

软土地基与 深基础工程

高广运 时 刚 冯世进 编著



同济大学出版社
TONGJI UNIVERSITY PRESS



土
木
工
程
系
列
丛
书

土木工程系列丛书

主要内容

本书结合工程实际，以工程实例为基础，系统地介绍了地基工程的基本原理、设计方法和施工技术等。全书共分八章，第一章为绪论，第二章为地基土的工程分类，第三章为地基土的物理力学性质，第四章为地基土的变形与稳定，第五章为地基土的承载力，第六章为地基土的沉降，第七章为地基土的加固，第八章为地基土的特殊问题。本书可作为土木工程专业及相关专业的教材，也可供从事地基工程的技术人员参考。

软土地基与深基础工程

高广运 时 刚 冯世进 编著

本书可作为土木工程专业及相关专业的教材，也可供从事地基工程的技术人员参考。

(土木工程系列丛书)

ISBN 978-7-5608-3830-4

① 地基工程 ② 深基础工程 ③ 地基土的工程分类 ④ 地基土的物理力学性质 ⑤ 地基土的变形与稳定 ⑥ 地基土的承载力 ⑦ 地基土的沉降 ⑧ 地基土的加固 ⑨ 地基土的特殊问题

① 地基工程 ② 深基础工程 ③ 地基土的工程分类 ④ 地基土的物理力学性质 ⑤ 地基土的变形与稳定 ⑥ 地基土的承载力 ⑦ 地基土的沉降 ⑧ 地基土的加固 ⑨ 地基土的特殊问题

软土地基与深基础工程
高广运 时 刚 冯世进 编著
同济大学出版社

软土地基与深基础工程
高广运 时 刚 冯世进 编著
同济大学出版社

出版发行：同济大学出版社
地址：上海市四平路
邮编：200072
电话：021-64931000
传真：021-64931001
E-mail: tongji@tongji.edu.cn

出版发行：同济大学出版社
地址：上海市四平路
邮编：200072
电话：021-64931000
传真：021-64931001
E-mail: tongji@tongji.edu.cn



同济大学出版社
TONGJI UNIVERSITY PRESS

定价：48.00元

本书可作为土木工程专业及相关专业的教材，也可供从事地基工程的技术人员参考。

内 容 提 要

本书结合研究生和高年级本科教学的需要,系统地介绍了软土地区,特别是上海地区软土工程性质和地基基础工程的基本原理、设计计算方法和施工技术。全书共分7章,主要内容包括软土地基的工程性质、软土地基处理、软土的动力特性与地基抗震、软土中的基坑工程、软土中的深基础(桩基、沉井和地下连续墙)、软土地基与基础的共同作用、地下水与基础工程等。

本书可作为土木工程专业研究生和高年级本科生教材,亦可供其他从事土木工程勘察、设计、施工和监理的专业技术人员参考。

图书在版编目(CIP)数据

软土地基与深基础工程/高广运,时刚,冯世进编著. —上海:同济大学出版社,2008.9

(土木工程系列丛书)

ISBN 978-7-5608-3830-4

I. 软… II. ①高…②时…③冯… III. ①软土地基—基础(工程)—高等学校—教材②深基础—基础(工程)—高等学校—教材 IV. TU47

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2008)第 133582 号

土木工程系列丛书

软土地基与深基础工程

高广运 时 刚 冯世进 编著

责任编辑 高晓辉 责任校对 杨江淮 封面设计 陈益平

出版发行 同济大学出版社 www.tongjipress.com.cn
(地址:上海市四平路 1239 号 邮编:200092 电话:021-65985622)

经 销 全国各地新华书店

印 刷 同济大学印刷厂

开 本 787mm×1092mm 1/16

印 张 23

印 数 1—3100

字 数 574 000

版 次 2008 年 9 月第 1 版 2008 年 9 月第 1 次印刷

书 号 ISBN 978-7-5608-3830-4/TU·792

定 价 48.00 元

本书若有印装质量问题,请向本社发行部调换 版权所有 侵权必究

前 言

我国沿海地区分布有广泛的软土地基,如天津、上海、杭州、宁波、福州、深圳、广州等;此外,内陆部分地区也存在软土地基。与硬质岩土地基相比,软土地基具有承载力低、含水量高、可塑性强、开挖后易于发生变形等特点,在工程建设中稍有疏忽,容易造成工程事故,例如,建筑物开裂、基坑倒塌事故等,将带来巨大的经济损失和社会负面影响。近年来,随着我国经济和基础设施建设的高速发展,上述软土地区积累了大量的工程建设经验,但由于软土的复杂性,以及对软土基础工程特点认识不足,在工程建设中往往还会遇到较多困难。

国内外众多学者对软土特性和软土基础工程进行了大量的理论和试验研究,对软土的特性已有较多的认识,在软土地基的设计、施工方面也积累了很多经验,部分成果业已列入国家规范或地方规范中。但是,目前要很好地解决软土基础工程的实际问题,必须坚持理论与实践相结合的原则,通过工程实践来检验理论研究的成果,并为理论研究提供新的方向。

本书全面系统地介绍了软土地区地基基础工程的相关理论、设计和施工等方面的内容,涵盖软土地基和基础工程的基本知识,如地基承载力、固结与沉降计算、软基处理、桩基础、沉井基础等内容;还详细介绍了软土的动力特性、深基坑开挖和支护工程、桩筏(箱)基础设计、工程降水等问题。此外,本书对土力学界正在探索的一些新理论和新方法也做了一定的阐述,例如,软土的流变与结构性、软土地基地震反应分析、深基础对周围环境的影响、软土地基与基础的共同作用等。通过本书学习,旨在使读者全面了解和掌握软土地基、基础工程的一般规律和设计、施工全过程,了解本领域正在探索研究的新问题、新理论和新方法,为岩土工程、地下工程专业研究生和从事相关工作的工程技术人员提高分析和解决实际问题的能力提供一些帮助。

本书根据研究生教学的需要和编者在教学工作中的体会,并参考国内外有关教材、资料编写而成。本书引用了校内外许多专家、学者在教学、科研、设计和施工中积累的资料,由于篇幅所限,文献目录未能一一列出,在此一并表示诚挚的谢意。限于编者水平,本书不足和错误之处在所难免,敬请读者批评指正。

上海广联建设发展有限公司的娄荣祥高级工程师主要负责了本书第7章的编写,阮翔、熊浩两位博士,赵本、艾鸿涛、王印三位硕士参加了本书部分整理工作,在此表示衷心的感谢。

本书的出版得到同济大学教材、学术著作出版基金会资助。

编 者
2008年6月

目 录

前 言

1 软土地基的工程性质	(1)
1.1 软土的定义及成因类型	(1)
1.1.1 软土的定义	(1)
1.1.2 成因类型	(1)
1.1.3 软土的分布和层理	(2)
1.1.4 勘察试验	(2)
1.2 软土的工程性质	(3)
1.2.1 软土的渗透性	(3)
1.2.2 软土的强度特性	(4)
1.2.3 软土的变形特性	(6)
1.3 软土的本构关系	(7)
1.3.1 土的变形特性	(7)
1.3.2 非线性弹性模型	(8)
1.3.3 弹塑性模型	(11)
1.4 软土地基沉降的计算	(19)
1.4.1 建筑地基沉降事故的典型实例	(19)
1.4.2 实用沉降的计算方法	(21)
1.5 软土地基的固结与流变	(26)
1.5.1 太沙基固结理论	(26)
1.5.2 比奥固结理论	(29)
1.5.3 大变形固结理论	(31)
1.5.4 流变理论	(34)
1.6 软土地基承载力	(38)
1.6.1 地基的变形和失稳	(39)
1.6.2 浅基础地基承载力	(42)
1.6.3 深基础地基承载力	(45)
1.7 软土的结构性	(47)
1.7.1 形成原因	(47)
1.7.2 对力学性质的影响	(48)
1.7.3 结构性土本构模型的研究概况	(49)
2 软土地基处理	(52)
2.1 概 述	(52)
2.2 换填法	(53)
2.2.1 压实原理	(54)

2.2.2 砂垫层设计	(54)
2.3 排水固结法	(55)
2.3.1 加固机理	(56)
2.3.2 排水固结法的设计与计算	(58)
2.4 砂石桩	(65)
2.4.1 砂石桩的加固机理	(66)
2.4.2 砂石桩的设计计算	(66)
2.5 强夯法	(69)
2.5.1 强夯法的设计计算	(69)
2.5.2 软土地基的强夯法	(73)
2.5.3 实例分析	(77)
2.6 水泥土搅拌法	(81)
2.6.1 加固机理	(82)
2.6.2 设计计算	(83)
2.6.3 施工工艺与注意事项	(85)
2.7 灌浆法	(86)
2.7.1 加固机理	(87)
2.7.2 设计计算	(90)
2.8 高压喷射注浆法	(92)
2.8.1 加固机理	(93)
2.8.2 加固土的基本性状	(95)
2.8.3 旋喷桩的设计计算	(96)
2.9 土工合成材料	(99)
2.9.1 土工合成材料的分类	(99)
2.9.2 土工合成材料的特性	(99)
2.9.3 设计计算	(100)
3 软土的动力特性与地基抗震	(107)
3.1 概 述	(107)
3.1.1 土的动力特性	(107)
3.1.2 地震与工程抗震的基本概念	(108)
3.1.3 结构抗震中的场地与地基因素	(111)
3.1.4 地基的震害	(112)
3.2 循环荷载下软土的应力-应变关系	(113)
3.2.1 线性黏弹性模型	(115)
3.2.2 等效线性黏弹性模型	(117)
3.2.3 弹塑性模型	(121)
3.3 土动力特性的测试设备与测试方法	(123)
3.3.1 土动力特性的室内试验	(123)
3.3.2 土动力特性的现场试验	(128)

3.4 软土地基的地震反应分析	(134)
3.4.1 集中质量法	(135)
3.4.2 地基地震反应的简化方法	(139)
3.4.3 深厚软弱覆盖土层的地震反应	(144)
3.5 饱和无黏性土的振动液化	(147)
3.5.1 饱和无黏性土的液化机理	(147)
3.5.2 饱和无黏性土液化的影响因素	(148)
3.5.3 饱和无黏性土液化可能性的判别	(149)
3.6 软黏土在循环荷载下的永久变形和强度	(154)
4 软土中的基坑工程	(160)
4.1 概 述	(160)
4.1.1 基坑开挖的分类	(160)
4.1.2 基坑工程的设计原则与安全等级	(160)
4.1.3 基坑工程的设计	(161)
4.1.4 基坑工程的施工	(162)
4.1.5 基坑工程设计施工中的一些问题	(162)
4.2 基坑围护结构侧压力的计算	(163)
4.2.1 土压力的计算	(164)
4.2.2 水压力的计算	(167)
4.3 水泥土围护结构	(169)
4.3.1 设计原则与形式	(169)
4.3.2 水泥土挡墙的破坏模式	(170)
4.3.3 水泥土挡墙的设计计算	(170)
4.4 板式支护体系	(177)
4.4.1 板式支护体系的稳定性分析	(178)
4.4.2 板式支护结构的内力与变形计算	(183)
4.4.3 坑外地表变形和土体位移的验算	(185)
4.5 支锚工程	(187)
4.5.1 支撑结构设计	(187)
4.5.2 土层锚杆设计	(191)
4.6 土钉墙支护	(194)
4.6.1 土钉墙支护的概念及机理	(194)
4.6.2 土钉墙支护设计	(196)
4.6.3 复合型土钉墙支护设计	(198)
4.7 基坑降水与土方开挖	(201)
4.7.1 基坑降水	(201)
4.7.2 土方开挖	(204)
4.8 基坑工程监测	(206)

5 软土中的桩基与深基础	(208)
5.1 单桩基础	(208)
5.1.1 单桩竖向承载力	(208)
5.1.2 单桩水平承载力	(217)
5.1.3 单桩沉降的计算	(222)
5.2 群桩基础	(229)
5.2.1 群桩竖向承载力	(229)
5.2.2 群桩沉降计算	(234)
5.3 沉桩挤土及其对环境的影响	(238)
5.3.1 挤土桩的挤土效应及其对环境的影响概述	(238)
5.3.2 单桩的挤土机理	(240)
5.3.3 挤土桩对周围土体的挤土效应	(241)
5.3.4 典型的因打桩施工造成的环境事故分析	(245)
5.3.5 减少沉桩对周围环境影响的措施	(247)
5.4 深层搅拌桩施工对周围环境的影响	(251)
5.4.1 工程案例一	(251)
5.4.2 工程案例二	(252)
5.4.3 减小深层搅拌桩施工对环境影响的措施	(254)
5.5 桩基对地铁隧道的影响	(254)
5.5.1 打桩施工引起隧道的位移	(254)
5.5.2 钻孔灌注桩对地铁隧道产生的竖向附加应力和变形	(255)
5.5.3 桩基沉降引起地铁隧道位移的治理	(258)
5.6 沉井基础	(260)
5.6.1 沉井的构造及施工工艺	(261)
5.6.2 沉井的设计与计算	(264)
5.7 地下连续墙	(272)
5.7.1 槽段的连接	(274)
5.7.2 地下连续墙设计	(274)
5.7.3 侧向承载墙的内力和位移计算	(277)
5.7.4 竖向承载墙的结构设计	(283)
5.7.5 墙体防渗与地基抗渗稳定性	(286)
6 软土地基与基础的共同作用	(289)
6.1 概 述	(289)
6.1.1 桩筏(箱)基础设计计算技术的发展概况	(289)
6.1.2 桩筏(箱)基础的设计原则	(290)
6.2 桩筏(箱)基础设计与计算	(290)
6.2.1 桩筏(箱)基础设计要求	(291)
6.2.2 桩筏(箱)基础计算	(292)
6.3 桩筏(箱)基础的优化设计	(296)

6.4	地基、桩筏(箱)基础与上部结构共同作用的分析·····	(300)
6.4.1	地基、基础与上部结构共同作用·····	(300)
6.4.2	上部结构与桩筏(箱)基础的共同作用分析·····	(305)
6.5	建(构)筑物疏桩基础·····	(310)
6.5.1	控沉疏桩基础设计与计算·····	(311)
6.5.2	协力疏桩基础设计与计算·····	(315)
7	地下水与基础工程·····	(319)
7.1	地下水的分类及作用·····	(319)
7.2	地下水的渗流规律·····	(321)
7.3	地下水参数的测定·····	(323)
7.4	工程降水·····	(328)
7.4.1	工程降水的方法·····	(328)
7.4.2	涌水量计算·····	(330)
7.4.3	工程降水案例·····	(333)
7.5	地下水对软土基础工程的影响·····	(343)
7.6	建筑抗浮设计·····	(349)
7.6.1	最高水位的预测·····	(350)
7.6.2	抗浮设防水位的确定·····	(350)
7.6.3	工程抗浮措施·····	(351)
7.6.4	建筑抗浮设计及验算·····	(352)
	参考文献·····	(355)

1 软土地基的工程性质

软土在我国沿海一带分布很广,如渤海湾、长江三角洲、珠江三角洲以及浙、闽沿海地区等都有大面积的海相或湖相沉积软土,其固体成分多为有机质和矿物质的综合物,厚度由数米到数十米不等。研究软土工程特性的主要目的是逐步认识它们对工程反应和危害的规律,以便采取有针对性的技术措施,使软土地区的建设工程达到技术先进、经济合理和使用安全的目的。

软土地基的承载力低、承受荷载后变形大,在建设中若有疏忽,将会导致建筑物的开裂,甚至产生损坏和失稳。目前,国内外土力学界对软土地基进行了大量的科学研究,对软土的特性有了较多的认识,在软土地基的设计、施工和加固等方面积累了很多经验。例如,世界闻名的软土地区墨西哥城,表层为5m厚的人工填土和砂夹卵石层,其下直至30m为超高压缩性软黏土,孔隙比高达7~12。由于在墨西哥城采用了地下连续墙施工方法,克服了软土带来的施工困难,开挖深度可达17~18m。该城的地铁一期工程全长41.5km,只耗时4个月就建设完成。

在特定条件下,软土也可能对地下工程带来有利的影响,例如,在上海建设第一条黄浦江江底隧道时,利用了软土易挤出的特点,采用闭胸盾构推进,不仅免去了进土的运输和处理,而且取消了气压施工,大大加速了施工进度。

1.1 软土的定义及成因类型

1.1.1 软土的定义

明确定义软土是困难的。对软土的定义、特征及其成因类型,不同专业技术部门的解释大同小异。

狭义上的软土是指在静水或缓慢的流水环境中淤积的天然孔隙比大于或等于1,天然含水量大于或等于液限的以灰色为主的一种软塑至流塑状态的,多以淤泥、淤泥质土为主的天然含水量大、压缩性高、承载力低的饱和黏性土、粉土等。其中,淤泥、淤泥质土是指在静水或缓慢流水环境中沉积,经生物化学作用形成的以黏粒为主的并伴有微生物作用的一种结构性土。软土一般可分为以下几类:

- (1) 当天然含水量 $w > w_L$ 、天然孔隙比 $e > 1.5$,且含有机质的土称为淤泥;
- (2) 当天然含水量 $w > w_L$ 、天然孔隙比 $1.0 < e < 1.5$,且含有机质的土称为淤泥质土;
- (3) 当土的烧失量大于5%时,称为有机质土;
- (4) 当土的烧失量大于60%时,称为泥炭。

广义上的软土是指区域性或特殊性土,主要包括以下几类:软(黏)土淤泥、淤泥质土、有机质土或泥炭等;湿陷性黄土,分为非自重湿陷性黄土和自重湿陷性黄土;杂填土、冲填土;多年冻土;膨胀(岩)土;风化岩与残积土;盐渍土;污染土;红黏土。

通常把抗剪强度低、压缩性高、透水性差以及在动力荷载作用下容易液化的地基称为软土地基。

1.1.2 成因类型

软土的形成主要有三个控制因素:沉积环境;物质来源;地下水或地表水。软土按照沉积环境可分为以下5类:①滨海沉积——滨海相、泻湖相、三角洲相等;②湖泊沉积——湖相、三角洲相;③河滩沉积——河漫滩相、牛轭湖相;④沼泽沉积——沼泽相;⑤山谷沉积——沟谷相。各类型软土的主要分布范围及沉积特征如表1-1所示。

表 1-1

软土的分布范围及沉积特征

成因类型		主要分布	沉积特征
滨海沉积	滨海相、三角洲相、泻湖相	温州、乐清湾、连云港地区；沿海现代海岸地区	在较弱的海浪岸流及潮汐作用下，逐渐沉积淤成。表层硬壳 0~3m，下部为淤泥夹粉细砂，淤泥厚 3~60m，常含贝壳及海生物残骸。泻湖相厚度大，分布广
	湖相、三角洲相	武汉后湖、江苏太湖、洞庭湖地区等	淡水湖盆沉积物，在稳定的湖水期逐渐沉积，沉积相带有季节性、表层硬质，厚 0~5m。淤积厚度一般 5~25m，泥炭层多呈透镜体状
河滩沉积	河漫滩相、牛轭湖相	长江、珠江中下游及河口和淮河、松辽平原等	平原河滩流速减小，缓慢沉积而成，不均匀，含砂和泥炭层，厚度一般小于 20m
沼泽沉积	沼泽相	江苏盐城、泗洪一带	地表水排泄不畅的低洼地带，且蒸发量不足以干化淹水地区的情况下形成的沉积物，多以泥炭为主，下部分布有淤泥或底部与泥炭互层，厚度一般小于 10 m
山谷沉积	沟谷相	广东、湖南丘陵地带沟谷等	在山区或丘陵地带有大量含有有机质的黏性土，汇集于平缓沟谷后，淤积成软土，一般呈零星“鸡窝状”分布，不连续，厚度小于 5m 居多

1.1.3 软土的分布和层理

1. 软土的分布

我国软土分布区域广阔，大多分布在沿海地区（东海、黄海、渤海、南海等，如上海、天津、宁波、温州等）、内陆平原、湖盆地周围（长江中下游、淮河平原、松辽平原等，洞庭湖、洪泽湖、太湖、鄱阳湖四周，昆明的滇池地区，贵州六盘水地区等）和山间谷地。其厚度变化范围较大，一般从几米到几十米。

2. 软土的层理构造(二元结构)

层理构造是指厚度变化较大的地区，地表一般有一个 1~3m 的硬壳层，其下是 5~30m 的饱和软土层（上海地区一般为 20m）。

1.1.4 勘察试验

软土的勘察试验要求主要包括：勘察要点；室内试验；原位测试；根据不同的工程要求，确定试验方法和参数。

对软土地基的调查，重点是确定地貌的特征、生成环境、埋藏深度、成层条件、分布规律、层理特征、水平与垂直向的均匀性、表层硬壳的厚度、底部硬层的坡度，以及基岩埋藏条件与分布特征；了解软土的固结历史、随应力水平变化而变化的强度和变形特征，以及结构破坏对强度和变形的影响。除此之外，尚应进行宏观的古地理分析，尤其应查明微地貌与软土分布的关系，在现代沟槽、洼地及两侧（特别应注意主流线部位），以及牛轭湖、古河道、埋藏谷、渠、埋藏池塘（虽然有的相对较高，但仍相当平坦、宽缓或相对大范围而言仍是洼地）、两条或多条沟槽的交汇处、地下水丰沛的凹槽和较高部位（如分水岭、垭口、地下水位极浅的稻田和洼地等），均应布设一定的勘探控制点，以查明软土分布范围、形态、土层厚度变化、下卧硬层顶面形态、横坡大小等。对塘缘路堤、软土下卧硬层顶面槽坡明显的路堤，应加强塘内和下坡一侧的观测。另外，一些新技术，如遥感、航片、卫片的判释，在宏观地貌分析和古地理判别方面有不可替代的优势；湖塘、古河道、断陷凹槽和盆地等，从航片上也都极易判别。

勘探应在地质调绘的基础上，根据工程的需要、地质条件等选择合适的勘探手段。除常用的原位测试（静力触探、十字板剪切试验）和钻探取样试验相结合的综合勘探方法外，有条件时

可进行载荷试验。此外,在大面积软土工点调查中,使用物探技术结合必要的钻探和坑探,会取得快、省、准的效果,当然物探技术也有局限性。软土的电阻率一般在 $0.5 \sim 15\Omega$ 之间,而软土中的地震波纵波传播速度多为 $100 \sim 300\text{m/s}$ 。因而只有当软土底部有较硬的地层(其电阻率、震波速度以及含水量、密实度等物理性质与软土有显著差异)时,用物探法求取软土深度的数据,方可收到显著效果。

1.2 软土的工程性质

1.2.1 软土的渗透性

土在生成过程中,由于水和风的搬运作用,其大多成为松散的粒状堆积物,因而土是一种孔隙互相连通的多孔介质。在水头差的作用下,流体可以透过土体孔隙面产生流动,这种现象称为渗流。对于饱和土,流体是水;对于非饱和土,流体是水和空气。

土体具有被流体透过的性质称为土体的渗透性。不同土体的透水能力是不同的,常采用渗透系数来描述其透水能力的大小。早在 1856 年,法国工程师达西(Darcy)就通过试验研究提出了达西渗透定律:

$$v=ki=-k \frac{dh}{ds} \tag{1-1}$$

式中 v ——渗透流速;
 i ——水力坡降;
 h ——总水头;
 s ——流程;
 k ——渗透系数,表示土体透水性的能力。

土体的透水能力与土的组成、结构、孔隙率、饱和度等有关。常见的几种土体的渗透系数参考值见表 1-2。

表 1-2 渗透系数经验参考值

土 类	渗透系数/($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)	土 类	渗透系数/($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)
粗 砂	$10^{-2} \sim 5 \times 10^{-2}$	粉质黏土	$5 \times 10^{-6} \sim 10^{-4}$
细 砂	$10^{-3} \sim 5 \times 10^{-3}$	黏 土	$< 5 \times 10^{-6}$
粉 土	$10^{-4} \sim 10^{-3}$		

饱和土是一种二相介质,包含土颗粒与孔隙水两部分,共同承担外荷载作用。其中,由孔隙水来承担或传递的应力称为孔隙水压力 u ,由粒间接触面传递的应力称为有效应力 σ' ,由外荷载总体引起的应力称为总应力 σ ,它们之间满足如下关系:

$$\sigma=\sigma'+u \tag{1-2}$$

式(1-2)即为有效应力原理。有效应力是引起土体压缩的真正原因。有效应力原理对于研究软土地基的沉降和地基处理方法具有重要的指导意义。

对于软土而言,其透水性较差,垂直向渗透系数一般在 $10^{-8} \sim 10^{-6}\text{cm/s}$ 之间。显然,这样的土体作为地基时,将非常不利于排水固结,亦即其孔隙水压力消散得非常缓慢。根据有效应力原理,在总应力不变的情况下,其有效应力将难以增加,软土地基的强度也将难以提高。因此,如何有效地加快软土地基的排水固结,对于成功地实现软土地基的治理具有关键性意义。正因为如此,大多数软土地基的处理方法都着眼于软土的排水固结。

1.2.2 软土的强度特性

1. 强度理论与强度参数

对于不同的材料,一般采用不同的强度理论。土的强度通常采用摩尔-库仑强度理论进行描述。该理论认为材料的破坏是剪切破坏,达到破坏时破坏面上的剪应力即为抗剪强度 τ_f 。 τ_f 与破坏面上的法向应力有一函数关系,即:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (1-3)$$

式中 c ——土的黏聚力;

φ ——土的内摩擦角。

这两个参数可以通过若干个试验至破坏状态的摩尔应力圆来确定,式(1-3)即为摩尔圆的包线方程。若在剪切试验时测得孔隙水压力 u ,则摩尔圆可以以有效应力圆的形式画出,此时,摩尔圆的强度包线可用有效应力表示如下:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (1-4)$$

式中 c' ——有效黏聚力;

φ' ——有效内摩擦角;

σ' ——破坏面上的有效法向应力, $\sigma' = \sigma - u$ 。

土的抗剪强度可用黏聚力 c 与内摩擦角 φ 表示。但是土的抗剪强度随加荷时间和排水条件而变化,同一种土样剪切试验时试样的固结排水情况不同,测得的抗剪强度也不同。因此,在实际工作中应注意选择符合实际破坏情况的试验方法来测定强度参数。

在实际工程中,软土的抗剪强度测试常用的仪器有直剪仪、十字板剪切仪、三轴仪和无侧限压缩仪。直剪仪和十字板剪切仪可以直接测出剪切破坏面上的抗剪强度;三轴仪和无侧限压缩仪则是对试样施加压力,推算剪切破坏面上的抗剪强度。每种仪器适用范围不同,各有优缺点。

直剪仪构造简单、试验方便,尤其适用于慢剪试验。但直剪试验中试样剪切面被限定,剪切面不一定是 weakest 的面,试样的应力分布也不均匀,在剪切盒边缘处剪切面上的剪应力集中,在剪切过程中可能发生破坏,然后向内扩展,使得测试结果不能代表土体的强度。上述缺点使直剪仪的应用受到一定限制。

三轴仪是当前土工测试的主要设备,其优点是能够控制试样的排水条件和测定在剪切过程中的孔隙水压力,但其试验过程比较复杂,且容易对软土试样产生扰动。根据排水条件的不同,三轴试验可分为不固结不排水试验(UU)、固结不排水试验(CU)和固结排水试验(CD)三种。

无侧限压缩仪是试样在周围无压力的条件下在轴向加压直至破坏,相当于三轴压缩仪压力室不加水压力的情况,特别适合于饱和软土或接近饱和的软土抗剪强度测试。饱和软土不固结不排水试验的摩尔强度包线是一水平线,在这种情况下, $\varphi = 0^\circ$, 由一个摩尔圆就可确定另一个强度参数 c_u ,它满足关系式:

$$c_u = \frac{q_u}{2} \quad (1-5)$$

式中, q_u 是试样破坏时的压力,称为无侧限抗压强度。

通常把 c_u 称为土的不排水强度或天然强度,常用于软土的稳定性分析中。

十字板剪切仪是在原位土层中测试软土抗剪强度的试验装置。十字板剪切仪不需从土层中取出土样而避免了取样扰动。对于含水量较大的软土,由于无法制备三轴压缩试验或无侧限压缩试验的试样,最适合用十字板剪切仪直接测软土的不排水强度。由十字板剪切仪可测得土体的天然强度 c_u ,其表达式如下:

$$c_u = \frac{2M_{\max}}{\pi D^2 \left(H + \frac{D}{3} \right)} \quad (1-6)$$

式中 D, H ——分别为十字板的宽度与高度(m);

$M_{\max}$ ——剪切破坏时的扭矩(kN·m)。

2. 软土的强度特性

1) 矿物成分的影响

黏土的矿物成分对其抗剪强度有很大的影响。不同类型的黏土矿物粒径大小和塑性不同,例如,蒙脱石是颗粒细小的高塑性矿物,高岭石则是颗粒比较大的低塑性矿物。试验表明,软土的塑性越高则抗剪强度越低。

2) 各向异性

软土的各向异性包括土的组构引起的各向异性和应力体系引起的各向异性。组构是指土中颗粒、团粒和孔隙的排列形式。微观组构相当于电子显微镜观察到的颗粒组合;宏观组构相当于肉眼可看到的层理、裂隙或薄的粉土夹层。应力各向异性是由于天然土层中静止侧压力系数小于1,竖向与水平向的固结压力不相等而形成的。由于这两种各向异性对软土抗剪强度的影响很难分开测量,实际上总是合并在一起考虑,用沿不同方向切取的试样进行不排水剪或固结不排水剪切试验来研究。

3) 软土蠕变

许多软土地基的破坏实例表明,破坏时土体的抗剪强度小于由剪切试验测得的不排水强度。软黏土在长期荷载作用下的强度下降是由蠕变变形引起的。蠕变是流变的一种现象,它是指在恒定的应力作用下变形随时间增长的现象。软土的黏粒含量越多,塑性指数越大,这种影响就越大。

土的抗剪强度是由黏聚力和内摩擦力两部分组成的。土的黏聚力具有黏滞性质,当剪应力低于剪切试验的不排水强度时,虽然土不会发生破坏,但是由黏聚力所承受的剪应力将会引起土体蠕变,发生不间断的缓慢变形。内摩擦力只有在土体变形后才能逐渐发挥。因此,随着土体在外荷作用下长时间蠕变,内摩擦力所承受的剪应力逐渐增大,黏聚力所承受的剪应力则逐渐减小。黏聚力承受的剪应力减小,土体蠕变的速率将减慢,当内摩擦力完全发挥时,黏聚力所承受的剪应力不再减小,土体蠕变的速率不再减慢,而是以不变的速率持续发生蠕变。蠕变速率的大小与剪应力的大小有关。当剪应力较大时,虽然低于不排水强度,例如软土剪应力为不排水强度的70%时,蠕变变形仍将会导致软土破坏,这种破坏称为蠕变破坏。饱和灵敏性软黏土在不排水条件下变形和高超固结黏土在排水条件下变形,最容易由于蠕变而引起抗剪强度下降。软黏土不排水蠕变会引起孔隙压力的增长,有效应力下降;而高超固结黏土排水蠕变则会因剪胀而引起含水量增大,其结果都将导致抗剪强度的下降。

4) 剩余强度

分析黏土在长期荷载作用下的稳定性时,常采用有效黏聚力 c' 和有效内摩擦角 φ' 。由剪切试验结果确定 c' 和 φ' 时,取应力-应变曲线上的最大剪应力即峰值强度绘强度包线。但对超固结黏土,取峰值强度将大于实际土坡在破坏时所具有的强度,稳定性分析将得出错误的判断。其原因是黏土的抗剪强度在剪应力达到峰值以后会随着应变的继续增大而下降。根据实际土坡滑动计算出的强度接近于剪切试验发生很大剪应变以后的剪应力,该强度称为剩余强度。用剩余强度绘制强度包线确定的强度参数,称为剩余黏聚力 c'_r 和剩余内摩擦角 φ'_r 。

在天然土坡和地基中,若某一点的剪应力达到峰值强度而发生破坏,随着应变软化强度下降,该点周围未破坏的土体剪应力增大而达到峰值强度,于是,破坏范围由该点向外扩展,最后形成一个连续的滑动面,该滑动面上土的强度都降低至剩余强度,而不是剪切试验中测得的峰值强度。根据国内外一些滑坡实测分析可知,由于气候干旱,土坡中水分蒸发散失,土体干缩产生裂缝,就可能引起土体的渐进破坏,强度降低到剩余强度;此外,从古滑坡破坏面上取土样做剪切试验,试验结果表明:在滑裂面上土样的强度与未曾剪切破坏土样的剩余强度一致。因此,对这类土坡的稳定性分析时,应注意其剩余强度问题。

5) 灵敏性与触变性

大多数软土经过扰动或重塑以后会丧失部分强度,高含水量的海相黏土和有机质粉土重塑后强度已到无法测出的程度,其原因是土粒排列被改变,凝聚强度遭到破坏。软土强度对扰动影响的灵敏性以灵敏度 S_i 表示。灵敏度一般用无侧限压缩试验测定,其定义为原状试样的无侧限抗压强度 q_u 与相同含水量的重塑试样的无侧限抗压强度 q'_u 之比,即:

$$S_i = \frac{q_u}{q'_u} \quad (1-7)$$

黏土的灵敏性按灵敏度的大小分类如表 1-3 所示。

表 1-3 黏土按灵敏度的分类

灵敏度	分类	灵敏度	分类	灵敏度	分类
<2	不灵敏	4~8	灵敏	>16	超灵敏
2~4	中等灵敏	8~16	很灵敏		

黏土重塑以后强度下降,但在含水量不变的条件下经过一段时间强度又有所恢复,这种现象称为触变性。黏性土有凝聚强度,一般受扰动破坏后都能重新形成,但因孔隙压力消散而引起的强度增长不属于触变性。超灵敏的黏土($S_i > 16$)重塑后,经过几个月测得的强度仍很小,恢复不明显。

1.2.3 软土的变形特性

软土除了具有一般土体的各种变形特征外,还有其自身的特点,概括起来有以下几点:

- (1) 变形量大。软土中的淤泥和淤泥质土,其孔隙比 $e > 1.0$,受力后压缩量自然较大。有些软土含水量达 60% 以上, $e > 1.5$,其压缩性更高。更有泥炭类的软土含水量高达 200% ~ 500%,其大部分由水构成,一旦施加荷载,水从孔隙中挤出,土就像泡沫塑料一样被压扁。
- (2) 压缩稳定所需时间长。软土的颗粒组成以黏粒为主,尽管孔隙比较大,但单个孔隙却很小,水在孔隙中流动较困难,因此渗透性很低,渗透系数一般为 10^{-7} cm/s 或 10^{-8} cm/s 量级。饱和土受荷后,水不能很快排出,变形也只能缓慢发展。在地基中,这一变形过程常延续数年,乃至数十年。
- (3) 侧向变形较大。软土的侧向变形比一般土要大,而且在相同条件下,侧向变形与竖向变形之比也比一般土要大,换句话说,其泊松比要比非软土大。饱和软土受荷时,初期水来不及排出,土体体积不收缩,便从侧向向外挤出,侧向膨胀的体积与竖向沉降的体积近于相等,泊松比接近于 0.5。随着孔隙水的逐步排出,土体体积收缩,竖向沉降进一步发展,而侧向可能略有收缩。这时的泊松比小于 0.5,达到 0.4,甚至 0.3 以下。从最终稳定的变形来看,软土的泊松比一般高于非软土。

1.3 软土的本构关系

实际工程中,土体各点的受力状况、变形历史是千变万化的,无法在试验中模拟所有的这些变化,因此,有必要在试验的基础上提出某种数学模型把特定条件下的试验结果推广到一般情况。这种数学模型,就是土的本构关系,又称为本构模型,即描述土的应力-应变关系的数学表达式。土的 σ - ϵ 关系非常复杂,具有非线性和黏弹塑性,强度发挥程度、应力历史以及土的组成状态和结构性等对其都有影响。

本构模型是用数学手段来体现试验中所发现的土体变形特性。因此,土体的变形特性是建立本构模型的依据,也是检验本构模型理论的客观标准。

目前,已建立的本构模型有很多,主要有以下几类:弹性模型;非线性弹性模型;弹塑性模型;黏弹性模型;边界面模型;内蕴时间模型。

在介绍本构模型理论之前,有必要首先讨论土体变形的一般规律。

1.3.1 土的变形特性

1. 非线性和非弹性

金属和混凝土等坚硬材料在受到轴向拉压时,应力-应变关系曲线中初始段为直线,材料处于弹性变形状态;当应力达到某一临界值时,应力-应变关系曲线明显地转为曲线,材料同时存在弹性变形和塑性变形。土体也有类似特性。与金属等材料不同的是,初始直线段很短,对于松砂和正常固结黏土,几乎没有直线阶段,加荷一开始就呈非线性。土体的非线性特性比其他材料明显得多。

这种非线性变化的产生,是因为除弹性变形以外还出现了不可恢复的塑性变形。土体是一种松散介质,受力后颗粒之间的位置调整在荷载卸除后不能恢复,因而形成较大的塑性变形。土体在各种应力状态下都有塑性变形,即便在加荷初始应力-应变关系接近直线的阶段,变形仍然包含弹性和塑性两部分,退荷后不能恢复到原点。非线性和非弹性是土体变形的突出特点。

2. 塑性体积应变和剪胀性

土体受力后会有明显的塑性体积变形,即受力后存在不可恢复的塑性体积应变,而且往往比弹性体积应变更大。这一点与金属不同,金属被认为是没有塑性体积变形的,塑性是由于晶格之间的错动滑移而造成的,它只体现形状的改变,不产生体积变化。土体的塑性变形也与颗粒的错位滑移有关。在各向相等的压力作用下,从宏观上来讲,是不受剪切的;但在微观上,颗粒间有错动。压缩前,颗粒架空,存在较大孔隙;压缩后,有些颗粒挤入原来的孔隙中,颗粒错动,相对位置调整,颗粒之间发生着剪切位移。当荷载卸除后,不能再使它们架空,无法恢复到原来的体积,就形成较大的塑性体积变形。

不仅压力会引起塑性体积变形,剪切也会引起塑性体积变形。剪切引起的体积收缩,叫剪缩。软土和松砂常表现为剪缩。剪切引起的体积膨胀,叫剪胀。紧密砂土、超固结黏土常表现为剪胀。不管膨胀还是收缩,都称为剪胀性。

3. 塑性剪应变

土体受剪切发生剪应变。一部分与骨架的轻度偏斜相对应,荷载卸除后能恢复,称为弹性剪应变;另一部分则与颗粒之间的相对错动滑移相联系,称为塑性剪应变。剪应力和体积应力均能引起剪应变。

4. 硬化和软化

三轴试验测得的轴向应力与轴向应变的关系曲线有两种形态:一种曲线是一直上升直至

破坏,这种形态的应力-应变关系叫硬化型,软土和松砂表现为这种形态;另一种曲线前面部分是上升的,应力达到某一峰值后转为下降曲线,即应力在降低,应变在增加,这种形态叫做软化型,紧密砂和超固结黏土表现为这种形态。

5. 应力路径和应力历史对变形的影响

土存在较大的塑性变形。沿不同的应力路径加荷,各阶段的塑性变形增量不同,累积起来,就有不同的应变总量。因此,尽管初始和终了的应力状态相同,加荷的应力路径不同,最终变形也是不同的。这就是应力路径对变形的影响。

应力历史是指历史上的应力路径。由于塑性变形不可恢复,历史上发生的变形将保存和累积起来,这无疑会影响今后的变形。土体经过一个加荷卸荷循环后,再加荷时,变形就变小了,这就是应力历史的影响。

6. 中主应力对变形的影响

中主应力对土体变形有明显的影响:①中主应力的变化会影响到土的抗剪强度,试验表明,土在中主应力大于小主应力时的抗剪强度比两者相等时的强度大;②中主应力会改变应力-应变关系的软化或硬化形态。

不少模型的建立以及参数的确定仅依据常规三轴试验资料,不能反映中主应力的影响。实际上,如地基等往往是平面变形问题,不考虑中主应力的影响,这会使计算结果有误差。

7. 固结压力的影响

高压三轴试验资料表明,土体在高围压下的变形性状与低围压情况下有所不同,主要有以下三方面:

(1) 强度包线不是直线,而是呈向下微弯的曲线。这表明有效强度指标随着固结压力的增加而降低,也就是在不同的压力范围内有不同的强度指标。

(2) 有些土如紧砂,在低压力下受剪时,体积会发生膨胀;而在高压时,所有土都表现为剪缩。

(3) 软化现象一般也是在低围压下表现出来的,在高围压下一一般是硬化型的。

在高围压下土体的变形特性之所以不同,主要由于高压使土颗粒破碎。试验前的颗粒分析试验结果与受过高压后土样的颗粒分析结果不同,因为后者细颗粒增多了。

由于高围压下土的变形特性与低围压时不同,对于高土石坝、高层建筑地基等,就需要用高压三轴仪来研究土的强度和变形特性。在应力-应变模型和参数确定方面,都要考虑高压下的特性。

8. 各向异性

地基土一般是水平向成层。水平和竖直方向土的结构存在差异,使土体在许多方面表现为各向异性,应力-应变关系也不例外,这种叫原生各向异性。此外,各向应力状态不同还能引起新的各向异性。如重塑土,本来不存在土结构上的两向差异,但只要各向应力不等,在应力-应变关系上就会表现为各向异性,这种情况更具有普遍性。

以上从八个方面概括了土体变形的基本特性。当然,影响土体变形的因素还有很多,如土的种类、结构性等。土体的变形规律是十分复杂的,要在本构关系数学模型中全部反映这些特性是不可能的,也是不必要的,应该抓住影响变形的主要特性去建立数学模型。

1.3.2 非线性弹性模型

非线性弹性模型中最具有代表性的是邓肯-张模型(即 Duncan-Chang 模型,简称 D-C 模型)。如图 1-1 所示,实际上,加荷路径不等于卸荷路径,为非弹性。现假定卸荷路径与加荷路径相同,即与路径无关,只考虑 OA,认为 AB 与 OA 重合,即为非线性。