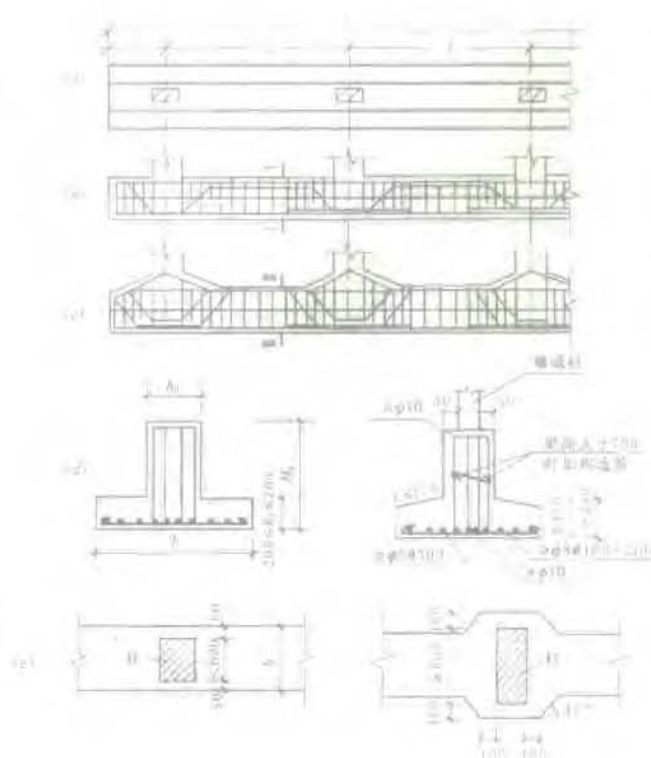


普通高等学校土木工程专业新编系列教材
中国土木工程学会教育工作委员会 审定

土力学与基础工程

T L X Y J C G C

赵明华 主 编
王贻荪 主 审



WUTP

武汉工业大学出版社

普通高等学校土木工程专业新编系列教材
中国土木工程学会教育工作委员会 审定

土力学与基础工程

主编 赵明华
主审 王贻荪

武汉工业大学出版社

内 容 简 介

《土力学与基础工程》是一本供土木工程专业所开设的“土力学与基础工程”课程或“土力学”和“基础工程”课程用的教科书。本书系统阐述了土的性质及工程分类、地基的应力和沉降计算、土的抗剪强度、土压力以及挡土墙和土坡稳定分析；重点讨论了浅基础、桩基础的常规设计计算；简要介绍了我国目前常用的各种软土地基处理技术；并对区域性地基、地震区地基以及滑坡等进行了讨论。

本书由浅入深、概念清楚、层次分明、重点突出、理论联系实际，并适当吸取了国内外比较成熟的新理论、新技术，既可作为高等学校土木工程专业教材，又可供土木工程（包括建筑工程、公路桥梁工程等）技术人员阅读参考。

图书在版编目(CIP)数据

土力学与基础工程/赵明华主编. —武汉:武汉工业大学出版社, 2000. 7

ISBN 7-5629-1554-7

I. 土… II. 赵… III. ①土力学②地基-基础(工程) IV. T04

出版者:武汉工业大学出版社(武汉市:武昌珞狮路122号 邮编:430070)

印刷者:武汉工业大学出版社印刷厂

发行者:各地新华书店

开 本:880×1230 1/16 印张:17.5 字数:574千字

版 次:2000年7月第1版 2000年7月第1次印刷

书 号:ISBN 7-5629-1554-7/TU·140

印 数:1—10000册

定 价:24.50元

(本书如有印装质量问题, 请向承印厂调换)

20302

普通高等学校土木工程专业新编系列教材

编 审 委 员 会

顾 问：成文山 滕智明 罗福午 魏明钟 李少甫

甘绍熺 施楚贤 白绍良 彭少民 范令惠

主 任：江见鲸 吕西林 高鸣涵

副主任：朱宏亮 辛克贵 袁海庆 吴培明 李世蓉

苏三庆 刘立新 赵明华 孙成林

委 员：(按姓氏笔画顺序排列)

于书翰 丰定国 毛鹤琴 甘绍熺 白绍良

白晓红 包世华 田道全 成文山 江见鲸

吕西林 刘立新 刘长滨 刘永坚 刘伟庆

朱宏亮 朱彦鹏 孙家齐 孙成林 过静君

李少甫 李世蓉 李必瑜 吴培明 吴炎海

辛克贵 苏三庆 何铭新 汤康民 陈志源

罗福午 周 云 赵明华 赵均海 尚守平

施楚贤 柳炳康 姚甫昌 胡敏良 俞 晓

桂国庆 顾敏煜 徐茂波 袁海庆 高鸣涵

蒋沧如 谢用九 彭少民 覃仁辉 蔡德明

燕柳斌 魏明钟

总责任编辑：刘永坚 田道全

秘 书 长：蔡德明

出版说明

1998年7月,教育部颁布了新的普通高等学校本科专业目录,1999年全国高等学校都已按新的专业目录招生。新的土木工程专业专业面大大拓宽,相应的专业业务培养目标、业务培养要求、主干学科、主要课程、主要实践性教学环节等都有了不同程度的变化。原有的教材已经不能适应新专业的培养目标和教学要求,组织一套新的土木工程专业系列教材成为众多院校的翘首之盼。武汉工业大学出版社在中国土木工程学会教育工作委员会的指导和帮助下,经过大量的调研,组织国内29所大学的土木工程学科的教授共同编写了这套系列教材。

本套教材的主、参编人员及编委会顾问遵照1998年1月建设部全国土木建筑工程专业教学指导委员会昆明会议和1998年5月上海的全国土木工程专业系主任会议的精神,经过充分研讨,决定首批编写出版29种主干课程的教材,以尽快满足全国众多院校的教学需要,以后再根据专业方向的需要逐步增补。中国土木工程学会教育工作委员会组织专家审查了本套教材的编写大纲,决定将其作为“中国土木工程学会教育工作委员会审定教材”出版。作为一套全新的系列教材,本套教材的“新”体现在以下几点:

体系新——本套教材从“大土木”的专业要求出发,从整体上考虑专业的课程设置和各门课程的内容安排,按照教学改革方向要求的学时统一协调与整合,组成一套完整的、各门课程有机联系的系列。整套教材的编写除正文外,大多增加了本章提要、本章重点、例题详解、思考题、习题等,以使教材既适合教学需要,又便于学生自学。

内容新——本套教材中各门课程教材的主、参编人员特别注意了教材内容的更新和吸收各校教学改革的阶段性成果,以适应21世纪土木工程专业人才的培育要求。

规范新——本套教材中凡涉及土木工程规范的全部采用国家颁布的最新规范。

本套教材是新专业目录颁布实施后的第一套土木工程专业系列教材,是面向新世纪、适应新专业的一套全新的教材。能为新世纪土木工程专业的教材建设贡献微薄之力,自是我们应尽的责任和义务,我们感到十分欣慰。然而,正因其为第一套教材,尽管我们的编审者、编辑出版者夙兴夜寐、尽心竭力,不敢稍有懈怠,它仍然还会存在缺点和不足。嚶其鸣矣,求其友声,我们诚恳地希望选用本套教材的广大师生在使用过程中给我们多提意见和建议,以便我们不断修改、完善全套教材,共同为教育事业的发展作出贡献。

武汉工业大学出版社

2000.2

前 言

“土力学”与“基础工程”是土木工程专业的主干课程。随着科学技术的高速发展,国内外高层建筑、大型桥梁工程的大量兴建,土力学的理论和实践也有了很大的进步,特别是各项新的国家标准的颁布,在土工设计、计算、试验诸方面都有了新的准绳。基础工程技术高速发展,软土地基处理技术日新月异。为了能更好地满足我国教育部新颁布的专业目录及面向 21 世纪土木工程专业培养方案,特以我国原“建筑工程专业”和“交通土建专业”所需土力学和基础工程基础知识为基准,适当吸取国内外比较成熟的新理论、新工艺、新技术,并考虑到我国高等教育现状,绝大多数学校在一个长时期内仍以建筑工程为主要培养方向,而编出的以建筑工程方向为主体和中心,兼顾其它方向的“土力学与基础工程”教科书。

与本教科书相应的“土力学与基础工程”的课程学时分配(参考)如下:

学时分配参考表

章 节	学 时	其 中	
		理 论 教 学	实 践 教 学
1	1	1	
2	8	6	2
3	5	5	
4	8	6	2
5	8	6	2
6	10	10	
7	10	10	
8	10	10	
9	6	6	
10	4	4	
合 计	70	64	6

教师在教学过程中可根据不同的专业方向有所侧重地选学不同内容。

本书为普通高等学校土木工程专业新编系列教材之一,由普通高等学校土木工程专业新编系列教材编审委员会组织撰稿。由湖南大学赵明华主编,湖南大学王贻荪主审。其中第 1、6、8 章由湖南大学赵明华编写;第 2、3、4 章由湖南大学曹喜仁编写;第 5 章由武汉工业大学张季如编写;第 7 章由武汉科技大学俞晓编写;第 9 章由武汉科技大学雷学文编写;第 10 章由武汉工业大学王协群编写。全书由中国土木工程学会教育工作委员会审定。

限于编者水平,不妥之处在所难免,恳请读者批评指正。

编 者

2000 年 7 月

目 录

前言	(1)
1 绪论	(1)
1.1 土力学、地基及基础的概念	(1)
1.2 本课程的特点和学习要求	(2)
1.3 本学科发展概况	(3)
2 土的性质及工程分类	(4)
2.1 概 述	(4)
2.2 土的三相组成及土的结构	(4)
2.2.1 土的固体颗粒(固相)	(4)
2.2.2 土中水和气	(8)
2.2.3 土的结构和构造	(11)
2.3 土的物理性质指标	(12)
2.3.1 指标的定义	(12)
2.3.2 指标的换算	(14)
2.4 无粘性土的密实度	(16)
2.5 粘性土的物理特性	(17)
2.5.1 粘性土的界限含水量	(17)
2.5.2 粘性土的塑性指数和液性指数	(18)
2.5.3 粘性土的灵敏度和触变性	(18)
2.6 土的渗透性	(19)
2.6.1 土的渗透定理	(19)
2.6.2 渗流力与渗流稳定性分析	(21)
2.6.3 二维渗流及流网	(22)
2.6.4 土的毛细性质及冻胀	(23)
2.7 土的压实原理	(26)
2.7.1 击实试验	(27)
2.7.2 影响击实效果的因素	(27)
2.7.3 压实特性在现场填土中的应用	(28)
2.8 地基土(岩)的工程分类	(28)
2.8.1 岩石	(28)
2.8.2 碎石土	(29)
2.8.3 砂土	(29)
2.8.4 粉土	(29)
2.8.5 粘性土	(30)
2.8.6 人工填土	(30)
2.8.7 特殊土	(30)
2.8.8 细粒土按塑性图分类	(31)
思考题	(32)
习题	(32)
3 土中应力计算	(34)

3.1	土的自重应力	(34)
3.1.1	均质土的自重应力	(34)
3.1.2	成层土的自重应力	(35)
3.2	基底压力	(36)
3.2.1	基底压力分布	(36)
3.2.2	基底压力的简化计算	(36)
3.2.3	基底附加压力	(37)
3.3	地基附加应力	(38)
3.3.1	竖向集中力下的地基附加应力	(38)
3.3.2	分布荷载下地基附加应力	(40)
3.3.3	非均质和各向异性地基中的附加应力	(49)
3.4	有效应力原理	(51)
3.4.1	毛细水上升时土中有效自重应力的计算	(52)
3.4.2	土中水渗流时(一维渗流)有效应力计算	(52)
	思考题	(54)
	习题	(54)
4	土的变形性质及地基沉降计算	(56)
4.1	土的压缩性	(56)
4.1.1	基本概念	(56)
4.1.2	压缩试验及压缩性指标	(56)
4.1.3	土的载荷试验及变形模量	(59)
4.1.4	旁压试验及旁压模量	(62)
4.2	地基最终沉降量计算	(63)
4.2.1	分层总和法	(63)
4.2.2	《建筑地基基础设计规范》方法	(66)
4.2.3	弹性力学方法	(71)
4.3	应力历史对地基沉降的影响	(71)
4.3.1	天然土层应力历史	(71)
4.3.2	先期固结压力 p_c 的确定	(72)
4.3.3	考虑应力历史影响的地基最终沉降计算	(72)
4.4	地基变形与时间的关系	(74)
4.4.1	饱和土的渗透固结	(74)
4.4.2	太沙基一维固结理论	(75)
4.4.3	实测沉降-时间关系的经验公式	(79)
4.5	地基沉降计算有关问题综述	(79)
4.5.1	分层总和法假设的含意	(79)
4.5.2	各种分层总和法的特点及应用	(80)
4.5.3	地基沉降计算深度问题探讨	(80)
4.5.4	地基最终沉降量的组成	(81)
4.5.5	相邻荷载的影响	(82)
	思考题	(82)
	习题	(82)
5	土的抗剪强度	(84)
5.1	土的抗剪强度概述	(84)
5.1.1	库仑公式	(84)

5.1.2 莫尔-库伦强度理论	(85)
5.2 抗剪强度的测定方法	(87)
5.2.1 直接剪切试验	(87)
5.2.2 三轴压缩试验	(88)
5.2.3 无侧限抗压强度试验	(90)
5.2.4 十字板剪切试验	(91)
5.3 孔隙压力系数	(92)
5.3.1 孔隙压力系数 A 和 B	(92)
5.3.2 亨开尔孔隙压力系数	(94)
5.4 土的抗剪强度指标	(94)
5.4.1 粘性土在不同固结和排水条件下的抗剪强度指标	(94)
5.4.2 粘性土的残余强度指标	(99)
5.4.3 无粘性土的抗剪强度指标	(100)
5.4.4 抗剪强度指标的选择	(101)
5.5 应力路径	(102)
5.5.1 应力路径的基本概念	(102)
5.5.2 三轴压缩试验中的总应力路径和有效应力路径	(103)
5.5.3 土木工程中的应力路径问题简述	(104)
思考题	(105)
习题	(105)
6 土压力、地基承载力和土坡稳定	(106)
6.1 概 述	(106)
6.2 作用在挡土墙上的土压力	(107)
6.3 朗金土压力理论	(108)
6.3.1 基本概念	(108)
6.3.2 主动土压力	(108)
6.3.3 被动土压力	(109)
6.3.4 其它几种情况下的土压力计算	(110)
6.4 库仑土压力理论	(112)
6.4.1 基本假定	(112)
6.4.2 主动土压力	(112)
6.4.3 被动土压力	(114)
6.4.4 粘性土的库仑土压力理论	(114)
6.4.5 《建筑地基基础设计规范》推荐的公式	(115)
6.4.6 楔体试算法	(115)
6.4.7 土压力计算的几个应用问题	(116)
6.5 挡土墙设计	(117)
6.5.1 挡土墙类型选择	(117)
6.5.2 挡土墙的计算	(118)
6.5.3 重力式挡土墙的构造措施	(121)
6.6 加筋土挡土墙简介	(121)
6.6.1 面板	(121)
6.6.2 筋带	(122)
6.6.3 填料	(122)
6.6.4 加筋土的设计计算	(122)

6.7 地基破坏型式及地基承载力	(124)
6.7.1 地基的破坏型式	(124)
6.7.2 地基承载力	(125)
6.8 地基的极限承载力	(126)
6.8.1 普朗德尔公式	(126)
6.8.2 太沙基公式	(127)
6.8.3 汉森公式	(128)
6.8.4 地基承载力的安全度	(129)
6.9 土坡和地基的稳定分析	(130)
6.9.1 无粘性土坡的稳定性分析	(130)
6.9.2 粘性土坡的稳定性分析	(130)
6.9.3 地基的稳定性分析	(131)
思考题	(132)
习题	(133)
7 浅基础设计	(135)
7.1 概 述	(135)
7.1.1 建筑物的安全等级	(135)
7.1.2 地基基础设计的基本原则和一般步骤	(135)
7.2 浅基础的类型	(136)
7.2.1 按基础刚度分类	(136)
7.2.2 按基础构造分类	(138)
7.3 基础埋置深度的选择	(140)
7.3.1 建筑结构条件与场地环境条件	(141)
7.3.2 工程地质条件	(141)
7.3.3 水文地质条件	(141)
7.3.4 地基冻融条件	(142)
7.4 地基承载力设计值	(143)
7.4.1 按《建筑地基规范》提供的承载力表格确定	(143)
7.4.2 按土的抗剪强度指标确定	(147)
7.4.3 按载荷试验确定	(149)
7.5 基础底面尺寸的确定	(151)
7.5.1 按地基持力层的承载力计算基底尺寸	(151)
7.5.2 软弱下卧层的验算	(154)
7.6 地基变形验算	(156)
7.6.1 地基特征变形	(156)
7.6.2 地基特征变形验算	(157)
7.7 钢筋混凝土扩展基础设计	(160)
7.7.1 扩展基础的构造要求	(160)
7.7.2 扩展基础的计算	(161)
7.8 柱下钢筋混凝土条形基础设计	(168)
7.8.1 地基基础与上部结构相互作用的概念	(169)
7.8.2 柱下钢筋混凝土条形基础设计	(170)
7.8.3 筏板基础设计简介	(177)
7.8.4 箱形基础设计简介	(179)
7.9 减轻不均匀沉降损害的措施	(180)

7.9.1	建筑措施	(180)
7.9.2	结构措施	(183)
7.9.3	施工措施	(184)
	思考题	(184)
	习题	(184)
8	桩基础及其它深基础	(187)
8.1	概述	(187)
8.1.1	桩基础的适用性	(187)
8.1.2	桩基设计内容	(188)
8.1.3	桩基设计原则	(188)
8.2	桩的分类与质量检测	(189)
8.2.1	按承载性状分类	(189)
8.2.2	按施工方法分类	(190)
8.2.3	按桩的设置效应分类	(192)
8.2.4	桩的质量检验	(193)
8.3	竖向荷载下单桩的工作性能	(193)
8.3.1	桩的荷载传递	(193)
8.3.2	桩侧摩阻力和桩端阻力	(194)
8.3.3	单桩的破坏模式	(194)
8.3.4	桩侧负摩阻力	(195)
8.4	单桩竖向承载力的确定	(196)
8.4.1	按材料强度确定	(197)
8.4.2	按地基土的支承能力确定	(197)
8.4.3	动力试桩法	(203)
8.4.4	桩的抗拔承载力	(203)
8.5	桩基竖向承载力设计值	(204)
8.5.1	群桩的工作特点	(204)
8.5.2	承台下土对荷载的分担作用	(205)
8.5.3	按规范确定桩基竖向承载力设计值	(205)
8.6	桩基承载力和沉降验算	(207)
8.6.1	桩顶作用效应	(207)
8.6.2	基桩竖向承载力验算	(208)
8.6.3	桩基软弱下卧层承载力验算	(209)
8.6.4	桩基沉降验算	(209)
8.6.5	桩基负摩阻力验算	(210)
8.7	桩的水平承载力与位移	(210)
8.7.1	单桩水平静载荷试验	(210)
8.7.2	水平受荷桩的理论分析	(212)
8.7.3	单桩水平承载力设计值	(214)
8.8	桩基础设计	(215)
8.8.1	收集设计资料	(216)
8.8.2	桩型、桩长和截面尺寸选择	(216)
8.8.3	桩数及桩位布置	(217)
8.8.4	桩身截面强度计算	(218)
8.8.5	承台设计	(219)

8.9 其它深基础简介	(223)
8.9.1 墩基础	(224)
8.9.2 沉井基础	(224)
8.9.3 地下连续墙	(225)
思考题	(226)
习题	(226)
9 软弱土地基处理	(227)
9.1 概述	(227)
9.1.1 软弱土地基的特征	(227)
9.1.2 地基处理方法确定	(228)
9.2 碾压法与夯实法	(228)
9.2.1 机械碾压法	(228)
9.2.2 振动压实法	(229)
9.2.3 重锤夯实法	(229)
9.2.4 强夯法	(229)
9.3 换土垫层法	(231)
9.3.1 换土垫层法的原理	(231)
9.3.2 垫层的设计要点	(231)
9.3.3 施工要点	(232)
9.4 排水固结预压法	(233)
9.4.1 加固原理与应用条件	(233)
9.4.2 堆载预压法	(234)
9.4.3 砂井堆载预压法	(234)
9.4.4 真空预压法	(235)
9.5 挤密法和振冲法	(236)
9.5.1 砂桩	(236)
9.5.2 土桩和灰土桩(二灰桩)	(237)
9.6 高压喷射注浆法与深层搅拌法	(238)
9.6.1 高压喷射注浆法	(238)
9.6.2 深层搅拌法	(239)
9.7 土工聚合物	(240)
9.7.1 特点和适用范围	(240)
9.7.2 作用原理	(241)
9.8 托换技术	(241)
9.8.1 桩式托换	(241)
9.8.2 灌浆托换	(243)
思考题	(243)
习题	(244)
10 区域性地基	(245)
10.1 概 述	(245)
10.2 湿陷性黄土地基	(245)
10.2.1 黄土的特征和分布	(245)
10.2.2 黄土湿陷发生原因及影响因素	(246)
10.2.3 黄土地基的湿陷性评价及勘察要求	(247)
10.2.4 湿陷性黄土地基的工程措施	(249)

10.3 膨胀土地基.....	(250)
10.3.1 膨胀土的特征及对建筑物的破坏.....	(250)
10.3.2 影响膨胀土胀缩变形的主要因素.....	(251)
10.3.3 膨胀土地基勘察和评价.....	(251)
10.3.4 膨胀土地基计算和工程措施.....	(253)
10.4 山区地基和红粘土地基.....	(254)
10.4.1 土岩组合地基.....	(254)
10.4.2 岩 溶.....	(255)
10.4.3 土洞地基.....	(256)
10.4.4 红粘土地基.....	(257)
10.5 滑 坡.....	(257)
10.5.1 滑坡的特征和分类.....	(257)
10.5.2 滑坡形成的条件.....	(258)
10.5.3 滑坡推力计算.....	(259)
10.5.4 滑坡的防治.....	(260)
10.6 地震区的地基基础问题.....	(260)
10.6.1 地震的概念.....	(260)
10.6.2 地震震害及场地因素.....	(261)
10.6.3 地基基础抗震设计原则.....	(262)
思考题.....	(263)
习题.....	(264)
参考文献.....	(265)

1 绪 论

1.1 土力学、地基及基础的概念

土是矿物或岩石碎屑构成的松软集合体。由于其形成年代、生成环境及物质成分不同,工程特性亦复杂多变。例如我国沿海及内陆地区的软土,西北、华北和东北等地区的黄土,高寒地区的永冻土以及分布广泛的红粘土、膨胀土和杂填土等,其性质各不相同。因此在建筑物设计前,必须充分了解、研究建筑场地相应土(岩)层的成因、构造、地下水情况、土的工程性质、是否存在不良地质现象等,对场地的工程地质条件作出正确的评价。

土力学是利用力学的一般原理,研究土的物理、化学和力学性质及土体在荷载、水、温度等外界因素作用下工程性状的应用科学。它是力学的一个分支,是本课程的理论基础。由于土力学的研究对象是以矿物颗粒组成骨架的松散颗粒集合体,其物理、化学和力学性质与一般刚性或弹性固体以及流体等都有所不同。因此必须通过专门的土工试验技术进行探讨。

任何建筑物都建造在一定的地层(土层或岩层)上。通常把直接承受建筑物荷载影响的那一部分地层称为地基。未经人工处理就可以满足设计要求的地基称为天然地基。如果地基软弱,其承载力不能满足设计要求时,则需对地基进行加固处理(例如采用换土垫层、深层密实、排水固结、化学加固、加筋土技术等方法进行处理),称为人工地基。

基础是将建筑物承受的各种荷载传递到地基上的下部结构(图 1.1),一般应埋入地下一定的深度,进入较好的地层。根据基础的埋置深度不同可分为浅基础和深基础。通常把埋置深度不大(3~5m)、只需经过挖槽、排水等普通施工程序就可以建造起来的基础称为浅基础;反之,若浅层土质不良,须把基础埋置于深处的好地层时,就得借助于特殊的施工方法,建造各种类型的深基础(如桩基、墩基、沉井和地下连续墙等)。

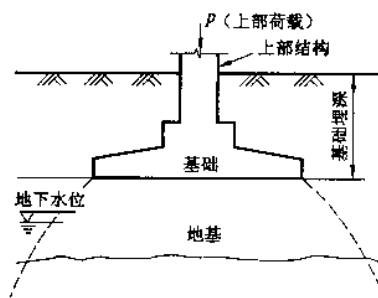


图 1.1 地基及基础示意图

地基与基础设计必须满足两个基本条件:①要求作用于地基的荷载不超过地基的承载能力,保证地基具有足够的防止整体破坏的安全储备;②控制基础沉降使之不超过地基的变形容许值,保证建筑物不因地基变形而损坏或影响其正常使用。在荷载作用下,建筑物的地基、基础和上部结构三部分彼此联系、相互制约。设计时应根据地质勘察资料,综合考虑地基—基础—上部结构的相互作用与施工条件,通过经济、技术比较,选取安全可靠、经济合理、技术先进和施工简便的地基基础方案。

地基与基础是建筑物的根本,统称为基础工程,其勘察、设计和施工质量的好坏将直接影响到建筑物的安危、经济和正常使用。由于基础工程是在地下或水下进行,施工难度大,在一般高层建筑中,其造价约占总造价的 25%,工期约占总工期的 25%~30%。当需采用深基础或人工地基时,其造价和工期所占比例更大。此外,基础工程为建筑物的隐蔽工程,一旦失事,不仅损失巨大,且补救十分困难,因此在土木工程中具有十分重要的作用。

随着我国基本建设的发展,大型、重型、高层建筑和有特殊要求的建筑物日益增多,在基础工程设计与施工方面积累了不少成功的经验。国外也有不少成功的典范,然而也有不少失败的教训。例如,1913 年建造的加拿大特朗斯康谷仓(图 1.2),由 65 个圆柱形筒仓组成,高 31m,宽 23.5m,其下为筏板基础,由于事前不了解基础下埋藏有厚达 16m 的软粘土层,建成后初次贮存谷物时,基底压力(320kPa)超过了地基极限承载力。致使谷仓西侧突然陷入土中 8.8m,东侧则抬高 1.5m,仓身整体倾斜 26°53'。这是地基发生整体滑动、建筑物丧失稳定性的典型范例。由于该谷仓整体性很强,筒仓完好无损。事后在筒仓下增设 70 多个支承于基岩上

的混凝土墩,用 388 个 50t 的千斤顶,才将筒仓纠正过来,但其标高比原来降低了 4m。

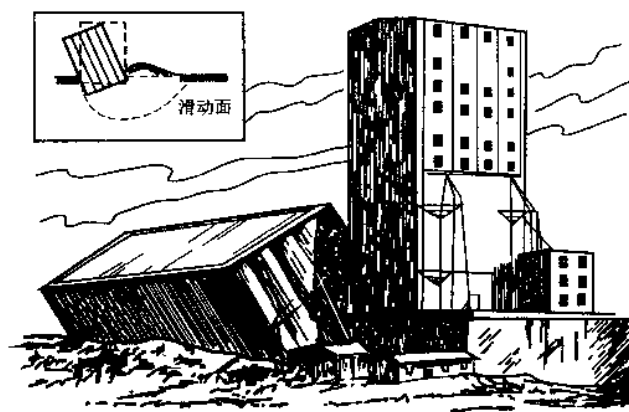


图 1.2 加拿大特朗斯康谷仓的地基破坏情况

世界著名的意大利比萨斜塔,1173 年动工,高约 55m,因地基压缩层不均、排水缓慢,北侧下沉 1m 多,南侧下沉近 3m。1932 年曾灌注 1000t 水泥,也未奏效,每年仍下沉约 1mm。目前正在处理之中。再如我国 1954 年兴建的上海工业展览馆中央大厅,因地基约有 14m 厚的淤泥质软粘土,尽管采用了 7.27m 的箱形基础,建成后当年就下沉 0.6m,目前大厅平均沉降达 1.6m。

大量事故充分表明,对基础工程必须慎重对待。只有深入了解地基情况,掌握勘察资料,经过精心设计与施工,才能使基础工程做到既经济合理,又能保证质量。

1.2 本课程的特点和学习要求

本课程包括土力学(专业基础)和基础工程(专业)两部分,是土木工程专业的一门主干课程。其涉及到工程地质学、土力学、结构设计和施工等几个学科领域,内容广泛,综合性、理论性和实践性很强。从土木工程专业的要求出发,学习时应重视工程地质学的基本知识,培养阅读和使用工程地质勘察资料的能力;牢固地掌握土的应力、变形、强度和地基计算等土力学基本原理,并能应用这些基本概念和原理,结合有关结构理论和施工知识,分析和解决地基基础问题。

全书共分为十章。第 1 章为绪论;第 2 章介绍了土的物理性质及其工程分类,是本课程的基本知识;第 3 章至第 5 章是土力学的基本理论部分,也是本课程的重点内容,主要介绍了各种情况下土中的应力分布、土的压缩特性、地基沉降计算、土的抗剪强度及极限平衡概念等,并扼要地介绍了土工试验的有关知识;第六章主要介绍了土压力、挡土墙的设计计算方法及土坡的稳定性分析;第 7 章至第 10 章属于基础工程内容,系运用土力学理论解决工程设计中的地基与基础问题,其主要包括浅基础、深基础、特殊土地基和地震区地基基础的设计计算,以及软弱土地基的处理方法等内容。

在本课程的学习中,必须自始至终抓住土的变形、强度和稳定性问题这一重要线索,并特别注意认识土的多样性和易变性等特点。此外,还必须掌握有关的土工试验技术及地基勘察知识,对建筑场地的工程地质条件作出正确的评价,才能运用土力学的基本知识去正确解决基础工程中的疑难问题。

本课程与材料力学、结构力学、弹性理论、建筑材料、建筑结构及工程地质等有着密切的关系,本书在涉及到这些学科的有关内容时仅引述其结论,要求理解其意义及应用条件,而不把注意力放在公式的推导上。此外,基础工程几乎找不到完全相同的实例,在处理基础工程问题时,必须运用本课程的基本原理,深入调查研究,针对不同情况进行具体分析。因此,在学习时必须注意理论联系实际,才能提高分析问题和解决问题的能力。

1.3 本学科发展概况

土力学与基础工程既是一门古老的工程技术,又是一门新型的应用科学。由于生产的发展和生活中的需要,人类很早就已创造了自己的地基基础工艺。远如我国都江堰水利工程、举世闻名的万里长城、隋朝南北大运河、黄河大堤、赵州石拱桥以及许许多多遍及全国各地的宏伟壮丽的宫殿寺院、巍然挺立的高塔等等,都是由于奠基牢固,即使经历了无数次强震、强风而安然无恙。又如秦代在修筑驰道时采用的“隐以金椎”(《汉书》)的路基压实方法,以及至今仍采用的灰土垫层、石灰桩、瓦渣垫层和水撼砂垫层等,都是我国自古已有的传统地基处理方法。再如北宋初著名木工喻皓(公元989年)在建造开封开宝寺木塔时,考虑到当地多西北风,将建于饱和土上的塔身稍向西北倾斜,以在风力长期断续作用下渐趋复正,以解决建筑物地基的沉降问题。我国木桩基础的使用更是源远流长。如河姆渡文化遗址中发现的7000年前钱塘江南岸沼泽地带木构建筑下的木桩为世所罕见,公元前532年在今山西汾水上建成的三十墩柱木柱梁桥(《水经注》)、以及秦代所建渭桥(公元前221~公元206年,《三辅黄图》)等也都为木桩基础,再如郑州隋朝超化寺打入淤泥的塔基本桩(《法苑珠林》)、杭州湾五代大海塘工程木桩等都是我国古代桩基础技术应用的典范,雄辩地证明了我国古代劳动人民在工程实践中积累了丰富的土力学与基础工程的知识。只是由于当时生产力发展水平的限制,还未能提炼成为系统的科学理论。直到18世纪中叶,人们对土在工程建设方面的特性,尚停留在感性认识阶段。

18世纪工业革命以后,大规模的城市建设和水利、铁路的兴建面临着许多与土有关的问题,从而促进了土力学理论的产生和发展。1773年,法国的库仑(Coulomb)根据试验创立了著名的砂土抗剪强度公式,提出了计算挡土墙土压力的滑楔理论。1857年,英国的朗金(Rankine)又从另一途径提出了挡土墙土压力理论,这对后来土体强度理论的发展起了很大的促进作用。此外,法国布辛奈斯克(Boussinesq, 1885)求得了在弹性半空间表面作用竖向集中力的应力和变形的理论解答;瑞典费兰纽斯(Fellenius, 1922)为解决铁路坍方提出了土坡稳定分析法。这些古典的理论和方法,至今仍不失其理论和实用价值。

通过许多研究者的不懈努力、经验积累,到1925年,美国太沙基(Terzaghi)在归纳发展以往成就的基础上,发表了第一本《土力学》(Erdbaumechanik)专著,1929年又与其它作者一起发表了《工程地质学》(Ingenieurgeologie)。从此土力学与基础工程就作为独立的学科而取得不断的进展。从1936年至1997年,共召开了14届国际土力学与基础工程学术会议。许多国家和地区也都开展了类似的活动,交流和总结本学科新的研究成果和实践经验,并定期出版土力学与基础工程的杂志刊物,这些对本学科的发展都起到了推动作用。

新中国的成立,为解放我国生产力和促进我国科学技术的发展开辟了一条广阔的道路,也使土力学与基础工程学科得到了迅速的发展。解放后,我国在建筑工程中成功地处理了许多大型和复杂的基础工程。例如,利用电化学加固处理的中国历史博物馆地基,解决了施工期短、质量要求高的困难;特别是在万里长江上建成的十多座长江大桥(武汉、南京长江大桥等)及其它巨大工程中,采用管柱基础、气筒浮运沉井基础等,成功地解决了水深流急、地质复杂的基础工程问题;再如上海钢铁总厂以及全国许许多多高层建筑的建成,都为土力学与基础工程的理论和实践积累了丰富的经验。我国自1958年以来,先后召开了多届全国土力学与基础工程会议,并建立了许多地基基础研究机构、施工队伍和土工试验室,培养了大批地基基础专业人才。不少学者对土力学与基础工程的理论和实践作出了重大贡献,受到了国际岩土界的重视。

近年来,我国在工程地质勘察、室内及现场土工试验、地基处理、新设备、新材料、新工艺的研究和应用方面,取得了很大的进展。在地基处理方面,振动碾压、振动水冲、深层搅拌、高压旋喷、粉体喷射、真空预压、强夯以及各种土工聚合物和托换技术等在建、水利、桥隧、道路、港口、海洋等有关工程中得到了广泛应用,并取得了较好的经济技术效果。随着电子技术及各种数值计算方法对各学科的逐步渗透,土力学与基础工程的各个领域都发生了深刻的变化,许多复杂的工程问题相应得到了解决,试验技术也日益提高。在大量理论研究与实践经验积累的基础上,有关基础工程的各种设计与施工规范或规程等也相应问世或日臻完善。这些为我国基础工程设计与施工做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量提供了充分的理论与实践依据。我们相信,随着我国社会主义建设的向前发展,对基础工程要求的日益提高,我国土力学与基础工程学科也必将得到新的更大的发展。

2 土的性质及工程分类

本章提要

土的性质包括它的物理性质、力学性质、工程性质等。

土是由颗粒(固相)、水(液相)和气(气相)所组成的三相分散系。土中颗粒的大小、成分及三相之间的比例关系,反映出土的不同物理性质。如干湿、轻重、松密及软硬等。土的这些物理性质又与力学性质(强度、压缩性、渗透性等)有着密切的联系。如土湿软松散则强度低,压缩性大;土颗粒大则渗透性好;土粒大小不均匀(级配好),则在动荷载作用下,易于压实等。

在进行土力学计算及处理地基基础问题时,不仅要知道土的物理性质特征及其变化规律,了解各类土的特性,还必须熟练掌握反映土三相组成比例和状态的各指标的定义、试验或计算方法,以及按土的有关特征和指标确定地基土的分类方法。

因此,本章必须牢固掌握土的物理性质指标的定义、有关指标的换算、试验和应用,熟练使用地基土的分类方法,了解工程中常用到的渗透定理、压实原理及流砂现象。

2.1 概 述

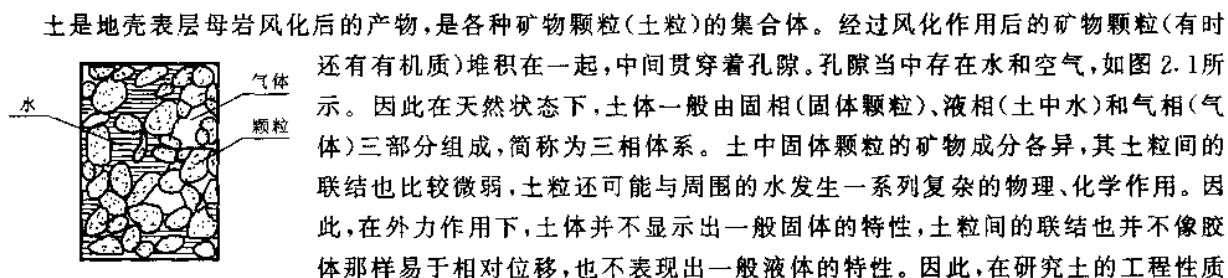


图 2.1 土的三相组成示意图

土是地壳表层母岩风化后的产物,是各种矿物颗粒(土粒)的集合体。经过风化作用后的矿物颗粒(有时还有有机质)堆积在一起,中间贯穿着孔隙。孔隙当中存在水和空气,如图 2.1 所示。因此在天然状态下,土体一般由固相(固体颗粒)、液相(土中水)和气相(气体)三部分组成,简称为三相体系。土中固体颗粒的矿物成分各异,其土粒间的联结也比较微弱,土粒还可能与周围的水发生一系列复杂的物理、化学作用。因此,在外力作用下,土体并不显示出一般固体的特性,土粒间的联结也并不像胶体那样易于相对位移,也不表现出一般液体的特性。因此,在研究土的工程性质

时,既有别于固体力学,也有别于流体力学。

在古典土力学中,研究土的各种工程性质时,首先注意到土粒的物理特性(例如土粒的大小、形状等)、土的物理状态以及土的三相比例关系。而在近代土力学中,还注意到土的三相在空间的分布、排列以及土粒间的联结对土的性质的重要影响。

2.2 土的三相组成及土的结构

2.2.1 土的固体颗粒(固相)

土中的固体颗粒构成土的骨架,其大小和形状、矿物成分及其组成情况是决定土物理力学性质的重要因素。

2.2.1.1 土的矿物成分

土的矿物成分主要取决于母岩的成分及其所经受的风化作用。不同的矿物成分对土的性质有着不同的影响,其中细粒土的矿物成分尤为重要。

土的固体颗粒物质分为无机矿物颗粒和有机质。矿物颗粒的成分有两大类:(1)原生矿物。即岩浆在冷凝过程中形成的矿物,如石英、长石、云母等。由它们构成的粗粒土,例如漂石、卵石、圆砾等,都是岩石的碎屑,其矿物成分与母岩相同。由于其颗粒大,比表面积小(单位体积内颗粒的总表面积),与水的作用能力弱,故工程性质比较稳定。若级配好,则土的密度大,强度高,压缩性低。(2)次生矿物。系原生矿物经化学风化作用后而形成新的矿物。它们颗粒细小,呈片状,是粘性土固相的主要成分。由于其粒径非常小(小于 $2\mu\text{m}$),具有很大的比表面积,与水的作用能力很强,能发生一系列复杂的物理、化学变化。例如一个棱边为 1cm 的立方体,其体积为 1cm^3 ,总表面积只有 6cm^2 ,而相同体积的粘土颗粒其总表面积却可达 $6\times 10^4\text{cm}^2$,比表面积可达 $6\times 10^4\text{cm}^{-1}$ 。由此可见,由于土粒大小不同而造成比表面积数值上的巨大变化,必然导致土的性质突变,这种结果是可以想象到的。另外,对土的工程性质影响较大的,还有土粒间各种相互作用力的影响,而粒间的相互作用力又与矿物颗粒本身的结晶结构特征有关,也就是说,与组成矿物的原子和分子的排列有关,与原子分子间的键力有关。

与本课程相关键力主要有化学键、分子键和氢键三种。

(1)化学键(主键或高能键)。其包括离子键、共价键和金属键三种。离子键是一种化学联结。它是阳离子与阴离子间的静电引力所形成的键力;共价键是两个原子以共有的外层电子构成联结。如,当两个氯原子最外层都缺少一个电子时,它们以共价键的形式构成氯气分子;金属键是由金属的自由电子与金属原子及离子组成的结晶格架之间的相互作用构成。主键的影响范围较大,但能量很大(相当于 $8.4\sim 84\text{kJ/mol}$),故称为高能键。

(2)分子间键(次键或低能键),也称范德华(Van der Waals)键。它的影响范围大(约为 $0.3\sim 10^2\text{nm}$),能量较低(约为 $2.1\sim 21\text{kJ/mol}$)。该键力的出现与定向作用、诱导作用及分散作用有关。由中性(正负电荷相等)分子的正、负电荷分布不对称形成极性分子,在极性分子间相反电荷的偶极端相互接近时的相互吸引力,即为定向作用的范德华键力。一个极性分子激发邻近极性分子,使非极性分子产生诱导偶极。在诱导偶极分子间的相互吸引力,称为诱导作用下的范德华键力。另外,分子的电子层是不断转动的,在转动的每一瞬间有瞬间偶极。分子间由瞬间偶极产生的相互吸引力,称为分散作用的范德华键力。

(3)氢键。氢原子失去一个电子,即形成一裸露的原子核,当它与其它带有负电荷的原子相互吸引时,即构成特殊的氢键。如 H_2O 水分子间,氢键就是一个重要的键力组成部分。氢键的影响范围约为 $0.2\sim 0.3\text{nm}$,键能达 $21\sim 42\text{kJ/mol}$ 。所以氢键是介于主键与次键之间的一种键力。

下面以三种主要粘土矿物为例,介绍其结构特征和基本的工程特性。

粘土矿物基本上是由两种原子层(称为晶片)构成的。一种是硅氧晶片,它的基本单元是由一个硅离子与四个氧离子配位组成(见图2.2),称为硅氧四面体;另一种是铝氢氧晶片,它的基本单元是由六个氧或氢氧离子以相等的距离排列而成,铝离子居中(见图2.2),称为铝氢氧八面体。四面体与八面体的不同组合堆叠重复,形成了具有不同性质的各种粘土矿物。其中主要有蒙脱石、伊利石和高岭石三类。

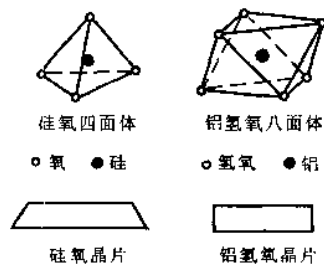


图 2.2 粘土矿物的晶片示意图

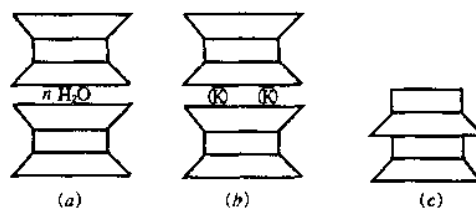


图 2.3 粘土矿物构造单元示意图

(a)蒙脱石;(b)伊利石;(c)高岭石

(1)蒙脱石。它的结构示意图如图2.3(a)所示,可见其结构单元(晶胞)是由两层硅氧晶片之间夹一层铝

氢氧晶片所组成的。由于晶胞的两个面都是氧原子,其间没有氢键,因此联结很弱,水分子可以进入晶胞之间,从而改变晶胞之间的距离,甚至达到完全分散到单晶胞为止。因此,当土中蒙脱石含量较大时,则该土具有较大的吸水膨胀和脱水收缩的特性。

(2)伊利石。它的结构示意图见图 2.3(b)所示,与蒙脱石一样,同属 2:1 型结构单位层,所不同的是硅氧四面体中的 Si^{4+} 可以被 Al^{3+} 、 Fe^{3+} 所取代,因而在相邻晶胞间将出现若干一价正离子(K^{+})以补偿晶胞中正电荷的不足。所以伊利石的结晶结构没有蒙脱石那样活动,其膨胀性和收缩性也较蒙脱石小。

(3)高岭石。结构示意图如图 2.3(c)所示,它是由一层硅氧晶片和一层铝氢氧晶片组成的晶胞。高岭石的矿物就是由若干重叠的晶胞构成的。这种晶胞一面露出氢氧基,另一面则露出氧原子。晶胞之间的联结是氧原子与氢氧基之间的氢键,它具有较强的联结力,因此晶胞之间的距离不易改变。水分子不能进入,因此它的亲水性比伊利石还小。

可见,土的矿物结晶结构的差异。从本质上决定了它的工程性质。

除粘土矿物外,粘粒组中还包括有氢氧化物和腐殖质等胶态特质。如含水氧化铁,它在土层中分布很广,是地壳表层的含铁矿物质分解的最后产物,使土呈现红色或褐色。土中胶态腐殖质的颗粒更小,能吸附大量水分子(亲水性强)。由于土中胶态腐殖质的存在,使土具有高塑性、膨胀性和粘性,这对工程建设是不利的。

2.2.1.2 土粒粒组

天然土体土粒大小变化悬殊很大,大的有几十厘米,小的只有千分之几毫米;形状也不一样,有块状、粒状、片状等。这与土的矿物成分有关,也与土粒所经历的风化、搬运过程有关。

土粒的大小称为粒度。在工程中,粒度不同、矿物成分不同,土的工程性质也就不同。例如颗粒粗大的卵石、砾石和砂,大多数为浑圆和棱角状的石英颗粒,具有较大的透水性而无粘性;颗粒细小的粘粒,则属针状或片状的粘土矿物,具有粘滞性而透水性低。因此工程上常把大小、性质相近的土粒合并为一组,称为粒组。而划分粒组的分界尺寸称为界限粒径。对于粒组的划分方法,目前并不统一。表 2.1 为一种常用的土粒粒组的划分方法。按照界限粒径的大小,将土粒划分为六个粒组:漂石(块石)、卵石(碎石)、砾粒、砂粒、粉粒和粘粒。

土粒粒组的划分 表 2.1

粒组名称	粒径范围(mm)	一般特性
漂石或块石颗粒	>200	透水性大,无粘性,无毛细水
卵石或碎石颗粒	200~20	透水性大,无粘性,无毛细水
圆砾或角砾颗粒	20~2	透水性大,无粘性,毛细水上升高度不超过粒径大小
砂 粒	2~0.075	易透水,当混入云母等杂物时透水性减小,而压缩性增加;无粘性,遇水不膨胀,干燥时松散;毛细水上升高度不大,随粒径变小而增大
粉 粒	0.075~0.005	透水性小;湿时稍有粘性,遇水不膨胀,干时稍有收缩;毛细水上升高度较大较快,极易出现冻胀现象
粘 粒	<0.005	透水性很小;湿时有粘性,可塑性,遇水膨胀大,干时收缩显著;毛细水上升高度大,且速度较慢

2.2.1.3 土的颗粒级配

在自然界很难遇到单一粒组所组成的土,绝大多数都是由几种粒组混合组成。因此,为了说明天然土颗粒的组成情况,不仅要了解土颗粒的粗细,而且要了解各种颗粒所占的比例。土中所含各粒组的相对含量,以土粒总重的百分数表示,称为土的颗粒级配。表 2.2 列举了三种土的颗粒级配。为了直观起见,通常以图 2.4 的颗粒级配曲线表示。曲线的纵坐标表示小于某土粒的累计重量百分比,横坐标则是用对数值表示的土的粒径。这样就可以把粒径相差上千倍的粗、细粒含量都表示出来,尤其能把占总重量小,但对土的性质可能有重要影响的微小土粒部分清楚地表达出来。

从曲线的形态上,可评定土颗粒大小的均匀程度。如曲线平缓表示粒径大小相差悬殊,颗粒不均匀,级配良好(如图 2.4 曲线 B);反之,则颗粒均匀,级配不良(图 2.4 曲线 A、C)。为了定量说明问题,工程中常用不均匀系数 C_u 和曲率系数 C_c 来反映土颗粒级配的不均匀程度。

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (2.1)$$

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \times d_{60}} \quad (2.2)$$

式中 d_{60} ——小于某粒径的土粒重量占土总重 60% 的粒径,称限定粒径;
 d_{10} ——小于某粒径的土粒重量占土总重 10% 的粒径,称有效粒径;
 d_{30} ——小于某粒径的土粒重量占土总重 30% 的粒径。

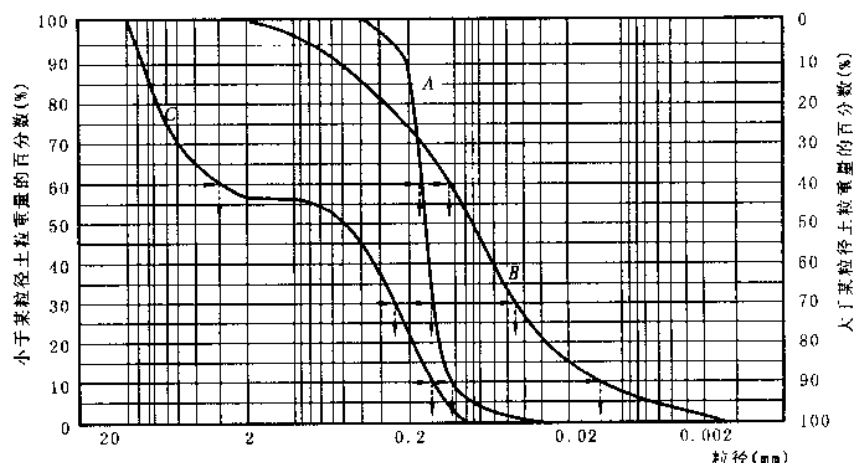


图 2.4 土的颗粒级配曲线

土的粒度成分

表 2.2

土粒组成(%) 土样编号	粒径 (mm)	10~2	2~0.05	0.05~0.005	<0.005	d_{60}	d_{10}	d_{30}	C_u	C_c
A	0	0	99	1	0	0.65	0.11	0.15	1.5	1.24
B	0	0	66	30	4	0.115	0.012	0.044	9.6	1.40
C	44	56	0	0	0	3.00	0.15	0.25	20	0.14

工程上对土的级配是否良好可按如下规定判断:

①级配良好的土,大多数颗粒级配曲线主段呈光滑凹面向上的形式,坡度较缓,土粒大小连续,曲线平顺且粒径之间有一定的变化规律,能同时满足 $C_u > 5$ 及 $C_c = 1 \sim 3$ 的条件,如图 2.4 中 B 线所示。

②级配不良的土,土粒大小比较均匀,其颗粒级配曲线坡度较陡;或者土粒大小虽然较不均匀,但也不连续,其颗粒级配曲线呈阶梯状(有缺粒段)。它们不能同时满足 $C_u > 5$ 及 $C_c = 1 \sim 3$ 两个条件,如图 2.4 中 A、C 线所示。工程中用级配良好的土作为填土用料时,比较容易获得较大的密实度。

2.2.1.4 颗粒分析试验

确定土中各个粒组相对含量的方法称为土的颗粒分析试验。对于粒径大于 0.075mm 的粗粒土,可用筛分法。对于粒径小于 0.075mm 的细粒土,则可用沉降分析法。通常需上述两种方法联合使用。

(1)筛分法。用一套标准筛子(如孔径 60、40、20、10、5、2、1、0.5、0.25、0.1、0.075mm),将风干且分散了的有代表性的试样倒入标准筛内摇振,然后分别称出留在各筛子上的土重,并计算出各粒组的相对含量,即得土的颗粒级配。

(2)沉降分析法,可用密度计法(也称比重计法)和移液管法(也称吸管法)测定。该两法的基础都是 Stokes(司笃克斯)定律,Stokes 定律表明

$$v = \frac{2}{9} r^2 \left(\frac{\gamma_s - \gamma_f}{\eta} \right) \quad (2.3)$$

式中 v ——球形颗粒在液体中的稳定沉降速度(m/s);

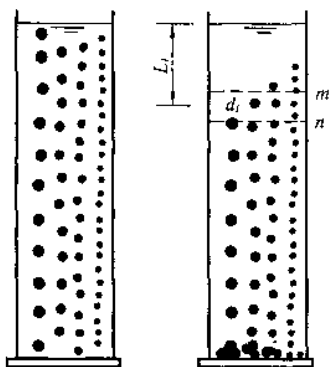


图 2.5 土粒在悬浮液中的沉降

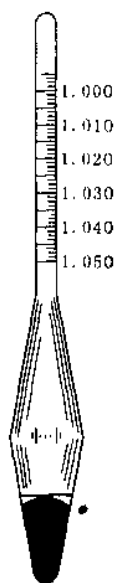


图 2.6 乙种比重计

r ——球形颗粒的半径(m);

γ_s ——球形颗粒的容重(重度)(N/m^3);

γ_l ——液体的容重(N/m^3);

η ——液体的粘滞度($\text{Pa} \cdot \text{s}$)。

若将球体颗粒改为直径 d 表示,且近似地取 $\gamma_w = 9.81 \times 10^3 \text{N}/\text{m}^3$; (水溶液), $\eta = 0.00114 \text{Pa} \cdot \text{s}$ (对于 15°C 的水溶液), $\gamma_s = 26 \times 10^3 \text{N}/\text{m}^3$ 。则:

$$d = 1.126 \sqrt{v} \quad (2.4)$$

式(2.4)表明粒径与沉降速度的平方根成正比。实际上土粒并不是圆球形颗粒,因此用 Stokes 公式求得的颗粒并不是实际土粒的尺寸,而是与实际土粒有相同沉降速度的理想球体的直径,称为水力直径。

具体的试验过程是:将过筛了的风干试样盛入量筒,注入蒸馏水搅拌均匀制成一定体积的均匀浓度的悬浮液,如图 2.5 所示。停止搅拌静置一段时间 t 后,根据式(2.4),在液面以下深度 L_i 以上的溶液中就不会有大于 d_i 的颗粒(见图 2.5),而且在 L_i 处采取的溶液中含有小于 d_i 的颗粒浓度与它们在试验开始时的浓度一样。其效果如同土样在孔径为 d_i 的筛子里一样。这样,任一时刻在任一 L_i 处悬浮液中剩下来的颗粒的浓度可用比重计法或移液管法测定。

比重计的外形如图 2.6,它的读数既表示浮泡中心处的悬浮液密度 γ_i ,又表示从悬浮液表面到浮泡中心处的沉降距离 L_i 。速度 $v_i = L_i/t_i$; $d_i = 1.126 \sqrt{L_i/t_i}$ 。因此,只要把悬浮液搅拌均匀后,隔不同的时间 t_i ,测读比重计读数 γ_i ,就能求出相应于不同时间 t_i 的一系列 d_i 和值 P_i (P_i 为悬浮液中 $\leq d_i$ 土粒重量占土粒总重的百分比)。关于具体的试验操作及计算,将在试验课中进行。

2.2.2 土中水和气

2.2.2.1 土中水的存在形态

土中水按存在形态分有液态水、固态水和气态水。固态水又称矿物内部结晶水或内部结合水,是指存在于土粒矿物的晶体格架内部或是参与矿物构造的水。根据其对土的工程性质的影响,可把矿物内部结合水当作土体矿物颗粒的一部分,这种水只有在比较高的温度下($80 \sim 680^\circ\text{C}$),才能化为气态水而与颗粒分离。气态水是土中气的一部分。

土中液态水分结合水和自由水两大类。结合水是指受电子吸引力作用吸附于土粒表面的土中水。这种电子吸引力高达几千到几万个大气压,使水分子和土粒表面牢固地粘结在一起。它又可细分为强结合水和弱结合水两种(见图 2.8),强结合水紧靠土粒表面,其性质接近于固体,密度约为 $1.2 \sim 2.4 \text{g}/\text{cm}^3$,冰点为 -78°C ,不能传递静水压力,具有极大的粘滞度、弹性和抗剪强度。粘土只含强结合水时,呈固体状态,磨碎后成粉末状态;砂土的强结合水很少,仅含强结合水时呈散粒状。在强结合水外围的结合水膜称为弱结合水。它仍然不能传递静水压力,但水膜较厚的弱结合水会向邻近较薄的水膜缓慢移动。因而含有较多弱结合水的粘性土具有可塑性。自由水是存在于土粒表面电场影响范围以外的土中水。它的性质与普通水一样,能够传递静水压力,冰点为 0°C ,有溶解盐类的能力。自由水按所受作用力的不同,又可分为重力水和毛细水两种。重力水是存在于地下水位以下的透水土层中的地下水。当存在水头差时,它将产生流动,对土颗粒有浮力作用。毛细水是受到水与空气交界面处表面张力的作用、存在于地下水位以上的透水层中自由水。

土中水并非处于静止不变的状态,而是运动着的。土中水的运动原因很多,同时给工程带来很多问题。工程实践中的流砂、管涌、冻胀、渗透固结、渗流时的边坡稳定等问题,都与土中水的运动有关,具体详见本书有关章节。

2.2.2.2 粘土颗粒与水的相互作用

粘土颗粒与水的相互作用对粘性土的性质有很大的影响。下面简介一些基本概念。

(1) 粘土颗粒表面的带电现象

列依斯(Ruess)早于1807年通过实验证明粘土颗粒是带电的。其实验时将两根带有电极的玻璃管插入一块潮湿的粘土块内。在玻璃管中撒一些洗净的砂,再加水至相同的高度,接通直流电后发现:在阳极管中,水自下而上地混浊起来,说明粘土颗粒在向阳极移动,与此同时,管中水位却逐渐下降;在阴极管中,水仍是极其清澈的,但水位在逐渐升高(图2.7)。如在一块潮湿粘土块上直接插入两个直流电极,通电后会发现阳极周围的土逐渐变干,而阴极周围的土则逐渐变湿。也就是说粘土颗粒带有负电荷。我们把固体颗粒在直流电作用下向某一电极移动的现象称为电泳;而水分子向相反电极移动的现象称为电渗。工程中的电渗排水法,就是利用了粘土颗粒表面的带电现象。

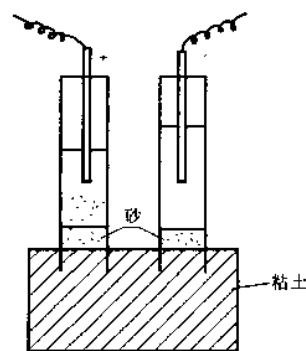


图 2.7 粘土颗粒表面的带电现象

(2) 双电层与扩散层概念

带有负电荷的土粒(矿物颗粒)与水相互作用时,在它的周围产生了一个电场,在土粒电场范围内的水分子和水溶液中的阳离子(如 Na^+ 、 Ca^{2+} 、 Al^{3+} 等)一起吸附在土粒表面。因为水分子是极性分子(氢原子端显正电荷,氧原子端显负电荷),它被土粒表面电荷或水溶液中的离子电荷的吸引而定向排列(图2.8)。

土粒周围水溶液中的阳离子,一方面受到土粒所形成电场的静电引力作用,另一方面又受到布朗运动(热运动)的扩散力作用。在最靠近土粒表面处,静电引力最强,把水化离子和极性水分子牢固地吸附在颗粒表面上形成固定层。在固定层外围,静电引力比较小,因此水化离子和极性水分子的活动性比在固定层中大些,形成扩散层。固定层和扩散层中所含的阳离子(反离子)与土粒表面负电荷一起即构成双电层。

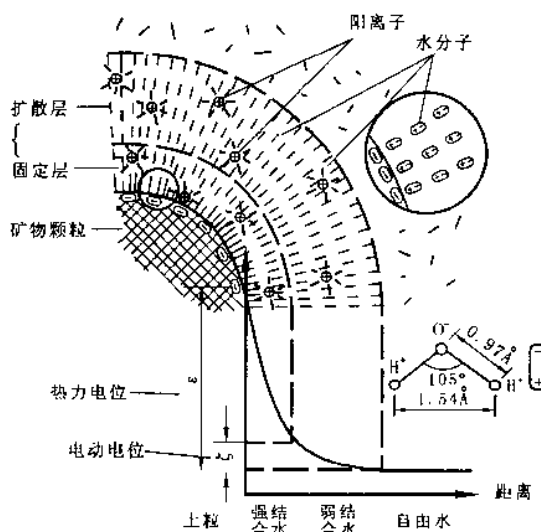


图 2.8 结合水分子定向排列及其所受电分子力变化的简图

图2.8中,在土粒与水溶液分界面上产生的最大电位称为热力电位(ϵ 电位)。它决定于土粒和水溶液的成分以及相互作用时的环境。在固定层与扩散层的分界面上的电位称为电动电位(ζ 电位), ζ 电位比 ϵ 电位小得多,当 ϵ 电位为一定数值时, ζ 电位愈大,说明扩散层水膜的厚度愈大。扩散层水膜的厚度对粘性土的特性影响很大。

(3) 影响扩散层厚度因素

在图2.8中,电位的变化规律可近似地表示为

$$\psi = \psi_0 \exp(-Kx) \quad (2.5)$$

式中 ψ ——扩散层中离土粒表面距离为 x 处的电位;

ψ_0 ——土粒表面的电位(即 ϵ 电位)。

$$K = \left(\frac{8\pi n_0}{DkT} \right)^{1/2} \cdot e\nu \quad (2.6)$$

式中 n_0 ——距土粒表面较远水溶液的离子正常浓度(以离子数/ cm^3 计);

D ——为介电常数;

k ——Boitzmann 常数($=1.38 \times 10^{-23} \text{J/K}$);

T ——温度(以 K 计);

e ——单位电子电荷($=16.0 \times 10^{-20} \text{G}$);

ν ——离子价。

可见,电位随离土粒表面的距离的增加以指数衰减。在这种情况下,可以证明,扩散层的电荷重心位于离土粒的距离 $x=1/K$ 处,因而常把 $1/K$ 视作为双电层的厚度,即:

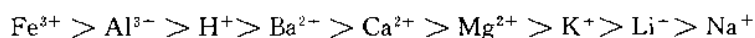
$$\frac{1}{K} = \frac{1}{e\nu} \left(\frac{DkT}{8\pi n_0} \right)^{1/2}$$

或

$$\frac{1}{K} \propto \frac{1}{\nu} \left(\frac{DT}{n_0} \right)^{1/2} \quad (2.7)$$

由此可见,当土粒表面电荷或 ϵ 电位一定时,扩散层的厚度与离子价 ν 成反比,与水溶液中的离子浓度 n_0 的平方根成反比,与介电常数 D 和温度 T 的乘积的平方根成正比。当温度升高时,介电常数降低, D 与 T 的乘积变化不大,故可以认为温度对扩散层厚度的影响不大。故影响扩散层厚度的主要因素有:离子价和离子浓度。水溶液中的反离子(阳离子)的离子价愈高,它与土粒之间的静电引力愈强,则扩散层厚度愈薄,而 ζ 电位愈低。在实践中可以利用这个原理来改良土质。例如用三价及二价离子(如 Fe^{3+} 、 Al^{3+} 、 Ca^{2+} 、 Mg^{2+})处理粘土,使得它的扩散层变薄,从而增加土的水稳性,减少膨胀性,提高土的强度;有时,可用一价离子的盐溶液处理粘土,使扩散层增厚,而大大降低土的透水性等。

下面是扩散层中阳离子与水溶液中的其它阳离子发生离子交换的顺序:



可见,一般高价离子的交换能力大于低价离子,同价离子中离子半径大的交换能力大于离子半径小的。

离子浓度(包括离子价变化)的影响也可以从表 2.3 中看到:

表面电荷一定时扩散层厚度的变化

表 2.3

离子浓度(mol/m ³)	双电层扩散层厚度(10 ⁻¹⁰ m)	
	一价离子	二价离子
1	1000	500
1000	100	50
100000	10	5

(4) 粘土颗粒间的相互作用力

土水悬浮液中当两粘土颗粒由于布朗运动而相互趋近时,在土粒之间既有吸引力也有排斥力。土粒间的吸引力主要来源于范德华力。一个原子对之间的范德华吸引力一般是不大的,而且随着原子对距离的增加而迅速衰减。而对于含有大量原子的土粒来说,土粒间许多原子间吸引力的总和,不仅能产生较大的吸引力,而且随距离增加的衰减也慢些。对 2:1 型层状土,两晶片间的范德华吸引能 V_A 有理论公式计算。

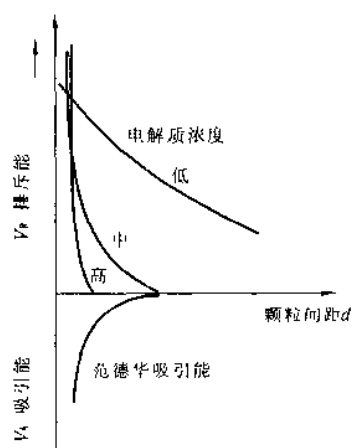


图 2.9 排斥势能曲线

土粒间的排斥力,可以按土粒间中央处结合水的离子浓度与离土粒表面很远处正常水溶液的离子浓度之差计算而得。由于粒间中央处离子浓度高于水溶液正常离子浓度,出现渗透压力,即水分子向粒间渗透,使土粒互相排斥。这种排斥力的存在,使得要把分离很远的土粒互相趋近到指定的间距,需要作一定的功,这个功即排斥能(或排斥电势) V_R 。作排斥能 V_R 随离土粒表面距离 d 的变化曲线,可得“排斥势能曲线”。 V_R 大致随着 d 的增加而呈指数下降(见图 2.9)。当电解质浓度由低变高时,由于双电层扩散层厚度被压缩,排斥作用的范围也大大缩减。

排斥力和吸引力是同时并存的,两者叠加情况如图 2.10 所示。图中,以吸引能 V_A 为负号,排斥能 V_R 为正号, V_A 和 V_R 相加后,即得粒间相互作用的净势能曲线。水溶液浓度不同时,亦影响粒间相互作用的净势能曲线。

当排斥能占优势时,土粒间凝聚受阻,土悬浮液则处于分散的稳定状态,我们称为胶溶状态。当吸引能占优势时[见图 2.10(c)],水溶液电解质浓度高,除极短距离出现排斥

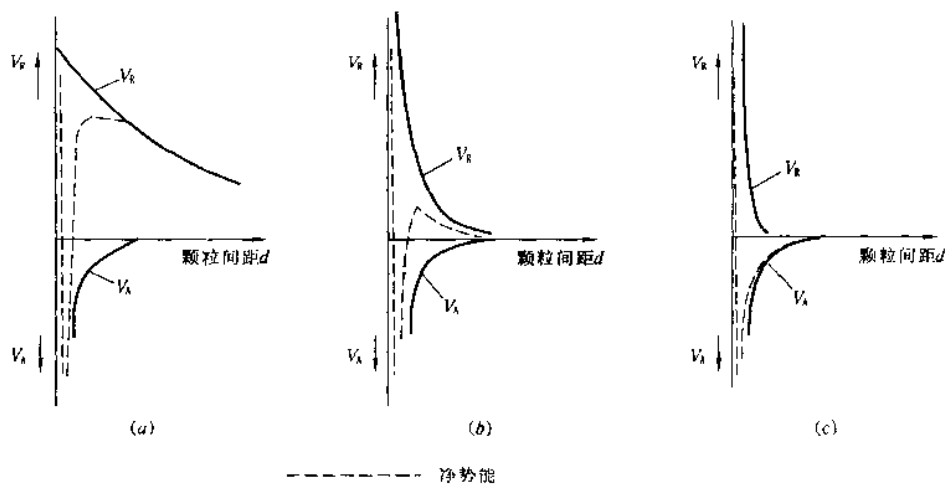


图 2-10 粒间相互作用的净势能曲线

(a)低电解质浓度;(b)中等电解质浓度;(c)高电解质浓度

能外,在其它距离都不出现排斥能,则土粒在悬浮液中以很快的速度发生凝聚,从悬浮液中沉淀下来,我们称为胶凝状态。

这两种状态能否出现,主要受双电层扩散层的厚度支配,也即主要受水溶液中与土粒表面电荷符号相反的反离子的离子价和浓度支配。而双电层扩散层中的反离子是可交换的离子。离子交换会改变双电层扩散层的厚度,从而改变土粒间的相互作用力。这些概念在施工过程中常常遇到,掌握了就能解决一些工程实际问题。

2.2.2.3 土中气

土中的气体存在于孔隙中未被水所占据的部位。在粗颗粒的沉积物中常见到与大气相连通的空气,它对土的工程性质影响不大。在细颗粒中则存在与大气隔绝的封闭气泡,在受到外力作用时,随着压力的增大,这种气泡可能压缩或溶解于水中;压力减少时,气泡会恢复原状或重新游离出来。使土在外力作用下的弹性变形增加,透水性降低,可见,封闭气体对土的工程性质影响较大。

土中气体的成分与大气成分比较,主要的区别在于 CO_2 、 O_2 及 N_2 的含量不同。一般土中气体中含有更多的 CO_2 ,较少的 O_2 ,较多的 N_2 。土中气体与大气的交换愈困难,两者的差别就愈大。

含气体的土称为非饱和土,非饱和土的工程性质研究已形成土力学的一个新的分支。

2.2.3 土的结构和构造

土的结构是指土的物质组成(主要指土粒,也包括孔隙)的空间相互排列以及土粒的联结特征的综合。它对土的物理力学性质有重要的影响。

土的结构,按其颗粒的排列及联结,一般分为单粒结构、蜂窝结构及絮凝结构三种基本类型。

单粒结构是由粗大土粒在水或空气中下沉面形成的。全部由砂粒及硬粗土粒组成的土都具有单粒结构。因其颗粒较大,土粒间的分子吸引力相对很小,所以颗粒间几乎没有联结,至于未充满孔隙的水分只可能使其具有微弱的毛细水联结。单粒结构可以是疏松的,也可以是紧密的[图 2.11(a)、(b)]。呈紧密状单粒结构的土,由于其土粒排列紧密,在动、静荷载作用下都不会产生较大的沉降,所以强度较大,压缩性较小,是较为良好的天然地基。而具有疏松单粒结构的土,其骨架不稳定,当受到振动或其它外力作用时,土粒易于发生移动,土中孔隙剧烈减少,引起土体较大的变形,因此,这种土层如未经处理一般不宜作为建筑物的地基。

蜂窝结构是主要由粉粒($0.075 \sim 0.005\text{mm}$)组成的土的结构形式。据研究,粒径在 $0.075 \sim 0.005\text{mm}$ 左右的土粒在水中沉积时,基本上是以单个土粒下沉,当碰上已沉积的土粒时,由于它们之间的相互引力大于其重力,土粒就停留在最初的接触点上不再下沉,形成具有很大孔隙的蜂窝状结构[图 2.11(c)]。

絮凝结构是由粘粒($<0.005\text{mm}$)集合体组成的结构形式。粘粒能够在水中长期悬浮,不因自重而下沉。当这些悬浮在水中的粘粒被带到电解质浓度较大的环境中(如海水)粘粒凝聚成絮状的集粒(粘粒集合体)而

下沉,并相继和已沉积的絮凝集粒接触,形成类似蜂窝而孔隙很大的絮凝结构[图 2.11(d)]。这种微观结构对土的渗透的各向异性、抗剪强度和固结性能都有相当大的影响。

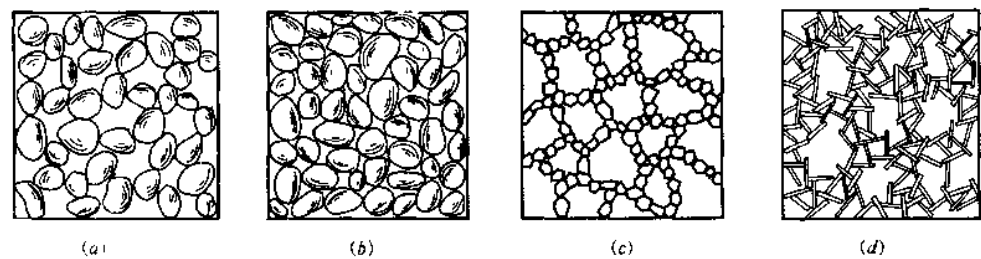


图 2.11 土的结构
(a)、(b)单粒结构;(c)蜂窝结构;(d)絮状结构

土的结构在形成过程中以及形成之后,当外界条件变化时(例如荷载条件、温度、湿度、介质条件的变化)都会发生变化。

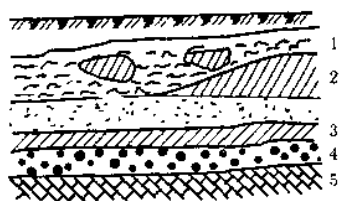


图 2.12 土的层理构造
1—淤泥夹粘土透镜体;2—粘土尖灭层;
3—砂土夹粘土层;4—砾石层;5—基岩

具有蜂窝结构和絮凝结构的粘性土,一般不稳定,在很小的外力作用下(如施工扰动)就可能破坏,但土粒之间的联结强度(结构强度)往往由于长期的压密作用和胶结作用而得到加强。

在同一土层中的物质成分和颗粒大小等都相近的各部分之间的相互关系的特征称为土的构造。土的构造最主要特征就是成层性,即层理构造(见图 2.12)。它是在土的形成过程中,由不同阶段沉积的物质成分、颗粒大小或颜色不同,而沿竖向呈现的成层特征。土的构造的另一特征是土的裂隙性,如黄土的柱状裂隙。裂隙的存在大大降低土体的强度和稳定性,增大透水性,对工程不利。此外,也应注意到土中无包裹物(如腐殖物、贝壳、结核体等)以及天然或人为的孔洞存在。这些构造特征都造成土的不均匀性。

2.3 土的物理性质指标

土的物理性质直接反映土的松密、软硬等物理状态,也间接反映土的工程性质。而土的松密和软硬程度主要取决于土的三相各自在数量上所占的比例。所以,要研究土的物理性质,就要分析土的三相比拟关系,以其体积或质量上的相对比值,作为衡量土最基本的物理性质指标,并利用这些指标间接地评定土的工程性质。

2.3.1 指标的定义

为了求得三相比拟指标和说明问题方便起见,可把土中本来交错分布的固体颗粒、水和气体三相分别集中起来,构成理想的三相比拟关系图(图 2.13)。图中各符号意义如下:

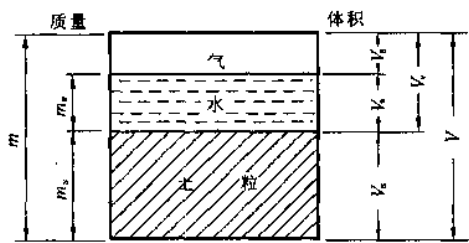


图 2.13 土的三相比拟关系示意图

- V ——土的体积;
 - V_g ——土中气体所占的体积;
 - V_w ——土中水所占的体积;
 - V_s ——土中颗粒所占体积;
 - V_v ——土中孔隙所占体积;
 - m ——土的总质量;
 - m_w ——土中水的质量;
 - m_s ——土中颗粒的质量。
- 气体的质量相对甚小,可以忽略不计。

2.3.1.1 三个基本试验指标

(1) 土的天然密度 ρ

土单位体积的质量称为土的密度(单位为 g/cm^3 或 t/m^3), 即:

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (2.8)$$

天然状态下土的密度变化范围很大, 一般为 $\rho = 1.6 \sim 2.2 \text{g/cm}^3$ 。

土的密度一般采用“环刀法”测定, 用一个圆环刀(刀刃向下)放置于削平的原状土样面上, 垂直边压边削至土样伸出环刀口为止, 削去两端余土, 使与环刀口面齐平, 称出环刀内土质量, 求得它与环刀容积之比值即为土的密度。

(2) 土的含水量 w

土中水的质量与土粒质量之比(用百分数表示)称为土的含水量, 并以 w 表示:

$$w = \frac{m_w}{m_s} \times 100\% \quad (2.9)$$

含水量是表示土湿度的一个重要指标。含水量越小, 土越干; 反之土很湿或饱和。一般来说, 同一类土, 当其含水量增大时, 则其强度就降低。土的含水量对粘性土、粉土的性质影响较大, 对粉砂、细砂稍有影响, 而对碎石土等没有影响。

土的含水量一般采用“烘干法”测定。即将天然土样的质量称出, 然后置于电烘箱内, 在温度 $100 \sim 105^\circ\text{C}$ 烘至恒重, 称得干土质量 m_s , 湿土与干土质量之差即为土中水的质量 m_w , 故可按式(2.9)求得土的含水量。

(3) 土粒相对密度(比重) d_s

土的固体颗粒质量与同体积 4°C 时纯水的质量之比, 称为土粒相对密度(或比重), 即:

$$d_s = \frac{m_s}{V_s} \frac{1}{\rho_{w1}} = \frac{\rho_s}{\rho_{w1}} \quad (2.10)$$

式中 ρ_s ——土粒密度(g/cm^3);

ρ_{w1} ——纯水在 4°C 时的密度(单位体积的质量), 等于 1g/cm^3 或 1t/m^3 。

土粒相对密度可在实验室采用“比重瓶法”测定。将风干碾碎的土样注入比重瓶内, 由排出同体积的水的质量原理测定土颗粒的体积 V_s 。土粒相对密度变化幅度不大, 一般可参考表 2.4 取值。

土粒相对密度参考值

表 2.4

土的名称	砂 土	粉 土	粘 性 土	
			粉质粘土	粘 土
土粒相对密度	2.65~2.69	2.70~2.71	2.72~2.73	2.74~2.76

有机质土一般为 $2.4 \sim 2.5$; 泥炭土为 $1.5 \sim 1.8$ 。

2.3.1.2 反映土单位体积质量(或重力)的指标

除土的天然密度 ρ 外, 还有:

(1) 土的干密度 ρ_d

土单位体积中固体颗粒部分的质量, 称为土的干密度, 并以 ρ_d 表示:

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} \quad (2.11)$$

土的干密度一般为 $1.3 \sim 1.8 \text{t/m}^3$ 。工程上常用土的干密度来评价土的密实程度, 以控制填土、高等级公路路基和坝基的施工质量。

(2) 土的饱和密度 ρ_{sat}

土孔隙中充满水时的单位体积质量, 称为土的饱和密度 ρ_{sat} , 即:

$$\rho_{sat} = \frac{m_s + V_v \rho_w}{V} \quad (2.12)$$

式中 ρ_w 为水的密度, 近似取 $\rho_w = 1\text{g/cm}^3$ 。土的饱和重度一般为 $18 \sim 23 \text{kN/m}^3$ 。

(3) 土的有效密度(或浮密度) ρ'

在地下水位以下,单位体积中土粒的质量扣除同体积水的质量后,即为单位土体积中土粒的有效质量,称为土的有效密度 ρ' ,即:

$$\rho' = \frac{m_s - V_v \rho_w}{V} \quad (2.13)$$

在计算自重应力时,须采用土的重力密度,简称重度。土的湿重度 γ 、干重度 γ_d 、饱和重度 γ_{sat} 、有效重度 γ' 分别按下列公式计算: $\gamma = \rho \times g$ 、 $\gamma_d = \rho_d \times g$ 、 $\gamma_{sat} = \rho_{sat} \times g$ 、 $\gamma' = \rho' \times g$, 式中 g 为重力加速度,各指标的单位为 kN/m^3 。

2.3.1.3 反映土的孔隙特征、含水程度的指标

(1) 土的孔隙比 e

土中孔隙体积与土粒体积之比称为土的孔隙比 e ,即:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.14)$$

(2) 土的孔隙率 n

土中孔隙体积与总体积之比(用百分数表示)称为土的孔隙率。

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100\% \quad (2.15)$$

土的孔隙比和孔隙率都是反映土体密实程度的重要物理性质指标。在一般情况下, e 和 n 愈大,土愈疏松;反之土愈密实。一般来说, $e < 0.6$ 的土是密实的,土的压缩性小, $e > 1.0$ 的土是疏松的,压缩性高。

(3) 土的饱和度 S_r

土中水的体积与孔隙体积之比称为土的饱和度,以百分率计,即:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100\% \quad (2.16)$$

土的饱和度是反映土中孔隙被水充满的程度。如果 $S_r = 100\%$,表明土孔隙中充满水,土是完全饱和的; $S_r = 0$,则土是完全干燥的。通常可根据饱和度的大小将细砂、粉砂等土划分为稍湿、很湿和饱和三种状态,见表 2.5。

砂土湿度状态的划分

表 2.5

湿 度	稍 湿	很 湿	饱 和
饱和度 S_r (%)	$S_r \leq 50$	$50 < S_r \leq 80$	$S_r > 80$

2.3.2 指标的换算

在推导换算指标时,常采用图 2.14 所示三相草图,即令 $V_s = 1$, $\rho_{w1} = \rho_w$,则 $V_v = e$, $V = 1 + e$,再由式 (2.10) 和式 (2.9) 得 $m_s = d_s \rho_w$, $m_w = w d_s \rho_w$, $m = d_s (1 + w) \rho_w$ 。

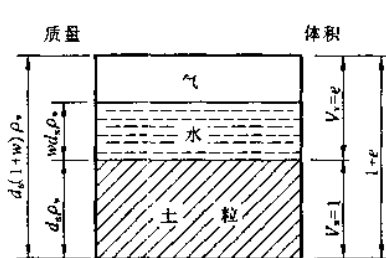


图 2.14 土的三相物理指标换算图

由

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{d_s (1 + w) \rho_w}{1 + e} \quad (1)$$

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} = \frac{d_s \rho_w}{1 + e} = \frac{\rho}{1 + w} \quad (2)$$

由上式:

$$e = \frac{d_s \rho_w}{\rho_d} - 1 = \frac{d_s (1 + w) \rho_w}{\rho} - 1 \quad (3)$$

$$\rho_{sat} = \frac{m_s + V_v \rho_w}{V} = \frac{(d_s + e) \rho_w}{1 + e} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \rho' &= \frac{m_s - V_v \rho_w}{V} = \frac{m_s - (V - V_s) \rho_w}{V} \\ &= \frac{m_s + V_s \rho_w - V \rho_w}{V} = \rho_{sat} - \rho_w \end{aligned}$$

$$= \frac{(d_s - 1)\rho_w}{1 + e} \quad (5)$$

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1 + e} \quad (6)$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{m_w}{V_v \rho_w} = \frac{wd_s}{e} \quad (7)$$

土的三相比例指标换算公式一并列于表 2.6。

这里要说明的是,在以上计算中,是以 $V_s=1$ 作为计算的出发点,其实以土的总体积 $V=1$ 作为计算的出发点,或以其它量为 1 都可以得出相同的结果。因为事实上,上述各个物理指标都是三相间量的相互比例关系,不是量的绝对值。因此,在换算时,可以根据具体情况决定采用某种方法。

土的三相比例指标换算公式

表 2.6

名 称	符 号	三相比例表达式	常用换算式	单 位	常见的数值范围
含水量	w	$w = \frac{m_w}{m_s} \times 100\%$	$w = \frac{S_r e}{d_s} = \frac{\rho}{\rho_d} - 1$	%	20~60
土粒比重	d_s	$d_s = \frac{m_s}{V_s \rho_{w1}}$	$d_s = \frac{S_r e}{w}$		粉性土: 2.72~2.75 粉 土: 2.70~2.71 砂 土: 2.65~2.69
密 度	ρ	$\rho = \frac{m}{V}$	$\rho = \rho_d(1+w)$ $\rho = \frac{d_s(1+w)}{1+e} \rho_w$	g/cm ³	1.6~2.0
干密度	ρ_d	$\rho_d = \frac{m_s}{V}$	$\rho_d = \frac{\rho}{1+w} = \frac{d_s \rho_w}{1+e}$	g/cm ³	1.3~1.8
饱和密度	ρ_{sat}	$\rho_{sat} = \frac{m_s + V_v \rho_w}{V}$	$\rho_{sat} = \frac{d_s + e}{1+e} \rho_w$	g/cm ³	1.8~2.3
有效密度	ρ'	$\rho' = \frac{m_s - V_v \rho_w}{V}$	$\rho' = \rho_{sat} - \rho_w$ $\rho' = \frac{d_s - 1}{1+e} \rho_w$	g/cm ³	0.8~1.3
孔隙比	e	$e = \frac{V_v}{V_s}$	$e = \frac{d_s \rho_w}{\rho_d} - 1$ $e = \frac{d_s(1+w)\rho_w}{\rho} - 1$		粘性土和粉土: 0.40~1.20 砂 土: 0.3~0.9
孔隙率	n	$n = \frac{V_v}{V} \times 100\%$	$n = \frac{e}{1+e} = 1 - \frac{\rho_d}{d_s \rho_w}$	%	粘性土和粉土: 30~60 砂 土: 25~45
饱和度	S_r	$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100\%$	$S_r = \frac{wd_s}{e} = \frac{w \rho_d}{n \rho_w}$	%	0~100

注: 水的重度 $\gamma_w = \rho_w g = 1\text{t/m}^3 \times 9.807\text{m/s}^2 = 9.807 \times 10^3 (\text{kg} \cdot \text{m/s}^2) / \text{m}^3 \approx 10\text{kN/m}^3$ 。

【例 2.1】 一块原状土样,经试验测得土的天然密度 $\rho=1.67\text{t/m}^3$,含水量 $w=12.9\%$,土粒相对密度 $d_s=2.67$ 。求孔隙比 e 、孔隙率 n 和饱和度 S_r 。

【解】

$$(1) e = \frac{d_s(1+w)\rho_w}{\rho} - 1 = \frac{2.67(1+0.129)}{1.67} - 1 = 0.805$$

$$(2) n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.805}{1+0.805} = 44.6\%$$

$$(3) S_r = \frac{wd_s}{e} = \frac{0.129 \times 2.67}{0.805} = 43\%$$

【例 2.2】某饱和土体积为 97cm^3 ，土的重力为 1.98N ，土烘干后重力为 1.64N ，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（见图 2.15），已知土的重力也即土粒重力为 1.64N ，则水的重力为 $1.98 - 1.64 = 0.34\text{N}$ 。水的体积 $V_w = 0.34 / 9.81 \times 10^{-3} = 34.7\text{cm}^3$ ，土粒体积 $V_s = 97 - 34.7 = 62.3\text{cm}^3$ ，则：

$$w = \frac{0.34}{1.64} \times 100 = 20.7\%$$

$$d_s = \frac{1.64}{62.3} = 26.3 \times 10^{-3} \text{N/cm}^3 = 26.3 \text{kN/m}^3$$

$$e = \frac{34.7}{62.3} = 0.557$$

$$\gamma_d = \frac{1.64}{97} = 16.9 \times 10^{-3} \text{N/cm}^3 = 16.9 \text{kN/m}^3$$

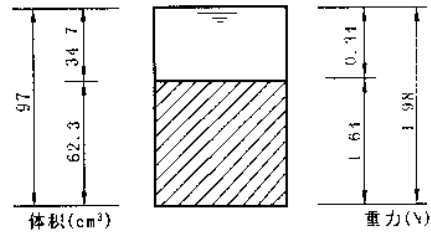


图 2.15 例题 2.2 图

2.4 无粘性土的密实度

影响砂、卵石等无粘性土工程性质的主要因素是密实度。若土颗粒排列紧密，其结构就稳定，压缩变形小，强度大，是良好的天然地基。反之，密实度小，呈疏松状态时，如饱和的粉细砂，其结构常处于不稳定状态，对工程不利。因此在工程中，对于无粘性土，要求达到一定的密实度。

判断无粘性土密实度最简便的方法，是用孔隙比 e 来描述， e 大，表示土中孔隙大，则土疏松。但由于颗粒的形状和级配对孔隙比有着极大的影响，而孔隙比 e 未能考虑级配的因素，因此在工程中常引入相对密实度的概念。

若将砂土处于最松散状态的 e 称为最大孔隙比 e_{\max} ，砂土处于最紧密状态时的 e 称为最小孔隙比 e_{\min} 。而当土粒粒径较均匀时，其 $e_{\max} - e_{\min}$ 差值较小，当土粒粒径不均匀时，其差值较大，因此利用砂土的最大最小孔隙比与所处状态的天然孔隙比 e 进行比较，能综合地反映土粒级配、土粒形状和结构等因素。该指标称为相对密实度 D_r ，即：

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (2.17)$$

D_r 一般以百分数表示。显然，当 $D_r = 0$ ，即 $e = e_{\max}$ 时，表示砂土处于最疏松状态； $D_r = 1$ ，即 $e = e_{\min}$ 时，表示砂土处于最紧密状态。因此，根据 D_r 值可把砂土的密实度状态分为下列三种。

$1 \geq D_r > 0.67$	密实的
$0.67 \geq D_r > 0.33$	中密的
$0.33 \geq D_r > 0$	松散的

相对密实度试验适用于透水性良好的无粘性土，如纯砂、纯砾等。试验时，一般可采用“松散器法”测定最大孔隙比 e_{\max} ，采用“振击法”测定最小孔隙比 e_{\min} 。相对密实度对于土作为土工构筑物和地基的稳定性，特别是在抗震稳定性方面具有重要的意义。但由于天然状态砂土的孔隙比 e 值难以测定，尤其是位于地表下一定深度的砂层测定更为困难，此外按规程方法室内测定 e_{\max} 和 e_{\min} 时，人为误差也较大，因此，我国现行的《建筑地基基础设计规范》采用标准贯入试验的锤击数 N 来评价砂类土的密实度，是一个行之有效的方法，根据 N 可将砂土分为：松散、稍密、中密与密实四种密实度，其划分标准见表 2.7。

砂土密实度的划分

表 2.7

砂土密实度	松 散	稍 密	中 密	密 实
N	≤ 10	$10 < N \leq 15$	$15 < N \leq 30$	> 30

注： N 系标准贯入试验锤击数。

碎石可以根据野外鉴别方法划分为密实、中密、稍密三种密实度状态。其划分标准见表 2.8。

密实度	骨架颗粒含量和排列	可 挖 性	可 钻 性
密实	骨架颗粒含量大于总重的 60%~70%，呈交错排列，连续接触	锹镐挖掘困难；用撬棍方能松动；井壁一般较稳定	钻进极困难；冲击钻探时，钻杆、吊锤跳动剧烈；孔壁较稳定
中密	骨架颗粒含量等于总重的 60%~70%，呈交错排列，大部分接触	锹镐可挖掘；井壁有掉块现象，从井壁取出大颗粒后，能保持颗粒凹面形状	钻进较困难；冲击钻探时，钻杆、吊锤跳动不剧烈；孔壁有坍塌现象
稍密	骨架颗粒含量小于总重的 60%，排列混乱，大部分不接触	锹可以挖掘；井壁易坍塌，从井壁取出大颗粒后，砂土立即坍塌	钻进较容易；冲击钻探时，钻杆稍有跳动；孔壁易坍塌

2.5 粘性土的物理特性

所谓粘性土，就是指具有可塑状态性质的土，它们在外力的作用下，可塑成任何形状而不发裂，当外力去掉后，仍可保持原形状不变。土的这种性质叫做可塑性。含水量对粘性土的工程性质有着极大的影响。随着粘性土含水量的增大，土成泥浆，呈粘滞流动的液体。当施加剪力时，泥浆将连续地变形，土的抗剪强度极低。当含水量逐渐降低到某一值，土会显示出一定的抗剪强度，并具有可塑性。这些特征与液体完全不同，它表现为塑性体的特征。当含水量继续降低时，土能承受较大的剪切应力，在外力作用下不再具有塑性体特征，而呈现具有脆性的固体特征。

2.5.1 粘性土的界限含水量

粘性土从一种状态转变为另一种状态的分界含水量称为界限含水量。如图 2.16 所示，土由可塑状态变化到流动状态的界限含水量称为液限（或流限），用 w_L 表示；土由半固态变化到可塑状态的界限含水量称为塑限，用 w_p 表示；土由半固体状态不断蒸发水分，体积逐渐缩小，直到体积不再缩小时土的界限含水量称为缩限，用 w_s 表示。界限含水量首先由瑞典科学家阿特堡（Atterberg，1911）提出，故这些界限含水量又称为阿特堡界限。

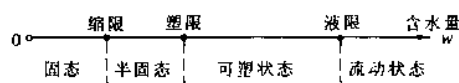


图 2.16 粘性土的界限含水量

我国目前采用锥式液限仪（图 2.17）来测定粘性土的液限。它是将调成浓糊状的试样装满盛土杯，刮平杯口面，使 76g 重圆锥体（含有平衡球，锥角 30°）在自重作用下徐徐沉入试样，如经过 15s 深度恰好为 10mm 时，该试样的含水量即为液限 w_L 值。

在欧美等国家大都采用碟式液限仪（图 2.18）测定液限。它是将浓糊状试样装入碟内，刮平表面，用切槽器在图中划一条槽，槽底宽 2mm，然后将碟子抬高 10mm，自由下落撞击在硬橡皮垫板上。连续下落 25 次后。如土槽合拢长度刚好为 13mm，该试样的含水量就是液限。

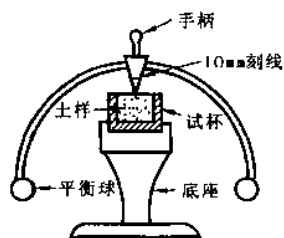


图 2.17 锥式液限仪

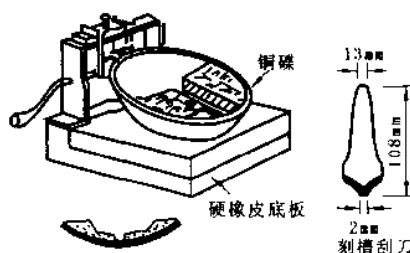


图 2.18 碟式液限仪

塑限多用“搓条法”测定。把塑性状态的土重塑均匀后，用手掌在毛玻璃板上把土团搓成小土条，搓滚过程中，水分渐渐蒸发，若土条刚好搓至直径为 3mm 时产生裂缝并开始断裂，此时土条的含水量即为塑限 w_p 值。

由于上述方法采用人工操作、人为因素影响较大，测试成果不稳定，因此近年来许多单位都在探索一些

新的方法,如液、塑限联合测定法。联合测定法是采用锥式液限仪(无平衡球)以电磁放锥,利用光电方式测读锥入土中深度。试验时,一般对三个不同含水量的试样进行测试,在双对数坐标纸上作出各锥入土深度及相应含水量的关系曲线(大量试验表明其接近于一直线,图 2.19),则对应于圆锥体入土深度为 10mm 及 2mm 时土样的含水量就分别为该土的液限和塑限(详见国标《土工试验方法标准》GBJ123—88)。

2.5.2 粘性土的塑性指数和液性指数

液限与塑限之差值定义为塑性指数 I_p 即:

$$I_p = w_L - w_p \tag{2.18}$$

塑性指数习惯上用不带“%”的百分数表示。从上式可见, I_p 正好是土处于可塑状态的上限和下限含水量。 I_p 越大,表明土的颗粒愈细,比表面积愈大,土的粘粒或亲水矿物(如蒙脱石)含量愈高,土处在可塑状态的含水量变化范围就愈大。也就是说塑性指数能综合地反映土的矿物成分和颗粒大小的影响,因此,塑性指数常作为工程上对粘性土进行分类的依据。

虽然土的天然含水量对粘性土的状态有很大影响,但对于不同的土,即使具有相同的含水量,如果它们的塑限、液限不同,则它们所处的状态也就不同。因此,还需要一个表征土的天然含水量与分界含水量之间相对关系的指标,这就是液性指数。即:

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p} \tag{2.19}$$

液性指数一般用小数表示。由上式可见,当土的天然含水量 w 小于 w_p 时, I_L 小于 0,土体处于坚硬状态;当 w 大于 w_L 时, I_L 大于 1,土体处于流动状态;当 w 在 w_p 和 w_L 之间时, $I_L = 0 \sim 1$,土体处于可塑状态。因此可以利用 I_L 来表示粘性土所处的软硬状态。

《建筑地基基础设计规范》(GBJ7—89)规定:粘性土根据液性指数可划分为坚硬、硬塑、可塑、软塑及流塑五种软硬状态。其划分标准见表 2.9。

粘性土的状态 表 2.9

状 态	坚 硬	硬 塑	可 塑	软 塑	流 塑
液性指数	$I_L \leq 0$	$0 < I_L \leq 0.25$	$0.25 < I_L \leq 0.75$	$0.75 < I_L \leq 1.0$	$I_L > 1.0$

尚需注意, w_p 与 w_L 都是由扰动土样确定的指标,土的天然结构已被破坏,所以用 I_L 来判断粘性土的软硬程度,没有考虑土原有结构的影响。在含水量相同时,原状土要比扰动土坚硬。因此,用上述标准判断扰动土的软硬状态是合适的,但对原状土则偏于保守。通常当原状土的天然含水量等于液限时,原状土并不处于流塑状态,但天然结构一经扰动,土即呈现出流动状态。

在公路建设中,有时还用稠度来区分粘性土的状态。土的液限与天然含水量之差和塑性指数之比,称为土的天然稠度。即:

$$w_c = \frac{w_L - w}{I_p} \tag{2.20}$$

稠度可采用直接法和间接法测定。直接法按烘干法测定原状土的天然含水量,用稠度公式计算土的天然稠度。间接法用联合测定仪测定天然结构土体的锥入深度,并用联合测定结果确定土的天然稠度。详见公路土工实验规程。

2.5.3 粘性土的灵敏度和触变性

天然状态下的粘性土,由于地质历史作用常具有一定的结构性。当土体受到外力扰动作用,其结构遭受破坏时,土的强度降低,压缩性增高。工程上常用灵敏度 S_t 来衡量粘性土结构性对强度的影响。即:

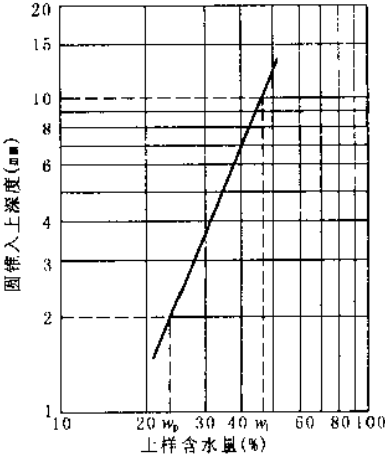


图 2.19 圆锥入土深度与含水量关系

$$S_i = \frac{q_u}{q_u'} \quad (2.21)$$

式中 q_u, q_u' — 分别为原状土和重塑土试样的无侧限抗压强度。

根据灵敏度可将饱和粘性土分为：低灵敏 ($1.0 < S_i \leq 2.0$)，中等灵敏 ($2.0 < S_i \leq 4.0$) 和高灵敏 ($4.0 < S_i$) 三类。土的灵敏度愈高，其结构性愈强，受扰动后土的强度降低就愈明显。因此，在基础工程施工中必须注意保护基槽，尽量减少对土结构的扰动。

与结构性相反的是土的触变性。饱和粘性土受到扰动后，结构产生破坏，土的强度降低。但当扰动停止后，土的强度随时间又会逐渐增长，这是土体中土颗粒、离子和水分子体系随时间而逐渐趋于新的平衡状态的缘故。也可以说土的结构逐步恢复而导致强度的恢复。粘性土结构遭到破坏，强度降低，但随时间发展土体强度恢复的胶体化学性质称为土的触变性。例如，打桩时会使周围土体的结构扰动，使粘性土的强度降低，而打桩停止后，土的强度会部分恢复，所以打桩时要“一气呵成”，才能进展顺利，提高工效，这就是受土的触变性影响的结果。

2.6 土的渗透性

土孔隙中的自由水在重力作用下，只要有水头差，就会发生流动。水透过土孔隙流动的现象，称渗透或渗流，而土被水流透过的性质，称为土的渗透性。在高层建筑基础及桥梁墩台基础工程中、深挖基坑排水时，均需计算涌水量，以配置排水设备和进行支挡结构的设计计算；在河滩上修筑堤坝或渗水路堤时，需考虑路堤材料的渗透性；在计算饱和和粘性土上建筑物的沉降和时间的关系时，也需掌握土的渗透性。因此，土的渗透性及渗流与土体强度、变形问题一样，是土力学中主要的基本课题之一。渗流、强度、变形三者相互关联、相互影响。

2.6.1 土的渗透定理

2.6.1.1 层流渗透定律

一般土（粘性土及砂土等）的孔隙较小，因而水在其中流动时的流速很小，所以渗流多属层流。层流渗透定律由法国学者 H. Darcy (达西) 根据砂土实验结果而得到，也称为达西定律。

渗透试验装置示意图如图 2.20 所示。土中 a, b 两点，测得 a 点的水头为 H_1 ， b 点的水头为 H_2 ，水自高处 (a 点) 流向低处 (b 点)，水流程经砂土试样的长度为 L ，可得水流的渗透速度为：

$$v = ki = k \frac{\Delta H}{L} \quad (2.22)$$

式中 v —— 渗透速度， cm/s 。它不是地下水的实际流速，而是在单位时间 (s) 内流过一单位土截面 (cm^2) 的水量 (cm^3)；

i —— 水头梯度或水力坡降。 $i = (H_1 - H_2)/L$ ，即土中 a 和 b 两点的水头差 ($H_1 - H_2$) 与其距离 (L) 之比；

k —— 渗透系数， cm/s ，反映土的渗透性大小的一个很有用的常数，见 2.6.1.2 节。

实验证明：在砂土中水的流动符合达西定律。由图 2.21 可见，它是通过坐标原点的直线；而在粘性土中，只有当水头梯度超过所谓起始水头梯度后才开始发生渗流。如图 2.21 中 b 线，当水头梯度 i 不大时，渗透速度 v 为零，只有当 $i > i_0$ (起始水头梯度) 时，水才开始在粘土中渗流。为了简化计算起见， b 线用折线 c 代替，故粘性土的达西

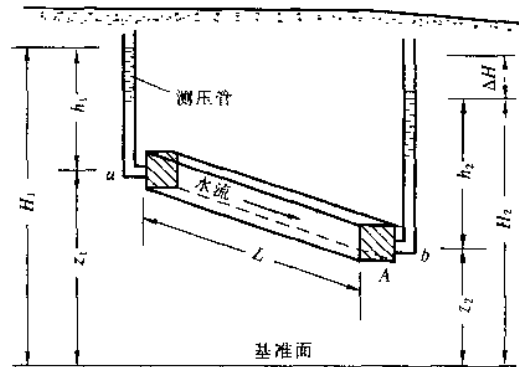


图 2.20 渗透装置示意图

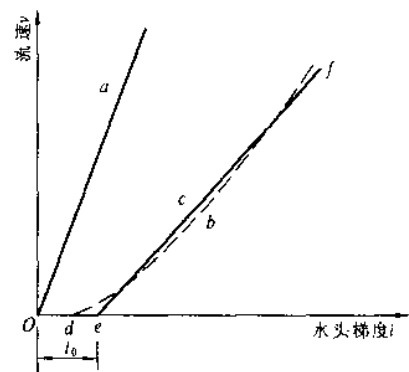


图 2.21 砂土和粘土的渗透规律

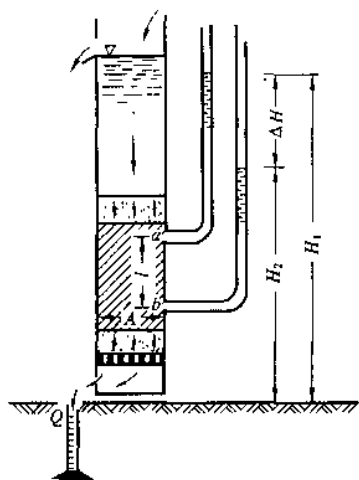


图 2.22 常水头渗透试验

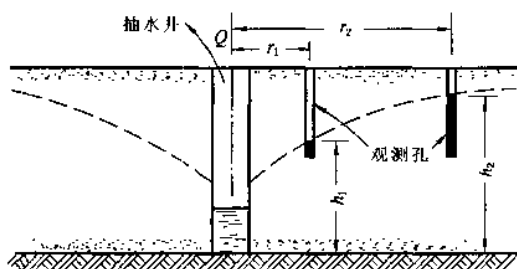


图 2.23 现场抽水试验

定律表达式为:

$$v = k(i - i_a) \quad (2.23)$$

对于砾石、卵石等粗颗粒土中的渗流,一般速度较大,会有紊流发生,这时达西定律不再适用,工程中采用经验公式求 v 。

2.6.1.2 土的渗透系数

根据达西定律,我们知道土的渗透系数 k 反映了土的渗透性能,是土的重要力学性能指标之一,它的大小可通过试验或经验决定,试验可在实验室或现场进行。

室内测定渗透系数有常水头法和变水头法。根据达西定律,可设计常水头渗透试验装置如图 2.22 所示。将一已知的水头梯度加在一已知的土截面积 A 上,在整个试验过程中土样上的压力水头维持不变。试验开始时,水自上而下流经土样,待渗流稳定后,测得在时间 t 内流过土样的流量 Q ,同时读得 a 、 b 两点测压管的水头差 ΔH 。由 $Q = qt = vAt$ 可得土样的渗透系数为:

$$k = \frac{Ql}{\Delta H A t} \quad (2.24)$$

测定渗透系数很小的粘性土的渗透系数时,常采用变水头渗透试验,可详见有关试验规程。

渗透系数也可以在现场进行抽水试验测定。对于粗粒土或成层土,室内试验时不易取到原状土样,或者土样不能反映天然土层的层次或土颗粒排列情况。这时,现场试验得到的渗透系数将比室内试验准确。

进行抽水试验时,先根据当地水文特征,如地质构造、含水层厚度及性质、地下水流向等,在典型的地点布置一抽水井(主井)及若干观测井,组成试验网。如图 2.23 所示。若井管下端进入不透水层,如在时间 t 内从抽水井内抽出的水量为 Q ,同时在距抽水井中心半径为 r_1 及 r_2 处布置观测孔,测得其水头分别为 h_1 及 h_2 。假定土中任一半径处的水头梯度为常数,即 $i = dh/dr$,则渗透流量 $q(m^3/s)$:

$$q = \frac{Q}{t} = kiA = k \frac{dh}{dr} (2\pi r h)$$

$$\frac{dr}{r} = \frac{2\pi k}{q} h dh$$

积分可得:

$$\ln \frac{r_2}{r_1} = \frac{\pi k}{q} (h_2^2 - h_1^2)$$

求得渗透系数为:

$$k = \frac{q}{\pi} \frac{\ln(r_2/r_1)}{(h_2^2 - h_1^2)} \quad (2.25)$$

对于大量的中小工程,我们可参考有关规范、文献提供的经验表格或数据,例表 2.10。

各类土渗透系数变化范围

表 2.10

土的种类	渗透系数(cm/s)
卵石、碎石、砾石	$>1 \times 10^{-1}$
砂	$1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^{-3}$
粉土	$1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-4}$
粉质粘土	$1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-6}$
粘土	$\leq 1 \times 10^{-7}$

2.6.1.3 影响土渗透性的因素

影响土体渗透性的因素很多,而且也比较复杂。由于土体的各向异性,水平向渗透系数与竖直向渗透系数亦不同;而且土类不同,影响因素也不尽相同。

影响砂性土渗透性的主要因素是颗粒大小、级配、密度以及土中封闭气泡。土颗粒愈粗,愈浑圆、愈均匀,渗透性愈大。级配良好土,细颗粒填充粗颗粒孔隙中,土体孔隙减小,渗透性变小;渗透性随相对密实度 D_r 增加而减小。土中封闭气体不仅减小了土体断面上的过水通道面积,而且堵塞某些通道,使土体渗透性减小。

影响粘性土渗透性的因素比砂性土更为复杂。粘性土中含有亲水性矿物(如蒙脱石)或有机质时,由于它们具有很大的膨胀性,就大大降低土的渗透性。含有大量有机质的淤泥几乎是不透水的。粘性土中若土粒的结合水膜厚度较厚时,会阻塞土的孔隙,降低土的渗透性。例如钠粘土,由于钠离子的存在,使粘土颗粒的扩散层厚度增加,透水性降低。又如在粘土中加入高价离子的电解质(如 Al^{3+} 、 Fe^{3+} 等),会使土粒扩散层厚度减薄,粘土颗粒会凝聚成团粒,土的孔隙因而增大,使土的渗透性也增大。

粘土颗粒的形状是扁平的,有定向排列作用,在沉积过程中,是在竖向应力和水平向应力不相等的条件下固结的,土体各向异性和应力各向异性造成了土体渗透性的各向异性。特别对层状粘土,由于水平粉细砂层的存在,使水平向渗透系数远远大于竖直向渗透系数;西北地区的黄土,具有竖直方向的大孔隙,那么竖直方向的渗透性要比水平方向的大得多。

可见,土的矿物成分、结合水膜厚度、土的结构构造以及土中气体等都影响粘性土的渗透性。

2.6.2 渗流力与渗流稳定性分析

水在土中渗流时,受到土颗粒的阻力 T 的作用,这个力的作用方向与水流方向相反。根据作用与反作用的原理,水流也必然有一个相等的力作用在土颗粒上,我们把水流作用在单位体积土体中土颗粒上的力称为动水力 G_D (kN/m^3),也称渗流力。渗流力的作用方向与水流方向一致。 G_D 和 T 的大小相等,方向相反,它们都是以体积力表示的。

渗流力的计算在工程实践中很有意义,如深基坑支护结构设计、防洪堤坝的抢险加固等,都要考虑渗流力的影响。

2.6.2.1 渗流力 G_D 的计算公式

在土中沿水流的渗流方向,切取一个土柱脱离体来分析,如图 2.24 所示,土柱体长度为 L ,横截面积为 A ,两端点 M_1 和 M_2 的水头差为 $(H_1 - H_2)$ 。由于地下水的渗流速度一般很小,加速度更小,所以惯性力可以忽略不计。计算动水力时,假想所取的土柱内完全是水,并将土柱体中骨架对渗流水的阻力影响考虑进去,则作用于此土柱体内水体上的力有:

①作用在假想水柱体 M_1 和 M_2 点横截面上的总静水压力 $\gamma_w h_1 A$ 和 $\gamma_w h_2 A$ 。前者的方向与水流方向一致,而后者则相反;②水柱体的重力 $\gamma_w LA$;③土柱体中骨架对渗流水的总阻力 $T LA$ 。其中, T 为单位体积土对渗流水的阻力 (kN/m^3),它与动水压力 G_D 大小相等,方向相反。

根据渗流方向的静力平衡条件得:

$$\gamma_w h_1 A + \gamma_w LA \cos \alpha - T LA - \gamma_w h_2 A = 0$$

除以 A ,并以 $\cos \alpha = (Z_1 - Z_2)/L$, $h_1 = H_1 - Z_1$, $h_2 = H_2 - Z_2$ 代入上式,得:

$$T = \gamma_w \frac{H_1 - H_2}{L} = \gamma_w i$$

所以

$$G_D = T = \gamma_w i \quad (2.26)$$

式中 G_D ——动水力, kN/m^3 ;

T ——渗流水受到土骨架的阻力, kN/m^3 ;

γ_w ——水的重度,一般为 $9.8 kN/m^3$,近似取 $10 kN/m^3$;

i ——水头梯度。

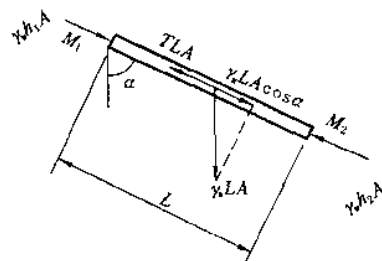


图 2.24 饱和土体中动水力的计算

2.6.2.2 渗流稳定性分析与临界水头梯度

由于动水力方向与水流方向一致,因此当渗流水流自上而下运动时,动水力方向与土体重力方向一致,这样将增加土粒间的压力。当渗流水流自下而上运动时,动水力方向与土体重力方向相反,将减少土粒间的压力。当动水力等于或大于土的有效重度 γ' 时,土粒间的压力被抵消,于是土粒处于悬浮状态而失去稳定,土粒随水流动,这种现象称为流砂或流土。这时的水头梯度叫做临界水头梯度 i_{cr} ,由流砂概念和渗流力 G_D 计算公式得到:

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} - 1 \quad (2.27)$$

式中 γ_{sat} ——土的饱和重度;

γ_w ——水的重度。

土的有效重度 γ' 一般在 $8 \sim 12 \text{ kN/m}^3$ 之间,而水的重度 γ_w 一般取 10 kN/m^3 ,因此 i_{cr} 可近似地取 1。

水在砂性土中渗流时,土中的一些细小颗粒在动水力作用下,可能通过粗颗粒的孔隙被水流带走,这种现象称为管涌。管涌可以发生于局部范围,但也可能逐步扩大,最后导致土体失稳破坏。发生管涌时的临界水头梯度与土的颗粒大小及其级配有关,不均匀系数 C_u 越大,管涌现象愈容易发生。

流砂现象是发生在土体表面渗流逸出处,不发生于土体内部,而管涌现象可以发生在渗流逸出处,也可能发生于土体内部。

在细砂、粉砂及粉土等土层中易产生流砂现象,而在粗颗粒土及粘土中则不易产生。因此,在地下水位以下开挖基坑时,若地基土为易产生流砂现象的土层,从基坑中直接抽水,将导致地下水从下向上流动而产生向上的渗流力。当水头梯度大于临界值时,就会出现流砂现象,给施工带来很大困难,严重的还将影响邻近建筑物的稳定和安全。

【例 2.3】 某基坑在细砂层中开挖,经施工抽水,待水位稳定后,实测水位情况如图 2.25 所示。据场地勘察报告提供:细砂层饱和重度 $\gamma_{sat} = 18.7 \text{ kN/m}^3$, $k = 4.5 \times 10^{-2} \text{ mm/s}$,试求渗透水流的平均速度 v 和渗流力 G_D ,并判别是否会产生流砂现象。

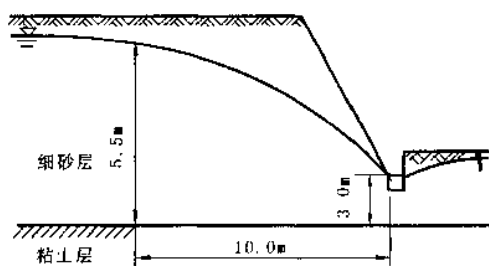


图 2.25 基坑开挖示意图

【解】

$$i = \frac{5.5 - 3.0}{10.0} = 0.25$$

$$v = ki = 4.5 \times 10^{-2} \times 0.25 = 1.125 \times 10^{-2} \text{ mm/s}$$

$$G_D = \gamma_w i = 10 \times 0.25 = 2.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{细砂层的有效重度 } \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 18.7 - 10 = 8.7 \text{ kN/m}^3$$

$$\therefore G_D < \gamma' \quad (2.5 \text{ kN/m}^3 < 8.7 \text{ kN/m}^3)$$

\therefore 不会因基坑抽水而产生流砂现象。

在堤防工程中,堤坝两侧有水位差,则水在堤内或堤基底土内发生渗流,当水头梯度随着汛期水位上升而增大时,可能产生管涌或流土现象,导致堤坝坍塌破坏。为了防止管涌现象发生,一般可在堤坝下游边坡的水下部分设置反滤层,防止堤坝中的细小颗粒被渗流水带走而发生失稳。

2.6.3 二维渗流及流网

2.6.3.1 二向渗流与流网

以上研究的是单向渗流,只要土体两端的水头和渗透系数已知,土体内的渗流流速、水力坡降、渗流力等便可由达西定律求出。但实际工程如土坡、坝(路)基、闸基等的渗流问题,很少是单向渗流,而多为二向或三向渗流。对于二向渗流,根据流入土体的水量等于流出的水量,以及达西定律,可建立如下的稳定渗流连续方程:

$$k_x \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0$$

式中 k_x, k_z —— x 和 z 方向的渗透系数;

H ——总压力水头。

对于各向同性的土体,渗透系数 $k_x = k_z$, 上式可写成:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad (2.28)$$

式(2.28)即水力学中讲过的地下水运动的拉普拉斯方程。解此方程,求得土体内各点的水头后,便可计算相应的渗流流速、流量、渗流力和孔隙水应力。

可用解析法、数值法及电拟等方法求解拉普拉斯方程,其结果可用如图 2.26 所示的流网表示。

流网是由一组流线和一组等势线互相正交组成的网格,并且具有如下性质:①流线与等势线相互正交;②每个网格的长宽比为定值,一般取 1.0,故网格为曲边正方形;③任意两相邻等势线间的水头损失相等;④任意两相邻流线间的渗流量相等。

2.6.3.2 流网的应用

在图 2.26 中,水闸上、下游的水位差为 h 。根据流网的性质,若等势线的间隔数为 n ,则闸基渗流范围内,每相邻两等势线间的水头差应为:

$$h_i = h/n$$

在流网中取一任意网格,沿流线的长度为 l_i ,沿等势线的长度为 b_i ,则该网格上的水力坡降为:

$$i_i = \frac{h_i}{l_i}$$

并且由达西定律可以求得通过该网格的渗透流流速:

$$v_i = k i_i = k \frac{h_i}{l_i} = k \frac{h}{l_i n}$$

流过该网格两流线间(或称网格所在的流槽)的流量为

$$\Delta q_i = v_i \cdot b_i = k \frac{b_i}{l_i} \frac{h}{n}$$

若闸基渗流范围内,由流线分割的流槽数为 M ,则闸基的总渗流量,可由下式求得:

$$q = \Delta q_i \cdot M = k \frac{b_i}{l_i} \frac{M}{n} h$$

又流网的网格为曲边正方形, $b_i = l_i$,所以上式可写成:

$$q = k \cdot h \cdot \frac{M}{n}$$

知道任一网格的水力坡降 i_i 后,还可由单位渗流力的计算式,求出作用在网格上的渗流力:

$$j_i = \gamma_w \cdot i_i b_i \cdot l_i = \gamma_w h_i \cdot b_i$$

其作用方向与流线的方向相同,并假定作用在网格的形心上。

作用在地基渗流范围内的总渗流力,应为所有流网网格上渗流力的矢量和:

$$J = \sum j_i$$

此外,还可由流网求地基渗流范围内任一点的孔隙水应力以及渗流对基础底面的渗流压力等。

总之,可应用流网确定渗流范围内各点的水头差、水力坡降、渗透流速、渗流量及孔隙水应力等。在高层建筑和桥梁的深基坑的设计与施工中,常需计算渗流量或称为出水量。计算出水量的理论基础是法国水文学家裘布依 1857 年提出的水井理论,据此有各种类型水井的出水量计算方法。详见水力学及高层建筑基础工程施工等相关内容。

2.6.4 土的毛细性质及冻胀

土的毛细现象是指土中水在表面张力作用下,沿着细的孔隙向上及向其它方向移动的现象。这种细微孔隙中的水被称为毛细水。土能够产生毛细现象的性质称为土的毛细性。土的毛细现象在几个方面对工程有影响:

- ①毛细水的上升是引起路基冻害的因素之一；
- ②对于房屋建筑，毛细水的上升会引起地下室过分潮湿；
- ③毛细水的上升可能引起土的沼泽化和盐渍化，对工程及农业经济都有很大影响。

下面分别讨论土层中的毛细水带、毛细水上升高度和上升速度，以及毛细压力。

2.6.4.1 土层中的毛细水带

土层中由于毛细现象所润湿的范围称为毛细水带。根据毛细水带的形成条件和分布状况，可分为3种，即正常毛细水带、毛细网状水带和毛细悬挂水带，如图2.27所示。

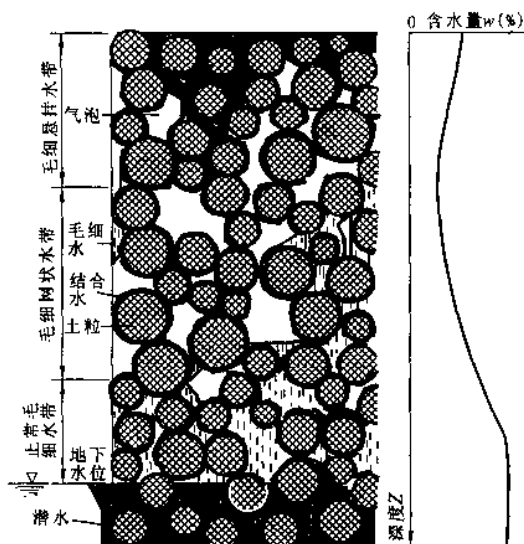


图 2.27 土层中的毛细水带

地的水文地质条件。如地下水位很高时，可能就只有正常毛细水带，而没有毛细悬挂水带和毛细网状水带；反之，当地下水位较低时，则可能同时出现三种毛细水带。

在毛细水带内，土的含水量是随深度面变化的，自地下水位向上含水量逐渐减小，但到毛细悬挂水带后，含水量可能有所增加，见图2.27。

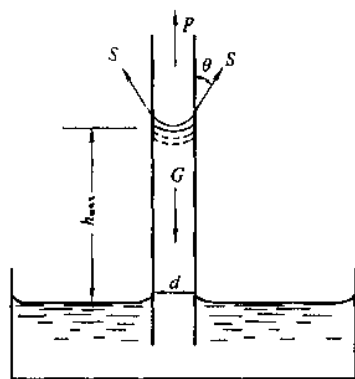


图 2.28 毛细管中水柱的上升

状时，管壁与水之间的湿润现象又会使水柱面恢复为内凹的弯液面状。这样周而复始，使毛细管内的水柱上升，一直到升高的水柱重力和管壁与水分子间的引力所产生的上举力平衡为止。

若毛细管内水柱上升到最大高度为 h_{max} ，如图2.28所示，根据平衡条件知道管壁与弯液面水分子间引力的合力 S 等于水的表面张力 σ ，若 S 与管壁间的夹角为 θ (亦称湿润角)，则作用在毛细水柱上的上举力 P 为：

$$P = S \cdot 2\pi r \cos\theta = 2\pi r \sigma \cos\theta$$

(1)正常毛细水带(又称毛细饱和带)。它位于毛细水带的下部，与地下水潜水连通。这一部分的毛细水主要是由潜水面直接上升而形成的，毛细水几乎充满了全部孔隙。正常毛细水带会随着地下水位的升降而作相应的移动。

(2)毛细网状水带。它位于毛细水带的中部。当地下水位急剧下降时，它也随之急速下降，这时在较细的毛细孔隙中有一部分毛细水来不及移动，仍残留在孔隙中，而在较粗的孔隙中因毛细水下降，孔隙中留下空气泡，这样使毛细水呈网状分布。毛细网状水带中的水，可以在表面张力和重力作用下移动。

(3)毛细悬挂水带。它位于毛细水带的上部，这一带的毛细水是由地表水渗入而形成的，水悬挂在土颗粒之间，它不与中部或下部的毛细水相连。当地表有大气降水补给时，毛细悬挂水在重力作用下向下移动。

上述三种毛细水带不一定同时存在，其取决于当

2.6.4.2 毛细水上升高度、上升速度和毛细压力

为了了解土中毛细水上升高度，可借助于水在毛细管内上升的现象来说明。若将一根毛细管插入水中，就可看到水会沿毛细管上升。究其原因：第一，水与空气的分界面上存在着表面张力，而液体总是力图缩小自己的表面积，以使表面自由能变得最小。这也就是一滴水珠总是成为球状的原因。第二，毛细管管壁的分子和水分子之间有引力作用，这个引力使与管壁接触部分的水面呈向上的弯曲状，这种现象称为湿润现象。而毛细管的直径较细，湿润现象使毛细管内水面的弯液面互相连接，形成了内凹的弯液面状，如图2.28所示。这时，水柱的表面积增加了。由于管壁与水分子之间的引力很大，它又会促使管内的水柱升高，从而改变弯液面形状，缩小表面积，降低了表面自由能。但当水柱升高而改变了弯液面的形状时，管壁与水之间的湿润现象又会使水柱面恢复为内凹的弯液面状。这样周而复始，使毛细管内的水柱上升，一直到升高的水柱重力和管壁与水分子间的引力所产生的上举力平衡为止。

式中 σ ——水的表面张力(N/m)。在表 2.12 中给出了不同温度时,水与空气间的表面张力值;

r ——毛细管的半径;

θ ——湿润角,它的大小取决于管壁材料及液体性质,对于毛细管内的水柱,可以认为 $\theta=0^\circ$,即认为是完全湿润的。

水与空气间的表面张力 σ 值

表 2.12

温度($^\circ\text{C}$)	-5	0	5	10	15	20	30	40
表面张力 $\sigma(\text{N/m})$	76.4×10^{-3}	75.6×10^{-3}	74.9×10^{-3}	74.2×10^{-3}	73.5×10^{-3}	72.8×10^{-3}	71.2×10^{-3}	69.6×10^{-3}

毛细管内上升水柱的重力 G 为:

$$G = \gamma_w \pi r^2 h_{\max} \quad (2.29)$$

当毛细水上升到最大高度时,毛细水柱受到的上举力和水柱重力平衡,由此得:

$$P = G$$

$$2\pi r \sigma \cos\theta = \gamma_w \pi r^2 h_{\max}$$

若令 $\theta=0^\circ$,可求得毛细水上升最大高度的计算公式为:

$$h_{\max} = \frac{2\sigma}{r\gamma_w} = \frac{4\sigma}{d\gamma_w} \quad (2.30)$$

式中 d ——毛细管的直径, $d=2r$ 。

从公式(2.30)可以看出,毛细水上升高度是与毛细管直径成反比的,毛细管直径越细时毛细水上升高度越大。

在天然土层中毛细水的上升高度不能简单地直接引用公式(2.30)计算,那样将得到难以置信的结果。例如,假定粘土颗粒为直径等于 0.0005mm 的圆球,那么这种假想土粒堆置起来的孔隙直径 $d \approx 0.0001\text{cm}$,代入公式(2.30)中将得到毛细水上升高度 $h_{\max}=300\text{m}$,这在实际土层中是根本不可能观测到的。在天然土层中毛细水上升的实际高度很少超过数米。因为土中的孔隙不规则,与实验室圆柱状的毛细管根本不同,特别是土颗粒与水之间积极的物理化学作用,使得天然土层中的毛细现象比毛细管的情况要复杂得多。

所以在实践中,可以通过实地调查、观测;也可根据当地建筑经验或规范、文献中推荐的经验公式估算毛细水上升高度,如海森(A. Hazen)的经验公式:

$$h_c = \frac{C}{ed_{10}} \quad (2.31)$$

式中 h_c ——毛细水上升高度(m);

e ——土的孔隙比;

d_{10} ——土的有效粒径(m);

C ——系数,与土粒形状及表面洁净情况有关。 $C=1 \times 10^{-5} \sim 5 \times 10^{-5}\text{m}^2$ 。

经验认为:碎石类土,无毛细作用;砂性土, $h_{\max}=0.2 \sim 0.3\text{m}$;粉性土, $h_{\max}=0.9 \sim 1.5\text{m}$;而粘性土的 h_{\max} 不及粉性土,上升速度也较慢,这是由于在其颗粒周围吸附着一层结合水膜,这层水膜将影响毛细水弯液面的形成。此外,粘性土的结合水膜将减小土中孔隙的有效直径,使得毛细水在上升时受到很大阻力,上升速度很慢,上升的高度也受到影响。当土粒间的孔隙被结合水完全充满时,毛细水的上升也就停止了。因此,对于粉砂、粉土和粉质粘土等,毛细现象较显著,毛细水上升高度大,上升速度快。

毛细压力可用图 2.29 来说明。图中两个土粒 A、B 的接触面上有一些毛细水,由于土粒表面的湿润作用,使毛细水形成弯液面。在水和空气的分界面上产生的表面张力总是沿着弯液面切线方向作用的,它促使两个土粒互相靠拢,在土粒的接触面上产生了一个压力,这个压力称为毛细压力 P_k ,也称为毛细粘聚力。它随含水量的变化时有时无。如干燥的砂土是松散的,颗粒间没有粘结力;而在潮湿砂中有时可挖成直立的坑壁,短期内不会坍塌;但当砂土被水淹没时,表面张力消失,坑壁便会倒塌。这就是毛细粘聚力的生成与消失所造成的现象。了解了毛细压力的特性后,在

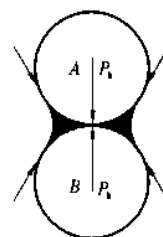


图 2.29 毛细压力示意图

工程实践中可以解决一些问题。

2.6.4.3 土的冻胀

地面下一定深度的水温,随大气温度而改变。当大气负温传入土中时,土中的自由水首先冻结成冰晶体,随着气温的继续下降,弱结合水的最外层也开始冻结,使冰晶体逐渐扩大。这样使冰晶体周围土粒的结合水膜减薄,土粒就产生剩余的分子引力;另外,由于结合水膜的减薄,使得水膜中的离子浓度增加,产生了渗透压力(即当两种水溶液的浓度不同时,会在它们之间产生一种压力差,使浓度较小溶液中的水向浓度较大的溶液渗流)。在这两种引力作用下,下卧未冻结区水膜较厚处的弱结合水,被吸引到水膜较薄的冻结区,并参与冻结,使冰晶体增大,而不平衡引力却继续存在。假使下卧未冻结区存在着水源(如地下水距冻结区很近)及适当的水源补给通道(即毛细通道),能够源源不断地补充到冻结区来,那么,未冻结区的水分(包括弱结合水和自由水)就会不断地向冻结区迁移和积聚,使冰晶体不断扩大,在土层中形成冰夹层,土体随之发生隆起,即冻胀现象。这种冰晶体的不断增大,一直要到水源的补给断绝后才停止。当土层解冻时,土中积聚的冰晶体融化,土体随之下陷,即出现融陷现象。土的冻胀现象和融陷现象是季节性冻土的特性,亦即土的冻胀性。

可见,冻胀和融陷对工程都产生不利影响。特别是高寒地区,发生冻胀时,使路基隆起,柔性路面鼓包、开裂,刚性路面错缝或折断;若在冻土上修建了建筑物的话,冻胀引起建筑物的开裂、倾斜甚至使轻型构筑物倒塌。而发生融陷后,路基土在车辆反复碾压下,轻者路面变得松软,重者路面翻浆;也会使房屋、桥梁、涵管发生大量下沉或不均匀下沉,引起建筑物的开裂破坏。

从上述土冻胀的机理分析中可以看到,土的冻胀现象是在一定条件下形成的。即影响冻胀的因素有下列三方面:

(1)土的因素。冻胀现象通常发生在细粒土中,特别是粉砂、粉土、粉质粘土和粉质亚砂土等,冻结时水分迁移积聚最为强烈,冻胀现象严重。这是因为这类土具有较显著的毛细现象,毛细水上升高度大,上升速度快,具有较通畅的水源补给通道,同时,这类土的颗粒较细,表面能大,土粒矿物成分亲水性强,能持有较多结合水,从而能使大量结合水迁移和积聚。相反,粘土虽有较厚的结合水膜,但毛细孔隙很小,对水分迁移的阻力很大,没有通畅的水源补给通道,所以其冻胀性较上述土类为小。

砂砾等粗颗粒土,没有或具有很少量的结合水,孔隙中自由水冻结后,不会发生水分的迁移积聚,同时由于砂砾无毛细现象,因而不会发生冻胀。所以在工程实践中常在地基或路基中换填砂土,以防治冻胀。

(2)水的因素。前已指出,土层发生冻胀的原因是水分的迁移和积聚所致。因此,当冻结区附近地下水位较高,毛细水上升高度能够达到或接近冻结线,使冻结区能得到外部水源的补给时,将发生比较强烈的冻胀现象。这样,可以区分开敞型冻胀和封闭型冻胀两种冻胀类型。前者是在冻结过程中有外来水源补给的;后者是冻结过程中没有外来水分补给的。开敞型冻胀往往在土层中形成很厚的冰夹层,产生强烈冻胀,而封闭型冻胀,土中冰夹层薄,冻胀量也小。

(3)温度的因素。当气温骤降且冷却强度很大时,土的冻结面迅速向下推移,即冻结速度很快。这时,土中弱结合水及毛细水还来不及向冻结区迁移就在原地冻结成冰,毛细通道也被冰晶体所堵塞。这样,水分的迁移和积聚不会发生,在土层中看不到冰夹层,只有散布于土孔隙中的冰晶体,这时形成的冻土一般无明显的冻胀。如气温缓慢下降,冷却强度小,但负温持续的时间较长,则就能促使未冻结区水分不断地向冻结区迁移积聚,在土中形成冰夹层,出现明显的冻胀现象。

上述三方面的因素是土层发生冻胀的三个必要条件。其结论是:在持续负温作用下,地下水位较高处的粉砂、粉土、粉质粘土等土层常具有较大的冻胀危害。因此,我们可以根据影响冻胀的三个因素,采取相应的防治冻胀的工程措施。其主要措施是,要将构筑物基础底面置于当地冻结深度(可查有关规范)以下,以防止冻害的影响。

2.7 土的压实原理

工程中广泛用到填土,如路基、堤坝、飞机跑道、平整场地修建建筑物以及开挖基坑后回填土、吹填土等。这些填土都要经过压实,以减少其沉降量,降低其透水性,提高其强度。

实际工程中采用的压实方法很多,但可归纳为碾压、夯实和振动三类。大量工程实践经验表明,对于过湿的粘性土进行碾压或夯实时会出现软弹现象,土体难以压实,对于很干的土进行碾压或夯实也不能把土充分压实;而只有在适当的含水量范围内才能压实。在一定的压实功能下使土最容易压实,并能达到最大密实度时的含水量称为土的最优(或最佳)含水量,用 w_{op} 表示。相对应的干密度则称为最大干密度,以 ρ_{dmax} 表示。

2.7.1 击实试验

击实试验是研究土的压实性能的室内试验方法。试验时,将同一种土配制成5~6份不同含水量的试样,用同样的压实功能分别对每一份试样进行击实(试验方法和试验仪器见《土工试验方法标准》),然后测定各试样击实后的含水量 w 和干密度 ρ_d ,从而绘制 $w-\rho_d$ 关系曲线,即击实曲线。如图2.30所示。它具有如下特点:

(1)峰值。在一定击实功能下,只有当含水量达到某一特定值时,土才被击实至最大干密度。含水量小于或大于此特定含水量,其对应的干密度都小于最大值。这一特定含水量称最优含水量 w_{op} 。

(2)击实曲线位于理论饱和曲线左侧。因为理论饱和曲线假定土中空气全部被排出,孔隙完全被水占据,而实际上不可能做到(图2.30)。

(3)击实曲线的形态。击实曲线在最优含水量两侧左陡右缓,且大致与饱和曲线平行,其表明土在较最优含水量偏干状态时,含水量对土的密实度影响更为显著。

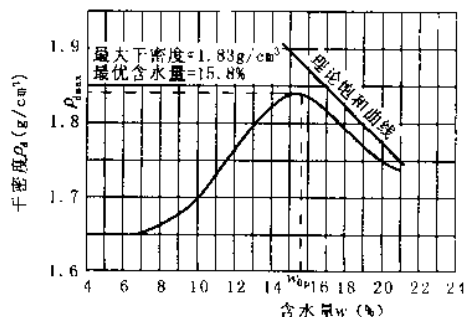


图 2.30 含水量与干密度关系曲线

2.7.2 影响击实效果的因素

影响击实的因素很多,但最重要的是含水量、击实功能和土的性质。

(1) 含水量的影响

含水量的大小对土的击实效果影响极大。可以这样解释击实机理:当土很干时,水处于强结合水状态,土粒之间摩擦力和粘结力都很大,土粒的相对移动有困难,因而不易被击实。当含水量增加时,水的薄膜变厚,摩擦力和粘结力减小,土粒之间彼此容易移动。故随着含水量增大,土的击实干密度增大,至最优含水量时,干密度达最大值。当含水量超过最优含水量后,水所占据的体积增大,限制了颗粒的进一步接近,含水量愈大,水占据的体积愈大,颗粒能够占据的体积愈小,因而干密度逐渐变小。由此可见,含水量不同,则改变了土中颗粒间的作用力,并改变了土的结构与状态,从而在一定击实功能下,改变着击实效果。

试验统计证明:最优含水量 w_{op} 与土的塑限 w_p 有关,大致为 $w_{op}=w_p+2(\%)$ 。土中粘土矿物含量大,则最优含水量愈大。

(2) 击实功能的影响

夯击的压实功能与夯锤的重量、落高、夯击次数以及被夯击土的厚度等有关;碾压的压实功能则与碾压机具的重量、接触面积、碾压遍数以及土层的厚度等有关。

对于同类土,图2.31说明击实功能对击实曲线的影响。在不同的击实功能时,曲线的形状不变,但最大干密度的位置却随着击实功能的增大而增大,并向左上方移动。这就是说,当击实功能增大时,最优含水量减小,相应的最大干密度增大。所以在压实工程中,若土的含水量较小,则需选用夯击功能较大的机具,才能把土压实至最大干密度;在碾压过程中,如未能将土压实至最密实的程度,则须增大压实功能(选用功能较大的机具或增加碾压遍数等);若土的含水量较大,则应

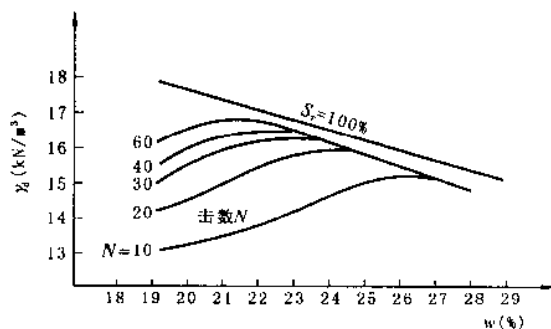


图 2.31 击实功能对击实曲线的影响

选用压实功能较小的机具,否则会出现“橡皮土”现象。因此,若要把土压实到工程要求的干密度,必须合理控制压实时的含水量,选用适合的压实功能,才能获得预期的效果。

(3)不同土类和级配的影响

土的颗粒粗细、级配、矿物成分和添加的材料等因素对压实效果有影响。颗粒越粗,就越能在低含水量时获得最大的干密度;颗粒级配越均匀,压实曲线的峰值范围就越宽广而平缓;对于粘性土,压实效果与其中的粘土矿物成分含量有关;添加木质素和铁基材料可改善土的压实效果。

砂性土也可用类似粘性土的方法进行试验。干砂在压力与振动作用下,容易密实;稍湿的砂土,因有毛细压力作用使砂土互相靠紧,阻止颗粒移动,击实效果不好;饱和砂土,毛细压力消失,击实效果良好。

2.7.3 压实特性在现场填土中的应用

上述所揭示的土的压实特性是从室内击实试验中得到的,而现场碾压或夯实的情况与室内击实试验有差别。例如现场填筑时的碾压机械和击实试验的自由落锤的工作情况就不一样,前者大都是碾压而后者则是

冲击。现场填筑中土在填方中的变形条件与击实试验时土在刚性击实筒中的也不一样,前者可产生一定的侧向变形,后者则完全受侧限。目前还未能从理论上找出二者的普遍规律。但为了把室内的击实试验的结果用于设计与施工,必须研究室内击实试验和现场碾压的关系。图 2.32 是羊足碾不同碾压遍数的工地试验结果与室内击实试验结果的比较。

该图的比较说明,用室内击实试验来模拟工地压实是可靠的。为便于工地压实质量的施工控制,可采用压实系数 λ 来表示:

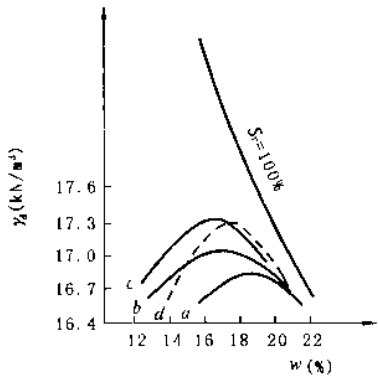


图 2.32 工地试验与普氏击实试验的比较
a—羊足碾,碾压 6 遍;b—羊足碾,碾压 12 遍;
c—羊足碾,碾压 24 遍;d—普氏击实仪

$$\lambda = \frac{\rho_d'}{\rho_d} \quad (2.32)$$

式中 ρ_d' ——室内试验得到的最大干密度;
 ρ_d ——工地碾压时要求达到的干密度。

λ 值越接近 1,表示对压实质量的要求越高,这应用于主要受力层或者重要工程中;对于路基的下层或次要工程, λ 值可取得小一些。

从工地压实和室内击实实验对比可见,击实试验既是研究土的压实特性的室内基本方法,而又对实际填方工程提供了两方面用途:一是用来判别在某一击实功作用下土的击实性能是否良好及土可能达到的最佳密实度范围与相应的含水量值,为填方设计(或为现场填筑试验设计)合理选用填筑含水量和填筑密度提供依据;另一是为制备试样以研究现场填土的力学特性时,提供合理的密度和含水量。

2.8 地基土(岩)的工程分类

地基土(岩)分类的任务是根据分类用途和土(岩)的各种性质的差异将其划分为一定的类别。土(岩)的合理分类具有很大的实际意义,例如根据分类名称可以大致判断土(岩)的工程特性、评价土(岩)作为建筑材料的适宜性以及结合其它指标来确定地基的承载力等等。

根据工程用途的不同,不同的工程部门都有自己的分类方法。下面介绍的是作为建筑物地基土(岩)的工程分类,把土划分为岩石、碎石土、砂土、粉土、粘性土、人工填土及特殊土等。

2.8.1 岩石

岩石按坚固性分为硬质岩石和软质岩石,见表 2.13。

岩石按风化程度划分为微风化、中等风化和强风化三种(表 2.14)。

岩石坚固性分类

表 2.13

岩石类别	代 表 性 岩 石
硬质岩石	花岗岩、花岗片麻岩、闪长岩、玄武岩、石灰岩、石英砂岩、石英岩、硅质砾岩等
软质岩石	页岩、粘土岩、绿泥石片岩、云母岩等

注:除表列代表性岩石外,凡新鲜岩石的饱和单轴极限抗压强度大于或等于 30MPa 者,可按硬质岩石考虑;小于 30MPa 者,可按软质岩石考虑。

岩石风化程度的划分

表 2.14

风化程度	特 征
微风化	岩质新鲜,表面稍有风化迹象
中等风化	1. 结构和构造层理清晰 2. 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 3. 用镐难挖掘,岩芯钻方可钻进
强风化	1. 结构和构造层理不甚清晰,矿物成分已显著变化 2. 岩体被节理、裂隙分割成碎石(2~3cm)状,碎石用手可以折断 3. 用镐可以挖掘,手摇钻不易钻进

2.8.2 碎石土

碎石土是指粒径大于 2mm 的颗粒含量超过全重 50% 的土,根据粒组含量及颗粒形状可分为漂石、块石、卵石、碎石、圆砾和角砾(表 2.15)。

碎石土的分类

表 2.15

土的名称	颗 粒 形 状	粒 组 含 量
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 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 50%
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 50%

注:定名时应根据粒组含量由大到小以最先符合者确定。

2.8.3 砂土

砂土是指粒径大于 2mm 的颗粒含量不超过全重 50%、而粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 50% 的土。根据粒组含量分为砾砂、粗砂、中砂、细砂和粉砂(表 2.16)。

砂土的分类

表 2.16

土的名称	颗 粒 含 量
砾 砂	粒径大于 2mm 的颗粒超过全重 25%~50%
粗 砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒超过全重 50%
中 砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒超过全重 50%
细 砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 85%
粉 砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 50%

注:定名时应根据粒组含量由大到小以最先符合者确定。

2.8.4 粉土

粉土是指粒径大于 0.075mm 的颗粒含量不超过全重 50%,且塑性指数小于或等于 10 的土。它的性质介于粘性土与砂土之间。

现有资料分析表明,粉土的密实度与天然孔隙比 e 有关,一般 $e \geq 0.9$ 时,为稍密,强度较低,属软弱地基; $0.75 \leq e < 0.9$,为中密; $e < 0.75$,为密实,其强度高,属良好的天然地基。粉土的湿度状态可按天然含水量 $w(\%)$ 划分,当 $w < 20\%$,为稍湿; $20\% \leq w < 30\%$,为湿; $w \geq 30\%$,为很湿。粉土在饱水状态下易于散化与结构软化,以致强度降低,压缩性增大。野外鉴别粉土可将其浸水饱和,团成小球,置于手掌上左右反复摇晃,并以另一手振击,则土中水迅速渗出土面,并呈现光泽。

2.8.5 粘性土

粘性土是指塑性指数 I_p 大于10的土。根据塑性指数可分为粘土($I_p > 17$)和粉质粘土($10 < I_p \leq 17$)。确定 I_p 时,液限以76g圆锥仪15s沉入深度10mm为准,塑限以搓条法为准。

工程实践表明,土的沉积年代对土的工程性质影响很大,不同沉积年代的粘性土,尽管其物理性质指标可能很接近,但其工程性质可能相差很悬殊。如湖南的网纹状粘土,具有较高的结构强度和较低的压缩性。因此《岩土工程勘察规范》按土的沉积年代又分为:老粘性土、一般粘性土和新近沉积的粘性土。

(1)老粘性土:是指第四纪晚更新世(Q_3)及其以前沉积的粘性土。广泛分布于长江中下游、湖南、内蒙等地。其沉积年代久,工程性能好。通常在物理性质指标相近的条件下,比一般粘性土强度高而压缩性低。但也须注意:一些地区的老粘性土,强度并不高,甚至有低于一般粘性土的,因此使用时尚需根据当地的实践经验取值。

(2)一般粘性土:是指第四纪全新世(Q_4 ,文化期以前)沉积的粘性土,在工程上最常遇到,透水性较小,其力学性质在各类土中属于中等。

(3)新近沉积的粘性土:是指文化期以来新近沉积的粘性土。其沉积年代较短,结构性差,一般压缩尚未稳定、而且强度很低,其主要分布于山前洪和冲积扇的表层以及掩埋的湖、塘、沟、谷和河水泛滥区。

2.8.6 人工填土

人工填土是指由于人类活动而堆积的土,其物质成分杂乱,均匀性较差。根据其物质组成和成因可分为素填土、杂填土和冲填土三类。

(1)素填土:由碎石、砂土、粉土、粘性土等组成的填土。其不含杂质或含杂质很少,按主要组成物质分为碎石素填土、砂性素填土、粉性素填土及粘性素填土,经分层压实的称为压实填土。

(2)杂填土:含有大量建筑垃圾、工业废料或生活垃圾等杂物的填土。按组成物质分为建筑垃圾土、工业垃圾土及生活垃圾土。

(3)冲填土:由水力冲填泥砂形成的填土。

人工填土可按堆填时间分为老填土和新填土,通常把堆填时间超过10年的粘性填土或超过5年的粉性填土称为老填土,否则称为新填土。

2.8.7 特殊土

特殊土是指具有一定分布区域或工程意义上具有特殊成分、状态和结构特征的土。从目前工程实践来看,大体可分为:软土、红粘土、黄土、膨胀土、多年冻土、盐渍土等。

(1)软土:是指沿海的滨海相、三角洲相、溺谷相、内陆的河流相、湖泊相、沼泽相等主要由细粒土组成的孔隙比大($e \geq 1$)、天然含水量高($w \geq w_L$)、压缩性高、强度低和具有灵敏性、结构性的土层。其包括淤泥、淤泥质粘性土、淤泥质粉土等。

淤泥和淤泥质土是工程建设中经常遇到的软土。在静水或缓慢的流水环境中沉积,并经生物化学作用形成。当粘性土的 $w > w_L$, $e \geq 1.5$ 时称为淤泥;而当 $w > w_L$, $1.5 > e \geq 1.0$ 时称为淤泥质土。当土的有机质含量大于5%时称为有机质土,大于60%称为泥炭。

(2)红粘土:是指碳酸盐系的岩石经第四纪以来的红土化作用,形成并覆盖于基岩上,呈棕红、褐黄等色的高塑性粘土。其特征是: $w_L > 50$,土质上硬下软,具有明显胀缩性;裂隙发育。已形成的红粘土经坡积、洪积再搬运后仍保留着粘土的基本特征,且 $w_L > 45$ 的称为次生红粘土。我国红粘土主要分布于云贵高原,南岭山脉南北两侧及湘西、鄂西丘陵山地等。

(3)黄土:是一种含大量碳酸盐类、且常能以肉眼观察到大孔隙的黄色粉状土。天然黄土在未受水浸湿时,一般强度较高,压缩性较低。但当其受水浸湿后,因黄土自身大孔隙结构的特征,压缩性剧增使结构受到破坏。上层突然显著下沉,同时强度也随之迅速下降,这类黄土统称为湿陷性黄土。湿陷性黄土根据上覆土自重压力下是否发生湿陷变形,又可分为自重湿陷性黄土和非自重湿陷性黄土。

(4)膨胀土:是指土体中含有大量的亲水性粘土矿物成分(如蒙脱石、伊利石等),在环境温度及湿度变化影响下,可产生强烈的胀缩变形的土。由于膨胀土通常强度较高,压缩性较低,易被误认为是良好的地基,而一旦遇水,就呈现出较大的吸水膨胀和失水收缩的能力。往往导致建筑物和地坪开裂、变形而破坏。膨胀土大多分布于当地排水基准面以上的二级阶地及其以上的台地、丘陵、山前缓坡、垅岗地段。其分布特别是不具绵延性和区域性,多呈零星分布且厚度不均。

(5)多年冻土:是指土的温度等于或低于摄氏零度、含有固态水,且这种状态在自然界连续保持3年或3年以上的土。当自然条件改变时,它将产生冻胀、融陷、热融滑塌等特殊不良地质现象,并发生物理力学性质的改变。多年冻土根据土的类别和总含水量可划分其融陷性等级为:少冰冻土、多冰冻土、富冰冻土、饱冰冻土及含土冰层等。

(6)盐渍土:是指易溶盐含量大于0.5%,且具有吸湿、松胀等特性的土。由于可溶盐遇水溶解,可能导致土体产生湿陷、膨胀以及有害的毛细水上升,使建筑物遭受破坏。盐渍土按含盐性质可分为氯盐渍土、亚氯盐渍土、硫酸盐渍土、亚硫酸盐渍土、碱性盐渍土等。按含盐量可分为弱盐渍土、中盐渍土、强盐渍土和超盐渍土。

2.8.8 细粒土按塑性图分类

塑性图首先由美国卡萨格兰德(Cassagrande)于1947年提出,现为全世界通用的一种细粒土的分类方法。以塑性指数 I_p 划分细粒土,虽然 I_p 也具有能综合反映土的颗粒组成、矿物成分以及土粒表面吸附阳离子成分等方面特性的优点,但是不能不承认,不同的液限、塑限可能给出相同的塑性指数,而土性却可能根本不同。由此可见,细粒土的合理分类,应兼顾塑性指数 I_p 和液限 w_L 两方面。

在卡萨格兰德的塑性图中,以塑性指数 I_p 为纵轴、液限 w_L 为横轴,他将大量的试验数据点在塑性图中,形成了具有良好分布规律的散点条带,其直线方程即为图2.33中的A线。为了区分高、低液限,又给出了B线方程。因此,根据细粒土在坐标图上的位置,就可方便地进行细粒土的分类。当然,卡萨格兰德塑性图难以适于世界各地和各地测定液限的常用习惯,还需要不断地完善和补充。因此各个国家在他的基础上,经过补充和修改,形成了适合自己国情的塑性图。图2.33为我国国家标准《土的分类标准》对细粒土采用的塑性图。

图中A线方程为 $I_p = 0.63(w_L - 20)$, B线方程为 $w_L = 40$ 。其中 w_L 是以76g锥式液限仪锥尖15s入土10mm为标准测定的。若锥入土深度为17mm时, $I_p = 0.73(w_L - 20)$, $w_L = 50$ 。当点位于B线以右时,在A线以上者为高液限粘土(CH), A线以下者为高液限粉土(MH);当点位于B线以左时,在A线与 $I_p = 10$ 线以上者为低液限粘土(CL);在A线与 $I_p = 10$ 线以下者为低液限粉土(ML)。对这一范围的土,还可按 $I_p = 7$ 再划分。土中有机质(O)应根据未完全分解的动植物残骸和无定形物质判定。有机质呈黑色,青黑色或暗色,有臭味、弹性和海绵感,可采用自测、手摸或嗅觉判别。当不能判别时,可将试样放入100~110℃的烘箱中烘烤。当烘烤后试样的液限小于烘烤前试样液限的3/4时,试样为有机质土。

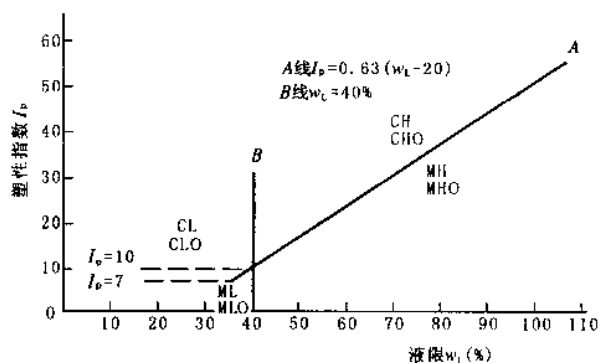


图 2.33 细粒土分类的塑性图

用塑性图划分细粒土,是以扰动土的两个指标(I_p 及 w_L)为依据,它能较好地反映土粒与水相互作用的一些性质,却忽略了决定天然土工程性质的另一重要因素——土的结构性。因此,对于以土料为工程对象时,它是一种较好的分类方法,而对于以天然土样作为地基时,却还存在着不足。

【例 2.4】某土样的颗粒分析试验结果如下表所示,试确定该土样的名称。

筛分法颗粒分析表

试样编号	b							
筛孔直径(mm)	20	10	2	0.5	0.25	0.075	<0.075	总计
留筛土重(g)	10	1	5	39	27	11	7	100
占全部土重的百分比(%)	10	1	5	39	27	11	7	100
小于某筛孔径的土重的百分比(%)	90	89	84	45	18	7		

注:取风干试验 100g 进行试验。

【解】按上表颗粒分析资料,先判别是碎石土还是砂土。现因大于 2mm 粒径的土粒占总重量 $(10+1+5)\%=16\%$,而小于 50%,故该土样属砂土。然后以砂土分类表 2.16 从大到小粒组进行鉴别。由于大于 2mm 的颗粒只占总质量 16%,小于 25%,故该土样不是砾砂。而大于 0.5mm 的颗粒占总质量 $(10+1+5+39)\%=55\%$,此值超过 50%,因此应定名为粗砂。

思考题

- 2.1 土由哪几部分组成? 土中水分哪几类? 其特征如何? 对土的工程性质影响如何?
- 2.2 土的不均匀系数 C_u 及曲率系数 C_c 的定义是什么? 如何从土的颗粒级配曲线形态上、 C_u 及 C_c 数值上评价土的工程性质?
- 2.3 说明土的天然重度 γ 、饱和重度 γ_{sat} 、浮重度 γ' 和干重度 γ_d 的物理概念和相互关系,比较同一种土各数值的大小。
- 2.4 土的三相比例指标有哪些? 哪些可以直接测定? 哪些通过换算求得? 为换算方便,什么情况下令 $V=1$,什么情况下令 $V_s=1$?
- 2.5 反映无粘性土密实度状态的指标有哪些? 采用相对密实度判断砂土的密实度有何优点? 而工程上为何应用得并不广泛?
- 2.6 下列物理指标中,哪几项对粘性土有意义? 哪几项对无粘性土有意义?
①粒径级配;②相对密度;③塑性指数;④液性指数。
- 2.7 简述渗透定理的意义。渗透系数 k 如何测定? 动水力如何计算? 何谓流砂现象? 这种现象对工程有何影响?
- 2.8 土发生冻胀的原因是什么? 发生冻胀的条件是什么?
- 2.9 毛细水上升的原因是什么? 在哪些土中毛细现象最显著?
- 2.10 何谓最优含水量? 影响填土压实效果的主要因素有哪些?
- 2.11 无粘性土和粘性土在矿物组成、土的结构、物理状态及分类方法诸方面有何重要区别?
- 2.12 地基土分为几大类? 各类土的划分依据是什么? 为什么粒度成分和塑性指数可作为土分类的依据? 比较这两种分类方法的优缺点和适用条件。

习题

- 2.1 某土样颗粒分析结果如下表所示,试绘出颗粒级配曲线,并确定该土的 C_u 和 C_c ,以及评价该土的级配情况。

粒径(mm)	>2	2~0.5	0.5~0.25	0.25~0.1	0.1~0.05	<0.05
粒组含量(%)	9	27	28	19	8	9

(答案: $C_u=8.04$, $C_c=1.59$,属良好级配。)

- 2.2 试证明下列换算公式:

$$(1) \rho_d = \frac{d_s \rho_w}{1+e} \quad (2) \gamma = \frac{S_r e \gamma_w + d_s}{1+e} \quad (3) S_r = \frac{w d_s (1-n)}{\gamma_w n}$$

- 2.3 在土的三相组成示意图中,取土粒体积 $V_s=1$ 。已知某土样的土粒比重 $d_s=2.70$,含水量 $w=32.2\%$,土的天然密度 $\rho=1.91\text{g/cm}^3$,水的重度 $\rho_w=1.0\text{g/cm}^3$ 。按各三相比例指标的定义,计算习题 2.3 图中 6 个括号内的数值及 S_r 和 γ' 。

(答案: $m_s=2.7\text{g}$; $m_w=8.7\text{g}$; $m=35.7\text{g}$; $V=1.87\text{m}^3$; $e=V_v=0.87\text{m}^3$; $V_w=0.87\text{m}^3$; $S_r=100\%$; $\gamma'=9.1\text{kN/m}^3$ 。)

- 2.4 用体积为 72cm^3 的环刀取得某原状土样重 129.5g,烘干后土重 121.5g,土粒比重为 2.7,试计算该土样的含水量 w 、孔隙比 e 、饱和度 S_r 、重度 γ 、饱和重度 γ_{sat} 、浮重度 γ' 以及干重度 γ_d ,并比较各重度的数值大小(先得公式然后求解)。

(答案: $w=6.6\%$, $e=0.60$, $S_r=27.9\%$, $\gamma=18.0\text{kN/m}^3$, $\gamma_{sat}=20.6\text{kN/m}^3$, $\gamma'=10.6\text{kN/m}^3$, $\gamma_d=16.9\text{kN/m}^3$, $\gamma_{sat} > \gamma > \gamma_d$ 。)

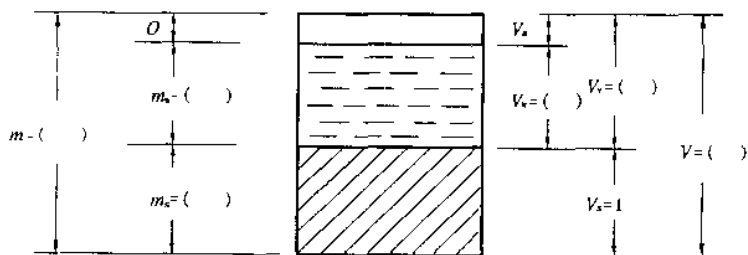


图 2.34 习题 2.3 图

$> \gamma'_s$)

2.5 某土样处于完全饱和状态,土粒比重为 2.68,含水量为 32.0%,试求该土样的孔隙比 e 和重度 γ 。

2.6 某砂土土样的密度为 1.77 g/cm^3 ,含水量为 9.8%,土粒比重为 2.67,烘干后测定最小孔隙比为 0.461,最大孔隙比为 0.943,试求孔隙比 e 和相对密实度 D_r ,并评定该土的密实度。

2.7 某干砂试样密度 $\rho = 1.66 \text{ g/cm}^3$,土粒比重 $d_s = 2.69$,置于雨中,若砂样体积不变,饱和度增至 40%时,此砂在雨中的含水量 w 为多少?

2.8 某砂土的含水量、土的天然重度、土粒比重,颗粒分析结果如下表:

土粒组的粒径范围(mm)	>2	$2 \sim 0.5$	$0.5 \sim 0.25$	$0.25 \sim 0.075$	<0.075
粒组占干土总质量的百分数(%)	9.4	18.6	21.0	37.5	13.5

要求:

- (1)确定该土样的名称;
- (2)计算该土的孔隙比和饱和度;
- (3)确定该土的湿度状态;
- (4)如该土埋深在离地面 3m 以内,其标准贯入试验锤击数 $N=14$,试确定该土的密实度。

(答案:(1)细砂;(2) $e=0.81$, $S_r=94\%$;(3)饱和;(4)稍密。)

2.9 某粘性土的含水量 $w=36.4\%$,液限 $w_L=48\%$,塑限 $w_p=35.4\%$ 。

- (1)计算该土的塑性指数 I_p 及液性指数 I_L ;
- (2)确定该土的名称及状态。

(答案: $I_p=22.6$, $I_L=0.49$;粘土,可塑状态。)

2.10 如图,观测孔 a 、 b 的水位标高分别为 23.50m 和 23.20m,两孔的水平距离为 20m。

- (1)确定 ab 段的平均水头梯度 i ;
- (2)如该土层为细砂,渗透系数 $k=5 \times 10^{-2} \text{ mm/s}$,试确定 ab 段的地下水流速度 v 和每小时(符号为 h)通过 1 m^2 截面积(垂直于纸面)的流量 Q (提示:流量 $Q=\text{流速} \times \text{过水面积} \times \text{时间}$);

(3)同(2),但该土层为粉质粘土,渗透系数 $k=5 \times 10^{-6} \text{ mm/s}$,起始水头梯度 $i'=0.005$ 。

(答案:(1) $i=0.015$;(2) $v=7.5 \times 10^{-4} \text{ mm/s}=2.7 \times 10^{-3} \text{ m/h}$; $Q=2.7 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{h} \cdot \text{m}^2$;(3) $v=5 \times 10^{-7} \text{ mm/s}=1.8 \times 10^{-6} \text{ m/h}$; $Q=1.8 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{h} \cdot \text{m}^2$ 。)

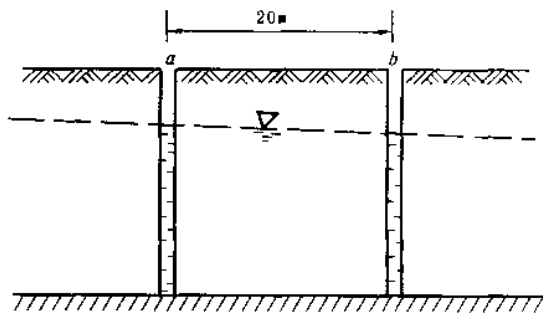


图 2.35 习题 2.10 图

2.11 某湿土样重 180g,已知其含水量为 18%,现需制备含水量为 25%的土样,需加水多少?

(答案:10.7g)

2.12 将土以不同含水量配制成试样,用标准的夯击能使土样击实,测定其容重,得数据如下表:

$w(\%)$	17.2	15.2	12.2	10.0	8.08	7.4
$\rho(\text{g/cm}^3)$	2.06	2.10	2.16	2.13	2.03	1.89

已知土粒比重 $d_s=2.65$,试求最佳含水量 w_{op} 。

(答案: $w_{op}=10\%$)

3 土中应力计算

本章提要

为了对建筑物地基基础进行沉降(变形)、承载力与稳定性分析,必须掌握建筑前后土中应力的分布和变化情况。由土体重力引起的应力称为自重应力。自重应力一般是自土形成之日起就在土中产生,因此也称为长驻应力。附加应力是指由于外荷载(如建筑荷载、车辆荷载、土中水的渗流力、地震力等)的作用,在土中产生的应力增量。两种应力由于产生的原因不同,因而分布规律和计算方法也不同。

目前计算土中应力的方法,主要是采用弹性理论公式,也就是把地基土视为均匀的、各向同性的半无限空间弹性体。这种假定虽与土体的实际情况有出入(因土是三相组成的分散体,具有明显的层理构造和各向异性,变形也具有明显的非线性特征等),但因弹性理论方法计算简单,且实践证明,当基底压力在一定范围内时(即一般建筑物荷载作用下地基中的变化范围还不很大时),用弹性理论的计算结果能满足实际工程的要求。所以,可认为地基土符合半无限体的假定而引用弹性理论公式。

在计算地基中的附加应力之前,首先要确定作用在地基表面(即基础底面)的压力。

因此,学习本章应重点掌握以下几个问题:

- (1)土的自重应力的计算方法及其分布规律;
- (2)基础底面压力的简化计算;
- (3)矩形和条形均布荷载作用下附加应力的计算、附加应力的分布规律。

土是一种三相的物质,作用在土中微小面积上的应力(总应力),部分通过土粒之间传递(粒间应力,又称有效应力),部分由孔隙中的液体、气体承受(孔隙压力)。对于饱和土来说,因为孔隙中没有气体存在,故总应力等于有效应力和孔隙水压力之和。

虽然本章主要介绍土中自重应力和附加应力,但最后也简介一下有效应力原理及应用。这将对全书的理解、乃至今后进一步深入学习土力学知识和参加工程实践有好处。

3.1 土的自重应力

若将地基视为均质的半无限体,土体在自重作用下只能产生竖向变形,而无侧向位移及剪切变形存在。因此,在深度 z 处平面上,土体因自身重力产生的竖向应力 σ_{cz} (以后简称自重应力)就等于单位面积上土柱体的重力,如图3.1所示。

3.1.1 均质土的自重应力

对于均匀土(土的重度为常数),在地表以下深度 z 处自重应力为:

$$\sigma_{cz} = \gamma z \quad (3.1)$$

可见,自重应力 σ_{cz} 沿水平面均匀分布,且与 z 成正比,即随深度呈线性增加。如图3.2所示。

地基土在重力作用下,除承受作用于水平面上的竖向自重应力外,在竖直面还作用有水平的侧向自重

应力。由于土柱体在重力作用下无侧向变形和剪切变形,可以证明,侧向自重应力 σ_{cx} 和 σ_{cy} 与 σ_{cz} 成正比,剪应力均为零,即:

$$\sigma_{cx} = \sigma_{cy} = k_0 \sigma_{cz} \quad (3.2)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0 \quad (3.3)$$

式中比例系数 k_0 称为土的侧压力系数或静止土压力系数,其实测资料见第 4 章表 4.1。

3.1.2 成层土的自重应力

在一般情况下,天然地基往往由成层土所组成,设各土层的厚度为 h_i ,重度为 γ_i ,则深度 z 处土的自重应力可通过对各层土自重应力求和得到,即:

$$\sigma_{cz} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \dots = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (3.4)$$

式中 n ——自天然地面至深度 z 处土的层数;

h_i ——第 i 层土的厚度(m);

γ_i ——第 i 层土的天然重度,对地下水位以下的土层取有效重度 γ' (kN/m³)。因为土受到水的浮力影响,其自重应力相应减少的缘故。

但在地下水位以下,若埋藏有不透水层(例如岩层或只含结合水的坚硬粘土层),由于不透水层中不存在水的浮力,故层面以下的自重应力应按上覆土层的水土总重计算。这样,紧靠上覆层与不透水层界面上下方的自重应力有突变,使层面处具有两个自重应力值(见例 3.1 图点 3 处)。

【例 3.1】 试计算图 3.2 所示土层的自重应力及作用在基岩顶面的土自重应力和静水压力之和,并绘制自重应力分布图。

【解】

$$\sigma_{cz1} = \gamma_1 h_1 = 19 \times 2.0 = 38 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{cz2} = \gamma_1 h_1 + \gamma_1' h_2 = 38 + (19.4 - 10) \times 2.5 = 61.5 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{cz3} = \gamma_1 h_1 + \gamma_1' h_2 + \gamma_2' h_3 = 61.5 + (17.4 - 10) \times 4.5 = 96.6 \text{ kPa}$$

$$\sigma_w = \gamma_w (h_2 + h_3) = 10 \times 7.0 = 70 \text{ kPa}$$

作用在基岩顶面处的自重应力 96.6 kPa,静水压力 70 kPa,总应力为 $96.6 + 70 = 166.6 \text{ kPa}$ 。

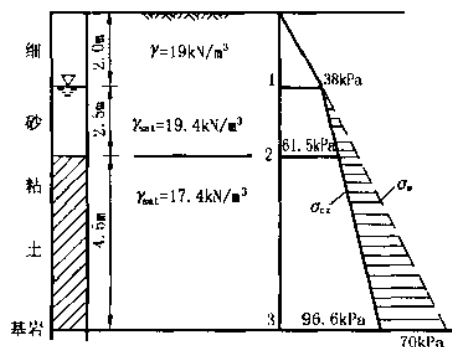


图 3.2 土的自重应力计算及其分布图

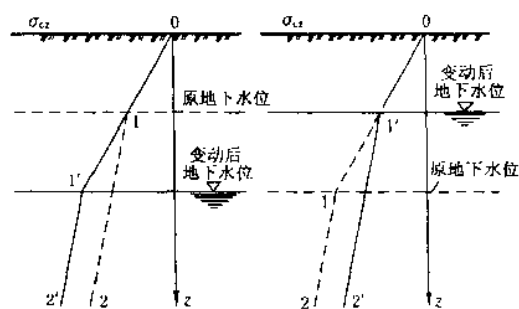


图 3.3 地下水位升降对土中自重应力的影响

0—1—2 线为原来自重应力的分布;

0—1'—2' 为地下水位变动后自重应力的分布

尚须注意:①在此所讨论的自重应力是指土颗粒之间接触点传递的粒间应力,故又称为有效自重应力;②一般土层形成地质年代较长,在自重作用下变形早已稳定,故自重应力不再引起建筑物基础沉降,但对于近期沉积或堆积的土层以及地下水位升降等情况,尚应考虑自重应力作用下的变形,这是因为地下水位的变动,引起土的重度改变的结果。如图 3.3 所示。例深基坑开挖中,需大量抽取地下水,以致地下水位大幅度下降,引起土的重度改变,又因 $\gamma > \gamma'$,故自重应力增加,从而造成地表大面积下沉的严重后果。

3.2 基底压力

前已指出土中的附加应力是由于建筑物荷载等作用所引起的应力增量,而建筑物荷载是通过基础传给地基的,在基础底面与地基之间产生接触压力,通常称为基底压力。它既是基础作用于地基表面的力,也是地基对于基础的反作用力。为了计算上部荷载在地基土层中引起的附加应力,应首先研究基底压力的大小与分布情况。

3.2.1 基底压力分布

精确确定基底压力数值大小与分布形态,是一个很复杂的问题。因为基础与地基不是一种材料、一个整体,两者的刚度相差很大,变形不能协调的缘故。此外,它还与基础的刚度、平面形状、尺寸大小和埋置深度等有关,与作用在基础上的荷载性质、大小和分布情况以及地基土的性质等众多因素有关。目前在弹性理论中主要是研究不同刚度的基础与弹性半空间表面间的接触压力分布问题。

(1) 柔性基础(如土坝、路基及油罐薄板)的刚度很小,好比放在地上的柔软薄膜,在垂直荷载作用下没有抵抗弯曲变形的能力,基础随着地基一起变形。因此柔性基础接触压力分布与其上部荷载分布情况相同。在中心受压时,为均匀分布(图 3.4)。

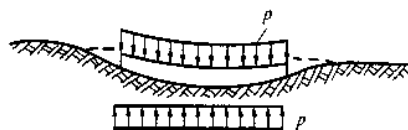


图 3.4 柔性基础基底压力分布

(2) 刚性基础(如块式整体基础、素混凝土基础)本身刚度较大,受荷后基础不出现挠曲变形。由于地基与基础的变形必须协调一致,因此在调整基底沉降使之趋于均匀的同时,基底压力发生了转移。通常在中心荷载下,基底压力呈马鞍形分布,中间小而边缘大,如图 3.5(a)所示;当基础上的荷载较大时,基础边缘由于应力很大,使土产生塑性变形,边缘应力不再增加,而使中央部分继续增大,基底压力重新分布而呈抛物线形[如图 3.5(b)];若作用在基础上的荷载继续增大,接近于地基的破坏荷载时,应力图形又变成中部突出的钟形[图 3.5(c)]。

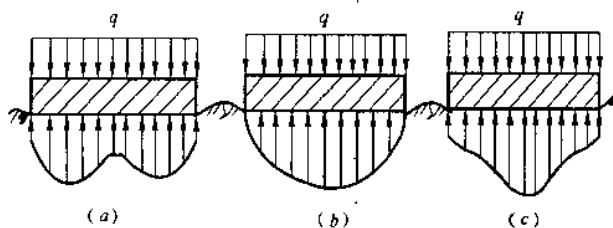


图 3.5 刚性基础基底压力分布图

有限刚度基础底面的压力分布,可按基础的实际及土的性质,用弹性地基上梁和板的方法计算,在本课程中不作介绍。

另外,通过试验,还可看到基础埋置深度与土的性质对基底压力分布形态的影响。当基础埋置一定深度时,由于基础周围土体约束,基础边缘土粒难以挤出,塑性区减小,边缘反力增加,使基础压力趋于均匀分布。当基础置于砂土之上时,基底边缘砂粒易于侧向挤出,塑性区随荷载增加迅速开展,反力趋于抛物线形分布;而硬粘土上的基础,由于硬粘土具有较大的粘结力,基底边缘可以承担一定的压力,故反力呈马鞍形分布。

3.2.2 基底压力的简化计算

在工程实用中,当基础尺寸较小(如柱下单独基础,墙下条形基础等)时,基底压力可当作直线分布,按材料力学公式简化计算。这虽然与实际情况不一致,但是基础一般都具有较大的刚度(与上部的梁板比较),又受地基承载力的限制,还加上基础有一定的埋深,基底压力分布大多属于马鞍形,其发展趋向于均匀分布,因此实用上可近似地认为基底压力按直线规律变化。而对于较复杂的基础,如柱下条形基础、片筏基础和箱形基础,基底压力的细微变化,往往对基础内力和结构计算有明显的影晌,因此一般需考虑上部结构和基础的刚度以及地基土力学性质的影响,用弹性地基梁板的方法计算(详见第 7.7~7.8 节)。

下面介绍简化计算方法：

3.2.2.1 中心荷载作用时

作用在基底上的荷载合力通过基底形心，基底压力假定为均匀分布(图 3.6)，平均压力设计值 p (kPa) 可按式计算：

$$p = \frac{F + G}{A} \quad (3.5)$$

式中 F ——基础上的竖向力设计值(kN)；

G ——基础自重设计值及其上回填土重标准值总和(kN)； $G = \gamma_0 A d$ ，其中 γ_0 为基础及回填土之平均重度，一般取 20 kN/m^3 ，地下水位以下部分应扣除 10 kN/m^3 的浮力；

d ——基础埋深(m)，一般从室外设计地面或室内外平均设计地面算起；

A ——基底面积(m^2)，矩形基础 $A = l \times b$ ， l 和 b 分别为矩形基底的长度和宽度(m)。对于条形基础，可沿长度方向取 1m 计算，则上式中 F 、 G 代表每延米内的相应值(kN/m)。

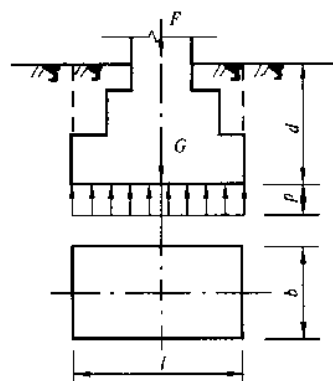


图 3.6 中心荷载下基底压力分布

3.2.2.2 偏心荷载作用时

常见的偏心荷载作用于矩形基底的一个主轴上(称单向偏心)，可将基底长边方向取与偏心方向一致，此时两短边边缘最大压力 p_{\max} 与最小压力 p_{\min} 设计值(kPa)可按材料力学短柱偏心受压公式计算：

$$p_{\min}^{\max} = \frac{F + G}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{F + G}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right) \quad (3.6)$$

式中 M ——作用在基底形心上的力矩设计值($\text{kN} \cdot \text{m}$)， $M = (F + G)e$ ；

e ——荷载偏心距；

W ——基础底面的抵抗矩(m^3)，对矩形基础 $W = bl^2/6$ 。

从式(3.6)可知，按荷载偏心距 e 的大小，基底压力的分布可能出现下述三种情况(图 3.7 所示)：

①当 $e < l/6$ 时，由式(3.6)知 $p_{\min} > 0$ ，基底压力呈梯形分布[如图 3.7(a)所示]；

②当 $e = l/6$ 时， $p_{\min} = 0$ ，基底压力呈三角形分布[如图 3.7(b)所示]；

③当 $e > l/6$ 时， $p_{\min} < 0$ ，也即产生拉应力[见图 3.7(c)]，由于基底与地基之间不能承受拉应力，此时产生拉应力部分的基底将与地基土局部脱开，致使基底压力重新分布。根据偏心荷载与基底反力平衡的条件，荷载合力 $F + G$ 应通过三角形反力分布图的形心[图 3.7(c)]，由此可得：

$$p_{\max} = \frac{2(F + G)}{3b(l/2 - e)} \quad (3.7)$$

3.2.3 基底附加压力

综上所述，土的自重应力不引起地基变形，只有新增的建筑物荷载，即作用于地基表面的附加压力，才是使地基压缩变形的主要原因。实际上，一般基础都埋置于地面下一定深度，该处原有自重应力因基坑开挖而卸除。因此，在计算由建筑物造成的基底附加压力时，应扣除基底标高处土中原有的土中自重应力 σ_{cd} 后，才是基底平面处新增加于地基的基底附加压力，基底平均附加压力 p_0 值按下式计算(图 3.8)：

$$p_0 = p - \sigma_{cd} = p - \gamma_0 d \quad (3.8)$$

式中 σ_{cd} ——基底处土的自重应力标准值， $\sigma_{cd} = \gamma_0 d$ ；

γ_0 ——基底标高以上天然土层的加权平均重度。其中地下水位以

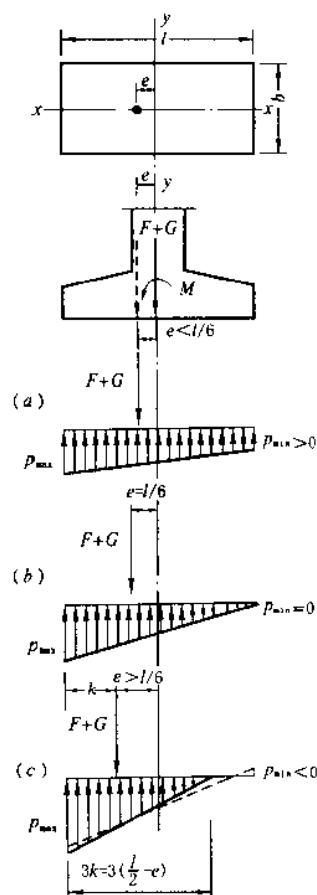


图 3.7 偏心荷载下基底压力分布

下取有效重度；

d ——基础埋置深度(m)，必须从天然地面算起， $d=h_1+h_2+h_3+\dots$ 。

有了基底附加压力，即可把它作为作用在弹性半空间表面上的局部荷载，由此根据弹性力学计算地基中的附加应力(见第3.4节)。必须指出，实际上，基底附加压力一般作用在地表下一定深度(指浅基础的埋深)处，因此，假设它作用在半空间表面上，而运用弹性力学解答所得的结果只是近似的，不过，对于一般浅基础来说，这种假设所造成的误差可以忽略不计。

另外，当基坑的平面尺寸和深度较大时，坑底回弹是明显的，且基坑中点的回弹大于边缘点。在沉降计算中，为了适当考虑这种坑底的回弹和再压缩而增加沉降，改取 $p_0 = p - \alpha \sigma_{cd}$ ，其中 α 为 0~1 的系数。此外，式(3.8)尚应保证坑底土质不发生浸水膨胀的条件。

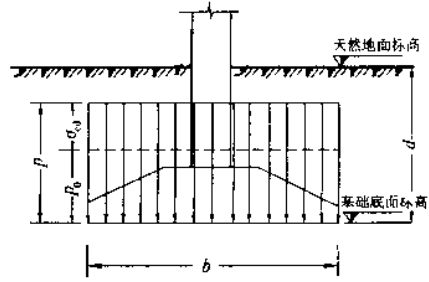


图 3.8 基底平均附加应力的计算

3.3 地基附加应力

地基中附加应力是由建筑物荷载引起的应力增量，目前采用的附加应力计算方法是根据弹性理论推导出来的。本节首先讨论在竖向集中力作用下地基附加应力计算，然后应用竖向集中力的解答，通过叠加原理或者积分的方法可以得到各种分布荷载作用下土中应力的计算公式。

3.3.1 竖向集中力下的地基附加应力

3.3.1.1 单个竖向集中力作用

在半无限空间表面上作用一竖向集中力 F 时(图 3.9)，半空间内任一点 $M(x, y, z)$ 的应力和位移的弹性力学解，是由法国的布辛奈斯克(J. Boussinesq, 1885)首先提出。他根据弹性理论导得的应力及位移表达式分别为：

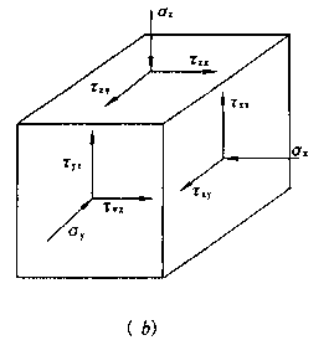
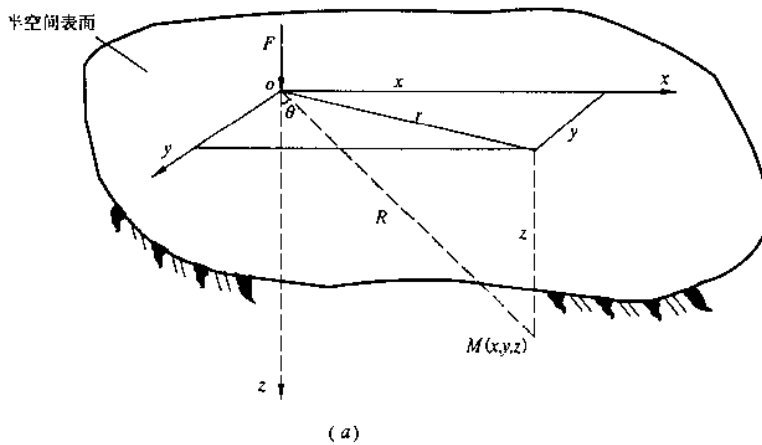


图 3.9 竖向集中力作用下的附加应力

$$\sigma_z = \frac{3Fz^3}{2\pi R^5} = \frac{3F}{2\pi R^2} \cos^3 \theta \quad (3.9)$$

$$\sigma_x = \frac{3F}{2\pi} \left\{ \frac{x^2 z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left[\frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \frac{x^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \right\} \quad (3.10)$$

$$\sigma_y = \frac{3F}{2\pi} \left\{ \frac{y^2 z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left[\frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \frac{y^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \right\} \quad (3.11)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \frac{3F}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \frac{1-2\mu}{3} \frac{xy(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \quad (3.12)$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zy} = \frac{3F}{2\pi} \frac{yz^2}{R^5} = \frac{3Fy}{2\pi R^3} \cos^2 \theta \quad (3.13)$$

$$\tau_{zx} = \tau_{xz} = \frac{3F}{2\pi} \frac{xz^2}{R^5} = \frac{3Fx}{2\pi R^3} \cos^2 \theta \quad (3.14)$$

$$u = \frac{F(1+\mu)}{2\pi E} \left[\frac{xz}{R^3} - (1-2\mu) \frac{x}{R(R+z)} \right] \quad (3.15)$$

$$v = \frac{F(1+\mu)}{2\pi E} \left[\frac{yz}{R^3} - (1-2\mu) \frac{y}{R(R+z)} \right] \quad (3.16)$$

$$w = \frac{F(1+\mu)}{2\pi E} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1-\mu) \frac{1}{R} \right] \quad (3.17)$$

式中 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ —— M 点平行于 x, y, z 轴的正应力；

$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ ——剪应力；

u, v, w —— M 点沿 x, y, z 轴方向的位移；

R ——集中力作用点至 M 点的距离；

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} = \sqrt{r^2 + z^2} = \frac{z}{\cos \theta}$$

θ —— R 线与 z 轴的夹角；

r ——集中力作用点与 M 点的水平距离；

E ——土的弹性模量(或土力学中专用的地基变形模量 E_0)；

μ ——土的泊松比(见表 4.1)。

在上述应力及位移计算公式中,若 $R=0$ (集中力作用点),则其结果将趋于无穷大,即地基土已发生了塑性变形,按弹性理论解已不适用。因此所选择的计算点不应过于接近集中力的作用点。

在工程实践中应用最多的是竖向法向应力 σ_z 及竖向位移 w ,下面着重讨论 σ_z 的计算。为了应用方便,可对式(3.9)进行改造,即:

$$\begin{aligned} R &= \sqrt{r^2 + z^2} = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \\ \text{则 } \sigma_z &= \frac{3F}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} = \frac{3F}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{3F}{2\pi z^2} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} = \alpha \frac{F}{z^2} \\ \alpha &= \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \end{aligned} \quad (3.18)$$

其中, α 称为集中力作用下的地基竖向应力系数,是 r/z 的函数,由表 3.1 查取。

集中荷载作用下地基竖向附加应力系数 α

表 3.1

r/z	α	r/z	α	r/z	α	r/z	α	r/z	α
0.00	0.4775	0.50	0.2733	1.00	0.0844	1.50	0.0251	2.00	0.0085
0.05	0.4745	0.55	0.2466	1.05	0.0744	1.55	0.0224	2.20	0.0058
0.10	0.4657	0.60	0.2214	1.10	0.0658	1.60	0.0200	2.24	0.0040
0.15	0.4516	0.65	0.1978	1.15	0.0581	1.65	0.0179	2.60	0.0029
0.20	0.4329	0.70	0.1762	1.20	0.0454	1.70	0.0160	2.80	0.0021
0.25	0.4103	0.75	0.1565	1.25	0.0402	1.75	0.0144	3.00	0.0015
0.30	0.3849	0.80	0.1386	1.30	0.0357	1.80	0.0129	3.50	0.0007
0.35	0.3577	0.85	0.1226	1.35	0.0317	1.85	0.0116	4.00	0.0004
0.40	0.3294	0.90	0.1083	1.40	0.0317	1.90	0.0105	4.50	0.0002
0.45	0.3011	0.95	0.0956	1.45	0.0282	1.95	0.0095	5.00	0.0001

【例题 3.2】在地表面作用集中力 $F=200\text{kN}$, 计算地面下深度 $z=3\text{m}$ 处水平面上的竖向法向应力 σ_z 分布, 以及距 F 的作用点 $r=1\text{m}$ 处竖直面上的竖向法向应力 σ_z 分布。

【解】各点的竖向应力 σ_z 可按公式(3.18)计算, 并列于表 3.2 及表 3.3 中, 同时可绘出 σ_z 的分布图示

于图 3.10。

$z=3\text{m}$ 处水平面竖应力 σ_z 计算

表 3.2

$r(\text{m})$	0	1	2	3	4	5
r/z	0	0.33	0.67	1	1.33	1.67
α	0.478	0.369	0.189	0.084	0.038	0.017
$\sigma_z(\text{kPa})$	10.6	8.2	4.2	1.9	0.8	0.4

$r=1\text{m}$ 处竖直线上的竖应力 σ_z 计算

表 3.3

$z(\text{m})$	0	1	2	3	4	5	6
r/z	∞	1	0.5	0.33	0.25	0.20	0.17
α	0	0.084	0.273	0.369	0.410	0.433	0.444
$\sigma_z(\text{kPa})$	0	16.8	13.7	8.2	5.1	3.5	2.5

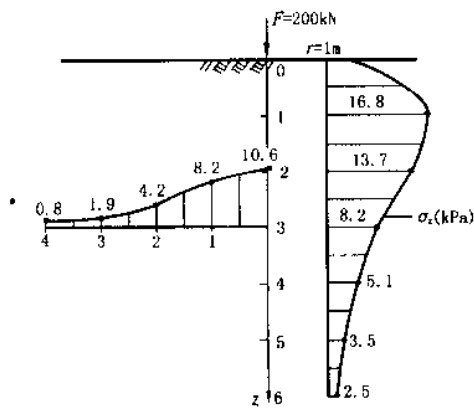


图 3.10 竖向集中力作用下土中 σ_z 分布

3.3.1.2 多个集中力及不规则分布荷载作用

如图 3.11,若无限体表面(地面)有几个集中力作用时,则地基中任意点 M 处的附加应力 σ_z ,可利用式(3.18)分别求出各集中力对该点引起的附加应力,然后进行叠加。即:

$$\sigma_z = \alpha_1 \frac{F_1}{z^2} + \alpha_2 \frac{F_2}{z^2} + \dots + \alpha_n \frac{F_n}{z^2} = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n \alpha_i F_i \quad (3.19)$$

上式也适于局部荷载,如图 3.12,若局部荷载的平面形状或分布规律不规则时,可将荷载面(或基础底面)分成若干形状规则(如矩形)的面积单元,将每个单元上的分布荷载视为集中力,再以式(3.19)计算地基中某点 M 的附加应力。这种方法称为等代荷载法,该法的计算精度取决于划分的单元面积的大小。有经验指出,当矩形单元面积的长边小于面积形心到计算点距离的 $1/2$ 、 $1/3$ 或 $1/4$ 时,所算得的附加应力的误差一般不大于 6% 、 3% 或 2% 。

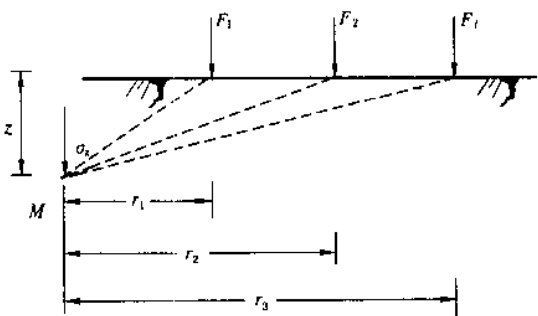


图 3.11 多个集中力作用下的附加应力

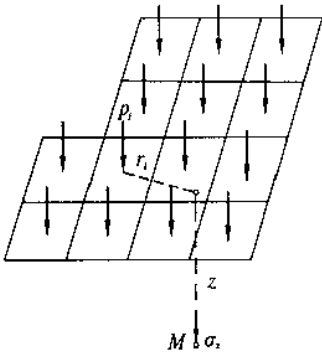


图 3.12 等代荷载法计算 σ_z

3.3.2 分布荷载下地基附加应力

在实践中荷载很少是以集中力的形式作用在土上,而往往是通过基础分布在一定面积上。若基础底面的形状或基底下的荷载分布不规则时,可用等代荷载法求出地基中附加应力;若基础底面的形状及分布荷载都是有规律时,则可应用积分的方法求得地基土中的附加应力。

首先讨论一般情况:设半无限土体表面作用一分布荷载 $p(x,y)$ 如图 3.13 所示,若求地基土中某点

$M(x, y, z)$ 的竖向应力 σ_z 。可以先在荷载面积范围内取一微元面积 $dA = d\xi d\eta$, 则作用在微元面积上的分布荷载可用集中力 $dF = p(x, y)d\xi d\eta$ 表示, 用式 (3.9) 在荷载面积 A 范围内积分可得 σ_z 。

即:

$$\sigma_z \iint_A d\sigma_z = \frac{3z^3}{2\pi} \iint_A \frac{p(x, y)d\xi d\eta}{[(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2 + z^2]^{5/2}} \quad (3.20)$$

在求解上式时与下面三个条件有关:

- (1) 分布荷载 $p(x, y)$ 的分布规律及其大小;
- (2) 分布荷载的分布面积 A 的几何形状及其大小;
- (3) 应力计算点 M 的坐标 x, y, z 的值。

积分后结果比较繁杂, 但都是 $l/b, z/b(z/r_0)$ 等的函数。工程上为了应用方便, 常采用“无量纲化”处理。即以 $l/b, z/b(z/r_0)$ 编制一些表格。应用时, 可直接根据 $l/b, z/b(z/r_0)$ 查表即可得出 α , 再以下式求得附加应力 σ_z , 即:

$$\sigma_z = \alpha p_0 \quad (3.21)$$

其中 α 称为附加应力系数。

下面介绍几种常见的基础底面形状及其在分布荷载 (有规则) 作用下, 地基土中附加应力 σ_z 的计算。

3.3.2.1 空间问题的附加应力计算

常见的空间问题通常有: 均布矩形荷载、三角形分布的矩形荷载及均布的圆形荷载等。

(1) 矩形面积均布荷载作用时土中竖向附加应力 σ_z 计算

如图 3.14 所示, 设矩形荷载面的长度和宽度分别为 l 和 b , 作用于地基上的竖向荷载为 p_0 , 以式 (3.20) 积分可得矩形面积角点 O 下的附加应力 σ_z 为:

$$\sigma_z = \alpha_c p_0 \quad (3.22)$$

其中:
$$\alpha_c = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{lbz(l^2 + b^2 + 2z^2)}{(l^2 + z^2)(b^2 + z^2)\sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} + \arctan \frac{lb}{z\sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} \right]$$

α_c 称为均布矩形角点下的竖向附加应力系数, 简称角点应力系数, 应用时可按 l/b 和 z/b 查表 3.4 得。

当应力计算点 M 不位于角点下时, 可利用式 (3.22) 以角点法求得。图 3.15 中列出计算点不位于角点下的四种情况 (M' 点表示 M 点在荷载作用面上的水平投影, 并表示任意深度 z 处)。计算时, 通过 M' 点将荷载面积划分为若干个矩形面积, 而 M' 必须是划分出来的各个矩形的公共角点, 然后再按式 (3.22) 计算每个矩形角点下同一深度 z 处的附加应力 σ_z , 并求其代数和。这种方法通常称为“角点法”。

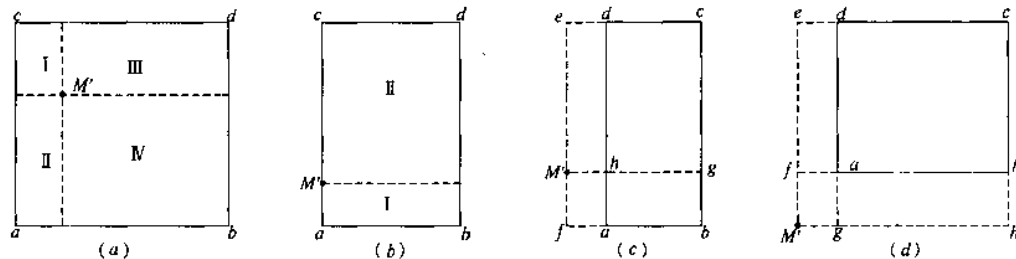


图 3.15 以角点法计算均布矩形荷载下的地基附加应力

计算点 M' 在: (a) 荷载面内; (b) 荷载面边缘; (c) 荷载面边缘外侧; (d) 荷载面角点外侧

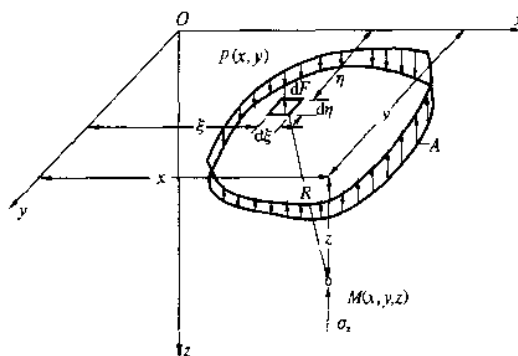


图 3.13 分布荷载作用下土中应力计算

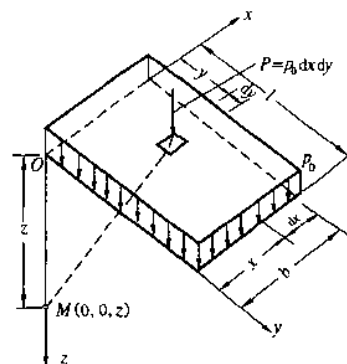
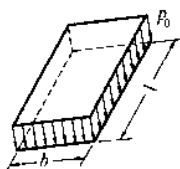


图 3.14 均布矩形荷载角点下的附加应力 σ_z



均布的矩形荷载角点下的竖向附加应力系数

表 3.4

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	0.086	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	0.065	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
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	0.004	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

实用中有如下几种情况：

① M' 点在荷载面内 [图 3.15(a)]

$$\sigma_z = (\alpha_{c1} + \alpha_{c2} + \alpha_{c3} + \alpha_{c4}) p_0$$

如果 M' 点位于受荷面中心，则 $\alpha_{c1} = \alpha_{c2} = \alpha_{c3} = \alpha_{c4}$ ，得 $\sigma_z = 4\alpha_{c1} p_0$ ，此即为利用角点法求得的均布矩形荷载面中心点下 σ_z 的解。此概念在下章地基沉降计算中也用到。当然，也可直接查中点应力系数表求解矩形荷载面中心点下的 σ_z (此处略)。

② M' 点在荷载面边缘 [图 3.15(b)]

$$\sigma_z = (\alpha_{c1} + \alpha_{c1}) p_0$$

③ M' 点在荷载面边缘外侧[图 3.15(c)]

此时荷载面 $abcd$ 可看成是由 I ($M'fbg$) 与 II ($M'fah$) 之差和 III ($M'ecg$) 与 IV ($M'edh$) 之差合成的, 则

$$\sigma_z = (\alpha_{c1} - \alpha_{c1} + \alpha_{c1} - \alpha_{c1}) p_0$$

④ M' 点在荷载面角点外侧[图 3.15(d)]

把荷载看成由 I ($M'hce$) 扣除 II ($M'hbf$) 和 III ($M'gde$) 而成, 面 IV ($M'gaf$) 被减去了两次, 所以要“加上”。即:

$$\sigma_z = (\alpha_{c1} - \alpha_{c1} - \alpha_{c1} + \alpha_{c1}) p_0$$

应用角点法时尚需注意: ①要使角点 M' 位于所划分的每一个矩形的公共角点; ②划分矩形的总面积应等于原有的受荷面积; ③查表时, 所有分块矩形都是长边为 l , 短边为 b 。

【例 3.3】 有一矩形底面基础 $b=4\text{m}$, $l=6\text{m}$, 其上作用均布荷载 $p=100\text{kPa}$, 用角点法计算矩形基础外 k 点下深度 $z=6\text{m}$ 处 N 点竖向应力 σ_z 值。

【解】 如图 3.16 所示, 将 k 点置于假设的矩形受荷面积的角点处, 按角点法计算 N 点的附加应力。 N 点的附加应力是由受荷面积 ($ajki$) 与 ($iksd$) 引起的附加应力之和, 减去矩形受荷面积 ($bjkr$) 与 ($rksc$) 引起的附加应力, 即:

$$\sigma_z = \sigma_z(ajki) + \sigma_z(iksd) - \sigma_z(bjkr) - \sigma_z(rksc)$$

将其计算结果列表:

例 3.3 计算表

荷载作用面积	l/b	z/b	α_c
$ajki$	$9/3=3$	$6/3=2$	0.131
$iksd$	$9/1=9$	$6/1=6$	0.051
$bjkr$	$3/3=1$	$6/3=2$	0.084
$rksc$	$3/1=3$	$6/1=6$	0.033

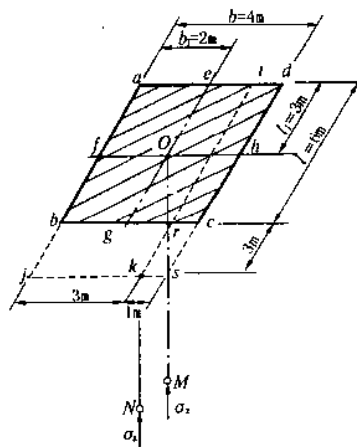


图 3.16 例 3.3 图

$$\sigma_z = 100 \times (0.131 + 0.051 - 0.084 - 0.033)$$

$$= 100 \times 0.065 = 6.5\text{kPa}$$

【例 3.4】 某相邻基础如图 3.17 所示, 试计算甲基础中点 O 及角点 m 下、深度 $z=2\text{m}$ 处的附加应力 σ_z 。

【解】 ①中点 O 下, $z=2\text{m}$ 处的附加应力有:

甲基础本身的影响:

矩形 $Oimd$ 共 4 块, $l/b=1$, $z/b=2$, $\alpha_c=0.084$ 。

乙基础的影响:

矩形 $Okgd-Ojhd$ 共 2 块,

$$Okgd: l/b=5, z/b=2, \alpha_c=0.136$$

$$Ojhd: l/b=3, z/b=2, \alpha_c=0.131$$

②角点 m 下, $z=2\text{m}$ 处的附加应力:

甲基础的影响: 矩形 $mabc$; $l/b=1$, $z/b=1$, $\alpha_c=0.175$;

乙基础的影响: 矩形 $mgfc-mhec$, $mgfc$; $l/b=2$, $z/b=1$, $\alpha_c=0.2$; 而矩形 $mhec$ 与矩形 $mabc$ 完全一致,

故:

$$\sigma_z = (0.175 + 0.2 - 0.175) \times 100 = 20\text{kPa}$$

(2) 矩形面积上作用三角形分布荷载时, 土中竖向附加应力 σ_z 计算

如图 3.18 所示, 在矩形荷载面上承受三角形分布的竖向荷载, 其最大值为 p_0 , 对荷载为零的 1 角点下深度 z 处的 M 点坐标为 $(0, 0, z)$ 、且 $p(x, y) = x/bp_0$, 由式 (3.20) 可求得相应的竖向应力 σ_z 为:

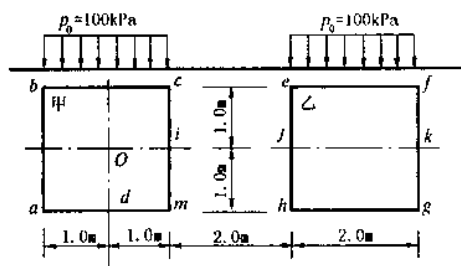


图 3.17 例 3.4 图

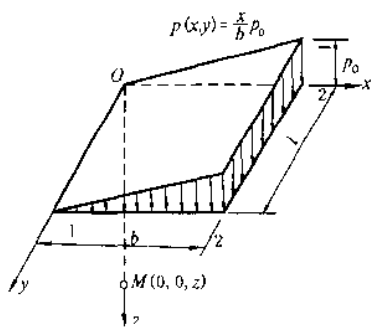


图 3.18 三角形分布的矩形荷载

$$\sigma_z = \frac{3z^3}{2\pi} p_0 \int_0^l \int_0^b \frac{\frac{x}{b} dx dy}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = \alpha_{11} p_0 \quad (3.23)$$

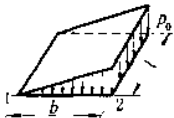
$$\alpha_{11} = \frac{1}{2\pi b} \left[\frac{z}{\sqrt{b^2 + l^2}} \frac{z^3}{(b^2 + z^2)} \frac{z^3}{\sqrt{b^2 + l^2 + z^2}} \right]$$

式中:应力系数 α_{11} 是 l/b 和 z/b 的函数,可从表 3.5 中查得。

同理,可求得荷载最大值边角点 2 下任意深度 z 处的竖向附加应力 σ_z 为:

$$\sigma_z = (\alpha_c - \alpha_{11}) p_0 = \alpha_{12} p_0 \quad (3.24)$$

式中:应力系数 α_{12} 查表 3.5。



三角形分布的矩形荷载角点下的竖向附加应力系数 α_{11} 和 α_{12}

表 3.5

l/b 点		0.2		0.4		0.6		0.8		1.0	
		1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
z/b	0.0	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500
	0.2	0.0223	0.1821	0.0280	0.2115	0.0296	0.2165	0.0301	0.2178	0.0304	0.2182
	0.4	0.0269	0.1094	0.0420	0.1604	0.0487	0.1781	0.0517	0.1844	0.0531	0.1870
	0.6	0.0259	0.0700	0.0448	0.1165	0.0560	0.1405	0.0621	0.1520	0.0654	0.1575
	0.8	0.0232	0.0480	0.0421	0.0853	0.0553	0.1093	0.0637	0.1232	0.0688	0.1311
	1.0	0.0201	0.0346	0.0375	0.0638	0.0508	0.0852	0.0602	0.0996	0.0666	0.1086
	1.2	0.0171	0.0260	0.0324	0.0491	0.0450	0.0673	0.0546	0.0807	0.0615	0.0901
	1.4	0.0145	0.0202	0.0278	0.0386	0.0392	0.0540	0.0483	0.0661	0.0554	0.0751
	1.6	0.0123	0.0160	0.0238	0.0310	0.0339	0.0440	0.0424	0.0547	0.0492	0.0628
	1.8	0.0105	0.0130	0.0204	0.0254	0.0294	0.0363	0.0371	0.0457	0.0435	0.0534
	2.0	0.0090	0.0108	0.0176	0.0211	0.0255	0.0304	0.0324	0.0387	0.0384	0.0456
	2.5	0.0063	0.0072	0.0125	0.0140	0.0183	0.0205	0.0236	0.0265	0.0284	0.0318
	3.0	0.0046	0.0051	0.0092	0.0100	0.0135	0.0148	0.0176	0.0192	0.0214	0.0233
	5.0	0.0018	0.0019	0.0036	0.0038	0.0054	0.0056	0.0071	0.0074	0.0088	0.0091
	7.0	0.0009	0.0010	0.0019	0.0019	0.0028	0.0029	0.0038	0.0038	0.0047	0.0047
	10.0	0.0005	0.0004	0.0009	0.0010	0.0014	0.0014	0.0019	0.0019	0.0023	0.0024
l/b 点		1.2		1.4		1.6		1.8		2.0	
		1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
z/b	0.0	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500
	0.2	0.0305	0.2184	0.0305	0.2185	0.0306	0.2185	0.0306	0.2185	0.0306	0.2185
	0.4	0.0539	0.1881	0.0543	0.1886	0.0545	0.1889	0.0546	0.1891	0.0547	0.1892
	0.6	0.0673	0.1602	0.0684	0.1616	0.0690	0.1625	0.0694	0.1630	0.0696	0.1633
	0.8	0.0720	0.1355	0.0739	0.1381	0.0751	0.1396	0.0759	0.1405	0.0764	0.1414
	1.0	0.0708	0.1143	0.0735	0.1176	0.0753	0.1202	0.0766	0.1215	0.0774	0.1225
	1.2	0.0664	0.0962	0.0698	0.1007	0.0721	0.1037	0.0738	0.1055	0.0749	0.1069
	1.4	0.0606	0.0817	0.0644	0.0864	0.0672	0.0897	0.0692	0.0921	0.0707	0.0937
	1.6	0.0545	0.0696	0.0586	0.0743	0.0616	0.0780	0.0639	0.0806	0.0656	0.0826
	1.8	0.0487	0.0596	0.0528	0.0644	0.0560	0.0681	0.0585	0.0709	0.0604	0.0730
	2.0	0.0434	0.0513	0.0474	0.0560	0.0507	0.0596	0.0533	0.0625	0.0553	0.0649
	2.5	0.0326	0.0365	0.0362	0.0405	0.0393	0.0440	0.0419	0.0469	0.0440	0.0491
	3.0	0.0249	0.0270	0.0280	0.0303	0.0307	0.0333	0.0331	0.0359	0.0352	0.0380
	5.0	0.0104	0.0108	0.0120	0.0123	0.0135	0.0139	0.0148	0.0154	0.0161	0.0167
	7.0	0.0056	0.0056	0.0064	0.0066	0.0073	0.0074	0.0081	0.0083	0.0089	0.0091
	10.0	0.0028	0.0028	0.0033	0.0032	0.0037	0.0037	0.0041	0.0042	0.0046	0.0046

续表

z/b	l/b 点		3.0		4.0		6.0		8.0		10.0	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
0.0	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	0.2500
0.2	0.0306	0.2186	0.0306	0.2186	0.0306	0.2186	0.0306	0.2186	0.0306	0.2186	0.0306	0.2186
0.4	0.0548	0.1894	0.0549	0.1894	0.0549	0.1894	0.0549	0.1894	0.0549	0.1894	0.0549	0.1894
0.6	0.0701	0.1638	0.0702	0.1639	0.0702	0.1640	0.0702	0.1640	0.0702	0.1640	0.0702	0.1640
0.8	0.0773	0.1423	0.0776	0.1424	0.0776	0.1426	0.0776	0.1426	0.0776	0.1426	0.0776	0.1426
1.0	0.0790	0.1244	0.0794	0.1248	0.0795	0.1250	0.0796	0.1250	0.0796	0.1250	0.0796	0.1250
1.2	0.0774	0.1096	0.0779	0.1103	0.0782	0.1105	0.0783	0.1105	0.0783	0.1105	0.0783	0.1105
1.4	0.0739	0.0973	0.0748	0.0982	0.0752	0.0986	0.0752	0.0987	0.0753	0.0987	0.0753	0.0987
1.6	0.0697	0.0870	0.0708	0.0882	0.0714	0.0887	0.0715	0.0888	0.0715	0.0889	0.0715	0.0889
1.8	0.0652	0.0782	0.0666	0.0797	0.0673	0.0805	0.0675	0.0806	0.0675	0.0808	0.0675	0.0808
2.0	0.0607	0.0707	0.0624	0.0726	0.0634	0.0734	0.0636	0.0736	0.0636	0.0738	0.0636	0.0738
2.5	0.0504	0.0559	0.0529	0.0585	0.0543	0.0601	0.0547	0.0604	0.0548	0.0605	0.0548	0.0605
3.0	0.0419	0.0451	0.0449	0.0482	0.0469	0.0504	0.0474	0.0509	0.0476	0.0511	0.0476	0.0511
5.0	0.0214	0.0221	0.0248	0.0256	0.0283	0.0290	0.0296	0.0303	0.0301	0.0309	0.0301	0.0309
7.0	0.0124	0.0126	0.0152	0.0154	0.0186	0.0190	0.0204	0.0207	0.0212	0.0216	0.0212	0.0216
10.0	0.0066	0.0066	0.0084	0.0083	0.0111	0.0111	0.0128	0.0130	0.0139	0.0141	0.0139	0.0141

(3) 圆形面积上作用均布荷载时, 土中竖向附加应力 σ_z 计算

在图 3.19 中, 圆形面积上作用均布荷载 p_0 时, 宜采用极坐标求解。这时, $dA = r dr d\theta$, $dF = p_0 r dr d\theta$, 代入式 (3.20), 并通过坐标变换得:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \int_0^{r_0} \int_0^{2\pi} \frac{3p_0 r z^3 dr d\theta}{2\pi(r^2 + z^2)^{5/2}} \\ &= p_0 \left[1 - \left(\frac{z^2}{z^2 + r_0^2} \right)^{3/2} \right] \\ \sigma_z &= \alpha_0 p_0\end{aligned}\quad (3.25)$$

式中 α_0 ——均布圆形荷载中心下的附加应力系数, 按 z/r_0 查表 3.6。

同理可得均布圆形荷载周边下的附加应力为:

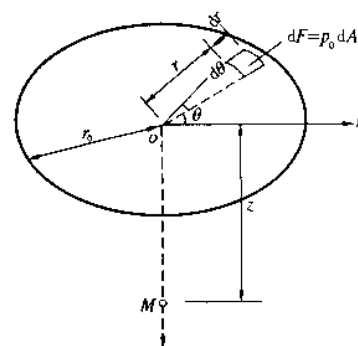
$$\sigma_z = \alpha_r p_0 \quad (3.26)$$

式中 α_r ——均布圆形荷载周边下的附加应力系数, 按 z/r_0 查表 3.6。

均布圆形荷载中心点及圆周边下的附加应力系数 α_0, α_r

表 3.6

系数	α_0	α_r	系数	α_0	α_r	系数	α_0	α_r
z/r_0			z/r_0			z/r_0		
0.0	1.000	0.500	1.6	0.390	0.243	3.2	0.130	0.108
0.1	0.999	0.494	1.7	0.360	0.230	3.3	0.124	0.103
0.2	0.993	0.467	1.8	0.332	0.218	3.4	0.117	0.098
0.3	0.976	0.451	1.9	0.307	0.207	3.5	0.111	0.094
0.4	0.949	0.435	2.0	0.285	0.196	3.6	0.106	0.090
0.5	0.911	0.417	2.1	0.264	0.186	3.7	0.101	0.086
0.6	0.864	0.400	2.2	0.246	0.176	3.8	0.096	0.083
0.7	0.811	0.383	2.3	0.229	0.167	3.9	0.091	0.079
0.8	0.756	0.366	2.4	0.213	0.159	4.0	0.087	0.076
0.9	0.701	0.349	2.5	0.200	0.151	4.2	0.079	0.070
1.0	0.646	0.332	2.6	0.187	0.144	4.4	0.073	0.065
1.1	0.595	0.316	2.7	0.175	0.137	4.6	0.067	0.060
1.2	0.547	0.300	2.8	0.165	0.130	4.8	0.062	0.056
1.3	0.502	0.285	2.9	0.155	0.124	5.0	0.057	0.052
1.4	0.461	0.270	3.0	0.146	0.118	6.0	0.040	0.038
1.5	0.424	0.256	3.1	0.138	0.113	10.0	0.015	0.014

图 3.19 均布圆形荷载中点下的 σ_z

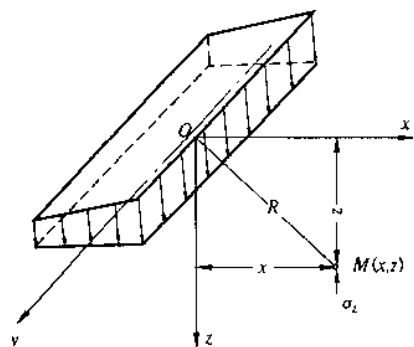


图 3.20 无限长条分布荷载

3.3.2.2 平面问题的附加应力

若在无限弹性体表面作用无限长条形的分布荷载,荷载在宽度方向的分布是任意的,但在长度方向的分布规律则是相同的,如图 3.20 所示。在计算土中任一点 M 的应力时,只与该点的平面坐标 (x, z) 有关,而与荷载长度方向 y 轴坐标无关,这种情况属平面应变问题。在实际工程中,条形荷载不可能无限长,但当荷载面积的长宽比 $l/b \geq 10$ 时,计算的附加应力 σ_z 与按 $l/b = \infty$ 时的解已极为接近。因此,实践中常把墙基、路基、坝基、挡土墙基础等,视为平面问题计算。

(1) 线荷载

在地基土表面作用无限分布、宽度极微小的均布线荷载,以 \bar{p} (kN/m) 表示。如图 3.21 所示,竖向线荷载作用在 y 轴上,沿 y 轴取一微小线元素(微段) dy ,其上作用荷载 $\bar{p}dy$,把它看作集中力 $dF = \bar{p}dy$,然后利用式(3.9)得:

$$d\sigma_z = \frac{3z^3 \bar{p} dy}{2\pi R^5}$$

对上式进行积分得:

$$\sigma_z = \int_{-\infty}^{+\infty} d\sigma_z = \frac{3\bar{p}z^3}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{dy}{R^5} = \frac{2\bar{p}z^3}{\pi R^4} = \frac{2\bar{p}}{\pi z} \cos^4 \beta \quad (3.27)$$

从图中看出 $\cos \beta = z/R_1$, $\sin \beta = x/R_1$, $R_1 = (x^2 + z^2)^{1/2}$, 则:

$$\sigma_z = \frac{2\bar{p}}{\pi z} \cos^4 \beta = \frac{2\bar{p}}{\pi z} \frac{z^4}{(x^2 + z^2)^2} = \frac{2\bar{p}z^3}{\pi(x^2 + z^2)^2} \quad (3.28)$$

$$\sigma_x = \frac{2\bar{p}}{\pi z} \cos^2 \beta \sin^2 \beta = \frac{2\bar{p}}{\pi z} \frac{z^2 x^2}{R_1^4} = \frac{2\bar{p}x^2 z}{\pi(x^2 + z^2)^2} \quad (3.29)$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = \frac{2\bar{p}}{\pi z} \cos^3 \beta \sin \beta = \frac{2\bar{p}}{\pi z} \frac{z^3 x}{R_1^4} = \frac{2\bar{p}z^2 x}{\pi(x^2 + z^2)^2} \quad (3.30)$$

由于线荷载沿 y 轴均匀分布且无限延伸,因此与 y 轴垂直的任何平面上的应力状态完全相同。根据弹性力学原理可得:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau_{yz} = \tau_{zy} = 0 \quad (3.31)$$

$$\sigma_y = \mu(\sigma_z + \sigma_x) \quad (3.32)$$

上式在弹性理论中称为费拉曼(Flamant)解。

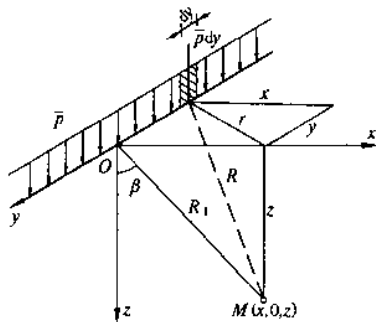


图 3.21 线荷载作用

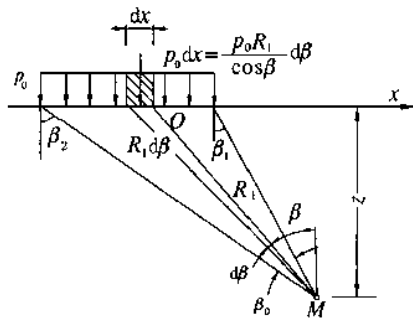


图 3.22 均布条形荷载

(2) 均布条形荷载

在实际工程中,经常遇到的是有限宽度为 b 的条形荷载如图 3.22 所示,则均布的条形荷载 p_0 沿 x 轴上某微分段 dx 上的荷载可以用线荷载 \bar{p} 代替,并引入 OM 线与 z 轴线的夹角 β ,得:

$$\bar{p} = p_0 dx = \frac{p_0 R_1}{\cos \beta} d\beta$$

因此可以利用式(3.27)求得地基中任意点 M 处的附加应力用极坐标表示如下:

$$\sigma_z = \int_{\beta_1}^{\beta_2} d\sigma_z = \frac{2p_0}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} \cos^2 \beta d\beta = \frac{p_0}{\pi} [\sin \beta_2 \cos \beta_2 - \sin \beta_1 \cos \beta_1 + (\beta_2 - \beta_1)] \quad (3.33)$$

同理得:

$$\sigma_x = \frac{p_0}{\pi} [-\sin(\beta_2 - \beta_1) \cos(\beta_2 + \beta_1) + (\beta_2 - \beta_1)] \quad (3.34)$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = \frac{p_0}{\pi} (\sin^2 \beta_2 - \sin^2 \beta_1) \quad (3.35)$$

各式中当 M 点位于荷载分布宽度两端点竖直线之间时, β_1 取负值, 反之取正值。

将式(3.33)、式(3.34)和式(3.35)代入材料力学主应力公式, 可得 M 点的大主应力 σ_1 和小主应力 σ_3 的表达式为:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} = \frac{p_0}{\pi} [(\beta_2 - \beta_1) \pm \sin(\beta_2 - \beta_1)] \quad (3.36)$$

设 β_0 为 M 点与条形荷载两端连线的夹角, 且 $\beta_0 = \beta_2 - \beta_1$ (当 M 点在荷载宽度范围内时 $\beta_0 = \beta_2 + \beta_1$), 于是上式变为

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{p_0}{\pi} (\beta_0 \pm \sin \beta_0) \quad (3.37)$$

σ_1 的作用方向与 β_0 角的平分线一致。上式主要为第 6 章研究地基承载力的平面问题时提供的地基附加应力公式。

为了计算方便, 还可以将上述 σ_z 、 σ_x 和 τ_{xz} 三个公式, 改用直角坐标表示。此时, 取条形荷载的中点为坐标原点, 则 $M(x, z)$ 点的三个附加应力分量如下:

$$\sigma_z = \frac{p_0}{\pi} \left[\arctan \frac{1-2n}{2m} + \arctan \frac{1+2n}{2m} - \frac{4m(4n^2-4m^2-1)}{(4n^2+4m^2-1)^2+16m^2} \right] = \alpha_{zz} p_0 \quad (3.38)$$

$$\sigma_x = \frac{p_0}{\pi} \left[\arctan \frac{1-2n}{2m} + \arctan \frac{1+2n}{2m} + \frac{4m(4n^2-4m^2-1)}{(4n^2+4m^2-1)^2+16m^2} \right] = \alpha_{xx} p_0 \quad (3.39)$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = \frac{p_0}{\pi} \frac{32m^2n}{(4n^2+4m^2-1)^2+16m^2} = \alpha_{xz} p_0 \quad (3.40)$$

以上式中 α_{zz} 、 α_{xx} 和 α_{xz} 分别为均布条形荷载下相应的三个附加应力系数, 都是 $m=z/b$ 和 $n=x/b$ 的函数, 可由表 3.7 查得。



均布条形荷载下的附加应力系数

表 3.7

z/b	x/b																	
	0.00			0.25			0.50			1.00			1.50			2.00		
	α_{zz}	α_{xx}	α_{xz}	α_{zz}	α_{xx}	α_{xz}	α_{zz}	α_{xx}	α_{xz}	α_{zz}	α_{xx}	α_{xz}	α_{zz}	α_{xx}	α_{xz}	α_{zz}	α_{xx}	α_{xz}
0.00	1.00	1.00	0	1.00	1.00	0	0.50	0.50	0.32	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.25	0.96	0.45	0	0.90	0.39	0.13	0.50	0.35	0.30	0.02	0.17	0.05	0.00	0.07	0.01	0	0.04	0
0.50	0.82	0.18	0	0.74	0.19	0.16	0.48	0.23	0.26	0.08	0.21	0.13	0.02	0.12	0.04	0	0.07	0.02
0.75	0.67	0.08	0	0.61	0.10	0.13	0.45	0.14	0.20	0.15	0.22	0.16	0.04	0.14	0.07	0.02	0.10	0.04
1.00	0.55	0.04	0	0.51	0.05	0.10	0.41	0.09	0.16	0.19	0.15	0.16	0.07	0.14	0.10	0.03	0.13	0.05
1.25	0.46	0.02	0	0.44	0.03	0.07	0.37	0.06	0.12	0.20	0.11	0.14	0.10	0.12	0.10	0.04	0.11	0.07
1.50	0.40	0.01	0	0.38	0.02	0.06	0.33	0.04	0.10	0.21	0.08	0.13	0.11	0.10	0.10	0.06	0.10	0.07
1.75	0.35	—	0	0.34	0.01	0.04	0.30	0.03	0.08	0.21	0.06	0.11	0.13	0.09	0.10	0.07	0.09	0.08
2.00	0.31	—	0	0.31	—	0.03	0.28	0.02	0.06	0.20	0.05	0.10	0.14	0.07	0.10	0.08	0.08	0.08
3.00	0.21	—	0	0.21	—	0.02	0.20	0.01	0.03	0.17	0.02	0.06	0.13	0.03	0.07	0.10	0.04	0.07
4.00	0.16	—	0	0.16	—	0.01	0.15	—	0.02	0.14	0.01	0.03	0.12	0.02	0.05	0.10	0.03	0.05
5.00	0.13	—	0	0.13	—	—	0.12	—	—	0.12	—	—	0.11	—	—	0.09	—	—
6.00	0.11	—	0	0.10	—	—	0.10	—	—	0.10	—	—	0.10	—	—	—	—	—

利用以上有关各式可绘出 σ_z 、 σ_x 和 τ_{xz} 等值线图(图 3.23)。

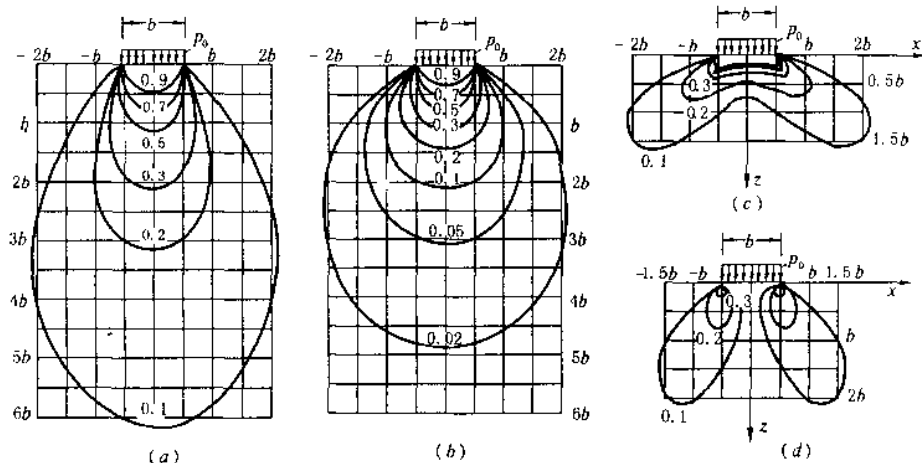


图 3.23 地基附加应力等值线

(a)等 σ_z 线(条形荷载);(b)等 σ_z 线(方形荷载);(c)等 σ_x 线(条形荷载);(d)等 τ_{xz} 线(条形荷载)

等值线图是同一应力的相同数值点的连线(类似地形等高线),由图 3.23 的(a)及(b)中可见,方形荷载所引起的 σ_z ,其作用影响深度要比条形荷载小得多,例如方形荷载中心下 $z=2b$ 处, $\sigma_z=0.1p_0$,而在条形荷载下的 $\sigma_z=0.1p_0$ 等值线则约在中心下 $z=6b$ 处。这是由于在 p_0 及宽度相同的条件下,均布条形荷载面积比均布方形荷载的大,在相邻荷载作用下应力产生叠加的结果。由条形荷载的 σ_x 和 τ_{xz} 的等值线图可见, σ_x 的影响范围较浅,所以在基础下地基土的侧向变形主要发生于浅层;而 τ_{xz} 的最大值出现于荷载面积的边缘,所以位于基础边缘下的土容易发生剪切破坏。

【例 3.5】某条形基础如图 3.24 所示,作用于基底的平均附加应力为 250kPa,试计算:①基底 0 点下的地基附加应力分布;②深度 $z=2m$ 的水平面上的附加应力分布。并分析其变化规律。

【解】可用两种方法来解。

法一:利用“角点法”列表计算。

项目 计算面	点 号	$z(m)$	l/b	z/b	α_c	$\sigma_z = \alpha_c p_0 (kPa)$
竖 直 面	0	0	条 形	0	4×0.250	250.0
	a	1		1	4×0.205	205.0
	b	2		2	4×0.137	137.0
	c	3		3	4×0.099	99.0
	d	4		4	4×0.076	76.0
	e	5		5	4×0.062	62.0
水 平 面	f	2	条 形	见 下	0.41	102.5
	g	2			0.19	47.5
	h	2			0.068	17.0

说明:

f 点,荷载面边缘:

$$z/b = 2/2 = 1 \quad \alpha_c = 2 \times 0.205 = 0.41$$

g 点,荷载面外:

$$\sigma_z = (\alpha_{c1} - \alpha_{c2}) p_0$$

α_{c1} 为荷载面积 gjm 应力系数:

$$\frac{z}{b} = \frac{2}{3} = 0.67 \quad \alpha_{c1}' = 0.232 \quad \alpha_{c1} = 2 \times 0.232$$

α_{c1} 为荷载面积 $fgjk$ 应力系数:

$$\frac{z}{b} = \frac{2}{1} = 2 \quad \alpha_{c1}' = 0.137 \quad \alpha_{c1} = 2 \times 0.137$$

$$\sigma_z = 2 \times (0.232 - 0.137) \times 20 = 47.5 \text{ kPa}$$

h 点, 荷载面外, 其中:

α_{c1} 为荷载面积 $nhim$ 应力系数:

$$\frac{z}{b} = \frac{2}{4} = 0.5 \quad \alpha_{c1}' = 0.239 \quad \alpha_{c1} = 2 \times 0.239$$

α_{c1} 为荷载面积 $fhik$ 应力系数:

$$\frac{z}{b} = \frac{2}{2} = 1 \quad \alpha_{c1}' = 0.205 \quad \alpha_{c1} = 2 \times 0.205$$

$$\sigma_z = 2 \times (0.239 - 0.205) \times 250 = 17 \text{ kPa}$$

法二: 直接利用表 3.7 计算。

由分布图可得均布矩形荷载下地基附加应力的分布规律如下:

① 附加应力 σ_z 自基底起算, 随深度呈曲线衰减;

② σ_z 具有一定的扩散性。它不仅分布在基底范围内, 而且分布在基底荷载面积以外相当大的范围之下;

③ 基底任意深度水平面上的 σ_z , 在基底中轴线上最大, 随距中轴线距离越远而越小。

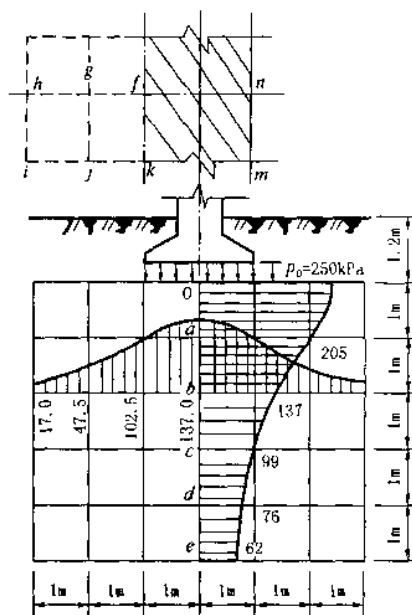


图 3.24 例 3.5 附图

例 3.5 计算表

点 号	$z(\text{m})$	$x(\text{m})$	x/b	z/b	α_{sz}	σ_z
0	0	0	0	0	1.000	250.0
a	1	0	0	0.5	0.820	205.0
b	2	0	0	1	0.548	137.0
c	3	0	0	1.5	0.396	99.0
d	4	0	0	2.0	0.304	76.0
e	5	0	0	2.5	0.248	62.0
f	2	1	0.5	1	0.410	102.5
g	2	2	1	1	0.190	47.5
h	2	3	1.5	1	0.068	17.0

3.3.3 非均质和各向异性地基中的附加应力

在前面, 我们把地基土看作均质和各向同性的线性变形体, 然后按弹性力学解答计算附加应力, 其实, 地基土并非所假设的那样, 有的是由不同压缩性土质组成的成层地基; 有的是同一土层的压缩性随深度增加而减小(这种现象在砂土中尤其显著); 有的土层竖直方向和水平方向的性质不同, 这些都影响附加应力的分布。此时应该考虑地基不均匀和各向异性对附加应力计算的影响。

3.3.3.1 双层地基

(1) 上软下硬土层

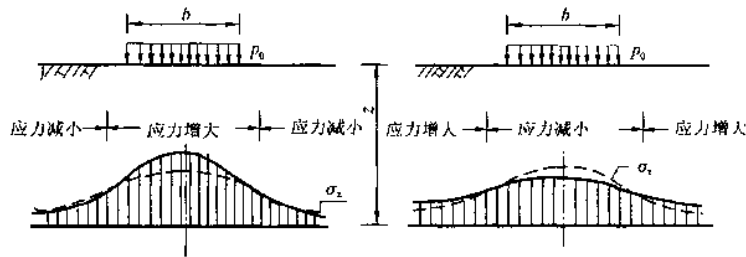
在山区, 通常基岩埋藏较浅, 其表层为可压缩的土层, 呈现上软下硬情况[图 3.25(a)]。

此时, 土层中的附加应力值比均值土时(图中虚线)有所增大, 即存在所谓应力集中现象。岩层埋藏愈浅, 应力集中的影响愈显著, 当可压缩土层的厚度小于或等于荷载面积宽度的一半时, 荷载面积下的 σ_z 几乎不扩散, 即可认为中点下的 σ_z 不随深度变化, 这个概念较重要, 在下章中将要应用。

可见, 应力集中与荷载面的宽度 b 、压缩土层厚度 h 以及界面上的摩擦力有关, 叶洛夫(EropoB, K. E)给出了竖向均布条形荷载下, 上软下硬土层沿荷载面中轴线上各点的附加应力计算公式为:

$$\sigma_z = \alpha_D p_0 \quad (3.41)$$

式中 α_D ——附加应力系数,查表 3.8。



(虚线表示均质地基中水平面上的附加应力分布)

图 3.25 非均质地基对附加应力的影响

(a)应力集中现象;(b)应力扩散现象

(2)上硬下软情况

当土层出现上硬下软情况时,则往往出现应力扩散现象[图 3.25(b)]。在荷载中心竖直线上也如此,见图(3.26)。 σ_z 随深度的增加迅速减小,曲线 1 表示均质地基情况;曲线 2 为上软下硬, σ_z 产生应力集中现象;曲线 3 为上硬下软, σ_z 产生应力扩散现象。

在坚硬的上层与软弱下卧层中引起的应力扩散现象,随上层土厚度的增大而更加显著,它还与双层地基的变形模量 E 、泊松比 μ 有关,即随下列参数 f 的增加而显著:

附加应力系数 α_D 表 3.8

z/h	下卧硬层的埋藏深度		
	$h=0.5b$	$h=b$	$h=2.5b$
0	1.000	1.00	1.00
0.2	1.009	0.99	0.87
0.4	1.020	0.92	0.57
0.6	0.124	0.84	0.44
0.8	1.023	0.78	0.37
1.0	1.022	0.76	0.36

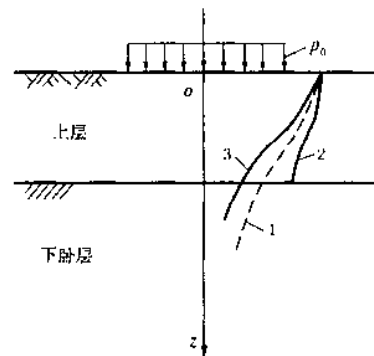


图 3.26 双层地基竖向应力分布的比较

$$f = \frac{E_{01}}{E_{02}} \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} \quad (3.42)$$

为了计算简便,叶洛夫引出了不计上下界面摩擦力时,竖向均布条形荷载下,界面上 M 点的附加应力计算公式:

$$\sigma_z = \alpha_E p_0 \quad (3.43)$$

式中 α_E ——附加应力系数,查表 3.9。

附加应力系数 α_E

表 3.9

$b/2h$	$f=1$	$f=2$	$f=10$	$f=15$
0	1.00	1.00	1.00	1.00
0.5	1.02	0.95	0.87	0.82
1.0	0.90	0.69	0.58	0.52
2.0	0.60	0.41	0.33	0.29
3.33	0.39	0.36	0.20	0.18
5.0	0.27	0.17	0.16	0.12

注: h , 上层土的厚度; f , 见式(3.42)。

3.3.3.2 变形模量随深度增大的地基

在地基中,土的变形模量 E_0 常随地基深度增大而增大。这种现象在砂土中尤其显著,这是由土体在沉降过程中的受力条件所决定的,与通常假定的均质地基(E_0 值不随深度变化)相比较,沿荷载中心线下,前者的地基附加应力 σ_z 将产生应力集中。这种现象从实验和理论上都得到了证实。

对于一个集中力作用下地基附加应力 σ_z 的计算,可采用弗罗利克(Frohlich)等建议的半经验公式[即对式(3.9)进行修正]:

$$\sigma_z = \frac{\nu F}{2\pi R^2} \cos^3 \theta \quad (3.44)$$

式中 ν ——应力集中因素,对粘土或完全弹性体, $\nu=3$ [符合式(3.10)];对硬土, $\nu=6$ (较密度的);对在砂土与粘土之间的土质, $\nu=3\sim 6$ 。

3.3.3.3 各向异性地基

在工程实践中常见的薄交互层地基就是典型的各向异性地基,天然沉积形成的水平薄交互层地基,其水平向变形模量 E_{0h} 常大于竖向变形模量 E_{0v} ,考虑到由于土的这种层状构造特性与通常假定的均质各向特性地基有差别,沃尔夫(Wolf, 1935)假定地基竖直和水平方向的泊松比相同,但变形模量不同的条件下,求得均布线荷载下各向异性地基的附加应力 σ_z' 为:

$$\sigma_z' = \sigma_z / m \quad (3.45)$$

其中

$$m = \sqrt{E_{0h} / E_{0v}}$$

式中 E_{0h} 、 E_{0v} ——分别为土层水平和竖直方向的弹性模量;

σ_z ——线荷载下,均质地基的附加应力,由式(3.27)求得。

因此,当非均质地基的 $E_{0h} > E_{0v}$ 时,地基中将出现应力扩散现象;而当 $E_{0h} < E_{0v}$ 时,则出现应力集中现象。

3.4 有效应力原理

在土中某点截取一水平截面,其面积为 A 截面上作用应力 σ (如图 3.27 所示),它是由上面的土体的重力、静水压力及外荷载 p 所产生的应力,称为总应力。这一应力一部分是由土颗粒间的接触面承担,称为有效应力;另一部分是由土体孔隙内的水及气体承受,称为孔隙应力(也称孔隙压力)。

考虑图 3.27 所示的土体平衡条件,沿 $a-a$ 截面取脱离体, $a-a$ 截面是沿着土颗粒间接触面截取的曲线状截面,在此截面上土颗粒接触面间的作用法向应力为 σ_s ,各土颗粒间接触面积之和为 A_s ,孔隙内的水压力为 u_w ,气体压力为 u_g ,其相应的面积为 A 。由此可建立平衡条件:

$$\sigma A = \sigma_s A_s + u_w A_w + u_g A_g$$

对于饱和土,上式中的 u_g 、 A_g 均等于零,则此式可写成:

$$\sigma A = \sigma_s A_s + u_w A_w = \sigma_s A_s + u_w (A - A_s)$$

$$\text{或} \quad \sigma = \frac{\sigma_s A_s}{A} + u_w \left(1 - \frac{A_s}{A} \right)$$

由于颗粒间的接触面积 A_s 是很小的,毕肖普及伊尔定(Bishop and Eldin, 1950)根据粒状土的试验工作认为 A_s/A 一般小于 0.03。因此,上式中第二项内的 A_s/A 可略去不计,但第一项中因为土颗粒间的接触应力 σ_s 很大,故不能略去。此时上式可写为:

$$\sigma = \frac{\sigma_s A_s}{A} + u_w$$

式中第一项实际上是土颗粒间的接触应力在截面积上的平均应力,称为有效应力,通常用 σ' 表示,并把孔隙水压力 u_w 用 u 表示。于是上式变为:

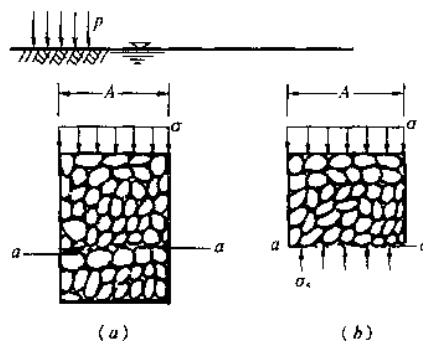


图 3.27 有效应力

$$\sigma = \sigma' + u \quad (3.44)$$

上式说明,饱和土中的应力(总应力)为有效应力和孔隙水压力之和。该式首先是由太沙基提出来的。他从试验中观察到土的变形及强度性状与有效应力密切相关;只有通过颗粒接触点传递的应力,才能引起土的变形和影响土的强度,而孔隙水压力对各个方向作用是相等的,因此它只能使土颗粒产生压缩,而土颗粒本身的压缩量是很微小的,在土力学中均可不考虑。式(3.44)所表达的概念通常被称为有效应力原理。这是土力学有别于其它力学(如固体力学)的重要原理之一。

作为有效应力原理的应用实例,以下介绍考虑毛细水上升时以及土中水渗流时有效应力的计算。

3.4.1 毛细水上升时土中有效自重应力的计算

设地基土层如图 3.28。在深度 h_1 的 B 线下的土已完全饱和,但地下水的自由表面(潜水面)却在其下的 C 线处。这是由于 C 线下的地下水在空气-水界面的表面张力作用下,沿着彼此连通的土孔隙形成的复杂毛细网络上升所致。毛细水上升高度 h_c 与土的类别有关(见 2.6.4)。

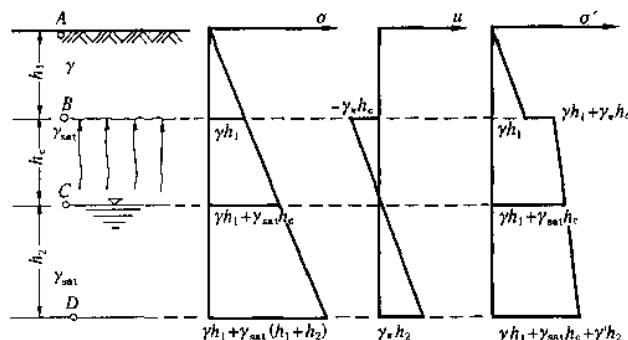


图 3.28 毛细水上升时土中总应力、孔隙水压力及有效应力计算

为了求有效自重应力,按照有效应力原理,应先计算总应力 σ (这里也就是自重应力)。此处,对 B 线以下的土,应以饱和重度计算。分布图如图 3.28 所示。竖向有效自重应力为总应力与孔隙水压力之差,具体计算见表 3.10。

毛细水上升时土中总应力、孔隙压力及有效应力计算

表 3.10

计 算 点		总应力 σ	孔隙水压力 u	有效应力 σ'
A		0	0	0
B	B 点上	γh_1	0	γh_1
	B 点下		$-\gamma_w h_c$	$\gamma h_1 + \gamma_w h_c$
C		$\gamma h_1 + \gamma_{sat} h_c$	0	$\gamma h_1 + \gamma_{sat} h_c$
D		$\gamma h_1 + \gamma_{sat} (h_1 + h_2)$	$\gamma_w h_2$	$\gamma h_1 + \gamma_{sat} h_c + \gamma' h_2$

在毛细水上升区,由于表面张力的作用使孔隙水压力为负值,即 $u = -\gamma_w h_c$ (因为静水压力值以大气压力为基准,所以紧靠 B 线下的孔隙水压力为负值),而使有效应力增加,在地下水位以下,由于水对土颗粒的浮力作用,使土的有效应力减少。

3.4.2 土中水渗流时(一维渗流)有效应力计算

在第 2 章已经讨论过当土中水渗流时,土中水将对土颗粒作用动水力,这就必然影响土中有效应力分布。现通过图 3.29 所示三种情况,以说明土中水渗流时对有效应力分布的影响。

在图(a)中水静止不动,也即土中 a、b 两点的水头相等;图(b)表示土中 a、b 两点有水头差 h ,水自上向下渗流;图(c)表示土中 a、b 两点的水头差也是 h ,但水自下向上渗流。现按上述三种情况计算土中总应力 σ 、孔隙水压力 u 及有效应力 σ' 值,列于表 3.11 中,并绘出分布图示于图 3.29。

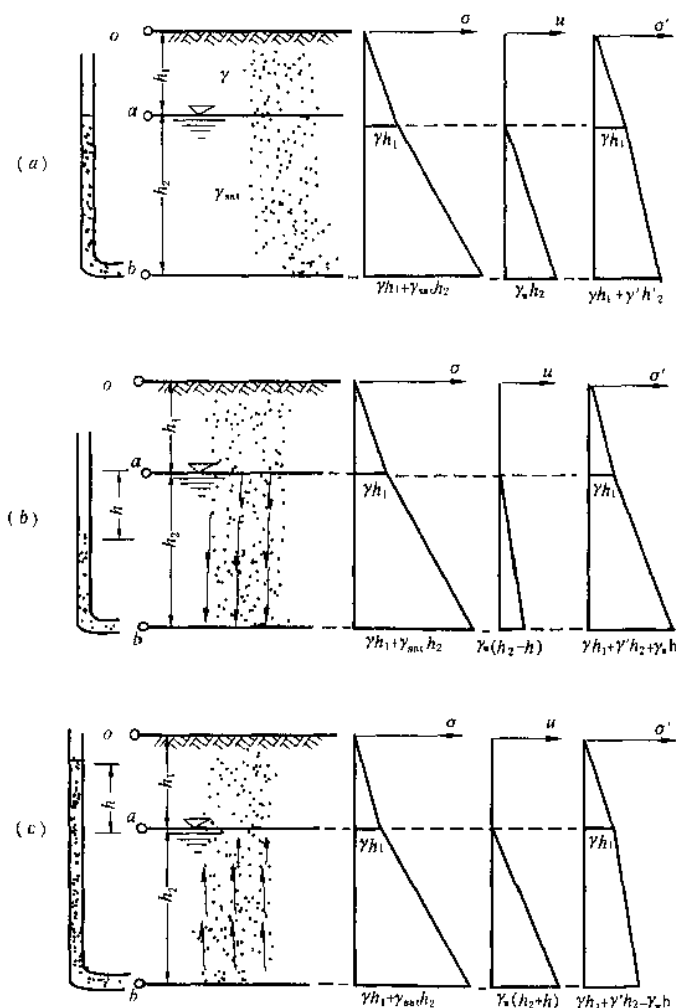


图 3.29 土中水渗流时的总应力、孔隙水压力及有效应力分布

(a) 静水时; (b) 水自上向下渗流; (c) 水自下向上渗流

土中水渗流时总应力 σ 、孔隙水压力 u 及有效应力 σ' 的计算

表 3.11

渗流情况	计算点	总应力 σ	孔隙水压力 u	有效应力 σ'
(a) 水静止时	a	γh_1	0	γh_1
	b	$\gamma h_1 + \gamma_{sat} h_2$	$\gamma_w h_2$	$\gamma h_1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) h_2$
(b) 水自上向下渗流	a	γh_1	0	γh_1
	b	$\gamma h_1 + \gamma_{sat} h_2$	$\gamma_w (h_2 - h)$	$\gamma h_1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) h_2 + \gamma_w h$
(c) 水自下向上渗流	a	γh_1	0	γh_1
	b	$\gamma h_1 + \gamma_{sat} h_2$	$\gamma_w (h_2 + h)$	$\gamma h_1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) h_2 - \gamma_w h$

从表 3.11 及图 3.29 的计算结果可见,三种不同情况水渗流时土中的总应力 σ 的分布是相同的,土中水的渗流不影响总应力值。水渗流时土中产生动水力,致使土中有效应力及孔隙水压力发生变化。土中水自上向下渗流时,动水力方向与土的重力方向一致,于是有效应力增加,而孔隙水压力相应减少。反之,土中水自下向上渗流时,导致土中有效应力减少,孔隙水压力相应增加。

【例 3.6】 有一 10m 厚饱和粘土层,其下为砂土,如图 3.30 所示。砂土层中有承压水,已知其水头高出 A 点 6m。现要在粘土层中开挖基坑,试求基坑开挖的最大深度 H 。

【解】 若基坑开挖深度达到 H 后坑底土将隆起失稳,考虑此时 A 点的稳定条件。

A 点的总应力 $\sigma_A = \gamma_{sat}(10 - H) = 18.9 \times (10 - H)$

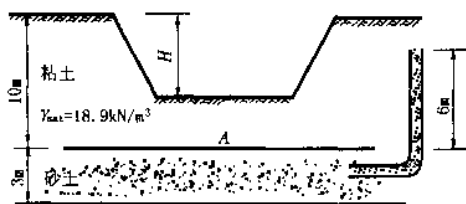


图 3.30 例 3.6 图

A 点的孔隙水压力 $u = \gamma_w h = 9.81 \times 6 = 58.86 \text{ kPa}$

若 A 点隆起, 则其有效应力 $\sigma_A' = 0$, 即

$$\sigma_A' = \sigma_A - u_A = 18.9 \times (10 - H) - 58.86 = 0$$

解得 $H = 6.89 \text{ m}$

故当基坑开挖深度超过 6.9m 后, 坑底土将隆起破坏。

思考题

- 3.1 土的自重应力分布有何特点? 地下水位升降对自重应力有何影响, 如何计算?
- 3.2 刚性基础的基底压力分布有何特征? 工程中如何计算中心及偏心荷载下的基底压力?
- 3.3 如何计算基底附加压力? 在计算中为什么要减去基底自重应力?
- 3.4 试以矩形面积上均布荷载和条形荷载为例, 说明地基中附加应力的分布规律。
- 3.5 目前根据什么假设计算地基中的附加应力? 这些假设是否合理可行? 归纳总结各种荷载作用下地基附加应力的计算方法。
- 3.6 试简述太沙基的有效应力原理。

习题

- 3.1 某建筑场地的地质剖面如图 3.31 所示, 试计算各土层界面及地下水位面的自重应力, 并绘制自重应力曲线。

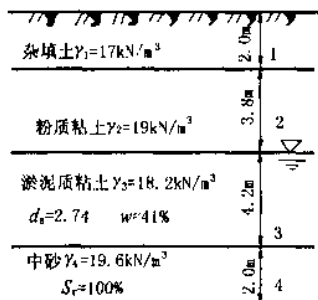


图 3.31 习题 3.1 图

(答案: $\sigma_{cz1} = 34.0 \text{ kPa}$, $\sigma_{cz2} = 106.2 \text{ kPa}$, $\sigma_{cz3} = 140.6 \text{ kPa}$, $\sigma_{cz4} = 159.8 \text{ kPa}$)

- 3.2 若图 3.31 中, 中砂层以下为坚硬的整体岩石, 试绘制其自重应力曲线。

(答案: σ_{cz1} , σ_{cz2} , σ_{cz3} 同上题, 但岩层顶面处为 221.8 kPa)

- 3.3 某条形基础如图 3.32 所示, 作用在基础上的荷载为 250 kN/m , 基础深度范围内土的重度 $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$, 试计算 0—3、4—7 及 5—8 剖面各点的竖向附加应力, 并绘制曲线。

(答案: $\sigma_{z0} = 127.5 \text{ kPa}$, $\sigma_{z1} = 69.88 \text{ kPa}$, $\sigma_{z2} = 38.76 \text{ kPa}$, $\sigma_{z3} = 26.52 \text{ kPa}$, $\sigma_{z4} = 0$, $\sigma_{z5} = 23.46 \text{ kPa}$, $\sigma_{z6} = 26.26 \text{ kPa}$, $\sigma_{z7} = 21.68 \text{ kPa}$, $\sigma_{z8} = 52.28 \text{ kPa}$)

- 3.4 试用最简方法计算图 3.33 所示荷载下, m 点下深度 $z = 2.0 \text{ m}$ 处的附加应力。

(答案: (a) 128.6 kPa ; (b) 204.0 kPa)

- 3.5 某方形基础底面宽 $b = 2 \text{ m}$, 埋深 $d = 1 \text{ m}$, 深度范围内土的重度 $\gamma =$

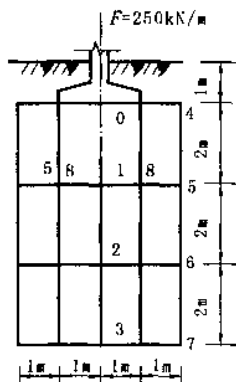


图 3.32 习题 3.3 图

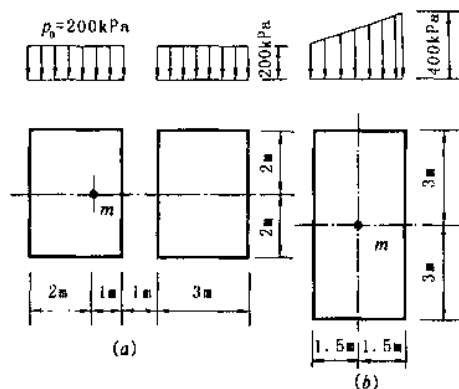


图 3.33 习题 3.4 图

18.0 kN/m^3 , 作用在基础上的竖向荷载 $F = 600 \text{ kN}$, 力矩 $M = 100 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 试计算基底最大压力边角下深度 $z = 2 \text{ m}$ 处的附加应

力。

(答案: 29.76 kPa)

3.6 某基础平面图形呈 T 形截面(图 3.34), 作用在基底的附加压力 $p_0 = 150 \text{ kN/m}^2$ 。试求 A 点下 10m 深处的附加应力。

(答案: 79.77 kPa)

3.7 如图 3.35 所示矩形面积(ABCD)上作用均布荷载 $p = 100 \text{ kPa}$, 试用角点法计算 G 点下深度 6m 处 M 点的附加应力值 σ_z 。

(答案: 5.1 kPa)

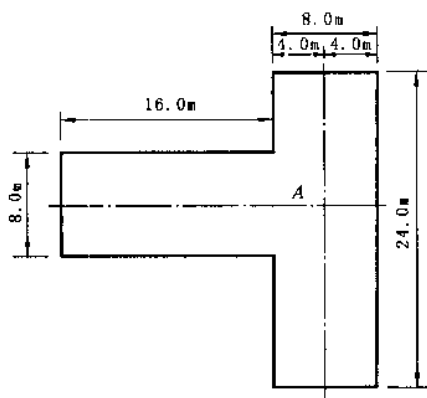


图 3.34 习题 3.6 图

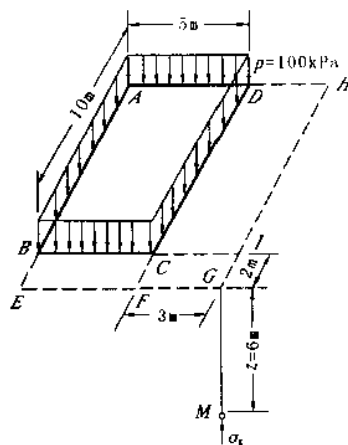


图 3.35 习题 3.7 图

3.8 如图 3.36 所示条形均布荷载 $p = 150 \text{ kPa}$, 计算 G 点下深度 3m 处的附加应力 σ_z 。

(答案: 32.85 kPa)

3.9 某场地土层的分布自上而下为: 砂土, 层厚 2m, 重度为 17.5 kN/m^3 ; 粘土, 层厚 3m, 饱和重度 20.0 kN/m^3 ; 砾石, 层厚 3m, 饱和重度 20.0 kN/m^3 。地下水位在粘土层处。试绘出这三个土层中总应力 σ 、孔隙水压力 u 和有效应力 σ' 沿深度的分布图形。

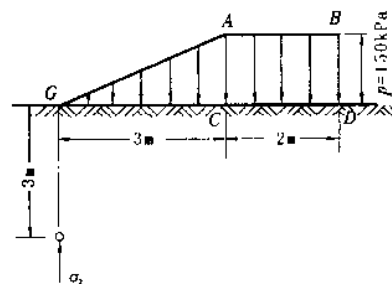


图 3.36 习题 3.8 图

4 土的变形性质及地基沉降计算

本章提要

地基土层在建筑物的荷载作用下产生变形,建筑物基础亦随之沉降,尤其是当荷载差异较大、或地基土层软弱不均时,往往导致建筑物基础出现较大的不均匀沉降,以致建筑物某些部位开裂、倾斜、甚至倒塌。

为了保证建筑物的安全和正常使用,本章讨论荷载作用下土体的变形,这是土力学的重要问题之一。在地基基础设计中,要求地基土的变形量不超过允许值。

本章将介绍荷载作用下土的压缩性,地基最终沉降量计算,土的变形与时间关系(一维固结理论),应力历史对粘性土压缩性和固结沉降的影响等。

本章重点为土的压缩性和压缩性指标的确定,计算基础沉降的分层总和法和规范法。至于一维固结理论和考虑应力历史时粘性土的固结沉降计算,是比较复杂的问题,虽其基本原理和概念也很重要(例如固结度的意义、影响沉降与时间关系的因素,以及正常固结土、超固结土和欠固结土的区分及其压缩性的差别等),只要求作一般性的了解。

4.1 土的压缩性

4.1.1 基本概念

土在压力作用下体积缩小的特性称为土的压缩性。土的压缩通常由三部分组成:①固体土颗粒被压缩;②土中水及封闭气体被压缩;③水和气体从孔隙中被挤出。试验研究表明:固体颗粒和水的压缩量是微不足道的,在一般压力作用下,固体颗粒和水的压缩量与土的总压缩量之比完全可忽略不计。所以土的压缩可看作是土中水和气体从孔隙中被挤出,与此同时,土颗粒相应发生移动,重新排列,靠拢挤紧,从而土孔隙体积减小。对于只有两相的饱和土来说,则主要是孔隙水的挤出。

土的压缩变形的快慢与土的渗透性有关。在荷载作用下,透水性大的饱和无粘性土,其压缩过程短,建筑物施工完毕时,可认为其压缩变形已基本完成;而透水性小的饱和粘性土,其压缩过程所需时间长,十几年、甚至几十年压缩变形才稳定。如意大利的比萨斜塔,始建于1173年,至今地基土仍继续变形,成为世界瞩目的地基问题。土体在外力作用下,压缩随时间增长的过程,称为土的固结,对于饱和粘性土来说,土的固结问题非常重要。

研究土的压缩性大小及其特征的室内试验方法称为压缩试验,室内试验简单方便,费用较低;了解地基土变形状况的现场测试,称为荷载试验。

4.1.2 压缩试验及压缩性指标

4.1.2.1 压缩试验

该试验是在压缩仪(或固结仪)中完成,如图4.1所示。试验时,先用金属环刀取土,然后将土样连同环刀一起放入压缩仪内,上下各盖一块透水石,以便土样受压后能够自由排水,透水石上面再施加垂直荷载。由于土样受到环刀、压缩容器的约束,在压缩过程中只能发生竖向变形,不可能侧向变形,所以这种方法也称为

侧限压缩试验。试验时,竖向压力 p_i 分级施加。在每级荷载作用下使土样变形至稳定,用百分表测出土样稳定后的变形量 s_i ,即可按式(4.2)计算出各级荷载下的孔隙比 e_i 。

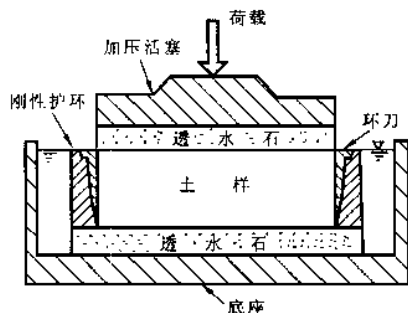


图 4.1 侧限压缩试验示意图

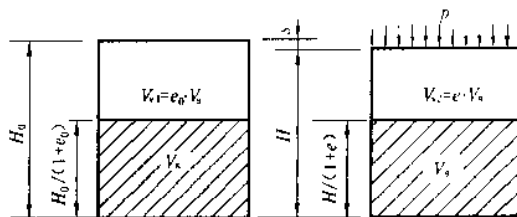


图 4.2 压缩试验中土样变形示意图

设土样的初始高度为 H_0 ,受压后土样的高度为 H ,则 $H = H_0 - s$, s 为外压力 p 作用下土样压缩至稳定的变形量。根据土的孔隙比的定义,假设土粒体积 V_s 不变,则土样孔隙体积在压缩前为 $e_0 \times V_s$,在压缩稳定后为 $e \times V_s$ (图 4.2)。

为求土样压缩稳定后孔隙比为 e ,利用受压前后土粒体积不变和土样横截面面积不变的两个条件,得出 (见图 4.2):

$$\frac{H_0}{1 + e_0} = \frac{H}{1 + e} = \frac{H_0 - s}{1 + e} \quad (4.1)$$

$$\text{或} \quad e = e_0 - \frac{s_i}{H_0} (1 + e_0) \quad (4.2)$$

式中 e_0 为土的初始孔隙比,可由土的三个基本实验指标求得,即

$$e_0 = \frac{d_s (1 + w_0) \rho_w}{\rho} - 1$$

这样,只要测定了土样在各级压力 p_i 作用下的稳定变形量 s_i 后,就可按上式算出孔隙比 e_i 。然后以横坐标表示压力 p ,纵坐标表示孔隙比 e ,则可得出 $e-p$ 曲线,称为压缩曲线 (见图 4.3)。

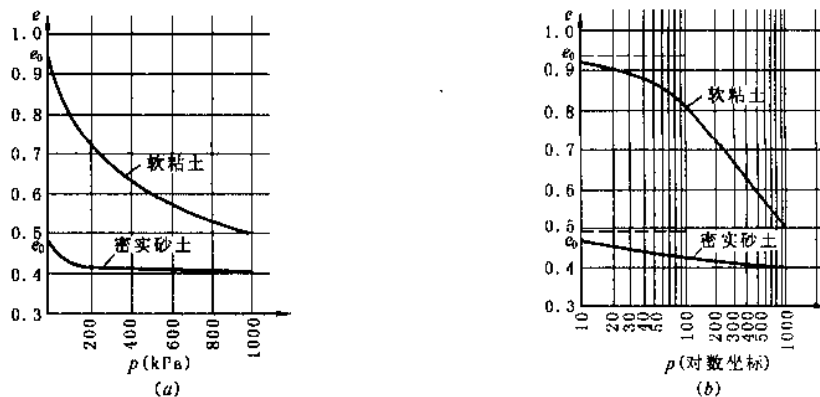


图 4.3 土的压缩曲线

(a) $e-p$ 曲线 (b) $e-\lg p$ 曲线

压缩曲线可按两种方式绘制,一种是普通坐标绘制的 $e-p$ 曲线 [图 4.3(a)],在常规试验中,一般按 $p = 50, 100, 200, 300, 400 \text{ kPa}$ 五级加荷;另一种的横坐标则按 p 的常用对数取值,即采用半对数直角坐标绘制的 $e-\lg p$ 曲线 [见图 4.3(b)],试验时以较小的压力开始,采取小增量多级加荷,并加到较大的荷载 (例如 1000 kPa) 为止。

4.1.2.2 压缩性指标

评价土体压缩性通常有如下指标。

(1) 压缩系数

由图可见,① $e-p$ 曲线初始段较陡,土的压缩量较大,而后曲线逐渐平缓,土的压缩量也随之减小,这是

因为随着孔隙比的减小,土的密实度增加一定程度后,土粒移动愈来愈趋于困难,压缩量也就减小的缘故。②不同的土类,压缩曲线的形态有别,密实砂土的 $e-p$ 曲线比较平稳,而软粘土的 $e-p$ 曲线较陡,因而土的压缩性愈高。所以,曲线上任一点的切线斜率 a 就表示了相应于压力 p 作用下的压缩性:

$$a = - \frac{de}{dp} \quad (4.3)$$

式中负号表示随着 p 压力的增加, e 逐渐减少。实用上,一般研究土中某点由原来的自重应力 p_1 增加到外荷作用下的土中应力 p_2 (自重应力与附加应力之和) 这一压力间断所表征的压缩性。如图 4.4 所示,设压力由 p_1 增至 p_2 , 相应的孔隙比由 e_1 减小到 e_2 , 则与应力增量 $\Delta p = p_2 - p_1$ 对应的孔隙比变化为 $\Delta e = e_1 - e_2$ 。此时,土的压缩性可用图中割线 M_1M_2 斜率表示。设割线与横坐标的夹角为 α , 则:

$$a \approx \tan \alpha = \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \quad (4.4)$$

式中 a ——土的压缩系数, kPa^{-1} 或 MPa^{-1} ;

p_1 ——一般指地基某深度处土中竖向自重应力, kPa ;

p_2 ——地基某深度处自重应力与附加应力之和, kPa ;

e_1 ——相应于 p_1 作用下压缩稳定后土的孔隙比;

e_2 ——相应于 p_2 作用下压缩稳定后土的孔隙比。

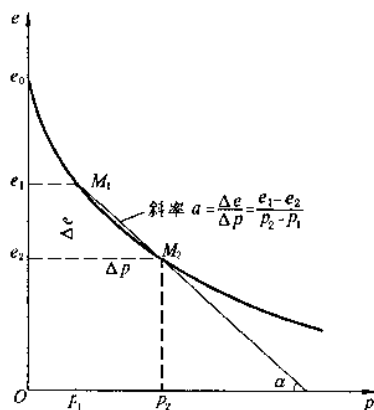


图 4.4 以 $e-p$ 曲线确定压缩系数 a

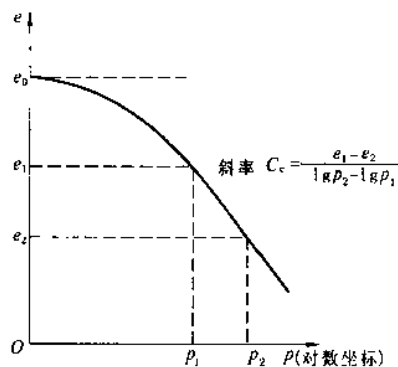


图 4.5 $e-\lg p$ 曲线中求 C_c

压缩系数是评价地基土压缩性高低的重要指标之一。从曲线上看,它不是一个常量,与所取的起始压力 p_1 有关,也与压力变化范围 $\Delta p = p_2 - p_1$ 有关。为了统一标准,在工程实践中,通常采用压力间隔由 $p_1 = 100 \text{ kPa}$ (0.1 MPa) 增加到 $p_2 = 200 \text{ kPa}$ (0.2 MPa) 时所得的压缩系数 a_{1-2} 来评定土的压缩性高低,当:

$a_{1-2} < 0.1 \text{ MPa}^{-1}$ 时,低压缩性土;

$0.1 \text{ MPa}^{-1} \leq a_{1-2} < 0.5 \text{ MPa}^{-1}$ 时,中压缩性土;

$a_{1-2} \geq 0.5 \text{ MPa}^{-1}$ 时,高压缩性土

(2) 压缩指数

如果采用 $e-\lg p$ 曲线,它的后段接近直线,见图 4.5,其斜率 C_c 为:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\lg p_2 - \lg p_1} = \frac{e_1 - e_2}{\lg \left(\frac{p_2}{p_1} \right)} \quad (4.5)$$

同压缩系数 a 一样,压缩指数 C_c 也能用来确定土的压缩性大小。 C_c 值愈大,土的压缩性愈高。一般认为 $C_c < 0.2$ 时,为低压缩性土; $C_c = 0.2 \sim 0.4$ 时,属中压缩性土; $C_c > 0.4$ 时,属高压缩性土。国内外广泛采用 $e-\lg p$ 曲线来分析研究应力历史对土的压缩性的影响。

(3) 压缩模量

土体在完全侧限条件下,竖向附加应力 σ_z 与相应的应变增量 λ_z 之比,称为压缩模量,用符号 E_s 表示。可

按下式计算：

$$E_s = \frac{1 + e_1}{a} \quad (4.6)$$

式(4.6)的推导,可仿照图 4.2 作图 4.6,但把压缩前比拟为实际土体在自重应力 p_1 作用下的情况,压缩后相当于自重应力和附加应力之和 p_2 的情况。这样,可将式(4.1)变换为:

$$\frac{H_1}{1 + e_1} = \frac{H_2}{1 + e_2} = \frac{H_1 - \Delta H}{1 + e_2} \quad (4.7)$$

$$\Delta H = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H_1 = \frac{\Delta e}{1 + e_1} H_1$$

由于 $\Delta e = a \Delta p$ (见式 4.4),则

$$\Delta H = \frac{a \Delta p}{1 + e_1} H_1$$

由此得侧限条件下应力应变模量:

$$E_s = \frac{\Delta p}{\Delta H / H_1} = \frac{1 + e_1}{a} \quad (4.8)$$

上式表示土样在侧限条件下,当土中应力变化不大时,土的压缩应变增量 $\Delta H / H_1$ 与压缩应力增量 Δp 成正比,且等于 $(1 + e_1) / a$,其中比例系数 E_s 称为土的压缩模量,亦称侧限压缩模量,以便与一般材料在无侧限条件下简单拉伸或压缩时的弹性模量相区别。

压缩模量 E_s 是土的压缩性指标的又一个表达方式,其单位为 kPa 或 MPa。由式(4.6)式知,压缩模量 E_s 与压缩系数 a 成反比, E_s 愈大, a 就愈小,土的压缩性愈低。所以 E_s 也具有划分土压缩性高低的功能。一般认为, $E_s < 4 \text{ MPa}$ 时为高压缩性土; $E_s > 15 \text{ MPa}$ 时为低压缩性土; $E_s = 4 \sim 15 \text{ MPa}$ 时属中压缩性土。

4.1.2.3 土的回弹曲线及再压缩曲线

在进行室内试验过程中,当压力加到某一数值 p_i (如图 4.7 中 $e-p$ 曲线的 b 点)后,逐级卸压,土样将发生回弹,土体膨胀,孔隙比增大,若测得回弹稳定后的孔隙比,则可绘制相应的孔隙比与压力的关系曲线(图 4.7 中虚线 bc),称为回弹曲线。

由图可见,卸压后的回弹曲线 bc 并不沿压缩曲线 ab 回升,而要平缓得多,这说明土受压缩发生变形,卸压回弹,但变形不能全部恢复,其中可恢复的部分称为弹性变形,不能恢复的称为残余变形,而土的压缩变形以残余变形为主。

若再重新逐级加压,则可测得土的再压缩曲线如图中 cdf 段所示,其中 df 段就像是 ab 段的延续,犹如没有经过卸压和再加压过程一样。土在重复荷载作用下,在加压与卸压的每一重复循环中都将走新的路线,形成新的滞回环。其中的弹性变形与残余变形的数值逐渐减小,残余变形减小得更快,土重复次数足够多时,变形变为纯弹性,土体达到弹性压密状态。在半对数曲线中也同样可以看到这种现象。

4.1.3 土的载荷试验及变形模量

土的压缩性指标除从室内压缩试验得到外,也可通过现场原位测试得到。如在浅层土中进行静载荷试验,可得变形模量,在现场进行旁压试验或触探试验,都可间接确定土的模量。

4.1.3.1 载荷试验

静载荷试验是通过承压板,对地基土分级施加压力 p 和测试压板的沉降 s ,便可得到压力和沉降($p-s$)关系曲线。然后根据弹性力学公式反求即可得土的变形模量及地基承载力。

试验一般在试坑内进行,试坑宽度不应小于 3 倍承载板宽度或直径,其深度依所需测试土层的深度而定,承载板的底面积一般为 $0.25 \sim 0.50 \text{ m}^2$;对均质密实土(如密实砂土、老粘性土)可用 $0.1 \sim 0.25 \text{ m}^2$;对松

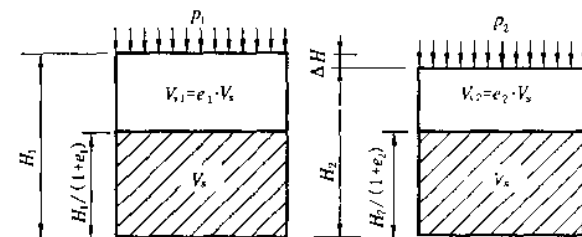


图 4.6 侧限条件下土样高度变化与孔隙比变化的关系(土样横截面面积不变)

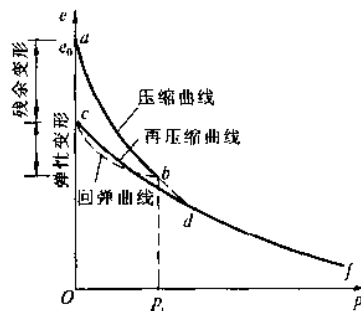


图 4.7 土的回弹和再压缩曲线

软土及人工填土则不应小于 0.50m^2 。其试验装置如图 4.8 所示,一般由加荷稳压装置、反力装置及观测装置三部分组成。加荷稳压装置包括承载板、千斤顶及稳压器等;反力装置常用平台堆载或地锚;观测装置包括百分表及固定支架等。

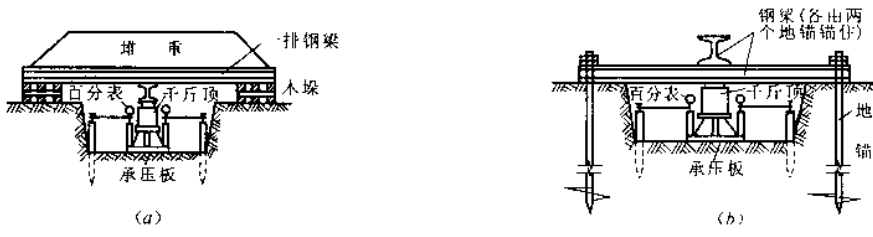


图 4.8 地基荷载试验荷载架示例
(a)堆重-千斤顶式;(b)地锚-千斤顶式

试验时必须注意保持试验土层的原状结构和天然湿度,在坑底宜铺设不大于 20mm 厚的粗、中砂层找平。若试验土层为软塑或流塑状态的粘性土或饱和的松软土时,载荷板周围应留有 $200\sim 300\text{mm}$ 高的原土作为保护层。

最大加载量不应小于荷载设计值的两倍,应尽量接近预估地基的极限荷载,第一级荷载(包括设备重)宜接近开挖试坑所卸除的土重,相应的沉降量不计。其后每级荷载增量,对较松软的土可采用 $10\sim 25\text{kPa}$,对较硬密的土则用 50kPa 。加荷等级不少于 8 级。每加一级荷载后,按间隔 $10、10、10、15、15\text{min}$ 及以后每隔 30min 读一次沉降,当连续两小时内,每小时的沉降量小于 0.1mm 时,则认为已趋稳定,可加下一级荷载。当达下列情况之一时,认为已达破坏,可终止加载。

- ①承载板周围的土明显侧向挤出(砂土)或发生裂纹(粘性土和粉土);
- ②沉降 s 急骤增大,荷载-沉降($p-s$)曲线出现陡降段;
- ③在某一荷载下,24 小时内沉降速率不能达到稳定标准;
- ④沉降 $s \geq 0.06b$ (b 为承载板宽度或直径)。

终止加载后,可按规定逐级卸载,并进行回弹观测,以作参考。图 4.9 给出了一些代表性土类的 $p-s$ 曲线。由图可见,曲线的初始阶段往往接近于直线,因此若将地基承载力设计值控制在该直线段附近,土体则处

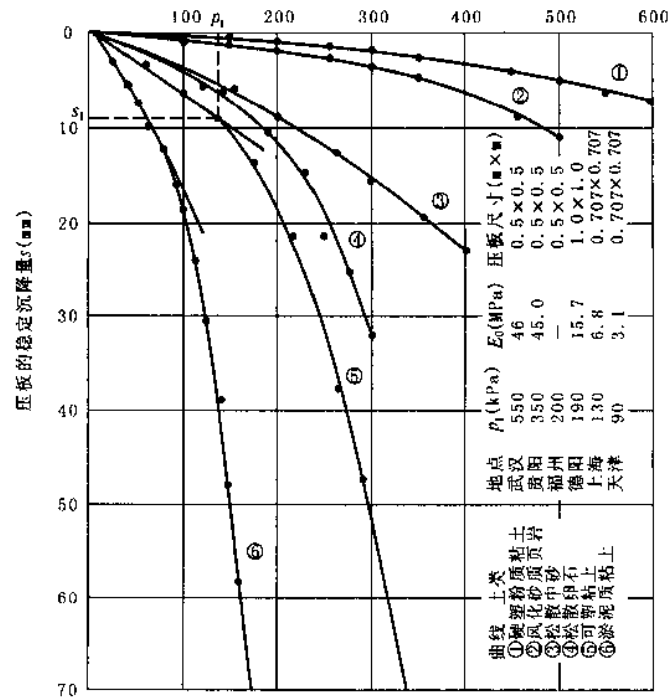


图 4.9 不同土类的 $p-s$ 曲线实例

于直线变形阶段。

4.1.3.2 变形模量

土的变形模量是指土体在无侧限条件下的应力与应变的比值,并以符号 E_0 表示, E_0 的大小值可由载荷试验结果求得,在 $p-s$ 曲线的直线段或接近于直线段任选一压力 p_1 和它对应的沉降 s_1 ,利用弹性力学公式,反求出地基的变形模量。

$$E_0 = \omega(1 - \mu^2) \frac{p_1 b}{s_1} \tag{4.9}$$

式中 ω ——沉降影响系数,方形承压板取 0.88,圆形承压板取 0.79;

μ ——地基土的泊松比(参见表 4.1);

b ——承压板的边长或直径(mm);

s_1 ——与所取定的比例界限 p_1 相对应的沉降。

有时 $p-s$ 曲线并不出现直线段,建议对中、高压缩性粉土粘性土取 $s_1=0.02b$ 及其对应的荷载为 p_1 ;对低压缩性粉土粘性土、碎石土及砂土,可取 $s_1=(0.01\sim0.015)b$ 及其对应的荷载 p_1 代入上式计算 E_0 。

载荷试验在现场进行,对地基土扰动较小,土中应力状态在承载板较大时与实际基础情况比较接近,测出的指标能较好地反映土的压缩性质。但载荷试验工作量大,时间长,所规定沉降稳定标准带有较大的近似性,据有些地区的经验,它所反映的土的固结程度通常仅相当于实际建筑施工完毕时的早期沉降量。此外,载荷试验的影响深度一般只能达 $(1.5\sim2)b$,对于深层土,曾在钻孔内用小型承压板借助钻杆进行深层载荷试验。但由于在地下水位以下清理孔底困难和受力条件复杂等因素,数据不易准确。故国内外常用旁压或触探试验测定深层的变形模量。

4.1.3.3 变形模量与压缩模量的关系

变形模量 E_0 与压缩模量 E_s 虽都是竖向应力与应变的比值,但概念上有所区别; E_0 是在现场测试获得,土体压缩过程中无侧限;而 E_s 是通过室内压缩试验换算求得,土体在完全侧限条件下的压缩,且与其它建筑材料的弹性模量不同,具有相当部分不可恢复的残余变形。但理论上 E_0 与 E_s 两者是完全可以互相换算的。

现从侧向不允许膨胀的压缩试验土样中取一单元体进行分析(图 4.10)。受到三向应力 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ 作用,在 z 轴方向的压力作用下,试样中的竖向有效应力为 σ_z ,由于试样的受力条件属轴向对称问题,所以相应的水平向有效应力 $\sigma_x = \sigma_y$,按式(3.2)为:

$$\sigma_x = \sigma_y = k_0 \sigma_z \tag{4.10}$$

式中 k_0 ——土的侧压力系数或静止土压力系数(侧限条件下侧向与竖向有效应力比)。

通过试验测定,当无试验条件时,可采用表 4.1 所列的经验值。其值一般小于 1,如果地面是经过剥蚀后遗留下来的,或者所考虑土层曾受过其超固结作用(见 4.3.1 节),则 k_0 值可大于 1。

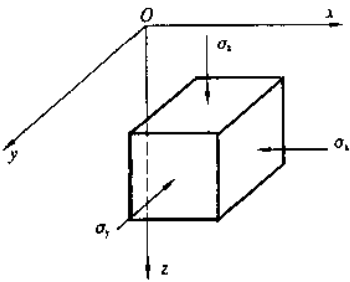


图 4.10 微单元土体

k_0, μ, β 经验值 表 4.1

土的种类和状态	k_0	μ	β
碎石土	0.18~0.25	0.15~0.20	0.95~0.90
砂 土	0.25~0.33	0.20~0.25	0.90~0.83
粉 土	0.33	0.25	0.83
粉质粘土 坚硬状态	0.33	0.25	0.83
可塑状态	0.43	0.30	0.74
软塑及流塑状态	0.53	0.35	0.62
粘土 坚硬状态	0.33	0.25	0.83
可塑状态	0.53	0.35	0.62
软塑及流塑状态	0.72	0.42	0.39

先分析沿 x 轴方向的应变 ϵ_x , 由 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ 分别引起的应变 $\frac{\sigma_x}{E_0}, -\mu \frac{\sigma_y}{E_0}, -\mu \frac{\sigma_z}{E_0}$ 三部分组成(负号表示伸长, μ 为土的泊松比)。由于土样是在不允许侧向膨胀条件下进行试验的, 所以 $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$, 于是:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_0} - \mu \frac{\sigma_y}{E_0} - \mu \frac{\sigma_z}{E_0} = 0 \quad (4.11)$$

将式(4.10)代入上式得出土的侧压力系数 k_0 与泊松比 μ 的关系如下:

$$k_0 = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (4.12)$$

或

$$\mu = \frac{k_0}{1 + k_0} \quad (4.13)$$

再分析 z 轴方向的应变 ϵ_z , 可得:

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_0} - \mu \frac{\sigma_y}{E_0} - \mu \frac{\sigma_x}{E_0} = \frac{\sigma_z}{E_0} (1 - 2\mu k_0) \quad (4.14)$$

根据侧限条件 $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$, 则:

$$E_0 = E_s \left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \right) = E_s (1 - 2\mu k_0) \quad (4.15)$$

令 $\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} = 1 - 2\mu k_0$, 可得:

$$E_0 = \beta E_s \quad (4.16)$$

必须指出, 上式所表示的 E_0 与 E_s 关系, 只是理论关系。实际上, 由于现场载荷试验测定 E_0 和室内压缩试验测定 E_s 时, 各有些无法考虑到的因素, 使得上式不能准确反映 E_0 与 E_s 之间的实际关系。这些因素主要是: 压缩试验的土样容易受到较大的扰动(尤其是低压缩性土); 载荷试验与压缩试验的加荷速率、压缩稳定标准都不一样; μ 值难以精确确定等。根据统计资料, E_0 值可能是 βE_s 值的几倍, 一般来说, 土愈坚硬则倍数愈大, 而软土的 E_0 值与 βE_s 值比较接近。

4.1.4 旁压试验及旁压模量

旁压试验又称横压试验, 也是一种原位测试的方法, 见图 4.11。旁压仪由旁压器、量测与输送系统、加压

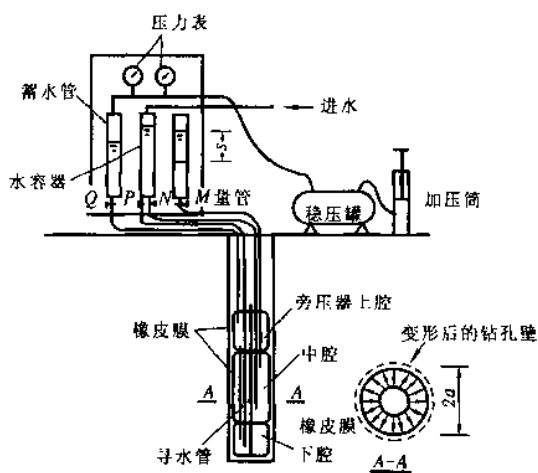


图 4.11 旁压仪示意图

系统三部分组成。旁压器设有上、中、下三个腔, 中腔称为工作腔, 上、下腔称为保护腔, 它保护工作腔的变形基本符合平面应变状态(理论按平面问题考虑), 腔体外部用一块弹性膜(橡皮膜)包起来, 弹性膜受到压力作用后产生膨胀, 挤压孔周围的土; 而这个压力一般是通过液压(水压)来传递的, 所以旁压仪配置有蓄水管、气管、量测管及压力表、稳压罐、调压筒等。

试验在钻孔内进行(有的是预先钻孔, 有的是自行钻孔), 将旁压器置于孔内后, 用液压迫使旁压器的工作腔不断扩大, 对孔壁土体施加压力(横压), 迫使孔周围的土变形外挤(如图 4.11), 直至破坏, 量测所加的压力 p 的大小以及旁压器测量腔的体积 V 的变化(见图 4.12), 再换算为土的应力应变关系, 从而获得地基土强度和变形模量等参数。

该法适于原位测试粘性土、粉土、砂土、软质岩石和风化岩石。最早起源于德国, 在法国得到广泛应用和蓬勃发展; 我国 1962 年起步, 其后也得到较迅速的发展。它比浅层静载荷试验耗资少, 简单轻便, 而且能进行深层土的原位测试, 深度可达 20m 以上。

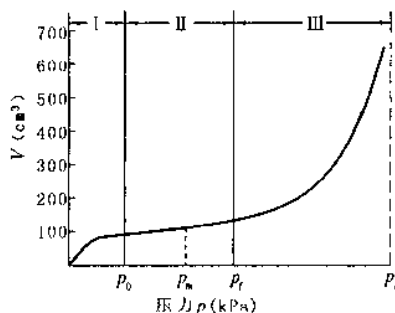
旁压试验的成果为 $p-V$ 曲线(图 4.12), 该曲线可划分为三个阶段, I 阶段为初步阶段, 为橡皮膜膨胀与孔壁初步接触阶段。若完全紧贴时的压力用 p_0 表示, 则 p_0 相当于原位总的水平应力; II 阶段称为似弹性阶段, 这时压力与体积变化量大致成直线关系, 表示土尚处于弹性状态, 压力 p_t 为开始屈服的应力, 称为临

根据曲线第Ⅱ阶段的坡度($\Delta p/\Delta V$),可得到土的旁压模量 E_M ,其值与土的变形模量 E_0 相近。对于线性弹性的各向同性土体, $E_M(\text{kPa})$ 可按下式计算:

$$E_M = 2(1 + \mu)(V + V_m) \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad (4.17)$$

V_m — 旁压曲线直线段头尾中间的平均扩展体积 (cm^3);

影响旁压试验的因素很多,其中最重要的是钻孔对周围土壁的扰动。为了减少这种影响,后来又发展了自钻式旁压仪,它是在旁压器尖端装一旋转的切削器而成。使用时先用钻机钻到接近预定试验深度,然后将旁压仪放至孔底,一边自行钻孔入土,一边将切削下来的土用水冲成泥浆从导水管送到地面,达预定深度后,即可进行加压试验。自钻式旁压仪已用于砂土和许多粘性土中,效果较好,深度可达 20m 以上。

图 4.12 旁压试验 p - V 曲线

4.2 地基最终沉降量计算

地基最终沉降量计算是指地基土在建筑荷载作用下达到压缩稳定时地基表面的沉降量。本节主要介绍国内常用的几种沉降计算方法:分层总和法、《建筑地基基础设计规范》推荐的方法和弹性力学公式。

4.2.1 分层总和法

分层总和法假定地基土为直线变形体,在外荷载作用下的变形只发生在有限厚度的范围内(即压缩层),将压缩层厚度内的地基土分层,分别求出各分层的应力,然后用土的应力-应变关系式求出各分层的变形量,再总和起来作为地基的最终沉降量。

分层总和法假设:①基底附加压力(p_0)是作用于地表的局部柔性荷载,对非均质地基,由其引起的附加应力分布可按均质地基计算;②只须计算竖向附加应力 σ_z 的作用使土层压缩变形导致地基沉降,而剪应力则可略去不计;③土层压缩时不发生侧向变形(侧限)。

4.2.1.1 计算原理

如图 4.13 所示,若在基中心底下取一截面为 A 的小土柱,土样上作用有自重应力和附加应力,同图 4.6 一样。假定第 i 层土柱在 p_{1i} (相当于自重应力)作用下,压缩稳定后的孔隙比为 e_{1i} ,土柱高度为 h_i ;当压力增大至 p_{2i} (相当于自重应力与附加应力之和)时,压缩稳定后的孔隙比为 e_{2i} 。按前公式(4.1)可求得该土柱的压

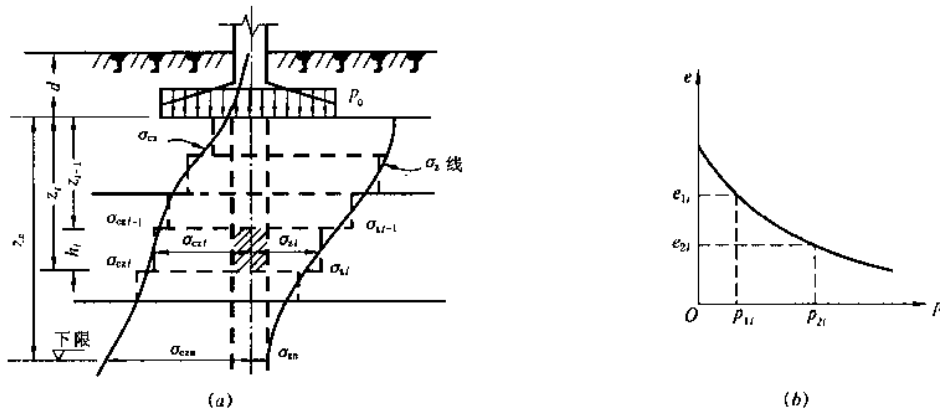


图 4.13 地基最终沉降量计算的分层总和法

缩变形量 Δs_i 为:

$$\Delta s_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (4.18)$$

求得各土层的变形后, 叠加可得到地基最终沉降量 s 为:

$$s = \sum_{i=1}^n \Delta s_i = \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (4.19)$$

又因为

$$\frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} = \frac{a_i (p_{2i} - p_{1i})}{1 + e_{1i}} = \frac{\bar{\sigma}_a}{E_{si}}$$

所以

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i = \sum_{i=1}^n \frac{\bar{\sigma}_a}{E_{si}} h_i \quad (4.20)$$

上式为分层总和法的又一计算公式。

式中 n ——地基沉降计算深度范围内的土层数;

p_{1i} ——作用在第 i 层土上的平均自重应力 σ_{ci} (kPa);

p_{2i} ——作用在第 i 层土上的平均自重应力 σ_{ci} 与平均附加应力 σ_a 之和 (kPa);

a_i ——第 i 层土的压缩系数;

E_{si} ——第 i 层土的压缩模量 (kPa);

h_i ——第 i 层土的厚度 (m)。

4.2.1.2 计算步骤

(1) 分层。将基底以下土分为若干薄层, 分层原则: ①厚度 $h_i \leq 0.4b$ (b 为基础宽度); ②天然土层面及地下水位处都应作为薄层的分界面;

(2) 计算基底中心点下各分层面上土的自重应力 σ_{ci} 和附加应力 σ_{ai} , 并绘制自重应力和附加应力分布曲线 (图 4.13);

(3) 确定地基沉降计算深度 z_n 。按 $\sigma_{ai}/\sigma_{ci} \leq 0.2$ (对软土 ≤ 0.1) 确定;

(4) 计算各分层土的平均自重应力 $\bar{\sigma}_{ci} = (\sigma_{ci-1} + \sigma_{ci})/2$ 和平均附加应力 $\bar{\sigma}_a = (\sigma_{ai-1} + \sigma_{ai})/2$;

(5) 令 $p_{1i} = \bar{\sigma}_{ci}$, $p_{2i} = \bar{\sigma}_{ci} + \bar{\sigma}_a$, 从该土层的压缩曲线中由 p_{1i} 及 p_{2i} 查出相应的 e_{1i} 和 e_{2i} [图 4.13(b)];

(6) 按式 (4.13) 计算每一分层土的变形量 Δs_i ;

(7) 按式 (4.19) 计算沉降计算深度范围内地基的总变形量即为地基的最终沉降量。

【例题 4.1】 柱荷载 $F = 1451.2 \text{ kN}$, 基础埋深 $d = 0.8 \text{ m}$, 基础底面尺寸 $l \times b = 8 \text{ m} \times 2 \text{ m} = 16 \text{ m}^2$; 地基土层如图 4.14 及表 4.2 所示, 试用分层总和法计算基础沉降量。

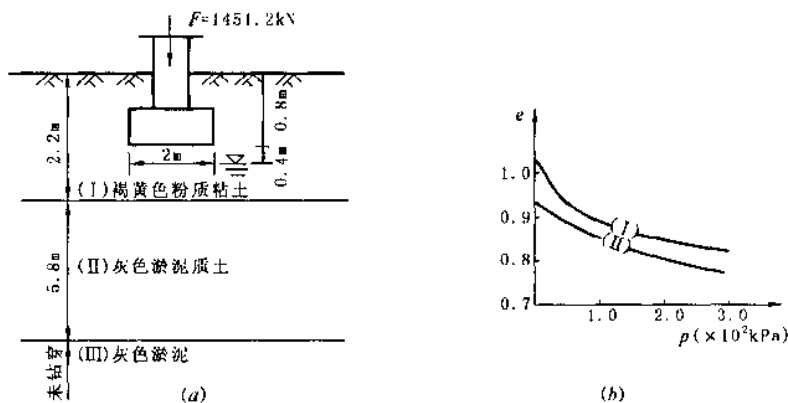


图 4.14 例题 4.1 图

土的物理力学指标表

表 4.2

土 层	指 标	上层厚 (m)	重度 γ (kN/m ³)	土粒重度 γ_s (kN/m ³)	含水量 w (%)	孔隙比 e_0	塑性指数 I_p	压缩系数 a_{1-2} ($\approx 10^{-2}$ /kPa)	不同压力下的孔隙比			
									压力 p ($\approx 10^2$ kPa)			
									0.5	1.0	2.0	3.0
褐黄色粉质粘土		2.20	18.3	27.3	33.0	0.942	16.2	0.048	0.889	0.855	0.807	0.773
灰色淤泥质土		5.80	17.9	27.2	37.6	1.045	10.5	0.043	0.925	0.891	0.848	0.823
灰色淤泥		未钻穿	17.6	27.4	42.1	1.175	19.3	0.082	—	—	—	—

【解】 (1)地基分层

每层厚度按 $h_i \leq 0.4b = 0.8\text{m}$, 但地下水位处、土层分界面处单独划分, 分层进入到第(Ⅱ)土层时, 若第③分层取 $h_3 = 1\text{m}$, 则此层底面距基底的距离恰好等于 2.4m 。为基础宽度 b 的 1.2 倍, 这样可以在计算附加应力时减少做查表内插的工作。从第①分层开始便可按 $h_i = 0.4b = 0.8\text{m}$ 继续划分下去至第(Ⅱ)土层(淤泥质土)之底面为止(图 4.14)。

(2)地基竖向自重应力 σ_{cz} 的计算(表 4.3), 可看出自重应力沿深度的分布。

用分层总和法计算地基最终沉降量表

表 4.3

分层点 编 号	深度 z (m)	分层厚度 h_i (m)	自重应力 σ_{cz} (kPa)	深宽比 z/b	应力系数 α_i	附加应力 σ_{zi} (kPa)	平均自重应力 $\bar{\sigma}_{cz}$ (kPa)	平均附加应力 $\bar{\sigma}_{zi}$ (kPa)	$\bar{\sigma}_{cz} + \bar{\sigma}_{zi}$ (kPa)	孔隙比		分 层 沉降量 s_i (cm)
										e_{1i}	e_{2i}	
0	0		14.6	0	1.000	54.6						
1	0.4	0.4	22.0	0.2	0.977	53.3	18.3	53.8	72.1	0.923	0.873	1.15
2	1.4	1.0	30.5	0.7	0.695	37.9	26.3	45.6	71.9	0.913	0.874	2.04
3	2.4	1.0	38.7	1.2	0.462	25.1	34.6	31.5	66.1	0.960	0.913	2.40
4	3.2	0.8	45.2	1.6	0.348	18.9	42.0	22.0	64.0	0.942	0.915	1.12
5	4.0	0.8	51.7	2.0	0.270	14.7	48.5	16.8	65.3	0.926	0.914	0.54
6	4.8	0.8	58.2	2.4	0.216	11.7	54.9	13.2	68.1	0.921	0.912	0.38
7	5.6	0.8	64.6	2.8	0.173	9.4	61.4	10.6	72.0	0.916	0.909	0.29
8	6.4	0.8	71.1	3.2	0.142	7.7	67.9	8.6	76.5	0.912	0.906	0.25
9	7.2		77.9	3.6	0.117	6.4	74.5	7.05	81.5	0.907	0.902	0.21

如 0 点(基底处)

$$\sigma_{cz0} = 18.3 \times 0.8 = 14.6 \text{ kPa}$$

1 点

$$\sigma_{cz1} = 14.6 + 18.3 \times 0.4 = 22.0 \text{ kPa}$$

2 点

$$\sigma_{cz2} = 22.0 + 8.5 \times 1 = 30.5 \text{ kPa}$$

(3)地基竖向附加应力 σ_{zi} 的计算

基底平均压力

$$p = \frac{F + G}{A} = \frac{1451.2 + 2 \times 8 \times 0.8 \times 20}{2 \times 8} = 106.7 \text{ kPa}$$

基底附加压力 $p_0 = p - \sigma_c = p - \gamma d = 106.7 - (16 \times 1.2 + 18.3 \times 1) = 69.2 \text{ kPa}$

按第 3 章所述, 根据 l/b 和 z/b 查表求取 α 值, 则附加应力 $\sigma_z = \alpha p_0$ 。

1 点: $z = 0.4\text{m}$, $z/b = 0.2$, $\alpha_1 = 0.977$

$$\sigma_{z1} = 0.977 \times 54.6 = 53.3 \text{ kPa}$$

2 点: $z = 1.4\text{m}$, $z/b = 0.7$, $\alpha_2 = 0.695$

$$\sigma_{z2} = 0.695 \times 54.6 = 37.9 \text{ kPa}$$

其余分层计算类同, 见表 4.3。

(4)地基分层自重应力平均值和附加应力平均值的计算

例第②分层的平均附加应力

$$\bar{\sigma}_{z2} = (\sigma_{z1} + \sigma_{z2})/2 = (53.3 + 37.9)/2 = 45.6 \text{ kPa}$$

其余分层的计算列于表 4.3。

(5) 地基沉降计算深度 z_n 的确定

若按 $\sigma_{zn} \approx 0.1\sigma_{cm}$ 条件时, 可以估计出压缩层下限深度将在第⑨分层中, 取 $z_n = 7.2\text{m}$, 则在第(Ⅱ)土层即淤泥质土层的底面处, 此时有下面的不等式:

$$6.38 \text{ kPa} < 0.1 \times 77.9 = 7.79 \text{ kPa}$$

显然此时压缩层厚度已是多算了, 但偏于保守而已。

若按 $\sigma_{zn} \approx 0.2\sigma_{cm}$ 时, 可以估计压缩层深度下限将在第⑧分层处, 若取 $z_n = 4.8\text{m}$, 此时得下列关系

$$11.77 \text{ kPa} \approx 0.2 \times 58.2 = 11.64 \text{ kPa}$$

符合要求。

(6) 地基各分层沉降量的计算

先从对应土层的压缩曲线上查出相应于某一分层 i 的平均自重应力 ($\bar{\sigma}_{zi} = p_{1i}$) 以及平均附加应力与平均自重应力之和 ($\bar{\sigma}_{zi} + \bar{\sigma}_{zi} = p_{2i}$) 的孔隙比 e_{1i} 和 e_{2i} , 代入公式 (4.18) 计算该分层 i 的变形量 Δs_i :

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

例如第②分层 (即 $i=2$), $h_{(2)} = 100\text{cm}$,

$\bar{\sigma}_{z2} = 26.3 \text{ kPa}$, 从压缩曲线 (1) 上查得 $e_{1(2)} = 0.913$;

$\bar{\sigma}_{z2} + \bar{\sigma}_{z2} = 71.9 \text{ kPa}$, 从同一压缩曲线上查得 $e_{2(2)} = 0.874$, 则

$$\Delta s_2 = \frac{0.913 - 0.874}{1 + 0.913} \times 100 = 2.04 \text{ cm}$$

其余计算结果见表 4.3, 此略。

除用公式 (4.18) 计算 Δs_i 外, 还可使用式 (4.20) 之前的关系式计算 Δs_i , 例如, 对于上述第②分层数据可得:

$$a_i = a_2 = \frac{e_{1(2)} - e_{2(2)}}{\sigma_{z2}} = \frac{0.913 - 0.874}{45.6} = 0.084 \times 10^{-2} / \text{kPa}$$

$$\Delta s_2 = \frac{a_i}{1 + e_{1i}} \sigma_{zi} h_i = \frac{0.084 \times 10^{-2} \times 45.6 \times 100}{1 + 0.913} = 2.04 \text{ cm}$$

若用 a_{1-2} 计算时, 根据表 4.2 得:

$$\Delta s_2 = \frac{0.084 \times 10^{-2} \times 45.6 \times 100}{1 + 0.855} = 1.20 \text{ cm}$$

可见, 用不同条件下得到的压缩系数作参数代入计算 Δs_i 时, 计算结果差别很大。

(7) 计算基础中点总沉降量 s

将压缩层范围内各分层土的变形量 Δs_i 总加起来, 便得基础的总的最终沉降量 s , 即公式:

$$s = \sum_{i=1}^n \Delta s_i$$

在本例中, 以 $z_n = 7.2\text{m}$ 考虑, 共有分层数 $n=9$, 所以从表 4.3 数据可得:

$$s = \sum_{i=1}^9 \Delta s_i = 1.15 + 2.04 + 2.40 + 1.12 + 0.54 + 0.38 + 0.29 + 0.25 + 0.21 = 8.38 \text{ cm}$$

若 $z_n = 4.8\text{m}$, $n=6$, 则得:

$$s = \sum_{i=1}^6 \Delta s_i = 7.63 \text{ cm}$$

4.2.2 《建筑地基基础设计规范》方法

《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89) (以下简称《建筑地基规范》) 提出的地基沉降计算方法, 是一种简化了的分层总和法, 其引入了平均附加应力系数的概念, 并在总结大量实践经验的前提下, 重新规定了地基沉降计算深度的标准及地基沉降计算经验系数。

4.2.2.1 计算原理

设地基土层均质、压缩模量 E_s 不随深度变化,根据式(4.20)有:

$$s' = \sum_{i=1}^n \frac{\bar{\sigma}_s}{E_s} h_i$$

式中: $\bar{\sigma}_s$ 代表第 i 层土附加应力曲线所包围的面积(图 4.15 中阴影部分),用符号 A_{i456} 表示。

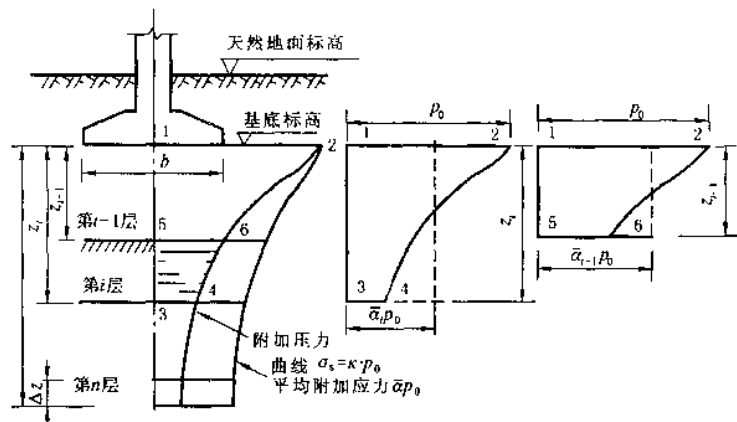


图 4.15 采用平均附加应力系数 \bar{a}_i 计算沉降量的分层示意图

由图有:

$$A_{3456} = A_{1234} - A_{1256}$$

而应力面积

$$A = \int_0^z \sigma_s dz = p_0 \int_0^z \bar{a} dz$$

为便于计算,引入平均附加应力系数 \bar{a} (如图):

$$A_{1234} = \bar{a}_i p_0 z_i \quad \text{即:} \quad \bar{a}_i = \frac{A_{1234}}{p_0 z_i}$$

$$A_{1256} = \bar{a}_{i-1} p_0 z_{i-1} \quad \text{即:} \quad \bar{a}_{i-1} = \frac{A_{1256}}{p_0 z_{i-1}}$$

$$s' = \sum_{i=1}^n \frac{A_{1234} - A_{1256}}{E_{s_i}} = \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{s_i}} (\bar{a}_i z_i - \bar{a}_{i-1} z_{i-1}) \quad (4.21)$$

式中 $p_0 \bar{a}_i z_i$ ——深度 z 范围内竖向附加应力面积 A 的等代值;

\bar{a} ——深度 z 范围内平均附加应力系数, $\bar{a} = \frac{A}{p_0 z} = \frac{1}{z} \int_0^z \bar{a} dz$ 。

4.2.2.2 沉降计算经验系数和沉降计算

由于 s' 推导时作了近似假定,而且对某些复杂因素也难以综合反映,因此将其计算结果与大量沉降观测资料结果比较发现:低压缩性的地基土,计算值偏大;反之,高压缩性地基土, s' 计算值偏小。为此,应引入经验系数 ψ_s ,对(4.21)式进行修正,即:

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{s_i}} (\bar{a}_i z_i - \bar{a}_{i-1} z_{i-1}) \quad (4.22)$$

式中 s ——地基最终沉降量(mm);

ψ_s ——沉降计算经验系数,根据地区沉降观测资料及经验确定,也可按表 4.5 取用;

n ——地基沉降计算深度范围内所划分的土层数;

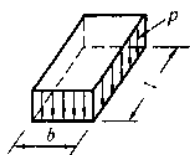
p_0 ——对应于荷载标准值时的基础底面处的附加压力(kPa);

E_{s_i} ——基础底面下第 i 层土的压缩模量,按实际应力范围取值(MPa);

z_i, z_{i-1} ——基础底面至第 i 层和第 $i-1$ 层土底面的距离(m);

\bar{a}_i, \bar{a}_{i-1} ——基础底面至第 i 层和第 $i-1$ 层土底而范围内的平均附加应力系数,矩形基础可按表 4.4 查用,条形基础可取 $l/b=10$ 查。 l 与 b 分别为基础的长边和短边。

尚需注意,表 4.4 给出的是均布矩形荷载角点下的平均竖向附加应力系数,故非角点下的平均附加应力系数 \bar{a} ,需采用角点法计算,其方法同土中应力计算。



均布的矩形荷载角点下的平均竖向附加应力系数 $\bar{\alpha}$

表 4.4

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
0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	0.2423	0.2437	0.2444	0.2448	0.2451	0.2452	0.2454	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2456
0.8	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	0.2043	0.2102	0.2140	0.2164	0.2190	0.2191	0.2204	0.2211	0.2215	0.2217	0.2218	0.2220	0.2221
1.6	0.0	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	0.0	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	0.0	0.1746	0.1822	0.1875	0.1912	0.1938	0.1958	0.1982	0.1996	0.2004	0.2009	0.2012	0.2015	0.2018
2.2	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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
4.8	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	0.0601	0.0649	0.0690	0.0724	0.0754	0.0779	0.0820	0.0852	0.0878	0.0898	0.0914	0.0943	0.0988
8.6	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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
13.6	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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	0.0	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

沉降计算经验系数 ψ_s

表 4.5

$E_s(\text{MPa})$	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
基底附加压力					
$p_0 \geq f_k$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_0 \leq 0.75f_k$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注:① f_k 系地基承载力标准值,见第7章;

② E_s 系沉降计算深度范围内压缩模量的当量值,按下式计算:

$$E_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}}$$

式中 $A_i = p_0(z_i \bar{a}_i - z_{i-1} \bar{a}_{i-1})$

4.2.2.3 地基沉降计算深度 z_n

地基沉降计算深度 z_n ,可通过试算确定,即要求满足:

$$\Delta s_n' \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s_i' \quad (4.23)$$

式中 $\Delta s_i'$ ——在计算深度 z_n 范围内,第 i 层土的计算沉降值(mm);

$\Delta s_n'$ ——在计算深度 z_n 处向上取厚度为 Δz (图 4.13)土层的计算沉降值(mm)。 Δz 按表 4.6 确定,也可按 $\Delta z = 0.3(1 + \ln b)$ (m)计算。

按上式计算确定的 z_n 下仍有软弱土层时,在相同压力条件下,变形会增大,故尚应继续往下计算,直至软弱土层中所取规定厚度 Δz 的计算沉降量满足上式为止。

计算厚度 Δz 表

表 4.6

基底宽度 $b(\text{m})$	≤ 2	$2 < b \leq 4$	$4 < b \leq 8$	$8 < b \leq 15$	$15 < b \leq 30$	> 30
$\Delta z(\text{m})$	0.3	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5

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

$$z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) \quad (4.24)$$

式中 b ——基础宽度(m), $\ln b$ 为 b 的自然对数。

此外,当沉降计算深度范围内存在基岩时, z_n 可取至基岩表面为止。

【例题 4.2】柱荷载 $F = 1190\text{kN}$,基础埋深 $d = 1.5\text{m}$,基础底面尺寸 $4\text{m} \times 2\text{m}$,地基土层如图 4.16,试用规范 GBJ7-89 方法求该基础的最终沉降量。

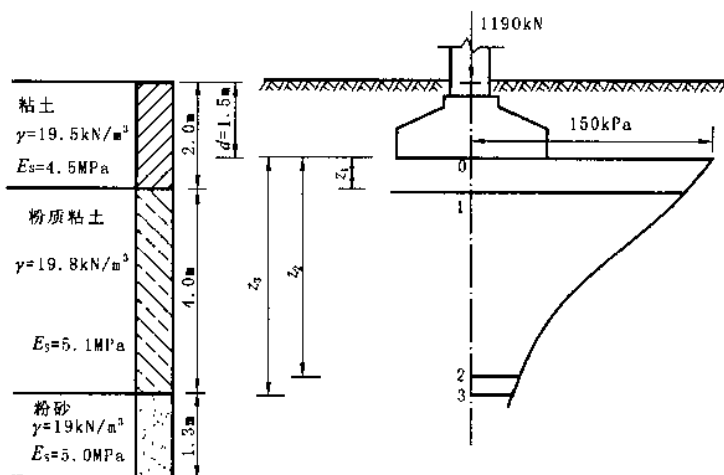


图 4.16 例题 4.2 示意图

【解】(1)求基底压力和基底附加压力

$$p = \frac{F + G}{A} = \frac{1190 + 20 \times 4 \times 2 \times 1.5}{4 \times 2} = 178.75 \text{ kPa} \approx 179 \text{ kPa}$$

基础底面处土的自重应力

$$\sigma_{cz} = \gamma \cdot d = 19.5 \times 1.5 = 29.25 \text{ kPa} \approx 29 \text{ kPa}$$

则基底附加压力

$$p_0 = p - \sigma_{cz} = 179 - 29 = 150 \text{ kPa} = 0.15 \text{ MPa}$$

(2) 确定沉降计算深度 z_n

因为不存在相邻荷载的影响, 故可按式(4.24)估算:

$$\begin{aligned} z_n &= b(2.5 - 0.4 \ln b) \\ &= 2(2.5 - 0.4 \ln 2) = 4.445 \text{ m} \approx 4.5 \text{ m} \end{aligned}$$

按该深度, 沉降量计算至粉质粘土层底面。

(3) 沉降计算, 见表 4.7

① 求 $\bar{\alpha}$

使用表 4.4 时, 因为它是角点下平均附加应力系数, 而所需计算的则为基础中点下的沉降量, 因此查表时要应用“角点法”, 即将基础分为 4 块相同的小面积, 查表时按 $\frac{l/2}{b/2} = l/b, \frac{z}{b/2}$ 查, 查得的平均附加应力系数应乘以 4。

② z_n 校核

根据规范规定, 先由表 4.6 定下 $\Delta z = 0.3 \text{ m}$, 计算出 $\Delta s_n \approx 1.51 \text{ mm}$, 并除以 $\sum \Delta s_i (67.75 \text{ mm})$, 得 $0.0226 \leq 0.025$, 表明所取 $z_n = 4.5 \text{ m}$ 符合要求。

(4) 确定沉降经验系数 ψ_s

① 计算 \bar{E}_s 值

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum (A_i / E_{si})} = \frac{p_0 \sum (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})}{p_0 \sum [(z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) / E_{si}]} = \frac{493.60 + 1722.32 + 52.08}{\frac{493.60}{4.5} + \frac{1722.32}{5.1} + \frac{52.08}{5.0}} = 5 \text{ MPa}$$

② ψ_s 值确定

假设 $p_0 = f_1$, 按表 4.5 插值求得 $\psi_s = 1.2$ 。

③ 基础最终沉降量

$$s = \psi_s \sum \Delta s_i = 1.2 \times 67.75 = 81.30 \text{ mm}$$

用规范 GBJ7-89 方法计算基础最终沉降量

表 4.7

点号	z_i (m)	l/b	z/b ($b = \frac{2.0}{2}$)	$\bar{\alpha}_i$	$z_i \bar{\alpha}_i$ (mm)	$z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}$ (mm)	$\frac{p_0}{E_{si}} = \frac{0.15}{E_{si}}$	Δs_i (mm)	$\sum \Delta s_i$ (mm)	$\frac{\Delta s_n}{\sum \Delta s_i}$ ≤ 0.025
0	0	$\frac{4.0}{2} / \frac{2.0}{2}$ $= 2.0$	0	4×0.2500 $= 1.000$	0					
1	0.50		0.50	4×0.2468 $= 0.9872$	493.60	493.60	0.033	16.29		
2	4.20		4.2	4×0.1319 $= 0.5276$	2215.92	1722.32	0.029	49.95		
3	4.50		4.5	4×0.1260 $= 0.5040$	2268.00	52.08	0.029	1.51	67.75	0.0226

4.2.3 弹性力学方法

4.2.3.1 基本概念

弹性理论方法假定地基为半无限直线变形体,应用布辛奈斯基的竖向位移解答,即公式(3.17)在荷载作用面积范围内积分得到地基最终沉降量的表达式。

4.2.3.2 计算公式

若在地基表面作用一竖向集中力 F ,计算地面某点(其坐标为 $z=0, R=r$)的沉降可由公式(3.17)求得,即:

$$s = w = \frac{F(1 - \mu^2)}{\pi E_0 r} \quad (4.25)$$

若在地基表面局部面积 A 上作用着分布荷载 $p_0(x, y)$,则计算地面上任一点的沉降可由式(4.25)积分而得:

$$s(x, y) = \frac{1 - \mu^2}{\pi E_0} \iint_A \frac{p_0(x, y) dA}{r}$$

上式的求解与基础刚度、形状、尺寸大小及计算点位置等因素有关。一般求解后可写成下列形式,即

$$s = \frac{p_0 b \omega (1 - \mu^2)}{E_0} \quad (4.26)$$

式中 p_0 ——基底附加压力;

b ——矩形基础的宽度或圆形基础的直径;

μ, E_0 ——分别为土的泊松比和变形模量;

ω ——沉降影响系数,按表 4.8 采用。表中 ω_c, ω_0 和 ω_m 分别为完全柔性基础(均布荷载)角点、中点和平均值的沉降影响系数。 ω_r 为刚性基础在轴心荷载下(平均压力为 p_0)的沉降影响系数。

弹性理论方法计算沉降的正确性,往往取决于 E_0 选取正确与否。一般都是假定 E_0 在整个地基土层中不变,这只有当地基土层比较均匀时才是近似的。实际地基土的 E_0 随着深度是变化的。弹性理论方法的压缩层厚度理论上无穷大,这与实际不符。但由于它的计算过程简单,所以还是常用作一般的沉降估算。

【例题 4.3】 柱荷载 $F=1190\text{kN}$,基础埋深 $d=1.5\text{m}$, $l \times b=4\text{m} \times 2\text{m}$;地基土为粘土, $E_0=4.5\text{MPa}$, $\mu=0.35$,试按弹性力学公式计算基础的最终沉降量(按刚性基础考虑)。

【解】 矩形边比 $l/b=4.0/2.0=2$,由表 4.8 查得 $\omega_r=1.22$, $p_0=150\text{kPa}=0.15\text{MPa}$,则

$$\begin{aligned} s &= \frac{1 - \mu^2}{E_0} \omega b p_0 = \frac{1 - 0.35^2}{4.5} \times 1.22 \times 2 \times 0.15 \\ &= 0.071\text{m} = 71\text{mm} \end{aligned}$$

沉降影响系数 ω 值

表 4.8

荷载面形状	圆形	方形	矩 形										
l/b	—	1.00	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	100
ω_c	0.64	0.66	0.68	0.77	0.89	0.98	1.05	1.12	1.17	1.21	1.25	1.27	2.0
ω_0	1.00	1.12	1.36	1.53	1.78	1.96	2.10	2.23	2.33	2.42	2.49	2.54	4.0
ω_m	0.85	0.95	1.15	1.30	1.50	1.70	1.83	1.96	2.04	2.12	2.19	2.25	3.6
ω_r	0.79	0.88	1.08	1.22	1.44	1.61	1.72	—	—	—	—	2.12	—

4.3 应力历史对地基沉降的影响

4.3.1 天然土层应力历史

应力历史是指土在形成的地质年代中经受应力变化的情况。粘性土在形成及存在过程中所经受的地质

作用和应力变化不同,所产生的压密过程及固结状态亦不同。根据土的先(前)期固结压力 p_c (天然土层在历史上所承受过的最大固结压力)与现有土层自重应力 $p_1 = \gamma z$ 之比,称为“超固结比”(OCR),可把天然土层划分为三种固结状态。

(1)超固结状态。天然土层在地质历史上受到过的固结压力 p_c 大于目前的上覆压力 p_1 ,即 $OCR > 1$ 。其可能由于地面上升或河流冲刷将其上部的一部分土体剥蚀掉,或古冰川下的土层曾经受过冰荷载(荷载强度为 p_c)的压缩,后由于气候转暖、冰川融化以致使上覆压力减小等。

(2)正常固结状态。指的是土层在历史上最大固结压力作用下压缩稳定,但沉积后土层厚度无大变化,以后也没有受到过其它荷载的继续作用的情况。即 $p_c = p_1 = \gamma z$, $OCR = 1$ 。

(3)欠固结状态。土层历史上曾在 p_c 作用下压缩稳定,固结完成。以后由于某种原因使土层继续沉积或加载,形成目前大于 p_c 的自重压力,如新填土,因时间不长, $p_1 = \gamma z$ 作用下的压缩固结状态还未完成,还在继续压缩中。因此这种固结状态的土层为欠固结。

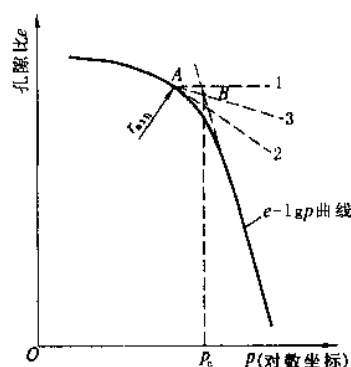


图 4.17 确定先期固结压力 p_c 的卡萨格兰德法

4.3.2 先期固结压力 p_c 的确定

确定 p_c 的方法很多,应用最广的方法是卡萨格兰德 (A. Cassagrande, 1936) 建议的经验作图法,作图步骤如下(图 4.17):

(1)从 $e-\lg p$ 曲线上找出曲率半径最小的一点 A;过 A 点作水平线 A1 和切线 A2;

(2)作 $\angle 1A2$ 的平分线 A3,与 $e-\lg p$ 曲线中直线段的延长线相交于 B 点;

(3)B 点所对应的有效应力就是先期固结压力 p_c 。

显见,该法仅适用于 $e-\lg p$ 曲线曲率变化明显的土层,否则 r_{\min} 难以确定。此外, $e-\lg p$ 曲线的曲率随 e 轴坐标比例的变化而改变,而目前尚无统一的坐标比例,且人为因素影响大,所得 p_c 值不一定可靠。因此确定 p_c 时,一般还应结合场地的地形、地貌等形成历史的调查资料加以判断。

4.3.3 考虑应力历史影响的地基最终沉降计算

只要在地基沉降计算通常采用的分层总和法中,将土的压缩性指标改从原始压缩曲线($e-\lg p$ 曲线)确定,就可考虑应力历史对地基沉降的影响了。

4.3.3.1 正常固结土($p_1 = p_c$)

计算正常固结土的沉降时,由原始压缩曲线确定压缩指数 C_c 后,按下列公式计算最终沉降(图 4.18):

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta e_i}{1 + e_{0i}} h_i = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{1 + e_{0i}} \left[C_{ci} \lg \left(\frac{p_{1i} + \Delta p_i}{p_{1i}} \right) \right] \quad (4.27)$$

式中 Δe_i ——由原始压缩曲线确定的第 i 层土的孔隙比变化;

Δp_i ——第 i 层土附加应力的平均值(有效应力增量);

p_{1i} ——第 i 层土自重应力的平均值;

e_{0i} ——第 i 层土的初始孔隙比;

C_{ci} ——从原始压缩曲线确定的第 i 层土的压缩指数;

h_i ——第 i 层土的厚度。

其原始压缩曲线如图 4.18 所示,作法:

(1)作室内 $e-\lg p$ 曲线及定 p_c ;

(2)作 e_0 线,与 p_c 交于 b 点;

(3)作 $e = 0.42e_0$ 线得 c 点,连 bc 即为原始压缩曲线;

(4)由 bc 线斜率得压缩指数 C_c 。

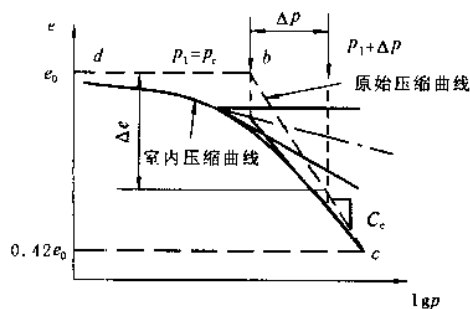


图 1.18 正常固结土的孔隙比变化

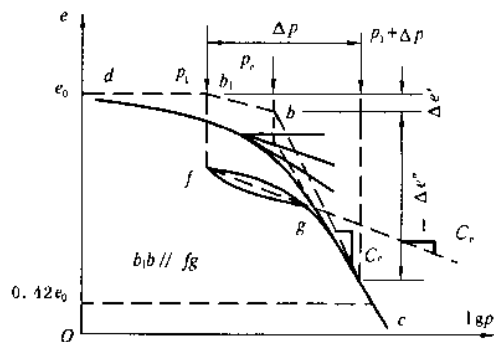


图 4.19 超固结土的孔隙比变化

4.3.3.2 超固结土 ($p_1 < p_c$)

计算超固结土的沉降时,由原始压缩曲线和原始再压缩曲线分别确定土的压缩指数 C_c 和回弹指数 C_e 。

如图 4.19,原始压缩曲线作法:

- (1)作 $e-\lg p$ 及 p_c 线;
- (2)作回弹-再压缩曲线(从 p_c 卸荷至 p_1);
- (3)作 e_0 线与 p_1 交于 b_1 点;
- (4)作 $b_1b // fg$,由 fg 线斜率得回弹指数 C_e ;
- (5)作 $e=0.42e_0$ 线得 c ;
- (6)连 bc 线即为原始压缩曲线,其直线段斜率为压缩指数 C_c 。

计算时应按下列两种情况区别对待:

(1)如果某分层土的有效应力增量 $\Delta p > (p_c - p_1)$ 时(如图 4.19 所示),则分层土的孔隙比将先沿着原始再压缩曲线 b_1b 段减少 $\Delta e'$,然后沿着原始压缩曲线 bc 段减少 $\Delta e''$,即相应于应力增量的 Δp 的孔隙比变化 Δe 应等于这两部分之和。其中第一部分(相应的有效应力由现有的土自重应力 p_1 增大到先期固结压力 p_c)的孔隙比变化 $\Delta e'$ 为:

$$\Delta e' = C_e \lg \left(\frac{p_c}{p_1} \right) \quad (4.28)$$

式中 C_e ——回弹指数,其值等于原始再压缩曲线的斜率。

(2)如果有效应力由 p_c 增大到 $(p_1 + \Delta p)$ 时,则该分层土的孔隙比变化 $\Delta e''$ 为:

$$\Delta e'' = C_c \lg \left(\frac{p_1 + \Delta p}{p_c} \right) \quad (4.29)$$

式中 C_c ——压缩指数,其值等于原始压缩曲线的斜率。

总的孔隙比变化 Δe 为:

$$\begin{aligned} \Delta e &= \Delta e' + \Delta e'' \\ &= C_e \lg \left(\frac{p_c}{p_1} \right) + C_c \lg \left(\frac{p_1 + \Delta p}{p_c} \right) \end{aligned} \quad (4.30)$$

因此,对于 $\Delta p > (p_c - p_1)$ 的各分层总沉降量 s_n 为:

$$s_n = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{1 + e_{oi}} \left[C_e \lg \left(\frac{p_{ci}}{p_{1i}} \right) + C_{ci} \lg \left(\frac{p_{1i} + \Delta p_i}{p_{ci}} \right) \right] \quad (4.31)$$

式中 n ——分层计算沉降时,压缩土层中有效应力增量 $\Delta p > (p_c - p_1)$ 的分层数;

C_{ei} 、 C_{ci} ——第 i 层土的回弹指数和压缩指数;

p_{ci} ——第 i 层土的先期固结压力;其余符号意义同前。

如果分层土的有效应力增量 Δp 不大于 $(p_c - p_1)$,则分层土的孔隙比 Δe 只沿着再压缩曲线 bb_1 发生(图 4.19),其大小为:

$$\Delta e = C_e \lg \left(\frac{p_1 + \Delta p}{p_1} \right) \quad (4.32a)$$

因此,对于 $\Delta p \leq (p_c - p_1)$ 的各分层总沉降量 s_m 为:

$$s_m = \sum_{i=1}^m \frac{h_i}{1 + e_{0i}} \left[C_{\alpha i} \lg \left(\frac{p_{1i} + \Delta p_i}{p_{1i}} \right) \right] \quad (4.33a)$$

式中 m ——分层计算沉降时,压缩土层中具有 $\Delta p \leq (p_c - p_1)$ 的分层数。

总沉降 s 为上述两部分之和,即

$$s = s_n + s_m \quad (4.34)$$

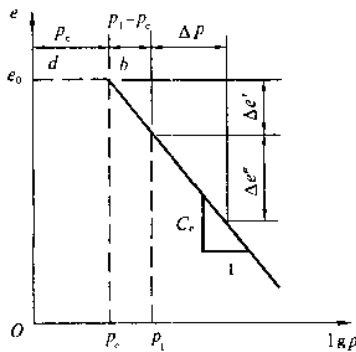


图 4.20 欠固结土的孔隙比变化

4.3.3.3 欠固结土 ($p_1 > p_c$)

欠固结土的孔隙比变化,可近似地按与正常固结土一样的方法,求得的原始压缩曲线计算,如图 4.20,其固结沉降应包括两部分:①由于地基附加应力所引起的沉降;②由土的自重应力作用还将继续进行的沉降;故 Δe_i 计算公式为:

$$\Delta e_i = C_{\alpha i} \lg \left(\frac{p_{1i} + \Delta p_i}{p_{ci}} \right) \quad (4.32b)$$

总沉降量 s :

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{1 + e_{0i}} \left[C_{\alpha i} \lg \left(\frac{p_{1i} + \Delta p_i}{p_{ci}} \right) \right] \quad (4.33b)$$

式中 p_{ci} ——第 i 层土的实际有效压力,小于土的自重压力 p_{1i} 。

可见,若按正常固结土层计算欠固结土的沉降,所得结果可能远小于实际观测的沉降量。

4.4 地基变形与时间的关系

在工程实践中,往往需要了解建筑物在施工期间或以后某一时间的基础沉降量,以便控制施工速度或考虑建筑物正常使用的安全措施(如考虑建筑物各有关部分之间的预留净空或连接方法等)。采用堆载预压等方法处理地基时,也需要考虑地基变形与时间的关系。

碎石土和砂土的透水性好,其变形所经历的时间很短,可以认为在外荷载施加完毕(如建筑物竣工)时,其变形已稳定;对于粘性土,完成固结所需时间就比较长,在厚层的饱和软粘土中,其固结变形需要经过几年甚至几十年时间才能完成。所以,下面只讨论饱和土的变形与时间关系。

4.4.1 饱和土的渗透固结

前已指出,饱和粘土在压力作用下,孔隙水将随时间的迁延而逐渐被排出,同时孔隙体积也随之缩小,这一过程称为饱和土的渗透固结。渗透固结所需时间的长短与土的渗透性和土层厚度有关,土的渗透性愈小、土层愈厚,孔隙水被挤出所需的时间就愈长。

饱和土的渗透固结,可借助图 4.21 所示的弹簧——活塞模型来说明。在一个盛满水的圆筒中,装一个带有弹簧的活塞,弹簧表示土的颗粒骨架,容器内的水表示土中的自由水,带孔的活塞则表征土的透水性。由于模型中只有固、液两相介质,则对于外力 σ_z 的作用只能是水与弹簧两者来共同承担。设其中的弹簧承担的压力为有效应力 σ' ,圆筒中的水承担的压力为孔隙水压力 u ,按照静力平衡条件,应有:

$$\sigma_z = \sigma' + u \quad (4.35)$$

很明显,上式的物理意义是土的孔隙水压力 u 与有效应力 σ' 对外力 σ_z 的分担作用,它与时间有关。

(1)当 $t=0$ 时,即活塞顶面骤然受到压力 σ_z 作用的瞬间,水来不及排出[图 4.21(a)],弹簧没有变形和受力,附加应力 σ_z 全部由水来承担,即: $u = \sigma_z, \sigma' = 0$;

(2)当 $t > 0$ 时,随着荷载作用时间的迁延,水受到压力后开始从活塞排水孔中排出,活塞下降,弹簧开始承受压力 σ' ,并逐渐增长;而相应地 u 则逐渐减小。总之, $u + \sigma' = \sigma_z$,而 $u < \sigma_z, \sigma' > 0$;

(3)当 $t \rightarrow \infty$ 时(代表“最终”时间),水从排水孔中充分排出,孔隙水压力完全消散,活塞最终下降到 σ_z 全部由弹簧承担,饱和土的渗透固结完成。即: $\sigma_z = \sigma', u = 0$ 。

可见,饱和土的渗透固结也就是孔隙水压力逐渐消散和有效应力相应增长的过程。

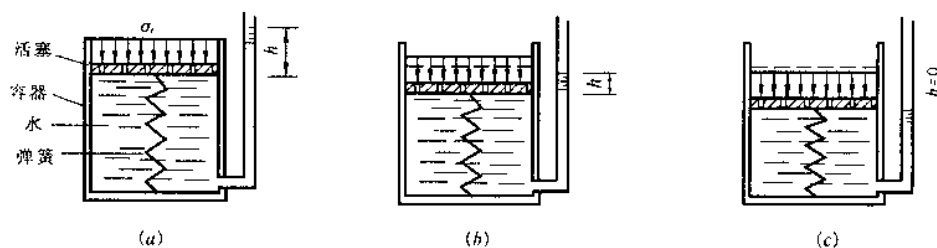


图 4.21 饱和土的渗透固结模型

(a) $t=0, u=\sigma_s, \sigma'=0$; (b) $0 < t < +\infty, u+\sigma'=\sigma_s, \sigma' > 0$; (c) $t=\infty, u=0, \sigma'=\sigma_s$

4.4.2 太沙基一维固结理论

为了求得饱和土层在渗透固结过程中某一时间的变形,通常采用太沙基提出的一维固结理论进行计算。

4.4.2.1 一维固结微分方程

设厚度为 H 的饱和粘土层(图 4.22),顶面是透水层,底面是不透水 and 不可压缩层,假设该饱和土层在自重应力作用下的固结已经完成,现在顶面受到一次骤然施加的无限均布荷载 p_0 作用。由于土层厚度远小于荷载面积,故土中附加应力图形将近似地取作矩形分布,即附加应力不随深度而变化。但是孔隙压力 u (另一方面也是有效应力 σ') 却是坐标 z 和时间 t 的函数。即 σ' 和 u 分别写为 $\sigma'_{z,t}$ 和 $u_{z,t}$ 。

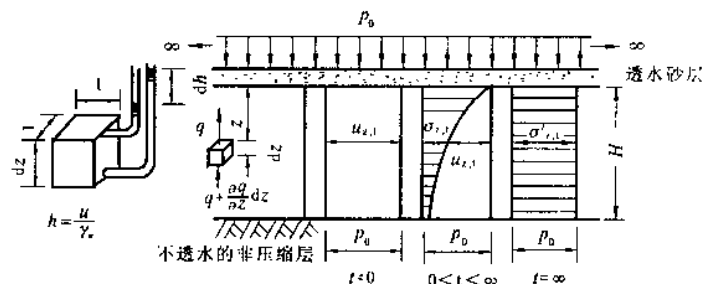


图 4.22 饱和土层的固结过程

为了便于分析固结过程,作如下假设:

- ①土中水的渗流只沿竖向发生,而且渗流服从达西定律,土的渗透系数 k 为常数。
- ②相对于土的孔隙,土颗粒和土中水都是不可压缩的,因此土的变形仅是孔隙体积压缩的结果,而土的压缩服从式(4.4)和式(4.5)所表达的压缩定律。
- ③土是完全饱和的,土的体积压缩量同土孔隙中排出的水量相等,而且压缩变形速率取决于土中水的渗流速率。

现从饱和土层顶面下深度 z 处取一微单元体 $1 \times 1 \times dz$ 来考虑:

(1)单元体的渗流条件

由于渗流自下而上进行,设在外荷施加后某时刻 t 流入单元体的水量为 $\left(q + \frac{\partial q}{\partial z} dz\right) dt$,流出单元体的水量为 q ,所以在 dt 时间内,流经该单元体的水量变化为:

$$\left(q + \frac{\partial q}{\partial z} dz\right) dt - q dt = \frac{\partial q}{\partial z} dz dt \quad (4.36)$$

根据达西定律,可得单元体过水面积 $A=1 \times 1$ 的流量 q 为:

$$q = vA = ki = k \frac{\partial h}{\partial z} = \frac{k}{\gamma_w} \times \frac{\partial u}{\partial z} \quad (4.37)$$

代入式(4.36)得

$$\frac{\partial q}{\partial z} dz dt = \frac{k}{\gamma_w} \times \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dt \quad (4.38)$$

(2)单元体的变形条件

在 dt 时间内,单元体孔隙体积 V_v 随时间的变化率(减小)为:

$$\frac{\partial V_v}{\partial t} dt = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{e}{1+e} \right) dz dt = \frac{1}{1+e} \times \frac{\partial e}{\partial t} dz dt \quad (4.39)$$

考虑到微单元体土粒体积 $\frac{1}{1+e} \times 1 \times 1 \times dz$ 为不变的常数,而:

$$\begin{aligned} de &= -a dp = -a d\sigma' \\ \text{或} \quad \frac{\partial e}{\partial t} &= -a \frac{\partial (p_0 - u)}{\partial t} = a \frac{\partial u}{\partial t} \end{aligned} \quad (4.40)$$

再根据有效应力原理以及总应力 $\sigma_z = p_0$ 是常量的条件,则:

将式(4.40)代入式(4.39)有:

$$\frac{\partial V_v}{\partial t} dt = \frac{a}{1+e} \times \frac{\partial u}{\partial t} \times dz dt \quad (4.41)$$

(3)单元体的渗流连续条件

根据连续条件,在 dt 时间内,该单元体内排出的水量(水量的变化)应等于单元体孔隙的压缩量(孔隙的变化率),即:

$$\begin{aligned} \frac{\partial q}{\partial z} dz dt &= \frac{\partial V_v}{\partial t} dt \\ \frac{k}{\gamma_w} \times \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dt &= \frac{a}{1+e} \times \frac{\partial u}{\partial t} dz dt \end{aligned}$$

$$\text{令} \quad C_v = \frac{k(1+e)}{a\gamma_w} \quad (4.42)$$

$$\text{得} \quad C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.43)$$

上式即为饱和土的一维固结微分方程。

式中 C_v ——土的竖向固结系数(下标 v 表示是竖向渗流的固结),由室内固结(压缩)试验确定;

k, a, e ——分别为渗透系数、压缩系数和土的初始孔隙比。

式(4.43)微分方程,一般可用分离变量法求解,解的形式可以用富里哀级数表示。现根据图 4.22 的初始条件(开始固结时的附加应力分布情况)和边界条件(可压缩土层顶底面的排水条件)有:

当 $t=0$ 和 $0 \leq z \leq H$ 时, $u = \sigma_z = p_0$;

$0 < t < \infty$ 和 $z=0$ (透水面)时, $u=0$;

$0 < t < \infty$ 和 $z=H$ (不透水面)时, $\frac{\partial u}{\partial z} = 0$;

$t=\infty$ 和 $0 \leq z \leq H$ 时, $u=0$ 。

根据以上初始条件和边界条件,采用分离变量法可求得式(4.43)的特解为:

$$u_{z,t} = \frac{4}{\pi} \sigma_z \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} \sin \left(\frac{m\pi z}{2H} \right) e^{-\frac{m^2 \pi^2}{4} T_v} \quad (4.44)$$

式中 $u_{z,t}$ ——深度 z 处某一时刻 t 的孔隙水压力;

m ——正奇整数(1,3,5...);

e ——自然对数的底;

H ——压缩土层最远的排水距离,当土层为单面排水时, H 取土层的厚度;双面排水,水由土层中心分别向上下两方向排出,此时 H 应取土层厚度之半;

T_v ——竖向固结时间因数,无因次。

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (4.45)$$

式中 t 为时间。

4.4.2.2 固结度

为求出地基土任意时刻 t 的固结沉降量,还需了解固结度的概念。地基在任一时间 t 的固结沉降量 s_{ct} 与其最终沉降量 s_c 之比称为固结度。

$$\text{即} \quad U_t = \frac{s_{ct}}{s_c} \quad (4.46)$$

$$\text{或} \quad s_{ct} = U_t \cdot s_c$$

式中, s_c 可参照分层总和法计算, 而 s_{ct} 则取决于土中的有效应力值, 所以

$$U_t = \frac{\frac{a}{1+e} \int_0^H \sigma'_{z,t} dz}{\frac{a}{1+e} \int_0^H \sigma_z dz} = \frac{\int_0^H \sigma_z dz - \int_0^H u_{z,t} dz}{\int_0^H \sigma_z dz} = 1 - \frac{\int_0^H u_{z,t} dz}{\int_0^H \sigma_z dz} \quad (4.47)$$

式(4.47)适用于任意 σ_z 分布和地基排水条件的情况, 它表明土层的固结度也就是土中孔隙水压力向有效应力转化过程的完成程度。显然, 固结度随固结过程逐渐增大, 由 $t=0$ 时为零而增至 $t=\infty$ 时为 1.0。

将式(4.44)代入式(4.47)积分可得:

$$U_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^2} e^{-\frac{\pi^2 m^2}{4} T_v} \quad (4.48)$$

上式为一收敛很快的级数, 当 $U_t > 30\%$ 时可近似地取其中第一项, 即:

$$U_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\pi^2 T_v/4} \quad (4.49)$$

显见, 固结度 U_t 是时间因数 T_v 的函数, 为了便于实用, 可按式(4.49)绘制各种不同附加应力分布及排水条件下的 U_t 与 T_v 的关系曲线, 如图 4.23 所示, 图中左上角还给出了 $\alpha=1$ 时 U_t 与 T_v 的部分数值。

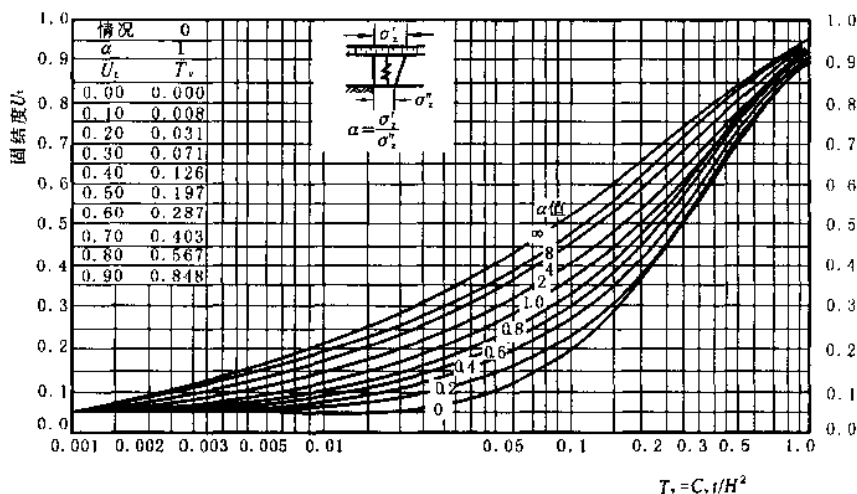


图 4.23 固结度 U_t 与时间因素 T_v 的关系曲线

以上讨论, 是以均质饱和粘土单向排水、荷载一次作用于土体上、附加应力沿土层厚度均匀分布时的沉降与时间关系, 如其它条件不变, 只有附加应力分布发生变化时, 其压力分布图可简化为五种情况(图 4.24), 为方便起见, 定义:

$$\alpha = \frac{\text{压缩土层顶面压力}}{\text{压缩土层底面压力}} = \frac{\sigma'_z}{\sigma'_z'}$$

情况 0: $\alpha=1$, 应力图形为矩形。适用于土层已在自重应力作用下固结, 基础底面积较大而压缩层较薄的情况。

情况 1: $\alpha=0$, 应力图形为三角形。这相当于大面积新填土层(饱和时)由于本土层自重应力引起的固结; 或者土层由于地下水大幅度下降, 在地下水变化范围内, 自重应力随深度增加的情况。

情况 2: $\alpha < 1$, 适用于土层在自重应力作用下尚未固结, 又在其上施加荷载。

情况 3: $\alpha=\infty$, 基底面积小, 土层厚, 土层底面附加应力已接近 0 的情况。

情况 4: $\alpha > 1$, 土层厚度 $h_s > b/2$ (b 为基础宽度), 附加应力随深度增加而减少, 但深度 h_s 处的附加应力大于 0。

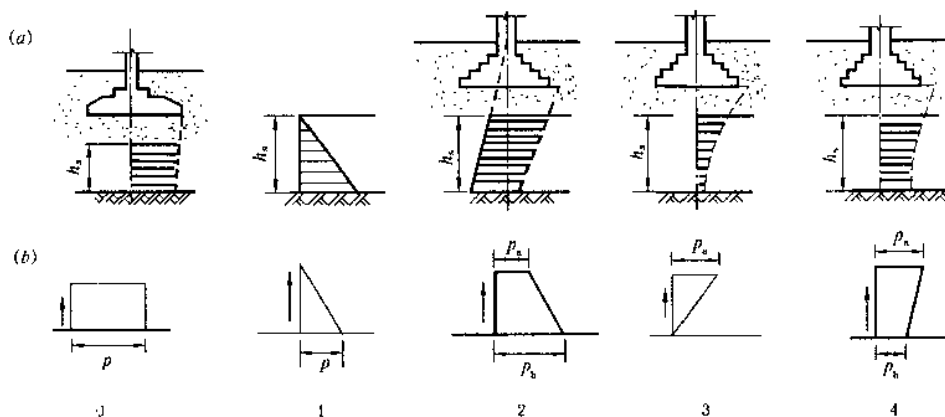


图 4.24 地基中应力的分布图形(单面排水)

(a)实际图形;(b)简化图形

以上情况都系单面排水,若是双面排水,则不管附加应力分布如何,只要是线性分布,均按情况 0 计算,但在时间因素的式子中以 $H/2$ 代替 H 即可。

【例 4.4】 某饱和粘土层的厚度为 10m,在大面积($20\text{m} \times 20\text{m}$)荷载 $p_0 = 120\text{kPa}$ 作用下,土层的初始孔隙比 $e = 1.0$,压缩系数 $a = 0.3\text{MPa}^{-1}$,渗透系数 $k = 18\text{mm/y}$ 。按粘土层在单面或双面排水条件下分别求:(1)加荷一年时的沉降量;(2)沉降量达 140mm 所需的时间。

【解】 (1)求 $t = 1\text{y}$ 时沉降量

大面积荷载,粘土层中附加应力沿深度均匀分布,即 $\sigma_z = p_0 = 120\text{kPa}$ 。

粘土层最终沉降量:

$$s = \frac{a}{1+e} \sigma_z H = \frac{3 \times 10^{-4}}{1+1} \times 120 \times 10^3 \times 10 = 180\text{mm}$$

竖向固结系数:

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a\gamma_w} = \frac{1.8 \times 10^{-2}(1+1)}{3 \times 10^{-4} \times 10} = 12\text{m}^2/\text{y}$$

对于单面排水:

$$\text{时间因素 } T_v = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{12 \times 1}{10^2} = 0.12$$

由图 4.24 中的情况 0,查图 4.23 中曲线 $\alpha = 1$,得相应的固结度 $U_t = 40\%$;那么 $t = 1\text{y}$ 时的沉降量:

$$s_t = 0.4 \times 180 = 72\text{mm}$$

如果是双面排水,时间因素:

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{12 \times 1}{5^2} = 0.48$$

同理,由图 4.23 中查得 $U_t = 75\%$,一年的沉降量:

$$s_t = 0.75 \times 180 = 135\text{mm}$$

(2)求沉降量达 140mm 时所需时间

固结度由定义得:

$$U_t = \frac{s_t}{s_{\infty}} = \frac{140}{180} = 0.78$$

由图 4.23 仍按 $\alpha = 1$ 查得 $T_v = 0.53$,所需的时间为:

在单面排水条件下:

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} = \frac{0.53 \times 10^2}{12} = 4.4\text{y}$$

在双面排水条件下:

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} = \frac{0.53 \times 5^2}{12} = 1.1\text{y}$$

可见,达同一固结度时,双面排水比单面排水所需时间短得多。

4.4.3 实测沉降-时间关系的经验公式

由于分析沉降与时间关系的固结理论所作的假定,以及室内确定的土的物理力学性质与工程实际存在一定的差距,计算结果难以与实际情况相吻合。因此,仔细地分析研究已获得的沉降观测资料,找出具有一定实用价值的变形规律,以便更准确地估算地基最终沉降量的大小及达此沉降量的相应时间,具有十分重要的意义。

在工程实践中,根据实测的沉降与时间资料表明,饱和粘性土地基的实测关系大多数呈双曲线或对数曲线关系,如图 4.25 所示。用已有的资料可以确定这些曲线的参数以及最终沉降量。

(1) 双曲线公式

假定 s_t 沉降与时间 t 呈双曲线关系,即:

$$s_t = \frac{t}{\alpha + t} s \quad (4.50)$$

式中 s ——待定的地基最终沉降量;

s_t —— t 时刻地基实测沉降量,根据修正曲线从施工期的一半算起(图 4.25);

α ——待定的经验参数。

显见,在上式中若令 $y = t/s_t$, $a = 1/s$, $b = a\alpha$, 则 $y = at + b$ 为一线性方程,因此可根据实测点,采用线性回归(最小二乘法)求得 a 、 b 值,再求出 α 及 s 值,即可推算任一时刻 t 时的沉降量 s_t 。

(2) 对数曲线公式

由(4.49)公式可知,不同条件的固结度 U_t 可用一个普遍表达式概括为:

$$U_t = 1 - ae^{-bt} \quad (4.51)$$

或

$$s_{ct} = (1 - ae^{-bt})s_c \quad (4.52)$$

式中 a 和 b 是两个参数,由式(4.49)可见: $a = \frac{8}{\pi^2}$ 为一常数,而 b 则是与时间因素 T_v 、排水距离 H 等时间因素有关。若把 a 和 b 作为实测的变形与时间关系曲线中的参数,则其值是待定的,另外,式(4.52)中还有最终沉降量 s_c 也要确定。

为此,我们利用实测的沉降-时间关系曲线,在后半段中任取三组对应的 s_t 、 t 值,代入式(4.52),可建立三个联立方程,并可解得三个未知数 a 、 b 和 s_c 。代回式(4.52),即可推出任一时刻 t 时的沉降量 s_{ct} 。也可采用最优原理定出参数 a 、 b 及 s_c ,此不赘述。

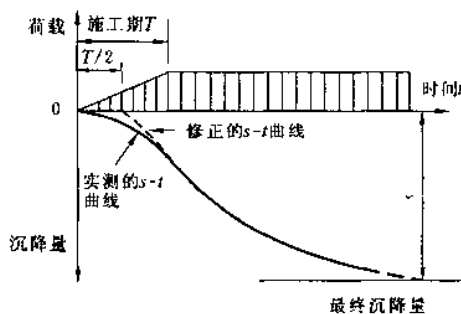


图 4.25 实测沉降与时间关系曲线

4.5 地基沉降计算有关问题综述

本章已详细介绍了计算地基最终沉降量的分层总和法、规范法以及考虑应力历史影响的方法。现综述有关问题如下:

4.5.1 分层总和法假设的含意

分层总和法为了解决地基的成层性和非均质性所带来的计算上的困难。为此,在计算沉降量时,假设整个地基是具有与该分层相同的变形参数的均质线性变形半空间。这就意味着,分层总和法认为,荷载作用下的非均质地基中的附加应力分布,用均质弹性半空间的理论解答来代替是可以接受的。这样就可以根据沉降计算的目的和要求,灵活地选择考虑一维(单向)或三维(三向)应力状态的计算方法;可以采用比较符合土的工程特性的线性或非线性的应力-应变关系;可以按现有的测试条件选用适当的土变形参数进行计算。因为分层总和法可在变形之前预先求得应力,这样就能考虑地基中的初始应力(自重应力)和应力增量(附加应

力)对土变形参数的影响,并通过划分薄层的办法把非线性问题线性化,从而提高计算精度。

分层总和法以均质弹性半空间来计算非均质地基的变形的做法,在理论上显然不协调,其所引起的计算误差也没有得到理论和实验的充分验证。不过,实践表明,地基沉降计算的正确与否,更直接地取决于方法本身能否反映地基的成层性和非均质性、能否考虑到土的应力-应变关系的非线性,而应力计算精确度的影响毕竟还居其次。这就是分层总和法虽然不尽合理,却仍然在工程实践中得到广泛应用的原因。

4.5.2 各种分层总和法的特点及应用

本章介绍的分层总和法和规范法,以及考虑应力历史的最终沉降量计算的分层总和法,都可统称为单向压缩分层总和法。这些方法都是以压缩仪测得的非线性应力-压缩应变关系、经分层线性化后进行地基沉降计算的。此法所需的土的变形参数测定和计算方法都简便易行,故为一般工程所采用,并积累了较多的经验,对于大面积荷载下的薄压缩层地基,其应力和变形状态都接近于压缩仪中土样所处的完全侧限状态(或称 k_0 状态),对此,单向压缩分层总和法最为适用。因为 k_0 条件下的土体只有体积变形,所以计算所得的是地基最终固结沉降,对薄压缩层地基而言,这也就是地基的最终沉降。然而,对于一般基础,其地基压缩层厚度与基底尺寸比较,不能作为薄层看待时,以单向压缩分层总和法计算就没有考虑地基的三维(三向)应力状态的影响,忽略了地基土因剪切畸变所产生的瞬时沉降(见4.5.4)。按理说,这样计算所得的只是地基最终固结沉降。不过,如按4.5.4的方法考虑三维应力状态下的固结沉降计算,则可发现以单向压缩总和法计算所得的固结沉降,对一般的正常固结和超固结土,都是偏大的,所以,通常粗略地把单向压缩分层总和法的计算结果看成是地基最终沉降,而不另行考虑地基的瞬时沉降。

传统的和规范推荐的两种单向压缩分层总和法,就计算方法而言,前者按附加应力 σ_z 计算,后者则按附加应力图面积计算。如果所取的沉降计算深度(z_n)相同且未加经验修正,则两法的繁简程度一样。规范法的重要特点在于引入了沉降计算经验系数 ψ_s ,以校正计算值对实测值的偏差。规范提供的 ψ_s 表,是以变形比法确定地基沉降计算深度后得到的沉降计算值 s' 作为制表的依据,所以,如将 ψ_s 的表值用于修正按应力比法确定 z_n 的沉降计算值,也许未必合适。

对超固结(或似超固结)土的地基沉降计算宜考虑应力历史影响。为了在 $e-\lg p$ 曲线上较可靠地确定先期固结压力 p_c ,压缩试验时可在现有的土自重压力 p_1 和预估的先期固结压力 p_c 之间以小增量加载,例如每级荷载增量取 $(p_c - p_1)/3$ 。

按均质线性半空间假定的弹性力学理论计算沉降,可以考虑局部刚性荷载下的三维应力状态,但其计算结果往往偏大。因地基沉降计算深度总是有限的,与假定不符,只有在荷载及基底面积较小、且无相邻荷载影响时,其计算结果才接近于实际。此外地基土的成层性将导致土的变形模量和泊松比难以准确选取,给计算带来了一定的困难。

砂土地基在荷载作用下由土的体积变形和剪切畸变引起的沉降在短时间内几乎同时完成。由于砂土的变形模量随深度增加,而且难于取样测定,所以砂土地基的沉降计算,目前大都建议根据原位触探试验(标准贯入或静力触探试验)资料并且参考经验方法估算,这里从略。

4.5.3 地基沉降计算深度问题探讨

确定地基沉降计算深度的意义是:界定对地基沉降有影响的土层范围即压缩层厚度,保证沉降计算的精度要求。《建筑地基基础设计规范》(TJ7—74),首次提出以变形比法确定沉降计算深度 z_n ,对不同基础宽度 b 统一取第 n 层规定厚度 $\Delta z_n = 1\text{m}$ 。而《建筑地基基础设计规范》(GBJ7—89)根据具有分层深标的19个载荷试验和31个工程实测资料统计分析得知:基础大小和压缩深度之间有着明显的规律性的关系,因而取 $\Delta z_n = 0.3(1 + \ln b)$ 并制成表4.6,以代替TJ7—74的规定。可是,就在GBJ7—89实施之后,某些省市以及《建筑桩基技术规范》(JGJ94—94)又都采用了传统的应力比法。这就出现了应力比和变形比两法并存的局面。下面的分析可能有助于对问题的理解。

试取沉降计算深度 z_n 处至其下实际上不可压缩地层层面为第 $n+1$ 层,则以该层的压缩量 Δz_{n+1} 与总沉降量 s_{n+1} 之比应不超过某一限值 ϵ ,即以 $\Delta z_{n+1}/s_{n+1} \leq \epsilon$ 作为确定 z_n 的标准也许更加合理。但是,对大多数工程而言,会因此加大勘探取样深度和测试工作量,这就未必可行了。

传统的应力比法取比值 $R_c = \sigma_z / \sigma_c \leq 20\%$ 或 10% 作为标准。为了说明其含义,不妨取 $p_1 = \sigma_c, \Delta p = \sigma_z$, 代入式(4.27)中,则 z_n 处土的应变可表达为:

$$\epsilon_z = \frac{C_c}{1 + e_0} \lg(1 + R_c)$$

如对中等压缩性土取 $C_c = 0.25, e_0 = 0.8, R_c = 20\%$; 对高压缩性土取 $C_c = 0.5, e_0 = 1.0, R_c = 10\%$, 代入上式 ϵ_z 则均为 0.01 。由此可见,应力比法大致控制 z_n 以下土的压缩应变不超过 0.01 。

为了进一步理解变形法的含义,这里采用第 n 层规定 Δz_n 范围内的平均应变 $(\Delta s_n' / \Delta z_n)$ 与地基沉降计算深度范围的平均应变 (s_n' / z_n) 之比——平均应变比 R_c 加以考察(令其中 $\Delta s_n' / s_n' = 0.025$):

$$R_c = \frac{\Delta s_n' / \Delta z_n}{s_n' / z_n} = \frac{z_n}{40 \Delta z_n}$$

GBJ7-89 规范规定,当无相邻荷载影响时, z_n 可按工程实测资料经统计分析而得的经验公式(4.24)计算。现依次代入上式,并分别取 $\Delta z_n = 1\text{m}$ 和 $0.3(1 + \ln b)$ 代入后,从而对 TJ7-74 及 GBJ7-89 规范作出如图 4.26 (R_c-b) 曲线,从图中可见两曲线交于 $b = 10\text{m}, R_c = 0.4$ 处,而且不难得出:按 TJ7-74 规范的变形比法确定 z_n ,会得到正如许多教科书指出的那样,即对大基础 ($b > 10\text{m}$) 计算沉降量偏小 (R_c 偏大); 对小基础 ($b < 10\text{m}$) 沉降量偏大 (R_c 偏小); 而 GBJ7-89 规范的修订,也确实使这种情况得到一定程度的改善。

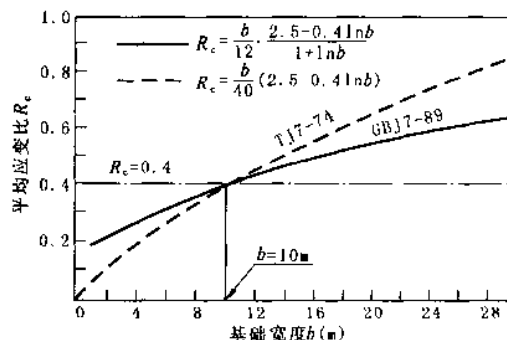


图 4.26 R_c-b 关系曲线

4.5.4 地基最终沉降量的组成

在荷载作用下,地基沉降随时间的变化如图 4.27 所示,经历着三种不同的阶段,或者说,总沉降量 s 由三部分组成,即:

$$s = s_d + s_c + s_s \quad (4.53)$$

式中 s_d ——瞬时沉降(不排水沉降);

s_c ——固结沉降(主固结沉降);

s_s ——次固结沉降。

瞬时沉降是指加荷瞬间土孔隙中水来不及排出,孔隙体积尚未变化,地基土在荷载作用下仅发生剪切变形时的地基沉降。粘性土地基的 s_d 可用弹性力学公式计算,即:

$$s_d = \frac{p(1 - \mu^2)}{E} \omega b p_0$$

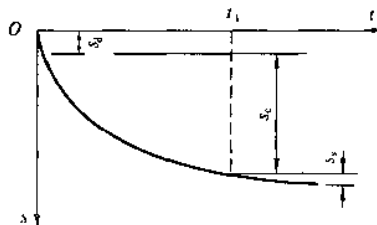


图 4.27 地基沉降的三个组成部分

式中符号同前(4.26)式,但变形模量 E_0 应改用土的弹性模量 E ,因为这一变形阶段体积变化为零,泊松比 $\mu = 0.5$ 。弹性模量可通过室内三轴反复加卸载的不排水试验求得,也可近似采用 $E = (500 \sim 1000)C_u$ 估算, C_u 为不排水抗剪强度。

固结沉降是指在荷载作用下,随着土孔隙水分的逐渐挤出,孔隙体积相应减少,土体逐渐压密而产生的沉降,通常采用分层总和法计算。

次固结沉降是指土中孔隙水完全排除,土体固结已经完成后,由土骨架的蠕变变形所引起的沉降。其沉降值可由下式计算:

$$s_s = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{1 + e_{oi}} C_{\alpha} \lg \frac{t}{t_1} \quad (4.54)$$

式中 C_{α} ——第 i 分层土的次固结系数(半对数图上直线段的斜率),由试验确定;

t ——所求次固结沉降的时间, $t > t_1$;

t_1 ——相当于主固结度为 100% 的时间(图 4.26),根据次固结曲线外推而得。

根据许多室内和现场试验结果, C_c 值主要取决于土的天然含水量 w , 近似计算时可取 $C_c = 0.018w$ 。

上述考虑不同变形阶段的沉降计算方法, 对粘性土地基是合适的, 特别是饱和软粘土, 根据国外一些实测资料表明, 应考虑瞬时变形。对含有较多有机质的粘土, 次固结沉降历时较长, 实践中只能进行近似计算。而对于砂性土地基, 由于透水性好, 固结完成快, 瞬时沉降与固结沉降已分不开来, 故不适合于用此方法估算。

4.5.5 相邻荷载的影响

由于地基中附加应力的扩散现象, 相邻荷载将引起地基产生附加沉降。许多建筑物因没有充分估计相邻荷载的影响, 而导致不均匀沉降, 致使建筑物墙面开裂和结构破坏。相邻荷载对地基变形的影响在软土地基中尤为严重。影响附加沉降的因素包括有两基础间的距离、荷载大小、地基土性以及施工时间的先后等, 而以两基础间的距离为主要因素。一般距离越近, 荷载越大, 地基土越软弱, 其影响越大。根据建筑经验, 在估算建筑物的相邻荷载影响时, 以下几点实践经验可供参考:

- ①单独基础, 当基础间净距大于相邻基础宽度时, 相邻荷载可按集中荷载计算;
- ②条形基础, 当基础间净距大于四倍相邻基础宽度时, 相邻荷载可按线荷载计算;
- ③一般情况下, 相邻基础间净距大于 10m 时, 可略去相邻荷载影响;
- ④大面积地面荷载(如填土、生产堆料等)引起仓库或厂房的柱子倾斜、影响厂房和吊车的正常使用工程事例很多, 必须引起足够注意。

思考题

- 4.1 压缩系数 a 和压缩指数 C_c 的物理意义是什么? 如何确定? 工程上为何用 a_{1-2} 进行土层压缩性能的划分?
- 4.2 压缩模量 E_s 与变形模量 E_0 有何异同? 相互间有何关系? 它们与材料力学中的杨氏模量有什么区别?
- 4.3 土的压缩性指标有哪些? 它们之间有何关系?
- 4.4 计算地基沉降的分层总和法与《规范》方法有何异同?(试从基本假定、分层厚度、采用的指标、修正系数等加以比较。)
- 4.5 简述有效应力原理的基本概念, 在地基土的最终沉降量计算中, 土中附加应力是指有效应力还是总应力?
- 4.6 什么叫正常固结土、超固结土和欠固结土? 土的应力历史对土的压缩性有何影响?
- 4.7 在饱和土一维固结过程中, 土的有效应力和孔隙水压力是如何变化的?
- 4.8 土的最终沉降量由哪几部分组成? 各部分意义如何?

习题

- 4.1 某钻孔土样的压缩试验记录如表所示, 试绘制压缩曲线和计算各土层的 a_{1-2} 及相应的压缩模量 E_s , 并评定各土层的压缩性。

习题 4.1 土样的压缩试验记录

压力 (kPa)		0	50	100	200	300	400
孔隙比	1 [#] 土样	0.982	0.964	0.952	0.936	0.924	0.919
	2 [#] 土样	1.190	1.065	0.995	0.905	0.850	0.810

(答案: 1[#] $a_{1-2} = 0.16 \text{ MPa}^{-1}$, $E_s = 12.2 \text{ MPa}$, 中压缩性土; 2[#] $a_{1-2} = 0.90 \text{ MPa}^{-1}$, $E_s = 2.22 \text{ MPa}$, 高压缩性土。)

- 4.2 某方形基础如图 4.28 所示, 其压缩试验结果如习题 4.1 表, 试按分层总和法计算地基的最终沉降量。

- 4.3 某矩形基础及地质资料如图 4.29 所示, 试用《规范》方法计算地基的沉降量 ($\phi_b = 1.2$)。

(答案: 69.1mm)

- 4.4 某柱基础底面尺寸为 $2.0\text{m} \times 3.0\text{m}$, 如图 4.30 所示, 地基土为均质的粉质粘土, 试用《规范》方法计算地基的最终沉降量。(提示: z_0 取 4.5m 。)

(答案: 44.5mm)

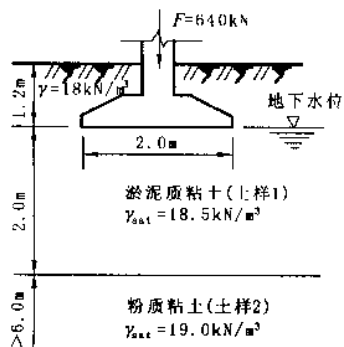


图 4.28 习题 4.2 图

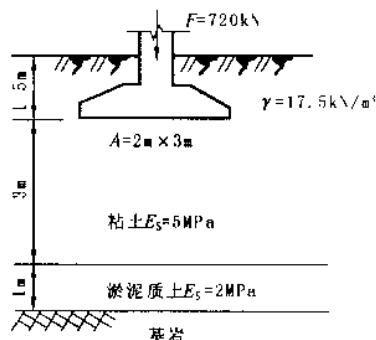


图 4.29 习题 4.3 图

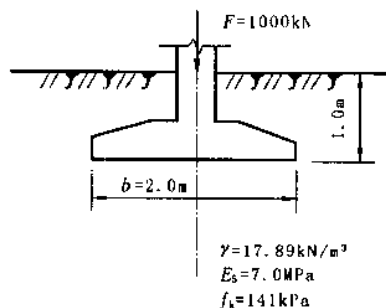


图 4.30 习题 4.4 图

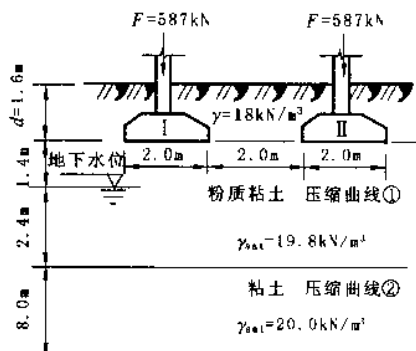


图 4.31 习题 4.5 图

4.5 已知两方形基础及其地质剖面如图 4.31 所示,作用在每一基础上上部结构荷载为 587.0kN,试用规范法计算基础 I 中心点的最终沉降量,并考虑基础 II 的影响。

(答案:124.0mm)

4.6 设厚度为 10m 的粘土层的边界条件如图 4.32 所示,上下层面处均为排水砂层,地面上作用着无限均布荷载 $p = 196.2\text{kPa}$,已知粘土层的孔隙比 $e = 0.9$,渗透系数 $k = 2.0\text{cm/y} = 6.3 \times 10^{-8}\text{cm/s}$,压缩系数 $\alpha = 0.025 \times 10^{-2}/\text{kPa}$ 。试求:(1)荷载加上一年后,地基沉降量是多少厘米?(2)加荷后历时多久,粘土层的固结度达到 90%?

(答案:21.5cm,1.4y)

4.7 土层条件及土性指标同 4.6 题,但粘土层底面是不透水层。试问:加荷 1y 后地基的沉降量是多少?地基固结度达到 90%时需要多少时间?并将计算结果与 4.6 题作比较。

(答案:11.56cm;5.51y)

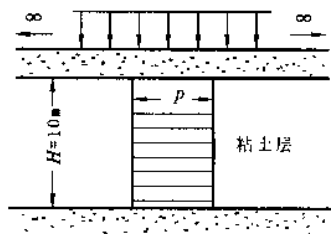


图 4.32 习题 4.6 图

5 土的抗剪强度

本章提要

土的抗剪强度是土的重要力学性质之一,建筑物地基和路基的承载力、挡土墙和地下结构的土压力、堤坝、基坑、路堑以及各类边坡的稳定性均由土的抗剪强度所控制。在土本工程建设工作中,对于土体稳定性的计算分析而言,抗剪强度是其中最重要的计算参数。能否正确测定土的抗剪强度,往往是设计质量和工程成败的关键所在。

本章主要内容有土的强度理论、抗剪强度的主要测定方法、土的抗剪强度指标及其影响因素,并对孔隙压力系数和应力路径的概念和应用作简要介绍。对内容的基本要求是,牢固掌握库仑公式和莫尔-库仑强度理论、土的抗剪强度指标的测定方法,掌握不同固结和排水条件下土的抗剪强度指标的意义及其应用,熟悉抗剪强度的影响因素,了解孔隙压力系数和应力路径的基本概念及应用,达到能利用抗剪强度的基本理论和试验方法,解决实际工程中土的强度和稳定问题。

5.1 土的抗剪强度概述

土的抗剪强度是指土体抵抗剪切破坏的极限能力。当土体受到荷载作用后,土中各点将产生剪应力。若某点的剪应力达到其抗剪强度,在剪切面两侧的土体将产生相对位移而产生滑动破坏,该剪切面也称滑动面或破坏面。随着荷载的继续增加,土体中的剪应力达到抗剪强度的区域(也即塑性区)愈来愈大,最后各滑动面连成整体,土体将发生整体剪切破坏而丧失稳定性。

5.1.1 库仑公式

库仑(Coulomb)于1776年根据砂土剪切试验,提出砂土抗剪强度的表达式为

$$\tau_f = \sigma \tan \varphi \quad (5.1)$$

式中 τ_f ——土的抗剪强度(kPa);

σ ——作用在剪切面上的法向应力(kPa);

φ ——砂土的内摩擦角(°)。干松砂的 φ 值近似于其自然休止角(干松砂在自然状态下所能维持的斜坡的最大坡角)。

后来又通过试验提出适合粘性土的抗剪强度表达式为

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (5.2)$$

式中 c ——土的粘聚力(kPa)。

式(5.1)与式(5.2)一起统称为库仑公式,可分别用图5.1(a)和5.1(b)表示。从式(5.1)可看出,无粘性土(如砂土)的 $c=0$,因而式(5.1)是式(5.2)的一个特例,其抗剪强度与作用在剪切面上的法向应力成正比。当 $\sigma=0$ 时, $\tau_f=0$,这表明无粘性土的 τ_f 由剪切面上土粒间的摩阻力所形成。粒状土粒的无粘性土的粒间摩阻力包括滑动摩擦和由粒间相互咬合所提供的附加阻力,其大小取决于土颗粒的粒度大小、颗粒级配、密实度和土粒表面的粗糙度等因素。而从式(5.2)可知,粘性土的 τ_f 包括摩阻力($\sigma \tan \varphi$)和粘聚力(c)两个组成部分。粘聚力系土粒间的胶结作用和各种物理-化学键力作用的结果,其大小与土的矿物组成和压密程度有关。当

$\sigma=0$ 时, c 值即为抗剪强度线在纵坐标轴上的截距。



图 5.1 抗剪强度与法向应力之间的关系
(a)砂土, (b)粘性土

库仑公式在研究土的抗剪强度与作用在剪切面上法向应力的关系时,未涉及土这种三相性、多孔性的分散颗粒集合体的最主要特征——有效应力问题。随着固结理论的发展,人们逐渐认识到土体内的剪应力仅能由土的骨架承担,土的抗剪强度并不简单取决于剪切面上的总法向应力,而取决于该面上的有效法向应力,土的抗剪强度应表示为剪切面上有效法向应力的函数。太沙基(Terzaghi)在1925年提出饱和土的有效应力概念,并用试验证明了有效应力 σ' 等于总应力 σ 与孔隙水压力 u 的差值。因此,对应于库仑公式,土的有效应力强度表达式可写为

$$\left. \begin{aligned} \tau_t &= (\sigma - u) \tan \varphi' = \sigma' \tan \varphi' \\ \tau_t &= c' + (\sigma - u) \tan \varphi' = c' + \sigma' \tan \varphi' \end{aligned} \right\} \quad (5.3)$$

式中 c' ——土的有效粘聚力(kPa);

φ' ——土的有效内摩擦角($^\circ$);

σ' ——作用在剪切面上的有效法向应力(kPa);

u ——孔隙水压力(kPa)。

在4.4.1中已指出,饱和土的渗透固结过程,实际上是孔隙水压力消散和有效应力增长的转移过程。因此,土的抗剪强度随着它的固结压密而不断增长。

由此可见,土的抗剪强度有两种表达方法。土的 c 和 φ 统称为土的总应力强度指标,直接应用这些指标所进行的土体稳定分析就称为总应力法;而 c' 和 φ' 统称为土的有效应力强度指标,应用这些指标所进行的土体稳定分析就称为有效应力法。由于有效法向应力才是影响粒间摩擦阻力的决定因素,因此有效应力法概念明确,为求得有效法向应力,需增加测求孔隙水压力工作量。但是,由于实际工程中的孔隙水压力很难准确计算和量测,因而有许多土工问题仍采用总应力的分析计算方法。所以,针对其难以准确反映孔隙水压力的存在对抗剪强度产生的影响,工程中往往选用最接近实际条件的试验方法取得总应力强度指标。

土的 c 和 φ 应理解为只是表达 σ - τ_t 关系试验成果的两个数学参数,因为即使是同一种土,其 c 和 φ 也并非常数,它们均因试验方法和土样的试验条件(如固结和排水条件)等的不同而异(详见5.4);同时应指出,许多土类的抗剪强度线并非都呈直线状,而是随着应力水平有所变化。莫尔(Mohr)1910年提出当法向应力范围较大时,抗剪强度线往往呈非线性性质的曲线形状。应力水平增高对强度指标的影响可由图5.2说明。由于土的 σ - τ_t 关系是曲线而非直线,其上各点的抗剪强度指标 c 和 φ 并非恒定值,而应由该点的切线性质决定。如图5.2所示,当剪切面的法向应力为 σ_1 时,其抗剪强度指标为 c_1 、 φ_1 。当法向应力增大至 σ_2 时,其抗剪强度指标为 c_2 、 φ_2 。二者的变化趋势是, c 随 σ 的增大而增加, φ 随 σ 的增大而减小,此时就不能用库仑公式来概括土的抗剪强度特性。通常把试验所得的不同形状的抗剪强度线统称为抗剪强度包线。

5.1.2 莫尔-库仑强度理论

当土体中某点任一平面上的剪应力等于土的抗剪强度时,将该点即濒于破坏的临界状态称为“极限平衡状态”。表征该状态下各种应力之间的关系称为“极限平衡条件”。

由第3章可求得在自重和竖向附加应力作用下土体中任

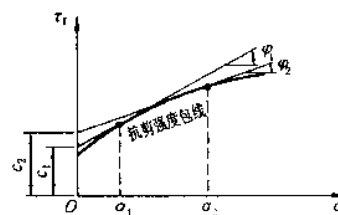


图 5.2 应力水平对强度指标的影响

点 M 的应力状态 σ_1 和 σ_3 [图 5.3(a)]。为简单起见,以平面应变课题为例,现研究该点是否产生破坏。如图 5.3(b)所示,该点土单元体两个相互垂直的面上分别作用着最大主应力 σ_1 和最小主应力 σ_3 。若忽略其自身重力,则根据静力平衡条件,可求得任一截面 $m-n$ 上的法向应力 σ 和剪应力 τ 为

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha \\ \tau &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha \end{aligned} \right\} \quad (5.4)$$

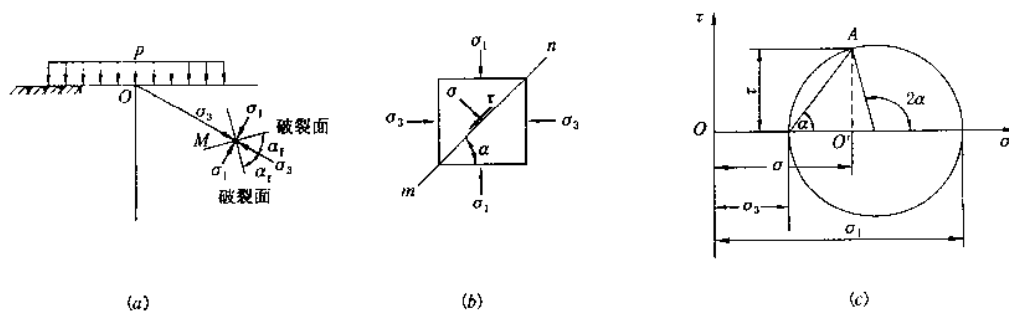


图 5.3 土中任意点 M 的应力

(a) M 点的应力; (b) 微单元体上的应力; (c) 莫尔圆

由材料力学应力状态分析可知,以上 σ 、 τ 与 σ_1 、 σ_3 的关系也可用莫尔应力圆表示[图 5.3(c)]。其圆周上各点的坐标即表示该点在相应平面上的法向应力和剪应力。

为判别 M 点土是否破坏,可将该点的莫尔应力圆与土的抗剪强度包线 σ - τ 绘在同一坐标图上并作相对位置比较。如图 5.4 所示,它们之间的关系存在以下三种情况:

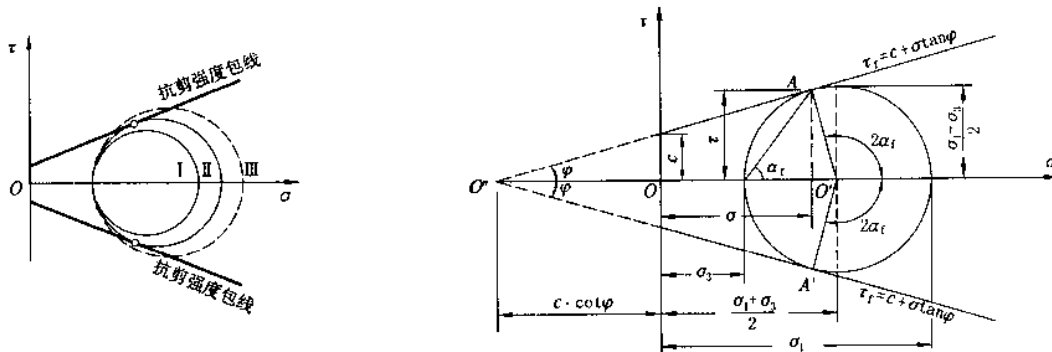


图 5.4 莫尔圆与抗剪强度包线的关系

图 5.5 极限平衡状态时的莫尔圆与抗剪强度包线

(1) M 点莫尔应力圆整体位于抗剪强度包线的下方(圆 I),莫尔应力圆与抗剪强度线相离,表明该点在任何平面上的剪应力均小于土所能发挥的抗剪强度,因而,该点未被剪破。

(2) M 点莫尔应力圆与抗剪强度包线相切(圆 II),说明在切点所代表的平面上,剪应力恰好等于土的抗剪强度,该点就处于极限平衡状态,莫尔应力圆亦称极限应力圆。由图中切点的位置还可确定 M 点破坏面的方向。连接切点与莫尔应力圆圆心,连线与横坐标之间的夹角为 $2\alpha_1$,根据莫尔圆原理,可知土体中 M 点的破坏面与大主应力 σ_1 作用面方向夹角为 α_1 (图 5.5)。

(3) M 点莫尔应力圆与抗剪强度包线相割(圆 III),则 M 点早已破坏。实际上圆 III 所代表的应力状态是不可能存在的,因为 M 点破坏后,应力已超出弹性理论范畴。

土体处于极限平衡状态时,从图 5.5 中莫尔圆与抗剪强度包线的几何关系可推得粘性土的极限平衡条件为:

$$\sin \varphi = \frac{O'A}{O'O'} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cot \varphi} \quad (5.5)$$

化简后可得:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} + 2c \frac{\cos\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (5.6)$$

或

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} - 2c \frac{\cos\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad (5.7)$$

经三角函数关系转换后还可写为

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5.8)$$

或

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5.9)$$

无粘性土的 $c=0$, 由式(5.8)和式(5.9)可知, 其极限平衡条件为:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5.10)$$

或

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5.11)$$

由图 5.5 中几何关系, 可得破坏面与大主应力作用面间的夹角 α_f 为

$$\alpha_f = \frac{1}{2}(90^\circ + \varphi) = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (5.12)$$

在极限平衡状态时, 由图 5.3(a)中看出, 通过 M 点将产生一对破裂面, 它们均与大主应力作用面成 α_f 夹角, 相应地在莫尔应力圆上横坐标上下对称地有两个破裂面 A 和 A' (图 5.5), 而这一对破裂面之间在大主应力作用方向夹角为 $90^\circ - \varphi$ 。

5.2 抗剪强度的测定方法

土的抗剪强度是决定建筑物地基和土工建筑物稳定性的关键因素, 因而正确测定土的抗剪强度指标对工程实践具有重要的意义。经过多年来的不断发展, 目前已有多种类型测定土抗剪强度指标的室内和现场测试仪器。室内试验常用的有直接剪切仪、三轴压缩仪、无侧限抗压仪和单剪仪等; 现场试验常用的有十字板剪切仪等。每种试验仪器都有一定的适用性, 在试验方法和成果整理等方面也有各自多种不同的做法。

5.2.1 直接剪切试验

直接剪切试验使用的仪器称为直接剪切仪(简称直剪仪), 分为应变控制式和应力控制式两种。前者对试样采用等速剪应变测定相应的剪应力, 后者则是对试样分级施加剪应力测定相应的剪切位移。以我国普遍采用的应变控制式直剪仪为例, 其构造简图如图 5.6 所示。仪器由固定的上盒和可移动的下盒构成, 试样置于盒内上、下盒之间, 试样上、下各放一块透水石以利试样排水。试验时, 由杠杆系统通过活塞对试样施加垂直压力, 水平推力则由等速前进的轮轴施加于下盒, 使试样在沿上、下盒水平接触面产生剪切位移。剪应力大小则根据量力环上的测微表, 由测定的量力环变形值经换算确定。活塞上的测微表用于测定试样在法向应力作用下的固结变形和剪切过程中试样的体积变化。

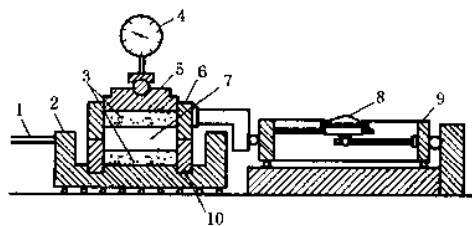


图 5.6 应变控制式直接剪切仪

1—轮轴; 2—底座; 3—透水石; 4—测微表; 5—活塞;
6—上盒; 7—土样; 8—测微表; 9—量力环; 10—下盒

直剪仪在等速剪切过程中, 可隔固定时间间隔, 亦即隔定值的剪切位移增量, 测读一次试样剪应力大小, 就可绘制在一定的法向应力 σ 条件下, 试样剪切位移 Δl (上、下盒水平相对位移) 与剪应力 τ 的对应关系 [图 5.7(a)]。硬粘土和密实砂土的 τ - Δl 曲线 (A 线) 可出现剪应力的峰值 τ_{fp} , 即为土的抗剪强度。峰后强度随剪切位移增大而降低, 称应变软化特征; 软粘土和松砂的 τ - Δl 曲线 (B 线) 则往往不出现峰值, 强度随剪切位移

增加而缓慢增大,称应变硬化特征,此时应按某一剪切位移值作为控制破坏的标准,如一般可取相应于 4mm 剪切位移量的剪应力作为土的抗剪强度值 τ_f 。

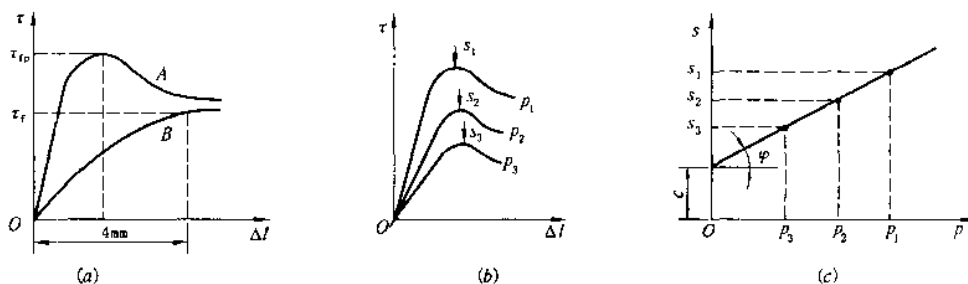


图 5.7 直接剪切试验

(a)两种典型的 $\tau-\Delta l$ 曲线;(b)不同垂直压力下的 $\tau-\Delta l$ 曲线;(c)直剪试验结果

要绘制某种土的抗剪强度包线,以确定其抗剪强度指标,至少应取 3 个以上试样,在不同的垂直压力 $p_1, p_2, p_3, p_4 \dots$ (一般可取 100、200、300、400kPa、...) 作用下测得相应的 $\tau-\Delta l$ 曲线[图 5.7(b)],按上述原则确定对应的抗剪强度 s 值,从而绘出库仑强度包线[图 5.7(c)]。绘图时必须使纵横坐标的比例尺完全一致,该线与横轴的夹角为土的内摩擦角 φ ,在纵轴上的截距即为土的粘聚力 c 。

直剪仪具有构造简单,操作简便,并符合某些特定条件,至今仍是实验室常用的一种试验仪器。但该试验也存在如下缺点:

(1)剪切过程中试样内的剪应变和剪应力分布不均匀。试样剪破时,靠近剪力盒边缘的应变最大,而试样中间部位的应变相对小得多;此外,剪切面附近的应变又大于试样顶部和底部的应变;基于同样的原因,试样中的剪应力也是很不均匀的。

(2)剪切面人为地限制在上、下盒的接触面上,而该平面并非是试样抗剪最弱的剪切面。

(3)剪切过程中试样面积逐渐减小,且垂直荷载发生偏心,但计算抗剪强度时却按受剪面积不变和剪应力均匀分布计算。

(4)不能严格控制排水条件,因而不能量测试样中的孔隙水压力。

(5)根据试样破坏时的法向应力和剪应力,虽可算出大、小主应力 σ_1, σ_3 的数值,但中主应力 σ_2 无法确定。

针对直剪仪的上述缺陷,人们曾作了一些改进。如能改善试样中的应力均匀程度,并外套橡皮膜以控制排水的单剪仪;能控制中主应力的直剪仪和能测定残余强度的环剪仪等。

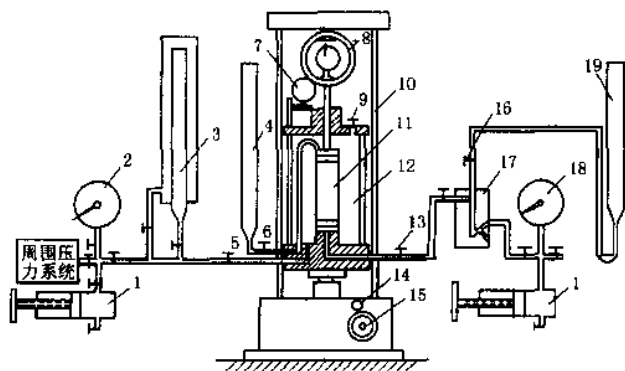


图 5.8 三轴剪力仪

1—调压筒;2—周围压力表;3—体变管;4—排水管;5—周围压力阀;
6—排水阀;7—变形量表;8—量力环;9—排气孔;10—轴向加压设备;
11—试样;12—压力室;13—孔隙压力阀;14—离合器;15—手轮;
16—量管阀;17—零位指示器;18—孔隙水压力表;19—量管

5.2.2 三轴压缩试验

三轴压缩试验是一种较完善的测定土抗剪强度试验方法,与直接剪切试验相比较,三轴压缩试验试样中的应力相对比较明确和均匀。三轴剪力仪同样分应变控制式和应力控制式两种。应变式三轴剪力仪由压力室、轴向加压系统、周围压力系统和孔隙水压力量测系统等构成。目前较先进的三轴剪力仪还配备有自动化控制系统、电测和数据自动采集系统等。应变式三轴剪力仪的构造简图如图 5.8 所示。其核心部分是压力室,它是由一个金属活塞、底座和透明有机玻璃圆筒组成的封闭容器;轴向加压系统用以对试样施加轴向附加压力,并可控制轴向应变的速率;周围压力系统则通过液体(通常是水)对试样施加周围压力;试样为圆柱形,并

用橡皮膜包裹起来,以使试样中的孔隙水与膜外液体(水)完全隔开。试样中的孔隙水通过其底部的透水面与孔隙水压力量测系统连通,并由孔隙水压力阀门控制。

试验时,先打开周围压力系统阀门,使试样在各向受到的周围压力达 σ_3 时即维持不变[图 5.9(a)],然后由轴压系统通过活塞对试样施加轴向附加压力 $\Delta\sigma$ ($\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$, 称为偏应力)。试验过程中, $\Delta\sigma$ 不断增大而 σ_3 却维持不变,试样的轴向应力(大主应力) σ_1 ($\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$) 也不断增大,其应力莫尔圆亦逐渐扩大至极限应力圆,试样最终被剪破[图 5.9(b)]。极限应力圆可由试样剪破时的 σ_{1f} 和 σ_3 作出[图 5.9(c)中实线圆]。破坏点的确定方法为,量测相应的轴向应变 ϵ_1 , 点绘 $\Delta\sigma - \epsilon_1$ 关系曲线,以偏应力 $\sigma_1 - \sigma_3$ 的峰值为破坏点(图 5.10);无峰值时,取某一轴向应变(如 $\epsilon_1 = 15\%$)对应的偏应力值作为破坏点。

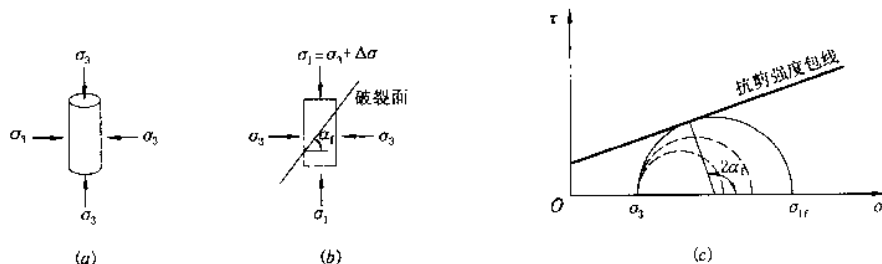


图 5.9 三轴压缩试验原理

(a) 试样受周围压力; (b) 破坏时试样上的主应力; (c) 试样破坏时的莫尔圆

在给定的周围压力 σ_3 作用下,一个试样的试验只能得到一个极限应力圆。同种土样至少需要 3 个以上试样在不同的 σ_3 作用下进行试验,方能得到一组极限应力圆,由于这些试样均被剪破,绘极限应力圆的公切线,即为该土样的抗剪强度包线。它通常呈直线状,其与横坐标的夹角即为土的内摩擦角 φ ,与纵坐标的截距即为土的粘聚力 c (图 5.11)。

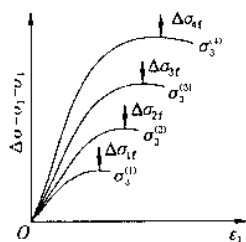


图 5.10 三轴试验的 $\Delta\sigma - \epsilon_1$ 曲线

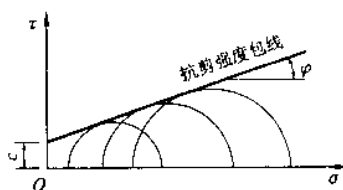


图 5.11 三轴试验的强度破坏包线

三轴压缩试验可根据工程目的的不同,采用不同的排水条件进行试验。在试验中,既能令试样沿轴向压缩,也能令其沿轴向伸长。通过试验,还可测定试样的应力、应变、体积应变、孔隙水压力变化和静止侧压力系数等。如试样的轴向应变可根据其顶部刚性试样帽的轴向位移量和起始高度算得;试样的侧向应变可根据其体积变化量和轴向应变间接算得;对饱和试样而言,试样在试验过程中的排水量即为其体积变化量。排水量可通过打开量管阀门,让试样中的水排入量水管,并由量水管中水位的变化算出。在不排水条件下,如要测定试样中的孔隙水压力,可关闭排水阀,打开孔隙水压力阀门,待试样施加轴向压力后,由于试样中孔隙水压力增加而迫使零位指示器中水银面下降,此时可用调压筒施反向压力,调整零位指示器的水银面始终保持原来的位置,从孔隙水压力表中即可读出孔隙水压力值。

三轴压缩试验可供在复杂应力条件下研究土的抗剪强度特性之用,其突出优点是:

- (1) 试验中能严格控制试样的排水条件,准确测定试样在剪切过程中孔隙水压力变化,从而可定量获得土中有效应力的变化情况;
- (2) 与直剪试验对比起来,试样中的应力状态相对地较为明确和均匀,不硬性指定破裂面位置;
- (3) 除抗剪强度指标外,还可测定如土的灵敏度、侧压力系数、孔隙水压力系数等力学指标。

但三轴压缩试验也存在试样制备和试验操作比较复杂,试样中的应力与应变仍然不够均匀的缺点。由于试样上、下端的侧向变形分别受到刚性试样帽和底座的限制,而在试样的中间部分却不受约束,因此,当试样接近破坏时,试样常被挤压成鼓形。此外,目前所谓的“三轴试验”,一般都是在轴对称的应力应变条件下进行

的。许多研究报告表明,土的抗剪强度受到应力状态的影响。在实际工程中,油罐和圆形建筑物地基的应力分布属于轴对称应力状态,而路堤、土坝和长条形建筑物地基的应力分布属于平面应变状态($\epsilon_2=0$),一般方形和矩形建筑物地基的应力分布则属三向应力状态($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$)。有人曾利用特制的仪器进行三种不同应力状态下的强度试验,发现同种土在不同应力状态下的强度指标并不相同。如对砂土所进行的许多对比试验表明,平面应变的砂土的 φ 值较轴对称应力状态下约高出 3° 左右。因而,三轴压缩试验结果不能全面反映中主应力(σ_2)的影响。若想获得更合理的抗剪强度参数,须采用真三轴仪,其试样可在三个互不相同的主应力($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$)作用下进行试验。

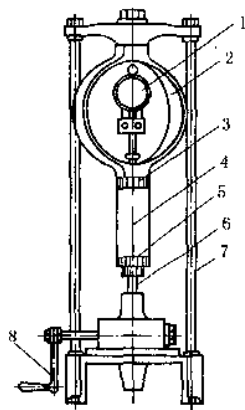


图 5.12 无侧限压缩仪

1—测微表;2—量力环;3—上加压板;
4—试样;5—下加压板;6—升降螺杆;
7—加压框架;8—手轮

5.2.3 无侧限抗压强度试验

无侧限抗压强度试验如同三轴压缩试验中 $\sigma_3=0$ 时的特殊情况。试验时,将圆柱形试样置于图 5.12 所示无侧限压缩仪中,对试样不加周围压力,仅对它施加垂直轴向压力 σ_1 [图 5.13(a)],剪切破坏时试样所承受的轴向压力称为无侧限抗压强度 q_u 。由于试样在试验过程中在侧向不受任何限制,故称无侧限抗压强度试验。无粘性土在无侧限条件下试样难以成型,故该试验主要用于粘性土,尤其适用于饱和软粘土。

无侧限抗压强度试验中,试样破坏时的判别标准类似三轴压缩试验。坚硬粘土的 σ_1 - ϵ_1 关系曲线常出现 σ_1 的峰值破坏点(脆性破坏),此时的 σ_{1f} 即为 q_u ;而软粘土的破坏常呈现为塑流变形, σ_1 - ϵ_1 关系曲线常无峰值破坏点(塑性破坏),此时可取轴向应变 $\epsilon_1=15\%$ 处的轴向应力值作为 q_u 。无侧限抗压强度 q_u 相当于三轴压缩试验中试样在 $\sigma_3=0$ 条件下破坏时的大主应力 σ_{1f} ,故由

$$q_u = 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5.13)$$

式中 q_u ——无侧限抗压强度(kPa)。

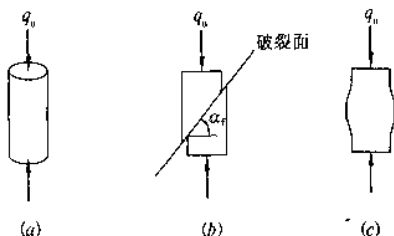


图 5.13 无侧限抗压强度试验原理
(a)试样受压;(b)脆性破坏;(c)塑性破坏

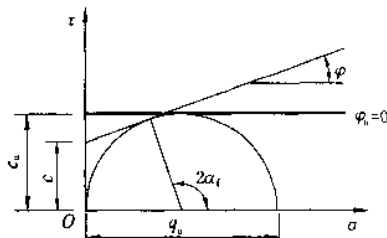


图 5.14 无侧限抗压强度试验的强度包线

无侧限抗压强度试验结果只能作出一个极限应力圆($\sigma_{1f}=q_u, \sigma_3=0$),因此,对一般粘性土难以作出破坏包线。但试验中若能测得试样的破裂角 α_f [图 5.13(b)],则理论上可根据式(5.12),由 $\alpha_f=45^\circ+\varphi/2$ 推算出粘性土的内摩擦角 φ 。再由式(5.13)推得土的粘聚力 c 。但一般 α_f 不易量测,要么因为土的不均匀性导致破裂面形状不规则,要么由于软粘土的塑流变形而不出现明显的破裂面,只是被挤压成鼓形[图 5.13(c)]。但对于饱和软粘土,在不固结不排水条件下进行剪切试验,可认为 $\varphi=0$ (详见 5.4.1.2),其抗剪强度包线与 σ 轴平行。因而,由无侧限抗压强度试验所得的极限应力圆的水平切线,即为饱和软粘土的不排水抗剪强度包线。

由图 5.14 可知,其不排水抗剪强度 c_u 为

$$c_u = \frac{q_u}{2} \quad (5.14)$$

无侧限抗压强度试验还可用来测定粘性土的灵敏度 S_t 。其方法是将已做完无侧限抗压强度试验的原状土样,彻底破坏其结构,并迅速塑成与原状试样同体积的重塑试样,以保持重塑试样的含水量与原状试样相同,并避免因触变性导致土的强度部分恢复。

对重塑试样进行无侧限抗压强度试验,测得其无侧限抗压强度 q_u' ,则该土的灵敏度 S_t 为

$$S_t = \frac{q_u}{q_u'} \quad (5.15)$$

式中 q_u ——原状试样的无侧限抗压强度(kPa);
 q_u' ——重塑试样的无侧限抗压强度(kPa)。

5.2.4 十字板剪切试验

在土的抗剪强度现场原位测试方法中,最常用的是十字板剪切试验。它具有无需钻孔取得原状土样而使土少受扰动,试验时土的排水条件、受力状态等与实际条件十分接近,因而特别适用于难于取样和高灵敏度的饱和软粘土。

十字板剪切仪的构造如图 5.15 所示,其主要部件为十字板头、轴杆、施加扭力设备和测力装置。近年来已有用自动记录显示和数据处理的微机代替旧有测力装置的新仪器问世。十字板剪切试验的工作原理是将十字板头插入土中待测的土层标高处,然后在地面上对轴杆施加扭转力矩,带动十字板旋转。十字板头的四翼矩形片旋转时与土体间形成圆柱体表面形状的剪切面(图 5.16)。通过测力设备测出最大扭矩力矩 M ,据此可推算出土的抗剪强度。

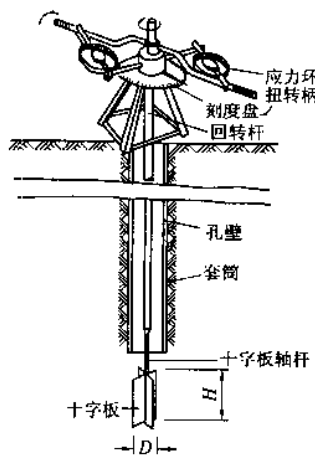


图 5.15 十字板剪力仪

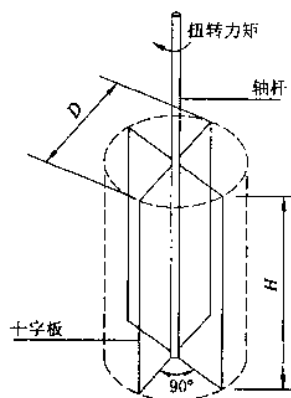


图 5.16 十字板剪切原理

土体剪切破坏时,其抗扭力矩由圆柱体侧面和上、下表面土的抗剪强度产生的抗扭力矩两部分构成:

(1)圆柱体侧面上的抗扭力矩 M_1

$$M_1 = \left(\pi D H \cdot \frac{D}{2} \right) \tau_t \quad (5.16)$$

式中 D ——十字板的宽度,即圆柱体的直径(m);

H ——十字板的高度(m);

τ_t ——土的抗剪强度(kPa)。

(2)圆柱体上、下表面上的抗扭力矩 M_2

$$M_2 = \left(2 \times \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{D}{3} \right) \tau_t \quad (5.17)$$

式中 $D/3$ ——力臂值(m),由剪力合力作用在距圆心三分之二的圆半径处所得。

应该指出,实用上为简化起见,式(5.16)和式(5.17)的推导中假设了土的强度为各向相同,即剪切破坏时圆柱体侧面和上、下表面土的抗剪强度相等。

由土体剪切破坏时所量测的最大扭矩,应与圆柱体侧面和上、下表面产生的抗扭力矩相等,可得

$$M = M_1 + M_2 = \left(\frac{\pi H D^2}{2} + \frac{\pi D^3}{6} \right) \tau_t \quad (5.18)$$

于是,由十字板原位测定的土的抗剪强度 τ_t 为

$$\tau_t = \frac{2M}{\pi D^2 \left(H + \frac{D}{3} \right)} \quad (5.19)$$

对饱和软粘土来说,与室内无侧限抗压强度试验一样,十字板剪切试验所得成果即为不排水抗剪强度 c_u 。且主要反映土体垂直面上的强度。由于天然土层的抗剪强度是非等向的,水平面上的固结压力往往大于侧向固结压力,因而水平面上的抗剪强度略大于垂直面上的抗剪强度,十字板剪切试验结果理论上应与无侧限抗压强度试验相当(甚至略小)。但事实上十字板剪切试验结果往往比无侧限抗压强度值偏高,这可能与土样扰动较少有关。除土的各向异性外,土的成层性,十字板的尺寸、形状、高径比、旋转速率等因素对十字板剪切试验结果均有影响。此外,十字板剪切面上的应力条件十分复杂,如有人曾利用衍射成像技术,发现十字板周围土体存在因受剪影响使颗粒重新定向排列的区域,表明十字板剪切不是简单沿着一个面产生,而是存在着一个具有一定厚度的剪切区域。因此,十字板剪切的 c_u 值与原状土室内的不排水剪切试验结果有一定的差别。

5.3 孔隙压力系数

5.3.1 孔隙压力系数 A 和 B

由前述可知,用有效应力法对饱和土体进行强度计算和稳定分析时,需估计外荷载作用下土体中产生的孔隙水压力。因三轴剪力仪能提供孔隙水压力量测装置,故可以用来研究土在三向应力条件下孔隙水压力与应力状态的关系。斯肯普顿(Skempton)1954年根据三轴压缩试验的结果,首先提出孔隙压力系数的概念,并用以表示土中孔隙压力(饱和土体的孔隙压力即为孔隙水压力)的大小。

设图 5.17 中试样在各向均等的初始应力 σ_0 作用下已固结完毕,初始孔隙压力 $u_0=0$,以模拟试样的原始应力状态。若试样此时受到各向均等的周围压力 $\Delta\sigma_3$ 作用,孔隙压力的增量为 Δu_1 ,则试样体积要有变化。前已指出,在工程常遇的压力作用下,土中固体土颗粒和水本身体积可视为不能压缩,故试样体积变化主要是孔隙空间的压缩所致。于是由孔隙压力的增量 Δu_1 所引起的孔隙体积变化 ΔV_v ,它们之间的关系为

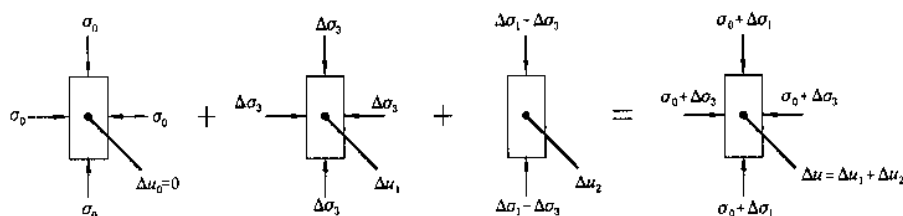


图 5.17 孔隙压力的变化

$$\frac{\Delta V_v}{V_v} = \frac{\Delta V_v}{nV} = C_v \Delta u_1 \quad (5.20)$$

式中 V_v ——试样中孔隙体积(m^3);

V ——试样体积(m^3);

n ——土的孔隙率;

C_v ——孔隙的体积压缩系数(kPa^{-1}),为单位应力增量引起的孔隙体积应变。

同时,有效应力增量 $\Delta\sigma_3 - \Delta u_1$ 将引起土体骨架的压缩,故试样的体积应变为

$$\frac{\Delta V_v}{V} = C_s (\Delta\sigma_3 - \Delta u_1) \quad (5.21)$$

式中 C_s ——土骨架的体积压缩系数(kPa^{-1}),为单位应力增量引起的土骨架体积应变。

设试样处于不排水排气状态,则体积变化主要由土体孔隙中气相的压缩产生。土骨架的压缩量必与土的孔隙体积变化相等,即 $\Delta V = \Delta V_v$,由式(5.20)和式(5.21)可得

$$nC_v \Delta u_1 = C_s (\Delta\sigma_3 - \Delta u_1) \quad (5.22)$$

整理后可得

$$\Delta u_1 = \frac{1}{1+n\frac{C_v}{C_s}} \cdot \Delta \sigma_3 = B \Delta \sigma_3 \quad (5.23)$$

式中 $B = \frac{1}{1+n\frac{C_v}{C_s}}$ ——各向均等的周围压力作用下的孔隙压力系数。

对于饱和试样来说,孔隙完全被水充满, C_v 即为水的体积压缩系数。由于水几乎是不可压缩的, C_v 比之 C_s 几乎为零,所施加的 $\Delta \sigma_3$ 完全由孔隙水承担,土骨架不受外力作用,因而 B 可取为1.0;对于非饱和试样,由于土中气体的压缩量较大,土骨架可承受部分外力的作用,故 $B < 1.0$ 。

由试验表明, B 值随土的饱和度 S_r 而变化,其值介于0~1之间,如图5.18所示,土的 S_r 愈小, B 值也愈小。干土的孔隙全由气体充满,不产生孔隙水压力,所施加的 $\Delta \sigma_3$ 完全由土骨架承担,故 $B=0$ 。

如果在试样上仅施加轴向偏应力增量 $\Delta \sigma = \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$,则相应地会产生一孔隙压力增量 Δu_2 ,此时,试样的轴向有效应力增量为 $\Delta \sigma' = \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3 - \Delta u_2$,而侧向有效应力增量为 $-\Delta u_2$ 。与前同理,孔隙压力的增量 Δu_2 与孔隙体积变化 ΔV_v 之间的关系为

$$\frac{\Delta V_v}{V_v} = \frac{\Delta V_v}{nV} = C_v \Delta u_2 \quad (5.24)$$

设土骨架为理想的弹性材料,则土骨架的体积变化仅与有效平均正应力增量 $\Delta \sigma_m'$ 有关,而土体受到的有效平均正应力增量 $\Delta \sigma_m'$ 为

$$\Delta \sigma_m' = \Delta \sigma_m - \Delta u_2 = \frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) - \Delta u_2 \quad (5.25)$$

故试样的体积应变为

$$\frac{\Delta V}{V} = C_s \left[\frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) - \Delta u_2 \right] \quad (5.26)$$

同理,设试样处于不排水排气状态,则 $\Delta V = \Delta V_v$,由式(5.24)和式(5.26)可得

$$nC_v \Delta u_2 = C_s \left[\frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) - \Delta u_2 \right] \quad (5.27)$$

整理后可得

$$\Delta u_2 = \frac{1}{1+n\frac{C_v}{C_s}} \cdot \frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) = \frac{B}{3}(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (5.28)$$

若试样同时受到上述各向均等压力增量 $\Delta \sigma_3$ 和轴向偏应力增量 $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$ 作用时,则由此产生的孔隙压力增量 Δu 为

$$\Delta u = \Delta u_1 + \Delta u_2 = B \left[\Delta \sigma_3 + \frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right] \quad (5.29)$$

然而实际上土并非理想的弹性材料,其体积变化不仅取决于平均正应力增量 $\Delta \sigma_m$,还与偏应力增量有关。因此,式中的系数 $1/3$ 就不再适用,而应代之以另一孔隙压力系数 A 。于是式(5.29)可改写为

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] = B\Delta \sigma_3 + AB(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (5.30)$$

式中, A 为偏应力增量作用下的孔隙压力系数。三轴压缩试验实测结果表明, A 值随偏应力增量 $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$ 的变化而呈非线性变化。

对饱和试样,由于 $B=1.0$,于是式(5.30)可改写为

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (5.31)$$

因而,若能得知土体中任一点的大、小主应力的变化和孔隙压力系数 A 、 B ,就可以根据式(5.30)估算相应的孔隙压力。在不同固结和排水条件的三轴压缩试验中(详见5.4.1),如UU试验,其孔隙压力增量即为式(5.31)。而在CU试验中,因试样在 $\Delta \sigma_3$ 作用下固结稳定, $\Delta u_1=0$,故孔隙压力增量 $\Delta u = \Delta u_2 = A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$ 。在CD试验中,因不产生孔隙压力,故 $\Delta u=0$ 。应指出的是,由于无粘性土(如砂土)的渗透系数较大,在

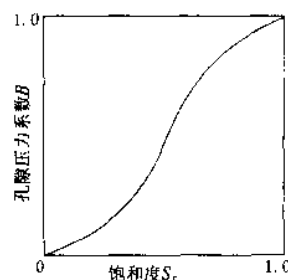


图 5.18 孔隙压力系数 B 与饱和度 S_r 的试验关系曲线

荷载作用下孔隙水容易排出,无粘性土的孔隙压力消散极快,故孔隙压力系数 A 和 B 主要针对粘性土的强度研究具有意义。

5.3.2 亨开尔孔隙压力系数

上述利用三轴试验确定的孔隙压力系数 A 和 B ,未考虑中主应力增量 $\Delta\sigma_2$ 的影响。亨开尔(Henkel)1960年将孔隙压力增量 Δu 表示为八面体应力增量的函数,使上述孔隙压力表达式更具有普遍意义。对比式(5.30),亨开尔公式可写为

$$\Delta u = \beta \Delta \sigma_{oct} + \alpha \Delta \tau_{oct} \quad (5.32)$$

式中 $\Delta \sigma_{oct}$ ——八面体正应力增量(kPa), $\Delta \sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)$;

$\Delta \tau_{oct}$ ——八面体剪应力增量(kPa);

$$\Delta \tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2}$$

α, β ——亨开尔孔隙压力系数。饱和土的 $\beta=1.0$ 。

孔隙压力系数 α 与 A 之间互为联系。如在饱和土的三轴压缩试验中,将 $\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3$ 条件代入式(5.32)得:

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + \frac{1}{3}(1 + \sqrt{2}\alpha)(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (5.33)$$

比较式(5.31)和式(5.33)可知,

$$A = \frac{1}{3}(1 + \sqrt{2}\alpha) \quad (5.34)$$

因而,由式(5.34)可得

$$\alpha = \frac{\sqrt{2}}{2}(3A - 1) \quad (5.34)$$

如果在饱和土的三轴压缩试验中进行孔隙压力的测定,求得孔隙压力系数 A 后,即可按式(5.34)求得 α 值。

5.4 土的抗剪强度指标

在土力学有关稳定性的计算分析工作中,抗剪强度指标是其中最重要的计算参数。能否正确选择土的抗剪强度指标,同样是关系到工程设计质量和成败的关键所在。土的抗剪强度指标千变万化,因此,只有对抗剪强度指标的性质和变化规律有一个清晰的概念,并对各种指标数值的范围有一个大致的了解,才能对实际问题作出正确的判断和选择。

在实际工程中,若能直接测定土体在剪切过程中的 σ 和 u 的变化(或用固结理论推估出来),便可利用有效应力法定量地评价土的实际抗剪强度及其随土体固结的不断变化,采用有效应力强度指标去研究土体的稳定性,故应用有效应力法的关键在于求得孔隙水压力的分布。然而,往往受室内和现场试验设备条件所限,不可能对所有工程都采用有效应力法,况且在实践中许多情况下也难以取得孔隙水压力分布的实用解答,因而限制了有效应力法的广泛应用。因此,工程实践中较多的还是采用土的总应力强度指标,试验方法上尽可能地近似模拟现场土体在受剪时的固结和排水条件,而不必测定土在剪切过程中 u 的变化。

5.4.1 粘性土在不同固结和排水条件下的抗剪强度指标

目前,针对工程中可能出现的固结和排水实际情况,通常采用的做法是统一规定三种不同的标准试验方法,控制试样不同的固结和排水条件。须指出的是,只有三轴压缩试验才能严格控制试样固结和剪切过程中的排水条件,而直剪试验因限于仪器条件则只能近似模拟工程中可能出现的固结和排水情况。下面仅就上述两类剪切试验,对三种标准试验方法分别介绍。

(1)固结不排水剪(又称固结快剪,以符号 CU 表示)

用三轴压缩仪进行固结快剪试验时,打开排水阀,让试样在施加围压 σ_3 时排水固结,试样的含水量将发生变化。待固结稳定后(至 $u_1=0$)关闭排水阀,在不排水条件下施加轴向附加压力 $\Delta\sigma$ 后,产生附加孔隙水压力 u_2 。剪切过程中,试样的含水量保持不变。至剪破时,试样的孔隙水压力 $u_1=u_2$,破坏时的孔隙水压力完全由试样受剪引起。

用直剪仪进行固结快剪试验时,在施加垂直压力后,应使试样充分排水固结,再以较快的速度将试样剪破。尽量使试样在剪切过程中不再排水。

(2)不固结不排水剪(又称快剪,以符号 UU 表示)

用三轴压缩仪进行快剪试验时,无论施加围压 σ_3 还是轴向压力 σ_1 ,直至剪切破坏均关闭排水阀。整个试验过程自始至终试样不能固结排水,故试样的含水量保持不变。试样在受剪前,周围压力 σ_3 会在土内引起初始孔隙水压力 u_1 ,施加轴向附加压力 $\Delta\sigma$ 后,便会产生一个附加孔隙水压力 u_2 。至剪破时,试样的孔隙水压力 $u_1=u_1+u_2$ 。

用直剪仪进行快剪试验时,试样上下两面可放不透水薄片。在施加垂直压力后,立即施加水平剪力,为使试样尽可能接近不排水条件,以较快的速度(如 3~5min)将试样剪破。

(3)固结排水剪(又称慢剪,以符号 CD 表示)

用三轴压缩仪进行慢剪试验时,整个试验过程中始终打开排水阀,不但要使试样在周围压力 σ_3 作用下充分排水固结(至 $u_1=0$),而且在剪切过程中也要让试样充分排水固结(不产生 u_2),因而,剪切速率应尽可能缓慢,直至试样剪破。

用直剪仪进行慢剪试验时,同样是让剪切速率应尽可能地缓慢,使试样在施加垂直压力充分排水固结,并在剪切过程中充分排水。

以上三种三轴试验方法中,试样在固结和剪切过程中的孔隙水压力变化、剪破时的应力条件和所得到的强度指标如表 5.1 所示。

三种试验方法中的应力条件、孔隙水压力变化和强度指标

表 5.1

试验方法	孔隙水压力 u 的变化		剪破时的应力条件		强度指标
	剪 前	剪切过程中	总 应 力	有效应力	
CU 试验	$u_1=0$	$u=u_2 \neq 0$ (不断变化)	$\sigma_{1f}=\sigma_3+\Delta\sigma$ $\sigma_{3f}=\sigma_3$	$\sigma'_{1f}=\sigma_3+\Delta\sigma-u_1$ $\sigma'_{3f}=\sigma_3-u_1$	c_{cu}, φ_{cu}
UU 试验	$u_1>0$	$u=u_1+u_2 \neq 0$ (不断变化)	$\sigma_{1f}=\sigma_3+\Delta\sigma$ $\sigma_{3f}=\sigma_3$	$\sigma'_{1f}=\sigma_3+\Delta\sigma-u_1$ $\sigma'_{3f}=\sigma_3-u_1$	c_u, φ_u
CD 试验	$u_1=0$	$u=u_2=0$ (任意时刻)	$\sigma_{1f}=\sigma_3+\Delta\sigma$ $\sigma_{3f}=\sigma_3$	$\sigma'_{1f}=\sigma_3+\Delta\sigma$ $\sigma'_{3f}=\sigma_3$	c_d, φ_d

5.4.1.1 固结不排水剪强度指标

土在剪切过程中的性状和抗剪强度在一定程度上受到应力历史的影响。天然土层中的土体或多或少受到一定的上覆土压力作用而固结到某种程度。以三轴压缩试验为例,试验中常用各向等压的周围压力 σ_c 来代替和模拟历史上曾对试样所施加的先期固结压力。因此,凡试样所受到的周围压力 $\sigma_3 < \sigma_c$, 试样就处于超固结状态;反之,当 $\sigma_3 \geq \sigma_c$, 则试样就处于正常固结状态。两种不同固结状态的试样,在剪切试验中的孔隙水压力和体积变化规律完全不同,其抗剪强度特性亦各不一样。

为简单起见,针对饱和粘性土这一典型情况,研究土的强度规律时,仅考虑土在剪切过程中的孔隙水压力和体积的变化。

饱和粘性土的 CU 试验中,在不排水剪切条件下,试样体积始终保持不变。若控制 σ_3 不变($\Delta\sigma_3=0$)而不断增加 σ_1 直至试样剪破,其孔隙压力系数 B 始终为 1.0,而系数 A 则随着 $\Delta\sigma_1$ 的增加呈非线性变化。将 $\Delta\sigma_3=0$ 代入式(5.31),可得

$$A = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = \frac{\Delta u}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (5.35)$$

试样剪破时,对式(5.35)中各物理量添加下脚标 f 表示,可得

$$A_f = \frac{\Delta u_f}{\Delta \sigma_{1f}} = \frac{\Delta u_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (5.36)$$

从图 5.19 中看出,正常固结土的孔隙水压力 Δu 随 $\Delta \sigma_1$ 稳步上升,始终产生正的孔隙水压力, A 值始终大于零,且在试样剪破时 A_f 为最大。而超固结土在开始剪切时只出现微小的孔隙水压力正值(A 为正值),随之孔隙水压力下降,并在一定的 $\Delta \sigma_1$ 作用下就趋于负值(A 亦为负值),至试样剪破时 A_f 负值最大。

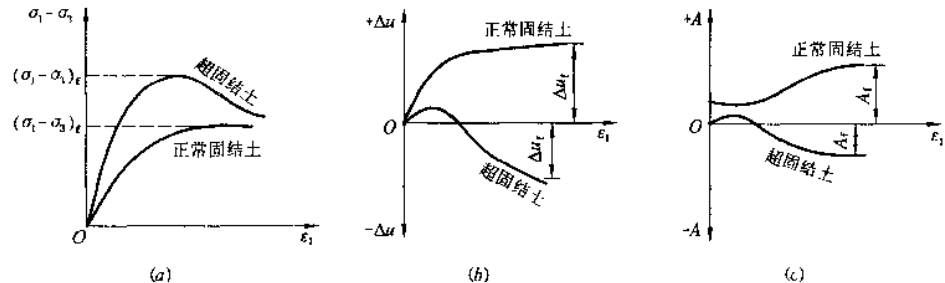


图 5.19 固结不排水剪试验的应力-应变关系、孔隙水压力和系数 A 的变化
(a)应力-应变关系;(b)应变-孔压关系;(c)应变-孔压系数 A 的关系

表 5.2 为某些饱和粘性土类($B=1$)在破坏状态下的 A_f 值。从中可看出, A_f 值随其固结程度而变。超固结土的超固结比 $OCR(=\sigma_c/\sigma_3)$ 愈大, A_f 值愈低。对强超固结土而言, A_f 值出现负值。土的剪胀作用愈强, A_f 的负值愈大。因此,根据 A_f 值的变化,可以评价土的固结状态。如果 $A_f > 1.0$, 原因或是由于在围压作用下土体未完全排水固结,以致残留有固结孔隙水压力;或是由于土体结构破坏后,原来存在于结构单元内微孔隙中的孔隙压力释放出来。

饱和粘性土破坏时的 A_f 值 表 5.2

土 类	A_f
高灵敏度粘土	0.75~1.5
正常固结粘土	0.5~1.0
弱超固结粘土	0.25~0.5
一般超固结粘土	0~0.25
强超固结粘土	-0.5~0

孔隙压力系数 A 对研究土的三维固结与沉降同样具有重要的意义。但须指出,在研究土体强度理论中所用破坏时的孔隙压力系数 A_f , 在数值上不同于研究土变形课题中的系数 A , 因为随着 $\Delta \sigma_1$ 的增大, Δu 值并不呈线性增长。

如果将某一组饱和粘土试样先在不同的周围压力 σ_3 下排水固结,然后再施加轴向偏应力作不排水剪切,可获得 CU 试验的抗剪强度包线。

图 5.20 中 BC 线为正常固结土的试验结果。若试样是从未固结过的土样(如泥浆状土),则不排水强度显然为零,直线 BC 的延长段将通过原点。实际上,从天然土层取出的试样,总具有一定的先期固结压力(反映在图 5.20 中 B 点对应的横坐标 σ_c 处)。因此,若室内剪前固结围压 $\sigma_3 < \sigma_c$, 则属超固结土的不排水剪切,其强度要比正常固结土的强度大,强度包线为一条略平缓的曲线(图 5.20 中 AB 线)。由此可见,饱和粘土试样的 CU 试验所得到的是一条曲折状的抗剪强度包线(图 5.20 中 ABC 线),前段为超固结状态,后段为正常固结状态。实用上一般不作如此复杂的分析,只要按 5.2.2 中介绍的作多个极限应力圆的公切直线(图 5.20 中 AD 线),即可获得固结不排水剪的总应力强度包线和强度指标 c_{cu} 和 φ_{cu} 。

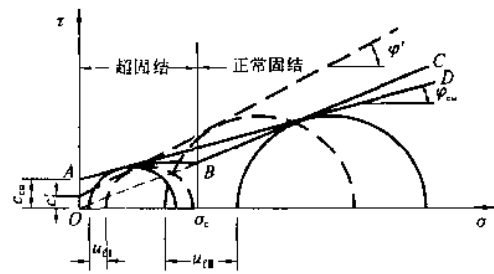
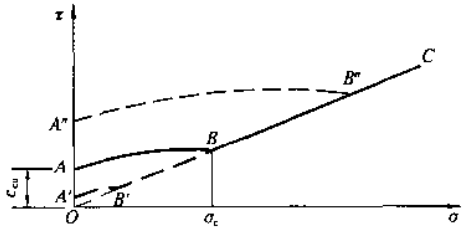


图 5.20 饱和粘性土的固结不排水试验结果



5.21 固结不排水试验结果

应指出的是, CU 试验的总应力强度指标随试验方法具有一定的离散性。由图 5.21 可看出,如果试样的先期固结压力较高,以致试验中所施的周围压力 σ_3 都小于 σ_c , 那么试验所得的极限应力圆切点都落在超固

线段(图 5.21 中 $A''B''$ 线),由它推算的 c_{cu} 就较大,而 φ_{cu} 则并不一定大;反之,若试样原来所受的先期固结压力较低,各试样试验时所施的 σ_3 大都超过 σ_c ,则试验所得圆切点都落在正常固结段上。于是由此推算的 c_{cu} 就会很小(图 5.21 中 $A'B'$ 线),甚至接近于零,土呈现正常固结性质,而得到的 φ_{cu} 则较大。因此,往往需对原状试样进行室内固结试验,求得其先期固结压力,选择适当的周围压力 σ_3 后,再进行 CU 试验。

从三轴 CU 试验结果推求 c' 和 φ' 的方法可利用图 5.20 加以说明。根据表 5.1 中试样剪破时的应力关系,将 CU 试验所得的总应力条件下的极限应力圆(图中的各个实线圆),向左移动一个相应的 u_f 值的距离,而圆的直径保持不变,就可获得有效应力条件下的极限应力圆(图中的各个虚线圆)。按各虚线圆求其公切线,即为该土的有效应力强度包线,据之可确定 c' 和 φ' 。

如前所述,正常固结土在不排水剪切试验中产生正的孔隙水压力,其有效应力圆在总应力圆的左边;而超固结土在不排水剪切试验中产生负的孔隙水压力,故有效应力圆在总应力圆的右边。CU 试验的有效应力强度指标与总应力强度指标相比,通常 $c' < c_{cu}$, $\varphi' > \varphi_{cu}$ 。

5.4.1.2 不固结不排水剪强度指标

不固结不排水剪切试验中的“不固结”是指在三轴压力室内不再固结,而试样仍保持着原有的现场有效固结压力不变。图 5.22 中三个实线圆 I、II、III,分别表示三个试样在不同的 σ_3 作用下 UU 试验的极限总应力圆,虚线圆则表示极限有效应力圆。其中,圆 I 的 $\sigma_3=0$,相当于无侧限抗压试验。试验结果表明,在含水量恒定条件下的 UU 试验,无论在多大的 σ_3 作用下,试样破坏时所得的极限偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 恒为常数。图 5.22 中三个总应力圆直径相同,故抗剪强度包线为一条水平线。即

$$\left. \begin{aligned} \tau_f &= c_u = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \\ \varphi_u &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (5.37)$$

式中 c_u ——土的不排水抗剪强度(kPa);

φ_u ——土的不排水内摩擦角($^\circ$)。

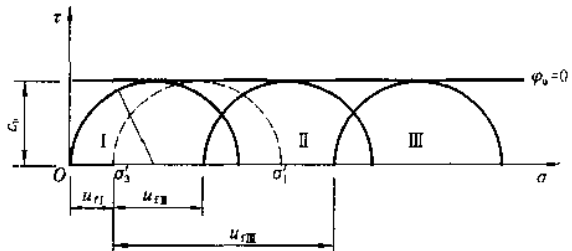


图 5.22 饱和粘土土的不固结不排水试验结果

试验中若分别量测试样破坏时的孔隙水压力 u_f ,并按有效应力整理,三个试样只能得到同一个有效应力圆。由于试样总具有一定的现场固结压力,因此,对圆 I ($\sigma_3=0$)来说,是在超固结状态下的剪切破坏,如前所述,会产生负的孔隙水压力,有效应力圆在总应力圆的右边。上述试验现象可归结为,在不排水条件下,试样在试验过程中的含水量和体积均保持不变,改变 σ_3 数值只能引起孔隙水压力同等数值变化,试样受剪前的有效固结应力却不发生改变,因而抗剪强度也就始终不变。无论是超固结土还是正常固结土,其 UU 试验的抗剪强度包线均是一条水平线,即 $\varphi_u=0$ 。

从以上分析可知, c_u 值反映的正是试样原始有效固结压力作用所产生的强度。天然土层的有效固结压力是随埋藏深度增加的,所以 c_u 值也随所处的深度增加。均质的正常固结天然粘土层的 c_u 与其有效固结压力之比值基本保持常数,故 c_u 值大致随有效固结压力呈线性增加。超固结土因其先期固结压力大于现场有效固结压力,它的 c_u 值比正常固结土大。

5.4.1.3 固结排水剪强度指标

饱和粘性土的三轴压缩试验中,在排水剪切条件下,孔隙水压力始终为零,试样体积随 $\Delta\sigma_1$ 的增加而不断变化(图 5.23)。正常固结粘土的体积在剪切过程中不断减小(称为剪缩),而超固结粘土的体积在剪切过程中则是先减小,继而转向不断增加(称为剪胀)。如同前述,土体在不排水剪中孔隙水压力值的变化趋势,也可根据其排水剪中的体积变化规律得到验证。如正常固结土在排水剪中有剪缩趋势,因而当它进行不排水剪时,由于孔隙水排不出来,剪缩趋势就转化为试样中的孔隙水压力不断增长;反之,超固结土在排水剪中不但不排出水分,反而因剪胀而有吸水的趋势,但它在排水剪过程中却无法吸水,于是就产生负的孔隙水压力。

饱和粘土试样的 CD 试验结果与 CU 试验类似(图 5.24)。但由于试样在固结和剪切的全过程中始终不产生孔隙水压力,其总应力指标应该等于有效应力强度指标,即 $c' = c_d$, $\varphi' = \varphi_d$ 。

如果将某种饱和软粘土的二组试样先在同一 $\sigma_3 = \sigma_c$ (先期固结压力)下排水固结,然后对一组中的若干

试样施加新的围压 $\sigma_3 (> \sigma_c)$, 使各试样分别进行 UU、CU 和 CD 试验, 并将试验结果综合表示在一张 σ - τ 坐标图上(图 5.25), 则可看出三种试验结果之间的关系。很显然, 正常固结土的 $\varphi_0 > \varphi_{cu} > \varphi_c$, 且 $\varphi_0 = 0$ 。

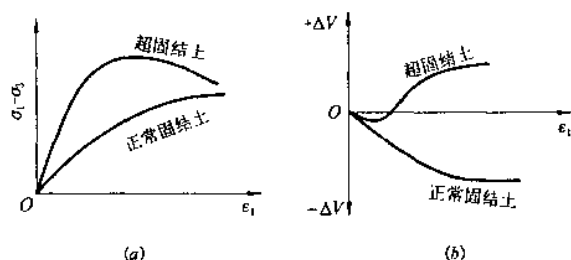


图 5.23 CU 试验的应力-应变关系和体积变化
(a) 应力-应变关系; (b) 体变-应变关系

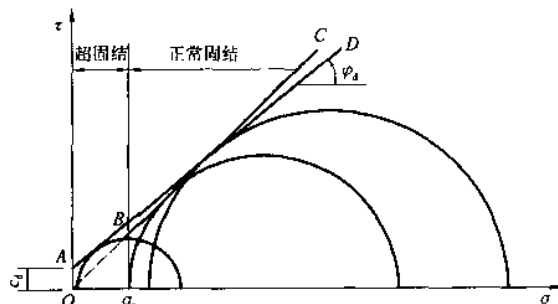


图 5.24 饱和粘性土的固结排水剪试验结果

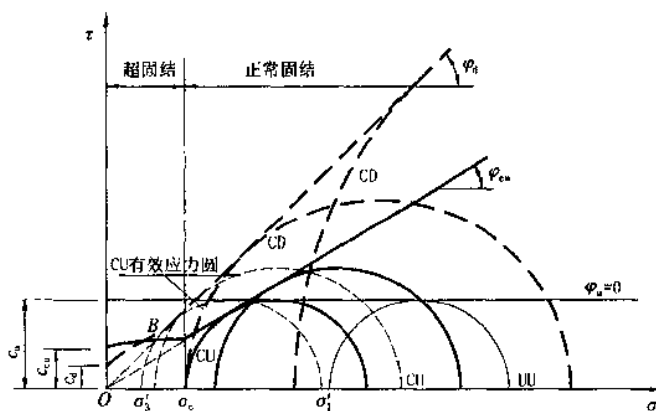


图 5.25 饱和粘性土的固结排水剪试验结果

中 UU、CU 和 CD 试验中的各强度包线在超固结状态所处位置比较而知, 其情形与右边的正常固结状态正好相反。

上述试验还可证明, 同一种粘性土在 UU、CU 和 CD 试验中的总应力强度包线和强度指标各不相同, 但都可得到近乎同一条有效应力强度包线。因而, 不同试验方法下的有效应力强度存在着唯一性关系的特征。

直剪试验在上述三种方法中因受仪器条件限制, 不能测定试样中孔隙水压力的变化, 一般只能用总应力强度指标来表示其试验结果。

【例题 5.1】 一饱和粘土试样在三轴压缩仪中进行固结不排水剪试验, 施加的周围压力 $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$, 试样破坏时的轴向偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_t = 280 \text{ kPa}$, 测得孔隙水压力 $u_t = 180 \text{ kPa}$, 有效应力强度指标 $c' = 80 \text{ kPa}$, $\varphi' = 24^\circ$, 试求破裂面上的法向应力和剪应力, 以及该面与水平面的夹角 α_t 。若该试样在同样周围压力下进行固结排水剪试验, 问破坏时的大主应力值 σ_{1f} 是多少?

【解】 据试验结果 $\sigma_1 = 280 + 200 = 480 \text{ kPa}$, $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$

$$\text{由式 (5.12)} \quad \alpha_t = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} = 45^\circ + \frac{24^\circ}{2} = 57^\circ$$

由式 (5.4) 计算破裂面上的法向应力 σ 和剪应力 τ

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha_t \\ &= \frac{1}{2}(480 + 200) + \frac{1}{2}(480 - 200)\cos 114^\circ = 283 \text{ kPa} \\ \tau &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha_t \\ &= \frac{1}{2}(480 - 200)\sin 114^\circ \end{aligned}$$

$$= 127 \text{ kPa}$$

排水剪的孔隙水压力恒为零,故试样破坏时, $\sigma_3' = \sigma_3 = 200 \text{ kPa}$ 。

由式(5.3)和式(5.4)计算破裂面上的抗剪强度和剪应力

$$\begin{aligned}\tau_t &= c' + \sigma' \tan \varphi' = c' + \left(\frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} + \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cos 2\alpha_t \right) \tan \varphi' \\ &= 80 + \left(\frac{\sigma_1' + 200}{2} + \frac{\sigma_1' - 200}{2} \cos 114^\circ \right) \tan 24^\circ \\ &= 0.132\sigma_1' + 142.3 \\ \tau &= \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') \sin 2\alpha_t \\ &= \frac{1}{2}(\sigma_1' - 200) \sin 114^\circ \\ &= 0.457\sigma_1' - 91.4\end{aligned}$$

由破裂面上的剪应力等于抗剪强度

$$0.457\sigma_1' - 91.4 = 0.132\sigma_1' + 142.3$$

解之求 σ_1' , 得

$$\sigma_1' = 719.1 \text{ kPa}$$

此值亦可用莫尔圆作图法求得,用 $\sigma_3' = 200 \text{ kPa}$ 和切于 $c' = 80 \text{ kPa}$, $\varphi' = 24^\circ$ 的强度包线的条件,绘一莫尔圆即可量得 $\sigma_1' = 719.1 \text{ kPa}$ 。

【例题 5.2】 某无粘性土饱和试样进行排水剪试验,测得抗剪强度指标为 $c_d = 0$, $\varphi_d = 31^\circ$, 如果对同一试样进行固结不排水剪试验,施加的周围压力 $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$, 试样破坏时的轴向偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_t = 180 \text{ kPa}$ 。试求试样的不排水剪强度指标 φ_u 和破坏时的孔隙水压力 u_t 和系数 A_t 。

【解】 据试验结果

$$\sigma_{1t} = 180 + 200 = 380 \text{ kPa}, \sigma_{3t} = 200 \text{ kPa}$$

排水剪的孔隙水压力恒为零,得

$$c' = c_d = 0, \varphi' = \varphi_d = 31^\circ. \text{ 而无粘性土的 } c_{cu} = 0.$$

$$\text{由式(5.10)} \quad \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_u}{2} \right) = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{380}{200} = 1.9$$

解之求 φ_u , 得

$$\varphi_u = 18^\circ$$

$$\text{同理,由式(5.10)} \quad \frac{\sigma_1'}{\sigma_3'} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{31^\circ}{2} \right) = 3.124$$

得

$$\sigma_1' = 3.124\sigma_3'$$

根据

$$(\sigma_1' - \sigma_3')_t = (\sigma_1 - \sigma_3)_t = 180 \text{ kPa}$$

联立求解以上二式,可得有效大、小主应力 $\sigma_{1t}' = 264.8 \text{ kPa}$, $\sigma_{3t}' = 84.8 \text{ kPa}$

故破坏时的孔隙水压力

$$u_t = \sigma_{3t} - \sigma_{3t}' = 200 - 84.8 = 115.2 \text{ kPa}$$

由式(5.36),破坏时的孔隙水压力系数

$$A_t = \frac{u_t}{(\sigma_1 - \sigma_3)_t} = \frac{115.2}{180} = 0.64$$

此题亦可用作图法解得。如图 5.26 所示,用 $\sigma_{1t} = 380 \text{ kPa}$ 和 $\sigma_{3t} = 200 \text{ kPa}$ 作莫尔极限应力圆。作过原点强度包线切于该圆,量得强度包线与水平夹角,即可得 $\varphi_u = 18^\circ$ 。据 $c' = 0$, $\varphi' = 31^\circ$ 作过原点有效应力强度包线,向左平移总极限应力圆与有效应力强度包线相切,即可从图中量得破坏时的孔隙水压力 $u_t = 115.2 \text{ kPa}$, 并由此算得系数 $A_t = 0.64$ 。

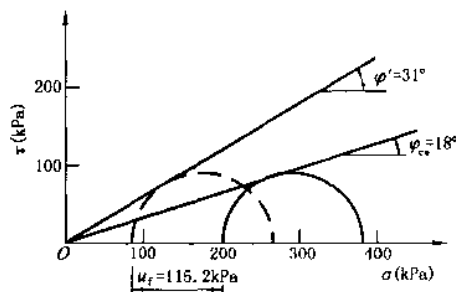


图 5.26 例题 5.2 图解法

5.4.2 粘性土的残余强度指标

如 5.2.1 所述,坚硬的超压密粘土的 $\tau-\Delta l$ 曲线可出现剪

应力的峰值 τ_p , 即为土的峰值抗剪强度。峰后强度随剪切位移增大而降低, 称应变软化特征。当剪切位移较大时, 其强度最终也逐渐降低至某一稳定值, 这种终值强度称为残余强度 τ_r (图 5.27)。残余强度的主要测定方法为, 在直剪仪中进行反复剪切试验, 以达到大应变的效果。

试验证明, 粘性土的残余强度同峰值强度一样也符合库仑公式, 即

$$\tau_r = c_r + \sigma \tan \varphi_r \quad (5.38)$$

式中 τ_r ——土的残余抗剪强度 (kPa);

σ ——作用在剪切面上的法向应力 (kPa);

c_r ——土的残余粘聚力 (kPa);

φ_r ——土的残余内摩擦角 ($^\circ$)。

如图 5.28 所示, 残余强度包线在纵坐标上的截距 $c_r \approx 0$, 残余内摩擦角 φ_r 略小于其峰值内摩擦角 φ 。残余强度的降低主要表现为粘聚力的下降。

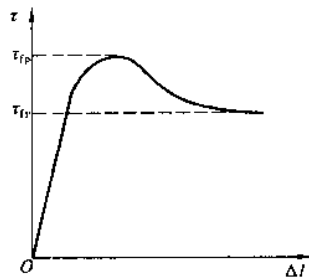


图 5.27 应变软化型剪应力-剪应变曲线

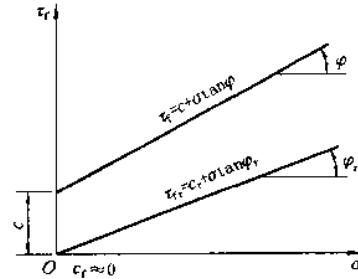


图 5.28 粘性土的峰值强度与残余强度包线

一些试验资料表明, 从同一种土的重塑试样求得的残余强度与原状土样的残余强度基本相同, 说明残余强度与土的结构关系不大, 而主要取决于土的矿物成分和有效法向应力的影响。一般情况下, 以石英、长石含量为主的土类, 其残余内摩擦角略大于 30° ; 以云母类矿物 (如伊利石) 含量为主的土类, 其残余内摩擦角约为 $15^\circ \sim 26^\circ$ 之间; 而以蒙脱石矿物含量为主的土类, 其残余内摩擦角小于 10° 。粘性土的残余强度现象可解释为, 沿剪切面两侧非定向性排列的薄层微粒结构, 随着剪应变的增加而逐渐转化为沿剪切方向定向性排列, 因而, 土的抗剪强度随之降低。

残余强度对研究天然粘性土土坡的长期稳定性问题, 具有十分重要的实践意义。由于土坡沿滑动面剪应变的发展不是各处均衡, 往往在该面上某些点发生较大的剪应变, 而在其它地方剪应变发挥得还较小, 造成沿滑动面上的剪应力分布亦不均匀, 使得滑动面上各部分的抗剪强度不能同时达到峰值。若土体具有明显的残余强度特性, 则在较大剪应变处土首先抵达峰值强度, 即破坏在这些点出现, 但随着剪应变加大, 这些点的强度又降至残余强度, 从而带动滑动面其它各点也相继达到峰值强度后又降低至残余强度。可以推断, 这种连锁反应造成土坡的破坏过程将是从小一点开始, 并逐渐蔓延到全面, 形成所谓“渐近性破坏”现象。

5.4.3 无粘性土的抗剪强度指标

粒状的无粘性土的内摩擦角等于滑动摩擦和由土粒间相互咬合所提供的附加阻力。图 5.29 表示剪切时

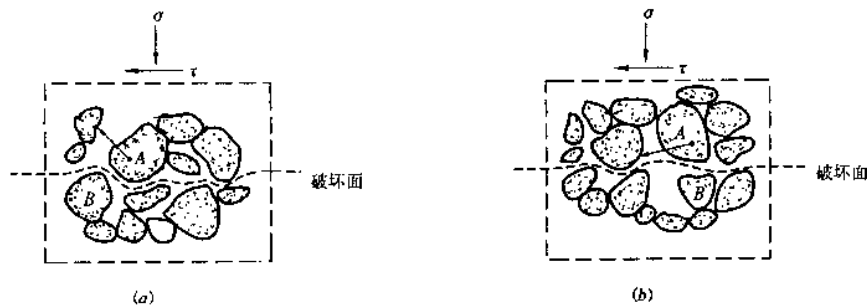


图 5.29 粒状土剪切时颗粒的位移

(a) 紧密结构; (b) 松散结构

颗粒移动的理想化图像。当具有紧密结构的无粘性土沿破坏面滑动时,土粒 A 必须越过相邻的土粒 B ,因而土体将发生膨胀,并消耗部分剪切力的功能来抵抗法向应力 σ 的作用[图 5.29(a)]。若是很松的粒状土,土粒 A 滑过相邻土粒 B 时,便会落入孔隙之中,且会由法向应力 σ 而释放出功能来[图 5.29(b)]。

图 5.30 表示具有不同初始孔隙比的极松砂和紧密封砂的排水直剪试验结果。密砂在受剪时体积膨胀,孔隙比变大。如前所述,剪胀作用将产生剪应力增加[图 5.30(a)中阴影部分],其剪切过程中的应力-应变关系类似于超固结土的现象,即有明显的峰值强度和变形较大时的终值强度(应变软化型)。松砂的应力-应变关系类似于正常固结土,其应力-应变关系无明显峰值强度(应变硬化型),受剪时体积减小(剪缩),孔隙比变小[图 5.30(b)]。试验证明,对一定侧限压力下的同种砂土来说,紧密的和松散的砂土最终殊途同归,两者的强度最终趋于同一数值,而最终孔隙比也大致趋向于某一稳定值 e_{cr} (图 5.31)。该值称之为临界孔隙比,在这一孔隙比下,砂土在不排水条件下受荷至破坏时,其体积变化为零。

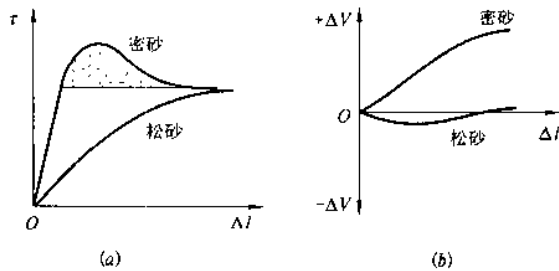


图 5.30 砂土直剪试验时的剪切位移-应力关系和体变
(a)剪切位移-应力曲线;(b)剪切位移-体变曲线

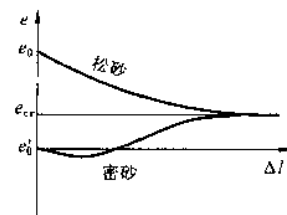


图 5.31 砂土的临界孔隙比

从以上分析可知,不同密度的饱和砂性土在剪切过程中,与饱和粘性土有着相似的规律。大致是松砂具有类似正常固结粘土的特征,中密的砂相当于轻微超固结粘土,而密砂的剪胀性比超固结粘土更显突出。如果松砂处于完全饱和状态,其初始孔隙比 $e_0 > e_{cr}$,则当它受到剪应力作用时,必然会产生剪缩的趋势而使粒间孔隙水压力增高,砂土的有效应力降低,其强度也随之降低。因此,饱和松砂的不排水强度是十分低的。由于砂土具有较大的渗透性,排水固结性能较好,在大多数情况下,采用其排水剪强度指标 c_d, φ_d 。而对砂土进行不排水剪切,对于研究砂土的静力学问题实际意义不大,但对研究饱和砂土受动荷载时的土动力学问题时则另当别论。试想饱和松砂受到动荷载的作用(如地震荷载),由于动荷载作用的时间十分短促,相对来说,砂土中的孔隙水来不及排出(如大体积的松砂)。因此,在反复的动剪应力作用下,孔隙水压力就不断增加。若砂体中的有效应力降至为零,则砂土就会发生流动。这种饱和砂土在动荷载作用下,其强度全部丧失而会像流体一样流动的现象称为砂土液化。因此,临界孔隙比对研究砂土液化具有重要的意义。

除砂土之外,含砂粒较多的低塑性粘土和粉土都有可能发生类似的液化现象。例如,当道路路基是饱和的强度不大的粉土时,在周期性交通荷载的反复作用下,地基土的孔隙水压力可能逐步升高到足以引起液化的状态,导致土的强度降低。在孔隙水压力骤增引起的渗透压力作用下,粉土颗粒挤入粗粒材料(路工中常用的材料),严重时可在粗粒材料的表面冒出,该现象称之为“翻浆”。翻浆的出现将极大地降低路基的稳定性和增加道路的变形。

5.4.4 抗剪强度指标的选择

从前面分析可看出,总应力强度指标的三种试验结果各不相同,一般来讲, $\varphi_u < \varphi_v < \varphi_d$, 所得的 c 值亦不相同。表 5.3 列出三种剪切方法的大致适用范围,可供参考。但应指出,总应力强度指标仅能考虑三种特定的固结情况,由于地基土的性质和实际加载情况十分复杂,地基在建筑物施工阶段和使用期间却经历了不同的固结状态,要准确估计地基土的固结度相当困难;此外,即使是在同一时间,地基中不同部位土体的固结程度亦不尽相同,但总应力法对整个土层均采用某一特定固结度的强度指标,这与实际情况相去甚远。因此,在确定总应力强度指标时还应结合工程经验。在工程设计的计算分析中,应尽可能采用有效应力强度指标的分析方法。

三种试验方法的适用范围

表 5.3

试验方法	适用范围
UU 试验	地基为透水性差的饱和粘性土和排水不良,且建筑物施工速度快。常用于施工期的强度与稳定验算
CU 试验	建筑物竣工后较长时间,突遇荷载增大。如房屋加层、天然土坡上堆载等
CD 试验	地基的透水性较佳(如砂土等低塑性土)和排水条件良好(如粘土层中夹有砂层),而建筑物施工速度又较慢

如前所述,一种土的 c' 和 ϕ' 应该是常数,无论是用 UU、CU 或 CD 的试验结果,都可获得相同的 c' 和 ϕ' 值,它们不随试验方法而变。但实践上一般按 CU 试验,并同时测定 u 的方法来求 c' 和 ϕ' 。究其原因,是因为做 UU 试验时,无论总应力 σ_1 、 σ_3 增加多少, σ_1' 、 σ_3' 均保持不变,就是说,无论做多少个不同围压 σ_3 的试验,所得出的有效极限应力圆只有一个,因而确定不了有效应力强度包线,也就得不出 c' 和 ϕ' 值;而做 CD 试验时,因试样中不产生 u ,总应力即为有效应力,其总应力结果 c_d 和 ϕ_d 实际上就是 c' 和 ϕ' 。但 CD 试验费时较长,故通常不用它来求土的 c' 和 ϕ' 。但应指出,CU 试验在剪切过程中试样因不能排水而使体积保持不变,但 CD 试验在排水剪切过程中试样的体积要发生变化,二者得出的 c' 、 ϕ' 和 c_d 、 ϕ_d 会有一些差别,一般 c_d 、 ϕ_d 略大于 c' 、 ϕ' ,但实用上可忽略不计。

土的抗剪强度性质极其复杂,其抗剪强度指标也千变万化。如前所述,粒状的无粘性土的抗剪强度,决定于土的原始密度(即初始孔隙比)、有效法向应力、加荷条件和应力历史。实际上,其强度还受到如土的颗粒组成、沉积条件诸因素影响。饱和粘性土的强度性状比无粘性土更为复杂。除在前文中所描述的如粘性土的结构性、固结与排水条件、孔隙水压力、应力历史、应力应变状态、应力水平以及应力路径(详见 5.5)等影响因素外,还包括如土的含水量、各向异性、加荷速率与受荷时间、动力特性和流变性质等影响因素。如紧密砂土的内摩擦角较大,强度也高;松砂的内摩擦角较小,其强度也较低。级配良好的土,由于粒间接触点多,比均匀土的咬合作用强,所以其内摩擦角比均匀土的大。又如,有棱角的砂要比圆粒砂更多咬合,故其内摩擦角也比较大,但对砾石而言,由于在高压作用下的颗粒破碎作用,棱角对强度的影响相对较小。对粘性土来说,含水量增加时,土中水分在较大的土粒表面有润滑剂作用,使粒间摩阻力降低。对细小的粘粒,结合水膜变厚,降低了土的凝聚力,因而降低了土的抗剪强度。

此外,天然地层一般是水平层沉积,在垂直方向的自重应力作用下,形成各向异性应力(一般是垂直方向最大,水平方向最小),促成了土颗粒按有选择的方向排列,因而所形成的土体在不同方向具有不同的力学性质,使之具有各向异性的变形特性。因此,天然土层在沉积过程中和沉积以后形成的各向异性结构,影响了土的抗剪强度性状。如受荷时的加荷方向和沉积方向一致,就可产生较大的抗剪强度;反之,若加荷方向垂直于沉积方向,则抗剪强度最低。

由此可见,只有当室内实验的应力状态、应力水平和应力路径与实际工程的应力条件完全相同时,试验所得的强度指标才能符合实际,而这只能是近似做到。因此,在选择某种土的抗剪强度指标 c 和 ϕ 时,必须同时指出土样的原始固结状态和所用的试验方法,才能正确判断这种指标的意义以及如何用于计算分析。与此同时,应对所选的抗剪强度指标的性质和变化规律有一个清楚的认识,并对各种指标数值的范围有一个大致的了解,只有这样才能对实际问题作出正确的判断和选择。

5.5 应力路径

5.5.1 应力路径的基本概念

对某种土样采用不同的加荷方法使之剪破,试样中的应力状态变化各不相同。为了分析应力变化过程对土的抗剪强度的影响,可在应力坐标图中用应力点的移动轨迹来描述土体在加荷过程中的应力变化,这种应力点的轨迹就称为应力路径。

以三轴压缩试验为例,如保持 σ_3 不变而逐渐增大 σ_1 ,试样的应力变化过程可用一系列莫尔应力圆来表示。如为特定目的需要研究剪切面上的应力变化,由式(5.12)可知,该面与 σ_1 作用面之间的夹角为 $\alpha_f = 45^\circ + \phi/2$,由此可在每个应力圆上确定相应于破坏面上的应力特征点。然后,按应力变化过程顺序将这些点连结起

来[图 5.32(a)中 AM 线],即为常规三轴压缩试验中剪切破坏面上的应力路径。 A 点表示试样仅有周围压力 σ_3 作用,而尚未施加轴向压力的初始情况。 M 点表示轴向压力已增至试样剪破, A 与 M 两点之间的各点则表示试验中的剪切过程。

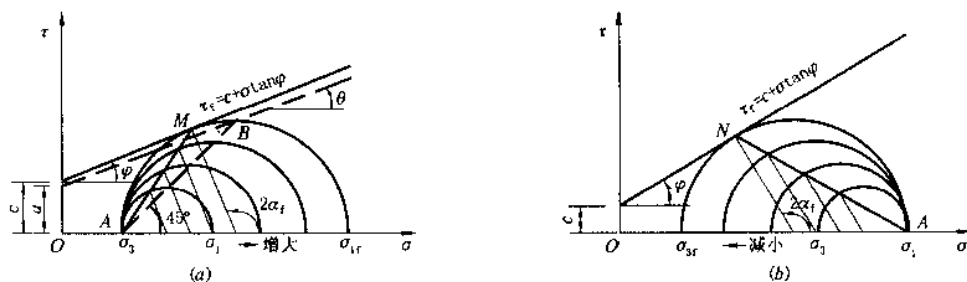


图 5.32 不同加荷方法的应力路径

(a) σ_3 不变, σ_1 增大; (b) σ_1 不变, σ_3 减小

三轴压缩试验的加荷方法不同,其应力路径也不同。如在试验中保持 σ_1 不变,而不断减小 σ_3 ,可获得剪切面上另一种应力路径[图 5.32(b)中 AN 线]。虽然以上二种试验中的试样在轴向均代表大主应力 σ_1 的作用方向,且剪切面与 σ_1 作用面之间的夹角都为 $\alpha_1 = 45^\circ + \varphi/2$,但二者试样中的应力状态发展方向却不同。

5.5.2 三轴压缩试验中的总应力路径和有效应力路径

确定试样剪切破坏面上的应力须预知破坏面的方向,这些应力也不能直接明确地表示整个试样所处的应力状态。由于土中某点的莫尔应力圆的顶点(剪应力为最大)位置与莫尔圆的大小和位置具有一一对应的关系,也即顶点的坐标为已知时,该点的应力状态就随之确定下来了。因此,可将顶点的应力作为一个应力特征点来代表整个应力圆。同样按应力变化过程顺序将这些点连结起来[图 5.32(a)中 AB 线],即为常规三轴压缩试验中最大剪应力面上的应力路径。在 τ - σ 坐标图上,应力圆顶点的横坐标为 $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$,纵坐标为 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 。若将 $q = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ 、 $p = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$ 作为纵横坐标,并在 p - q 坐标图上,分别点绘常规三轴压缩试验过程中各个莫尔应力圆顶点的坐标值,各点的连线即为三轴试验在 p - q 坐标上的应力路径表达形式(图 5.33 中 AB 线)。在上述三轴压缩试验中,因 σ_3 维持不变, σ_1 不断增加,应力在 p - q 坐标图上纵、横坐标的变化量总是相等。因此, AB 是直线且必与横坐标成 45° 夹角。为使图面整洁直观,常可省去诸多应力圆不画,而在应力路径线上以箭头指明应力状态的发展方向。

在常规三轴压缩试验中,图 5.33 中 AB 线表示的是试样总应力变化的轨迹,称之为总应力路径。而相应的有效应力变化轨迹则可由有效应力路径来表示。有效应力圆的顶点坐标与相应的总应力圆顶点坐标之间的关系为

$$\left. \begin{aligned} p' &= \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u = p - u \\ q' &= \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = q \end{aligned} \right\} \quad (5.39)$$

从式(5.39)中可看出,有效应力路径的确定,取决于试样剪切时孔隙水压力的变化规律。与 τ - σ 坐标图相比, p - q 坐标图上可方便地阐明总应力路径和有效应力路径之间的对应关系。

根据式(5.39)的关系,将 AB 线上各总应力点的横坐标减去相应的孔隙水压力 u 的实测值,就可获得有效应力路径 AB' 线。如前所述,由于试样在不排水剪切过程中的孔隙水压力随轴向偏应力的增加呈非线性变化,因此,有效应力路径 AB' 是曲线。大量试验结果表明,当试样剪破时,无论是总应力还是有效应力路径,都将发生转折或趋于水平,因而,应力路径的转折点可作为试样剪破的标准。若 B 、 B' 二点的坐标分别表示剪破时试样的总应力和有效应力状态,它们应分别落在以总应力和有效应力表示的极限应力圆顶点的连线 K_1 和 K_1' 上。设 K_1 和 K_1' 线与纵坐标的截距分别为 a 和 a' ,倾角为 θ 和 θ' ,则 a 、 θ 与 c 、 φ 、 a' 、 θ' 与 c' 、 φ' 之间的相互关系,可采取将 K_1 、 K_1' 线与强度包线绘制在同一 τ - σ 坐标图上,通过几何关系推求出来,也可由土的极限平衡理论推算而得。当试样剪破时,由式(5.5)可知

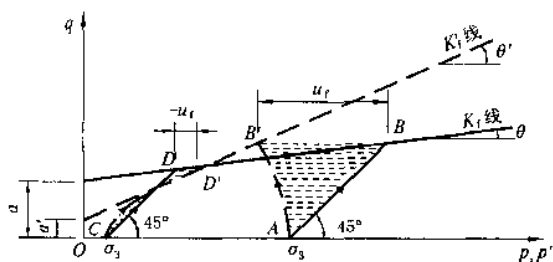


图 5.33 三轴 CU 试验中的应力路径

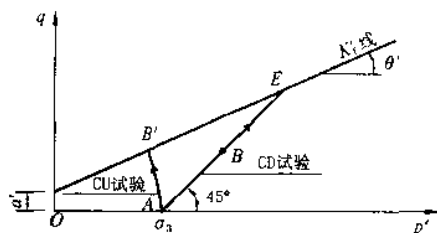


图 5.34 三轴 CU 与 CD 试验中的应力路径比较

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_t = c \cos \varphi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi \quad (5.40)$$

而由图 5.33 可知, K_f 线的表达式为

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_t = a + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)_t \tan \theta \quad (5.41)$$

比较式(5.40)和式(5.41)可知, a, θ 与 c, φ 的关系为

$$\left. \begin{aligned} \sin \varphi &= \tan \theta \\ c &= \frac{a}{\cos \varphi} \end{aligned} \right\} \quad (5.42)$$

同理, 由土的极限平衡理论可推得 a', θ' 与 c', φ' 之间的关系为

$$\left. \begin{aligned} \sin \varphi' &= \tan \theta' \\ c' &= \frac{a'}{\cos \varphi'} \end{aligned} \right\} \quad (5.43)$$

由前述可知, AB 和 AB' 线之间的阴影区域, 平行于横坐标轴方向的距离长短反映了试样在剪切过程中孔隙水压力大小的变化。对于正常固结粘土试样来说, 由于在不排水剪的整个过程中, 始终产生正的孔隙水压力, 故有效应力路径 AB' 在总应力路径 AB 的左边, 至 B' 点试样剪破, 此时的孔隙水压力 u_t 达到最大值 (B 与 B' 之间的水平距离)。而超固结粘土试样在不排水剪切中的开始阶段可能产生少量的正孔隙水压力, 以后逐渐转为负值。故如图 5.33 所示, 有效应力路径 CD' 开始在总应力路径 CD 的左边, 随后转到右边, 至 D' 点试样剪破时, 所产生负的孔隙水压力 $-u_t$ 为 D 与 D' 点之间的水平距离。

将具有相同的周围压力下固结 (即 A 点下固结) 的正常固结粘土试样, 作 CU 和 CD 试验的应力路径比较。试样作排水剪时因孔隙水压力始终保持为零, 其有效应力路径与总应力路径重合。故排水剪的有效应力路径将沿着图 5.34 中 AB 线继续向右上方延伸, 直至交于 K'_f 线上 E 点方才剪破, 很显然, 对相同条件的正常固结粘土试样来说, 排水剪强度比固结不排水剪强度要高。

5.5.3 土木工程中的应力路径问题简述

土木工程中, 常见的应力路径仍是类似于三轴试验中保持 σ_3 不变而逐渐增大 σ_1 的应力路径。一个典型的应用实例是, 有目的地控制这种应力路径的加荷情况, 对合理解决软土地基的加固问题具有现实意义。

在实际工程施工中, 如果对天然软粘土地基施加荷载的速率过快, 地基在受荷过程中来不及排水, 有可能使地基在施工期间地基应力已达到土的不排水强度。由于土的不排水强度相对较低, 导致地基所能承受的极限荷载很低。若施工中减缓加荷速率, 或采用间歇式的分级加荷方式, 就有可能使地基土得以充分固结排水而提高其抗剪强度, 从而增大地基的承载力。这种控制加荷方式以提高地基承载力的原理, 可用应力路径的方法加以说明。

设正常固结土地基中某点在加荷前的应力状态由图 5.35 中 a 点表示。假如荷载是一次施加的, 该点的有效应力路径将沿曲线 ab 延伸 (图中虚线所示) 至 b' 点。若采用间歇加载方式, 当迅速施加第一级荷载后, 由于地基土来不及排水, 该点在不排水条件下的有效应力路径就从 a 点向 b 点发展 (剪切段)。在加载停歇的时间里, 随着土的排水固结, 该点的有效正应力不断增加, 而剪应力却不发生变化。故此时的应力路径是一条水平线 (固结段), 在排水固结完毕时抵达 c 点。如此循环下去, 该点的应力路径就将沿着 $a \rightarrow b \rightarrow c \rightarrow d \rightarrow e \rightarrow f$

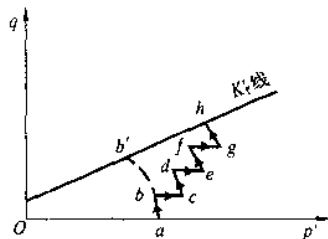


图 5.35 地基间歇式加荷的应力路径

→g→h 各点曲折地延伸发展,最终抵达 h 点。显然,土在 h 点的强度比之 b' 点有了较大的增长。

土木工程地基中还有着其它类型的应力路径。如基坑和边坡的开挖、挡土墙的主动土压力等的应力路径就属于三轴试验中保持 σ_1 不变而逐渐减小 σ_3 的情况。有试验表明,一些土类在该应力路径下的不排水试验中,当 σ_3 减至为零时,试样的轴向偏应力 $\sigma_1 - \sigma_3$ 无趋近极限的势头,轴向应变 ϵ_1 也未到达 15%。整理试验结果时,因各莫尔圆均相切于纵坐标,无法绘制总应力的强度包线。但有效应力路径已显示土样早已剪破,并与同等条件下的保持 σ_3 不变而逐渐增大 σ_1 情况的有效应力路径几乎一致(图 5.36 中 AB 线)。因而,仍可根据式 (5.43) 求得其有效应力强度指标 c' 和 φ' 。显然,不同总应力路径下的有效应力路径存在着唯一性关系。

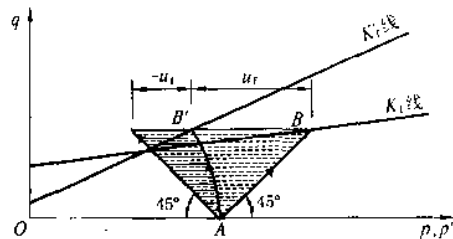


图 5.36 二种三轴压缩试验的应力路径比较

思考题

- 5.1 什么是土的抗剪强度?什么是土的抗剪强度指标?试说明土的抗剪强度的来源。对一定的土类,其抗剪强度指标是否为一个定值?为什么?
- 5.2 何谓土的极限平衡状态和极限平衡条件?试用莫尔-库仑强度理论推求土体极限平衡条件的表达式。
- 5.3 土体中首先发生剪切破坏的平面是否就是剪应力最大的平面?为什么?在何种情况下,剪切破坏面与最大剪应力面是一致的?在通常情况下,剪切破坏面与大主应力面之间的夹角是多少?
- 5.4 分别简述直剪试验和三轴压缩试验的原理。比较二者之间的优缺点和适用范围。
- 5.5 什么是土的无侧限抗压强度?它与土的不排水强度有何关系?如何用无侧限抗压强度试验来测定粘性土的灵敏度?
- 5.6 试比较粘性土在不同固结和排水条件下的三轴试验中,其应力条件和孔隙水压力变化有何特点?并说明所得的抗剪强度指标各自的适用范围。
- 5.7 试说明在饱和粘性土的不固结不排水试验结果中(图 5.22)不管用总应力还是有效应力表示,其莫尔应力圆的半径为何都不变?
- 5.8 何谓应力路径?如何用 K_1' 线来确定土的有效应力参数?举例说明在土木工程地基中常见的应力路径?

习 题

- 5.1 某砂土试样在法向应力 $\sigma = 100 \text{ kPa}$ 作用下进行直剪试验,测得其抗剪强度 $\tau_f = 60 \text{ kPa}$ 。求:(a)用作图方法确定该土样的抗剪强度指标 φ 值;(b)如果试样的法向应力增至 $\sigma = 250 \text{ kPa}$,则土样的抗剪强度是多少?
(答案: $\varphi = 31^\circ$, $\tau_f = 150 \text{ kPa}$)
- 5.2 对饱和粘土试样进行无侧限抗压试验,测得其无侧限抗压强度 $q_u = 120 \text{ kPa}$ 。求:(a)该土样的不排水抗剪强度;(b)与圆柱形试样轴成 60° 交角面上的法向应力 σ 和剪应力 τ 。
(答案: $C_u = 60 \text{ kPa}$; $\sigma = 90 \text{ kPa}$, $\tau = 52 \text{ kPa}$)
- 5.3 对两个相同的重塑饱和和粘土试样,分别进行两种固结不排水三轴压缩试验。一个试样先在 $\sigma_3 = 170 \text{ kPa}$ 的围压下固结,试样破坏时的轴向偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f = 124 \text{ kPa}$ 。另一个试样施加的周围压力 $\sigma_3 = 427 \text{ kPa}$,破坏时的孔隙水压力 $u_f = 270 \text{ kPa}$ 。试求该土样的 q_u 和 φ' 值。(提示:重塑饱和和粘土试样的 $c_{cu} = c' = 0$)
(答案: $q_u = 15.5^\circ$, $\varphi' = 29.9^\circ$)
- 5.4 对内摩擦角 $\varphi = 30^\circ$ 的饱和砂土试样进行三轴压缩试验。首先施加 $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$ 围压,然后使最大主应力 σ_1 与最小主应力 σ_3 同时增加,且使 σ_1 的增量 $\Delta\sigma_1$ 始终为 σ_3 的增量 $\Delta\sigma_3$ 的 4 倍,试验在排水条件下进行。试求该土样破坏时的 σ_1 值。
(答案: $\sigma_1 = 1800 \text{ kPa}$)

6 土压力、地基承载力和土坡稳定

本章提要

土压力计算、地基承载力确定和土坡稳定性分析都是建立在土的强度理论基础之上。本章重点讨论了各种条件下挡土墙朗金和库仑土压力理论的计算方法,较深入地探讨了粘性土的库仑土压力理论,并简要介绍了土压力计算的《规范》方法和楔体试算法,对土压力计算中存在的实际问题进行了讨论;同时简要介绍了重力式挡土墙的墙型选择、验算内容和方法,以及挡土墙的各种构造措施,并初步讨论了加筋土挡土墙的设计计算方法;此外,对各种地基的破坏型式进行了分析,介绍了地基临塑荷载、临界荷载以及地基极限承载力的确定方法;最后,简要地介绍了无粘性土坡、粘性土坡以及地基稳定性分析的常用方法。

要求掌握各种土压力的形成条件、朗金和库仑土压力理论、地基承载力的计算方法,以及无粘性土土坡和粘性土土坡的圆弧稳定分析方法。能处理各种特殊情况下的土压力计算。

6.1 概 述

挡土墙是防止土体坍塌的构筑物,广泛用于房屋建筑、水利、铁路、以及公路和桥梁工程,例如支撑建筑物周围填土的挡土墙、地下室侧墙、桥台以及贮藏粒状材料的挡墙(图 6.1)等。挡土墙的结构型式可分为重力式、悬臂式和扶壁式等,通常用块石、砖、素混凝土及钢筋混凝土等材料建成。

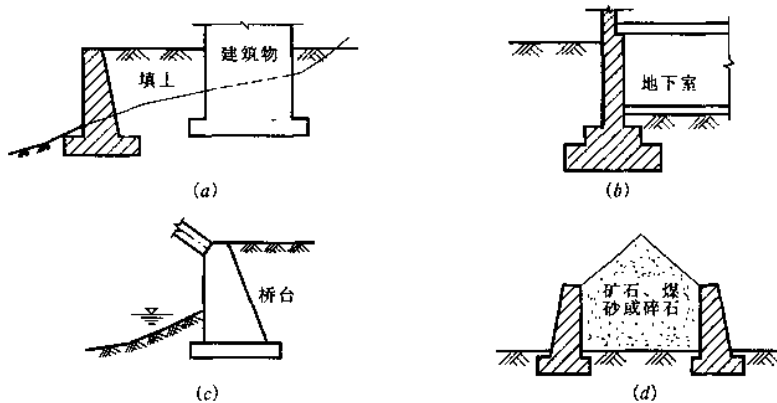


图 6.1 挡土墙应用举例

(a)支撑建筑物周围填土的挡土墙;(b)地下室侧墙;(c)桥台;(d)贮藏粒状材料的挡墙

挡土墙的土压力是指挡土墙后的填土因自重或外荷载作用对墙背产生的侧向压力。其计算十分复杂,它与填料的性质、挡土墙的形状和位移方向以及地基土质等因素有关,目前大多采用古典的朗金(Rankine, 1857)和库仑(1773)土压力理论。尽管这些理论都基于各种不同的假定和简化,但其计算简便,且国内外大量挡土墙模型试验、原位观测及理论研究结果均表明,其计算方法实用可靠。随着现代计算技术的提高,楔体试算法、“广义库仑理论”以及应用塑性理论的土压力解答等均得到了迅速发展,加筋土挡墙设计理论亦日臻完善。

地基承载力是指地基单位面积上承受荷载的能力。为了保证地基在荷载作用下,不至于出现整体剪切破坏而丧失其稳定性,在地基计算中必须验算地基的承载力。

土坡可分为由于地质作用而形成的天然土坡和因人类平整场地、开挖基坑等而形成的人工土坡。由于某些外界不利因素,土坡可能出现局部土体滑动而丧失其稳定性。土坡的坍塌常造成严重的工程事故,并危及人身安全。因此应验算土坡的稳定性及采取适当的工程措施。

6.2 作用在挡土墙上的土压力

影响挡土墙土压力大小及其分布规律的因素众多,挡土墙的位移方向和位移量是最主要的因素。根据挡土墙的位移情况和墙后土体所处的应力状态,可将土压力分为以下三种。

(1)主动土压力:当挡土墙向离开土体方向偏移至墙后土体达到极限平衡状态时[图 6.2(a)],作用在墙背上的土压力称为主动土压力,一般用 E_a 表示。

(2)被动土压力:当挡土墙在外力作用下,向土体方向偏移至墙后土体达到极限平衡状态时[图 6.2(b)],作用在墙背上的土压力称为被动土压力,一般用 E_p 表示。如拱桥桥台在桥上荷载作用下挤压土体并产生一定量的位移,则作用在台背的侧压力属被动土压力。

(3)静止土压力:当挡土墙静止不动,墙后土体处于弹性平衡状态时[图 6.2(c)],作用在墙背上的土压力称为静止土压力,用 E_0 表示。如地下室外墙、地下水池侧壁、涵洞的侧壁以及其它不产生位移的挡土构筑物均可按静止土压力计算。

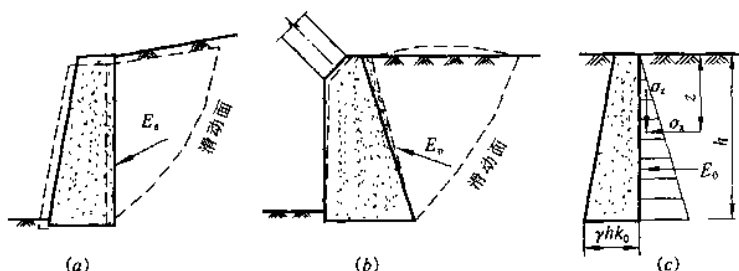


图 6.2 挡土墙的三种土压力

(a)主动土压力;(b)被动土压力;(c)静止土压力

静止土压力犹如半空间弹性变形体,在土的自重作用下无侧向变形时的水平侧压力[图 6.2(c)],故填土表面下任意深度 z 处的静止土压力强度可按下式计算:

$$\sigma_0 = k_0 \gamma z \quad (6.1)$$

式中 k_0 ——土的侧压力系数或静止土压力系数;

γ ——墙后填土的重度(kN/m^3)。

静止土压力系数 k_0 与土的性质、密实程度等因素有关,一般砂土可取 0.35~0.50;粘性土为 0.50~0.70。对正常固结土,也可近似地按下列半经验公式计算:

$$k_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (6.2)$$

式中 φ' ——土的有效内摩擦角($^\circ$)。

由式(6.1)可知,静止土压力沿墙高呈三角形分布[图 6.2(c)],如取单位墙长,则作用在墙上的静止土压力为:

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_0 \quad (6.3)$$

式中 h ——挡土墙墙高(m)。

E_0 的作用点在距墙底 $h/3$ 处。

图 6.3 给出了三种土压力与挡土墙位移的关系。由图可见,产生被动土压力所需的位移量 $\Delta \delta_p$ 比产生主动土压力所需的位移量 $\Delta \delta_a$ 。

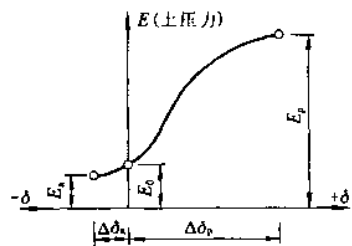


图 6.3 土压力与墙身位移的关系

要大得多。经验表明,一般 $\Delta\delta_a$ 约为 $(0.001\sim0.005)h$, 而 $\Delta\delta_p$ 约为 $(0.01\sim0.1)h$ 。在相同的墙高和填土条件下,主动土压力小于静止土压力,而静止土压力又小于被动土压力,亦即:

$$E_a < E_0 < E_p$$

6.3 朗金土压力理论

6.3.1 基本概念

朗金土压力理论是通过研究弹性半空间体内的应力状态,根据土的极限平衡条件而得出的土压力计算方法。

由 3.1 节可知,离地表深度 z 处土的竖向应力 σ_z 等于该处土的自重应力,即 $\sigma_z = \gamma z$, 水平向应力 $\sigma_x = k_0 \gamma z$, 而水平向及竖向剪应力均为零,故 σ_z 和 σ_x 分别为大、小主应力。

现假定挡土墙墙背竖直、光滑,填土面水平,如图 6.4 所示,墙背与填土间无摩擦力产生,故剪应力为零,墙背为主应力面。若挡土墙不出现位移,墙后土体处于弹性平衡状态,作用在墙背上的应力状态与弹性半空间土体应力状态相同。在离填土面深度 z 处, $\sigma_z = \sigma_1 = \gamma z$, $\sigma_x = \sigma_3 = k_0 \gamma z$ 。用 σ_1 与 σ_3 作成的摩尔应力圆与土的抗剪强度曲线不相切,如图 6.4(d) 中圆 I 所示。

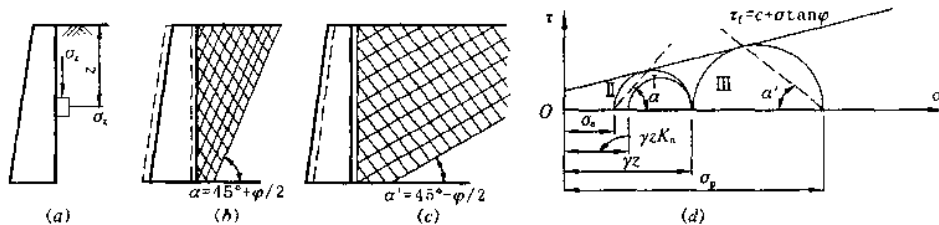


图 6.4 半空间体的极限平衡状态

(a)墙背单元微体;(b)主动朗金状态;(c)被动朗金状态;(d)摩尔应力圆表示的朗金状态

当挡土墙离开土体向左移动时[图 6.4(b)],墙后土体有伸张趋势。此时竖向应力 σ_z 不变,法向应力 σ_x 减小, σ_z 和 σ_x 仍为大、小主应力。当挡土墙位移使墙后土体达极限平衡状态时, σ_x 达最小值 σ_a , 其摩尔应力圆与抗剪强度包线相切[图 6.4(d) 中圆 I]。土体形成一系列滑裂面,面上各点都处于极限平衡状态,称主动朗金状态,此时墙背法向应力 σ_a 为最小主应力,即朗金主动土压力。滑裂面的方向与大主应力作用面(即水平面)成 $\alpha = 45^\circ + \varphi/2$ 角。

同理,若挡土墙在外力作用下向右挤压土体[图 6.4(c)], σ_z 仍不变,而 σ_x 随着挡土墙位移增加而逐步增大,当 σ_x 超过 σ_z 时, σ_x 为大主应力, σ_z 为小主应力。当挡土墙位移至墙后土体达极限平衡状态时, σ_x 达最大值 σ_p , 摩尔应力圆与抗剪强度包线相切[图 6.4(d) 中圆 II], 土体形成一系列滑裂面,称被动朗金状态。此时墙背法向应力 σ_p 为最大主应力,即朗金被动土压力。滑裂面与水平面成 $\alpha' = 45^\circ - \varphi/2$ 角。

6.3.2 主动土压力

根据土的强度理论,当土体中某点处于极限平衡状态时,大、小主应力 σ_1 和 σ_3 应满足以下关系式:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \\ \sigma_3 &= \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned} \right\} \text{粘性土}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \\ \sigma_3 &= \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned} \right\} \text{无粘性土}$$

设墙背竖直光滑,填土面水平[图 6.5(a)],当挡土墙偏离土体时,墙背土体中离地表任意深度 z 处竖向应力 σ_z 为大主应力 σ_1 , σ_x 为小主应力 σ_3 ,故可得朗金主动土压力强度 σ_a 为:

$$\begin{aligned}\text{粘性土:} \quad \sigma_a = \sigma_s &= \gamma z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a}\end{aligned}\quad (6.4)$$

$$\text{无粘性土:} \quad \sigma_a = \gamma z K_a \quad (6.5)$$

式中 K_a ——主动土压力系数, $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$;

c ——填土的粘聚力(kPa)。

由式(6.5)可知,无粘性土的主动土压力强度与 z 成正比,沿墙高的压力呈三角形分布,如图 6.5(b)所示,如取单位墙长计算,则主动土压力为:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad (6.6)$$

且 E_a 通过三角形形心,即作用在离墙底 $h/3$ 处。

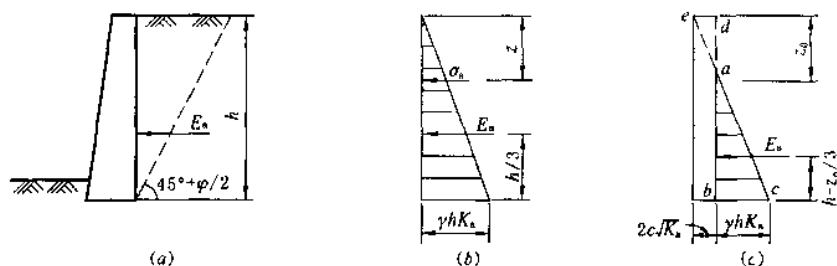


图 6.5 朗金主动土压力分布

(a)主动土压力图示;(b)无粘性土;(c)粘性土

粘性土的主动土压力强度由两部分组成。一部分是由土自重引起的土压力 $\gamma z K_a$;另一部分是由粘聚力 c 引起的负侧压力 $2c \sqrt{K_a}$,这两部分土压力叠加的结果如图 6.5(c)所示,图中 ade 部分为负值,对墙背是拉力,但实际上墙与土在很小的拉力作用下就会分离,因此在计算土压力时,该部分应略去不计,粘性土的土压力分布实际上仅是 abc 部分。

a 点离填土面的深度 z_0 称为临界深度,当填土面无荷载时,可令式(6.4)为零求得,即:

$$\sigma_a = \gamma z_0 K_a - 2c \sqrt{K_a} = 0$$

$$\text{故临界深度:} \quad z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (6.7)$$

故取单位墙长计算,则主动土压力为:

$$\begin{aligned}E_a &= \frac{1}{2} (h - z_0) (\gamma h K_a - 2c \sqrt{K_a}) \\ &= \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a - 2ch \sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma}\end{aligned}\quad (6.8)$$

主动土压力 E_a 通过三角形压力分布图 abc 的形心,即作用在离墙底 $(h - z_0)/3$ 处。

尚须注意,当填土面有超载时,不能直接套用式(6.7)计算临界深度,此时应按 z_0 处侧土压力 $\sigma_{ax} = 0$ 求解方程而得,具体方法可见例题 6.2。

6.3.3 被动土压力

如前所述,当挡土墙在外力作用下挤压土体出现被动朗金状态时,墙背填土中任意深度 z 处的竖向应力 σ_z 已变为小主应力 σ_3 ,而水平应力 σ_x 为大主应力 σ_1 。同理可由式(5.7)和式(5.8)导得朗金被动土压力强度 σ_p 为

$$\text{粘性土:} \quad \sigma_p = \gamma z K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (6.9)$$

$$\text{无粘性土:} \quad \sigma_p = \gamma z K_p \quad (6.10)$$

式中 K_p ——被动土压力系数, $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$ 。

被动土压力分布如图 6.6 所示,如取单位墙长计算,则总被动土压力为:

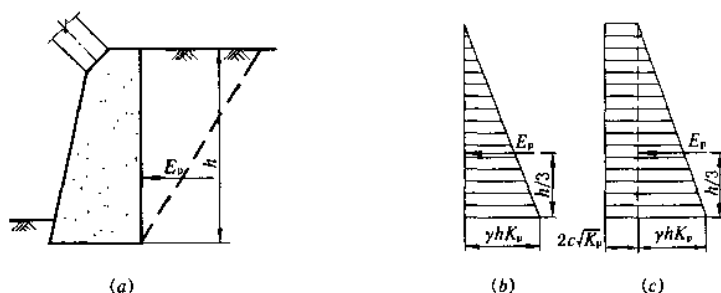


图 6.6 朗金被动土压力分析

(a)被动土压力图示;(b)无粘性土;(c)粘性土

粘性土:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p + 2ch \sqrt{K_p} \quad (6.11)$$

无粘性土:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p \quad (6.12)$$

被动土压力 E_p 通过三角形或梯形压力分布图的形心,可通过一次求矩得到。

【例题 6.1】 已知某挡土墙高 5.0m,墙背竖直光滑,填土面水平。填土的物理力学性质指标为 $c=12.0\text{kPa}$, $\varphi=20^\circ$, $\gamma=18.0\text{kN/m}^3$ 。试计算该挡墙主动土压力及其作用点位置,并绘出土压力强度分布图。

【解】 墙背竖直光滑,填土面水平,满足朗金条件,故可按式(6.4)计算沿墙高的土压力强度。

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) = 0.49$$

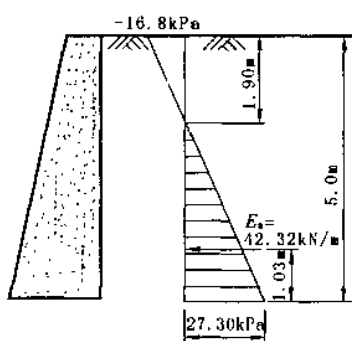


图 6.7 例题 6.1 主动土压力分布图

故地面处

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} \\ &= 18.0 \times 0 \times 0.49 - 2 \times 12.0 \times \sqrt{0.49} \\ &= -16.80\text{kPa} \end{aligned}$$

$$\text{墙底处: } \sigma_a = 18.0 \times 5.0 \times 0.49 - 2 \times 12.0 \times \sqrt{0.49} = 27.30\text{kPa}$$

因填土为粘性土,故需计算临界深度 z_0 。由式(6.7)可得:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} = \frac{2 \times 12.0}{18.0 \times \sqrt{0.49}} = 1.90\text{m}$$

可绘制土压力分布图如图 6.7 所示,其总主动土压力为:

$$E_a = 27.30 \times (5.00 - 1.90) / 2 = 42.32\text{kN/m}$$

主动土压力 E_a 的作用点离墙底的距离为:

$$\frac{(h - z_0)}{3} = \frac{5.00 - 1.90}{3} = 1.03\text{m}$$

6.3.4 其它几种情况下的土压力计算

6.3.4.1 填土表面有连续均布荷载

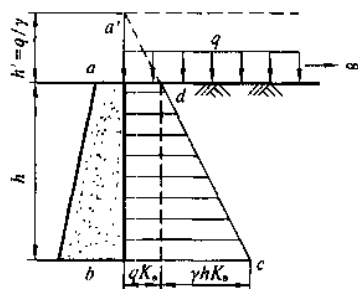


图 6.8 填土表面有连续均布荷载

当挡土墙后填土表面有连续均布荷载 q 作用时,一般可将均布荷载换算成位于地表以上的当量土重,即用假想的土重代替均布荷载。当填土面水平时,当量的土层厚度 h' 为:

$$h' = \frac{q}{\gamma} \quad (6.13)$$

如图 6.8 所示,再以 $h+h'$ 为墙高,按填土面无荷载情况计算土压力。如填土为无粘性土时,墙顶 a 点的土压力强度为:

$$\sigma_{aa} = \gamma h' K_a = q K_a$$

墙底 b 点的土压力强度为:

$$\sigma_{ab} = \gamma(h + h')K_a = (q + \gamma h)K_a$$

压力分布如图 6.8 所示,实际的土压力分布为梯形 $abcd$ 部分,土压力作用点在梯形的重心。

由上可见,当填土面有均布荷载时,其土压力强度只是比在无荷载情况时增加一项 qK_a ,即可。对于粘性填土情况也是一样。

6.3.4.2 填土表面受局部均布荷载

当填土表面承受有局部均布荷载时,荷载对墙背的土压力强度附加值仍为 qK_a ,但其分布范围难于从理论上严格规定。通常可采用近似方法处理,即从局部均布荷载的两端点 m 和 n 各作一条直线,其与水平表面成 $45^\circ + \varphi/2$ 角,与墙背相交于 c 、 d 点,则墙背 cd 段范围内受到 qK_a 的作用,故作用于墙背的土压力分布如图 6.9 所示。

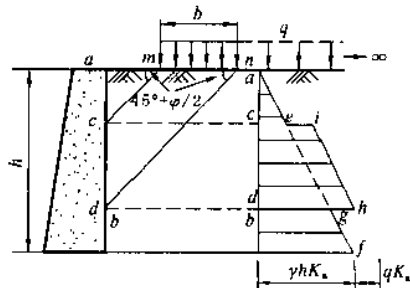


图 6.9 填土面有局部均布荷载

6.3.4.3 成层填土

如图 6.10 所示,当墙后填土有几种不同种类的水平土层时,第一层土压力按均质土计算。计算第二层土压力时,将上层土按重度换算成与第二层重度相同的当量土层计算,当量土层厚度 $h_1' = h_1\gamma_1/\gamma_2$,以下各层亦同样计算。由于土的性质不同,各层土的土压力系数也不同。现以粘性土主动土压力计算为例:

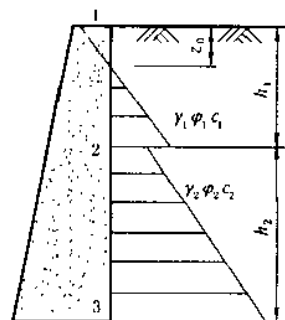


图 6.10 墙后填土成层

第一层填土的土压力强度

$$\sigma_{a0} = -2c_1 \sqrt{K_{a1}}$$

$$\sigma_{a1} = \gamma_1 h_1 K_{a1} - 2c_1 \sqrt{K_{a1}}$$

第二层填土的土压力强度

$$\sigma'_{a1} = \gamma_2 \frac{\gamma_1 h_1}{\gamma_2} K_{a2} - 2c_2 \sqrt{K_{a2}} = \gamma_1 h_1 K_{a2} - 2c_2 \sqrt{K_{a2}}$$

$$\sigma_{a2} = \gamma_2 \left(\frac{\gamma_1 h_1}{\gamma_2} + h_2 \right) K_{a2} - 2c_2 \sqrt{K_{a2}} = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) K_{a2} - 2c_2 \sqrt{K_{a2}}$$

无粘性土时,只需令上述各式中 $c_1=0$ 即可。此外尚需注意,在两土层交界处因各土层土质指标不同,其土压力大小亦不同,故此时土压力强度曲线将出现突变。

6.3.4.4 墙后填土有地下水

墙后填土常会部分或全部处于地下水位以下,由于渗水或排水不畅会导致墙后填土含水量增加。工程上一般可忽略水对砂土抗剪强度指标的影响,但对粘性土,随着含水量的增加,抗剪强度指标明显降低,导致墙背土压力增大。因此,挡土墙应具有良好的排水措施,对于重要工程,计算时还应考虑适当降低抗剪强度指标 c 和 φ 值。此外,地下水位以下土的重度应取浮重度,并计入地下水对挡土墙产生的静水压力 $\gamma_w h_2$ (图 6.11) 的影响。因此作用在墙背上总的侧压力为土压力和水压力之和。图 6.11 中 $abdec$ 为土压力分布图,而 cef 为水压力分布图。

【例题 6.2】 挡土墙高 7m,墙背竖直、光滑,墙后填土面水平,并作用有均布荷载 $q=20\text{kPa}$,各填土层物理力学性质指标如图 6.12 所示。试计算该挡土墙墙背总侧压力 E 及其作用点位置,并绘出侧压力分布图。

【解】 因墙背竖直、光滑,填土面水平,符合朗金条件,可计算得第一层填土的土压力强度为:

$$K_{a1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) = 0.49$$

$$\sigma_{a0} = qK_{a1} - 2c_1 \sqrt{K_{a1}} = 20 \times 0.490 - 2 \times 12 \times \sqrt{0.490} = -7.00\text{kPa}$$

$$\sigma_{a1} = (q + \gamma_1 h_1) K_{a1} - 2c_1 \sqrt{K_{a1}} = (20 + 18.0 \times 3) \times 0.490 - 2 \times 12 \times \sqrt{0.490} = 19.46\text{kPa}$$

第二层填土的土压力强度为

$$K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{26^\circ}{2} \right) = 0.390$$

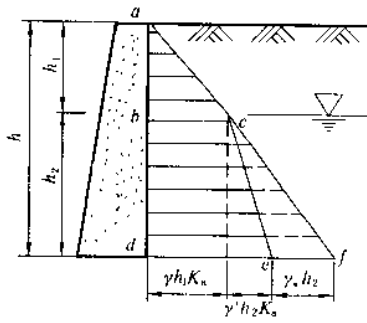


图 6.11 填土中有地下水

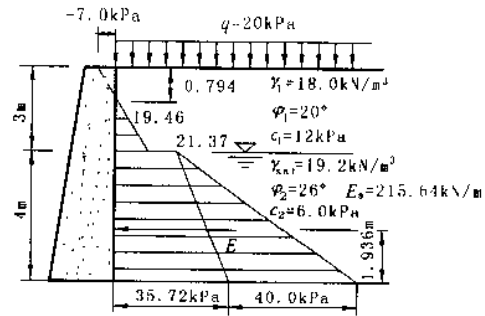


图 6.12 例题 6.2 土压力分布

$$\sigma_{a1}' = (q + \gamma_1 h_1) K_{a2} - 2c_2 \sqrt{K_{a2}} = (20 + 18.0 \times 3) \times 0.390 - 2 \times 6 \times \sqrt{0.390} = 21.37 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{a2}' = (q + \gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2) K_{a2} - 2c_2 \sqrt{K_{a2}}$$

$$= [20 + 18.0 \times 3 + (19.2 - 10) \times 4] \times 0.390 - 2 \times 6 \times \sqrt{0.390} = 35.72 \text{ kPa}$$

第二层底部水压力强度为:

$$\sigma_w = \gamma_w h_2 = 10 \times 4 = 40.00 \text{ kPa}$$

又设临界深度为 z_0 , 则有

$$\sigma_{a2} = (q + \gamma_1 z_0) K_{a1} - 2c_1 \sqrt{K_{a1}} = 0$$

即

$$(20 + 18.0 \times z_0) \times 0.490 = 2 \times 12.0 \times \sqrt{0.490}$$

\therefore

$$z_0 = 0.794 \text{ m}$$

各点土压力强度绘于图 6.12 中, 可见其总侧压力为:

$$E = \frac{1}{2} \times 19.46 \times (3 - 0.794) + 21.37 \times 4 + \frac{1}{2} (40.00 + 35.72 - 21.37) \times 4$$

$$= 21.46 + 85.48 + 108.70 = 215.64 \text{ kN/m}$$

总侧压力 E 至墙底的距离 x 为:

$$x = \frac{1}{215.64} \left[21.46 \times \left(4 + \frac{3 - 0.794}{3} \right) + 85.48 \times 2 + 108.70 \times \frac{4}{3} \right] = 1.936 \text{ m}$$

6.4 库仑土压力理论

6.4.1 基本假定

库仑土压力理论是根据墙后土体处于极限平衡状态并形成一滑动楔体时, 从楔体的静力平衡条件得出的土压力计算理论。其基本假设为: ①墙后填土是理想的散粒体 (粘聚力 $c=0$); ②滑动破裂面为通过墙踵的平面。

库仑土压力理论适用于砂土或碎石填料的挡土墙计算, 可考虑墙背倾斜、填土面倾斜以及墙背与填土间的摩擦等多种因素的影响。分析时, 一般沿墙长度方向取 1m 考虑。

6.4.2 主动土压力

如图 6.13 所示, 当楔体 ABM 向下滑动, 处于极限平衡状态时, 作用在楔体 ABM 上的力有:

(1) 重力 G 由土楔体 ABM 引起, 根据几何关系可得:

$$G = \triangle ABM \cdot \gamma = \frac{1}{2} AM \cdot BC \cdot \gamma$$

在三角形 ABM 中, 利用正弦定理可得:

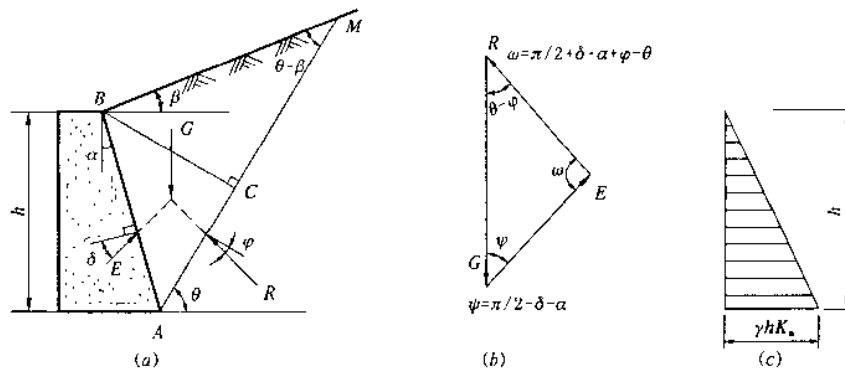


图 6.13 库仑主动土压力计算图

$$AM = AB \cdot \frac{\sin(90^\circ - \alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)}$$

又因

$$AB = \frac{h}{\cos \alpha}$$

$$BC = AB \cdot \cos(\theta - \alpha) = h \frac{\cos(\theta - \alpha)}{\cos \alpha}$$

故

$$G = \frac{1}{2} AM \cdot BC \cdot \gamma = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos(\theta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \sin(\theta - \beta)}$$

(2) 反力 R 为破裂面 AM 上土楔体重力的法向分力与该面土体间的摩擦力的合力, 其作用于 AM 面上, 与 AM 面法线的夹角等于土的内摩擦角 φ 。当楔体下滑时, 位于法线的下侧。

(3) 墙背反力 E 其与墙背 AB 法线的夹角等于土与墙体材料之间的外摩擦角 δ , 该力与作用在墙背上的土压力大小相等, 方向相反。当楔体下滑时, 该力位于法线的下侧。

土楔体 ABM 在上述三力作用下处于静力平衡状态。因此构成一闭合的力三角形[图 6.13(b)]。现已知三力的方向及 G 的大小, 故可由正弦定理得:

$$E = G \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin \omega} = \frac{\gamma h^2}{2 \cos^2 \alpha} \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos(\theta - \alpha) \sin(\theta - \varphi)}{\sin(\theta - \beta) \sin \omega} \quad (6.14)$$

式中 $\omega = \pi/2 - \delta + \alpha + \varphi - \theta$ 。

在上式中, $\gamma, h, \alpha, \beta, \varphi$ 及 δ 都是已知的, 而滑动面 AM 与水平面的夹角 θ 则是任意假定的。因此, 选定不同的 θ 角, 可得到一系列相应的土压力 E 值, 即 E 是 θ 的函数。 E 的最大值 E_{\max} 即为墙背的主动土压力, 其对应的滑动面即是土楔最危险滑动面。因此可用微分学中求极值的方法求得 E 的极大值, 即:

$$\frac{dE}{d\theta} = 0$$

可解得使 E 为极大值时填土的破坏角 θ_{cr} 为:

$$\theta_{cr} = \arctan \left[\frac{\sin \beta \cdot s_q + \cos(\alpha + \varphi + \delta)}{\cos \beta \cdot s_q - \sin(\alpha + \varphi + \delta)} \right]$$

其中

$$s_q = \sqrt{\frac{\cos(\alpha + \delta) \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\alpha - \beta) \sin(\varphi - \beta)}}$$

将 θ_{cr} 代入式(6.14), 经整理后可得库仑主动土压力的一般表达式为:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad (6.15)$$

其中

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (6.16)$$

式中 α ——墙背与竖直线的夹角($^\circ$), 俯斜时取正号、仰斜时为负号(图 6.19);

β ——墙后填土面的倾角($^\circ$);

δ ——土与墙背材料间的外摩擦角($^\circ$);

K_a ——库仑主动土压力系数。

当墙背竖直($\alpha=0$)、光滑($\delta=0$)、填土面水平($\beta=0$)时,式(6.16)变为:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

可见在此条件下,库仑公式和朗金公式完全相同。因此朗金理论是库仑理论的特殊情况。

沿墙高的土压力分布强度 σ_a ,可通过 E_a 对 z 取导数而得到:

$$\sigma_a = \frac{dE_a}{dz} = \frac{d}{dz} \left(\frac{1}{2} \gamma z^2 K_a \right) = \gamma z K_a \quad (6.17)$$

由上式可见,主动土压力分布强度沿墙高成三角形线性分布[图 6.13(c)],土压力合力的作用点离墙底 $h/3$,方向与墙面的法线成 δ 角。沿需注意,图 6.13(c)中表示的土压力分布图只表示其数值大小,而不代表其作用方向。

6.4.3 被动土压力

当挡土墙在外力作用下挤压土体,楔体沿破裂而向上隆起而处于极限平衡状态时,同理可得作用在楔体上的力三角形如图 6.14(b)所示。此时由于楔体上隆, E 和 R 均位于法线的上侧。按求主动土压力相同的方法可求得被动土压力 E_p 的库仑公式为:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p \quad (6.18)$$

其中

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (6.19)$$

式中 K_p ——被动土压力系数。

若墙背竖直($\alpha=0$)、光滑($\delta=0$)及墙后填土面水平($\beta=0$),则式(6.19)变为:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

即与无粘性土的朗金公式相同。被动土压力强度可按下式计算:

$$\sigma_p = \frac{dE_p}{dz} = \frac{d}{dz} \left(\frac{1}{2} \gamma z^2 K_p \right) = \gamma z K_p \quad (6.20)$$

被动土压力强度沿墙高也呈三角形分布[图 6.14(c)],其合力作用点在距墙底 $h/3$ 处。

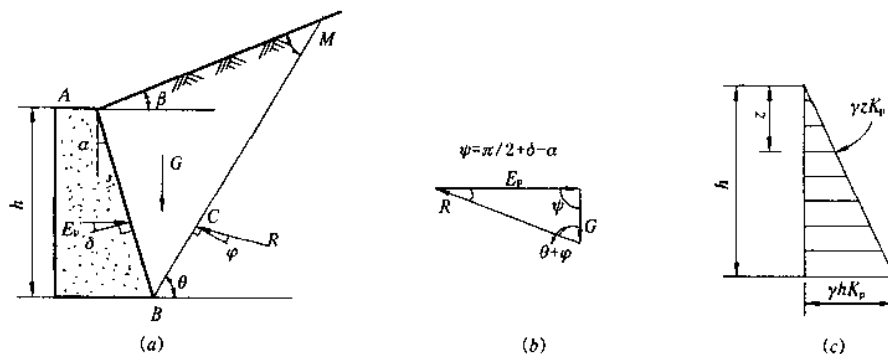


图 6.14 库仑被动土压力计算图

6.4.4 粘性土的库仑土压力理论

由前所知,库仑土压力理论假设墙后填土是理想的散体($c=0$),只适用于无粘性填土。但在实际工程中常不得不采用粘性填土,为考虑粘性土的粘聚力 c 对土压力的效应,以往常采用所谓“等值内摩擦角 φ_0 ”代入式(6.15)计算,但误差较大,在低墙时偏于保守,高墙偏于危险。因此,近年来较多学者在库仑理论的基础上,计入了墙后填土面超载、填土粘聚力、填土与墙背间的粘结力以及填土表面附近的裂缝深度等因素(图 6.15)的影响,提出了所谓的“广义库仑理论”。根据图 6.15 所示计算图示,可求得主动土压力系数 K 。如下:

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos\alpha\cos^2\psi} \{ [\cos(\alpha - \beta)\cos(\alpha + \delta) + \sin(\varphi - \beta)\sin(\varphi + \delta)]k_a + 2k_2\cos\varphi\sin\psi + k_1\sin(\alpha + \varphi - \beta)\cos\psi + k_0\sin(\beta - \varphi)\cos\psi - 2\sqrt{G_1G_2} \} \quad (6.21)$$

$$\text{其中 } k_a = \frac{1}{\cos\alpha} \left[1 + \frac{2q}{\gamma h} \xi - \frac{h_0}{h^2} \left(h_0 + \frac{2q}{\gamma} \right) \xi^2 \right];$$

$$k_0 = \frac{h_0^2}{h^2} \left(1 + \frac{2q}{\gamma h_0} \right) \frac{\sin\alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \xi;$$

$$k_1 = \frac{2c'}{\gamma h \cos(\alpha - \beta)} \left(1 - \frac{h_0}{h} \xi \right);$$

$$k_2 = \frac{2c}{\gamma h} \left(1 - \frac{h_0}{h} \xi \right);$$

$$\xi = \frac{\cos\alpha\cos\beta}{\cos(\alpha - \beta)};$$

$$h_0 = \frac{2c}{\gamma} \cdot \frac{\cos\alpha\cos\varphi}{1 + \sin(\alpha - \varphi)};$$

$$G_1 = k_a \sin(\delta + \varphi) \cos(\delta + \alpha) + k_2 \cos\varphi + \cos\psi [k_1 \cos\delta - k_0 \cos(\alpha + \delta)];$$

$$G_2 = k_a \cos(\alpha - \beta) \sin(\varphi - \beta) + k_2 \cos\varphi;$$

$$\psi = \alpha + \delta + \varphi - \beta.$$

式中 q ——填土表面均布超载(kPa);

h_0 ——地表裂缝深度(m);

c ——填土的粘聚力(kPa);

c' ——墙背与填土间的粘结力(kPa)。

其它符号意义同前。显然,若在上式中令 $c=0, q=0$ 及 $c'=0$, 则整理可得式(6.15)。

6.4.5 《建筑地基基础设计规范》推荐的公式

《建筑地基基础设计规范》(GBJ7—89)推荐采用上述所谓“广义库仑理论”解答,但不计地表裂缝深度 h_0 及墙背与填土间的粘结力 c' , 即在式(6.21)中令 $h_0=0$ 和 $c'=0$, 并注意到此时墙背倾角 $\alpha=90^\circ-\alpha'$ (图 6.15), 从而可得:

$$K_a = \frac{\cos(\alpha' + \beta)}{\sin^2\alpha' \sin^2(\alpha' + \beta - \varphi - \delta)} \{ k_a [\sin(\alpha' + \beta) \sin(\alpha' - \delta) + \sin(\varphi - \beta) \sin(\varphi + \delta)] + 2\eta \sin\alpha' \cos\varphi \cos(\alpha' + \beta - \varphi - \delta) - 2\sqrt{[k_a \sin(\alpha' + \beta) \sin(\varphi - \beta) + \eta \sin\alpha' \cos\varphi][k_a \sin(\alpha' - \delta) \sin(\varphi + \delta) + \eta \sin\alpha' \cos\varphi]} \} \quad (6.22)$$

$$\text{其中 } k_a = 1 + \frac{2q}{\gamma h} \cdot \frac{\sin\alpha' \cos\beta}{\sin(\alpha' + \beta)};$$

$$\eta = \frac{2c}{\gamma h}.$$

其它符号意义同前。

6.4.6 楔体试算法

楔体试算法是一种图解或数解法,可用于粘性填土及填土面形状不规则,并作用有集中或均布荷载的情况。

该法以作用在任一破坏楔体上的力多边形为依据。如图 6.16 所示,墙背与填土间的粘结力 $C_w = AD \times c'$, $C_s = AE \times c$, 地表裂缝深度 $h_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}}$, 当计算被动土压力时, $h_0=0$ 。由力多边形可得主动土压力:

$$E_a \frac{\cos(\alpha + \delta - \theta + \varphi)}{\sin(\theta - \varphi)} = W + [\sin\alpha \cot(\theta - \varphi) - \cos\alpha]C_w - [\cos\theta \cot(\theta - \varphi) + \sin\theta]C_s \quad (6.23)$$

被动土压力:

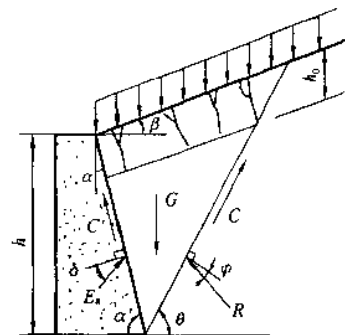


图 6.15 挡土墙的一般计算图示

$$E_p \frac{\cos(\alpha - \delta - \theta - \varphi)}{\sin(\theta + \varphi)} = W - [\sin\alpha \cot(\theta + \varphi) - \cos\alpha]C_w + [\cos\theta \cot(\theta + \varphi) + \sin\theta]C_s \quad (6.24)$$

其具体计算步骤如下:

(1)按比例绘出挡土墙及地表轮廓线,并计算地表裂缝深度;

(2)将墙后土体分成若干楔体,如 abh_1, abh_2, \dots ,并计算相应的楔体自重 W_1, W_2, \dots ;

(3)计算 C_w 和 C_s ,一般当混凝土与土相接触时 $c' = 0.67c$;土与土相接触 $c' = c$;若不计墙背粘结力,则 $c' = 0$;

(4)按式(6.23)或式(6.24)计算相应的 E_{a1} (或 E_{p1}), E_{a2} (或 E_{p2}), \dots ;

(5)比较各 E_a (E_p),取其最大(小)值即为所求的主(被)动土压力设计值 E_a (E_p)。

【例题 6.3】某挡土墙如图 6.17 所示,墙背与土体之间外摩擦角 $\delta = 10^\circ$,墙土间粘结力 $c' = 0.67c$,试用楔体试算法分别计算作用在挡土墙墙背上的主动及被动土压力 E_a 和 E_p 。

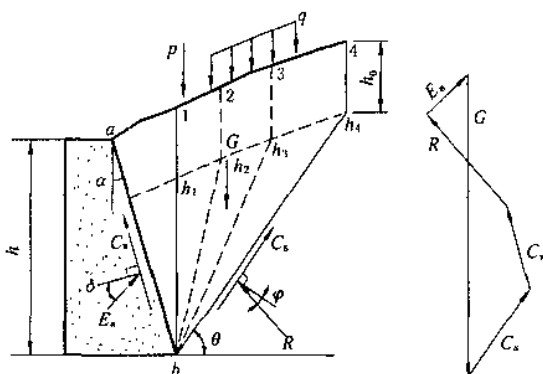


图 6.16 粘性填土的楔体试算法

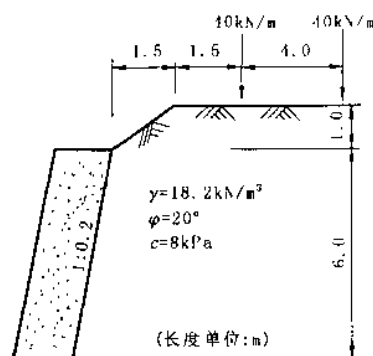


图 6.17 例题 6.3 图示

【解】根据已知条件,利用计算机程序分别可求得:

主动土压力	$E_a = 98.9 \text{ kN/m}$
相应裂缝深度	$h_0 = 1.26 \text{ m}$
被动土压力	$E_p = 1981.3 \text{ kN/m}$
相应裂缝深度	$h_0 = 0$

6.4.7 土压力计算的几个应用问题

(1)朗金理论与库仑理论比较 朗金土压力理论概念明确,公式简单,便于记忆,可用于粘性和无粘性填土,在工程中应用广泛。但必须假定墙背竖直、光滑,填土面水平,使计算条件和适用范围受到限制,并由于该理论忽略了墙背与填土之间的摩擦影响,使计算的主动土压力值偏大,被动土压力值偏小,结果偏于安全。

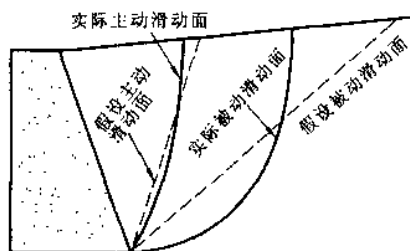


图 6.18 假定滑动面与实际滑动面比较示意

库仑土压力理论假设墙后填土破坏时破裂面为一平面,而实际为一曲面。实践证明,只有当墙背倾角 α 及墙背与填土间的外摩擦角 δ 较小时,主动土压力的破裂面才接近于平面,因此计算结果存在一定的偏差。通常在计算主动土压力时偏差约为 $2\% \sim 10\%$,基本能满足工程精度要求;但计算被动土压力时,由于破裂面接近于对数螺线,计算结果误差较大,有时可达 $2 \sim 3$ 倍甚至更大(图 6.18)。因此宜按有限差分或考虑对数螺线区的塑性理论解计算,具体方法可参见有关文献。

(2)土体抗剪强度指标 填土抗剪强度指标的确定极为复杂,必须考虑挡土墙在长期工作下墙后填土状态的变化及长期强度的下降因素,方能保证挡土墙的安全。根据国外研究成果,此数值约为标准抗剪强度的 $1/3$ 左右。有的规定土的计算摩擦角为标准值减去 2° ,粘聚力约为标准值的 $(0.3 \sim 0.4)$ 倍。大量调查表明,该计算值与实际情况比较相符。

(3)墙背与填土的外摩擦角 δ δ 的取值大小对计算结果影响较大。根据计算,当墙背为砂性填土, δ 从 0° 提高到 15° 时,挡土墙的圬工体积可减少 $15\% \sim 20\%$ 。其取值大小取决于墙背的粗糙程度、填土类别以及墙背的排水条件等。墙背愈粗糙,填土的 φ 值愈大,则 δ 也愈大。此外, δ 还与超载大小及填土面的倾角 β 成正比。一般 δ 在 $0 \sim \varphi$ 之间如表 6.1 所示。

土对挡土墙墙背的外摩擦角 δ 表 6.1

挡 土 墙 情 况	外摩擦角 δ
墙背平滑、排水不良	$(0 \sim 0.33)\varphi$
墙背粗糙、排水良好	$(0.33 \sim 0.5)\varphi$
墙背很粗糙、排水良好	$(0.5 \sim 0.67)\varphi$
墙背与填土间不可能滑动	$(0.67 \sim 1.0)\varphi$

6.5 挡土墙设计

挡土墙设计包括墙型选择、稳定性验算、地基承载力验算、墙身材料强度验算以及一些设计中的构造要求和措施等。本节着重介绍重力式挡土墙设计中的有关问题。

6.5.1 挡土墙类型选择

常用的挡土墙型式有重力式、悬臂式、扶壁式、锚杆及锚定板式和加筋土挡墙等。一般应根据工程需要、土质情况、材料供应、施工技术以及造价等因素合理地选择。

6.5.1.1 重力式挡土墙

一般由块石或混凝土材料砌筑、墙身截面较大。根据墙背倾斜方向可分为仰斜、直立和俯斜三种(图 6.19)。墙高一般小于 8m ,当 $h=8 \sim 12\text{m}$ 时,宜用衡重式[图 6.19(d)]。重力式挡土墙依靠墙身自重抵抗土压力引起的倾覆弯矩。其结构简单,施工方便,能就地取材,在建筑工程中应用最广。

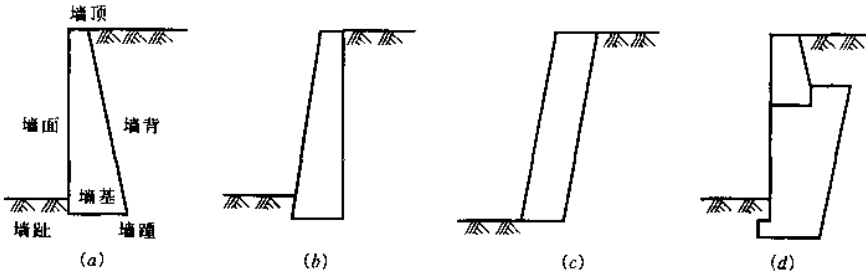


图 6.19 重力式挡土墙型式
(a)俯斜;(b)直立;(c)仰斜;(d)衡重式

6.5.1.2 悬臂式挡土墙

一般由钢筋混凝土建造,墙的稳定主要依靠墙踵悬臂以上土重维持。墙体内设置钢筋承受拉应力,故墙身截面较小。初步设计时可按图 6.20 选取截面尺寸。其适用于墙高大于 5m 、地基土质较差,当地缺少石料等情况。多用于市政工程及贮料仓库。

6.5.1.3 扶壁式挡土墙

当墙高大于 10m 时,挡土墙立壁挠度较大,为了增强立壁的抗弯性能,常沿墙的纵向每隔一定距离 $(0.3 \sim 0.6)h$ 设置一道扶壁,称为扶壁式挡土墙(图 6.21)。扶壁间填土可增加抗滑和抗倾覆能力,一般用于重要的大型土建工程。扶壁式挡土墙设计时可按图 6.21 初选截面尺寸,再将墙身及墙踵作为三边固定的板,用有限元

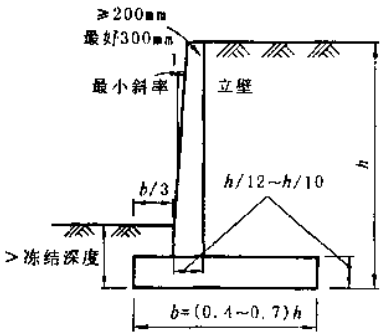


图 6.20 悬臂式挡土墙初步设计尺寸

或有限差分进行优化设计。

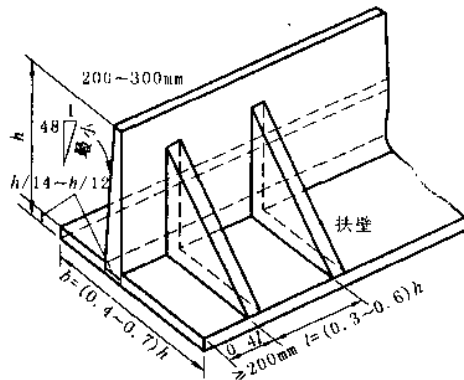


图 6.21 扶壁式挡土墙初步设计尺寸

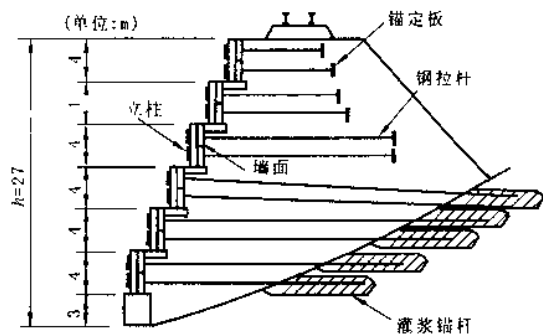


图 6.22 太焦铁路锚杆、锚定板式挡土墙实例

6.5.1.4 锚定板及锚杆式挡土墙

锚定板挡土墙由预制的钢筋混凝土立柱、墙面、钢拉杆和埋置在填土中的锚定板在现场拼装而成,依靠填土与结构的相互作用力维持其自身稳定。与重力式挡土墙相比,其结构轻、柔性大、工程量少、造价低、施工方便,特别适用于地基承载力不大的地区。设计时,为了维持锚定板挡土结构的内力平衡,必须保证锚定板挡土结构周边的整体稳定和土的摩擦阻力大于由土自重和超载引起的土压力。锚杆式挡土墙是利用嵌入坚实岩层的灌浆锚杆作为拉杆的一种挡土结构。图 6.22 为 1974 年建成的山西太焦铁路上的锚杆、锚定板挡土结构的实例。

6.5.1.5 其它型式的挡土结构

此外,还有混合式挡土墙[图 6.23(a)]、构架式挡土墙[图 6.23(b)]、板桩墙[图 6.23(c)]、加筋土挡土墙以及近年来发展的土工合成材料挡土墙[图 6.23(d)]等。

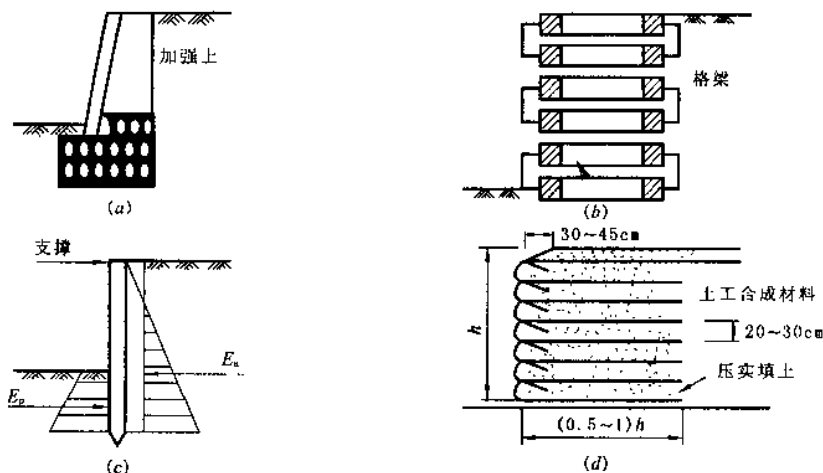


图 6.23 其它各种型式的挡土结构

6.5.2 挡土墙的计算

挡土墙的截面尺寸一般按试算法确定,即先根据挡土墙的工程地质条件、填土性质以及墙身材料和施工条件等凭经验初步拟定截面尺寸,然后进行验算。如不满足要求,则修改截面尺寸或采取其它措施。

作用在挡土墙上的荷载有:土压力 E_a ,挡土墙自重压力 G 。墙面埋入土中部分所受被动土压力一般可忽略不计,其结果偏于安全。挡土墙的计算通常包括稳定性(抗倾覆、抗滑动等)、地基承载力及墙身强度验算等。验算稳定性时,土压力及自重的荷载分项系数可取 1.0;验算挡土墙墙体结构强度时,应根据所用材料,参照有关结构设计规范进行;当土压力作为外荷载时,应采用设计值,乘以 1.2 的荷载分项系数。

6.5.2.1 抗倾覆稳定性验算

研究表明,挡土墙的破坏大部分是倾覆破坏。要保证挡土墙在土压力的作用下不发生绕墙趾O点的倾覆(图6.24),必须要求抗倾覆安全系数 K_t (O点的抗倾覆力矩与倾覆力矩之比) ≥ 1.5 ,即:

$$K_t = \frac{Gx_0 + E_{az}x_t}{E_{ax}z_t} \geq 1.5 \tag{6.25}$$

式中 E_{ax} —— E_a 的水平分力(kN/m), $E_{ax}=E_a\cos(\alpha+\delta)$;
 E_{az} —— E_a 的竖向分力(kN/m), $E_{az}=E_a\sin(\alpha+\delta)$;
 G ——挡土墙每延米自重(kN/m);
 x_t ——土压力作用点离O点的水平距离(m), $x_t=b-z\tan\alpha$;
 z_t ——土压力作用点离O点的高度(m), $z_t=z-b\tan\alpha_0$;
 x_0 ——挡土墙重心离墙趾的水平距离(m);
 α_0 ——挡土墙的基底倾角($^\circ$);
 b ——基底的水平投影宽度(m);
 z ——土压力作用点离墙踵的高度(m)。

在软弱地基上倾覆时,墙趾可能陷入土中,使力矩中心点内移,导致抗倾覆安全系数降低,有时甚至会沿圆弧滑动而发生整体破坏,因此验算时应注意土的压缩性。验算悬臂式挡土墙时,可视土压力作用在墙踵的垂直面上,将墙踵悬臂以上土重计入挡土墙自重。

若验算结果不能满足式(6.25)要求时,可按以下措施处理:

- (1)增大挡土墙断面尺寸,使 G 增大,但工程量也相应增大;
- (2)加大 x_0 ,伸长墙趾。但墙趾过长,若厚度不够,则需配置钢筋;
- (3)墙背做成仰斜,可减小土压力;
- (4)在挡土墙垂直墙背上做卸荷台,形状如牛腿(图6.25)。则平台以上土压力不能传到平台以下,总土压力减小,故抗倾覆稳定性增大。

6.5.2.2 抗滑动稳定性验算

在土压力的作用下,挡土墙也可能沿基础底面发生滑动。因此要求基底的抗滑安全系数 K_s (抗滑力与滑动力之比) ≥ 1.3 ,即:

$$K_s = \frac{(G_n + E_{an})\mu}{E_{at} - G_t} \geq 1.3 \tag{6.26}$$

式中 G_n ——挡墙自重垂直于基底平面方向的分力, $G_n=G\cos\alpha_0$;
 G_t ——挡墙自重平行于基底平面方向的分力, $G_t=G\sin\alpha_0$;
 E_{an} —— E_a 在垂直于基底平面方向的分力, $E_{an}=E_a\sin(\alpha+\alpha_0+\delta)$;
 E_{at} —— E_a 在平行于基底平面方向的分力, $E_{at}=E_a\cos(\alpha+\alpha_0+\delta)$;
 μ ——土对挡土墙基底的摩擦系数,宜按试验确定,也可按表6.2选用。

土对挡土墙基底的摩擦系数 μ 表 6.2

土 的 类 别		摩擦系数 μ
粘 性 土	可 塑	0.25~0.30
	硬 塑	0.30~0.35
	坚 硬	0.35~0.40
粉 土	$S_r \leq 0.5$	0.30~0.40
中砂、粗砂、砾砂		0.40~0.50
碎 石 土		0.40~0.60
软 质 岩 石		0.40~0.60
表面粗糙的硬质岩石		0.65~0.75

注:对易风化的软质岩石和 $I_p>22$ 的粘性土, μ 值应通过试验测定;对碎石土,可根据其密实度、填充物状况、风化程度等确定。

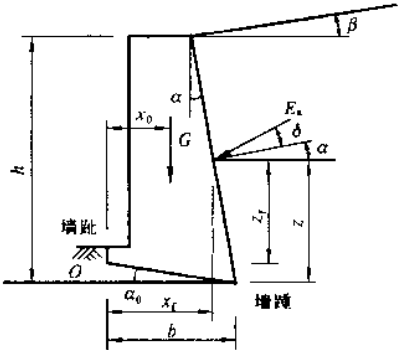


图 6.24 挡土墙的稳定验算

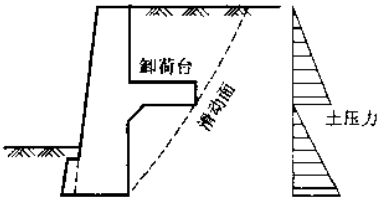


图 6.25 有卸荷台的挡土墙

若验算不能满足式(6.26)要求,可采取以下措施加以解决。

- (1)修改挡土墙断面尺寸,以加大 G 值;
- (2)墙基底面做成砂、石垫层,以提高 μ 值;
- (3)墙底做成逆坡(图 6.26),利用滑动面上部分反力来抗滑;
- (4)在软土地基上,其它方法无效或不经济时,可在墙踵后加拖板,利用拖板上的土重来抗滑。拖板与挡土墙之间应用钢筋连接。

6.5.2.3 圆弧滑动稳定性验算

当土质较软弱时,可能产生接近于圆弧状的滑动面而丧失其稳定性(图 6.27)。此时可采用条分法进行分析验算,具体详见 6.7 节。

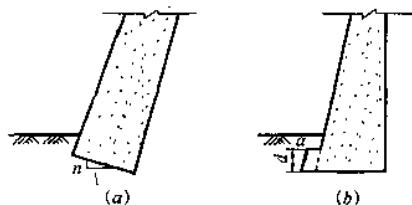


图 6.26 基底逆坡及墙趾台阶

土质地基 $n=0.1$ $d:a=2:1$

岩石地基 $n=0.2$ $a \geq 20\text{cm}$

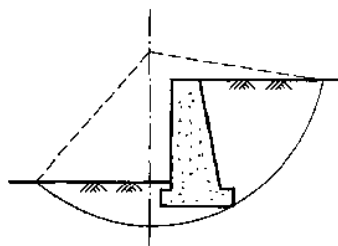


图 6.27 挡土墙圆弧滑动稳定性验算

6.5.2.4 地基承载力及墙身强度验算

挡土墙在自重及土压力的垂直分力作用下,基底压力按线性分布。其验算方法及要求完全同如天然地基浅基础验算,具体可参见第 7 章的有关内容。挡土墙墙身材料强度应满足《混凝土结构设计规范》(GBJ10—89)和《砌体结构设计规范》(GBJ3—88)中有关要求。

【例题 6.4】 若例题 6.3 中挡土墙墙顶、墙底宽 $b=1.2\text{m}$ (图 6.17),用毛石砌筑,砌体重度 $\gamma_k=22.0\text{kN/m}^3$,基底位于粗糙岩面上,摩擦系数 $\mu=0.65$,地基承载力设计值 $f=300\text{kPa}$,试验算该挡土墙是否满足设计要求。

【解】 ①土压力计算

由例题 6.3 计算可知:

$$E_s=98.9\text{kN/m}, \alpha=11.3^\circ, \delta=10^\circ$$

$$z_f=(6-1.26)/3=1.58\text{m}$$

$$x_f=1.2+1.58\tan 11.3^\circ=1.52\text{m}$$

$$E_{sf}=98.9\cos(11.3^\circ+10^\circ)=92.14\text{kN/m}$$

$$E_{sfv}=98.9\sin(11.3^\circ+10^\circ)=35.92\text{kN/m}$$

②挡土墙自重

$$G=bh\gamma_k=1.2 \times 6 \times 22.0=158.4\text{kN/m}$$

$$x_0=(1.2+6\tan 11.3^\circ)/2=1.2\text{m}$$

③倾覆稳定验算

由式(6.25)得:

$$K_1=\frac{158.4 \times 1.2 + 35.92 \times 1.52}{92.14 \times 1.58}=1.68 > 1.5$$

④滑动稳定验算

由式(6.26)得:

$$K_s=\frac{(158.4+35.92) \times 0.65}{92.14}=1.37 > 1.3$$

⑤地基承载力验算

合力偏心距

$$e=\frac{1.2}{2}-\frac{158.4 \times 1.2 + 35.92 \times 1.52 - 92.14 \times 1.58}{158.4 + 35.92}=0.09\text{m}$$

$$p=\frac{N}{b}=\frac{158.4+35.92}{1.2}=161.9\text{kPa} < f=300\text{kPa}$$

基底压力

$$p_{\max}^{\min}=\frac{N}{b}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right)=161.9\left(1 \pm \frac{6 \times 0.09}{1.2}\right)=\begin{cases} 226.7\text{kPa} < 1.2f=360\text{kPa} \\ 97.1\text{kPa} > 0 \end{cases}$$

⑥墙身强度验算从略

6.5.3 重力式挡土墙的构造措施

墙型的合理选择对挡土墙设计的安全和经济性有着较大的影响。挡土墙中主动土压力以仰斜最小,直立居中,俯斜最大。此外,墙背的倾斜型式还应综合考虑使用要求、地形和施工等条件。一般挖坡建墙宜用仰斜,其土压力小,且墙背可与边坡紧密贴合;填方地区可用直立或俯斜,便于施工使填土夯实;而在山坡上建墙,则宜用直立,因此时仰斜墙身较高,俯斜则土压力太大。墙背仰斜时其坡度不宜缓于 $1:0.25$ (高宽比),且墙面应尽量与墙背平行。

挡土墙的墙顶宽度,一般对于块石挡土墙应 $\geq 0.5\text{m}$,混凝土挡土墙可取 $0.2\sim 0.4\text{m}$ 。当挡土墙抗滑稳定难以满足时,可将基底做成逆坡,一般坡度为 $(0.1\sim 0.2):1.0$ [图 6.27(a)];当地基承载力难以满足时,墙趾宜设台阶[图 6.27(b)]。挡土墙基底埋深一般应 $\geq 0.5\text{m}$;岩石地基应将基底埋入未风化的岩层内。重力式挡土墙基底宽与墙高之比约为 $1/2\sim 1/3$ 。

挡土墙常因排水不良而大量积水,使土的抗剪强度指标下降,土压力增大,导致挡土墙破坏。因此,挡土墙应设置泄水孔,其间距宜取 $2\sim 3\text{m}$,外斜 5% ,孔眼尺寸宜 $\geq \phi 100\text{mm}$ 。墙后要做好反滤层和必要的排水盲沟,在墙顶地面宜铺设防水层。当墙后有山坡时,还应在坡下设置截水沟。图 6.28 给出了两个排水处理的工程实例。

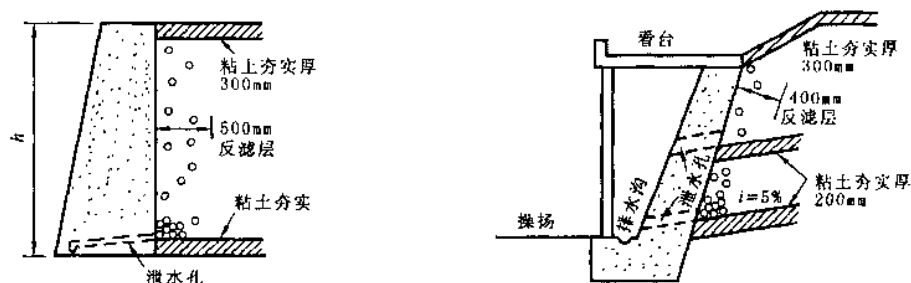


图 6.28 挡土墙排水措施举例

墙后填土宜选用透水性较强的填料。当采用粘性土作填料时,宜掺入适量的块石。在季节性冻土地区,墙后填土应选用非冻胀性填料(如炉渣、碎石、粗砂等)。

挡土墙每隔 $10\sim 20\text{m}$ 应设置一道伸缩缝。当地基有变化时宜加设沉降缝。在拐角处应适当采取加强的构造措施。

对于重要的、高度较大的挡土墙,不宜采用粘性填土。因粘性填土性能不稳定,干缩湿胀,这种交错变化将使挡土墙产生较大的侧压力,而导致挡土墙外移,甚至失去稳定而发生事故。此外,墙后填土均应分层夯实,以提高填土质量。

6.6 加筋土挡土墙简介

加筋土支挡结构(或称加筋土挡土墙)由面板、筋带及填料三部分组成。它借助于与面板相连接的筋带同填料之间的相互作用,使面板、筋带和填料形成一种稳定而柔性的复合支挡结构(图 6.29)。

加筋土结构能充分利用材料的性能以及土与筋带的共同作用,因而结构轻巧、圬工体积小,便于现场预制和工地拼装,施工速度快,并能抗严寒、抗地震,与重力式挡墙相比,一般可降低造价 $25\%\sim 60\%$ 。因此,加筋土挡土墙是一种较为合理的挡土结构。现就面板、筋带、填料的基本要求,以及其结构计算简介如下。

6.6.1 面板

面板设计应满足坚固、美观、搬运方便和易于安装等,国内常用混凝土或钢筋混凝土预制件,混凝土标号 $\geq \text{C}20$,国外也采用半圆形油桶或特制的椭圆形钢管做面板(图 6.30)。

面板的断面形式可做成槽形、矩形,立面可为矩形、六边形、十字形等,其尺寸可参考表 6.3 选取。当面板为槽形断面时,可在面板翼缘上预留穿筋孔;而矩形断面可预埋钢筋环,钢筋直径宜 $\geq 12\text{mm}$,并应考虑锈蚀

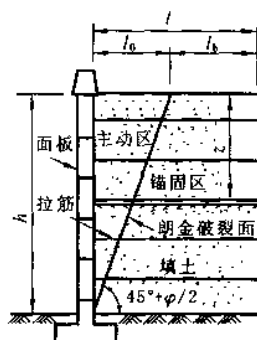


图 6.29 加筋土结构示意图



图 6.30 椭圆形面板

影响,筋带不宜与钢筋环直接接触,可采用涂抹防锈油漆或聚胺酯等办法处理。相邻面板之间可用企口拼接和插销定位,插销的钢筋直径宜 $\geq 10\text{mm}$ 。并在咬合处留有 3mm 缝隙,以适应必要的变形。

各类面板参考尺寸(mm)

表 6.3

面 板 型 式	简 图	高 度	长 度	厚 度
立 面	断 面			
矩 形	槽 形	正 面	侧 面	
矩 形	矩 形			
六 边 形	矩 形			
十 字 形	矩 形			

注:槽形面板的腹板和翼缘厚度不宜小于 50mm 。

6.6.2 筋带

要求筋带抗拉强度高、延伸率小、抗老化、抗腐蚀,并具有一定的柔韧性。筋带宽宜大于 15mm ,厚度大于 0.8mm ,拉伸时断裂强度 $\geq 2\text{kN}$,断裂时延伸率 $\leq 10\%$ 。常用筋带材料有钢筋混凝土、镀锌钢片、多孔废钢片及土工合成材料等,国内以聚丙烯土工带应用最广。一般情况下筋带宜水平布设,并尽可能垂直于面板,当从一个结点引出多根筋带时,可呈扇形散开,但在筋带有效长度(见后)范围内彼此不得直接搭叠。筋带与面板应联结良好,筋带的水平距离 s_x 和垂直距离 s_y 一般为 $0.5\sim 1.0\text{m}$ 。

6.6.3 填料

一般可采用砂类土、粘性土或杂填土,其要求易压实,同筋带相互作用力可靠,不含可能损伤筋带的尖利状颗粒。填料的设计参数应由试验确定。填筑时,填料的含水量应接近最佳含水量,其压实度一般应达 90% 以上。

6.6.4 加筋土的设计计算

加筋土结构设计一般应考虑加筋土体的内部稳定和整体稳定性。内部稳定性系指由于筋带被拉断或筋土间摩擦力不足致使加筋土结构破坏;整体稳定性系指由于加筋土外部失稳而引起的加筋土结构破坏,其包括考虑地基承载力、地基沉降、抗滑及滑坡稳定性的验算。

6.6.4.1 加筋土体的内部稳定性计算

主要是确定筋带的断面面积和锚固长度(或有效长度 l_b),因此必须计算筋带所受到的拉力。现有计算理论较多,且不同的计算理论其结果不同,以下仅介绍常用的朗金理论分析方法。

朗金理论认为面板后土体呈朗金主动状态,破裂面与水平面夹角为 $45^\circ + \varphi/2$,如图 6.29 所示,破裂面以左为主动区,以右为锚固区(或被动区)。沿面板的土压力强度可按式(6.5)计算。当土体主动土压力充分发挥时,面板后距加筋体顶面深度 z 处第 i 根筋带所受的拉力 T_i 为:

$$T_i = K_a \gamma z s_x s_y \quad (6.27)$$

式中 K_a ——朗金主动土压力系数, $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$;

γ ——填料的重度(kN/m^3);

z ——第 i 层筋带距加筋体顶面的垂直距离(m)。

筋带的断面面积 A_i (m^2)可根据筋带所用的材料强度确定:

$$A_i = \frac{\gamma_G T_i}{f_y} \quad (6.28)$$

式中 f_y ——筋带材料的抗拉强度设计值(kPa);

γ_G ——荷载分项系数,可取 $\gamma_G = 1.2$ 。

计算筋带断面尺寸时,在实际工程中还应考虑防腐蚀需要增加的尺寸。此外,每根筋带在工作时还有被拔出的可能,因此尚需计算筋带抵抗被拔出的锚固长度 l_b 。设土与筋带间摩擦系数为 f ,则锚固区内由于摩擦作用而使第 i 根筋带产生的摩擦力 T_b 为:

$$T_b = 2l_b b \gamma z f \quad (6.29)$$

式中 b ——筋带的宽度(m);

f ——筋带与填土之间的视摩擦系数,宜通过试验确定,无试验时可取:砂土 0.42~0.7;粘性土 0.4~0.6;杂填土 0.38~0.6。

在该深度处的抗拉安全系数 K_b 为:

$$K_b = \frac{T_b}{T_i} = \frac{2l_b b f}{K_a s_x s_y} \quad (6.30)$$

抗拉安全系数与深度无关,一般可取 1.5~2.0。故第 i 根筋带的锚固长度为:

$$l_b = \frac{K_b K_a s_x s_y}{2b f} \quad (6.31)$$

第 i 根筋带的总长度 l 为:

$$l = l_0 + l_b = h \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + \frac{K_b K_a s_x s_y}{2b f} \quad (6.32)$$

式中 l_0 ——筋带的无效长度,按朗金理论 $l_0 = h \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$ 。

大量工程实测资料分析表明,筋带主动区和锚固区的分界线可采用 $0.3h$ 法(图 6.31),故筋带的无效长度 l_0 亦可按下式计算:

$$l_0 = \begin{cases} 0.3h & z \leq 0.5h \\ 0.6(h - z) & z > 0.5h \end{cases} \quad (6.33)$$

由此可见,计算的筋带长度随深度增加而减小,但在实际工程中,为了施工方便,常采用如下规定:

(1)墙高小于 3.0m 时,可设计为等长筋带;

(2)墙高大于 3.0m 时,可变换筋带长度,但一般同等长度筋带变换的高度不应小于 2m,且相邻筋带的变换长度不得小于 0.5m[图 6.32(a)];

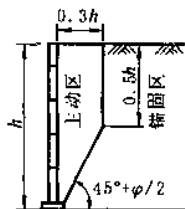


图 6.31 0.3h 法示意

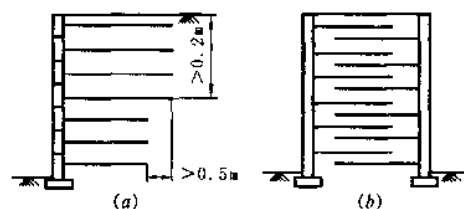


图 6.32 筋带布置示意图
(a)不等长筋带布置;(b)双面交错式布置

(3)对于路堤式挡土墙,若路堤较窄,筋带可交错排列,如图 6.32(b)所示。

6.6.4.2 加筋土的整体稳定性

加筋土对地基的要求不高,只要求地基能承受加筋土的重力即可,即要求作用在地基上的压应力设计值小于或等于地基承载力设计值;此外,加筋土结构本身具有一定的柔性,故对地基变形的适应性远比其他挡土结构为好。

加筋土的整体稳定性包括倾覆、滑动和圆弧滑动验算。只要筋带具有足够的横断面积和锚固长度,就可保证面板不出现倾覆而丧失稳定。验算加筋土结构底部的抗滑稳定时,可将其视为墙背作用有主动土压力的整体结构[图 6.33(a)],抗滑稳定安全系数一般可取 1.5。当地基很软弱时,也可能产生近似圆弧状的滑动面[图 6.33(b)]。若滑动破坏面接近垂直于加筋的层面,且离筋带尾端越远(图中圆①),则加筋土所发挥的内部阻力就越大,而图中圆②和圆③所表示的滑动破坏面,筋带的抗拉强度基本没有发挥。圆弧状滑动的具体验算可详见 6.9 节。

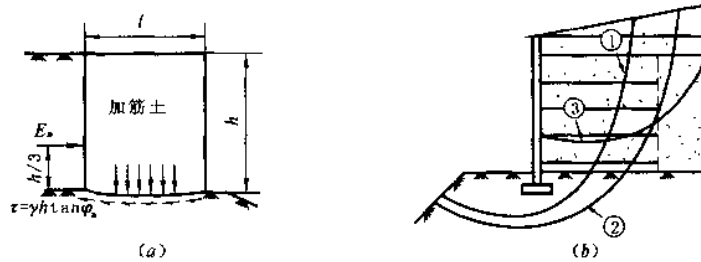


图 6.33 加筋土稳定验算

(a)抗滑稳定;(b)滑坡失稳破坏

6.7 地基破坏型式及地基承载力

6.7.1 地基的破坏型式

试验研究表明,建筑地基在荷载作用下往往由于承载力不足而产生剪切破坏,其破坏型式可分为整体剪切破坏、局部剪切破坏及冲剪破坏三种。

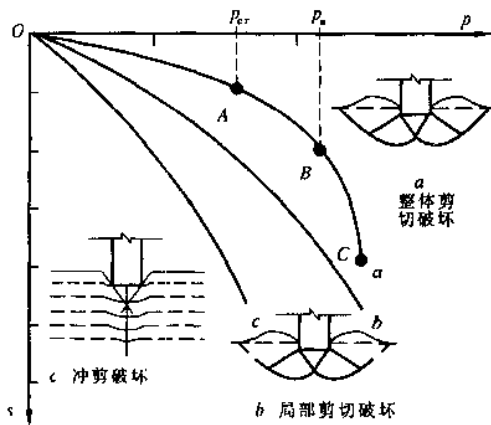


图 6.34 地基的破坏型式

属整体剪切破坏。

局部剪切破坏是介于整体剪切破坏和冲剪破坏之间的一种破坏型式。随着荷载的增加,剪切破坏区从基础边缘开始,发展到地基内部某一区域(b中实线区域),但滑动面并不延伸到地面,基础四周地面虽有隆起迹象,但不会出现明显的倾斜和倒塌。相应的 $p-s$ 曲线如图 6.34 中曲线 b 所示,拐点不甚明显,拐点后沉降增长率较前段大,但不像整体剪切那样急剧增加。中等密实的砂土地基常发生局部剪切破坏。

整体剪切破坏的 $p-s$ 曲线如图 6.34 中曲线 a 所示,地基变形的发展可分为三个阶段:①当荷载较小时,基底压力 p 与沉降 s 基本上成直线关系(OA 段),属线性变形阶段,相应于 A 点的荷载称临塑荷载,以 p_{cr} 表示;②当荷载增加到某一数值时,基础边缘处土体开始发生剪切破坏,随着荷载的增加,剪切破坏区(或塑性变形区)逐渐扩大,土体开始向周围挤出, $p-s$ 曲线不再保持为直线(AB 段),属弹塑性变形(或剪切)阶段,相应于 B 点的荷载称为极限荷载,以 p_u 表示;③如果荷载继续增加,剪切破坏区不断扩大,最终在地基中形成一连续的滑动面,基础急剧下沉或向一侧倾斜,同时土体被挤出,基础四周地面隆起,地基发生整体剪切破坏, $p-s$ 曲线陡直下降(BC 段),通常称完全破坏阶段。一般紧密的砂土、硬粘性土地基常

图 6.34 中曲线 c 为冲剪破坏的情况。随着荷载的增加,基础下土层发生压缩变形,当荷载继续增加,基础四周土体发生竖向剪切破坏,基础“切入”土中,但地基中不出现明显的连续滑动面,基础四周地面不隆起,沉降随荷载的增加而加大, $p-s$ 曲线无明显拐点。松砂及软土地基常发生冲剪破坏。

地基的剪切破坏型式与多种因素有关,目前尚无合理的理论作为统一的判别标准,表 6.4 综合列出了条形基础在中心荷载下不同剪切破坏型式的各种特征,以供参考。

条形基础在中心荷载下地基破坏型式的特征

表 6.4

破坏型式	地基中滑动面	$p-s$ 曲线	基础四周地面	基础沉降	基础表现	控制指标	事故出现情况	适用条件		
								基土	埋深	加荷速率
整体剪切	连续,至地面	有明显拐点	隆起	较小	倾斜	强度	突然倾覆	密实	小	缓慢
局部剪切	连续,至地面	拐点不易确定	有时稍有隆起	中等	可能倾斜	变形为主	较慢下沉时有倾覆	松散	中	快速或冲击荷载
冲剪	不连续	拐点无法确定	沿基础下陷	较大	仅有下沉	变形	缓慢下沉	软弱	大	快速或冲击荷载

注:表中埋深为基础的相对埋深,即基础埋深与基础宽度的比值。

6.7.2 地基承载力

地基承载力是指地基承受荷载的能力。地基承载力的确定主要有理论公式计算、现场原位试验和查规范表格等方法,本节主要介绍临塑荷载和临界荷载,其均在整体剪切破坏的条件下求得,对于局部剪切和冲剪破坏的情况,目前尚无理论公式可循。

临塑荷载是指地基土中将要而尚未出现塑性变形区时的基底压力。其计算公式可根据土中应力计算的弹性理论和土体极限平衡条件导出。

设地表作用一均布条形荷载 p_0 ,如图 6.35(a)所示,在地表下任一深度点 M 处产生的大、小主应力可按式(3.37)求得:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{matrix} \right\} = \frac{p_0}{\pi} (\beta_0 \pm \sin \beta_0)$$

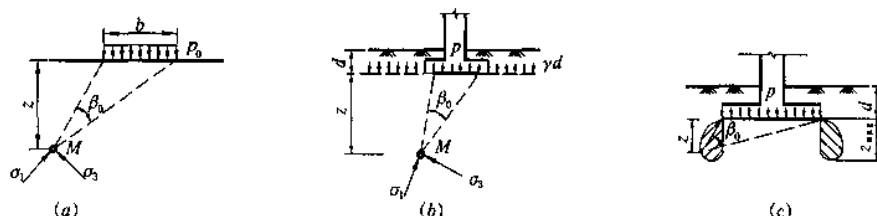


图 6.35 条形均布荷载作用下的地基主应力及塑性区

实际上一般基础都具有一定的埋置深度 d ,如图 6.35(b)所示,此时地基中某点 M 的应力除了由基底附加应力 $p_0(=p-\gamma d)$ 产生以外,还有土的自重应力 $(\gamma_0 d + \gamma z)$ 。严格地说, M 点上土的自重应力在各向是不等的,因此上述两项在 M 点产生的应力在数值上不能叠加。为了简化起见,在下述荷载公式推导中,假定土的自重应力在各向相等。故地基中任一点的 σ_1 和 σ_3 可写为:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{matrix} \right\} = \frac{p - \gamma d}{\pi} (\beta_0 \pm \sin \beta_0) + \gamma_0 d + \gamma z \quad (6.34)$$

当 M 点处于极限平衡状态时,该点的大、小主应力应满足极限平衡条件式(5.5),将式(6.34)代入式(5.5),整理可得塑性区的边界方程为:

$$z = \frac{p - \gamma_0 d}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi_0} - \beta_0 \right) - \frac{c}{\gamma \tan \varphi} - \frac{\gamma_0 d}{\gamma} \quad (6.35)$$

式(6.35)表示塑性区边界上任意一点的 z 与 β_0 之间的关系。如果 $p, \gamma_0, \gamma, d, c$ 和 φ 已知,则根据式(6.35)可绘出塑性区的边界线如图 6.35(c)所示。采用弹性理论计算,基础两边点的主应力最大,因此塑性

区首先从基础两边点开始向深度发展。

塑性区发展的最大深度 z_{\max} , 可由 $\frac{dz}{d\beta_0}=0$ 的条件求得, 即:

$$\frac{dz}{d\beta_0} = \frac{p - \gamma_0 d \left(\frac{\cos\beta_0}{\sin\varphi} - 1 \right)}{\pi\gamma} = 0$$

则有

$$\cos\beta_0 = \sin\varphi$$

即

$$\beta_0 = \pi/2 - \varphi \quad (6.36)$$

将 β_0 代入式(6.35)得塑性区发展最大深度 z_{\max} 的表达式为:

$$z_{\max} = \frac{p - \gamma_0 d \left[\cot\varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right]}{\pi\gamma} - \frac{c}{\gamma \tan\varphi} - \frac{\gamma_0 d}{\gamma} \quad (6.37)$$

由上式可见, 当其它条件不变时, 荷载 p 增大, 塑性区就发展, 该区的最大深度也随着增大。若 $z_{\max}=0$, 则表示地基中将要出现但尚未出现塑性变形区, 其相应的荷载即为临塑荷载 p_{cr} 。因此, 在式(6.37)中令 $z_{\max}=0$, 可得临塑荷载的表达式为:

$$p_{cr} = \frac{\pi(\gamma_0 d + c \cdot \cot\varphi)}{\cot\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma_0 d \quad (6.38)$$

式中 γ_0 ——基底标高以上土的重度, kN/m^3 ;

φ ——地基土的内摩擦角, 弧度;

其它符号意义同前。

工程实践表明, 即使地基发生局部剪切破坏, 地基中塑性区有所发展, 只要塑性区范围不超出某一限度, 就不致影响建筑物的安全和正常使用, 因此以 p_{cr} 作为地基土的承载力偏于保守。地基塑性区发展的容许深度与建筑物类型、荷载性质以及土的特性等因素有关, 目前尚无一致意见。一般认为, 在中心垂直荷载下, 塑性区的最大发展深度 z_{\max} 可控制在基础宽度的 $1/4$, 相应的荷载用 $p_{1/4}$ 。因此, 在式(6.37)中令 $z_{\max}=b/4$, 可得 $p_{1/4}$ 的计算公式为:

$$p_{1/4} = \frac{\pi(\gamma_0 d + c \cdot \cot\varphi + \gamma b/4)}{\cot\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma_0 d \quad (6.39)$$

而对于偏心荷载作用的基础, 一般可取 $z_{\max}=b/3$ 相应的荷载 $p_{1/3}$ 作为地基的承载力, 即:

$$p_{1/3} = \frac{\pi(\gamma_0 d + c \cdot \cot\varphi + \gamma b/3)}{\cot\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma_0 d \quad (6.40)$$

尚需指出, 上述公式是在条形均布荷载作用下导出, 对于矩形和圆形基础, 其结果偏于安全。此外, 在公式的推导过程中采用了弹性力学的解答, 对于已出现塑性区的塑性变形阶段, 其推导是不够严格的。

【例题 6.5】 某条形基础宽 5m, 基底埋深 1.2m, 地基土 $\gamma=18.0\text{kN/m}^3$, $\varphi=22^\circ$, $c=15.0\text{kPa}$, 试计算该地基的临塑荷载 p_{cr} 及 $p_{1/4}$ 。

【解】 ①由式(6.38)可求得临塑荷载 p_{cr} 为:

$$p_{cr} = \frac{\pi(18.0 \times 1.2 + 15.0 \cot 22^\circ)}{\cot 22^\circ + 22^\circ \times \pi/180^\circ - \pi/2} + 18.0 \times 1.2 = 164.8\text{kPa}$$

②由式(6.39)可求得 $p_{1/4}$ 为:

$$p_{1/4} = \frac{\pi(18.0 \times 1.2 + 15.0 \cot 22^\circ + 18.0 \times 5/4)}{\cot 22^\circ + 22^\circ \times \pi/180^\circ - \pi/2} + 18.0 \times 1.2 = 219.7\text{kPa}$$

6.8 地基的极限承载力

地基的极限承载力 p_u 是地基承受基础荷载的极限压力。其求解方法一般有两种: ①根据土的极限平衡理论和已知边界条件, 计算出土中各点达极限平衡时的应力及滑动方向, 求得基底极限承载力; ②通过基础模型试验, 研究地基的滑动面形状并进行简化, 根据滑动土体的静力平衡条件求得极限承载力。由于推导时的假定条件不同, 所得极限承载力的计算公式也就不同, 下面主要介绍几种常用的计算公式。

6.8.1 普朗德尔公式

普朗德尔(Prandtl, 1920)根据塑性理论, 导得了刚性冲模压入无质量的半无限刚塑性介质时的极限压

应力公式。若应用于地基极限承载力课题,则相当于一无限长、底面光滑的条形荷载板置于无质量($\gamma=0$)的土表面上,当土体处于极限平衡状态时,塑性区的边界如图 6.36(a)所示。由于基底光滑,Ⅰ区大主应力 σ_1 为垂直向,破裂面与水平面成 $45^\circ+\varphi/2$ 角,称主动朗金区,Ⅱ区大主应力 σ_1 方向水平,破裂面与水平面成 $45^\circ-\varphi/2$ 角,称被动朗金区;Ⅱ区的滑动线由对数螺旋线 bc 及辐射线 ab 和 ac 组成,且 $ab=r_0$, $ac=r_1$, bc 的方程为 $r=r_0\exp(\theta\tan\varphi)$ 。取脱离体 $obce$,根据作用在脱离体上力的平衡条件,不计基底以下地基土的重度(即 $\gamma=0$),可求得极限承载力为:

$$p_u = cN_c \quad (6.41)$$

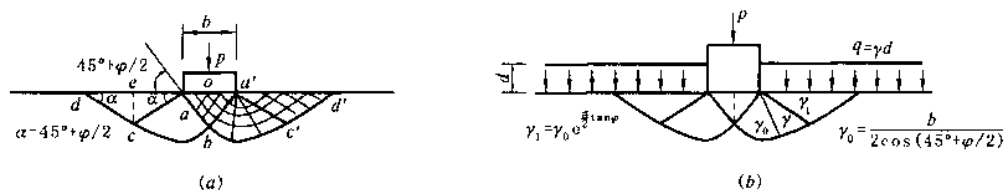


图 6.36 普朗德理论假设的滑动面

(a)基础无埋深;(b)基础有埋深

其中
$$N_c = \cot\varphi \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \exp(\pi \tan\varphi) - 1 \right] \quad (6.42)$$

式中 N_c 称为承载力因数,是仅与 φ 有关的无量纲系数, c 为土的粘聚力。

如果考虑到基础有一定的埋置深度 d [图 6.36(b)],将基底以上土重用均布超载 $q(=\gamma d)$ 代替,赖斯纳(Reissner,1924)导得了计入基础埋深后的极限承载力为:

$$p_u = cN_c + qN_q \quad (6.43)$$

其中
$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \exp(\pi \tan\varphi) \quad (6.44)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\varphi \quad (6.45)$$

式中 N_q 也是仅与 φ 有关的另一承载力因数。

显见,普朗德尔的极限承载力公式与基础宽度无关,这是由于公式推导过程中不计地基土的重度所致,此外基底与土之间尚存在一定的摩擦力,因此普朗德公式只是一个近似公式。在普朗德和赖斯纳之后,不少学者在这方面继续进行了许多研究工作,如太沙基(1943),泰勒(Taylor,1948),梅耶霍夫(Meyerhof,1951),汉森(Hansen,1961)以及魏西克(Vesic,1973)等。以下仅对太沙基公式及汉森公式作一简要介绍。

6.8.2 太沙基公式

太沙基假定基础底面是粗糙的,基底与土之间的摩阻力阻止了基底处剪切位移的发生,因此直接在基底以下的土不发生破坏而处于弹性平衡状态,根据Ⅰ区土楔体的静力平衡条件可求得太沙基极限承载力计算公式为:

$$p_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma b N_\gamma \quad (6.46)$$

式中 q ——基底水平面以上基础两侧的超载(kPa), $q=\gamma_0 d$;

b, d ——基底的宽度和埋置深度(m);

N_c, N_q, N_γ ——无量纲承载力因数,仅与土的内摩擦角有关,可由图 6.37 中实线查得, N_q 及 N_c 值也可按式(6.44)及式(6.45)计算求得。

式(6.46)适用于条形荷载下的整体剪切破坏(坚硬粘土和密实砂土)情况。对于局部剪切破坏(软粘土和松砂),太沙基建议采用经验方法调整抗剪强度指标 c 和 φ ,即以 $c' = 2c/3$, $\varphi' = \arctan(2/3 \tan\varphi)$ 代替式(6.46)中的 c 和 φ 。故式(6.46)变为:

$$p_u = \frac{2}{3}cN_c' + qN_q' + \frac{1}{2}\gamma b N_\gamma' \quad (6.47)$$

式中 N_c', N_q' 及 N_γ' 为相应于局部剪切破坏的承载力因数,可由 φ 查图 6.37 中的虚线或由 φ' 查图中实线而得;其余符号同前。

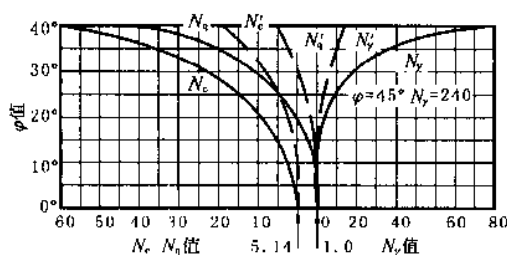


图 6.37 太沙基承载力因数

方形和圆形基础属于三维问题,因数学上的困难,至今尚未能导得其分析解,太沙基根据试验资料建议按以下公式计算:

方形基础(宽度为 b):

$$p_u = 1.2cN_c + \gamma_0 d N_d + 0.4\gamma b N_\gamma \quad (6.48)$$

圆形基础(半径为 d):

$$p_u = 1.2cN_c + \gamma_0 d N_d + 0.6\gamma b N_\gamma \quad (6.49)$$

对于矩形基础($b \times l$),可按 b/l 值在条形基础($b/l = 10$)与方形基础($b/l = 1$)之间以插入法求得。若地基

为软粘土或松砂,将发生局部剪切破坏,此时,上两式中的承载力因数均应改用 N_c' 、 N_q' 及 N_γ' 值。

6.8.3 汉森公式

汉森公式是个半经验公式,其适用范围较广,北欧各国应用颇多,如丹麦基础工程实用规范等。我国《港口工程技术规范》(第五篇,地基)亦推荐使用该公式。

汉森建议(1961,1970),对于均质地基、基底完全光滑,在中心倾斜荷载作用下地基的竖向极限承载力可按式计算:

$$p_u = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + qN_q S_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma b N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (6.50)$$

式中 S_c, S_q, S_γ ——基础的形状系数;

i_c, i_q, i_γ ——荷载倾斜系数;

d_c, d_q, d_γ ——基础的深度系数;

g_c, g_q, g_γ ——地面倾斜系数;

b_c, b_q, b_γ ——基底倾斜系数;

N_c, N_q, N_γ ——承载力系数, N_c, N_q 可由式(6.45)、式(6.44)计算, $N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan\varphi$;

其余符号意义同前。

汉森认为,极限承载力的大小与作用于基底上倾斜荷载的倾斜程度及大小有关。当满足 $H \leq C_u A + P \tan\delta$ 时(H 和 P 分别为倾斜荷载在基底上的水平及垂直分力; C_u 为基底与土之间的附着力; A 为基底面积; δ 为基底与土之间的摩擦角),荷载倾斜系数可按式确定:

$$i_c = \begin{cases} 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{cA}}, & \varphi = 0 \\ i_q - \frac{1 - i_q}{cN_c}, & \varphi > 0 \end{cases} \quad (6.51)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{P + cA \cot\varphi} \right)^5 > 0 \quad (6.52)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H - \eta/450^\circ}{P + cA \cot\varphi} \right)^5 > 0 \quad (6.53)$$

式中 η ——倾斜基底与水平面的夹角(度,图 6.38)。

基础的形状系数可由下式确定:

$$S_c = 1 + 0.2i_c b/l \quad (6.54)$$

$$S_q = 1 + i_q b/l \sin\varphi \quad (6.55)$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4i_\gamma b/l \geq 0.6 \quad (6.56)$$

当计入基础两侧土的相互作用及基底以上土的抗剪强度等因素时,可用下列深度系数近似加以修正:

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0.35d/b & (d \leq b) \\ 1 + 0.4 \arctan(d/b) & (d > b) \end{cases} \quad (6.57)$$

$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \tan\varphi (1 - \sin\varphi)^2 d/b & (d \leq b) \\ 1 + 2 \tan\varphi (1 - \sin\varphi)^2 \arctan(d/b) & (d > b) \end{cases} \quad (6.58)$$

$$d_r = 1 \quad (6.59)$$

地面或基础底面本身倾斜,均对承载力产生影响。若地面与水平面的倾角 $\beta(^{\circ})$ 以及基底与水平面的倾角 $\eta(^{\circ})$ 为正值(图 6.38),且满足 $\eta+\beta\leq 90^{\circ}$ 时,两者的影响可按下列近似公式确定:

地面倾斜系数:

$$g_c = 1 - \beta/147^{\circ} \quad (6.60)$$

$$g_q = g_r = (1 - 0.5\tan\beta)^5 \quad (6.61)$$

基底倾斜系数:

$$b_c = 1 - \eta/147^{\circ} \quad (6.62)$$

$$b_q = \exp(-2\eta\tan\varphi) \quad (6.63)$$

$$b_r = \exp(-2.7\eta\tan\varphi) \quad (6.64)$$

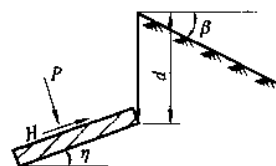


图 6.38 地面或基底倾斜情况

6.8.4 地基承载力的安全度

由理论公式计算的极限承载力是在地基处于极限平衡时的承载力,为了保证建筑物的安全和正常使用,地基承载力设计值应以一定的安全度将极限承载力加以折减。安全系数 K 与上部结构的类型、荷载性质、地基土类以及建筑物的预期寿命和破坏后果等因素有关,目前尚无统一的安全度准则可用于工程实践。一般认为安全系数可取 $2\sim 3$,但不得小于 2 ,表 6.5 给出了汉森公式的安全系数参考值。

汉森公式安全系数

表 6.5

土或荷载条件	安全系数 K
无粘性土	2.0
粘性土	3.0
瞬时荷载(风、地震及相当的活载)	2.0
静荷载或成长时期的活荷载	2 或 3(视土样而定)

【例题 6.6】 若例题 6.5 的地基属于整体剪切破坏,试分别采用太沙基公式及汉森公式确定其承载力设计值,并与 $p_{1/4}$ 进行比较。

【解】 ①根据 $\varphi=22^{\circ}$,由图 6.37 查得太沙基承载力因数为:

$$N_c = 16.9, N_q = 7.8, N_r = 6.9$$

由式(6.46)可得极限承载力为:

$$p_u = 16.9 \times 15.0 + 7.8 \times 18.0 \times 1.2 + 6.9 \times 18.0 \times 5/2 = 732.5 \text{ kPa}$$

②由式(6.50)可得: $N_c=16.9, N_q=7.8, N_r=4.1$;垂直荷载 $i_c=i_q=i_r=1$;条形基础 $S_c=S_q=S_r=1$;又 $\beta=0$ 和 $\eta=0$,故有 $g_c=g_q=g_r=b_c=b_q=b_r=1$;根据 $d/b=0.24$,由式(6.57)~(6.59)可得:

$$d_c = 1 + 0.35 \times 0.24 = 1.1$$

$$d_q = 1 + 2\tan 22^{\circ}(1 - \sin 22^{\circ}) \times 0.24 = 1.1$$

$$d_r = 1$$

$$\begin{aligned} \therefore p_u &= 15.0 \times 16.9 \times 1 \times 1.1 \times 1 \times 1 \times 1 + 18.0 \times 1.2 \times 7.8 \times 1 \times 1.1 \times 1 \times 1 + 18.0 \times 5 \times 4.1 \times 1 \times 1 \times 1 \\ &\quad \times 1 \times 1/2 \\ &= 648.7 \text{ kPa} \end{aligned}$$

③若取安全系数 $K=3$ (粘性土),则可得承载力设计值 p_v 分别为:

$$\text{太沙基公式} \quad p_v = 732.5/3 = 244.2 \text{ kPa}$$

$$\text{汉森公式} \quad p_v = 648.7/3 = 216.2 \text{ kPa}$$

$$\text{而} \quad p_{1/4} = 219.7 \text{ kPa}$$

由上可见,对于该例题地基,汉森公式计算的承载力设计值与 $p_{1/4}$ 比例一致,而太沙基公式计算的结果相差稍大。

6.9 土坡和地基的稳定分析

土坡滑动一般系指土坡在一定范围内整体地沿某一滑动面向下和向外滑动而丧失其稳定性。影响土坡稳定的因素一般有以下几方面：

(1) 土坡作用力发生变化。例如在坡顶堆放材料或建造建筑物使坡顶受荷，或因打桩、车辆行驶、爆破、地震等引起振动而改变原来的平衡状态。

(2) 土体抗剪强度降低。例如受雨、雪等自然天气的影响，土体中含水量或孔隙水压力增加，有效应力降低，导致土体抗剪强度降低，抗滑力减小。

(3) 水压力的作用。例如雨水或地面水流入土坡中的竖向裂缝，对土坡产生侧向压力，促使土坡滑动。因此粘性土坡发生裂缝常是土坡稳定性的不利因素，也是滑坡的预兆之一。

此外，还有边坡岩石的性质及地质构造，边坡的坡形与坡度，以及地下水在土坝或基坑等边坡中渗流所引起的渗流力等，都是边坡失稳的重要因素。

土坡稳定性分析属于土力学中的稳定问题，也是工程中非常重要而实际的问题。本节主要介绍简单土坡的稳定性分析方法。所谓简单土坡系指土坡的坡度不变，顶面和底面水平，且土质均匀，无地下水，如图 6.39 所示。对于稍复杂的土坡则由此引申分析。

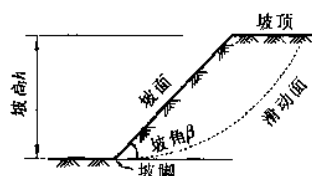


图 6.39 简单土坡各部位名称

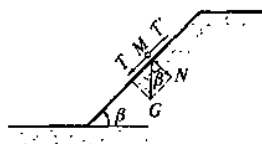


图 6.40 无粘性土坡稳定性分析

6.9.1 无粘性土坡的稳定性分析

由于无粘性土颗粒间无粘聚力存在，只有摩阻力，因此，只要坡面不滑动，土坡就能保持稳定，其稳定平衡条件如图 6.40 所示。

设坡面上某颗粒 M 所受重力为 G ，砂的内摩擦角为 φ ，坡角为 β ，重力 G 沿坡面的切向分力为 $T = G \sin \beta$ ，法向分力为 $N = G \cos \beta$ 。分力 T 使颗粒 M 向下滑动，而法向力 N 在坡面上引起的摩擦力为 $T' = N \tan \varphi = G \cos \beta \tan \varphi$ ，其阻止土颗粒下滑。抗滑力与滑动力的比值称为稳定安全系数，用 K 表示，即：

$$K = \frac{T'}{T} = \frac{G \cos \beta \tan \varphi}{G \sin \beta} = \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \quad (6.65)$$

由上式可知，当 $\beta = \varphi$ 时， $K = 1$ ，即抗滑力等于滑动力，土坡处于极限平衡状态。因此土坡稳定的极限坡角等于砂土的内摩擦角 φ ，此坡角称为自然休止角。从式 (6.65) 还可看出，无粘性土坡的稳定性与坡高无关，而仅与坡角 β 有关，只有 $\beta < \varphi$ ($K > 1$)，土坡就是稳定的。为了保证土坡具有足够的安全储备，可取 $K = 1.1 \sim 1.5$ 。

6.9.2 粘性土坡的稳定性分析

均质粘性土坡发生滑坡时，其滑动面形状大多数为一近似于圆弧面的曲面 (图 6.41)。为了简化，在进行理论分析时通常采用圆弧面计算。

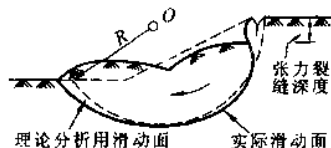


图 6.41 均质粘性土坡滑动面

理论分析时通常采用圆弧面计算。

粘性土坡稳定性分析的常用方法有：瑞典圆弧法 [彼得森 (Peterson), 1915; 费伦纽斯 (Fellenius), 1927]、稳定数法 (泰勒, 1937) 以及条分法 [太沙基, 1936; 毕肖普 (Bishop), 1955] 等。

条分法是一种试算法，其计算比较简单合理，在工程中应用较广，具体分析步骤如下：

(1)按比例绘制土坡剖面图(图 6.42)。

(2)任选一点 O 为圆心,以 Oa 为半径(R)作圆弧 ab , ab 即为滑动圆弧面。

(3)将滑动面以上土体竖直分成宽度相等的若干土条并编号。编号时以圆心 O 的铅垂线为 0 条,图中向右为正,向左为负。为使计算方便,可取各分条宽度 $b=R/10$,则 $\sin\alpha_1=0.1$, $\sin\alpha_2=0.2$, $\sin\alpha_3=0.1$, $\cos\alpha_1=-0.1$ 等,可减少大量三角函数计算。

(4)计算作用在土条 ef 上的剪切力 T_i 和抗剪力 S_i 。土条自重 G_i 和荷载 Q_i 在滑动面 ef 上的法向反力 N_i 和切向反力 T_i 分别为:

$$N_i = (G_i + Q_i)\cos\alpha_i \quad (6.66)$$

$$T_i = (G_i + Q_i)\sin\alpha_i \quad (6.67)$$

抗剪力 S_i 为:

$$S_i = c_i l_i + (G_i + Q_i)\cos\alpha_i \tan\varphi_i \quad (6.68)$$

当不计土条两侧法向力 E_i 和剪切力 F_i [图 6.42(b)] 的影响时,其误差约为 10%~15%。

(5)计算稳定安全系数(沿整个滑动面上的抗剪力与剪切力之比) K 。

$$K = \frac{S}{T} = \frac{\sum [c_i l_i + (G_i + Q_i)\cos\alpha_i \tan\varphi_i]}{\sum (G_i + Q_i)\sin\alpha_i} \quad (6.69)$$

如果考虑 E_i 、 F_i 的影响,可以提高分析精度,此时可由图 6.42(b)中单元体的静力平衡求得作用在 ef 土条上的法向力 N_i' ,将其代入上式可得:

$$K = \frac{\sum [c_i l_i \cos\alpha_i + (G_i + Q_i + F_{1i} - F_{2i})\tan\varphi_i]}{\sum (G_i + Q_i)\sin\alpha_i (\cos\alpha_i + \tan\varphi_i \cdot \sin\alpha_i / K)} \quad (6.70)$$

为了求得安全系数 K 值, $(F_{1i} - F_{2i})$ 值必须采用逐次逼近法计算。可用满足每一土条的静力平衡条件的 E_{1i} 和 F_{1i} 试算值及下列条件求得:

$$\sum (E_{1i} - E_{2i}) = 0 \quad \sum (F_{1i} - F_{2i}) = 0$$

如果假定 $\sum (F_{1i} - F_{2i})\tan\varphi_i = 0$, 则式(6.70)的计算大大简化。计算时首先任意假定一个 K 值,把这个假定值连同土的性质 c_i 和 φ_i 以及土坡的几何形状 α_i 一并代入式(6.70),即可算出一个新的 K 值,如此反复进行直至计算值与假定值相符为止。

当采用有效应力法分析时,式(6.70)中 G_i 应取有效应力计算。即减去总的孔隙水压力 $u_i l_i$,并采用有效应力强度指标 c_i' 和 φ_i' , 故式(6.70)变为:

$$K = \frac{\sum [c_i' l_i \cos\alpha_i + (G_i - u_i l_i \cos\alpha_i + Q_i + F_{1i} - F_{2i})\tan\varphi_i']}{\sum (G_i + Q_i)\sin\alpha_i (\cos\alpha_i + \tan\varphi_i' \cdot \sin\alpha_i / K)} \quad (6.71)$$

(6)假定几个可能的滑动面,分别计算相应的 K 值,其中 K_{\min} 所对应的滑动面则为最危险滑动面。当 $K_{\min} > 1$ 时,土坡是稳定的,根据工程性质,一般可取 $K_{\min} = 1.1 \sim 1.5$ 。

这种试算法工作量很大,可采用计算机求解。陈惠发(Chen, 1980)根据大量计算经验指出,最危险滑动圆弧的两端距坡顶点和坡脚点各为 $0.1nh$ 处,且最危险滑弧中心在 ab 的垂直平分线上[图 6.42(a)]。因此,只需在此垂直平分线上取若干点作为滑弧圆心,按上述方法分别计算相应的稳定安全系数,就可求得最小安全系数 K_{\min} 。

6.9.3 地基的稳定性分析

广义的地基稳定性问题包括地基承载力不足而失稳、构筑物基础在水平荷载作用下的倾覆和滑动失稳,以及边坡失稳等。

基础在经常性的水平荷载作用下,将连同地基一起沿滑动面滑动,可能出现的滑动而一般有以下几种情

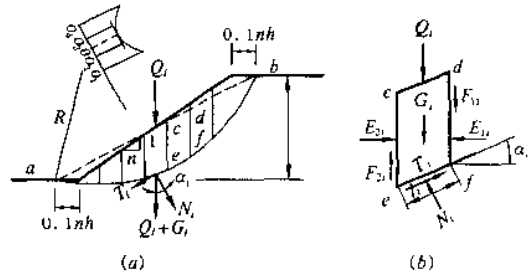


图 6.42 土坡稳定分析的条分法
(a)土坡剖面;(b)作用在土条上的力

况:

(1)如图 6.43 所示挡土墙剖面,滑动破坏面接于圆弧滑动面,并通过墙踵点(线)。分析时取绕圆弧中心点 O 的抗滑力矩与滑动力矩之比作为整体滑动的稳定安全系数 K ,因此可粗略地按下式计算:

$$K = \frac{\text{抗滑力矩}}{\text{滑动力矩}} = \frac{(\alpha + \beta + \varphi) \cdot c\pi R/180^\circ + (N_1 + N_2 + G)\tan\varphi}{T_1 + T_2} \quad (6.72)$$

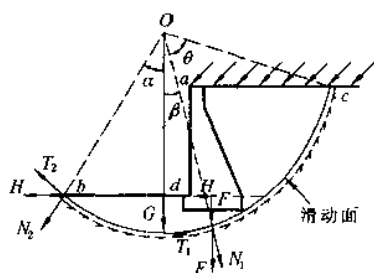


图 6.43 挡墙连同地基一起滑动

其中 $N_1 = F\cos\beta$

$N_2 = H\sin\alpha$

$T_1 = F\sin\beta$

$T_2 = H\cos\alpha$

$G = \gamma \left(\frac{\alpha\pi}{180^\circ} - \sin\alpha\cos\alpha \right) R^2$

式中 c, φ 分别为地基土的平均粘聚力和平均内摩擦角, F 和 H 分别为挡土墙基底所承受的垂直分力和水平分力。 R 为滑动圆弧的半径。若考虑土质的变化,也可采用类似于土坡稳定条分法计算稳定安全系数。同理,最危险圆弧滑动面必须通过试算求得,一般要求 $K_{\min} \geq 1.2$ 。

(2)当挡土墙周围土体及地基土都比较软弱时,地基失稳时可能出现图 6.44 所示贯入软土层深处的圆弧滑动面。此时,同样可采用类似于土坡稳定分析的条分法计算稳定安全系数,通过试算求得最危险的圆弧滑动面和相应的稳定安全系数 K_{\min} 。

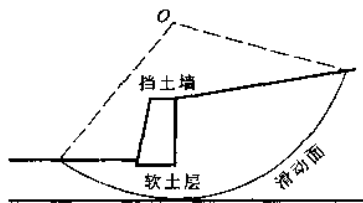


图 6.44 贯入软土层深处的圆弧滑动面

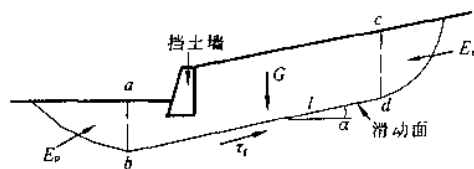


图 6.45 硬土层中的非圆弧滑动面

(3)当挡土墙位于超固结坚硬粘土层中时,其滑动破坏可能沿近似水平面的软弱结构面发生,为非圆弧滑动面(图 6.45)。计算时,可近似地取土体 $abdc$ 为隔离体。假定作用在 ab 和 dc 竖直面上的力分别等于主动和被动土压力。设 bd 面为平面,沿此滑动面上总的抗剪强度为:

$$\tau_{il} = cl + G\cos\alpha\tan\varphi \quad (6.73)$$

式中 G ——土体 $abdc$ 的自重标准值;

l, α —— bd 的长度和水平倾角;

c, φ ——硬粘土的粘聚力标准值和内摩擦角标准值。

此时滑动面 bd 为平面,稳定安全系数可为抗滑力与滑动力之比,即:

$$K = \frac{E_a + \tau_{il}}{E_a + G\sin\alpha} \quad (6.74)$$

且一般要求 $K \geq 1.3$ 。

思考题

1. 土压力有哪几种? 影响土压力的各种因素中最主要的因素是什么?
2. 试阐述主动、静止、被动土压力的定义和产生的条件,并比较三者的数值大小。
3. 试比较朗金土压力理论和库仑土压力理论的基本假定及适用条件。
4. 墙背的粗糙程度、填土排水条件的好坏对主动土压力有何影响?
5. 楔体试算法的计算依据是什么? 其计算步骤如何?
6. 挡土墙有哪几种类型,如何确定重力式挡土墙断面尺寸及进行各种验算?

- 6.7 设计加筋土挡墙时,如何确定墙背土压力及筋带的长度?
- 6.8 地基的剪切破坏有哪些型式?发生整体剪切破坏时 $p-s$ 曲线的特征如何?
- 6.9 什么是塑性变形区?地基的 p_{cr} 和 $p_{1/4}$ 的物理概念是什么?在工程中有何实际意义?
- 6.10 什么是地基土的极限荷载 p_u ? 其与哪些因素有关?
- 6.11 土坡稳定有何实际意义?影响土坡稳定的因素有哪些?如何防止土坡滑动?
- 6.12 何谓无粘性土坡的自然休止角?无粘性土坡的稳定性与哪些因素有关?
- 6.13 土坡稳定分析的条分法原理是什么?如何确定最危险圆弧滑动面?

习 题

- 6.1 试计算图 6.46 所示地下室外墙上的土压力分布、合力大小及其作用点位置。

(答案:45.47kN/m;1.0m)

- 6.2 某土挡墙高 5m,墙背竖直光滑,填土面水平, $\gamma=18.0\text{kN/m}^3$, $\varphi=22^\circ$, $c=15\text{kPa}$,试计算:①该挡墙主动土压力分布、合力大小及其作用点位置;②若该挡土墙在外力作用下,朝填土方向产生较大的位移时,作用在墙背的土压力分布、合力大小及其作用点位置又为多少?

(答案:①26.20kN/m;0.84m;②716.95kN/m;1.93m)

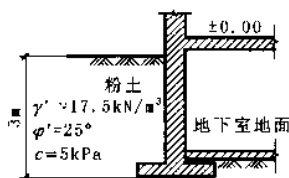


图 6.46 习题 6.1 附图

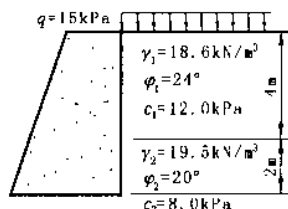


图 6.47 习题 6.3 附图

- 6.3 挡土墙高 6m,墙背竖直光滑,填土面水平,作用有均布荷载 $q=15\text{kPa}$,墙后填土及物理力学性质指标如图 6.47 所示,试计算墙背所受土压力分布、合力大小及其作用点位置。

(答案:115.56kN/m;1.47m)

- 6.4 某挡土墙如图 6.48 所示,填土与墙背的外摩擦角 $\delta=15^\circ$,试用库仑土压力理论计算:①主动土压力的大小、作用点位置和方向;②主动土压力沿墙高的分布。

(答案:①89.60kN/m;1.33m)

- 6.5 某挡土墙墙后填土为中密粗砂, $\gamma_d=16.8\text{kN/m}^3$, $w=10\%$, $\varphi=36^\circ$, $\delta=18^\circ$, $\beta=15^\circ$,墙高 4.5m,墙背与竖直线的夹角 $\alpha=-8^\circ$,试按《规范》方法计算该挡土墙主动土压力。

(答案:56.13kN/m)

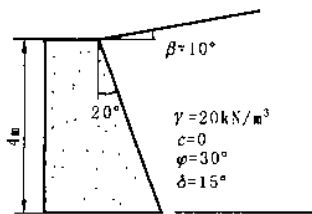


图 6.48 习题 6.4 附图

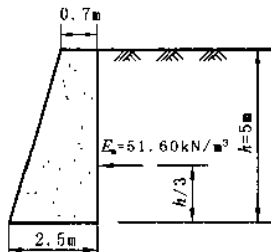


图 6.49 习题 6.6 附图

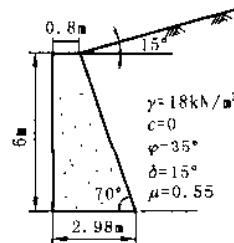


图 6.50 习题 6.7 附图

- 6.6 某重力式挡土墙如图 6.49 所示,砌体重度 $\gamma_k=22.0\text{kN/m}^3$,基底摩擦系数 $\mu=0.5$,作用在墙背上的主动土压力为 51.60kN/m。试验算该挡土墙的抗滑和抗倾覆稳定性。

- 6.7 如图 6.50 所示挡土墙,墙身砌体重度 $\gamma_k=22.0\text{kN/m}^3$,试验算该挡土墙的稳定性。

(答案: $K_s=1.37$; $K_t=1.73$)

- 6.8 某条形基础 $b=3\text{m}$, $d=12\text{m}$,建于均质的粘土地基上,土层 $\gamma=18.5\text{kN/m}^3$, $c=15\text{kPa}$, $\varphi=20^\circ$,试分别计算地基的 p_{cr} 和 $p_{1/4}$ 。

(答案: $p_{cr}=152.8\text{kPa}$; $p_{1/4}=181.4\text{kPa}$)

6.9 某方形基础受中心垂直荷载作用, $b=1.5\text{m}$, $d=2.0\text{m}$, 地基为坚硬粘土, $\gamma=18.2\text{kN/m}^3$, $c=30.0\text{kPa}$, $\varphi=22^\circ$, 试分别按 $p_{1/4}$ 、太沙基公式及汉森公式确定地基的承载力(安全系数取 3)。

(答案: 322.9kPa , 322.8kPa , 456.7kPa)

7 浅基础设计

本章提要

本章首先阐述了不同建筑物安全等级条件下的地基基础设计要求的内容,重点叙述了天然地基上的浅基础设计,主要包括:浅基础的类型、基础埋置深度的选择、地基承载力设计值的确定、基础底面尺寸的确定(地基持力层和软弱下卧层承载力验算)、地基特征变形验算、钢筋混凝土扩展基础设计和柱下条形基础设计,并列举了相应的设计计算例题。考虑地基基础与上部结构相互作用的概念对进行地基基础设计具有重要的意义,但因篇幅所限,本章只作了简单介绍。最后强调:减轻不均匀沉降损害不应单从地基基础的角度出发,而应综合考虑其它结构措施和建筑、施工措施。

7.1 概 述

地基基础设计必须根据上部结构(建筑物的用途和安全等级、建筑布置、上部结构类型等)和工程地质条件(建筑场地、地基岩土和气候条件等),结合考虑其它方面的要求(工期、施工条件、造价和环境保护等),合理选择地基基础方案,因地制宜,精心设计,以确保建筑物的安全和正常使用。

7.1.1 建筑物的安全等级

我国现行《建筑地基基础设计规范》(以下简称《建筑地基规范》)中,根据地基损坏造成建筑物破坏后果(危及人的生命、造成经济损失和社会影响及修复的可能性)的严重性,将建筑物分为三个安全等级(表 7.1)。

建筑物安全等级

表 7.1

安全等级	破坏后果	建 筑 类 型
一 级	很严重	重要的工业与民用建筑物,20 层以上的高层建筑,体型复杂的 14 层以上高层建筑,对地基变形有特殊要求的建筑物;单桩承受的荷载在 4000kN 以上的建筑物
二 级	严 重	一般的工业与民用建筑
三 级	不严重	次要的建筑物

7.1.2 地基基础设计的基本原则和一般步骤

为了保证建筑物的安全与正常使用,根据建筑物的安全等级和长期荷载作用下地基变形对上部结构的影响程度,地基基础设计和计算应该满足下述三项基本原则:

(1)在防止地基土体剪切破坏和丧失稳定性方面,应具有足够的安全度。因此,各级建筑物均应进行地基承载力计算;对经常受水平荷载作用的高层建筑和高耸结构,以及建造在斜坡上的建筑物和构筑物,尚应验算其稳定性。

(2)应进行必要的地基变形计算。对一级建筑物及表 7.2 所列范围以外的二级建筑物,应控制地基的变形特征值,使之不超过建筑物的地基变形特征允许值,以免引起基础和上部结构的损坏、或影响建筑物的使

用功能和外观。

可不作地基变形计算的二级建筑物范围

表 7.2

地基主要受力层情况	地基承载力标准值 f_k (kPa)		$60 \leq f_k < 80$	$80 \leq f_k < 100$	$100 \leq f_k < 130$	$130 \leq f_k < 160$	$160 \leq f_k < 200$	$200 \leq f_k < 300$
	各土层坡度 (%)		≤ 5	≤ 5	≤ 10	≤ 10	≤ 10	
建筑类型	砌体承重结构、框架结构(层数)		≤ 5	≤ 5	≤ 5	≤ 6	≤ 6	≤ 7
	单跨—多跨 6层m排柱架结构	吊车额定起重量(t)	5~10	10~15	15~20	20~30	30~50	50~100
		厂房跨度(m)	≤ 12	≤ 18	≤ 24	≤ 30	≤ 30	≤ 30
		吊车额定起重量(t)	3~5	5~10	10~15	15~20	20~30	30~75
		厂房跨度(m)	≤ 12	≤ 18	≤ 24	≤ 30	≤ 30	≤ 30
	烟囱		高度(m)	≤ 30	≤ 40	≤ 50	≤ 75	≤ 100
	水塔	高度(m)	≤ 15	≤ 20	≤ 30	≤ 30		≤ 30
		容积(m ³)	≤ 50	50~100	100~200	200~300	300~500	500~1000

注:①地基主要受力层系指条形基础底面下深度为 $3b$ (b 为基础底面宽度), 独立基础下为 $1.5b$, 且厚度均不小于 5m 的范围(二层以下一般的民用建筑除外);

②地基主要受力层中如有承载力标准值小于 130kPa 的土层时, 表中砌体承重结构的设计, 应符合本规范第 7 章的有关要求;

③表中砌体承重结构和框架结构均指民用建筑, 对于工业建筑可按厂房高度、荷载情况折合成与其相当的民用建筑层数;

④表中吊车额定起重量、烟囱高度和水塔容积的数值系指最大值。

(3)基础的材料型式、构造和尺寸, 除应能适应上部结构、符合使用要求、满足上述地基承载力(稳定性)和变形要求外, 还应满足对基础结构的强度、刚度和耐久性的要求。

因此, 天然地基上浅基础设计的内容和一般步骤是:

(1)充分掌握拟建场地的工程地质条件和地质勘察资料。例如: 不良地质现象和地震断层的存在及其危害性、地基土层分布的均匀性和软弱下卧层的位置和厚度、各层土的类别及其工程特性指标。

(2)在研究地基勘察资料的基础上, 结合上部结构的类型, 荷载的性质、大小和分布, 建筑布置和使用要求以及拟建基础对原有建筑设施或环境的影响; 并充分了解当地建筑经验、施工条件、材料供应、先进技术的推广应用等其它有关情况, 综合考虑选择基础类型和平面布置方案。

(3)确定地基持力层和基础埋置深度。

(4)确定地基承载力设计值。

(5)按地基承载力(包括持力层和软弱下卧层)确定基础底面尺寸。

(6)进行必要的地基稳定性和特征变形验算; 使地基的稳定性得到充分保证, 并使地基的沉降不致引起结构损坏、建筑物倾斜与开裂, 或影响其正常使用和外观。

(7)进行基础的结构设计; 用简化的或考虑相互作用的计算方法进行基础结构的内力分析和截面设计, 以保证基础具有足够的强度、刚度和耐久性。最后绘制基础施工详图, 并提出必要的技术说明。

上述各方面内容密切关联、相互制约, 很难一次考虑周详。因此, 地基基础设计工作往往需反复多次才能取得满意的结果。对规模较大的基础工程, 还宜进行多个地基基础方案设计, 经技术经济比较后, 择优采用。

7.2 浅基础的类型

7.2.1 按基础刚度分类

基础按刚度可分为刚性基础和柔性基础。

7.2.1.1 刚性基础

刚性基础是指用抗压性能较好, 而抗拉、抗剪性能较差的材料建造的基础(图 7.1), 常用材料有砖、三合土、灰土、混凝土、毛石、毛石混凝土等。刚性基础需具有非常大的抗弯刚度, 受荷后基础不允许挠曲变形和开

裂。所以,设计时必须规定基础材料强度及质量、限制台阶宽高比、控制建筑物层高和一定的地基承载力,而无需进行繁杂的内力分析和截面强度计算。

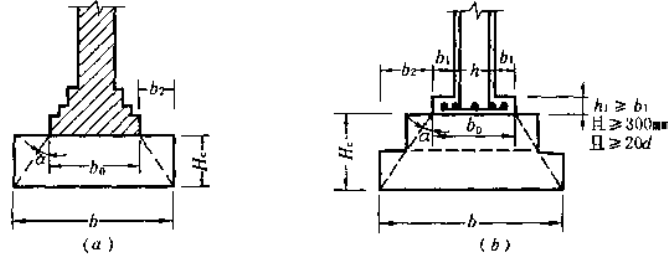


图 7.1 刚性基础构造示意图
 d ——柱中纵向钢筋直径

刚性基础多用于墙下条形基础和荷载不大的柱下独立基础。《建筑地基规范》规定,刚性基础可用于六层和六层以下(三合土基础不宜超过四层)的民用建筑和墙承重的厂房。刚性基础的台阶宽高比要求一般可表示为:

$$\frac{b_i}{H_i} \leq \tan \alpha \quad (7.1)$$

式中 b_i ——刚性基础任一台阶的宽度,mm;
 H_i ——相应 b_i 的台阶高度,mm;
 $\tan \alpha$ ——刚性基础台阶宽高比的允许值,可按表 7.3 选用。

刚性基础台阶宽高比的允许值 表 7.3

基础材料	质 量 要 求	台阶宽高比的允许值($\tan \alpha$)		
		$p \leq 100$	$100 < p \leq 200$	$200 < p \leq 300$
混凝土基础	C10 混凝土	1:1.00	1:1.00	1:1.25
	C7.5 混凝土	1:1.00	1:1.25	1:1.50
毛石混凝土基础	C7.5~C10 混凝土	1:1.00	1:1.25	1:1.50
砖基础	砖强度等级不低于 MU7.5	M5 砂浆	1:1.50	1:1.50
		M2.5 砂浆	1:1.50	1:1.50
毛石基础	M2.5~M5 砂浆	1:1.25	1:1.50	
	M1 砂浆	1:1.50		
灰土基础	体积比为 3:7 或 2:8 的灰土,其最小干密度: 对粉土为 1.55t/m ³ ; 对粉质粘土为 1.50t/m ³ ; 对粘土为 1.45t/m ³	1:1.25	1:1.50	
三合土基础	石灰:砂:骨料的体积比 1:2:4~1:3:6 每层约虚铺 220mm,夯至 150mm	1:1.50	1:2.00	

注:1. p 为基础底面处的平均压力(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,应对接触部分作局部受压承载力计算。

砖基础是应用最多的一种刚性基础,各部分的尺寸应符合砖的模数。砖基础一般做成台阶式,俗称“大放脚”,其砌筑方式有两种,一是“二皮一收”,如图 7.2(a)所示;另一是“二、一间隔收”,但需保证底层和顶层为二皮砖,即 120mm 高,如图 7.2(b)所示。上述两种砌法本质上都符合公式(7.1)的宽高比要求,“二、一间隔收”较节省材料,同时又能满足宽高比要求。

为了保证砖基础的砌筑质量(并能起到省工和平整保护基坑作用),常常在砖基础底面以下先做垫层。垫层材料可选用灰土、三合土或混凝土。垫层每边伸出基础底面 50mm,厚度一般为 100mm。设计时,垫层不作

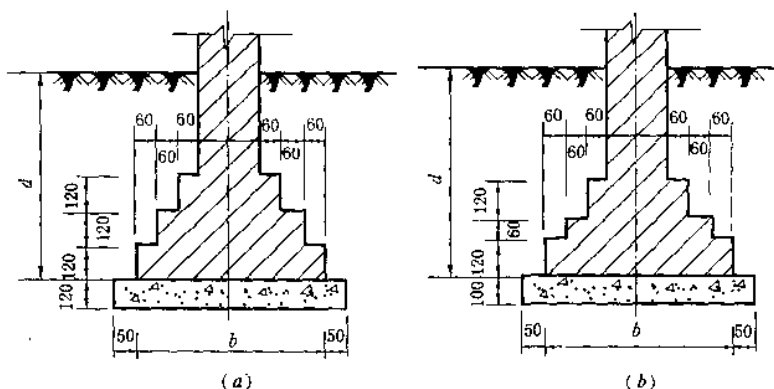


图 7.2 砖基础剖面图

(a)“二皮一收”砌法；(b)“二、一间隔收”砌法

为基础结构部分考虑。因此，垫层的宽度和高度都不计入基础的底宽 b 和埋深 d 之内。

有时，刚性基础是由两种材料叠合组成，如上层用砖砌体，下层用混凝土。下层混凝土的高度如果在 200mm 以上，且符合表 7.3 的要求，则混凝土层可作为基础结构部分考虑。

7.2.1.2 柔性基础

当基础荷载较大，按地基承载力确定的基础底面尺寸也将扩大(第 7.5 节)，为了满足宽高比的要求，相应的基础埋深较大，往往给施工带来不便，此外，刚性基础还存在着用料多、自重大的缺点。此时，往往需采用钢筋混凝土材料筑造的基础，这种基础的抗弯和抗剪性能好，可在竖向荷载较大、地基承载力不高以及承受水平力和力矩荷载等情况下使用。由于这类基础的高度不受台阶宽高比的限制，故适宜于需要“宽基浅埋”的场合采用。例如：当软土地基的表层具有一定厚度的“硬壳层”，并拟利用该层作为持力层时，便可考虑采用这类基础型式。由于钢筋混凝土基础是以钢筋受拉、混凝土受压的结构，即当考虑地基与基础相互作用时，将考虑基础的挠曲变形，因此，相对于刚性基础而言，称其为“柔性基础”。

7.2.2 按基础构造分类

7.2.2.1 独立基础

独立基础(也称“单独基础”)是整个或局部结构物下的无筋或配筋的单个基础。通常柱基、烟囱、水塔、高炉、机器设备基础多采用独立基础。

独立基础是柱基础中最常用和最经济的型式，它所用材料依柱的材料和荷载大小而定。现浇钢筋混凝土柱下常采用现浇钢筋混凝土独立基础，基础截面可做成阶梯形[图 7.3(a)]或锥形[图 7.3(b)]。预制柱下一般采用杯口基础[图 7.3(c)]。砌体柱下常采用刚性基础(图 7.4)，材料及构造要求参见本节 7.2.1。

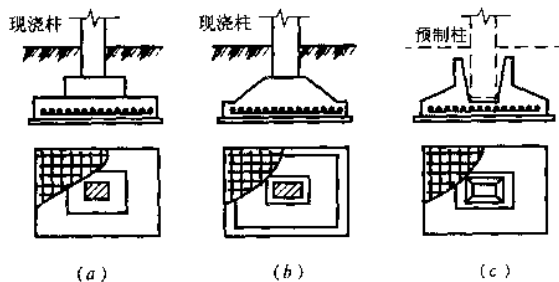


图 7.3 钢筋混凝土柱下单独基础

(a)阶梯形；(b)锥形；(c)杯形

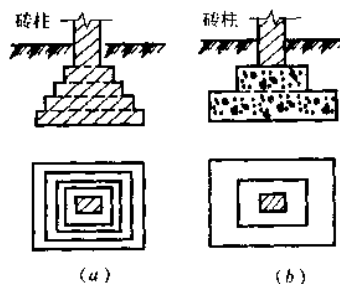


图 7.4 砌体柱下刚性基础

(a)砖基础；(b)混凝土基础

烟囱、水塔、高炉等构筑物下常采用钢筋混凝土圆板或圆环基础及混凝土实体基础(图 7.5)，有时也可采用本节 7.2.2.5 所述的壳体基础。机器及设备实体基础的形状及尺寸要结合构造和安装上的要求确定，动力机器基础还要通过动力计算进行设计。

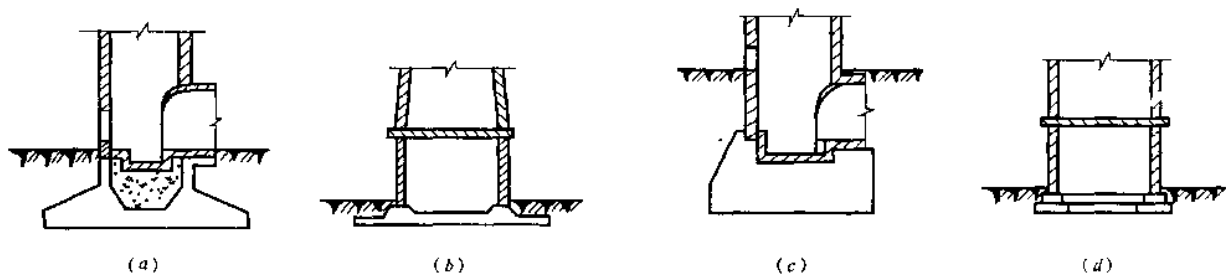


图 7.5 烟囱、水塔基础

(a)、(b)圆板基础；(c)实体基础；(d)圆环基础

7.2.2.2 条形基础

条形基础是指基础长度远远小于其宽度的一种基础型式。按上部结构型式，可分为墙下条形基础和柱下条形基础。

(1) 墙下条形基础

墙下条形基础有刚性条形基础和钢筋混凝土条形基础两种。墙下刚性条形基础在砌体结构基础中得到广泛应用，材料及构造要求仍按前述方法设计。当上部墙体荷重较大而土质较差时，可考虑采用“宽基浅埋”的墙下钢筋混凝土条形基础；墙下钢筋混凝土条形基础一般做成板式（或称“无肋式”），如图 7.6(a)，但当基础延伸方向的墙上荷载及地基土的压缩性不均匀时，为了增强基础的整体性和纵向抗弯能力，减小不均匀沉降，常采用带肋的墙下钢筋混凝土条形基础[图 7.6(b)]。

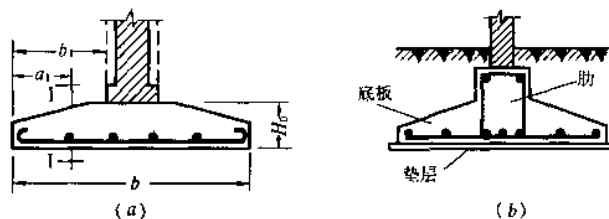


图 7.6 墙下钢筋混凝土扩展基础

(a)无肋的；(b)有肋的

(2) 柱下钢筋混凝土条形基础

在框架结构中，当地基软弱而荷载较大时，若采用柱下独立基础，可能因基础底面积很大而使基础边缘互相接近甚至重叠；为增加基础的整体性并方便施工，可将同一排的柱基础连通成为柱下钢筋混凝土条形基础（图 7.7）。若仅是相邻二柱相连，又称作联合基础或双柱联合基础。

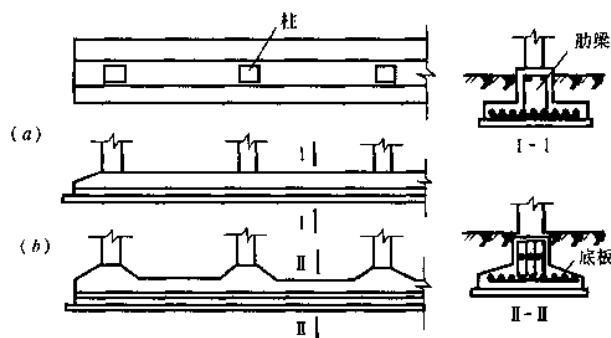


图 7.7 柱下条形基础

(a)等截面；(b)柱位处加腋

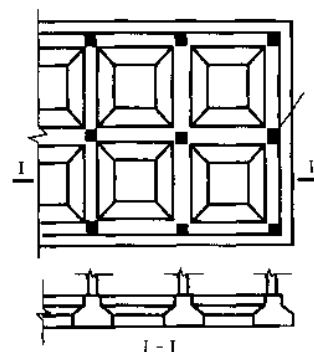


图 7.8 柱下交梁基础

(3) 交叉条形基础

当荷载很大，采用柱下钢筋混凝土条形基础不能满足地基基础设计要求时，可采用交叉条形基础（亦称交梁基础或十字交叉条形基础）（图 7.8）。这种基础在纵横两向均具有一定的刚度，当地基软弱且在两个方向的荷载和土质不均匀时，交叉条形基础具有良好的调整不均匀沉降的能力。

7.2.2.3 筏板基础

当荷载很大且地基软弱,采用交梁条形基础也不能满足要求时,可采用筏板基础,即用钢筋混凝土做成

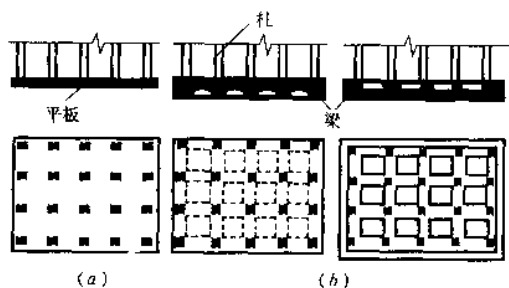


图 7.9 筏板基础
(a)平板式;(b)梁板式

连续整片基础,俗称“满堂红”。筏板基础由于基底面积大,故可减小基底压力至最小值,并能比较有效地增强基础的整体性。筏板基础在构造上好像倒置的钢筋混凝土楼盖,并可分为平板式[图 7.9(a)]和梁板式[图 7.9(b)]二种。

筏板基础不仅可用于框架、框剪、剪力墙结构,亦可用于砌体结构。我国南方某些城市在多层砌体住宅基础中大量采用,并直接做在地表土上,称无埋深筏基。但在北方应用时,必须考虑能否满足抗冰冻与采暖要求。

7.2.2.4 箱形基础

高层建筑由于建筑功能与结构受力等要求,可以采用箱形基础。这种基础是由钢筋混凝土底板、顶板和足够数量的纵横交错的内外墙组成的空间结构(图 7.10),犹如一块巨大的空心厚板,使箱形基础具有比筏板基础大得多的空间刚度,用于抵抗地基或荷载分布不均匀引起的差异沉降甚至架越不太大的地下洞穴,以及避免上部结构产生过大的次应力。此外,箱形基础的抗震性能好,且基础的中空部分可作为地下室使用。但是,箱形基础的钢筋、水泥用量大,造价高,施工技术复杂;尤其是进行深基坑开挖时,要考虑坑壁支护和止水(或人工降低地下水位)及对邻近建筑的影响等问题,因此,选型时尤需慎重。

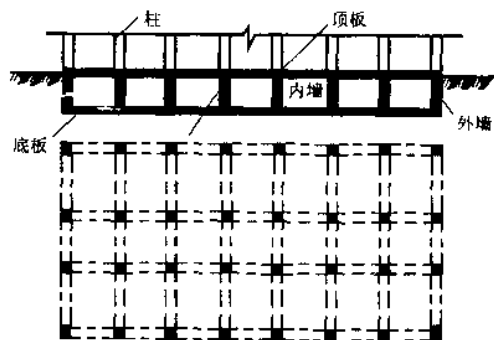


图 7.10 箱形基础

7.2.2.5 壳体基础

由正圆锥形及其组合型式的壳体基础(图 7.11),可用于一般工业与民用建筑柱基和筒形的构筑物(如烟筒、水塔、料仓、中小型高炉等)基础。这种基础使径向内力转变为压应力为主,可比一般梁、板式的钢筋混凝土基础减少混凝土用量 50% 左右,节约钢筋 30% 以上,具有良好的经济效益。但壳体基础施工时修筑土胎的技术难度大、易受气候因素的影响,布置钢筋及浇捣混凝土施工困难,较难实行机械化施工。

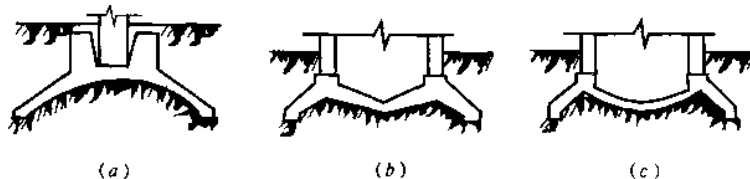


图 7.11 壳体基础的结构型式和荷载示意图
(a)正圆锥壳;(b)M 型组合壳;(c)内球外锥组合壳

7.3 基础埋置深度的选择

基础埋置深度是指基础底面至地面(一般指设计地面)的距离。

选择基础埋置深度也即选择合适的地基持力层。基础埋置深度 d 的大小对于建筑物的安全和正常使用、基础施工技术措施、施工工期和工程造价等影响很大,因此,合理确定基础埋置深度是基础设计工作中的重要环节。设计时必须综合考虑建筑物自身条件(如使用条件、结构型式、荷载的大小和性质等)以及所处的环境(如地质条件、气候条件、邻近建筑的影响等),善于从实际出发,抓住决定性因素。以下分述选择基础埋深时应考虑的几个因素。

7.3.1 建筑结构条件与场地环境条件

在保证建筑物基础安全稳定、耐久使用的前提下,应尽量浅埋,以便节省投资,方便施工。

某些建筑物需要具备一定的使用功能或宜采用某种基础型式,这些要求常成为其基础埋深选择的先决条件。例如必须设置地下室或设备层的建筑物、半埋式结构物、须建造带封闭侧墙的筏板基础或箱形基础的高层或重型建筑、带有地下设施的建筑物、具有地下部分的设备基础等等。

结构物荷载大小和性质不同,对地基土的要求也不同,因而会影响基础埋置深度的选择。浅层某一深度的上层,对荷载小的基础可能是很好的持力层,而对荷载大的基础就可能不宜作为持力层。荷载的性质对基础埋置深度的影响也很明显。对于承受水平荷载的基础,必须有足够的埋置深度来获得土的侧向抗力,以保证基础的稳定性,减少建筑物的整体倾斜,防止倾覆及滑移。例如对高层建筑基础的埋置深度,采用天然地基基础时一般不小于建筑物高度的 $1/12$,采用桩基时一般不小于建筑物高度的 $1/15$ (其中桩长不计在埋置深度内)。对于承受上拔力的基础,如输电塔基础,也要求有较大的埋深以提供足够的抗拔阻力。对于承受动荷载的基础,则不宜选择饱和疏松的粉细砂作为持力层,以免这些土层由于振动液化而丧失承载力,造成基础失稳。

为了保护基础不受人类和生物活动的影响,基础宜埋置在地表以下,其最小埋深为 0.5m ,且基础顶面宜低于室外设计地面 0.1m ,同时又要便于建筑物周围排水沟的布置。

7.3.2 工程地质条件

直接支承基础的土层称为持力层,其下的各土层称为下卧层。为了保证建筑物的安全,必须根据荷载的大小和性质给基础选择可靠的持力层。一般当上层土的承载力能满足要求时,就应选择浅埋,以减少造价;若其下有软弱土层时,则应验算软弱下卧层的承载力是否满足要求,并尽可能地增大基底至软弱下卧层的距离。

当上层土的承载力低于下层土时,如果取下层土为持力层,所需的基础底面积较小,但埋深较大;若取上层土为持力层,则情况相反。在工程应用中,应根据施工难易程度、材料用量(造价)等进行方案比较确定。必要时还可考虑采用基础浅埋加地基处理(第9章)的设计方案。

对墙基础,如地基持力层顶面倾斜,可沿墙长将基础底面分段做成高低不同的台阶状。分段长度不宜小于相邻两段面高差的 $1\sim 2$ 倍,且不宜小于 1m 。

对修建于坡高(H)和坡角(β)不太大的稳定土坡坡顶的基础(图7.12),当垂直于坡顶边缘线的基础底面边长 $b \leq 3\text{m}$,且基础底面外缘至坡顶边缘线的水平距离 $a \geq 2.5\text{m}$ 时,如果基础埋置深度 d 满足下式要求:

$$d \geq (xb - a) \tan \beta \quad (7.2)$$

则土坡坡面附近由修建基础所引起的附加应力不影响土坡的稳定性。式中 x 取 3.5 (对条形基础)或 2.5 (对矩形基础)。否则应进行坡体稳定性验算(参见第6.9节)。

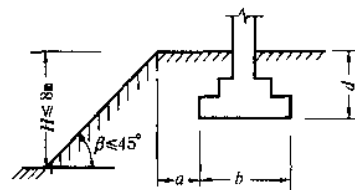


图 7.12 土坡坡顶处基础的最小埋深

7.3.3 水文地质条件

选择基础埋深时应注意地下水的埋藏条件和动态。对于天然地基上浅基础设计,首先应尽量考虑将基础置于地下水位以上,以免施工排水的麻烦。对底面低于潜水面的基础,除必须考虑基坑排水、坑壁围护以及保护地基土不受扰动等措施外,还应当考虑可能出现的其它施工与设计问题:出现涌土、流砂的可能性;地下水对基础材料的化学腐蚀作用;地下室防渗;轻型结构物由于地下水顶托的上浮托力;地下水浮托力引起基础底板的内力等等。

对埋藏有承压含水层的地基(图7.13),确定基础埋

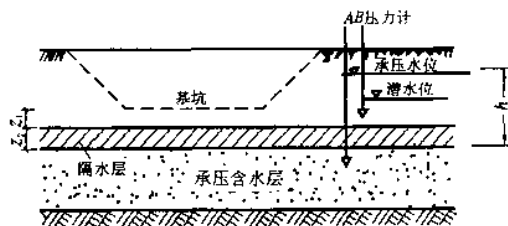


图 7.13 基坑下埋藏有承压含水层的情况

深时,必须控制基坑开挖深度,防止基坑因挖土减压而隆起开裂。要求基底至承压含水层顶间保留土层厚度(槽底安全厚度) h_0 为:

$$h_0 > \frac{\gamma_w}{\gamma_0} \cdot \frac{h}{k}$$

(7.3)

式中 h ——承压水位高度(从承压含水层顶算起)(m);
 γ_0 ——槽底安全厚度范围内土的加权平均重度,对地下水位以下的土取饱和重度, $\gamma_0 = (\gamma_1 z_1 + \gamma_2 z_2) / (z_1 + z_2)$ (kN/m³);
 k ——系数,一般取 1.0,对宽基坑宜取 0.7。

7.3.4 地基冻融条件

地表下一定深度的地层温度,随大气温度而变化。季节性冻土是冬季冻结、春暖解冻的土层,在我国北方地区分布广泛。若冻胀产生的上抬力大于基础荷重,基础就有可能被上抬;土层解冻时,土体软化,强度降低,地基产生融陷。地基土的冻胀与融陷通常是不均匀的,因此,容易引起建筑物开裂损坏。

季节性冻土的冻胀性与融陷性是相互关联的,常以冻胀性加以概括。《建筑地基规范》根据土的类别、天然含水量大小和地下水位相对深度,将地基土划分为不冻胀、弱冻胀、冻胀和强冻胀四类(表 7.4)。

地基土冻胀性分类

表 7.4

土的名称	天然含水量 w (%)	冻结期间地下水位低于冻深的最小距离(m)	冻胀类别
岩石、碎石土、砾砂、粗砂、中砂、细砂	不考虑	不考虑	不冻胀
粉 砂	$w < 14$	> 1.5	不冻胀
		≤ 1.5	弱冻胀
	$14 \leq w < 19$	> 1.5	
		≤ 1.5	冻 胀
	$w \geq 19$	> 1.5	
		≤ 1.5	强冻胀
粉 土	$w \leq 19$	> 2.0	不冻胀
		≤ 2.0	弱冻胀
	$19 < w \leq 22$	> 2.0	
		≤ 2.0	冻 胀
	$22 < w \leq 26$	> 2.0	
		≤ 2.0	强冻胀
粘性土	$w \leq w_p + 2$	> 2.0	不冻胀
		≤ 2.0	弱冻胀
	$w_p + 2 < w \leq w_p + 5$	> 2.0	
		≤ 2.0	冻 胀
	$w_p + 5 < w \leq w_p + 9$	> 2.0	
		≤ 2.0	强冻胀
	$w > w_p + 9$	不考虑	

注:①表中碎石土仅指充填物为砂土或硬型、坚硬状态的粘性土,如充填物为粉土及其它状态的粘性土时,其冻胀性应按粉土或粘性土确定。
②表中细砂仅指粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 90% 的细砂,其它细砂的冻胀性应按粉砂确定。
③ w_p 为土的塑限。

由表 7.4 可知,粗颗粒土(细砂、中砂、粗砂、砾砂等)为不冻胀土,对于埋置于不冻胀土中的基础,其埋深可不考虑冻深的影响。对于弱冻胀土、冻胀土和强冻胀土中基础的最小埋深可按下式确定:

$$d_{min} = z_0 \psi_t - d_{fr}$$

(7.4)

式中 d_{\min} ——基础最小埋深(m);

z_0 ——标准冻深,系采用在地表无积雪和草皮等覆盖条件下多年实测最大冻深的平均值。我国几个主要城市的标准冻深可如下取值:北京 0.7m,天津 0.5m,张家口 1.2m,太原 0.8m,沈阳 1.2m,长春 1.6m,哈尔滨 1.8m,牡丹江 1.8m,齐齐哈尔 2.2m 等。《建筑地基规范》提供有“中国季节性冻土标准图”;

ψ_t ——采暖对冻深的影响系数,当室内地面直接建在冻胀土层上时,可按表 7.5 确定。对在采暖期间室内平均温度小于 10℃ 的建筑物取 1.00,不采暖的建筑物可取 1.10;

d_{tr} ——基底下允许残留冻土层厚度(m)。其值根据冻胀土的类别而异:

对弱冻胀土 $d_{tr}=0.17z_0\psi_t+0.26$

对冻胀土 $d_{tr}=0.15z_0\psi_t$

对强冻胀土 $d_{tr}=0$

除按上述要求选择埋深外,尚可采取相应的防冻害措施。其具体规定参见《建筑地基规范》第 4.2.4 条。

采暖对冻深的影响系数 ψ_t 值 表 7.5

室内地面比室外地面高出(mm)	外墙中段	外墙角段
≤ 300	0.70	0.85
≥ 750	1.00	1.00

注:①外墙角段系指从外墙阳角顶点起两边各 4m 范围以内的外墙,其余部分为中段。
 ②采暖建筑物中的不采暖房间(门斗,过道和楼梯间等),其外墙基础处的采暖对冻深的影响系数值,取与外墙角段相同值。

7.4 地基承载力设计值

根据地基基础设计的基本原则,地基基础首先必须保证在基底压力作用下防止地基土体发生剪切破坏和丧失稳定性,并具有足够的安全度。因此,要求对各级建筑物均应进行地基承载力计算。

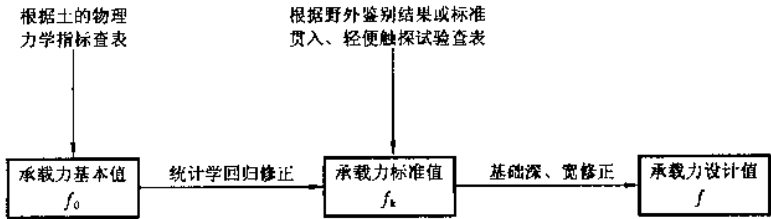
地基竖向承载力(以后都简称承载力)设计值的确定在地基基础设计中是一个非常重要而又十分复杂的问题,它不仅与土的物理、力学性质指标有关,而且还与基础型式、底面尺寸、埋深、建筑类型、结构特点和施工速度等因素有关。确定地基承载力设计值的方法可归纳为三类:①根据土的抗剪强度指标以理论公式计算;②按现场载荷试验的 $p-s$ 曲线或其它原位试验结果确定;③按规范提供的承载力表确定。应当指出,以上三类方法各有长短,互为补充,必要时可按多种方法综合确定。不过,确定的精细程度宜按建筑物安全等级以及地基岩土条件、结合当地经验适当选择,以免出现不必要的过分严格和无区别的随意简化这两种极端化。

《建筑地基规范》规定,确定地基承载力时,应结合当地建筑经验按下列规定综合确定:

- ①对一级建筑物采用载荷试验、理论公式计算及其它原位试验等方法综合确定;
- ②对表 7.2 所列的二级建筑物,可按土的物理力学指标、标准贯入、轻便触探等方法或野外鉴别结果等,查规范提供的承载力表确定。其余的二级建筑物尚应结合理论公式计算确定;
- ③对三级建筑物可根据邻近建筑物的经验确定。

7.4.1 按《建筑地基规范》提供的承载力表格确定

根据建国以来大量工程实践经验、原位试验和室内土工试验数据,以确定地基承载力设计值为目的进行统计分析,《建筑地基规范》制订了一套便于查用的表格。其一般步骤如下:



7.4.1.1 确定地基承载力标准值 f_k

1. 根据土的物理、力学指标确定

(1) 承载力基本值 f_0

有些土的物理、力学指标与地基承载力之间存在着良好的相关性。由此,可通过室内土工试验结果查得土的承载力。该承载力是由土的性质指标的平均值查得的,即没有反映试验结果的离散性,又与基础的实际底面尺寸和埋置深度无关,故称地基承载力基本值。粉土、粘性土、沿海地区淤泥和淤泥质土、红粘土、素填土的承载力基本值 f_0 由表 7.6 至表 7.10 查得。

粉土承载力基本值 f_0 (kPa)

表 7.6

第二指标含水量 w (%)	10	15	20	25	30	35	40
第一指标孔隙比 e							
0.5	410	390	(365)				
0.6	310	300	280	(270)			
0.7	250	240	225	215	(205)		
0.8	200	190	180	170	(165)		
0.9	160	150	145	140	130	(125)	
1.0	130	125	120	115	110	105	(100)

注:①有括号者仅供内插用;

②折算系数 ξ 为 0;

③在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段,新近沉积的粉土,其工程性质一般较差,应根据当地实践经验取值。

粘性土承载力基本值 f_0 (kPa)

表 7.7

第二指标液性指数 I_L	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.20
第一指标孔隙比 e						
0.5	475	450	390	(360)		
0.6	400	360	325	295	(265)	
0.7	325	295	265	240	210	170
0.8	275	240	220	200	170	135
0.9	230	210	190	170	135	105
1.0	200	180	160	135	115	
1.1		160	135	115	105	

注:①有括号者仅供内插用;

②折算系数 ξ 为 0.1;

③在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段新近沉积的粘性土,其工程性能一般较差,第四纪晚更新世 (Q_3) 及其以前沉积的老粘性土,其工程性能通常较好。这些土均应根据当地实践经验取值。

沿海地区淤泥和淤泥质土承载力基本值 f_0

表 7.8

天然含水量 w (%)	36	40	45	50	55	65	75
f_0 (kPa)	100	90	80	70	60	50	40

注:对于内陆淤泥和淤泥质土,可参照使用。

红粘土承载力基本值 f_0 (kPa)

表 7.9

土的名称	第二指标 液性比 $I_L = \frac{w_L}{w_p}$	第一指标 含水比 $a_w = \frac{w}{w_L}$					
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
红粘土	≤ 1.7	380	270	210	180	150	140
	≥ 2.3	280	200	160	130	110	100
次生红粘土		250	190	150	130	110	100

注:①本表仅适用于定义范围内的红粘土;

②折算系数 ξ 为 0.4。

素填土承载力基本值 f_0

表 7.10

压缩模量 E_{s1-2} (MPa)	7	5	4	3	2
f_0 (kPa)	160	135	115	85	65

注:①本表只适用于堆填时间超过 10 年的粘性土,以及超过 5 年的粉土;

②压实填土地基的承载力另行确定。

(2) 承载力标准值 f_k

将由上述表中查得的承载力基本值乘以回归修正系数 ψ_t 即得承载力标准值 f_k , 即:

$$f_k = \psi_t f_0 \quad (7.5)$$

式中 ψ_t 是小于 1 的, 其实质是根据所统计指标的试样数 (统计学称样本数)、离散程度 (主要由于土层的不均匀性和土工试验误差等引起的) 以及所要求的置信度, 把承载力基本值用概念与数理统计方法进行修正, 折算为承载力标准值。

回归修正系数 ψ_t 按下式计算

$$\psi_t = 1 - \left(\frac{2.884}{\sqrt{n}} + \frac{7.918}{n^2} \right) \delta \quad (7.6)$$

式中 n ——据以查表的土性指标参加统计的样本数, 要求 $n \geq 6$;

δ ——变异系数。

当按上式计算所得的 $\psi_t < 0.75$ 时, 应分析变异系数 δ 过大的原因, 如分层是否合理、试验有无差错等。并应同时增加试样数量。

变异系数 δ 按下列方法计算:

(a) 当仅用一个指标查表确定承载力基本值时, 其变异系数按下式计算:

$$\delta = \frac{\sigma}{\mu} \quad (7.7a)$$

式中 μ ——据以查表的某一土性指标的试验平均值:

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i}{n} \quad (7.8)$$

σ ——试验值的标准差:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \mu_i^2 - n\mu^2}{n-1}} \quad (7.9)$$

(b) 当用两个指标查表确定地基承载力基本值时, 应采用由该两个指标的变异系数折算后的综合变异系数:

$$\delta = \delta_1 + \xi \delta_2 \quad (7.7b)$$

式中 δ_1 ——第一指标变异系数;

δ_2 ——第二指标变异系数;

ξ ——第二指标的折算系数, 见有关承载力表的“注”。

这里有必要讨论在确定承载力标准值时引进回归修正系数的实践意义。至少有三点: ①必须有足够的试验次数 (即样本数) n 才能获得合理的 ψ_t 和相应可信度的 f_0 值, 一般要求 $n \geq 6$ 。从公式 (7.6) 可知, n 值越小则 ψ_t 值越小。这就是试验费支出与工程费节省之间的相互关系问题。显而易见, 由适当增大 n 引起的试验费增支可以从工程费节省中得到几十、几百倍的补偿; ②同一土层的试验数据应较接近 (即离散性要小)。因为 n 相同时, 实测值与其均值相差越大, 则标准差 σ 越大, ψ_t 值越小, f_k 值越低, 相应的基础工程费用大量增加。仅仅为了防止这一点, 建设业主就会要求勘察单位努力提高试验精度而降低人为的离散性, 从而也会促进技术和管理的进步; ③如果 $\psi_t \leq 0.75$ 时, 必须注意分层是否合理, 并增加试样的数量。总之, 引用 ψ_t 确定 f_k 值, 既是法规迫使建设与勘察单位重视勘察工作、提高工作质量的手段, 也是统计学发挥监督、保证工程质量和促进工程勘察工作作用的成果, 是科学为工程服务的一个好范例。

2. 根据野外鉴别结果查表确定

对于岩石和碎石土,可根据野外鉴别结果,分别按表 7.11 和表 7.12 查得其承载力标准值。

3. 根据标准贯入和轻便触探试验确定

砂土、粘性土、素填土可按标准贯入试验锤击数 N 或轻便触探试验锤击数 N_{10} 查表确定地基承载力标准值。具体的应用办法如下:

岩石承载力标准值 f_k (kPa) 表 7.11

岩石类别	风化程度	强风化	中等风化	微风化
硬 质 岩 石		500~1000	1500~2500	≥ 4000
软 质 岩 石		200~500	700~1200	1500~2000

注:①对于微风化的硬质岩石,其承载力如取用大于 4000kPa 时,应由试验确定;

②对于强风化的岩石,当与残积土难于区分时按土考虑。

碎石土承载力标准值 f_k (kPa) 表 7.12

土的名称	密实度	稍密	中密	密实
卵 石		300~500	500~800	800~1000
碎 石		250~400	400~700	700~900
圆 砾		200~300	300~500	500~700
角 砾		200~250	250~400	400~600

注:①表中取值适用于骨架颗粒空隙全部由中砂、粗砂或硬塑、坚硬状态的粘性土或稍湿的粉土所充填;

②当粗颗粒为中等风化或强风化时,可按其风化程度适当降低承载力,当颗粒间呈半胶结状时,可适当提高承载力。

首先算出经杆长修正后的现场试验锤击数的平均值 μ 和标准差 σ ,然后计算据以查表的 N 或 N_{10} :

$$N(\text{或 } N_{10}) = \mu - 1.645\sigma \quad (7.10)$$

计算值取整数。再分别查表 7.13 至表 7.16 可得砂土、粘性土、素填土的承载力标准值 f_k 。

砂土承载力标准值 f_k (kPa) 表 7.13

土 类	N	10	15	30	50
中、粗砂		180	250	340	500
粉、细砂		140	180	250	340

粘性土承载力标准值 f_k 表 7.14

N	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
f_k (kPa)	105	145	190	235	280	325	370	430	515	600	680

粘性土承载力标准值 f_k 表 7.15

N_{10}	15	20	25	30
f_k (kPa)	105	145	190	230

素填土承载力标准值 f_k 表 7.16

N_{10}	10	20	30	40
f_k (kPa)	85	115	135	160

注:本表只适用于粘性土与粉土组成的素填土。

7.4.1.2 确定地基承载力设计值

除岩石地基外,本节上述表格都是按基础宽度 $b \leq 3\text{m}$ 、埋置深度 $d \leq 0.5\text{m}$ 的情况制定的。从第 6 章的讨

论可知,增加基础宽度和埋置深度,地基承载力也将随之提高。所以,应将地基承载力标准值对不同的基础宽度和埋置深度进行修正,才适于供设计用。世界各国根据各自经验采用不同的修正公式,我国《建筑地基基础设计规范》(GBJ7—89)按下式确定地基承载力设计值:

$$f = f_k + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_0 (d - 0.5) \quad (7.11)$$

式中 f ——地基承载力设计值, kPa;

f_k ——地基承载力标准值, kPa;

η_b, η_d ——分别为基础宽度和埋深的地基承载力修正系数,按基底下土类查表 7.17;

γ ——基底持力层土的天然重度(地下水位以下的有效重度 γ'), kN/m³;

γ_0 ——基底以上埋深范围内土的加权平均重度(该范围内的土层处于地下水位以下部分以有效重度参与加权平均), kN/m³;

b ——基础底面宽度, $b < 3\text{m}$ 时按 3m 计, $b > 6\text{m}$ 时按 6m 计, m;

d ——基础埋置深度, $d < 0.5\text{m}$ 时按 0.5m 计, m。一般自室外地面标高算起;在填方整平地区,可自填土地面标高算起。但填土在上部结构施工后完成时,应以天然地面标高算起。对于地下室,如采用箱形基础或筏板时,基础埋置深度自室外地面标高算起,在其它情况下,应从室内地面标高算起。

当按式(7.11)计算所得设计值 $f < 1.1f_k$ 时,可取 $1.1f_k$ 。

承载力修正系数

表 7.17

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

注:强风化的岩石可参照所风化成的相应土类取值。

7.4.2 按土的抗剪强度指标确定

根据第 6 章讨论的地基承载力理论可知,按土的抗剪强度指标 C, φ 计算的地基临塑荷载 p_{cr} 、极限荷载 p_u 以及临界荷载 $p_{1/4}$ (或 $p_{1/3}$) 等,均可用来衡量地基土体强度方面的承载能力。其中 p_{cr} 的值最小,对于有一定底面积的基础而言,地基从开始出现塑性区到整体剪切破坏,相应的基础荷载有一个相当大的变化范围,因此,以 p_{cr} 作为地基承载力设计值显得过于保守。实践表明,地基中出现小范围的塑性区域,对安全并无妨碍,而且与极限荷载 p_u 相比,一般具有足够的安全度。有鉴于此,一些国家采用理论计算的 $p_{1/4}$ 作为地基承载力设计值;另一种方法则是以与工程实际相适应的极限承载力理论求得的极限荷载 p_u ,除以安全系数后作为地基承载力设计值。后者在国外用得更为广泛,我国交通部《港口工程技术规范》和其它地区性建筑地基基础设计规范也有推荐使用。我国《地基规范》推荐了以 $p_{1/4}$ 为基础的理论计算公式,介绍如下。

前章所述公式(6.39)可改用下式表达:

$$p_{1/4} = N_b \gamma b + N_d \gamma_0 d + N_c C \quad (7.12)$$

式中, N_b 、 N_d 、 N_c 分别称作承载力系数, 仅与土的抗剪强度指标 φ 有关;

$$N_b = \frac{\pi}{4(\cot\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi)}$$

$$N_d = \frac{\cot\varphi + \frac{\pi}{2} + \varphi}{\cot\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}$$

$$N_c = \frac{\pi \cdot \cot\varphi}{\cot\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}$$

上式经过与载荷试验结果对比后, 发现该公式计算结果较适合粘性土, 对内摩擦角 φ 较大的砂类土, N_b 值偏低。

因此, 对竖向荷载偏心 and 水平力都不大的基础, 即当荷载偏心距 $e \leq 0.033b$ (b 为偏心方向基础边长) 时, 《建筑地基规范》提出了对上式进行修正后的计算公式。其中, 对砂土地基, 当地基宽度 b 小于 3m 时按 3m 计算, 此外, 当内摩擦角 $\varphi_k \geq 24^\circ$ 时, 采用比 N_b 大的理论值 [根据公式 (7.12) 计算的表 7.18 括号内的数值] 增大的经验值; 以充分发挥砂土地基承载力的潜力。为了与其它方法确定的地基承载力设计值相区别, 规范以符号 f_v 表示:

$$f_v = M_b \gamma b + M_d \gamma_0 d + M_c C_k \quad (7.13)$$

式中 f_v ——由土的抗剪强度指标确定的地基承载力设计值, kPa;

b ——基础底面宽度, $b > 6m$ 时按 6m 计; 对于砂土, $b < 3m$ 时按 3m 计;

M_b 、 M_d 、 M_c ——承载力系数, 按 φ_k 值查表;

φ_k 、 C_k ——基底下一倍基宽深度内土的内摩擦角、粘聚力标准值;

γ 、 γ_0 ——分别为持力层土的重度和基础埋深范围内土的加权平均重度, 地下水位以下取有效重度, kN/m³。

承载力系数 M_b 、 M_d 、 M_c

表 7.18

土的内摩擦角标准值 $\varphi_k (^\circ)$	M_b	M_d	M_c
0	0	1.00	3.14
2	0.03	1.12	3.32
4	0.06	1.25	3.51
6	0.10	1.39	3.71
8	0.14	1.55	3.93
10	0.18	1.73	4.17
12	0.23	1.94	4.42
14	0.29	2.17	4.69
16	0.36	2.43	5.00
18	0.43	2.72	5.31
20	0.51	3.06	5.66
22	0.61	3.44	6.04
24	0.80(0.7)	3.87	6.45
26	1.10(0.8)	4.37	6.90
28	1.40(1.0)	4.93	7.40
30	1.90(1.2)	5.59	7.95
32	2.60(1.4)	6.35	8.55
34	3.40(1.6)	7.21	9.22
36	4.20(1.8)	8.25	9.97
38	5.00(2.1)	9.44	10.80
40	5.80(2.5)	10.84	11.73

有必要对式(7.13)说明如下:

(1)按理论公式计算地基承载力,关键是土的抗剪强度指标 C_u 、 φ_k 的取值。对一级建筑物,要求采取原状土样以三轴剪切试验测定,一般要求在建筑场地范围内布置6个以上的取土钻孔,各孔中同一层土的试验不少于三组;对于一般建筑物,如无条件进行三轴剪切试验,也可用直接剪切试验代替。

(2)确定抗剪强度指标 C_u 、 φ_k 的试验方法必须和地基土的工作状态相适应。例如:对饱和软土,取不固结不排水内摩擦角 $\varphi_k=0$,由表7.17知: $M_b=0$ 、 $M_d=1.0$ 、 $M_c=3.14$,将式(7.13)中的 C_k 相应地改为 C_u ,则地基短期承载力设计值: $f_v=\gamma_0 d+3.14C_u$;这时,增大基底尺寸不可能提高地基承载力。但对 $\varphi_k>0$ 的土,增大基底宽度,承载力将随着 φ_k 的提高而逐渐增大。

(3)系数 $M_d\geq 1$,故承载力随埋深 d 线性增加。但对设置后回填土的实体基础,因埋深增大而提高的那一部分承载力将被基础和回填土重 G 的相应增加而有所抵偿;尤其是对 φ_k 的软土, $M_d=1.0$,由于 $\gamma_G\approx\gamma_0$,这两方面几乎相抵而收不到明显的效果。

(4)式(7.13)仅适用于 $e\leq 0.033b$ 的情况,这是因为用该公式确定承载力时相应的理论模式是基底压力呈条形均匀分布。当受到较大水平荷载而使合力的偏心距过大时,地基反力就会很不均匀,为了使理论计算的地基承载力符合其假定的理论模式,故而对公式使用时增加了以上限制条件。

(5)按土的抗剪强度确定地基承载力时,没有考虑建筑物对地基变形的要求。因此按式(7.13)求得的承载力确定基础底面尺寸后,还应进行地基变形特征验算。

7.4.3 按载荷试验确定

在现场通过一定面积的载荷板(亦称承压板)上向地基土逐级施加荷载,测出地基土的压力与变形特性,它能反映载荷板下1~2倍载荷板宽度或直径范围内地基土强度、变形的综合性状。载荷试验的结果通常比较可靠,但因耗资大而不能多做,规范只要求对一级建筑物采用载荷试验、理论公式计算及其它原位试验等方法综合确定地基承载力。对于成分或结构很不均匀的土层,如杂填土、裂隙土、风化岩等,它尤其显出别的方法所难以替代的作用。

地基土、岩的载荷试验方法已在《建筑工程地质勘察》课程中介绍,其试验结果有呈急性破坏的“陡降型”(对于密实砂土、硬塑粘土等低压缩性土)和呈渐进破坏的“缓变型”(如松砂、填土、可塑粘土等具有一定强度的中、高压缩性土)二种。下面讨论怎样利用载荷试验记录整理而成的 p - s 曲线(图7.14)来确定地基承载力设计值。

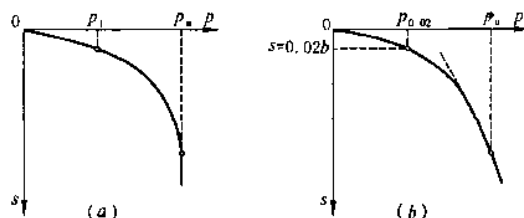


图 7.14 按载荷试验结果确定地基承载力基本值

(a)低压缩性土;(b)高压缩性土

1. 按载荷试验 p - s 曲线确定地基土承载力

(1)首先,按下述方法之一确定承载力基本值 f_0 :

- ①当载荷试验 p - s 曲线上有明显的比例界限时,取该比例界限所对应的荷载值 p_1 [图7.14(a)];
- ②当极限荷载 p_u 能确定,且 $p_u<1.5p_1$ 时,取荷载极限值 p_u 的一半;
- ③不能按上述两种方法确定时[图7.14(b)],如压板面积为 $0.25\sim 0.50\text{m}^2$,对低压缩性土和砂土,可取 $s/b=0.01\sim 0.015$ 所对应的荷载值;对中、高压缩性土取 $s/b=0.02$ 所对应的荷载值。

(2)其次,按下列原则确定地基土承载力标准值 f_k :

同一土层参加统计的试验点数不应少于三个,且基本值的极差(即最大值减最小值)不超过平均值的30%时,取此平均值作为地基承载力标准值 f_k 。

(3)最后,将式(7.11)的计算值与 $1.1f_k$ 比较,取大值作为地基土承载力设计值。

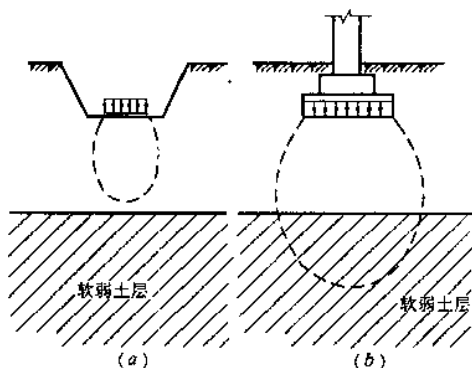


图 7.15 载荷板与基础荷载影响深度的比较
(a)载荷试验;(b)实际基础

值得说明的是,载荷板尺寸一般比实际基础小,影响深度较小,试验只反映 1~2 倍载荷板宽度的影响深度范围内土层的承载力。如果载荷板影响深度之下存在软弱下卧层,而该层又处于基础的主要受力层内(如图 7.15),此时除非采用大尺寸载荷板做试验,否则意义不大。

【例题 7.1】 按规范(GBJ7—89)承载力表确定图 7.16 中各层土的承载力基本值、标准值。

【解】 1. 列表求第 I、II 层土工试验指标的统计参数

可由计算器(统计键)求得 n, μ, σ 值,结果见表 7.19。

2. 查表确定地基承载力基本值 f_0 。

层次	年代	层厚(m)	层底深度(m)	地面标高 ±0.000	地 的 名 称	土 工 试 验 及 动 力 触 探 结 果											
I		1.0	1.0		杂填土(含生活垃圾等)	不宜直接作持力层, $\gamma=18\text{kN/m}^3$											
II	Q ₄	4.2			粉质粘土	$\gamma=18.5\text{kN/m}^3$											
			5.2			<div><div>I_L, e 试验结果</div><table><tr><td>I_L</td><td>0.90</td><td>0.92</td><td>0.91</td><td>0.91</td><td>0.92</td><td>0.93</td><td>0.94</td></tr><tr><td>e</td><td>0.95</td><td>0.96</td><td>0.94</td><td>0.92</td><td>0.96</td><td>0.93</td><td>0.92</td></tr></table></div>	I_L	0.90	0.92	0.91	0.91	0.92	0.93	0.94	e	0.95	0.96
I_L	0.90	0.92	0.91	0.91	0.92	0.93	0.94										
e	0.95	0.96	0.94	0.92	0.96	0.93	0.92										
III	Q ₄	4.8			淤泥质粉质粘土	$\gamma=17.8\text{kN/m}^3$											
			9.0			<div><div>ω 试验结果</div><table><tr><td>$\omega(\%)$</td><td>45</td><td>45</td><td>43</td><td>44</td><td>44</td><td>42</td><td>43</td><td>42</td></tr></table></div>	$\omega(\%)$	45	45	43	44	44	42	43	42		
$\omega(\%)$	45	45	43	44	44	42	43	42									
IV	Q ₄				粉砂	$\gamma=18.9\text{kN/m}^3$ $N=12$											

图 7.16 例 7.1 图

例 7.1 统计结果

表 7.19

层次	据以查表的指标	统 计 参 数						回归修正系数 $\phi_t = 1 - \left(\frac{2.884}{\sqrt{n}} + \frac{7.918}{n^2} \right) \delta$
		样本数 n	平均值 μ	标准差 σ	变异系数 $\delta = \frac{\sigma}{\mu}$	折算系数 ξ	综合变异系数 $\delta = \delta_1 + \xi \delta_2$	
I	第一指标孔隙比 e	7	0.919	0.013	0.0146	0.1(查表)	0.0164	0.98
	第二指标液性指数 I_L	7	0.940	0.017	0.0184			
II	天然含水量 $\omega(\%)$	8	43.5	1.195	0.0275			0.97

(1)第 I 层,粉质粘土,查表 7.7 确定 f_0 。

由 $e=0.9, I_L=0.94$ 时: $f_0 = 135 + \frac{(1.00-0.94)}{(1.00-0.75)}(170-135) = 143.4\text{kPa}$

$e=1.0, I_L=0.94$ 时: $f_0 = 115 + \frac{(1.00-0.94)}{(1.00-0.75)}(135-115) = 119.8\text{kPa}$

故 $e=0.919, I_L=0.94$ 时: $f_0 = 119.8 + \frac{(1.0-0.919)}{(1.0-0.9)}(143.4-119.8) = 139\text{kPa}$

(2)第Ⅲ层,淤泥质粉质粘土,查表 7.8 确定 f_0 。

$$\text{由 } w=43.5\%, f_0=80+\frac{(45-43.5)}{(45-40)}(90-80)=83\text{kPa}$$

3. 求地基承载力标准值 f_k

回归修正系数 ψ_t 计算见表 7.19。

(1)第Ⅱ层,粉质粘土

$$f_k=\psi_t f_0=0.98\times 139=136\text{kPa}$$

(2)第Ⅲ层,淤泥质粉质粘土

$$f_k=\psi_t f_0=0.97\times 83=80\text{kPa}$$

第Ⅳ层,粉砂

根据标准贯入试验锤击数 $N=12$,查表 7.13,直接得到 f_k

$$f_k=140+\frac{(12-10)}{(15-10)}(180-140)=156\text{kPa}$$

【例题 7.2】 例题 7.1 的地基上,试求以下基础持力层的地基承载力设计值 f 。

(1)当基础底面为 $4.0\text{m}\times 2.6\text{m}$ 的独立基础,埋深 $d=1.0\text{m}$;

(2)当基础底面为 $9.5\text{m}\times 36\text{m}$ 的箱形基础,埋深 $d=3.5\text{m}$ 。

【解】 (1)独立基础下的 f

基础宽度 $b=2.6\text{m}<3\text{m}$,按 3m 考虑;埋深 $d=1.0\text{m}$,持力层粉质粘土的孔隙比 $e=0.94>0.85$,查表 7.17 得: $\eta_b=0, \eta_d=1.1$ 。由图 7.16,已知 $\gamma_0=18\text{kN/m}^3, \gamma=18.5\text{kN/m}^3$ 。按式(7.11)得:

$$f=136+0\times 18.5\times (3-3)+1.1\times 18\times (1.0-0.5)=145.9\text{kPa}<1.1f_k=150\text{kPa}, \text{则取 } f=150\text{kPa}。$$

(2)箱形基础下的 f

基础宽度 $b=9.5\text{m}>6\text{m}$,按 6m 考虑; $d=3.5\text{m}$,持力层仍为粉质粘土, $\eta_b=0, \eta_d=1.1$ 。 $\gamma=18.5\text{kN/m}^3$, $\gamma_0=(18\times 1.0+18.5\times 2.5)/3.5=18.4\text{kN/m}^3$ 。按式(7.11)得:

$$f=136+0\times 18.5\times (6-3)+1.1\times 18.4\times (3.5-0.5)=196.7\text{kPa}(>1.1f_k=150\text{kPa})$$

【例题 7.3】 某承受中心荷载的柱下独立基础,基础底面尺寸为 $2.5\text{m}\times 1.5\text{m}$, $d=1.6\text{m}$;地基土为粉土,土的物理力学性质指标: $\gamma=17.8\text{kN/m}^3, e=1.1, C_k=1.2\text{kPa}, \varphi_k=22^\circ$,试确定持力层的地基承载力设计值。

【解】 因为从表 7.6 查不到粉土 $e=1.1>1.0$ 时的承载力基本值。由于基础承受中心荷载,可以根据土的抗剪强度指标计算持力层地基承载力设计值 f_v 。

根据 $\varphi_k=22^\circ$ 查表 7.18 得: $M_b=0.61, M_d=3.44, M_c=6.04$,按式(7.13)计算:

$$\begin{aligned} f_v &= M_b \gamma b + M_d \gamma_0 d + M_c C_k \\ &= 0.61 \times 17.8 \times 1.5 + 3.44 \times 17.8 \times 1.6 + 6.04 \times 1.2 = 121.5\text{kPa} \end{aligned}$$

7.5 基础底面尺寸的确定

确定基础底面尺寸时,首先应满足地基承载力要求,包括持力层土的承载力计算和软弱下卧层的验算;其次,对部分建(构)筑物,仍需考虑地基变形的影响,验算建(构)筑物的变形特征值,并对基础底面尺寸作必要的调整。

7.5.1 按地基持力层的承载力计算基底尺寸

根据“各级建筑物均应进行地基承载力计算”的基本原则,设计天然地基上的浅基础时,选择好基础埋深后,就可按持力层的承载力设计值计算所需的基础底面尺寸。

7.5.1.1 中心荷载作用下的基础

要求基底的平均压力不超过持力层土的承载力设计值,即:

$$p \leq f \quad (7.14)$$

如图 7.17,在中心荷载 F, G 作用下,按基底压力的简化计算方法, p 为均匀分布,计算公式: $p=(F+$

$G)/A$;将基础及上方回填土重 $G=\gamma_G \cdot d \cdot A$ 代入,则式(7.14)为: $(F+\gamma_G d A)/A \leq f$;整理后,即可得中心荷载作用下的基础底面积 A 的计算公式:

$$A \geq \frac{F}{f - \gamma_G \cdot d} \quad (7.15)$$

式中 F ——上部结构传至地面标高处的荷载设计值(kN);

f ——地基承载力设计值(kPa);

γ_G ——基础及回填土的平均重度,一般取 20kN/m^3 ;

d ——基础平均埋深(m)。

对于单独基础,按上式计算出 A 后,先选定 b 或 l ,再计算另一边长,使 $A=l \cdot b$,一般取 $l/b=1.0 \sim 2.0$ 。

对于条形基础, F 为沿长度方向 1m 范围内上部结构传至地面标高处的荷载设计值(kN/m),由式(7.14)求得的 A 就等于条形基础的宽度 b 。

必须指出,在按式(7.15)计算 A 时,需要先确定地基承载力设计值 f 。但 f 值又与基础底面尺寸 A 有关,也即公式中的 A 与 f 都是未知数,因此,可能要通过反复试算确定。计算时,可先对地基承载力只进行深度修正,计算 f 值;然后按计算所得的 $A=l \cdot b$,考虑是否需要进行宽度修正,使得 A 、 f 间相互协调一致。

7.5.1.2 偏心荷载作用下的基础

偏心荷载作用下(图 7.18),除应符合公式(7.14)要求外,尚应符合下列要求:

$$p_{\max} \leq 1.2f \quad (7.16)$$

$$p_{\min} \geq 0 \quad (7.17)$$

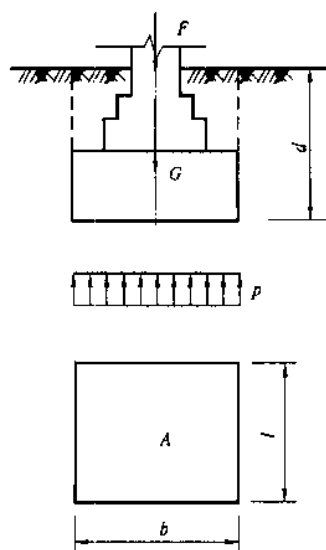


图 7.17 中心荷载作用下的基础

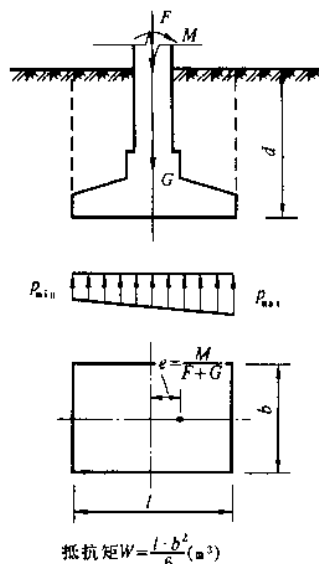


图 7.18 单向偏心荷载作用下的基础

其中,公式(7.17)等价于偏心距 $e=M/(F+G) \leq l/6$ (l 为偏心方向基础边长),对低压缩性地基上的基础,当考虑短暂作用的偏心荷载时,可放宽控制在 $e \leq \frac{l}{4}$ 。必要时,可考虑采用沿荷载偏心方向上形状不对称的基础,使基础形心尽量靠近荷载合力的作用点,减小 e 值。

根据上述按承载力计算的要求,在计算偏心荷载作用下的基础底面尺寸时,通常可按下述逐次渐近试算法进行:

(1)先按中心荷载作用下的公式(7.15),计算基础底面积 A_0 [即:满足公式(7.14)];

(2)考虑偏心影响,加大 A_0 。一般可根据偏心距的大小增大 $10\% \sim 40\%$,使: $A=(1.1 \sim 1.4)A_0$ 。对矩形底面的基础,按 A 初步选择相应的基础底面长度 l 和宽度 b ,一般: $l/b=1.2 \sim 2.0$;

(3)计算偏心荷载作用下的 p_{\max} 、 p_{\min} (第 3.2 节公式),验算是否满足式(7.16)、式(7.17)。如不适(太大或太小),可调整基底尺寸再验算,如此反复,直至满意。

【例题 7.4】柱截面 $300\text{mm} \times 400\text{mm}$,作用在柱底的荷载设计值:中心垂直荷载 700kN ,力矩 $80\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

水平荷载 13kN。其它参数见图 7.19。试根据持力层地基承载力确定基础底面尺寸。

【解】 1. 求地基承载力设计值 f

根据粘性土 $e=0.7, I_L=0.78$ 查表 7.17 得: $\eta_b=0.3, \eta_d=1.6$ 。

持力层承载力设计值 f (先不考虑对基础宽度进行修正):

$$f = f_k + \eta_d \gamma_0 (d - 0.5) = 226 + 1.6 \times 17.5 \times (1.0 - 0.5) = 240 \text{ kPa}$$

(上式 d 按室外地面算起。)

2. 初步选择基底尺寸

$$\text{计算基础和回填土重 } G \text{ 时的基础埋深 } d = \frac{1}{2} (1.0 + 1.3) = 1.15 \text{ m}$$

$$\text{由公式 (7.15): } A_0 = \frac{700}{240 - 20 \times 1.15} = 3.23 \text{ m}^2$$

由于偏心不大, 基础底面积按 20% 增大, 即:

$$A = 1.2 A_0 = 1.2 \times 3.23 = 3.88 \text{ m}^2$$

初步选择基础底面积 $A = l \cdot b = 2.4 \times 1.6 = 3.84 \text{ m}^2 (\approx 3.88 \text{ m}^2)$, 且 $b = 1.6 \text{ m} < 3 \text{ m}$ 不需再对 f 进行修正。

3. 验算持力层地基承载力

$$\text{基础和回填土重 } G = \gamma_0 \cdot d \cdot A = 20 \times 1.15 \times 3.84 = 88.3 \text{ kN}$$

$$\text{偏心距 } e = \frac{M}{F+G} = \frac{80 + 13 \times 0.6}{700 + 88.3} = 0.11 \text{ m} (\frac{l}{6} = 0.24 \text{ m}), \text{ 即 } p_{\min} > 0 \text{ 满足}$$

$$\text{基底最大压力 } p_{\max} = \frac{F+G}{A} \left(1 + \frac{6e}{l} \right) = \frac{700 + 88.3}{3.84} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.11}{2.4} \right) = 262 \text{ kPa} < 1.2f = 288 \text{ kPa}, \text{ 满足}$$

最后, 确定该柱基础底面长 $l = 2.4 \text{ m}$, 宽 $b = 1.6 \text{ m}$ 。

【例题 7.5】 如图 7.20, 柱下独立基础因受相邻建筑限制, 设计成梯形底面。若持力层地基承载力设计值 $f = 205 \text{ kPa}$, 试进行承载力验算。

【解】 底面积 $A = 2 \times 2.5 + 1.2 \times 2.5 = 8 \text{ m}^2$

形心轴心至外墙的距离 x_1 :

$$x_1 = \frac{(2.0 \times 2.5) \times (\frac{1}{2} \times 2.5) + (\frac{1}{2} \times 1.2 \times 2.5) \times (\frac{1}{3} \times 2.5) \times 2}{8} = 1.09 \text{ m}$$

$$x_2 = 2.5 - 1.09 = 1.41 \text{ m}$$

基础底面对形心轴线的惯性矩 I :

$$I = \frac{2.0^3 + 4 \times 2.0 \times 4.4 + 4.4^3}{36 \times (2.0 + 4.4)} \times 2.5^3 = 3.97 \text{ m}^4$$

$$\text{竖向荷载偏心引起的弯矩 } M = (x_1 - 0.9)F = (1.09 - 0.9) \times 1200 = 228 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{基础及回填土重 } G = \gamma_0 d A = 20 \times 1.5 \times 8 = 240 \text{ kN}$$

$$\text{基底平均压力 } p = \frac{F+G}{A} = \frac{1200 + 240}{8} = 180 \text{ kPa} < f = 205 \text{ kPa}$$

(满足)

$$\text{基底最大压力 } p_{\max} = p + \frac{M}{I} x_1 = 180 + \frac{228}{3.97} \times 1.09 = 243 \text{ kPa} <$$

$1.2f = 246 \text{ kPa}$ (满足)

$$\text{基底最小压力 } p_{\min} = p - \frac{M}{I} x_2 = 180 - \frac{228}{3.97} \times 1.41 = 99 \text{ kPa} > 0 \text{ (满足)}$$

经验算基底尺寸满足持力层承载力要求。

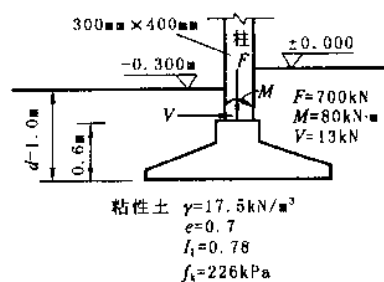


图 7.19

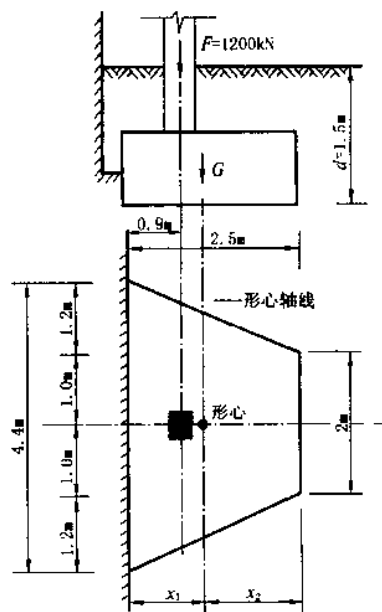


图 7.20

【例题 7.6】某住宅承重墙厚 240mm；地基土表层为杂填土，厚度 0.65m，重度 17.3kN/m^3 。其下为粉土层，重度 18.3kN/m^3 ，承载力标准值 160kPa ，孔隙比 0.86，饱和度大于 0.91。地下水位在地表下 0.8m 处。若已知上部墙体传来的竖向荷载设计值为 190kN/m 。(1)确定基础底面尺寸；(2)设计该承重墙下的刚性条形基础。

【解】 1. 确定条形基础底面宽度 b

为了便于施工，基础宜建在地下水位以上，故选择粉土层作为持力层，初步选择基础埋深 d 为 0.8m。

由 $e=0.86$ 和 $S_r=0.91>0.85$ ，查表 7.17 得： $\eta_b=0, \eta_d=1.1$ 。

埋深范围内土的加权平均重度：

$$\gamma_0 = \frac{17.3 \times 0.65 + 18.3 \times 0.15}{0.8} = 17.5\text{kN/m}^3$$

持力层土的承载力设计值 $f = 160 + 17.5 \times 1.1 \times (0.8 - 0.5) = 166\text{kPa} < 1.1f_k = 176\text{kPa}$ ，取 $f = 166\text{kPa}$ 。

$$\text{基础宽度 } b \geq \frac{F}{f - \gamma_0 d} = \frac{190}{166 - 20 \times 0.8} = 1.19\text{m} (< 3.0\text{m}, \text{不需宽度修正})$$

取该承重墙下条形基础宽度 $b = 1.20\text{m}$ 。

2. 选择基础材料，并确定基础高度 H_0 。

方案 1：采用 MU10 砖和 M5 砂浆砌“二、一间隔收”砖基础[图 7.2(b)]，基底下做 100mm 厚 C10 素混凝土垫层。砖基础所需台阶数：

$$n \geq \frac{1}{2} \times \frac{1200 - 240}{60} = 8(\text{阶})$$

相应的基础高度 $H_0 = 120 \times 4(\text{阶}) + 60 \times 4(\text{阶}) = 720\text{mm}$

基坑的最小开挖深度 $D_{\min} = 720 + 100 + 100 = 920\text{mm}$ ，已深入地下水位以下，必然给施工带来困难。且此时实际基础埋深 d 已超过前面选择的 $d = 0.8\text{m}$ 。可见方案 1 不合理。

方案 II：基础上层采用 MU10 砖和 M5 砂浆砌筑的“二、一间隔收”砖基础；下层为 300mm 厚 C10 素混凝土垫层。

混凝土垫层(作为基础结构层)设计：

由 $p = \frac{F+G}{A} = \frac{190 + 20 \times 0.8 \times 1.2}{1.2} = 174\text{kPa}$ ，查表 7.3 得 $\tan\alpha = 1.0$ 。所以混凝土垫层缩进 300mm。

上层砖基础所需台阶数：

$$n \geq \frac{1}{2} \times \frac{1200 - 240 - 2 \times 300}{60} = 3(\text{阶})$$

相应的基础高度 $H_0 = 120 \times 2(\text{次}) + 60 \times 1(\text{次}) + 300 = 600\text{mm}$

基础顶面至地面的距离取为 200mm，则埋深 $d = 0.8\text{m}$ ，与前面选择的 $d = 0.8\text{m}$ 完全吻合。可见方案 II 合理。

3. 绘制基础剖面图

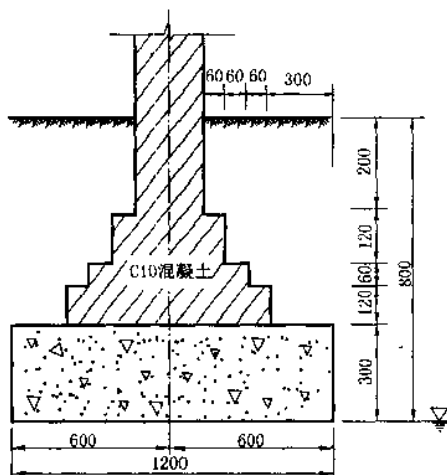


图 7.21 刚性基础剖面

基础剖面形状及尺寸如图 7.21。

7.5.2 软弱下卧层的验算

在成层地基中，如果在地基受力层范围内存在软弱下卧层(承载力显著低于持力层的高压缩性土层)时，按前述持力层土的承载力计算得出基础底面所需的尺寸后，还必须对软弱下卧层进行验算，要求作用在软弱下卧层顶面处的附加应力与自重应力之和不超过它的承载力设计值，即：

$$\sigma_z + \sigma_{cz} \leq f_z \quad (7.18)$$

式中 σ_z ——软弱下卧层顶面处的附加应力设计值， kPa ；

σ_{cz} ——软弱下卧层顶面处土的自重应力标准值， kPa ；

f_z ——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力设计值, kPa。

关于附加应力 σ_z 的计算,《建筑地基规范》通过试验研究并参照双层地基中附加应力分布的理论解答,提出了按扩散角原理的简化计算方法(图 7.22);当持力层与软弱下卧土层的压缩模量比值 $E_{s1}/E_{s2} > 3$ 时,对矩形和条形基础,假设基底处的附加应力($p_0 = p - \gamma_0 d$)向下传递时按某一角度 θ 向外扩散分布于较大的面积上,根据基底与软弱下卧层顶面处扩散面积上的附加应力相等的条件,可得:

$$\text{矩形基础} \quad \sigma_z = \frac{lb(p - \gamma_0 d)}{(l + 2z \tan \theta)(b + 2z \tan \theta)} \quad (7.19)$$

$$\text{条形基础} \quad \sigma_z = \frac{b(p - \gamma_0 d)}{b + 2z \tan \theta} \quad (7.20)$$

式中 b ——分别为条形和矩形基础底面宽度, m;

l ——矩形基础底面长度, m;

γ_0 ——基础埋深范围内土的加权平均重度(地下水位以下取浮重度 γ'), kN/m³;

d ——基础埋深(从天然地面算起), m;

z ——基础底面至软弱下卧层顶面的距离, m;

θ ——地表压力扩散角,可按表 7.20 采用;

p ——基底平均压力设计值, kPa。

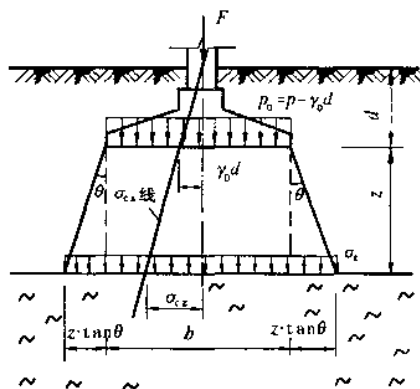


图 7.22

试验研究表明:基底压力增加到一定数值后,传至软弱下卧层顶的压力将随之迅速增大,即 θ 角迅速减小,直到持力层冲剪破坏时的 θ 值为最小(相当于冲切锥台斜面的倾角,其值见表 7.20,实验结果一般不超过 30°,因此,表中 θ 值取 30°为上限)。由此可见,如果满足软弱下卧层验算要求,实际上也就保证了上覆持力层将不发生冲剪破坏。如果软弱下卧层验算不满足要求,应考虑增大基础底面积,或改变基础埋深,甚至改用地基处理或深基础设计的地基基础方案。

地基压力扩散角 θ

表 7.20

$\frac{E_{s1}}{E_{s2}}$	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 $z < 0.25b$ 时一般取 $\theta = 0^\circ$,必要时,宜由试验确定; $z > 0.50b$ 时 θ 值不变。

【例题 7.7】图 7.23 中柱基础荷载设计值 $F = 1100 \text{ kN}$, $M = 140 \text{ kN} \cdot \text{m}$;若基础底面尺寸 $l \times b = 3.6 \text{ m} \times 2.6 \text{ m}$,试根据图中资料验算基底面积是否满足地基承载力要求。

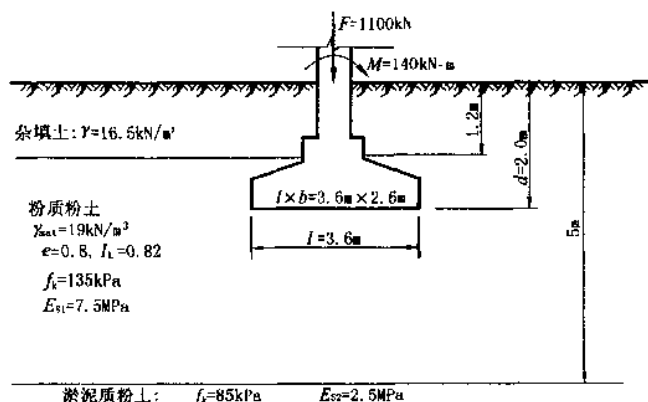


图 7.23

【解】 1. 持力层承载力验算

$$\text{埋深范围内土的加权平均重度 } \gamma_{01} = \frac{16.5 \times 1.2 + (19 - 10) \times 0.8}{2.0} = 13.5 \text{ kN/m}^3$$

由粉质粘土 $e=0.8, I_L=0.82$ 查表 7.17 得: $\eta_b=0.3, \eta_d=1.6$

持力层承载力设计值 $f=150+0+1.6 \times 13.5(2-0.5)=167.4 \text{ kPa} (>1.1f_k=148.5 \text{ kPa})$

基础及回填土重(0.8m 在地下水中) $G=(20 \times 1.2+10 \times 0.8) \times 3.6 \times 2.6=300 \text{ kN}$

$$e = \frac{M}{F+G} = \frac{140}{1100+300} = 0.1 \text{ m}$$

持力层承载力验算:

$$p = \frac{F+G}{A} = \frac{1100+300}{3.6 \times 2.6} = 149.6 \text{ kPa} (<f, \text{满足})$$

$$p_{\max} = p(1 + \frac{6e}{l}) = 149.6 \times (1 + \frac{6 \times 0.1}{3.6}) = 149.6 \times (1 + 0.167) = 174.53 \text{ kPa} (<1.2f = 200.9 \text{ kPa}, \text{满足})$$

$$p_{\min} = 149.6 \times (1 - 0.167) = 124.7 \text{ kPa} (>0, \text{满足})$$

2. 软弱下卧层强度验算

软弱下卧层顶面处自重应力 $\sigma_a = 16.5 \times 1.2 + (19 - 10) \times 3.8 = 54 \text{ kPa}$

$$\text{软弱下卧层顶面以上土的加权平均重度 } \gamma_{02} = \frac{54}{5} = 10.8 \text{ kN/m}^3$$

由淤泥质粘土, $f_k=85 \text{ kPa} > 50 \text{ kPa}$ 查表 7.17 得: $\eta_d=1.1$, 故:

$$f_z = 85 + 1.1 \times 10.8 \times (5 - 0.5) = 138.46 \text{ kPa}$$

由 $E_{s1}/E_{s2}=7.5/2.5=3$, 以及 $z/b=3/2.6 > 0.5$, 查表 7.20 得: 地基压力扩散角 $\theta=23^\circ$

软弱下卧层顶面处的附加应力

$$\sigma_z = \frac{lb(p - \gamma_{01}d)}{(l + 2z \tan \theta)(b + 2z \tan \theta)} = \frac{3.6 \times 2.6 \times (149.6 - 13.5 \times 2.0)}{(3.6 + 2 \times 3 \times \tan 23^\circ)(2.6 + 2 \times 3 \times \tan 23^\circ)} = 36.27 \text{ kPa}$$

验算: $\sigma_a + \sigma_z = 54 + 36.27 = 90.27 \text{ kPa} (<f_z = 138.46 \text{ kPa}, \text{满足})$

7.6 地基变形验算

7.6.1 地基特征变形

按地基承载力选定了适当的基础底面尺寸,一般已可保证建筑物在防止地基剪切破坏方面具有足够的安全度,但是,在荷载作用下,地基土总要产生压缩变形,使建筑物产生沉降。由于不同建筑物的结构类型、整体刚度、使用要求的差异,对地基变形的敏感程度、危害、变形要求也不同。因此,对于各类建筑结构,如何控制对其不利的沉降形式——称“地基的特征变形”,使之不会影响建筑物的正常使用甚至破坏,也是地基基础设计必须予以充分考虑的一个基本问题。

地基特征变形一般分为:沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜。

(1)沉降量——指基础某点的沉降值[图 7.24(a)]

对于单层排架结构,在低压缩性地基上一般不会因沉降而损坏,但在中高压压缩性地基上,应该限制柱基沉降量,尤其是要限制多跨排架中受荷较大的中排柱基的沉降量不宜过大,以免支承于其上的相邻屋架发生对倾而使端部相碰。

(2)沉降差——一般指相邻柱基中点的沉降量之差[图 7.24(b)]

框架结构主要因柱基的不均匀沉降使结构受剪扭曲而损坏,也称为敏感性结构。A. W. 斯肯普顿 (Skempton, 1956) 曾得出敞开式框架结构柱基能经受大至 $l/150$ (约 $0.007l$, l 为柱距) 的沉降差而不损坏的结论。通常认为:填充墙框架结构的相邻柱基沉降差按不超过 $0.002l$ 设计时,是安全的。

对于被开窗面积不大的墙砌体所填充的边排柱、尤其是房屋端部抗风柱之间的沉降差,以及当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构相邻柱基的沉降差,也应予以注意。

(3)倾斜——指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值[图 7.24(c)]

对于高耸结构以及长高比很小的高层建筑,其地基的主要特征变形是建筑物的整体倾斜。

高耸结构的重心高,基础倾斜使重心侧向移动引起的偏心力矩荷载,不仅使基底边缘压力 p_{\max} 增加而影

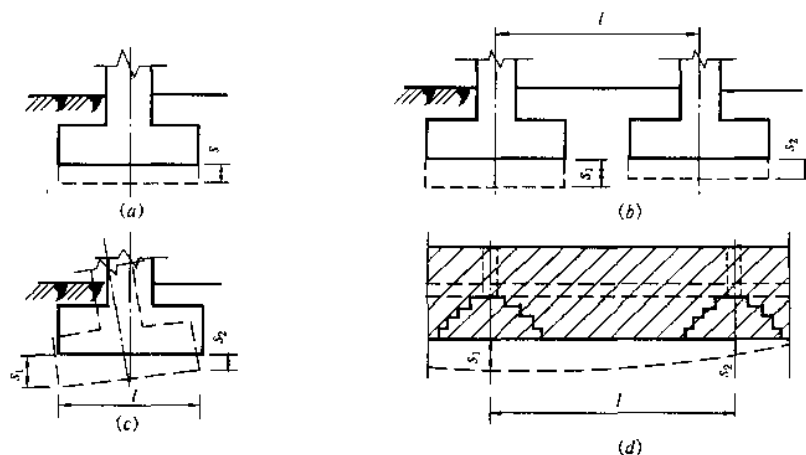


图 7.24 地基特征变形

(a) 沉降量 s ; (b) 沉降差 s_1-s_2 ; (c) 倾斜 $\frac{s_1-s_2}{l}$; (d) 局部倾斜 $\frac{s_1-s_2}{l}$

响倾覆稳定性,还会导致高烟囱等筒体的结构附加弯矩。因此,高耸结构基础的倾斜容许值随结构高度的增加而递减。一般,地基土层的不均匀分布以及邻近建筑物的影响是高耸结构产生倾斜的重要原因;如果地基的压缩性比较均匀,且无邻近荷载的影响,对高耸结构,只要基础中心沉降量不超过表 7.21 的允许值,可不作倾斜验算。

高层建筑横向整体倾斜容许值主要取决于对人们视觉的影响,倾斜值达到明显可见的程度时大致为 $1/250(0.004)$,而结构损坏则大致当倾斜值达到 $1/150$ 时才开始。

对于有吊车的工业厂房,还应验算桥式吊车轨面沿纵向或横向的倾斜,以免因倾斜而导致吊车自动滑行或卡轨。

(4)局部倾斜——指砌体承重结构沿纵向 $6\sim 10\text{m}$ 内基础两点的沉降差与其距离的比值[图 7.24(d)]

一般砌体承重结构房屋的长高比不太大,因地基沉降所引起的损坏,最常见的是房屋外纵墙由于相对挠曲引起的拉应变变形形成的裂缝,有裂缝呈正“八”字形的墙体正向挠曲(下凹),和呈倒“八”字形的反向挠曲(凸起)。但是,墙体的相对挠曲不易计算,一般以沿纵墙一定距离范围($6\sim 10\text{m}$)内基础两点的沉降量计算局部倾斜,作为砌体承重墙结构的主要特征变形。

7.6.2 地基特征变形验算

进行地基特征变形验算,必须具备比较详细的勘察资料和土工试验成果。这对于建筑安全等级(表 7.1)不高的大量中、小型工程来说,往往不易办到,而且也没有必要。为此,《建筑地基基础设计规范》(GBJ7—89)在制定各类土的地基承载力表格(第 7.4.1)时,已经考虑了一般中、小型建筑物在地质条件比较简单的情况下对地基特征变形的要求。所以,只要是安全等级为三级、或满足表 7.2 要求的二级建筑物(且无下述第(3)所列情况者),在按规范表格提供的承载力确定基础底面尺寸之后,可不进行地基特征变形验算。

凡属以下情况之一者,在按地基承载力确定基础底面尺寸后,尚需验算地基特征变形值是否超过允许值:

- (1)安全等级为一级的建筑物;
- (2)表 7.2 所列范围以外的二级建筑物;
- (3)表 7.2 所列范围以内有下列情况之一的二级建筑物:
 - ①地基承载力标准值小于 130kPa ,且体型复杂的建筑;
 - ②在基础上及其附近有地面堆载或相邻基础荷载差异较大,引起地基产生过大的不均匀沉降时;
 - ③软弱地基上的相邻建筑如果距离太近,可能发生倾斜时;
 - ④地基土有厚度较大或厚薄不均的填土,其自重固结尚未完成时。

地基特征变形验算公式:

$$s \leq [s] \quad (7.21)$$

式中 s ——地基特征变形；

$[s]$ ——地基特征变形允许值，查表 7.21。

上式中的地基特征变形计算值 s ，可按第 2 章的方法计算沉降量后求得。注意：传至基础底面的荷载 F_k 应按长期效应组合（不应计入风荷载和地震作用）的荷载标准值；基底压力 $p = (F_k + G)/A$ ；基底附加压力 $p_0 = p - \gamma_0 d$ 。

地基特征变形允许值 $[s]$ 的确定涉及的因素很多，它与对地基不均匀沉降反应的敏感性、结构强度贮备、建筑物的具体使用要求等条件有关，很难全面准确地确定。我国《建筑地基基础设计规范》(GBJ7—89) 综合分析了国内外各类建筑物的有关资料，提出了表 7.21 供设计时采用。对表中未包括的其它建筑物的地基特征变形允许值，可根据上部结构对地基特征变形的适应能力和使用要求自行确定。

地基特征变形验算结果如果不满足公式(7.21)的条件，可以先通过适当调整基础底面尺寸或埋深，如仍不满足要求，再考虑从建筑、结构、施工诸方面采取有效措施以防止不均匀沉降对建筑物的损害，或改用其它地基基础设计方案。

建筑物的地基变形允许值

表 7.21

变 形 特 征	地基土类别	
	中、低压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础的局部倾斜	0.002	0.003
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差		
(1) 框架结构	0.002 l	0.003 l
(2) 砖石墙填充的边排柱	0.0007 l	0.001 l
(3) 当基础不均匀沉降时，不产生附加应力的结构	0.005 l	0.005 l
单层排架结构(柱距为 6m)柱基的沉降量(mm)	(120)	200
桥式吊车轨面的倾斜(按不调整轨道考虑)		
纵 向	0.004	
横 向	0.003	
多层和高层建筑基础的倾斜 $H_g \leq 24$	0.004	
$24 < H_g \leq 60$	0.003	
$60 < H_g \leq 100$	0.002	
$H_g > 100$	0.0015	
高耸结构基础的倾斜 $H_g \leq 20$	0.008	
$20 < H_g \leq 50$	0.006	
$50 < H_g \leq 100$	0.005	
$100 < H_g \leq 150$	0.004	
$150 < H_g \leq 200$	0.003	
$200 < H_g \leq 250$	0.002	
高耸结构基础的沉降量(mm) $H_g \leq 100$	(200)	400
$100 < H_g \leq 200$		300
$200 < H_g \leq 250$		200

注：①有括号者仅适用于中压缩性土。

② l 为相邻柱基中心距离(mm)； H_g 为自室外地面起算的建筑物高度(m)。

【例题 7.8】两个相同型式高 20m 的砖砌石灰窑，采用 10m×10m 的钢筋混凝土基础图 7.25，基础埋深为 2.0m，两基础间的净距离为 2.0m，基底压力标准值为 100kPa，地基为均匀的淤泥质粉质粘土，重度为 15kN/m³，压缩模量为 3.0MPa，沉降计算修正系数取 1.37，试进行石灰窑的地基变形验算。

【解】对石灰窑，按高耸结构基础验算其沉降量和倾斜。

(1) 基础底面处的附加应力标准值 p_0 。

$$p_0 = p - \gamma_0 \cdot d = 100 - 15 \times 2.0 = 70 \text{ kPa}$$

(2) 基础沉降量计算

因为这两个基础条件相同,可只计算基础 I 的 M、N 两点,该两点分别是沉降最小值和最大值点。

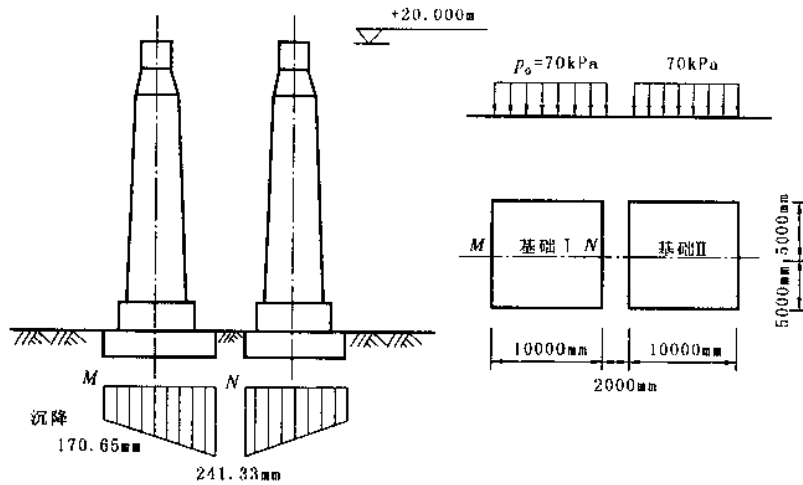


图 7.25 例题 7.8 图

地基沉降计算深度 z_0 取 15.8m, Δz 由表 4.6 确定为 0.8m; 由计算结果可知, 该 z_0 满足 $\Delta s_n' \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s_i'$ 的要求。

中间计算过程与结果列于表 7.22 中。

即两端点 M、N 处的沉降量分别为:

$$s_M = 1.37 \times 125 = 171 \text{ mm}$$

$$s_N = 1.37 \times 176 = 241 \text{ mm}$$

(3) 基础的倾斜

$$\tan \beta = \frac{s_N - s_M}{b} = \frac{241 - 171}{10000} = 7\%$$

(4) 变形验算

由 $H_g = 20\text{m}$ 及 $E_s = 3.0\text{MPa}$ (高压缩性土) 查表 7.21 可得石灰窑的沉降允许值为 400mm, 倾斜允许值为 8‰。

即: 石灰窑的沉降与倾斜计算值均小于其允许值。

石灰窑沉降计算表 [按《规范》(GBJ7—89) 法]

表 7.22

点	z (mm)	基础 I (b=5m)			基础 II (b ₁ =5.0m, b ₂ =2.0m)			$\sum \bar{\alpha}_i$	z, $\bar{\alpha}_i$	$\frac{z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}}{E_s}$	$\frac{p_0}{E_s}$	$\Delta s_i'$ (mm)	$\sum \Delta s_i'$ (mm)	$\frac{\Delta s_n'}{\sum \Delta s_i'}$
		l/b	z/b	$\bar{\alpha}_1$	l/b	z/b	$\bar{\alpha}_2$							
M	0		0	$2 \times 0.2500 = 0.5$		0	$2 \times (0.2500 - 0.2500) = 0$	0.5	0	5219.2	0.0233	121.6	125	0.023
	16000	$\frac{10}{5} = 2.0$	3.2	$2 \times 0.1562 = 0.3124$	$\frac{22}{5} = 4.4$ $(\frac{12}{5} = 2.4)$	3.2	$2 \times (0.1671 - 0.1602) = 0.0138$	0.3262	5219.2	126.6		2.9		
	16800		3.36	$2 \times 0.1518 = 0.3036$		3.36	$2 \times (0.1633 - 0.1560) = 0.0146$	0.3182	5345.8		0.0233			
N	0		0	$2 \times 0.2500 = 0.5$		0	$2 \times (0.2500 - 0.2500) = 0$	0.5	0	7366.4	0.0233	171.6	176	0.026
	16000	$\frac{10}{5} = 2.0$	3.2	$2 \times 0.1562 = 0.3124$	$\frac{12}{5} = 2.4$ $(\frac{5}{2} = 2.5)$	3.2	$2 \times (0.1602 - 0.0861) = 0.1482$ (8.0)	0.4604	7366.4					
	16800		3.36	$2 \times 0.1518 = 0.3036$		3.36	$2 \times (0.1560 - 0.0828) = 0.1464$ (8.4)	0.4500	7560	193.6		4.5		

注: 基础 I (对基础 II 影响) 格中 l/b、z/b 带括号的数值均为应扣矩形的数值, 相应的 $\bar{\alpha}$ 为负值。

7.7 钢筋混凝土扩展基础设计

钢筋混凝土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。

7.7.1 扩展基础的构造要求

7.7.1.1 一般要求

1. 基础边缘高度 锥形基础的边缘高度一般不小于 150mm, 也不宜大于 500mm[图 7.26(a)]; 阶梯形基础的每阶高度, 宜为 300~500mm[图 7.26(b)]。

2. 基底垫层 通常在底板下浇筑一层素混凝土垫层。垫层厚度一般为 100mm, 两边伸出基础底板不小于 50mm, 一般为 100mm。

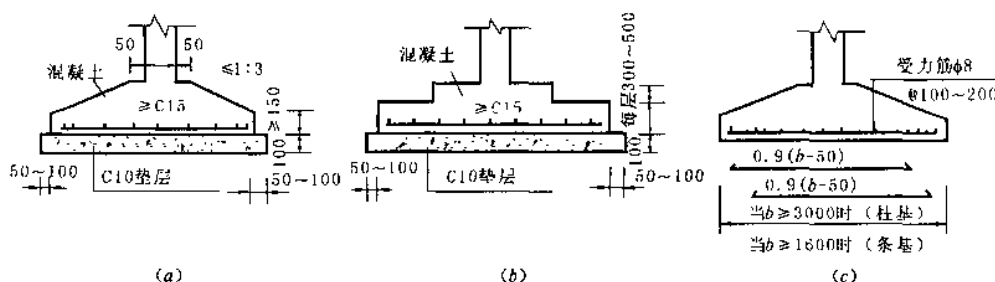


图 7.26 扩展基础构造的一般要求

(a) 锥形基础; (b) 阶梯形基础; (c) 钢筋配置

3. 钢筋 底板受力钢筋直径不应小于 8mm, 间距不大于 200mm; 当基础底面边长 $b \geq 3\text{m}$ (柱基) 或 $b \geq 1.6\text{m}$ (条基) 时, 钢筋长度可减短 10%, 并应均匀交叉放置[图 7.26(c)]。底板钢筋的保护层, 当设垫层时不宜小于 35mm; 无垫层时不宜小于 70mm。

4. 混凝土 混凝土强度等级不宜低于 C15。

7.7.1.2 现浇柱下独立基础的构造要求

锥形基础和阶梯形基础构造所要求的剖面尺寸在满足“一般要求”时可按图 7.27 要求。

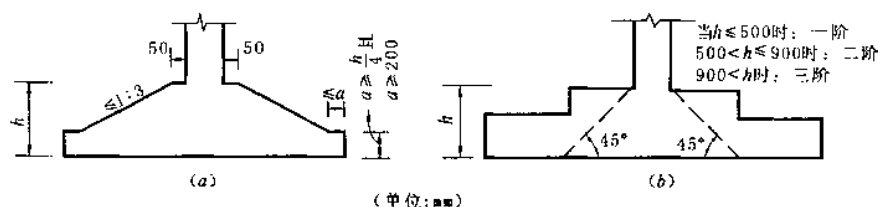


图 7.27 现浇钢筋混凝土柱基础剖面尺寸

(a) 锥形基础; (b) 阶梯形基础

现浇柱基础中应伸出插筋, 插筋在柱内的纵向钢筋连接宜优先采用焊接或机械连接的接头, 插筋在基础内应符合下列要求:

1. 插筋的直径、钢筋种类、根数及其间距应与柱内的纵向钢筋相同。

2. 插筋锚入基础的长度:

①当基础高度 $h < 1200\text{mm}$ 时, 锚入基础长度应大于锚固长 l_a (《钢筋混凝土结构》)。插筋为圆钢时, 放在基础底部钢筋网上, 并做弯钩 (长度为 100~150mm) (图 7.28); 插筋为变形钢筋时, 直接放在垫层上。

②当基础高度 h 较大时, 轴心受压和小偏心受压柱 $h \geq 1200\text{mm}$, 大偏心受压柱 $h \geq 1400\text{mm}$, 可仅将四角及间距 $\leq 1000\text{mm}$ 的插筋伸至基础底板钢筋网上, 其余插筋只锚固于基础顶面下 l_a 内。

③基础中插筋需分别在基础顶面下 100mm 和插筋下端设置箍筋, 基础中箍筋直筋与柱中同。

7.7.1.3 墙下条形基础的构造要求

墙下钢筋混凝土条形基础按外形不同可分为无纵肋板式条形基础和有纵肋板式条形基础两种。

墙下无纵肋板式条形基础的高度 h 应按剪切计算确定。一般要求 $h \geq 300\text{mm}$ ($\geq \frac{b}{8}$, b 为基础宽度)。当 $b < 1500\text{mm}$ 时, 基础高度可做成等厚度; 当 $b \geq 1500\text{mm}$ 时, 可做成变厚度, 且板的边缘厚度不应小于 150mm , 坡度 $i \leq 1:3$ (图 7.29)。板内纵向分布筋 $\geq \phi 6@300$ 。

当墙下的地基土质不均匀或沿基础纵向荷载分布不均匀时, 为了抵抗不均匀沉降和加强条形基础的纵向抗弯能力, 可做成有肋板条形基础。肋的纵向钢筋和箍筋一般按经验确定。

7.7.2 扩展基础的计算

7.7.2.1 墙下钢筋混凝土条形基础的底板厚度和配筋

1. 中心荷载作用

墙下钢筋混凝土条形基础在均布线荷载 F (kN/m) 作用下的受力分析可简化为如图 7.30 所示。它的受力情况如同一受 p_n 作用的倒置悬臂梁。 p_n 是指由上部结构设计荷载 F 在基底产生的净反力 (不包括基础自重和基础台阶上回填土重所引起的反力)。若取沿墙长度方向 $l=1\text{m}$ 的基础板分析, 则:

$$p_n = \frac{F}{b \cdot l} = \frac{F}{b} \quad (7.22)$$

式中 p_n ——地基净反力设计值, kPa ;

F ——上部结构传至地面标高处的荷载设计值, kN/m ;

b ——墙下钢筋混凝土条形基础宽度, m 。

在 p_n 作用下, 将在基础底板内产生弯矩 M 和剪力 V , 其值在图中 I-I 截面 (悬臂板根部) 最大。

$$V = \frac{1}{2} p_n (b - a) \quad (7.23)$$

$$M = \frac{1}{8} p_n (b - a)^2 \quad (7.24)$$

式中 V ——基础底板根部的剪力设计值, kN/m ;

M ——基础底板根部的弯矩设计值, $\text{kN} \cdot \text{m/m}$;

a ——砖墙厚。

为了防止因 V 、 M 作用而使基础底板发生冲切破坏和弯曲破坏, 基础底板应有足够的厚度和配筋。

(1) 基础底板厚度

基础内不配箍筋和弯筋, 故基础底板厚度应满足混凝土的抗剪切条件:

$$V \leq 0.07 f_c h_0 \quad (7.25a)$$

或

$$h_0 \geq \frac{V}{0.07 f_c} \quad (7.25b)$$

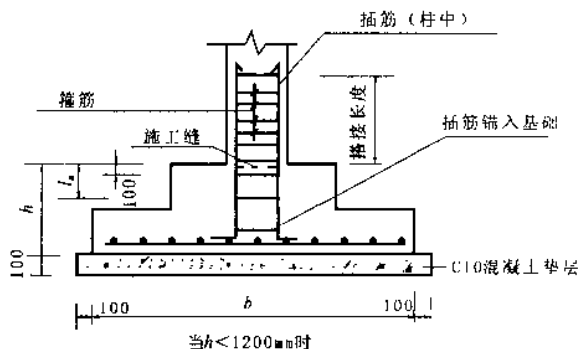


图 7.28 现浇钢筋混凝土柱与基础的连接

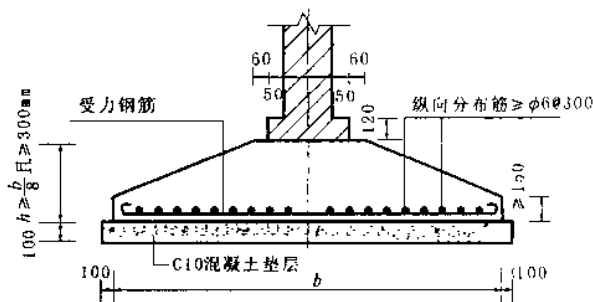


图 7.29 墙下钢筋混凝土条形基础的构造

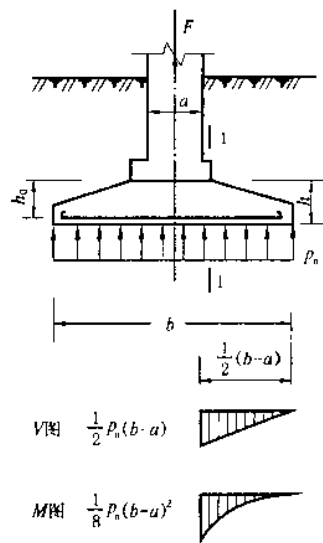


图 7.30 墙下柔性基础受力分析

式中 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值, kPa;

h_0 ——基础底板有效高度, 即基础底板厚度减去钢筋保护层厚度(有垫层 35mm, 无垫层 70mm)和 $\frac{1}{2}$ 倍的钢筋直径, m。

(2) 基础底板配筋

按下式计算:

$$A_s = \frac{M}{0.9h_0f_y} \quad (7.26)$$

式中 A_s ——每米长基础底板受力钢筋截面面积;

f_y ——钢筋抗拉强度设计值。

注意: 实际计算时, 将各数值代入上式时的单位应统一, 即 M 取 $N \cdot mm/m$, h_0 取 mm , f_y 取 N/mm^2 , A_s 为 mm^2/m 。

2. 偏心荷载作用

先计算基底净反力的偏心距 e_{n0} :

$$e_{n0} = \frac{M}{F} \left(\leq \frac{b}{6} \right) \quad (7.27)$$

基础边缘处的最大和最小净反力为:

$$p_{n\max} = \frac{F}{bl} \left(1 \pm \frac{6e_{n0}}{b} \right) \quad (7.28)$$

悬臂根部截面 I-I (图 7.31) 处的净反力为:

$$p_{n1} = p_{n\min} + \frac{b+a}{2b}(p_{n\max} - p_{n\min}) \quad (7.29)$$

基础的高度和配筋计算仍按公式(7.25)和式(7.26)进行; 不过, 在计算剪力 V 和弯矩 M 时应将式(7.23)和式(7.24)中的 p_n 改为 $\frac{1}{2}(p_{n\max} + p_{n1})$ 。这样计算, 当 $p_{n\max}/p_{n\min}$

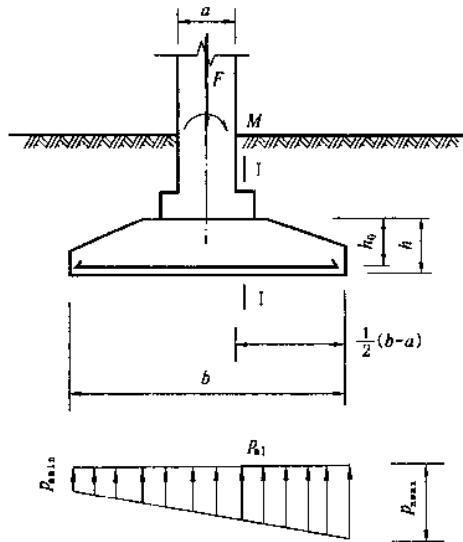


图 7.31 墙下条形基础受偏心荷载作用

值很大时, 计算的 M 值略偏小。

7.7.2.2 柱下钢筋混凝土单独基础底板厚度和配筋计算

1. 中心荷载作用

(1) 基础底板厚度

在柱中心荷载 F (kN) 作用下, 如果基础高度(或阶梯高度)不足, 则将沿着柱周边(或阶梯高度变化处)产生冲切破坏, 形成 45° 斜裂面的角锥体[图 7.32(a)]。因此, 由冲切破坏锥体以外的地基净反力所产生的冲切力应小于冲切面处混凝土的抗冲切能力。对于矩形基础, 柱短边 b_c 一侧冲切破坏较柱长边 a_c 一侧危险, 所以, 只需根据短边一侧冲切破坏条件来确定底板厚度, 即要求:

$$V \leq 0.6f_tA_m \quad (7.30)$$

式中 V ——地基净反力在冲切面(A_1)上产生的剪力设计值, $V_1 = p_n A_1$, kN;

p_n ——地基净反力设计值, $p_n = \frac{F}{l \cdot b}$, kPa;

l, b ——单独基础底面长与宽, m;

A_1 ——冲切力的作用面积(图 7.32 的斜线部分), m^2 。计算方法后述;

f_t ——混凝土抗拉强度设计值, kPa(或 N/mm^2);

A_m ——冲切破坏面在基础底面上的水平投影面积, m^2 。

A_1 、 A_m 的计算, 按冲切破坏锥体的底边是否落在基础底面积之内[分别如图 7.32(b)或(c)所示], 即 $b \geq b_c + 2h_0$ 或 $b < b_c + 2h_0$, 计算方法分别为:

(a) 当 $b \geq b_c + 2h_0$ 时[图 7.32(b)]

$$A_1 = \left(\frac{l}{2} - \frac{a_c}{2} - h_0 \right) b - \left(\frac{b}{2} - \frac{b_c}{2} - h_0 \right)^2$$

$$A_m = (b_c + h_0)h_0$$

将 A_1 、 A_m 代入公式(7.30), 便可得柱下单独基础抗冲切验算条件:

$$p_n \left[\left(\frac{l}{2} - \frac{a_c}{2} - h_0 \right) b - \left(\frac{b}{2} - \frac{b_c}{2} - h_0 \right)^2 \right] \leq 0.6 f_t (b_c + h_0) h_0 \quad (7.31a)$$

或

$$h_0 \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{b_c^2 + \frac{2b(l-a_c) - (b-b_c)^2}{1 + 0.6 \left(\frac{f_t}{p_n} \right)} - \frac{b_c}{2}} \quad (7.31b)$$

式中 a_c 、 b_c ——分别为柱长边、短边尺寸, m;

h_0 ——基础有效高度, m;

其余符号同前。

(b) 当 $b < b_c + 2h_0$ 时 [图 7.32(c)]

$$A_1 = \left(\frac{l}{2} - \frac{a_c}{2} - h_0 \right) b$$

$$A_m = (b_c + h_0) h_0 - \left(\frac{b_c}{2} + h_0 - \frac{b}{2} \right)^2$$

于是公式(6.29)成为:

$$p_n \left(\frac{l}{2} - \frac{a_c}{2} - h_0 \right) b \leq 0.6 f_t \left[(b_c + h_0) h_0 - \left(\frac{b_c}{2} + h_0 - \frac{b}{2} \right)^2 \right] \quad (7.32a)$$

或

$$h_0 \geq \frac{(l - a_c)b + 0.3 \frac{f_t}{p_n} (b - b_c)^2}{2b \left(1 + 0.6 \frac{f_t}{p_n} \right)} \quad (7.32b)$$

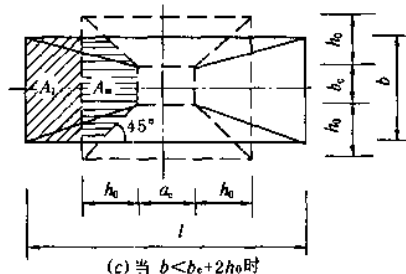
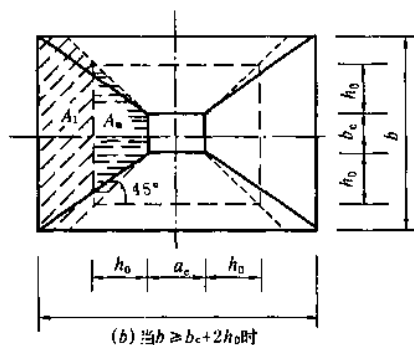
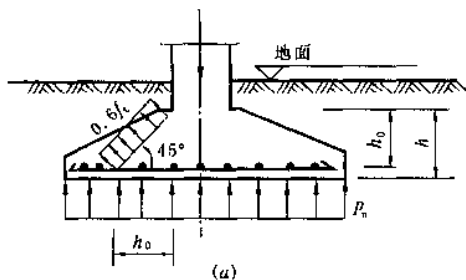


图 7.32 中心受压柱基础底板厚度的确定

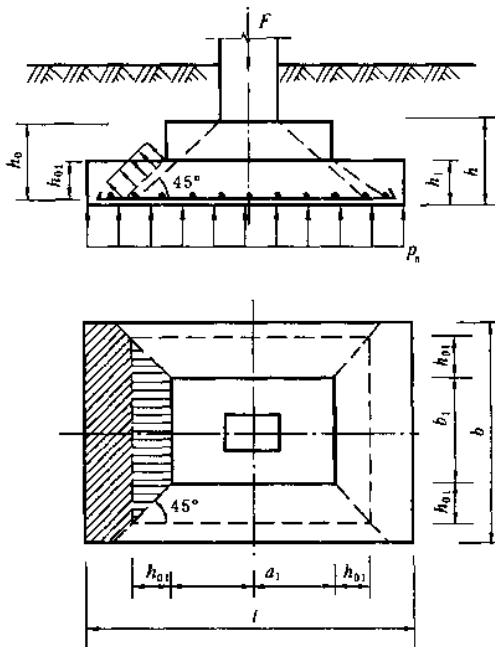


图 7.33 阶梯形基础底板厚度验算

(7.31b)、或者公式(7.32a)或(7.32b)中的 b_c 和 a_c 分别换成变阶处台阶尺寸 b_1 和 a_1 即可。

(2) 基础底板配筋

由于单独基础底板在 p_n 作用下, 在两个方向均发生弯曲, 所以两个方向都要配受力钢筋, 钢筋面积按两个方向的最大弯矩分别计算(图 7.34);

I-I 截面

$$M_I = \frac{p_n}{24}(l - a_c)^2(2b + b_c) \quad (7.33)$$

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0.9h_0f_y} \quad (7.34)$$

II-II 截面

$$M_{II} = \frac{p_n}{24}(b - b_c)^2(2l + a_c) \quad (7.35)$$

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0.9h_0f_y} \quad (7.36)$$

阶梯形基础还应按变阶面 III-III 和 IV-IV 计算 A_{sIII} 和 A_{sIV} [图 7.34(b)]:

III-III 截面

$$M_{III} = \frac{p_n}{24}(l - a_1)^2(2b + b_1) \quad (7.37)$$

$$A_{sIII} = \frac{M_{III}}{0.9h_{01}f_y} \quad (7.38)$$

IV-IV 截面

$$M_{IV} = \frac{p_n}{24}(b - b_1)^2(2l + a_1) \quad (7.39)$$

$$A_{sIV} = \frac{M_{IV}}{0.9h_{01}f_y} \quad (7.40)$$

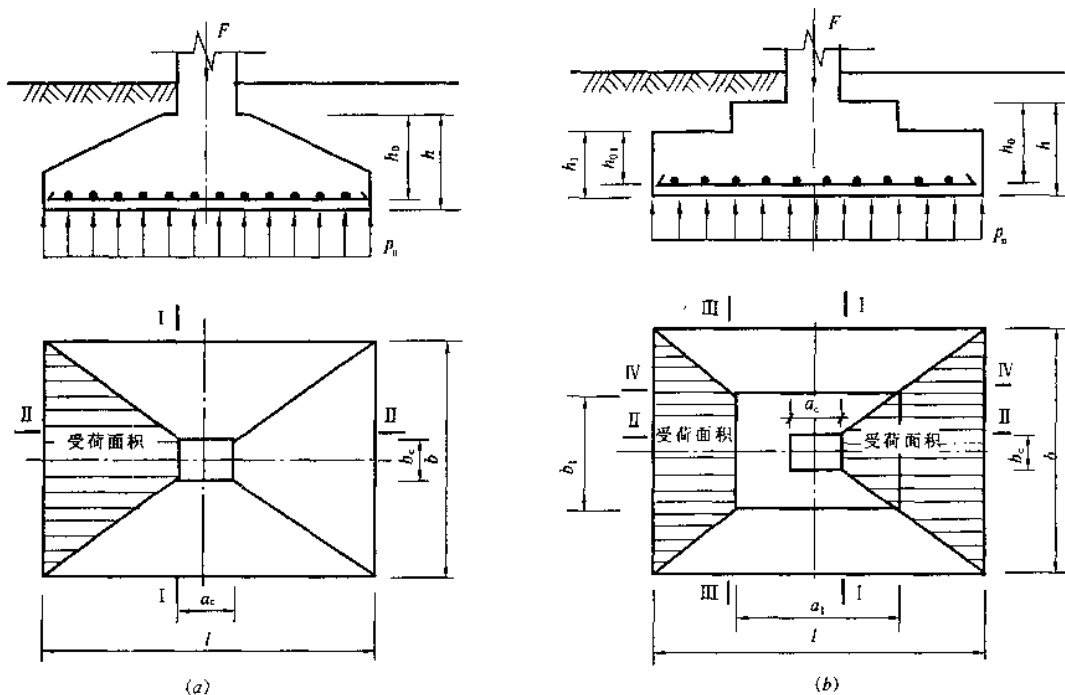


图 7.34 中心受压柱基础底板配筋计算
(a) 锥形基础; (b) 阶梯形基础

2. 偏心荷载作用

(1) 基础底板厚度

偏心受压基础底板厚度计算方法与中心受压相同。仅需将公式(7.31)或式(7.32)中的 p_n 以基底最大设计净反力 $p_{n\max}$ 代替即可(偏于安全)(图 7.35)

$$p_{n\max} = \frac{F}{lb} \left(1 + \frac{6e_{n0}}{l} \right) \quad (7.41)$$

式中 e_{n0} ——净偏心距, $e_{n0} = \frac{M}{F}$ 。

(2) 基础底板配筋

偏心受压基础底板配筋计算与中心受压基本相同。只需将公式(7.33)至式(7.40)中的 p_n 换成偏心受压时柱边处(或变阶面处)基底设计反力 p_{n1} (或 p_{n1}) 与 $p_{n\max}$ 的平均值(图 7.36): $\frac{1}{2}(p_{n\max} + p_{n1})$ 或 $\frac{1}{2}(p_{n\max} + p_{n1})$ 。

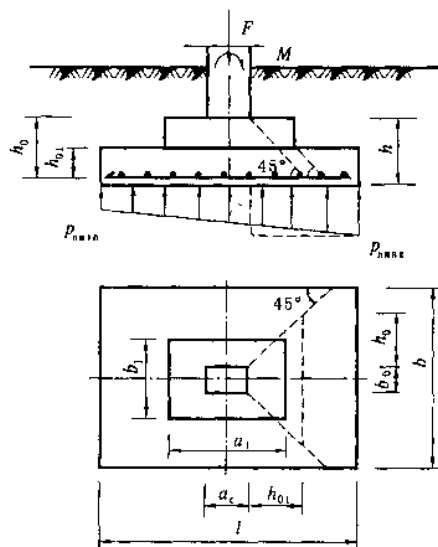


图 7.35 偏心受压柱基础底板厚度计算

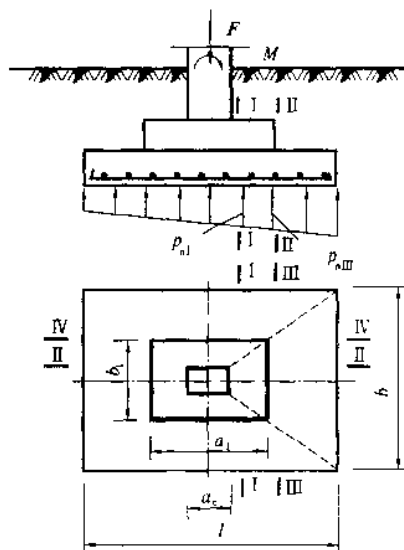


图 7.36 偏心受压柱基础底板配筋计算

【例题 7.9】 已知某教学楼外墙(370mm)传至地表荷载设计值 $F=360\text{kN/m}$, 室内外高差 0.90m, 基础埋深按 1.30m 计算(以室外地面算起), 地基承载力设计值 $f=165\text{kPa}$ 。试设计该墙下钢筋混凝土条形基础。

【解】 (1) 求基础宽度

$$b \geq \frac{F}{f - 20d} = \frac{360}{165 - 20 \times 1.75} = 2.77\text{m}$$

取基础宽度 $b=2.80\text{m}=2800\text{mm}$

(2) 确定基础底板厚度

按 $h = \frac{b}{8} = \frac{2800}{8} = 350\text{mm}$, 根据墙下钢筋混凝土基础构造要求, 初步绘制基础剖面如图 7.37。基础抗剪切验算如下:

按式(7.22)计算地基净反力设计值

$$p_n = \frac{F}{b} = \frac{360}{2.8} = 129\text{kPa}$$

按式(7.23)计算 I-I 截面的剪力设计值

$$V = \frac{1}{2} p_n (b - a) = \frac{1}{2} \times 129 \times (2.8 - 0.37) = 157\text{kN/m}$$

选用 C20 混凝土, $f_c=10\text{N/mm}^2$

按式(7.25b)计算基础至少所需有效高度

$$h_0 = \frac{V}{0.07f_c} = \frac{157 \times 10^3}{0.07 \times 10 \times 10^3} = 224\text{mm}$$

实际上基础有效高度 $h_0=350-40=310\text{mm} > 224\text{mm}$ (按有垫层并暂按 $\phi 10$ 底板筋直径计), 可以。

(3) 底板配筋计算

按式(7.24)计算 I - I 截面弯矩

$$M = \frac{1}{8} p_n (b - a)^2 = \frac{1}{8} \times 129 \times (2.8 - 0.37)^2 = 95.2 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

按式(7.26)计算受力钢筋面积(选用 I 级钢筋, $f_y = 210 \text{ N/mm}^2$)

$$A_s = \frac{M}{0.9 h_0 f_y} = \frac{95.2 \times 10^6}{0.9 \times 310 \times 210} = 1625 \text{ mm}^2$$

选用 $\phi 16 @ 120$ (实配 $A_s = 1675 \text{ mm}^2 > 1625 \text{ mm}^2$), 分布筋选 $\phi 6 @ 250$ 。

基础剖面图见图 7.37。

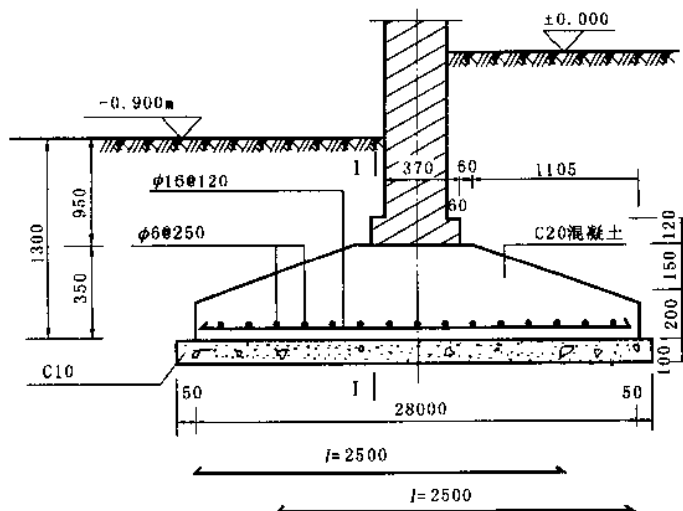


图 7.37

【例题 7.10】设计例题 7.4 的框架柱下单独基础。材料选用 C15, I 级钢筋。

【解】查得 C15 混凝土 $f_c = 0.9 \text{ N/mm}^2 = 900 \text{ kPa}$, I 级钢筋 $f_y = 210 \text{ N/mm}^2$ 。已知 $a_c = 400 \text{ mm}$, $b_c = 300 \text{ mm}$, $l = 2.4 \text{ m}$, $b = 1.6 \text{ m}$ 。

(1) 计算基底净反力

$$\text{偏心距 } e_{n0} = \frac{M}{F} = \frac{87.8}{700} = 0.125 \text{ m}$$

基础最大和最小净反力

$$\begin{aligned} p_{n\max} &= \frac{F}{lb} \left(1 \pm \frac{6e_{n0}}{l} \right) \\ &= \frac{700}{2.4 \times 1.6} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.125}{2.4} \right) \\ &= 239 \text{ kPa} \\ &= 125 \text{ kPa} \end{aligned}$$

(2) 基础高度(采用阶梯形基础)

(a) 柱边基础截面抗冲切验算

初步选择基础高度 $h = 600 \text{ mm}$, $h_0 = 560 \text{ mm}$ (有垫层)

$$b_c + 2h_0 = 0.3 + 2 \times 0.56 = 1.42 \text{ m} < b = 1.6 \text{ m}$$

因偏心受压,按公式(7.31)验算时, p_n 取 $p_{n\max}$ 。

冲切力:

$$p_{n\max} \left[\left(\frac{l}{2} - \frac{a_c}{2} - h_0 \right) b - \left(\frac{b}{2} - \frac{b_c}{2} - h_0 \right)^2 \right]$$

$$= 239 \times \left[\left(\frac{2.4}{2} - \frac{0.4}{2} - 0.56 \right) \times 1.6 - \left(\frac{1.6}{2} - \frac{0.3}{2} - 0.56 \right)^2 \right]$$

$$= 167 \text{ kN}$$

抗冲切力:

$$0.6f_t(b_c + h_0)h_0 = 0.6 \times 900 \times (0.3 + 0.56) \times 0.56$$

$$= 266 \text{ kN} > 167 \text{ kN}, \text{可以}$$

基础分二阶, 下阶 $h_1 = 350 \text{ mm}$, $h_{01} = 310 \text{ mm}$, 取 $l_1 = 1.2 \text{ m}$, $b_1 = 0.8 \text{ m}$ 。

(b) 变阶处抗冲切验算

$$b_1 + 2h_{01} = 0.8 + 2 \times 0.31 = 1.42 \text{ m} < 1.60 \text{ m}$$

冲切力:

$$p_{\text{max}} \left[\left(\frac{l}{2} - \frac{l_1}{2} - h_{01} \right) b - \left(\frac{b}{2} - \frac{b_1}{2} - h_{01} \right)^2 \right]$$

$$= 239 \times \left[\left(\frac{2.4}{2} - \frac{1.2}{2} - 0.31 \right) \times 1.6 - \left(\frac{1.6}{2} - \frac{0.8}{2} - 0.31 \right)^2 \right]$$

$$= 109 \text{ kN}$$

抗冲切力:

$$0.6f_t(b_1 + h_{01})h_{01} = 0.6 \times 900 \times (0.8 + 0.31) \times 0.31$$

$$= 186 \text{ kN} > 109 \text{ kN}, \text{可以}$$

(3) 配筋计算

(a) 基础长边方向

I-I 截面(柱边)

柱边净反力

$$p_{n1} = p_{\text{min}} + \frac{l + a_c}{2l}(p_{\text{max}} - p_{\text{min}})$$

$$= 125 + \frac{2.4 \times 0.4}{2 \times 2.4} \times (239 - 125)$$

$$= 192 \text{ kPa}$$

悬臂部分净反力平均值:

$$\frac{1}{2}(p_{\text{max}} + p_{n1}) = \frac{1}{2} \times (239 + 192) = 216 \text{ kPa}$$

弯矩:

$$M_1 = \frac{1}{24} \left(\frac{p_{\text{max}} + p_{n1}}{2} \right) (l - a_c)^2 (2b + b_c)$$

$$= \frac{1}{24} \times 216 \times (2.4 - 0.4)^2 \times (2 \times 1.6 + 0.3)$$

$$= 126 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0.9f_yh_0} = \frac{126 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 560} = 1190 \text{ mm}^2$$

II-II 截面(变阶处)

$$p_{n1} = p_{\text{min}} + \frac{l + l_1}{2l}(p_{\text{max}} - p_{\text{min}})$$

$$= 125 + \frac{2.4 + 1.2}{2 \times 2.4} \times (239 - 125) = 211 \text{ kPa}$$

$$M_1 = \frac{1}{24} \left(\frac{p_{\text{max}} + p_{n1}}{2} \right) (l - l_1)^2 (2b + b_1)$$

$$= \frac{1}{24} \times \left(\frac{239 + 211}{2} \right) \times (2.4 - 1.2)^2 \times (2 \times 1.6 + 0.8)$$

$$= 54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s,1} = \frac{M_1}{0.9f_y h_{01}} = \frac{54 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 310} = 922 \text{mm}^2$$

比较 $A_{s,1}$ 和 $A_{s,2}$, 应按 $A_{s,1}$ 配筋, 实际配 $11\phi 12$, $A_s = 1244 \text{mm}^2 > 1190 \text{mm}^2$ 。

(b) 基础短边方向

因该基础受单向偏心荷载作用, 所以, 在基础短边方向的基底反力可按均匀分布计算, 取 $p_n = \frac{1}{2}(p_{n\max} + p_{n\min})$ 计算。

$$p_n = \frac{1}{2}(239 + 125) = 182 \text{kPa}$$

与长边方向的配筋计算方法相同, 可得 I-I 截面(柱边)的计算配筋值 $A_{s,1} = 630.7 \text{mm}^2$; IV-IV 截面(变阶处)的计算配筋值 $A_{s,2} = 498.4 \text{mm}^2$ 。因此按 $A_{s,1}$ 在短边方向(2.4m 宽内)配 $13\phi 8$, 实际 $A_s = 654 \text{mm}^2$, 符合构造要求。

基础配筋见图 7.38。

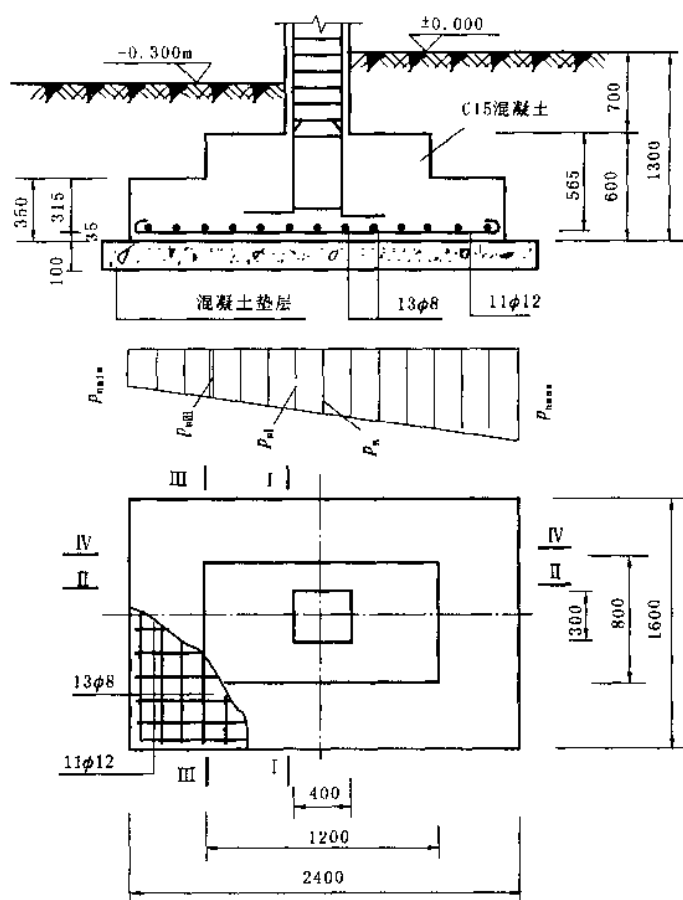


图 7.38

7.8 柱下钢筋混凝土条形基础设计

一般情况下, 柱下应首先考虑设置独立基础。但是, 若遇柱荷载较地基承载力低或各柱荷载差过大、地基土质变化较大等情况, 采用独立柱基无法满足设计要求时, 则可考虑采用柱下条形基础、筏板基础或箱形基础等。本节在介绍地基基础与上部结构相互作用的概念后, 主要介绍柱下钢筋混凝土条形基础的设计计算方法, 并举例; 最后简单介绍筏板基础与箱形基础设计。

7.8.1 地基基础与上部结构相互作用的概念

1. 基本概念

通常, 建筑设计是把上部结构、基础与地基三者作为彼此离散独立结构单元进行力学分析的, 稍加推敲, 即可发现有不合理之处。因为地基、基础和上部结构沿接触点(或面)分离后, 虽然要求满足静力平衡条件, 但却完全忽略了三者间受荷前后的变形连续性; 事实上, 地基、基础和上部结构三者是相互联系成整体来承担荷载而发生变形的, 三者都将按各自的刚度对变形产生相互制约作用, 从而使整个体系的内力(包括柱脚和基底反力)和变形(包括地基变形)发生变化。因此, 合理的力学分析方法, 原则上应该以地基、基础和上部结构之间必须同时满足静力平衡和变形协调两个条件为前提, 只有这样, 才能揭示三者在外荷载作用下相互制约、彼此影响的内在联系, 从而达到安全、经济、合理的目的。

按地基、基础和上部结构共同作用的原则进行整体的相互作用分析是相当复杂的。因为, 这意味着不但要建立能正常反映结构影响的分析理论和便于借助计算机的有效计算方法, 而且还要研究选用能够合理反映土的变形特征的地基计算模型及其参数。正因为如此, 直至 20 世纪 60 年代后期, 随着电算技术与方法的迅速发展, 以及土的应力-应变本构关系探讨的继续深入, 相互作用的研究才得以开展并受到广泛重视。到目前为止, 基于相互作用的分析还处于研究阶段, 刚性基础、扩展基础仍然采用前述的常规简化设计计算方法, 弹性地基梁板的分析理论(文克勒模型等)只仅仅考虑了地基与基础的相互影响, 还未涉及上部结构刚度的影响。尽管如此, 掌握地基、基础和上部结构相互作用的基本概念将有助于了解各类基础的性能、正确选择地基基础方案、评价地基基础常规的简化设计与实际之间的可能差异、理解影响地基特征变形容许值的因素和采取防止不均匀沉降损害的措施等有关问题, 因而, 在设计实践中, 设计者可以运用基于相互作用分析的“概念设计”方法对上部结构、基础的设计结果进行合理的调整。

2. 相对刚度的影响

在上部结构、基础与地基的共同作用中, 起重要影响的是: “上部结构+基础”与地基之间的刚度比, 称为“相对刚度”。对这一问题的考虑, 首先看两种极端情况: 一是相对刚度为零, 二是相对刚度趋于无穷大。

当结构相对刚度为零, 即所谓“结构绝对柔性”, 上部结构不会对地基变形产生影响。按条形均布柔性荷载作用[图 7.39(a)]为例: 按半无限弹性体解答, 地基附加应力 σ_x 由中心至边缘逐渐减小, 基础两端中心点下的 $\sigma_x = \frac{p_0}{2}$, 相应的地基变形和弯矩图示呈同一趋势, 即中间大而两端小, 称为正向挠曲求整体弯曲。实际工作中, 属于结构绝对柔性的框架结构是没有的, 而以屋架——柱——基础为承重体系的木结构和排架结构与之接近, 所以也称这两种结构为“柔性结构”。

结构相对刚度趋于无穷大, 即所谓“结构绝对刚性”, 如按上部结构刚度为无穷大时的柱下条形基础[图 7.39(b)]。各柱底相当于基础梁的不动铰支座, 在沉降发生时柱底总是在一直线上, 即柱底处地基附加应力 σ_x 相等。上部结构和基础总体没有弯曲趋势, 但在柱间, 即力学意义上的支座之间却因地基反力作用产生了类似于连续梁的弯曲, 这就是所谓的局部弯曲。实际工程中, 体型简单、长高比很小, 采用框架、剪力墙或筒体结构的高层建筑及其烟囱、水塔等高耸结构物基本属于这种情况, 所以也称之为“刚性结构”。

建筑工程中常见的砌体承重结构和钢筋混凝土框架结构, 其相对刚度一般都是有限的, 称之为结构相对刚性或弹性结构; 因为这种结构对地基不均匀沉降的反应都很灵敏。例如: 框架结构有限的结构相对刚度, 一方面可以调整地基不均匀沉降, 但正是在调整地基不均匀沉降的同时, 也引起了结构中的附加应力, 可能会导致结构的变形乃至开裂, 因此, 也有将之称为敏感性结构。在上部结构与地基基础共同工作作用下相对刚度有限的结构变形与内力, 可视作为整体弯曲与局部弯曲的叠加[参见图 7.39(c)]。

3. 工程处理中的规定

考虑上部结构、基础与地基共同作用时的工程处理方法可参照以下规定:

①按照具体条件可不考虑或计算整体弯曲时, 必须采取措施同时满足整体弯曲的受力要求。

②从结构布置上, 限制梁板基础(或称连续基础)在边柱或边墙以外的挑出尺寸, 以减轻整体弯曲效应。

③在确定地基反力图形时, 除箱形基础按相应规范(JGJ6—80)的明确规定(该规范根据实测资料已反映整体弯曲的影响)外, 柱下条形基础和筏基纵向两端起向内一定范围, 如 1~2 开间, 将平均反力加大 10%

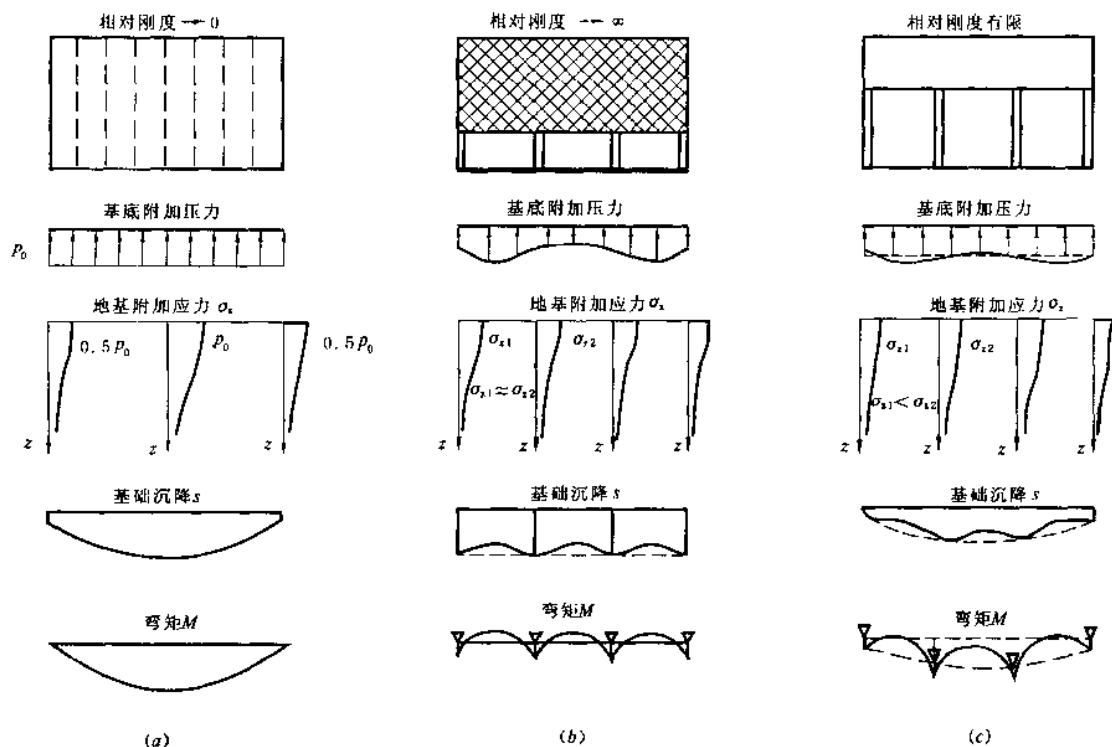


图 7.39 相对刚度的影响

(a) 结构绝对柔性; (b) 结构绝对刚性; (c) 结构相对刚性

~20% 设计。

④基础梁板的受拉钢筋至少应部分通长配置(具体数量详见有关规范),在合理的条件下,通长钢筋以多为好,尤其是顶面抵抗跨中弯曲的受拉钢筋。对筏板基础,这种钢筋应全部通长配置为宜。

7.8.2 柱下钢筋混凝土条形基础设计

柱下钢筋混凝土条形基础由单根梁或交叉梁及其伸出的底板所组成(图 7.7, 图 7.8)。

7.8.2.1 柱下钢筋混凝土条形基础的构造要求

(1) 外形尺寸

在基础平面布置允许的情况下,条形基础梁的两端应伸出边柱之外 $(0.25 \sim 0.30)l_1$ (l_1 为边跨柱距);基础的底板宽度应由计算确定[图 7.40(a)]。

肋梁高度 h 应由计算确定,宜为柱距的 $\frac{1}{4} \sim \frac{1}{8}$ 。翼板厚度 h_f 也应由计算确定,一般不宜小于 200mm;当 $h_f = 200 \sim 250\text{mm}$ 时,宜取等厚度板,当 $h_f > 250\text{mm}$ 时,宜用变厚度翼板,板顶坡面 $i \leq 1:3$ [图 7.40(d)]。

一般柱下条形基础沿梁纵向取等截面。当柱截面边长大于或等于肋宽时,可仅在柱位处将肋部加宽,现浇柱与条形基础梁的交接处平面尺寸不应小于图 7.40(e)的要求。

(2) 钢筋和混凝土

①梁内纵向受力钢筋 宜优先选用Ⅰ级钢筋,肋梁顶面和底面的纵向受力钢筋应有 2~4 根通长配筋,且其面积不得少于纵向钢筋总面积的 $\frac{1}{3}$ 。当肋梁高大于 700mm 时,应在梁的两侧放置 $\geq \phi 10$ 的腰筋。

②箍筋 肋梁内的箍筋应做成封闭式,直径不小于 8mm;当梁宽 $b \leq 350\text{mm}$ 时用双肢箍,当 $300\text{mm} < b \leq 800\text{mm}$ 时用四肢箍,当 $b > 800\text{mm}$ 时用六肢箍。

③底板钢筋 直径不宜小于 8mm,间距 100~200mm。

④混凝土 不低于 C20。

基础垫层、钢筋保护层厚度可参考扩展基础构造要求的“一般规定”。

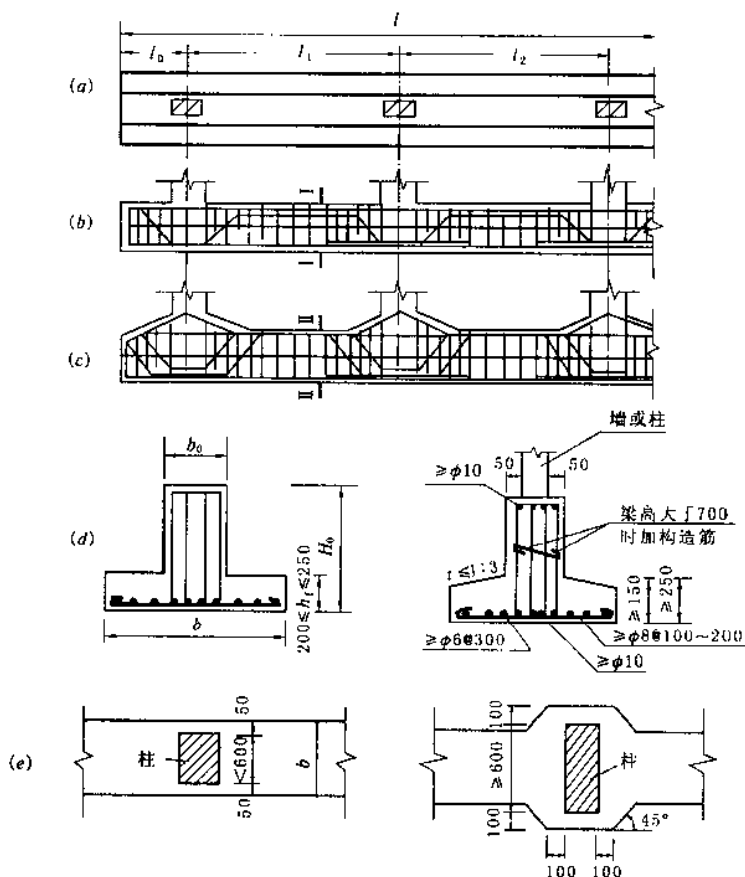


图 7.40 柱下条形基础的构造

(a)平面图;(b)、(c)纵剖面图;(d)横剖面图;(e)现浇柱与条形基础梁交接处平面尺寸

7.8.2.2 柱下钢筋混凝土条形基础内力计算方法

柱下钢筋混凝土条形基础由于梁长度方向的尺寸与其竖截面高度相比较,可以看成是地基上的受弯构件,它的挠曲特性、基底反力和截面内力相互关联,并且与地基—基础—上部结构的相对刚度特性有关。因此,应该从地基、基础以及上部结构三者相互作用的观点出发,选择适当的方法进行设计计算。

(1)弹性地基梁方法

随着人们认识的发展,曾经提出过不少模拟地基与基础相互作用时,能力图准确反映主要力学性状的地基基础模型。然而,由于地基基础问题的复杂性,不管哪一种模型都难以反映地基基础工作性状的全貌,因而各具有一定的局限性。以下只简单介绍目前较为常用的两种属于线性变形体的弹性地基梁模型。

①基床系数法(又称“文克勒法”,E. Winkler, 1867年)

基本假定:地基上任一点所受的压力强度 p 与该点的地基沉降 s 成正比,关系式如下:

$$p = ks \quad (7.42)$$

式中:比例常数 k 称为基床反力系数(简称“基床系数”)(单位: MN/m^3)。

根据这个假定,既然地面上某点的沉降与作用于别处的压力无关,所以,实质上就是把地基看成无数分割开的小土柱组成的体系[图 7.41(a)],或者,进一步用一根根弹簧代替土柱,则地基是由许多互不相连的弹簧所组成[图 7.41(b)]。这就是著名的文克勒地基模型。由式(7.42)可知,文克勒模型的基底反力图与基础的竖向位移图是相似的。如果基础是刚性的,则基底反力图按线性分布[图 7.41(c)],这就是第 2 章和本章中的基底反力简化计算方法所依据的计算图式。

按照文克勒模型,地基的沉降只发生在基底范围以内,这与实际情况不符。其原因在于忽略了地基中的剪应力,而正是由于剪应力的存在,地基中的附加应力 σ_z 才能向旁扩散分布,使基底以外的地表发生沉降。为了弥补这个缺陷,有人曾经在文克勒模型的基础上作了改进,例如:考虑相邻小土柱之间存在摩阻力的弗

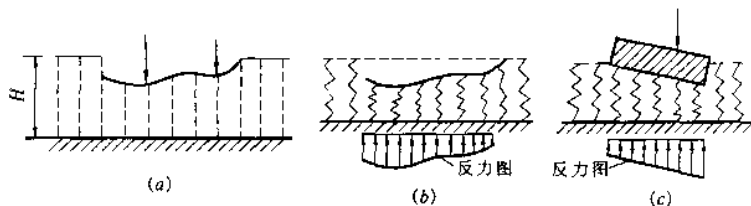


图 7.41 文克勒地基模型

(a)侧面无摩阻力的立柱体系;(b)弹簧模型;(c)文克勒地基上的刚性基础

拉索夫(Власов)模型,以及在弹簧上加一张拉紧的无伸缩性的薄膜组成的菲洛宁柯-鲍罗基契(Филоненко-Борозин)模型等。

适用条件:抗剪强度很低的半液态土(如淤泥、软粘土等)地基或塑性区相对较大土层上的柔性基础,采用该方法比较合适。此外,厚度不超过梁或板的短边宽度之半的薄压缩层地基(如薄的破碎岩层)上的柔性基础也适于该方法。

②半无限弹性体法

基本假定:假定地基为半无限弹性体,将柱下条形基础作为放在半无限弹性体表面上的梁,当荷载作用在半无限弹性体表面时,某点的沉降不仅与作用在该点上的压力大小有关,同时也和邻近处作用的荷载有关。

半无限弹性体空间模型虽然具有能够扩散应力和变形的优点,但是,它的扩散能力往往超过地基的实际情况,所以计算所得的沉降量和地表的沉降范围,往往比实测结果要大。这与它具有无限大的压缩层(沉降计算深度)有关;尤其是它未能考虑到地基的成层性、非均匀性以及土体应力-应变关系的非线性等重要因素。

适用条件:用于压缩层深度较大的一般土层上的柔性基础,并要求地基土的弹性模量和泊松比值较为准确。当作用于地基上的荷载不很大,地基处于弹性变形状态时,用这种方法计算才较符合实际。

以上两种弹性地基梁计算方法都很复杂,计算工作量也较大,可借用《弹性地基梁板计算》等书籍中的公式及表格进行计算,或运用计算机软件解决问题。

(2)简化的内力计算方法

实践中有两种简化的内力计算方法——倒梁法和剪力平衡法(静定分析方法),都是按线性分布的基底净反力计算的方法;适合按这种假定计算基底反力的前提是要求基础具有足够的相对刚度。

①倒梁法

基本假定:基础板与地基土相比为绝对刚性,基础的弯曲挠度不致改变地基压力;地基压力分布呈直线或平面分布,其重心与作用于板上的荷载合力作用线相重合。

倒梁法认为上部结构是刚性的,各柱之间没有沉降差异,因而可把柱脚视为条形基础的较支座,支座间不存在相对的竖向位移。这种计算模型,只考虑出现于柱间的局部弯曲,而略去基础全长发生的整体弯曲,因而所得的柱位处截面的正弯矩与柱间最大负弯矩绝对值相比较,比其它方法均衡,所以基础不利截面的弯矩最小。

适用条件:《建筑地基规范》规定,若地基较均匀,上部结构刚度较好,荷载分布较均匀,且条形基础梁的高度大于 $\frac{1}{6}$ 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。否则,宜按弹性地基梁方法求算内力。

内力计算

a. 根据柱传至梁上的荷载,按偏心受压[图 7.42(a)]计算,基础梁边缘处最大和最小地基净反力:

$$\begin{aligned} p_{\max} &= \frac{\sum F_i}{bl} \pm \frac{\sum M_i}{W} \\ p_{\min} & \end{aligned} \quad (7.43)$$

式中 $\sum F_i$ ——上部结构作用在基础梁上的竖向荷载设计值总和(不包括基础及回填土重力),kN;

$\sum M_i$ ——外荷载对基底形心弯矩设计值的总和,kN·m;

b, l ——分别为条基的宽度和长度,m;

\bar{W} ——基础底面的抵抗矩, m^3 。

b. 将柱底视为不动铰支座, 以地基净反力为荷载, 按多跨连续梁方法求得梁的内力[图 7.42(b)]。

c. 倒梁法求得的支座反力可能会不等于原先用于基底净反力的竖向柱荷载。如下例 7.11 中的 C 支座的反力(1660kN)比原来的竖向柱荷载(1754kN)减少了 94kN。这即可理解为上部结构的整体刚度对基础整体弯曲的抑制作用, 使柱荷载的分布均匀化; 也反映了倒梁法计算所得的支座反力与基底反力不平衡的这一主要缺点。对此, 实践中有采用所谓“基底反力局部调整法”, 即: 可将支座处的不平衡力均匀分布在本支座两侧各 $\frac{1}{3}$ 跨度范围内, 从而将地基反力调整为台阶状, 再按倒梁计算出内力后叠加。

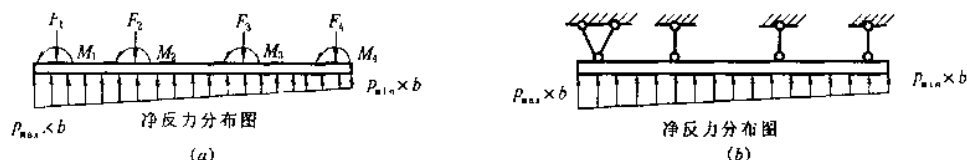


图 7.42 用倒梁法计算地基梁简图

(a) 基底反力分布; (b) 按连续梁求内力

② 剪力平衡法(静定分析方法)

假定地基反力按直线分布[其值仍按式(7.43)计算]。求出净反力分布后, 基础上所有的作用力都已确定, 可按静力平衡条件(剪力平衡)计算出任意截面 i 上的弯矩 M_i 和剪力 V_i 。

剪力平衡法未考虑地基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。与其它方法比较, 这样计算所得的基础不利截面上弯矩绝对值一般较大。但此法只宜用于上部为柔性结构、且自身刚度较大的条形基础以及联合基础。

【例题 7.11】 试确定图 7.43(a)所示条形基础的底面尺寸, 并用简化计算方法分析内力。已知: 基础埋深 $d=1.5\text{m}$, 地基承载力设计值 $f=150\text{kPa}$, 其余数据见图。

【解】 1. 确定基础底面尺寸

各柱竖向力的合力, 距图中 A 点的距离 x 为

$$x = \frac{960 \times 14.7 + 1754 \times 10.2 + 1740 \times 4.2}{960 + 1754 + 1740 + 554} = 7.85\text{m}$$

考虑构造需要, 基础伸出 A 点外 $x_1=0.5\text{m}$, 如果要求竖向力合力与基底形心重合, 则基础必须伸出图中 D 点之外 x_2 :

$$x_2 = 2 \times (7.85 + 0.5) - (14.7 + 0.5) = 1.5\text{m} \quad (\text{等于边距的 } \frac{1}{3})$$

基础总长度 $l=14.7+0.5+1.5=16.7\text{m}$

需基础底板宽度 b :

$$b \geq \frac{1}{l} \cdot \frac{\sum F}{f - \gamma_G \cdot d} = \frac{960 + 1754 + 1740 + 554}{16.7 \times (150 - 20 \times 1.5)} = 2.50\text{m}$$

2. 内力分析

(1) 倒梁法

因荷载的合力通过基底形心, 故地基反力是均布的, 沿基础每米长度上的净反力值 $q_n=(960+1754+1740+554)/16.7=300\text{kN/m}$ 。

以柱底 A、B、C、D 为支座, 按弯矩分配法分析三跨连续梁, 其弯矩 M 和剪力 V 值见图 7.43(b)。

(2) 剪力平衡法

按静力平衡条件计算内力:

$$M_A = \frac{1}{2} \times 300 \times 0.5^2 = 38\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{A\text{右}} = 300 \times 0.5 = 150\text{kN}$$

$$V_{A\text{左}} = 150 - 554 = -404\text{kN}$$

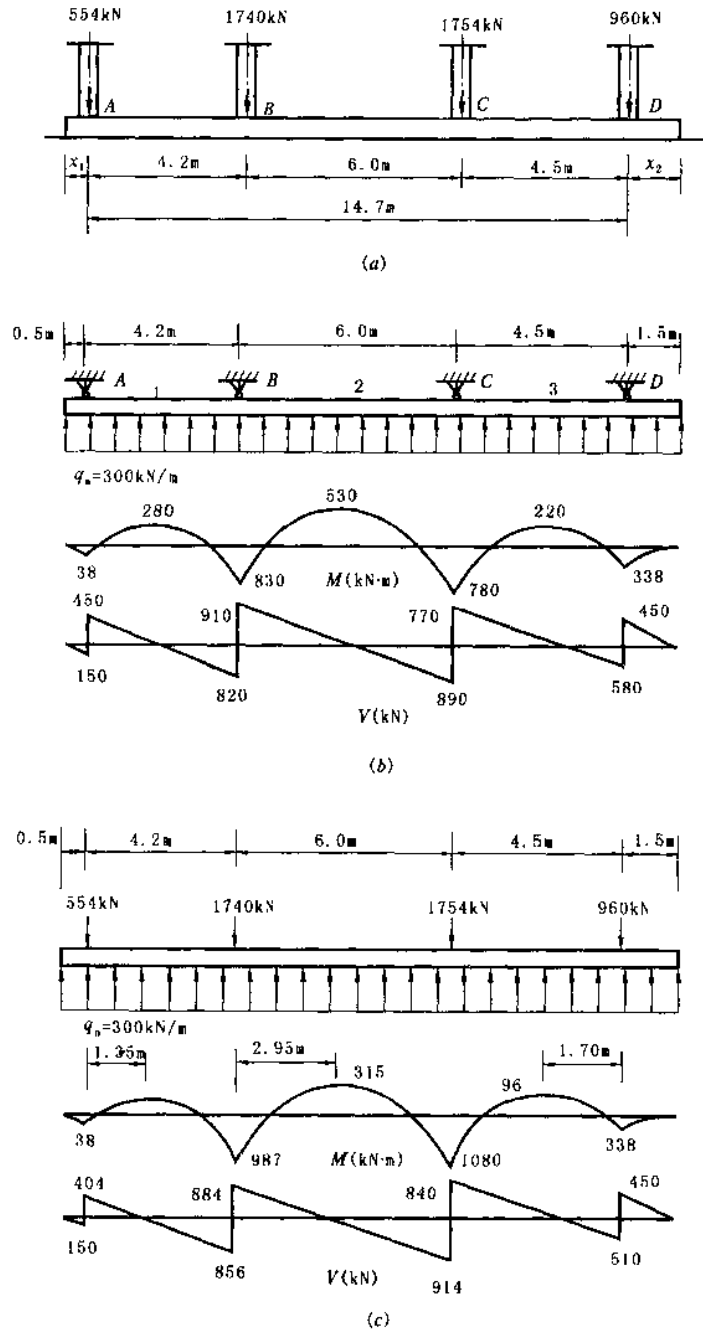


图 7.43

(a)条形基础示意图;(b)倒梁法计算;(c)剪力平衡法计算

AB跨内最大负弯矩的截面至A点的距离 $a_1 = \frac{554}{300} - 0.5 = 1.35\text{m}$, 则:

$$M_1 = \frac{1}{2} \times 300 \times (0.5 + 1.35)^2 - 554 \times 1.35 = -234 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = \frac{1}{2} \times 300 \times (0.5 + 4.2)^2 - 554 \times 4.2 = 987 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{B左} = 300 \times (0.5 + 4.2) - 554 = 856 \text{ kN}$$

$$V_{B右} = 856 - 1740 = -884 \text{ kN}$$

其余各截面的 M 、 V 均仿此计算, 结果见图 7.43(c)。

比较两种方法的计算结果, 按剪力平衡法算出的支座弯矩较大, 按倒梁法算得的跨中弯矩较大。

【例题 7.12】如图 7.44 为某柱网布置图。已知 B 轴线上边柱荷载设计值 $F_1=1080\text{kN}$ ，中柱 $F_2=1310\text{kN}$ ，初选基础埋深为 1.5m ，地基土承载力设计值 $f=120\text{kPa}$ ，试设计 B 轴线上条形基础 JL—2。

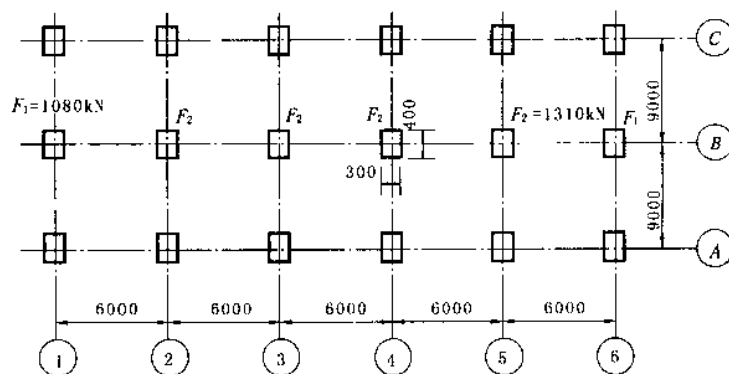


图 7.44 柱网平面布置

【解】 1. 确定基底面积

基础两端放出： $\frac{l}{3} = \frac{6}{3} = 2\text{m}$

基础底宽度：

$$b \geq \frac{\sum F}{l(f - 20d)} = \frac{1310 \times 4 + 1080 \times 2}{(6 \times 5 + 2 \times 2) \times (120 - 20 \times 1.5)} = 2.42\text{m}, \quad \text{取 } b = 2.50\text{m 设计}$$

2. 梁的弯矩计算

在对称荷载作用下，由于基础底面反力为均匀分布，因此单位长度地基的净反力为：

$$q_n = \frac{\sum F}{l} = \frac{7400}{34} = 218\text{kN/m}$$

基础梁可看成在均布线荷载 q_n 作用下以柱为支座的五跨等跨度连续梁。为了计算方便，可将图 7.45(a)分解为图 7.45(b)和图 7.45(c)两部分。

图 7.45(b)用力矩分配法计算，A 截面处的固端弯矩为：

$$M_A^G = \frac{1}{2} q_n l^2 = \frac{1}{2} \times 218 \times 2.0^2 = 436\text{kN} \cdot \text{m}$$

在图 7.45(c)的荷载作用下，利用五跨等跨连续梁的相应弯矩系数 m ，可得有关截面的弯矩：

$$\begin{aligned} \text{支座 } B(\text{和 } B') : \\ M_B = m_B q_n l^2 = -0.105 \times 218 \times 6^2 \\ = -824\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

其余同(略)。

将图 7.45(b)与(c)的弯矩叠加，即为按倒梁法计算所得的 JL—2 梁的弯矩图[例图 7.45(d)]。

3. 梁的剪力计算

$$V_{A\pm} = 218 \times 2.0 = 436\text{kN}$$

$$\begin{aligned} V_{A\mp} &= \frac{q_n l}{2} - \frac{M_B - M_A}{l} \\ &= \frac{218 \times 6}{2} - \frac{700 - 436}{6} = 610\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{B\pm} &= \frac{q_n l}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} \\ &= 654 + \frac{700 - 436}{6} = 698\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{B\mp} = 654 - \frac{651 - 700}{6} = 662\text{kN}$$

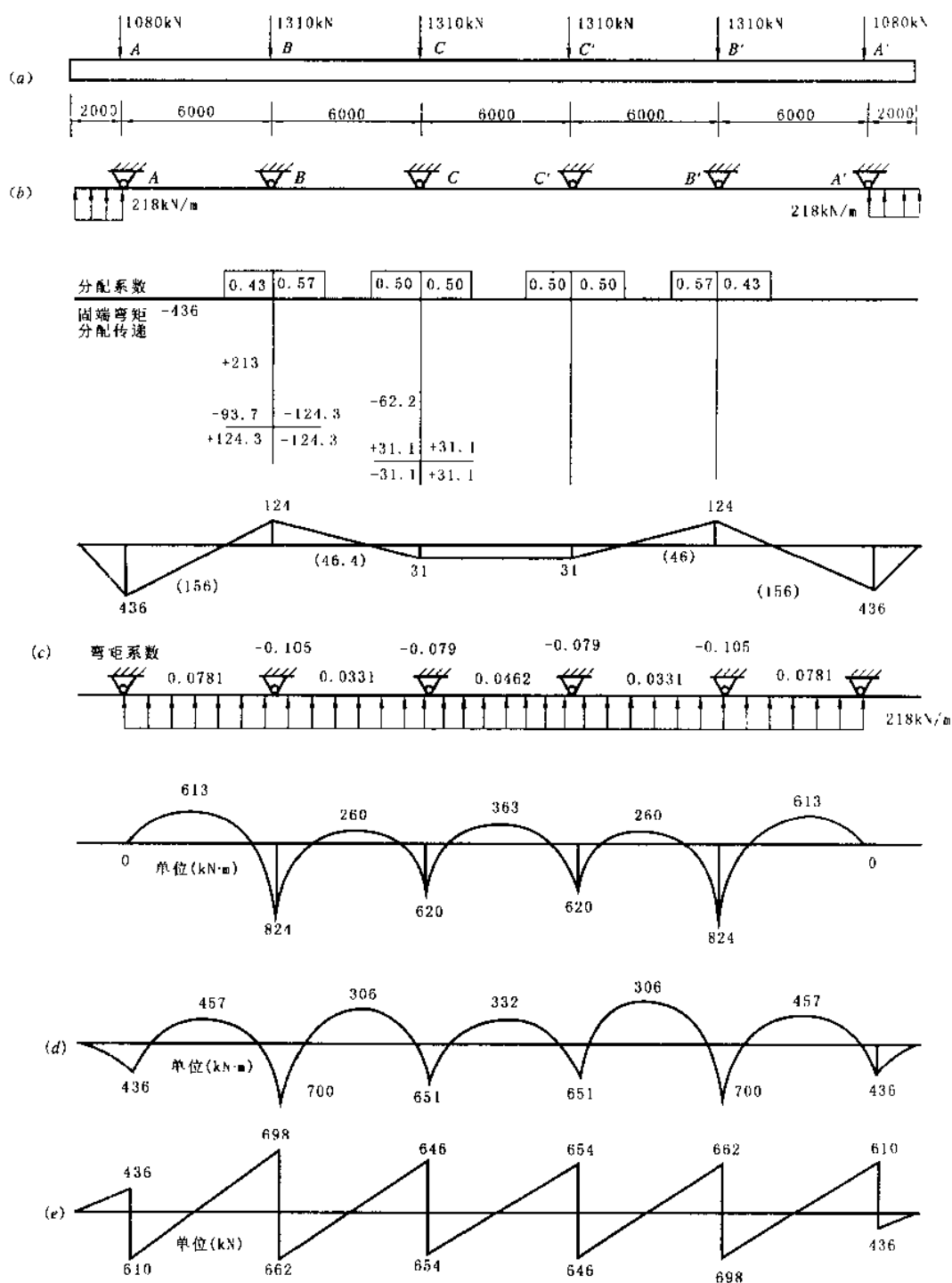


图 7.45 基础梁内力分析

$$V_{C左} = 654 + \frac{651 - 700}{6} = 646 \text{ kN}$$

$$V_{C右} = 654 \text{ kN}$$

基础梁 TJ—2 的剪力图绘于图 7.45(e)。

4. 梁板部分计算

基底宽 2500mm, 主肋宽 500mm (400+2×50), 翼板外挑长度 $\frac{1}{2}(2500-500)=1000\text{mm}$, 翼板外边缘厚度 200mm, 梁肋处 (相当于翼板固定端) 翼板厚度 300mm (图 7.46)。翼板采用 C20 混凝土, I 级钢筋。

基底净反力 $p_n = \frac{q_n}{b} = \frac{218}{2.5} = 87.2 \text{ kPa}$

(1) 斜截面抗剪强度验算(按每米长计)

$$V = 87.2 \times 1.0 = 87.2 \text{ kN/m}$$

$$h_0 = \frac{V}{0.07f_c} = \frac{87.2}{0.07 \times 10 \times 10^3} = 0.125 \text{ m}$$

实际 $h_0 = 300 - 35 - \frac{10}{2} = 260 \text{ mm}$ (假定受力筋直径按 10 mm , 有垫层) $> 124.6 \text{ mm}$, 可以

(2) 翼板受力筋计算

$$M = \frac{1}{2} \times 87.2 \times 1.0^2 = 43.6 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$A_s = \frac{M}{0.9h_0f_y} = \frac{43.6 \times 10^6}{0.9 \times 260 \times 310} = 601 \text{ mm}^2/\text{m}$$

5. 肋梁部分计算

肋梁高取 $\frac{l}{6} = \frac{6000}{6} = 1000 \text{ mm}$, 宽 500 mm 。主筋用Ⅱ级钢筋、箍筋用Ⅰ级钢筋, C20 混凝土。

(1) 正截面强度计算

根据图 7.46(d) 的 JL—2 梁 M 图, 对各支座、跨中分别按矩形、T 形截面进行正截面强度计算。

轴②支座处 ($M = 700 \text{ kN} \cdot \text{m}$):

由

$$A = \frac{M}{bh_0^2} = \frac{700 \times 10^6}{500 \times 930^2} = 1.62$$

查《混凝土结构设计手册》可得: $\rho = 0.57\%$

$$A_s = \rho b h_0 = 0.57\% \times 500 \times 930 = 2650 \text{ mm}^2$$

(2) 斜截面强度计算

轴②左边截面 ($V = 698 \text{ kN}$):

$$0.07f_c b h_0 = 0.07 \times 10 \times 500 \times 960 = 336 \text{ kN}$$

配 $\phi 10 @ 250$ 箍筋(四肢箍)。

$$[V_{cs}] = 702 \text{ kN} > 698 \text{ kN}, \text{ 可以}$$

各部位的正、斜截面配筋均可列表计算, 此略。

统一调整后, JL—2 梁的配筋见图 7.46。

7.8.3 筏板基础设计简介

7.8.3.1 构造要求

筏板基础有平板式、梁板式两类(图 7.9)。确定筏板基础底面形状和尺寸时首先应考虑使上部结构荷载的合力点接近基础底面的形心。如果荷载不对称, 宜调整筏板的外伸长度, 但伸出长度从轴线算起横向不宜大于 1500 mm , 纵向不宜大于 1000 mm , 且同时宜将肋梁挑至筏板边缘。无外伸肋梁的筏板, 其伸出长度宜适当减小。如上述调整措施不能完全达到目的, 对上肋式、地面架空的布置型式, 尚可采取调整筏上填土等措施以改变合力点位置。

筏板的厚度按冲切强度条件确定。可按楼层层数 \times 每层 50 mm 设定, 但不得小于 200 mm , 肋梁式筏板的厚度尚不宜小于计算区段内最小板跨的 $1/20$ 。而肋的高度宜大于或等于柱距的 $1/6$ 。

基础筏板的钢筋配置量除应按计算要求外, 纵横两方向的支座处(指柱、肋梁和墙处的板底钢筋)尚应有一定配筋率的钢筋通长配置。对墙下筏板, 纵向为 0.15% , 横向为 0.10% ; 跨中钢筋一般通长配置。对墙下筏板或无外伸肋梁的阳角外伸板角底面, 应配置 $5 \sim 7$ 根辐射状的附加钢筋(图 7.47), 该附加钢筋的直径与板边缘的主筋相同。当挑出尺寸较大时, 尚可考虑切除板角, 以改善受力状况。

肋梁式筏板基础板的构造要求仿上, 而梁的构造要求仿柱下条形基础。混凝土强度等级一般不低于 C20, 对于地下水位以下的地下室筏板基础, 尚应考虑混凝土的防渗等级。

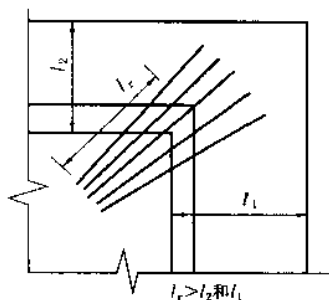


图 7.47 辐射状钢筋

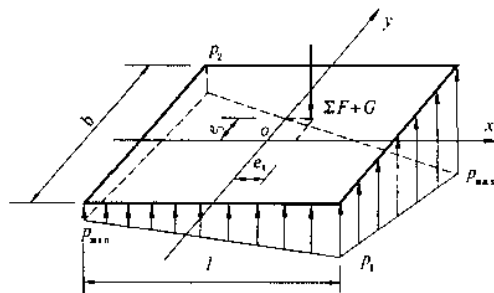


图 7.48 基底反力简化计算

7.8.3.2 简化计算方法

当地基土质均匀时,对压缩模量小于或等于 4MPa 的地基上的筏板基础,结构刚度较好时,可认为基底反力按直线分布(或平面分布)。

对于矩形筏板基础,基底反力可按下列偏心受压公式进行简化计算(图 7.48):

$$\frac{p_{max}}{p_{min}} = \frac{p_1}{p_2} = \frac{\sum F + G}{lb} \left(1 \pm \frac{6e_x}{l} \pm \frac{6e_y}{b} \right) \quad (7.44)$$

式中 $p_{max}, p_{min}, p_1, p_2$ ——分别为基底四个角的基底压力值, kPa;

$\sum F$ ——筏板上的总竖向荷载设计值, kN;

G ——基础及其上土的重力, $G=20dlb$, kN;

l, b ——筏板底面长与宽, m;

d ——筏板的埋置深度, m;

e_x, e_y ——上部结构荷载在 x, y 方向对基底形心的偏心距(x, y 轴通过基底形心);

$$e_x = \frac{M_y}{\sum F + G} \quad (7.45)$$

$$e_y = \frac{M_x}{\sum F + G} \quad (7.46)$$

M_x, M_y ——分别为竖向荷载设计值的合力点对 x, y 轴的力矩, kN·m。

确定筏板底面积时同样要求满足 $p = \frac{\sum F + G}{lb} \leq f$ 与 $p_{max} \leq 1.2f$ 。

在进行筏板基础的内力分析时,以基底净反力为倒置梁板荷载,一般只计算局部弯曲。对厚度大于 $1/6$ 墙间距的筏板,可沿纵、横方向取单位长度的板带。对柱下无梁式筏板,可仿效无梁楼盖计算方法,分别截取柱下板带与柱间板带进行计算。对于柱下肋梁式筏板,一般按“倒楼盖”法进行内力分析。基底板按单向或双向连续板计算。肋间底板传至肋梁的荷载按“楼盖”的计算规定进行划分。挑出板的荷载可直接传给邻近的肋梁。板角荷载可按半经验、半理论的方法换算成为作用于梁端的力矩。这样,肋梁就可以当作承受相应荷载的纵横两组连续梁进行计算。

与柱下条形基础一样,为满足抵抗整体弯曲的要求,除按规定梁板的主筋均应有一定数量通长配置外,其纵向端部第一、二开间的跨中和支座的受力钢筋,宜按计算要求的钢筋面积增加 10%~20%。

7.8.4 箱形基础设计简介

箱基在构造上要求平面形状简单,通常为矩形。基底的形心宜与结构竖向荷载的合力点重合,具体要求是偏心距不宜大于 $0.1W/A$, 式中 W 为基底的抵抗矩, A 为基底面积。箱基底板厚度及墙身厚度应根据结构计算或建筑功能要求确定。一般底板与外墙厚度不小于 250mm, 内墙厚度不小于 200mm, 顶板厚度不小于 150mm。为满足地基强度和稳定性要求以及减少倾斜、防止倾覆和滑移的要求,箱基必须埋入地表下一定深度。地下室的高度等应满足使用功能的要求。

箱基内力的计算方法通常有以下两种:

第一种方法:把箱基当作绝对刚性板,不考虑上部结构的共同工作。地基反力按《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》(JGJ6—99)附录 C 的反力系数分区表或其它有效方法确定。计算箱基内力时,尤其是顶板和底板的内力应是整体受弯与局部受弯两种作用的合理叠加。整体弯曲计算参见(JGJ6—99)有关规定。当上部结构为框架体系时,一般按这种方法进行计算。

第二种方法:把上部结构看成绝对刚性体系,不考虑箱基整体受弯作用,只按局部弯曲来计算底板内力。上部结构为现浇剪力墙体系时,一般按这种方法计算,整体弯曲则由构造要求来满足。

当箱基埋置于地下水位以下时,要重视施工阶段中的抗浮稳定性。一般采用井点降水法,使地下水位维持在基底以下以利施工。在箱基封完底让地下水位回升前,上部结构应有足够的重量,保证抗浮稳定系数不小于 1.2,否则应另拟抗浮措施。此外,底板及外墙要采取可靠的防渗措施。

7.9 减轻不均匀沉降损害的措施

一般地说,地基发生变形即建筑物出现沉降是难以避免的,但是,过量的地基变形将使建筑物损坏或影响其使用功能;特别是软弱地基以及软硬不均匀等不良地基上的建筑物,如果考虑欠周,就更容易因不均匀沉降而开裂损坏。因此,如何防止或减轻不均匀沉降造成的损害,是建筑物设计中必须认真考虑的问题之一。单纯从地基基础的角度出发,通常的解决办法不外有以下三种:(1)采用柱下条形基础、筏基和箱基等;(2)采用桩基或其它深基础;(3)采用各种地基处理方法。但是,以上三种方法往往造价偏高,板基及其它深基础和许多地基处理方法还需要具备一定的施工条件,特定情况下可能难以实施,甚至单纯从地基基础方案的角度出发难以解决问题。因此,我们可以考虑从地基、基础、上部结构相互作用的观点出发,综合选择合理的建筑、结构、施工方案和措施,降低对地基基础处理的要求和难度,同样达到减轻房屋不均匀沉降损害的预期目的。

7.9.1 建筑措施

1. 建筑物体型力求简单

建筑物体型系指其平面形状与立面轮廓。平面形状复杂(如“L”、“T”、“E”、“Z”、“π”形等)的建筑物,在纵、横单元交叉处基础密集,地基中各单元荷载产生的附加应力互相重叠,使该处的局部沉降量增加;同时,此类建筑物整体刚度差,刚度不对称,当地基出现不均匀沉降时,容易产生扭曲应力,因而更容易使建筑物开裂(图 7.49)。建筑物高低(或轻重)变化太大,地基各部分所受的荷载轻重不同,自然也容易出现过量的不均匀沉降(图 7.50);据调查,软土地基上紧接高差超过一层的砌体承重结构房屋,低者很容易开裂。因此,遇软弱地基时,要力求:

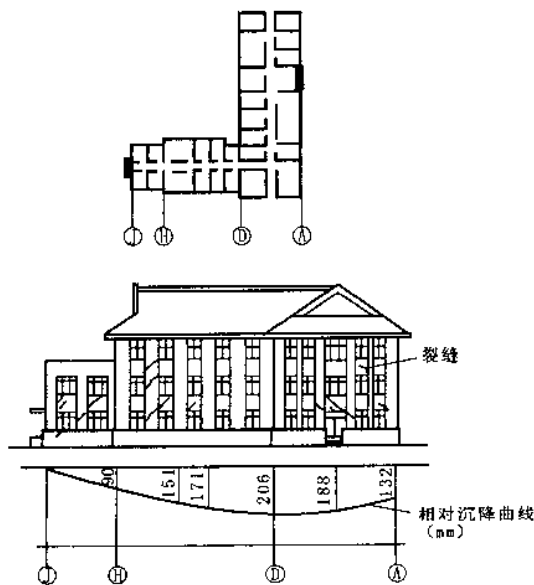


图 7.49 某“L”形建筑物一翼墙身开裂

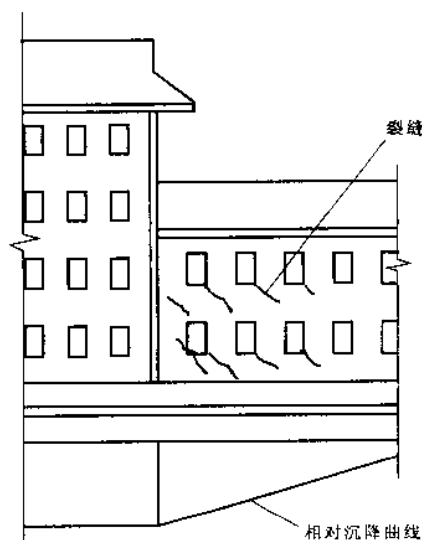


图 7.50 建筑物高差太大而开裂

- (1)平面形状简单,如用“一”字形建筑物;
 - (2)立面体型变化不宜过大,砌体承重结构房屋高差不宜超过1~2层。
2. 控制建筑物长高比及合理布置纵横墙

纵横墙的连结和房屋的楼(屋)面共同形成了砌体承重结构的空间刚度。当砌体承重房屋长高比(建筑物长度或沉降单元长度与自基底面算起的总高度之比)较小时,建筑物的整体刚度好,能较好地防止不均匀沉降的危害。相反,长高比大的建筑物整体刚度小,纵墙很容易因挠曲变形过大而开裂(图7.51)。根据调查认为,二层以上的砌体承重房屋,当预估的最大沉降量超过120mm时,长高比不宜大于2.5;对于平面简单,内外墙贯通,横墙间隔较小的房屋,长高比的限制可放宽至不大于3.0。不符合上述条件时,可考虑设置沉降缝。

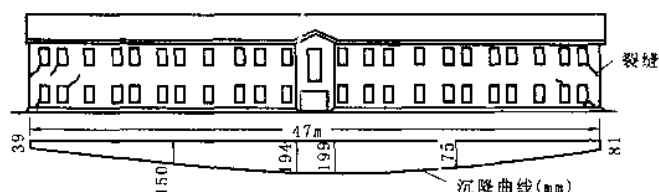


图 7.51 建筑物开裂实例一

——纵墙的长高比达7.6的过长建筑物

合理布置纵横墙,是增强砌体承重结构房屋整体刚度的重要措施之一。一般地说,房屋的纵向刚度较弱,故地基不均匀沉降的损害主要表现为纵墙的挠曲破坏。内、外纵墙的中断、转折,都会削弱建筑物的纵向刚度(图7.52)。当遇地基不良时,应尽量使内、外纵墙都贯通;另外,缩小横墙的间距,也可有效地改善房屋的整体性,从而增强调整不均匀沉降的能力。

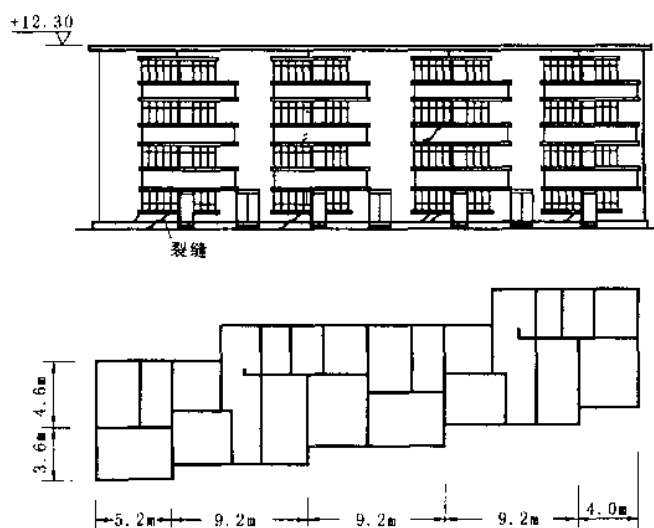


图 7.52 建筑物开裂实例二

——外纵墙多次转折,内纵墙中断的建筑物

3. 设置沉降缝

当地基极不均匀,且建筑物平面形状复杂或长度太长。高差悬殊等情况不可避免时,可在建筑物的特定部位设置沉降缝,以有效地减小不均匀沉降的危害。沉降缝是从屋面到基础把建筑物断开,将建筑物划分成若干个长高比较小、体型简单、整体刚度较好、结构类型相同、自成沉降体系的独立单元。根据经验,沉降缝的位置通常选择在下列部位上。

- ①平面形状复杂的建筑物的转折部位;
- ②建筑物的高度或荷载突变处;
- ③长高比较大的建筑物适当部位;
- ④地基土压缩性显著变化处;

⑤建筑结构(包括基础)类型不同处;

⑥分期建造房屋的交界处。

沉降缝的构造参见图 7.53。缝内一般不能堵塞。沉降缝还要求有一定的宽度,以防止缝两侧单元发生互

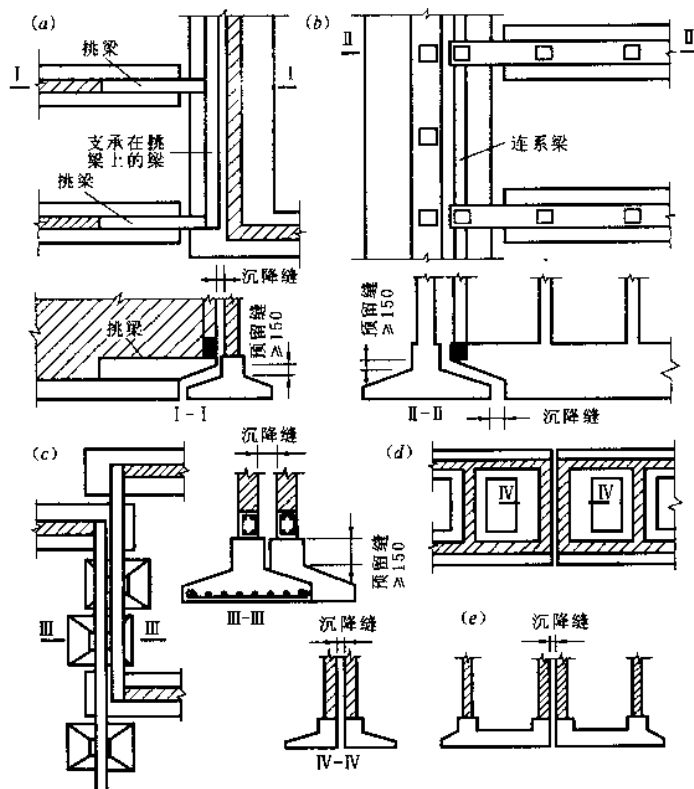


图 7.53 基础沉降缝

(a)砌体结构沉降缝;(b)柱下条形基础沉降缝;(c)跨越式沉降缝;(d)偏心基础沉降缝;(e)整片基础沉降缝

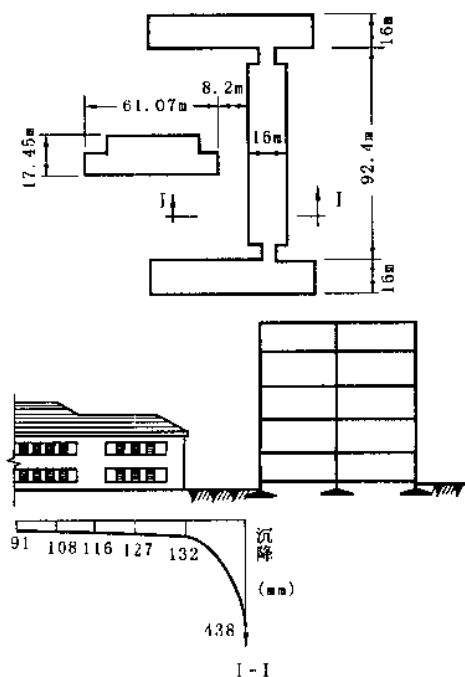


图 7.54 相邻建筑影响实例

倾沉降时造成单元结构间的挤压破坏。一般沉降缝的宽度:二、三层房屋为 50~80mm;四、五层房屋为 80~120mm;六层及以上不小于 120mm。

沉降缝的造价颇高,且要增加建筑及结构处理上的困难,所以不宜轻率使用。沉降缝可结合伸缩缝设置,在抗震区,最好与抗震缝共用。

4. 控制相邻建筑物基础的间距

由于地基附加应力的扩散作用,使相邻建筑物产生附加不均匀沉降,可能导致建筑物的开裂或互倾。这种相邻房屋影响主要发生在:

①同期建造的两相邻建筑物之间的影响,特别是当两建筑物轻(低)重(高)差别太大时,轻者受重者的影响更甚;

②原有建筑物受邻近新建重型或高层建筑物的影响(图 7.54)。

除了上述在使用阶段的地基附加应力扩散的影响外,高层建筑在施工阶段深基坑开挖对邻近原有建筑物的影响更应受到高度重视。

为了避免相邻建筑物影响的损害,建造在软弱地基

上的建筑物基础之间要有一定的净距。其值视地基的压缩性、产生影响建筑物的规模和重量以及被影响建筑物的刚度等因素而定,参见表 7.22。

相邻建筑物基础间的净距(m)

表 7.22

影响建筑的预估 平均沉降量 $s(\text{mm})$	受影响建筑的长高比	
	$2.0 \leq \frac{L}{H_f} < 3.0$	$3.0 \leq \frac{L}{H_f} < 5.0$
70~150	2~3	3~6
160~250	3~6	6~9
260~400	6~9	9~12
>400	9~12	≥ 12

注:1. 表中 L 为房屋长度或沉降缝分隔的单元长度(m); H_f 为自基础底面算起的房屋高度(m)。

2. 当受影响建筑的长高比为 $1.5 < L/H_f < 2.0$ 时,其间隔距离可适当缩小。

5. 调整建筑物的局部标高

由于沉降会改变建筑物原有标高,严重时 will 影响建筑物的正常使用,甚至导致管道等设备的破坏。设计时可采取下列措施调整建筑物的局部标高。

- ①根据预估沉降,适当提高室内地坪和地下设施的标高;
- ②将相互有联系的建筑物各部分(包括设备)中预估沉降较大者的标高适当提高;
- ③建筑物与设备之间应留有足够的净空;
- ④有管道穿过建筑物时,应留有足够尺寸的孔洞,或采用柔性管道接头。

7.9.2 结构措施

1. 减轻建筑物自重

基底压力中,建筑物自重(包括基础及回填土重)所占的比例很大,据统计,一般工业建筑约占 40%~50%,一般民用建筑可高达 60%~80%。因而,减小沉降量常可以首先从减轻建筑物自重着手,措施如下:

①减轻墙体重量:许多建筑物(特别是民用建筑物)的自重,大部分以墙体重量为主,例如:砌体承重结构房屋,墙体重量占结构总重量的一半以上。为了减少这部分重量,宜选择轻型高强墙体材料,如:轻质高强混凝土墙板、各种空心砌块、多孔砖及其它轻质墙等,都能不同程度地达到减少自重的目的。

②选用轻型结构:采用预应力钢筋混凝土结构、轻钢结构及各种轻型空间结构。

③减少基础和回填土重量:首先是尽可能考虑采用浅埋基础(例如:钢筋混凝土独立基础、条形基础、壳体基础等);如果要求大量抬高室内地坪时,底层可考虑用架空层代替室内厚填土(当整板基础时的效果更佳)。

2. 设置圈梁

对于砌体承重房屋,不均匀沉降的损害突出地表现为墙体的开裂。因此,实践中常在基础顶面附近(俗称“地圈梁”)、门窗顶部楼(屋)面处设置圈梁,每道圈梁应尽量贯通外墙、承重内纵墙及主要内横墙,并在平面内形成闭合的网状系统。这是砌体承重结构防止出现裂缝和阻止裂缝开展的一项十分有效的措施。

当地基发生不均匀沉降时,砌体承重房屋的墙体(尤其是纵墙)产生整体挠曲,圈梁的作用犹如钢筋混凝土梁内的受拉钢筋,它主要承受拉应力,弥补了砌体材料抗拉强度不足的弱点。当墙体正向挠曲时,下方圈梁(尤其是地圈梁)起作用;反向挠曲时,上方圈梁(尤其是顶层圈梁)起作用,因不容易正确估计墙体在某一段内可能发生的挠曲方向,故通常在上、下方都设置圈梁;在砌体承重的住宅房屋中,通常将圈梁兼作门窗过梁而层层设置。另外,圈梁必须与砌体结合成整体,否则便不能发挥应有作用。

圈梁的具体设置要求、截面与配筋、错层与洞口的处理方法等详见其它有关建筑与结构设计课程。

3. 减小或调整基底附加压力

①减小基底附加压力:除了采用本节“减轻建筑物自重”减小基底附加压力外,还可设置地下室(或半地下室、架空层),以挖除的土重去补偿(抵消)一部分甚至全部的建筑物重量,达到减小沉降的目的。

②改变基底尺寸:按照沉降控制的要求,选择和调整基础底面尺寸,针对具体工程的不同情况考虑,尽量

做到有效又经济合理。

4. 增强上部结构刚度或采用非敏感性结构

根据地基、基础与上部结构共同作用的概念,上部结构的整体刚度很大时,能调整和改善地基的不均匀沉降;反过来,地基的不均匀沉降,能引起上部结构(敏感性结构)产生附加应力,但只要在设计中合理地增加上部结构的刚度和强度,地基不均匀沉降(相当于支座位移)所产生的附加应力是完全可以承受的。

与刚性较好的敏感性结构相反,排架、三铰拱(架)等铰接结构,支座发生相对位移时不会引起上部结构中很大的附加应力,故可以避免不均匀沉降对上部主体结构的损害。但是,这类非敏感性结构型式通常只适用于单层工业厂房、仓库和某些公共建筑。必须注意,即使采用了这些结构,严重的不均匀沉降对于屋盖系统、围护结构、吊车梁及各种纵、横连系构件等仍是有害的,因此,必须考虑采取相应的防范措施,例如:避免用连续吊车梁、刚性屋面防水层等。

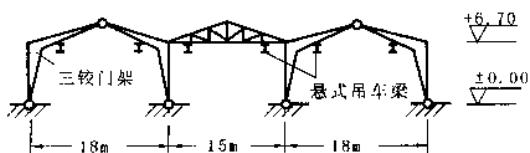


图 7.55 某仓库三铰门架结构示意图

因此,上部结构的选型和处理对地基不均匀沉降的影响很大,结构选型一定要明确,各部分要相互统一,刚则刚,柔则柔,切忌“藕断丝连”。图 7.55 是建造在软土地基上的某仓库三铰门架结构,实践证明,效果良好。

7.9.3 施工措施

合理安排施工程序、注意某些施工方法,也能收到减小或调整不均匀沉降的效果。

当拟建的相邻建筑物之间轻(低)重(高)悬殊时,一般应按先重后轻的程序施工;有时还需要在重建建筑物竣工后歇一段时间后再建造轻的邻近建筑物(或建筑物单元)。当高层建筑的主、裙楼下有地下室时,可在主、裙楼相交的裙楼一侧适当位置(一般是 $\frac{1}{3}$ 跨度处)设置施工后浇带,同样以先主楼后裙楼的施工顺序,以减小不均匀沉降的影响。

在软弱土地基上,在已建房屋周围和在建房屋外,都应避免长时间堆放大量集中的地面荷载,以免引起新、旧房屋的附加沉降。

细粒土尤其是淤泥及淤泥质土的结构性很强,施工时应尽可能地保持地基土的原状结构。在开挖基槽时,可暂不挖到基底标高,保留约 200mm,等基坑临砌筑或浇筑时再挖,如槽底已扰动,可先挖去扰动部分,再用砂、碎石等回填处理。

思 考 题

- 7.1 简述地基基础设计的基本原则和一般步骤。
- 7.2 浅基础有哪些类型和特点?刚性基础材料的抗拉抗剪强度一定比柔性基础的材料大吗?
- 7.3 确定基础埋深要考虑哪些因素?
- 7.4 什么是地基承载力基本值、标准值、设计值?确定地基承载力设计值有哪些方法?各适用于何种条件?
- 7.5 基础底面尺寸如何确定?为什么要验算软弱下卧层的强度?
- 7.6 “偏心荷载基础的地基承载力可以提高 20%”的概念是否正确?试证明:偏心荷载越大时,基底平均压力 p 小于地基承载力设计值 f 越大(提示:设 $p \leq \xi f$,求不同偏心距 e 时的 ξ 值)。
- 7.7 什么是扩展基础?扩展基础截面尺寸怎样确定?配筋计算方法和构造要求?
- 7.8 试阐述地基基础和上部结构相互作用的概念。条形基础的结构内力分析方法有哪些?试用共同作用概念对各方法进行分析。您认为哪些主要问题有待研究解决?
- 7.9 地基特征变形的意义、确定因素是什么?
- 7.10 除了本章已介绍外,减轻不均匀沉降危害是否还有其它措施?请列举一二。

习 题

- 7.1 某柱基础底面尺寸为 $3.6\text{m} \times 4.0\text{m}$,埋深 $d=0.8\text{m}$ 。场地土为均质粘性土,其塑性指数 $I_p=11$,重度 $\gamma=17.66$

kN/m^3 ,土的孔隙比 e 及塑性指数 I_L 的试验结果如表所示。试求地基土承载力基本值、标准值和设计值。

土的室内试验结果

习题 7.1 附表

指标 \ i 次试验	1	2	3	4	5	6	7
孔隙比 e	0.606	0.620	0.616	0.588	0.580	0.613	0.576
液性指数 I_L	0.40	0.38	0.39	0.41	0.41	0.42	0.40

(答案: $f_0=339\text{kPa}$; $f_k=324\text{kPa}$; $f=356\text{kPa}$)

7.2 某场地土层分布如图 7.56, 作用于条形基础顶面的中心荷载设计值 $F=300\text{kN/m}$, 取基础埋置深度 $d=0.8\text{m}$, 底宽 $b=2.0\text{m}$, 试验算所选基础底面尺寸是否合适(各层土的回归修正系数 $\psi_t=0.95$)。

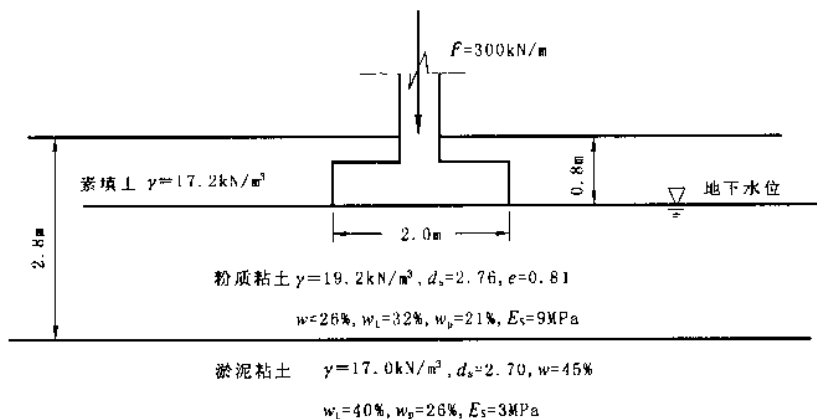


图 7.56

(答案: 合适)

7.3 某一砖厚(240mm)承重墙传来轴力设计值 $F=180\text{kN/m}$, 地基资料如图 7.57 所示, 试设计此刚性基础, 并验算软弱下卧层强度。

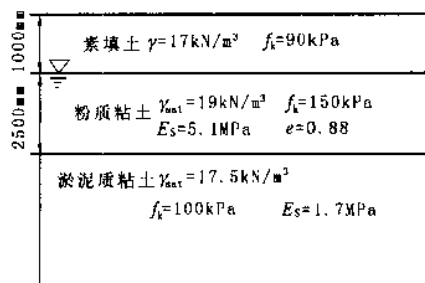


图 7.57

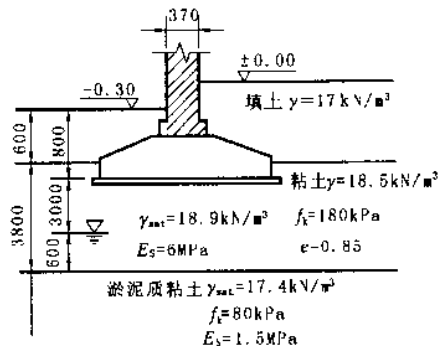


图 7.58

7.4 某承重墙厚 370mm, 传来轴力设计值 $F=280\text{kN/m}$, 基础埋深 $d=0.8\text{m}$, 地基资料如图 7.58 所示, 混凝土强度等级 C15, I 级钢筋, 试设计此钢筋混凝土墙下条形基础。

7.5 某厂房内柱传来荷载 $F=1500\text{kN}$, $M=90\text{kN} \cdot \text{m}$, $V=25\text{kN}$, 现浇柱截面 $400\text{mm} \times 800\text{mm}$, 基础埋深 $d=2\text{m}$, 基底以上土的加权平均重度 $\gamma_0=18\text{kN/m}^3$, 基底处土的重度 $\gamma=18.4\text{kN/m}^3$, 地基承载力设计值 $f=200\text{kPa}$, 混凝土强度等级 C20, I 级钢筋, 试设计此基础(图 7.59)。

7.6 某六层框架柱网布置如图 7.60 所示, 已知 B 轴线上荷载设计值边柱 $F_1=980\text{kN}$, 中柱 $F_2=1410\text{kN}$, 已选取基础埋深为 1.2m, 地基土承载力设计值 $f=130\text{kPa}$, 试设计 B 轴线上的钢筋混凝土条形基础(要求计算配筋并绘出配筋图)。

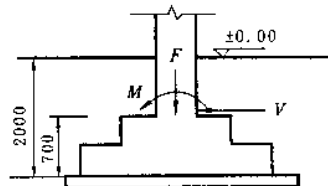


图 7.59

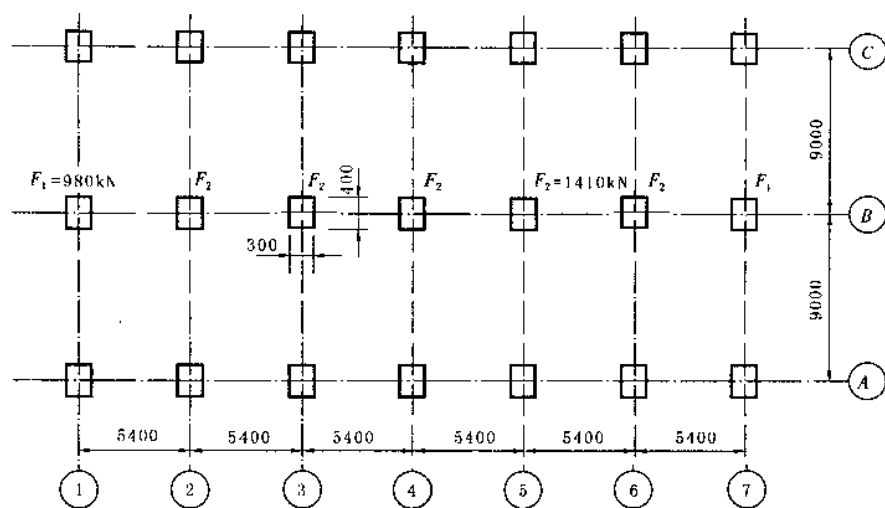


图 7.60

8 桩基础及其它深基础

本章提要

桩基础是一种发展迅速的深基础,在高层建筑、桥梁及港口工程中应用极为广泛。本章以桩基础的设计计算为主线,简要介绍了桩基的设计内容和原则、桩基的各种分类方法及其适用性以及基桩质量检测的常用方法。重点探讨了单桩、群桩在竖向极限荷载下的工作性能、竖向承载力的确定方法及其设计计算。此外,对桩的设置效应、单桩轴向荷载传递机理、按土的抗剪强度指标根据土力学原理确定桩基承载力方法,以及基桩水平承载力的分析等进行了讨论。最后,简要介绍了工程中常用的沉井基础、墩基础、地下连续墙等的构造和施工方法。

要求掌握按照静载荷试验和现行规范的经验公式确定单桩竖向承载力和群桩承载力的方法,熟悉桩基础设计与计算的各项内容和方法,初步了解桩基础、沉井基础、墩基础和地下连续墙的设计与施工。

8.1 概 述

当建筑场地浅层地基土质不能满足建筑物对地基承载力和变形的要求,也不宜采用地基处理等措施时,往往需要以地基深层坚实土层或岩层作为地基持力层,采用深基础方案。深基础主要有桩基础、沉井基础、墩基础和地下连续墙等几种类型,其中以桩基的历史最为悠久,应用最为广泛。如我国秦代的渭桥、隋朝的郑州超化寺、五代的杭州湾大海堤以及南京的石头城和上海的龙华塔等,都是我国古代桩基的典范。近年来,随着生产水平的提高和科学技术的发展,桩的种类和型式、施工机具、施工工艺以及桩基设计理论和设计方法等,都在高速演进和发展。目前我国桩基最大入土深度已达107m,桩径已超过5m。

8.1.1 桩基础的适用性

桩基础通常作为荷载较大的建筑物基础,其具有承载力高、稳定性好、沉降量小而均匀、便于机械化施工,适应性强等突出特点。与其它深基础比较,桩基础的适用范围最广,一般对下述情况可考虑选用桩基方案:

(1)地基的上层土质太差而下层土质较好;或地基软硬不均或荷载不均,不能满足上部结构对不均匀变形的要求。

(2)地基软弱,采用地基加固措施不合适;或地基土性特殊,如存在可液化土层、自重湿陷性黄土、膨胀土及季节性冻土等。

(3)除承受较大垂直荷载外,尚有较大偏心荷载、水平荷载、动力或周期性荷载作用。

(4)上部结构对基础的不均匀沉降相当敏感;或建筑物受到大面积地而超载的影响。

(5)地下水位很高,采用其它基础型式施工困难;或位于水中的构筑物基础,如桥梁、码头、钻采平台等。

(6)需要长期保存、具有重要历史意义的建筑物。

通常,当软弱土层很厚,桩端达不到良好地层时,桩基设计应考虑沉降等问题。如果桩穿过较好土层而桩端位于下卧软弱层,则不宜采用桩基。因此,在工程实践中,必须认真做好地基勘察、详细分析地质资料、综合考虑、精心设计施工,才能使所选基础类型发挥出最佳效益。

8.1.2 桩基设计内容

桩基设计的基本内容包括下列各项:

- (1) 选择桩的类型和几何尺寸;
- (2) 确定单桩竖向(和水平向)承载力设计值;
- (3) 确定桩的数量、间距和布桩方式;
- (4) 验算桩基的承载力和沉降;
- (5) 桩身结构设计;
- (6) 承台设计;
- (7) 绘制桩基施工图。

设计桩基应先根据建筑物的特点和有关要求,进行岩土工程勘察和场地施工条件等资料的收集工作;设计时应考虑桩的设置方法及其影响。

8.1.3 桩基设计原则

《建筑桩基技术规范》(JGJ94—94,以下简称《桩基规》)规定,建筑桩基采用以概率理论为基础的极限状态设计法,并按极限状态设计表达式计算,且桩基的极限状态分为两类:

(1) 承载能力极限状态:对应于桩基受荷达到最大承载能力导致整体失稳或发生不适于继续承载的变形;

(2) 正常使用极限状态:对应于桩基变形达到为保证建筑物正常使用所规定的限值或桩基达到耐久性要求的某项限值。

根据建筑物因桩基损坏所造成的后果的严重性(危及人的生命、造成经济损失、产生社会影响等),将建筑桩基分为三个安全等级(表 8.1),并要求进行如下计算和验算。

建筑桩基安全等级

表 8.1

安全等级	破坏后果	建 筑 物 类 型
一级	很严重	重要的工业与民用建筑物;对桩基变形有特殊要求的工业建筑物
二级	严重	一般的工业与民用建筑物
三级	不严重	次要的建筑物

(1) 所有桩基均应进行承载能力极限状态计算,内容包括:①桩基的竖向(抗压或抗拔)承载力和水平承载力计算,某些条件下尚应考虑桩、土、承台相互作用产生的承载力群桩效应;②桩端平面以下软弱下卧层承载力验算;③桩基抗震承载力验算;④承台及桩身承载力计算(包括对混凝土预制桩吊运和锤击时的强度验算及软土或可液化土中细长桩的桩身屈曲验算等)。

(2) 以下桩基尚应进行变形验算:①桩端持力层为软弱土的一、二级建筑物以及桩端持力层为粘性土、粉土或存在软弱下卧层的一级建筑桩基的沉降验算,并宜考虑上部结构与桩基的相互作用;②承受较大水平荷载或对水平变位要求严格的一级建筑桩基的水平变位验算。

(3) 对不允许出现裂缝或需限制裂缝宽度的混凝土桩身和承台还应进行抗裂或裂缝宽度验算。

桩基承载能力极限状态计算应采用作用效应的基本组合和地震作用效应组合。沉降验算应采用荷载的长期效应组合;水平变位、抗裂和裂缝宽度验算,应根据使用要求和裂缝控制等级分别采用作用效应的短期效应组合或短期效应组合考虑长期荷载的影响。

对软土、湿陷性黄土、季节性冻土和膨胀土、岩溶地区以及坡地岸上的桩基,抗震设防区桩基和可能出现负摩阻力的桩基,均应根据各自不同的特殊条件,遵循相应的设计原则。

8.2 桩的分类与质量检测

桩基一般由设置于土中的桩和承接上部结构荷载的承台所组成(图 8.1)。根据承台与地面的相对位置,一般可分为低承台桩基和高承台桩基。低承台桩基的承台底面位于地面以下,其受力性能好,具有较强的抵抗水平荷载的能力,在工业与民用建筑中,几乎都使用低承台桩基;高承台桩基的承台底面位于地面以上,且常处于水下,水平受力性能差,但可避免水下施工及节省基础材料,多用于桥梁及港口工程。

桩基中的桩可以是竖直或倾斜的,工业与民用建筑大多以承受竖向荷载为主而多用竖直桩。根据桩的承载性状、施工方法、桩身材料及桩的设置效应等又可把桩划分为各种类型。

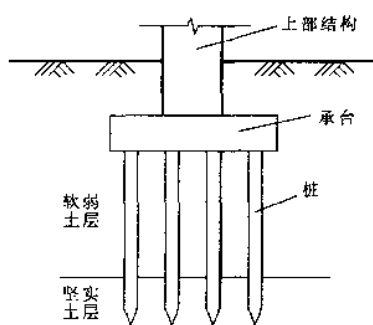


图 8.1 低承台桩基示意图

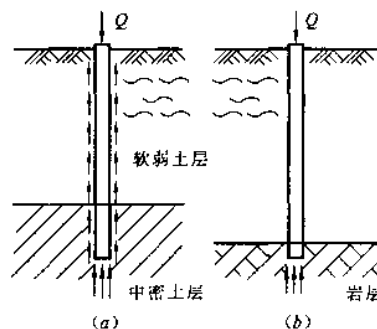


图 8.2 桩的计算图示

(a) 摩擦型桩; (b) 端承型桩

8.2.1 按承载性状分类

《桩基规》根据竖向荷载下桩土相互作用特点,达到承载力极限状态时,桩侧与桩端阻力的发挥程度和分担荷载比例,将桩分为摩擦型桩和端承型桩两大类(图 8.2)和四个亚类。

8.2.1.1 摩擦型桩

是指在竖向极限荷载作用下,桩顶荷载全部或主要由桩侧阻力承受。根据桩侧阻力分担荷载的比例,摩擦型桩又分为摩擦桩和端承摩擦桩两类。

(1)摩擦桩 桩顶极限荷载绝大部分由桩侧阻力承担,桩端阻力可忽略不计。例如:①桩长径比很大,桩顶荷载只通过桩身压缩产生的桩侧阻力传递给桩周土,桩端土层分担荷载很小;②桩端下无较坚实的持力层;③桩底残留虚土或沉渣的灌注桩;④桩端出现脱空的打入桩等。

(2)端承摩擦桩 桩顶极限荷载由桩侧阻力和桩端阻力共同承担,但桩侧阻力分担荷载较大。当桩的长径比不很大,桩端持力层为较坚实的粘性土、粉土和砂类土时,除桩侧阻力外,还有一定的桩端阻力。这类桩所占比例很大。

8.2.1.2 端承型桩

是指在竖向极限荷载作用下,桩顶荷载全部或主要由桩端阻力承受,桩侧阻力相对于桩端阻力可忽略不计。根据桩端阻力分担荷载的比例,又可分为端承桩和摩擦端承桩两类。

(1)端承桩 桩顶极限荷载绝大部分由桩端阻力承担,桩侧阻力可忽略不计。桩的长径比较小(一般小于 10),桩端设置在密实砂类、碎石类土层中或位于中、微风化及新鲜基岩中。

(2)摩擦端承桩 桩顶极限荷载由桩侧阻力和桩端阻力共同承担,但桩端阻力分担荷载较大。通常桩端进入中密以上的砂类、碎石类土层中或位于中、微风化及新鲜基岩顶面。这类桩的侧阻力虽属次要,但不可忽略。

此外,当桩端嵌入岩层一定深度(要求桩的周边嵌入微风化或中等风化岩体的最小深度不小于 0.5m)时,称为嵌岩桩。对于嵌岩桩,桩侧与桩端荷载分担比例与孔底沉渣及进入基岩深度有关,桩的长径比不是制约荷载分担的唯一因素。

8.2.2 按施工方法分类

根据桩的施工方法不同,主要可分为预制桩和灌注桩两大类。

8.2.2.1 预制桩

预制桩可用混凝土、钢材或木料在现场或工厂制作,然后以锤击(通过锤击或辅以高压射水使桩沉入土中)、振动打入(将大功率振动器置于桩顶,利用内装偏心块旋转时产生的竖向振动力使桩沉入土中)、静压(利用静力压桩机将桩压入土中)或旋入等方式设置就位。

(1)混凝土预制桩

混凝土预制桩的横截面有方、圆等多种形状。一般普通实心方桩的截面边长为300~500mm,桩长在25~30m以内,工厂预制时分节长度 $\leq 12\text{m}$,沉桩时在现场连接到所需桩长。分节接头应保证质量以满足桩身承受轴力、弯矩和剪力的要求,通常可用钢板、角钢焊接,并涂以沥青以防腐蝕。也可采用钢板垂直插头加水平销连接,其施工快捷,不影响桩的强度和承载力。

大截面实心桩自重重大,用钢量大,其配筋主要受起吊、运输、吊立和沉桩等各阶段的应力控制。采用预应力混凝土桩,则可减轻自重、节约钢材、提高桩的承载力和抗裂性。

预应力混凝土管桩(图8.3)采用先张法预应力工艺和离心成型法制作。经高压蒸汽养护生产的为PHC管桩,桩身混凝土强度等级 $\geq \text{C80}$;未经高压蒸汽养护生产的为PC管桩(强度为C60~C80)。建筑工程中常用的PHC、PC管桩的外径为300~600mm,每节长5~13m。桩的下端设置开口的钢桩尖或封口十字刃钢桩尖(图8.4)。沉桩时桩节处通过焊接端头板接长。

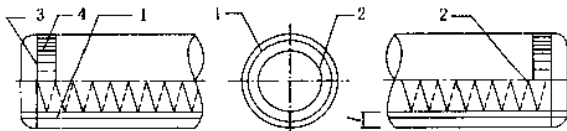


图 8.3 预应力混凝土管桩

1—预应力钢筋;2—螺旋箍筋;3—端头板;4—钢套筒;

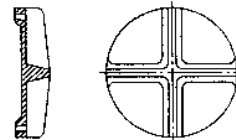


图 8.4 预应力混凝土管桩的

封口十字刃钢桩尖

预制桩的截面形状、尺寸和桩长可在一定范围内选择,桩尖可达坚硬粘性土或强风化基岩,具有承载力高、耐久性好、且质量较易保证等优点。但其自重重大,需大能量的打桩设备,并且由于桩端持力层起伏不平而导致桩长不一,施工中往往需要接长或截短,工艺比较复杂。

(2)钢桩

常用的钢桩有下端开口或闭口的钢管桩和H型钢桩等。一般钢管桩的直径为250~1200mm。钢桩的穿透能力强,自重轻、锤击沉桩效果好,承载能力高,无论起吊、运输或是沉桩、接桩都很方便。其缺点是耗钢量大,成本高,易锈蚀,我国只在少数重点工程中使用,如上海宝钢工程就采用了直径914.4mm,壁厚16mm,长61m等几种规格的钢管桩。

(3)木桩

常用松木、杉木或橡木做成,一般桩径为160~260mm,桩长4~6m,桩顶锯平并加铁箍,桩尖削成棱锥形。木桩制作和运输方便、打桩设备简单,在我国使用历史悠久,目前已很少使用,只在某些加固工程或能就地取材的临时工程中采用。木桩在淡水中耐久性好,但在海水及干湿交替的环境中极易腐烂,因此一般应打入地下水位以下不少于0.5m。

沉桩深度一般应根据地质资料及结构设计要求估算。施工时以最后贯入度和桩尖设计标高两方面控制。最后贯入度系指沉至某标高时,每次锤击的沉入量,通常以最后每阵的平均贯入量表示。锤击法常以10次锤击为一阵,振动沉桩以1min为一阵。最后贯入度则根据计算或地区经验确定,一般可取最后两阵的平均贯入度为10~50mm/阵。

8.2.2.2 灌注桩

灌注桩是直接在设计桩位处成孔,然后在孔内下放钢筋笼(也有直接插筋或省去钢筋的)再浇灌混凝土而成。其横截面呈圆形,可以做成大直径和扩底桩。保证灌注桩承载力的关键在于桩身的成型及混凝土质

量。灌注桩通常可分为：

(1) 沉管灌注桩

利用锤击或振动等方法沉管成孔，然后浇灌混凝土，拔出套管，其施工程序如图 8.5 所示。一般可分为单打、复打（浇灌混凝土并拔管后，立即在原位再次沉管及浇灌混凝土）和反插法（灌满混凝土后，先振动再拔管，一般拔 0.5~1.0m，再反插 0.3~0.5m）三种。复打后的桩横截面面积增大，承载力提高，但其造价也相应提高。

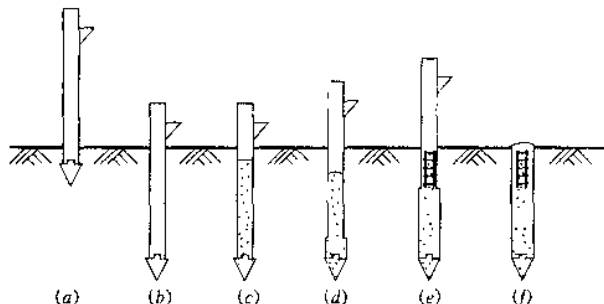


图 8.5 沉管灌注桩的施工程序示意

(a) 打桩机就位；(b) 沉管；(c) 浇灌混凝土；(d) 边拔管，边振动；(e) 安放钢筋笼，继续浇灌混凝土；(f) 成型

锤击沉管灌注桩的常用桩径（预制桩尖的直径）为 300~500mm，桩长常在 20m 以内，可打至硬塑粘土层或中、粗砂层。其优点是设备简单、打桩进度快、成本低。但在软、硬土层交界处或软弱上层处易发生缩颈（桩身截面局部缩小）现象，此时通常可放慢拔管速度，加大灌注管内混凝土量，充盈系数（混凝土实际用量与计算的桩身体积之比）一般应达 1.10~1.15。此外，也可能由于邻桩挤压或其它振动作用等各种原因使土体上隆，引起桩身受拉而出现断桩现象；或出现局部夹土、混凝土离析及强度不足等质量事故。

振动沉管灌注桩的钢管底端带有活瓣桩尖（沉管时桩尖闭合，拔管时活瓣张开以便浇灌混凝土），或套上预制混凝土桩尖。桩径一般为 400~500mm，常用振动锤的振动力为 70kN、100kN 和 160kN。在粘性土中，其沉管穿透能力比锤击沉管灌注桩稍差，承载力也比锤击沉管灌注桩要低。

内击式沉管灌注桩（亦称弗兰基桩，Franki Pile）的优点是混凝土密实且与土层紧密接触，同时桩头扩大，承载力较高，效果较好，但穿越厚砂层能力较低，打入深度难以掌握。施工时，先在竖起的钢套筒内放进约 1m 高的混凝土或碎石，用吊锤在套筒内锤打，形成“塞头”。以后锤打时，塞头带动套筒下沉，至设计标高后，吊住套筒，浇灌混凝土并继续锤击，使塞头脱出筒口，形成扩大的桩端，其直径可达桩身直径的 2~3 倍，当桩端不再扩大而使套筒上升时，开始浇注桩身混凝土（若需配筋时先吊放钢筋笼），同时边拔套筒边锤击，直达所需高度为止。

(2) 钻（冲）孔灌注桩

钻（冲）孔灌注桩用钻机（如螺旋钻、振动钻、冲抓锥钻、旋转水冲钻等）钻土成孔，然后清除孔底残渣，安放钢筋笼，浇灌混凝土。有的钻机成孔后，可撑开钻头的扩孔刀刃使之旋转切土扩大桩孔，浇灌混凝土后在底端形成扩大桩端，但扩底直径不宜大于 3 倍桩身直径。

目前国内钻（冲）孔灌注桩多用泥浆护壁，泥浆应选用膨润土或高塑性粘土在现场加水搅拌制成，一般要求其比重为 1.1~1.15，粘度为 10~25s，含砂率 < 6%，胶体率 > 95%。施工时泥浆水面应高出地下水面 1m 以上，清孔后在水下浇灌混凝土，其施工程序如图 8.6 所示。常用桩径为 800、1000、1200mm 等。其最大优点是入土深，能进入岩层，刚度大，承载力高，桩身变形小，并可方便地进行水下施工。

(3) 挖孔桩

挖孔桩可采用人工或机械挖掘成孔，逐段边开挖边支护，达所需深度后再进行扩孔、安装钢筋笼及浇灌混凝土而成。

挖孔桩一般内径应 $\geq 800\text{mm}$ ，开挖直径 $\geq 1000\text{mm}$ ，护壁厚 $\geq 100\text{mm}$ ，分节支护，每节高 500~1000mm，可用混凝土浇注或砖砌筑，桩身长度宜限制在 40m 以内。图 8.7 为某人工挖孔桩示例。

挖孔桩可直接观察地层情况，孔底易清除干净，设备简单，噪音小，场区内各桩可同时施工，且桩径大、适

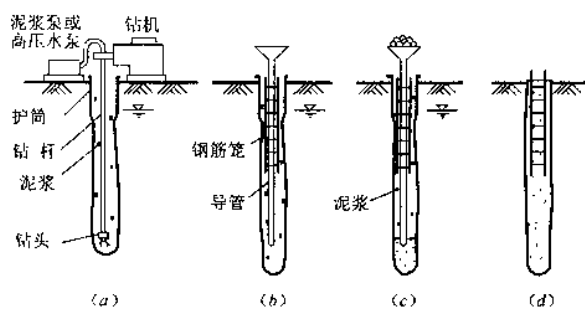


图 8.6 钻孔灌注桩施工程序

(a)成孔;(b)下导管和钢筋笼;(c)浇灌水下混凝土;(d)成桩

应性强,比较经济。但由于挖孔时可能存在塌方、缺氧、有害气体、触电等危险,易造成安全事故,因此应严格执行有关安全操作的规定。此外难以克制流砂现象。

表 8.2 给出了我国常用灌注桩的适用范围、桩径及桩长的参考值。

常用灌注桩的桩径、桩长及适用范围

表 8.2

成孔方法		桩径(mm)	桩长(m)	适用范围
泥浆护壁成孔	冲击、冲击回转钻	≥ 800	≤ 30 ≤ 50 ≤ 80	碎石土、砂类土、粉土、粘性土及风化岩。当进入中等风化和微风化岩层时,冲击成孔的速度比回转钻快
	潜水钻	500~800	≤ 50	粘性土、淤泥、淤泥质土及砂类土
干作业成孔	螺旋钻	300~800	≤ 30	地下水位以上的粘性土、粉土、砂类土及人工填土
	钻孔扩底	300~600	≤ 30	地下水位以上坚硬、硬塑的粘性土及中密以上砂类土
	机动洛阳铲	300~500	≤ 20	地下水位以上的粘性土、粉土、黄土及人工填土
沉管成孔	锤击	340~800	≤ 30	硬塑粘性土、粉土及砂类土,直径 $\geq 600\text{mm}$ 的可达强风化岩
	振动	400~500	≤ 24	可塑粘性土、中细砂
爆扩成孔		≤ 350	≤ 12	地下水位以上的粘性土、黄土、碎石土及风化岩
人工挖孔		≥ 100	≤ 40	粘性土、粉土、黄土及人工填土

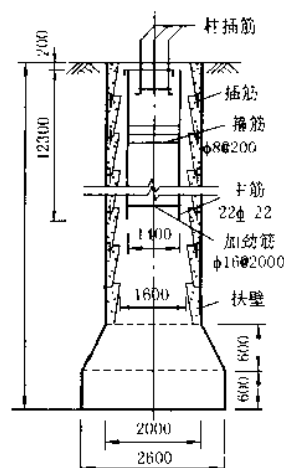


图 8.7 人工挖孔桩示例

8.2.3 按桩的设置效应分类

随着桩的设置方法(打入或钻孔成桩等)不同,桩周土所受的排挤作用也很不同。排挤作用将使土的天然结构、应力状态和性质发生很大变化,从而影响桩的承载力和变形性质。这些影响统称为桩的设置效应。桩按设置效应可分为下列三类。

(1)非挤土桩

如钻(冲或挖)孔灌注桩及先钻孔后再打入的预制桩等,因设置过程中清除孔中土体,桩周土不受排挤作用,并可能向桩孔内移动,使土的抗剪强度降低,桩侧摩阻力有所减小。

(2)小量挤土桩

冲击成孔灌注桩、H型钢桩、开口钢管桩和开口预应力混凝土管桩等。在桩的设置过程中对桩周土体稍有排挤作用,但土的强度和变形性质变化不大,一般可用原状土测得的强度指标来估算桩的承载力和沉降量。

(3)挤土桩

实心的预制桩、下端封闭的管桩、木桩以及沉管灌注桩等在锤击和振动贯入过程中都要将桩位处的土体大量排挤开,使土的结构严重扰动破坏,对土的强度及变形性质影响较大。因此必须采用原状土扰动后再恢复的强度指标来估算桩的承载力及沉降量。

此外,按桩身材料的不同亦可把桩分为混凝土桩、钢桩、木桩及组合材料桩等。也可按桩径大小分为小桩($d \leq 250\text{mm}$)、普通桩($250\text{mm} < d < 800\text{mm}$)和大直径桩($d \geq 800\text{mm}$)三种。

8.2.4 桩的质量检验

桩基础属于地下隐蔽工程,尤其是灌注桩,很易出现缩颈、夹泥、断桩或沉渣过厚等多种形态的质量缺陷,影响桩身结构完整性和单桩承载力,因此必须进行施工监督、现场记录和质量检测,以保证质量,减少隐患。对于柱下单桩或大直径灌注桩工程,保证桩身质量就更为重要。目前已有多种桩身结构完整性的检测技术,下列几种较为常用。

(1)开挖检查。只限于对所暴露的桩身进行观察检查。

(2)抽芯法。在灌注桩桩身内钻孔(直径 $100 \sim 150\text{mm}$),取混凝土芯样进行观察和单轴抗压试验,了解混凝土有无离析、空洞、桩底沉渣和夹泥等现象。有条件时也可采用钻孔电视直接观察孔壁孔底质量。

(3)声波检测法。预先在桩中埋入 $3 \sim 4$ 根金属管,利用超声波在不同强度(或不同弹性模量)的混凝土中传播速度的变化来检测桩身质量。试验时在其中一根管内放入发射器,而在其它管中放入接收器,通过测读并记录不同深度处声波的传递时间来分析判断桩身质量。

(4)动测法。包括锤击激振、机械阻抗、水电效应、共振等小应变动测,PDA(打桩分析仪)等大应变动测及PIT(桩身结构完整性分析仪)等。对于等截面、质地较均匀的预制桩测试效果较可靠;而对于灌注桩的动测检验,目前已有相当多的实践经验,具有一定的可靠性。

8.3 竖向荷载下单桩的工作性能

单桩工作性能的研究是单桩承载力分析理论的基础。通过桩土相互作用分析,了解桩土间的传力途径和单桩承载力的构成及其发展过程,以及单桩的破坏机理等,对正确评价单桩轴向承载力设计值具有一定的指导意义。

8.3.1 桩的荷载传递

在轴向荷载作用下,桩身将发生弹性压缩,同时桩顶部分荷载通过桩身传递到桩底,致使桩底土层发生压缩变形,这两者之和构成桩顶轴向位移。桩与桩周土体紧密接触,当桩相对于土向下位移时,土对桩产生向上作用的桩侧摩阻力。在桩顶荷载沿桩身向下传递的过程中,必须不断地克服这种阻力,故桩身截面轴向力随深度逐渐减小,传至桩底截面的轴向力为桩顶荷载减去全部桩侧阻力,并与桩底支承反力(即桩端阻力)大小相等、方向相反。桩通过桩侧阻力和桩端阻力将荷载传递给土体。或者说,土对桩的支承力由桩侧阻力和桩端阻力两部分组成。

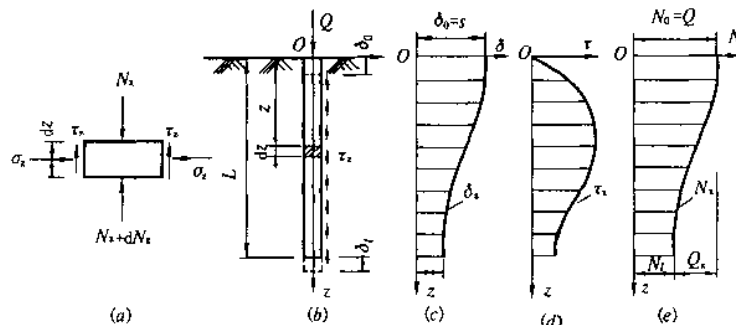


图 8.8 单桩轴向荷载传递

(a)微桩段的受力情况;(b)轴向受压的桩;(c)截面位移;(d)摩阻力分布;(e)轴力分布

如图 8.8 所示,竖直单桩在桩顶轴向力 $N_0 = Q$ 作用下,桩身任一深度 z 处横截面上所引起的轴力 N_s 将使该截面向下位移 δ_s ,桩端下沉 δ_f ,导致桩身侧面与桩周土之间相对滑移,其大小制约着土对桩侧向上作用的摩阻力 τ_s 的发挥程度。由深度 z 处桩段微元 dz 上力的平衡条件:

$$N_z - \tau_z \cdot u_p \cdot dz - (N_z + dN_z) = 0 \quad (8.1)$$

可得桩侧摩阻力 τ_z 与桩身轴力 N_z 的关系为:

$$\tau_z = -\frac{1}{u_p} \cdot \frac{dN_z}{dz} \quad (8.2)$$

式中 τ_z 也就是桩侧单位面积上的荷载传递量, u_p 为桩的周长。桩底的轴力 N_l 即为桩端阻力 $Q_p = N_l$, 而桩侧总阻力 $Q_s = Q - Q_p$ 。

由于桩身截面位移 δ_z 应为桩顶位移 $\delta_0 = s$ 与 z 深度范围内的桩身压缩量之差, 所以:

$$\delta_z = s - \frac{1}{A_p E_p} \int_0^z N_z \cdot dz \quad (8.3)$$

式中 A_p 及 E_p 为桩身横截面面积和弹性模量, 若取 $z=l$, 则上式变为桩端位移(即桩的刚体位移)表达式。

单桩静荷载试验时, 除了测定桩顶荷载 Q 作用下的桩顶沉降 s 外, 若通过沿桩身若干截面预先埋设的应力测量元件(传感器), 获得桩身轴力 N_z 分布图, 则可利用式(8.2)及式(8.3)作出摩阻力 τ_z 和截面位移 δ_z 的分布图(图 8.8)。

8.3.2 桩侧摩阻力和桩端阻力

桩侧摩阻力 τ 是桩截面对桩周土相对位移 δ 的函数, 如图 8.9 中曲线 OCD 所示, 但通常可简化为折线 OAB 。其极限值 τ_u 可用类似于土的抗剪强度的库仑公式表达:

$$\tau_u = c_s + \sigma_x \tan \varphi_s \quad (8.4)$$

式中 c_s 和 φ_s 为桩侧表面与土之间的附着力和摩擦角, σ_x 为深度 z 处作用于桩侧表面的法向压力, 它与桩侧土的竖向有效应力 σ_v' 成正比例, 即:

$$\sigma_x = K_s \sigma_v' \quad (8.5)$$

式中 K_s 为桩侧土的侧压力系数, 对挤土桩 $k_0 < K_s < K_p$; 对非挤土桩, 因桩孔中土被清除, 而使 $K_s < K_0 < K_p$ 。其中 K_s 、 k_0 、 K_p 分别为主动、静止和被动土压力系数。

由上可见, 桩的侧阻随深度呈线性增大。但砂土中模型桩试验表明, 当桩入土深达某一临界值(约为 5~10 倍桩径)后, 侧阻就不再随深度增加。该现象称为侧阻的深度效应。维西克(Vesic, 1967)认为: 桩周竖向有效应力 σ_{ve}' 不一定等于覆盖应力, 其线性增加到临界深度(z_c)时达到某一限值, 其原因是土的“拱作用”。

综上所述, 桩侧极限摩阻力与所在的深度、土的种类和性质, 成桩方法等多种因素有关。而桩侧摩阻力 τ_z 达到所需的桩-土相对位移极限值 δ_u 则基本上只与土的种类有关, 根据试验资料, 一般粘性土约为 4~6mm, 砂土约为 6~10mm。

随着桩顶荷载的逐级增加, 桩截面的轴力、位移和桩侧摩阻力不断变化。起初 Q 值较小, 桩身截面位移主要发生在桩身上段, Q 主要由上段桩侧阻力承担。当 Q 增大到一定数值时桩端产生位移, 桩端阻力开始发挥, 直到桩底持力层破坏、无力支承更大的桩顶荷载, 即桩处于承载力极限状态。

桩端阻力的发挥不仅滞后于桩侧阻力, 而且其充分发挥所需的桩底位移值比桩侧摩阻力到达极限所需的桩身截面位移值大得多。根据小型桩试验结果, 砂类土的桩底极限位移约为 $(0.08 \sim 0.1)d$, 一般粘性土为 $0.25d$; 硬粘土为 $0.1d$ 。因此, 在工作状态下, 单桩桩端阻力的安全储备一般大于桩侧阻力的安全储备。

模型和原型桩试验研究均表明, 与侧阻的深度效应类似, 当桩端入土深度小于某一临界深度时, 极限端阻随深度线性增加, 而大于该深度后则保持恒值不变。不同资料表明, 侧阻与端阻的临界深度之比约为 0.3~1.0。关于侧阻和端阻的深度效应问题有待进一步研究。

此外, 桩长对荷载的传递也有着重要的影响。当桩长较大(例如 $l/d > 25$)时, 因桩身压缩变形大, 桩端反力尚未发挥, 桩顶位移已超过实用所要求的范围, 此时传递到桩端的荷载极为微小。因此, 很长的桩实际上总是摩擦桩, 用扩大桩端直径来提高承载力是徒劳的。

8.3.3 单桩的破坏模式

单桩在轴向荷载作用下, 其破坏模式主要取决于桩周土的抗剪强度、桩端支承情况、桩的尺寸以及桩的

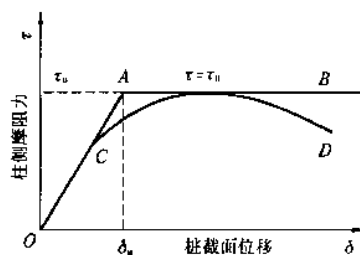


图 8.9 τ - δ 曲线

类型等条件。图 8.10 给出了轴向荷载下可能的基桩破坏模式简图。

8.3.3.1 屈曲破坏

当桩底支承在坚硬的土层或岩层上,桩周土层极为软弱,桩身无约束或侧向抵抗力。桩在轴向荷载作用下,如同一细长压杆出现纵向挠曲破坏,荷载-沉降($Q-s$)关系曲线为“急剧破坏”的陡降型,其沉降量很小,具有明确的破坏荷载[图 8.10(a)]。桩的承载力取决于桩身的材料强度。如穿越深厚淤泥质土层中的小直径端承桩或嵌岩桩,细长的木桩等多属于此种破坏。

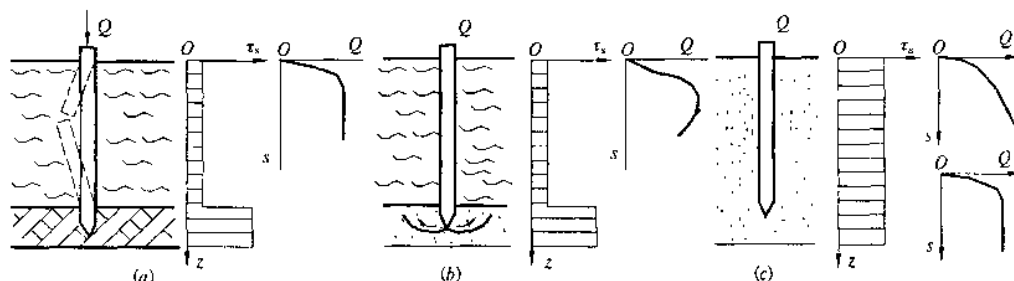


图 8.10 轴向荷载下基桩的破坏模式

8.3.3.2 整体剪切破坏

当具有足够强度的桩穿过抗剪强度较低的土层,达到强度较高的土层,且桩的长度不大时,桩在轴向荷载作用下,由于桩底上部土层不能阻止滑动土楔的形成,桩底土体形成滑动面而出现整体剪切破坏。此时桩的沉降量较小,桩侧摩阻力难以充分发挥,主要荷载由桩端阻力承受, $Q-s$ 曲线也为陡降型,呈现明确的破坏荷载[图 8.10(b)]。桩的承载力主要取决于桩端土的承载力。一般打入式短桩、钻扩短桩等均属于此种破坏。

8.3.3.3 刺入破坏

当桩的入土深度较大或桩周土层抗剪强度较均匀时,桩在轴向荷载作用下将出现刺入破坏如图 8.10(c)所示。此时桩顶荷载主要由桩侧摩阻力承受,桩端阻力极微,桩的沉降量较大。一般当桩周土质较软弱时, $Q-s$ 曲线为“渐进破坏”的缓变型,无明显拐点,极限荷载难以判断,桩的承载力主要由上部结构所能承受的极限沉降 s_0 确定;当桩周土的抗剪强度较高时, $Q-s$ 曲线可能为陡降型,有明显拐点,桩的承载力主要取决于桩周土的强度。一般情况下的钻孔灌注桩多属于此种情况。

8.3.4 桩侧负摩阻力

桩土之间相对位移的方向决定了桩侧摩阻力的方向,当桩周土层相对于桩侧向下位移时,桩侧摩阻力方向向下,称为负摩阻力。通常,在下列情况下应考虑桩侧负摩阻力作用。

- (1) 桩穿越较厚松散填土、自重湿陷性黄土、欠固结土层进入相对较硬土层时;
- (2) 桩周存在软弱土层,邻近桩侧地面承受局部较大的长期荷载,或地面大面积堆载(包括填土)时;
- (3) 由于降低地下水位,使桩周土中有效应力增大,并产生显著压缩沉降时。

要确定桩侧负摩阻力的大小,首先就得确定产生负摩阻力的深度及其强度大小。桩身负摩阻力并不一定发生于整个软弱压缩土层中,而是在桩周土相对于桩产生下沉的范围内,它与桩周土的压缩、固结、桩身压缩及桩底沉降等直接有关。图 8.11 给出了穿过软弱压缩土层而达到坚硬土层的竖向荷载桩的荷载传递情况。由图可见,在 l_0 深度内桩周土相对于桩侧向下位移,桩侧摩阻力朝下,为负摩阻力;在 l_0 深度以下,桩截面相对于桩周土向下位移,桩侧摩阻力朝上,为正摩阻力;而在 l_0 深度处桩周土与桩截面沉降相等,两者无相对位移发生,其摩阻力为零,这种摩阻力为零的点称为中性点。图 8.11(b)和(c)分别为桩侧摩阻力和桩身轴力的分布曲线,其中 Q_n 为负摩阻力引起的桩身最大轴力,或称下拉荷载; Q_s 为总的正摩阻力。且在中性点处桩身轴力达到最大值($Q+Q_n$),而桩端总阻力则等于 $Q+(Q_n-Q_s)$ 。

桩周土层的固结随时间而变化,故土层的竖向位移和桩身截面位移都是时间的函数。因此,在桩顶荷载 Q 的作用下,中性点位置、摩阻力以及轴力等也都相应发生变化。当桩截面位移在桩顶荷载作用下稳定后,则土层固结的程度和速率是影响 Q_n 大小和分布的主要因素。固结程度高、地面沉降大,则中性点往下移;固结速率大,则 Q_n 增长快。但 Q_n 的增长需经过一定的时间才能达到极限值。在该过程中,桩身在 Q_n 作用下产生

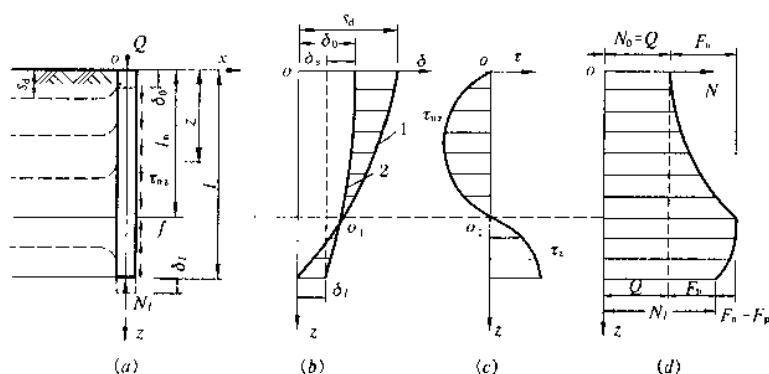


图 8.11 单桩在产生负摩阻力时的荷载传递

压缩,随着 Q_n 的产生和增大,桩端处轴力增加,沉降也相应增大,由此导致桩土相对位移减少, Q_n 降低,而逐渐达到稳定状态。

中性点深度 l_n 应按桩周土层沉降与桩的沉降相等的条件确定,也可参照表 8.2 确定。

中性点深度比 l_n/l_0

表 8.2

持力层土类	粘性土、粉土	中密以上砂	砾石、卵石	基 岩
l_n/l_0	0.5~0.6	0.7~0.8	0.9	1.0

注:桩穿越自重湿陷性黄土时, l_n 按表列值增大 10% (持力层为基岩者除外)。

实测资料表明,单桩负摩阻力标准值 q_{ni} 可按下式计算:

$$q_{ni} = \zeta_n \sigma_i' \quad (8.6)$$

式中 ζ_n ——桩周负摩阻力系数,可按表 8.3 取用;

σ_i' ——桩周第 i 层土平均竖向有效土覆压力 (kPa)。

负摩阻力系数 ζ_n

表 8.3

桩周土类	饱和软土	粘性土、粉土	砂 土	自重湿陷性黄土
ζ_n	0.15~0.25	0.25~0.40	0.35~0.50	0.20~0.35

注:①同一类土中,打入桩或沉管灌注桩取较大值;钻、挖孔灌注桩取较小值;

②填土按土的类型取较大值。

此外,也可根据土的类型,按下列经验公式计算:

$$\text{软土或中等强度粘土} \quad q_{ni} = c_u \quad (8.7)$$

$$\text{砂土} \quad q_{ni} = \frac{N_i}{5} + 3 \quad (8.8)$$

式中 c_u ——土的不排水抗剪强度 (kPa);

N_i ——桩周第 i 层土经钻杆长度修正后的平均标准贯入试验击数。

桩侧总的负摩阻力(下拉荷载) Q_n 为:

$$Q_n = u_p \sum q_{ni} l_i \quad (8.9)$$

式中 u_p ——桩的周长 (m);

l_i ——中性点以上各土层的厚度 (m)。

国外有的学者认为,当桩穿过 15m 以上可压缩土层且地面每年下沉超过 20mm,或者为端承桩时,应计算下拉荷载 Q_n ,一般其安全系数可取 1.0。

在桩基设计中,应尽量采取某些措施减小负摩阻力。例如,在预制桩表面涂一薄层沥青,或者对钢桩再加一层厚度为 3mm 的塑料薄膜(兼作防锈蚀用),对现场灌注桩也可在桩与土之间灌注脱土浆等方法,来消除或降低负摩阻力的影响。

8.4 单桩竖向承载力的确定

单桩的竖向承载力主要取决于地基土对桩的支承能力和桩身的材料强度。一般情况下,桩的承载力由地

基土的支承能力所控制,材料强度往往不能充分发挥,只有对端承桩、超长桩以及桩身质量有缺陷的桩,桩身材料强度才起控制作用。此外,当桩的入土深度较大、桩周土质软弱且比较均匀、桩端沉降量较大,尤其是高层建筑或对沉降有特殊要求时,还应考虑桩的竖向沉降量,按上部结构对沉降的要求来确定单桩竖向承载力。

8.4.1 按材料强度确定

按材料强度确定单桩竖向承载力时,可将桩视为轴心受压杆件,根据桩材相应按《混凝土结构设计规范》或《钢结构设计规范》计算。对于混凝土桩:

$$R = \varphi(f_c A_p + f_y' A_g) \quad (8.10)$$

式中 R ——单桩竖向承载力设计值(kN);

φ ——混凝土构件稳定系数。对低承台桩基,考虑土的侧向约束可取 $\varphi=1.0$;但穿过很厚软粘土层和可液化土层的端承桩或高承台桩基,其值应小于1.0;

f_c ——混凝土的轴心抗压强度设计值(kPa);

f_y' ——纵向钢筋的抗压强度设计值(kPa);

A_p ——桩身的横截面积(m^2);

A_g ——纵向钢筋的横截面积(m^2)。

8.4.2 按地基土的支承能力确定

根据地基土对桩的支承能力确定单桩竖向承载力的方法很多,如静载荷试验、按土的抗剪强度指标计算、规范经验公式以及目前正在发展和完善的各种动测技术等。下面主要介绍几种确定单桩竖向极限承载力标准值最常用的方法。

8.4.2.1 静载荷试验方法

静载荷试验是评价单桩承载力最为直观和可靠的方法,其除了考虑到地基土的支承能力外,也计入了桩身材料强度对于承载力的影响。对于一级建筑物,必须通过静载荷试验。在同一条件下的试桩数量,不宜少于总数的1%,并不应少于3根。工程总桩数在50根以内时不应少于2根。对于地基条件复杂,桩施工质量可靠性低等某些情况下的二级建筑桩基也须通过静载荷试验。

对于预制桩,由于打桩时土中产生的孔隙水压力有待消散,土体因打桩扰动而降低的强度随时间逐渐恢复,因此,为了使试验能真实反映桩的承载力,要求在桩身强度满足设计要求的前提下,砂类土间歇时间不少于10天;粉土和粘性土不少于15天;饱和粘性土不少于25天。

(1) 静载荷试验装置及方法

试验装置主要由加荷稳压、提供反力和沉降观测三部分组成(图8.12)。桩顶的油压千斤顶对桩顶施加压力,千斤顶的反力由锚桩、压重平台的重力或用若干根地锚组成的伞状装置来平衡。安装在基准梁上的百分表或电子位移计用于量测桩顶的沉降。

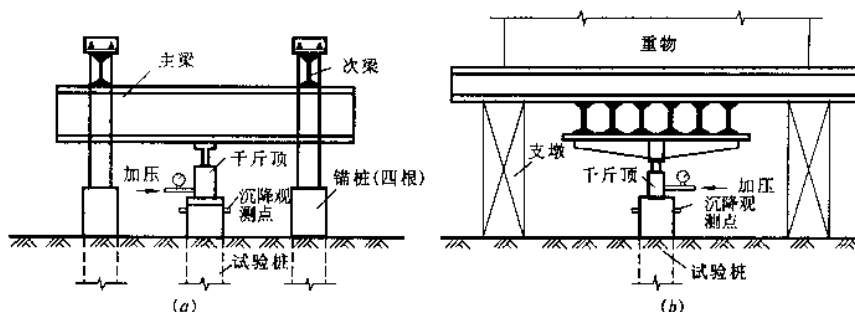


图 8.12 单桩静载荷试验的加载装置

(a) 锚桩横梁反力装置;(b) 压重平台反力装置

试桩与锚桩(或与压重平台的支墩、地锚等)之间、试桩与支承基准梁的基准桩之间以及锚桩与基准桩之间,都应有一定的间距(表8.4),以减少彼此的相互影响,保证量测精度。

试桩、锚桩和基准桩之间的中心距离

表 8.4

反力装置	试桩与锚桩(或压重平台支墩边)	试桩与基准桩	基准桩与锚桩(或压重平台支墩边)
锚桩横梁反力装置	$\geq 4d$	$\geq 4d$	$\geq 4d$
压重平台反力装置	$\leq 2.0m$	$\leq 2.0m$	$\leq 2.0m$

注: d 为试桩或锚桩的设计直径, 取其较大者; 当为扩底桩时, 试桩与锚桩的中心距不应小于 2 倍扩大端直径。

试验时加载方式通常有慢速维持荷载法、快速维持荷载法、等贯入速率法、等时间间隔加载法以及循环加载法等。工程中最常用的是慢速维持荷载法, 即逐级加载, 每级荷载值约为单桩承载力设计值的 $1/5 \sim 1/8$, 当每级荷载下桩顶沉降量小于 0.1mm/h 时, 则认为已趋稳定, 然后施加下一级荷载直到试桩破坏, 再分级卸载到零。对于工程桩的检验性试验, 也可采用快速维持荷载法, 即一般每隔 1 小时加一级荷载。

(2) 终止加载条件

当出现下列情况之一时即可终止加载:

- ① 某级荷载下, 桩顶沉降量为前一级荷载下沉降量的 5 倍;
- ② 某级荷载下, 桩顶沉降量大于前一级荷载下沉降量的 2 倍, 且经 24h 尚未达到相对稳定;
- ③ 已达到锚桩最大抗拔力或压重平台的最大重量时。

(3) 按试验结果确定单桩承载力

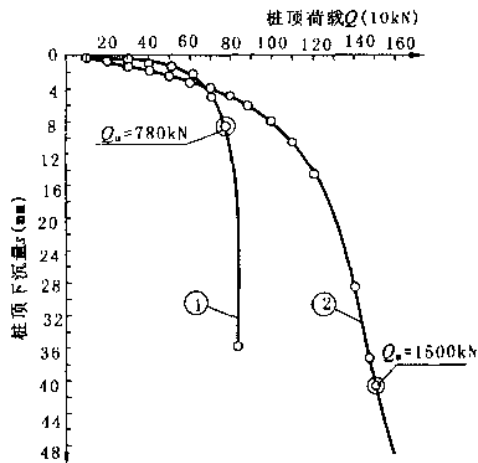
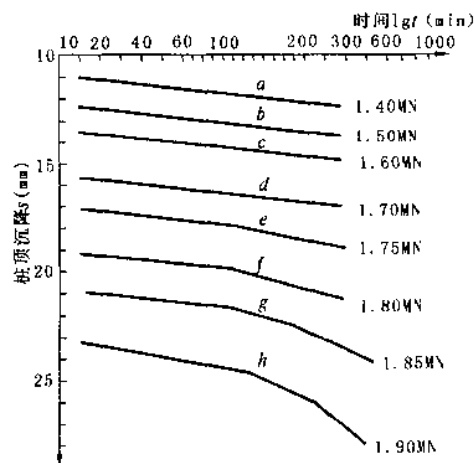
一般认为, 当桩顶发生剧烈或不停滞的沉降时, 桩处于破坏状态, 相应的荷载称为极限荷载 (极限承载力, Q_u)。由桩的静载荷试验结果给出荷载与桩顶沉降关系 $Q-s$ 曲线, 再根据 $Q-s$ 曲线特性, 采用下述方法确定单桩竖向极限承载力 Q_u 。

① 根据沉降随荷载的变化特征确定 Q_u

如图 8.13 中曲线①所示, 对于陡降型 $Q-s$ 曲线, 可取曲线发生明显陡降的起始点对应的荷载为 Q_u 。该方法的缺点是作图比例将影响 $Q-s$ 曲线的斜率和所选择的 Q_u , 因此宜按一定的作图比例, 一般可取整个图形比例横: 竖 = 2: 3。

因 $Q-s$ 曲线拐点确定易渗入绘图者的主观因素, 有些曲线拐点也不甚明了, 因此国外多用切线交汇法, 即取相应于 $Q-s$ 曲线始段和末段两点切线交点所对应的荷载作为极限荷载 Q_u 。

② 根据沉降量确定 Q_u

图 8.13 单桩 $Q-s$ 曲线图 8.14 单桩 $s-lgt$ 曲线

对于缓变型 $Q-s$ 曲线 (图 8.13 中曲线②), 一般可取 $s=40 \sim 60\text{mm}$ 对应的荷载值为 Q_u 。对于大直径桩可取 $s=0.03 \sim 0.06d$ (d 为桩端直径) 所对应的荷载值 (大桩径取低值, 小桩径取高值), 对于细长桩 ($l/d > 80$), 可取 $s=60 \sim 80\text{mm}$ 对应的荷载。

此外 (也可根据沉降随时间的变化特征确定 Q_u), 取 $s-lgt$ 曲线尾部出现明显向下弯曲的前一级荷载值作为 Q_u 。

测出每根试桩的极限承载力值 Q_u 后,可通过统计确定单桩竖向极限承载力的标准值 Q_{uk} 。首先,按式(8.11)计算 n 根桩的极限承载力平均值 \bar{Q}_u 即:

$$\bar{Q}_u = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Q_{ui} \quad (8.11)$$

其次,按式(8.12)计算每根试桩的极限承载力实测值与平均值之比 α_i ,即

$$\alpha_i = Q_{ui} / \bar{Q}_u \quad (8.12)$$

然后再按式(8.13)计算出 α_i 的标准差 σ_n ,即

$$\sigma_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\alpha_i - 1)^2}{n - 1}} \quad (8.13)$$

当 $\sigma_n \leq 0.15$ 时,取 $Q_{uk} = \bar{Q}_u$;当 $\sigma_n > 0.15$ 时,取 $Q_{uk} = \lambda \bar{Q}_u$ 。 λ 为折减系数,可根据变量 α_i 的分布查《桩基规》确定。

8.4.2.2 按土的抗剪强度指标确定

国外广泛采用以土力学原理为基础的单桩极限承载力公式。该类公式在土的抗剪强度指标的取值上考虑理论公式无法概括的某些影响因素,例如:土的类型和排水条件、桩的类型和设置效应等,所以仍是经验性的,其单桩极限承载力 Q_u 一般可以下式表示:

$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu} - (G - \gamma A_p l) \quad (8.14)$$

式中 Q_{su} 、 Q_{pu} ——桩侧总极限摩阻力和桩端总极限阻力;

G 、 γ ——桩的自重和桩长以内土的平均重度;

$(G - \gamma A_p l)$ ——因桩的设置而附加于地基的重力, $\gamma A_p l$ 为与桩同体积的土重,常假设其值等于桩重 G ,故上式可简化为:

$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu} \quad (8.15)$$

对于粘性土中的桩,因桩在设置和受荷初期,桩周土来不及排水固结,一般以短期承载力控制设计,故宜按总应力分析法取不排水强度 c_u 估算 Q_u ,故

$$Q_u = u_p \sum c_{ui} l_i + c_u N_c A_p \quad (8.16)$$

式中 c_u ——桩底以上 $3d$ 至桩底以下 $1d$ 范围内土的不排水抗剪强度平均值;对裂隙粘土宜用含裂隙的大试样测定;对钻孔桩可取三轴不排水抗剪强度的 0.75 倍;

N_c ——地基承载力系数,当桩的长径比 $l/d > 5$ 时, $N_c = 9$;

c_s ——桩土之间的附着力, $c_s = \alpha c_u$ 。

对粘性土 $\alpha = 1$ 或更大,且随 c_u 的增大而迅速降低。对硬粘土中的桩,当 $l/d \leq 20$ 时, α 取 1.25;当上部为软土时取 $\alpha = 0.4$;其它情况 $\alpha = 0.7$ 。对打入桩, $c_s \leq 100 \text{ kPa}$;对钻孔桩, α 的取值尚不成熟,平均约为 0.45;对扩底桩,桩底以上 $2d$ 范围内的 c_s 不予考虑,即取 $\alpha = 0$ 。

8.4.2.3 静力触探法

静力触探是将圆锥形的金属探头,以静力方式按一定的速率均匀压入土中。借助探头的传感器,测出探头侧阻 f_s 及端阻 q_c 。探头由浅入深测出各种土层的这些参数后,即可算出单桩承载力。根据探头构造的不同,又可分为单桥探头和双桥探头两种。

静力触探与桩的静载荷试验虽有很大区别,但与桩打入土中的过程基本相似,所以可把静力触探近似看成是小尺寸打入桩的现场模拟试验,且由于其设备简单,自动化程度高等优点,被认为是一种很有发展前途的确定单桩承载力的方法,国外应用极广。我国自 1975 年以来,已进行了大量研究,积累了丰富的静力触探与单桩竖向静载荷试验的对比资料,提出了不少反映地区经验的计算单桩竖向极限承载力标准值 Q_{uk} 的公式。

双桥探头(圆锥面积 15 cm^2 ,锥角 60° ,摩擦套筒高 218.5 mm ,侧面积 $30 \text{ mm} \times 103 \text{ mm}$)可同时测出 f_s 和 q_c 。《桩基规》在总结各地经验的基础上提出,当按双桥探头静力触探资料确定混凝土预制桩单桩竖向极限承载力标准值 Q_{uk} 时,对于粘性土、粉土和砂土,如无当地经验时可按下式计算:

$$Q_{uk} = \alpha q_c A_p + u_p \sum l_i \beta_i f_{si} \quad (8.17)$$

式中 q_c ——桩端平面上、下探头阻力, kPa, 取桩端平面以上 $4d$ 范围内探头阻力加权平均值, 再与桩端平面以下 $1d$ 范围内的探头阻力进行平均;

α ——桩端阻力修正系数, 对粘性土、粉土取 $2/3$, 饱和砂土取 $1/2$;

f_{si} ——第 i 层土的探头平均侧阻力, kPa;

β_i ——第 i 层土桩侧阻力综合修正系数, 按下式计算:

$$\text{粘性土: } \beta_i = 10.04(f_{si})^{-0.55} \quad (8.18)$$

$$\text{砂性土: } \beta_i = 5.05(f_{si})^{-0.45} \quad (8.19)$$

8.4.2.4 经验公式法

利用经验公式确定单桩竖向极限承载力标准值 Q_{uk} 是一种沿用多年的传统方法, 《桩基规》在《地基规范》的基础上, 积累了丰富的资料, 使其适用于各类基桩, 并以极限状态设计形式表示。

(1) 一般预制桩及灌注桩

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u_p \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p \quad (8.20)$$

式中 Q_{sk} ——单桩总极限侧阻力标准值(kN);

Q_{pk} ——单桩总极限端阻力标准值(kN);

q_{sk} ——桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值(kPa), 无当地经验值时, 可按表 8.6 取值;

q_{pk} ——桩端极限端阻力标准值(kPa), 无当地经验值时, 可按表 8.7 取值;

其它符号同前。

桩的极限侧阻力标准值 q_{sk} (kPa)

表 8.6

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
	$0.75 < I_L \leq 1$	36~50	34~48	28~40	34~48
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	50~66	48~64	40~52	48~62
	$0.25 < I_L \leq 0.5$	66~82	64~78	52~63	62~76
	$0 < I_L \leq 0.25$	82~91	78~88	63~72	76~86
	$I_L \leq 0$	91~101	88~98	72~80	86~96
红粘土	$0.7 < a_w \leq 1$	13~32	12~30	10~25	12~30
	$0.5 < a_w \leq 0.7$	32~74	30~70	25~68	30~70
粉土	$e > 0.9$	22~44	22~40	16~32	20~40
	$0.75 \leq e \leq 0.9$	42~64	40~60	32~50	40~60
	$e < 0.75$	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	74~95	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

注: 1. 对于尚未完成自重固结的填土和以生活垃圾为主的杂填土, 不计算其侧阻力;

2. a_w 为含水比, $a_w = w/w_L$;

3. 对于预制桩, 根据土层埋深 h , 将 q_{sk} 乘以下表修正系数。

土层埋深 $h(m)$	≤ 5	10	20	≥ 30
修正系数	0.8	1.0	1.1	1.2

桩的极限端阻力标准值 $q_{pk}(kPa)$

表 8.7

土的名称	桩型 土的状态	预制桩入土深度(m)				水下钻(冲)孔桩入土深度(m)			
		$h \leq 9$	$9 < h \leq 16$	$16 < h \leq 30$	$h > 30$	5	10	15	$h > 30$
粘性土	$0.75 < I_L \leq 1$	210~840	630~1300	1100~1700	1300~1900	100~150	150~250	250~300	300~450
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	840~1700	1500~2100	1900~2500	2300~3200	200~300	350~450	450~550	550~730
	$0.25 < I_L \leq 0.5$	1500~2300	2300~3000	2700~3600	3600~4400	400~500	700~800	800~900	900~1000
	$0 < I_L \leq 0.25$	2500~3800	3800~5100	5100~5900	5900~6800	750~850	1000~1200	1200~1400	1400~1600
粉土	$0.75 < e \leq 0.9$	840~1700	1300~2100	1900~2700	2500~3400	250~350	300~500	450~650	650~850
	$e \leq 0.75$	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			
粘性土	$0.75 < I_L \leq 1$	400~600	600~750	750~1000	1000~1400	200~400	400~700	700~900	
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	670~1100	1200~1500	1500~1800	1800~2000	420~630	740~950	950~1200	
	$0.25 < I_L \leq 0.5$	1300~2200	2300~2700	2700~3000	3000~3500	850~1100	1500~1700	1700~1900	
	$0 < I_L \leq 0.25$	2500~2900	3500~3900	4000~4500	4200~5000	1600~1800	2200~2400	2600~2800	
粉土	$0.75 < e \leq 0.9$	1200~1600	1600~1800	1800~2100	2100~2600	600~1000	1000~1400	1400~1600	
	$e \leq 0.75$	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							

注:1. 对于砂土和碎石类土,要综合考虑土的密实度、桩端进入持力层的深度比 h_b/d 确定;土愈密实, h_b/d 愈大,取值愈高。

2. 表中沉管灌注桩系指带预制桩尖沉管灌注桩。

(2)大直径桩($d \geq 0.8m$)

大直径桩的桩底持力层一般都呈渐进破坏,其 $Q-s$ 曲线呈缓变型,单桩承载力的取值常以沉降控制,极限端阻随桩径的增大而减少,且以持力层为无粘性土时为甚。由于大直径桩一般为钻、冲、挖孔灌注桩,在无粘性土的成孔过程中将使孔壁因应力解除而松弛,故侧阻的降幅随孔径的增大而增大。《桩基规》推荐其单桩的竖向极限承载力标准值按下式计算:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u_p \sum \psi_{sik} q_{sik} l_{si} + \psi_{pk} q_{pk} A_p \quad (8.21)$$

式中 q_{sik} ——桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值,无当地经验值时,可按表 8.6 取值,对于扩底桩变截面以下不计侧阻力;

q_{pk} ——桩径为 0.8m 的极限端阻力标准值,无当地经验时,对于干作业(清底干净)可按表 8.8 取值;对于其它成桩工艺可按表 8.7 取值;

ψ_s, ψ_p ——大直径桩侧阻、端阻尺寸效应系数,按表 8.9 取值。

此外,对于混凝土护壁的大直径挖孔桩,其设计桩径取护壁外直径。

干作业桩(清底干净, $d=0.8m$) 极限端阻力标准值 q_{pk} (kPa)

表 8.8

名 称		状 态		
粘 性 土		$0.25 < I_L \leq 0.75$	$0 < I_L \leq 0.25$	$I_L \leq 0$
		800~1800	1800~2400	2400~3000
粉 土		$0.75 < e \leq 0.9$	$e \leq 0.75$	
		1000~1500	1500~2000	
砂 土、碎 石 类 土		稍 密	中 密	密 实
	粉 砂	500~700	800~1100	1200~2000
	细 砂	700~1100	1200~1800	2000~2500
	中 砂	1000~2000	2200~3200	3500~5000
	粗 砂	1200~2200	2500~3500	4000~5500
	砾 砂	1400~2400	2600~4000	5000~7000
	圆砾、角砾 卵石、碎石	1600~3000 2000~3000	3200~5000 3300~5000	6000~9000 7000~11000

注:1. q_{pk} 取值宜考虑桩端持力层土的状态及桩进入持力层的深度效应,当进入持力层深度 h_b 为: $h_b \leq d_b$, $d_b < h_b$, $h_b \geq 4d_b$; q_{pk} 可分别取较低值、中值、较高值, d_b 为桩端直径;

2. 砂土密实度可根据标贯击数 N 判定, $N \leq 10$ 为松散, $10 < N \leq 15$ 为稍密, $15 < N \leq 30$ 为中密, $N > 30$ 为密实;

3. 当对沉降要求不平时,可适当提高 q_{pk} 值。

大直径桩侧阻力尺寸效应系数 ψ_s 、端阻尺寸效应系数 ψ_p

表 8.9

土 类 别	粘性土粉土	砂土碎石类土	土 类 别	粘性土粉土	砂土碎石类土
ψ_s	1	$\left(\frac{0.8}{d}\right)^{1/3}$	ψ_p	$\left(\frac{0.8}{d}\right)^{1/4}$	$\left(\frac{0.8}{d}\right)^{1/3}$

(3) 嵌岩桩

随着高层建筑及桥梁工程的高速发展,嵌岩桩的应用日益广泛。近十年来大量试验研究成果和工程应用经验均表明,一般情况下,只要嵌岩桩不是很短,上覆土层的侧阻力就能部分发挥;此外,嵌岩深度内也有侧阻力作用,故传递到桩端的应力随嵌岩深度增大而递减,当嵌岩深度达 $5d$ 时,该应力接近于零。所以桩端嵌岩深度一般不必很大,超过某一界限则无助于提高桩的竖向承载力。因此,嵌岩单桩的极限承载力标准值 Q_{uk} 由桩周土总侧阻力 Q_{sk} 、嵌岩段总侧阻力 Q_{rk} 和总端阻力 Q_{pk} 三部分组成,可按下式计算:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{rk} + Q_{pk} = u_p \sum \zeta_{si} q_{sik} l_i + u_p \zeta_r f_{rc} h_r + \zeta_p f_{pc} A_p \quad (8.22)$$

式中 ζ_{si} ——覆盖层第 i 层土的侧阻力发挥系数,当桩的长径比不大 ($l/d < 30$),桩端置于新鲜或微风化硬质岩中且桩底无沉渣时,对于粘性土、粉土,取 $\zeta_{si} = 0.8$,对于砂类土及碎石类土,取 $\zeta_{si} = 0.7$,对于其它情况,取 $\zeta_{si} = 1.0$;

q_{sik} ——桩周第 i 层土的极限侧阻力标准值,根据成桩工艺按表 8.6 取值;

f_{rc} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值,对于粘土质岩取天然湿度单轴抗压强度标准值;

h_r ——桩身嵌岩(中等风化、微风化、新鲜基岩)深度,超过 $5d$ 时,取 $h_r = 5d$;当岩层表面倾斜时,以坡下方的嵌岩深度为准;

ζ_r, ζ_p ——嵌岩段侧阻力和端阻力修正系数,与嵌岩深径比 h_r/d 有关,按表 8.10 采用。

嵌岩段侧阻和端阻修正系数

表 8.10

嵌岩深径比 h_r/d	0.0	0.5	1	2	3	4	≥ 5
侧阻修正系数 ξ_s	0.000	0.025	0.055	0.070	0.065	0.062	0.050
端阻修正系数 ξ_p	0.5	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0

注：当嵌岩段为中等风化岩时，表中数值乘以 0.9 折减。

此外，《桩基规》指出，确定单桩竖向极限承载力标准值尚需满足下列规定：

- ①一级建筑桩基应采用现场静载荷试验，并结合静力触探、标准贯入等原位测试方法综合确定；
- ②二级建筑桩基应根据静力触探、标准贯入、经验参数等估算，并参照地质条件相同的试桩资料综合确定。无可参照的试桩资料或地质条件复杂时，应由现场静载荷试验确定；
- ③三级建筑桩基，如无原位测试资料，可利用承载力经验参数估算。

8.4.3 动力试桩法

动力试桩法是应用物体振动和应力波的传播理论来确定单桩竖向承载力以及检验桩身完整性的一种方法。它与传统的静载荷试验相比，无论在试验设备、测试效率、工作条件以及试验费用等方面，均具有明显的优越性。其最大的技术经济效益是速度快、成本低，可对工程桩进行大量的普查，及时找出工程桩的隐患，防止重大安全质量事故。

动测技术在国外应用较早，早期的打桩公式就是一种动力试桩法。打桩时，桩在一定能量锤击下入土的难易程度反映出土对桩的支承能力，桩在一次锤击下入土的深度 e 称为贯入度。当其它条件相同时，桩打入硬土中的 e 值要比软土中的小；在同一土层中，则桩入土越深 e 值就越小。也就是说， e 与打桩时土对桩的阻力之间存在着一定的函数关系，反映这种关系的表达式就统称为动力打桩公式。动力打桩公式的基本假定与实际不符，往往带来较大误差，近年来国内外已很少采用。

近二三十年来，随着测试和计算技术的提高，动力试桩技术在我国得到了较大的发展。1972 年，湖南大学周光龙教授率先提出了桩基参数动测法，对开创我国动力试桩方法的研究起了积极的推动作用。1978 年，东南大学唐念慈教授等首先应用波动方程法，在渤海 12 号平台的钢管桩动力测试中获得了成功。随着我国桩基工程的发展，动力试桩法已在全国广泛应用，有效地补充了静力试桩的不足，满足了我国桩基工程发展的需要。然而，由于我国动测技术的研究和应用毕竟为时不长，各种方法尚存在一定的问题，有待进一步研究和完善。

动力试桩法种类繁多。一般可分为高应变动力检测法和低应变动力检测法两大类。

高应变法由 70 年代的锤击法到 80 年代引进的 PDA 和 PID 法，近年来又自行研制成各种试桩分析仪，软件和硬件的功能都有很大的提高。今后宜有步骤地发展这种动力测试仪器，加强动力模型和机理的研究工作，提高软硬件的质量、适用性和可靠性。目前，国际上普遍采用高应变法测定桩的极限承载力，而用低应变法检测桩的质量和完整性。

低应变法在我国应用极为广泛，约有 90% 的检测单位采用低应变法，每年检测的桩数在 4 万根以上。由于低应变法具有软硬件价格便宜，设备轻巧，测试过程简单等优点，目前多用于桩身质量检测。

8.4.4 桩的抗拔承载力

对于高耸结构物桩基（如高压输电塔、电视塔、微波通讯塔等）、承受巨大浮托力作用的基础（如地下室、地下油罐、取水泵房等）、以及承受巨大水平荷载的桩结构（如码头、桥台、挡土墙等），桩侧部分或全部承受上拔力，此时尚需验算桩的抗拔承载力。

桩的抗拔承载力主要取决于桩身材料强度及桩与土之间的抗拔侧阻力和桩身自重。上拔时形成的桩端真空吸引力所占比例不大，且可靠性不高，可不予考虑。目前，有关抗拔承载力的机理研究尚不充分。《桩基规》规定，对于二、三级建筑物，可按式估算单桩抗拔极限承载力标准值 U_k ，即：

$$U_k = \sum \lambda_{q_{sk}} u_{sk} l_i \quad (8.23)$$

式中 λ ——抗拔系数，可按表 8.11 取值；

其它符号意义同式(8.21)。

抗拔系数 λ		表 8.11
土 类	λ	
砂 土	0.50~0.70	
粘性土、粉土	0.70~0.80	

注: $l/d \leq 20$ 时, λ 取小值。

8.5 桩基竖向承载力设计值

在实际工程中,除少量大直径桩基础外,一般都是群桩基础。竖向荷载下的群桩基础,各桩的承载力发挥和沉降性状往往与相同情况下的单桩有显著差别;承台底产生的土反力也将分担部分荷载,因此,在设计时必须综合考虑,确定桩基的竖向承载力设计值。

8.5.1 群桩的工作特点

对于群桩基础,作用于承台上的荷载实际上是由桩和地基土共同承担,由于承台、桩、地基土的相互作用情况不同,使桩端、桩侧阻力和地基土的阻力因桩基类型而异。

8.5.1.1 端承型群桩基础

由于端承型桩基持力层坚硬,桩顶沉降较小,桩侧摩阻力不易发挥,桩顶荷载基本上通过桩身直接传到桩端处土层上。而桩端处承压面积很小,各桩端的压力彼此互不影响(图 8.15),因此可近似认为端承型群桩基础中各基桩的工作性状与单桩基本一致;同时,由于桩的变形很小,桩间土基本不承受荷载,群桩基础的承载力就等于各单桩的承载力之和;群桩的沉降量也与单桩基本相同,即群桩效应系数 $\eta=1$ 。

8.5.1.2 摩擦型群桩基础

摩擦型群桩主要通过每根桩侧的摩擦阻力将上部荷载传递到桩周及桩端土层中。且一般假定桩侧摩阻力在土中引起的附加应力 σ_a 按某一角度,沿桩长向下扩散分布,至桩端平面处,压力分布如图 8.16 中阴影部分所示。当桩数少,桩中心距 s_a 较大时,例如 $s_a > 6d$,桩端平面处各桩传来的压力互不重叠或重叠不多[图 8.16(a)],此时群桩中各桩的工作情况与单桩的一致,故群桩的承载力等于各单桩承载力之和。但当桩数较多,桩距较小时,例如常用桩距 $s_a = (3 \sim 4)d$ 时,桩端处地基中各桩传来的压力将相互重叠[图 8.16(b)]。桩端处压力比单桩时大得多,桩端以下压缩土层的厚度也比单桩要深,此时群桩中各桩的工作状态与单桩的迥然不同,其承载力小于各单桩承载力之总和,沉降量则大于单桩的沉降量,即所谓群桩效应。显然,若限制群桩的沉降量与单桩沉降量相同,则群桩中每一根桩的平均承载力就比单桩时要低。即群桩效应系数 $\eta < 1$ 。

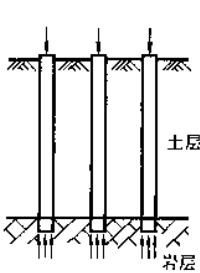


图 8.15 端承型群桩基础

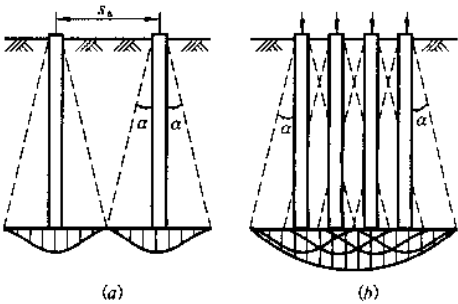


图 8.16 摩擦型群桩桩端平面上的压力分布

但是国内外大量工程实践和试验研究结果表明,采用单一的群桩效应系数不能正确反映群桩基础的工作状况,其低估了群桩基础的承载能力。其原因是:①群桩基础的沉降量只需满足建筑物桩基变形允许值的要求,无需按单桩的沉降量控制;②群桩基础中的一根桩与单桩的工作条件不同,其极限承载力也不一样。由于群桩基础成桩时桩侧土体受挤密的程度高,潜在的侧阻大,桩间土的竖向变形量比单桩时大,故桩与土的相对位移减小,影响侧阻力的发挥。通常,砂土和粉土中的桩基,群桩效应使桩的侧阻力提高;而粘性土中

的桩基,在常见桩距下,群桩效应往往使侧阻力降低。考虑群桩效应后,桩端平面处压应力增加较多,极限桩端阻力相应提高。因此,群桩基础中桩的极限承载力确定极为复杂,其与桩的间距、土质、桩数、桩径、入土深度以及桩的类型和排列方式等因素有关。

目前工程上考虑群桩效应的方法有两种:一种是以概率极限设计为指导,通过实测资料的统计分析对群桩内每根桩的侧阻力和端阻力分别乘以群桩效应系数;另一种是把承台、桩和桩间土视为一假想的实体基础,进行基础下地基承载力和变形验算。

8.5.2 承台下土对荷载的分担作用

桩基在荷载作用下,由桩和承台底地基土共同承担荷载,构成复合桩基(图 8.17)。复合桩基中基桩的承载力含有承台底的土阻力,故称为复合基桩。承台底分担荷载的作用随桩群相对于基土向下位移幅度的加大而增强。为了保证台底与土保持接触而不脱开,并提供足够的土阻力,则桩端必须贯入持力层促使桩群整体下沉。此外,桩身受荷压缩,产生桩-土相对滑移,也使底反力增加。

研究表明,承台底土反力比平板基础底面下的土反力要低(由于桩侧土因桩的竖向位移而发生剪切变形所致),其大小及分布形式,随桩顶荷载水平、桩径、桩长比、台底和桩端土质、承台刚度以及桩群的几何特征等因素而变化。通常,台底分担荷载的比例可从百分之十几直至百分之五十以上。

刚性承台底面土反力呈马鞍形分布(图 8.17)。若以桩群外围包络线为界,将台底面积分为内外两区(图 8.18),则内区反力比外区小而且比较均匀,桩距增大时内外区反力差明显降低。台底分担的荷载总值增加时,反力的塑性重分布不显著而保持反力图式基本不变。利用台底反力分布的上述特征,可以通过加大外区与内区的面积比来提高承台分担荷载的份额。

设计复合桩基时应注意:承台分担荷载是以桩基的整体下沉为前提,故只有在桩基沉降不会危及建筑物的安全和正常使用,且台底不与软土直接接触时,才宜于开发利用承台底土反力的潜力。因此,在下列情况下,通常不能考虑承台的荷载分担效应:①承受经常出现的动力作用,如铁路桥梁桩基;②承台下存在可能产生负摩擦力的土层,如湿陷性黄土、欠固结土、新填土、高灵敏度软土以及可液化土,或由于降水地基土固结而与承台脱开;③在饱和软土中沉入密集桩群,引起超静孔隙水压力和土体隆起,随着时间推移,桩间土逐渐固结下沉面与承台脱离等。

8.5.3 按规范确定桩基竖向承载力设计值

桩基的群桩效应难以通过承台—桩—土相互作用分析的理论方法求解。《桩基规》根据大量基桩侧阻、端阻、承台土阻力测试结果,经统计分析,给出了随基土类别、桩距-桩径比 s_n/d 、承台宽-桩长比 B_c/l 等因素而变化的各项群桩效应系数值。其分别定义为:

$$\text{侧阻群桩效应系数: } \eta_s = \frac{\text{群桩中基桩平均极限侧阻力}}{\text{单桩平均极限侧阻力}}$$

$$\text{端阻群桩效应系数: } \eta_p = \frac{\text{群桩中基桩平均极限端阻力}}{\text{单桩平均极限端阻力}}$$

$$\text{侧阻端阻综合群桩效应系数: } \eta_{sp} = \frac{\text{群桩中各基桩平均极限承载力}}{\text{单桩极限承载力}}$$

$$\text{承台土阻力群桩效应系数: } \eta_c = \frac{\text{群桩承台底平均极限土阻力}}{\text{承台底地基土极限承载力标准值}}$$

从而可求得复合基桩或基桩的竖向承载力设计值 R 为:

$$R = \eta_s Q_{sk} / \gamma_s + \eta_p Q_{pk} / \gamma_p + \eta_c Q_{ck} / \gamma_c \quad (8.24a)$$

当根据静载荷试验确定基桩竖向极限承载力标准值时,桩侧摩阻力和桩端阻力已同时综合考虑,故基桩的竖向承载力设计值为:

$$R = \eta_{sp} Q_{uk} / \gamma_{sp} + \eta_c Q_{ck} / \gamma_c \quad (8.24b)$$

其中

$$Q_{ck} = q_{ck} \cdot A_c / n$$

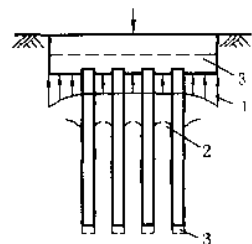


图 8.17 复合桩基

1—台底土反力;2—上层土位移
3—桩端贯入、桩基整体下沉

式中 Q_{ck} ——相应于任一复合桩基的承台底地基土的总极限阻力标准值;

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

A_c ——承台底地基土净面积;

$\gamma_s, \gamma_p, \gamma_{sp}, \gamma_c$ ——分别为桩侧阻、桩端阻、桩侧阻端阻综合抗力及承台底土阻力分项系数,可按表 8.12 采用;

$\eta_s, \eta_p, \eta_{sp}$ ——分别为桩侧阻、桩端阻、桩侧阻端阻综合群桩效应系数,可按表 8.12 取值;

η_c ——台底土阻力群桩效应系数,可按下式计算:

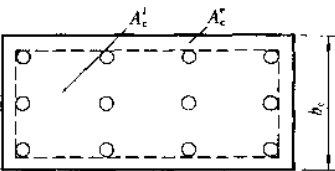


图 8.18 承台底分区图

桩基竖向承载力抗力分项系数

表 8.12

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

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

2. 抗拔桩的侧阻抗力分项系数 γ ,可取表列数值。

$$\eta_c = \eta_c^i \frac{A_c^i}{A_c} + \eta_c^e \frac{A_c^e}{A_c} \quad (8.25)$$

式中 A_c^i, A_c^e ——承台内区(外围桩边包围区)和外区的净面积, $A_c = A_c^i + A_c^e$,见图 8.18;

η_c^i, η_c^e ——承台内、外区土阻力群桩效应系数,可按表 8.13 取值;若承台下存在高压缩性软弱土层时, η_c 均按 $B_c/l \leq 0.2$ 取值。

当承台底面与土脱开(非复合桩基)时,不应考虑承台效应,即取 $\eta_c = 0, \eta_s, \eta_p, \eta_{sp}$ 取表 8.13 中 $B_c/l = 0.2$ 一栏的对应值;对端承桩基和桩数不超过 3 根的非端承桩基,也不考虑群桩效应,可取 $\eta_c = 0, \eta_s = \eta_p = \eta_{sp} = 1.0$ 。

侧阻、端阻及侧阻端阻综合群桩效应系数

表 8.13

效应系数	土名称	粘 性 土				粉土、砂类土			
	s_d/d B_c/l	3	4	5	6	3	4	5	6
η_s	≤ 0.20	0.80	0.90	0.96	1.00	1.20	1.10	1.05	1.00
	0.40	0.80	0.90	0.96	1.00	1.20	1.10	1.05	1.00
	0.60	0.79	0.90	0.96	1.00	1.09	1.10	1.05	1.00
	0.80	0.73	0.85	0.94	1.00	0.93	0.97	1.03	1.00
	≥ 1.00	0.67	0.78	0.86	0.93	0.78	0.82	0.89	0.95
η_p	≤ 0.20	1.64	1.35	1.18	1.06	1.26	1.18	1.11	1.06
	0.40	1.68	1.40	1.23	1.11	1.32	1.25	1.20	1.15
	0.60	1.72	1.44	1.27	1.16	1.37	1.31	1.26	1.22
	0.80	1.75	1.48	1.31	1.20	1.41	1.36	1.32	1.28
	≥ 1.00	1.79	1.52	1.35	1.24	1.44	1.40	1.36	1.33

续表

效应系数	土名称	粘性土				粉土、砂类土			
	s_n/d B_c/l	3	4	5	6	3	4	5	6
η_{sp}	≤ 0.20	0.93	0.97	0.99	1.01	1.21	1.11	1.06	1.01
	0.40	0.93	0.97	1.00	1.02	1.22	1.12	1.07	1.02
	0.60	0.93	0.98	1.01	1.02	1.13	1.13	1.08	1.03
	0.80	0.89	0.95	0.99	1.03	1.01	1.03	1.07	1.04
	≥ 1.00	0.84	0.89	0.94	0.97	0.88	0.91	0.96	1.00

注:1. 当 $s_n/d > 6$ 时, 取 $\eta_s = \eta_p = \eta_{sp} = 1$; 双向桩距 s_n 不等时, 取均值;

2. 当桩侧为成层土时, η_s 可取主要土层或分别按各土层类别取值;

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

承台内、外区土阻力群桩效应系数

表 8.14

s_n/d B_c/l	η_c				η_p			
	3	4	5	6	3	4	5	6
≤ 0.2	0.11	0.14	0.18	0.21	0.63	0.75	0.88	1.00
4	0.15	0.20	0.25	0.30				
0.6	0.19	0.25	0.31	0.37				
0.8	0.21	0.29	0.36	0.43				
≥ 1.0	0.24	0.32	0.40	0.48				

【例题 8.1】 某预制桩桩径为 400mm, 桩长 10m, 穿越厚度 $l_1 = 3\text{m}$, 液性指数 $I_L = 0.75$ 的粘土层; 进入密实的中砂层, 长度 $l_2 = 7\text{m}$ 。桩基同一承台中采用 3 根桩, 桩顶离地面 1.5m。试确定该预制桩的竖向极限承载力标准值和基桩竖向承载力设计值。

【解】 由表 8.6 查得桩的极限侧阻力标准值 q_{sik} 为:

粘土层: $I_L = 0.75$, $q_{sik} = 50\text{kPa}$;

中砂层: 密实, 可取 $q_{sik} = 80\text{kPa}$;

桩的入土深度 $h = 1.5 + 3 + 7 = 11.5\text{m}$, 查得预制桩修正系数为 1.0。

再由表 8.7 查得桩的极限端阻力标准值 q_{pk} 为:

密实中砂, $h = 11.5\text{m}$, 查得 $q_{pk} = 5100 \sim 6300\text{kPa}$, 可取 $q_{pk} = 6000\text{kPa}$ 。

故单桩竖向极限承载力标准值为:

$$\begin{aligned}
 Q_{uk} &= Q_{sk} + Q_{pk} = u_p \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p \\
 &= \pi \times 0.4 \times (50 \times 5 + 80 \times 7) + 6000 \times \pi \times 0.4^2 / 4 \\
 &= 892.21 + 753.98 = 1646.19\text{kN}
 \end{aligned}$$

因该桩基属桩数不超过 3 根的非端承桩基, 可取 $\eta_c = 0$, $\eta_s = \eta_p = \eta_{sp} = 1.0$, $\gamma_s = \gamma_p = 1.65$ 。由式 (8.24) 求得基桩竖向承载力设计值为:

$$R = Q_{sk} / \gamma_s + Q_{pk} / \gamma_p = 892.21 / 1.65 + 753.98 / 1.65 = 998\text{kN}$$

8.6 桩基承载力和沉降验算

根据桩基承载能力和正常使用极限状态, 桩基设计时应进行以下计算和验算。

8.6.1 桩顶作用效应

桩顶作用效应分为荷载效应和地震作用效应, 相应的作用效应基本组合分为荷载效应基本组合和地震

效应组合。

8.6.1.1 桩基桩顶荷载效应计算

对于一般建筑物和受水平力较小的高大建筑物,当桩基中桩径相同时,通常可假定:①承台是刚性的;②各桩刚度相同;③ x 、 y 是桩基平面的惯性主轴。按下列公式计算桩基的桩顶作用效应(图 8.19):

$$\text{轴心竖向力作用下} \quad N_i = \frac{F+G}{n} \quad (8.26)$$

$$\text{偏心竖向力作用下} \quad N_i = \frac{F+G}{n} + \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \quad (8.27)$$

$$\text{水平力} \quad H_i = H/n \quad (8.28)$$

式中 F 、 H ——作用于承台顶面的竖向力和水平力设计值;

G ——承台及其上土的自重设计值,当其效应对结构不利时(自重荷载分项系数取 1.2;有利时取 1.0);地下水位以下部分应扣除水的浮力;

M_x 、 M_y ——作用于承台底面通过桩群形心的 x 、 y 轴的力矩设计值;

i ——桩基编号, $i=1, 2, \dots, n$; n 为桩基中的桩基总数;

N_i 、 H_i ——第 i 根基桩的桩顶竖向力和水平力设计值;

x_i 、 y_i ——第 i 根基桩分别至 x 、 y 轴的距离。

当桩基承受较大水平力,或为高承台桩基时,桩顶作用效应的计算应考虑承台与桩基协同工作和土的弹性抗力。对烟囱、水塔、电视塔等高耸结构物桩基则常采用圆形或环形刚性承台,当桩基宜布置在直径不等的同心圆圆周上,且同一圆周上的桩距相等时,仍可按式(8.27)计算。

8.6.1.2 地震作用效应

对于主要承受竖向荷载的抗震设防区低承台桩基,当同时满足下列条件时,计算桩顶作用效应时可不考虑地震作用:

- (1)按《建筑抗震设计规范》规定可不进行天然地基和基础抗震承载力计算的建筑物;
- (2)不位于斜坡地带和地震可能导致滑移、地裂地段的建筑物;
- (3)桩端及桩身周围无可液化土层;
- (4)承台周围无可液化土、淤泥、淤泥质土。

对位于 8 度和 8 度以上抗震设防区的高大建筑物低承台桩基,在计算各桩基的作用效应和桩身内力时,可考虑承台(包括地下墙体)与桩基的共同工作和土的弹性抗力作用。

8.6.2 桩基竖向承载力验算

8.6.2.1 荷载效应基本组合

承受轴心荷载的桩基,其承载力设计值 R 应符合下式要求:

$$\gamma_0 N \leq R \quad (8.29)$$

承受偏心荷载的桩基,除应满足式(8.29)要求外,尚应满足下式的要求:

$$\gamma_0 N_{\max} \leq 1.2R \quad (8.30)$$

式中 N 、 N_{\max} ——桩顶竖向压力、最大竖向压力设计值;

γ_0 ——建筑桩基重要性系数,根据建筑桩基的安全等级确定,对于一、二、三级分别取 $\gamma_0=1.1, 1.0, 0.9$;对于柱下单桩按提高一级考虑,若一级建筑桩基取 $\gamma_0=1.2$ 。

8.6.2.2 地震作用效应组合

地震震害调查表明,不论桩周土类别如何,桩基竖向承载力均可提高 25%,故:

轴心荷载作用下

$$N \leq 1.25R \quad (8.31)$$

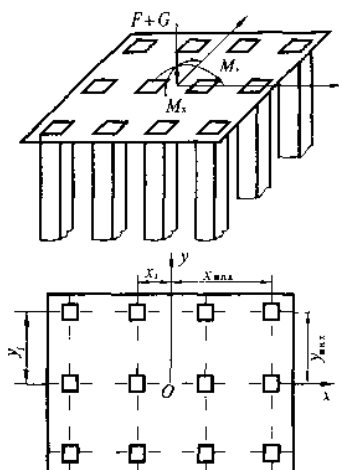


图 8.19 桩顶荷载的计算简图

偏心荷载作用下,除应满足式(8.31)的要求外,尚应满足:

$$N_{\max} \leq 1.5R \quad (8.32)$$

8.6.3 桩基软弱下卧层承载力验算

当桩端平面以下受力层范围内存在软弱下卧层时,应进行下卧层的承载力验算。根据该下卧层发生强度破坏的可能性,可分为整体冲剪破坏和基桩冲剪破坏两种情况如图 8.20 所示。验算时要求:

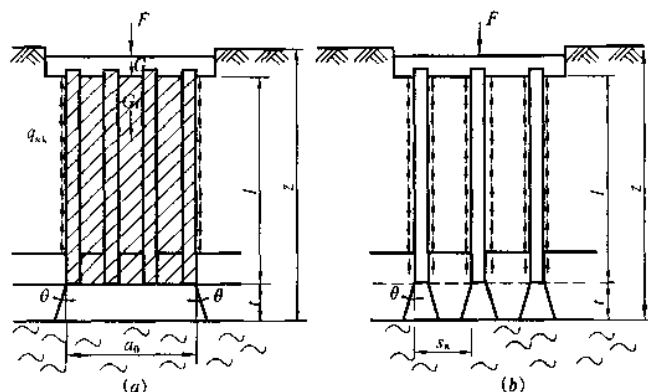


图 8.20 软弱下卧层承载力验算

(a) 整体冲剪破坏; (b) 基桩冲剪破坏

$$\sigma_z + \gamma_z z \leq q_{uk}^w / \gamma_q \quad (8.33)$$

式中 σ_z ——作用于软弱下卧层顶面的附加应力,可分别按式(8.34)和式(8.35)计算;

γ_z ——软弱层顶面以上各土层重度加权平均设计值;

z ——地面至软弱层顶面的深度;

q_{uk}^w ——软弱下卧层经深度修正的地基极限承载力标准值;

γ_q ——地基承载力分项系数,可取 $\gamma_q = 1.65$ 。

①对桩距 $s_n \leq 6d$ 的群桩基础,一般可作整体冲剪破坏考虑,按式(8.34)计算下卧层顶面 σ_z :

$$\sigma_z = \frac{F + G - 2(a_0 + b_0) \sum q_{sk} l_i}{(a_0 + 2t \tan \theta)(b_0 + 2t \tan \theta)} \quad (8.34)$$

式中 a_0, b_0 ——桩群外围桩边包络线内矩形面积的长、短边长;

θ ——桩端硬持力层压力扩散角,按表 7.20 取值。

其余符号同前。

②对桩距 $s_n > 6d$ 、且硬持力层厚度 $t < (s_n - d_e) \cos \theta / 2$ 的群桩基础[图 8.20(b)],以及单桩基础,应作基桩冲剪破坏考虑,可求得下卧层顶面 σ_z 的表达式为:

$$\sigma_z = \frac{4(N - u \sum q_{sk} l_i)}{\pi(d_e + 2t \tan \theta)^2} \quad (8.35)$$

式中 d_e ——桩端等代直径,圆形桩 $d_e = d$; 方形桩 $d_e = 1.13b$ (b 为桩边长);按表 7.20 确定 θ 时,取 $b = d_e$ 。

8.6.4 桩基沉降验算

当建筑物对桩基的沉降有特殊要求,或桩端存在有软弱下卧层,或为摩擦型群桩基础时,尚应考虑桩基的沉降验算。

目前在工程中计算桩基沉降量,仍假定桩群为一假想的实体深基础,按与浅基础相同的计算方法和步骤计算桩尖平面以下由附加应力引起的压缩层范围内地基的变形量,但计算过程中各土层的压缩模量,按实际的自重应力和附加应力由实验曲线确定;同时,基底边长取承台底面边长(a_c, b_c);最后引入桩基等效沉降系数 ψ_c 对沉降计算结果加以修正,因此式(4.16)改为:

$$s = \psi \cdot \psi_c \cdot s' \quad (8.36)$$

式中 s ——桩基最终沉降量;

s' ——按分层总和法计算的桩基沉降量,但桩基沉降计算深度 z_n 应按应力比法确定;

ψ ——桩基沉降计算经验系数,非软土地区及桩端有良好持力层的软土地区, $\psi=1$; 桩端无良好持力层的软土地区,若桩长 $l \leq 25\text{m}$, $\psi=1.7$; $l > 25\text{m}$, $\psi=(5.9l-20)/(7l-100)$;

ϕ_e ——桩基等效沉降系数,可按《桩基规范》有关规定计算。

桩基的容许变形值如无当地经验时,可按表 7.21 规定采用,对于表中未包括的建筑物桩基容许变形值,可根据上部结构对桩基变形的适应能力和使用上的要求确定。一般验算因地质条件不均匀、荷载差异很大、体型复杂等因素引起的地基变形时,对砌体承重结构应由局部倾斜控制;对框架结构和单层排架结构由相邻柱基的沉降差控制;而对于多层或高层建筑和高耸结构应由倾斜值控制。

8.6.5 桩基负摩阻力验算

群桩中任一基桩的下拉荷载标准值 Q_g^s ,可取单桩下拉荷载 Q_n 乘以负摩阻力桩群桩效应系数 η_n ,即:

$$Q_g^s = \eta_n Q_n \quad (8.37)$$

其中

$$\eta_n = s_{ax} \cdot s_{ay} / \left[\pi d \left(\frac{q_n}{\gamma_n'} \right) + \frac{d}{4} \right] \quad (8.38)$$

式中 s_{ax}, s_{ay} ——分别为纵横向桩的中心距;

q_n ——中性点以上桩的平均负摩阻力标准值;

γ_n' ——中性点以上桩周土平均有效重度。

对于单桩基础,可取 $\eta_n=1$;当按式(8.38)计算的群桩基础 $\eta_n > 1$ 时,取 $\eta_n=1$ 。

当考虑桩侧负摩阻力,验算基桩竖向承载力设计值 R 时,对于摩擦型基桩取桩身计算中性点以上侧阻力为零,按下式验算基桩承载力:

$$\gamma_0 N \leq R \quad (8.39)$$

式中 γ_0 和 N 的意义与式(8.29)相同。

对于端承型基桩除应满足式(8.39)要求外,尚应计入下拉荷载 Q_g^s ,按下式验算基桩承载力:

$$(\gamma_0 N + 1.27 Q_g^s) \leq 1.6 R \quad (8.40)$$

当土层不均匀和建筑物对不均匀沉降较敏感时,尚应将负摩阻力引起的下拉荷载计入附加荷载验算桩基沉降。

8.7 桩的水平承载力与位移

建筑工程中的桩基础大多以承受竖向荷载为主,但在风荷载、地震荷载、机械制动荷载或土压力、水压力等作用下,也将承受一定的水平荷载。尤其是桥梁工程中的桩基,除了满足桩基的竖向承载力要求之外,还必须对桩基的水平承载力进行验算。

在水平荷载和弯矩作用下,桩身挠曲变形,并挤压桩侧土体,土体则对桩侧产生水平抗力,其大小和分布与桩的变形、土质条件以及桩的入土深度等因素有关。在出现破坏以前,桩身的水平位移与土的变形是协调的,相应地桩身产生内力。随着位移和内力的增大,对于低配筋率的灌注桩而言,通常桩身首先出现裂缝,然后断裂破坏;对于抗弯性能好的混凝土预制桩,桩身虽未断裂,但桩侧土体明显开裂和隆起,桩的水平位移将超出建筑物容许变形值,使桩处于破坏状态。

影响桩水平承载力的因素很多,如桩的断面尺寸、刚度、材料强度、入土深度、间距、桩顶嵌固程度以及土质条件和上部结构的水平位移容许值等。且实践证明,桩的水平承载力远比竖向承载力要低。

确定单桩水平承载力的方法,以水平静载荷试验最能反映实际情况,所得到的承载力和地基土水平抗力系数最符合实际情况,若预先埋设量测元件,还能反映出加荷过程中桩身截面的内力和位移。此外,也可采用理论计算,根据桩顶水平位移容许值,或材料强度、抗裂度验算等确定,还可参照当地经验加以确定。

8.7.1 单桩水平静载荷试验

对于受横向荷载较大的一级建筑物桩基,单桩的横向承载力设计值应通过单桩水平静载荷试验确定。

8.7.1.1 试验装置

一般采用千斤顶施加水平力,力的作用线应通过工程桩基承台标高处,千斤顶与试桩接触处宜设置一球形铰座,以保证作用力能水平通过桩身轴线。桩的水平位移宜用大量程百分表量测,若需测定地面以上桩身转角时,在水平力作用线以上500mm左右还应安装一或两只百分表(图8.21)。固定百分表的基准桩与试桩的净距不少于一倍试桩直径。

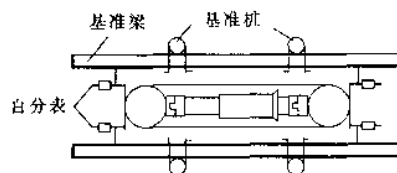
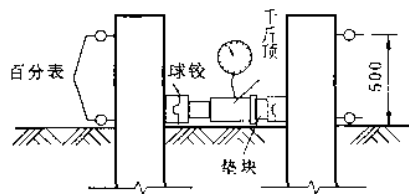


图 8.21 单桩水平静载试验装置

一般采用单向多循环加卸载法,每级荷载增量约为预估水平极限承载力的1/10~1/15,根据桩径大小并适当考虑土层软硬,对于直径300~1000mm的桩,每级荷载增量可取2.5~20kN。每级荷载施加后,恒载4min测读水平位移,然后卸载至零,停2min测读残余水平位移,或者加载、卸载各10min,如此循环5次,再施加下一级荷载。对于个别承受长期水平荷载的桩基也可采用慢速连续加载法进行,其稳定标准可参照竖向静载试验确定。

8.7.1.3 终止加载条件

当桩身折断或桩顶水平位移超过30~40mm(软土取40mm),或桩侧地表出现明显裂缝或隆起时,即可终止试验。

8.7.1.4 水平承载力的确定

根据试验结果,一般应绘制桩顶水平荷载-时间-桩顶水平位移(H_0-t-x_0)曲线(图8.22),或绘制水平荷载-位移梯度($H_0-\Delta x_0/\Delta H_0$)曲线(图8.23),或水平荷载-位移(H_0-x_0)曲线,当具有桩身应力量测资料时,尚应绘制应力沿桩身分布图及水平荷载与最大弯矩截面钢筋应力($H_0-\sigma_s$)曲线。

试验资料表明,上述曲线中通常有两个特征点,所对应的桩顶水平荷载称为临界荷载 H_{cr} 和极限荷载 H_u 。 H_{cr} 是相当于桩身开裂、受拉区混凝土不参加工作时的桩顶水平力,一般可取:① H_0-t-x_0 曲线出现突变点(相同荷载增量的条件下出现比前一级明显增大的位移增量)的前一级荷载;② $H_0-\Delta x_0/\Delta H_0$ 曲线的第一直线段的终点或 $\lg H_0-\lg x_0$ 曲线拐点所对应的荷载;③ $H_0-\sigma_s$ 曲线第一一突变点对应的荷载。 H_u 是相当于桩身应力达到强度极限时的桩顶水平力,一般可取:① H_0-t-x_0 曲线明显陡降的前一级荷载或水平位移包络线向下凹曲(图8.22)时的前一级荷载;② $H_0-\Delta x_0/\Delta H_0$ 曲线第二直线段终点所对应的荷载;③桩身折断或钢筋应力达到极限的前一级荷载。

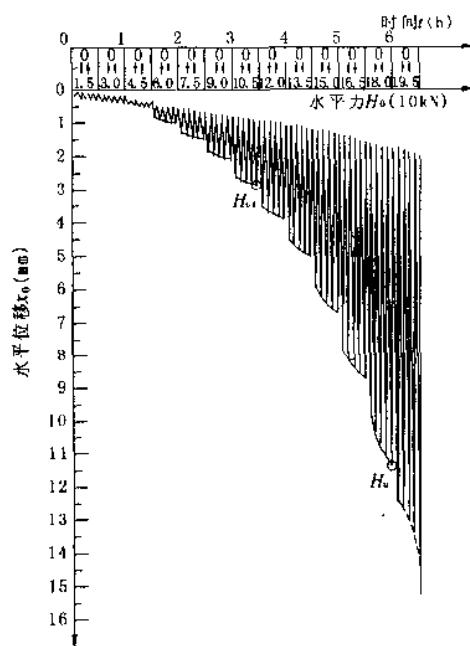


图 8.22 水平静载试验 H_0-t-x_0 曲线

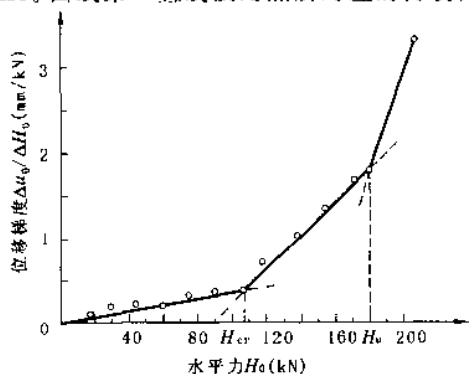


图 8.23 单桩 $H_0-\Delta x_0/\Delta H_0$ 曲线

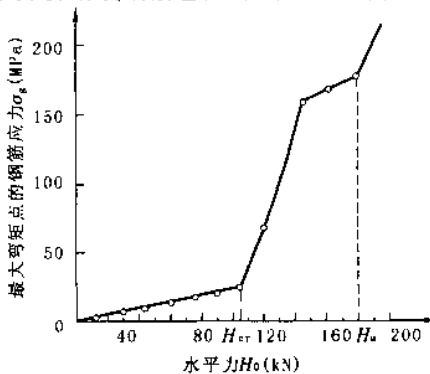


图 8.24 单桩 $H_0-\sigma_s$ 曲线

混凝土预制桩、钢桩、桩身配筋率大于 0.65% 的灌注桩,可取 $x_0=10\text{mm}$ (对水平位移敏感的建筑物取 $x_0=6\text{mm}$) 所对应的荷载作为单桩水平承载力设计值;对桩身配筋率小于 0.65% 的灌注桩,可取临界荷载 H_{cr} ,或以极限荷载 H_u 除以安全系数 2 作为设计值。此外,当验算地震作用的水平承载力时,上述承载力设计值应提高 25%。

8.7.2 水平受荷桩的理论分析

国内外关于水平荷载下桩的理论分析方法有几十种,我国多采用线弹性地基反力法。该法将土体视为弹性体,用梁的弯曲理论来求解桩的水平抗力 σ_x ,并假设 σ_x 与桩的水平位移 x 成正比,且不计桩土之间的摩阻力以及邻桩对水平抗力的影响,即:

$$\sigma_x = k_h x \quad (8.41)$$

式中 $k_h = kx^n$, 为地基水平抗力系数。根据对 n 的假定不同,又可分为多种方法,采用较多的是图 8.25 中所示的几种方法,其分别是:

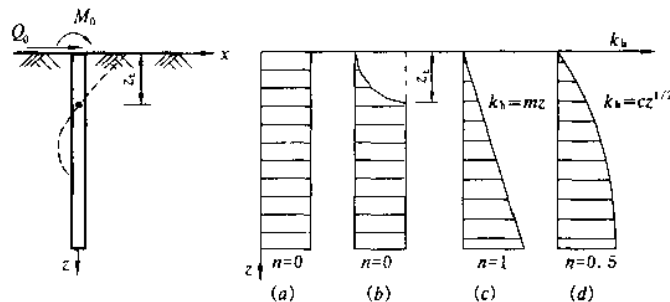


图 8.25 地基水平抗力系数的分布图式

(a)常数法;(b)“k”法;(c)“m”法;(d)“c”法

①常数法 假定地基水平抗力系数沿深度均匀分布,即 $n=0$ 。该法为我国学者张有龄先生于 1937 年提出,在日本和美国应用较多。

②“k”法 假定地基水平抗力系数在第一弹性零点 t 以上按抛物线变化,以下保持为常数。该法由前苏联学者盖尔斯基于 1934 年提出,曾在我国广泛采用。

③“m”法 假定地基水平抗力系数随深度呈线性增加,即 $n=1$,该法始见于 1939 年,И. В. Урбан 用于计算板桩墙,1962 年 К. С. Захриев 等人用于管柱计算,目前在我国应用最广。

④“c”法 假定地基水平抗力系数随深度呈抛物线增加,即 $n=0.5$ 。1964 年由日本久保浩一提出。在我国多用于公路部门。

实测资料表明,桩的水平位移较大时, m 法计算结果较接近实际;当桩的水平位移较小时, c 法比较接近实际。我国陕西省交通科研所在分析了若干桩基的实测结果后,认为地基系数随深度按 0.1~0.6 次方增大。由于目前我国各规范均推荐使用 m 法,故下面仅简单介绍 m 法。

8.7.2.1 计算参数

单桩在水平荷载作用下所引起的桩周土的抗力不仅分布于荷载作用平面内,而且受桩截面形状的影响。计算时简化为平面受力,故取桩的截面计算宽度 b_1 为:

$$b_1 = \begin{cases} k_t(d+1) & d > 1\text{m} \\ k_t(1.5d+0.5) & d \leq 1\text{m} \end{cases} \quad (8.42)$$

式中 k_t ——桩的形状系数,方形截面桩 $k_t=1.0$,圆形截面桩 $k_t=0.9$;

d ——桩的直径,方形截面时为桩的边长 b 。

计算桩身抗弯刚度 EI 时,对于钢筋混凝土桩,可取 $EI=0.85E_cI_0$,其中 E_c 为混凝土的弹性模量; I_0 为桩身换算截面惯性矩。

按 m 法计算时,地基水平抗力系数的比例系数 m ,如无试验资料时,可参考表 8.15 取值。

地基土横向抗力系数的比例系数 m 值

表 8.15

序号	地基土类别	预制桩、钢桩		灌注桩	
		m (MN/m ⁴)	相应单桩在地面 处水平位移(mm)	m (MN/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	2.5~5	6~12
2	流塑($I_L > 1$)、软塑($0.75 < I_L \leq 1$)状粘土、 $e > 0.9$ 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($0.25 < I_L \leq 0.75$)状粘土、 $e = 0.7 \sim 0.9$ 粉土、湿陷性黄土、中密填土、稍密细砂	6.0~10	10	14~35	3~6
4	硬塑($0 < I_L \leq 0.25$)、坚硬($I_L \leq 0$)状粘土、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当桩顶横向位移大于表列数值或当灌注桩配筋率较高($\geq 0.65\%$)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当地基为可液化土层时,表列式中应乘以相应的土层液化折减系数。

8.7.2.2 单桩挠曲微分方程及解答

单桩桩顶荷载可分别按下列各式确定(式中 n 为同一承台中的桩数):

$$N_0 = \frac{F+G}{n}; H_0 = H_1 = \frac{H}{n}; M_0 = \frac{M}{n} \quad (8.43)$$

单桩在 H_0 、 M_0 及地基水平抗力 σ_x 作用下产生挠曲变形(图 8.26),根据材料力学中梁的挠曲微分方程可得:

$$\frac{d^4 x}{dz^4} + \alpha^4 x = 0 \quad (8.44)$$

式中 α ——桩的水平变形系数,其单位为 $1/m$, $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_1}{EI}}$ 。

采用幂级数对式(8.44)求解可得沿桩身深度 z 处的内力及位移为:

$$\begin{aligned} \text{位移} \quad x_z &= \frac{H_0}{\alpha^3 EI} A_x + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} B_x \\ \text{转角} \quad \varphi_z &= \frac{H_0}{\alpha^2 EI} A_\varphi + \frac{M_0}{\alpha EI} B_\varphi \\ \text{弯矩} \quad x_z &= \frac{H_0}{\alpha} A_M + M_0 B_M \\ \text{剪力} \quad V_z &= H_0 A_Q + \alpha M_0 B_Q \end{aligned} \quad (8.45)$$

式中系数 $A_x, B_x, A_\varphi, B_\varphi, A_M, B_M, A_Q, B_Q$ 均可查表 8.16 得到。按上式可画出单桩的水平抗力、内力、变位随深度的变化曲线如图 8.26 所示,由此即可进行桩的设计与验算。

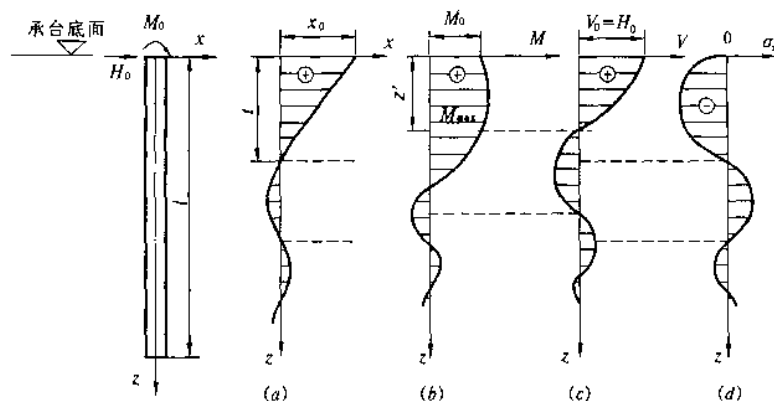


图 8.26 单桩内力与变位曲线

(a) 挠曲 x 分布; (b) 弯矩 M 分布; (c) 剪力 V 分布; (d) 水平抗力 σ_x 分布

长桩的内力和变形计算系数

表 8.16

az	A_z	B_z	A_p	B_p	A_M	B_M	A_Q	B_Q
0.0	2.4407	1.6210	-1.6210	-1.7506	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000
0.1	2.2787	1.4509	-1.6160	-1.6507	0.0996	0.9997	0.9883	-0.0075
0.2	2.1178	1.2909	-1.6012	-1.5507	0.1970	0.9981	0.9555	-0.0280
0.3	1.9588	1.1408	-1.5768	-1.4511	0.2901	0.9938	0.9047	-0.0582
0.4	1.8027	1.0006	-1.5425	-1.3520	0.3774	0.9862	0.8390	-0.0955
0.5	1.6504	0.8704	-1.5015	-1.2539	0.4575	0.9746	0.7615	-0.1375
0.6	1.5027	0.7498	-1.4601	-1.1573	0.5294	0.9586	0.6749	-0.1819
0.7	1.3602	0.6389	-1.3959	-1.0624	0.5923	0.9382	0.5820	-0.2269
0.8	1.2237	0.5373	-1.3340	-0.9698	0.6456	0.9132	0.4852	-0.2709
0.9	1.0936	0.4448	-1.2671	-0.8799	0.6893	0.8841	0.3869	-0.3125
1.0	0.9704	0.3612	-1.1965	-0.7931	0.7231	0.8509	0.2890	-0.3506
1.2	0.7459	0.2191	-1.0473	-0.6304	0.7618	0.7742	0.1015	-0.4134
1.4	0.5518	0.1079	-0.8941	-0.4841	0.7650	0.6869	-0.0659	-0.4549
1.6	0.3881	0.0242	-0.7434	-0.3560	0.7373	0.5937	-0.2056	-0.4738
1.8	0.2593	-0.0357	-0.6008	-0.2467	0.6849	0.4989	-0.3135	-0.4710
2.0	0.1470	-0.0757	-0.4706	-0.1562	0.6141	0.4066	-0.3884	-0.4491
3.0	-0.0874	-0.0947	-0.0699	-0.0630	0.1931	0.0760	-0.3607	-0.1905
4.0	-0.1079	-0.0149	-0.0034	-0.0851	0.0001	0.0001	0.0000	-0.0005

8.7.2.3 桩身最大弯矩及其位置

要设计桩截面配筋,最关键的是求出桩身最大弯矩值 M_{\max} 及其相应的截面位置 z_0 ,根据最大弯矩截面剪应力为零的条件,可导得其计算过程如下:

①由 $C_D = \alpha M_0 / H_0$ 查表 8.17 得相应的换算深度 $\bar{z} (= \alpha z)$, 则

$$z_0 = \frac{\bar{z}}{\alpha} \quad (8.46)$$

确定桩身最大弯矩截面系数 C_D 及最大弯矩系数 C_M

表 8.17

$\bar{z} = \alpha z$	C_D	C_M	$\bar{z} = \alpha z$	C_D	C_M	$\bar{z} = \alpha z$	C_D	C_M
0.0	∞	1.000	1.0	0.824	1.728	2.0	-0.865	-0.304
0.1	131.252	1.001	1.1	0.503	2.299	2.2	-1.048	-0.187
0.2	34.186	1.004	1.2	0.246	3.876	2.4	-1.230	-0.118
0.3	15.544	1.012	1.3	0.034	23.438	2.6	-1.420	-0.074
0.4	8.781	1.029	1.4	-0.145	-4.596	2.8	-1.635	-0.045
0.5	5.539	1.057	1.5	-0.299	-1.876	3.0	-1.893	-0.026
0.6	3.710	1.101	1.6	-0.434	-1.128	3.5	-2.994	-0.003
0.7	2.566	1.169	1.7	-0.555	-0.740	4.0	-0.045	-0.011
0.8	1.791	1.274	1.8	-0.665	-0.530			
0.9	1.238	1.441	1.9	-0.768	-0.396			

注:此表仅适用于 $\alpha h \geq 4.0$ 的情况;当 $\alpha h < 4.0$ 时,可查相应规范表格。

②由 \bar{z} 查表 8.17 可得桩身最大弯矩系数 C_M , 即

$$M_{\max} = C_M M_0 \quad (8.47)$$

一般当桩的入土深度达 $4.0/\alpha$ 时,桩身内力及位移已几乎为零。在此深度以下,桩身只需按构造配筋或不配钢筋。

8.7.3 单桩水平承载力设计值

对于受水平荷载较大的一级建筑桩基,单桩的水平承载力设计值应通过单桩静力水平荷载试验确定。

当缺少单桩水平静载试验资料时,可按下式估算桩身配筋率小于 0.65% 的灌注桩的单桩水平承载力设计值 R_h :

$$R_h = \frac{\alpha \gamma_m f_t W_0}{\nu_m} (1.25 + 22\rho_k) \left(1 \pm \frac{\xi_N N}{\gamma_m f_t A_n} \right) \quad (8.48)$$

式中 土号根据桩顶竖向力性质确定,压力取“+”,拉力取“-”;
 γ_m ——桩截面抵抗矩塑性系数,圆形截面 $\gamma_m=2$,矩形截面 $\gamma_m=1.75$;
 f_t ——桩身混凝土抗拉强度设计值;
 W_0 ——桩身换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩,圆形截面为:

$$W_0 = \frac{\pi d^3}{32} [d^2 + 2(\alpha_E - 1)\rho_g d_0^2]$$

其中 d_0 为扣除保护层的桩直径; α_E 为钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值;
 ν_m ——桩身最大弯矩系数,按表 8.18 取值,对于单桩基础和单排桩基纵向轴线与水平力方向相垂直的情况,按桩顶铰接考虑;
 ρ_g ——桩身配筋率;
 A_n ——桩身换算截面面积,对圆形截面为: $A_n = \frac{\pi d^2}{4} [1 + (\alpha_E - 1)\rho_g]$;
 ζ_N ——桩顶竖向力影响系数,竖向压力取 $\zeta_N=0.5$;竖向拉力取 $\zeta_N=1.0$ 。
 按式(8.49)估算预制桩、钢桩、桩身配筋率大于 0.65% 的灌注桩单桩水平承载力设计值;

$$R_h = \frac{\alpha^3 EI}{\nu_x} x_{os} \tag{8.49}$$

式中 x_{os} ——桩顶容许水平位移;
 ν_x ——桩顶水平位移系数,按表 8.18 取值,取值方法同 ν_m 。

桩顶(身)最大弯矩和水平位移系数 表 8.18

桩顶约束情况	桩的换算埋深(ah)	ν_m	ν_x
铰接、自由	4.0	0.768	2.441
	3.5	0.750	2.502
	3.0	0.703	2.727
	2.8	0.675	2.905
	2.6	0.639	3.163
	2.4	0.601	3.526
固 接	4.0	0.926	0.940
	3.5	0.934	0.970
	3.0	0.967	1.028
	2.8	0.990	1.055
	2.6	1.018	1.079
	2.4	1.045	1.095

注:1. 铰接(自由)的 ν_m 系桩身的最大弯矩系数,固接 ν_m 系桩顶的最大弯矩系数;
 2. 当 $ah>4$ 时取 $ah=4.0$, h 为桩的入土深度。

8.8 桩基础设计

桩基础的设计应力求选型恰当、经济合理、安全适用,对桩和承台有足够的强度、刚度和耐久性;对地基(主要是桩端持力层)有足够的承载力和不产生过量的变形,其设计内容和步骤由如下或如图 8.27 所示。

- ① 进行调查研究,场地勘察,收集有关资料;
- ② 综合勘察报告、荷载情况、使用要求、上部结构条件等确定桩基持力层;
- ③ 选择桩材,确定桩的类型、外形尺寸和构造;
- ④ 确定单桩承载力设计值;
- ⑤ 根据上部结构荷载情况,初步拟定桩的数量和平面布置;
- ⑥ 根据桩的平面布置,初步拟订承台的轮廓尺寸及承台底标高;
- ⑦ 验算作用于单桩上的竖向和横向荷载;
- ⑧ 验算承台尺寸及结构强度;

⑨必要时验算桩基的整体承载力和沉降量,当持力层下有软弱下卧层时,验算软弱下卧层的地基承载力;

⑩单桩设计,绘制桩和承台的结构及施工详图。

8.8.1 收集设计资料

设计桩基之前必须充分掌握设计原始资料,包括建筑类型、荷载、工程地质勘察资料、材料来源及施工技术设备等情况,并尽量了解当地使用桩基的经验。

对桩基的详细勘察除满足现行勘察规范有关要求外尚应满足以下要求:

(1)勘探点间距:端承型桩和嵌岩桩,主要由桩端持力层顶面坡度决定,点距一般为12~24m,若相邻两勘探点揭露出的层面坡度大于10%,应视具体情况适当加密勘探点;摩擦型桩,点距一般为20~30m,若土层性质或状态在水平向分布变化较大、或存在可能对成桩不利的土层时,也应适当加密勘探点;在复杂地质条件下的柱下单桩基础应按桩列线布置勘探点,并宜逐桩设点。

(2)勘探深度:布置1/3~1/2的勘探孔作为控制性孔,且一级建筑桩基场地至少应有3个,二级建筑桩基应不少于2个。控制性孔应穿透桩端平面以下压缩层厚度,一般性勘探孔应深入桩端平面以下3~5m;嵌岩桩钻孔应深入持力岩层不小于3~5倍桩径;当持力岩层较薄时,部分钻孔应钻穿持力岩层。岩溶地区,应查明溶洞、溶沟、溶槽、石笋等的分布情况。

在勘察深度地区范围内的每一地层,均应进行室内试验或原位测试,以提供设计所需参数。

8.8.2 桩型、桩长和截面尺寸选择

桩基设计时,首先应根据建筑物的结构类型、荷载情况、地层条件、施工能力及环境限制(噪音、振动)等因素,选择预制桩或灌注桩的类别,桩的截面尺寸和长度以及桩端持力层等。

一般当土中存在大孤石、废金属以及花岗岩残积层中未风化的石英脉时,预制桩将难以穿越;当土层分布很不均匀时,混凝土预制桩的预制长度较难掌握;在场地土层分布比较均匀的条件下,采用质量易于保证的预应力高强混凝土管桩比较合理。

桩的长度主要取决于桩端持力层的选择。桩端最好进入坚硬土层或岩层,采用嵌岩桩或端承桩;当坚硬土层埋藏很深时,则宜采用摩擦桩基,桩端应尽量达到低压缩性、中等强度的土层上。桩端进入持力层的深度,对于粘性土、粉土不宜小于 $2d$,砂类土不宜小于 $1.5d$,碎石类土不宜小于 $1d$ 。当存在软弱下卧层时,桩端以下硬持力层厚度不宜小于 $4d$,嵌岩灌注桩的周边嵌入微风化或中等风化岩体的最小深度不宜小于 $0.5m$,以确保桩端与岩体接触。此外,在桩底下 $3d$ 范围内应无软弱夹层、断裂带、洞穴和空隙分布,尤其是荷载很大的柱下单桩更为如此。一般岩层表面起伏不平,且常有隐伏的沟槽,尤其在碳酸盐类岩石地区,岩面石芽、溶槽密布,桩端可能落于岩面隆起或斜面处,有导致滑移的可能,因此在桩端应力扩散范围内应无岩体临空面存在,并确保基底岩体的滑动稳定。

当硬持力层较厚且施工条件允许时,桩端进入持力层的深度应尽可能达到桩端阻力的临界深度,以提高桩端阻力。该临界深度值对于砂、砾为 $(3\sim6)d$,对于粉土、粘性土为 $(5\sim10)d$ 。此外,同一建筑物还应避免同时采用不同类型的桩(如摩擦型桩和端承型桩,但用沉降缝分开者除外)。同一基础相邻桩的桩底标高差,对于非嵌岩端承型桩不宜超过相邻桩的中心距,对于摩擦型桩,在相同土层中不宜超过桩长的 $1/10$ 。

桩长及桩型初步确定后,即可根据8.2节内容或表8.2定出桩的截面尺寸,并初步确定承台底面标高。

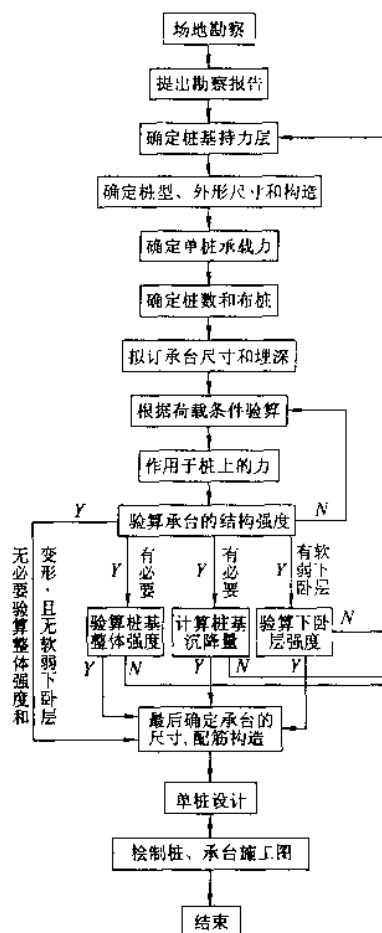


图 8.27 桩基础设计框图

一般若建筑物楼层高、荷载大,宜采用大直径桩,尤其是大直径人工挖孔桩比较经济实用,目前国内已用过的最大直径为 5m。对于承台埋深,一般情况下,主要从结构要求和方便施工的角度来选择。季节性冻土上的承台埋深应根据地基土的冻胀性考虑,并应考虑是否需要采取相应的防冻害措施。膨胀土上的承台,其埋深选择与此类似。

8.8.3 桩数及桩位布置

8.8.3.1 桩的根数

初步估定桩数时,先不考虑群桩效应,根据单桩竖向承载力设计值 R ,当桩基为轴心受压时,桩数 n 可按式估算:

$$n \geq \frac{F + G}{R} \quad (8.50)$$

式中 F ——作用在承台上的轴向压力设计值;

G ——承台及其上方填土的重力。

偏心受压时,对于偏心距固定的桩基,如果桩的布置使得群桩横截面的重心与荷载合力作用点重合,桩数仍可按上式确定。否则,应将上式确定的桩数增加 10%~20%。对桩数超过 3 根的非端承群桩基础,应按节 8.5 求得基桩承载力设计值后重新估算桩数,如有必要,还要通过桩基软弱下卧层承载力和桩基沉降验算才能最终确定。

承受水平荷载的桩基,在确定桩数时还应满足桩水平承载力的要求。此时,可粗略地以各单桩水平承载力之和作为桩基的水平承载力,其偏于安全。

此外,在层厚较大的高灵敏度流塑粘土中,不宜采用桩距小而桩数多的打入式桩基,而应采用承载力高桩数少的桩基。否则,软粘土结构破坏严重,使土体强度明显降低,加之相邻各桩的相互影响,桩基的沉降和不均匀沉降都将显著增加。

8.8.3.2 桩的中心距

桩的间距过大,承台体积增加,造价提高;间距过小,桩的承载能力不能充分发挥,且给施工造成困难。一般桩的最小中心距应符合表 8.19 规定。对于大面积桩群,尤其是挤土桩,桩的最小中心距还应按表列数值适当加大。

桩的最小中心距

表 8.19

土类与成桩工艺		桩排数 ≥ 3 ,桩根数 > 9 的摩擦桩基础	其它情况
非挤土和部分挤土灌注桩		$3.0d$	$2.5d$
挤土灌注桩	穿越非饱和土	$3.5d$	$3.0d$
	穿越饱和软土	$4.0d$	$3.5d$
挤土预制桩		$3.5d$	$3.0d$
打入式敞口管桩和 H 型钢桩		$3.5d$	$3.0d$
钻、挖孔扩底灌注桩		$1.5d_b$ 或 $d_b + 1(m)$ (当 $d_b > 2m$ 时)	
沉管扩底灌注桩		$3.0d_b$	

8.8.3.3 桩位的布置

桩在平面内可布置成方形(或矩形)、三角形和梅花形[图 8.28(a)],条形基础下的桩,可采用单排或双排布置[图 8.28(b)],也可采用不等距布置。

为了使桩基中各桩受力比较均匀,布置时应尽可能使上部荷载的中心与桩群的横截面形心重合或接近。当作用在承台底面的弯矩较大时,应增加桩基横截面的惯性矩。对柱下单独桩基和整片式桩基,宜采用外密内疏的布置方式;对横墙下桩基,可在外纵墙之外布设一至二根“探头”桩,如图 8.29 所示。此外,在有门洞的墙下布桩应将桩设置在门洞的两侧,梁式或板式基础下的群桩,布置时应注意使梁板中的弯矩尽量减小,即多在柱、墙下布桩,以减少梁和板跨中的桩数。

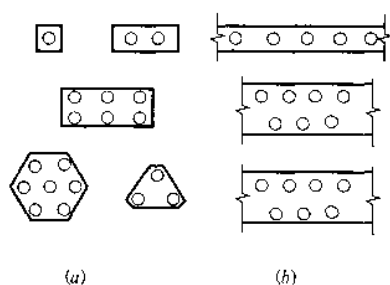


图 8.28 桩的平面布置示例
(a) 柱下桩基; (b) 墙下桩基

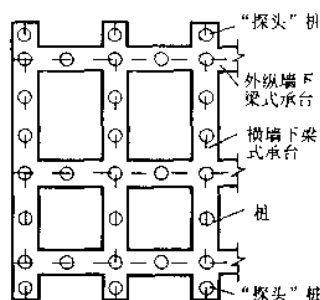


图 8.29 横墙下“探头”桩的布置

8.8.4 桩身截面强度计算

预制桩的混凝土强度等级宜 $\geq C30$,采用静压法沉桩时,可适当降低,但不宜 $< C20$;预应力混凝土桩的混凝土强度等级宜 $\geq C40$ 。预制桩的主筋(纵向)应按计算确定并根据断面的大小及形状选用4~8根直径为14~25mm的钢筋。最小配筋率 ρ_{min} 宜 $\geq 0.8\%$,一般可为1%左右,静压法沉桩时宜 $\geq 0.4\%$ 。箍筋直径可取6~8mm,间距 ≤ 200 mm,在桩顶和桩尖处应适当加密,如图8.30所示。用打入法沉桩时,直接受到锤击的桩顶应设置三层 $\phi 6@40\sim 70$ mm的钢筋网,层距50mm。桩尖所有主筋应焊接在一根圆钢上,或在桩尖处用钢板加强。主筋的混凝土保护层应 ≥ 30 mm,桩上需埋设吊环,位置由计算确定。桩的混凝土强度必须达设计强度的100%才可起吊和搬运。

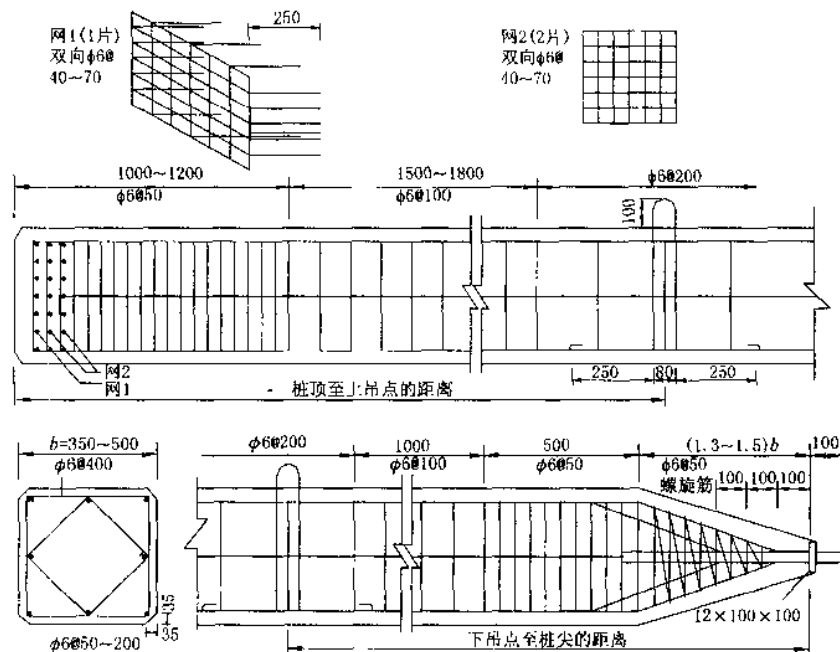


图 8.30 混凝土预制桩

灌注桩的混凝土强度等级一般应 $\geq C15$,水下浇灌时应 $\geq C20$,混凝土预制桩尖应 $\geq C30$ 。当桩顶轴向压力和水平力满足《桩基规》受力条件时,可按构造要求配置桩顶与承台的连接钢筋箍。对一级建筑桩基,主筋为6~10根 $\phi 12\sim 14$, $\rho_{min}\geq 0.2\%$,锚入承台 $30d_g$ (主筋直径),伸入桩身长度 $\geq 10d$,且不小于承台下软弱土层层底深度;对二级建筑桩基,可配置4~8根 $\phi 10\sim 12$ 的主筋,锚入承台 $30d_g$,且伸入桩身长度 $\geq 5d$,对于沉管灌注桩,配筋长度不应小于承台软弱土层层底厚度;三级建筑桩基可不配构造钢筋。

一般 ρ_g 可取0.20%~0.65%(小桩径取高值,大桩径取低值),对受水平荷载特别大的桩、抗拔桩和嵌岩端承桩应根据计算确定。主筋的长度一般可取 $4.0/\alpha$,当为抗拔桩、端承桩或承受负摩阻力和位于坡地岸边

的桩基应通长配置。承受水平荷载的桩,主筋宜 $\geq 8\phi 10$,抗压和抗拔桩应 $\geq 6\phi 10$,且沿桩身周边均匀布置,其净距不应小于60mm,并尽量减少钢筋接头。箍筋宜采用 $\phi 6 \sim 8 @ 200 \sim 300 \text{mm}$ 的螺旋箍筋,受水平荷载较大和抗震的桩基,桩顶 $3 \sim 5d$ 内箍筋应适当加密;当钢筋笼长度超过4m时,每隔2m左右应设一道 $\phi 12 \sim 18$ 的焊接加劲箍筋。主筋的混凝土保护层厚度应 $\geq 35 \text{mm}$,水下浇灌混凝土时应 $\geq 50 \text{mm}$ 。

轴心荷载作用下的桩身截面强度可按8.4节方法计算;偏心荷载(包括水平力和弯矩)作用时,可先按8.7节方法求出桩身最大弯矩及其相应位置,再根据《混凝土结构设计规范》要求,按偏心受压确定出桩身截面所需的主筋面积,但尚需满足各类桩的最小配筋率。对于受长期或经常出现的水平荷载或上拔力的建筑物,还应验算桩身的裂缝宽度,其最大裂缝宽度不得超过0.2mm,对处于腐蚀介质中的桩基则不得出现裂缝;对于处于含有酸、氯等介质环境中的桩基,还应根据介质腐蚀性的强弱采取专门的防护措施,以保证桩基的耐久性。

预制桩除了满足上述计算之外,还应考虑运输、起吊和锤击过程中的各种强度验算。桩在自重作用下产生的弯曲应力与吊点的数量和位置有关。桩长在20m以下者,起吊时一般采用双点吊;在打桩架龙门吊立时,采用单点吊。吊点位置应按吊点间的正弯矩和吊点处的负弯矩相等的条件确定,如图8.31所示。式中 q 为桩单位长度的重力, K 为考虑在吊运过程中桩可能受到的冲击和振动而取的动力系数,可取1.3。桩在运输或堆放时的支点应放在起吊吊点处。通常,普通混凝土桩的配筋常由起吊和吊立的强度计算控制。

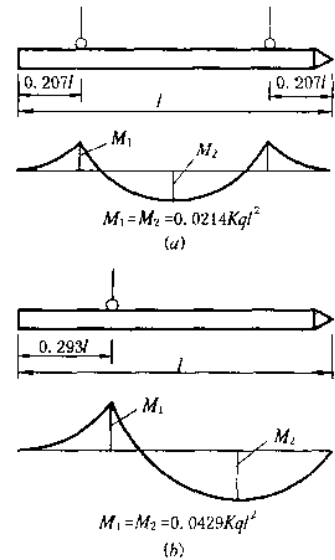


图 8.31 预制桩的吊点位置和弯矩图
(a) 双点起吊时; (b) 单点起吊时

用锤击法沉桩时,冲击产生的应力以应力波的形式传到桩端,然后又反射回来。在周期性拉压应力作用下,桩身上端常出现环向裂缝。设计时,一般要求锤击过程中产生的压应力应小于桩身材料的抗压强度设计值;拉应力应小于桩身材料的抗拉强度设计值。

影响锤击拉压应力的因素主要有锤击能量和频率、锤垫及桩垫的刚度、桩长、桩材及土质条件等。当锤击能量小、频率低,采用软而厚的锤垫和桩垫,在不厚的软粘土或无密实砂夹层的粘性土中沉桩,以及桩长较小($< 12 \text{m}$)时,锤击拉压应力比较小,一般可不考虑。设计时常根据实测资料确定锤击拉压应力值。当无实测资料时,可按《桩基规》建议的经验公式及表格取值。预应力混凝土桩的配筋常取决于锤击拉应力。

8.8.5 承台设计

桩基承台可分为柱下独立承台、柱下或墙下条形承台(梁式承台),以及筏板承台和箱形承台等。承台的作用是将桩联结成一个整体,并把建筑物的荷载传到桩上,因而承台应有足够的强度和刚度。

8.8.5.1 外形尺寸及构造要求

承台的平面尺寸一般由上部结构、桩数及布桩形式决定。通常,墙下桩基作成条形承台,即梁式承台;柱下桩基宜采用板式承台(矩形或三角形)如图8.32所示。其剖面形状可作成锥形、台阶形或平板形。

承台厚度应 $\geq 300 \text{mm}$,宽度 $\geq 500 \text{mm}$,承台边缘至边桩中心距离不应小于桩的直径或边长,且边缘挑出部分应 $\geq 150 \text{mm}$,对于条形承台梁应 $\geq 75 \text{mm}$ 。为保证群桩与承台之间连接的整体性,桩顶应嵌入承台一定长度,对大直径桩宜 $\geq 100 \text{mm}$;对中等直径桩宜 $\geq 50 \text{mm}$ 。混凝土桩的桩顶主筋应伸入承台内,其锚固长度宜 $\geq 30d_g$,对于抗拔桩基应 $\geq 40d_g$ 。承台的混凝土强度等级宜 $\geq \text{C15}$,采用Ⅰ级钢筋时宜 $\geq \text{C20}$ 。承台的配筋按计算确定,对于矩形承台板,宜双向均匀配置,钢筋直径宜 $\geq \phi 10$,间距应满足 $100 \sim 200 \text{mm}$;对于三桩承台,应按三向板带均匀配置,最里面3根钢筋相交围成的三角形,应位于柱截面范围以内[图8.32(b)];台底钢筋的混凝土保护层厚度宜 $\geq 70 \text{mm}$ 。承台梁的纵向主筋应 $\geq \phi 12$ 。

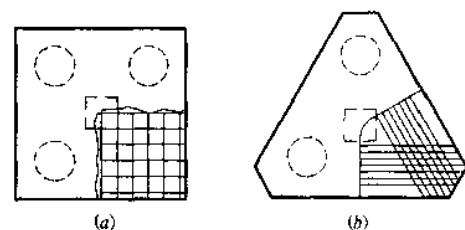


图 8.32 柱下独立桩基承台配筋示意
(a) 矩形承台; (b) 三桩承台

筏形、箱形承台板的厚度应满足整体刚度、施工条件及防水要求。对于桩布置于墙下或基础梁下的情况,承台板厚度宜 $\geq 250\text{mm}$,且板厚与计算区段最小跨度之比不宜小于 $1/20$ 。承台板的分布构造钢筋可用 $\phi 10 \sim 12@150 \sim 200\text{mm}$,考虑到整体弯矩的影响,纵横两方向的支座钢筋应有 $1/2 \sim 1/3$,且配筋率 $\geq 0.15\%$ 贯通全跨配置;跨中钢筋应按计算配筋率全部连通。

两桩桩基的承台,宜在其短向设置连系梁。连系梁顶面宜与承台顶位于同一标高,梁宽应 $\geq 200\text{mm}$,梁高可取承台中心距的 $1/10 \sim 1/15$,并配置不小于 $4\phi 12$ 的钢筋。

承台埋深应 $\geq 600\text{mm}$,在季节性冻土、膨胀土地区宜埋设在冰冻线、大气影响线以下,但当冰冻线、大气影响线深度 $\geq 1\text{m}$ 且承台高度较小时,则应视土的冻胀、膨胀性等级分别采取换填无粘性垫层、预留空隙等隔胀措施。

8.8.5.2 承台的内力计算

模型试验研究表明,柱下独立桩基承台(四桩及三桩承台)在配筋不足的情况下将产生弯曲破坏,其破坏特征呈梁式破坏。破坏时屈服线如图 8.33 所示,最大弯矩产生于屈服线处。根据极限平衡原理,承台正截面弯矩计算如下:

①柱下多桩矩形承台 其计算截面应取在柱边和承台高度变化处(杯口外侧或台阶边缘),按下式计算:

$$\begin{aligned} M_x &= \sum N_i y_i \\ M_y &= \sum N_i x_i \end{aligned} \quad (8.51)$$

式中 M_x, M_y ——垂直 x, y 轴方向计算截面处弯矩设计值;

x_i, y_i ——垂直 y 轴和 x 轴方向自桩轴线到相应计算截面的距离(图 8.34);

N_i ——扣除承台和承台上土自重设计值后 i 桩竖向净反力设计值;当不考虑承台效应时,则为 i 桩竖向总反力设计值。

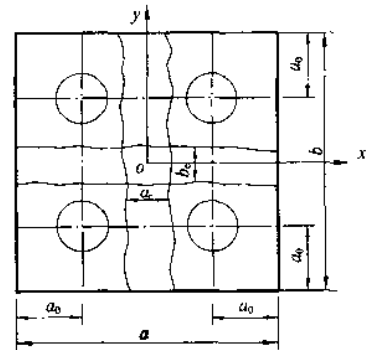


图 8.33 四桩承台弯曲破坏模式

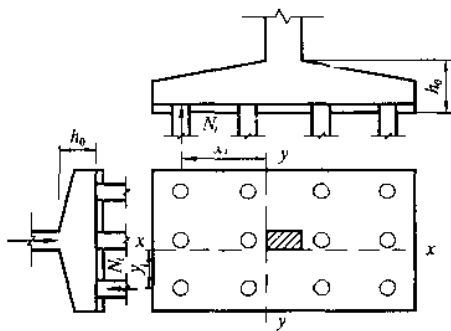


图 8.34 矩形承台

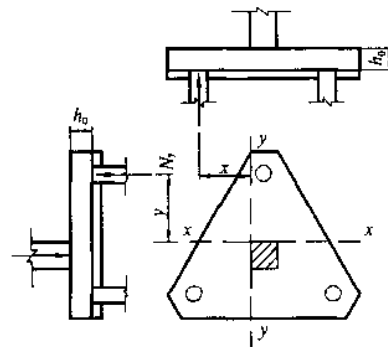


图 8.35 三桩三角形承台

②柱下三桩三角形承台 计算截面应取在柱边(图 8.35),并按下式计算:

$$\begin{aligned} M_x &= \sum N_x x \\ M_y &= \sum N_y y \end{aligned} \quad (8.52)$$

当计算弯矩截面不与主筋方向正交时,须对主筋方向角进行换算。

③柱下或墙下条形承台梁 其正截面弯矩设计值一般可按弹性地基梁进行分析,地基的计算模型应根据地基土层的特性选取。通常可采用文克尔假定,将基桩视为弹簧支承,其刚度系数可由静载荷试验的 $Q-s$ 曲线确定,具体计算可参见有关文献。当桩端持力层较硬且桩轴线不重合时,可视为不动支座,按连续梁计算。

8.8.5.3 承台厚度及强度计算

承台厚度可按冲切及剪切条件确定,一般可先按冲切计算,再按剪切复核;其强度计算包括受冲切、受剪切、局部承压及受弯计算。

(1) 受冲切计算

若承台有效高度不足,将产生冲切破坏。其破坏方式可分为沿柱(墙)边的冲切和单一桩基对承台的冲切两类。柱边冲切破坏锥体斜面与承台底面的夹角大于或等于 45° ,该斜面的上周边位于柱与承台交接处或承台变阶处,下周边位于相应的桩顶内边缘处(图 8.36)。

承台抗冲切承载力与冲切锥角有关,可以冲跨比 λ 表达。对于柱下矩形承台,验算时应满足:

$$\gamma_0 F_t \leq \alpha f_t u_m h_0 \quad (8.53)$$

$$F_t = F - \sum N_i \quad (8.54)$$

$$\alpha = \frac{0.72}{\lambda + 0.2} \quad (8.55)$$

式中 F_t ——作用于冲切破坏锥体上的冲切力设计值;

f_t ——承台混凝土抗拉强度设计值;

u_m ——冲切破坏锥体有效高度中线周长;

h_0 ——承台冲切破坏锥体的有效高度;

α ——冲切系数;

λ ——冲跨比, $\lambda = a_0/h_0$, a_0 为冲跨,即柱(墙)边或承台变阶处到桩边的水平距离;当 $a_0 < 0.20h_0$ 时,取 $a_0 = 0.20h_0$;当 $a_0 > h_0$ 时,取 $a_0 = h_0$, λ 满足 $0.2 \sim 1.0$;

F ——作用于柱(墙)底的竖向荷载设计值;

$\sum N_i$ ——冲切破坏锥体范围内各桩基的净反力(不计承台和承台上土自重)设计值之和。

对于圆柱及圆桩,计算时应将截面换算成方柱或方桩,取换算柱或桩截面边宽 $b_p = 0.8d$ 。

柱下矩形独立承台受柱冲切时可按下列公式计算(图 8.36):

$$\gamma_0 F_t = 2[a_{0x}(b_c + a_{0y}) + a_{0y}(h_c + a_{0x})]f_t h_0 \quad (8.56)$$

式中 a_{0x}, a_{0y} ——由式(8.55)求得, $\lambda_{0x} = \frac{a_{0x}}{h_0}$; $\lambda_{0y} = \frac{a_{0y}}{h_0}$;

h_c, b_c ——柱截面长、短边尺寸;

a_{0x}, a_{0y} ——自柱长边或短边到最近桩边的水平距离。

对位于柱(墙)冲切破坏锥体以外的桩基,尚应考虑单桩对承台的冲切作用,并按四桩承台、三桩承台等不同情况计算受冲切承载力。

(2) 受剪切计算

桩基承台斜截面受剪承载力计算同如一般混凝土结构,但由于桩基承台多属小剪跨比($\lambda < 1.40$)情况,故需将混凝土结构所限制的剪跨比($1.40 \sim 3.00$)延伸到 0.3 的范围。

桩基承台的剪切破坏面为一通过柱(墙)边与桩边连线所形成的斜截面(图 8.37)。当柱(墙)外有多排桩形成多个剪切斜截面时,对每一个斜截面都应进行受剪承载力计算。

下面仅介绍柱下等厚度承台的计算。其斜截面受剪承载力可按下列公式计算:

$$\gamma_0 V \leq \beta f_c b_0 h_0 \quad (8.57)$$

$$\text{当 } 1.4 \leq \lambda \leq 3.0 \text{ 时} \quad \beta = \frac{0.2}{\lambda + 1.5} \quad (8.58)$$

$$\text{当 } 0.3 \leq \lambda \leq 1.4 \text{ 时} \quad \beta = \frac{0.12}{\lambda + 0.3}$$

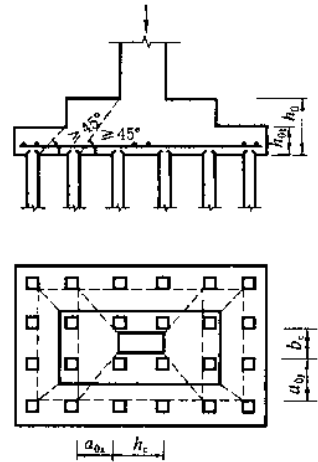


图 8.36 柱下承台的冲切

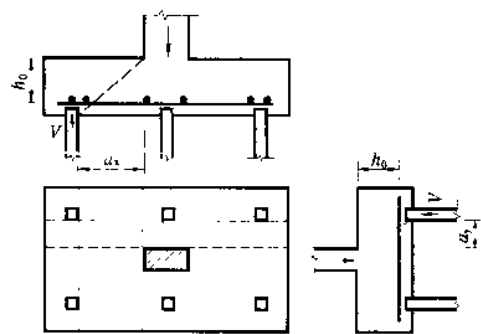


图 8.37 承台斜截面受剪计算

式中 V ——斜截面的最大剪力设计值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

b_0 ——承台计算截面处的计算宽度；

h_0 ——承台计算截面处的有效高度；

β ——剪切系数；

λ ——计算截面的剪跨比, $\lambda_x = \frac{a_x}{h_0}$, $\lambda_y = \frac{a_y}{h_0}$, 其中 a_x, a_y (图 8.34) 为柱(墙)边或承台变阶处至 x, y 方向

计算一排桩的桩边水平距离, 当 $\lambda < 0.3$ 时, 取 $\lambda = 0.3$; 当 $\lambda > 3$ 时, 取 $\lambda = 3$ 。

(3) 局部受压计算

对于柱下桩基承台, 当混凝土强度等级低于柱的强度等级时, 应按现行《混凝土结构设计规范》(GBJ10—89) 验算承台的局部受压承载力。当进行承台的抗震验算时, 尚应根据现行《建筑抗震设计规范》规定对承台的受弯、受剪切承载力进行抗震调整。

(4) 受弯计算

承台的受弯计算, 可根据承台类型分别按上述方法求得承台内力, 然后按现行《混凝土结构设计规范》验算其正截面受弯承载力, 计算方法同于一般梁板, 故此不赘述。

【例题 8.2】 某二级建筑桩基如图 8.38 所示, 柱截面尺寸为 $450\text{mm} \times 600\text{mm}$, 作用在基础顶面的荷载设计值为: $F=2800\text{kN}$, $M=210\text{kN} \cdot \text{m}$ (作用于长边方向), $H=145\text{kN}$, 拟采用截面为 $350\text{mm} \times 350\text{mm}$ 的预制混凝土方桩, 桩长 12m , 已确定基桩竖向承载力设计值 $R=500.0\text{kN}$, 水平承载力设计值 $R_h=45\text{kN}$, 承台混凝土强度等级为 C20, 配置 II 级钢筋, 试设计该桩基础 (不考虑承台效应)。

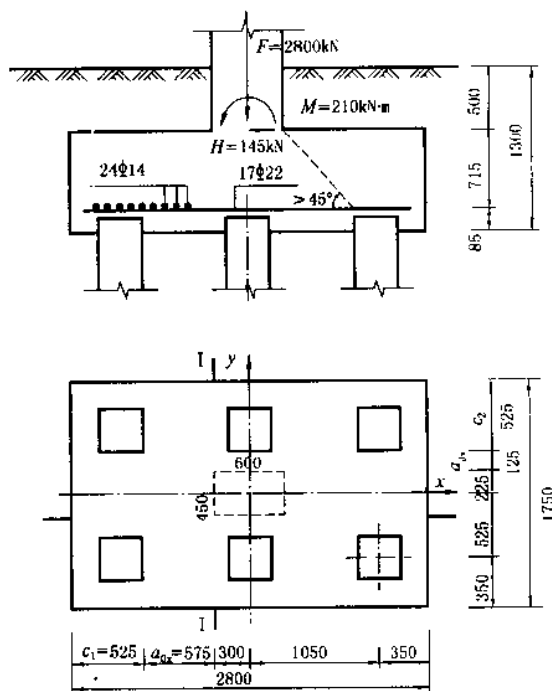


图 8.38 例题 8.2 计算图示

【解】 C20 混凝土, $f_t=1100\text{kPa}$, $f_c=10000\text{kPa}$;

II 级钢筋, $f_y=310\text{N/mm}^2$ 。

(1) 基桩持力层、桩材、桩型、外形尺寸及单桩承载力设计值均已选定, 桩身结构设计从略。

(2) 确定桩数及布桩

初选桩数
$$n > \frac{F}{R} = \frac{2800}{500} = 5.6$$

暂取 6 根, 并按表 8.19 取桩距 $s=3d=3 \times 0.35=1.05\text{m}$, 按矩形布置如图 8.38 所示。

(3) 初选承台尺寸

取承台长边和短边为: $a=2 \times (0.35+1.05)=2.8\text{m}$, $b=2 \times 0.35+1.05=1.75\text{m}$

承台埋深 1.3m , 承台高 0.8m , 桩顶伸入承台 50mm , 钢筋保护层取 35mm , 则承台有效高度为:

$$h_0 = 0.8 - 0.050 - 0.035 = 0.715\text{m} = 715\text{mm}$$

(4) 计算桩顶荷载设计值

取承台及其上土的平均重度 $\gamma_c=20\text{kN/m}^3$, 则桩顶平均竖向力设计值为:

$$N = \frac{F+G}{n} = \frac{2800 + 1.2 \times 20 \times 2.8 \times 1.75 \times 1.4}{6} = 494.1\text{kN} < R = 500\text{kN}$$

$$N_{\max}^{\min} = M \pm \frac{(M+Hh)x_{\max}}{\sum x_i^2} = 494.1 \pm \frac{(210 + 145 \times 0.8) \times 1.05}{4 \times 1.05^2}$$

$$= 494.1 \pm 77.6 = \begin{cases} 571.7\text{kN} < 1.2R = 600\text{kN} \\ 416.5\text{kN} > 0 \end{cases}$$

符合式(8.29)和式(8.30)要求。

基桩水平力设计值:

$$H_1 = H/n = 145/6 = 24.2\text{kN}$$

其值远小于单桩水平承载力设计值 $R_h = 45\text{kN}$, 因此无须验算考虑群桩效应的基桩水平承载力设计值(详见《桩基规》)。

(5) 承台受冲切承载力验算。

① 柱边冲切, 按式(8.53)~式(8.56)可求得冲跨比 λ 与冲切系数 α :

$$\lambda_{0x} = \frac{a_{0x}}{h_0} = \frac{0.575}{0.715} = 0.804 (< 1.0)$$

$$\alpha_{0x} = \frac{0.72}{\lambda_{0x} + 0.2} = \frac{0.72}{0.804 + 0.2} = 0.717$$

$$\lambda_{0y} = \frac{a_{0y}}{h_0} = \frac{0.125}{0.715} = 0.175 < 0.20, \text{取 } \lambda_{0y} = 0.20$$

$$\alpha_{0y} = \frac{0.72}{\lambda_{0y} + 0.2} = \frac{0.72}{0.20 + 0.2} = 1.800$$

$$\begin{aligned} & 2[a_{0x}(b_c + a_{0y}) + \alpha_{0y}(h_c + a_{0x})]f_t h_0 \\ &= 2 \times [0.804 \times (0.450 + 0.125) + 1.800 \times (0.600 + 0.575)] \times 1100 \times 0.715 \\ &= 4054.1\text{kN} > \gamma_0 F_l = 1.0 \times (2800 - 0) = 2800\text{kN} (\text{可以}) \end{aligned}$$

② 角桩向上冲切, $C_1 = C_2 = 0.525\text{m}$, $a_{1x} = a_{0x}$, $\lambda_{1x} = \lambda_{0x}$, $a_{1y} = a_{0y}$, $\lambda_{1y} = \lambda_{0y}$ 。

$$\alpha_{1x} = \frac{0.48}{\lambda_{1x} + 0.2} = \frac{0.48}{0.804 + 0.2} = 0.47$$

$$\alpha_{1y} = \frac{0.48}{\lambda_{1y} + 0.2} = \frac{0.48}{0.2 + 0.2} = 1.200$$

$$\begin{aligned} & [a_{1x}(C_2 + a_{1y}/2) + \alpha_{1y}(C_1 + a_{1x}/2)]f_t h_0 \\ &= [0.478 \times (0.6 + 0.125/2) + 1.200 \times (0.6 + 0.575/2)] \times 1100 \times 0.715 \\ &= 1086.7\text{kN} > \gamma_0 N_{\max} = 1.0 \times 571.7 = 571.7\text{kN} (\text{可以}) \end{aligned}$$

(6) 承台受剪切承载力计算

根据式(8.57)和式(8.58), 剪跨比与以上冲跨比相同, 故对 I-I 斜截面:

$$\lambda_x = \lambda_{0x} = 0.804 (\text{介于 } 0.3 \sim 1.4 \text{ 之间})$$

$$\text{故剪切系数 } \beta = \frac{0.12}{\lambda + 0.3} = \frac{0.12}{0.804 + 0.3} = 0.109$$

$$\beta f_c b_0 h_0 = 0.109 \times 10000 \times 1.75 \times 0.715 = 1363.9\text{kN} > 2\gamma_0 N_{\max} = 1.0 \times 2 \times 571.7 = 1143.4\text{kN}$$

I-I 斜截面 λ 按 0.3 计, 其受剪切承载力更大, 故验算从略。

(7) 承台受弯承载力计算

由式(8.51)可得:

$$M_x = \sum N_{iy} = 3 \times 494.1 \times 0.325 = 481.7\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_x}{0.9 f_y h_0} = \frac{481.7 \times 10^6}{0.9 \times 310 \times 715} = 2414.7\text{mm}^2$$

选用 22 ϕ 12, $A_s = 2488\text{mm}^2$, 沿平行 y 轴方向均匀布置。

$$M_y = \sum N_{ix} = 2 \times 571.7 \times 0.757 = 865.6\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_y}{0.9 f_y h_0} = \frac{865.6 \times 10^6}{0.9 \times 310 \times 715} = 4339.2\text{mm}^2$$

选用 14 ϕ 20, $A_s = 4398\text{mm}^2$, 沿平行 x 轴方向均匀布置。

8.9 其它深基础简介

深基础种类很多, 除桩基外, 墩基、沉井、沉箱和地下连续墙等都属于深基础。深基础的主要特点是需采

用特殊的施工方法,解决基坑开挖、排水等问题,减小对邻近建筑物的影响。

8.9.1 墩基础

墩是一种利用机械或人工在地基中开挖成孔后灌注混凝土形成的大直径桩基础,由于其直径粗大如墩(一般直径 $d>1500\text{mm}$),故称为墩基础。

墩基础功能与桩相似,底面可扩大成钟形,形成扩底墩。墩底直径最大已达 7.5m ,深度一般为 $20\sim 40\text{m}$,最大可达 $60\sim 80\text{m}$ 。当支承于基岩上时,竖向承载力可达 $60\sim 70\text{MN}$,且沉降量极小。

墩基能较好地适应复杂的地质条件,常用于高层建筑中柱基础。墩身可穿越浅部不良地基达到深部基岩或坚实土层,并可通过扩底工艺获得很高的单墩承载力。但其混凝土用量大,施工时有一定难度,故不宜用于荷载较小、地下水位较高、水量较大的小型工程及相当深度内无坚硬持力层的地区。

与其它深基础相比较,墩基具有如下特点:

①墩基承载力高,原则上应采用一柱一墩。扩底墩的中心距宜 $\geq 1.5d_b$ (图 8.39 所示), d_b/d 宜 ≤ 3.0 ,扩大头斜面高宽比 h/b 不宜小于 1.5 ,具体数值应根据持力层土体稳定条件确定。

②墩基持力层必须承载力较高且具有一定厚度,其厚度不得小于 $(1.5\sim 2.0)d_b$,并保证土层在扩底施工时具有足够的稳定性。墩底一般可做成锅底状,进入持力层深度不宜小于 0.5m 。当持力层为基岩时,应嵌入岩层一定深度,当岩面倾斜时宜做成台阶形,并进行稳定性验算,以防止滑动失稳。

③墩基的混凝土强度等级一般 $\geq \text{C}20$,钢筋不少于 $\phi 10@200$,最小配筋率当受压时应 $\geq 0.2\%$,受弯时 $\geq 0.4\%$ 。箍筋不少于 $\phi 8@300$,墩顶 1.5m 范围内应加密至 $@100$,并设置 $\phi 14@200$ 加劲筋。主筋保护层厚度不小于 35mm ,水下浇注混凝土时不小于 50mm 。墩顶应嵌入承台不小于 100mm ,承台厚度 $\geq 300\text{mm}$,墩边至承台边的距离不小于 200mm 。此外,还宜在墩的双向设置拉梁,拉梁配筋可按所联柱子轴力值的 10% 设置。

④墩基承载力高,多为一柱一墩,发生质量问题,其后果严重且难以处理。故设计时必须明确规定施工和质检方案,提出监控指标及安全、技术措施,并预计到可能出现的不利变化及人为因素的影响,以确保墩基的施工质量。

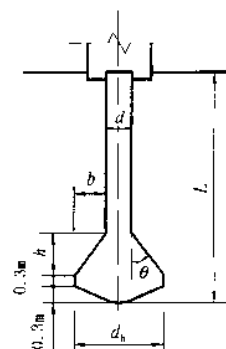


图 8.39 扩底墩的基本尺寸

8.9.2 沉井基础

沉井(图 8.40)通常是用钢筋混凝土或砖石、混凝土等材料制成的并筒状结构物,一般分数节制作。施工时,先在场地上整平地面铺设砂垫层,设支承枕木,制作第一节沉井,然后在井筒内挖土(或水力吸泥),使沉井失去支承压下沉,边挖边排边下沉,再逐节接长井筒。当井筒下沉达设计标高后,用素混凝土封底,最后浇注钢筋混凝土底板,构成地下结构物,或在井筒内用素混凝土或砂砾石填充,构成深基础。

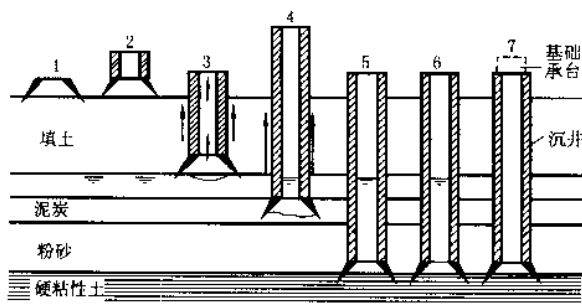


图 8.40 沉井施工顺序示意

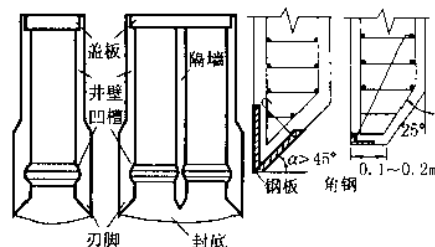


图 8.41 一般沉井的构造

沉井主要由井壁、刃脚、隔墙、凹槽、封底和盖板等部分组成(图 8.41)。井壁是沉井的主要部分,施工完毕后也是建筑物的基础部分。沉井在下沉过程中,井壁需挡土、挡水,承受各种最不利荷载组合产生的内力,因此应有足够的强度;同时井壁还需有足够的厚度和重量(一般壁厚 $0.5\sim 1.8\text{m}$),以便在自重作用下克服侧

壁摩阻力下沉至设计标高。刃脚位于井壁的最下端(图 8.41),其作用是使沉井易于切土下沉,并防止土层中的障碍物损坏井壁。刃脚应有足够的强度,以免挠曲或破坏。靠刃脚处应设置约 0.15~0.25m 深、1.0m 高的凹槽,使封底混凝土嵌入井壁形成整体结构。需要时,井筒内可设置隔墙以减少外壁的净跨距,加强沉井的刚度。同时把沉井分成若干个取土小间,施工时便于掌握挖土位置以控制沉降和纠偏。当沉井下沉到达设计标高后,在井底用混凝土封底,以防止地下水渗入井内。封底混凝土标号一般不低于 C15。当井孔内不填料或填以砂砾等时,还应在井顶浇注钢筋混凝土盖板。

沉井的横截面形状,根据使用要求可作成方形、矩形、圆形、椭圆形等多种。井筒内的井孔有单孔、单排多孔及多孔等。当沉井下沉困难时,其立面也可作成台阶形。

沉井的优点是占地面积小,井筒在施工过程中可作支承围护,不需另外的挡土结构,技术上操作简便,不需放坡,挖土量少,节约投资,施工稳妥可靠。通常适用于地基深层土的承载力大,而上部土层比较松软、易于开挖的地层;或由于建筑物的使用要求,基础埋深很大;或因施工原因,例如在已有浅基础邻近修建深埋较大的设备基础时,为了避免基坑开挖对已有基础的影响,也可采用沉井法施工。

沉井在下沉过程中常会发生各种问题:如遇到大块石、残留基础或大树根等障碍物阻碍下沉;穿过地下水位以下的细、粉砂层时,大量砂土涌入井内,使沉井倾斜;这些都会对施工造成很大困难,甚至工作无法进行。因此,对于准备用沉井法施工的场地,必须事先做好地基勘察工作,并对可能发生的问题事先加以预防。当问题发生时,要及时采取措施进行处理。

8.9.3 地下连续墙

地下连续墙是 50 年代由意大利米兰 ICOS 公司首先开发成功的一种新的支护型式。它是在泥浆护壁条件下,使用专门的成槽机械,在地面开挖一条狭长的深槽,然后在槽内设置钢筋笼,浇注混凝土,逐步形成一道连续的地下钢筋混凝土连续墙。用以作为基坑开挖时防渗、挡土和对邻近建筑物基础的支护以及直接成为承受上部结构荷载的基础的一部分。

地下连续墙的优点是土方量小、施工期短、成本低,可在沉井作业、板桩支护等方法难以实施的环境中进行无噪音、无振动施工,并穿过各种土层进入基岩,无须采取降低地下水的措施,因此可在密集建筑群中施工,尤其是用于二层以上地下室的建筑物,可配合“逆筑法”施工(从地面逐层而下修筑建筑物地下部分的一种施工技术),而更显出其独特的作用。目前,地下连续墙已发展有后张预应力、预制装配和现浇预制等多种形式,其使用日益广泛,目前在泵房、桥台、地下室、箱基、地下车库、地铁车站、码头、高架道路基础、水处理设施,甚至深埋的下水道等,都有成功应用的实例。

地下连续墙的成墙深度由使用要求决定,大都在 50m 以内,墙宽与墙体的深度以及受力情况有关,日常常用 600mm 及 800mm 两种,特殊情况下也有 400mm 及 1200mm 的薄型及厚型地下连续墙。地下连续墙的施工工序如下:

①修筑导墙 沿设计轴线两侧开挖导沟,修筑钢筋混凝土(钢、木)导墙,以供成槽机械钻进导向、维护表土和保持泥浆稳定液面。导墙内壁面之间的净空应比地下连续墙设计厚度加宽 40~60mm,埋深一般为 1~2m,墙厚 0.1~0.2m。

②制备泥浆 泥浆以膨润土或细粒土在现场加水搅拌制成,用以平衡侧向地下水压力和土压力,保护槽壁不致坍塌,并起到携渣、防渗等作用。泥浆液面应保持高出地下水位 0.5~1.0m,比重(1.05~1.10)应大于地下水的比重。其浓度、粘度、pH 值、含水量、泥皮厚度以及胶体率等多项指标应严格控制并随时测定、调整,以保证其稳定性。

③成槽 成槽是地下连续墙施工中最主要的工序,对于不同土质条件和槽壁深度应采用不同的成槽机具开挖槽段。例如大卵石或孤石等复杂地层可用冲击钻;切削一般土层,特别是软弱土,常用导板抓斗、铲斗或回转钻头抓铲。采用多头钻机开槽,每段槽孔长度可取 6~8m,采用抓斗或冲击钻机成槽,每段长度可更大。墙体深度可达几十米。

④槽段的连接 地下连续墙各单元槽段之间靠接头连接。接头通常要满足受力和防渗要求,并施工简单。国内目前使用最多的接头型式是用接头管连接的非刚性接头。在单元槽段内土体被挖除后,在槽段的一端先吊放接头管,再吊入钢筋笼,浇筑混凝土,然后逐渐将接头管拔出,形成半圆形接头,如图(8.42)所示。

地下连续墙既是地下工程施工时的围护结构,又是永久性建筑物的地下部分。因此,设计时应针对墙体施工和使用阶段的不同受力和支承条件下,的内力进行简化计算;或采用能考虑土的非线性力学性状以及墙与土的相互作用的计算模型以有限单元法进行分析。

思考题

- 8.1 试简述桩基础的适用场合及设计原则。
- 8.2 试分别根据桩的承载性状和桩的施工方法对桩进行分类。
- 8.3 简述单桩在竖向荷载下的工作性能以及其破坏性状。
- 8.4 什么叫负摩阻力、中性点? 如何确定中性点的位置及负摩阻力的大小?
- 8.5 单桩竖向承载力标准值与设计值有何关系? 工程中如何确定?
- 8.6 何谓群桩效应? 如何验算桩基竖向承载力?
- 8.7 单桩水平承载力与哪些因素有关? 设计时如何确定?
- 8.8 在工程实践中如何选择桩的直径、桩长以及桩的类型?
- 8.9 如何确定承台的平面尺寸及厚度? 设计时应作哪些验算?
- 8.10 试简述墩基础、沉井基础、地下连续墙的基本概念及施工工序。

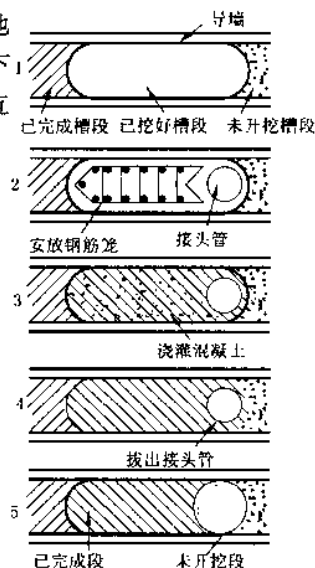


图 8.42 槽段的连接

习题

8.1 某工程桩基采用预制混凝土桩,桩截面尺寸为 $350\text{mm} \times 350\text{mm}$,桩长 10m ,各土层分布情况如图 8.43 所示,试确定该桩基的竖向承载力标准值 Q_{uk} 和桩基的竖向承载力设计值 R (不考虑承台效应)。

(答案: $Q_{uk}=1302\text{kN}$, $R=789\text{kN}$)

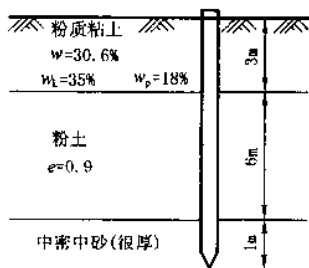


图 8.43 习题 8.1 附图

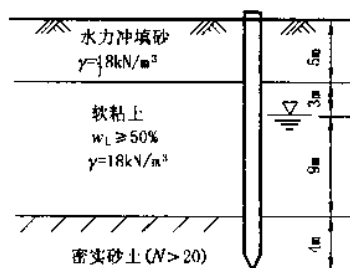


图 8.44 习题 8.2 附图

8.2 某建筑物采用单桩基础,桩径 $d=0.5\text{m}$,旋转钻施工,地质剖面如图 8.44 所示,试求该桩受到的下拉荷载值。

(答案: $Q_{ik}^*=676.5\text{kN}$)

8.3 某工程一群桩基础中桩的布置及承台尺寸如图 8.45 所示,其中桩采用 $d=500\text{mm}$ 的钢筋混凝土预制桩,桩长 12m ,承台埋深 1.2m 。土层分布第一层为 3m 厚的杂填土,第二层为 4m 厚的可塑状态粘土,其下为很厚的中密中砂层。上部结构传至承台的轴心荷载设计值为 $F=5400\text{kN}$,弯矩 $M=1200\text{kN} \cdot \text{m}$,试验算该桩基础是否满足设计要求。

(答案: 满足要求)

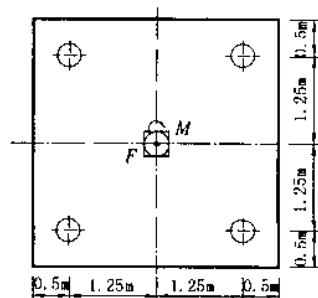


图 8.45 习题 8.3 附图

8.4 某场地土层分布情况为:第一层杂填土,厚 1.0m ;第二层为淤泥,软塑状态,厚 6.5m ;第三层为粉质粘土, $I_L=0.25$,厚度较大。现需设计一框架内柱的预制桩基础。柱底在地面处的竖向荷载设计值为 $F=1700\text{kN}$,弯矩为 $M=180\text{kN} \cdot \text{m}$,水平荷载 $H=100\text{kN}$,初选预制桩截面尺寸 $350\text{mm} \times 350\text{mm}$ 。试设计该桩基础。

9 软弱土地基处理

本章提要

软弱土地基系指由具有强度较低压缩性较高及其它不良性质的软弱土组成的地基。

地基处理的目的是采取切实有效的措施,改善地基土的工程性质,达到满足建筑物对地基稳定和变形的要求。

地基处理方法按其原理和作用可分为碾压及夯实、换土垫层、排水固结、振密挤密、置换及拌入、土工聚合物及其它方法等七类。本章将主要介绍前五类中的几种常用地基处理方法,要求掌握这几种常用地基处理方法的特点及适用范围、作用原理、设计要点及施工质量要求。简要介绍土工聚合物、三种桩式托换技术和三种灌浆托换法,对此只要求作一般性的了解。

9.1 概 述

9.1.1 软弱土地基的特征

软弱土系指淤泥、淤泥质土和部分冲填土、杂填土及其它高压缩性土。由软弱土组成的地基称为软弱土地基。

淤泥、淤泥质土在工程上统称为软土,其工程特性如下:

(1)含水量较高,孔隙比较大。根据统计,软土的含水量一般为35%~80%,孔隙比为1~2。

(2)压缩性较高。软土的压缩系数 α_{1-2} 在 $0.5 \sim 1.5 \text{MPa}^{-1}$ 之间,有些高达 4.5MPa^{-1} ,且其压缩性往往随着液限的增大而增加。

(3)抗剪强度很低。软土的天然不排水抗剪强度一般小于20kPa。其变化范围约在5~25kPa。

(4)渗透性较差。软土的渗透系数一般在 $i \times 10^{-5}$ 至 $i \times 10^{-7} \text{mm/s}$ ($i=1, 2, \dots, 9$)之间。因此软土层在自重或荷载作用下达到完全固结所需的时间很长。

(5)具有显著的结构性。特别是滨海相的软土,一旦受到扰动(振动、搅拌或搓揉等),其絮状结构受到破坏,土的强度显著降低,甚至呈流动状态。软土受到扰动后强度降低的特性可用灵敏度表示。我国东南沿海软土的灵敏度约为4~10,属高灵敏土。

(6)具有明显的流变性。软土在不变的剪应力的作用下,将连续产生缓慢的剪切变形,并可能导致抗剪强度的衰减。在固结沉降完成之后,软土还可能继续产生可观的次固结沉降。

由于软土具有强度低、压缩性较高和渗透性较差等特性,因此,在软土地基上修建建筑物,必须重视地基的变形和稳定问题。软土地基的承载力常为50~80kPa,因此,如果不作任何处理,一般不能承受较大的建筑物荷载。

冲填土(吹填土)是在整治和疏通江河时,用挖泥船或泥浆泵把江河或港湾底部的泥砂用水力冲填(吹填)形成的沉积土。冲填土的物质成分比较复杂,如以粉土、粘土为主,则属于欠固结的软弱土,而主要由中砂粒以上的粗颗粒组成的,则不属于软弱土。

杂填土一般是覆盖在城市地表的人工杂物,包括瓦片砖块等建筑垃圾、工业废料和生活垃圾等。其主要

特性是强度低、压缩性高和均匀性差。

9.1.2 地基处理方法确定

地基处理的目的是改善地基土的性质,达到满足建筑物对地基稳定和变形的要求,包括改善地基土的变形特性和渗透性,提高其抗剪强度和抗液化能力。根据地基处理方法的原理,目前常用的软弱土地基处理方法基本上分为如表 9.1 所示的几类。

地基处理方法众多,各有其适用范围、局限性和优缺点。此外,各工程间地基条件差别很大,具体工程对地基的要求也不尽相同,且施工单位、地区施工条件差异较大。因此,对每一具体工程都要进行具体细致分析,应从地基条件,处理要求(包括经处理后地基应达到的各项指标,处理的范围,工程进度等),工程费用以及材料、机具来源等方面进行综合分析比较,以确定合适的地基处理方法。

在确定地基处理方法时,还要注意节约能源和保护环境,避免因为地基处理对地面水和地下水产生污染,振动噪音对周围环境产生不良影响等。

软弱土地基处理方法分类表 表 9.1

编号	分类	处理方法	原理及作用	适用范围
1	碾压及夯实	重锤夯实法,机械碾压法,振动压实法,强夯法(动力固结)	利用压实原理,通过机械碾压夯击,把表层地基土压实,强夯则利用强大的夯击能,在地基中产生强烈的冲击波和动应力,迫使土体动力固结密实	碎石、砂土、粉土、低饱和度的粘性土,杂填土等。对饱和粘性土注意方法可采用强夯法
2	换土垫层	砂石垫层,素土垫层,灰土垫层,矿渣垫层	以砂石、素土、灰土和矿渣等强度较高的材料,置换地基表层软弱土,提高持力层的承载力,减少沉降量	暗沟、暗塘等软弱土地基
3	排水固结	天然地基预压,砂井预压,塑料排水板预压,真空预压,降水预压	通过改善地基排水条件和施加预压荷载,加速地基的固结和强度增长,提高地基的稳定性,并使基础沉降提前完成	饱和软弱土层;对于渗透性极低的泥炭土,则应慎重
4	振密挤密	振冲挤密,灰土挤密桩,砂桩,石灰桩,爆破挤密	采用一定的技术措施,通过振动或挤密,使土体的孔隙减少,强度提高;必要时,在振动挤密的过程中,回填砂、砾石、灰土、素土等,与地基土组成复合地基,从而提高地基的承载力,减少沉降量	松砂、粉土、杂填土及湿陷性黄土
5	置换及拌入	振冲置换,深层搅拌,高压喷射注浆,石灰桩等	采用专门的技术措施,以砂、碎石等置换软弱土地基中部分软弱土,或在部分软弱土地基中掺入水泥、石灰或砂浆等形成加固体,与未处理部分土组成复合地基,从而提高地基的承载力,减少沉降量	粘性土、冲填土、粉砂、细砂等
6	土工聚合物	土工膜,土工织物,土工格栅,土工合成物	一种化学纤维用于土工的新型材料,可用于排水、隔离、反滤和加固补强等方面	软土地基、填土及陡坡填土、砂土
7	其它	灌浆,冻结,托换技术,纠偏技术	通过独特的技术措施处理软弱土地基	根据建筑物和地基基础情况确定

9.2 碾压法与夯实法

碾压与夯实是修路、筑堤、加固地基表层最常用的简易处理方法。通过处理,可使填土或地基表层疏松土孔隙体积减小,密实度提高,从而降低土的压缩性,提高其抗剪强度和承载力。目前我国常用的有机械碾压、振动压实和重锤夯实,以及 70 年代发展起来的强夯法等。

9.2.1 机械碾压法

机械碾压法是利用压路机、羊足碾、平碾、振动碾等碾压机械将地基土压实。对于大面积填土,应分层碾压并逐步升高填土面标高。对于杂填土地基,应把影响深度以上部分挖去,然后分层碾压(最好掺加碎石、粗

砂)并逐层回填碾压。粘性土的碾压,一般用质量为 $8\times 10^3\sim 15\times 10^3\text{kg}$ 的平碾(或振压机)或 $12\times 10^3\text{kg}$ 的羊足碾,每层铺土(虚铺)厚度为 $200\sim 300\text{mm}$,碾压 $8\sim 12$ 遍。

碾压的效果,除了与压实机械的压实能量有关外,还与土的含水量有关。因此必须选择最佳含水量 w_{op} 。一般来说,最佳含水量可取 $w_p\pm 2\%$ (w_p 为塑限)。压实系数 λ_c (施工时所控制的土的干密度 ρ_d 与最大干密度 $\rho_{d\text{max}}$ 之比)一般控制在 $0.94\sim 0.97$ 之间。

9.2.2 振动压实法

振动压实法是通过在地基表面施加振动把浅层松散土振实的方法,可用于处理砂土和由炉灰、炉渣、碎砖等组成的杂填土地基。

竖向振动力($50\sim 100\text{kN}$)由机内设置的两个偏心块产生。振动压实的效果与振动力的大小、填土的成分和振动时间有关。当杂填土的颗粒或碎裂块较大时,应采用振动力较大的机械。一般来说,振动时间越长,效果越好。但振动超过一定时间后振实效果将趋于稳定。因此,在施工前应进行试振,找出振实稳定所需要的时间。振实范围应从基础边缘放出 0.6m 左右,先振基槽两边,后振中间。经过振实的杂填土地基,其承载力基本值可达 $100\sim 120\text{kPa}$ 。

9.2.3 重锤夯实法

重锤夯实法是利用起重机械将夯锤提到一定高度($2.5\sim 4.5\text{m}$),然后使锤自由落下并重复夯击以加固地基。锤重一般不小于 15kN ,经夯击以后,地基表层土体的相对密实度或干密度将增加,从而提高表层地基的承载力。对于湿陷性黄土,重锤夯实可减少表层土的湿陷性;对于杂填土,则可减少其不均匀性。

该法适用于处理离地下水位 0.8m 以上稍湿的杂填土、粘性土、湿陷性黄土和分层填土等地基,但在有效夯实深度内存在软粘土层时不宜采用。

夯实的影响深度与锤重、锤底直径、落距以及土质条件等因素有关。对于湿和稍湿、密度为稍密-中密状态的建筑垃圾杂填土,夯实时如采用 15kN 重锤,底面直径 1.15m ,落距 $3\sim 4\text{m}$,其有效夯实深度约为 $1.1\sim 1.2\text{m}$ (相当于锤径)。其地基承载力基本值一般可达 $100\sim 150\text{kPa}$ 。

停夯标准:随着夯击遍数增加,每遍土的夯沉量逐渐减少,一般要求最后两遍平均夯沉量对于粘性土及湿陷性黄土不大于 $1.0\sim 2.0\text{cm}$;对于砂性土不大于 $0.5\sim 1.0\text{cm}$ 。

9.2.4 强夯法

强夯法,又称动力固结法,是法国L. 梅纳(Menard,1969)首创的一种地基加固方法。其用起重机械(起重机或起重机配三角架、龙门架)将 $80\sim 300\text{kN}$ 的夯锤起吊到 $6\sim 30\text{m}$ 高度后,自由落下,产生强大的冲击能量,对地基进行强力夯实,从而提高地基承载力,降低其压缩性,是我国目前最为常用和最经济的深层地基处理方法之一。

9.2.4.1 强夯法的加固机理

土的类型不同,其强夯加固机理亦不相同。饱和土的强夯加固机理,可以分为三个阶段:①加载阶段,即夯击的一瞬间,夯锤的冲击使地基土体产生强烈的振动和动应力,在波动的影响带内,动应力和孔隙水压力急剧上升,而动应力往往大于孔隙水压力,动的有效应力使土体产生塑性变形,破坏土的结构。对于砂土,迫使土的颗粒重新排列而密实。对于粘性土,土骨架被迫压缩,同时由于土体中的水和土颗粒两种介质引起不同的振动效应,两者的动应力差大于土颗粒的吸附能时,土中部分结合水和毛细水从颗粒间析出,产生动力水聚结,形成排水通道,制造动力排水条件。②卸载阶段,即夯击动能卸去的一瞬间,动的总应力瞬息即逝,然而土中孔隙水压力仍然保持较高的水平,此时孔隙水压力大于有效应力,故土体中存在较大的负有效应力,引起砂土液化。在粘性土地基中,当最大孔隙水压力大于小主应力、静止侧压力及土的抗拉强度之和时,土体开裂,渗透性迅速增大,孔隙水压力迅速下降。③动力固结阶段,在卸载之后,土体中仍然保持一定的孔隙水压力,土体就在此压力作用下排水固结。在砂土中,孔隙水压力消散甚快,使砂土进一步密实;在粘性土中,孔隙水压力消散较慢,可能要延续 $2\sim 4$ 周。如果有条件排水固结,土颗粒进一步靠近,重新形成新的水膜和结构连接,土的强度逐渐恢复和提高,达到加固地基的目的。

关于非饱和土的强夯机理,可以认为:夯击能量产生的波和动应力的反复作用,迫使土骨架产生塑性变形,由夯击能转化为土骨架的变形能,使土密实,提高土的抗剪强度,降低土的压缩性。

9.2.4.2 强夯法的特点与适用范围

强夯法的特点:施工工艺、设备简单;适用土质范围广;加固效果显著,可取得较高的承载力,一般地基土强度可提高2~5倍,压缩性可降低2~10倍,加固影响深度可达6~10m;土粒结合紧密,有较高的结构强度;工效高,施工速度快(一套设备每月可加固5000~10000m²地基);节省加固原材料;施工费用低,节省投资,同时耗用劳力少等。

强夯法适于加固碎石土、砂土、低饱和度粉土、粘性土、湿陷性黄土、高填土、杂填土以及“围海造地”地基、工业废渣、垃圾地基等处理,也可用于防止粉土及粉砂的液化。对于饱和软粘土,如采取一定技术措施也可采用,还可用于水下夯实。但是强夯法不得用于不允许对工程周围建筑物和设备有一定的振动影响的地基加固,必需时,应采取防振、隔振措施。

9.2.4.3 施工技术参数

(1)单位夯击能

锤重与落距的乘积称为夯击能。强夯的单位夯击能(指单位面积上所施加的总夯击能),应根据地基土类别、结构类型、荷载大小和需处理深度等综合考虑,并通过现场试夯确定。一般对粗颗粒土可取1000~3000kN·m/m²;细颗粒土取1500~4000kN·m/m²。

(2)夯击点布置及间距

夯击点布置根据基础的型式和加固要求而定,对大面积地基一般采用等边三角形、等腰三角形或正方形;对条形基础夯点可成行布置;对独立柱基础可按柱网设置采取单点或成组布置,在基础下面必须布置夯点。

夯击点间距通常可取夯锤直径的3倍,一般第一遍夯击点间距为5~9m,以后可适当减小。对处理深度较大或单击夯击能较大的工程,第一遍夯击点间距宜适当增大。

(3)单点夯击击数与夯击遍数

单点夯击击数指单个夯点一次连续夯击的次数,对整个场地完成全部夯击点称为一遍,单点的夯击遍数加满夯的夯击遍数为整个场地的夯击遍数。

单点夯击击数应按现场试夯得到的夯击击数和夯沉量关系曲线确定,且应同时满足:①最后两击的平均夯沉量不大于50mm,当单击夯击能量较大时不大于100mm;②夯坑周围地面不应发生过大的隆起;③不因夯坑过深而发生起锤困难。每夯击点之夯击数一般为3~10击。

夯击遍数应根据地基土的性质确定,一般可取2~3遍,最后再以低能量(如前几遍能量的1/4~1/5,击数为2~4击)满夯一遍,以加固前几遍之间的松土和被振松的表层土。

(4)两遍间隔时间

两遍夯击之间应有一定的时间间隔,以利于土中超静孔隙水压力的消散,待地基稳定后再夯下遍,一般两遍之间间隔1~4周。对渗透性较差的粘性土不少于3周;若无地下水或地下水在-5m以下,或含水量较低的碎石类土,或透水性强的砂性土,可取1~2天间隔时间,甚至不需间隔时间,夯完一遍后,将土推平,连续夯击。

(5)处理范围

强夯处理范围应大于建筑物基础范围,每边超出基础外缘的宽度宜为设计处理深度的1/2~2/3,并不小于3m。

(6)加固影响深度

强夯法的有效加固深度 H (m)与夯击能的关系,可用经验公式估算,即

$$H = \alpha \sqrt{Wh/10} \quad (9.1)$$

式中 W ——夯锤重,kN;

h ——落距,m;

α ——折减系数,粘性土取0.5;砂性土取0.7;黄土取0.35~0.50。

9.2.4.4 质量控制

夯击前后应对地基土进行检测,包括室内土工试验、野外标准贯入、静力(轻便)触探、旁压试验(或野外荷载试验)等,检验地基的实际影响深度。有条件时应尽量选用上述两项以上的测试项目,以资比较。检验点数,每个建筑物的地基不少于3处,检测深度和位置按设计要求确定,同时现场测定每点夯击后的地基平均变形值,以检验强夯效果。因强夯后的土体强度随夯击后间歇时间的增加而增加,故测试工作宜在强夯后1~4周进行。

9.3 换土垫层法

9.3.1 换土垫层法的原理

换土垫层法是将基础下一定深度内的软弱土层挖去,回填强度较高的砂、碎石或灰土等,并夯至密实的一种地基处理方法。当建筑物荷载不大,软弱土层厚度较小时,采用换土垫层法能取得较好的效果。

目前,常用的垫层有:砂垫层、砂卵石垫层、碎石垫层、灰土或素土垫层、煤渣垫层、矿渣垫层以及用其它性能稳定、无侵蚀性的材料做的垫层等。换土垫层法按其原理可体现以下五个方面的作用:①提高浅层地基承载力。因地基中的剪切破坏从基础底面开始,随应力的增大而向纵深发展。故以抗剪强度较高的砂或其它填筑材料置换基础下较弱的土层,可避免地基的破坏。②减少沉降量。一般浅层地基的沉降量占总沉降量比例较大。如以密实砂或其它填筑材料代替上层软弱土层,就可以减少这部分的沉降量。由于砂层或其它垫层对应力的扩散作用,使作用在下卧层土上的压力较小,这样也会相应减少下卧层土的沉降量。③加速软弱土层的排水固结。砂垫层和砂石垫层等垫层材料透水性强,软弱土层受压后,垫层可作为良好的排水面,使基础下面的孔隙水压力迅速消散,加速垫层下软弱土层的固结和提高其强度,避免地基发生塑性破坏。④防止冻胀。因为粗颗粒的垫层材料孔隙大,不易产生毛细管现象,因此可以防止寒冷地区土中结冰所造成的冻胀。⑤消除膨胀土的胀缩作用。上述作用中以前三种为主要作用,并且在各类工程中,垫层所起的主要作用有时也是不同的,如房屋建筑物基础下的砂垫层主要起换土的作用;而在路堤及土坝等工程中,往往以排水固结为主要作用。

9.3.2 垫层的设计要点

垫层的设计不但要满足建筑物对地基变形及稳定的要求,而且应符合经济合理的原则。其设计内容主要是确定断面的合理厚度和宽度。对于垫层,既要求有足够的厚度来置换可能被剪切破坏的软弱土层,又要有足够的宽度以防止垫层向两侧挤出。对于有排水要求的垫层来说,除要求有一定的厚度和宽度满足上述要求外,还需形成一个排水面,促进软弱土层的固结,提高其强度,以满足上部荷载的要求。垫层的设计方法很多,现仅介绍一种常用的方法。

9.3.2.1 垫层厚度的确定

垫层厚度一般根据垫层底面处土的自重应力与附加应力之和不大于相应截面软弱土层的承载力设计值确定,如图9.1所示。其表达式为:

$$\sigma_{cz} + \sigma_z \leq f_z \quad (9.2)$$

式中 f_z ——垫层底面处软弱土层的承载力设计值, kPa;

σ_{cz} ——垫层底面处土的自重应力, kPa;

σ_z ——垫层底面处土的附加应力, kPa。

垫层底面处的附加应力,可按图9.1应力扩散图示计算,即:

$$\text{条形基础时: } \sigma_z = [(p - \sigma_c)b] / (b + 2z \cdot \tan\theta) \quad (9.3a)$$

$$\text{矩形基础时: } \sigma_z = [(p - \sigma_c)l \cdot b] / [(l + 2z \cdot \tan\theta)(b + 2z \cdot \tan\theta)] \quad (9.3b)$$

式中 p ——为基础底面平均压力设计值, kPa;

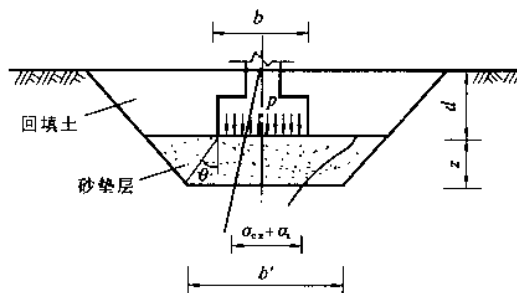


图9.1 垫层内应力分布

σ_c ——基础底面标高处的自重应力, kPa;

l, b ——基础底面的长度和宽度, m;

z ——垫层的厚度, m;

θ ——垫层的应力扩散角, 按表 9.2 选取。

垫层应力扩散角 θ

表 9.2

换填材料	中砂、粗砂、砾砂、碎石类土、石屑	粘性土和粉土 ($8 < I_p < 14$)	灰土
z/b			
0.25	20°	6°	30°
≥ 0.50	30°	23°	

注: 1. 当 $z/b < 0.5$ 时, 除灰土仍取 $\theta = 30^\circ$ 外, 其余材料均取 $\theta = 0^\circ$;

2. 当 $0.25 < z/b < 0.50$ 时, θ 值可用内插求得。

计算时, 一般先初步拟定一个垫层厚度, 再用式 (9.2) 验算。如不合要求, 则改变厚度, 重新验算, 直至满足为止。垫层厚度一般不宜大于 3m。太厚施工较困难, 太薄 ($< 0.5\text{m}$) 则换土垫层的作用不显著。

9.3.2.2 垫层宽度的确定

垫层的宽度除要满足应力扩散的要求外, 还应防止垫层向两边挤动。如果垫层宽度不足, 四周侧面土质又较软弱时, 垫层就有可能部分挤入侧面软弱土中, 使基础沉降增大。宽度计算通常可按扩散角法, 如条形基础, 垫层宽度 b' 应为:

$$b' \geq b + 2z \cdot \tan\theta \quad (9.4)$$

扩散角 θ 仍按表 9.2 选取。底宽确定后, 再根据开挖基坑所要求的坡度延伸至地面, 即得垫层的设计断面。

垫层断面确定后, 对于比较重要的建筑物还要求按分层总和法计算基础的沉降量, 以使建筑物基础的最终沉降量小于相应的允许值。

【例 9.1】 某砖混结构办公楼, 承重墙下为条形基础, 宽 1.2m, 埋深 1m, 承重墙传至基础荷载 $F = 180\text{kN/m}$, 地表为 1.5m 厚的杂填土, $\gamma = 16\text{kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 17\text{kN/m}^3$, 下面为淤泥层, 含水量 $w = 50\%$, $\gamma_{\text{sat}} = 19\text{kN/m}^3$, 回归修正系数 $\psi_k = 0.95$, 地下水距地表深 1m。试设计基础的垫层。

【解】 (1) 垫层材料选中砂, 并设垫层厚度 $z = 1.5\text{m}$, 则垫层的应力扩散角 $\theta = 30^\circ$ 。

(2) 垫层厚度的验算, 据题意, 基础底面平均压力设计值为:

$$p = \frac{F + G}{b} = \frac{180 + 1.2 \times 1 \times 20}{1.2} = 170\text{kPa}$$

基底处的自重应力 $\sigma_c = 1.6 \times 1 = 16\text{kPa}$

垫层底面处的附加应力由式 (9.3a) 得:

$$\sigma_z = \frac{(p - \sigma_c)b}{b + 2 \times z \tan\theta} = \frac{(170 - 16) \times 1.2}{1.2 + 2 \times 1.5 \tan 30^\circ} = 63.0\text{kPa}$$

垫层底面处的自重应力 $\sigma_{cz} = 16 \times 1.0 + (17 - 10) \times 0.5 + (19 - 10) \times 1.0 = 28.5\text{kPa}$

根据持力层淤泥的含水量 $w = 50\%$, 查表 7.7 得地基承载力基本值 $f_0 = 70\text{kPa}$, 故地基承载力标准值 $f_k = 70 \times 0.95 = 66.5\text{kPa}$ 。再经深度修正得地基承载力设计值 (查表 7.17 得 $\eta_d = 1.1$)。

$$f_z = f_k + \eta_d \gamma_0 (d - 0.5) = 66.5 + 1.1 \times (2.5 - 0.5) \times [16 \times 1 + (17 - 10) \times 0.5 + (19 - 10) \times 1.0] / 2.5 = 91.6\text{kPa}$$

则 $\sigma_z + \sigma_{cz} = 63.0 + 28.5 = 91.5\text{kPa} < f_z = 91.6\text{kPa}$

说明满足强度要求, 垫层厚度选定为 1.5m 合适。

(3) 确定垫层底宽 b'

$$b' = b + 2z \cdot \tan\theta = 1.2 + 2 \times 1.5 \times \tan 30^\circ = 2.93\text{m}$$

取 b' 为 3m, 按 1:1.5 边坡开挖。

9.3.3 施工要点

(1) 垫层施工必须保证达到设计要求的密实度。密实方法常用的有振动法、水撼法、碾压法等。这些方法

都要求控制一定的含水量,分层铺砂厚约 200~300mm,逐层振密或压实,并应将下层的密实度检验合格后,方可进行上层施工。

(2)垫层的砂料必须具有良好的压实性。砂料的不均匀系数不能小于 5,以中粗砂为好,容许在砂中掺入一定数量的碎石,但要分布均匀。

(3)开挖基坑铺设垫层时,必须避免对软弱土层的扰动和破坏坑底土的结构。基坑开挖后应及时回填,不应暴露过久或浸水,并防止践踏坑底。当采用碎石垫层时,应在坑底先铺一层砂垫底,以免碎石挤入土中。

9.4 排水固结预压法

排水固结预压法是利用地基排水固结的特性,通过施加预压荷载,并增设各种排水条件(砂井和排水垫层等排水体),以加速饱和软粘土固结发展的一种软土地基处理方法。

9.4.1 加固原理与应用条件

饱和软粘土地基在荷载作用下,孔隙中的水被慢慢地排出,孔隙体积慢慢减小,地基发生固结变形,同时,随着超静孔隙水压力逐渐消散,有效应力逐渐提高,地基土的强度逐渐增长。现以图 9.2 为例作一说明。当土样的天然固结压力为 σ'_0 时,其孔隙比为 e_0 ,在 $e-\sigma'_c$ 坐标上其相应的点为 a 点,当压力增加 $\Delta\sigma'$,固结终了时,变为 c 点,孔隙比减小 Δe ,曲线 abc 称为压缩曲线。与此同时,抗剪强度与固结压力成比例地由 a 点提高到 c 点。所以,土体在受压固结时,一方面孔隙比减小产生压缩,一方面抗剪强度也得到提高。如从 c 点卸除压力 $\Delta\sigma'$,则土样回弹,图中 cef 为回弹曲线,如从 f 点再加压 $\Delta\sigma'$,土样发生再压缩,沿虚线变化到 c' 点。从再压缩曲线 fgc' 可清楚地看出,固结压力同样从 σ'_0 增加 $\Delta\sigma'$,而孔隙比减小值为 $\Delta e'$ 比 Δe 小得多。这说明,如果在建筑场地先加一个和上部建筑物相同的压力进行预压,使土层固结(相当于压缩曲线上从 a 点变化到 c 点),然后卸除荷载(相当于在回弹曲线上由 c 点变化到 f 点),再建造建筑物(相当于再压缩曲线上从 f 点变化到 c' 点),这样,建筑物所引起的沉降即可大大减小。如果预压荷载大于建筑物荷载,即所谓超载预压,则效果更好,因当土层的固结压力大于使用荷载下的固结压力时,原来的正常固结粘土层将处于超固结状态,而使土层在使用荷载下的变形大为减小。

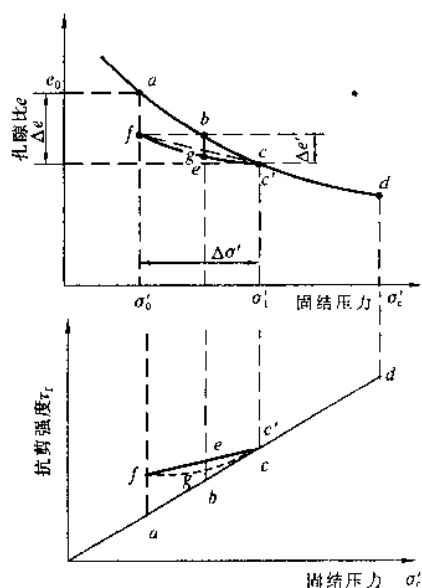


图 9.2 排水固结法增大地基土密度的原理

土层的排水固结效果和它的排水边界条件有关。当土层厚度相对荷载宽度(或直径)比较小时,土层中孔隙水向上下面透水层排出而使土层发生固结[图 9.3(a)],称为竖向排水固结。根据固结理论,粘性土固结所需时间与排水距离的平方成正比。因此,为了加速土层的固结,最有效的方法是增加土层的排水途径,缩短排水距离。砂井、塑料排水板等竖向排水体就是为此目的而设置的,如图 9.3(b)所示。

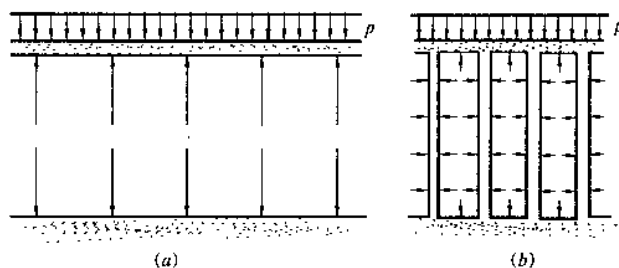


图 9.3 竖向排水体设置原理
(a)竖向排水情况;(b)砂井地基排水情况

排水固结预压法主要适用于处理淤泥、淤泥质土及其它饱和软粘土。对于砂类土和粉土,因透水性良好,无需用此法处理。对于含水平砂夹层的粘性土,因其具有较好的横向排水性能,所以不用竖向排水体(砂井等)处理,也能获得良好的固结效果。

9.4.2 堆载预压法

堆载预压法是在建筑物施工前,在地基表面分级堆土或其它荷重,使地基土压密、沉降、固结,从而提高地基强度和减少建筑物建成后的沉降量。待达到预定标准后再卸载,建造建(构)筑物。

堆载预压法的特点:使用的材料、机具和方法简单直接,施工操作方便;但堆载预压需要一定时间,对厚度大的饱和软粘土,排水固结所需的时间很长;同时需要大量堆载材料,因此在使用上受到一定限制。

本法适于各类软弱地基,包括天然沉积土层或人工冲填土层,如沼泽土、淤泥、淤泥质土以及水力冲填土;较广泛用于冷藏库、油罐、机场跑道、集装箱码头、桥台等沉降要求比较高的地基。

堆载材料一般以散料为主,如采用施工场地附近的土、砂、石子、砖、石块等。堤坝、路基的预压可以堤坝、路基填土本身作为堆载;大型油罐、水池地基,常以充水对地基进行预压。

9.4.3 砂井堆载预压法

砂井堆载预压法系在软弱地基中用钢管打孔、灌砂,设置砂井作为竖向排水通道,并在砂井顶部设置砂垫层作为水平排水通道,在砂垫层上部堆载以增加土中附加应力,使土体中孔隙水较快地通过砂井和砂垫层排出,以达到加速土体固结,提高地基土强度的目的。

9.4.3.1 特点及适用范围

砂井堆载预压法的特点:可加速饱和软粘土的排水固结(沉降速度可加快 2.0~2.5 倍),提高地基的抗剪强度和承载力,防止基土滑动破坏;此外,施工机具和方法简单,能就地取材,缩短施工期限,降低造价。

该法适用于加固透水性低的饱和软粘土,用于机场跑道、工业建筑油罐、水池、水工结构、道路、路堤、码头、岸坡等工程地基处理。对于泥炭等有机沉积地基则不适用。

9.4.3.2 砂井的构造和布置

(1) 砂井的直径和间距

砂井的直径和间距由粘性土层的固结特性和施工期限确定。砂井的直径不宜过大或过小,过大不经济,过小施工易造成灌砂率不足,缩颈或砂井不连续等质量问题,常用直径为 300~400mm。砂井的间距常为砂井直径的 6~9 倍,一般不应小于 1.5m。

(2) 砂井长度

砂井长度的选择与土层分布、地基中附加应力的 大小、施工期限和条件等因素有关。当软粘土层不厚、底部有透水层时,砂井应尽可能穿透软粘土层;当软粘土层较厚,但间有砂层或砂透镜体时,砂井应尽可能打至砂层或透镜体;当软粘土层很厚,其中又无透水层时,可按地基的稳定性及建筑物变形要求处理的深度来决定。按稳定性控制的工程,如路堤、土坝、岸坡、堆料场等,砂井长度应通过稳定分析确定,砂井长度应超过最危险滑动面的深度。从沉降考虑,砂井长度应穿过主要的压缩层。砂井长度一般为 10~20m。

(3) 砂井的布置和范围

砂井常按梅花形和正方形布置(图 9.4)。假设每个砂井的有效影响面积为圆面积,如砂井间距为 l ,则等效圆(有效影响范围)的直径 d_e 与 l 关系为:梅花形时, $d_e = 1.05l$;正方形时, $d_e = 1.13l$ 。由于梅花形排列较正方形紧凑和有效,应用较多。砂井的布置范围应稍大于建筑物基础范围,扩大的范围可由基础轮廓线向外增大约 2~4m。

(4) 砂垫层

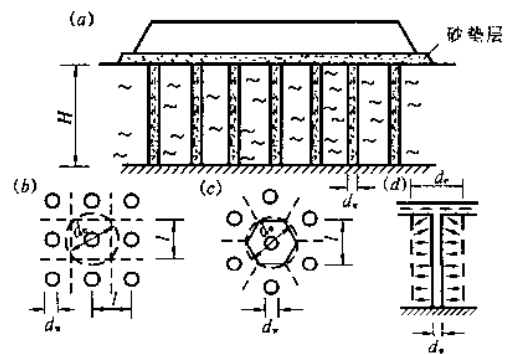


图 9.4 砂井布置图

(a)剖面图;(b)正方形布置;

(c)梅花形布置;(d)砂井的排水途径

在砂井顶面应铺设排水砂垫层,以连通各个砂井形成通畅的排水面,将水排到场地以外。砂垫层厚度一般为 0.3~0.5m;水下施工时,砂垫层厚度一般为 1m 左右。为节省砂子,也可采用连通砂井的纵横砂沟代替整片砂垫层,砂沟的高度一般为 0.5~1.0m,砂沟宽度取砂井直径的 2 倍。

9.4.3.3 地基固结度计算

(1) 竖向平均固结度 U_z 可按式(4.49)计算。

$$U_z = 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp\left(-\frac{\pi^2}{4} T_v\right)$$

如果考虑逐级加荷,则时间 t 从加荷历时的一半起算,如为双面排水, H 取土层厚度的一半。

(2) 根据 Barron 的解法计算径向平均固结度 U_r ,

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8}{F} T_H\right) \quad (9.5)$$

式中 T_H —— 水平向固结时间因素, $T_H = \frac{C_H t}{d_w^2}$;

C_H —— 水平固结系数, $C_H = \frac{K_H(1+e)}{\gamma_w a}$, cm^2/s ;

K_H —— 水平渗透系数, cm/s ;

F —— 与 n 有关的系数, $F = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2}$;

n —— 井径比, $n = d_c/d_w$, 一般取 n 为 4~12。

(3) 砂井的平均固结度为

$$U_n = 1 - (1 - U_r)(1 - U_z) \quad (9.6)$$

【例 9.2】 某工程建在饱和软粘土地基上,砂井长 $H=12\text{m}$,间距 $l=1.5\text{m}$,梅花形布置, $d_w=30\text{cm}$, $C_v=C_H=1.0 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$,求一次加荷 3 个月时砂井地基的平均固结度。

【解】

竖向平均固结度

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{1.0 \times 10^{-3} \times 90 \times 86400}{(12 \times 100)^2} = 5.4 \times 10^{-3}$$

$$U_z = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \exp\left(-\frac{\pi^2}{4} T_v\right) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \exp\left(-\frac{\pi^2}{4} \times 5.4 \times 10^{-3}\right) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \times 0.987 = 20\%$$

水平向平均固结度

$$d_c = 1.05l = 1.05 \times 150 = 157.5 \text{cm}$$

$$n = \frac{d_c}{d_w} = \frac{157.5}{30} = 5.25$$

$$F = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} = \frac{5.25^2}{5.25^2-1} \ln(5.25) - \frac{3 \times 5.25^2-1}{4 \times 5.25^2} = 0.979$$

$$T_H = \frac{C_H t}{d_c^2} = \frac{1.0 \times 10^{-3} \times 90 \times 86400}{157.5^2} = 0.313$$

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8}{F} T_H\right) = 1 - \exp\left(-\frac{8}{0.979} \times 0.313\right) = 1 - 0.0775 = 92.3\%$$

地基的平均固结度

$$U_n = 1 - (1 - U_r)(1 - U_z) = 1 - (1 - 0.923)(1 - 0.2) = 93.8\%$$

9.4.4 真空预压法

真空预压法是以大气压力作为预压荷载。它是先在需加固的软土地基表面铺设一层透水砂垫层或砂砾层,再在其上覆盖一层不透气的塑料薄膜或橡胶布,四周密封,与大气隔绝,在砂垫层内埋设渗水管道,然后与真空泵连通进行抽气,使透水材料保持较高的真空度,在土的孔隙水中产生负的孔隙水压力,将土中孔隙水和空气逐渐吸出,从而使土体固结。对于渗透系数小的软粘土,为加速孔隙水的排出,也可在加固部位设置砂井、袋装砂井或塑料排水板等竖向排水系统。

9.4.4.1 加固机理

真空预压在抽气前,薄膜内外均承受一个大气压 p_a 的作用,抽气后薄膜内外形成一个压力差(称为真空度),首先使砂垫层,其次是砂井中的气压降到 p_v ,使薄膜紧贴砂垫层,由于土体与砂垫层和砂井间的压差,从而发生渗流,使孔隙水沿着砂井或塑料排水板上升而流入砂垫层内,被排出塑料薄膜外;地下水在上升的同时,形成塑料板附近的真空负压,使土体内的孔隙水压形成压差,促使土中的孔隙水压力不断下降,地基有效应力不断增加,从而使土体固结。土体和砂井间的压差,开始时为 $p_a - p_v$,随着抽气时间的增长,压差逐渐变小,最终趋向于零,此时渗流停止,土体固结完成。所以真空预压过程,实质为利用大气压差作为预压荷载(当膜内外真空度达到 600mmHg,相当于预压荷载 80kPa),使土体逐渐排水固结的过程。

9.4.4.2 特点及适用范围

真空预压法的特点:(1)不需要大量堆载,可省去加载和卸载工序,节省大量原材料、能源和运输能力,缩短预压时间;(2)真空法所产生的负压使地基土的孔隙水加速排出,可缩短固结时间;同时由于孔隙水排出,渗流速度增大,地下水位降低,由渗流力和降低水位引起的附加应力也随之增大,提高了加固效果;负压可通过管路送到任何场地,适应性强;(3)孔隙渗流水的流向及渗流力引起的附加应力均指向被加固土体,土体在加固过程中的侧向变形很小,真空预压可一次加足,地基不会发生剪切破坏而引起地基失稳,可有效缩短总的排水固结时间;(4)适用于超软粘性土以及边坡、码头等地基稳定性要求较高的工程地基加固,土愈软,加固效果愈明显;(5)所用设备和施工工艺比较简单,无需大量的大型设备,便于大面积使用;(6)无噪声、无振动、无污染,可做到文明施工。

真空预压法适于饱和均质粘性土及含薄层砂夹层的粘性土,特别适于新吹填土、超软粘性土地基的加固,但不适于在加固范围内有足够的水源补给透水土层,以及无法堆载的倾斜地面和施工场地狭窄的工程进行地基处理。

9.4.4.3 真空预压的设计要点

(1)膜内真空度。当采用合理的施工工艺和设备,它一般可维持在 600mmHg 左右,相当于 80kPa 的真空压力,此值可作为最大膜内设计真空度。

(2)加固区要求达到的平均固结度,一般可取 80%;如工期许可,也可采用更大一些的固结度作为设计要求达到的固结度。

(3)竖向排水体的尺寸。竖向排水体可采用直径 7cm 的袋装砂井,也可采用普通砂井或塑料排水板。砂井的间距应根据土的性质、上部结构要求和工期通过计算确定,对 7cm 直径的袋装砂井,间距一般可在 1.2~1.8m 范围内选用;砂井深度应根据设计要求在预压期间完成的沉降量和拟建建筑物地基稳定性的要求,通过计算确定。对砂井砂料的渗透性要有要求,有条件时应尽量选用渗透系数大的砂料。

(4)沉降计算,先计算加固前建筑物荷载下天然地基的沉降量,后计算真空预压期间所完成的沉降量,两者之差即为预压后在建筑物使用荷载下可能发生的沉降。

9.5 挤密法和振冲法

挤密法是指在软弱土层中挤土成孔,从侧向将土挤密,然后再将碎石、砂、灰土、石灰或炉渣等填料充填密实成柔性的桩体,并与原地基形成一种复合型地基,从而改善地基的工程性能。

9.5.1 砂桩

9.5.1.1 作用原理

(1)松散砂土中的作用

由于成桩方法不同,在松散砂土中成桩时对周围砂层或产生挤密作用或同时也产生振密作用。采用冲击法或振动法往砂土中下沉桩管和一次拔管成桩时,由于桩管下沉对周围砂土产生很大的横向挤压力,桩管就将地基中同体积的砂挤向周围的砂层,使其孔隙比减小,密度增大,这就是挤密作用。有效挤密范围可达 3~4 倍桩直径。当采用振动法往砂土中下沉桩管和逐步拔出桩管成桩时,下沉桩管对周围砂层产生挤密作用,拔起桩管对周围砂层产生振密作用,有效振密范围可达 6 倍桩直径左右。振密作用比挤密作用更显著,其主

要特点是砂桩周围一定距离内地面发生较大的下沉。

(2) 软弱粘性土中的作用

密实的砂桩在软弱粘性土中取代了同体积的软弱粘性土,即起置换作用并形成“复合地基”,使承载力有所提高,地基沉降变小。此外,砂桩在软弱粘性土地基中可以像砂井一样起排水作用,从而加快地基的固结沉降速率。

9.5.1.2 砂桩的设计要点

由于砂桩在松散砂土和软弱粘性土中作用原理有所不同,因此桩距计算方法也有所不同。在砂土地基中,基本假定是挤密后土体中土颗粒增多而体积不变,借以控制加固后的孔隙比,从而计算桩距,即根据要求的孔隙比计算:

$$\text{按梅花形布置时} \quad l = 0.95d[(1+e_0)/(e_0-e_1)]^{1/2} \quad (9.7)$$

$$\text{按正方形布置时} \quad l = 0.90d[(1+e_0)/(e_0-e_1)]^{1/2} \quad (9.8)$$

式中 l ——桩距,mm;

d ——桩直径,mm;

e_0 ——天然孔隙比;

e_1 ——要求的孔隙比。

e_1 可按下列式计算:

$$e_1 = e_{\max} - D_r(e_{\max} - e_{\min}) \quad (9.9)$$

式中 e_{\max} ——最松散状态下孔隙比;

e_{\min} ——最密实状态下孔隙比;

D_r ——相对密实度,一般取 0.7~0.8。

在粘性土地基中,桩距可按置换率要求计算,如对正方形布置的桩距可按下列式计算:

$$l = (A_p/m)^{1/2} \quad (9.10)$$

式中 m ——置换率(1根砂桩面积 A_p 与 1根砂桩分担的地基处理面积 A 之比)。

9.5.2 土桩和灰土桩(二灰桩)

土、灰土或石灰、粉煤灰混合物(简称二灰)挤密桩是利用沉管、冲击、爆破等方法将钢管打入土中侧向挤密成孔,然后在孔中分层填素土、灰土或二灰,夯实而成土桩、灰土桩或二灰桩,与桩间土共同组成复合地基承受上部荷载。

9.5.2.1 特点及适用范围

土和灰土(或二灰)挤密桩与其它地基处理方法比较,其主要特点是:土和灰土(或二灰)挤密桩成桩时为横向挤密,可同样达到所要求最大干密度指标,可消除地基土的湿陷性,提高承载力,降低压缩性;与换土垫层相比,不需大量开挖回填,可节省土方开挖和回填土方工程量;处理深度较大,可达 12~15m;可就地取材,应用廉价材料,降低工程造价;二灰桩可利用工业废料粉煤灰,变废为宝,节省费用;机具简单,施工方便,工效高。

土和灰土(或二灰)挤密桩适于加固地下水位以上,天然含水量 12%~25%,厚度 5~15m 的新填土、杂填土、湿陷性黄土及含水量较大的软弱地基。

9.5.2.2 桩的构造和布置

(1) 桩孔直径:根据工程量、挤密效果、施工设备、成孔方法及经济等情况而定,一般选用 300~600mm。

(2) 桩长:根据土质情况、桩处理地基的深度、工程要求和成孔设备等因素确定,一般为 5~15m。

(3) 桩距和排距:桩孔一般按梅花形布置,其间距和排距可按下列公式计算:

$$l = 0.95d[\bar{\lambda}_c \rho_{d\max}/(\bar{\lambda}_c \rho_{d\max} - \bar{\rho}_d)]^{1/2} \quad (9.11)$$

$$h = 0.866l \quad (9.12)$$

式中 l ——桩的间距,mm;

d ——桩孔直径,mm;

$\bar{\lambda}_c$ ——地基挤密后,桩间土的平均压实系数,宜取 0.93;

ρ_{dmax} ——桩间土的最大干密度, kN/m^3 ;
 $\bar{\rho}_d$ ——地基挤密前土的平均干密度, kN/m^3 ;
 h ——桩的排距, mm。

一般土桩不少于 2 排, 灰土(二灰)桩不少于 3 排。

(4)处理宽度:处理地基的宽度应大于基础的宽度。局部处理时,对非自重湿陷性黄土、素填土、杂填土等地基,每边超出基础的宽度不应小于 $0.25b$ (b 为基础短边宽度),并不应小于 $0.5m$,对自重湿陷性黄土地基不应小于 $0.75b$,并不应小于 $1m$ 。

9.5.3 振冲法

振冲法,又称振动水冲法,是以起重机吊起振冲器,启动潜水电机带动偏心块,使振动器产生高频振动,同时启动水泵,通过喷嘴喷射高压水流,在边振边冲的共同作用下,将振动器沉到土中的预定深度,经清孔后,从地面向孔内逐段填入碎石,或不加填料,使在振动作用下被挤密实,达到要求的密实度后即可提升振动器,如此重复填料和振密,直至地面,使在地基中形成一个大直径的密实桩体与原地基构成复合地基,从而提高地基的承载力,减少沉降和不均匀沉降,是一种快速、经济有效的加固方法。

振冲法按加固机理和效果的不同,又分为振冲置换法和振冲密实法两类。前者是在地基土中借振冲器成孔,振密填料置换,制造一群以碎石、砂砾等散粒材料组成的桩体,与原地基土一起构成复合地基,使其排水性能得到很大改善,有利加速土层固结,使承载力提高,沉降量减少,它又名振冲置换碎石桩法;后者主要是利用振动和压力水使砂层液化,砂颗粒相互挤密,重新排列,孔隙减少,从而提高砂层的承载力和抗液化能力,它又名振冲挤密砂桩法,这种桩根据砂土质的不同,又有加填料和不加填料两种。

振冲法加固地基的特点是:技术可靠,机具设备简单,操作技术易于掌握,施工简便;可节省三材,因地制宜,就地取材,采用碎石、卵石、砂、矿渣等作填料;加固速度快,节约投资,碎石桩具有良好的透水性,加速地基固结,地基承载力可提高 $1.2 \sim 1.35$ 倍;此外,振冲过程中的预震效应,可使砂土地基增加抗液化能力。

振冲置换法适于处理不排水抗剪强度小于 $20kPa$ 的粘性土、粉土、饱和黄土和人工填土等地基,如果桩周土的强度过低,则难以形成桩体。振冲密实法适用于处理砂土和粉土等地基,不加填料的振冲密实法仅适用于处理粘粒含量小于 10% 的粗砂、中砂地基。

振冲法不适用于在地下水位较高、土质松散易塌方和含有大块石等障碍物的土层中使用。

国内应用振冲法加固地基的深度一般为 $14m$,最大达 $18m$,置换率一般在 $10\% \sim 30\%$,每米桩的填料量为 $0.3 \sim 0.7m^3$,直径为 $0.7 \sim 1.2m$ 。

9.6 高压喷射注浆法与深层搅拌法

9.6.1 高压喷射注浆法

高压喷射注浆法又称旋喷法,是 70 年代发展起来的一种先进的土体深层加固方法。它是利用钻机把带有特殊喷嘴的注浆管钻进至土层的预定位置后,用高压脉冲泵(工作压力在 $20MPa$ 以上),将水泥浆液通过钻杆下端的喷射装置,向四周以高速水平喷入土体,借助液体的冲击力切削土层,使喷射流程内土体遭受破坏,与此同时钻杆一面以一定的速度($20r/min$)旋转,一面低速($15 \sim 30cm/min$)徐徐提升,使土体与水泥浆充分搅拌混合,胶结硬化后即在地基中形成直径比较均匀具有一定强度($0.5 \sim 8.0MPa$)的圆柱体,从而使地基得到加固。其施工工艺流程如图 9.5 所示。

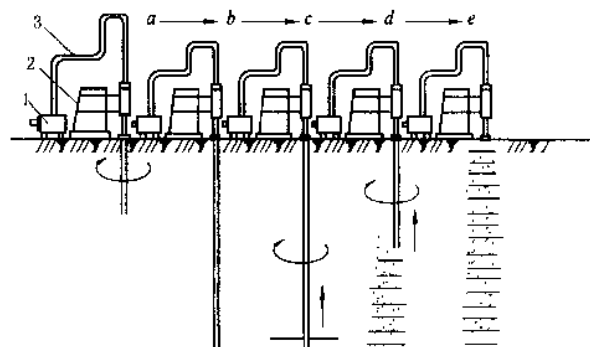


图 9.5 高压喷射注浆施工工艺流程

a—钻机就位钻孔;b—钻孔至设计标高;c—旋喷开始;

d—一边旋喷边提升;e—旋喷结束成柱

1—钻孔机械;2—超高压脉冲泵;3—高压胶管

9.6.1.1 分类及形式

高压喷射注浆法根据使用机具设备的不同又分为:

(1)单管法。用一根单管喷射高压水泥浆液作为喷射流,由于高压浆液射流在土中衰减大,破碎土的射程较短,成桩直径较小,一般为0.3~0.8m。

(2)二重管法。用同轴双通道二重注浆管复合喷射流。成桩直径1.0m左右。

(3)三重管法。用同轴三重注浆管复合喷射高压水流和压缩空气,并注入水泥浆液。由于高压水射流的作用,使地基中一部分土粒随着水、气排出地面,高压浆流随之填充空隙。成桩直径较大,一般有1.0~2.0m但成桩强度较低(0.9~1.2MPa)。

成桩形式分旋喷注浆、定喷注浆和摆喷注浆等三种类别。加固形状可分为立柱、壁状和块状等。

9.6.1.2 特点及适用范围

高压喷射注浆具有以下特点:①提高地基的抗剪强度,改善土的变形性质,使在上部结构荷载作用下,不产生破坏和较大沉降。②利用小直径钻孔旋喷成比孔大8~10倍的大直径固结体;可通过调节喷嘴的旋喷速度、提升速度、喷射压力和喷浆量旋喷成各种形状桩体;可制成垂直桩、斜桩或连续墙,并获得需要的强度。③用于已有建筑物地基加固而不扰动附近土体,施工噪音低,振动小。④用于任何软弱土层,可控制加固范围。⑤设备较简单、轻便,机械化程度高,全套设备紧凑,体积小,机动性强,占地少,能在狭窄场地施工。⑥施工简便,操作容易,管理方便,速度快,效率高,用途广泛,成本低。

高压喷射注浆适于淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、砂土、湿陷性黄土、人工填土及碎石土等的地基加固,可用于既有建筑和新建筑的地基处理、深基坑侧壁挡土或挡水、基坑底部加固防止管涌与隆起、坝的加固与防水帷幕等工程。但对含有较多大粒块石、坚硬粘性土、大量植物茎基或含过多有机质的土及地下水流过大、喷射浆液无法在注浆管周围凝聚的情况下,不宜采用。

9.6.1.3 桩径的选择

桩直径大小由注浆方法、土的类别、密度、施工条件等而定,表9.3可供参考。

桩直径设计值(m)

表 9.3

土 质		方 法		
		旋 喷		
		单管法	二重管法	三重管法
粘性土	$0 < N < 5$	1.0 ± 0.2	1.5 ± 0.2	2.0 ± 0.3
	$6 < N < 10$	0.8 ± 0.2	1.2 ± 0.2	1.5 ± 0.3
	$11 < N < 20$	0.6 ± 0.2	0.8 ± 0.2	1.0 ± 0.3
砂 土	$0 < N < 10$	1.0 ± 0.2	1.3 ± 0.2	2.0 ± 0.3
	$11 < N < 20$	0.8 ± 0.2	1.1 ± 0.2	1.5 ± 0.3
	$21 < N < 30$	0.6 ± 0.2	1.0 ± 0.2	1.2 ± 0.3
砂 砾	$20 < N < 30$	0.6 ± 0.2	1.0 ± 0.2	1.2 ± 0.3

注: N 值为标准贯入击数。

9.6.2 深层搅拌法

深层搅拌法系利用水泥(石灰)等材料作为固化剂,通过深层搅拌机在地基深部,就地将软土和固化剂(浆体或粉体)强制拌和,利用固化剂和软土发生一系列物理、化学反应,使其凝结成具有整体性、水稳性好和较高强度的水泥加固体,与天然地基形成复合地基。

9.6.2.1 加固机理

水泥加固土由于水泥用量很少,水泥水化反应完全是在土的围绕下产生的,凝结速度比混凝土缓慢。水泥与软粘土拌和后,水泥中的矿物和土中的水分发生强烈的水解和水化反应,生成水化物,有的自身继续硬化形成水泥石骨架,有的则因与有活性的土进行离子交换和硬凝反应和碳酸化作用等,使土颗粒固结、结团,颗粒间形成坚固的连结,并具有一定强度。

9.6.2.2 特点及适用范围

深层搅拌法的特点是:在地基加固过程中无振动、无噪音,对环境无污染;对土壤无侧向挤压,对邻近建

筑物影响很小;可按建筑物要求做成柱状、壁状、格子状和块状等加固形状;可有效提高地基强度(当水泥掺量为8%和10%时,加固体强度分别为0.24MPa和0.65MPa,而天然软土地基强度仅0.006MPa);同时施工期较短,造价低廉,效益显著。

本法适于加固较深较厚的淤泥、淤泥质土、粉土和含水量较高、且地基承载力不大于120kPa的粘性土地基,对超软土效果更为显著。多用于墙下条形基础、大面积堆料厂房地基、深基坑开挖时防止坑壁及边坡塌滑、坑底隆起等以及作地下防渗墙等工程上。

9.6.2.3 复合地基承载力及桩平面布置

深层搅拌桩复合地基承载力可按式计算:

$$f_{sp,k} = m(R_k^d/A_p) + \beta(1-m)f_{s,k} \quad (9.13)$$

式中 $f_{sp,k}$ ——复合地基的承载力标准值;

m ——面积置换率;

A_p ——桩的截面积;

$f_{s,k}$ ——桩间天然地基土承载力标准值;

β ——桩间土承载力折减系数。当桩端土为软土时,可取0.5~1.0;当桩端土为硬土时,可取0.1~0.4;当不考虑桩间软土的作用时,可取零。

R_k^d ——单桩竖向承载力标准值,应通过现场单桩载荷试验确定。单桩竖向承载力标准值也可按下列两式计算,取其中较小值:

$$R_k^d = \eta f_{cu,k} A_p \quad (9.14)$$

$$R_k^d = \bar{q}_s \cdot U_p l + \alpha A_p \cdot q_p \quad (9.15)$$

$f_{cu,k}$ ——与搅拌桩桩身加固土配比相同的室内加固土试块(边长为70.7mm的立方体,也可采用边长为50mm的立方体)的无侧限抗压强度平均值;

η ——强度折减系数,可取0.35~0.50;

\bar{q}_s ——桩周土的平均摩擦力,对淤泥可取5~8kPa,对淤泥质土可取8~12kPa,对粘性土可取12~15kPa;

U_p ——桩周长;

l ——桩长;

q_p ——桩端天然地基土的承载力标准值,可取《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)规定确定;

α ——桩端天然地基土的承载力折减系数,可取0.4~0.6。

在设计时,可根据要求达到的地基承载力,按(9.13)式求得面积置换率。

深层搅拌桩平面布置可根据上部建设时变形的要求,采用柱状、壁状、格栅状、块状等处理形式。可只在基础范围内布桩。柱状处理可采用正方形或梅花形布桩形式。

9.7 土工聚合物

土工聚合物是岩土工程应用的各种聚合材料的总称。它包括各种土工纤维(又称土工织物)、土工膜、土工格栅、土工垫以及各种组合的复合聚合材料。由于它具有优良的力学、水理及抗腐蚀等性能,因而在软弱地基处理中得到较广泛的应用。

9.7.1 特点和适用范围

土工聚合物的特点是:质地柔软,重量轻,整体连续性好;施工方便,抗拉强度高,没有显著的方向性,各向强度基本一致;弹性、耐磨、耐腐蚀性、耐久性和抗微生物侵蚀性好,不易霉烂和虫蚀。土工纤维具有毛细作用,内部具有大小不等的网眼,有较好的渗透性(水平向 $1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^{-3} \text{cm/s}$)和良好的疏导作用,水可竖向、横向排出。材料为工厂制品,材质易保证,施工简捷,造价较低,与砂垫层相比可节省大量砂石材料,节省费用1/3左右。用于加固软弱土地基或边坡,作为加筋使形成复合地基,可提高土体强度,承载力增大3~4

倍,显著地减少沉降,提高地基稳定性。但土工聚合物存在抗紫外线(老化)能力较低,如埋在土中,不受阳光紫外线照射,则不受影响,可使用40年以上。

土工聚合物适用于加固软弱土地基,以加速土的固结,提高土体强度;用于公路、铁路路基作加强层,防止路基翻浆、下沉;用于堤岸边坡,可使结构坡角加大,又能充分压实;作挡土墙后的加固,可代替砂井,此外还可用于河道和海港岸坡的防冲,水库、渠道的防渗以及土石坝、灰坝、尾矿坝与闸基的反滤层和排水层,可取代砂石级配良好的反滤层,达到节约投资、缩短工期、保证安全使用。

9.7.2 作用原理

土工聚合物在岩土工程中应用的主要作用有排水、反滤、隔离和加固补强等。

(1)排水作用

土工聚合物具有良好的三维透水特性,这种透水特性可使水经过它的平面迅速的沿水平方向排走,构成水平排水层。它还可与其它材料(如粗粒料、排水管、塑料排水板等)共同构成排水系统或深层排水井。土工聚合物所形成的排水层其排水作用的效果取决于在相应的受力条件下的导水性的大小(导水性为水平向渗透系数和厚度的乘积),及其所需排水量和所接触土层的土质条件。

(2)反滤作用

多数渗水性土工聚合物在单向渗流的情况下,发生细粒逐渐向渗滤层移动,自然形成一个反滤带和一层骨架网阻止细的颗粒被滤过,防止土粒的继续流失,最后趋向平衡,使土工聚合物与其相接触的部分土层共同形成一个完整的反滤体系,有效地起到反滤作用,防止土粒流失,使土体保持稳定。

(3)隔离作用

土工聚合物可设置在两种不同土或材料,或者土与其它材料之间,将它们相互隔离,避免混杂产生不良效果,并可依靠其优良特性以适应受力、变形和各种环境变化的影响而不破损。当用于受力的结构体中,则有助于保证结构的状态和设计功能。当用于材料的储存堆放场地,可以避免材料损失和劣化,对于废料还有助于防止污染。但用作隔离的土工聚合物,其渗透性应大于所隔离土的渗透性;当承受动荷载作用时,土工纤维应有足够的耐磨性和抗拉强度。土工聚合物用于路基工程,以防止软弱土层侵入路基引起翻浆冒泥,同时有利于排水,加速土体固结,增强地基承载能力。

(4)加固补强作用

利用土工聚合物的高强度和韧性等力学性能,与其上填土间有较大的摩擦力,可分散荷载,扩散应力,将作用在土层上的力均匀地分布传递于地基,从而起到加劲(加强)作用,有利于阻止填土的侧向位移和沉降,减少地基的不均匀变形和沉降,防止浅层地基的极限破坏,并避免局部基础的破损,同时增大土体的刚度模量,提高地基的承载力和稳定性,或作为筋材构成加筋土以及各种土工结构。

9.8 托换技术

托换技术一般包括:补救性托换,侧向托换,维持性托换。

对已有建筑物的原有基础不符合要求,而需增加该基础的深度或原基础加宽的托换,称为补救性托换。

由于邻近要修筑较深的新建筑物基础,因而需将已有建筑物的基础加深或扩大者,称为预防性托换;或在平行于已有建筑物基础旁,修筑比较深的板桩墙、树根桩或地下连续墙等方法者,称为侧向托换。

有时在建筑物基础下,设计时预先设置好顶升的措施,以适应预估地基沉降的需要者,称为维持性托换。目前国内在软粘土地基上建造油罐时,常在环形基础中预留有今后可埋设千斤顶的净空,即属这种托换型式。

9.8.1 桩式托换

桩式托换为采用桩进行基础托换方法的总称。它是在基础结构的下部或两侧设置各类桩(包括静压桩、锚杆静压桩、预试桩、打入桩、灌注桩、灰土桩和树根桩等),在桩上搁置托梁或承台系统或直接与基础锚固,来支承被托换的墙或柱基。本节仅介绍前三种桩式托换。

9.8.1.1 静压桩托换

系在墙基或柱基下开挖竖坑和横坑,在基础底部放开口钢管短桩,桩上安放钢垫板,在其上设置行程较大的15~30t油压千斤顶,千斤顶上接测力计及数字显示器的传感器,上垫钢板顶住基础底板作为反力支点,分节将开口短钢管压入(图9.6)。钢管一般截成1.0m长的短段,直径300~450mm(亦可采用截面为200mm×200mm的预制混凝土桩),壁厚10mm,接头用钢套箍或焊接。当钢管压入土中时,每隔一定时间可根据土质情况,用取土工具将管内土取出。如遇个别孤石,可用锤击破碎,尽量避免使用爆破方法。如为松软土地基,亦可用封闭的钢管桩尖,端部作成60°圆锥角。桩经交替顶进、清孔和接长后,直至桩尖达到设计要求持力层深度为止。当清孔后即可在桩管中灌注混凝土;如管中有水,可在管中填入一个砂浆塞加以封闭,待硬化后将管中积水抽干,再向管内灌注混凝土并捣固密实。最后将桩与基础底板或梁浇筑成整体,以承受建(构)筑物荷载。

本法施工设备简单,操作方便,质量可靠,费用较低。适于松软土地基、上部基础能提供反力支点条件情况下应用。

9.8.1.2 锚杆静压桩托换

系先在被托换的基础上按要求位置凿桩位孔和锚杆孔,桩孔应凿成下大上小,以利基础承受冲剪。在压桩部位埋设锚杆,用环氧浆锚固10倍锚杆直径,安设型钢制锚杆静压桩机。桩截面一般为200mm×200mm,桩长1.5~2.0m,用手动或电动千斤顶将桩逐段压入土中,桩接头采用硫磺砂浆锚接,千斤顶与桩顶间设置硬本垫块,压桩施工采取对称进行,当达到要求深度,在不卸载情况下,灌注微膨胀混凝土将桩与基础锚固,当强度达到C15后方可卸载(图9.7)。

本法具有施工时无振动、无噪音,设备简单,操作方便,移动灵活,可在场地和空间狭窄条件下施工等优点,但需一定的机具设备。适于新旧建筑物的地基加固和基础托换,并可在不停产和不搬迁的条件下进行基础托换。

9.8.1.3 预试桩托换

当地下水位较高,特别是在细颗粒的饱和土层中进行托换,常易出现流砂、流泥现象,采用一般坑式托换易导致被托换的建筑物基础的大量下沉,产生不均匀沉降,甚至倾斜,此时,可采用预试桩托换。

该桩系将底端开口、长1.2m,直径300~450mm、壁厚10mm的短钢管,以原有基础和上部结构恒载作为反力装置,用液压千斤顶将其逐节压入土中成桩。其施工步骤是:①先在基础下开挖地坑,用以提供1.8m的工作净空,然后使用液压千斤顶将钢管压进土层;②用钻孔工具或分瓣式抓斗清除管内土块,而后再套上另一节管子,接头用钢套箍或焊接,再用液压千斤顶将其压入土层,接着清土,经交替压进和清孔,直至桩端到达持力层深度为止;③向管内灌注混凝土,待混凝土结硬后,即可开始预试工作;④预试工作一般用两个并排设置的液压千斤顶放在基础底和钢管顶之间,液压千斤顶由液压泵或手动泵驱动使荷载施加至顶撑设计荷载的150%为止;⑤在两千斤顶之间竖放一节短工字钢梁,再用铁锤打入钢楔。根据实践,只需转移10%~15%的荷载,就可有效地对桩进行预试,并阻止其回弹;⑥取出千斤顶,采用干填法或在不大的压力下将混凝土注入基础底面,并将桩顶和工字钢梁包裹。

本法可以对重型受荷基础进行托换,也可采用钢筋混凝土预制桩,如截面为300mm×300mm的方桩,每节长760mm,桩节两头带有5mm的中心孔,其施工方法同上,不同之处是在纵向中心孔中插入短钢筋,并

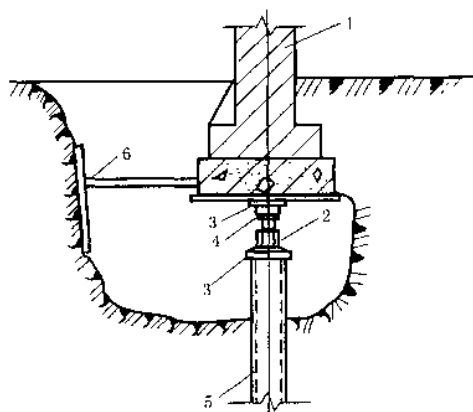


图9.6 静压桩托换

1—被托换基础;2—油压千斤顶;3—钢垫板
4—传感器;5—短钢管;6—支撑和挡板

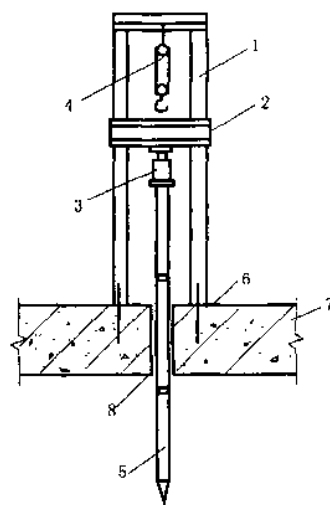


图9.7 锚杆静压桩托换

1—反力架;2—反力梁;3—油压千斤顶;
4—倒链;5—分节混凝土预制桩;
6—锚杆;7—基础承台;8—压桩孔

用硫磺胶泥或焊接连接成整体。适用于一般匀质土层,但不适于含有孤石、冰渍土或障碍物的土层,或当托换的建筑物较轻及上部结构条件较差而不能提供相当的千斤顶反力的情况下使用。

9.8.2 灌浆托换

灌浆托换是利用气压或液压将各种无机或有机化学浆液注入土中,使地基土固化,起到提高地基土的强度、消除湿陷性或防渗堵漏作用的一种加固方法。在各类土木工程中进行灌浆处理已有百余年历史。

灌浆材料有粒状浆材如水泥浆、粘土浆等,以及化学浆材如硅酸钠、氢氧化钠、环氧树脂、丙烯酰胺等。灌浆托换属于原位处理,施工较为简便,能快速硬化,加固体强度高,一般情况下可以实现不停产加固。但是,灌浆托换因浆材价格多数较高,通常仅限于浅层加固处理,加固深度常为3~5m。当加固深度超过5m以上时,往往是不经济的,应与其它托换方法进行技术经济比较后,再决定是否采用。

建筑工程中用于基础托换的灌浆法主要有硅化加固法、水泥硅化法、碱液加固法。

(1) 硅化加固法

硅化加固法始于1887年,是一种比较古老的灌浆工艺。它是利用带有孔眼的注浆管将硅酸钠($\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$)溶液与氯化钙(CaCl_2)溶液分别轮换注入土中,使土体固化的一种化学加固方法。

(2) 水泥硅化法

水泥硅化法是将水玻璃与水泥分别配成两种浆液,按照一定比例用两台泵或一台双缸独立分开的泵将两种浆液同时注入土中。这种浆液不仅具备水泥浆的优点,而且还兼有某些化学浆液的优点。例如凝结时间短,可灌性较高等,可以准确控制凝结时间从几秒钟到几十分钟。

(3) 碱液加固法

已有的化学加固方法都是将化学溶液灌入土中后,由溶液本身析出胶凝物质将分散的土颗粒胶结而使土得到加固,例如上述硅化法及其它高分子有机溶液加固都是这种原理。但是,碱液(即氢氧化钠溶液)加固的原理不同于上述方法,它本身并不能析出任何胶凝物质,而只是使土颗粒表面活化,然后在接触处彼此胶结成整体,从而提高土的强度。

以上主要介绍了几种常用地基处理方法的特点及适用范围、作用原理、设计施工要点。由于篇幅所限,并未全面和深入,如需对其深入了解,可参阅有关专著。并且,近年来许多重要的工程和复杂的工业厂房在软弱土地基上兴建,工程实践的要求推动了软弱土地基处理技术的迅速发展,地基处理的途径愈来愈多,老的方法不断改进完善,新的方法不断涌现。这些尚需我们在今后的理论研究和工程实践中不断总结和发展,以使地基处理技术更好地为国民经济建设服务。

思考题

- 9.1 何谓软弱土地基?它有何特性?
- 9.2 何谓强夯法?试述其加固机理。
- 9.3 换土垫层法的原理是什么?如何确定垫层的厚度和宽度?为什么厚度太薄($<0.5\text{m}$)和太厚($>3.0\text{m}$)都不合适?宽度太小可能会出现什么问题?
- 9.4 试述排水固结预压法的加固原理与应用条件。
- 9.5 试述真空预压法的加固机理。
- 9.6 挤密砂桩的作用原理是什么?
- 9.7 试说明土桩和灰土桩的特点及适用范围?
- 9.8 振冲法加固地基的原理是什么?它适用于加固什么土层?
- 9.9 何谓高压喷射注浆法?试说明其特点和适用范围。
- 9.10 深层搅拌法是如何加固地基的?如何确定深层搅拌桩复合地基的承载力?
- 9.11 土工聚合物用于加固地基有哪些作用?
- 9.12 何谓静压桩托换?
- 9.13 试说明锚杆静压桩托换的特点及适用条件。

习 题

9.1 某住宅建筑承重墙下为条形基础,宽 1.2m,埋深 1m,上部建筑作用于基础的荷载 $F=160\text{kN/m}$,地表为 1m 厚的填土, $\gamma=17\text{kN/m}^3$,下面为淤泥质土,含水量 $w=55\%$, $\gamma_{\text{sat}}=18.0\text{kN/m}^3$,回归修正系数 $\phi_k=0.95$,地下水距地表深 1m。试设计基础的垫层。

(答案:中粗砂, $z=1.7\text{m}$, $b'=3.2\text{m}$)

9.2 某海港工程为软粘土地基, $C_v=C_H=1.5\times 10^{-3}\text{cm}^2/\text{s}$,采用砂井堆载预压法加固,砂井长 $H=16\text{m}$, $d_w=30\text{cm}$,间距 $l=1.5\text{m}$,梅花形布置,求一次加荷 2 个月时砂井地基的平均固结度。

(答案: $U_a=93.8\%$)

9.3 某松砂地基,地下水与地面平,采用砂桩加固,砂桩直径 $d=0.6\text{m}$,该地基土的 $d_s=2.7$, $\gamma_{\text{sat}}=19.0\text{kN/m}^3$, $e_{\text{max}}=0.95$, $e_{\text{min}}=0.6$,要求处理后的相对密实度 $D_r=0.8$,求砂桩的间距。

(答案:梅花形布置, $l=1.64\text{m}$;正方形布置, $l=1.6\text{m}$)

10 区域性地基

本章提要

本章介绍了几种在我国分布较广的区域性地基,包括湿陷性黄土地基、膨胀土地基、山区地基及地震区地基等。这类地基土由于所处地理环境、气候条件和各自地质成因等不同,而与一般土的工程性质有显著区别,并带有一定的区域性。本章先分别介绍这类地基土的特征和分布,讲述其特殊的工程性质和产生原因以及它们给工程建设带来的影响和危害;其次介绍了这类地基土各自的工程评价方法和处理措施。

10.1 概 述

区域性地基是指特殊土地基、山区地基以及地震区地基等。我国不少地区,分布着区域性特殊土,种类很多,主要包括湿陷性黄土、膨胀土、红粘土、软土和冻土等。它们各自具有一些特殊的成分、结构和性质,如黄土的湿陷性、膨胀土的胀缩性、软土的高压缩性、冻土的冻胀变形等。当其作为建筑物地基时,如果不注意这些特点就会造成事故。为保证建筑物安全和正常使用,应根据其特点和工程要求,因地制宜,综合治理。

我国广大的山区、丘陵地带,广泛分布着工程地质、水文地质条件更为复杂的山区地基,经常出现多种不良地质现象,如滑坡、泥石流、崩塌、岩溶和土洞等,给工程建设造成直接或潜在的威胁。因此必须正确认识山区建设的特性,合理利用,正确处理山区地基。

我国是一个多地震的国家,地震时,在岩土中传播的地震波引起地基土体的振动,当地基土强度经受不住地基振动变形所产生的内力时,就会失去支撑建筑物的能力,导致地基失效,严重时可产生像地裂、坍塌、液化、震陷等灾害。地震中地基的稳定性和变形以及抗震、防震措施是地震区地基基础设计必须主要考虑的问题。

10.2 湿陷性黄土地基

10.2.1 黄土的特征和分布

黄土是一种产生于第四纪地质历史时期干旱条件下的沉积物,它的内部物质成分和外部形态特征都不同于同时期的其它沉积物。一般认为不具层理的风成黄土为原生黄土,原生黄土经过流水冲刷、搬运和重新沉积而形成的黄土称为次生黄土,它常具有层理和砾石夹层。

黄土外观颜色较杂乱,主要呈黄色或褐黄色。颗粒组成以粉粒为主,同时含有砂粒和粘粒。黄土还含有大量可溶盐类。往往具有肉眼可见的大孔隙,孔隙比变化大多在 1.0~1.1 之间。

在一定压力下受水浸湿,土结构迅速破坏,并发生显著附加下沉的黄土称湿陷性黄土,它主要为属于晚更新世(Q_3)的马兰黄土以及属于全新世(Q_4)的黄土状土。这类土为形成年代较晚的新黄土,土质均匀或较为均匀,结构疏松,大孔发育,有较强烈的湿陷性。在一定压力下受水浸湿,土结构不破坏,并无显著附加下沉的黄土称非湿陷性黄土,一般属于中更新世(Q_2)的离石黄土和属于早更新世(Q_1)的午城黄土。这类形成年代久远的老黄土土质密实,颗粒均匀,无大孔或略具大孔结构,一般不具有湿陷性或仅具轻微湿陷性。非湿陷性黄土地基的设计和施工与一般粘性土地基无甚差异。后面讨论的均指与工程建设关系密切的湿陷性黄土。

湿陷性黄土又分为自重湿陷性和非自重湿陷性两种。在上覆土的自重应力下受水浸湿发生湿陷的黄土称自重湿陷性黄土；在大于上覆土的自重应力下(包括附加应力和土的自重应力)受水浸湿发生湿陷的黄土称非自重湿陷性黄土。

黄土在全世界分布面积达1300万 km^2 ，约占陆地总面积的9.3%。主要分布于中纬度干旱、半干旱地区。我国黄土分布非常广泛，面积约64万 km^2 ，其中湿陷性黄土约占四分之三。以黄河中游地区最为发育，多分布于甘肃、陕西、山西地区，青海、宁夏、河南也有部分分布，其它如河北、山东、辽宁、黑龙江、内蒙古和新疆等省(区)也有零星分布。

我国《湿陷性黄土地区建筑规范(GBJ25-90)》(简称《黄土规范》)，给出了我国湿陷性黄土工程地质分区略图。

10.2.2 黄土湿陷发生原因及影响因素

10.2.2.1 黄土湿陷原因

黄土的湿陷现象是一个复杂的地质、物理、化学过程，对其湿陷的原因和机理，国内外学者有种种假说，如毛细管假说、溶盐假说、胶体不足假说、水膜楔入假说、欠压密理论和结构学说等。但至今尚未获得一种大家公认的理论能够充分地解释所有的湿陷现象和本质。本章简单介绍一下被公认为能比较合理解释湿陷现象的欠压密理论、溶盐假说和结构学说。

(1)黄土的欠压密理论认为，在干旱、少雨气候下，黄土沉积过程中水分不断蒸发，土粒间的盐类析出，胶体凝固，形成固化粘聚力，从而阻止了上面的土对下面土的压密作用而成为欠压密状态，时间长了，堆积的欠压密土层越来越厚，因而形成这种高孔隙比、低湿度的湿陷性黄土。一旦水浸入较深，固化粘聚力消失，就产生了湿陷。

(2)溶盐假说认为，黄土湿陷原因是由于黄土中存在大量的易溶盐。当黄土中含水量较低时，易溶盐处于微晶状态，附在颗粒表面，起着胶结作用。当受水浸湿后，易溶盐溶解，胶结作用丧失，产生湿陷。但溶盐假说并不能解释所有的湿陷现象，例如我国湿陷性黄土中易溶盐含量就较少。

(3)结构学说认为，黄土湿陷的根本原因是由于湿陷性黄土所具有的特殊结构体系所造成的。这种结构体系是由集粒和碎屑组成的骨架颗粒相互连接形成的一种粒状架空结构体系，见图10.1，它含有大量架空孔隙。颗粒间的连接强度是在干旱、半干旱条件下形成的，来源于上覆土重的压密，少量的水在粒间接触处形成的毛管压力，粒间电分子引力，粒间摩擦及少量胶凝物质的固化粘聚等。该结构体系在水和外荷载共同作用下，必然导致连接强度降低、连接点破坏，使整个结构体系失去稳定。

尽管解释黄土湿陷原因的观点各异，但从上面归纳起来可以分为外因和内因两方面。黄土受水浸湿和荷载作用是湿陷发生的外因，黄土的结构特征及物质成分是产生湿陷性的内在原因。

10.2.2.2 影响黄土湿陷性的因素

影响黄土湿陷性的因素来自组成黄土的物质成分和其特殊结构。在组成黄土的物质成分中，粘粒含量对湿陷性有一定影响，一般粘粒含量越多湿陷性越小，我国黄土湿陷性存在着由西北向东南递减的趋势，这与自西北向东南方向砂粒含量减少而粘粒含量增多情况是一致的。另外黄土中盐类及其存在状态对湿陷性有直接影响，如以较难溶解的碳酸钙含量为主，则湿陷性减弱，而其它碳酸盐、硫酸盐和氯化物等易溶盐含量越多，则湿陷性越强。

黄土的湿陷性与孔隙比和含水量大小有关。天然孔隙比 e 越大，或天然含水量 w 越小则湿陷性越强。饱和度 $S_r \geq 80\%$ 的黄土，称为饱和黄土，其湿陷性已退化。在天然含水量相同时，黄土的湿陷变形随湿度的增加而增大。

黄土的湿陷性还与外加压力有关，外加压力越大，湿陷量也显著增加，但当压力超过某一数值时，再增加压力，湿陷量反而减少。

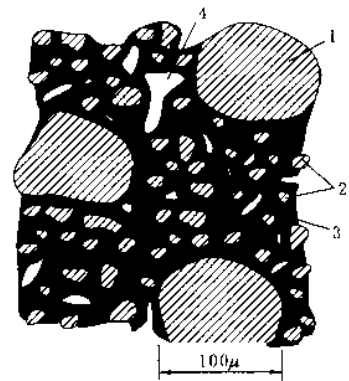


图10.1 黄土结构示意图

1—砂粒；2—粗粉粒；3—胶结物；4—大孔隙

10.2.3 黄土地基的湿陷性评价及勘察要求

10.2.3.1 湿陷性评价

正确评价黄土地基的湿陷性具有很重要的工程意义,它主要包括三方面的内容:①查明黄土在一定压力下浸水后是否具有湿陷性;②判别场地的湿陷类型,属于自重湿陷性还是非自重湿陷性黄土;③判定湿陷黄土地基的湿陷等级,即强弱程度。

关于黄土地基湿陷性的评价标准,各国不尽相同。这里介绍我国《黄土规范》规定的标准。

(1) 湿陷系数、湿陷起始压力及黄土湿陷性的判别

黄土的湿陷量与所受的压力大小有关,黄土的湿陷性应利用现场采集的不扰动土试样,按室内压缩试验在一定压力下测定的湿陷系数 δ_s 来判定,其计算式为:

$$\delta_s = \frac{h_p - h_p'}{h_0} \quad (10.1)$$

式中 h_p ——保持天然的湿度和结构的土样,加压至一定压力时,下沉稳定后的高度(cm);

h_p' ——上述加压稳定后的土样,在浸水作用下,下沉稳定后的高度(cm);

h_0 ——土样的原始高度(cm)。

工程中主要利用 δ_s 来判别黄土的湿陷性,当 $\delta_s < 0.015$ 时,应定为非湿陷性黄土;当 $\delta_s \geq 0.015$ 时,应定为湿陷性黄土。试验中,测定湿陷系数的压力 p ,用地基中黄土的实际压力虽然比较合理,但在初勘阶段,建筑物的平面位置,基础尺寸和埋深等尚未确定,故实际压力大小难以预估。鉴于一般工业与民用建筑基底以下 10m 内的附加应力与土的自重应力之和接近 200kPa,10m 以下附加应力很小,主要是上覆土的饱和自重应力,故《黄土规范》规定:自基础底面(初勘时,自地面下 1.5m)算起,10m 以上的土层应用 200kPa,10m 以下至非湿陷性土层顶面,应用其上覆土的饱和自重应力(当大于 300kPa 时,仍应用 300kPa)。还注明,如基底压力大于 300kPa 时,宜用实际压力判别黄土的湿陷性。

用上述方法只能测出在某一个规定压力下的湿陷系数。有时工程上需要确定湿陷起始压力 p_{sh} (kPa)。它是一个压力界限值,当黄土受的压力低于这个数值,即使浸了水也只产生压缩变形,而不会出现湿陷现象。因此 p_{sh} 是一个很有实用价值的指标。《黄土规范》中给出下列方法确定:

按现场载荷试验确定时,应在 $p-s_s$ (压力与浸水下沉量) 曲线上,取其转折点所对应的压力作为湿陷起始压力值。当曲线上的转折点不明显时,可取浸水下沉量 s_s 与承压板宽度 b 之比小于 0.015 所对应的压力作为湿陷起始压力值。

按室内压缩试验即单、双线法确定时,在 $p-\delta_s$ 曲线上宜取 $\delta_s = 0.015$ 所对应的压力作为湿陷起始压力值。其中采用单线法时,应在同一个取土点的同一深度处,至少以环刀取 5 个试样,各试样均在天然湿度下分级加载,分别加至不同的规定压力,下沉稳定后测 h_p ,再浸水,至湿陷稳定为止,测试样高度 h_p' 。按公式(10.1),绘制 $p-\delta_s$ 曲线,定 p_{sh} 。

采用双线法时,应在同一个取土点的同一深度处,以环刀取 2 个试样,一个在天然湿度下分级加载,另一个在天然湿度下加第一级荷载,下沉稳定后浸水,至湿陷稳定,再分级加载。分别测定这两个试样在各级压力下,下沉稳定后的试样高度 h_p 和浸水下沉稳定后的试样高度 h_p' ,就可以绘制出不浸水试样的 $p-h_p$ 曲线和浸水试样的 $p-h_p'$ 曲线,如图 10.2,然后按公式(10.1),绘制 $p-\delta_s$ 曲线,定 p_{sh} 。

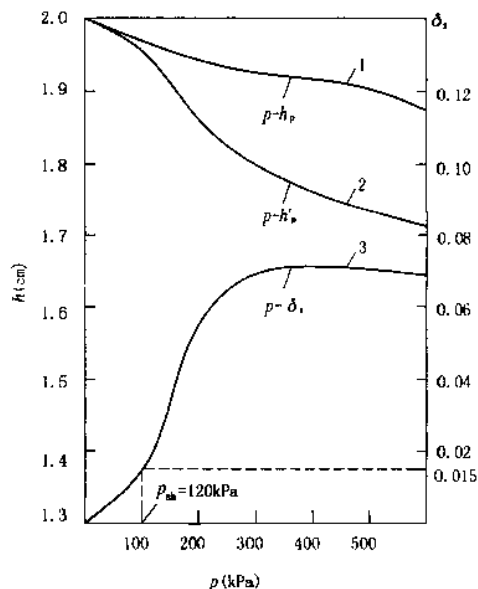


图 10.2 双线法压缩试验曲线

1—不浸水试样的 $p-h_p$ 曲线;
2—浸水试样的 $p-h_p'$ 曲线; 3— $p-\delta_s$ 曲线

(2) 湿陷类型的划分

工程实践表明,自重湿陷性黄土在没有外荷载的作用下,浸水后也会迅速发生剧烈的湿陷,产生的湿陷事故比非自重湿陷性黄土场地多,对两种类型的湿陷性黄土地基,所采取的设计和施工措施有所区别。因此,必须正确划分场地的湿陷类型。

建筑场地的湿陷类型,应按实测自重湿陷量 Δ'_{zs} 或按室内压缩试验累计的计算自重湿陷量 Δ_{zs} 判定。实测自重湿陷量 Δ'_{zs} 应根据现场试坑浸水试验确定,该试验方法比较可靠,但费水费时,有时受各种条件限制,往往不易做到。因此,规范规定,除在新建区,对甲、乙类建筑物(见 10.2.4 节)宜采用现场试坑浸水试验外,对一般建筑物可按计算自重湿陷量划分场地类型。

计算自重湿陷量按下式进行:

$$\Delta_{zs} = \beta_0 \sum_{i=1}^n \delta_{zs_i} h_i \quad (10.2)$$

式中 δ_{zs_i} ——第 i 层土在上覆土的饱和自重应力作用下的湿陷系数,其测定和计算方法同 δ_s ,即 $\delta_s = (h_z - h_z')/h$,其中 h_z 是加压至土的饱和自重应力时,下沉稳定后的高度, h_z' 是上述加压稳定后,在浸水作用下,下沉稳定后的高度;

h_i ——第 i 层土的厚度(cm);

n ——总计算土层内湿陷土层的数目,总计算厚度应从天然地面算起(当挖、填方厚度及面积较大时,自设计地面算起)至其下全部湿陷性黄土层的底面为止($\delta_s < 0.015$ 的土层不计);

β_0 ——因土质地区而异的修正系数。对陇西地区可取 1.5,对陇东陕北地区可取 1.2,对关中地区可取 0.7,对其它地区可取 0.5。

当实测自重湿陷量 Δ'_{zs} 或计算自重湿陷量 Δ_{zs} 小于 7cm 时,应定为非自重湿陷性黄土地区;大于 7cm 时,定为自重湿陷性黄土地区。

(3) 黄土地基的湿陷等级

湿陷性黄土地基的湿陷等级,应根据基底下各土层累计的总湿陷量和计算自重湿陷量的大小因素按表 10.1 判定。

湿陷性黄土地基的湿陷等级

表 10.1

<div style="display: inline-block; transform: rotate(-45deg);"> 湿陷类型 计算自重湿陷量 (cm) </div>	非自重湿陷性场地	自重湿陷性场地	
总湿陷量 Δ_s (cm)	$\Delta_{zs} \leq 7$	$7 < \Delta_{zs} \leq 35$	$\Delta_{zs} > 35$
$\Delta_s \leq 30$	I (轻微)	II (中等)	—
$30 < \Delta_s \leq 60$	II (中等)	II 或 III	III (严重)
$\Delta_s > 60$	—	III (严重)	IV (很严重)

注:1. 当总湿陷量 $30\text{cm} < \Delta_s < 50\text{cm}$, 计算自重湿陷量 $7\text{cm} < \Delta_{zs} < 30\text{cm}$ 时,可判为 II 级;

2. 当总湿陷量 $\Delta_s \geq 50\text{cm}$, 计算自重湿陷量 $\Delta_{zs} \geq 30\text{cm}$ 时,可判为 III 级。

总湿陷量可按下式计算

$$\Delta_s = \sum_{i=1}^n \beta \delta_{s_i} h_i \quad (10.3)$$

式中 δ_{s_i} ——第 i 层土的湿陷系数;

h_i ——第 i 层土的厚度(cm);

β ——考虑地基土的侧向挤出和浸水机率等因素的修正系数。基底下 5m(或压缩层)深度内可取 1.5; 5m 以下,在非自重湿陷性黄土场地,可不计算;在自重湿陷性黄土场地可按式(10.2)的 β_0 取值。

Δ_s 是湿陷性黄土地基在规定压力作用下充分浸水后可能发生的湿陷变形值。设计时应根据黄土地基的湿陷等级考虑相应的设计措施。在同样情况下,湿陷程度愈高,设计措施要求也愈高。

【例题 10.1】 陕北地区某建筑场地,工程地质勘察中某探坑每隔 1m 取土样,测得各土样 δ_{zs_i} 和 δ_{s_i} 如附表 10.1,试确定该场地的湿陷类型和地基的湿陷等级。

附表 10.1

取土深度(m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
δ_{zs}	0.002	0.014	0.020	0.013	0.026	0.056	0.045	0.014	0.001	0.020
δ_s	0.070	0.060	0.073	0.025	0.088	0.084	0.071	0.037	0.002	0.039
备 注	δ_{zs} 或 $\delta_s < 0.015$,属非湿陷性土层									

【解】 1. 场地湿陷类型判别

首先计算自重湿陷量 Δ_{zs} , 自天然地面算起至其下全部湿陷性黄土层面为止, 根据《黄土规范》在陕北地区 β_0 可取 1.2, 按式(10.2):

$$\Delta_{zs} = \beta_0 \sum_{i=1}^n \delta_{zs_i} h_i = 1.2 \times (0.020 + 0.026 + 0.056 + 0.020 + 0.045) \times 100 = 20.04\text{cm} > 7\text{cm}$$

故该场地应判定为自重湿陷性黄土场地。

2. 黄土地基湿陷等级判别

根据式(10.3)计算黄土地基的总湿陷量 Δ_s

$$\begin{aligned} \Delta_s &= \sum_{i=1}^n \beta \delta_{s_i} h_i \quad \text{取 } \beta = \beta_0 \\ &= 1.2 \times (0.070 + 0.060 + 0.073 + 0.025 + 0.088 + 0.084 + 0.071 + 0.037 + 0.039) \times 100 \\ &= 64.56\text{cm} \end{aligned}$$

根据附表 10.1, 该湿陷性黄土地基的湿陷等级可判为Ⅲ级(严重)。

10.2.3.2 黄土地基勘察要求

对湿陷性黄土地区进行地基勘察时, 依照《黄土规范》和《岩土工程勘察规范》进行。

(1) 黄土地基的勘察工作应着重查明地层时代、成因、湿陷性土层的厚度, 湿陷系数随深度的变化, 湿陷类型和湿陷等级的平面分布、地下水位变化幅度和其它工程地质条件。

(2) 划分不同的地貌单元, 查明湿陷凹地、黄土溶洞、滑坡、崩塌、冲沟和泥石流等不良地质现象的分布地段、规模和发展趋势及其对建设的影响。

(3) 了解场地内有无地下坑穴如墓、井、坑、地道、砂井和砂巷等。

(4) 采取原状土样, 必须保持其天然湿度和结构(I级土试样), 探井中取样竖向间距一般为 1m, 土样直径不小于 10cm, 钻孔中取样, 必须注意钻进工艺。取土勘探点中应有一定数量的探井。在Ⅲ、Ⅳ级自重湿陷性黄土场地上, 探井数量不得少于取土勘探点的 1/3。场地内应有一定数量的取土勘探点穿透湿陷性黄土层。

(5) 湿陷性黄土地基的承载力按《黄土规范》确定。

10.2.4 湿陷性黄土地基的工程措施

在湿陷性黄土地区进行建设, 地基应满足承载力、湿陷变形、压缩变形和稳定性的要求。针对黄土地基湿陷性这个特点和工程要求, 采取以地基处理为主的综合措施, 以防止地基湿陷, 保证建筑物安全和正常使用。

(1) 地基处理措施

其目的在于破坏湿陷黄土的大孔结构, 以便全部或部分消除地基的湿陷性。《黄土规范》根据建筑物的重要性及地基受水浸湿可能性的大小和在使用上对不均匀沉降限制的严格程度, 将建筑物分为甲、乙、丙、丁四类。对甲类建筑物要求消除地基的全部湿陷量, 或穿透全部湿陷土层; 对乙、丙类建筑物则要求消除地基的部分湿陷量; 丁类属次要建筑物, 地基可不作处理。

常用处理方法列于表 10.2 中。

湿陷性黄土地基常用的处理方法

表 10.2

名 称		适用范围	可处理基底下湿陷性土层厚度(m)
垫层法		地下水位以上	1~3
夯实法	强夯	$S_r < 60\%$ 的湿陷性黄土	3~6
	重夯		1~2
挤密法		地下水位以上	5~15
桩基础		基础荷载大,有可靠的持力层	≤ 30
预浸水法		Ⅲ、Ⅳ级湿陷性黄土	可消除地面下 5m 以下全部土层的湿陷性
单液硅化或碱液加固法		加固地下水位以上的已有建筑物地基	≤ 10 单液硅化加固的最大深度可达 20

(2) 防水措施

其目的是消除黄土发生湿陷变形的条件。基本防水措施要求在建筑布置、场地排水、地面排水、散水等方面,防止雨水或生产、生活用水渗入浸湿地基。严格防水措施要求对重要建筑物场地和高级别湿陷地基,在检漏防水措施基础上,对防水地面、排水沟、检漏管沟和井等设施提高设计标准。

(3) 结构措施

结构措施是前两项措施的补充手段,它包括建筑平面布置力求简单,加强建筑上部结构整体刚度,预留沉降净空等来减小建筑物不均匀沉降或使结构物能适应地基的湿陷变形。

10.3 膨胀土地基

10.3.1 膨胀土的特征及对建筑物的破坏

10.3.1.1 膨胀土的一般特征

膨胀土是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软化和失水收缩开裂两种变形特性的粘性土。膨胀土在我国分布广泛,以黄河流域及其以南地区较多,据统计,湖北、河南、广西、云南等 20 多个省、自治区均有膨胀土。

膨胀土多出现于二级或二级以上阶地、山前和盆地边缘丘陵地带。所处地形平缓,无明显自然陡坎。在流水冲刷作用下的水沟、水渠易发生崩塌、滑动面淤塞。常见浅层滑坡、地裂,新开挖的坑(槽)壁易发生坍塌。

我国膨胀土形成的地质年代大多数为第四纪晚更新世(Q_3)及其以前,少量为全新世(Q_4)。颜色呈黄、黄褐、红褐、灰白或花斑等色。膨胀土多呈坚硬-硬塑状态, $I_L \leq 0$,孔隙比一般在 0.7 及以上,结构致密,压缩性较低。

裂隙发育是膨胀土的一个重要特征,常见光滑面或擦痕。裂隙有竖向、斜交和水平三种,裂隙间常充填灰绿、灰白色粘土。竖向裂隙常出露地表,裂隙宽度随深度增加而逐渐尖灭;斜交剪切裂隙越发育,胀缩性越严重。膨胀土分布地区还有一个特点,即在旱季常出现地裂,长可达数十米至百米,深数米,雨季则闭合。

10.3.1.2 膨胀土的危害

一般粘性土都具有胀缩性,但其量不大,对工程没有太大的影响。而膨胀土的膨胀-收缩一再膨胀的往复变形特性非常显著。建造在膨胀土地基上的建筑物,随季节气候变化会反复不断地产生不均匀的抬升和下沉,而使建筑物破坏,破坏具有下列规律:

(1) 建筑物的开裂破坏具有地区性成群出现的特点,建筑物裂缝随气候变化不停地张开和闭合。而且以低层轻型、砖混结构损坏最为严重,因为这类房屋重量轻、整体性较差,且基础埋置浅,地基土易受外界环境变化的影响而产生胀缩变形。

(2) 房屋在垂直和水平方向都受弯和受扭,故在房屋转角处首先开裂,墙上出现对称或不对称的八字形、X 形缝。外纵墙基础由于受到地基在膨胀过程中产生的竖向切力和侧向水平推力的作用,造成基础移动而产生水平裂缝和位移。室内地坪和楼板发生纵向隆起开裂。

(3)膨胀土边坡不稳定,地基会产生水平向和垂直向的变形,坡地上的建筑物损坏要比平地上更严重。

另外,膨胀土的胀缩特性除使房屋发生开裂、倾斜外,还会使公路路基发生破坏,堤岸、路堑产生滑坡,涵洞、桥梁等刚性结构物产生不均匀沉降,导致开裂等。

世界上已有40多个国家发现膨胀土造成的危害,估计每年给工程建设带来的经济损失达数十亿美元。膨胀土的工程问题已引起包括我国在内的各国学术界和工程界的高度重视。

10.3.2 影响膨胀土胀缩变形的因素

膨胀是指在一定条件下土的体积因不断吸水而增大的过程,收缩是由于日照蒸发、树根吸水等使土中水分减少,体积变小。膨胀土具有胀缩变形特性,可归因于膨胀土的内在机制和外部因素两个方面。

影响膨胀土胀缩性的内在机制,主要是指矿物成分及微观结构两方面:膨胀土含有大量的蒙脱石、伊利石等亲水性粘土矿物,它们比表面积大,有强烈的活动性,既易吸水又易失水,胀缩变形也大。这些矿物成分在空间上的联结状态也影响其胀缩特性。经过大量不同地点的膨胀土扫描电镜试验分析得知,粘土矿物颗粒集聚体之间面-面接触的分散结构是膨胀土的一种普遍结构形式,这种结构比团粒结构具有更大的吸水膨胀和失水收缩的能力。

影响膨胀土胀缩性的外部因素是水对膨胀土的作用。土中原有含水量与土体膨胀时所需含水量相差越大,则遇水后土的膨胀越大,失水后的收缩越小。土中水分的变化与各种环境因素,如气候条件、地形地貌、地面覆盖以及地下水位等条件有关。比如,雨季土中水分增加,土体产生膨胀,旱季水分减少,土体产生收缩;同类膨胀土地基,地势低处胀缩变形比高处小,因为高地带临空面大,土中水分蒸发条件好,土中水分变化大;在炎热干旱地区,地面上的覆盖阔叶树林也会对建筑物胀缩变形造成不利影响,因为树根吸水作用,加剧地基干缩变形。

10.3.3 膨胀土地基勘察和评价

10.3.3.1 膨胀土地基的勘察

膨胀土地基的勘察除满足一般勘察要求外,应着重下列内容:

(1)选址勘察阶段,应以工程地质调查为主。收集当地多年气象资料,了解气候变化特点;查明膨胀土的成因,划分地貌单元,了解地形形态以及有无不良地质现象;调查水文地质情况,调查地表水排泄、积聚情况,地下水类型、水位及其变化幅度等;分析当地建筑物损坏原因。

(2)初步勘察阶段应确定膨胀土的胀缩性;查明场地内不良地质现象的成因、分布和危害程度;采取原状土样进行室内基本物理性质试验、收缩试验、膨胀力试验和膨胀率试验,初步查明场地内膨胀土的物理力学性质。

(3)详勘阶段应确定地基土层胀缩等级以作为设计的依据。

10.3.3.2 膨胀土的工程特性指标

为判别膨胀土以及评价膨胀土的胀缩性,常用下述一系列胀缩性指标:

(1)自由膨胀率 δ_{ef}

人工制备的烘干土,经充分吸水膨胀稳定后,则在水中增加的体积与原体积之比,称为自由膨胀率 δ_{ef} 。按下式计算

$$\delta_{ef} = \frac{V_w - V_0}{V_0} \quad (10.4)$$

式中 V_w ——土样在水中膨胀稳定后的体积(mL);

V_0 ——干土样原有体积(mL)。

自由膨胀率 δ_{ef} 表示膨胀土在无结构力影响下和无压力作用下的膨胀特性。可反映土的矿物成分及含量,可用来初步判定是否是膨胀土。

(2)膨胀率 δ_{ep}

原状土在侧限压缩仪中,在一定的压力下,浸水膨胀稳定后,土样增加的高度与原高度之比。表示为

$$\delta_{ep} = \frac{h_w - h_0}{h_0} \quad (10.5)$$

式中 h_w ——土样浸水膨胀稳定后的高度(mm);

h_0 ——土样的原始高度(mm)。

膨胀率 δ_{ep} 可用来评价地基的胀缩等级, 计算膨胀土地基的变形量以及测定膨胀力。

(3) 线缩率 δ_s 和收缩系数 λ_s

膨胀土失水收缩, 其收缩性可用线缩率和收缩系数表示。它们是地基变形计算中的两项主要指标。

线缩率指土的竖向收缩变形与原状土样高度之比, 表示为

$$\delta_s = \frac{h_0 - h_t}{h_0} \times 100\% \quad (10.6)$$

式中 h_t ——某含水量 w_t 时的土样高度(mm);

h_0 ——土样的原始高度(mm)。

绘制线缩率与含水量关系曲线如图 10.3 所示, 可见随含水量减小, δ_s 增大。图中 ab 直线段为收缩阶段, bc 曲线段为收缩过渡阶段, cd 曲线段为土的微缩阶段, 至 d 点后, 含水量虽然继续减小, 但体积收缩已基本停止。利用直线收缩段可求得收缩系数 λ_s , 它表示原状土样在直线收缩阶段, 含水量减少 1% 时的竖向线缩率, 按下式计算

$$\lambda_s = \frac{\Delta \delta_s}{\Delta w} \quad (10.7)$$

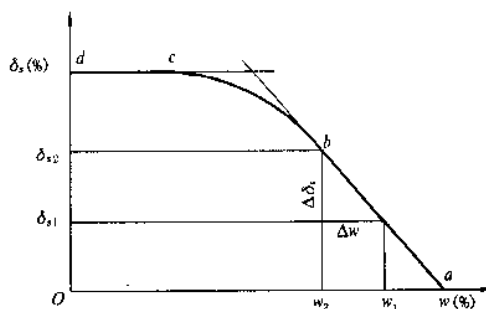


图 10.3 线缩率与含水量关系曲线

式中 $\Delta \delta_s$ ——收缩过程中, 直线变化阶段内, 两点含水量之差(%);

Δw ——两点含水量之差对应的竖向线缩率之差(%)。

(4) 膨胀力 p_e

原状土样在体积不变时, 由于浸水膨胀产生的最大内应力, 称为膨胀力 p_e 。以各级压力下的膨胀率 δ_{ep} 为纵坐标, 压力 p 为横坐标, 将试验结果绘制成 p - δ_{ep} 关系曲线, 该曲线与横坐标轴的交点即为膨胀力 p_e , 见图 10.4。

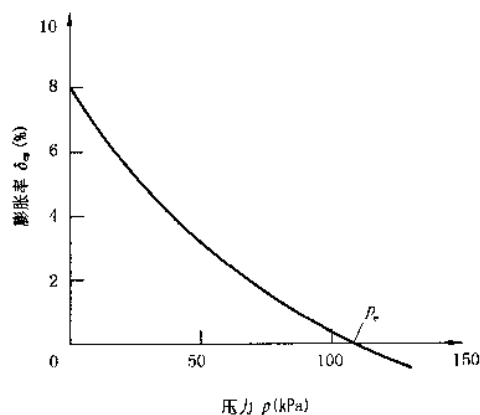


图 10.4 膨胀率与压力关系曲线图

膨胀力 p_e 在选择基础形式及基底压力时,是个很有用的指标,在设计上如果希望减小膨胀变形,应使基底压力接近 p_e 。

10.3.3.3 膨胀土地基的评价

(1) 膨胀土的判别

根据我国大多数膨胀土地区工程经验,判别膨胀土的主要依据是工程地质特征与自由膨胀率 δ_{ef} 。《膨胀土地区建筑技术规范(GBJ112-87)》(简称《膨胀土规范》)判定,凡 $\delta_{ef} \geq 40\%$,且具有上述工程地质特征的场地应判定为膨胀土。

(2) 膨胀土的膨胀潜势

通过上述判定膨胀土以后,要进一步确定膨胀土的胀缩性能,也就是胀缩强弱。我国《膨胀土规范》按自由膨胀率 δ_{ef} 大小划分膨胀潜势强弱,即反映土体内部积储的膨胀势能大小,来判别土的胀缩性高低。膨胀土的膨胀潜势按 δ_{ef} 分为三类,见表 10.3。

调查表明: δ_{ef} 较小的膨胀土,膨胀潜势较弱,建筑物损坏轻微; δ_{ef} 较大的膨胀土,膨胀潜势较强,建筑物损坏严重。

(3) 膨胀土地基的胀缩等级

膨胀土地基评价,应根据地基的膨胀、收缩变形对低层砖混房屋的影响程度进行。地基的胀缩等级我国规范规定以 50kPa 压力下(相当于一层砖石结构的基底压力)测定土的膨胀率 δ_{ep} ,计算地基分级变形量 S_e ,作为划分胀缩等级的标准,见表 10.4。地基分级变形量应按下面式(10.8)计算。

膨胀土的膨胀潜势分类

表 10.3

$\delta_{ef}(\%)$	膨胀潜势
$40 \leq \delta_{ef} < 65$	强
$65 \leq \delta_{ef} < 90$	中
$\delta_{ef} \geq 90$	弱

膨胀土地基的胀缩等级

表 10.4

$S_e(\text{mm})$	级 别
$15 \leq S_e < 35$	I
$35 \leq S_e < 70$	II
$S_e \geq 70$	III

10.3.4 膨胀土地基计算和工程措施

10.3.4.1 膨胀土地基变形量计算

按场地的地形条件,可将膨胀土建筑场地分为:(1)平坦场地,指地形坡度小于 5° ,或大于 5° 小于 14° 且距坡肩水平距离大于 10m 的坡顶地带;(2)坡地场地,地形坡度等于或大于 5° ,或地形坡度小于 5° ,但同一座建筑物范围内局部地形高差大于 1m。

膨胀土地基的胀缩变形量可按下式计算:

$$S = \Psi \sum_{i=1}^n (\delta_{epi} + \lambda_{wi} \Delta w_i) h_i \quad (10.8)$$

式中 Ψ ——计算胀缩变形量的经验系数,可取 0.7;

δ_{epi} ——基础底面下第 i 层土在压力作用下的膨胀率,由室内试验确定;

λ_{wi} ——第 i 层土的垂直线缩系数;

Δw_i ——第 i 层土在收缩过程中可能发生的含水量变化的平均值(小数表示),按《膨胀土规范》公式计算;

h_i ——第 i 层土的计算厚度(cm),一般为基底宽度的 0.4 倍;

n ——自基础底面至计算深度内所划分的土层数,计算深度可取大气影响深度,当有热源影响时,应按热源影响深度确定。

膨胀土地基变形量应符合 $S_j \leq [S_j]$ 要求。 S_j 为天然地基或人工地基及采用其它处理措施后的地基变形量计算值(mm),可取胀缩变形量 S 或其中的膨胀变形量 $\Psi_e \delta_{epi} h_i$ 或其中的收缩变形量 $\Psi_s \lambda_{wi} \Delta w_i h_i$, Ψ_e 、 Ψ_s 分别为计算膨胀变形量和收缩变形量的经验系数; $[S_j]$ 为建筑物的地基容许变形值(mm)。可按《膨胀土规范》查得。

膨胀土地基承载力可按载荷试验法、计算法和经验法确定,具体可参见《膨胀土规范》。

位于膨胀土坡地场地上的建筑物还需进行地基稳定性验算。

10.3.4.2 工程措施

在膨胀土地基上进行工程建设,应根据当地的气候条件、地基胀缩等级、场地工程地质和水文地质条件,结合当地建筑施工经验,因地制宜采取综合措施,一般可从下面几个方面考虑:

(1)设计措施

首先进行场址选择时,应避开地质条件不良地段,如浅层滑坡、地裂发育、地下水位变化剧烈地段等。尽量布置在地形条件比较简单、土质较均匀、胀缩性较弱的场地。

建筑体型力求简单,在地基土显著不均匀处、建筑平面转折处和高差较大处以及建筑结构类型不同部位,应设置沉降缝。

加强隔水、排水措施。采用宽散水为主要防治措施,其宽度不小于 1.2m。

使用要求特别严格的房屋地坪可采用地面配筋或地面架空等措施,尽量与墙体脱开。一般要求的可采用预制块铺砌,块体间嵌柔性材料。大面积地面作分格变形缝。

合理确立建筑物与周围树木间距离,绿化避免选用吸水量大、蒸发量大的树种。

坡地建筑应避免大开挖,依山就势建筑,同时应利用和保护天然排水系统。

膨胀土地区的民用建筑层数宜多于 2 层,以加大基底压力,防止膨胀变形。

承重砌体结构可采用拉结较好的实心砖墙,不得采用空斗墙、砌块墙或无砂混凝土砌体,不宜采用砖拱结构、无砂大孔混凝土和无筋中型砌块等对变形敏感的结构。

较均匀的膨胀土地基,可采用条基;基础埋深较大或条基基底压力较小时,宜采用墩基。

加强建筑物的整体刚度。基础顶部和房屋顶层宜设置圈梁,其它层隔层设置或层层设置。

基础埋深应增大,且不应小于 1m。当以基础埋深为主要防治措施时,基础埋深宜超过大气影响深度或通过变形验算确定。

膨胀土地基可采用地基处理方法减小或消除地基胀缩对建筑物的危害,常用的方法有换土垫层、土性改良、深基础等。换土可采用非膨胀性的粘土,砂石或灰土等材料,换土厚度应通过变形计算确定,垫层宽度应大于基础宽度。土性改良可通过在膨胀土中掺入一定量的石灰来提高土的强度。工程中可采用压力灌浆的办法将石灰浆液灌入膨胀土的裂隙中起加固作用。当大气影响深度较深,膨胀土层较厚,选用地基加固或墩式基础施工有困难时,可选用桩基础穿越。

(2)施工措施

在施工中应尽量减少地基中含水量的变化。进行开挖工程时,应快速作业,避免基坑岩土体受曝晒或泡水。雨季施工应采取防水措施。基坑施工完毕后,应回填土夯实。

由于膨胀土坡地具有多向失水性及不稳定性,坡地上的建筑破坏比平坦场地上严重,应尽量避免在坡坎上建筑。如无法避开,则应首先通过采取排水措施,设置支挡和设置护坡来治坡,整治环境,再开始兴建。

10.4 山区地基和红粘土地基

山区地基覆盖层厚薄不均,下卧基岩面起伏较大。土岩组合地基在山区较为普遍。当地基下卧岩层为可溶性岩层时,易出现岩溶发育。面土洞又是岩溶作用的产物。凡具备土洞发育条件的岩溶地区,一般均有土洞发育。红粘土也常分布在岩溶地区,成为基岩的覆盖层。由于地表水和地下水的运动引起冲蚀和潜蚀作用,红粘土中常有土洞存在。因此,红粘土与岩溶、土洞关系密切。

10.4.1 土岩组合地基

当建筑地基的主要受力层范围内,遇到下列情况之一者,属于土岩组合地基。

①下卧基岩表面坡度较大;②石芽密布并有出露的地基;③大块孤石地基。

10.4.1.1 土岩组合地基的工程特性

土岩组合地基的工程特性,可以按上述三种情况来分别描述。

(1)下卧基岩表面坡度较大

由于基岩表面倾斜,使基底下土层厚薄不均,如图 10.5,以致使地基的承载力和压缩性相差悬殊而引起建筑物不均匀沉降,上覆土层也有可能沿倾斜基岩表面滑动造成失稳。

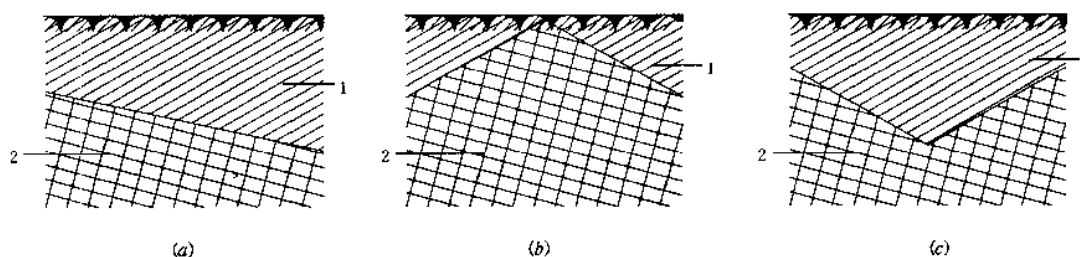


图 10.5 基岩面与倾斜情况
(a)基岩表面倾斜;(b)基岩表面相背倾斜;(c)基岩表面相向倾斜
1—土层;2—岩层

(2)石芽密布并有出露地基

这类地基一般是在岩溶地区出现,如我国贵州、广西和云南等省。其特点是基岩表面起伏较大,石芽间多被红粘土所填充,如图 10.6。即使采用很密集的勘探点,也不易查清岩面起伏变化的全貌。

(3)大块孤石地基

地基中夹杂着大块孤石(图 10.7),多出现在山前洪积层中或冰碛层中。这类地基类似于岩层面相背倾斜和个别石芽出露地基,其变形条件最为不利,建筑物极易开裂。

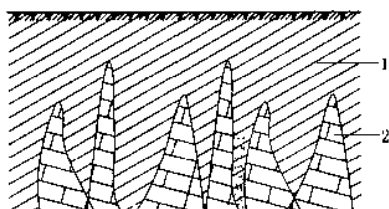


图 10.6 石芽密布地基
1—土层;2—岩石

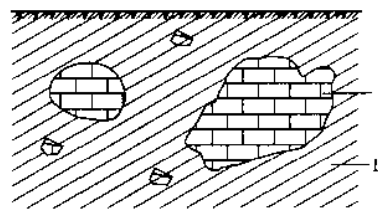


图 10.7 夹大块孤石地基
1—土层;2—岩石

10.4.1.2 土岩组合地基的处理

对于土岩组合地基的处理,可分为结构措施和地基处理两方面,两者相互协调与补偿:

(1)结构措施

对建造在软硬相差比较悬殊的土岩组合地基上的长度较大或造型复杂的建筑物,为减小不均匀沉降所造成的危害,宜用沉降缝将建筑物分开。缝宽 30~50mm。必要时应加强上部结构的刚度,如加密隔墙,增设圈梁等。

(2)地基处理

地基处理措施可分为两大类。一类是处理压缩性较高部分的地基,使之适应压缩性较低的地基。如采用桩基础、局部深挖、换填或用梁、板、拱跨越等方法。这类处理方法效果较好,费用也较高;另一类是处理压缩性较低部分的地基,使之适应压缩性较高的地基。如采用褥垫法,在石芽出露部位做褥垫,也能取得良好效果。褥垫可采用炉渣、中砂、土夹石或粘性土等,厚度宜取 300~500mm。

10.4.2 岩 溶

10.4.2.1 概述

岩溶(又称喀斯特)是指可溶性岩层,如石灰岩、白云岩、石膏、岩盐等受水的长期溶蚀作用,在岩层中形成沟槽、裂隙、石芽、石林和空洞,以及由于空洞顶板塌落使地表产生陷穴、洼地等现象和作用的总称。

我国岩溶分布较广,尤其是碳酸盐类岩溶,西南地区、东南地区都有分布,贵州、云南、广西等省最为集中。

10.4.2.2 岩溶发育条件和规律

岩溶发育的条件是:具有可溶性岩层;具有足够溶解能力和足够流量的水;地表水有下渗、地下水有流动的途径。岩溶的发育主要与岩性、地质构造、地形、气候等有关。

10.4.2.3 岩溶地基稳定性评价和处理措施

对岩溶地基的评价与处理,是山区工业与民用建筑中经常遇到的问题。在这类地区进行建筑时,首先是查明与评价,其次是预防与处理。

在岩溶地区首先要了解岩溶的发育规律、分布情况和稳定程度。岩溶对地基稳定性的影响,主要表现在:
①在地基主要受力层范围内,如有溶洞、暗河等,在附加荷载或振动作用下,溶洞顶板塌陷,使地基突然下沉;
②溶洞、溶槽、石芽、漏斗等岩溶形态造成基岩面起伏较大,或者有软土分布,使地基不均匀沉降;
③基础埋置在基岩上,其附近有溶沟、竖向岩溶裂隙、落水洞等,有可能使基础下岩层沿倾向上述临空面的软弱结构面产生滑动;
④基岩和上覆土层内,由于岩溶地区较复杂的水文地质条件,易产生新的工程地质问题,造成地基恶化。

在不稳定的岩溶地区进行建设,首先重要建筑物应避开岩溶强烈发育区,对一般岩溶地基,也必须结合岩溶的形态、工程要求、施工条件和经济安全原则,考虑进行处理。具体处理措施归纳起来有:

(1)清爆换填

适用于处理顶板不稳定的潜埋溶洞地基。即清除覆土,爆开顶板,挖去松软填充物,分层回填上粗下细碎石滤水层,然后建造基础。

(2)梁、板跨越

对于洞壁完整、强度较高的而顶板破碎的岩溶地基,宜采用钢筋混凝土梁、板跨越,但支承点必须落在较完整的岩面上。

(3)洞底支撑

适用于处理跨度较大,顶板完整,但厚度较薄的溶洞地基。采用石砌柱或钢筋混凝土柱支撑洞顶。应注意查明洞底的稳定性。

(4)水流排导

岩溶水的处理应采取疏导的原则,一般采用排水隧洞、排水管道等进行疏导,以防止水流通道堵塞,造成动水压力对基坑底板、地坪及道路等的不良影响。

10.4.3 土洞地基

10.4.3.1 概述

土洞是岩溶地区可溶性岩层的上覆土层在地表水冲蚀或地下水潜蚀作用下所形成的洞穴。土洞继续发展,逐渐扩大,即引起地表塌陷。

土洞多位于粘性土层中,砂土和碎石土中少见。在粘性土中,土洞的形成决定于粘土颗粒成分、粘聚力、水理性稳定情况等条件。凡颗粒细,粘性大,胶结好,水理性稳定的土层,不易形成土洞;反之,则易形成。在溶槽处,经常有软粘土分布,其抗冲蚀能力弱,且处于地下水流首先作用的场所,是土洞发育的有利部位。

10.4.3.2 土洞地基的处理

土洞和地表塌陷密集的地段属于工程地质条件不良或不稳定地段。实践表明:因为土洞埋藏浅,分布密,发育快,顶板强度低,其危害非常大。有时在勘察、建筑 and 施工阶段未发现土洞,却由于建筑后地表水和地下水条件的改变而产生新的土洞。

当建筑场地处于具备土洞发育条件的地区时,应查明土洞发育程度和分布规律,查明土洞和塌陷的位置、埋深、大小及形成条件,认真进行处理。常用的措施如下:

(1)采用深基础

对重要建筑物,当土洞较深时,可用桩或其它深基础穿越覆盖土层,将建筑荷载传至稳定岩层上。

(2)处理地表水和地下水

在土洞及塌陷发育的建造场地,作好地表水的截流、防渗、堵漏工作,使之停止发育。不得设置人工改变地下水位的设施,否则应采取预防塌陷的措施。

(3)挖填夯实

对于浅层土洞,可先挖除土洞,然后用块石或毛石混凝土回填。近年来,还有用强夯法破坏土洞,加固地基,效果良好。

(4)灌填处理

适用于埋藏深、洞径大的土洞。施工时,在洞体范围内的顶板上打两个或多个孔,用水冲法将砂、砾石灌进洞内。

(5)梁、板跨越

对直径较小、危害较小的土洞,当土层稳定性较好时,可不处理洞体,只在洞顶上部用钢筋混凝土梁板跨越。

10.4.4 红粘土地基

10.4.4.1 红粘土的形成和分布

碳酸盐系出露区的岩石在气候变化大和潮湿的环境下经红土化作用,形成棕红、褐黄等色的高塑性粘土称红粘土。其液限等于或大于 50%,一般具有表面收缩、上硬下软、裂隙发育的特征。

红粘土的分布在我国以贵州、云南、广西等省最为广泛和典型。通常堆积在山坡、山麓、盆地或洼地中,主要为残积、坡积类型。常为岩溶地区的覆盖层,因受基岩起伏影响,厚度变化较大。当红粘土经搬运、沉积后仍保留其基本特征,且液限大于 45% 的土,称为次生红粘土。

10.4.4.2 红粘土的工程地质特征

(1)矿物化学成分

红粘土的矿物成分主要为高岭石、伊利石和绿泥石,化学成分以 SiO_2 、 Fe_2O_3 、 Al_2O_3 为主。粘土矿物具有稳定的结晶格架,细粒组结成稳固的团粒结构,土体近于两相体且土中又多为结合水,这三者是构成红粘土具有良好力学性能的基本因素。

(2)物理力学性质的基本特点

红粘土具有两大特点:一是土的天然含水量、孔隙比、饱和度以及液性指数、塑性指数都很高,例如其含水量几乎与液限相等,孔隙比在 1.1~1.7 之间,饱和度大于 85%,但是却具有较高的力学强度和较低的压缩性;二是各种指标变化幅度很大,具有高分散性。

(3)上硬下软现象

红粘土地层从地表向下由硬变软。上部坚硬、硬塑状态的土约占红粘土层的 75% 以上,厚度一般都大于 5m,可塑状态的占 10%~20%,接近基岩处,软塑、流塑状态的土小于 10%,位于基岩凹部溶槽内。相应地,土的强度逐渐降低,压缩性逐渐增大。

10.4.4.3 红粘土地基评价与地基处理

(1)工程建设中,应充分利用红粘土上硬下软分布的特征,基础尽量浅埋。对三级建筑物,当满足持力层承载力时,即可认为已满足下卧层承载力的要求。

(2)地基处理

红粘土的厚度随下卧基岩面起伏而变化,常引起不均匀沉降。对不均匀地基宜作地基处理。宜采用改变基宽,调整相邻地段基底压力,增减基础埋深,使基底下可压缩土层厚相对均匀。对外露石芽,用可压缩材料做褥垫进行处理,对土层厚度、状态不均匀的地段可用低压缩材料做置换处理。

基坑开挖时宜采取保温保湿措施,防止失水干缩。

对基岩面起伏大、岩质坚硬的地基,可采用大直径嵌岩桩或墩基。

10.5 滑 坡

10.5.1 滑坡的特征和分类

滑坡是指边坡的一部分岩体或土体,以一定的加速度,沿某一滑动面发生剪切滑动的现象。滑坡的形式

很多,分布较广,在山区发生频率较高。

滑坡的出现,往往带来的是灾难性的破坏。例如,我国甘肃东乡洒勒山滑坡计 6000m³,在 3 分钟之内滑下掩埋了三个村庄。因此在有滑坡出现的地区修建工厂、矿山、铁路、公路以及水利工程时,如何认识和防治滑坡是一个重要的课题。

10.5.1.1 滑坡的特征

滑坡具有独特的地貌特征,在斜坡上常造成环谷(如圈椅、马蹄状、簸箕状)地貌,或使斜坡上出现异常台坎及斜坡坡脚侵占河床(如河床凹岸反而稍微突出或残留有大孤石)等现象。滑坡体上常有鼻状凸丘或多级平台,滑坡体两侧常形成沟谷,并有双沟同源现象。有的滑坡体上还有积水洼地、地面裂缝、醉汉林、马刀树和房屋裂缝。滑坡后缘断壁上有顺坡擦痕,前缘土体常被挤出或呈舌状凸起。滑坡范围内的岩土常有扰动、松脱现象,普遍存在小型坍塌。斜坡含水层的原有状况常被破坏,使滑坡体成为复杂的单独含水体,在滑动带前缘常有成排的泉水溢出。如图 10.8。

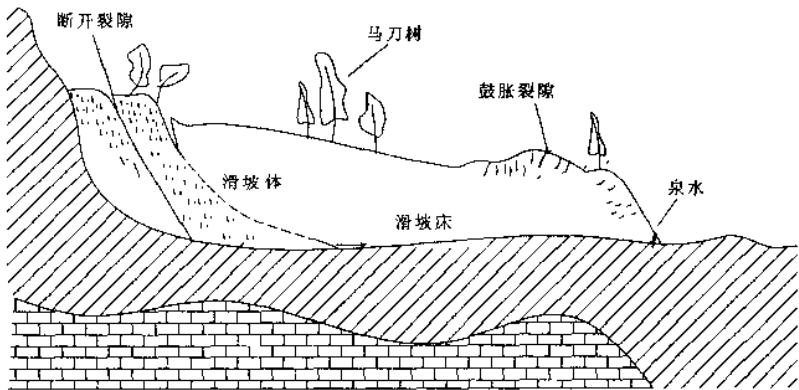


图 10.8 滑坡特征

10.5.1.2 滑坡的分类

滑坡分类的目的在于对滑坡作用的地质环境和形态特征以及形成滑坡的各种因素进行概括,以便反映出各类滑坡的工程地质特征及其发生发展规律,从而有效地预测、预报滑坡的发生,并进行有效的防治。

滑坡根据其滑体的物质组成成分、形成原因及滑动形式等,可分为各种类型,主要如下表 10.5:

滑 坡 的 分 类 表 10.5

划分依据	类 型	定义及特征
按滑坡物质成分	堆积层滑坡	各种不同性质的堆积层,体内滑动或沿基岩面滑动。堆积层滑动可能性较大
	黄土滑坡	不同时期群集出现在黄土层中的滑坡。常见于高阶地前缘斜坡
	粘性土滑坡	粘性土本身变形滑动,或与其它土层、基岩的接触面滑动
	岩层滑坡	软弱岩层组合物的滑动,或不同岩层接触面间滑动
按滑动面通过岩层	同类土滑坡	发生在均质粘性土或黄土中,滑动面均匀光滑,呈圆弧形
	顺层滑坡	沿斜坡岩层面或软弱结构面滑动,滑动面呈平坦阶梯状
	切层滑坡	滑动面切割了不同的岩层层面,并形成滑坡平台
按滑动时受力状态	推移式滑坡	上部岩层滑动挤压下部产生变形,滑动速度较快,滑面起伏
	牵引式滑坡	下部先滑动使得上部失去支撑而变形滑动,速度较慢

除表所列之外,还有按滑动体厚度分为浅、中、深层滑坡;按滑动体体积分为大、中、小、巨型滑坡;按形成原因分为工程滑坡、自然滑坡等等。

10.5.2 滑坡形成的条件

引起滑坡的根本原因在于组成斜坡的岩土性质,地质构造和地形、地貌以及水的作用和其它外在条件。

滑坡形成的条件包括下面几点:

(1)地质条件

要形成滑坡,在岩层中必须具有受水结构、聚水条件和软弱面等。如由软质岩石(页岩、泥岩、片岩等)及覆盖土所组成的斜坡,在雨季或浸水后,因抗剪强度 τ_i 显著下降而易产生滑动。岩体构造和产状对山坡的稳定、滑动面形成与发展影响也很大,一般堆积层和下伏岩层接触面越陡,则滑坡发生可能性越大。

(2)地形及地貌

从局部地形看出,下陡中缓上陡的山坡和山坡上部成马蹄形的环状地形,且汇水面积较大时,在坡积层中或沿基岩面易发生滑坡。

(3)水的作用

地表水和地下水的活动是导致滑坡的重要原因,地表水下渗、地下水位增高、雨季开挖边坡等,都将引起坡体的重度增加,抗剪强度降低,失稳面下滑。水库、河道水体冲刷和潜蚀坡脚,削弱山坡支撑;地下水流速加大促使土的潜蚀等将破坏山坡稳定性面滑动。

(4)其它因素

气候变化会促使岩土风化,减小粘聚力和结合力,易发生浅层滑坡和表土溜滑。

地震、爆破及机械振动等可能增加下滑力,振松土体结构易于渗水,同时也减小土体内抗剪强度,诱发滑坡。

人为地破坏山坡表层覆盖、自然排水系统,或在山坡建设中不合理弃土、堆载等等因素,都会破坏山坡平衡,造成滑坡。

了解了滑坡形成条件,可以采取有效的预防措施来防止滑坡的出现。

10.5.3 滑坡推力计算

滑坡推力计算可评价判定滑坡的稳定性和为设计抗滑工程提供定量指标数据。

滑坡推力是指滑坡体向下滑动的力与岩土抵抗向下滑动力之差。其计算常用折减法,《建筑地基基础设计规范(GBJ7-89)》中规定如下计算:

首先在滑动主轴方向的地质纵断面上,按滑动带的产状和岩土性质将滑体划分为若干垂直条块,然后取单位宽度滑体的任意条块分离作极限平衡状态下的静力分析。作用其上的力系如图 10.9。

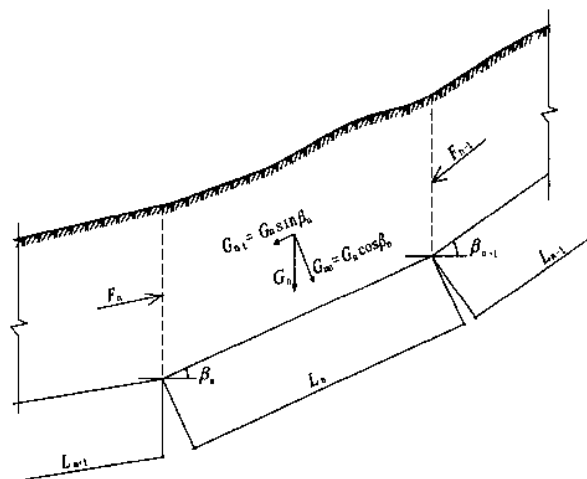


图 10.9 滑坡推力计算简图

由图可知,第 n 条块的滑坡推力可按下式计算

$$F_n = F_{n-1}\Psi + K_1 G_{n1} - G_{n2} \tan \varphi_n - c_n L_n \quad (10.9)$$

$$\Psi = \cos(\beta_{n-1} - \beta_n) - \sin(\beta_{n-1} - \beta_n) \tan \varphi_n \quad (10.10)$$

式中 F_n, F_{n-1} ——第 n 块、第 $n-1$ 块滑体的剩余下滑力;

Ψ ——传递系数,按式(10.10)计算;

K_1 ——滑坡推力安全系数;

G_{nx}, G_{nz} ——第 n 块滑体自重沿滑动面、垂直滑动面的分力;

φ_n ——第 n 块滑体沿滑动面土的内摩擦角标准值;

c_n ——第 n 块滑体沿滑动面土的粘聚力标准值;

L_n ——第 n 块滑体沿滑动面的长度。

按(10.9)式从上往下逐段计算 F_n , 并逐段下传, 一直传到支挡结构或滑坡体的最后一段, 就可得出支挡结构所承受的滑坡推力或滑坡最终推力。在计算过程中, 如果任何一段的推力小于或等于零, 说明该段不存在 F_n , 应从下段重新开始累计。如果最后一段滑坡体的推力为零或负值时, 说明整个斜坡是稳定的; 如为正值, 则不稳定, 必须设置支挡结构。

滑坡推力的作用点, 可取在滑体厚度的二分之一处。在计算推力时, 还应注意按下列规定:

(1) 当滑体具有多层滑动带时, 应取推力最大、速度最快的滑动带确定滑动推力;

(2) 选择平行于滑动方向的几个具有代表性的断面(一般不得少于 2 个, 其中应有一个是滑动主轴断面)进行计算, 根据不同断面推力设计相应的抗滑结构;

(3) 滑坡推力安全系数, 应根据滑坡现状及其对工程的影响等因素确定, 对一级建筑物取 1.25, 二级建筑物取 1.15, 三级建筑物取 1.05;

(4) 根据土岩性质和当地经验, 可采用试验和滑坡反算相结合的方法, 合理地确定滑动面上的抗剪强度, 因为它是计算工作中的关键。

10.5.4 滑坡的防治

在建设场区内, 由于施工或其它因素的影响有可能形成滑坡的地段, 必须采取可靠的预防措施, 防止产生滑坡。对具有发展趋势并威胁建筑物安全使用的滑坡, 应及早整治, 防止滑坡继续发展。

预防和整治滑坡的措施和方法有:

(1) 选择场址时, 尽量选择在山坡稳定地段, 避开大、中型滑坡和古滑坡;

(2) 尽量利用原有地形条件, 顺等高线布置建筑物, 避免大挖大填;

(3) 消除或减轻水对滑坡的危害, 应设置排水沟以防止地面水浸入滑坡地段, 必要时尚可采取防渗措施, 如堵塞滑坡体上的裂缝; 在地下水影响较大情况下, 根据地质条件, 做好地下排水工程, 如采用截水盲沟和泄水隧洞等;

(4) 改善滑坡体力学条件, 采用结构支挡, 在滑动体主动区卸载, 在滑动体阻滑区段增加竖向荷载反压等项措施。

10.6 地震区的地基基础问题

10.6.1 地震的概念

地震是一种自然现象, 是地壳运动的一种特殊形式。

地震按其成因可分为: (1) 火山地震: 由于火山突然爆发而引起; (2) 陷落地震: 由于地表或地下岩层突然大规模陷落和崩塌而造成; (3) 构造地震: 由于地壳运动, 推挤地壳岩层使其薄弱部位产生断裂错动而引起。其中构造地震最为常见, 约占地震总数的 90%。已经发生的灾难性地震多为构造地震, 它是我们研究的主要对象。

地震活动频繁而猛烈的地区称地震区。地层构造运动中, 在断层形成地方, 大量释放能量, 产生剧烈振动的地震发源地叫做震源, 震源正上方的地面位置叫震中。按震源的深浅, 分浅源地震(深度小于 70km)、中源地震(70~300km)和深源地震(大于 300km)。一年中全世界所有地震释放能量的约 85% 来自浅源地震。

10.6.1.1 地震波及地震反应

地震引起的振动以波的形式从震源向各个方向传播并释放能量, 这就是地震波, 它包含在地球内部传播的体波和只限于在地面附近传播的面波。

体波又包括两种形式的波, 即纵波和横波。纵波是由震源向外传播的压缩波, 它在传递过程中, 其介质质

点的振动方向与波的前进方向一致,周期短,振幅小。横波是由震源向外传播的剪切波,其介质质点的振动方向与波的前进方向垂直,周期较长,振幅较大。

面波是体波经地层介面多次反射形成的次生波,它包括两种形式的波,即瑞利波和洛甫波。面波振幅大,周期长。弹性理论公式计算以及实测表明:纵波传播速度最快,衰减也快,横波次之,面波最慢,但能传播到很远的地方。一般情况是,当横波或面波到达时,地面振动最猛烈,造成危害也大。

当地震波在土层中传播时,经过不同土层的介面多次反射,将出现不同周期的地震波。若某一周期的地震波与地表土层的固有周期相近时,由于共振作用该地震波的振幅将显著增大,其周期称为卓越周期。若建筑物的基本周期与场地土层的卓越周期相近时,也将由于共振作用而增大振幅,导致建筑物破坏。

10.6.1.2 地震的震级和烈度

震级和烈度是两个不同的概念。震级是表示地震本身强度大小的尺度。目前,国际上比较通用的是里氏震级,即地震震级 M 为

$$M = \lg A \quad (10.11)$$

A 是标准地震仪(指周期 0.8s,阻尼系数 0.8,放大倍数 2800 倍的地震仪)在距震中 100km 处记录的以微米为单位的最大水平地动位移。例如,在距震中 100km 处地震仪记录的振幅是 1mm,即 1000 μ m,其对数为 3,根据定义,这次地震就是 3 级。一般认为,小于 2 级的地震,人们感觉不到,只有仪器才能记录下来,叫微震,2~4 级,人们就感觉到了,叫有感地震,5 级以上地震能引起不同程度的破坏,称为破坏性地震,7 级以上的地震,则称为强烈地震。

地震烈度是指某一地区的地面和各类建筑物遭受一次地震影响的强弱程度。对于一次地震,表示地震大小的震级只有一个,但它对不同地点的影响是不一样的。一般来说,距震中越远,地震影响越小,烈度就越低。此外,地震烈度还与地震大小、震源深度、地震传播介质、表土性质、建筑物动力特性、施工质量等许多因素有关。

为了评定地震烈度,就需要建立一个标准,这个标准称为地震烈度表。它是根据地震时地震最大加速度、建筑物损坏程度、地貌变化特征、地震时人的感觉、家具动作反应等方面进行区分。绝大多数国家包括我国的地震烈度表均按 12 度划分。我国制定的《建筑抗震设计规范(GB11—89)》(简称《抗震规范》)给出了中国地震烈度表,可供查用。

各地区的实际烈度受到各种复杂因素的影响,我国制定的抗震规范中进一步提出了“基本烈度”和“设防烈度”的概念。基本烈度是指一个地区今后一定时期(100 年)内,一般场地条件下可能遭遇的最大地震烈度,由国家地震局编制的《中国地震烈度区划图》确定;设防烈度是指一个地区作为抗震设防依据的地震烈度,按国家规定权限审批或颁发的文件执行,一般情况下采用基本烈度。

我国《抗震规范》适用于抗震设防烈度为 6~9 度地区的工业与民用建筑的抗震设计。规定 6 度区建筑以加强结构措施为主,一般不进行抗震验算。10 度以上地区,地震引起的破坏是毁灭性的,难以设防,需要按有关专门规定执行。

10.6.2 地震震害及场地因素

10.6.2.1 地震震害

地球上发生的强烈地震常造成大量人员伤亡、大量建筑物破坏,交通、生产中断,水、火和疾病等次生灾害发生。我国处于世界上两大地震带——环太平洋地震带和欧亚地震带之间,是一个地震多发国家。约有三分之二的省区发生过破坏性地震,其中大中城市数量居多,一半位于基本烈度 7 度或 7 度以上地区,而且地震震源浅,强度大,对建筑物破坏严重。以 1976 年唐山地震为例,死亡人数 24.2 万人,直接经济损失达数百亿元,用于震后救灾和恢复重建的费用也将近百亿元,损失惨重。

地震所带来的破坏活动主要表现在:

(1) 地基震害

地震造成地基的破坏有地基振动液化、震陷和山石崩裂、滑坡、地裂等现象。

在地下水位较高地区,地震时的强烈振动会使饱和粉细砂、细砂和粉土层液化,地下水夹着砂子往往经裂缝或其它通道喷出地而,形成喷砂冒水现象。产生液化的原因是由于地震短暂的时间里,孔隙水压力骤然

上升来不及消散,有效应力降至零,土体呈现出近乎液体的状态,强度完全丧失,即所谓液化。

地震时,地面产生巨大的附加下沉称为震陷。此种现象多发生在松砂和软粘土中,还有岩溶地区等。它不仅使建筑物产生过大沉降,而且产生较大的差异沉降和倾斜,影响建筑物的安全和使用。

地震造成的山石崩裂的塌方量可达近百万方,崩塌的石块可阻塞公路,中断交通。在陡坡附近还会发生滑坡。地震时往往出现地裂缝。地裂缝往往是地表受挤压、伸张、旋扭等力作用的结果。地裂缝的数量、长短、深浅等与地震强度、地表情况、受力特征等有关,有规模较大的构造裂缝和较小的非构造裂缝。

(2)建筑物损坏

建筑物破坏情况与结构类型、抗震措施有关。主要有承重结构强度不足而造成破坏,如墙体裂缝,钢筋混凝土柱剪断或混凝土被压碎,房屋倒塌,砖烟囱错位折断等;由于节点强度不足,延性不够,锚固不够等使结构丧失整体性而造成破坏。

(3)引发次生灾害

地震往往伴随次生灾害,如水灾、火灾、毒气污染、滑坡、泥石流、海啸等,由此引起的破坏也非常严重。

10.6.2.2 场地因素

建筑物场地的地形条件、地质构造、地下水位及场地土覆盖层厚度、场地类别等对地震灾害的程度有显著影响。

我国多次地震震害调查表明,局部地形条件对地震作用下建筑物的破坏有较大影响,孤突的山梁、山包、条状山嘴、高差较大的台地、陡坡及故河道岸边等,均对建筑抗震不利。场地地质构造中具有断层这种薄弱环节时,不宜将建筑物横跨其上,以免可能发生的错位或不均匀沉降带来危害。地震对建筑物的危害程度与地下水位有明显关系,水位越高震害越重。

场地土质条件不同,建筑物的破坏程度也有很大差异,一般规律是:软弱地基与坚硬地基相比,容易产生不稳定状态和不均匀下陷,甚至发生液化、滑动、开裂等现象。震害随覆盖层厚度增加而加重。

通过总结国内外对场地划分的经验及现有实际勘察资料,《抗震规范》提出将场地的类别按场地土类型和覆盖层厚度划分为四类,如表 10.12。

建筑场地类别划分

表 10.12

场地土类型	场地覆盖层厚度 d_{0v} (m)				
	0	$0 < d_{0v} \leq 3$	$3 < d_{0v} \leq 9$	$9 < d_{0v} \leq 80$	$d_{0v} > 80$
坚硬场地土	I				
中硬场地土		I	II		
中软场地土			III		IV
软弱场地土		I	II	III	IV

坚硬场地土、稳定岩石和 I 类场地,是抗震最理想的地基;中硬场地土和 II 类场地,为较好的抗震地基;软弱场地土和 IV 类场地,震害最严重。

10.6.3 地基基础抗震设计原则

10.6.3.1 基本原则

抗震设防的基本原则是“小震不坏,大震不倒”。在地震活动区,要使工程有一定的抗震能力,以减少一旦发生地震时造成的损失和人员伤亡,同时又要避免过高的设防标准造成浪费。

对地基及基础,抗震设防应遵循下列原则:

(1)宜选择对建筑抗震有利地段,如开阔平坦的坚硬场地土或密实均匀的中硬场地土等地段。宜避开对建筑物不利地段,如软弱场地土、易液化土等,如无法避开时,应采取适当的抗震措施。为保证建筑物安全,还应考虑建筑物基本周期避开地层卓越周期,防止共振危害。

(2)同一结构单元不宜设置在性质截然不同的地基土上,也不宜部分采用天然地基,部分采用桩基。地基有软弱土时,宜加强基础和上部结构的整体性和刚性。

(3)合理加大基础埋置深度,正确选择基础类型来加强基础防震性能以减轻上部结构的震害。

10.6.3.2 天然地基抗震验算

考虑地震荷载属于特殊荷载,作用时间短,天然地基的抗震承载力应按式(10.12)调整:

f_{sE} = \zeta_s f_s \tag{10.12}

式中 f_{sE}——调整后的地基抗震承载力设计值;
\zeta_s——地基抗震承载力调整系数,按场地土质状况分别取 1.5,1.3,1.1,1.0。具体可参见《抗震规范》;
f_s——地基土静承载力设计值。按现行《地基基础抗震设计规范(GBJ7 89)》规定确定。

验算天然地基地震作用下的竖向承载力时,基础底面平均压力和边缘最大压力应符合下式要求,且基础底面与地基之间零应力区面积不应超过基础底面面积的 25%。

p \leq f_{sE} \tag{10.13}

p_{max} \leq 1.2 f_{sE} \tag{10.14}

10.6.3.3 不良地基抗震设计

主要介绍关于饱和粉、细砂与粉土的震害产生的液化现象。

(1)液化判别

采用标准贯入试验来确定其是否液化。当饱和砂土或饱和粉土标准贯入锤击数 N_{63.5} 实测值小于式(10.15)确定的临界值时,应判为液化土。

N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{3/\rho_c} \tag{10.15}

式中 N_{cr}——液化判别标准贯入锤击数临界值;
N_0——液化判别标准贯入锤击数基准值,按表 10.13 采用;
d_s——标准贯入试验点深度(m);
d_w——地下水位深度(m);
\rho_c——粘粒含量百分率,当小于 3 或为砂土时,均应采用 3。

标准贯入锤击数基准值 表 10.13

近、远震	烈 度(度)		
	7 度	8 度	9 度
近 震	6	10	16
远 震	8	12	—

地基液化等级划分 表 10.14

液化等级	轻 微	中 等	严 重
液化指数 I_{LE}	0 < I_{LE} < 5	5 \leq I_{LE} \leq 15	I_{LE} > 15

(2)液化等级评定

存在液化土层的地基,还应进一步探明各液化土层的深度和厚度,并按规范公式计算液化指数,以便将地基划分为表 10.14 所示的三个液化等级,结合建筑物类别选择抗液化措施。

10.6.3.4 地基基础抗震措施

当建筑物地基的主要受力层范围内有软弱粘性土层,可以考虑采用增强结构整体性和均衡对称性,减轻荷载,加深基础,扩大基础底面积,人工处理地基等措施。

经工程地质勘察,发现不均匀的地基范围和性质后,地基基础设计中,尽量避开不均匀地段,填平残存的沟坑,在沟渠处支挡或人工处理加固地基。

遇液化土层,强夯和振冲是有效的消除地基液化的办法。

思 考 题

- 10.1 如何根据湿陷系数判定黄土的湿陷性?怎样区分自重和非自重湿陷性黄土?如何划分地基的湿陷等级?
- 10.2 膨胀土对建筑物有哪些危害?什么叫自由膨胀率?膨胀土地基胀缩等级分为多少级?
- 10.3 什么是土岩组合地基、岩溶、土洞和红粘土地基?
- 10.4 如何防治滑坡?
- 10.5 什么是震级、地震烈度、基本烈度和设防烈度?

习 题

10.1 山东地区某电厂灰坝工地,强夯施工前,钻孔每隔 1m 取土样,测得各土样 δ_s 和 δ_{zs} 如表 10.15,试确定该场地的湿陷类型和地基的湿陷等级。

表 10.15

取土深度(m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
δ_{zs}	0.017	0.022	0.022	0.022	0.026	0.039	0.043	0.029	0.014	0.012
δ_s	0.086	0.074	0.077	0.078	0.087	0.094	0.076	0.049	0.012	0.002
备 注	δ_{zs} 或 $\delta_s < 0.015$,属非湿陷性土层									

10.2 鄂北岗地某膨胀土样室内土工实验,测得土样原始体积为 10mL,膨胀稳定后体积增大为 16.1mL。试求此土样的自由膨胀率,并确定该膨胀土的膨胀潜势。

参 考 文 献

- [1] 建筑地基基础设计规范(GBJ7—89). 北京:中国建筑工业出版社,1989
- [2] 混凝土结构设计规范(GBJ10—89). 北京:中国建筑工业出版社,1989
- [3] 砌体结构设计规范(GBJ3—88). 北京:中国建筑工业出版社,1989
- [4] 岩土工程勘察规范(GBJ50021—94). 北京:中国建筑工业出版社,1995
- [5] 土工试验方法标准(GBJ123—88). 北京:中国计划出版社,1989
- [6] 建筑桩基技术规范(JGJ94—94). 北京:中国建筑工业出版社,1995
- [7] 建筑地基处理技术规范(JGJ79—91). 北京:中国建筑工业出版社,1992
- [8] 公路桥涵与基础设计规范(JTJ024—85). 北京:人民交通出版社,1994
- [9] 高层建筑箱形与筏形基础技术规范(JGJ6—99). 北京:中国建筑工业出版社,2000
- [10] 湿陷性黄土地区建筑规范. GBJ25—90,北京:中国计划出版社,1991
- [11] 膨胀土地区建筑技术规范. GBJ112—87,北京:中国计划出版社,1989
- [12] 华南理工大学,东南大学,浙江大学,湖南大学. 地基及基础,第三版. 北京:中国建筑工业出版社,1998
- [13] 周汉荣,赵明华. 土力学地基与基础,第三版. 北京:中国建筑工业出版社,1997
- [14] 赵明华. 土力学与基础工程. 长沙:湖南科技出版社,1996
- [15] 冯国栋. 土力学. 北京:水利电力出版社,1986
- [16] 洪毓康. 土质学与土力学. 北京:人民交通出版社,1989
- [17] 岩土工程手册编写委员会. 岩土工程手册. 北京:中国建筑工业出版社,1994
- [18] 桩基工程手册编写委员会. 桩基工程手册. 北京:中国建筑工业出版社,1995
- [19] 工程地质手册编写委员会. 工程地质手册,第三版. 北京:中国建筑工业出版社,1992
- [20] 地基处理手册编写委员会. 地基处理手册. 北京:中国建筑工业出版社,1988
- [21] 交通部第二公路勘察设计院. 公路设计手册(路基),第二版. 北京:人民交通出版社,1996
- [22] 陈仲颐,叶书麟. 基础工程学. 北京:中国建筑工业出版社,1990
- [23] [美]吴天行. 土力学(第二版). 冯国栋,唐介眉等译. 成都:成都科技大学出版社,1982
- [24] [日]吉见吉昭等. 地盘の力学. 见杨淑碧等译. 土力学. 北京:地质出版社,1983
- [25] 顾晓鲁. 地基及基础,第二版. 北京:中国建筑工业出版社,1993
- [26] 赵明华,李刚,曹喜仁,刘齐健. 土力学地基与基础疑难释义. 中国建筑工业出版社,1998
- [27] 周景星,王洪瑾等. 基础工程. 北京:清华大学出版社,1996