层土顶线处的水平荷载标准值:

$$\begin{aligned} e_{ajk} &= \sigma_{ajk} K_{a2} - 2c_{2k}\sqrt{K_{a2}} \\ &= \sigma_{rk} K_{a2} - 2c_{2k}\sqrt{K_{a2}} \\ &= 28.44 \times 0.588 - 2 \times 20 \times \sqrt{0.588} \\ &= 16.723 - 30.672 \\ &= -13.95 < 0 \end{aligned}$$

令式(7-13)中 $e_{ajk} = 0$,得临界深度 h_{02} 为:

$$h_{02} = \frac{2c_{2k}}{\gamma_2\sqrt{K_{a2}}} = \frac{2 \times 20}{18 \times 0.767} = 2.89\text{m}$$

$$\therefore \quad h_{02} - h'_1 = 2.89 - 1.58 = 1.31\text{m}$$

第二层土(粉质粘土)底线处的自重竖向应力为:

$$\because \quad h'_1 + h_2 = 1.58 + 2 = 3.58\text{m}$$

$$\therefore \quad \sigma_{rk} = \gamma_2(h'_1 + h_2) = 18 \times 3.58 = 64.44\text{kPa}$$

同理，由式(7-13)可得第二层土底线处的水平荷载标准值：

$$\begin{aligned} e_{ajk} &= \sigma_{ajk} K_{a2} - 2c_{2k}\sqrt{K_{a2}} \\ &= \sigma_{rk} K_{a2} - 2c_{2k}\sqrt{K_{a2}} \\ &= 64.44 \times 0.588 - 2 \times 20 \times \sqrt{0.588} \\ &= 37.89 - 30.672 \\ &= 7.22\text{kPa} \end{aligned}$$

③砂土

由式(7-38)计算出的第一层土和第二层土的当量土层厚度 h'_2 为：

$$h'_2 = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{\gamma_3} = \frac{19 \times 1.5 + 18 \times 2}{19} = 3.39\text{m}$$

砂土顶线处的自重竖向应力为：

$$\sigma_{rk} = \gamma_3 h'_2 = 19 \times 3.39 = 64.41\text{kPa}$$

由式(7-10)，可得第三层土(砂土)顶线处的水平荷载标准值：

$$e_{ajk} = \sigma_{ajk} K_{a3} - 2c_{3k}\sqrt{K_{a3}}$$

由于 $c_{3k} = 0$，故式(7-10)可简化为：

$$e_{ajk} = \sigma_{ajk} K_{a3}$$

$$e_{ajk} = \sigma_{rk} K_{a3} = \gamma_3 h'_2 K_{a3} = 64.4 \times 0.271 = 17.46$$

基底标高($z_j = 10.5\text{m}$)处的自重竖向应力为：

$$\begin{aligned} \because \quad h'_2 + h_3 &= 3.39 + 7 \\ &= 10.39\text{m} \\ \therefore \quad \sigma_{rk} &= \gamma_3 (h'_2 + h_3) \\ &= 19 \times 10.39 \\ &= 197.41\text{kPa} \\ e_{ajk} &= \sigma_{rk} K_{a3} = \gamma_3 (h'_2 + h_3) K_{a3} \\ &= 197.4 \times 0.271 \\ &= 53.50\text{kPa} \end{aligned}$$

由于不考虑地下水的影响，根据《基坑规程》土压力分布图可知(图 7-2)，支护结构嵌固深度 d 范围内的水平荷载标准值 $e_{ajk} = 53.50\text{kPa}$，该部分的土压力呈矩形分布(图 7-13)。

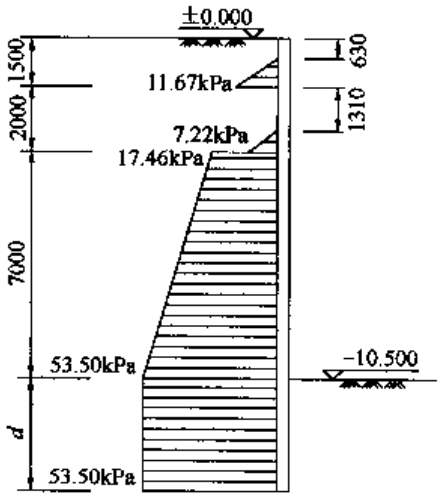


图 7-13　例题 7-3 土压力分布
(尺寸单位：mm；标高单位：m)

第四节　水压力计算

基坑开挖深度范围内如果存在地下水时，计算土压力时应考虑地下水对土的减重作用，即计算土压力时采用土的浮容重，另行计算静水压力，则作用于支护结构上的侧向压力为土压力

与静水压力之和。水压力计算如图 7-14 所示。这种处理方法实质上是认为土体孔隙水除小部分结合水外，其余部分均为自由水，可以传递水压力，因此水压力单独计算。这种处理方法适用于砂土、粉土、粉质粘土和孔隙率较大的粘土。

对于一些孔隙率较小的粘土，计算水压力时一般认为土体孔隙中的水都是结合水，水作为土体的一部分产生侧向压力，此时直接以土的饱和容重计算水土压力。

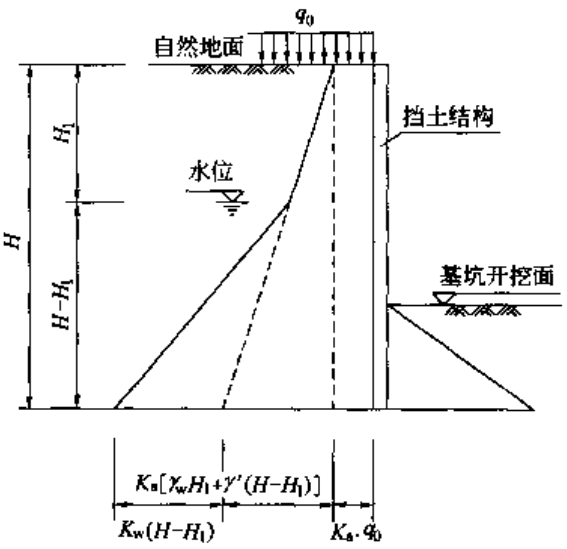


图 7-14　水压力计算图

1.无粘性土的主动水土压力

(1)地下水位以上部分

$$e_{ajk} = \gamma_{mj} z_j K_{ai} \tag{7-43}$$

式中：e_{ajk}——水土压力强度(kPa)；

z_j——基坑外侧计算点深度(m)，为基坑外侧天然地面至计算点的距离；

γ_{mj}——计算点深度 z_j 以上土的加权平均天然容重(kN/m³)；

K_{ai}——计算点深度 z_j 所在的第 i 层土的主动土压力系数，采用简单的朗肯土压力系数；按式(7-12)计算。

(2)地下水位以下部分

$$e_{ajk} = K_{ai}[\gamma_{mj} H_1 + \gamma'(z_j - H_1)] + K_w \gamma_w (z_j - H_1) \tag{7-44}$$

式中：H_1——自然地面至地下水位的距离；

K_w——水的侧压力系数，取 $K_w = 1$；

γ'——土的浮容重(kN/m³)；

γ_w——水的容重，$\gamma_w = 10\text{kN/m}^3$；

其余符号意义同上。

2.孔隙率较小的粘性土的主动水土压力

(1)地下水位以上部分

$$e_{ajk} = \gamma_{mj} z_j K_{ai} - 2c_{ik}\sqrt{K_{ai}} \tag{7-45}$$

式中：c_{ik}——三轴试验(当有可靠经验时可采用直接剪切试验值)确定的第 i 层土固结快剪粘聚力标准值(kPa)；

其余符号意义同式(7-43)。

(2)地下水位以下部分

$$e_{ajk} = \gamma_{H1} H_1 K_{aw} - 2c_{kH1}\sqrt{K_{aw}} + \gamma_{sat}(H - H_1) K_{aw} \tag{7-46}$$

式中：H_1——自然地面至地下水位的距离；

K_{aw}——地下水位标高所在土层的主动土压力系数；采用简单的朗肯土压力系数，按式(7-12)计算；

γ_{m}——地下水位标高以上土层的加权平均天然容重(kN/m^3)；

γ_{sat}——土的饱和的容重(kN/m^3)；

c_{km}——三轴试验(当有可靠经验时可采用直接剪切试验值)确定的地下水位标高所在土层的固结快剪粘聚力标准值(kPa)。

注意，式(7-43)～式(7-46)中未考虑因作用在地面的满布附加荷载 q_0 和临近建筑物基础施加的条形或矩形附加荷载 q_1 而引起的广义土压力，若要考虑，应另行计算。

第八章 悬臂支挡与喷锚支护

第一节 多层锚杆围护桩墙

对于多层锚杆或多撑围护桩墙的内力和位移计算的计算方法较多，如等值梁法、山肩邦男法、二分之一分担法、逐层开挖支撑支承力不变法、等弯矩支撑法以及弹性支撑法等。其中，等值梁法、二分之一分担法、逐层开挖支撑支承力不变法在工程中较为常用。

一、二分之一分担法

二分之一分担法为多层锚杆(支撑)连续梁的一种简化计算方法，它假定中间锚杆(支撑)承受上下各半距的土水压力，各力对最上层支撑点取力矩，得最小入土深度 z_0，下端视为铰或固定端，计算多层锚(支撑)受的反力，然后求出正负弯矩和最大弯矩，核定挡土桩墙的截面及配筋(图 8-1)。这种方法不考虑桩、墙体的支撑变形，因此计算较为方便。

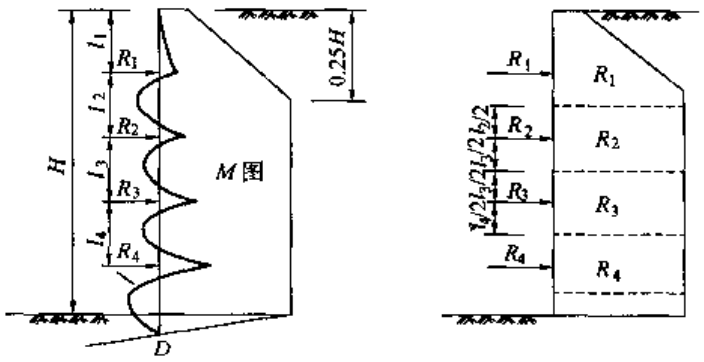


图 8-1 二分之一分担法计算简图

【例 8-1】 大连亚太国际金融中心基坑挖深 12.8m，采用人工挖孔桩灌注桩作挡土结构，混凝土强度等级为 C20，支护桩间距 1.8m，桩径 800mm，设置三层锚杆拉结。因坑边存在一幢

7层框架住宅楼，地面荷载较大，按 $q=105\text{kPa}$ 考虑。建设场区地质资料如图8-2所示。试以二分之一分担法对基坑的锚杆支护结构进行设计计算。

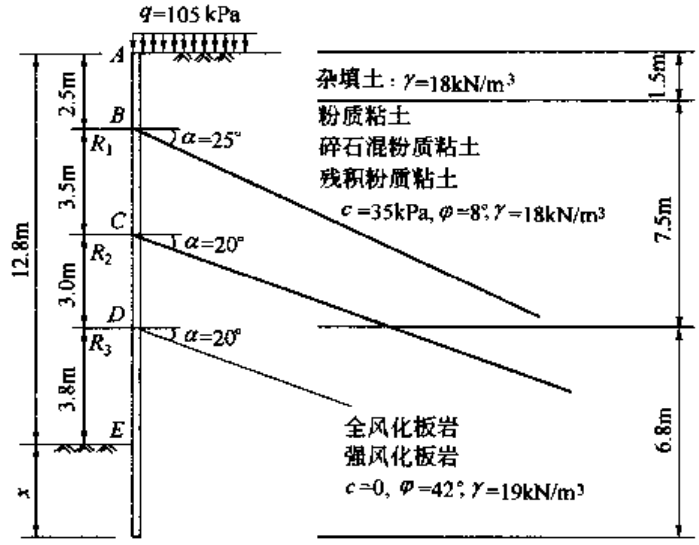


图8-2　基坑支护地质资料及计算简图

解：(1)土压力计算

①参数计算

计算主动土压力时，地面以下9m厚土层按同一抗剪强度指标考虑，即 $c_1=35\text{kPa}$，$\varphi_1=8°$，$\gamma_1=18\text{kN/m}^3$；9m以下风化板岩近似按砂卵石土层考虑，抗剪强度指标取为 $c_2=0$，$\varphi_2=42°$，$\gamma_2=19\text{kN/m}^3$。计算被动土压力时，考虑桩土摩擦。则有：

$$K_{a1}=\tan^2\left(45°-\frac{8°}{2}\right)=0.76,\ K_{a2}=\tan^2\left(45°-\frac{42°}{2}\right)=0.20$$

$$\therefore\qquad \varphi_p=42°,\ \delta=\frac{2}{3}\varphi=\frac{2}{3}\times 42°=28°$$

则
$$K_p=\left[\frac{\cos\varphi}{\sqrt{\cos\delta}-\sqrt{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}}\right]^2=\left[\frac{\cos 42°}{\sqrt{\cos 28°}-\sqrt{\sin(42°+28°)\cdot\sin 42°}}\right]^2$$

$$=\left[\frac{0.743}{0.940-0.793}\right]^2=25.5$$

②粘性土的临界高度

由公式(7-13)～公式(7-20)，令 $e_{a0}=(\gamma_1 z_0+q)K_{a1}-2c_1\sqrt{K_{a1}}=0$，可得：

$$z_0=\frac{2c_1-q\sqrt{K_{a1}}}{\gamma_1\sqrt{K_{a1}}}=\frac{2\times 35-105\times\sqrt{0.76}}{18\times\sqrt{0.76}}<0$$

取 $z_0=0$。

③土压力计算

$$e_{aA}=105\times 0.76-2\times 35\times\sqrt{0.76}=18.8\text{kPa}$$

$$e_{aD上} = (18\times 9 + 105)\times 0.76 - 2\times 35\times \sqrt{0.76} = 142\text{kPa}$$

$$z_1' = (9\times 18 + 105)/19 = 14.1\text{m}$$

$$e_{aD下} = 19\times 14.1\times 0.20 = 53.6\text{kPa}$$

$$e_{aE} = 19\times (14.1 + 3.8)\times 0.20 = 68\text{kPa}$$

$$e_{aG} = 19\times (14.1 + 7.3)\times 0.20 = 81.3\text{kPa}$$

主动土压力分布如图 8-3 所示。

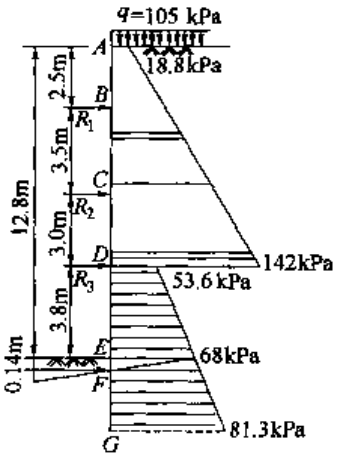


图 8-3　主动土压力分布

(2) 三角形土压力分布

R_B 除受悬臂 2.5m 的荷载外，还受半个 BC 段高度(1.75m)的荷载；R_C 承受半个 BC 段高度(1.75m)的荷载和半个 CD 段高度(1.5m)的荷载；R_D 承受半个 CD 段高度(1.5m)的荷载和半个 DE 段高度(1.9m)的荷载。

$$R_B = 18.8\times 4.25 + \frac{1}{2}\times 18\times 4.25\times 0.76\times 4.25 = 203.4\text{kN/m}$$

$$R_C = [(18\times 4.25\times 0.76 + 18.8) + (18\times 7.5\times 0.76 + 18.8)]\times \frac{3.25}{2} = 322.3\text{kN/m}$$

$$R_D = [(18\times 7.5\times 0.76 + 18.8) + (18\times 9.0\times 0.76 + 18.8)]\times \frac{1.5}{2} + [53.6 + (53.6 + 7.2)]\times \frac{1.9}{2}$$

$$= 197.49 + 108.68 = 306.2\text{kN/m}$$

$$R_F = [53.6 + 7.2 + 68]\times \frac{1.9}{2} + \frac{1}{2}\times 68\times 0.14 = 69.0\text{kN/m}$$

$$R_B + R_C + R_D + R_F = (203.4 + 322.3 + 306.2 + 69)\times 1.8 = 1621.6\text{kN}$$

总荷载为 1727.1kN，误差仅为 6.1%。

(3) 梯形土压力分布

计算被动土压力系数时，不考虑桩土摩擦作用，按常规被动土压力系数计算。先求等效内摩擦角 φ_d(按无粘性土等效)为：

$$0.25H = 0.25\times 12.8 = 3.2\text{m}$$

$$\gamma = \frac{18\times 9 + 19\times 3.8}{12.8} = 18.30\text{kN/m}^3$$

$$E_a = \frac{18.8 + 142}{2}\times 9 = 723.6\text{kN/m}$$

$$E_a' = (qH + \frac{1}{2}\gamma H^2)\tan^2(45° - \frac{\varphi_d}{2})$$

$$= (105\times 9 + \frac{1}{2}\times 18.3\times 9^2)\times \tan(45° - \frac{\varphi_d}{2})$$

$$= 1686.15\tan(45° - \frac{\varphi_d}{2})$$

由式(7-41)知：$E_a = E_a'$

则 $$\tan^2(45° - \frac{\varphi_d}{2}) = \frac{723.6}{1686.15} = 0.4291$$

等效内摩擦角 $\varphi_d = 23.5°$

加权内摩擦角 $\varphi = \frac{9 \times 23.5° + 42° \times 3.8}{12.8} = 29°$，且 $c = 0$，得

$$K_a = \tan^2(45° - \frac{29°}{2}) = 0.347, K_p = \tan^2(45° + \frac{42°}{2}) = 5.04$$

$$e = 105 \times 0.347 + 18.3 \times 0.347 \times 3.2 = 56.76\text{kN/m}$$

土压力零点为：

$$y = \frac{56.76}{18.3 \times (5.04 - 0.347)} \approx 0.66\text{m}$$

①求 R_B、R_C、R_D

$$R_B = (0.347 \times 105 + 56.76) \times \frac{3.2}{2} + (1.75 - 0.7) \times 56.76 \approx 208.7\text{kN/m}$$

$$R_C = 56.76 \times (1.75 + 1.5) = 184.5\text{kN/m}$$

$$R_D = 56.76 \times (1.5 + 1.9) = 193\text{kN/m}$$

②求 R_F

$$R_F = 56.76 \times 1.9 + \frac{1}{2} \times 0.66 \times 56.76 = 72.7\text{kN/m}$$

③复核

$$(12.8 - 3.2) \times 56.76 + 0.66 \times 56.76 \times \frac{1}{2} + \frac{105 \times 0.347 + 56.76}{2} \times 3.2$$

$$= 544.9 + 18.7 + 149.1 = 712.7\text{kN/m}$$

$$R_B + R_C + R_D + R_F \approx 208.7 + 184.5 + 193 + 72.7 = 658.9\text{kN/m}$$

求出各支点反力后，按常规方法就可以计算出支护桩墙的截面弯矩及最大弯矩，再核定挡土桩墙的截面与配筋，考虑到篇幅，这里不作具体计算。

二、逐层开挖支撑支承力不变法

由于作用在支护结构上的荷载复杂，应用连续梁方法计算比较繁琐，且较实际受力状况偏大，因此二分之一分担法只是近似方法。逐层开挖锚杆(支撑)支承力不变法认为每层锚杆(支撑)受力后不因下阶段锚杆(支撑)及开挖而改变受力大小，同时，假定支护结构的变形在前一工况基本完成，后一阶段施工时，支护结构的变形受其影响很小。由于上述假定比较符合工程实际情况，并可以随时调整支承轴力，且计算简便，因此逐层开挖支撑支承力不变法是一种比

较合理的计算方法。这种方法的计算简图如图 8-4。

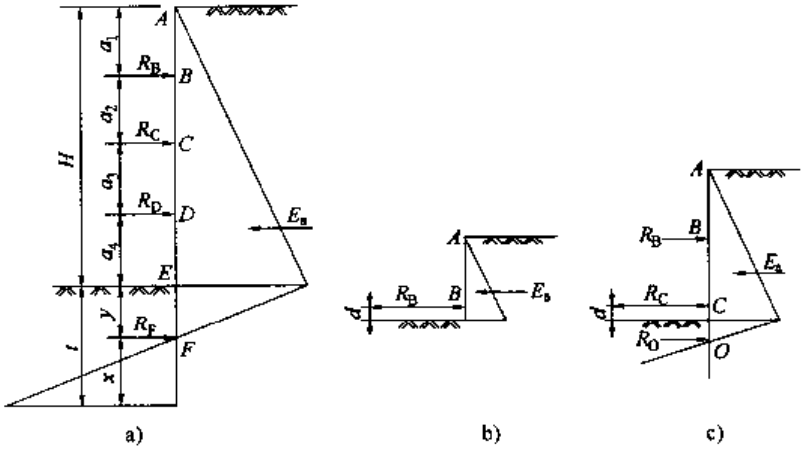


图 8-4 计算简图

施工中，首先做挡土桩或挡土墙，然后开挖第一层土至锚杆（支撑）下一定距离，待第一层锚杆（支撑）施工完毕以后，再开挖第二层土方至锚杆（支撑）下一定距离，进行第二层锚杆（支撑）施工。如此循序作业，直至基底。

(1)求支点水平力 R_B。如图 8-4b)所示，在做 B 点支撑之前应考虑 $a_1 + b$ 高度的悬壁要求，如支护结构的弯矩和位移等。基坑开挖至 B 点以下的 d 处（d 为钻机施工高度），是为了进行第一层锚杆（支撑）施工，但应注意同时满足挖土深度达到 $a_1 + a_2 + d$ 时，而第二层锚杆（支撑）尚未施工时支护结构承受的水平力情况。首先找出 O 点至开挖面的零弯点距离 y 值，然后求出 O 点以上的土压力 E_A（包括主动土压力、水压力和地面超载），此时 C 点尚未支撑或做锚杆，这部分水平压力将由 R_B 及 R_O 承担，对 O 点取矩 $\sum M_O = 0$，求出 R_B，则有 $R_O = E_A - R_B$。

(2)求支点水平力 R_C。

在施做第二层锚杆（支撑）时，同时须考虑第三阶段挖土（此时挖土高度为 $a_1 + a_2 + a_3 + d$）而 D 点尚未支撑情况，各种水平力由 R_B、R_C 和 R_O 共同承担。计算方法同上，求出 R_C 后，可得 $R_O = E_A - R_B - R_C$。

(3)同理求出 R_D，如果还有锚杆或支撑，可按相同方法求出 R_n。

(4)求出各支点反力后，再求出各断面弯矩，连续梁的最大弯矩不同于简支梁，最大弯矩不一定在剪力零点处，而在某一支座出现最大负弯矩，因此应同时计算悬臂时的最大弯矩和各支座负弯矩，找出其绝对值最大者作为核算支护结构截面的依据。

(5)至于支护结构的嵌固深度计算方法同上述二、节，这里不赘述。

设计中不同土层、各施工阶段弯矩零点距坑面的距离可参考表 8-1 选用。

各阶段弯矩零点距坑面距离 y 的取值　　表 8-1

砂性土		粘性土	
$\varphi = 20°$	$0.25h$	$N < 2$	$0.4h$
$\varphi = 25°$	$0.16h$	$2 \leqslant N < 10$	$0.3h$
$\varphi = 30°$	$0.08h$	$10 \leqslant N < 20$	$0.2h$
$\varphi = 35°$	$0.035h$	$N \geqslant 20$	$0.1h$

【例 8-2】 试以逐层开挖锚杆支承力不变法计算[例 8-1]中大连亚太国际金融中心基坑的锚杆支护结构。

解:假定正在施工第一层锚杆,考虑到第二阶段挖土方至 C 支点下 0.5m 处而第二层锚杆尚未施工时,O_1 点以上的土压力均由第一层锚杆和 R_{01} 承担。计算简图如图 8-5 所示。

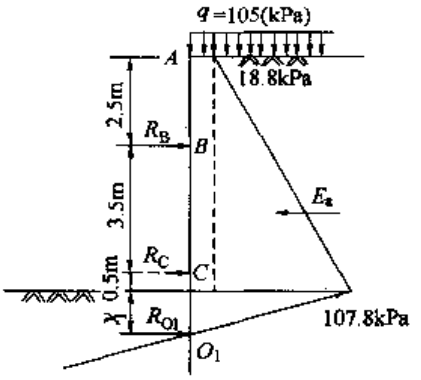


图 8-5　B 支点受力计算简图

(1)求 B 支点所受的水平力 R_B

①先求基坑 6.5m 以下弯矩零点 O_1 处 y_1 的值。

$$K_{a1}=\tan^2(45°-\frac{8°}{2})=0.76$$

$$K_{p1}=\tan^2(45°+\frac{8°}{2})=1.32$$

$$K_{a2}=\tan^2(45°-\frac{42°}{2})=0.20$$

$$K_{p2}=\tan^2(45°+\frac{42°}{2})=5.04$$

$$y_1=\frac{e}{\gamma(K_{p1}-K_{a1})}=\frac{107.8}{18\times(1.32-0.76)}=10.63\text{m}$$

$$②E_A=\frac{18.8+107.8}{2}\times6.5+\frac{1}{2}\times107.8\times10.63=411.5+573=984.5\text{kN/m}$$

③对 O_1 取矩,即 $\sum M_{01}=0$,则有:

$$(10.63+4)R_B=18.8\times6.5\times(\frac{6.5}{2}+10.63)+\frac{1}{2}\times6.5\times89\times(\frac{6.5}{3}+10.63)+\frac{1}{2}\times107.8$$

$$\times10.63\times\frac{2}{3}\times10.63$$

$$14.63R_B=1696.1+3701.4+4060.4$$

$$R_B=646.5\text{kN/m}$$

不难看出,所求得 $R_B=646.5$kN/m 偏大,主要由于计算力矩时采用了 $y_1=10.63$m 是不正确的。施工场地实际土层分布是:地面以下只有 9m 厚的粘性土层,粘土层以下为风化板岩层,该土层的物理性质有很大变化,计算中把风化板岩层按照粘性土层考虑造成了计算误差。解决办法是找出实际的 y_1 值,重新求 R_B。其步骤为先求出粘性土的等效内摩擦角 φ_d(按无粘性土等效),再求摩擦角的加权平均值,这样分层土就被等效成单一均质土层。在此基础上,求 y 值就比较简单了。B 支点受力计算简图如图 8-6 所示。

由二分之一分担法例题可知,粘性土的等效内摩擦角 $\varphi_d=23.5°$,内摩擦角加权平均值为:$\varphi=\frac{9\times23.5°+42°\times3.8}{12.8}=29°$,且 $c=0$。

①查表 8-1，砂性土 $\varphi = 29°$ 时，$y_1 = 0.096h = 0.096 \times 6.5 = 0.624\text{m}$。

$$K_a = \tan^2(45° - \frac{29°}{2}) = 0.347, \gamma = 18.30\text{kN/m}^3$$

$$K_p = \tan^2(45° + \frac{29°}{2}) = 2.88$$

$$②E_A = 0.347 \times 105 \times 6.5 + \frac{1}{2} \times 18.3 \times 6.5 \times 0.347 \times 6.5 + \frac{1}{2} \times 0.624 \times 77.72 = 236.83 + 134.15 + 24.25 = 395.2\text{kN/m}$$

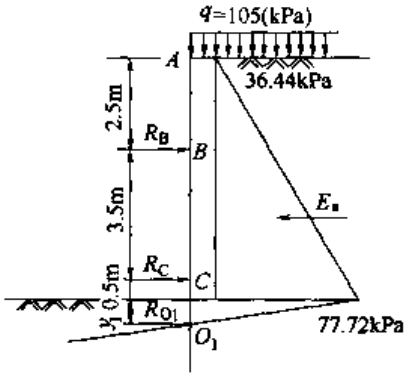


图 8-6　B 支点受力计算简图

③对 O_1 取矩，即 $\sum M_{O1} = 0$，则有：

$$\because (0.624 + 4)R_B = 36.44 \times 6.5 \times (\frac{6.5}{2} + 0.624) + \frac{1}{2} \times 6.5 \times 41.28 \times (\frac{6.5}{3} + 0.624) + \frac{1}{2} \times 77.72 \times 0.624 \times \frac{2}{3} \times 0.624$$

$$4.624R_B = 917.6 + 374.4 + 10.1$$

$$\therefore \quad R_B = 281.6\text{kN/m}$$

$$R_{O1} = E_A - R_B = 395.2 - 281.6 = 113.6\text{kN/m}$$

(2)求 C 支点所受的水平力 R_C

计算第二层锚杆时，应考虑第三阶段挖土方至 D 支点下 0.5m 处时而第三层锚杆尚未施工情况。O_2 点以上的土压力均由第一、二层锚杆和 R_{O2} 承担。计算简图如图 8-7 所示。

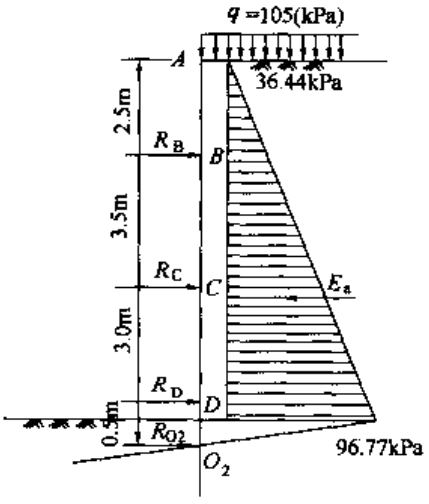


图 8-7　C 支点受力计算简图

①查表 8-1，砂性土 $\varphi = 29°$ 时，有：

$y_2 = 0.096h_2 = 0.096 \times 9.5 = 0.912\text{m}$。

$$②E_A = 0.347 \times 105 \times 9.5 + \frac{1}{2} \times 18.3 \times 9.5 \times 0.347 \times 9.5 + \frac{1}{2} \times 0.912 \times 96.77 = 346.1 + 286.5 + 44.1 = 676.7\text{kN/m}$$

③对 O_2 取矩，即 $\sum M_{O2} = 0$，则有：

$$\because (0.912 + 3.5)R_C = 36.44 \times 9.5 \times (\frac{9.5}{2} + 0.912) + \frac{1}{2} \times 9.5 \times 60.33 \times (\frac{9.5}{3} + 0.912) + \frac{1}{2} \times 96.77 \times 0.912 \times \frac{2}{3} \times 0.912 - (7 + 0.912) \times 281.6$$

$$4.412R_C = 1960.1 + 1168.8 + 26.8 - 2228$$

$$\therefore \qquad R_C = 210.3\text{kN/m}$$

$$R_{O2} = E_A - R_B - R_C = 676.7 - 281.6 - 210.3 = 184.8\text{kN/m}$$

(3)求 D 支点所受的水平力 R_D

考虑第三层锚杆，第四阶段挖土方至基底 -12.8m 处，E 点以上的土压力由 R_B、R_C、R_D 和 R_F 共同承担。计算简图如图 8-8 所示。

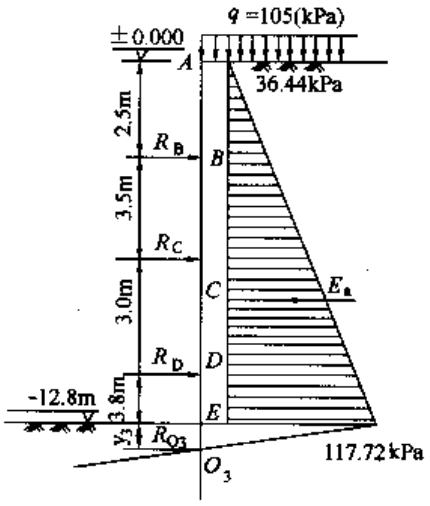


图 8-8　D 支点受力计算简图

①查表 8-1，砂性土 $\varphi = 29°$时，有：

$y_2 = 0.096h_2 = 0.096 \times 12.8 = 1.23\text{m}$。

$$②E_A = 0.347 \times 105 \times 12.8 + \frac{1}{2} \times 18.3 \times 12.8 \times 0.347 \times 12.8 + \frac{1}{2} \times 1.23 \times 117.72$$

$$= 466.4 + 520.2 + 72.4$$

$$= 1059\text{kN/m}$$

③对 O_2 取矩，即 $\sum M_{O2} = 0$，则有：

$$\because (1.23 + 3.8)R_D = 36.44 \times 12.8 \times (\frac{12.8}{2} + 1.23) + \frac{1}{2} \times 12.8 \times 81.28 \times (\frac{12.8}{3} + 1.23) + \frac{1}{2} \times 117.72 \times 1.23 \times \frac{2}{3} \times 1.23 - (10.3 + 1.23) \times 281.6 - (6.8 + 1.23) \times 210.3$$

$$5.03R_D = 3558.9 + 2859.3 + 59.4 - 3246.8 - 1688.7$$

$$\therefore \qquad R_D = 306.6\text{kN/m}$$

可求得地下为：

$$R_{O3} = E_A - R_B - R_C - R_D = 1059 - 281.6 - 210.3 - 306.6 = 260.5\text{kN/m}$$

(4)求最大弯矩

挡土桩既可按连续梁计算，也可按简支梁计算。考虑采用简支梁模型的计算过程。

①悬臂弯矩：

$$M_{悬} = -36.44 \times 3.0 \times \frac{3.0}{2} - 18.3 \times 0.347 \times 3.0 \times \frac{3.0}{2} \times \frac{3.0}{3} = -142.5\text{kN·m/m}$$

②B 支点处：

$$M_B = -36.44 \times 2.5 \times \frac{2.5}{2} - 18.3 \times 0.347 \times 2.5 \times \frac{2.5}{2} \times \frac{2.5}{3} = -130.4\text{kN·m/m}$$

③C 支点处：

$$M_C = -36.44 \times 6 \times \frac{6}{2} - 18.3 \times 0.347 \times 6 \times \frac{6}{2} \times \frac{6}{3}$$

$$= -655.9 - 228.6$$

$$= -884.5\text{kN·m/m}$$

从计算结果可以看出，M_C、M_D 弯矩值偏大，按连续梁计算比较合理。

因此，按二分之一分担法计算的各截面弯矩为：

$$M_{悬} = -142.5\text{kN}\cdot\text{m/m}; M_B = -130.4\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_C = -76.31\text{kN}\cdot\text{m/m}; M_D = -109.89\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

所以，支护桩截面设计及配筋的控制弯矩可取为 $M_{max} = -142.5 \times 1.8 = -256.5\text{kN}\cdot\text{m}$。

第二节　喷锚支护

一、喷锚支护结构设计思路

喷锚支护的土层锚杆在整个系统中起着“固定荷载支点”的作用，喷锚网和锚杆相连接，使基坑支护体系具有良好的柔性和整体性。从理论上讲，这种支护结构的土压力分布比桩锚支护体系、内支撑系统更接近三角形（图 8-9），所以，喷锚支护结构的基坑侧壁土压力可根据传统的朗肯—库伦土压力理论进行计算。然而，在实践中，基槽分层开挖，锚杆逐排架设，各排锚杆的受力在不断变化，锚杆和喷射混凝土形成一个柔性整体，共同作用于坑壁及周围的土体中，限制了支护结构的变形，所以，按传统的朗肯—库伦土压力理论计算值较实际值偏小。关于深基坑开挖采用喷锚支护结构，目前还没有相当成熟的理论计算方法，比较保守的计算方法是将喷锚混凝土面层及锚杆加固的土体，看成一种重力式挡土墙（图 8-10），进行支护体系的内部稳定性计算，其外部稳定性验算按边坡滑体力矩平衡法进行验算。

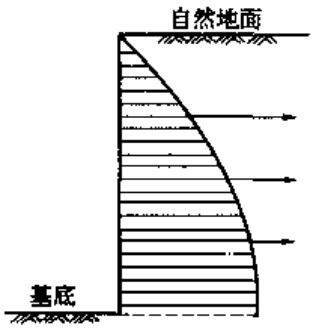


图 8-9　喷锚支护系统中的土压力分布

喷锚支护结构施工工序见图 8-11。

喷锚支护结构施工的程序一般为：

（1）基坑开挖应自上而下分层进行，每次开挖高度应根据锚杆的层距进行，不得超挖欠挖；横向应分段间隔开挖，不允许随意开挖或一挖到底，随开挖随支护，即土方开挖应服从锚杆工作的程序进行。

（2）锚杆施工要求锚杆孔直径不小于 100mm，用高压注浆工艺，注浆压力为 0.8～1.2MPa，杆体与孔壁之间应注浆密实，砂浆强度等级不低于 C20。

（3）锚杆及编网工作结束后，应及时喷射混凝土，混凝土强度等级为 C20，喷射混凝土厚度不小于 100mm。

（4）对于蠕变的淤泥或粉土，开挖难以直立时，应及时停止开挖，首先运用超前锚杆（锚管）技术进行加固。

（5）对于局部地层较松散或缺失地段，宜加大注浆压力及注浆量，以保证锚杆孔内砂浆饱满，增强锚杆拉力。

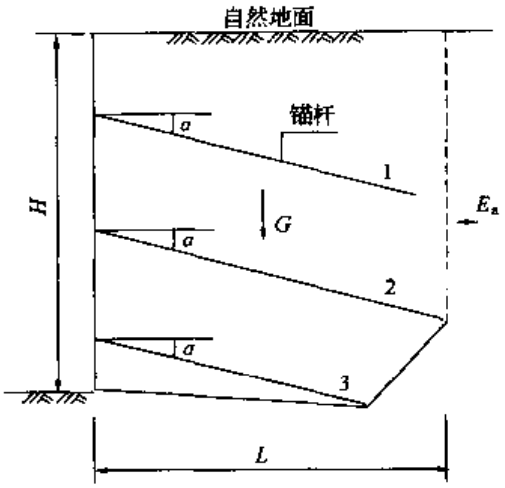


图 8-10　拟重力式挡土墙简图

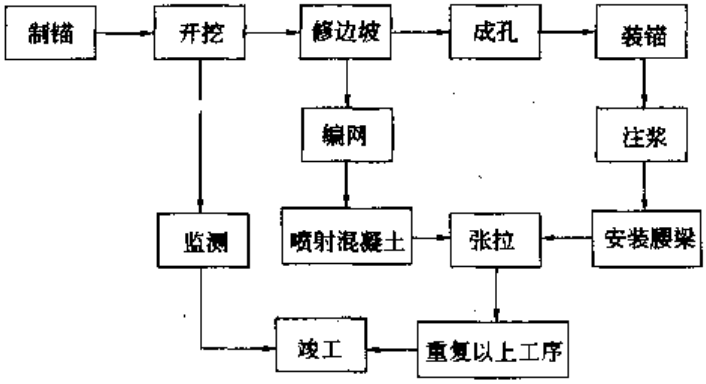


图 8-11　喷锚支护结构的施工工序

二、锚喷支护验算

1.支护体系的内部稳定性验算

基坑侧壁任意一点的主动土压力可按下式进行计算：

$$T_i = \left[\frac{6K_a^{2.8}(H-0.8h_i)}{L}\right]^{\frac{1}{2}} \gamma \cdot h_i \cdot S_x \cdot S_y \tag{8-1}$$

式中：$K_a = \tan^2(45° - \frac{\varphi}{2})$；

h_i——锚杆计算点距地面的距离(m)；

S_x、S_y——锚杆的水平及垂直距离(m)；

L——锚杆长度(m)。

2.锚杆承载力

锚杆的承载能力即为锚固力，也就是锚杆的极限抗拔力。有关锚杆承载能力的计算理论及计算方法很多，但由于其受到材料(钢材、水泥砂浆、土质成分、土体强度等)、施工工艺以及锚杆的安装和构造多种因素的影响，所以，目前尚无精确的计算公式。综合理论计算和实践经验，可按下式计算土层锚杆承载能力(水平分力)：

$$P_{ug} = (L - L_g) \cdot f \cdot \cos\alpha \tag{8-2}$$

式中：P_{ug}——锚杆的极限抗拔力(kN)；

L——锚杆的长度(m)；

L_g——锚杆的自由段长度(m)；

f——土层锚杆每单位长度土的平均极限侧阻力(kN/m)；

α——锚杆与水平方向的夹角。

f值可按式(8-3)计算：

$$f=\frac{\pi\cdot d(c+\sigma\tan\varphi)}{K_f} \tag{8-3}$$

式中：d——高压灌浆后，锚固体的直径(m)；

c——锚固体所处土体的内聚力(kPa)；

σ——锚杆的锚固段中间点的上覆土体法向压应力(kPa)；

K_f——经验系数，一般取为 1.2～1.5。

3.土层锚杆安全系数 K_i

$$K_i=\frac{P_{uki}}{T_i} \tag{8-4}$$

4.锚杆锚头处喷射混凝土抗冲切安全系数

$$K_{pmin}=\frac{P_k}{E_{pmax}} \tag{8-5}$$

其中，

$$P_k=(a+b)\times F\times n/\cos45° \tag{8-6}$$

式中：E_p——作用在锚头处的主动土压力值；

a、b——锚头处承压钢板的长度和宽度；

F——喷射混凝土的抗剪强度；

n——喷射混凝土的厚度。

5.基坑整体稳定性验算(见本章三节)

【例 8-3】 基坑开挖深度为 7.10m，地质情况及各土层物理性指标见表 8-2。基坑垂直开挖。不考虑地面超载。试对该基坑进行喷锚支护设计。

土层厚度及其物理力学性质指标 表 8-2

土层序号	土层名称	层厚 h(m)	γ (kN/m³)	c (kPa)	φ (°)
1	填土	1.70	19	0	12
2a)	粉质粘土	0.60	19	25	14
2b)	粉质粘土	1.0	18.9	15	10
3	淤泥质粉粘土	7.50	18.9	12	8

解：(1)土层物理力学性质指标的取值

根据工程地质资料，由于各土层性质基本相近，故将各土层的 γ、c、φ、值进行加权平均后，视为一均质土层。

$$c=\frac{25\times0.6+15\times1.0+12\times3.8}{7.1}=10.64(\text{kPa})$$

$$\varphi=\frac{12\times1.7+14\times0.6+10\times1.0+8\times3.8}{7.1}=9.74(°)$$

$$\gamma=\frac{19\times1.7+19\times0.6+18.9\times1.0+18.9\times3.8}{7.1}=18.93(\mathrm{kN/m^3})$$

(2)喷锚支护结构的初步设定

按工程类比法，共布置6层锚杆，锚杆水平间距为1.0m，竖向间距如图8-12所示；砂浆锚杆杆体材料采用Φ25的螺纹钢筋，注浆压力为0.8～1.2MPa；喷射混凝土强度等级为C20，厚度为100mm；钢筋网采用Φ6.5的HPB235钢筋，间距为200mm，双向布置；锚杆腰梁采用[14b的热轧普通槽钢；锚杆长度第1～6层依次为10m、11m、12m、10m、9m、8m，锚杆设置角度为：第1～5层为5°，第6层为20°。基坑侧壁按1:0.2放坡。

(3)支护体系的内部稳定性验算

①计算主动土压力

将参数 $K_a=\tan^2(45°-\frac{9.74°}{2})=0.71$；$H=7.10\mathrm{m}$；$\gamma=18.93\mathrm{kN/m^3}$；$L=11.0\mathrm{m}$ 等代入式(8-1)中，可得：

$$T_i=\left[\frac{6K_a^{2.8}(H-0.8h_i)}{L}\right]^{\frac{1}{2}}\gamma\cdot h_i\cdot S_x\cdot S_y$$

$$=[0.209\times(7.1-0.8h_i)]^{\frac{1}{2}}\times18.93\times h_i\cdot S_x\cdot S_y$$

则各层锚杆所受的主动土压力为：

$$T_1=[0.209\times(7.1-0.8\times1.2)]^{\frac{1}{2}}\times18.93\times1.2\times1.0\times1.2=30.87\mathrm{kN}$$

$$T_2=[0.209\times(7.1-0.8\times2.4)]^{\frac{1}{2}}\times18.93\times2.4\times1.0\times1.2=56.73\mathrm{kN}$$

$$T_3=[0.209\times(7.1-0.8\times3.4)]^{\frac{1}{2}}\times18.93\times3.4\times1.0\times1.2=61.58\mathrm{kN}$$

$$T_4=[0.209\times(7.1-0.8\times4.4)]^{\frac{1}{2}}\times18.93\times4.4\times1.0\times1.2=72.05\mathrm{kN}$$

$$T_5=[0.209\times(7.1-0.8\times5.4)]^{\frac{1}{2}}\times18.93\times5.4\times1.0\times1.2=77.92\mathrm{kN}$$

$$T_6=[0.209\times(7.1-0.8\times6.4)]^{\frac{1}{2}}\times18.93\times6.4\times1.0\times1.2=77.94\mathrm{kN}$$

②锚杆的承载能力

由式(8-2)和式(8-3)，每层锚杆的承载能力计算如下：

$$P_{ug1}=(10-5.2)\times15\times\cos5°=71.73\mathrm{kN}$$

$$P_{ug2}=(11-4.7)\times15\times\cos5°=94.14\mathrm{kN}$$

$$P_{ug3}=(12-4.2)\times15\times\cos5°=116.55\mathrm{kN}$$

$$P_{ug4}=(10-3.4)\times15\times\cos5°=98.62\mathrm{kN}$$

$$P_{ug5}=(9-2.3)\times15\times\cos5°=100.12\mathrm{kN}$$

$$P_{ug6}=(8-0.9)\times15\times\cos20°=100.08\mathrm{kN}$$

③锚杆安全系数 K_i

由式(8-4)计算锚杆安全系数 K_i 如下：

$$K_1 = \frac{P_{ug1}}{T_1} = \frac{77.73}{30.87} = 2.32; K_2 = \frac{P_{ug2}}{T_2} = \frac{94.14}{56.73} = 1.65$$

$$K_3 = \frac{P_{ug3}}{T_3} = \frac{116.55}{61.73} = 1.89; K_4 = \frac{P_{ug4}}{T_4} = \frac{98.62}{72.05} = 1.36$$

$$K_5 = \frac{P_{ug5}}{T_5} = \frac{100.12}{77.92} = 1.28; K_6 = \frac{P_{ug6}}{T_6} = \frac{100.08}{77.94} = 1.28$$

试验表明，由于上海地区安全系数 K 宜大于 1.6。所以对上述计算中出现的 K 值接近或小于 1.6 时，应加长锚杆长度，并重新计算安全系数 K，直到满足要求。

将第 2、4、5 及 6 层锚杆长度分别加长至 12m、12m、11m、10m。

$$K'_2 = \frac{(12-4.7)\times 15\times \cos 5^\circ}{56.73} = 1.92$$

$$K'_4 = \frac{(12-3.4)\times 15\times \cos 5^\circ}{72.05} = 1.78$$

$$K'_5 = \frac{(11-2.3)\times 15\times \cos 5^\circ}{77.92} = 1.67$$

$$K'_6 = \frac{(10-0.9)\times 15\times \cos 20^\circ}{77.94} = 1.65$$

④锚杆杆体材料的强度验算

$$K_{g\min} = \frac{[f_y]\cdot A}{T_{max}} = \frac{300\times \pi \times 25^2}{4\times 77.94\times 10^3} = 1.89(\text{安全})$$

⑤喷射混凝土面板局部冲切强度验算

在式(8-5)和式(8-6)中，取 $E_{pmax} = 77.94\text{kN}$，$a = b = 0.4\text{m}$，$F = 1500\text{kPa}$；$n = 0.1\text{m}$，则锚杆锚头处喷射混凝土抗冲切安全系数：

$$K_{p\min} = \frac{(0.4+0.4)\times 1500\times 0.1}{77.94\cos 45^\circ} = 2.18(\text{安全})$$

本例题最终设计计算结果如图 8-12 所示。

【例 8-4】 大连某基坑开挖深度为 18.0m，地质情况及各土层物理性指标见表 8-3。为增加基坑支护结构的稳定性，基坑顶部 6.5m 深度范围内按 1:0.2 放坡，6.5m 以下垂直开挖至基底。地面超载 $q_0 = 10\text{kPa}$。试用二分之一分担法对该基坑进行喷锚支护设计。

土层厚度及其物理力学性质指标 表 8-3

土层序号	土层名称	层厚 h(m)	γ (kN/m³)	c (kPa)	等效内摩擦角 φ(°)
1	素填土及粉质粘土	8.0	22	0	30
2	风化岩层	10	25	0	45

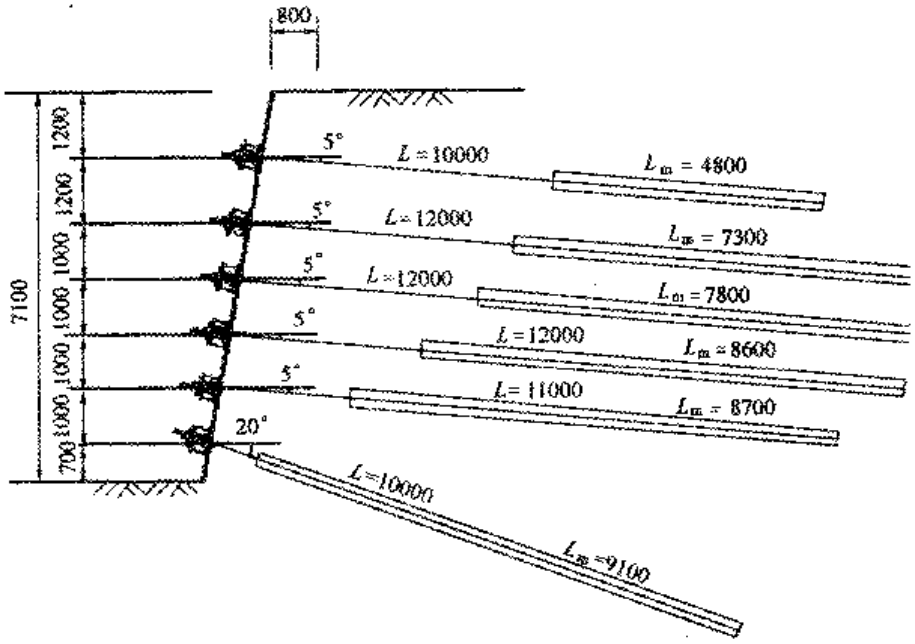


图 8-12　喷锚支护结构剖面图(尺寸单位:mm)

解:(1)土压力

①计算主动土压力系数

$$K_{a1}=\tan^2(45°-\frac{\varphi'_1}{2})=\tan^2(45°-\frac{30°}{2})=0.333$$

$$K_{a2}=\tan^2(45°-\frac{\varphi'_2}{2})=\tan^2(45°-\frac{45°}{2})=0.172$$

②按朗肯土压力理论计算

$$e_{aq}=q_0\cdot K_{a1}=0.333\times 10=3.33\text{kPa}$$

$$e_{a1上}=q_0\cdot K_{a1}+\gamma_1 h_1 K_{a1}=0.333\times 10+22\times 8\times 0.333=61.94\text{kPa}$$

$$e_{a1下}=q_0\cdot K_{a2}+\gamma_1 h_1 K_{a2}=0.172\times 10+22\times 8\times 0.172=32.0\text{kPa}$$

$$e_{a2}=(q_0+\gamma_1 h_1)K_{a2}+K_{a2}\gamma_2(h_2-h_1)=32.0+0.172\times 25\times(18-8)=75.0\text{kPa}$$

计算所得的土压力强度图形如图 8-13 所示。

③经验土压力分布

根据当地工程经验,采用朗肯土压力理论计算结果偏于安全。故本基坑喷锚支护结构设计过程中将按图 8-14 所示土压力分布图形计算。

(2)锚杆初步布置

本基坑共布置 7 层锚杆,锚杆水平间距为 1.7m,竖向间距如图 8-15 所示;砂浆锚杆杆体材料采用高强度低松弛钢绞线,杆体强度标准值 $f_{pk}=1570\text{kPa}$;常压注浆;喷射混凝土强度等级为 C20,厚度为 100mm;钢筋网采用 ϕ6.5 的 HPB235 钢筋,间距为 200mm,双向布置;锚杆腰梁

采用[14b 的热轧普通槽钢。

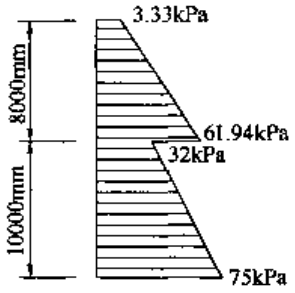


图 8-13　朗肯理论土压力强度

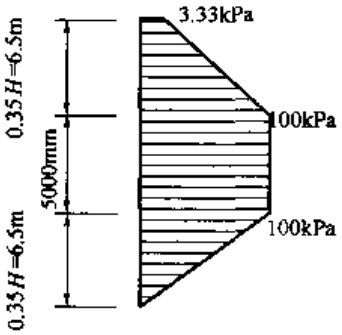


图 8-14　经验土压力强度分布

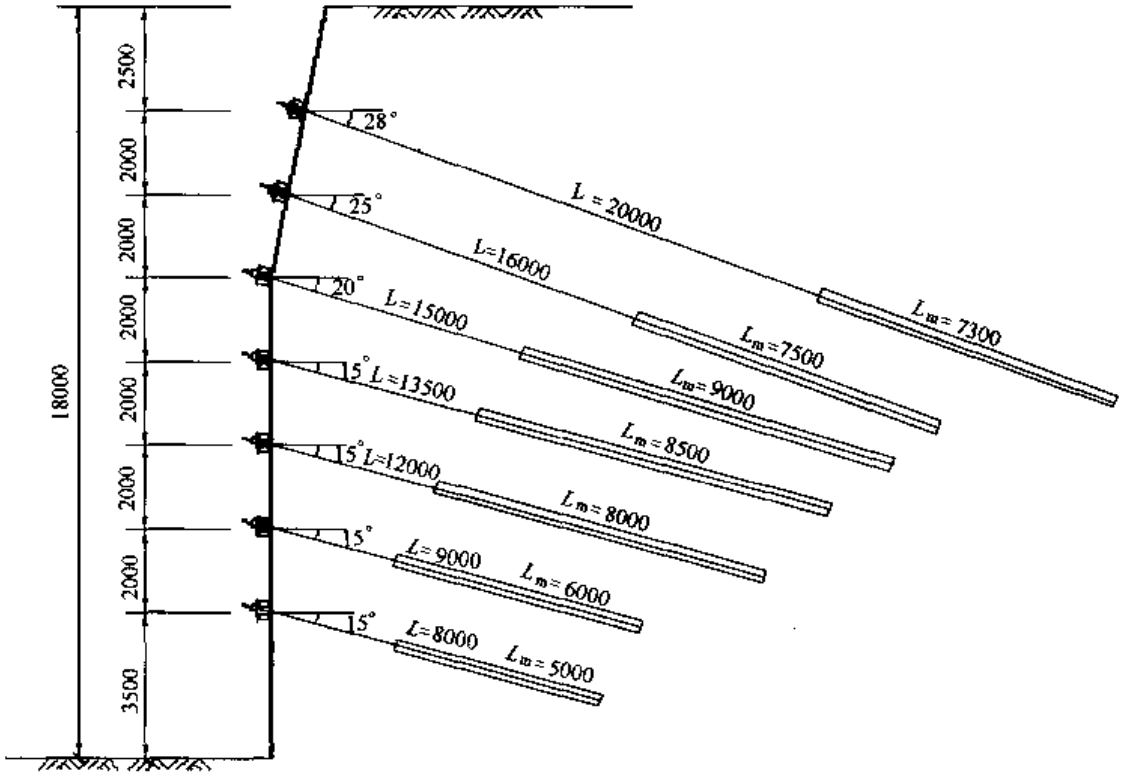


图 8-15　喷锚支护结构剖面图(尺寸单位:mm)

(3)每层锚杆锚头处的土压力强度计算

$$p_1 = \frac{2.5}{6.5} \times (100 - 3.33) + 10 \times 0.333 = 40.51\text{kPa}$$

$$p_1' = \frac{3.5}{6.5} \times (100 - 3.33) + 10 \times 0.333 = 55.38\text{kPa}$$

$$p_2 = \frac{4.5}{6.5} \times (100 - 3.33) + 10 \times 0.333 = 70.26\text{kPa}$$

$$p_2' = \frac{5.5}{6.5} \times (100 - 3.33) + 10 \times 0.333 = 85.13\text{kPa}$$

$$p_3 = 100\text{kPa}; p_3' = 100\text{kPa}$$

$$p_4 = 100\text{kPa}; p_4' = 100\text{kPa}$$

$$p_5 = 100\text{kPa}; p_5' = 100\text{kPa}$$

$$p_6 = \frac{(6.5-1) \times 100}{6.5} = 84.62\text{kPa}; p_6' = \frac{(6.5-2) \times 100}{6.5} = 69.23\text{kPa}$$

$$p_7 = \frac{(6.5-3) \times 100}{6.5} = 53.85\text{kPa}$$

(4)锚杆抗拔力、预应力及锚固长度计算

第一层锚杆：

$$T_1 = \frac{3.33 + 55.38}{2} \times 3.5 \times 1.7 = 116.4\text{kN}$$

锚杆锚固段长度：

取锚杆抗拔力安全系数 $K = 1.5$，土体抗剪强度 $\tau_1 = 25\text{kN/m}$，则：

$$L_{m1} = \frac{KT_1}{\tau_1} = \frac{1.5 \times 116.4}{25} = 7.0\text{m}，取\ L_{m1} = 7.3\text{m}$$

②考虑控制支护结构水平位移的因素，在锚杆锁定时对其超张拉，预应力增大系数为 $\alpha = 1.35$，则 $T_1 = 1.35 \times 116.4 = 157\text{kN}$。

③锚杆杆体材料采用高强度低松弛的钢绞线，抗拉强度标准值为 $f_{pk} = 1570\text{kPa}$，即 $2 \times 7\phi5$。

④锚具配套为 XM15-2 型。

⑤腰梁构造取 2[14 槽钢。

第二层锚杆：

$$T_2 = \frac{85.13 + 55.38}{2} \times 2 \times 1.7 = 238.9\text{kN}$$

取土体抗剪强度 $\tau_2 = 50\text{kN/m}$，则有：

$$L_{m2} = \frac{KT_2}{\tau_2} = \frac{1.5 \times 238.9}{50} = 7.2\text{m}，取\ L_{m2} = 7.5\text{m}$$

第二层锚杆设置为 $2 \times 7\phi5$，取 $T_2 = 250\text{kN}$。

第三层锚杆：

$$T_3 = \frac{85.13 + 100}{2} \times 1.0 \times 1.7 + 100 \times 1 \times 1.7 = 327.4\text{kN}$$

取土体抗剪强度 $\tau_3 = 55\text{kN/m}$，则有：

$$L_{m3} = \frac{KT_3}{\tau_3} = \frac{1.5 \times 327.4}{55} = 9.0\text{m}，取\ L_{m3} = 9.0\text{m}$$

第三层锚杆设置为 $3 \times 7\phi5$，取 $T_3 = 330\text{kN}$。

第四层锚杆：

$$T_4 = 100 \times 2 \times 1.7 = 340\text{kN}$$

取 $\tau_4 = 60\text{kN/m}$，则有：

$$L_{m4} = \frac{KT_4}{\tau_4} = \frac{1.5 \times 340}{60} = 8.5\text{m}$$

第四层锚杆设置为 $3 \times 7\phi5$，取 $T_4 = 340\text{kN}$。

第五层锚杆：

$$T_5 = 100 \times 2 \times 1.7 = 340\text{kN}$$

取 $\tau_5 = 64\text{kN/m}$，则有：

$$L_{m5} = \frac{KT_5}{\tau_5} = \frac{1.5 \times 340}{64} = 8.0\text{m}$$

第五层锚杆设置为 $3 \times 7\phi5$，取 $T_5 = 340\text{kN}$。

第六层锚杆：

$$T_6 = \frac{69.23 + 100}{2} \times 2 \times 1.7 = 287.7\text{kN}$$

取 $\tau_6 = 72\text{kN/m}$，则有：

$$L_{m6} = \frac{KT_6}{\tau_6} = \frac{1.5 \times 287.7}{72} = 6.0\text{m}$$

第六层锚杆设置为 $3 \times 7\phi5$，取 $T_6 = 300\text{kN}$。

第七层锚杆：

$$T_7 = \frac{69.23}{2} \times 4.5 \times 1.7 = 264.8\text{kN}$$

取 $\tau_7 = 100\text{kN/m}$，则有：

$$L_{m7} = \frac{KT_7}{\tau_7} = \frac{1.5 \times 264.8}{100} = 4.0\text{m}$$

第七层锚杆设置为 $3 \times 7\phi5$，取 $T_7 = 280\text{kN}$。

(5)非锚固段及锚杆倾角的计算

由于基坑深度范围内大部分土层为风化板岩层，按当地经验，可假定滑裂面呈平面状态，且与水平方向夹角 $\alpha = 45° + \varphi/2$，其中 φ 为等效内摩擦角，取为 30°。计算简图如图 8-16 所示。

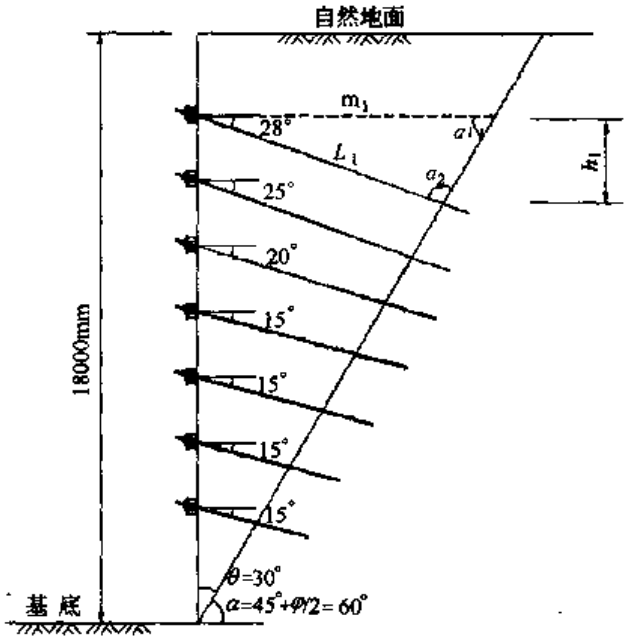


图 8-16 自由段长度计算简图

①第一层锚杆

设锚杆倾角 $\varphi_1 = 28°$，非锚固段长度为 L_1，则：

$$m_1 = (18 - 2.5) \times \tan 30° = 8.95\text{m}$$

$$\alpha_1 = 90° - 30° = 60°$$

$$\alpha_2 = 180° - 28° - 60° = 92°$$

$$L_1 = \frac{m_1}{\sin 92°} \cdot \sin 60° = \frac{8.95}{\sin 92°} \times \sin 60° = 7.7\text{m}$$

由于设计要求锚固段应进入风化岩层，故

$$h_1 = 8 - 2.5 = 5.5\text{m}$$

$$L_1 = \frac{h_1}{\sin 28°} = \frac{5.5}{0.469} = 11.7\text{m}$$

取 $L_1 = 12.7\text{m}$。

②第二层锚杆

设锚杆倾角 $\varphi_2 = 25°$，非锚固段长度为 L_2，则：

$$m_2 = (18 - 4.5) \times \tan 30° = 7.8\text{m}$$

$$\alpha_1 = 90° - 30° = 60°$$

$$\alpha_2 = 180° - 25° - 60° = 95°$$

$$L_2 = \frac{m_2}{\sin 95°} \cdot \sin 60° = \frac{7.8}{\sin 95°} \times \sin 60° = 6.78\text{m}$$

考虑到锚固段应进入风化岩层，故 $h_1 = 8 - 2.5 - 2 = 3.5\text{m}$

$$L_2 = \frac{h_1}{\sin 25°} = \frac{3.5}{0.423} = 8.3\text{m}，\text{取 } L_2 = 8.5\text{m}$$

③第三层锚杆

设锚杆倾角 $\varphi_3 = 20°$，非锚固段长度为 L_3，则：

$$m_3 = (18 - 6.5) \times \tan 30° = 6.64\text{m}$$

$$\alpha_1 = 90° - 30° = 60°$$

$$\alpha_2 = 180° - 20° - 60° = 100°$$

$$L_3 = \frac{m_3}{\sin 100°} \cdot \sin 60° = \frac{6.64}{\sin 100°} \times \sin 60° = 5.84\text{m}$$

锚固段应进入风化岩层，故 $h_1 = 8 - 2.5 - 2 - 2 = 1.5\text{m}$

$$L_3 = \frac{h_1}{\sin 20°} = \frac{1.5}{0.342} = 4.4\text{m}，\text{取 } L_3 = 6.0\text{m}$$

④第四层锚杆

设锚杆倾角 $\varphi_4 = 20°$，非锚固段长度为 L_4，则：

$$m_4 = (18 - 8.5) \times \tan 30° = 5.48\text{m}$$

$$\alpha_1 = 90° - 30° = 60°$$

$$\alpha_2 = 180° - 15° - 60° = 105°$$

$$L_4 = \frac{m_4}{\sin 105°} \cdot \sin 60° = \frac{5.48}{\sin 105°} \times \sin 60° = 4.91\text{m}，\text{取 } L_4 = 5.0\text{m}$$

按照上述方法，可以依次计算得 $L_5 = 4.0\text{m}$；$L_6 = 3.0\text{m}$；$L_7 = 3.0\text{m}$。

锚杆长度最终计算结果为：

$L_1 = 20\text{m}$；$L_2 = 16\text{m}$；$L_3 = 15\text{m}$；$L_4 = 13.5\text{m}$；$L_5 = 12\text{m}$；$L_6 = 9\text{m}$；$L_7 = 8\text{m}$。

计算结果如图 8-15 所示。

第三节　基坑稳定性验算

基坑稳定性验算包括如下内容：

(1) 整体圆弧滑动稳定性验算；

(2) 抗倾覆稳定性验算；

(3) 抗滑移稳定性验算；

(4) 坑底抗渗流稳定性验算；

(5) 坑底抗隆起稳定性验算。

本节主要讨论基于整体圆弧滑动的手算方法。

在荷载作用下，当土坡内产生的剪应力超过土的抗剪强度时，土坡就会失去稳定，发生滑动。用于土坡稳定分析的方法很多，就以圆弧法来说，有 $\varphi = 0$ 法、摩擦圆法和条分法等，其中，以条分法(也叫瑞典法)应用最为广泛，其原理简单，能用来分析各种情况的稳定问题。

一般来说，当基坑内只设置一道支撑时，应验算整体滑动；设置多道内支撑时，可不作此项验算；对于悬臂时支护结构另有稳定验算方法，也不必进行此种验算。

一、整体圆弧滑动稳定性验算

1.瑞典条分法

用条分法分析粘性土坡的稳定时，常作如下假定：

(1)土是均质而各向同性的，它的抗剪强度由 $\tau_i = N_i \tan\varphi + cL_i$ 来表示和确定；

(2)滑动面是通过支护结构底部的圆弧；

(3)滑动土体是一个刚体；

(4)各土条间的作用力大小和位置为已知，它是静不定力系；

(5)按平面问题考虑。

常用的条分法为瑞典条分法。此方法假定土条两侧的合力大小相等，方向相反，并且作用在同一条直线上，即不考虑土条间的相互作用力。

根据抗剪强度指标不同，土坡稳定分析方法又可分为总应力法和有效应力法两种。前者计算比较简单，土的抗剪强度指标通常采用快剪和固结快剪指标；而后者采用土的有效强度指标，并须考虑滑弧上的孔隙水压力，计算比较麻烦。

当基坑顶面存在附加荷载 q_0 时，水泥土墙、多层支点排桩及多层支点地下连续墙嵌固深度的整体稳定按式(8-7)验算：

$$K=\frac{M_k}{M_q}=\frac{\sum_{i=1}^{n}c_iL_i+\sum_{i=1}^{n}(W_i-U_i+q_0b_i)\cos\theta_i\tan\varphi_i}{\gamma_0\sum_{i=1}^{n}(q_0b_i+W_i)\sin\theta_i} \tag{8-7}$$

如果基坑顶面无附加荷载 q_0时，其整体稳定的安全系数 K_{SF}按下式计算：

$$K_{SF}=\frac{M_k}{M_q}=\frac{\sum_{i}^{n}(W_i-U_i)\cos\theta_i\tan\varphi_i+\sum_{i}^{n}c_iL_i}{\gamma_0\sum_{i}^{n}W_i\sin\theta_i} \tag{8-8}$$

式中：L_{AC}——圆弧 AC 的长度，其他见图 8-17。

计算时，先假定几个可能的滑动面，分别求出它们的安全系数，最小的 K_{SF}所对应的滑动面就是最危险的滑动面，最小的 K_{SF}应不小于允许的安全系数 1.01。

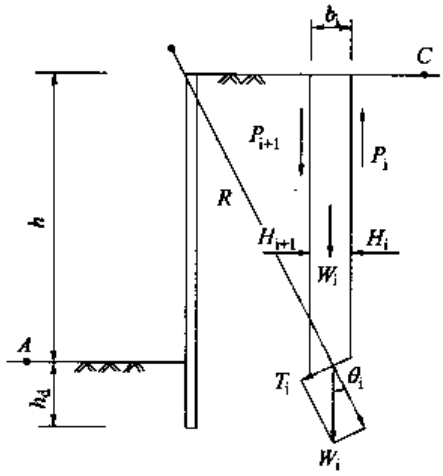


图 8-17　条分法计算简图

2.简化 Bishop 法

该法考虑了土条两侧力的不平衡。假定条件如下：

(1)土是均质而各向同性的；

(2)滑移土体是一个刚体；

(3)按平面问题考虑；

(4)条块间既有水平作用力，也有切向力。

整体稳定的安全系数 K_{SB}按式(8-9)计算：

$$K_{SB}=\frac{M_k}{M_q}=\frac{\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{m\theta_i}[c_iL_i+(W_i-U_i+q_0b_i+\Delta H_i)\cos\theta_i\tan\varphi_i]}{\gamma_0\sum_{i}^{n}(q_0b+W_i)\sin\theta_i} \tag{8-9}$$

$$m_{\theta i}=\cos\theta_i+\frac{\sin\theta_i\tan\varphi_i}{k} \tag{8-10}$$

式中：ΔH_i——第 i 块土条两侧切向力的合力(kN)；

$$\Delta H_i=H_{i+1}-H_i \tag{8-11}$$

H_{i+1}、H_i——第 i 块土条右、左侧作用的切向力(kN)；

其他符号意义同上。

由上式可以看出，对于 $c=0$ 的均质砂性土，其整体稳定性安全系数与实际挖深 h 无关，土条长度 h_i 与开挖深度 h 和入土深度 h_d 有关。为此，可假定任一开挖深度 h 及入土深度 $h_d=n_dh$，由式(8-8)和式(8-9)可计算出 K_{SF}和 K_{SB}；也可以通过查表 8-4 得到砂性土的 K_{SF}和 K_{SB}。

整体稳定安全系数 K_{SF} 和 K_{SB} 表($c=0$)　　表 8-4

计算方法	φ(°) / h_d(m)	7.5	10.0	12.5	15.0	17.5	20.0	22.5	25.0	27.5	30.0
瑞典条分法 K_{SF}	0.2							0.758	0.843	0.941	1.044
	0.4						0.875	0.975	1.098	1.225	1.359
	0.6					0.923	1.066	1.202	1.353	1.510	1.675
	0.8	0.465	0.611	0.768	0.929	1.082	1.249	1.421	1.600	1.786	
	1.0	0.535	0.706	0.887	1.072	1.262	1.445	1.645			
	1.2	0.605	0.800	1.006	1.216	1.431	1.651				
	1.4	0.675	0.904	1.125	1.360	1.589					
	1.6	0.746	0.998	1.243	1.502						
	1.8	0.816	1.093	1.362	1.646						
	2.0	0.896	1.187	1.480							
	2.2	0.965	1.281	1.599							
	2.4	1.036	1.375								
	2.6	1.105	1.469								
	2.8	1.186	1.563								
	3.0	1.246	1.657								
Bishop 法 K_{SB}	0.2							1.064	1.187	1.318	
	0.4						1.121	1.424	1.589	1.753	
	0.6					1.209	1.395	1.775	1.982	2.198	
	0.8	0.615	0.814	1.02	1.236	1.443	1.655	2.121	2.367		
	1.0	0.719	0.952	1.185	1.432	1.674	1.933				
	1.2	0.823	1.078	1.356	1.628	1.905	2.199				
	1.4	0.916	1.214	1.515	1.821	2.143					
	1.6	1.008	1.340	1.685	2.205						
	1.8	1.110	1.476	1.843	2.228						
	2.0	1.212	1.600	2.012							
	2.2	1.303	1.735	2.181							
	2.4	1.405	1.869								
	2.6	1.506	2.004								
	2.8	1.607	2.140								
	3.0	1.709	2.276								

【例 8-5】　基坑挖深 23m，采用排桩支护方案。支护桩径 600mm，嵌固深度 9.7m，混凝土强度等级为 C25，地面超载按 10kPa 考虑，基坑内外侧无地下水作用，地面超载为 $q_0 = 10\text{kPa}$，土层参数见表 8-5。支护结构示意图如图 8-18 所示。试采用瑞典条分法验算基坑的整体稳定性。

土层参数情况　　表 8-5

层　号	土层名称	层　厚 (m)	容　重 (kN/m^3)	浮容重 (kN/m^3)	粘聚力 (kPa)	内摩擦角 (°)
1	粉质粘土	3	18	—	15	18
2	中粗砂	3	19	—	0	31
3	砾　砂	28	19	9	0	38.5

解：(1)采用绘图软件 AutoCAD 按 1:100 比例作图，本例仅计算一个滑动面，条分法计算图式如图 8-19 所示，共划分 40 个土条，每个土条宽度 $b_i = 1.0\text{m}$。取 $R = 21.57\text{m}$，设 x、y 轴的坐标原点为 B 点，则圆心坐标 $O(-5.60, 11.10)$。

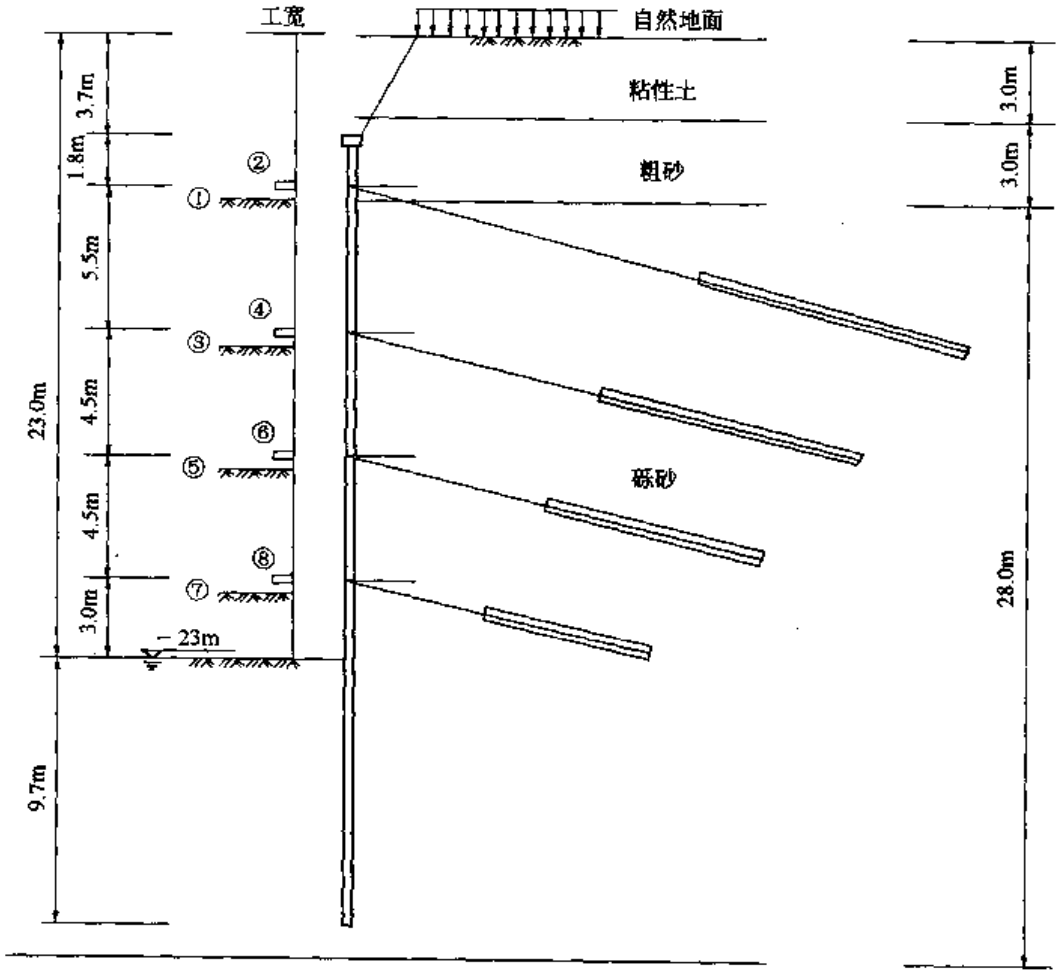


图 8-18　支护结构布置图

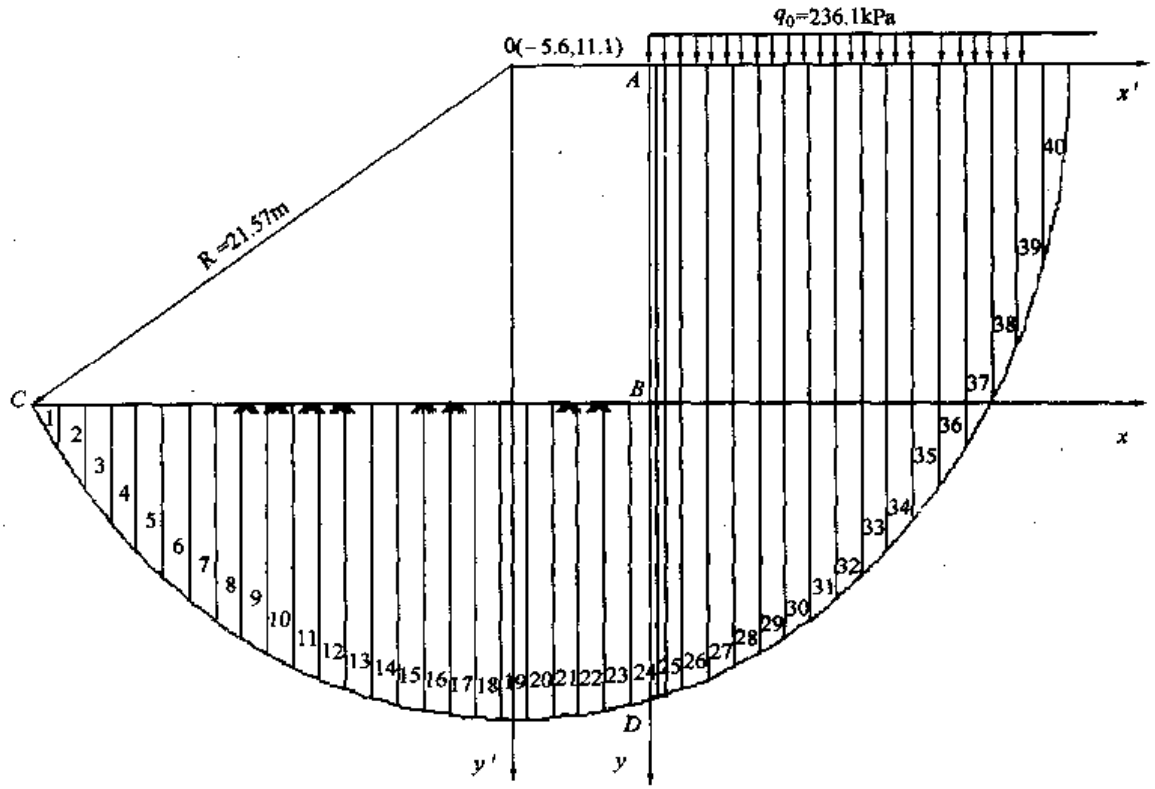


图 8-19　条分法计算简图式

(2)地面以下 11.9m 高度土层按超载处理,故计算得 $q_0 = 19 \times 11.9 + 10 = 236.1\text{kPa}$。

(3)分别量得各土条重心与 y'轴的间距 x'值(右正左负),再分别量出 θ_i 并计算 W_i。

(4)计算$(W_i + q_0 b_i)\cos\theta_i \tan\varphi_i$ 和$(q_0 b_i + W_i)\sin\theta_i$。

(5)以上所有计算结果列于表 8-6 中。

基坑整体稳定验算表　　表 8-6

土条号	x' (m)	θ_i (°)	$\sin\theta_i$	$\cos\theta_i$	$\tan\varphi_i$	W_i (kN)	b_i (m)	$(W_i + q_0 b_i)\cdot\cos\theta_i\tan\varphi_i$	$(q_0 b_i + W_i)\cdot\sin\theta_i$
1	-18	56.45	0.8334	0.5527	0.7954	15.03	1.0	6.61	12.53
2	-17	51.92	0.7871	0.6168	0.7954	41.34	1.0	20.28	32.54
3	-16	47.80	0.7408	0.6717	0.7954	63.88	1.0	34.13	47.32
4	-15	44.0	0.6946	0.7193	0.7954	83.47	1.0	44.75	57.98
5	-14	40.38	0.6479	0.7618	0.7954	100.7	1.0	61.02	65.24
6	-13	37.0	0.6018	0.7986	0.7954	115.9	1.0	73.62	69.75
7	-12	33.73	0.5553	0.8317	0.7954	129.39	1.0	85.60	71.85
8	-11	30.58	0.5087	0.8609	0.7954	141.34	1.0	96.78	71.90
9	-10	27.55	0.4625	0.8866	0.7954	152.00	1.0	107.19	70.30
10	-9	24.60	0.4163	0.9092	0.7954	161.20	1.0	116.57	67.11
11	-8	21.70	0.3697	0.9291	0.7954	169.31	1.0	125.12	62.59

续上表

土条号	x' (m)	θ_i (°)	$\sin\theta_i$	$\cos\theta_i$	$\tan\varphi_i$	W_i (kN)	b_i (m)	$(W_i + q_0 b_i)$ $\cdot\cos\theta_i\tan\varphi_i$	$(q_0 b_i + W_i)$ $\cdot\sin\theta_i$
12	-7	18.87	0.3234	0.9463	0.7954	176.33	1.0	132.73	57.03
13	-6	16.08	0.2770	0.9609	0.7954	182.32	1.0	139.35	50.50
14	-5	13.33	0.2306	0.9731	0.7954	187.32	1.0	144.99	43.20
15	-4	10.62	0.1843	0.9829	0.7954	191.35	1.0	149.60	35.27
16	-3	7.93	0.1380	0.9904	0.7954	194.45	1.0	153.18	26.83
17	-2	5.27	0.0918	0.9958	0.7954	196.65	1.0	155.76	18.05
18	-1	2.60	0.0454	0.9990	0.7954	198.00	1.0	157.33	8.99
19	0	0	0	1.000	0.7954	198.38	1.0	157.80	0
20	1	2.72	0.0475	0.9989	0.7954	197.90	1.0	157.24	9.40
21	2	5.38	0.0938	0.9956	0.7954	196.57	1.0	155.67	18.44
22	3	8.05	0.1400	0.9901	0.7954	194.33	1.0	153.04	27.21
23	4	10.75	0.1865	0.9825	0.7954	191.18	1.0	149.40	35.66
24	5	13.47	0.2329	0.9725	0.7954	187.11	1.0	144.74	43.58
25	6	16.22	0.2793	0.9602	0.7954	393.53	1.0	480.87	175.86
26	7	19.00	0.3256	0.9455	0.7954	387.48	1.0	468.97	203.04
27	8	21.83	0.3719	0.9283	0.7954	380.72	1.0	455.22	229.40
28	9	24.73	0.4183	0.9083	0.7954	372.25	1.0	439.51	254.47
29	10	27.68	0.4645	0.8856	0.7954	362.88	1.0	421.93	278.23
30	11	30.73	0.5110	0.8596	0.7954	352.26	1.0	402.28	300.65
31	12	33.88	0.5575	0.8302	0.7954	340.25	1.0	380.59	321.32
32	13	37.13	0.6036	0.7973	0.7954	327.35	1.0	357.33	340.10
33	14	40.55	0.6501	0.7598	0.7954	311.39	1.0	330.87	356.42
34	15	44.15	0.6965	0.7175	0.7954	294.08	1.0	302.57	369.27
35	16	47.97	0.7428	0.6695	0.7954	274.36	1.0	271.83	379.17
36	17	52.12	0.7893	0.6140	0.7954	251.67	1.0	238.22	385.00
37	18	56.68	0.8356	0.5493	0.7954	225.15	1.0	201.53	385.42
38	19	61.88	0.8820	0.4713	0.7954	193.17	1.0	160.92	378.62
39	20	68.17	0.9283	0.3719	0.7954	152.40	1.0	114.92	360.64
40	21	77.07	0.9746	0.2238	0.7954	91.68	1.0	58.35	319.45
$\sum_{i=1}^{n}(W_i + q_0 b_i)\cos\theta_i\tan\varphi_i = 7808.41$, $\sum_{i=1}^{n}(q_0 b + W_i)\sin\theta_i = 6040.33$									

(6)由式(8-7)计算整体稳定安全系数 K：

$$K = \frac{M_k}{M_q}$$

$$\approx \frac{\sum_{i=1}^{n} c_i L_i + \sum_{i=1}^{n} (W_i - U_i + q_0 b_i)\cos\theta_i \tan\varphi_i}{\gamma_0 \sum_{i=1}^{n} (q_0 b_1 + W_i)\sin\theta_i}$$

$$\approx \frac{0 + 7808.41}{1 \times 6040.33} = 1.293$$

一般情况下，整体稳定安全系数 $K \geqslant 1.3$。但具体 K 值的大小可根据当地具体情况确定。因此，可以认为 $K = 1.293$ 满足规范要求。

如果 x 轴右侧划分土条时，不将地面下 11.9m 高土层作为超载，而从地面直接向下划分土条到圆弧处，这时，计算出的整体稳定安全系数 $K > 1.293$，读者可自行验算一下结果。

二、抗倾覆稳定性验算

抗倾覆稳定性安全系数 K 按下式计算：

$$K = \frac{\sum E_{pj} h_p + \sum_{i=1}^{n} T_i h_{ti}}{\gamma_0 \sum E_{aj} h_a} \tag{8-12}$$

式中：K——抗倾覆安全系数，K 取 1.3；

γ_0——基坑侧壁重要性系数；

$\sum E_{pj}$——基坑内侧各土层水平抗力标准值的合力(kN)；

$\sum E_{aj}$——基坑外侧各土层水平荷载标准值的合力(kN)；

h_p——合力 $\sum E_{pj}$ 作用点至支护构件底面的距离(m)；

h_a——合力 $\sum E_{aj}$ 作用点至支护构件底面的距离(m)；

T_i——第 i 支点的水平支反力(kN)；

h_{ti}——第 i 支点至支护构件底面的距离(m)。

注意：一般情况下，安全系数 $K \geqslant 1.3$。具体 K 值可根据当地的具体情况确定。

【例 8-6】 基坑挖深 7.2m，设一道土层锚杆，锚杆位于桩顶下 1.5m，间距 $s = 1.5$m；土体各层加权平均值 $\varphi = 32°$，$\gamma = 19$kN/m^3，$c = 0$；地面超载 $q = 15$kPa；桩嵌固深度 $x = 3$m；主动土压力 $E_a = 303.8$kN/m，被动土压力 $E_p = 278$kN/m，锚杆水平支撑力 $R_a = 180$kN/m(图 8-20)。试验算支护结构的抗倾覆稳定性。

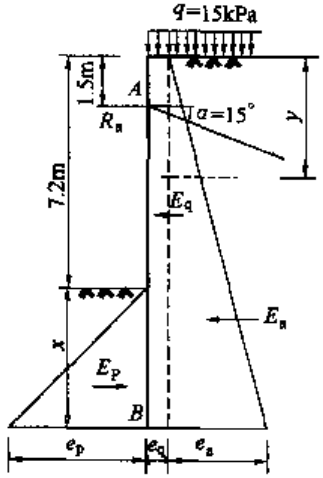


图 8-20 例题 8-6 计算简图

解：由式(8-12)得：

$$K = \frac{\sum E_{pj} h_p + \sum_{i=1}^{n} T_i h_{ti}}{\gamma_0 \sum E_{aj} h_a}$$

$$= \frac{180 \times 8.7 + \frac{1}{2} \times 19 \times 3 \times 3.25 \times 3 \times \frac{1}{3} \times 3}{\frac{1}{2} \times 19 \times 10.2 \times 0.307 \times 10.2 \times \frac{1}{3} \times 10.2 + 15 \times 0.307 \times 10.2 \times \frac{1}{3} \times 10.2}$$

$$=\frac{1566+277.9}{1271.3}$$

$=1.45>1.3$，满足要求。

三、抗滑移稳定性验算

$$\gamma_1=\frac{E_p}{E_a} \tag{8-13}$$

式中：γ_1——抗滑移抗力分项系数，$\gamma_1\geqslant 1.3$；

E_p——被动侧土压力的合力(kN)；

E_a——主动侧土压力的合力(kN)。

四、坑底抗渗流稳定性验算

抗管涌稳定性验算有《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—99)计算方法及一般方法，这里只介绍规程计算方法(图 8-21)。

有承压水时：

$$K_s=\frac{\gamma_m(t+\Delta t)}{p_w}\geqslant 1.1 \tag{8-14}$$

式中：K_s——坑底抗渗流稳定安全系数；

γ_m——透水层以上土的饱和容重(kN/m³)；

$t+\Delta t$——透水层顶面距基坑底面的深度(m)；

p_w——含水层水压力(kPa)。

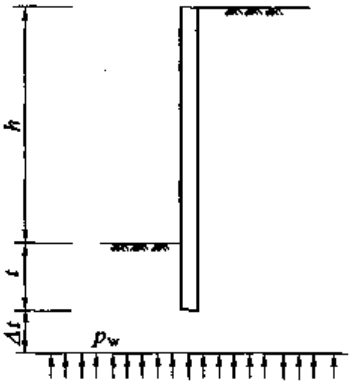


图 8-21　基坑底抗渗流稳定性验算示意图

无承压水时，但基坑内外存在水头差时，粉土、砂土应进行抗渗流稳定性计算。渗透的水力梯度不应超过临界水力梯度。

五、基坑底部土体抗隆起稳定验算

基坑底抗隆起稳定的理论验算方法很多，这里只介绍地基基础规范法及地基稳定验算(剪切破坏)法两种。

(1) 地基基础规范法

《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)附录 V 中式(V.0.1)规定了坑底抗隆起稳定安全系数 K_L 的算法。

(2) 地基稳定验算法

此法认为，开挖底面以下的墙体能起到帮助抵抗基底土体隆起的作用，并假定土体沿墙体底面滑动，认为墙底以下的滑动面为一圆弧(图 8-22)。从图中可以看出，在重力 W 的作用下，支护墙体下的软土地基沿圆柱面 $\overset{\frown}{CD}$ 发生剪切破坏和产生滑动，失去稳定的地基土绕圆柱面中心转动，此时转动力矩为：

$$M_0=W\cdot\frac{x}{2}=(q+\gamma h)x\cdot\frac{x}{2}=(q+\gamma h)\frac{x^2}{2} \tag{8-15}$$

抵抗滑动力矩：

$$M_\tau = x \int_0^\pi \tau(x\mathrm{d}\theta) \tag{8-16}$$

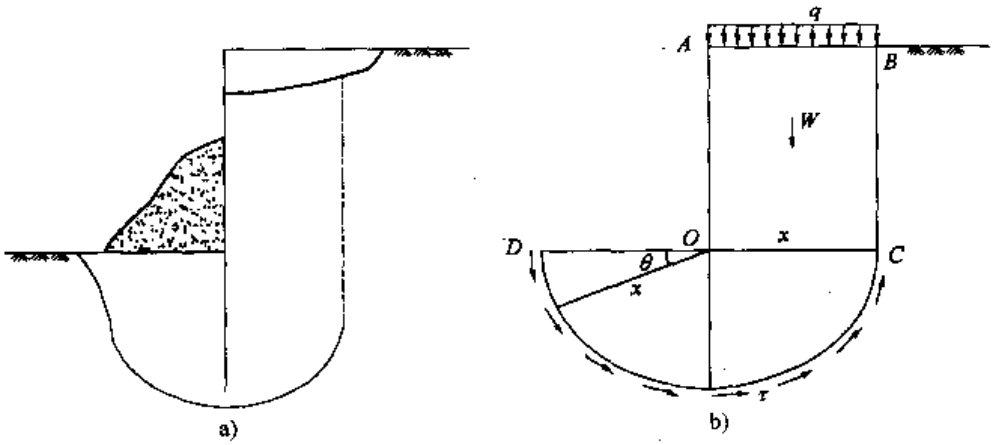


图 8-22　地基隆起验算

a)坑底隆起现象;b)验算计算简图

当土层为均质时抵抗滑动力矩为:

$$M_\tau = \pi\tau x^2$$

式中:τ——地基不排水剪切的抗剪强度。在饱和软土中 $\tau = c$。

一般要求为:

$$K = \frac{M_\tau}{M_0} \geqslant 1.2 \tag{8-17}$$

对于采用排桩支护结构的基坑,可采用以下简化的计算方法,其计算表达式如下:

$$\delta = -\frac{875}{3} - \frac{1}{6}\left(\sum_{i=1}^{n}\gamma_j h_j + q\right) + 12.5\left(\frac{D}{H}\right)^{-0.5} + 5.3\gamma c^{-0.04}(\tan\varphi)^{-0.54} \tag{8-18}$$

式中:δ——基坑底面向上位移(mm);

n——基坑顶面至基坑底面处的土层数;

γ_j——第 j 层土的容重(kN/m³);地下水位以上取土的天然容重(kN/m³);地下水位以下取土的饱和容重(kN/m³);

h_j——第 j 层土的厚度(m);

q——基坑顶面的地面超载(kPa);

D——桩(墙)的嵌固深度(m);

H——基坑的开挖深度(m);

c——桩(墙)底面处土层的粘聚力(kPa);

φ——桩(墙)底面处土层的内摩擦角(°);

γ——桩(墙)顶面至基坑底面处各土层的加权平均重度(kN/m³)。

以上两种计算方法均针对 c、φ 值不为 0 的情况;若 $c=0$ 或 $\varphi=0$ 或 c、φ 同时为 0 时,不计算基坑的隆起。

一般情况下,基坑的允许位移量取$[\delta] = (5H)/1000$。一般工程$[\delta] = 5 \sim 100$mm;重要工程

$[\delta]=0\sim50\text{mm}$。

【例 8-7】 基坑深度为 6.2m，设三道支撑，地面荷载 $q=20\text{kN/m}^2$。土层参数为：$\gamma=17\text{kN/m}^3$，$c=25\text{kPa}$，$\varphi=8°$，设计板桩嵌固深度为 11.8m(图 8-23)。试计算基坑的向上位移量。

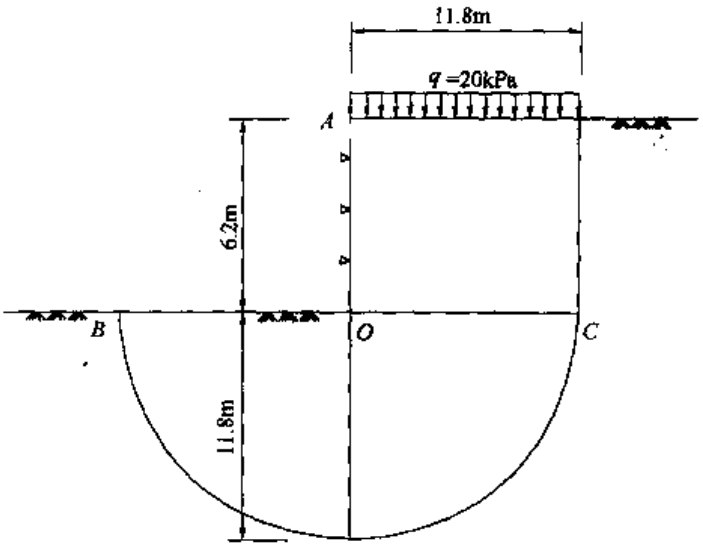


图 8-23　稳定验算简图

解：由式(8-18)，有：

$$\delta=-\frac{875}{3}-\frac{1}{6}\left(\sum_{i=1}^{n}\gamma_i h_i+q\right)+12.5\left(\frac{D}{H}\right)^{-0.5}+5.3\gamma c^{-0.04}(\tan\varphi)^{-0.54}$$

$$=-\frac{875}{3}-\frac{1}{6}(18\times17+20)+12.5\times\left(\frac{11.8}{6.2}\right)^{-0.5}+5.3\times17\times25^{-0.04}(\tan8°)^{-0.54}$$

$$=-291.67-54.33+9.06+228.56$$

$$=-108.38(\text{mm})$$

一般情况下$[\delta]=5\sim100\text{mm}$，故基坑向上位移量超过允许位移。

建筑基坑稳定安全系数的合理确定对实际工程有着十分重要的作用。为了方便读者查阅，现将不同资料上提供的有关稳定性安全系数列于表 8-7 中。

稳定安全系数表　　表 8-7

序号	项　目	安全系数 (JGJ 120—99)	安全系数 (SJG 05—96)	基坑工程手册	深基坑设计施工手册	土层地下建筑施工	实用设计施工手册
1	整体稳定	1.01		—			
2	踢脚稳定	1.0	1.0~1.5	1.3			
3	抗隆起稳定	1.3,1.2,1.1	1.2~1.3	1.2~1.5	1.2~1.3	1.2	
4	渗流稳定	3.0、2.75、2.50	1.5~2.0	2.0~2.5		1.5~2.0 1.2~1.5	1.5~2.0
5	抗浮托稳定	1.0	1.1~1.3	1.1~1.3			
6	地基强度稳定					1.5	

第九章 土钉墙支护

第一节 土钉墙设计

一、土钉墙的局部稳定性

1.土钉墙的形式

根据基坑深度、地质条件和基坑周边环境,初步假定土钉墙的布置、放坡级数和各级坡的坡度。土钉面坡坡度不宜大于1:0.1。

2.土钉墙的布置

土钉间距宜为1~2m,与水平面夹角为5°~20°;土钉长度为开挖深度的0.5~1.2倍。

3.设计步骤

(1)假定土钉墙的形式;

(2)土钉布置;

(3)土钉抗拉承载力验算;

(4)土钉整体稳定性验算;

(5)构造要求;

(6)施工与检测。

4.土钉抗拉承载力验算

土压力计算方法同前。由于土钉墙必须放坡,故需考虑土压力部分折减。

对于单级放坡土钉墙的土压力可以直接折减修正。但对于多级放坡时,计算下级坡的土压力时,其上级坡的土体自重将被当作超载考虑。图9-1为《基坑土钉支护技术规程》(CECS 96:97)中给出的土压力分布形式。本节采用《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120—99)中规定的土压力分布形式。

(1)每根土钉承受的拉力标准值

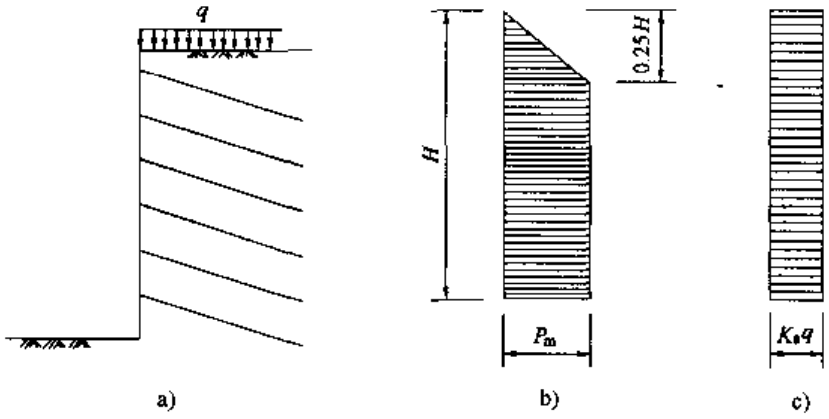


图 9-1　土压力的分布形式

a)支护简图；b)土压力 P_1；c)土压力 P_q

按二分法计算每根土钉的受拉荷载标准值。

单级放坡时，土钉受拉荷载标准值为

$$T_{jk} = \frac{\zeta e_{ajk} s_{xj} s_{zj}}{\cos\alpha_j} \tag{9-1}$$

式中：e_{ajk}——第 j 个土钉位置处的基坑水平荷载标准值；

s_{xj}、s_{zj}——第 j 个土钉与相邻土钉的平均水平、垂直间距；

α_j——第 j 个土钉与水平面的夹角；

ζ——荷载折减系数。

$$\zeta = \tan\frac{\beta - \varphi_k}{2}\left(\frac{1}{\tan\dfrac{\beta - \varphi_k}{2}} - \frac{1}{\tan\beta}\right)\Big/\tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \tag{9-2}$$

式中：β——土钉墙坡面与水平面的夹角。

多级放坡时，按下述方法计算放坡平台上、下土钉的拉力标准值：

第一种情况：$t_i < \dfrac{1}{2}s_i$

$$T_{i-1} = \left[\int_{h_{i-1}-\frac{s_{j-1}}{2}}^{h_{i-1}+t_i}\sigma_1 dz + k\int_{h_{i-1}+t_i}^{h_i-\frac{s_j}{2}}\sigma_2 dz\right]/\cos\alpha_{i-1} \tag{9-3}$$

$$T_i = \left[(1-k)\int_{h_{i-1}+t_i}^{h_i-\frac{t_j}{2}}\sigma_2 dz + \int_{h_i-\frac{s_j}{2}}^{h_i+\frac{s_{j+1}}{2}}\sigma_3 dz\right]/\cos\alpha_i \tag{9-4}$$

第二种情况：$t_i > \dfrac{1}{2}s_i$

$$T_{i-1} = \left[\int_{h_{i-1}-\frac{s_{j-1}}{2}}^{h_{i-1}+\frac{s_j}{2}}\sigma_1 dz + k_2\int_{h_{i-1}+\frac{s_j}{2}}^{h_{i-1}+t_i}\sigma_2 dz\right]/\cos\alpha_{i-1} \tag{9-5}$$

$$T_i = \left[(1-k_2)\int_{h_{i-1}+\frac{s_j}{2}}^{h_{i-1}+t_i}\sigma_2 \mathrm{d}z + \int_{h_{i-1}+t_i}^{h_i+\frac{s_{j+1}}{2}}\sigma_3 \mathrm{d}z\right]/\cos\alpha_i \tag{9-6}$$

式中：T_{i-1}——第 i 级放坡平台上面第一排土钉单根所受拉力标准值(kN)；

T_i——第 i 级放坡平台下面第一排土钉单根所受拉力标准值(kN)；

α_{i-1}、α_i——分别为第 $i-1$、i 根土钉与水平面的夹角(°)；

β——土钉墙坡面与水平面的夹角(°)；

φ_k——土体固结快剪内摩擦角标准值(°)；

k、k_2——系数，当 $s_0 \geqslant s$ 时，取 $k=0, k_2=1$；当 $s_0 < s$ 时，取 $k=1, k_2=0$；

s——土钉墙破裂线与第 i 级放坡平台水平线的交点到平台边缘的水平距离(m)；

s_i——第 i 级放坡平台上、下排土钉的竖向垂直距离(m)；

t_i——第 i 级放坡平台上排土钉到平台的竖向垂直距离(m)；

s_0——第 i 级放坡平台的水平长度(m)；

σ_1、σ_2、σ_3——各个分布区间的土压力标准值(kN/m)；

h_{i-1}、h_i——第 i 级放坡平台上、下排土钉到基坑顶面的距离(m)。

(2)单根土钉抗拉承载力

其应满足条件为：

$$1.25\gamma_0 T_{jk} \leqslant T_{0j} \tag{9-7}$$

式中：T_{jk}——第 j 根土钉受拉荷载标准值，按式(9-1)确定；

T_{0j}——第 j 根土钉抗拉承载力设计值，由式(9-8)确定。

(3)土钉抗拉承载力设计值 T_{uj}

$$T_{uj} = \min(T_{uj1}, T_{uj2}, T_{uj3}) \tag{9-8}$$

式中：T_{uj}——第 j 根土钉抗拉承载力设计值(kN)；

T_{uj1}——第 j 根土钉在破裂面外锚固体与土体摩擦强度确定的抗拉承载力设计值(kN)；

T_{uj2}——第 j 根土钉钢筋在破裂面外与锚固体砂浆粘结强度确定的抗拉承载力设计值(kN)；

T_{uj3}——第 j 根土钉钢筋抗拉强度确定的抗拉承载力设计值(kN)。

①T_{uj1} 由下式确定：

$$T_{uj1} = \frac{1}{\gamma_s}\pi d_{nj}\sum q_{sik} l_i \tag{9-9}$$

式中：γ_s——土钉抗拉分项系数，$\gamma_s = 1.3$；

d_{nj}——第 j 根土钉锚固体直径；

q_{sik}——土钉穿越第 i 层土土体与锚固体极限摩阻力标准值，应有现场试验确定，如无试验资料，可采用表 9-1 数据；

l_i——第 j 根土钉中钢筋在直线破裂面外穿越 i 层稳定土体内的长度(m)。

土钉锚固体与土体极限摩阻力标准值 表 9-1

土的名称	土的状态	q_{sik}(kPa)
填 土		16～20
淤 泥		10～16
淤泥质土		16～20
粘性土	$I_L>1$	18～30
	$0.75<I_L\leqslant 1$	30～40
	$0.50<I_L\leqslant 0.75$	40～53
	$0.25<I_L\leqslant 0.50$	53～65
	$0.0<I_L\leqslant 0.25$	65～73
	$I_L\leqslant 0.0$	73～80
粉 土	$e>0.90$	20～40
	$0.75<e\leqslant 0.90$	40～60
	$e<0.75$	60～80
粉细砂	稍密	20～40
	中密	40～60
	密实	60～90
中 砂	稍密	40～60
	中密	60～70
	密实	70～90
粗 砂	稍密	60～90
	中密	90～120
	密实	120～150
砾 砂	中密、密实	130～160

②计算 T_{uj2}：

$$T_{uj2}=\frac{1}{\gamma_s}\pi d_j q_{sik} l_i \tag{9-10}$$

③ 计算 T_{uj3}：

$$T_{uj3}=1000\pi d_j^2 f_y/4 \tag{9-11}$$

式中：f_y——土钉中钢筋抗拉强度设计值(N/mm²)；

d_j——第 j 根土钉中钢筋直径(m)。

(4)土钉杆体的直径

$$KT_{max}=Af_{yk} \tag{9-12}$$

式中：A——钢筋截面积(mm²)；

f_{yk}——普通钢筋抗拉强度标准值(N/mm²)；

T_{max}——相近土层中土钉所受的最大土压力；

K——土钉抗拔力安全系数，一般取 1.5。

二、土钉墙的整体稳定性验算

土钉墙应根据施工期间不同开挖深度及基坑底面以下可能滑动面采用圆弧简单条分法进

行整体稳定性验算：

$$\sum_{i=1}^{n} c_{ik} L_i + s\sum_{i=1}^{n}(W_i + q_0 b_i)\cos\theta_i \tan\varphi_{ik} + \sum_{j=1}^{m} T_{nj}\left[\cos(\alpha_i + \theta_i) + \frac{1}{2}\sin(\alpha_i + \theta_i)\tan\varphi_{ik}\right]$$

$$- s\gamma_k \gamma_0 \sum_{i=1}^{n}(W_i + q_0 b_i)\sin\theta_i \geqslant 0 \tag{9-13}$$

式中：n——滑动体分条数；

m——滑动体内土钉数；

γ_k——整体滑动分项系数，可取 1.3；

γ_0——基坑侧壁重要性系数；

W_i——第 i 分条土重，滑裂面位于粘性土或粉土中时，按上覆土层的饱和土容重计算；滑裂面位于砂土或碎石土中时，按上覆土层的浮容重计算(kN)；

b_i——第 i 分条宽度(m)；

c_{ik}——第 i 分条滑裂面处固结不排水(快)剪粘聚力标准值(kPa)；

φ_{ik}——第 i 分条滑裂面处固结不排水(快)剪内摩擦角标准值(°)；

θ_i——第 i 分条滑裂面处中点切线与水平面夹角(°)；

α_i——土钉与水平面夹角(°)；

L_i——第 i 分条滑裂面处弧长(m)；

s——计算滑动体单元厚度(m)；

T_{nj}——第 j 根土钉在圆弧滑裂面外锚固体与土体的极限抗拉力(kN)，可按式(9-14)确定。

1.土钉的极限抗拉力 T_{nj}

$$T_{nj} = \min(T_{nj1}, T_{nj2}, T_{nj3}) \tag{9-14}$$

式中：T_{nj}——第 j 根土钉极限抗拉力(kN)；

T_{nj1}——第 j 根土钉在圆弧滑裂面外锚固体与土体摩擦强度确定的极限抗拉力(kN)，可按式(9-9)确定；

T_{nj2}——第 j 根土钉钢筋在圆弧滑裂面外锚固体与砂浆粘结强度确定的极限抗拉力(kN)；

T_{nj3}——第 j 根土钉钢筋抗拉强度标准值确定的抗拉力(kN)。

(1)计算 T_{nj1}

按式(9-9)计算。

(2)计算 T_{nj2}

$$T_{nj2} = \pi \cdot d_j q_{sk} l_j \tag{9-15}$$

式中：d_j——第 j 根土钉在圆弧滑裂面外锚固体中的钢筋直径(m)；

q_{sk}——钢筋与锚固体砂浆的粘结强度(kPa)；

l_j——钢筋在圆弧滑裂面外锚固体中的长度(m)。

(3)计算 T_{nj3}

$$T_{nj3} = 1000\pi \cdot d_j^2 f_{yk}/4 \tag{9-16}$$

式中：d_j——钢筋直径(m)；

f_{yk}——钢筋极限抗拉强度标准值(N/mm²)。

2.抗滑安全验算

$$K_H = \frac{F_t}{\sum T_{jk}} \tag{9-17}$$

式中：K_H——抗滑稳定安全系数；

$\sum T_{jk}$——围墙后主动土压力(kN)；

F_t——假设墙底断面上产生的抗滑合力(kN)。

3.抗倾覆安全验算

$$K_q = \frac{M_w}{M_0} \tag{9-18}$$

式中：M_w——抗倾覆力矩；

M_0——倾覆力矩；

K_q——抗倾覆安全系数。

第二节　土钉墙算例

【例 9-1】 某基坑开挖深度为 6m，粘性土层，$\gamma = 18kN/m^3$，固结不排水剪内摩擦角标准值 12°，固结不排水剪粘聚力标准值 16kPa，土体与锚固体的极限摩阻力标准值 40kPa。土钉墙坡度与水平面的夹角 85°，地面超载 20kPa。无地下水。

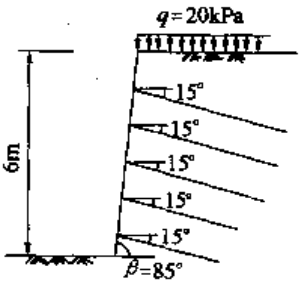


图 9-2　土钉墙计算简图

解：(1) 假定土钉竖向间距 1.1m，水平间距 1.5m，土钉与水平面的夹角 $\alpha_i = 15°$(图 9-2)。

(2)土压力计算

①首先按不放坡的情况计算土压力分布。

土压力的零界高度为：

$$h_0 = \frac{1}{\gamma}\left[\frac{2c_k}{\tan(45° - \varphi_k/2)} - q_0\right] = \frac{1}{18} \times \left[\frac{2 \times 16}{\tan(45° - 12°/2)} - 20\right] = 1.08426m > 0$$

从基坑顶面到 1.084m 深度范围内土压力均为 0。

②再按下式计算主动土压力强度：

$$e_{ajk} = (q_0 + \gamma h_j)\tan^2(45° - \frac{\varphi_{jk}}{2}) - 2c_{jk}\tan(45° - \frac{\varphi_{jk}}{2})$$

(3)计算各道土钉受拉荷载标准值 T_{jk}(kN)

式(9-1)适合于土钉竖向间距相等、第一道土钉到地面的距离与最后一道土钉到基底的距离均为土钉竖向间距的一半，并且土压力的零点高度 $h_0 = 0$ 的情况，且已考虑了放坡对土压力的修正。否则应该调整计算式，应对每根土钉承受的土压力按范围求和，得到每根土钉的受拉荷载标准值 T_{jk}及土钉受拉荷载设计值 T_j。本例按范围求和方法计算。

按式(9-2)计算放坡对土压力的修正系数 ζ：

$$\zeta = \frac{1}{\tan^2(45° - \frac{\varphi_k}{2})}\tan(\frac{\beta - \varphi_k}{2})[\frac{1}{\tan(\frac{\beta + \varphi_k}{2})} - \frac{1}{\tan\beta}]$$

$$= \frac{1}{\tan^2(45° - \frac{12°}{2})}(\tan\frac{85° - 12°}{2})[\frac{1}{\tan(\frac{85° + 12°}{2})} - \frac{1}{\tan 85°}] = 0.8996$$

因此，

$$e_{ajk} = (q_0 + \gamma h_j)\tan^2(45° - \frac{\varphi_{jk}}{2}) - 2c_{jk}\tan(45° - \frac{\varphi_{jk}}{2})$$

$$= (20 + 18h_j)\tan^2(45° - \frac{12°}{2}) - 2 \times 16\tan(45° - \frac{12°}{2})$$

$$= 0.65575 \times (20 + 18h_j) - 25.913 = 11.8305h_j - 12.798$$

式中：h_j——两道土钉竖向间距一半的位置到基坑顶面的距离。

对于第 1 道土钉承受的土压力，为地面到第 1 道土钉与第 2 道土钉间距一半的位置处之间的土压力之和。由于存在零界高度 $h_0 = 1.08426$m，此时土压力应从地面下的非零土压力点开始计算。

对于第 2 道土钉承受的土压力，为第 1 道土钉与第 2 道土钉间距一半的位置处到第 2 道土钉与第 3 道土钉间距一半的位置处之间的土压力之和。

其他依此类推，最后一道土钉承受的土压力下方位置应计算至基底。

将土钉受拉荷载标准值 T_{jk} 计算转化成下式：

$$T_{jk} = \zeta(e_{ajk1} + e_{ajk2})(h_{j2} - h_{j1})s_{xj}/(2\cos\alpha_j) = 0.5(e_{ajk1} + e_{ajk2})(h_{j2} - h_{j1})\zeta s_{xj}/\cos\alpha_j$$

$$\because \quad \zeta s_{xj}/\cos\alpha_j = \frac{0.8996 \times 1.5}{\cos 15°} = 1.397$$

$$\therefore T_{jk} = 0.5(e_{ajk1} + e_{ajk2})(h_{j2} - h_{j1}) \times 1.397 = 1.397 \times \frac{(e_{ajk1} + e_{ajk2})}{2} \cdot (h_{j2} - h_{j1})$$

具体计算见表 9-2。

土钉拉力设计值　　表 9-2

土钉序号	h_j (m)	e_{ajk} (kPa)	$(e_{ajk1} + e_{ajk2})/2$ (kPa)	$h_{j2} - h_{j1}$ (m)	$\zeta s_{xj}/\cos\alpha_j$ (m)	T_{jk} (kN)	$1.25T_{jk}$ (kN)
0	1.08426	0					
1	1.65	6.678	3.339	0.56574	1.397	2.64	3.3
2	2.75	19.662	13.17	1.1	1.397	20.24	25.3
3	3.85	32.645	26.154	1.1	1.397	40.19	50.2
4	4.95	45.629	39.137	1.1	1.397	60.14	75.2
5	6	58.023	51.826	1.05	1.397	76.02	95.0

(4)计算土钉受拉荷载设计值 T_j(kN)

取基坑侧壁重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$，按式(9-8)计算 T_{uj}。计算结果见表 9-3。

(5)计算土钉的锚固长度 L_m(m)

计算土钉锚固长度，即直线破裂面之外的长度 L_m：

$$L_{jm} = \frac{\gamma_s T_j}{\pi \cdot d_{nj} q_{sjk}} = \frac{1.3T_j}{0.12\pi \times 40} = \frac{13T_j}{48\pi}$$

(6)计算土钉的自由长度 L_s(m)

土钉的自由长度 L_s 由基坑几何关系确定。

(7)计算土钉的总长度 L(m)

$$L(\mathrm{m}) = L_m(\mathrm{m}) + L_s(\mathrm{m})$$

(8)土钉的拉力及上述各项计算结果见表 9-3。

土钉受拉计算结果　　表 9-3

土钉层号	深度(m)	T_{jk}(kN)	T_j(kN)	L_m(m)	L_s(m)	L(m)
1	1.1	2.639	3.300	0.28	3.27	3.55
2	2.2	20.238	25.297	2.18	2.54	4.72
3	3.3	40.190	50.238	4.35	1.80	6.13
4	4.4	60.143	75.178	6.48	1.07	7.55
5	5.5	76.021	95.027	8.19	0.33	8.53

(9)土钉的整体稳定性计算

手算土钉墙的整体稳定性比较繁杂，可以采用作图法，计算结果见表 9-4。

土钉稳定计算结果　　表 9-4

土钉层号	深度(m)	L(m)	土钉层号	深度(m)	L(m)
1	1.1	11.830	4	4.4	7.549
2	2.2	11.716	5	5.5	8.256
3	3.3	11.632			

【例 9-2】　基坑开挖深度为 13.75m，地质情况及各土层物理性指标见表 9-5。土钉墙坡度与水平面的夹角 85°，地面超载 20kPa，如图 9-3 所示。试对该基坑进行土钉墙支护设计。

土层情况及其物理性指标　　表 9-5

土层序号	土的类别	层厚(m)	γ(kN/m^3)	c(kPa)	φ(°)	备　注
1	粘土填土	5.2	20	15	15	
2	砂质粉土	2.25	20	15	30	
3	砂土	3.7	20	0	34	
4	卵石	2.6	20	0	42	

解：(1)假定土钉竖向，水平间距均为 1.5m，土钉与水平面的夹角 $\alpha_i = 15°$。

(2)土压力计算,首先按不放坡的情况计算土压力分布。

为了计算主动土压力,输入如下参数:

$$q_0 = 20\text{kPa}, \gamma = 20\text{kN/m}^3$$

$$\varphi_{1k} = 15°, \varphi_{2k} = 30°, \varphi_{3k} = 34°, \varphi_{4k} = 42°$$

$$c_{1k} = c_{2k} = 15\text{kPa}, c_{3k} = c_{4k} = 0$$

$$K_{a1} = 0.589, K_{a2} = 0.333, K_{a3} = 0.283, K_{a4} = 0.198$$

$$\sqrt{K_{a1}} = 0.767, \sqrt{K_{a2}} = 0.577$$

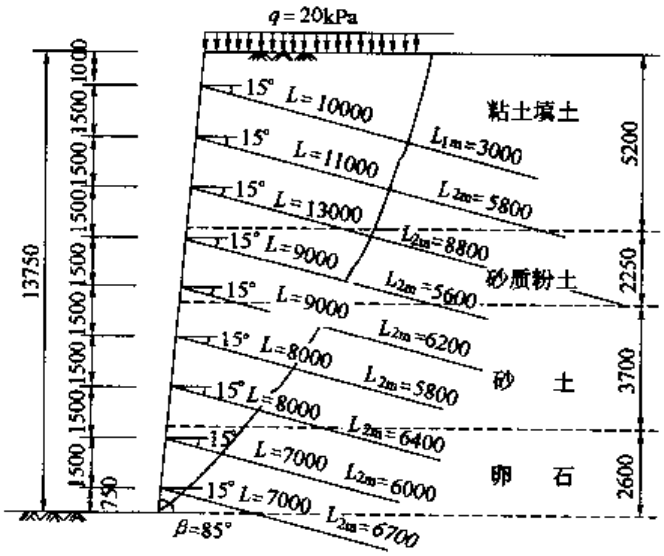


图 9-3 土钉支护剖面图(尺寸单位:mm)

放坡对土压力的修正系数 ζ_j 按式(9-2)计算,即:

$$\zeta_1 = \frac{1}{\tan^2(45° - \frac{\varphi_{1k}}{2})}\tan(\frac{\beta - \varphi_{1k}}{2})[\frac{1}{\tan(\frac{\beta + \varphi_{1k}}{2})} - \frac{1}{\tan\beta}]$$

$$= \frac{1}{\tan^2(45° - \frac{15°}{2})}\tan(\frac{85° - 15°}{2})[\frac{1}{\tan(\frac{85° + 15°}{2})} - \frac{1}{\tan 85°}] = 0.8938$$

同理,可得 $\zeta_2 = 0.8582, \zeta_3 = 0.8461, \zeta_4 = 0.8169$。

因此,有:

$$e_{a1k} = (q_0 + \gamma h_1)K_{a1} - 2c_{1k}\sqrt{K_{a1}}$$

$$= (20 + 20 \times 1.0) \times 0.589 - 2 \times 15 \times 0.767 = 0.55\text{kPa}$$

$$e_{a2k} = 18.22\text{kPa}, e_{a3k} = 35.89\text{kPa}, e_{a4k} = 25.98\text{kPa}, e_{a5k} = 35.97\text{kPa}$$

$$e_{a6k} = 53.78\text{kPa}, e_{a7k} = 62.22\text{kPa}, e_{a8k} = 49.51\text{kPa}, e_{a9k} = 55.42\text{kPa}$$

(3)计算各道土钉受拉荷载标准值 T_{jk}(kN)、抗拉承载力设计值 T_{uj}及土钉抗拔力安全系数 K 按公式 $T_{uj} = \pi d_{nj}\sum q_{sik} l_i / \gamma_s$ 计算时,q_{sik} 参照《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—99)中表 6.1.4取值如下:

粘土填土 $q_{s1k} = 40\text{kPa}$;砂质粉土 $q_{s2k} = 80\text{kPa}$;砂土 $q_{s3k} = 100\text{kPa}$;卵石 $q_{s4k} = 150\text{kPa}$。

第一层土钉：

$$T_{1k} = \xi_1 e_{a1k} S_{x1} S_{z1} / \cos\alpha_1 = \frac{1}{\cos 15°} \times 0.8938 \times 0.55 \times 1.5 \times 1.5 = 1.15\text{kN}$$

$$T_{u1} = \pi d_{m1} \sum q_{sik} l_{1m} / \gamma_s = \frac{1}{1.3} \times 3.142 \times 0.1 \times 3 \times 40 = 29.0\text{kN}$$

$1.25 \times 1.0 \times 1.15 = 1.44(\text{kN}) < T_{u1} = 29\text{kN}$（基坑侧壁重要性系数 γ_0 取 1.0）

满足要求，即 $1.25\gamma_0 T_{jk} \leqslant T_{uj}$。

第二层土钉：

$$T_{2k} = \frac{1}{\cos 15°} \times 0.8938 \times 18.22 \times 1.5 \times 1.5 = 37.93\text{kN}$$

$$T_{u2} = \frac{1}{1.3} \times 3.142 \times 0.1 \times 5.8 \times 40 = 56.08\text{kN}$$

$$K = \frac{T_{u2}}{T_{2k}} = \frac{56.08}{37.93} = 1.48$$

$$1.25 \times 1.0 \times 37.93 = 47.41\text{kN} < T_{u2} = 56.08\text{kN}$$

同理，满足要求。

第三层土钉：

$$T_{3k} = \frac{1}{\cos 15°} \times 0.8938 \times 35.89 \times 1.5 \times 1.5 = 74.72\text{kN}$$

$$T_{u3} = \frac{1}{1.3} \times 3.142 \times 0.1 \times 8.8 \times 80 = 170.15\text{kN}$$

$$1.25 \times 1.0 \times 74.72 = 93.40\text{kN} < T_{u3} = 170.15\text{kN}$$

同理，满足要求。

第四层土钉：

$$T_{4k} = \frac{1}{\cos 15°} \times 0.8582 \times 25.98 \times 1.5 \times 1.5 = 51.94\text{kN}$$

$$T_{u4} = \frac{1}{1.3} \times 3.142 \times 0.1 \times 5.6 \times 80 = 108.28\text{kN}$$

$$1.25 \times 1.0 \times 51.94 = 64.93\text{kN} < T_{u4} = 108.28\text{kN}$$

同理，满足要求。

第六层土钉：

$$T_{6k} = \frac{1}{\cos 15°} \times 0.8461 \times 53.78 \times 1.5 \times 1.5 = 106\text{kN}$$

$$T_{u6} = \frac{1}{1.3} \times 3.142 \times 0.1 \times 5.8 \times 100 = 140.18\text{kN}$$

$$1.25 \times 1.0 \times 106 = 132.5\text{kN} < 140.18\text{kN}$$

同理，满足要求。

第八层土钉：

$$T_{8k} = \frac{1}{\cos 15°} \times 0.8169 \times 49.51 \times 1.5 \times 1.5 = 94.21\text{kN}$$

$$T_{uk} = \frac{1}{1.3} \times 3.142 \times 0.1 \times 6 \times 150 = 217.52\text{kN}$$

$$1.25 \times 1.0 \times 94.21 = 117.76\text{kN} < 217.52\text{kN}$$

同理,满足要求。

第五、第七及第九层土钉的计算按相同方法进行(略)。

(4)基坑各层土钉的计算结果见表 9-6。

土钉受拉计算结果　　表 9-6

土钉层号	h_j (m)	K_a	$\sqrt{K_a}$	c (kPa)	φ (°)	T_{jk} (kN)	L (m)	L_{jm} (m)	T_{uj} (kN)	K
1	1.0	0.589	0.767	15	15	1.15	10	3	29	-
2	2.5	0.589	0.767	15	15	37.93	11	5.8	56.08	1.48
3	4.0	0.589	0.767	15	15	74.72	13	8.8	170.15	2.28
4	5.5	0.333	0.577	15	30	51.94	9	5.6	108.28	2.08
5	7.0	0.333	0.577	15	30	71.91	9	6.2	149.85	2.08
6	8.5	0.283	-	-	34	106	8	5.8	140.18	1.32
7	10.0	0.283	-	-	34	122.63	8	6.4	232.02	1.89
8	11.5	0.198	-	-	42	94.21	7	6.0	217.52	2.31
9	13.0	0.198	-	-	42	105.46	7	6.7	242.90	2.30

$\sum T_{jk} = 665.95\text{kN}$, $\sum T_{uj} = 1345.98\text{kN}$, $K = \dfrac{\sum T_{uj}}{\sum T_{jk}} = 2.02 > 1.5$,计算合理。

(5)土钉杆体的直径计算如下:

由式(9-12)可得第一至第五层土钉截面积:

$$A = \frac{KT_{max}}{f_{yk}} = \frac{1.5 \times 74720}{335} = 334.6mm^2$$

选用 $\Phi 22$, $A = 380.1\text{mm}^2$。

第六至第九层土钉截面积:

$$A = \frac{KT_{max}}{f_{yk}} = \frac{1.5 \times 122630}{335} = 549.1\text{mm}^2$$

选用 $\Phi 28$, $A = 615.8\text{mm}^2$。

(6)抗滑安全验算如下:

墙宽为 6m(一般墙宽可按 $B = 0.4 \sim 0.8H$ 取值),$\varphi = 42°$。由式(9-17)有:

$$F_t = (13.75 \times 6 \times 20 + 6 \times 20) \times 1.5\tan 42° = 2390.6\text{kN}$$

$$\sum T_{jk} = 665.95\text{kN}$$

$$K_H = \frac{2390.6}{665.95} = 3.59$$

(7)抗倾覆安全验算如下:

在式(9-18)中,因为

$$M_w = (13.75 \times 6 \times 20 + 6 \times 20) \times \frac{6}{2} \times 1.5 = 7965\text{kN}$$

$$M_0 = 665.95 \times 13.75 \times \frac{1}{3} = 3052.3\text{kN}$$

所以

$$K_q = \frac{7965}{3052.3} = 2.61$$

(8)土钉的整体稳定性,土钉墙的整体稳定性计算(略)。

【例 9-3】 某基坑采用土钉墙支护结构,边坡高度为 6m,粘性土层,$\gamma = 18.6\text{kN/m}^3$,固结不排水剪内摩擦角标准值 12°,固结不排水剪粘聚力标准值 $c = 16.7\text{kPa}$。土钉墙坡面与水平面的夹角 55°。试用条分法计算边坡的整体稳定安全系数。

解:(1)采用绘图软件 AutoCAD 按 1:100 比例绘出边坡剖面图。

(2)根据经验得到最危险坡角圆弧滑裂面的圆心位置在 O 点,滑动圆弧所对应的圆心角 $2\beta = 68°$,取半径 $R = 8.35\text{m}$。共划分 7 个竖直土条,第 1 ~ 6 条的宽度 b 均为 1.0m,第 7 土条的宽度为 1.15m(图 9-4)。

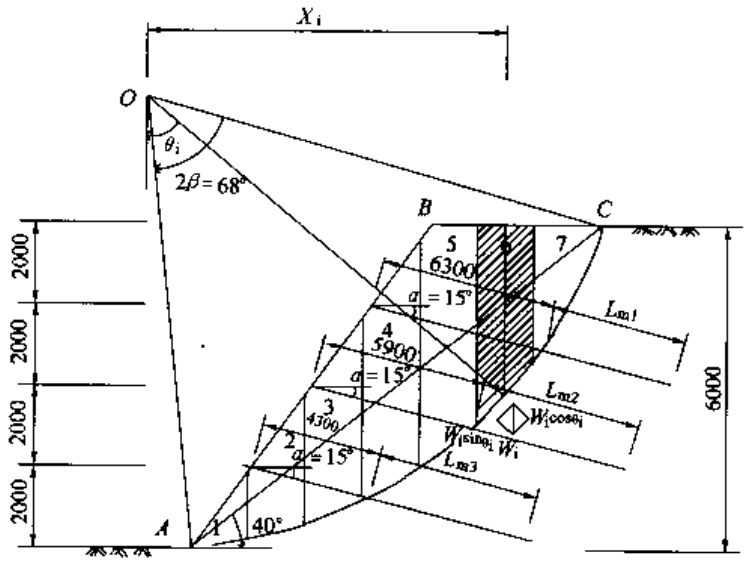


图 9-4　土钉墙计算简图(尺寸单位:mm)

(3)从图上分别量取各土条的竖向中心线至圆弧圆心 O 点的距离 x_i,并在绘图的同时直接量出各土条滑动圆弧面中点切线与水平线之间的夹角 θ_i。

(4)从图上分别量取各土条的竖向中心线的高度 h_i,计算各土条的重力 $W_i = \gamma b_i h_i$ 及切向分力 $W_i\sin\theta_i$ 和法向分力 $W_i\cos\theta_i$,计算结果列于表 9-7 中。

边坡稳定计算结果(1)　　表 9-7

土条编号	土条宽度 b_i(m)	土条中心高度 h_i(m)	土条重力 W_i(kN)	θ_i (°)	$W_i\sin\theta_i$ (kN)	$W_i\cos\theta_i$ (kN)	$\widehat{AC}$ (m)
1	1	0.60	11.16	9.5	1.84	11.0	
2	1	1.80	33.48	16.5	9.51	32.1	

续上表

土条编号	土条宽度 b_i(m)	土条中心高度 h_i(m)	土条重力 W_i(kN)	θ_i (°)	$W_i\sin\theta_i$ (kN)	$W_i\cos\theta_i$ (kN)	$\widehat{AC}$ (m)
3	1	2.85	53.01	23.8	21.39	48.5	
4	1	3.75	69.75	31.6	36.55	59.41	
5	1	4.10	76.26	40.1	49.12	58.33	
6	1	3.05	56.73	49.8	43.33	36.62	
7	1.15	1.50	27.90	63.0	24.86	12.67	
$\sum_{i=1}^{n}$					186.60	258.63	9.91

(5)计算滑动圆弧$\widehat{AC}=l$的长度：

$$\widehat{AC}=\frac{\pi}{180}\times 2\beta\times R=9.91\text{m}$$

(6)按公式(8-7)计算安全系数得：

$$K=\frac{M_k}{M_q}=\frac{\sum_{i=1}^{n}c_iL_i+\sum_{i=1}^{n}(W_i-U_i+q_0b_i)\cos\theta_i\tan\varphi_i}{\gamma_0\sum_{i=1}^{n}(q_0b_i+W_i)\sin\theta_i}$$

$$=\frac{cl+\tan\varphi\sum_{i=1}^{n}W_i\cos\theta_i}{\sum_{i=1}^{n}W_i\sin\theta_i}$$

$$=1.18$$

(7)若按下式计算安全系数，第一次试算假定安全系数$K=1.20$，计算结果列于表9-8中，则得：

$$K=\frac{\sum\frac{1}{m_{\theta i}}[c_ib_i+W_i\tan\varphi_i]}{\sum_{i=1}^{n}W_i\sin\theta_i}$$

$$=\frac{221.55}{186.6}$$

$$=1.187$$

第二次试算假定安全系数$K=1.19$，计算结果列于表9-8中，则得：

$$K=\frac{\sum\frac{l}{m_{\theta i}}[c_ib_i+W_i\tan\varphi_i]}{\sum_{i=1}^{n}W_i\sin\theta_i}$$

$$=\frac{221.33}{186.6}$$

$$=1.19$$

与假定相近，故边坡的稳定安全系数$K=1.19$。



边坡稳定计算结果(2) 表 9-8

土条编号	θ_i (°)	土条宽度 b_i(m)	土条重力 W_i(kN)	$W_i\sin\theta_i$ (kN)	$W_i\tan\varphi_i$ (kN)	$m_{\theta i}$		$l/m_{\theta i}(c_i b_i + W_i\tan\varphi_i)$	
						$K=1.20$	$K=1.19$	$K=1.20$	$K=1.19$
1	9.5	1	11.16	1.84	2.37	1.016	1.016	18.71	18.71
2	16.5	1	33.48	9.51	7.12	1.009	1.010	23.72	23.69
3	23.8	1	53.01	21.39	11.27	0.986	0.987	28.33	28.30
4	31.6	1	69.75	36.55	14.83	0.945	0.945	33.45	33.45
5	40.1	1	76.26	49.12	16.21	0.879	0.880	37.47	37.43
6	49.8	1	56.73	43.33	12.06	0.781	0.782	36.98	36.93
7	63.0	1.15	27.90	24.86	6.31	0.612	0.613	42.89	42.82
$\sum_{i=1}^{n}$				186.60				221.55	221.33

从以上计算结果可以看出,瑞典条分法得到的稳定安全系数略偏小。最危险滑裂面位置确定后,可以进一步确定土钉的自由长度和锚固长度。自由长度可从图中直接量出(图 9-6),第 1~3 层土钉自由段长度分别为 6.3m、5.9m、4.3m;而锚固长度可以通过土体与锚固体的极限摩阻力标准值来确定。

第十章 地下连续墙

第一节 地下连续墙设计

地下连续墙的设计可参照单支点或多支点桩墙的设计方法，只是其构造要求和施工工艺有所不同。

1.施工工艺

成墙施工过程如图 10-1 所示。在清槽清孔完成并且验收合格以后，才能进行浇注工作。在浇注混凝土之前，如果孔底淤积物厚度超过了允许值，应进行第二次清孔。混凝土要经过搅拌、运输和水下浇注几道工序才能形成连续墙体，因此加强施工管理和质量控制尤为必要。在槽孔内除了下入钢筋笼外，还要放入以下埋件：

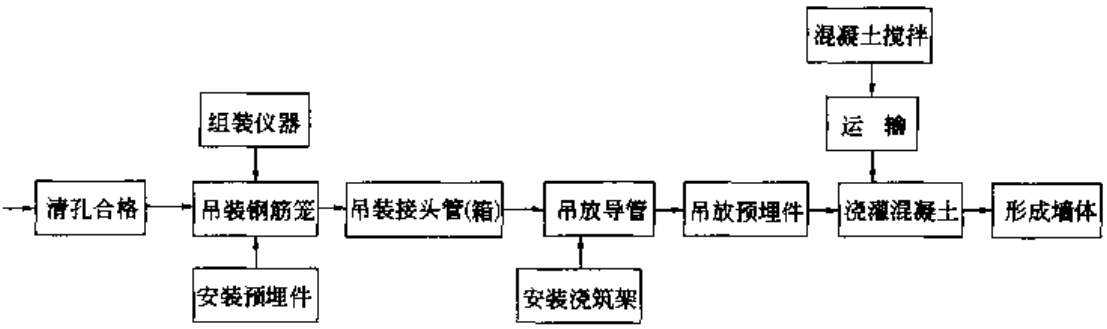


图 10-1 成墙施工过程

(1)用于与永久结构连接的埋件，如在梁、板、柱和其他部位的预埋件。

(2)墙段接头管(箱)的预埋件。

(3)用于墙底注浆的预埋管。

(4)大直径桩用于检测的预埋管。

(5)观测仪器。

(6)其他埋件。

2.构造要求

(1)地下连续墙的墙厚应根据计算和考虑成槽机械的规格来确定,且不宜小于600mm。地下连续墙的单元墙段(槽段)的长度、形状,应根据整体平面布置、受力特性、槽壁稳定性、周围环境条件和施工要求综合确定。如果地下水位变化频繁或槽壁孔可能发生坍塌时,应进行成槽试验及槽壁的稳定性验算。

(2)地下连续墙的构造应符合以下要求:

①受力主筋应采用HRB335(Ⅱ级)钢筋,钢筋直径不小于20mm。构造钢筋可采用HPB235(Ⅰ级)或Ⅱ级钢筋,直径不宜小于14mm。竖向钢筋的净距不宜小于75mm。构造钢筋的间距不应大于300mm。单元槽段的钢筋宜装配成一整体,必须分割时,宜采用焊接或机械连接,应在结构内力较小处设置连接处,搭接方式及接头布置按有关规范执行。

②墙体混凝土的强度等级不低于C20。

③当地下连续墙与主体结构连接时,预埋在墙内的受力钢筋。连接螺栓或连接钢板,均应满足受力计算要求。锚固长度按现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)要求。预埋钢筋应采用HPB235(Ⅰ级)钢筋,直径不大于20mm。

④竖向受力钢筋应有一半以上通长设置。

⑤地下连续墙的顶部应设置钢筋混凝土圈梁,梁宽不宜小于墙厚;梁高不宜小于500mm;总配筋率不小于0.4%。墙的竖向主筋锚入墙内。

⑥受力钢筋的受力保护层厚度,对于临时性支护结构不宜小于50mm,对永久性支护结构不宜小于70mm。

⑦地下连续墙墙体混凝土的抗渗等级不小于0.6MPa。二层以上地下室不宜小于0.8MPa。

第二节　实例分析

【例10-1】 某基坑开挖深度8m,采用钢筋混凝土地下连续墙围护结构,墙厚600mm,保护层厚度为60mm,混凝土强度等级为C30,受力钢筋、分布钢筋均采用Ⅱ级钢筋。墙体深度18m,设置一道 $\phi500\times11$ 的钢管支撑,支撑水平间距3m,支撑轴线位于地面以下2.0m处。地层为粘性土,土的天然容重为 $\gamma=18kN/m^3$,内摩擦角 $\varphi=10°$,$c=10kPa$,地下水位位于地下1m处,不考虑地面超载,应用朗肯土压力理论(水土合算),求地下连续墙的主动土压力、被动土压力、最大弯矩、单根支撑轴力及地下连续墙的配筋计算。

解:1.静力平衡法[《建筑基坑工程技术规范》(YB 9258—97)]

(1)土压力计算

采用水土合算法计算土压力时,不单独考虑水的作用。当土压力强度 $e_{ai}<0$ 时,取 $e_{ai}=0$。

①计算主动土压力的零点深度 h_c。

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2c}{\gamma\tan(45° - \frac{\varphi}{2})} = \frac{2\times 10}{18\times\tan(45° - \frac{10°}{2})} = 1.32\text{m}$$

②主动土压力强度计算

$$\begin{aligned} e_a &= \gamma h K_a - 2c\sqrt{K_a} \\ &= \gamma h\tan^2(45° - \frac{\varphi}{2}) - 2c\tan(45° - \frac{\varphi}{2}) \\ &= 18\times 18\times\tan^2(45° - \frac{10°}{2}) - 2\times 10\times\tan(45° - \frac{10°}{2}) \\ &= 228.12 - 16.78 \\ &= 211.34\text{kPa} \end{aligned}$$

③主动土压力合力 E_a

$$E_a = \frac{1}{2}\times(18 - 1.32)\times 211.34 = 1762.6\text{kN}$$

④被动土压力强度计算

$$\begin{aligned} e_{p1} &= \gamma h K_p + 2c\sqrt{K_p} \\ &= \gamma h\tan^2(45° + \frac{\varphi}{2}) + 2c\tan(45° + \frac{\varphi}{2}) \\ &= 0 + 2\times 10\times\tan(45° + \frac{10°}{2}) \\ &= 23.84\text{kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{p2} &= 18\times 10\tan^2(45° + \frac{10°}{2}) + 2\times 10\times\tan(45° + \frac{10°}{2}) \\ &= 279.48\text{kPa} \end{aligned}$$

⑤被动土压力合力 E_p

$$\begin{aligned} E_p &= \frac{1}{2}\times(e_{p1} + e_{p2})\cdot h_d \\ &= \frac{1}{2}\times(23.84 + 279.48)\times 10 \\ &= 1516.6\text{kN} \end{aligned}$$

主动及被动土压力分布如图 10-2 所示。

(2)支点反力 T(1m 宽土压力产生的支点反力)

根据静力平衡条件(图 10-3),有:

$$\sum F = 0$$

$$\begin{aligned} T &= E_a - E_p \\ &= 1762.6 - 1516.6 = 246\text{kN} \end{aligned}$$

则单根支撑轴力为:

$$N = 3T = 3\times 246 = 738\text{kN}$$

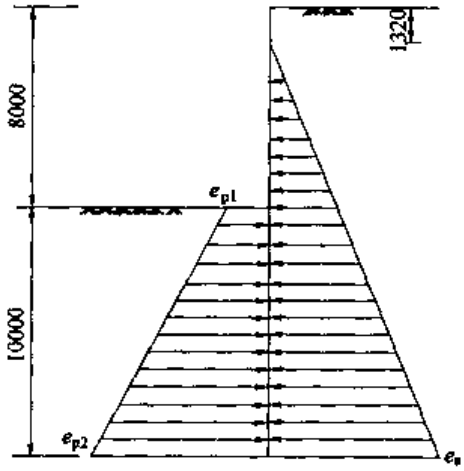


图 10-2　主、被动土压力分布图形(尺寸单位:mm)

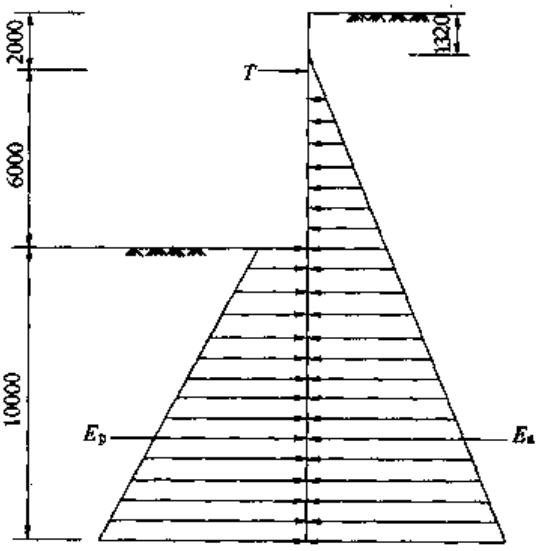


图 10-3　静力平衡计算简图(尺寸单位:mm)

(3)求墙身最大弯矩 M_{max}

①求剪力 $v=0$ 的位置(图 10-4)

$$\because \quad T=\gamma\cdot x\tan^2(45^\circ-\frac{10^\circ}{2})\cdot\frac{1}{2}x$$

$$\therefore \quad x=\sqrt{\frac{2T}{\gamma\tan^2\left(45^\circ-\frac{10^\circ}{2}\right)}}$$

$$=\sqrt{\frac{2\times246}{18\times\tan^2 40^\circ}}=6.23\text{m}$$

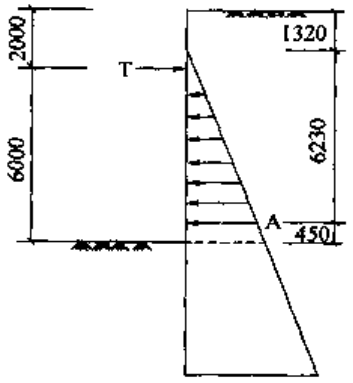


图 10-4　剪力零点位置(尺寸单位:mm)

②求 M_{max}(A 点的弯矩)

$$e_{aA}=18\times6.23\times\tan^2(45^\circ-\frac{10^\circ}{2})=78.96\text{kPa}$$

$$M_{max}=(6.23+1.32-2)\times246-\frac{1}{2}\times6.23\times78.96\times\frac{1}{3}\times6.23=1365.30-510.78$$

$$=854.52\text{kN}\cdot\text{m}$$

2.等值梁法[《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—99)]

(1)土压力计算

①主动土压力的零点深度的计算同上,$h_c=1.32$m。

②主动土压力强度计算

$$e_{a1}=\gamma hK_a-2c\sqrt{K_a}$$

$$=\gamma h\tan^2(45^\circ-\frac{\varphi}{2})-2c\tan(45^\circ-\frac{\varphi}{2})$$

$$=18\times8\times\tan^2(45^\circ-\frac{10^\circ}{2})-2\times10\times\tan(45^\circ-\frac{10^\circ}{2})$$

$$= 101.39 - 16.78$$

$$= 84.6\text{kPa}$$

$$e_{a2} = e_{a1} = 84.6\text{kPa}$$

③主动土压力合力 E_a

$$E_a = \frac{1}{2} \times (8 - 1.32) \cdot e_{a1} + 10e_{a2}$$

$$= \frac{1}{2} \times (8 - 1.32) \times 84.6 + 10 \times 84.6$$

$$= 1128.6\text{kN}$$

④被动土压力强度计算

计算同上，得 $e_{p1} = 23.84\text{kPa}$，$e_{p2} = 279.48\text{kPa}$。

⑤被动土压力合力 E_p

计算同上，得 $E_p = 1516.6\text{kN}$。

主动、被动土压力分布分别如图 10-5 和图 10-6 所示。

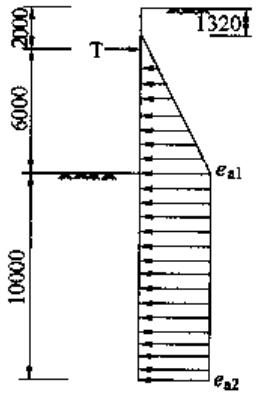


图 10-5　主动土压力分布(尺寸单位：mm)

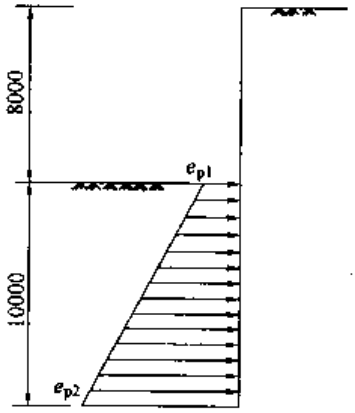


图 10-6　被动土压力分布(尺寸单位：mm)

(2)求支点反力 T(图 10-7)

计算 1m 宽土压力产生的支点反力。

①开挖面以下土压力零点

$$e_{a1} = x\gamma\tan^2(45° + \frac{\varphi}{2}) + 2c\tan(45° + \frac{\varphi}{2})$$

$$x = \frac{84.6 - 2 \times 10\tan(45° + \frac{10°}{2})}{18\tan^2(45° + \frac{10°}{2})}$$

$$= 2.38\text{m}$$

②支点反力计算

$$e_{a0} = 84.6 - 2c\tan(45° + \frac{\varphi}{2}) = 84.6 - 2 \times 10\tan(45° + \frac{10°}{2}) = 60.77\text{kPa}$$

$$E_{a1} = \frac{1}{2} \times 84.6 \times (8 - 1.32) = 282.6\text{kN}$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \times 60.77 \times 2.38 = 72.3\text{kN}$$

对 C 点取矩,则

$$(6 + 2.38)T = \left(\frac{8 - 1.32}{3} + 2.38\right) \cdot E_{a1} + \frac{2}{3} \times 2.38E_{a2}$$

$$T = \frac{1}{6 + 2.38} \times \left[\left(\frac{8 - 1.32}{3} + 2.38\right) \times 282.6 + \frac{2}{3} \times 2.38 \times 72.3\right]$$

$$= \frac{1}{8.38} \times (1301.84 + 114.72)$$

$$= 169.04\text{kN}$$

③单根支撑轴力 N

$$N = 3T = 3 \times 169.04 = 507.1kN$$

(3)求 M_{max}(图 10-8)

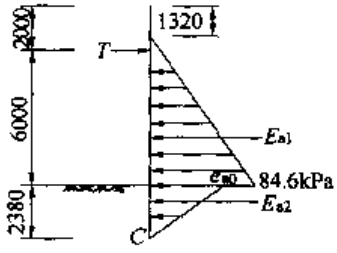


图 10-7　交点反力计算简图(尺寸单位:mm)

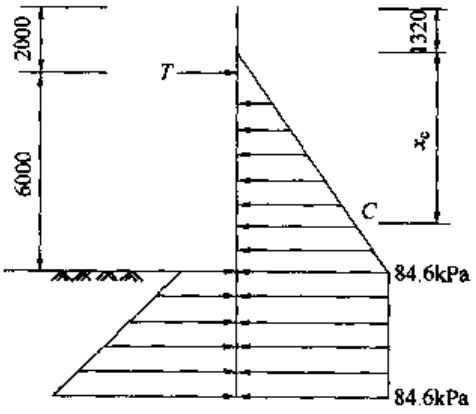


图 10-8　剪力零点位置(尺寸单位:mm)

①求剪力零点位置 x_c

$$\because \quad \frac{1}{2}x_c^2\gamma\tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = T = 169.04$$

$$\therefore \quad x_c = \sqrt{\frac{2T}{\gamma\tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}} = \sqrt{\frac{2 \times 169.04}{18 \times \tan^2\left(45° - \frac{10°}{2}\right)}} = 5.16\text{m}$$

②求 M_{max}

$$e_{ac} = 18 \times 5.16 \times \tan^2\left(45° - \frac{10°}{2}\right) = 65.40\text{kPa}$$

$$M_{max} = (5.16 + 1.32 - 2) \times 169.04 - \frac{1}{2} \times 65.4 \times 5.16 \times 5.16 \times \frac{1}{3}$$

$$= 757.30 - 290.2$$

$$= 467.1\text{kN}$$

从上述结果中可以看出,运用《建筑基坑工程技术规范》(YB 9258—97)和《建筑基坑支护

技术规程》(JGJ 120—99)求得的剪力零点位置均没有进入开挖面以下,但由前者算得的剪力零点位置更靠近基底,所得支撑轴力和最大弯矩值均比后者大得较多。

3.地下连续墙的配筋计算

计算配筋时,墙开挖侧的最大弯矩使用 $M_{max}=467.1\text{kN}\cdot\text{m}$;C30 相当于 320 号混凝土,故有 $f_{cm}=2350\text{N/cm}^2$。

$$\alpha_s=\frac{KM}{f_{cm}bh_0^2}=\frac{1.4\times467.1\times10^5}{2350\times100\times52^2}=0.103$$

查《钢筋混凝土结构》(沈蒲生,罗国强主编.1992)附表 10 得:$\gamma_s=0.9455$,则得:

$$A_s=\frac{KM}{f_y\gamma_s h_0}=\frac{1.4\times467.1\times10^5}{300\times0.9455\times52}=4433.6\text{mm}^2/\text{m}$$

实配钢筋为 Φ25@100,$A_s=4909\text{mm}^2/\text{m}$,满足要求。

附录 A　矩形面积均布荷载作用下角点附加应力系数表

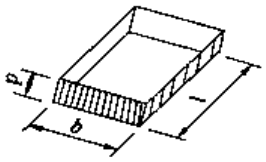
矩形面积均布荷载作用下角点附加应力系数 α　　附表 A

z/b	l/b											
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	条形
0.0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.2	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249
0.4	0.240	0.242	0.243	0.243	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244
0.6	0.223	0.228	0.230	0.232	0.232	0.233	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234
0.8	0.200	0.207	0.212	0.215	0.216	0.218	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220
1.0	0.175	0.185	0.191	0.195	0.198	0.200	0.203	0.204	0.204	0.204	0.205	0.205
1.2	0.152	0.163	0.171	0.176	0.179	0.182	0.187	0.188	0.189	0.189	0.189	0.189
1.4	0.131	0.142	0.151	0.157	0.161	0.164	0.171	0.173	0.174	0.174	0.174	0.174
1.6	0.112	0.124	0.133	0.140	0.145	0.148	0.157	0.159	0.160	0.160	0.160	0.160
1.8	0.097	0.108	0.117	0.124	0.129	0.133	0.143	0.146	0.147	0.148	0.148	0.148
2.0	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116	0.120	0.131	0.135	0.136	0.137	0.137	0.137
2.2	0.073	0.083	0.092	0.098	0.104	0.108	0.121	0.125	0.126	0.127	0.128	0.128
2.4	0.064	0.073	0.081	0.088	0.093	0.098	0.111	0.116	0.118	0.118	0.119	0.119
2.6	0.057	0.065	0.072	0.079	0.084	0.089	0.102	0.107	0.110	0.111	0.112	0.112
2.8	0.050	0.058	0.065	0.071	0.076	0.080	0.094	0.100	0.102	0.104	0.105	0.105
3.0	0.045	0.052	0.058	0.064	0.069	0.073	0.087	0.093	0.096	0.097	0.099	0.099
3.2	0.040	0.047	0.053	0.058	0.063	0.067	0.081	0.087	0.090	0.092	0.093	0.094
3.4	0.036	0.042	0.048	0.053	0.057	0.061	0.075	0.081	0.085	0.083	0.088	0.089
3.6	0.033	0.038	0.043	0.048	0.052	0.056	0.069	0.076	0.080	0.082	0.084	0.084
3.8	0.030	0.035	0.040	0.044	0.048	0.052	0.005	0.072	0.075	0.077	0.080	0.080
4.0	0.027	0.032	0.036	0.040	0.044	0.048	0.060	0.067	0.071	0.073	0.076	0.076
4.2	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.044	0.056	0.063	0.067	0.070	0.072	0.073
4.4	0.023	0.027	0.031	0.034	0.038	0.041	0.053	0.060	0.064	0.066	0.069	0.070
4.6	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.038	0.049	0.056	0.061	0.063	0.066	0.067
4.8	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.035	0.046	0.053	0.058	0.060	0.064	0.064
5.0	0.018	0.021	0.024	0.027	0.030	0.033	0.043	0.050	0.055	0.057	0.061	0.062
6.0	0.013	0.015	0.017	0.020	0.022	0.024	0.033	0.039	0.043	0.046	0.051	0.052
7.0	0.009	0.011	0.013	0.015	0.016	0.018	0.025	0.031	0.035	0.038	0.043	0.045
8.0	0.007	0.009	0.010	0.011	0.013	0.014	0.020	0.025	0.028	0.031	0.037	0.039
9.0	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.016	0.020	0.024	0.026	0.032	0.035

续上表

z/b	l/b											
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	条形
10.0	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.009	0.013	0.017	0.020	0.022	0.028	0.032
12.0	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006	0.006	0.009	0.012	0.014	0.017	0.022	0.026
14.0	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005	0.007	0.009	0.011	0.013	0.018	0.023
16.0	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.007	0.009	0.010	0.014	0.020
18.0	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.006	0.007	0.008	0.012	0.018
20.0	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.004	0.005	0.006	0.007	0.010	0.016
25.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.004	0.007	0.013
30.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.005	0.011
35.0	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.004	0.009
40.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.008

附录 B　矩形面积均布荷载作用下角点平均附加应力系数表



矩形面积均布荷载作用下角点平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$　　附表 B

l/b z/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
0.0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2496	0.2497	0.2497	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498
0.4	0.2474	0.2479	0.2481	0.2483	0.2483	0.2484	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485
0.6	0.2423	0.2437	0.2444	0.2448	0.2451	0.2454	0.2454	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2456
0.8	0.2346	0.2372	0.2387	0.2395	0.2400	0.2403	0.2407	0.2408	0.2409	0.2409	0.2410	0.2410	0.2410
1.0	0.2252	0.2291	0.2313	0.2326	0.2335	0.2340	0.2346	0.2349	0.2351	0.2352	0.2352	0.2353	0.2353
1.2	0.2149	0.2199	0.2229	0.2248	0.2260	0.2268	0.2278	0.2282	0.2285	0.2286	0.2287	0.2288	0.2289
1.4	0.2043	0.2102	0.2140	0.2164	0.2180	0.2194	0.2204	0.2211	0.2215	0.2217	0.2218	0.2220	0.2221
1.6	0.1939	0.2006	0.2049	0.2079	0.2099	0.2113	0.2130	0.2138	0.2143	0.2146	0.2148	0.2150	0.2152
1.8	0.1840	0.1912	0.1960	0.1994	0.2018	0.2034	0.2055	0.2066	0.2073	0.2077	0.2079	0.2082	0.2084
2.0	0.1746	0.1822	0.1875	0.1912	0.1938	0.1598	0.1982	0.1996	0.2004	0.2009	0.2012	0.2015	0.2018
2.2	0.1659	0.1737	0.1793	0.1833	0.1862	0.1883	0.1911	0.1927	0.1937	0.1943	0.1947	0.1952	0.1955
2.4	0.1578	0.1657	0.1715	0.1757	0.1789	0.1812	0.1843	0.1862	0.1873	0.1880	0.1885	0.1890	0.1895
2.6	0.1503	0.1583	0.1642	0.1686	0.1719	0.1745	0.1779	0.1799	0.1812	0.1820	0.1825	0.1832	0.1838
2.8	0.1433	0.1514	0.1574	0.1619	0.1654	0.1680	0.1717	0.1739	0.1753	0.1763	0.1769	0.1777	0.1784
3.0	0.1369	0.1449	0.1510	0.1556	0.1592	0.1619	0.1658	0.1682	0.1698	0.1708	0.1715	0.1725	0.1733
3.2	0.1310	0.1390	0.1450	0.1497	0.1533	0.1562	0.1602	0.1628	0.1645	0.1657	0.1664	0.1675	0.1685
3.4	0.1256	0.1334	0.1394	0.1441	0.1478	0.1508	0.1550	0.1577	0.1595	0.1607	0.1616	0.1628	0.1639
3.6	0.1205	0.1282	0.1342	0.1389	0.1427	0.1456	0.1500	0.1528	0.1548	0.1561	0.1570	0.1583	0.1595
3.8	0.1158	0.1234	0.1293	0.1340	0.1378	0.1408	0.1452	0.1482	0.1502	0.1516	0.1526	0.1541	0.1554
4.0	0.1114	0.1189	0.1248	0.1294	0.1332	0.1362	0.1408	0.1438	0.1459	0.1474	0.1485	0.1500	0.1516
4.2	0.1073	0.1147	0.1205	0.1251	0.1289	0.1319	0.1365	0.1396	0.1418	0.1434	0.1445	0.1462	0.1479
4.4	0.1035	0.1107	0.1164	0.1210	0.1248	0.1279	0.1325	0.1357	0.1379	0.1396	0.1407	0.1425	0.1444
4.6	0.1000	0.1070	0.1127	0.1172	0.1209	0.1240	0.1287	0.1319	0.1342	0.1359	0.1371	0.1390	0.1410

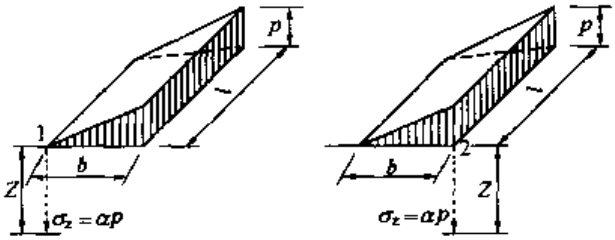
续上表

z / b \ l / b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
4.8	0.0967	0.1036	0.1091	0.1136	0.1173	0.1204	0.1250	0.1283	0.1307	0.1324	0.1337	0.1357	0.1379
5.0	0.0935	0.1003	0.1057	0.1102	0.1139	0.1169	0.1216	0.1249	0.1273	0.1291	0.1304	0.1325	0.1348
5.2	0.0906	0.0972	0.1026	0.1070	0.1106	0.1136	0.1183	0.1217	0.1241	0.1259	0.1273	0.1295	0.1320
5.4	0.0878	0.0943	0.0996	0.1039	0.1075	0.1105	0.1152	0.1186	0.1211	0.1229	0.1243	0.1265	0.1292
5.6	0.0852	0.0916	0.0968	0.1010	0.1046	0.1076	0.1122	0.1156	0.1181	0.1200	0.1215	0.1238	0.1266
5.8	0.0828	0.0890	0.0941	0.0983	0.1018	0.1047	0.1094	0.1128	0.1153	0.1172	0.1187	0.1211	0.1240
6.0	0.0805	0.0866	0.0916	0.0957	0.0991	0.1021	0.1067	0.1101	0.1126	0.1146	0.1161	0.1185	0.1216
6.2	0.0783	0.0842	0.0891	0.0932	0.0966	0.0995	0.1041	0.1075	0.1101	0.1120	0.1136	0.1161	0.1193
6.4	0.0762	0.0820	0.0869	0.0909	0.0942	0.0971	0.1016	0.1050	0.1076	0.1096	0.1111	0.1137	0.1171
6.6	0.0742	0.0799	0.0847	0.0886	0.0919	0.0948	0.0993	0.1027	0.1053	0.1073	0.1088	0.1114	0.1149
6.8	0.0723	0.0779	0.0826	0.0865	0.0898	0.0926	0.0970	0.1004	0.1030	0.1050	0.1066	0.1092	0.1129
7.0	0.0705	0.0761	0.0806	0.0844	0.0877	0.0904	0.0949	0.0982	0.1008	0.1028	0.1044	0.1071	0.1109
7.2	0.0688	0.0742	0.0787	0.0825	0.0857	0.0884	0.0928	0.0962	0.0987	0.1008	0.1023	0.1051	0.1090
7.4	0.0672	0.0725	0.0769	0.0806	0.0838	0.0865	0.0908	0.0942	0.0967	0.0988	0.1004	0.1031	0.1071
7.6	0.0656	0.0709	0.0752	0.0789	0.0820	0.0846	0.0889	0.0922	0.0948	0.0968	0.0984	0.1012	0.1054
7.8	0.0642	0.0693	0.0736	0.0771	0.0802	0.0828	0.0871	0.0904	0.0929	0.0950	0.0966	0.0994	0.1036
8.0	0.0627	0.0678	0.0720	0.0755	0.0785	0.0811	0.0853	0.0886	0.0912	0.0932	0.0948	0.0976	0.1020
8.2	0.0614	0.0663	0.0705	0.0739	0.0769	0.0795	0.0837	0.0869	0.0894	0.0914	0.0931	0.0959	0.1004
8.4	0.0601	0.0649	0.0690	0.0724	0.0754	0.0779	0.0820	0.0852	0.0878	0.0893	0.0914	0.0943	0.0938
8.6	0.0588	0.0636	0.0676	0.0710	0.0739	0.0764	0.0805	0.0836	0.0862	0.0882	0.0898	0.0927	0.0973
8.8	0.0576	0.0623	0.0663	0.0696	0.0724	0.0749	0.0790	0.0821	0.0846	0.0866	0.0882	0.0912	0.0959
9.2	0.0554	0.0599	0.0637	0.0670	0.0697	0.0721	0.0761	0.0792	0.0817	0.0837	0.0853	0.0882	0.0931
9.6	0.0533	0.0577	0.0614	0.0645	0.0672	0.0696	0.0734	0.0765	0.0789	0.0809	0.0825	0.0855	0.0905
10.0	0.0514	0.0556	0.0592	0.0622	0.0649	0.0672	0.0710	0.0739	0.0763	0.0783	0.0799	0.0829	0.0880
10.4	0.0496	0.0537	0.0572	0.0601	0.0627	0.0649	0.0686	0.0716	0.0739	0.0759	0.0775	0.0804	0.0857
10.8	0.0479	0.0519	0.0553	0.0581	0.0606	0.0628	0.0664	0.0693	0.0717	0.0736	0.0751	0.0781	0.0834
11.2	0.0463	0.0502	0.0535	0.0563	0.0587	0.0609	0.0644	0.0672	0.0695	0.0714	0.0730	0.0759	0.0813
11.6	0.0448	0.0486	0.0518	0.0545	0.0569	0.0590	0.0625	0.0652	0.0675	0.0694	0.0709	0.0738	0.0793
12.0	0.0435	0.0471	0.0502	0.0529	0.0552	0.0573	0.0606	0.0634	0.0656	0.0674	0.0690	0.0719	0.0774
12.8	0.0409	0.0444	0.0474	0.0499	0.0521	0.0541	0.0573	0.0599	0.0621	0.0639	0.0654	0.0682	0.0739

续上表

z/b \ l/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
13.6	0.0387	0.0420	0.0448	0.0472	0.0493	0.0512	0.0543	0.0568	0.0589	0.0607	0.0621	0.0649	0.0707
14.4	0.0367	0.0398	0.0425	0.0448	0.0468	0.0486	0.0516	0.0540	0.0561	0.0577	0.0592	0.0619	0.0677
15.2	0.0349	0.0379	0.0404	0.0426	0.0446	0.0463	0.0492	0.0515	0.0535	0.0551	0.0565	0.0592	0.0650
16.0	0.0332	0.0361	0.0385	0.0407	0.0425	0.0442	0.0469	0.0492	0.0511	0.0527	0.0540	0.0567	0.0625
18.0	0.0297	0.0323	0.0345	0.0364	0.0381	0.0396	0.0422	0.0442	0.0460	0.0475	0.0487	0.0512	0.0570
20.0	0.0269	0.0292	0.0312	0.0330	0.0345	0.0359	0.0383	0.0402	0.0418	0.0432	0.0444	0.0468	0.0524

附录 C　矩形面积三角形分布荷载作用下的应力系数表



矩形面积三角形分布荷载作用下的附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$　　附表 C

l / b	0.2				0.4				0.6				l / b
点系数	1		2		1		2		1		2		点系数
z / b	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	z / b
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0223	0.0112	0.1821	0.2161	0.0280	0.0140	0.2115	0.2308	0.0296	0.0148	0.2165	0.2333	0.2
0.4	0.0269	0.0179	0.1094	0.1810	0.0420	0.0245	0.1604	0.2084	0.0487	0.0270	0.1781	0.2153	0.4
0.6	0.0259	0.0207	0.0700	0.1505	0.0448	0.0308	0.1165	0.1851	0.0560	0.0355	0.1405	0.1966	0.6
0.8	0.0232	0.0217	0.0480	0.1277	0.0421	0.0340	0.0853	0.1640	0.0553	0.0405	0.1093	0.1787	0.8
1.0	0.0201	0.0217	0.0346	0.1104	0.0375	0.0351	0.0638	0.1461	0.0508	0.0430	0.0852	0.1624	1.0
1.2	0.0171	0.0212	0.0260	0.0970	0.0324	0.0351	0.0491	0.1312	0.0450	0.0439	0.0673	0.1480	1.2
1.4	0.0145	0.0204	0.0202	0.0865	0.0278	0.0344	0.0386	0.1187	0.0392	0.0436	0.0540	0.1356	1.4
1.6	0.0123	0.0195	0.0160	0.0779	0.0238	0.0333	0.0310	0.1082	0.0339	0.0427	0.0440	0.1247	1.6
1.8	0.0105	0.0186	0.0130	0.0709	0.0204	0.0321	0.0254	0.0993	0.0294	0.0415	0.0363	0.1153	1.8
2.0	0.0090	0.0178	0.0108	0.0650	0.0176	0.0308	0.0211	0.0917	0.0255	0.0401	0.0304	0.1071	2.0
2.5	0.0063	0.0157	0.0072	0.0538	0.0125	0.0276	0.0140	0.0769	0.0183	0.0365	0.0205	0.0908	2.5
3.0	0.0046	0.0140	0.0051	0.0458	0.0092	0.0248	0.0100	0.0661	0.0135	0.0330	0.0148	0.0786	3.0
5.0	0.0018	0.0097	0.0019	0.0289	0.0036	0.0175	0.0038	0.0424	0.0054	0.0236	0.0056	0.0476	5.0
7.0	0.0009	0.0073	0.0010	0.0211	0.0019	0.0133	0.0019	0.0311	0.0028	0.0180	0.0029	0.0352	7.0
10.0	0.0005	0.0053	0.0004	0.0150	0.0010	0.0097	0.0010	0.0222	0.0014	0.0133	0.0014	0.0253	10.0
l / b	0.8				1.0				1.2				l / b
点系数	1		2		1		2		1		2		点系数
z / b	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	z / b
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0301	0.0151	0.2178	0.2339	0.0304	0.0152	0.2182	0.2341	0.0305	0.0153	0.2184	0.2342	0.2
0.4	0.0517	0.0280	0.1844	0.2175	0.0531	0.0285	0.1870	0.2184	0.0539	0.0288	0.1881	0.2187	0.4

续上表

l / b 点系数 z / b	0.8				1.0				1.2				l / b 点系数 z / b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	
0.6	0.0621	0.0376	0.1520	0.2011	0.0654	0.0388	0.1575	0.2030	0.0673	0.0394	0.1602	0.2039	0.6
0.8	0.0637	0.0440	0.1232	0.1852	0.0688	0.0459	0.1311	0.1883	0.0720	0.0470	0.1355	0.1899	0.8
1.0	0.0602	0.0476	0.0996	0.1704	0.0666	0.0502	0.1086	0.1746	0.0708	0.0518	0.1143	0.1769	1.0
1.2	0.0546	0.0492	0.0807	0.1571	0.0615	0.0525	0.0901	0.1621	0.0664	0.0546	0.0962	0.1649	1.2
1.4	0.0483	0.0495	0.0661	0.1451	0.0554	0.0534	0.0751	0.1507	0.0606	0.0559	0.0817	0.1541	1.4
1.6	0.0424	0.0490	0.0547	0.1345	0.0492	0.0533	0.0628	0.1405	0.0545	0.0561	0.0696	0.1443	1.6
1.8	0.0371	0.0480	0.0457	0.1252	0.0435	0.0525	0.0534	0.1313	0.0487	0.0556	0.0596	0.1354	1.8
2.0	0.0324	0.0467	0.0387	0.1169	0.0384	0.0513	0.0456	0.1232	0.0434	0.0547	0.0513	0.1274	2.0
2.5	0.0236	0.0429	0.0265	0.1000	0.0284	0.0478	0.0318	0.1063	0.0326	0.0513	0.0365	0.1107	2.5
3.0	0.0176	0.0392	0.0192	0.0871	0.0214	0.0439	0.0233	0.0931	0.0249	0.0476	0.0270	0.0976	3.0
5.0	0.0071	0.0285	0.0074	0.0576	0.0088	0.0324	0.0091	0.0624	0.0104	0.0356	0.0108	0.0661	5.0
7.0	0.0038	0.0219	0.0038	0.0427	0.0047	0.0251	0.0047	0.0465	0.0056	0.0277	0.0056	0.0496	7.0
10.0	0.0019	0.0162	0.0019	0.0308	0.0023	0.0186	0.0024	0.0336	0.0028	0.0207	0.0028	0.0359	10.0

l / b 点系数 z / b	1.4				1.6				1.8				l / b 点系数 z / b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0305	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.2
0.4	0.0543	0.0289	0.1886	0.2189	0.0545	0.0290	0.1889	0.2190	0.0546	0.0290	0.1891	0.2190	0.4
0.6	0.0684	0.0397	0.1616	0.2043	0.0690	0.0399	0.1625	0.2046	0.0694	0.0400	0.1630	0.2047	0.6
0.8	0.0739	0.0476	0.1381	0.1907	0.0751	0.0480	0.1396	0.1912	0.0759	0.0482	0.1405	0.1915	0.8
1.0	0.0735	0.0528	0.1176	0.1781	0.0753	0.0534	0.1202	0.1789	0.0766	0.0538	0.1215	0.1794	1.0
1.2	0.0698	0.0560	0.1007	0.1666	0.0721	0.0568	0.1037	0.1678	0.0738	0.0574	0.1055	0.1684	1.2
1.4	0.0644	0.0575	0.0864	0.1562	0.0672	0.0586	0.0897	0.1576	0.0692	0.0594	0.0921	0.1585	1.4
1.6	0.0586	0.0580	0.0743	0.1467	0.0616	0.0594	0.0780	0.1484	0.0639	0.0603	0.0806	0.1494	1.6
1.8	0.0528	0.0578	0.0644	0.1381	0.0560	0.0593	0.0681	0.1400	0.0585	0.0604	0.0709	0.1413	1.8
2.0	0.047	0.0570	0.0560	0.1303	0.0507	0.0587	0.0596	0.1324	0.0533	0.0599	0.0625	0.1338	2.0
2.5	0.0362	0.0540	0.0405	0.1139	0.0393	0.0560	0.0440	0.1163	0.0419	0.0575	0.0469	0.1180	2.5
3.0	0.0280	0.0503	0.0303	0.1008	0.0307	0.0525	0.0333	0.1033	0.0331	0.0541	0.0359	0.1052	3.0
5.0	0.0120	0.0382	0.0123	0.0690	0.0135	0.0403	0.0139	0.0714	0.0148	0.0421	0.0154	0.0734	5.0
7.0	0.0064	0.0299	0.0066	0.0520	0.0073	0.0318	0.0074	0.0541	0.0081	0.0333	0.0083	0.0558	7.0
10.0	0.0033	0.0244	0.0032	0.0379	0.0037	0.0239	0.0037	0.0395	0.0041	0.0252	0.0042	0.0409	10.00

续上表

l/b 点系数 z/b	2.0				3.0				4.0				l/b 点系数 z/b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.2
0.4	0.0547	0.0290	0.1892	0.2191	0.0548	0.0290	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.4
0.6	0.0696	0.0401	0.1633	0.2048	0.0701	0.0402	0.1638	0.2050	0.0702	0.0402	0.1639	0.2050	0.6
0.8	0.0764	0.0483	0.1412	0.1917	0.0733	0.0486	0.1423	0.1920	0.0776	0.0487	0.1424	0.1920	0.8
1.0	0.0774	0.0540	0.1225	0.1797	0.0790	0.0545	0.1244	0.1803	0.0794	0.0546	0.1248	0.1803	1.0
1.2	0.0749	0.0577	0.1069	0.1689	0.0744	0.0584	0.1096	0.1697	0.0779	0.0586	0.1103	0.1699	1.2
1.4	0.0707	0.0599	0.0937	0.1591	0.0739	0.0609	0.0973	0.1603	0.0748	0.0612	0.0982	0.1605	1.4
1.6	0.0656	0.0609	0.0826	0.1502	0.0697	0.0623	0.0870	0.1517	0.0708	0.0626	0.0882	0.1521	1.6
1.8	0.0604	0.0611	0.0730	0.1422	0.0652	0.0628	0.0782	0.1441	0.0666	0.0633	0.0797	0.1445	1.8
2.0	0.0533	0.0608	0.0649	0.1348	0.0607	0.0629	0.0707	0.1371	0.0624	0.0634	0.0726	0.1377	2.0
2.5	0.0440	0.0586	0.0491	0.1193	0.0504	0.0614	0.0559	0.1223	0.0529	0.0623	0.0585	0.1233	2.5
3.0	0.0352	0.0554	0.0380	0.1067	0.0419	0.0589	0.0451	0.1104	0.0449	0.0600	0.0482	0.1116	3.0
5.0	0.0161	0.0435	0.0167	0.0749	0.0214	0.0480	0.0221	0.0797	0.0248	0.0500	0.0256	0.0817	5.0
7.0	0.0089	0.0347	0.0091	0.0572	0.0124	0.0391	0.0126	0.0619	0.0152	0.0414	0.0154	0.0642	7.0
10.0	0.0046	0.0263	0.0046	0.0403	0.0066	0.0302	0.0066	0.0462	0.0084	0.0325	0.0083	0.0485	10.0

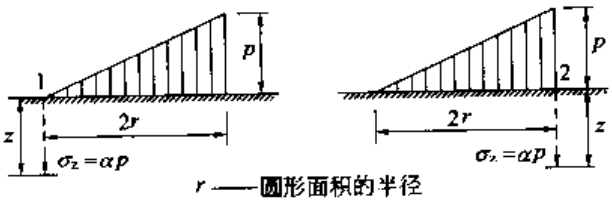
l/b 点系数 z/b	6.0				8.0				10.0				l/b 点系数 z/b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.2
0.4	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.4
0.6	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.6
0.8	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.8
1.0	0.0795	0.0546	0.1250	0.1804	0.0796	0.0546	0.1250	0.1804	0.0796	0.0546	0.1250	0.1804	1.0
1.2	0.0782	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	1.2
1.4	0.0752	0.0613	0.0986	0.1606	0.0752	0.0613	0.0987	0.1606	0.0753	0.0613	0.0987	0.1606	1.4
1.6	0.0714	0.0628	0.0887	0.1523	0.0715	0.0628	0.0888	0.1523	0.0715	0.0628	0.0889	0.1523	1.6
1.8	0.0673	0.0635	0.0805	0.1447	0.0675	0.0635	0.0806	0.1448	0.0675	0.0635	0.0808	0.1448	1.8
2.0	0.0634	0.0637	0.0734	0.1380	0.0636	0.0638	0.0736	0.1380	0.0636	0.0638	0.0738	0.1380	2.0
2.5	0.0543	0.0627	0.0601	0.1237	0.0547	0.0628	0.0604	0.1238	0.0548	0.0628	0.0605	0.1239	2.5
3.0	0.0469	0.0607	0.0504	0.1123	0.0474	0.0609	0.0509	0.1124	0.0476	0.0609	0.0511	0.1125	3.0
5.0	0.0283	0.0515	0.0290	0.0833	0.0296	0.0519	0.0303	0.0837	0.0301	0.0521	0.0309	0.0839	5.0
7.0	0.0186	0.0435	0.0190	0.0663	0.0204	0.0442	0.0207	0.0671	0.0212	0.0445	0.0216	0.0674	7.0
10.0	0.0111	0.0349	0.0111	0.0509	0.0128	0.0359	0.0130	0.0520	0.0139	0.0364	0.0141	0.0526	10.0

附录 D　圆形面积均布荷载作用下中点的应力系数表

圆形面积均布荷载作用下中点的附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$　　附表 D

z/r	圆　形		z/r	圆　形	
	α	$\bar{\alpha}$		α	$\bar{\alpha}$
0.0	1.000	1.000	2.6	0.187	0.560
0.1	0.999	1.000	2.7	0.175	0.546
0.2	0.992	0.998	2.8	0.165	0.532
0.3	0.976	0.993	2.9	0.155	0.519
0.4	0.949	0.986	3.0	0.146	0.507
0.5	0.911	0.974	3.1	0.138	0.495
0.6	0.864	0.960	3.2	0.130	0.484
0.7	0.811	0.942	3.3	0.124	0.473
0.8	0.756	0.923	3.4	0.117	0.463
0.9	0.701	0.901	3.5	0.111	0.453
1.0	0.647	0.878	3.6	0.106	0.443
1.1	0.595	0.855	3.7	0.101	0.434
1.2	0.547	0.831	3.8	0.096	0.425
1.3	0.502	0.808	3.9	0.091	0.417
1.4	0.461	0.784	4.0	0.087	0.409
1.5	0.424	0.762	4.1	0.083	0.401
1.6	0.390	0.739	4.2	0.079	0.393
1.7	0.360	0.718	4.3	0.076	0.386
1.8	0.332	0.697	4.4	0.073	0.379
1.9	0.307	0.677	4.5	0.070	0.372
2.0	0.285	0.658	4.6	0.067	0.365
2.1	0.264	0.640	4.7	0.064	0.359
2.2	0.245	0.623	4.8	0.062	0.353
2.3	0.229	0.606	4.9	0.059	0.347
2.4	0.210	0.590	5.0	0.057	0.341
2.5	0.200	0.574			

附录 E　圆形面积三角形分布荷载作用下边点的应力系数表



r——圆形面积的半径

圆形面积三角形分布荷载作用下边点的附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$　附表 E

点 / 系数 / z/r	1		2	
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
0.0	0.000	0.000	0.500	0.500
0.1	0.016	0.008	0.465	0.483
0.2	0.031	0.016	0.433	0.466
0.3	0.044	0.023	0.403	0.450
0.4	0.054	0.030	0.376	0.435
0.5	0.063	0.035	0.349	0.420
0.6	0.071	0.041	0.324	0.406
0.7	0.078	0.045	0.300	0.393
0.8	0.083	0.050	0.279	0.380
0.9	0.088	0.054	0.258	0.368
1.0	0.091	0.057	0.238	0.356
1.1	0.092	0.061	0.221	0.344
1.2	0.093	0.063	0.205	0.333
1.3	0.092	0.065	0.190	0.323
1.4	0.091	0.067	0.177	0.313
1.5	0.089	0.069	0.165	0.303
1.6	0.087	0.070	0.154	0.294
1.7	0.085	0.071	0.144	0.286
1.8	0.083	0.072	0.134	0.278
1.9	0.080	0.072	0.126	0.270
2.0	0.078	0.073	0.117	0.263
2.1	0.075	0.073	0.110	0.255
2.2	0.072	0.073	0.104	0.249
2.3	0.070	0.073	0.097	0.242

续上表

点 / 系数 z/r	1		2	
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
2.4	0.067	0.073	0.091	0.236
2.5	0.064	0.072	0.086	0.230
2.6	0.062	0.072	0.081	0.225
2.7	0.059	0.071	0.078	0.219
2.8	0.057	0.071	0.074	0.214
2.9	0.055	0.070	0.070	0.209
3.0	0.052	0.070	0.067	0.204
3.1	0.050	0.069	0.064	0.200
3.2	0.048	0.069	0.061	0.196
3.3	0.046	0.068	0.059	0.192
3.4	0.045	0.067	0.055	0.188
3.5	0.043	0.067	0.053	0.184
3.6	0.041	0.066	0.051	0.180
3.7	0.040	0.065	0.048	0.177
3.8	0.038	0.065	0.046	0.173
3.9	0.037	0.064	0.043	0.170
4.0	0.036	0.063	0.041	0.167
4.2	0.033	0.062	0.038	0.161
4.4	0.031	0.061	0.034	0.155
4.6	0.029	0.059	0.031	0.150
4.8	0.027	0.058	0.029	0.145
5.0	0.025	0.057	0.027	0.140

附录 F　矩形及圆形面积上均布荷载作用下，通过中心点竖线上的平均附加应力系数表

矩形及圆形面积上均布荷载作用下，通过中心点竖线上的平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$　　附表 F

$\frac{z}{b}$ \ $\frac{l}{b}$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	>10（条形）	圆形	
														Z/R	$\bar{\alpha}$
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.0	1.000
0.1	0.997	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.1	1.000
0.2	0.987	0.990	0.991	0.992	0.992	0.992	0.993	0.993	0.993	0.993	0.993	0.993	0.993	0.2	0.998
0.3	0.967	0.973	0.976	0.978	0.979	0.979	0.980	0.980	0.981	0.981	0.981	0.981	0.982	0.3	0.993
0.4	0.936	0.947	0.953	0.956	0.958	0.965	0.961	0.962	0.962	0.963	0.963	0.963	0.963	0.4	0.986
0.5	0.900	0.915	0.924	0.929	0.933	0.935	0.937	0.939	0.939	0.940	0.940	0.940	0.940	0.5	0.974
0.6	0.858	0.878	0.890	0.898	0.903	0.906	0.910	0.912	0.913	0.914	0.914	0.915	0.915	0.6	0.960
0.7	0.816	0.840	0.855	0.865	0.871	0.876	0.881	0.884	0.885	0.886	0.887	0.887	0.888	0.7	0.942
0.8	0.775	0.801	0.819	0.831	0.839	0.844	0.851	0.855	0.857	0.858	0.859	0.860	0.860	0.8	0.923
0.9	0.735	0.764	0.784	0.797	0.806	0.813	0.821	0.826	0.829	0.830	0.831	0.832	0.833	0.9	0.901
1.0	0.698	0.723	0.749	0.764	0.775	0.783	0.792	0.798	0.801	0.803	0.804	0.806	0.807	1.0	0.878
1.1	0.663	0.694	0.717	0.733	0.744	0.753	0.764	0.771	0.775	0.777	0.779	0.780	0.782	1.1	0.855
1.2	0.631	0.663	0.686	0.703	0.715	0.725	0.737	0.744	0.719	0.752	0.754	0.756	0.758	1.2	0.831
1.3	0.601	0.633	0.657	0.674	0.688	0.698	0.711	0.719	0.725	0.728	0.730	0.733	0.735	1.3	0.808
1.4	0.573	0.605	0.629	0.648	0.661	0.672	0.687	0.696	0.701	0.705	0.708	0.711	0.714	1.4	0.784
1.5	0.548	0.580	0.604	0.622	0.637	0.643	0.664	0.676	0.679	0.683	0.686	0.690	0.693	1.5	0.762
1.6	0.524	0.556	0.580	0.599	0.613	0.625	0.641	0.651	0.9658	0.663	0.666	0.670	0.675	1.6	0.739
1.7	0.502	0.533	0.558	0.577	0.591	0.603	0.620	0.631	0.638	0.643	0.646	0.651	0.656	1.7	0.718
1.8	0.482	0.513	0.537	0.556	0.573	0.583	0.600	0.611	0.619	0.624	0.629	0.633	0.638	1.8	0.697
1.9	0.463	0.493	0.517	0.536	0.551	0.563	0.581	0.593	0.601	0.606	0.610	0.616	0.622	1.9	0.677
2.0	0.446	0.475	0.499	0.518	0.533	0.545	0.563	0.575	0.584	0.590	0.594	0.600	0.606	2.0	0.658
2.1	0.429	0.459	0.482	0.500	0.515	0.528	0.546	0.559	0.567	0.574	0.578	0.585	0.591	2.1	0.640
2.2	0.414	0.443	0.466	0.484	0.499	0.511	0.530	0.543	0.552	0.558	0.563	0.570	0.577	2.2	0.623
2.3	0.400	0.428	0.451	0.469	0.484	0.496	0.515	0.528	0.537	0.544	0.548	0.556	0.564	2.3	0.606
2.4	0.387	0.414	0.436	0.454	0.469	0.481	0.500	0.513	0.523	0.530	0.55	0.543	0.551	2.4	0.590
2.5	0.374	0.401	0.423	0.441	0.455	0.468	0.486	0.800	0.509	0.516	0.522	0.530	0.539	2.5	0.574
2.6	0.362	0.389	0.410	0.428	0.442	0.455	0.473	0.487	0.496	0.504	0.509	0.518	0.528	2.6	0.660

续上表

$\frac{z}{b}$ \ $\frac{l}{b}$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	>10（条形）	圆形	
														Z/R	$\bar{\alpha}$
2.7	0.351	0.377	0.398	0.416	0.430	0.442	0.461	0.474	0.484	0.492	0.497	0.506	0.517	2.7	0.546
2.8	0.341	0.366	0.387	0.404	0.418	0.430	0.449	0.463	0.472	0.480	0.486	0.495	0.506	2.8	0.532
2.9	0.331	0.356	0.377	0.393	0.407	0.419	0.438	0.451	0.461	0.469	0.475	0.485	0.496	2.9	0.519
3.0	0.322	0.346	0.366	0.383	0.397	0.408	0.427	0.441	0.451	0.459	0.465	0.474	0.487	3.0	0.507
3.1	0.313	0.337	0.357	0.373	0.387	0.398	0.417	0.430	0.440	0.448	0.454	0.464	0.477	3.1	0.495
3.2	0.305	0.328	0.348	0.364	0.377	0.389	0.407	0.420	0.431	0.439	0.445	0.455	0.468	3.2	0.484
3.3	0.297	0.320	0.339	0.355	0.368	0.379	0.397	0.411	0.421	0.429	0.436	0.446	0.460	3.3	0.473
3.4	0.289	0.312	0.331	0.346	0.359	0.371	0.388	0.402	0.412	0.420	0.427	0.437	0.452	3.4	0.463
3.5	0.282	0.304	0.323	0.338	0.351	0.362	0.380	0.393	0.403	0.412	0.418	0.429	0.444	3.5	0.453
3.6	0.276	0.297	0.315	0.330	0.343	0.354	0.372	0.385	0.395	0.403	0.410	0.421	0.435	3.6	0.443
3.7	0.269	0.290	0.308	0.323	0.335	0.346	0.364	0.377	0.387	0.395	0.402	0.413	0.429	3.7	0.434
3.8	0.263	0.284	0.301	0.316	0.328	0.339	0.356	0.369	0.379	0.388	0.395	0.405	0.422	3.8	0.425
3.9	0.257	0.277	0.294	0.309	0.321	0.332	0.349	0.362	0.372	0.380	0.387	0.398	0.415	3.9	0.417
4.0	0.251	0.271	0.288	0.302	0.314	0.325	0.342	0.355	0.365	0.373	0.379	0.391	0.408	4.0	0.409
4.1	0.246	0.265	0.282	0.296	0.308	0.318	0.335	0.348	0.368	0.366	0.372	0.384	0.402	4.1	0.401
4.2	0.241	0.260	0.276	0.290	0.302	0.312	0.328	0.341	0.352	0.359	0.366	0.377	0.396	4.2	0.393
4.3	0.236	0.255	0.270	0.284	0.296	0.306	0.322	0.335	0.345	0.363	0.359	0.371	0.390	4.3	0.386
4.4	0.231	0.250	0.265	0.278	0.290	0.300	0.316	0.329	0.339	0.347	0.353	0.365	0.384	4.4	0.379
4.5	0.226	0.245	0.260	0.273	0.285	0.394	0.310	0.323	0.333	0.341	0.347	0.359	0.378	4.5	0.372
4.6	0.222	0.240	0.255	0.268	0.279	0.289	0.305	0.317	0.327	0.335	0.341	0.353	0.373	4.6	0.365
4.7	0.218	0.235	0.250	0.263	0.274	0.284	0.299	0.312	0.321	0.329	0.336	0.347	0.367	4.7	0.359
4.8	0.214	0.231	0.245	0.258	0.269	0.279	0.294	0.306	0.316	0.324	0.330	0.342	0.362	4.8	0.353
4.9	0.210	0.227	0.241	0.253	0.265	0.274	0.289	0.301	0.311	0.319	0.325	0.337	0.357	4.9	0.347
5.0	0.206	0.223	0.237	0.249	0.260	0.269	0.284	0.296	0.306	0.313	0.320	0.332	0.352	5.0	0.341

参考文献

第一章～第二章

1 中华人民共和国建设部.建筑地基基础设计规范(GB 50007—2002).北京:中国建筑工业出版社,2002

2 陈希哲.土力学地基基础(第三版).北京:清华大学出版社,2000

3 黄熙龄,秦宝玖.地基基础的设计与计算.北京:中国建筑工业出版社,1987

4 赵明华,李刚,曹喜仁,刘齐建.土力学地基与基础疑难释义.北京:中国建筑工业出版社,2004

5 陈祖煜.土质边坡稳定分析——原理·方法·程序.北京:中国水利水电出版社,2003

6 高大钊,袁聚云.土质学与土力学.北京:人民交通出版社,2001

7 加拿大矿物和能源技术中心(祝玉学、邢修祥译).边坡工程手册.北京:冶金工业出版社,1981

8 张振营.岩土力学.北京:中国水利水电出版社,2000

9 杨小平.土力学.广州:华南理工大学出版社,2001

10 谢定义.土动力学.西安:西安交通大学出版社,1988

11 钱家欢,殷宗泽.土工原理与计算.北京:中国水利水电出版社,1979

12 周汉荣.土力学地基与基础.武汉:武汉工业大学出版社,1989

13 刘汉东.岩土力学.北京:中央广播电视大学出版社,2004

14 铃木音彦[日].工程土力学计算实例.北京:中国铁道出版社,1982

15 赵明华主编.土力学与基础工程.武汉:武汉工业大学出版社,2000

16 B·H·C·萨顿.土力学题解.北京:人民交通出版社,1972

第三章～第六章

1 中华人民共和国行业标准.建筑桩基技术规范(JGJ 94—94).北京:中国建筑工业出版社,1995

2 中华人民共和国建设部.混凝土结构设计规范(GB 50010—2002).北京:中国建筑工业出版社,2002

3 中华人民共和国建设部.建筑地基基础设计规范(GB 50007—2002).北京:中国建筑工业出版社,2002

4 周景星等.基础工程.北京:清华大学出版社,1996

5 王成华.基础工程学.天津:天津大学出版社,2002

6 王秀丽.基础工程.重庆:重庆大学出版社,2001

7 王钊.基础工程原理.武汉:武汉大学出版社,2001
8 H·F·温特科恩,方晓阳(美)等.钱鸿缙,叶书麟等译校.基础工程手册.北京:中国建筑工业出版社,1983
9 丁金粟等.土力学及基础工程.北京:地震出版社,1992
10 陈希哲.土力学地基基础.北京:清华大学出版社,1991
11 陈希哲.土力学地基基础工程实例.北京:清华大学出版社,1982
12 钱力航.高层建筑箱形与筏形基础的设计计算.北京:中国建筑工业出版社,2003
13 沈杰.地基基础设计手册.上海:上海科学技术出版社,1985
14 中华人民共和国建设部.高层建筑箱形与筏形基础技术规范(JGJ 6—99).北京:中国建筑工业出版社,1999
15 宰金珉,宰金璋.高层建筑基础分析与设计.北京:中国建筑工业出版社,1993
16 董建国,赵锡宏.高层建筑地基基础——共同作用理论与实践.上海:同济大学出版社,1997
17 林图.地基基础设计.武汉:华中理工大学出版社,1996
18 横山幸满.桩结构物的计算方法和计算实例.唐业清,吴庆荪译.北京:中国铁道出版社,1984
19 波勒斯(美).唐念慈译.基础工程分析与设计.北京:中国建筑工业出版社,1987
20 H·F·温特科恩,方晓阳(美)等.钱鸿缙,叶书麟等译.基础工程手册.北京:中国建筑工业出版社,1983
21 陈仲颐,叶书麟.基础工程学.北京:中国建筑工业出版社,1990
22 石井之助(日).基础工程.唐昆,高云岫译.北京:煤炭工业出版社,1987
23 鲍尔斯,胡人礼等译.基础工程结构分析及程序.北京:中国铁道出版社,1982
24 陈仲颐,叶书麟.基础工程学.北京:中国建筑工业出版社,1990
25 赵明华.基础工程.北京:高等教育出版社,2003

第七章~第十章

1 中华人民共和国建设部.建筑基坑支护技术规程(JGJ 120—99).北京:中国建筑工业出版社出版,1999
2 中华人民共和国冶金工业部.建筑基坑工程技术规范(YB 9258—97).北京:中国建筑工业出版社,1998
3 中国工程建设标准化协会.基坑土钉支护技术规程(CECS 96:97).北京:中国建筑工业出版社,1997
4 中华人民共和国建设部.建筑地基基础设计规范(GB 50007—2002).北京:中国建筑工业出版社,2002
5 中华人民共和国建设部.混凝土结构设计规范(GB 50010—2002).北京:中国建筑工业出版社,2002
6 中华人民共和国交通部.公路工程抗震设计规范(JTJ 004—89).北京:人民交通出版社,1990

7 中华人民共和国建设部.岩土工程勘察规范(GB 50021—2001).北京:中国建筑工业出版社,2002
8 常士骠.工程地质手册(第三版).北京:中国建筑工业出版社,1994
9 张学言.岩土塑性力学.北京:人民交通出版社,1993
10 陈希哲.土力学地基基础(第三版).北京:清华大学出版社,1998
11 龙驭球,包世华.结构力学(第二版 上、下册).北京:高等教育出版社,2002
12 藤智明.钢筋混凝土基本构件(第二版).北京:清华大学出版社,1987
13 余志成,施文华.深基坑支护设计与施工.北京:中国建筑工业出版社,1997
14 益德清.深基坑支护工程实例.北京:中国建筑工业出版社,1996
15 崔江余,梁仁旺.建筑基坑工程设计与施工.北京:中国建筑工业出版社,1999
16 程良奎,杨志银.喷射混凝土与土钉墙.北京:中国建筑工业出版社,1998
17 陈肇元,崔京浩.土钉在支护基坑工程中的应用.北京:中国建筑工业出版社,1997
18 侯学渊,刘建航.基坑工程手册.北京:中国建筑工业出版社,1997
19 丛蔼森.地下连续墙的设计施工与应用.北京:中国水利水电出版社,2000