



“十三五”职业教育国家规划教材

地基与基础

DIJI YU JICHU

第2版

主 编 赵邵华 蒋建清 张小军

副主编 魏丽梅 罗 婉 邹艳花 谢静思 史 劲



中南大学出版社
www.csupress.com.cn

·长沙·

图书在版编目(CIP)数据

地基与基础 / 赵邵华, 蒋建清, 张小军主编. —2 版.
—长沙: 中南大学出版社, 2022. 12
ISBN 978 - 7 - 5487 - 5212 - 7

I. ①地… II. ①赵… ②蒋… ③张… III. ①地基—
基础(工程) IV. ①TU47②TU753

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2022)第 229118 号

地基与基础

赵邵华 蒋建清 张小军 主编

-
- 出版人 吴湘华
 策划编辑 周兴武
 责任编辑 周兴武
 责任印制 李月腾
 出版发行 中南大学出版社
社址: 长沙市麓山南路 邮编: 410083
发行科电话: 0731 - 88876770 传真: 0731 - 88710482
 印 装 长沙雅鑫印务有限公司

-
- 开 本 787 mm × 1092 mm 1/16 印张 16.75 字数 427 千字 插页 1
 版 次 2022 年 12 月第 2 版 印次 2022 年 12 月第 1 次印刷
 书 号 ISBN 978 - 7 - 5487 - 5212 - 7
 定 价 48.00 元
-

图书出现印装问题, 请与经销商调换

内容提要

本书为“十三五”职业教育国家规划教材的修订版。全书共分6个模块，包括建筑工程地质与勘察、地基土的应力与沉降、土的抗剪强度和地基承载力、挡土墙与边坡工程、浅基础工程与桩基础工程等内容。各模块附有模块小结、思考题、习题、自测题和技能训练题。

本书可作为高职高专建筑工程技术专业及相关土建类专业的教材，亦可供各普通高等学校设立的成教学院、网络学院，以及电视大学等同类专业专科教学使用，并可作为相关专业工程技术人员的参考书。

本书配有多媒体教学电子课件和习题答案。

出版说明 INSTRUCTIONS

为了深入贯彻全国教育大会精神，落实《国家职业教育改革实施方案》（国发〔2019〕4号）和《职业院校教材管理办法》（教材〔2019〕3号）有关要求，深化职业教育“三教”改革，全面推进高等职业院校土建类专业教育教学改革，促进高端技术技能型人才的培养，依据国家高职高专教育土建类专业教学指导委员会《高等职业教育土建类专业教学基本要求》和国家教学标准及职业标准要求，通过充分的调研，在总结吸收国内优秀高职教材建设经验的基础上，我们组织编写和出版了这套职业教育土建类专业创新教材。

职业教学改革不断深入，土建行业工程技术日新月异，相应国家标准、规范，行业、企业标准、规范不断更新，作为课程内容载体的教材也必然要顺应教学改革和新形式的变化，适应行业的发展变化。教材建设应该按照最新的职业教育教学改革理念构建教材体系，探索新的编写思路，编写出版一套全新的、高等职业院校普遍认同的、能引导土建专业教学改革的系列教材。为此，我们成立了创新教材编审委员会。创新教材编审委员会由全国30多所高职院校的权威教授、教学负责人、专业带头人及企业专家组成。编审委员会通过推荐、遴选，聘请了一批学术水平高、教学经验丰富、工程实践能力强的骨干教师及企业工程技术人员组成编写队伍。

本套教材具有以下特色：

1. 教材符合《职业院校教材管理办法》（教材〔2019〕3号）的要求，以习近平新时代中国特色社会主义思想为指导，注重立德树人，在教材中有机融入中华优秀传统文化、四个自信、爱国主义、法治意识、工匠精神、职业素养等思政元素。

2. 教材依据教育部高职高专教育土建类专业教学指导委员会《高职高专土建类专业教学基本要求》及国家教学标准和职业标准（规范）编写，体现科学性、综合性、实践性、时效性等特点。

3. 体现“三教”改革精神，适应职业教学改革的要求，以职业能力为主线，采用行动导向、任务驱动、项目载体，教、学、做一体化模式编写，按实际岗位所需的知识能力来选取教材内容，实现教材与工程实际的零距离“无缝对接”。

4. 体现先进性特点,将土建学科发展的新成果、新技术、新工艺、新材料、新知识纳入教材,结合最新国家标准、行业标准、规范编写。

5. 产教融合,校企双元开发,教材内容与工程实际紧密联系。教材案例选择符合或接近真实工程实际,有利于培养学生的工程实践能力。

6. 以社会需求为基本依据,以就业为导向,有机融入“1+X”证书内容,融入建筑企业岗位(八大员)职业资格考试、国家职业技能鉴定标准的相关内容,实现学历教育与职业资格认证的衔接。

7. 教材体系立体化。为了方便教师教学和学生学习,本套教材建立了多媒体教学电子课件、电子图集、教学指导、教学大纲、案例素材等教学资源支持服务平台;部分教材采用了“互联网+”的形式出版,读者扫描书中的二维码,即可阅读丰富的工程图片、演示动画、操作视频、工程案例、拓展知识等。

职业教育土建类专业创新教材

编 审 委 员 会

修订版前言 PREFACE

本书为“十三五”职业教育国家规划教材的修订版。

本书从建筑工程技术专业培养目标出发，以土建类高职高专建筑工程技术专业教学的基本要求 and 《建筑与市政工程施工现场专业人员职业标准》(JGJ/T 250—2011) 为引领，主要参照《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)、《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)、《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2012) 及《混凝土结构施工图平面整体表示方法制图规则和构造详图》(22G101) 等新规范和新标准编写。

本书以培养专业技术应用能力为主线，编写过程中紧紧围绕建筑施工现场一线的职业活动，教学内容取材以从事职业岗位工作“必需、够用”为原则，将地基与基础相关规范、建筑施工现场专业技术岗位标准和技能训练的相关内容有机地融入教材，做到“实用、够用、能学、会用”，突出实用性和可操作性，力求体现高职高专教育的特色。为便于学生对各知识点的学习、应用和掌握，本书在各模块正文之前明确教学目标，在正文之后配套有模块小结、思考题、习题、自测题和技能训练题；每个模块配有手机扫二维码的教学资源；思考题、习题、自测题可通过手机扫二维码获取参考答案。

本书由湖南城建职业技术学院赵邵华、长沙学院蒋建清和娄底职业技术学院张小军担任主编，各模块编写分工如下：绪论、模块二由蒋建清编写，模块一由张小军编写，模块三由湖南城建职业技术学院邹艳花和谢静思编写，模块四由湖南交通职业技术学院魏丽梅编写，模块五由张小军和湖南城建职业技术学院史劲编写，模块六由赵邵华编写。本次修订增加的二维码微课视频由湖南城建职业技术学院赵邵华、罗婉、谢静思、何贵中、史劲、曾娟娟等录制。

由于编者水平有限和编写时间仓促，书中不足之处在所难免，恳请广大读者和同行专家批评指正，以便不断修订完善。

编者

目 录 CONTENTS

绪 论	(1)
0.1 土力学、地基及基础的概念	(1)
0.1.1 土力学	(1)
0.1.2 地基	(1)
0.1.3 基础	(1)
0.1.4 地基与基础设计的基本条件	(2)
0.2 地基与基础的重要性	(2)
0.3 本课程的特点和学习要求	(6)
0.3.1 本课程的特点	(6)
0.3.2 学习要求	(6)
模块一 建筑工程地质与勘察	(7)
1.1 工程地质基本知识认知	(7)
1.1.1 地质构造	(7)
1.1.2 水文地质	(10)
1.2 地基土的工程特性与分类	(11)
1.2.1 土的组成与结构	(11)
1.2.2 土的物理性质指标	(14)
1.2.3 土的物理状态指标	(17)
1.2.4 土的工程分类与野外鉴别方法	(20)
1.2.5 实训项目：含水量、密度、相对密度测定、塑限和液限的测定	(24)
1.3 工程地质勘察	(31)
1.3.1 地基(岩土工程)勘察等级划分	(31)
1.3.2 地基勘察的目的和内容	(32)
1.3.3 地基勘察的方法	(33)
1.3.4 地基勘察报告的编制与阅读	(34)
1.3.5 验槽与基槽的局部处理	(35)

1.3.6 实训项目：地基勘察报告阅读	(36)
模块小结	(44)
思考题	(44)
习 题	(45)
自测题	(45)
模块二 地基土的应力与沉降	(51)
2.1 地基土的应力计算	(51)
2.1.1 土体自重应力计算	(51)
2.1.2 基底压力计算	(54)
2.1.3 地基附加应力计算	(56)
2.2 地基沉降计算与建筑物沉降观测	(66)
2.2.1 地基土的压缩与固结	(66)
2.2.2 地基最终沉降量计算	(69)
2.2.3 建筑物的沉降观测	(76)
2.3 实训项目：土的压缩(固结)试验	(83)
模块小结	(86)
思考题	(86)
习 题	(86)
自测题	(88)
模块三 土的抗剪强度和地基承载力	(94)
3.1 土的抗剪强度	(94)
3.1.1 土的抗剪强度与极限平衡条件	(95)
3.1.2 抗剪强度指标的测定方法	(101)
3.1.3 实训项目：直接剪切试验	(105)
3.2 地基承载力	(108)
3.2.1 地基的常见破坏形式	(108)
3.2.2 地基承载力的确定	(109)
模块小结	(116)
思考题	(117)
习 题	(117)
自测题	(118)

模块四 挡土墙与边坡工程	(123)
4.1 挡土墙的认知与设计	(123)
4.1.1 挡土墙的形式及在工程中的应用	(123)
4.1.2 土压力计算	(126)
4.1.3 挡土墙的计算与构造	(142)
4.1.4 实训项目：某工程挡土墙设计	(146)
4.2 边坡稳定性计算	(147)
4.2.1 边坡稳定的意义与影响因素	(148)
4.2.2 简单土坡稳定分析	(149)
4.3 支护结构	(152)
模块小结	(157)
思考题	(157)
习 题	(158)
自测题	(159)
技能训练题	(161)
模块五 浅基础工程	(162)
5.1 浅基础工程的认知	(162)
5.1.1 浅基础的分类	(162)
5.1.2 浅基础构造要求	(167)
5.2 浅基础设计	(174)
5.2.1 基础埋置深度的确定	(174)
5.2.2 基础底面尺寸的确定	(175)
5.2.3 无筋扩展基础的设计	(183)
5.2.4 墙下钢筋混凝土条形基础设计	(185)
5.2.5 柱下钢筋混凝土独立基础的设计	(188)
5.2.6 减少不均匀沉降损害的措施	(192)
5.3 浅基础结构施工图识读	(194)
5.3.1 独立基础平法施工图识读	(194)
5.3.2 条形基础平法施工图识读	(200)
5.3.3 梁板式筏形基础平法施工图识读	(204)
5.3.4 平板式筏形基础平法施工图识读	(206)

5.3.5 实训项目：某工程基础平法施工图识读	(208)
模块小结	(208)
思考题	(208)
习 题	(209)
自测题	(209)
技能训练题	(210)
模块六 桩基础工程	(212)
6.1 桩基础工程的认知	(212)
6.1.1 桩基础的类型	(213)
6.1.2 桩基础构造要求	(214)
6.2 桩基础设计	(219)
6.2.1 桩顶作用效应计算	(219)
6.2.2 桩基承载力验算	(220)
6.2.3 单桩竖向极限承载力 Q_{uk} 的确定	(226)
6.2.4 桩基的沉降计算基本规定	(236)
6.2.5 承台设计	(238)
6.3 桩基础设计实训	(244)
6.3.1 桩基础设计的步骤	(244)
6.3.2 实训实例	(244)
模块小结	(248)
思考题	(249)
习 题	(249)
自测题	(249)
附录一 拓展内容	(251)
附录二	(252)
参考文献	(255)

绪 论



微课：绪论

0.1 土力学、地基及基础的概念

0.1.1 土力学

土是地壳岩石经过物理、化学、生物等风化作用的产物，是各种矿物颗粒组成的松散集合体，一般是由固体颗粒、水和空气组成的三相体系。土力学是研究土的应力、变形、强度和稳定以及土与结构物相互作用等规律的一门力学分支。土力学是应用工程力学方法来研究土的力学性质的一门学科，是本课程的重要理论基础。

土力学的研究对象是与人类活动密切相关的土和土体，包括人工土体和自然土体以及与土的力学性能密切相关的地下水。土力学被广泛应用在地基、挡土墙、土工建筑物、堤坝等设计中。

0.1.2 地基

支撑建筑物荷载、且受建筑物影响的那一部分地层称为地基。作为建筑地基的岩土层通常有岩石、碎石土、砂土、粉土、黏性土等土体或岩体。

从现场施工的角度来看，地基可分为天然地基和人工地基。天然地基是不需要人工加固就可以直接放置基础的天然岩土层，自然状态下即可满足承担基础全部荷载要求。需要人工加固或处理后才能修建建筑物的地基称为人工地基，譬如石垫层、砂垫层、混合灰土回填再夯实垫层等均属于人工地基范畴。

当土层的地质状况较好，承载力较强时可以采用天然地基；而在地质状况不佳的条件下，如坡地、沙地或淤泥地质，或虽然土层质地较好，但上部荷载过大时，为使地基具有足够的承载能力，则要采用人工加固地基。

0.1.3 基础

建筑物向地基传递荷载的下部扩大的承重结构就是基础，是建筑底部与地基接触的承重构件。它的作用是把建筑上部的荷载传给地基，调整地基变形，起到承上传下的作用。

基础包括浅基础和深基础。浅基础通常用普通（常规）方法施工，基础埋深 $d < 5$ m。深基础通常需要一定的机械设备，如桩基、墩基和地下连续墙等，基础埋深 $d \geq 5$ m。

地基与基础的相对位置如图 0-1 所示。根据地基与基础的接触关系，地基中的地层分为覆盖层、持力层和下卧层。其中直接与基础底面接触的土层称为持力层，地基基础设计时，通常应选择强度较高、变形较小、稳定性较强的地层作为地基的持力层。地基内持力层

下面的土层称为下卧层，地基承载力低于持力层的下卧层称为软弱下卧层。覆盖层是位于持力层以上的所有地层。

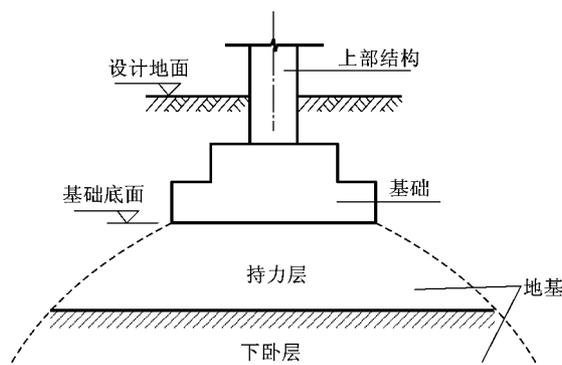


图 0-1 地基与基础的示意图

0.1.4 地基与基础设计的基本条件

建筑物的建造使地基中原有的应力状态发生改变，这就必须运用数学力学的方法来研究在荷载作用下地基的强度和变形问题。为保证建筑物的功能需要和安全使用，地基与基础的设计计算必须满足以下三个基本条件：

(1) 地基应具有足够的强度

地基在建筑物荷载作用下有足够的承载力，并在防止整体破坏方面有足够的安全储备。

(2) 地基应满足变形要求

控制基础沉降使之不超过地基的变形允许值，保证建筑物不因地基变形而损坏或者影响其正常使用。

(3) 基础应具有足够的强度、刚度和耐久性

基础结构本身应满足强度、变形和耐久性的要求。

0.2 地基与基础的重要性

地基与基础是建筑物的根基，属于隐蔽工程，因此，它的勘察、设计和施工质量直接关系到建筑物的安危。实践证明，建筑物的事故很多是与地基基础有关的，而且地基基础事故一旦发生，进行补救就相当困难。此外，地基基础工程处理是否适当，对建筑物的造价影响也是相当显著的，地基基础工程一般占建筑总投资的 10% ~ 30%，甚至更多。下面通过几个经典的地基基础事故工程实例，反映地基与基础工程的重要性。

► 案例 1：加拿大特朗斯康谷仓

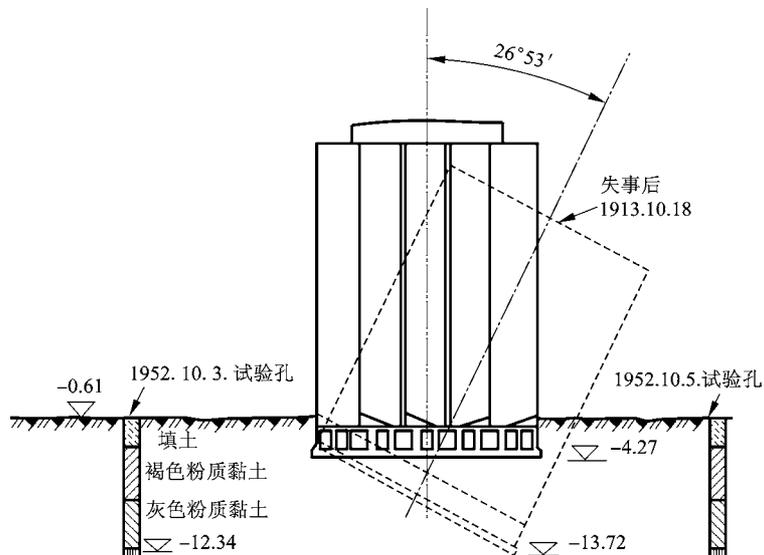
工程概况：如图 0-2 所示，该谷仓平面呈矩形，南北向长 59.44 m，东西向宽 23.47 m，高 31.00 m，容积 36368 m³，容仓为圆筒仓，每排 13 个圆筒仓，5 排共计 65 个圆筒仓。谷仓基础为钢筋混凝土筏板基础，厚度 61 cm，埋深 3.66 m。

事故简介: 谷仓于1911年动工, 1913年完工, 空仓自重20000 t, 相当于装满谷物后满载总重量的42.5%。1913年9月装谷物, 10月17日当谷仓已装了31822 t谷物时, 发现1 h内竖向沉降达30.5 cm, 结构物向西倾斜, 并在24 h内谷仓倾斜, 倾斜度离垂线达 $26^{\circ}53'$, 谷仓西端下沉7.32 m, 东端上抬1.52 m, 上部钢筋混凝土筒仓坚如磐石。



图 0-2 加拿大特朗斯康谷仓

事故原因: 谷仓地基土事先未进行调查研究, 据邻近结构物基槽开挖试验结果, 计算地基承载力为352 kPa, 应用到此谷仓。1952年经勘察试验与计算, 谷仓地基实际承载能力为193.8~276.6 kPa, 远小于谷仓破坏时发生的压力329.4 kPa, 因此, 谷仓地基因超载发生强度破坏而滑动。



事故处理: 事后在下面做了70多个支撑于基岩上的混凝土墩, 使用388个50 t千斤顶以及支撑系统, 才把仓体逐渐纠正过来, 但其位置比原来降低了4 m。

► 案例 2: 意大利比萨斜塔

工程概况:如图 0-3 所示,比萨斜塔共 8 层,高度为 55 m。塔身呈圆筒形,一至六层由优质大理石砌成,顶部七至八层采用砖和轻石料。塔身每层都有精美的圆柱与花纹图案,是一座宏伟而精致的艺术品。1590 年伽利略在此塔做自由落体实验,创建了物理学上著名的自由落体定律。斜塔成为世界上最珍贵的历史文物,吸引无数世界各地游客。



图 0-3 意大利比萨斜塔

事故简介:该塔自 1173 年 8 月 9 日动工,至 1178 年建至第 4 层中部,高度约 29 m 时,因塔明显倾斜而停工。94 年后,于 1272 年复工,经 6 年时间,建完第七层,高 48 m,再次停工中断 82 年。于 1360 年再复工,至 1372 年竣工。全塔总重约 1.42 万吨,基础底面平均压强约 500 kPa。目前塔向南倾斜,南北两端沉降差 1.80 m,塔顶离中心线已达 5.27 m,倾斜 5.5° ,成为危险建筑。1990 年 1 月 4 日被封闭。

事故原因:地基持力层为粉砂,下面为粉土和黏土层,强度较低,变形较大。

事故处理:1838—1839 年,挖环形基坑卸载;1933—1935 年,基坑防水处理、基础灌浆加固;1990 年 1 月,封闭;1992 年 7 月:加固塔身,用压重法和取土法进行地基处理;目前已向游人开放。

► 案例 3: 苏州虎丘塔

工程概况:苏州虎丘塔位于苏州市虎丘公园山顶,落成于宋太祖建隆二年(公元 961 年),距今已有 1061 年悠久历史。如图 0-4 所示,全塔 7 层,高 47.5 m。塔的平面呈八角形,由外壁、回廊、内壁与塔心室四部分组成。塔身全部由青砖砌筑,外形仿楼阁式木塔,每层都有 8 个壶门,拐角处的砖特制成圆弧形,建筑精美。1961 年 3 月 4 日,国务院将此塔列为全国重点保护文物。



图 0-4 苏州虎丘塔

事故简介:1956—1957 年间对上部结构进行修缮,但使塔重增加了 2000 kN,加速了塔体的不均匀沉降。1957 年,塔顶位移为 1.7 m,到 1978 年发展到 2.3 m,重心偏离基础轴线 0.924 m。底层塔身发生不少裂缝,东北方向为竖直裂缝,西南方向为水平裂缝,砌体多处出现纵向裂缝,部分砖墩应力已接近极限状态,成为危险建筑而封闭。

事故原因:地基土层由上至下依次为杂填土、块石填土、亚黏土夹块石、风化岩石、基岩等,由于地基土压缩层厚度不均及砖砌体偏心受压等原因,造成该塔向东北方向倾斜。

事故处理:在国家文物管理局和苏州市人民政府领导下,召开多次专家会议,采取在塔四周建造一圈桩排式地下连续墙,并对塔周围与塔基进行钻孔注浆和树根桩加固塔身,由上海市特种基础工程研究所承担施工,基本遏制了塔的继续沉降和倾斜。

关于地基与基础工程失败的实例还有很多。图 0-5 所示两个筒仓是某农场用来储存饲料的,建于加拿大红河谷的 Lake Agassiz 黏土层上,由于两筒之间的距离过近,在地基中产生的应力发生叠加,使得两筒之间地基土层的应力水平较高,从而导致内侧沉降大于外侧沉降,仓筒向内倾斜。

图 0-6 为墨西哥城的一幢建筑,该地的土层为深厚湖相沉积层,土的天然含水量高,具有极高的压缩性。由于地基处理不当,可从建筑物外立面清晰地观看到其发生的沉降及不均匀沉降。



图 0-5 加拿大红河谷的两个饲料筒仓向内倾斜



图 0-6 墨西哥城一幢建筑的不均匀沉降

关于地基与基础工程成功的经典案例,如中国古老的赵州桥,如图 0-7 所示。赵州桥位于河北赵县,隋代公元 595—605 年修建,净跨 37.02 m。基础建于黏性土地基,基底压强 500~600 kPa,但地基并未产生过大变形,按照现行相关规范验算,地基承载力和基础后侧被动土压力均能满足要求,且经无数次洪水和地震的考验而安然无恙。



图 0-7 古老的赵州桥

0.3 本课程的特点和学习要求

0.3.1 本课程的特点

建筑工程地基基础施工的内容(如土方开挖及回填、基坑降水、基坑支护或放坡、地基处理、基础施工等)与地基土和地下水相关联,具有特殊性。施工人员需要理解基础的设计意图(包含其受力、结构、构造等),需要根据土层分布和土性的不同采取相应的技术措施(处理方法、施工工艺、施工机具等)。对上述设计意图和技术措施选择的正确理解是进行事前控制、保障施工质量的必备条件。因此,本课程是建筑工程技术专业的一门重要专业基础课。

本课程任务是对接施工员职业岗位工作需求,使学生具有工程地质的基本知识,学会阅读和使用工程地质资料,掌握土的应力、变形和强度等土力学基本原理,熟悉建筑工程一般浅基础和桩基础设计知识,具有识读和绘制一般基础施工图的能力,并能根据工程实际正确选择地基处理方法,能分析和解决地基基础的工程问题。

本课程为学生阅读使用地基勘察报告提供理论支持和方法、技能;为基槽检验提供理论支持和方法、技能;为基坑支护、挡土墙与边坡工程提供理论支持;为地基处理提供理论支持和方法选择;使学生理解基础的受力以及构造的原理,为基础施工提供力学和结构、构造方面的支持;结合地基土的特点,为地基基础的合理施工提供相应措施。

0.3.2 学习要求

通过本课程的学习,学生应该掌握土力学的基本原理和基本概念,具备运用这些原理和概念分析和解决实际地基基础问题和进行相应施工管理的能力,同时也应掌握建筑地基基础领域的基本知识、基本技能和基本分析方法。

本课程理论性和实践性较强,学习中应注重理论联系实际,注意各基本理论的使用条件和应用范围,具体问题具体分析。本课程内容涉及工程地质、土力学、建筑力学、建筑结构、建筑材料和施工技术等领域,具有较强的综合性,学习中既应注重与相关领域的联系,也应抓住地基应力、强度和变形的核心问题,学会地基基础的设计、计算与工程应用。

模块一 建筑工程地质与勘察

建筑施工现场专业技术岗位资格考试和技能实践要求

- 熟悉建筑工程地质与勘察的基本知识，能识读和应用工程地质勘察报告。

教学目标

【知识目标】

- 熟悉工程地质与勘察的基本知识。
- 掌握土的物理指标计算的相关知识，能运用指标判别土的物理性质及状态。
- 熟悉土工试验指标的测定方法及应用，掌握岩土工程勘察报告的阅读和应用。

【能力目标】

- 能够选择合理的试验方法对土的物理性质进行判别和工程分类。
- 能读懂岩土工程勘察报告，会对其相关参数进行分析及应用。

【素质目标】

- 通过本模块的学习，培养学生重视土性质的判别及合理的应用，培养学生求真务实、一丝不苟的学习和工作作风。
- 通过实验操作，锻炼学生动手能力和解决实际问题能力，培养学生的团队协作精神。

1.1 工程地质基本知识认知



微课：工程地质基本知识认知

人类的工程建设活动是在地壳表层的一定地质环境中进行的，地质环境对建筑物的修建及建成后的安全、稳定和正常使用有重大的影响。因此，必须根据实际需要，深入研究并评价工程建筑地区的地质构造、岩土工程地质性质、地形和地貌条件、水文地质条件等地质条件。这些对工程建筑物的位置、结构类型、施工方法及其稳定性有影响的地质环境称为工程地质条件。建筑物修建后，工程地质条件会有所改变，因而会产生一些地质问题，这又将影响着建筑物的安全和稳定。工程建筑与地质环境是相互作用、相互影响的。

1.1.1 地质构造

1. 地质年代

地球表层的坚硬外壳即地壳。建筑物均建造在地壳上，地壳表层由岩石和土组成。岩土的性质与其生成的地质年代有关。一般来说，生成的年代越久，岩土的工程性质越好。地质年代一般采用地质学中的相对地质年代，一般划分为五代（太古代、元古代、古生代、中生代和新生代），每个代又分为若干纪，每个纪又细分为若干世及期，新生代中最新的一个纪为第四纪，第四纪地质年代的细分见表 1-1。

表 1-1 第四纪地质年代

纪	世		距今年数/万年
第四纪(Q)	全新世	Q ₄	2.5
	更新世	Q ₃ 晚更新世	15
		Q ₂ 中更新世	50
		Q ₁ 早更新世	100

2. 地质作用

地壳的物质、形态和内部构造是在不断改造和演变的。导致地壳成分变化和构造变化的作用，称为地质作用。根据地质作用能量来源的不同，可分为内力地质作用和外力地质作用。

(1) 内力地质作用：由于地球自转产生的旋转动能和放射性元素蜕变产生的热内能等引起的地壳物质成分、内部构造以及地表形态发生变化的地质作用称为内力地质作用，如岩浆活动、构造运动等。

(2) 外力地质作用：由于太阳辐射能和地球重力位能所引起的地质作用称为外力地质作用。包括气温变迁、雨、雪、山洪、河流、湖泊、海洋、冰川、风和生物等作用，对地壳不断进行剥蚀，使地表形态不断发生变化。

3. 岩石和土的类型

(1) 岩石的类型

岩石按成因分为岩浆岩、沉积岩和变质岩。其中岩浆岩是由高温熔融的岩浆在地表或地下冷凝所形成的岩石，也称火成岩或喷出岩；沉积岩是在地表条件下由风化作用、生物作用和火山作用的产物经水、空气和冰川等外力的搬运、沉积和成岩固结而形成的岩石；变质岩是由先形成的岩浆岩、沉积岩，由于其所处地质环境的改变经变质作用而形成的岩石。

(2) 土

自然界中的土是由地表岩石经风化、搬运、沉积作用而形成的松散堆积物。与岩石相比，其形成的年代较短，大多数土是在第四纪地质年代沉积形成的。根据成因不同，土沉积的主要类型分为残积土、坡积土、洪积土、冲积土等。不同成因类型的沉积物，具有各自的分布规律和工程地质特征。下面简单介绍这四类：

1) 残积土(Q^{el})

残积土是风化后残留在原地的土，如图 1-1。残积土的主要工程地质特征：无层理，厚度很不均匀，颗粒一般较差且带棱角，孔隙度较大。因此在残积土上进行工程建设时，应注意其不均匀性，防止建筑物的不均匀沉降。

2) 坡积土(Q^{dl})

坡积土是由雨雪水流的地质作用将高处岩石风化产物缓慢地洗刷剥蚀、沿着斜坡向下逐渐移动、沉积在平缓的山坡上而形成的沉积物，如图 1-2。坡积土的主要工程地质特征：土颗粒粗细混杂，土质不均匀，厚度变化大，会发生沿下卧基岩倾斜面滑动，作为地基易形成不均匀沉降。

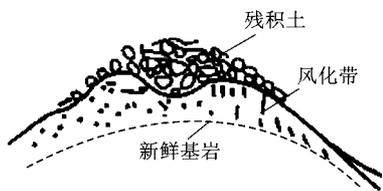


图 1-1 残积土示意图

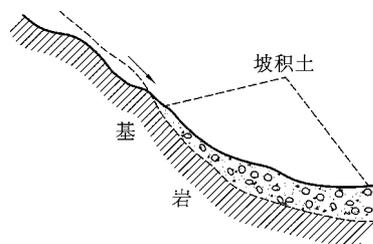


图 1-2 坡积土示意图

3) 洪积土(Q^{pl})

洪积土是由暂时性山洪急流挟带着大量碎屑物质堆积于山谷冲沟出口或山前倾斜平原而形成的沉积物，如图 1-3。洪积土的主要工程地质特征：洪水沉积的洪积土，有一定的分选作用，距山区较近地段，其颗粒较粗，远离山区颗粒较细。通常，粗颗粒的土层压缩性较低，承载力较高；而细颗粒的土层则压缩性高，承载力低。

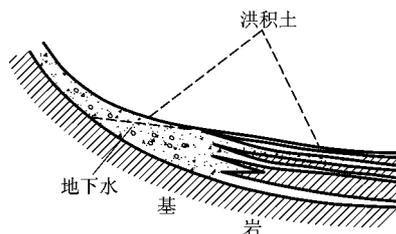


图 1-3 洪积土示意图

4) 冲积土(Q^{al})

冲积土是由江河流水的地质作用剥蚀两岸的基岩和沉积物，经搬运与沉积在平缓地带而形成的沉积物。冲积土的主要工程地质特征：平原河谷冲积物大多为中密砂砾，承载力较高，须注意河流的冲刷作用及凹岸边坡的稳定。

4. 地质构造

地质构造是指组成地壳的岩层和岩体在内力、外力地质作用下，不断运动演变，所留下来的各种构造形态。它是评价建筑场地工程地质条件所应考虑的基本因素，并且与场地的稳定性及地震评价等有关。

(1) 褶皱：是地壳中层状岩层在水平运动的作用下，使原始的水平形状的岩层弯曲起来形成的。褶皱的基本单元为岩层的一个弯曲，称为褶曲。褶曲有两种基本形式：背斜和向斜。背斜的横剖面呈凸起弯曲的形态，向斜的横剖面呈向下凹曲的形态，如图 1-4。

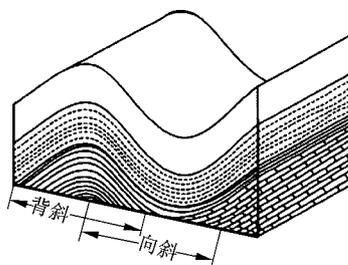


图 1-4 背斜和向斜

(2) 断裂：是岩体受地壳运动的作用，在其内部产生了许多断裂面，使岩石丧失了原有的连续完整性。其构造类型可分为节理和断层。

1) 节理：节理是岩体内部的裂隙(或裂缝)，沿裂隙(或裂缝)两侧的岩层未发生位移或仅有微小错动的断裂构造。

2) 断层：若断裂面两侧的岩体发生了显著位移，这种构造现象称为断层，如图 1-5。断层进一步可分为正断层、逆断层和平移断层。

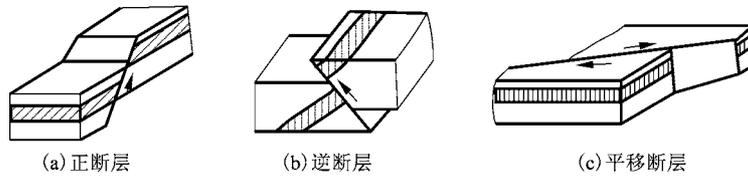


图 1-5 断层

1.1.2 水文地质

水文地质指自然界中地下水的各种变化和运动的现象。通常建筑场地的水文地质条件主要包括地下水的埋藏条件、地下水位及其随季节的变化、地下水化学成分及其对钢筋混凝土的腐蚀性等。

1. 地下水的埋藏条件

地下水按埋藏条件可分为上层滞水、潜水和承压水三种类型，如图 1-6 所示。

(1) 上层滞水

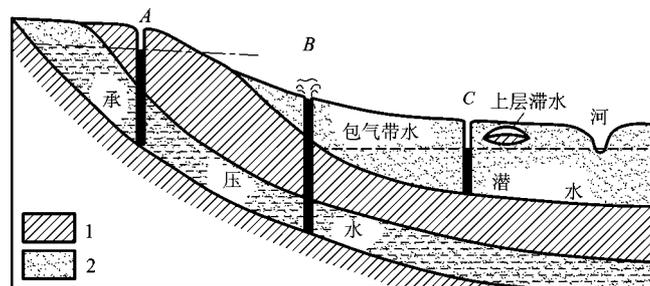
上层滞水是指埋藏在地表较浅处，局部隔水透镜体的上部，且具有自由水面的地下水。其分布范围有限，来源主要是大气降水补给。所以上层滞水地带只有在融雪后或大量降水时才能聚集较多的水，只能作为季节性的或临时性的水源。

(2) 潜水

潜水是埋藏在地表以下第一个稳定隔水层以上的具有自由水面的地下水。潜水一般埋藏在第四纪沉积层及基岩的风化层中。其来源主要为雨水渗透或河流渗入，同时也由于蒸发或流出而排泄，潜水水位的变化直接受气候条件变化的影响。

(3) 承压水

承压水是指充满于两个稳定隔水层之间的含水层中的地下水。它承受一定的静水压力。因承压水的上面存在隔水顶板的作用，承压水的动态变化受局部气候因素影响不明显。



1—隔水层；2—透水层。

图 1-6 地下水埋藏示意图

2. 地下水对工程的影响

(1) 基础埋深的选择

为了施工方便及节省造价,基础埋深应尽可能小于地下水位深度。在寒冷地区,当基础埋深较浅且距地下水位较近时,应注意防止毛细水上升,使地基冻胀,从而导致基础及上部结构的破坏。

(2) 施工排水

当地下水位埋藏浅、基础埋深大于地下水位深度时,基坑开挖与基础施工必须进行排水,应选择合理的降排水措施,保证地基不被破坏,施工顺利进行。

(3) 地下室防水(潮)

当地下水位较高时,地下工程及多高层房屋的地下室应按相应的规范进行防水(潮)设计。

(4) 地下结构的抗浮设计

地面以下的空心结构物(如水池)和处于施工阶段的多高层房屋的地下室,当地下水位埋藏浅时,地下水的浮力可能将地下结构上浮,应进行地下结构的抗浮设计。

1.2 地基土的工程特性与分类

1.2.1 土的组成与结构

1. 土的组成

自然界中的土一般是由固体颗粒、水和气体组成的三相体系。其中固体颗粒形成了土的骨架,骨架中的孔隙被水和气体充填。在自然界的每一个土单元中,三部分所占比例不同,土的物理状态和土的工程性质也不相同。当土中孔隙没有水时,称为干土,由固体颗粒和空气组成,为二相体系;当土中孔隙全部被水充满时,称为饱和土,由固体颗粒和水组成,也是二相体系。

(1) 土的固体颗粒(土的固相):土的固体颗粒是土中最主要的组成部分,土的固体颗粒的大小和形状、矿物成分及组成对土的物理力学性质有很大影响。

1) 土的矿物成分和土中的有机质

土的矿物成分取决于成土母岩的成分以及所经受的风化作用,可分为原生矿物和次生矿物。岩石经物理风化作用后破碎形成的矿物颗粒,称为原生矿物。在风化过程中,其化学成分并没发生改变,与母岩的矿物成分相同,其化学性质比较稳定,具有较强的水稳性。岩石经化学风化作用所形成的矿物颗粒,称为次生矿物,与母岩成分不同,其颗粒较小,活性强。其中高岭石、伊利石、蒙脱石这三种是最重要的次生矿物,蒙脱石具有很强的亲水性,伊利石次之,高岭石亲水性最小,其性质是遇水膨胀,失水收缩。

土中的有机质是在土的形成过程中动、植物的残骸及其分解物质与土混掺沉积在一起经生物化学作用形成的物质,其成分复杂。当有机质含量超过5%时,称为有机土。有机土亲水性很强,压缩性大、强度低。

2) 土的粒组划分

将物理性质接近的土粒归为一组,称为粒组。依粒径的大小将土粒划分为六大粒组:



微课:土的组成与结构

- | | |
|---|--|
| $d \geq 200$ mm 块石(漂石) | $20 \text{ mm} \leq d < 200$ mm 碎石(卵石) |
| $2 \text{ mm} \leq d < 20$ mm 角砾(圆石) | $0.075 \text{ mm} \leq d < 2$ mm 砂砾 |
| $0.005 \text{ mm} \leq d < 0.075$ mm 粉粒 | $d < 0.005$ mm 黏粒 |

3) 土的颗粒级配

①颗粒级配和颗粒分析：自然界中的土都是由大小不同的颗粒组成，土颗粒的大小与土的性质密切相关。如土颗粒由粗变细，则土的渗透性会由大变小，由无黏性变为黏性等。土粒的大小及其组成情况，通常以土中各个粒组的相对含量(各粒组质量占土总质量的百分比)来表示，称为土的颗粒级配。

常用的筛分试验有筛分法和密度计法。密度计法适用于粒径小于 0.075 mm 的粉粒和黏粒。筛分法适用于粒径大于 0.075 mm 的粗粒，就是用一套标准筛子[筛孔直径(mm): 20、10、5.0、2.0、1.0、0.5、0.25、0.1、0.075]，将烘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颗粒级配的评价：土颗粒大小分析试验成果，通常在半对数坐标系中间绘成一条曲线，称为土的颗粒级配曲线，如图 1-7 所示，图中曲线的纵坐标为小于某粒径的质量百分数，横坐标为用对数尺度表示的土粒粒径。

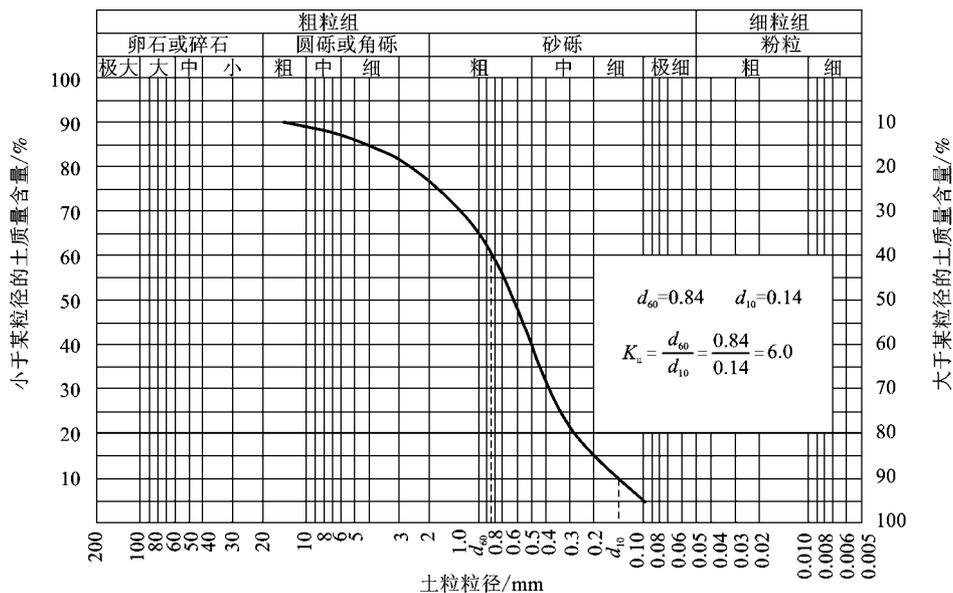


图 1-7 土的颗粒级配累计曲线

③良好级配的判断：级配良好的土，粗细颗粒搭配较好，粗颗粒间的孔隙由细颗粒填筑，易被压实到较高的密度。因而渗透性和压缩性较小，强度较大，所以颗粒级配常作为选择筑填土料的依据。工程上用不均匀系数 K_u 表示颗粒的不均匀程度，用曲率系数 C_c 表示土的离散程度，两者共同评价土的颗粒级配是否良好。

$$K_u = d_{60}/d_{10} \quad (1-1)$$

$$C_c = d_{30}^2 / (d_{60} \times d_{10}) \quad (1-2)$$

式中： d_{60} 、 d_{30} 、 d_{10} 分别为颗粒级配曲线上纵坐标为60%、30%、10%时所对应的粒径， d_{10} 为有效粒径， d_{60} 为控制粒径。

工程上用不均匀系数 K_u 和曲率系数 C_c 判定土的级配优劣，规则如下：当 $K_u \geq 5$ 且 $C_c = 1 \sim 3$ 时，为级配良好的土；当 $K_u < 5$ 或 $C_c > 3$ 或 $C_c < 1$ 时，为级配不良的土。

(2) 土中水(土的液相)

土中水的含量及性质明显地影响土的性质，尤其对于黏性土。水在土中的存在状态有液态水、气态水和固态水。

固态水是指土中的水在温度低于 $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时冻结成的冰。气态水是指土中出现的水蒸气，一般对土的性质影响不大。液态水是土中水存在的主要状态，包括结合水和自由水两大类。

1) 结合水：结合水是由电分子引力吸附于土粒表面成薄膜状的水。根据所受电场作用力的大小及离颗粒表面远近，结合水又分为强结合水和弱结合水。

强结合水指紧靠于颗粒表面的，受到吸力很大的结合水。其性质接近固体，黏土中仅含强结合水时呈固体状态。弱结合水指强结合水以外、电场作用范围以内的水，受电场的吸引力随着与颗粒距离增大而减弱。弱结合水的存在是黏性土在某一含水量范围内表现出可塑性的根本原因，砂土可认为不含弱结合水。

2) 自由水：自由水是存在于土粒电场影响以外的水，有重力水和毛细水两类。

重力水存在于地下水位以下的土孔隙中，只受重力作用而移动，能传递水压力和产生浮力作用。毛细水存在地下水位以上的土孔隙中，在土粒之间形成环状弯液面。弯液面与土粒接触处的表面张力反作用于土粒，形成毛细压力，使土粒挤紧。土粒间的孔隙互相贯通，形成无数不规则的毛细管。在表面张力作用下，地下水沿着毛细管上升。毛细管上升使地基润湿，降低强度，增大变形量。

(3) 土中气体(土的气相)

土中气体是存在于土孔隙中未被水占据的部分，可分为与大气连通的非封闭气体和与大气不连通的封闭气体两种。

非封闭气体成分与空气相似，受外荷载作用时易被挤出土体外，对土的性质影响不大。封闭气体不能逸出，在细粒土中存在，形成了与大气隔绝的封闭气泡，因气泡的栓塞作用，降低了土的透水性，增加了土的弹性和压缩性，对土的性质有较大影响。

2. 土的结构

土的结构是指土颗粒的大小、形状、表面特征、相互排列及其联结关系的综合特征。一般分为单粒结构、蜂窝结构和絮状结构，如图 1-8 所示。

(1) 单粒结构

单粒结构指较粗矿物颗粒在水或空气中在自重作用下沉落形成的单粒结构，单粒结构为砂土和碎石土的主要结构形式，有疏松状态和密实状态。

疏松的单粒结构稳定性能差，当受到震动及其他外力作用时，土粒易发生移动，土中孔隙减小，引起土的较大变形。密实的单粒结构则较稳定，力学性能好，是良好的天然地基。

(2) 蜂窝结构

蜂窝结构指较细的颗粒在水中因自重作用而下沉遇到已沉积的颗粒时，由于它们之间的相互引力大于自重应力，因此，土粒停留在最初的接触点上不能再下沉，形成的结构像蜂窝，具有很大的孔隙。蜂窝结构是以粉粒为主的土所具有的结构形式。

(3) 絮状结构

絮状结构指细微的黏粒在水中处于悬浮状态，不能靠自重下沉，当这些悬浮在水中的黏粒被带到电解质浓度大的环境中，会凝聚成絮状的黏粒集合体下沉，并相继与已下沉的絮状集合体接触，形成空隙很大的絮状结构。

蜂窝结构和絮状结构的土中存在大量的孔隙，压缩性高，抗剪强度低，透水性弱，其土粒之间的黏聚力往往由于长期的压密作用和胶结作用而得到加强。

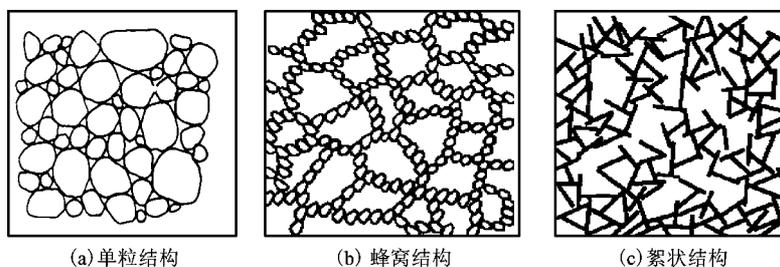


图 1-8 土的结构示意图



微课：土的物理性质指标

1.2.2 土的物理性质指标

1. 土的三相图

土的三相图表示气体、水、颗粒间的数量关系，并可计算各项物理指标，如图 1-9 所示。

2. 土的基本物理指标

(1) 土的天然重度 γ 与天然密度 ρ

1) 天然重度 γ

土在天然状态时单位体积的重量称为重度 γ ，按下式计算。

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s + V_w \gamma_w}{V} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (1-3)$$

式中： W ——土的总重量， $W = mg$ ；

W_s ——土粒重量， $W_s = m_s g$ ；

W_w ——土中水重量， $W_w = V_w \gamma_w$ ；

γ_w ——水的重度，一般 $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ ；

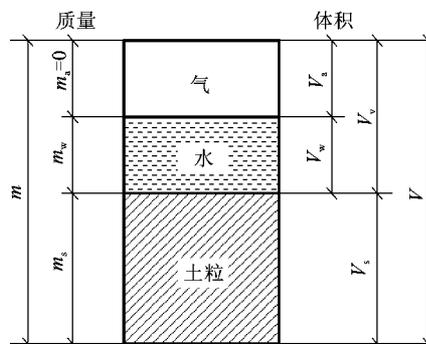
$\gamma = 16 \sim 22 \text{ kN/m}^3$ 为正常。

2) 天然密度 ρ

土在天然状态时单位体积的质量，称为天然密度 ρ ，按下式计算。

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (\text{g/cm}^3) \quad (1-4)$$

测定方法：黏粒用环刀法，粗颗粒用灌砂法，易碎难切割土体用蜡封法。



m_s —土粒质量； m_w —土中水的质量；

m_a —土中空气质量； V_s —土粒体积；

V_w —土中水体积； V_a —土中空气体积；

m —土的总质量， $m = m_s + m_w$ ；

V_v —土中孔隙体积， $V_v = V_w + V_a$ ；

V —土的总体积， $V = V_s + V_w + V_a$ 。

图 1-9 土的三相简图

$\rho = 1.6 \sim 2.2 \text{ g/cm}^3$ 为正常。

3) 重度 γ 与天然密度 ρ 关系

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{mg}{V} = \rho g \quad (1-5)$$

即土的重度 γ 为天然密度 ρ 与重力加速度 g 的乘积。

(2) 土的天然含水量 w

在天然状态下, 土中水的质量和土粒的质量之比称为含水量, 用百分数表示。

$$w = \frac{m_w}{m_s} \times 100\% = \frac{W_w/g}{W_s/g} \times 100\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100\% \quad (1-6)$$

测定方法: 烘干法或试剂法。含水量是反映土的湿度的一个重要物理指标。一般来说, 当其含水量增大时, 强度就降低。

(3) 土粒相对密度 d_s

土粒质量 m_s 与同体积的 4°C 时水的质量之比称为土粒相对密度 d_s (或称土粒比重)。

$$d_s = \frac{m_s}{V_s \rho_w} = \frac{W_s/g}{\frac{V_s \gamma_w}{g}} = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} = \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (1-7)$$

测定方法: 比重瓶法。 $d_s = 2.65 \sim 2.75$ 为正常。

3. 土的其他物理指标

(1) 土的干密度 ρ_d 和土的干重度 γ_d

1) 土的干密度 ρ_d

土的干密度指土的单位体积内颗粒质量。

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} \quad (\text{g/cm}^3) \quad (1-8)$$

2) 土的干重度 γ_d

土的干重度指土单位体积中土粒的重量。

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \rho_d g \quad (\text{kN/m}^3) \quad (1-9)$$

在工程上常把干密度作为检测人工填土密实程度的指标, 以控制施工质量。

(2) 土的饱和密度和土的饱和重度

1) 土的饱和密度 ρ_{sat}

土的饱和密度指土中孔隙 V_v 全被水充满时单位体积的质量。

$$\rho_{\text{sat}} = \frac{m_s + V_v \rho_w}{V} \quad (\text{g/cm}^3) \quad (1-10)$$

式中: ρ_w 为水的密度。

2) 土的饱和重度 γ_{sat}

土的饱和重度指土中孔隙 V_v 全被水充满时单位体积的重量。

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W_s + V_v \gamma_w}{V} = \rho_{\text{sat}} g \quad (\text{kN/m}^3) \quad (1-11)$$

(3) 有效重度 γ'

地下水位以下土单位体积的重量称为土的有效重度, 或称浮重度 γ' , 即:

$$\gamma' = \frac{W_s - V_s \gamma_w}{V} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \quad (1-12)$$

综上所述： $\gamma_{\text{sat}} > \gamma > \gamma_d > \gamma'$ 。

(4) 土的孔隙率 n

土的孔隙率指土中孔隙体积与土的总体积之比的百分率。

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100\% \quad (1-13)$$

(5) 土的孔隙比 e

土的孔隙比指土中孔隙体积与土粒体积之比。

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1-14)$$

$e < 0.6$ 的土是密实的低压缩性土， $e > 1$ 的土是疏松的高压缩性土。 n 、 e 均反映土的密实程度。

(6) 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。

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100\% \quad (1-15)$$

饱和度用于描述土体中孔隙被水充满的程度。根据饱和度，土可划分为稍湿、很湿和饱和和三种湿润状态： $S_r \leq 50\%$ 稍湿； $50\% < S_r \leq 80\%$ 很湿； $80\% < S_r$ 饱和。当 $S_r = 100\%$ 时，土孔隙全部充满水，土为完全饱和状态。当 $S_r = 0$ 时，土为完全干燥状态。

4. 土的物理性质指标换算

只要通过试验直接测定土粒相对密度 d_s 、含水量 w 和密度 ρ ，根据各个指标定义，利用土的三相图可推导其他物理性质指标。如表 1-2。

表 1-2 土的三相组成比例指标换算公式

指标	符号	表达式	常用换算公式	单位
土粒比重	d_s	$d_s = \frac{m_s}{V_s \rho_w}$	$d_s = \frac{S_r e}{w}$	
密度	ρ	$\rho = m/V$	$\rho = \rho_d(1+w)$	t/m ³ 或 g/cm ³
重度	γ	$\gamma = \rho \cdot g$ $\gamma = \frac{W}{V}$	$\gamma = \gamma_d(1+w)$ $\gamma = \frac{\gamma_w(d_s + S_r e)}{1+e}$	kN/m ³
含水量	w	$w = \frac{m_w}{m_s} \times 100\%$	$w = \frac{S_r e}{d_s} \times 100\%$ $w = (\frac{\gamma}{\gamma_d} - 1) \times 100\%$	
干密度	ρ_d	$\rho_d = \frac{m_s}{V}$	$\rho_d = \frac{\rho}{1+w}$ $\rho_d = \frac{d_s}{1+e} \rho_w$	t/m ³ 或 g/cm ³
干重度	γ_d	$\gamma_d = \rho_d g$ $\gamma_d = \frac{W_s}{V}$	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$ $\gamma_d = \frac{\gamma_w \cdot d_s}{1+e}$	kN/m ³

续表 1-2

指标	符号	表达式	常用换算公式	单位
饱和重度	γ_{sat}	$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W_s + V_v \gamma_w}{V}$	$\gamma_{\text{sat}} = \frac{\gamma_w (d_s + e)}{1 + e}$	kN/m^3
有效重度	γ'	$\gamma' = \frac{W_s - V_v \gamma_w}{V}$	$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = \frac{\gamma_w (d_s - 1)}{1 + e}$	kN/m^3
孔隙比	e	$e = \frac{V_v}{V_s}$	$e = \frac{\gamma_w d_s (1 + w)}{\gamma} - 1 = \frac{\gamma_w d_s}{\gamma_d} - 1$	
孔隙率	n	$n = \frac{V_v}{V} \times 100\%$	$n = \frac{e}{1 + e} \times 100\% \quad n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_w d_s}$	
饱和度	S_r	$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100\%$	$S_r = \frac{w \cdot d_s}{e} \quad S_r = \frac{w \cdot \gamma_d}{n \cdot \gamma_w}$	

注：①在各换算公式中，含水量 w 可用小数代入计算；② γ_w 可取 10 kN/m^3 ；③重力加速度 $g = 9.806 \text{ m/s}^2 \approx 10 \text{ m/s}^2$ 。

【例题 1-1】 在工地用环刀切取一土样，测得该土体积为 100 cm^3 ，质量为 185 g ，土样烘干后测得其质量为 148 g ，已知土粒相对密度 $d_s = 2.7$ ，试求该土样的 γ 、 w 、 e 、 n 、 S_r 、 γ_d 、 γ_{sat} 、 γ' 。

【解】

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{185}{100} = 1.85 (\text{g/cm}^3)$$

$$\gamma = \rho \cdot g \approx 10\rho = 18.5 (\text{kN/m}^3)$$

$$w = \frac{m_w}{m_s} \times 100\% = \frac{185 - 148}{148} \times 100\% = 25\%$$

$$e = \frac{\gamma_w d_s (1 + w)}{\gamma} - 1 = \frac{10 \times 2.7 \times (1 + 0.25)}{18.5} - 1 = 0.82$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} = \frac{18.5}{1 + 0.25} = 14.8 (\text{kN/m}^3)$$

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.82}{1 + 0.82} = 45\%$$

$$S_r = \frac{w d_s}{e} = \frac{0.25 \times 2.7}{0.82} = 0.82$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{d_s + e}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{2.7 + 0.82}{1 + 0.82} \times 10 = 19.34 (\text{kN/m}^3)$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 19.34 - 10 = 9.34 (\text{kN/m}^3)$$



微课：土的物理状态指标

1.2.3 土的物理状态指标

1. 无黏性土的密实度

无黏性土主要指具有单粒结构的碎石土与砂土，天然状态下具有不同程度的密实度。



动力触探

(1) 碎石土密实度鉴别

根据重型圆锥动力触探锤击数 $N_{63.5}$ ，碎石土密实度划分为密实、中密、稍密、松散四种状态，如表1-3。

表 1-3 碎石土密实度的划分

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

注：①本表适用于平均粒径小于或等于 50 mm 且最大粒径不超过 100 mm 的卵石（碎石）、圆砾（角砾）。②表内 $N_{63.5}$ 为经综合修正后的平均值。

(2) 砂土密实度鉴别

1) 《岩土工程勘察规范》利用标准贯入试验锤击数 N 确定砂土的密实度。结论如下： $N \leq 10$ ，松散； $10 < N \leq 15$ ，稍密； $15 < N \leq 30$ ，中密； $N > 30$ ，密实。

2) 天然孔隙比判别

砂土的密实度可用天然孔隙比评定。一般当 $e < 0.6$ 时，属密实的砂土；当 $e > 0.95$ 时，属松散状态，不宜作为天然地基。

3) 相对密实度判别

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (1-16)$$

式中： e_{\max} 与 e_{\min} 分别表示砂土最大与最小孔隙比。

判别标准如下：

$D_r = 1$ ，最密状态； $D_r = 0$ ，最松状态。

$0 < D_r \leq 0.33$ ，疏松状态； $0.33 < D_r \leq 0.67$ ，中密状态； $0.67 < D_r \leq 1$ ，密实状态。

利用相对密实度判别无黏性土的优点：把土的级配因素考虑在内，理论上较为完善；其缺点是： e 、 e_{\min} 、 e_{\max} 难以准确测定。

2. 黏性土的物理特征

黏性土的主要成分是黏粒，土粒间存在黏聚力而使土具有黏性。黏性土的主要物理状态特征是其软硬程度，主要指标有界限含水量、塑性指数和液性指数。

(1) 界限含水量

黏性土由某一状态转入另一种状态时的分界含水量称为界限含水量，主要有缩限、塑限和液限三个界限含水量，表示如下：



其中，缩限 w_s ：土由半固态转为固态的界限含水量。

塑限 w_p ：土由可塑状态转为半固态的界限含水量。

液限 w_L : 土由流动状态转为可塑状态的界限含水量, 即塑性上限含水量。

可塑状态: 土粒在外力作用下可塑成各种形状而不发生裂缝, 在外力去除后仍可保持原状。土粒在外力作用下可相互滑动而不破坏土粒间的联系, 土呈可塑状态。

(2) 黏性土的塑性指数和液性指数

1) 塑性指数

塑性指数 I_p 是液限与塑限之差, 表示土的可塑性范围。塑性指数应以百分数表示, 但习惯上计算时不带%符号。工程上常用其对黏性土进行分类, 当 $I_p > 17$ 时, 为黏土; 当 $10 < I_p \leq 17$ 时, 为粉质黏土。

$$I_p = w_L - w_p \quad (1-17)$$

2) 液性指数

液性指数 I_L 是指天然含水量与塑限之差除以塑性指数, 即:

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p} \quad (1-18)$$

液性指数是判别黏性土的软硬程度的指标, 按液性指数将土的状态分为坚硬、硬塑、可塑、软塑和流塑, 见表 1-4。

表 1-4 黏性土的状态

液性指数 I_L	状态	液性指数 I_L	状态
$I_L \leq 0$	坚硬	$0.75 < I_L \leq 1$	软塑
$0 < I_L \leq 0.25$	硬塑	$I_L > 1$	流塑
$0.25 < I_L \leq 0.75$	可塑		

【例题 1-2】 A、B 两种土样, 试验结果见下表, 试确定该土的名称及软硬状态。

土样	天然含水量 $w/\%$	塑限 $w_p/\%$	液限 $w_L/\%$	土样	天然含水量 $w/\%$	塑限 $w_p/\%$	液限 $w_L/\%$
A	40.4	25.4	47.9	B	23.2	21.0	31.2

【解】 1) A 土样:

$$\text{塑性指数: } I_p = w_L - w_p = 47.9 - 25.4 = 22.5$$

$$\text{液性指数: } I_L = \frac{w - w_p}{I_p} = \frac{40.4 - 25.4}{22.5} = 0.67$$

因 $I_p > 17$, $0.25 < I_L \leq 0.75$, 所以该土为黏土, 可塑状态;

2) B 土样:

$$\text{塑性指数: } I_p = w_L - w_p = 31.2 - 21 = 10.2$$

$$\text{液性指数: } I_L = \frac{w - w_p}{I_p} = \frac{23.2 - 21}{10.2} = 0.22$$

因 $10 < I_p \leq 17$, $0 < I_L \leq 0.25$, 所以该土为粉质黏土, 硬塑状态。



微课：土的工程分类和野外鉴别方法

1.2.4 土的工程分类与野外鉴别方法

1. 地基土(岩)的工程分类

按《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011), 用作建筑地基的土, 可分为岩石、碎石土、砂土、粉土、黏性土和人工填土。

(1) 岩石

岩石应为颗粒间牢固联结, 呈整体或具有节理裂隙的岩体。按岩石的坚硬程度分坚硬岩、较硬岩、较软岩、软岩、极软岩。按岩体完整程度分为完整、较完整、较破碎、破碎、极破碎。按岩石的风化程度可分为未风化、微风化、中风化、强风化和全风化。

(2) 碎石土

碎石土是指粒径大于 2 mm 的颗粒含量超过全重 50% 的土。依颗粒形状和粒组含量分漂石(块石)、卵石(碎石)、圆砾(角砾), 具体见表 1-5。

表 1-5 碎石土的分类

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 200 mm 的颗粒超过全质量 50%
卵石 碎石	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 20 mm 的颗粒超过全质量 50%
圆砾 角砾	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 2 mm 的颗粒超过全质量 50%

注: 分类时应根据粒组含量栏从上到下以最先符合者确定。

(3) 砂土

砂土是指粒径大于 2 mm 的颗粒含量不超过全重 50%、粒径大于 0.075 mm 的颗粒超过全重 50% 的土。砂土按粒组含量分为砾砂、粗砂、中砂、细砂和粉砂, 具体见表 1-6。

表 1-6 砂土的分类

土的名称	粒组含量
砾砂	粒径大于 2 mm 的颗粒占全质量 25% ~ 50%
粗砂	粒径大于 0.5 mm 的颗粒超过全质量 50%
中砂	粒径大于 0.25 mm 的颗粒超过全质量 50%
细砂	粒径大于 0.075 mm 的颗粒超过全质量 85%
粉砂	粒径大于 0.075 mm 的颗粒超过全质量 50% ~ 85%

注: 分类时应根据粒组含量栏从上到下以最先符合者确定。

砂土的密实度按标准贯入锤击数 N 分为松散、稍密、中密、密实, 具体见表 1-7。

表 1-7 砂土的密实度

标准贯入锤击数 N	密实度	标准贯入锤击数 N	密实度
$N \leq 10$	松散	$15 < N \leq 30$	中密
$10 < N \leq 15$	稍密	$N > 30$	密实

注：当用静力触探探头阻力判定土的密实度时，可根据当地经验确定。

(4) 黏性土

塑性指数 $I_p > 10$ 的土为黏性土。按黏性土塑性指数 I_p ，可分为黏土 ($I_p > 17$)、粉质黏土 ($10 < I_p \leq 17$)。

(5) 粉土

粉土介于砂土和黏性土之间，主要指塑性指数 $I_p \leq 10$ 及粒径大于 0.075 mm 的颗粒含量不超过全质量 50% 的土。

(6) 人工填土

人工填土是指由于人类活动而堆填的土。按组成和成因可分素填土、压实填土、杂填土、冲填土。

- 1) 素填土：为碎石土、砂土、粉土、黏性土等组成的填土；
- 2) 压实填土：经过压实或夯实的素填土；
- 3) 杂填土：是含有建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物的填土；
- 4) 冲填土：由水力冲填泥砂形成的填土。

2. 地基土的现场经验鉴别方法

(1) 碎石土、砂土现场经验鉴别

可参考表 1-8 所示的方法。

表 1-8 碎石土、砂土现场经验鉴别

碎石土、砂土的现场经验鉴别方法					
类别	土的名称	观察颗粒粗细	干燥时的状态	湿润时拍击状态	黏着程度
碎石土	卵(碎)石	一半以上的粒径超过 20 mm	颗粒完全分散	表面无变化	无黏着感
	圆(角)砾	一半以上的粒径超过 2 mm(小高粱粒大小)	颗粒完全分散	表面无变化	无黏着感

续表 1-8

碎石土、砂土的现场经验鉴别方法					
类别	土的名称	观察颗粒粗细	干燥时的状态	湿润时拍击状态	黏着程度
砂土	砾砂	约有 1/4 以上的粒径超过 2 mm (小高粱粒大小)	颗粒完全分散	表面无变化	无黏着感
	粗砂	约有一半以上的粒径超过 5 mm (细小米大小)	颗粒完全分散, 但有个别胶结在一起	表面无变化	无黏着感
	中砂	约有一半以上的粒径超过 0.25 mm (白菜籽大小)	颗粒完全分散, 局部胶结但一碰即散	表面偶有水印	无黏着感
	细砂	大部分颗粒与粗豆米粉近似 (>0.1 mm)	颗粒大部分分散, 少量胶结, 部分稍加碰撞即散	表面偶有水印 (翻浆)	偶有轻微黏着感
	粉砂	大部分颗粒与小米粉近似	颗粒少部分分散, 大部分胶结, 稍加压力可以分散	表面有显著翻浆现象	有轻微黏着感

注: 在观察颗粒进行分类时, 应将鉴别的土样从表中颗粒最粗类别逐级查对, 当首先符合某一类土的条件时, 即按该土定名。

(2) 黏性土、粉土现场经验鉴别

可参考表 1-9 所示的方法。

表 1-9 黏性土、粉土现场经验鉴别

黏性土、粉土的现场经验鉴别方法						
土的名称	干土的状态	湿土的状态	湿润时用刀切	用手捻摸的感觉	黏着程度	湿土搓条情况
黏土	坚硬, 用锤子才能打碎	黏塑的, 腻滑的, 黏连的	切面非常光滑、规则, 刀刃有涩滞, 有阻力	滑腻感觉, 当水分较大时极为黏手, 感觉不到有颗粒存在	湿时极易黏着物体, 干后不易剥去, 用手反复洗才能去掉	能搓成直径小于 0.5 mm 的土条 (长度不短于手掌), 持一端不致断裂
粉质黏土	用锤击或手压土块容易碎开	塑性的, 弱黏性	稍有光滑面, 切面规则	仔细捻摸感到有少量细颗粒, 稍有滑腻感和黏滞感	湿时能黏着物体, 干燥后较易剥落	能搓成直径为 0.5 ~ 2 mm 的土条
粉土	用锤击或手压土块容易碎开	塑性的, 弱黏性	无光滑面, 切面比较粗糙	感觉有细颗粒存在或粗糙, 有轻微黏滞感或无黏滞感	湿时一般不黏着物体, 干燥后, 一碰即碎	能搓成直径为 2 ~ 3 mm 的土条

(3) 碎石土密实度现场经验鉴别

密实度是碎石土和砂土的重要物理状态指标，砂土的密实度由专门的试验人员用标准贯入试验来测定，碎石土的密实度可以由专门的试验人员用重型圆锥动力触探试验来测定。也可以由现场经验办法来鉴别，见表 1-10。

表 1-10 碎石土密实度现场经验鉴别

碎石土密实度现场经验鉴别方法			
密实度	骨架和填充物	天然坡和可挖性	可钻性
密密	骨架颗粒含量大于总重的 70%，呈交错紧贴，连续接触，孔隙填满，填充物实密	天然陡坡较稳定，坎下堆积物较小，镐挖掘困难，用撬棍方能松动，坑壁稳定，从坑壁取出大颗粒处能保持凹面状态	钻进困难，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，孔隙填满，充实物中密	天然坡不宜陡立或陡坎下堆积物较多，但坡度大于粗颗粒安息角。镐可挖掘，坑壁有掉块现象，从坑壁取出大颗粒处能保持凹面状态	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，空隙中的填充物稍密	不能形成陡坡，天然坡接近粗颗粒的安息角，锹可挖掘，井壁易坍塌，从坑壁取出大颗粒处砂土立即塌落	钻进较容易，冲击钻探时，钻杆稍有跳动，孔壁易坍塌
松散	骨架颗粒含量小于总重的 55%，排列很混乱，绝大部分不接触，空隙中的填充物松散	不能形成陡坡，天然坡小于粗颗粒的安息角，锹容易挖掘，井壁极易坍塌，从坑壁取出大颗粒处砂土立即塌落	钻进极容易，冲击钻探时，钻杆不跳动，孔壁极易坍塌

【例题 1-3】 图 1-9 为某三种土样 A、B、C 的颗粒级配曲线，试按《建筑地基基础设计规范》(GB 5007—2011) 分类法确定三种土的名称。

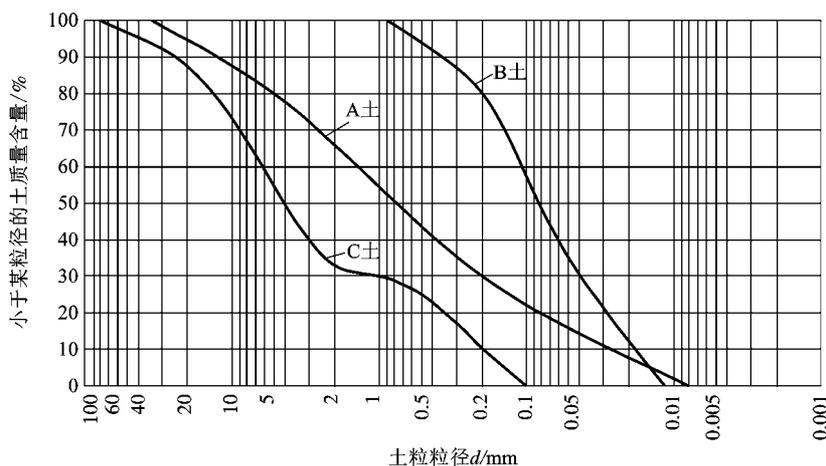


图 1-9 三种土样 A、B、C 的颗粒级配曲线

【解】

1) A 土样：从 A 土级配曲线查得，粒径小于 2 mm 的占总土质量的 67%、粒径小于 0.075 mm 占总土质量的 19%，满足粒径大于 2 mm 的不超过 50%，粒径大于 0.075 mm 的超过 50% 的要求，

该土属于砂土；

又由于粒径大于2 mm的占总土质量的33%，满足粒径大于2 mm占总土质量25%~50%的要求，故此土应命名为砾砂。

2) B土样：粒径大于2 mm的没有，粒径大于0.075 mm占总土质量的52%，属于砂土。按砂土分类表分类，此土应命名为粉砂。

3) C土样：粒径大于2 mm的占总土质量的67%，粒径大于20 mm的占总土质量的13%，按碎石土分类表可得，该土应命名为圆砾或角砾。

1.2.5 实训项目：含水量、密度、相对密度测定、塑限和液限的测定

A 实验要求

(1) 由实验室提供扰动土样，或由学生现场取样，要求学生测定该土样的含水量、密度和相对密度、塑限和液限；

(2) 根据实验结果要求学生确定该土的孔隙比(e)孔隙率(n)、饱和度(S_r)、干密度(ρ_d)和饱和密度(ρ_{sat})等物理指标；

(3) 参观原状土样。

B 实验方法

一、含水量试验

土的含水量是土在100~105℃下烘至恒重时所失去的水份质量与土颗粒质量的比值，用百分数表示。

本试验采用烘干法，此法为室内试验的标准方法。

(一) 仪器设备：

1. 恒温电烘箱；
2. 天平(感量0.01 g)；
3. 称量盒(又叫烘土盒)；
4. 干燥器(用无水氯化钙作干燥剂)。

(二) 试验步骤：

1. 选取有代表性的试样不少于20 g(砂土或不均匀的土应不少于50 g)，放入称量盒内立即盖紧，称称量盒和湿土质量(m_1)并准确至0.01 g。记录称量盒号码、称量盒质量(m_3)。

2. 打开称量盒，放入电烘箱中在100~105℃温度下烘至恒重(烘干时间一般自温度达到100~105℃算起不少于6 h)。然后取出称量盒，加盖后放进干燥器内，使冷却至室温。

3. 从干燥器中取出称量盒，称取称量盒加干土的质量(m_2)，准确至0.01 g，并将此质量记入表格内。

4. 本试验须进行二次平行测定。

(三) 计算：

按下式计算含水量：



含水量试验(视频)

$$w(\%) = (m_1 - m_2) / (m_2 - m_3) \times 100\%$$

计算至 0.1%

式中： $m_1 - m_2$ ——试样中所含水的质量；

$m_2 - m_3$ ——试样土颗粒的质量。

(四) 有关问题说明：

1. 含水量试验用的土应在打开土样包装后立即采取(或直接现场取土)，以免水份改变，影响结果。

2. 本试验须进行平行测定，每组学生取两次试样测定含水量，取其算术平均值作为最后成果。但两次试验的平行差值不得大于下列规定：

含水量/%	允许平行差值/%
<40	1
≥40	2

3. 称量盒中的湿试样质量称取后由实验室负责烘干，同学们在 24 小时以后抽时间来实验室称干试样的质量。

(五) 试验记录：

盒号	称量盒质量 m_3/g	湿土与盒总 质量 m_1/g	干土与盒总 质量 m_2/g	含水量 $w/\%$	平均含水量 $\bar{w}/\%$
1					
2					

二、密度试验

单位体积土的质量称为土的密度。

密度的测定，对一般黏性土采用环刀法，如试样易碎或难以切削成有规则的形状时可采用蜡封法、灌水法和灌砂法等。本次试验采用环刀法。

(一) 仪器设备：

1. 环刀(内径 70 mm，高 53 mm，壁厚 1.5 ~ 2.0 mm，体积 200 cm³)
2. 天平(称量 500 g 以上，感量 0.1 g)
3. 直口削土刀、凡士林等。

(二) 试验步骤：

1. 取原状土或按工程需要制备的重塑土，用切土刀整平其上下两端(或用锄头平整土面)，将环刀内壁涂一薄层凡士林，刀口向下放在土样整平的土面上。

2. 用切土刀将土样上部修削成略大于环刀口径的土柱，然后将环刀垂直均匀下压，边压边削，至土样伸出环刀上口为止，削去环刀两端余土并修平土面使与环刀口平齐。

3. 擦净环刀外壁，称环刀加土的质量(m_1)，准确至 0.1 g。

4. 记录环刀加土的质量(m_1)、环刀号数以及环刀的质量(m_2)和环刀的体积(V)。

(三) 计算:

$$\rho = (m_1 - m_2) / V \quad (\text{g/cm}^3)$$

式中: m_1 ——环刀加土的质量, g;

m_2 ——环刀的质量, g;

V ——环刀的体积, cm^3 。

(四) 有关问题的说明:

1. 用环刀切试样时, 环刀应垂直均匀下压, 防止环刀内试样结构被扰动。

2. 夏天室温很高, 为了防止称质量时试样中水份被蒸发, 影响试验结果, 宜用块玻璃片盖住环刀上、下口称取质量、但计算时必须扣除玻璃片的质量。

3. 每组做两次平行测定, 平行差值不得大于 0.03 g/cm^3 , 取算术平均值作为最后结果。

(五) 试验记录:

环刀号	环刀质量 m_2 /g	试样体积 V / cm^3	试样与环刀总质量 m_1 /g	试样质量 $m_1 - m_2$ /g	密度 ρ / $(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	平均密度 $\bar{\rho}$ / $(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$
1						
2						

注: 环刀法: 土的密度应在 $1.6 \sim 2.2 \text{ g/cm}^3$ 为正常。

三、比重试验

土的颗粒比重是在 $100 \sim 105^\circ\text{C}$ 下烘至恒重时的重量与同体积 4°C 蒸馏水重量的比值。

比重试验的方法取决于试样的粒度大小和土中是否含有水溶盐, 如果水中不含水溶盐时, 可采用比重瓶和蒸馏水煮沸排气法。土中含有水溶盐时要用比重瓶和中性液体真空排气法。粒径都大于 5 mm 时则可采用虹吸筒法或体积排水法。本次试验采用比重瓶和蒸馏水煮沸排气法。

(一) 仪器设备:

1. 比重瓶(容量 100 mL);
2. 天平(称量 200 g , 感量 0.001 g);
3. 恒温水槽(灵敏度 $\pm 1^\circ\text{C}$);
4. 电热砂浴;
5. 孔径 2 mm 土样筛、烘箱、研钵、漏斗、盛土器、蒸馏水等。

(二) 试验步骤:

1. 试样制备:

将风干或烘干之试样约 100 g 放在研钵中研粉, 使全部通过孔径为 2 mm 的筛, 如试样中不含大于 2 mm 的土粒, 则不需过筛。将已筛过的试样在 $100 \sim 105^\circ\text{C}$ 下烘至恒重后放入干燥器内冷却至室温备用。(此项工作已由实验室工作人员完成)。

2. 将烘干土(m_s)约 15 g(100 mL 比重瓶); 12 g(50 mL 比重瓶), 用漏斗装入烘干了的比重瓶内并称重, 得瓶加土重 m , 准确至 0.001 g。

3. 将已装有干土的比重瓶, 注蒸馏水至瓶的一半处。

4. 摇动比重瓶, 使土粒初步分散, 然后将比重瓶放在电热砂浴上煮沸。(记着将瓶盖取下。)煮沸时要注意调节砂浴温度, 避免瓶内悬液溅出。煮沸时间从开始沸腾时算起, 砂土和轻亚黏土不少于 30 min, 亚黏土和黏土不少于 1 h。本次试验因时间关系煮沸时间由教师根据具体情况决定。

5. 将比重瓶从砂浴上取下, 注入蒸馏水至近满, 然后放比重瓶于恒温水槽内, 待瓶内悬液温度稳定后(与水槽内的水温相同), 测记水温(t), 准确至 0.5℃(注: 本实验指槽内水温控制在 20℃)。

6. 轻轻插上瓶塞, 使多余水分从瓶塞的毛细管上溢出(溢出的水必须是不含土粒的清水)。取出比重瓶, 擦干比重瓶外部水分, 称瓶加水加土合重(m_2), 准确至 0.001 g。

7. 洗净比重瓶, 装满清水放入恒温水槽, 待水温稳定后, 取出比重瓶, 擦干比重瓶外部水分, 称瓶加水合重(m_1), 准确至 0.001 g。

(三) 计算:

按下式计算比重:

$$d_s = m_s / (m_s + m_1 - m_2) \times \rho_{wt} / \rho_{w4^\circ\text{C}}$$

式中: m_s ——干土质量, g;

m_1 ——瓶加水质量, g;

m_2 ——瓶加水加土质量, g;

ρ_{wt} ——水在 $t^\circ\text{C}$ 时的密度(查表 1-11), g/cm^3 ;

$\rho_{w4^\circ\text{C}}$ ——水在 4°C 时的密度, 取 $1 \text{ g}/\text{cm}^3$ 。

(四) 有关问题的说明:

1. 煮沸的作用是破坏试样中尚存的团粒和封闭的孔隙, 排出空气以达到使土粒分散的目的。在规定的煮沸时间内, 为防止带土粒的悬液从瓶中冲出, 必须随时守候观察, 当发现有可能冲出时, 除可调节砂浴温度外, 必要时可用滴管滴入数滴冷蒸馏水, 使温度降低。

2. 比重瓶的计算容积是指比重瓶从瓶塞顶部毛细管管口以下部分的空间容积, 因此称量 m_1 和 m_2 时, 瓶中水面都必须与瓶塞毛细管管口平齐。

3. 每组做两次平行测定, 平行差值不得大于 0.02, 取其算术平均值, 以两位小数表示。

(五) 试验记录:

比重瓶 编号	瓶质量 /g	瓶+ 土质量 /g	土质量 m_s /g	瓶+水 质量 m_1 /g	瓶+土+ 水质量 m_2 /g	排开水的 质量 /g	相对密度 d_s /($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	平均相对 密度 d_s /($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)
								2.71

注: $d_s = m_s / (m_s + m_1 - m_2) \times \rho_{wt} / \rho_{w4^\circ\text{C}}$ $d_s = 2.65 \sim 2.75$ 时为正常。

表 1-11 水的密度表

温度 /°C	$\rho_w/(g \cdot cm^{-3})$									
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
5	0.999992	0.999990	0.999988	0.999936	0.999984	0.999932	0.999980	0.999977	0.999974	0.999971
6	0.999968	0.999965	0.999962	0.999958	0.999854	0.999951	0.999947	0.999943	0.999938	0.999934
7	0.999930	0.999925	0.999920	0.999915	0.999810	0.999905	0.999899	0.999894	0.999888	0.999882
8	0.999876	0.999870	0.999864	0.999857	0.999851	0.999844	0.999837	0.999831	0.999323	0.999816
9	0.999809	0.999801	0.999794	0.999786	0.999778	0.999770	0.999762	0.999753	0.999745	0.999736
10	0.999728	0.999719	0.999710	0.999701	0.999692	0.999682	0.999872	0.999663	0.999653	0.999645
11	0.999633	0.999623	0.999612	0.999602	0.999591	0.999580	0.999569	0.999559	0.999547	0.999536
12	0.999525	0.999513	0.999502	0.999490	0.999478	0.999466	0.999454	0.999442	0.999429	0.999417
13	0.999404	0.999391	0.999373	0.999366	0.999352	0.999339	0.999326	0.999312	0.999299	0.999285
14	0.999271	0.999257	0.999243	0.999229	0.999215	0.999200	0.999186	0.999171	0.999156	0.999142
15	0.999127	0.999111	0.999069	0.999081	0.999065	0.999050	0.999034	0.999018	0.999002	0.999986
16	0.998970	0.998954	0.998937	0.998921	0.998904	0.998888	0.998871	0.998854	0.998837	0.998820
17	0.998802	0.998785	0.998767	0.998750	0.998732	0.998714	0.998696	0.998678	0.998660	0.998642
18	0.998623	0.998605	0.998586	0.998567	0.998549	0.998530	0.998511	0.998491	0.998472	0.998453
19	0.998443	0.998414	0.998394	0.998374	0.998354	0.998334	0.998314	0.998294	0.998273	0.998253
20	0.998232	0.998212	0.998191	0.998170	0.998140	0.998128	0.998107	0.998086	0.998064	0.998043
21	0.998031	0.997999	0.997978	0.997956	0.997934	0.997911	0.997889	0.997837	0.997844	0.997822
22	0.997799	0.997777	0.997754	0.997731	0.997708	0.997685	0.997661	0.997638	0.997615	0.997591
23	0.997567	0.997544	0.997520	0.997496	0.997472	0.997448	0.997444	0.997399	0.997375	0.997350
24	0.997326	0.997301	0.997276	0.997251	0.997226	0.997201	0.997176	0.997151	0.997125	0.997100
25	0.997074	0.997048	0.997023	0.996997	0.99697	0.99694	0.99691	0.99689	0.99686	0.99683
26	0.996813	0.996786	0.996759	0.996733	0.996706	0.996679	0.996652	0.996624	0.996597	0.996570
27	0.996542	0.996515	0.996487	0.996459	0.996431	0.996403	0.996375	0.996347	0.996319	0.996291
28	0.996262	0.996234	0.996205	0.996177	0.996148	0.996119	0.996090	0.996061	0.996032	0.996003
29	0.995974	0.995944	0.995915	0.995885	0.995855	0.995826	0.995796	0.995	0.995736	0.995706
30	0.995676	0.995645	0.995615	0.995585	0.995554	0.995524	0.995493	0.995766	0.995431	0.995400
31	0.995369	0.995338	0.995307	0.995276	0.995244	0.995213	0.995181	0.995462	0.995118	0.995086
32	0.995054	0.995022	0.99499	0.99495	0.99492	0.99489	0.99486	0.99482	0.99479	0.99476
33	0.994731	0.994396	0.994665	0.994632	0.994599	0.994599	0.994533	0.994500	0.994466	0.994433
34	0.994398	0.994358	0.994332	0.994298	0.994264	0.994264	0.994196	0.994162	0.994128	0.994094
35	0.994059	0.994025	0.993991	0.993956	0.993921	0.993921	0.993852	0.993817	0.993782	0.993747



液塑限联合测定法(视频)

四、联合测定法测定黏性土的液限和塑限

黏性土由于含水量不同,分别处于流动状态、可塑状态、半固体状态和固体状态。液限是黏性土的可塑状态与流动状态的界限含水量。塑限是黏性土的可塑状态与半固体状态的界限含水量。

A、实验要求

1. 由实验室提供经过调拌浸润处理后的土样,要求学生测定该土的液限和塑限。

2. 根据实验资料确定该土类别和天然稠度状态。
3. 参观液限、塑限联合测定仪。
4. 在试验过程中注意观察黏性土在不同含水量时土物理状态的变化情况。

B、实验方法

本试验的目的是用液塑限联合测定仪联合测定土的液限和塑限，其基本方法是：分别调制三种不同含水量的土样，它们的含水量分别控制在液限、塑限之间和液限附近。应用液塑限联合测定仪测得锥体三个不同的入土深度 h ，在双对数坐标的 $h-w$ 关系图上描三点，将三点连成直线，在 $h-w$ 图上查与 $h=20\text{ mm}$ 所对应的含水量 w ，即为所求的液限 w_l 。然后在 $h-w$ 关系图上查得相应的 $h=2\text{ mm}$ 所对应的含水量 w ，即为所求的塑限 w_p 。

(一) 仪器设备：

1. 数码式液塑限联合测定仪。锥体重量 $(100 \pm 0.1)\text{ g}$ ，锥角 $30^\circ \pm 0.2^\circ$ 。
2. 天平：称量 200 g ，感量 0.01 g ；
3. 其他：筛（孔径 0.5 mm ）、调土刀、调土皿、称量盒、研钵、烘箱、吸管、凡士林、蒸馏水等。

(二) 试验步骤：

1. 取有代表性的天然含水量或风干土样进行试验。如土中含有大于 0.5 mm 的颗粒或夹杂物较多时，可采用风干土样，用带橡皮头研钵研碎或用木棒在橡皮板上压碎土块。试样必须反复研碎过筛，直至将可研碎的土块全部通过 0.5 mm 的筛为止。取筛下土样用三皿法或一皿法进行制样：

①三皿法：用筛下土样 200 g 左右分开放入三个盛土皿中，用吸管加入不同数量的蒸馏水或自来水，土样含水量分别控制在液限、塑限以上和它们的中间状态附近。用调土刀调匀，盖上湿布，放置 18 h 以上。

②一皿法：取筛下土样 100 g 左右，放入一个土皿中，按三皿法加水、调土、闷土，把土样的含水量控制在塑限以上，按步骤 2 至 4 条进行第一点入土深度和含水量测定。然后依次加水，按上述方法进行第二点和第三点含水量和入土深度测定，该两点土样的含水量应分别控制在液限、塑限中间状态和液限附近，但加入后要充分搅拌均匀，分层装入土样试杯，用力压密，使空气逸出。对于较干的土样，应先充分搓揉用调土刀反复压实。试杯装满后，刮成与杯口平齐。

2. 接通电源，调平机身、打开开关，提上锥体（此时数码显示应为零）。锥头上涂上少许凡士林。将装好土样的试杯放在升降座上，转动升降旋钮，试杯徐徐上升，土样表面和锥尖刚好接触时，指示灯亮，停止转动旋钮，锥体立刻自行下沉， 8 s 后自动停止下落，数码管上显示锥入深度。记录读数 h_1 。按动复位按钮，锥体复位，读数显示为零。

3. 改变锥尖与土体接触位置（锥尖两次锥入位置距离不小于 1 cm ）；重复步骤 2，得锥尖深度 h_2 。 h_1 、 h_2 允许误差为 0.5 mm ，否则应重作。取 h_1 、 h_2 平均值作为该点的锥入深度 h 。

4. 去掉锥尖入土处的凡士林，取 10 g 以上的土样两个，分别放入称量盒内，称重（准确至 0.01 g ），测定其含水量 w_1 、 w_2 （计算到 0.1% ）。计算含水量平均值 \bar{w} 。

5. 重复第 2 至 4 步骤，对其他两个含水量土样进行试验，测其锥入深度及相应的含水量。

(三) 成果整理

1. 在双对数坐标纸上，以含水量 w 为横坐标，锥入深度 h 为纵坐标，点绘三个不同含水

量的 $h-w$ 图, 连此三点, 应呈一条直线。如三点不在同一直线上, 可用较高含水量的点和通过其余两点的重心处一点连成直线。

2. 在 $h-w$ 图上, 查得纵坐标入土深度 $h=20\text{ mm}$ 所对应的横坐标的含水量 w , 即为该土样的液限 w_L 。

3. 在 $h-w$ 图上, 查得纵坐标入土深度 $h=2\text{ mm}$ 所对应的横坐标的含水量 w , 即为该土样的塑限 w_p 。

试样号	1		2		3	
水分质量/g						
干土质量/g						
含水量/%						
入土深度 h_i /mm						
入土平均深度 h /mm						
液限 w_L						
塑限 w_p						
塑性指数 I_p						
土名						

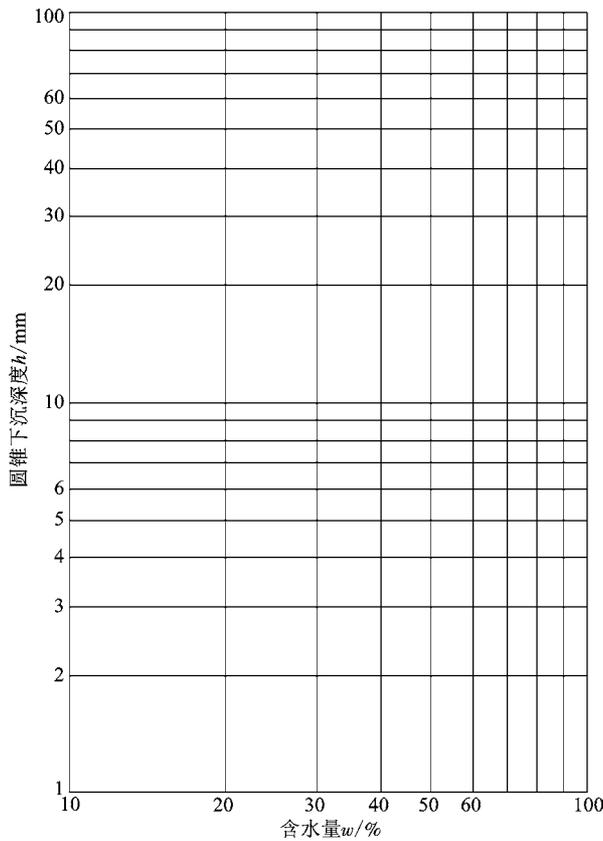


图 1-10 圆锥入土深度 h 与含水量 w 关系图

1.3 工程地质勘察

1.3.1 地基(岩土工程)勘察等级划分



微课：工程地质勘察(第1节)

1. 工程重要性等级

根据工程的规模和特征,以及由于岩土工程问题造成工程破坏或影响正常使用的后果,可分为三个工程重要性等级:

- (1)一级工程:重要工程,后果很严重;
- (2)二级工程:一般工程,后果严重;
- (3)三级工程:次要工程,后果不严重。

2. 场地等级

根据场地的复杂程度,可按下列规定分为三个场地等级。

(1)符合下列条件之一者为一级场地(复杂场地)。

- 1)对建筑抗震危险的地段;
- 2)不良地质作用强烈发育;
- 3)地质环境已经或可能受到强烈破坏;
- 4)地形地貌复杂;
- 5)有影响工程的多层地下水、岩溶裂隙水或其他水文地质条件复杂,需专门研究的场地。

(2)符合下列条件之一者为二级场地(中等复杂场地)。

- 1)对建筑抗震不利的地段;
- 2)不良地质作用一般发育;
- 3)地质环境已经或可能受到一般破坏;
- 4)地形地貌较复杂;
- 5)基础位于地下水以下的场地。

(3)符合下列条件之一者为三级场地(简单场地)。

- 1)抗震设防烈度等于或小于6度,或对建筑抗震有利的地段;
- 2)不良地质作用不发育;
- 3)地质环境基本未破坏;
- 4)地形地貌简单;
- 5)地下水对工程无影响。

3. 地基等级

根据地基的复杂程度,可按下列规定分为三个地基等级。

(1)符合下列条件之一者为一级地基(复杂地基)。

- 1)岩土种类多,很不均匀,性质变化大,需特殊处理;

2)严重湿陷、膨胀、盐渍、污染的特殊岩土,以及其他情况,需作专门处理的岩土。

(2)符合下列条件之一者为二级地基(中等复杂地基)。

1)岩土种类较多,不均匀,性质变化较大;

2)除上面第1)条规定以外的特殊性岩土。

(3)符合下列条件之一者为三级地基(简单地基)。

1)岩土种类单一,均匀,性质变化不大;

2)无特殊性岩土。

4. 地基勘察等级

根据工程重要性等级、场地复杂程度等级和地基复杂程度等级,按下列条件划分岩土工程勘察等级。

甲级:在工程重要性、场地复杂程度和地基复杂程度等级中,有一项或多项为一级;

乙级:除勘察等级为甲级和丙级以外的勘察项目;

丙级:工程重要性、场地复杂程度和地基复杂程度等级均为三级。

注:建筑在岩质地基上的一级工程,当场地复杂程度等级和地基复杂程度等级均为三级时,岩土工程勘察等级可定为乙级。

1.3.2 地基勘察的目的和内容

最新版《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2009)规定,各项建设工程在设计和施工之前,必须按基本建设程序进行岩土工程勘察。岩土工程勘察应按工程建设各勘察阶段的要求,正确反映工程地质条件,查明不良地质作用和地质灾害,精心勘察、精心分析,提出资料完整、评价正确的勘察报告。

1. 岩土工程勘察的目的

以各种勘察手段和方法,调查研究和分析评价建筑场地和地基的工程地质条件,为设计和施工提供所需的工程地质资料。

2. 工程地质勘察的主要内容

(1)查明建设场地与地基的稳定性、地层结构、持力层和下卧层的工程特性、土的应力历史和地下水条件及不良地质作用;

(2)提供满足设计施工所需的岩土工程参数,确定地基承载力,预测地基变形特征;

(3)提出地基基础、基坑支护、工程降水和地基处理设计与施工方案的建议;

(4)提出对建筑物有影响的不良地质作用的防治方案建议;

(5)对抗震设防烈度等于或大于6度的场地,进行场地与地基的地震效应评价。

3. 工程地质勘察阶段

工业与民用建筑工程的设计分为场址选择、初步设计和施工图三个阶段。为了提供各设计阶段所需的工程地质资料,勘察工作也相应分为选址勘察、初步勘察和详细勘察三个阶段。对于地质条件复杂或有特殊施工要求的重大建筑物地基,尚应进行施工勘察。

(1) 选址勘察基本要求

选址勘察的目的是为了取得几个场址方案的主要工程地质资料,对拟选场地的稳定性和适宜性作出工程地质评价和方案比较。

选择场址时,应进行技术经济分析,一般情况下宜避开下列工程地质条件恶劣的地区或地段:不良地质现象发育且对建筑物构成直接危害或潜在威胁的场地;设计地震烈度为8度或9度的发震断裂带,受洪水威胁或地下水的不利影响严重的场地;在可开采的地下矿床或矿区的不稳定采空区上的场地。

选址阶段的勘察工作,主要侧重于搜集和分析区域地质、地形地貌、地震、矿产和附近地区的工程地质资料及当地的建筑经验,并在搜集和分析已有资料的基础上,抓住主要问题,通过踏勘,了解场地的地层岩性、地质构造,岩石和土的性质、地下水情况以及不良地质现象等工程地质条件。搜集的资料不满足要求或工程地质条件复杂时,也可以进行工程地质测绘并辅以必要的勘探工作。

(2) 初步勘察基本要求

初步勘察(简称初勘)的任务之一在于查明建筑场地不良地质现象的成因,分布范围、危害程度及其发展趋势,以便使场地内主要建筑物(如工业主厂房)的布置避开不良地质现象发育的地段,确定建筑总平面布置。初勘的任务还在于初步查明地层及其构造、岩石和土的物理力学性质、地下水埋藏条件以及土的冻结深度,为主要建筑物的地基基础方案以及对不良地质现象的防治方案提供工程地质资料。

初勘时勘探线的布置应垂直于地貌单元边界线、地质构造线和地层界线,对每个地貌单元都应设有控制性勘探孔(勘探孔是指钻孔、探井、触探孔等)到达预定深度,其他一般性勘探孔只需达到适当深度即可。

(3) 详细勘察基本要求

详细勘察(简称详勘)的任务在于针对具体建筑物地基或具体的地质问题,为进行施工图设计和施工提供可靠的依据或设计计算参数。因此必须查明建筑物范围内的地层结构、岩石和土的物理力学性质,对地基的稳定性及承载能力作出评价,并提供不良地质现象防治工作所需的计算指标及资料,此外,还要查明有关地下水的埋藏条件和腐蚀性、地层的透水性和水位变化规律等情况。详勘的手段主要有勘探、原位测试和室内土工试验。

1.3.3 地基勘察的方法

为达到上面的勘察目的,获取所需要的工程地质资料及设计所需要的参数,采取的勘察方式如下。

1. 工程地质测绘与调查

工程地质测绘与调查就是通过现场踏勘、工程地质测绘和搜集、调查有关资料,探明场地的地形地貌、地层岩性、地质构造、地下水与地表水及不良地质现象等,为评价场地工程地质条件及建筑场地稳定性提供依据,场地的稳定性研究是工程地质测绘与调查的重点内容。

测绘与调查宜在初步勘察阶段或可行性研究(选址)阶段进行,查明地形地貌、地层岩性、地质构造、地下水与地表水、不良地质现象等;搜集有关的气象、水文、植被、土的标准冻结深度等资料;调查人类活动对场地稳定性的影响。

常用的测绘方法是在地形图上布置观察线,并按点或沿线观察地质现象。



微课: 工程地质勘察(第2节)

2. 勘探

要进一步查明地质情况，对场地的工程地质条件采用定量的评价，而勘探是一种必要的手段，常用的勘探方法包括坑探、钻探、触探和地球物理勘探等。

(1) 坑探

坑探是指在建筑场地开挖探坑或探槽，直接观察地基土层情况，并从坑槽中取高质量原状土进行试验分析。这是一种不必使用专门机具的常用的勘察方法。当场地的地质条件比较复杂，而要了解的土层埋藏不深，且地下水位较低时，利用坑探能取得直观资料和原状土样，但坑探可达到的深度较浅，一般不超过4 m，且不宜超过地下水位，较深的探坑必须支护坑壁。

(2) 钻探

钻探是勘察方法中应用最广泛的一种，它是采用钻探机具向下钻孔，以鉴别和划分地层、观测地下水位，并采取原状土样以供室内试验，确定土的物理性质、力学性质指标，需要时还可以在钻孔中进行原位测试。钻探的钻进方式可分为回转式、冲击式、振动式、冲击-回转式等。

3. 地球物理勘探

地球物理勘探(简称物探)是一种兼有勘探和测试双重功能的技术。物探之所以能够被用来研究和解决各种地质问题，主要是因为不同的岩石、土层和地质构造往往具有不同的物理性质，通过专门的物探仪器的量测，就可区别和推断有关地质问题。

1.3.4 地基勘察报告的编制与阅读

1. 工程地质勘察的最终成果

以《××工程初步(或详细)勘察报告》的形式提出，勘察报告书一般包括两部分：文字部分和图表部分。

(1) 文字部分包括的内容

- 1) 工程概况、勘察任务、勘察基本要求、勘察技术要求及勘察工作简况；
- 2) 场地位置、地形地貌、地质构造、不良地质现象及地震设防烈度等；
- 3) 场地的岩土类型、地层分布、岩土结构构造或风化程度、场地土的均匀性、岩土的物理力学性质、地基承载力以及变形和动力等其他设计计算参数或指标；
- 4) 地下水的埋藏条件、分布变化规律、含水层的性质类型、其他水文地质参数、场地土或地下水的腐蚀性以及地层的冻结深度；
- 5) 关于建筑场地及地基的综合工程地质评价以及场地的稳定性和适宜性等结论；
- 6) 针对工程建设中可能出现或存在的问题，提出相关的处理方案、预防防治措施和施工建议。

(2) 图表部分包括的内容

- 1) 勘察点(线)的平面布置图；
- 2) 工程地质柱状图；
- 3) 工程地质剖面图；
- 4) 原位测试成果图表；

5) 室内试验成果图表。

2. 工程地质勘察报告的阅读和使用

岩土工程勘察报告是建筑基础设计和基础施工的依据,因此对设计和施工人员来说,正确阅读、理解和使用勘察报告是非常重要的。设计和施工人员应当全面熟悉勘察报告的文字部分和图表部分,了解勘察报告的结论与建议,分析各项岩土参数的可靠程度,把拟建场地的工程地质条件和拟建建筑物的具体情况联合起来进行分析。

(1) 持力层的选择

地基持力层的选择应该综合考虑场地的土层分布情况和土层的物理力学性质以及建筑物的体形、结构类型、荷载等情况,从地基、基础和上部结构的整体概念出发,在场地稳定性达到要求的同时,地基基础设计还必须满足地基承载力和基础沉降两项基本要求,努力做到经济节约和充分发挥地基潜力,应尽量采用天然地基土浅基础的设计方案。

(2) 场地稳定性评价

对地质构造及地层成层条件,不良地质现象以及分布规律、危害程度和发展趋势进行分析与评价,特别在地质条件复杂地区应引起高度重视。

1.3.5 验槽与基槽的局部处理

《建筑地基基础工程施工质量验收标准》(GB 50202—2018)规定,所有建(构)筑物均应进行施工验槽。基坑(槽)挖完后,由建设单位组织施工、设计、勘察、监理、质检等部门的项目技术负责人对地基土进行联合检查验收。地基验槽属于建筑工程隐蔽验收的重要内容之一。

1. 验槽的目的

- (1) 检验地质勘察报告结论、建议是否正确,与实际情况是否一致。
- (2) 可以及时发现问题及存在的隐患,解决勘察报告中未解决的遗留问题。

2. 验槽的内容

基坑(槽)的验槽工作主要是以认真仔细的观察为主,并以地基钎探、钻探取样和原位测试等手段配合,其主要内容包括:

- (1) 核对基坑的位置、平面尺寸、坑底标高;
- (2) 核对基坑土质和地下水情况;
- (3) 空穴、古墓、古井、防空掩体及地下埋设物的位置、深度、性状。

3. 验槽的方法

验槽方法通常以观察法为主,而对于基底以下的土层不可见部位,要先辅以钎探法配合共同完成。

(1) 观察法

1) 观察槽壁、槽底的土质情况,验证基槽开挖深度,初步验证基槽底部土质是否与勘察报告相符,观察槽底土质结构是否人为破坏。

2) 基槽边坡是否稳定,是否存在有影响边坡稳定的因素,如地下渗水、坑边堆载或近距离扰动等(对难于鉴别的土质,应使用洛阳铲等工具挖至一定深度进行仔细鉴别)。

(2) 钎探法

在上述检查过程中如发现可疑之处,可采用钎探做进一步的检查。地基钎探是指在基坑(槽)土方开挖之后,用重锤自由落体方式将钎探工具打入基坑(槽)底下一定深度的土层内,通过锤击次数探查判断地下有无异常情况或不良地基的一种方法。

4. 验槽的记录

经检查验收合格后,填写《地基验槽记录表》和《基坑(槽)隐蔽验收记录表》,各方签字盖章,并及时办理相关验收手续。如验收不合格,待处理和整改合格后,重新验收确认。

5. 验槽的注意事项

(1)天然地基验槽前必须完成钎探,并有详细的钎探记录。不合格的钎探不能作为验槽的依据。必要时对钎探孔深及间距进行抽样检查,核实其真实性。

(2)基坑(槽)土方开挖完后,应立即组织验槽。

(3)在特殊情况下,如雨期,要做好排水措施,避免被雨水浸泡。冬期要防止基底土受冻,要及时用保温材料覆盖。

(4)验槽时要认真仔细查看土质及其分布情况,是否有杂物、碎砖、瓦砾等杂填土,是否已挖到老土等,从而判断是否需做地基处理。

1.3.6 实训项目:地基勘察报告阅读

××工程详细勘察报告摘要

1. 拟建工程概述

拟建工程位于××学校北侧临街处。由一栋拟建物组成,平面布置如图1-11所示,拟建物工程特性概述见表1-12。

表1-12 某建筑物工程特性

建筑物名称	平面形状	长/m	宽/m	层数	结构形式	基础形式	单位荷载/(kN·m ⁻²)	室内地面/m	差异沉降敏感度	备注
××	L型	112	27	7	框架	拟浅基础	17	110.8	一般	

建筑物重要等级为二级;经勘察了解,场地等级为二级,地基等级为二级,综合确定岩土工程勘察等级为乙级。

2. 勘察目的、要求及任务

本次勘察的目的、要求及任务为:

(1)查明场地内的地层结构、地基土的物理力学性质,基础设计所需的岩土参数;

(2)查明拟建场地的不良地质现象,不良地质作用的类型、成因、分布范围及发展趋势;

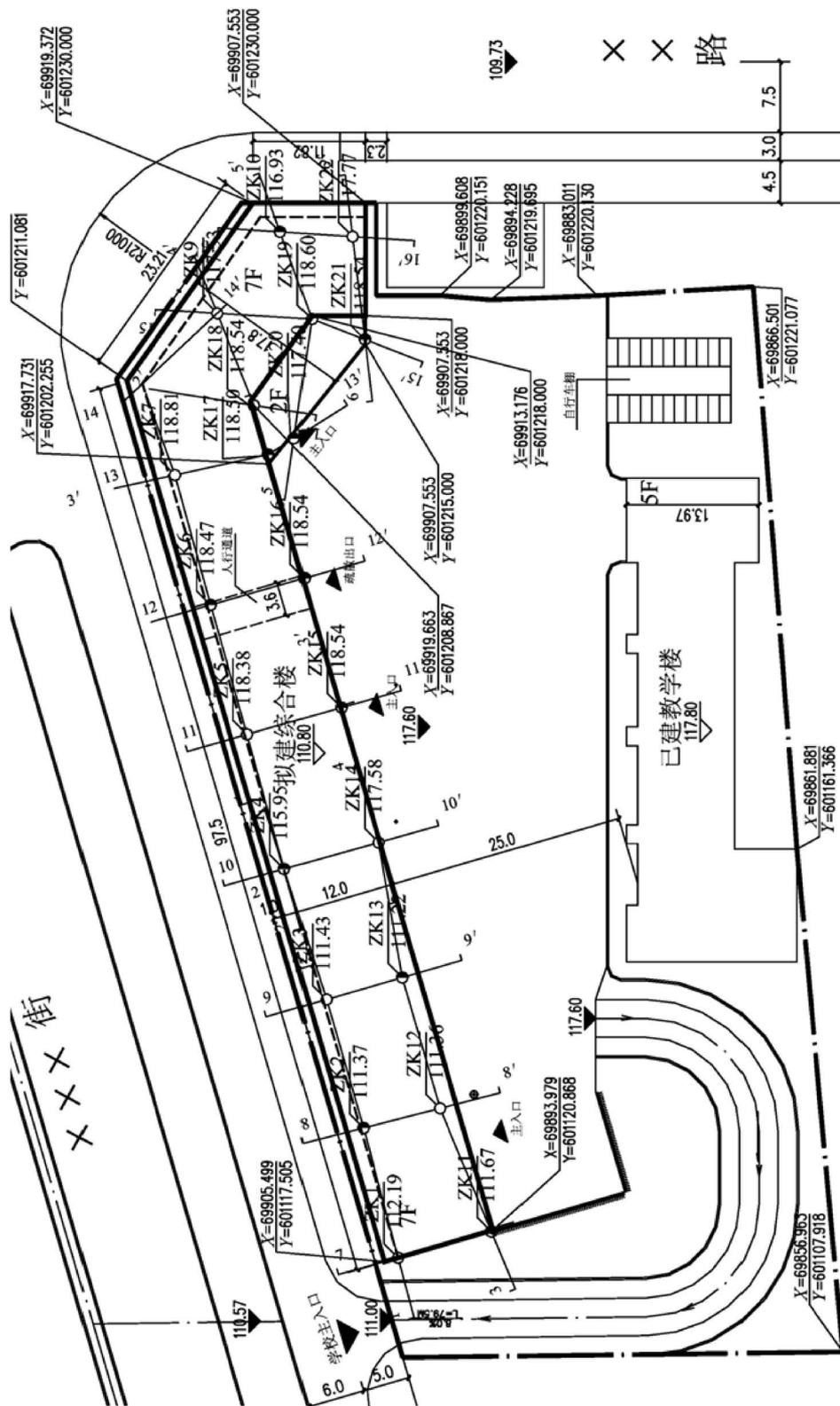


图1-11 某工程总平面图

- (3) 查明暗藏的河道、沟塘及空洞等对工程不利的埋藏物；
- (4) 查明场地地下水类型、埋藏深度及水位变幅，判明地下水对混凝土的腐蚀性；
- (5) 判明场地土类型及建筑场地类别，评价地基的地震效应及场地的稳定性；
- (6) 提出合理的基础方案并做出评价；
- (7) 按国家规范规定的有关要求，提出详细勘察报告；

3. 场地工程地质、水文地质条件

(1) 场区地基土构成及其特征

经勘察了解，场地表层分布残坡积型红黏土，其下为基岩为石炭系上统黄龙组灰岩。按地层由新(上)至老(下)的顺序，对各层地基土分别描述如下：

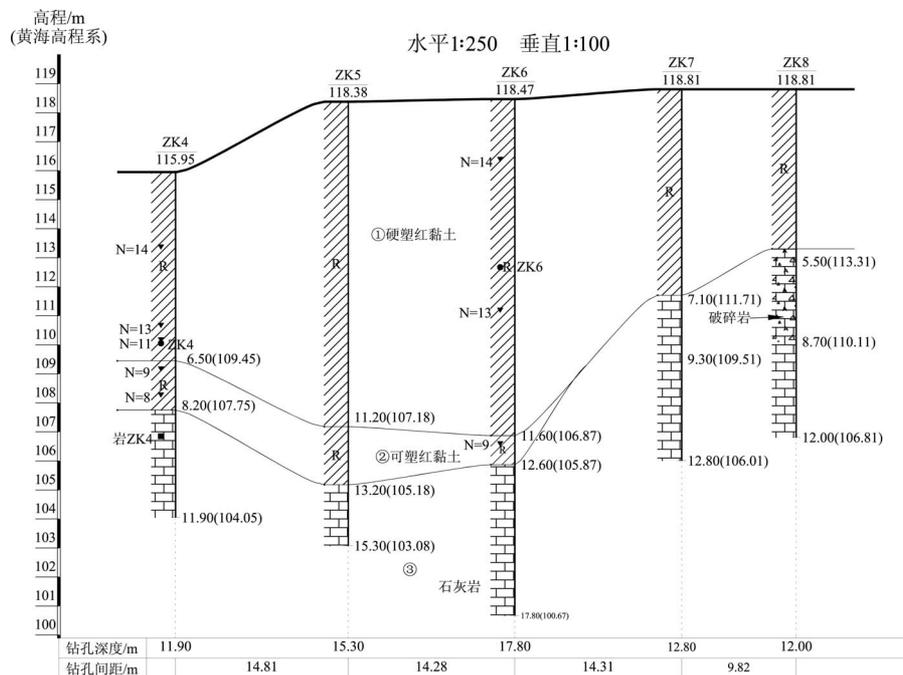
1) 红黏土(Q_4^{al+dl})：本场地黏土细分为硬塑红黏土①和可塑红黏土②。

硬塑红黏土①：棕红色，硬塑状，稍湿。含少量角砾，成份为风化灰岩，粒径在 5 ~ 20 mm，含量在 10% ~ 15%。光泽反映光滑，摇震反应无，干强度中等，韧性较高。

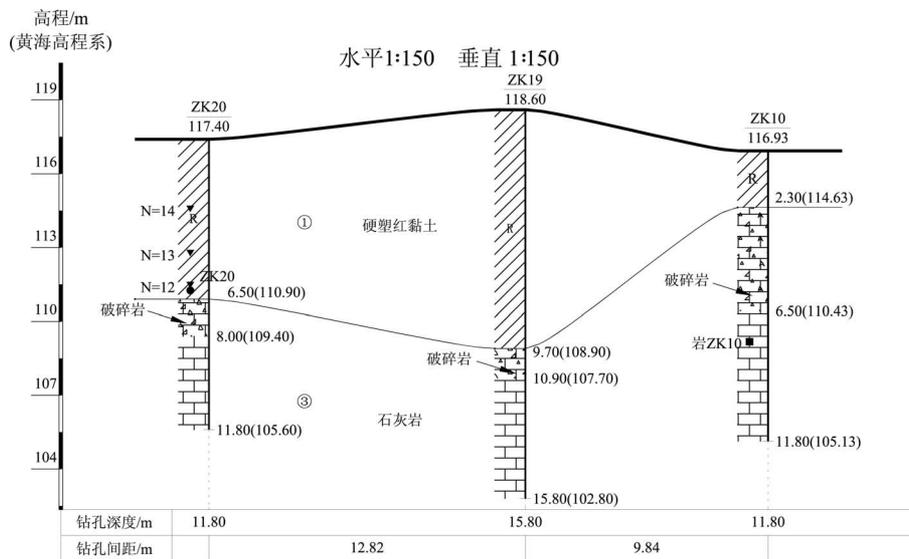
可塑红黏土②：棕红色，湿，可塑状。光滑，含 Fe 及 Mn 氧化物结核，含强风化浸染状 Ca 氧化物结核，无摇震反应，干强度较高，韧性较好。

2) 石灰岩③：灰白色，微风化，隐晶结构，厚 - 巨厚层状。裂隙较发育，大部分被方解石脉充填。岩芯呈柱 - 长柱状，RQD 值 70% ~ 85%，岩石基本质量等级为Ⅲ级，岩体完整性一般。岩体表面岩溶很发育，高低不平，石林林立。本次勘察深度内未揭露到溶洞。

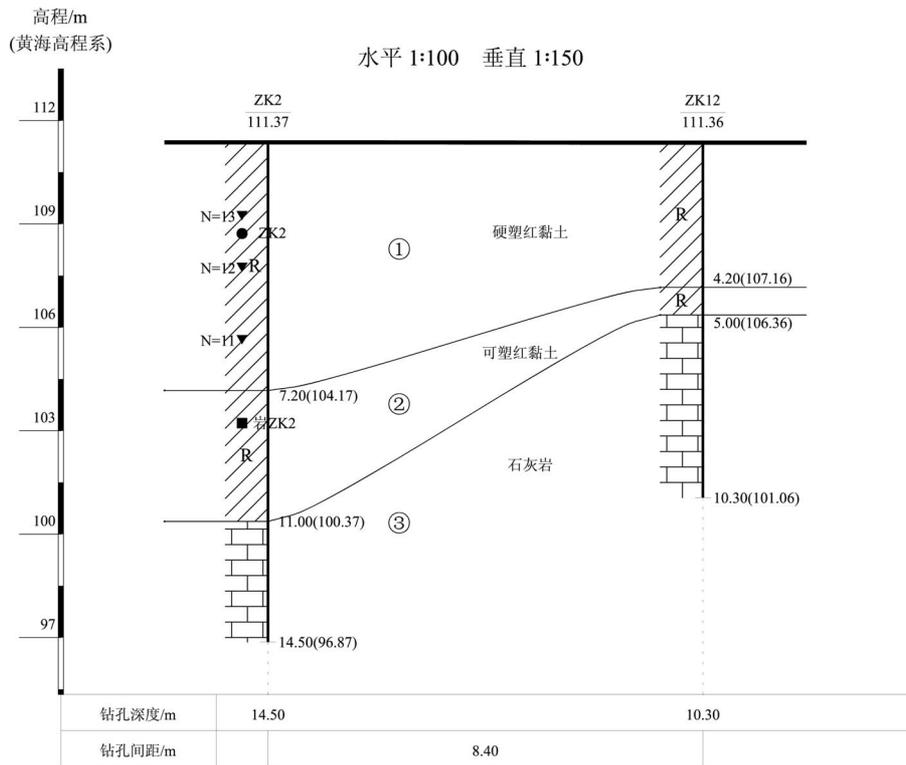
地基土层详细分布情况可参见工程地质剖面图(图 1-12)。



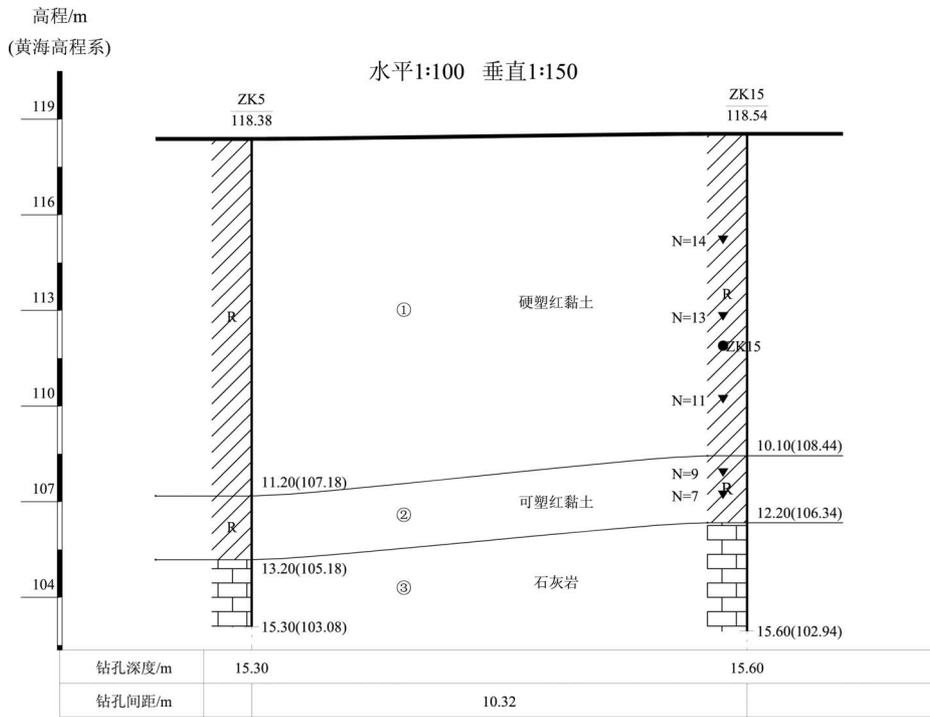
(a) 地质剖面图 2-2'



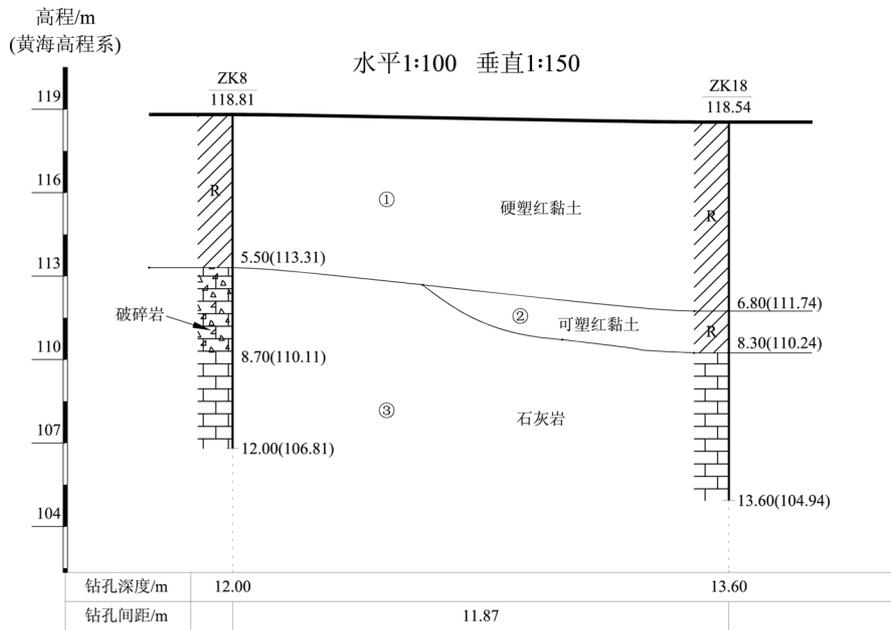
(b)地质剖面图 5-5'



(c)地质剖面图 8-8'



(d) 地质剖面图 11-11'



(e) 地质剖面图 14-14'

图 1-12 某工程地质剖面图

(2) 场地水文地质条件

勘察时为枯水期。共进行4次地下水位观测,在钻孔内未观测到地下水。根据区域地质报告显示:场区灰岩中存在有岩溶裂隙水,由于埋藏深度等因素影响,本次勘察未揭露到地下水。(注:场地西部因地势低洼,土层中含少量上层滞水,无稳定的水位)

4. 岩土工程测试试验成果

(1) 原位测试试验

本工程中采用标准贯入试验对硬塑红质黏土和可塑红黏土进行原位测试。对地基土原位测试指标进行统计分析计算并提出主要的物理力学指标。原位测试数据统计成果如表1-13。

表1-13 地基土标准贯入试验原位测试指标 N (击/30 cm) 统计结果

土层编号	地基土名称	统计频数 n	范围值	平均值 ϕ_m	标准差 σ_f	变异系数 δ	统计修正系数 γ_s	击数标准值
①	硬塑红黏土	11	12~14	13	0.89	0.07	0.96	12.51
②	可塑红黏土	12	6~7	6.8	0.51	0.08	0.96	6.31

(2) 室内土工试验

本工程中采取土样送试验室检验,以取得土的各种物理力学指标值。室内试验各项成果统计结果如表1-14。

表1-14 室内试验成果统计

土层编号	地基土名称	统计项目	统计频数 n	范围值	平均值 ϕ_m	标准差 σ_f	变异系数 δ	统计修正系数 γ_s	岩土参数标准值 ϕ_k	承载力特征值 f_{ak}/kPa
①	硬塑红黏土	天然密度 $/(g \cdot cm^{-3})$	8	1.69~1.76	1.73	0.03	0.02	0.99	1.71	220
		含水率/%	8	34.0~40.4	38.66	2.06	0.05	0.96	37.27	
		土粒比重	8	2.76~2.76	2.76	0	0	1	2.76	
		孔隙比	8	1.10~1.27	1.21	0.06	0.05	0.97	1.17	
		液限/%	8	56.0~62.6	59.94	2.12	0.04	0.98	58.51	
		塑限/%	8	32.8~35.5	33.96	0.96	0.03	0.98	33.32	
		压缩模量 /MPa	8	6.3~11.5	9.09	1.99	0.22	0.85	7.74	
		内聚力/kPa	8	40.0~60.4	49.46	7.99	0.16	0.89	44.06	
		内摩擦角/ $^\circ$	8	8.1~12.0	9.69	1.37	0.14	0.9	8.76	

续表 1-14

土层编号	地基土名称	统计项目	统计频数 n	范围值	平均值 ϕ_m	标准差 σ_f	变异系数 δ	统计修正系数 γ_s	岩土参数标准值 ϕ_k	承载力特征值 f_{ak}/kPa
②	可塑红黏土	天然密度/($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	6	1.86~1.94	1.9	0.03	0.01	0.99	1.88	240
		含水率/%	6	24.4~28.1	26.55	1.33	0.05	0.96	25.45	
		土粒比重	6	2.73~2.75	2.74	0.01	0.00	1.0	2.73	
		孔隙比	6	0.75~0.87	0.82	0.04	0.05	0.96	0.79	
		液限/%	6	37.5~44.5	40.15	2.61	0.07	0.95	37.99	
		塑限/%	6	21.4~26.3	23.68	1.75	0.07	0.94	22.24	
		压缩模量/MPa	6	4.8~7.1	5.8	0.96	0.17	0.86	5.01	
		内聚力/kPa	6	26.7~52.5	37.93	10.27	0.27	0.78	29.46	
		内摩擦角/($^\circ$)	6	10.7~15.3	13.37	1.95	0.15	0.88	11.75	

5. 岩土工程分析与评价

(1) 工程环境

工程项目位于××东街旁，地形平坦开阔。交通便捷，地理位置优越。周边建筑物分布情况详见平面图。

(2) 场地整体稳定性评价

地区所处位置为稳定地块核心地带，远离构造活动区域，地势平坦，附近无活动构造断裂通过。场区属低丘地貌，为抗震有利地段。为地震基本烈度6度区，场区无斜坡、滑坡等不良地质现象，场地下部灰岩中岩溶有发育，需对岩溶采取有效处理措施，处理后对拟建建筑物稳定性无影响。综上所述，场地稳定性较好，适宜本工程建设。

(3) 地基土物理力学参数建议值

综合本工程各项岩土试验及相关技术规范，对场内各地基土层提出各项物理力学参数取值如表1-15。

表 1-15 地基土物理力学参数取值表

土层号	岩土名称	天然密度 γ /($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	承载力特征值 f_{ak}/kPa	压缩模量 E_s/MPa	内聚力 c /kPa	内摩擦角 ϕ /($^\circ$)
①	硬塑红黏土	17.1	220	7.74	44.06	8.76
②	可塑红黏土	18.8	160	5.01	29.46	11.75
③	灰岩		7000			

表 1-16 地基土桩及其他参数取值表

土层号	岩土名称	挖孔桩桩端承载力特征值 /kPa	挖孔桩极限侧阻力标准值 /kPa	管桩极限端阻力标准值 /kPa	管桩极限侧阻力标准值 /kPa
①	硬塑红黏土		60		70
②	可塑红黏土		30		35
③	灰岩	7000	600	16000	1100

(4) 地基土的工程性质及均匀性评价

1) 上部硬塑状红黏土, 具中等压缩性, 标准贯入锤击数, 承载力特征值 220 kPa; 下部接近基岩面为可塑状红黏土, 承载力特征值 160 kPa。该层就承载力来说可作为多层建筑的持力层, 但分布不均匀, 在高程 110.8 m 以下, 场地东部近一半以上的地段缺失或厚度较薄。红黏土层中发育有网格状裂纹, 具有失水收缩, 浸水后可产生较大膨胀量的特征。因此红黏土不可作为该综合楼的持力层。

2) 灰岩: 全场分布, 根据区域地质资料, 厚度大于 200 m。微风化状态, 为硬质岩石, 工程地质性能良好, 可作为拟建建筑物持力层。根据岩样统计结果, 其饱和抗压强度标准值为 50 MPa, 岩体完整一般, 结合本地区建筑经验, 综合考虑其承载力特征值 7000 kPa(见表 1-16)。

(5) 基础方案的评价与推荐

根据勘察揭露的场地地质情况及拟建物特点, 提出基础方案建议如下: 该楼第一层室内正负零高程为 110.8 m, 东侧部分地段已出露灰岩, 建议采用墩基础; 向西侧灰岩埋藏逐步变深, 建议采用桩(墩)基础, 由于本场地无地下水, 土层稳定性较好, 可采用大口径人工挖孔灌注桩。承载力特征值 7000 kPa。

6. 结论与建议

(1) 通过本次勘察, 查明了场区的岩土层分布及工程地质特征、构造和水文地质特征, 场区地表未发现地裂、塌陷、滑坡、土洞、暗沟及断裂破碎带等不良地质现象。适宜本工程建设。场地稳定性较好, 适宜工程建设, 但应对岩溶等不良地质现象采取相应措施处理。

(2) 《中国地震动参数区划分图》表面: 本区为地震烈度 VI 设防区, 设计基本加速度 0.05 g, 设计特征周期为 0.35 s, 卓越周期为 0.128 s, 场区无液化性地层, 属中硬场地, 场地类别为 II 类场地, 地震分组为一组, 拟建场地为建筑抗震有利地段。

(3) 综合楼基础采用墩基础, 西侧局部采用大口径人工挖孔灌注桩, 以微风化灰岩为持力层, 桩底完整灰岩不应少于 5 m。

(4) 对于本项目工程桩基础, 应按规范要求对桩底持力层逐桩进行岩溶勘察, 保重桩端下 3 倍桩径且不少于 5 m 范围无溶洞及软弱层。

(5) 场区水和土对混凝土结果中钢筋及钢结构的腐蚀性为微。

(6) 加强基础验槽工作, 若发现异常情况应及时通知设计、监理、业主和我公司, 及时采取有效措施。

模块小结

本模块对工程地质的基本知识、土的工程性质及工程地质勘查报告等方面做了较全面阐述，主要内容如下：

- (1) 地质年代及分类，地质构造特征，岩石和土的类型及形成，水文地质条件。
- (2) 土一般为三相体系，一般由颗粒(固相)、水(液相)和空气(气相)组成。
- (3) 土的质量密度、土的含水量和土粒相对密度是土的三个基本指标，由此可得出其他的几个计算指标。砂土的密实度可用标准贯入锤击数、相对密实度和土的孔隙比来判定。
- (4) 稠度反映黏性土的状态特征，塑性指数是黏性土分类的重要标志之一，液性指数是表示黏性土软硬程度的一个物理指标。
- (5) 地基土可分为岩石、碎石土、砂土、粉土、黏性土和人工填土六大类。它们是合理选择地基方案的重要依据之一。
- (6) 根据工程重要性等级、场地复杂程度等级和地基复杂程度等级，岩土工程勘察等级分为甲、乙、丙三个等级，勘察阶段可分为可行性研究勘察、初步勘察和详细勘察，在复杂情况下，还增加施工勘察。
- (7) 常用的勘察方法包括工程地质测绘与调查、勘探和地球物理勘探等，勘察报告包括两大部分，即文字部分和图表部分。

思考题

1. 土由哪几部分组成？土中三相比例的变化对土的性质有什么影响？
2. 何谓土的颗粒级配？何谓级配良好？何谓级配不良？
3. 土体中的水包括哪几种？结合水有何特性？土中固态水(冰)对工程有何影响？
4. 土的物理性质指标有哪些？其中哪几个可以直接测定？常用测定方法是什么？
5. 土的密度 ρ 与土的重度 γ 的物理意义和单位有何区别？说明天然重度 γ 、饱和重度 γ_{sat} 、有效重度 γ' 和干重度 γ_d 之间的相互关系，并比较其数值的大小。
6. 无黏性土最主要的物理状态指标是什么？
7. 黏性土的物理状态指标是什么？何谓液限？何谓塑限？它们与天然含水量是否有关？
8. 何谓塑性指数？其大小与土颗粒粗细有何关系？何谓液性指数？如何应用其大小来评价土的工程性质？
9. 地基土(岩)分哪几大类？各类土是如何划分的？
10. 为何要进行工程地质勘察？
11. 建筑物的岩土工程勘察分哪几阶段进行？各阶段的勘察工作主要有哪些？
12. 如何阅读和使用工程地质勘察报告？阅读使用勘察报告重点要注意哪些问题？
13. 工程地质勘察报告后，为何还要验槽？验槽包括哪些内容？应注意些什么问题？

习题



思考题及习题答案

1. 某工程地质勘察中取原状土做试验,用体积为 100 cm^3 的环刀取样试验,用天平测得环刀加湿土的质量为 245.00 g ,环刀质量为 55.00 g ,烘干后土样质量为 165.00 g ,土粒比重为 2.70 。计算此土样的天然密度、干密度、饱和密度、天然含水率、孔隙比、孔隙率以及饱和度,并比较各种密度的大小。

2. 某住宅地基土的试验中,已测得土的干密度 $\rho_d = 1.64\text{ g/cm}^3$,含水率 $w = 21.3\%$,土粒比重 $d_s = 2.65$ 。计算土的 e , n 和 S_r 。此土样又测得 $w_L = 29.7\%$, $w_p = 17.6\%$,计算 I_p 和 I_L ,描述土的物理状态,定出土的名称。

3. 已知土样试验数据为:含水量 31% ,液限 38% ,塑限 20% ,求该土样的塑性指数、液性指数,并确定其状态和名称。

4. 有一砂土样的物理性试验结果,标准贯入试验锤击数 $N = 34$,经筛分后各颗粒粒组含量见下表。试确定该砂土的名称和状态。

粒径/mm	<0.01	0.01~0.05	0.05~0.075	0.075~0.25	0.25~0.5	0.5~2.0
粒组含量/%	3.9	14.3	26.7	28.6	19.1	7.4

自测题



自测题答案

1.1 工程地质基本知识

一、选择题

- 在土中对土颗粒产生浮力作用的是()
A. 强结合水 B. 弱结合水 C. 毛细水 D. 重力水
- 靠近山区坡底的洪积土,具有的特点是()
A. 颗粒细小、地下水位较深 B. 颗粒较粗、地下水位较深
C. 颗粒细小、地下水位较浅 D. 颗粒较粗、地下水位较浅
- 高处的岩石风化产物由于重力作用沉积在较平缓的山坡上的沉积土称为()
A. 残积土 B. 坡积土 C. 洪积土 D. 冲积土
- 岩石划分类别不包括()
A. 岩浆岩 B. 堆积岩 C. 沉积岩 D. 变质岩
- ()是江河流水的地质作用剥蚀两岸的基岩和沉积物,经搬运与沉积在平缓地带而形成的沉积物。
A. 残积土 B. 坡积土 C. 洪积土 D. 冲击土

二、填空题

1. 在层状岩体中表现最显著, 主要有_____构造和_____构造两种基本类型。
2. 岩石按成因分为_____、_____和_____。
3. _____是指残留在原地未被搬运的那一部分原岩风化剥蚀后的产物。
4. _____是雨雪水流的地质作用将高处岩石风化产物缓慢地洗刷剥蚀、沿着斜坡向下逐渐移动、沉积在平缓的山坡上而形成的沉积物。
5. _____是由暂时性山洪急流挟带着大量碎屑物质堆积于山谷冲沟出口或山前倾斜平原而形成的沉积物。
6. _____是江河流水的地质作用剥蚀两岸的基岩和沉积物, 经搬运与沉积在平缓地带而形成的沉积物。
7. _____是指在内力、外力地质作用下, 不断运动演变, 所留下来的各种构造形态。
8. 断裂可分为节理和_____。
9. 岩层发生褶皱时, 形状向上凸起者。中间古老, 两侧较新的地层排列方式称为_____。

三、判断题

1. 岩石按成因分为岩浆岩、沉积岩和变质岩。()
2. 土按成因分为残积土、坡积土、洪积土。()
3. 某一褶皱, 核部为老地层, 翼部为新地层且对称分布则该褶皱为向斜。()
4. 岩层发生断裂后, 两侧岩块具有明显位移的构造称为节理。()
5. 断层形成后, 上盘相对下降, 下盘相对上升的断层称正断层。()
6. 断层形成后, 上盘相对下降, 下盘相对上升的断层称逆断层。()
7. 风积土是岩石经物理和化学风化的产物。()

1.2 地基土的工程特性

一、选择题

1. 粒径大于 2 mm 的颗粒不超过总质量的 50%, 而粒径大于 0.075 mm 的颗粒超过总质量的 50% 的土, 称为()
A. 砂土 B. 粉土 C. 碎石土 D. 黏土
2. 某土样的液限 $w_L = 40\%$, 塑限 $w_p = 21\%$, 天然含水量 $w = 26\%$, 则该土的液性指数为()
A. 0.25 B. 0.50 C. 0.80 D. 25
3. 砂土相对密实度 $D_r = 1$, 则该砂土处于()
A. 最密实状态 B. 较密实状态 C. 中密状态 D. 松散状态
4. 下列土的三相比例指标中, 属于试验室直接测得的指标是()
A. 土的密度 B. 土的有效密度 C. 土的孔隙比 D. 土的孔隙率
5. () 对黏性土的物理力学性质影响最大。

- A. 强结合水 B. 弱结合水 C. 重力水 D. 毛细水
6. 某砂土的相对密度为 $D_r = 0.85$, 则该砂土的密实度为()。
- A. 疏松 B. 中密 C. 密实 D. 稍密
7. 测定黏性土天然密度的试验是()。
- A. 酒精燃烧法 B. 环刀法 C. 比重瓶法 D. 烘干法
8. 某砂土的相对密度为 $D_r = 0.21$, 则该砂土的密实度为()。
- A. 疏松 B. 中密 C. 密实 D. 稍密
9. 淤泥质土是指()。
- A. $w > w_L; 1.5 > e \geq 1.0$ B. $w < w_L; 1.5 > e \geq 1.0$
 C. $w > w_L; e \geq 1.5$ D. $w < w_L; e \geq 1.5$
10. 给黏性土命名的指标是()。
- A. 塑性指数 B. 液性指数 C. 压缩系数 D. 压缩指数
11. 关于土的特征描述错误的一项是()。
- A. 土的特征包括散体性、多相性、自然变异性。
 B. 土的散体性是指颗粒之间无黏结或弱黏结, 存在大量孔隙, 可以透水、透气。
 C. 土通常是由固体颗粒、水组成的二相体系。
 D. 土是多矿物组合体, 性质复杂, 不均匀, 且随时间在不断变化。
12. 在下列指标中, 用来评价砂土湿度状态的指标是()
- A. 塑限 B. 液限 C. 饱和度 D. 孔隙比
13. 用以衡量土透水性大小的指标是()
- A. 水头梯度 B. 渗透系数 C. 动水力 D. 相对密实度
14. 在下列指标中, 用来评价砂土密实状态的指标是()
- A. 塑限 B. 液限 C. 饱和度 D. 孔隙比
15. 碎石土和砂土属于()
- A. 无黏性土 B. 黏性土 C. 粉土 D. 都不正确
16. 粉质黏土的塑性指数 I_p 范围是()
- A. $I_p > 10$ B. $I_p > 17$ C. $I_p < 17$ D. $17 > I_p > 10$
17. 黏土的塑性指数 I_p 范围是()
- A. $I_p > 10$ B. $I_p > 17$ C. $I_p < 17$ D. $17 > I_p > 10$
18. 反映黏性土硬塑状态的指标 I_L 范围是()
- A. $I_L < 0$ B. $0.25 > I_L > 0$
 C. $0.75 > I_L > 0.25$ D. $1 > I_L > 0.75$
19. 反映黏性土软塑状态的指标 I_L 范围是()
- A. $I_L < 0$ B. $0.25 > I_L > 0$
 C. $0.75 > I_L > 0.25$ D. $1 > I_L > 0.75$
20. 反映黏性土可塑状态的指标 I_L 范围是()
- A. $I_L < 0$ B. $0.25 > I_L > 0$
 C. $0.75 > I_L > 0.25$ D. $1 > I_L > 0.75$

二、填空题

1. 土的颗粒级配曲线愈平缓,表示土的颗粒级配_____。
2. 黏性土的液性指数 I_L 愈大,其抗剪强度_____。
3. 黏性土主要按_____分类。
4. 粒径大于 2 mm 的颗粒质量超过总质量的 50% 的土,称为_____土。
5. 各粒组的相对含量可通过颗粒分析实验确定,对于粒径小于 0.075 mm 的粒组可用_____测定或移液管法测定。
6. 黏性土的塑性指数 I_p 应大于_____。
7. 颗粒级配指标有不均匀系数和_____。
8. 土的物理状态,对于粗粒土是指土的密实程度,对于细粒土则是指土的软硬程度或称为黏性土的_____。
9. 天然含水量大于液限,天然孔隙比大于或等于 1.5 的黏性土为_____。
10. 颗粒级配指标有曲率系数和_____不均匀系数。
11. 筛分法适用于粒径_____的颗粒进行筛分。
12. 表示黏性土软硬状态的指标是_____。
13. _____描述土体中孔隙被水冲满的程度。
14. 黏性土的软硬程度取决于土的_____。
15. 土的含水量指标定义为_____。
16. 无黏性土的密实度采用_____试验进行测定。
17. 在土的三相比例指标中,土的密度、土的含水量和_____是通过试验测定的。
18. 无黏性土按_____分类。
19. 黏性土中含有强结合水和弱结合水,其中对黏性土物理性质影响较大的是_____。

三、判断题

1. 结合水是液态水的一种,故能传递静水压力。()
2. 土的天然重度越大,则土的密实性越好。()
3. 土的结构最主要的特征是成层性。()
4. 在填方工程施工中,常用土的干密度来评价填土的压实程度。()
5. 无论什么土,都具有可塑性。()
6. 相对密实度主要用于比较不同砂土的密实度大小。()
7. 砂土的分类是按颗粒级配及其形状进行的。()
8. 粉土的塑性指数小于或等于 10、粒径大于 0.075 mm 的颗粒含量不超过全重 55% 的土。()
9. 甲土的饱和度大于乙土的饱和度,则甲土的含水量一定高于乙土的含水量。()
10. 土在最优含水量时,压实密度最大,同一种土的压实能量越大,最优含水量越大。()
11. 两种不同的黏性土,其天然含水量相同,则其软硬程度相同。()

12. 地下水位上升时,在浸湿的土层中,其颗粒相对密度和孔隙比将增大。()
13. 黏性土的物理状态是用含水率表示的,现有甲、乙两种土,测得它们的含水率 $w_{甲} > w_{乙}$,则可以断定甲土比乙土软。()
14. 土的液性指数 I_L 会出现 $I_L > 0$ 或 $I_L < 0$ 的情况。()
15. 土的相对密度 D_r 会出现 $D_r > 1$ 或 $D_r < 1$ 的情况。()

1.3 工程地质勘查

一、选择题

1. () 是用钻机在地层中钻孔,以鉴别和划分地层,并可沿孔深取样,用以测定岩石和土层的物理力学性质
- A. 钻探 B. 坑探 C. 勘探 D. 地球物理勘探
2. 勘查报告书主要包括的内容描述不正确的()。
- A. 任务要求及勘查工作概况。
- B. 场地位置、地形地貌、地质构造、不良地质现象及地震设计烈度。
- C. 地下水的埋藏条件和腐蚀性以及土层的冻结深度。
- D. 场地地层分布分析,建筑场地周边环境评价。
3. 工程重要性等级分为()级。
- A. 三 B. 四 C. 五 D. 六
4. 下列地基勘察等级为甲级的是()。
- A. 工程重要性二级,二级场地,二级地基
- B. 工程重要性二级,三级场地,二级地基
- C. 工程重要性三级,二级场地,二级地基
- D. 工程重要性三级,三级场地,一级地基
5. 主要侧重于收集和分析区域地质、地形地貌、地震、矿产和附近地区的工程地质资料及当地的建筑经验是哪个勘查阶段()。
- A. 可行性研究勘察 B. 初步勘察
- C. 详细勘察 D. 施工勘察
6. () 对场地内建筑地段的稳定性作出岩土工程评价。
- A. 可行性研究勘察 B. 初步勘察
- C. 详细勘察 D. 施工勘察
7. () 的任务在于针对具体建筑物地基或具体的地质问题,为进行施工图设计提供可靠的依据或设计计算参数
- A. 可行性研究勘察 B. 初步勘察
- C. 详细勘察 D. 施工勘察
8. 工程地质勘察的方法包括()
- A. 测绘与调查、勘探、原位测试 B. 勘探、原位测试、室内试验
- C. 测绘与调查、原位测试、室内试验 D. 测绘与调查、勘探、原位测试与室内试验

二、填空题

1. 钻探中,钻机一般分为_____和_____。

2. _____是勘察工作的最后一个环节。
3. 工程地质勘查阶段分为可行性研究勘察、_____、_____、施工勘察。
4. 工程重要性等级根据_____和工程类型进行划分。
5. 建筑场地的复杂程度按规定分为_____个等级。
6. 目前应用最广泛的地基勘察方法是_____。

三、判断题

1. 岩土工程勘察等级一般分为三级：甲级、乙级、丙级。()
2. 勘查的目的是为查明并评价工程场地岩土技术条件和它们与工程之间的关系。()
3. 验槽的目的是根据基槽开挖的地质情况，提出处理措施。()
4. 槽底在地下水位以下不深时，直接挖至设计标高再进行验槽。()
5. 当持力层下埋藏有下卧砂层而承压水头高于槽底时，不宜进行钎探，以免造成涌砂。()
6. 勘探是地基勘察过程中查明地质情况的一种必要手段对场地的工程地质条件进行定性的评价。()

模块二 地基土的应力与沉降

建筑施工现场专业技术岗位资格考试和技能实践要求

- 熟悉地基土应力与沉降计算及建筑物沉降观测的基本知识。
- 学会地基土室内压缩试验操作及成果整理。
- 学会建筑施工现场沉降观测的基本操作方法。

教学目标

【知识目标】

- 熟悉地基土自重应力、基底压力和地基附加应力计算。
- 熟悉地基土沉降计算与建筑物沉降观测的相关知识。

【能力目标】

- 能正确计算土的自重应力及附加应力，能运用分层总和法及规范法计算一般地基的最终沉降量。
- 能结合建筑工程测量知识，正确进行建筑工程沉降观测。

【素质目标】

- 通过本模块的学习，培养学生理论联系实践的工程素质。
- 通过本模块的学习，培养学生良好的组织、团队协作和沟通能力。

2.1 地基土的应力计算

地基土中的应力按其产生的原因，一般包括由地基土体自重引起的自重应力 σ_{cz} 和由建筑物引起的附加应力 σ_z 。

2.1.1 土体自重应力计算

1. 均质地基土的自重应力

在计算土中自重应力时，假定地基土是均匀、连续、各向同性的半无限弹性体，假设天然地面是一个无限大的水平面，因而在任意竖直面和水平面上均无剪应力存在。

如果地面下土质均匀，天然重度为 γ ，则在天然地面下任意深度 z 处水平面上的竖向自重应力 σ_{cz} ，可取作用于该水平面上任一单位面积的土柱体自重计算，即：

$$\sigma_{cz} = \gamma z \quad (2-1)$$

对于均质地基土中， σ_{cz} 沿水平面均匀分布，且与深度 z 成正比，即随深度线性增加，呈



微课：土的自重应力计算

三角形分布图形，如图 2-1。

地基中除有作用于水平面上的竖向自重应力外，在竖直面上还作用有水平向的侧向自重应力。由于 σ_{cz} 沿任一水平面上均匀地无限分布，所以地基土在自重作用下只产生竖向变形，无侧向变形和剪切变形。因此，根据弹性力学，侧向自重应力 σ_{cx} 和 σ_{cy} 应与 σ_{cz} 成正比，即：

$$\sigma_{cx} = \sigma_{cy} = K_0 \sigma_{cz} \quad (2-2)$$

式中： K_0 称为土的侧压力系数或静止土压力系数，可由试验确定。

必须指出，只有通过土粒接触点传递的粒间应力，才能使土粒彼此挤紧，从而引起土体的变形，所以粒间应力又称为有效应力。因此，土中自重应力可定义为土自身有效重力在土体中引起的应力。土中竖向和侧向的自重应力一般均指有效自重应力。对地下水位以下土层一般情况下以有效重度 γ' 代替天然重度 γ 。为了简便起见，把常用的竖向有效自重应力 σ_{cz} ，简称为自重应力 σ_c ，如图 2-2。

自然界中的天然土层，一般形成至今已有很长的地质年代，它在自重作用下的变形早已稳定。但对于近期沉积或堆积的土层，应考虑它在自重应力作用下的变形。

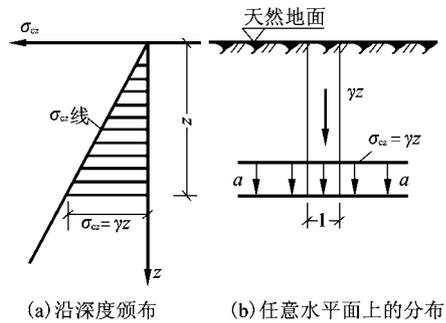


图 2-1 均质土中竖向自重应力

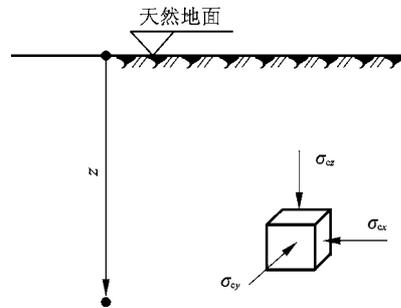


图 2-2 地基土中侧向自重应力 σ_{cx} 和 σ_{cy}

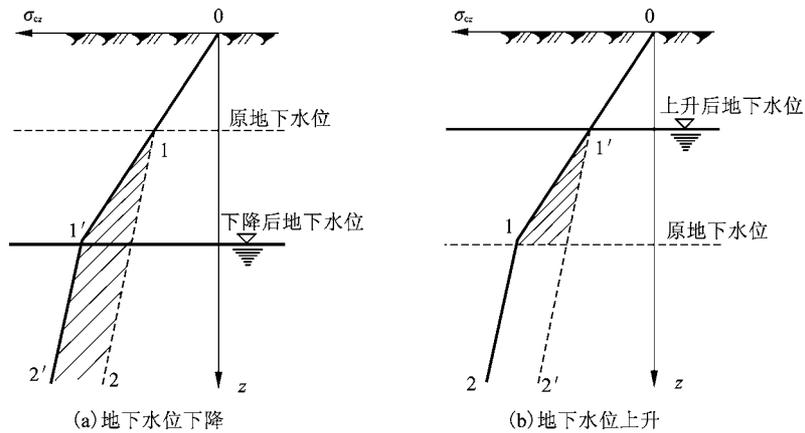


图 2-3 地下水位升降对自重应力的影响

此外，地下水位的升降会引起土中自重应力的变化。地下水位下降，浮力消失、自重应力增加，该自重应力相当于大面积附加均布荷载，能引起下部土体产生新的变形，属于附加应力。例如在软土地区，常因大量抽取地下水，以致地下水位长期大幅度下降，使地基中原

水位以下的有效自重应力增加,而造成地表大面积下沉的严重后果。至于地下水位的长时期上升,常发生在人工抬高蓄水水位地区或工业用水大量渗入地下的地区,若地下水位长期上升,会引起地基承载力的减小、湿陷性土的塌陷现象等,必须引起注意。

2. 层状分布地基土的自重应力

地基土往往是成层分布的,因而各层土具有不同的重度。天然地面下任意深度 z 范围内各层土的厚度自上而下分别为 $h_1, h_2, \dots, h_i, \dots, h_n$, 计算出高度为 z 的土柱体中各层土重的总和后,可得天然地面下任意深度 z 处的竖向自重应力计算公式:

$$\sigma_c = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_n h_n = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (2-3)$$

式中: σ_c ——天然地下面任意深度 z 处的竖向有效自重应力, kPa;

n ——深度 z 范围内的土层总数;

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'_i , kN/m³。

应注意,在地下水位以下,如埋藏有不透水层(例如岩层或只含结合水的坚硬黏土层),由于不透水层中不存在水的浮力,所以不透水层及层面以下的自重应力应按上覆土层的水和土的总重计算。如地下水位位于同一土层中,计算自重应力时,地下水位面也应作为分层的界面。由计算结果可知,同一土层自重应力按直线变化,分布线的斜率是该层土容重的倒数;层状分布土的自重应力分布曲线是一条折线,拐点在土层交界处和地下水位处;自重应力随深度的增加而增加。

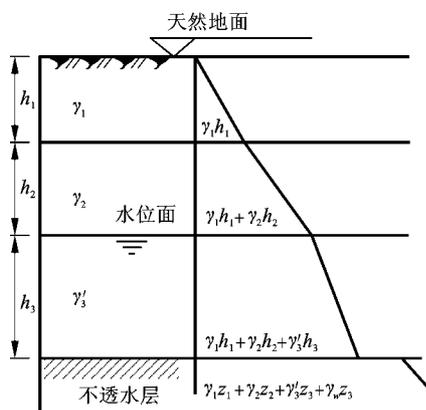


图 2-4 层状分布地基土的自重应力

【例题 2-1】 某工程场地土层分布如下图所示(其中地下水位在自然地面下 2.0 m), 试计算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】

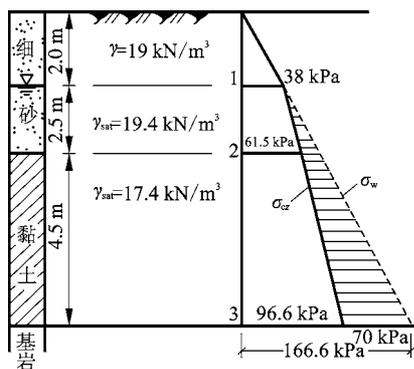
$$\sigma_{cz1} = \gamma_1 h_1 = 19 \times 2.0 = 38 \text{ (kPa)}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cz2} &= \gamma_1 h_1 + \gamma'_1 h_2 \\ &= 38 + (19.4 - 10) \times 2.5 = 61.5 \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cz3} &= \gamma_1 h_1 + \gamma'_1 h_2 + \gamma'_2 h_3 \\ &= 61.5 + (17.4 - 10) \times 4.5 = 96.6 \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

$$\sigma_w = \gamma_w (h_2 + h_3) = 10 \times 7.0 = 70.0 \text{ (kPa)}$$

因此,作用在基岩顶面处的自重应力为 96.6 kPa,静水压力为 70 kPa,总应力为 $96.6 + 70 = 166.6$ (kPa)。





微课：基底压力计算

2.1.2 基底压力计算

建筑物荷载通过基础传递给地基，在基础底面与地基之间便产生了接触应力。它既是基础作用于地基的基底压力，又是地基反作用于基础的基底反力。

1. 基底压力的分布规律

基底压力分布涉及地基与基础的相对刚度、作用于基础上荷载的大小和分布情况、地基土的力学性质以及基础的埋深等许多因素。

(1) 地基与基础的相对刚度

如果完全柔性基础建筑在弹性地基上[图 2-5(a)]，基础抗弯刚度 $EI=0$ ，基础变形能完全适应地基表面的变形，基底反力的分布与其上部荷载的分布情况相同。

如果绝对刚性基础建筑在弹性地基上[图 2-5(b)]，基础抗弯刚度 $EI=\infty$ ，基础只能保持平面下沉不能弯曲，基底反力的分布特征为基础底面中间小、两端无穷大。

如果有限刚性基础建筑在弹塑性地基上[图 2-5(c)]，基础抗弯刚度 $0 < EI < \infty$ ，基底反力分布形式为抛物线、马鞍形。有限刚度基础是工程中最常见的情况。

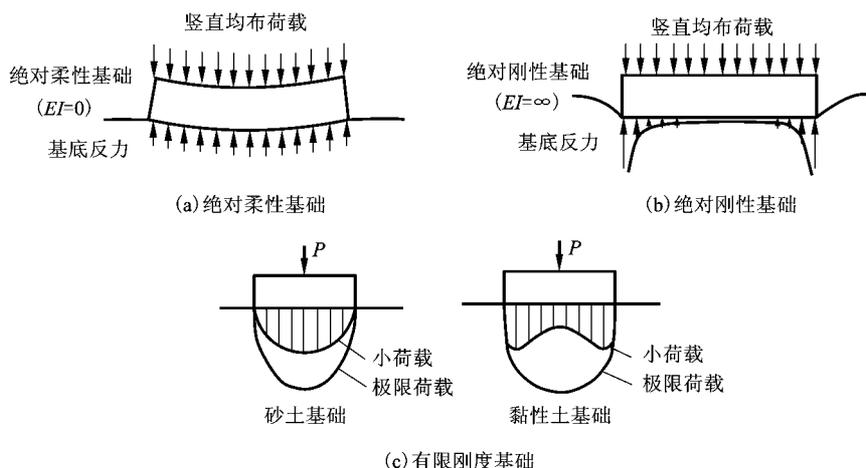


图 2-5 地基与基础的相对刚度对基底压力分布的影响

(2) 作用于基础上荷载的影响

实测资料表明，当荷载较小时，基底反力分布形状，接近于弹性理论解[图 2-6(a)]；随着上部荷载逐渐增大，基底反力呈马鞍形[图 2-6(b)]；荷载再增大时，边缘塑性破坏区逐渐扩大，所增加的荷载必须靠基底中部力的增大来平衡，基底反力变为抛物线型[图 2-6(d)]；当荷载接近地基的破坏荷载时，基底反力呈钟形分布[图 2-6(c)]。

2. 基底压力的简化计算方法

从以上分析可知，基底压力分布形式是十分复杂的。但由于基底压力往往是作用在离地面不远的深度，根据弹性力学中圣维南原理，在基底下一定深度处，土中应力分布与基础底面上荷载分布的影响并不显著，而只决定于荷载合力的大小和作用点位置。

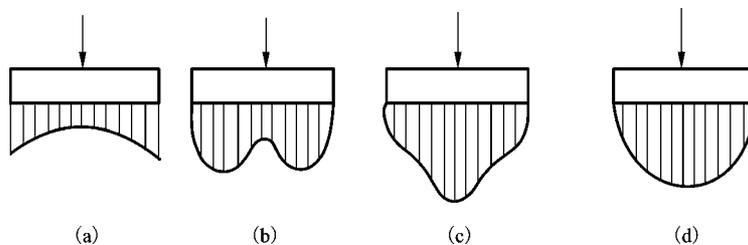


图 2-6 荷载对基底压力的影响

因此，目前在工程实践中，对于具有一定刚度以及尺寸较小的柱下单独基础和墙下条形基础等，其基底压力可近似地按直线分布的图形计算，即可按材料力学公式进行简化计算。

(1) 中心荷载作用下的基底压力计算

中心荷载下的基础，其所受荷载的合力通过基底形心。基底压力假定为均匀分布，其数值按下式计算：

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \quad (2-4)$$

式中： p_k ——相应于作用的标准组合时，基础底面处的平均压力值，kPa；

F_k ——相应于作用的标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值，kN；

G_k ——基础自重和基础上的土重，kN， $G_k = \gamma_c \bar{A} \bar{h}$ ；

γ_c ——基础及以上回填土之平均重度，一般取 20 kN/m^3 ，但在地下水位以下部分应扣除浮力作用，取 10 kN/m^3 ；

\bar{h} ——基础平均埋深，m，从设计地面或室内外平均设计地面算起；

A ——基底面积， m^2 ，对矩形基础 $A = lb$ ， l 和 b 分别为矩形基底的长度和宽度。

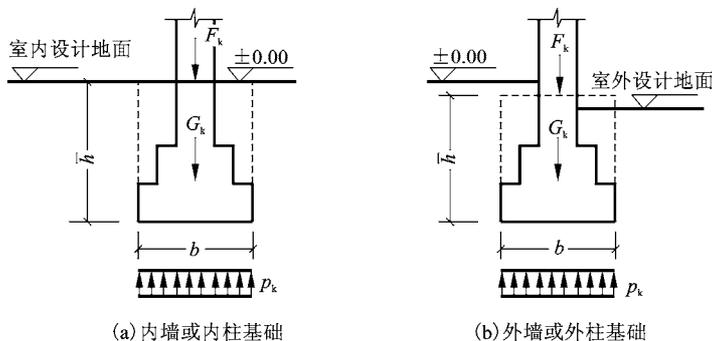


图 2-7 中心荷载作用下基底压力

对于荷载沿长度方向均匀分布的条形基础，则沿长度方向取单位长度条基作为计算单元，计算基底压力值 p_k (kPa)，此时式(2-4)中 A 改为 b (m)，而 F_k 及 G_k 则为计算单元内的每延米荷载值(kN/m)。

(2) 偏心荷载作用下的基底压力计算

单向偏心荷载下的矩形基础如图 2-8 所示。设计时,通常将基底长边方向 l 取与偏心方向一致,两短边边缘最大压力值 p_{kmax} 与最小压力值 p_{kmin} 的计算公式为:

$$\frac{p_{kmax}}{p_{kmin}} = \frac{F_k + G_k}{bl} \pm \frac{M_k}{W} \quad (2-5)$$

式中: F_k 、 G_k 、 l 、 b 符号意义同式(2-4);

M_k ——相应于作用的标准组合时,作用于基础底面的力矩值, $kN \cdot m$;

W ——基础底面的抵抗矩, m^3 , 对于矩形基础 $W = \frac{bl^2}{6}$, 把偏心荷载的偏心距 $e = \frac{M_k}{F_k + G_k}$

及 $W = \frac{bl^2}{6}$ 代入式(2-5), 可得:

$$\frac{p_{kmax}}{p_{kmin}} = \frac{F_k + G_k}{bl} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right) \quad (2-6)$$

由上式可见,当 $e < l/6$ 时,基底压力分布图呈梯形;当 $e = l/6$ 时,则呈三角形;当 $e > l/6$ 时,距偏心荷载较远的基底边缘反力为负值,即 $p_{kmin} < 0$,如图 2-8(c)中虚线所示。由于基底与地基之间不能承受拉力,此时基底与地基局部脱开,而使基底压力重新分布。因此,根据偏心荷载与基底反力相平衡的条件,偏心荷载合力($F_k + G_k$)应通过三角形反力分布图的形心[如图 2-8(c)中实线分布图形],由此可得基底边缘的最大压力 p_{kmax} 为:

$$p_{kmax} = \frac{2(F_k + G_k)}{3ba} \quad (2-7)$$

式中: a ——单向偏心荷载合力作用点至基底最大压力边缘的距离, m 。

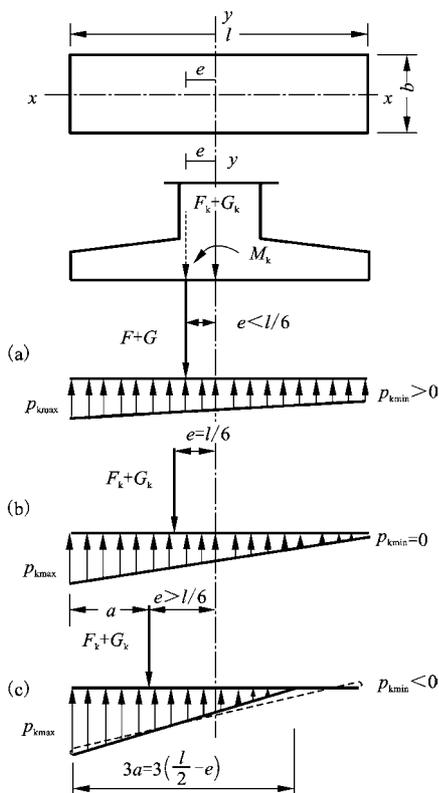


图 2-8 偏心荷载作用下的基底压力

2.1.3 地基附加应力计算

1. 基底附加压力计算

建筑物建造前,土中已存在自重应力。一般浅基础总是埋置在天然地面下一定深度处,该处原有的自重应力由于开挖基坑而卸除。因此,由建筑物建造后的基底压力中扣除基底标高处原有的土中自重应力后,即为基底标高处新增加到地基的基底附加压力。

基底附加压力值 p_0 ,按下式计算:

轴心荷载作用时: $p_0 = p_k - \sigma_c = p_k - \gamma_0 d$ (2-8)



微课: 地基附加应力计算

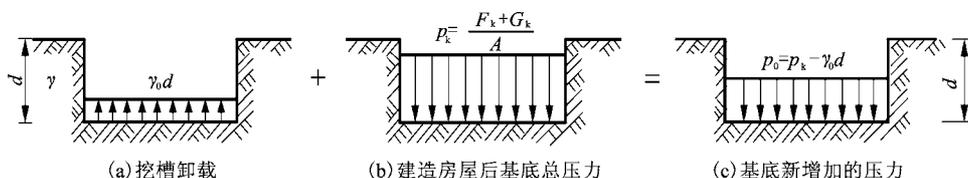


图 2-9 基底附加压力

偏心荷载作用时:

$$\begin{aligned} p_{0\max} &= \frac{p_{k\max}}{p_{k\min}} - \sigma_c \\ p_{0\min} & \end{aligned} \quad (2-9)$$

式中: p_0 ——基底附加压力值, kPa;

σ_c ——基底标高处土的自重应力, kPa, $\sigma_c = \gamma_0 d$;

γ_0 ——基础底面标高以上天然土层的加权平均重度, kN/m^3 , $\gamma_0 = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots) / (h_1 + h_2 + \dots)$, 其中地下水水位下土的重度一般取有效重度;

d ——基础埋深, m。从天然地面算起, 对于新填土地则应从老天然地面起算。

【例题 2-2】 某轴心受压基础底面尺寸 $l = b = 2 \text{ m}$, 基础顶面作用 $F_k = 450 \text{ kN}$, 基础平均埋深 $\bar{h} = 1.5 \text{ m}$ 。已知场地地质剖面第一层为杂填土, 厚 0.5 m , $\gamma_1 = 16.8 \text{ kN/m}^3$; 以下为黏土, $\gamma_2 = 18.5 \text{ kN/m}^3$ 。试计算基底压力标准值和基底附加压力标准值。

【解】 基础自重及基础上回填土重: $G_k = \gamma_c A \bar{h} = 20 \times 2 \times 2 \times 1.5 = 120 (\text{kN})$

$$\text{基底压力标准值: } p_k = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{450 + 120}{2 \times 2} = 142.5 (\text{kPa})$$

$$\text{基底标高处土的自重应力值: } \sigma_c = \gamma_1 z_1 + \gamma_2 z_2 = 16.8 \times 0.5 + 18.5 \times 1.0 = 26.9 (\text{kPa})$$

$$\text{基底附加压力值: } p_0 = p_k - \sigma_c = 142.5 - 26.9 = 115.6 (\text{kPa})$$

2. 竖向荷载作用下地基中的附加应力计算

地基附加应力是指由新增加建筑物荷载 (p_0) 在地基中产生的应力。一般天然土层在自重作用下的变形早已结束, 因此, 只有基底附加压力才能引起地基的附加应力和变形。

假设地基土是各向同性、均质、连续的半无限(半空间)弹性变形体, 把基底附加压力作为作用在弹性半空间表面上的局部荷载, 由此根据弹性力学求算地基中的附加应力。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。

(1) 竖向集中力作用下的地基附加应力计算

法国学者布辛奈斯克 (Boussinesq, 1885) 根据弹性力学理论推导了在弹性半空间表面上作用一个竖向集中力时(如图 2-10), 半空间内任意点处所引起的六个应力分量和三个位移分量的解析解。这六个应力分量和三个位移分量的公式中, 竖向正应力 σ_z 和竖向位移 w 对地基沉降计算的工程意义最大。

σ_z 的表达式为:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} \quad (2-10)$$

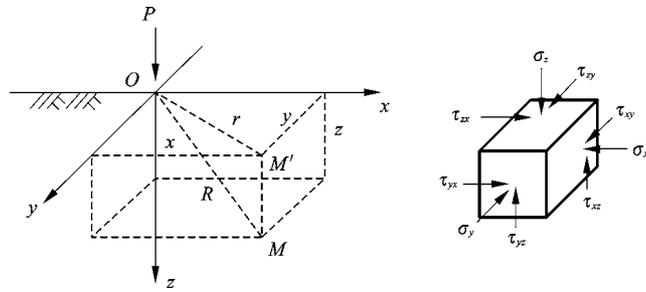


图 2-10 集中力作用下地基中 M 点的应力状态

由图 2-10 中的几何关系可知 $R = \sqrt{r^2 + z^2}$ ，将其代入式(2-10)，可得：

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \frac{P}{z^2} \quad (2-11)$$

令 $\alpha = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{5/2}}$ ，可得：

$$\sigma_z = \alpha \frac{P}{z^2} \quad (2-12)$$

式中： α ——集中力作用下竖向附加应力系数，见表 2-1。

表 2-1 集中荷载下竖向附加应力系数 α

r/z	α	r/z	α	r/z	α	r/z	α	r/z	α
0.00	0.4775	0.40	0.3294	0.80	0.1386	1.20	0.0513	1.60	0.0200
0.01	0.4773	0.41	0.3238	0.81	0.1353	1.21	0.0501	1.61	0.0195
0.02	0.4770	0.42	0.3183	0.82	0.1320	1.22	0.0489	1.62	0.0191
0.03	0.4764	0.43	0.3124	0.83	0.1288	1.23	0.0477	1.63	0.0187
0.04	0.4756	0.44	0.3068	0.84	0.1257	1.24	0.0466	1.64	0.0183
0.05	0.4745	0.45	0.3011	0.85	0.1226	1.25	0.0454	1.65	0.0179
0.06	0.4732	0.46	0.2955	0.86	0.1196	1.26	0.0443	1.66	0.0175
0.07	0.4717	0.47	0.2899	0.87	0.1166	1.27	0.0433	1.67	0.0171
0.08	0.4699	0.48	0.2843	0.88	0.1138	1.28	0.0422	1.68	0.0167
0.09	0.4679	0.49	0.2788	0.89	0.1110	1.29	0.0412	1.69	0.0163
0.10	0.4657	0.50	0.2733	0.90	0.1083	1.30	0.0402	1.70	0.0160
0.11	0.4633	0.51	0.2679	0.91	0.1057	1.31	0.0393	1.72	0.0153
0.12	0.4607	0.52	0.2625	0.92	0.1031	1.32	0.0384	1.74	0.0147
0.13	0.4579	0.53	0.2571	0.93	0.1005	1.33	0.0374	1.76	0.0141
0.14	0.4548	0.54	0.2518	0.94	0.0981	1.34	0.0365	1.78	0.0135
0.15	0.4516	0.55	0.2466	0.95	0.0956	1.35	0.0357	1.80	0.0129
0.16	0.4482	0.56	0.2414	0.96	0.0933	1.36	0.0348	1.82	0.0124
0.17	0.4446	0.57	0.2363	0.97	0.0910	1.37	0.0340	1.84	0.0119
0.18	0.4409	0.58	0.2313	0.98	0.0887	1.38	0.0332	1.86	0.0114

续表 2-1

r/z	α								
0.19	0.4370	0.59	0.2263	0.99	0.0865	1.39	0.0324	1.88	0.0109
0.20	0.4329	0.60	0.2214	1.00	0.0844	1.40	0.0317	1.90	0.0105
0.21	0.4286	0.61	0.2165	1.01	0.0823	1.41	0.0309	1.92	0.0101
0.22	0.4242	0.62	0.2117	1.02	0.0803	1.42	0.0302	1.94	0.0097
0.23	0.4197	0.63	0.2070	1.03	0.0783	1.43	0.0295	1.96	0.0093
0.24	0.4151	0.64	0.2024	1.04	0.0764	1.44	0.0288	1.98	0.0089
0.25	0.4103	0.65	0.1998	1.05	0.0744	1.45	0.0282	2.00	0.0085
0.26	0.4054	0.66	0.1934	1.06	0.0727	1.46	0.0275	2.10	0.0070
0.27	0.4004	0.67	0.1889	1.07	0.0709	1.47	0.0269	2.20	0.0058
0.28	0.3954	0.68	0.1846	1.08	0.0691	1.48	0.0263	2.30	0.0048
0.29	0.3902	0.69	0.1804	1.09	0.0674	1.49	0.0257	2.40	0.0040
0.30	0.3849	0.70	0.1762	1.10	0.0658	1.50	0.0251	2.50	0.0034
0.31	0.3796	0.71	0.1721	1.11	0.0641	1.51	0.0245	2.60	0.0029
0.32	0.3742	0.72	0.1681	1.12	0.0626	1.52	0.0240	2.70	0.0024
0.33	0.3687	0.73	0.1641	1.13	0.0610	1.53	0.0234	2.80	0.0021
0.34	0.3632	0.74	0.1603	1.14	0.0595	1.54	0.0229	2.90	0.0017
0.35	0.3577	0.75	0.1565	1.15	0.0581	1.55	0.0224	3.00	0.0015
0.36	0.3521	0.76	0.1527	1.16	0.0567	1.56	0.0219	3.50	0.0007
0.37	0.3465	0.77	0.1491	1.17	0.0553	1.57	0.0214	4.00	0.0004
0.38	0.3408	0.78	0.1455	1.18	0.0359	1.58	0.0209	4.50	0.0002
0.39	0.3351	0.79	0.1420	1.19	0.0326	1.59	0.0204	5.00	0.0001

集中力 P 作用下地基中 σ_z 的分布规律如图 2-11 所示, 具体描述如下:

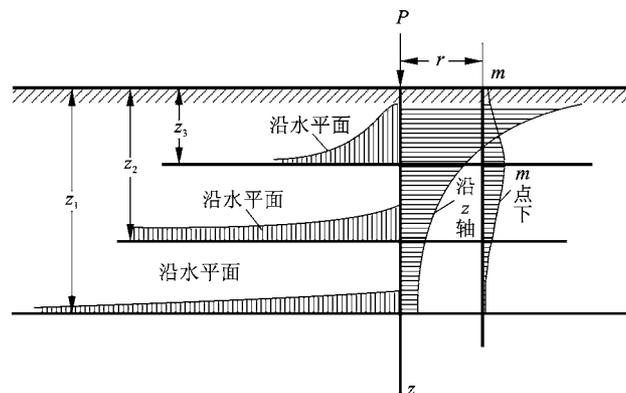


图 2-11 地基附加应力 σ_z 的分布规律

- 1) 在集中力 P 的作用线上, 沿 P 作用线上附加应力 σ_z 的分布随深度增加而递减。
- 2) 在 $r > 0$ 的竖直线上, 附加应力 σ_z 从零逐渐增大, 至一定深度后又随着 z 的增加而逐渐变小。
- 3) 在地基土深度 z 为常数的水平面上, 竖直向集中力作用线上的附加应力 σ_z 最大, 向两边则逐渐减小。

若在空间将 σ_z 相同的点连成曲面, 就可以得到 σ_z 的等值线, 其空间曲面的性状如同泡状, 所以也称为应力泡。通过上述分析可知, 集中荷载在地基中引起的附加应力是向下、向四周无限扩散的, 并在扩散的过程中, 附加应力逐渐减小。

当地基表面作用有几个集中力时, 可以分别算出各集中力在地基中引起的附加应力, 然后根据弹性体应力叠加原理, 可求出地基附加应力的总和(如图2-13)。由此可见, 相邻荷载距离过近, 相互之间附加应力扩散叠加, 使地基附加应力增加并重新分布, 从而引起相邻建筑产生附加沉降。

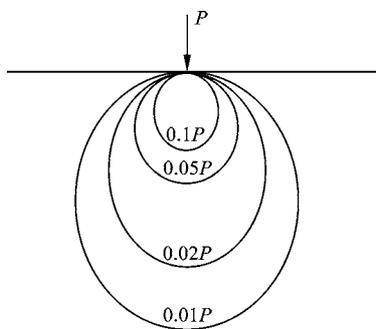


图 2-12 地基附加应力 σ_z 的等值线

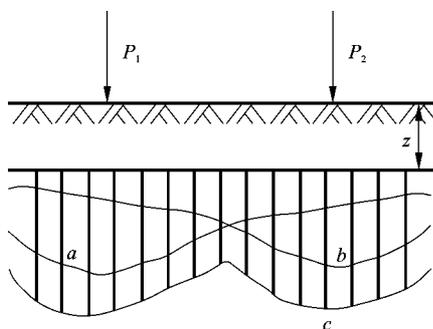


图 2-13 两个竖向集中力作用下地基附加应力 σ_z 的叠加

【例题 2-3】 土体表面作用集中力 $P=200$ kN, 计算地面深度 $z=3$ m 处水平面上的竖向法向应力 σ_z 分布, 以及距 P 作用点 $r=1$ m 处竖直面上的竖向法向应力 σ_z 分布。

【解】 列表计算, 见表 2-2 和表 2-3, 分布规律如图 2-14。

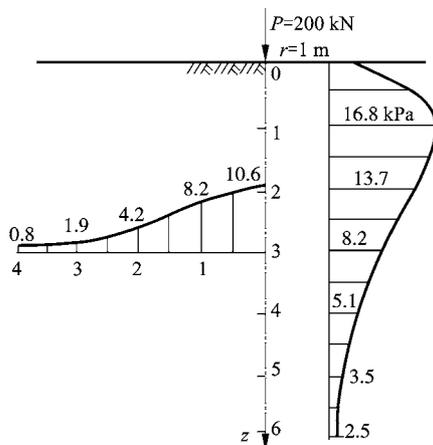


图 2-14 附加应力分布结果

表 2-2 $z=3\text{ m}$ 处水平面上竖向附加应力计算

r/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
σ_z/kPa	10.6	8.2	4.2	1.9	0.8	0.4

 表 2-3 $r=1\text{ m}$ 处竖直面上竖向附加应力 σ_z 的计算

z/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
α_z/kPa	0	16.8	13.7	8.2	5.1	3.5	2.5

(2) 矩形均布竖向荷载作用下的地基附加应力计算

建筑物作用于地基上的荷载，总是分布在一定面积上的局部荷载，因此理论上的集中力实际是没有的。但是，根据弹性力学的叠加原理利用布辛奈斯克解答，可以通过积分或等效荷载法求得各种局部荷载下地基中的附加应力。

假定地基表面作用矩形均布竖向荷载，矩形荷载作用面积宽度为 b ，长度为 l ，荷载强度为 p_0 。若要求地基内各点的附加应力 σ_z ，通常的求解方法是：先以积分法求矩形荷载面角点下的地基附加应力，然后运用“角点法”求得矩形荷载下任意点的地基附加应力。

1) 角点下的附加应力

角点下的附加应力是指图 2-15 中矩形荷载作用面四个角点下任意深度 z 处的附加应力。以矩形荷载面角点为坐标原点 O ，在荷载面内点 (x, y) 处取面积微元 $dx dy$ ，并将其上的分布荷载以集中力 $p_0 dx dy$ 来代替，则在角点 O 下任意深度 z 的 M 点处由该集中力引起的竖向附加应力 $d\sigma_z$ 为：

$$d\sigma_z = \frac{3 dp}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{3p_0}{2\pi} \frac{z^3}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} dx dy \quad (2-13)$$

将它对整个矩形荷载面进行积分，可求出矩形均布竖向荷载在点 M 处的附加应力为：

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

$$= \left[\arctan \frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} + \frac{mn}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \left(\frac{1}{m^2 + n^2} + \frac{1}{n^2 + 1} \right) \right] \cdot \frac{p_0}{2\pi} \quad (2-14)$$

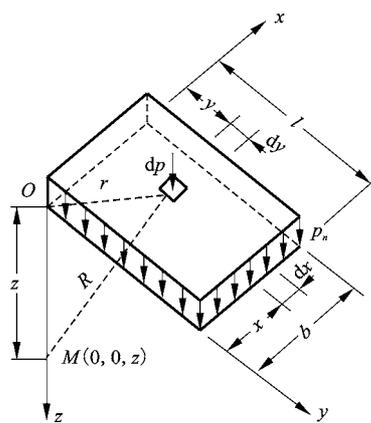


图 2-15 矩形均布荷载角点下的地基附加应力

式中: $m = \frac{l}{b}$, $n = \frac{z}{b}$, b 为矩形荷载作用面的短边宽度。

$$\text{令 } \alpha_c = \arctan \frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} + \frac{mn}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \left(\frac{1}{m^2 + n^2} + \frac{1}{n^2 + 1} \right)$$

可得:

$$\sigma_z = \alpha_c p_0 \quad (2-15)$$

α_c 为矩形均布荷载角点下的竖向附加应力系数, 简称角点应力系数, 可按 m 及 n 值由公式计算或表 2-4 查取。

表 2-4 矩形面积受竖直均布荷载作用时角点下的应力系数 α_c

$n = z/b$	$m = l/b$										
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0
0.0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2486	0.2489	0.2490	0.2491	0.2491	0.2491	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492
0.4	0.2401	0.2420	0.2429	0.2434	0.2437	0.2439	0.2442	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443
0.6	0.2229	0.2275	0.2300	0.2315	0.2324	0.2329	0.2339	0.2341	0.2342	0.2342	0.2342
0.8	0.1999	0.2075	0.2120	0.2147	0.2165	0.2176	0.2196	0.2200	0.2202	0.2202	0.2202
1.0	0.1752	0.1851	0.1911	0.1955	0.1981	0.1999	0.2034	0.2042	0.2044	0.2045	0.2046
1.2	0.1516	0.1626	0.1705	0.1758	0.1793	0.1818	0.1870	0.1882	0.1885	0.1887	0.1888
1.4	0.1308	0.1423	0.1508	0.1569	0.1613	0.1644	0.1712	0.1730	0.1735	0.1738	0.1740
1.6	0.1123	0.1241	0.1329	0.1436	0.1445	0.1482	0.1567	0.1590	0.1598	0.1601	0.1604
1.8	0.0969	0.1083	0.1172	0.1241	0.1294	0.1334	0.1434	0.1463	0.1474	0.1478	0.1482
2.0	0.0840	0.0947	0.1034	0.1103	0.1158	0.1202	0.1314	0.1350	0.1363	0.1368	0.1374
2.2	0.0732	0.0832	0.0917	0.0984	0.1039	0.1084	0.1205	0.1248	0.1264	0.1271	0.1277
2.4	0.0642	0.0734	0.0812	0.0879	0.0934	0.0979	0.1108	0.1156	0.1175	0.1184	0.1192
2.6	0.0566	0.0651	0.0725	0.0788	0.0842	0.0887	0.1020	0.1073	0.1095	0.1106	0.1116
2.8	0.0502	0.0580	0.0649	0.0709	0.0761	0.0805	0.0942	0.0999	0.1024	0.1036	0.1048
3.0	0.0447	0.0519	0.0583	0.0640	0.0690	0.0732	0.0870	0.0931	0.0959	0.0973	0.0987
3.2	0.0401	0.0467	0.0526	0.0580	0.0627	0.0668	0.0806	0.0870	0.0900	0.0916	0.0933
3.4	0.0361	0.0421	0.0477	0.0527	0.0571	0.0611	0.0747	0.0814	0.0847	0.0864	0.0882
3.6	0.0326	0.0382	0.0433	0.0480	0.0523	0.0561	0.0694	0.0763	0.0799	0.0816	0.0837
3.8	0.0296	0.0348	0.0395	0.0439	0.0479	0.0516	0.0645	0.0717	0.0753	0.0773	0.0796
4.0	0.0270	0.0318	0.0362	0.0403	0.0441	0.0474	0.0603	0.0674	0.0712	0.0733	0.0758
4.2	0.0247	0.0291	0.0333	0.0371	0.0407	0.0439	0.0563	0.0634	0.0674	0.0696	0.0724
4.4	0.0227	0.0268	0.0306	0.0343	0.0376	0.0407	0.0527	0.0597	0.0639	0.0662	0.0696
4.6	0.0209	0.0247	0.0283	0.0317	0.0348	0.0378	0.0493	0.0564	0.0606	0.0630	0.0663
4.8	0.0193	0.0229	0.0262	0.0294	0.0324	0.0352	0.0463	0.0533	0.0576	0.0601	0.0635
5.0	0.0179	0.0212	0.0243	0.0274	0.0302	0.0328	0.0435	0.0504	0.0547	0.0573	0.0610
6.0	0.0127	0.0151	0.0174	0.0196	0.0218	0.0233	0.0325	0.0388	0.0431	0.0460	0.0506
7.0	0.0094	0.0112	0.0130	0.0147	0.0164	0.0180	0.0251	0.0306	0.0346	0.0376	0.0428
8.0	0.0073	0.0087	0.0101	0.0114	0.0127	0.0140	0.0198	0.0246	0.0283	0.0311	0.0367
9.0	0.0058	0.0069	0.0080	0.0091	0.0102	0.0112	0.0161	0.0202	0.0235	0.0262	0.0319
10.0	0.0047	0.0056	0.0065	0.0074	0.0083	0.0092	0.0132	0.0167	0.0198	0.0222	0.0280

2) 矩形均布荷载面下任意点地基土的附加应力

矩形均布竖向荷载作用下地基内任意点的附加应力,可利用式(2-15)和叠加原理求得,此方法称为“角点法”。角点法的应用可以分下列四种情况(如图2-16所示):①计算点 O 在荷载面边缘[图2-16(a)];②计算点 O 在荷载面内[图2-16(b)];③计算点 O 在荷载面边缘外侧[图2-16(c)];④计算点 O 在荷载面角点外侧[图2-16(d)]。

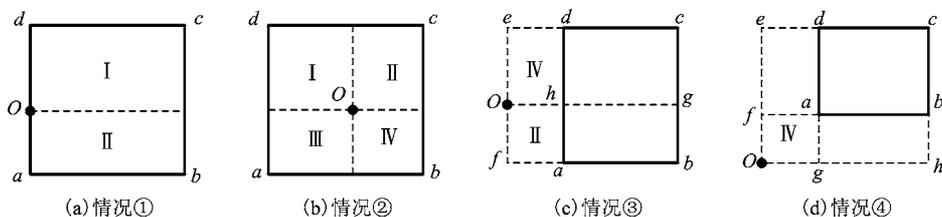


图 2-16 角点法应用分类图示

四种情况的地基附加应力计算式分别如下:

① 计算点 O 在荷载面边缘

$$\sigma_z = (\alpha_{cI} + \alpha_{cII})p_0 \quad (2-16)$$

式中: α_{cI} 和 α_{cII} 分别表示相应于面积 I 和 II 的角点应力系数。

② 计算点 O 在荷载面内

$$\sigma_z = (\alpha_{cI} + \alpha_{cII} + \alpha_{cIII} + \alpha_{cIV})p_0 \quad (2-17)$$

式中: α_{cI} 、 α_{cII} 、 α_{cIII} 和 α_{cIV} 分别表示相应于面积 I、II、III 和 IV 的角点应力系数。

③ 计算点 O 在荷载面边缘外侧

此时荷载面 $abcd$ 可看成是由 I ($ofbg$) 与 II ($ofah$) 之差及 IV ($oecg$) 与 III ($oedh$) 之差合成的,所以:

$$\sigma_z = (\alpha_{cI} - \alpha_{cII} - \alpha_{cIII} + \alpha_{cIV})p_0 \quad (2-18)$$

④ 计算点 O 在荷载面角点外侧

把荷载面看成由 I ($ohce$)、IV ($ogaf$) 两个面积中扣除 II ($ohbf$) 和 III ($ogde$) 而成的,所以:

$$\sigma_z = (\alpha_{cI} - \alpha_{cII} - \alpha_{cIII} + \alpha_{cIV})p_0 \quad (2-19)$$

在应用上述求解矩形均布荷载面下任意点地基土的附加应力时,应注意:所求点位于矩形公共角点下,原受荷面积不能变;查表求角点应力系数时,长边总是 l ,短边总是 b 。

3) 竖向条形均布荷载面下任意点地基土的附加应力

条形均布荷载下土中应力计算属于平面应变问题,对路堤、堤坝以及长宽比 $l/b \geq 10$ 的条形基础均可视作平面应变问题进行处理。如图2-17所示,当宽度为 B 的条形基础上作用均布荷载 p 时,取基础横断面的基

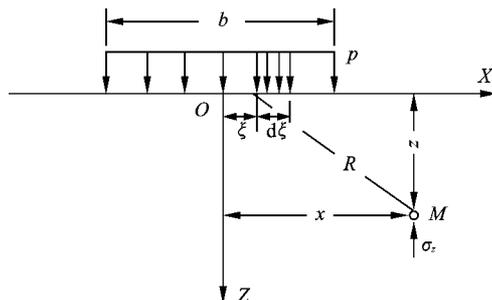


图 2-17 条形均布荷载作用下地基土中某点的附加应力

底宽度 B 的中点作为坐标原点, 地基土中任一点 $M(x, z)$ 的竖向附加应力 σ_z 可按下式求解:

$$\sigma_z = \alpha_{sz} p_0 \quad (2-20)$$

式中: α_{sz} ——条形均布荷载作用下竖向附加应力分布系数, 可由表 2-5 查取。

表 2-5 条形均布荷载作用下竖向附加应力分布系数

z/B	x/B				
	0.00	0.25	0.50	1.00	2.00
0.00	1.00	1.00	0.50	0.00	0.00
0.25	0.96	0.90	0.50	0.02	0.00
0.50	0.82	0.74	0.48	0.08	0.00
0.75	0.67	0.61	0.45	0.15	0.02
1.00	0.55	0.51	0.41	0.19	0.03
1.50	0.40	0.38	0.33	0.21	0.06
2.00	0.31	0.31	0.28	0.20	0.08
3.00	0.21	0.21	0.20	0.17	0.10
4.00	0.16	0.16	0.15	0.14	0.10
5.00	0.13	0.13	0.12	0.12	0.09

【例题 2-4】 如图 2-18 所示, 某工程独立柱基础基底均布附加压力 $p_0 = 100 \text{ kN/m}^2$, 基底面积为 $2 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ 。求基底角点 A 、边点 E 、中心点 O 以及基底外 F 点和 G 点等各点下 $z = 1 \text{ m}$ 深度处的附加应力。并利用计算结果说明附加应力的扩散规律。

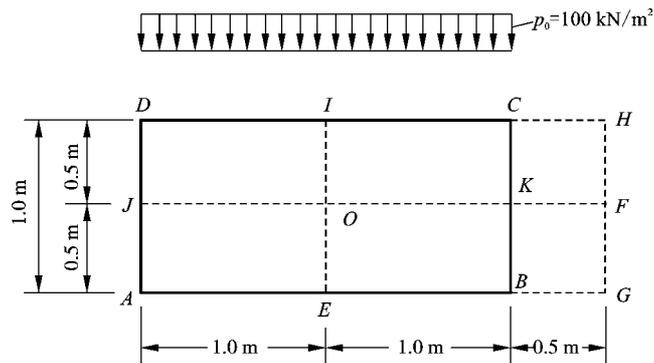


图 2-18 例题 2-4 附图

【解】 (1) A 点下 1 m 深度的附加应力

A 点是矩形 $ABCD$ 的角点, 且 $m = L/B = 2/1 = 2$; $n = z/B = 1$, 查表 2-4 得 $\alpha_{cA} = 0.1999$, 故 A 点下 1 m 深度的地基附加应力为: $\sigma_{zA} = \alpha_{cA} \cdot p_0 = 0.1999 \times 100 = 19.99 \text{ (kPa)}$ 。

(2) E 点下 1 m 深度的附加应力

通过 E 点将矩形荷载面积划分为两个相等的矩形 $EADI$ 和 $EBCI$ 。求 $EADI$ 的角点应力系数 α_{cE} 。 $m = \frac{L}{B} = \frac{1}{1} = 1$; $n = \frac{Z}{B} = \frac{1}{1} = 1$, 查表 2-4 得 $\alpha_{cE} = 0.1752$, 故 E 点下 1 m 深度的地基

附加应力为： $\sigma_{zE} = 2\alpha_{cE} \cdot p_0 = 2 \times 0.1752 \times 100 = 35.04$ (kPa)。

(3) O 点下 1 m 深度的附加应力

通过 O 点将原矩形面积分为 4 个相等的矩形 $OEAJ$, $OJDI$, $OICK$ 和 $OKBE$ 。求 $OEAJ$ 角点的附加应力系数 α_{cO} ： $m = \frac{L}{B} = \frac{1}{0.5} = 2$ ； $n = \frac{Z}{B} = \frac{1}{0.5} = 2$ ，查表 2-4 得 $\alpha_{cO} = 0.1202$ ，故 O 点下 1 m 深度的地基附加应力为： $\sigma_{zO} = 4\alpha_{cE} \cdot p_0 = 4 \times 0.1202 \times 100 = 48.08$ (kPa)。

(4) F 点下 1 m 深度的附加应力

过 F 点作矩形 $FGAJ$, $FJDH$, $FGBK$ 和 $FKCH$ 。假设 α_{cI} 为矩形 $FGAJ$ 和 $FJDH$ 的角点应力系数， α_{cII} 为矩形 $FGBK$ 和 $FKCH$ 的角点应力系数。

求 α_{cI} ： $m = \frac{L}{B} = \frac{2.5}{0.5} = 5$ ； $n = \frac{Z}{B} = \frac{1}{0.5} = 2$ ，查表 2-4 得 $\alpha_{cI} = 0.1363$ ；

求 α_{cII} ： $m = \frac{L}{B} = \frac{0.5}{0.5} = 1$ ； $n = \frac{Z}{B} = \frac{1}{0.5} = 2$ ，查表 2-4 得 $\alpha_{cII} = 0.0840$ ；

故 F 点下 1 m 深度的地基附加应力为：

$\sigma_{zF} = 2(\alpha_{cI} - \alpha_{cII})p_0 = 2 \times (0.1363 - 0.0840) \times 100 = 10.46$ (kPa)。

(5) G 点下 1 m 深度的附加应力

通过 G 点作矩形 $GADH$ 和 $GBCH$ ，分别求出它们的角点应力系数 α_{cI} 和 α_{cII} 。

求 α_{cI} ： $m = \frac{L}{B} = \frac{2.5}{1} = 2.5$ ； $n = \frac{Z}{B} = \frac{1}{1} = 1$ ，查表 2-4 得 $\alpha_{cI} = 0.2016$ ；

求 α_{cII} ： $m = \frac{L}{B} = \frac{1}{0.5} = 2$ ； $n = \frac{Z}{B} = \frac{1}{0.5} = 2$ ，查表 2-4 得 $\alpha_{cII} = 0.1202$ ；

故 G 点下 1 m 深度的地基附加应力为：

$\sigma_{zG} = (\alpha_{cI} - \alpha_{cII})p_0 = (0.2016 - 0.1202) \times 100 = 8.14$ (kPa)。

将计算结果绘成图 2-19(a)，可以看出，在矩形面积受均布荷载作用时，不仅在受荷载面积垂直下方的范围内产生附加应力，而且在荷载面积以外的地基土中 (F 、 G 点下方) 也会产生附加应力。另外，在地基中同一深度处 (例如 $z = 1$ m)，离受荷载面积中线愈远的点，其附加应力值愈小，矩形面积中点处附加应力最大。将中点 O 下和 F 点下不同深度的附加应力求出并绘成曲线，如图 2-19(b) 所示，可看出地基中附加应力的扩散规律。

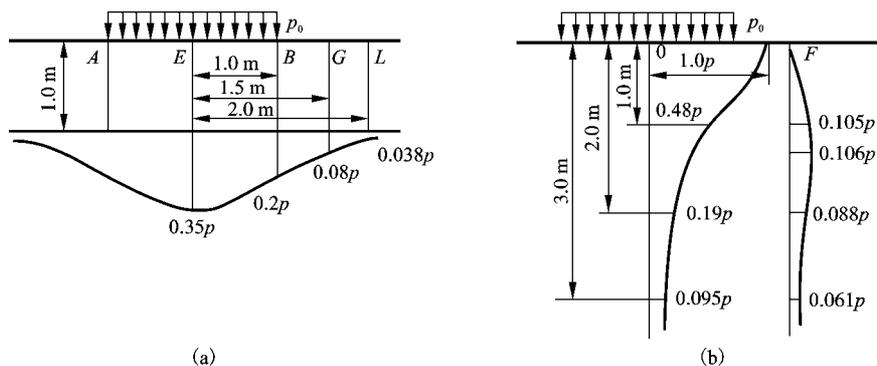


图 2-19 例题 2-4 中的地基附加应力扩散规律

2.2 地基沉降计算与建筑物沉降观测



微课：地基土的压缩与固结

2.2.1 地基土的压缩与固结

1. 土体压缩与固结的本质

土在压力作用下体积缩小的特性称为土的压缩性。试验研究表明，在一般压力(100~600 kPa)作用下，土粒和水的压缩与土的总压缩量之比是很微小的，可以忽略不计。因此，土的压缩变形主要是由于土体孔隙中水和气体被挤出，土粒相互移动靠拢，致使土的孔隙体积减小而引起的。对于饱和土来说，孔隙中充满着水，土的压缩主要是由于孔隙中的水被挤出引起孔隙体积减小，压缩过程与排水过程一致，含水量逐渐减小。

孔隙水排出，土的压缩随时间而增长的过程，称为土的固结。在荷载作用下，透水性大的饱和和无黏性土，其压缩过程在短时间内就可以结束。相反地，黏性土的透水性低，饱和黏性土中的水分只能慢慢排出，因此，其压缩稳定所需的时间要比砂土长得多。随着固结时间的增长，土的物理力学性质会不断地改善。

2. 土的室内压缩试验及压缩指标

(1) 室内压缩试验

土的室内压缩试验是取原状土样放入单向固结仪或压缩仪(如图2-20所示)内进行试验。由于土样受到环刀和护环等刚性护壁的约束，在压缩过程中只能发生垂向压缩，不能发生侧向膨胀，所以又称为侧限压缩试验。

室内压缩试验时，用金属环刀切取保持天然结构的原状土样，并置于圆筒形压缩容器的刚性护环内，土样上下各垫有一块透水石，土样受压后土中水可以自由排出。土样在天然状态下或经人工饱和后，进行逐级加压固结，以便测定各级压力 P 作用下土样压缩稳定后的孔隙比变化。由于地基沉降主要与土竖直方向的压缩性有关，且土是各向异性的，所以切土方向应与土天然状态时的竖直方向一致。

试验时，逐级对土样施加分布压力，常规加荷等级 p 分为50 kPa、100 kPa、200 kPa、300 kPa、400 kPa等五级加载。每一级荷载要求恒压24 h或当在1 h内的压缩量不超过0.005 mm时，认为变形已经稳定，并测定稳定时的总压缩量 ΔH (可用孔隙比的变化表示)，这称为慢速压缩试验法。

(2) 压缩曲线

压缩曲线是室内土的压缩试验成果，它是土的孔隙比与所受压力的关系曲线。设土样的初始高度为 H_0 ，受压后土样高度为 H_1 ，则 $H_1 = H_0 - \Delta H$ ， ΔH 为外压力 p 作用下土样压缩稳定后的变形量(如图2-21)。假设土粒体积 $V_s = 1$ (不变)，土

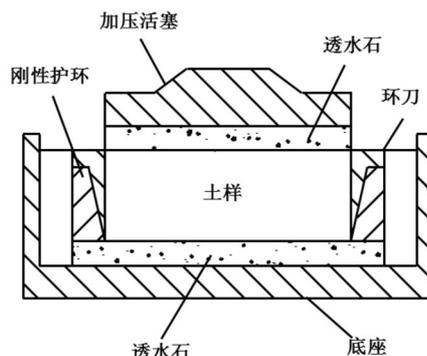


图 2-20 土的压缩仪构造示意

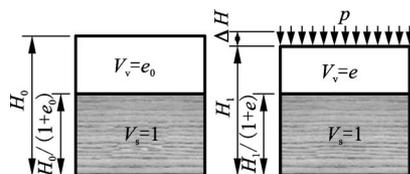


图 2-21 土样侧限压缩孔隙体积变化示意图

样孔隙体积 V_v 在受压前相应于初始孔隙比 e_0 ，在受压后相应于孔隙比 e 。

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

$$\frac{H_0}{1+e_0} = \frac{H}{1+e} = \frac{H_0 - \Delta H}{1+e} \quad (2-21)$$

因此：

$$e = e_0 - \frac{\Delta H}{H_0}(1+e_0) \quad (2-22)$$

式中： $e_0 = \frac{d_s(1+w_0)\gamma_w}{\gamma_0} - 1$ ，其中 d_s 、 w_0 、 γ_0 分别为土粒比重、土样的初始含水量和初始重度。

只要测定土样在各级压力 p 作用下的稳定压缩量 ΔH 后，就可按式(2-22)算出相应的孔隙比 e ，从而绘制 $e-p$ 关系曲线，此曲线称为土的压缩曲线(如图 2-22)。

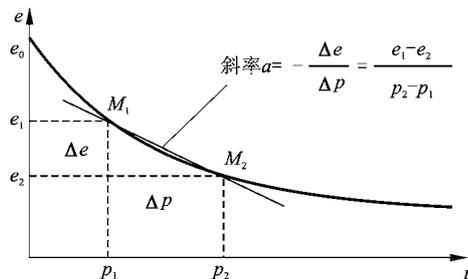


图 2-22 土样的压缩曲线

(3) 压缩系数

压缩性不同的土，其压缩曲线的形状是不一样的。曲线愈陡，说明随着压力的增加，土孔隙比的减小愈显著，因而土的压缩性愈高。如图 2-22 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 $\Delta e = e_1 - e_2$ 。因此，单位压力增量引起的孔隙比的变化可以用图中割线 M_1M_2 的斜率 a 表示，称 a 为土的压缩系数，即：

$$a = - \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \quad (2-23)$$

从图 2-22 可以看出，同一种土的压缩系数并不是常数，而是随所取压力变化范围的不同而改变的。为了便于应用和比较，工程实践中通常采用压力间隔由 $p_1 = 100$ kPa 增加到 $p_2 = 200$ kPa 时，所得的压缩系数 a_{1-2} 来评定土的压缩性。按压缩系数 a_{1-2} 的大小将地基土的压缩性分为以下三类：

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

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

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

(4) 压缩模量

根据土的压缩曲线，可以求算另一个压缩性指标——压缩模量 E_s 。压缩模量 E_s 是指土在完全侧限条件下竖向应力增量 Δp 与相应的应变增量 $\Delta \varepsilon$ 的比值，即：

$$E_s = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon} = \frac{\Delta p}{\Delta H/H_0} \quad (2-24)$$

联立式(2-21)，可得：

$$E_s = \frac{1+e_1}{a} \quad (2-25)$$

式中: e_1 ——相应于压力 p_1 时的孔隙比;

a ——相应于压力 p_1 增至 p_2 时的压缩系数。工程实践中, p_1 相当于地基土的自重应力, p_2 相当于土的自重应力与建筑物荷载在地基中产生的应力之和。

可见, 压缩模量也不是常数, 而是随着压力大小而变化。土的压缩模量 E_s 与土的压缩系数 a 成反比。

3. 土的变形模量

土的变形模量是指土在无侧限压缩条件下, 压应力与相应的压缩应变的比值, 它是通过现场载荷试验求得的压缩性指标, 能较真实地反映天然土层的变形特性。

现场载荷试验是在工程现场通过千斤顶逐级对置于地基土上的载荷板施加荷载, 观测记录地基土沉降随时间的发展以及稳定时的沉降量 s (如图 2-23)。根据承压载荷板的形式和设置深度不同, 可以将试验分成三种:

浅层平板载荷试验, 适用于浅层地基土; 深层平板载荷试验, 适用于埋深大于 3 m 和地下水位以上的地基土; 螺旋板载荷试验, 适用于深层地基或地下水位以下的地基土。试验装置一般包括三部分: 加荷装置、提供反力装置和沉降量测装置。根据提供反力装置不同分类, 载荷试验主要有地锚反力架及堆重平台反力法两类。试验方法可参见模块六第 6.2.3 小节。

将现场载荷试验的各级荷载 p 与相应的稳定沉降量 s 绘制成 $p-s$ 曲线, 如图 2-24 所示。设地基土压密阶段为弹性变形体, 由 $p-s$ 曲线, 可求地基的变形模量 E_0 :

$$E_0 = w(1 - \mu^2) \frac{p_0 b}{s_1} \times 10^{-3} \quad (2-26)$$

式中: s_1 ——相应于比例界限 p_0 对应的承压板下沉量, mm;

b ——承压板的宽度或直径, mm;

μ ——土的泊松比, 砂土可取 0.2~0.25, 黏性土可取 0.25~0.45;

w ——与承压板有关的系数, 对刚性载荷板取 $w=0.88$ (方形板), $w=0.79$ (圆形板)。

p_0 —— $p-s$ 曲线的比例界限。

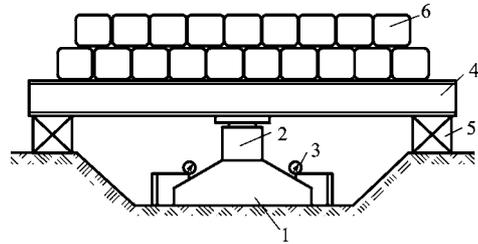
比例界限 p_0 的确定方法有以下几种:

(1) 当 $p-s$ 曲线上有较明显的直线段和拐点时, 直接取直线段的终点为比例界限压力 p_0 , 并取该比例界限压力所对应的荷载作为地基土的承载力特征值。

(2) 当 $p-s$ 曲线上无明显直线段时, 可用下述方法确定:

1) 在某一荷载下, 其沉降量超过前一级荷载下沉降量的 2 倍, 即 $\Delta s_n > 2\Delta s_{n-1}$ 时所对应的压力即为比例界限;

2) 绘制 $\lg p - \lg s$ 曲线, 曲线上的转折点所对应的压力即为比例界限;



1—承压板; 2—千斤顶; 3—百分表;
4—平台; 5—枕木; 6—堆重。

图 2-23 堆重平台反力法载荷试验装置示意

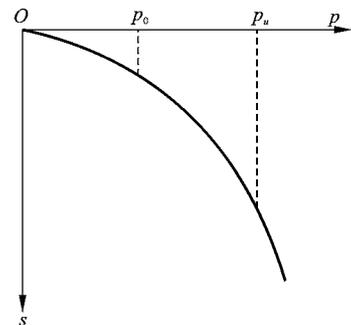


图 2-24 现场载荷试验 $p-s$ 曲线

3) 绘制 $p - \Delta s / \Delta p$ 曲线, 曲线上的转折点所对应的压力即为比例界限。

地基土的压缩模量与变形模量之间存在如下的换算关系:

$$E_0 = \beta E_s = E_s \left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \right) \quad (2-27)$$

上式给出了变形模量与压缩模量之间的理论关系, 由于 $0 \leq \mu \leq 0.5$, 所以 $0 \leq \beta \leq 1$ 。

【例题 2-5】 某工程地基钻孔取样, 进行室内压缩试验, 试样高为 $h_0 = 20$ mm。在 $p_1 = 100$ kPa 作用下测得压缩量 $s_1 = 1.1$ mm, 在 $p_2 = 200$ kPa 作用下的压缩量为 $s_2 = 0.64$ mm。土样初始孔隙比为 $e_0 = 1.4$ 。试计算压力 $p = 100 \sim 200$ kPa 范围内土的压缩系数、压缩模量, 并评价土的压缩性。

【解】 (1) $p_1 = 100$ kPa 作用下的孔隙比

$$e_1 = e_0 - \frac{s_1}{h_0} (1 + e_0) = 1.4 - \frac{1.1}{20} (1 + 1.4) = 1.27$$

(2) $p_2 = 200$ kPa 作用下的孔隙比

$$e_2 = e_0 - \frac{s_1 + s_2}{h_0} (1 + e_0) = 1.4 - \frac{1.1 + 0.64}{20} (1 + 1.4) = 1.19$$

(3) 压缩系数、压缩模量, 并评价土的压缩性

$$\text{压缩系数: } a_{1-2} = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{1.27 - 1.19}{200 - 100} = 0.8 (\text{MPa}^{-1})$$

$$\text{压缩模量: } E_{s_1-s_2} = \frac{1 + e_1}{a_{1-2}} = \frac{1 + 1.27}{0.8} = 2.84 (\text{MPa})$$

评价土的压缩性: $a_{1-2} = 0.8 (\text{MPa}^{-1}) > 0.5 (\text{MPa}^{-1})$, 属于高压缩性土。

2.2.2 地基最终沉降量计算

地基变形在其表面形成的垂直变形量称为建筑物的沉降量。在外荷载作用下地基土层被压缩达到稳定时基础底面的沉降量称为地基最终沉降量。计算地基最终沉降量的方法有多种, 目前一般采用分层总和法和《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011) 推荐的方法。

1. 分层总和法

分层总和法是指将地基沉降计算深度内的土层按土质和应力变化情况划分为若干分层, 分别计算各分层的压缩量, 然后求其总和得出地基最终沉降量。

(1) 基本假定

- 1) 一般取基底中心点下地基附加应力来计算各分层土的竖向压缩量;
- 2) 地基是均质、各向同性的半无限线性变形体, 可按弹性理论计算土中附加应力;
- 3) 在压力作用下, 地基土不产生侧向变形, 可采用侧限条件下的压缩性指标;
- 4) 只计算固结沉降, 不计瞬时沉降和次固结沉降。

(2) 计算步骤

1) 地基土分层

成层土的层面(不同土层的压缩性及重度不同)及地下水面(水面上、下土的有效重度不同)是通常的分层界面, 分层厚度一般不宜大于 $0.4b$ (b 为基底宽度)。



微课: 最终沉降量
计算—分层总和法

2) 计算各分层界面处土自重应力

土自重应力应从天然地面起算。

3) 计算各分层界面处基底中心下竖向附加应力

4) 确定地基沉降计算深度(或压缩层厚度)

一般取地基附加应力等于自重应力的 20% (即 $\sigma_z = 0.2\sigma_c$) 深度处作为沉降计算深度的限值; 若在该深度以下为高压缩性土, 则应取地基附加应力等于自重应力的 10% (即 $\sigma_z = 0.1\sigma_c$) 深度处作为沉降计算深度的限值。

5) 计算各分层土的压缩量

$$\Delta s_i = \varepsilon_i H_i = \frac{\Delta e_i}{1 + e_{1i}} H_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} H_i \quad (2-28)$$

或联立公式(2-23), 可得:

$$\Delta s_i = \frac{a_i (p_{2i} - p_{1i})}{1 + e_{1i}} H_i \quad (2-29)$$

式中: H_i ——第 i 分层土的厚度;

e_{1i} ——第 i 层土在建筑物建造前, 土的压缩曲线上第 i 分层土顶面、底面自重应力平均值 p_{1i} 对应的孔隙比, 其中 p_{1i} 可按下式计算:

$$p_{1i} = \frac{\sigma_{c(i-1)} + \sigma_{ci}}{2} \quad (2-30)$$

e_{2i} ——第 i 层土在建筑物建造后, 土的压缩曲线上第 i 分层土自重应力平均值 p_{1i} 与第 i 分层土附加应力平均值 Δp_i 之和 p_{2i} 对应的孔隙比, 其中 Δp_i 和 p_{2i} 分别按计算如下:

$$\Delta p_i = \frac{\sigma_{z(i-1)} + \sigma_{zi}}{2} \quad (2-31)$$

$$p_{2i} = p_{1i} + \Delta p_i \quad (2-32)$$

6) 叠加计算基础的平均沉降量

$$s = \sum_{i=1}^n \Delta s_i \quad (2-33)$$

式中: n 为沉降计算深度范围内的分层数。

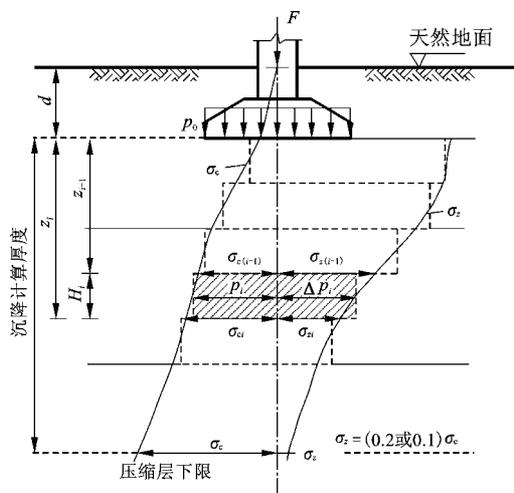


图 2-25 分层总和法计算地基最终沉降量

【例题 2-6】 墙下条形基础宽度为 2.0 m，传至地面的荷载为 100 kN/m，基础埋置深度为 1.2 m，地下水位在基底以下 0.6 m，如图 2-26 所示，地基土的室内压缩试验 $e-p$ 数据如表 2-6 所示。用分层总和法求基础中点的沉降量。

表 2-6 地基土的室内压缩试验 $e-p$ 数据

竖向压力 p/kPa		0	50	100	200	300
孔隙比 e	黏土①	0.651	0.625	0.608	0.587	0.570
	粉质黏土②	0.978	0.889	0.855	0.809	0.773

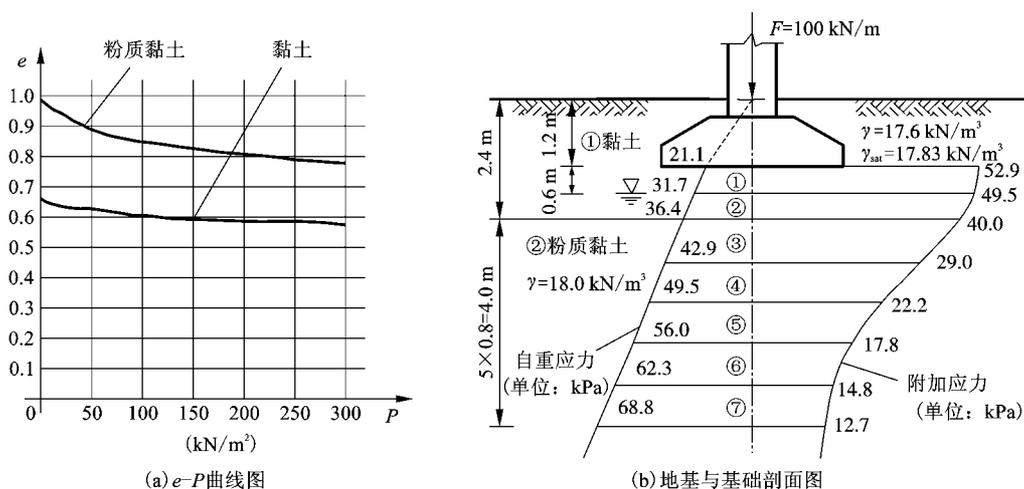


图 2-26 例题 2-6 的示意图

【解】 (1) 地基分层

考虑分层厚度不超过 $0.4b = 0.8 \text{ m}$ 以及地下水位，基底以下厚 1.2 m 的黏土层分成两层，层厚均为 0.6 m，其下粉质黏土层分层厚度均取为 0.8 m。

(2) 计算自重应力

计算分层处的自重应力，地下水位以下取有效重度进行计算。

计算各分层上下界面处自重应力的平均值，作为该分层受压前所受侧限竖向应力 p_{1i} ，各分层点的自重应力值及各分层的平均自重应力值，结果见图 2-26 及表 2-7。

(3) 计算竖向附加应力

基底平均附加应力为：

$$p_0 = \frac{100 + 20 \times 1.0 \times 1.2 \times 2.0}{2.0 \times 1.0} - 1.2 \times 17.6 = 52.9 \text{ (kPa)}$$

查条形基础竖向应力系数表 2-5，可得应力系数 K_{σ_z} 及计算各分层点的竖向附加应力，并计算各分层上、下界面处附加应力的平均值 Δp_i ，结果见图 2-26 及表 2-7。

(4) 将各分层自重应力平均值和附加应力平均值之和作为该分层受压后的总应力 p_{2i} 。

(5) 确定压缩层计算深度

一般可按 $\sigma_z/\sigma_c = 0.2$ 来确定压缩层深度，在 $z = 4.4 \text{ m}$ 处， $\sigma_z/\sigma_c = 14.8/62.5 = 0.237 > 0.2$ ，在 $z = 5.2 \text{ m}$ 处， $\sigma_z/\sigma_c = 12.7/69.0 = 0.184 < 0.2$ ，所以压缩层深度可取为基底以

下5.2 m。

(6) 计算各分层的压缩量

以第③层计算为例：

$$\Delta s_3 = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} H_i = \frac{0.901 - 0.872}{1 + 0.901} \times 800 = 11.8 (\text{mm})$$

其余各分层的压缩量列于表 2-7 中。

(7) 计算基础平均最终沉降量

$$s = \sum_{i=1}^7 s_i = 7.7 + 6.6 + 11.8 + 9.3 + 5.5 + 4.7 + 3.8 \\ = 49.4 (\text{mm})$$

表 2-7 分层总和法计算地基最终沉降

分层点	深度 z_i /m	自重 应力 σ_c /kPa	附加 应力 σ_z /kPa	层 号	层 厚 H_i /m	自重应力 平均值 (即 P_{1i}) /kPa	附加应力 平均值 (即 ΔP_i) /kPa	总应力 平均值 (即 P_{2i}) /kPa	受压前 孔隙比 e_{1i} (对应 P_{1i})	受压后 孔隙比 e_{2i} (对应 P_{2i})	分层 压缩量 Δs_i /mm
0	0	21.1	52.9	—	—	—	—	—	—	—	—
1	0.6	31.7	49.5	①	0.6	26.4	51.2	77.6	0.637	0.616	7.7
2	1.2	36.4	40.0	②	0.6	34.1	44.8	78.9	0.633	0.615	6.6
3	2.0	42.9	29.0	③	0.8	39.7	34.5	74.2	0.901	0.873	11.8
4	2.8	49.5	22.2	④	0.8	46.2	25.6	71.8	0.896	0.874	9.3
5	3.6	56.0	17.8	⑤	0.8	52.8	20.0	72.8	0.887	0.874	5.5
6	4.4	62.6	14.8	⑥	0.8	59.3	16.3	75.6	0.883	0.872	4.7
7	5.2	68.8	12.7	⑦	0.8	65.7	13.8	79.4	0.878	0.869	3.8



微课：地基最终沉降量的计算—规范法

2. 规范法

规范法，又称为应力面积法，是《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)中推荐使用的一种计算地基最终沉降量的方法。

同分层总和法相比，应力面积法主要有以下三个特点：应力面积法可以减少划分的层数，一般可以按地基土的天然层面划分，使得计算工作得以简化；地基沉降计算深度 z_n 的确定方法较分层总和法更合理；沉降计算经验系数 ψ_s 综合反映了许多因素的影响，使计算值更接近于实际。

(1) 计算公式

计算地基变形时，地基内的应力分布，可采用各向同性均质线性变形体理论。其最终变形量可按下式进行计算：

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (2-34)$$

式中： s ——地基最终变形量，mm；

- s' ——理论计算的地基变形量, 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, 无地区经验时可根据变形计算深度范围内压缩模量的当量值(\bar{E}_s)、基底附加压力按表 2-8 取值;
 n ——地基变形计算深度范围内所划分的土层数(图 2-27);
 p_0 ——相应于作用的准永久组合时基础底面处的附加压力, kPa;
 E_{si} ——基础底面下第 i 层土的压缩模量, MPa, 应取土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力段计算;
 z_i 、 z_{i-1} ——基础底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离, m;
 $\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ ——基础底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数, 可按表 2-9 采用。

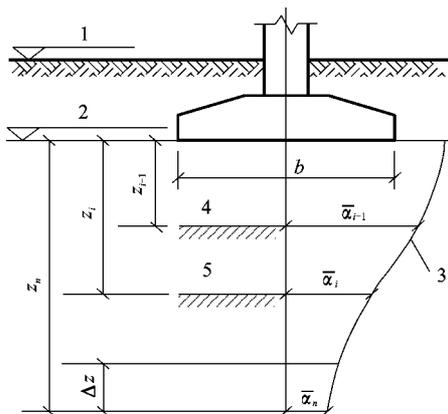
 表 2-8 沉降计算经验系数 ψ_s

\bar{E}_s/MPa	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
基底附加压力					
$p_0 \geq f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_0 \leq 0.75f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注: f_{ak} 为地基承载力特征值; \bar{E}_s 为变形计算深度范围内压缩模量的当量值, 应按下式计算:

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \quad (2-35)$$

式中: A_i ——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值, $A_i = z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}$ 。



1—天然地面标高; 2—基础标高; 3—平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ 曲线; 4— $i-1$ 层; 5— i 层。

图 2-27 基础沉降计算的分层示意

表 2-9 均布矩形荷载角点下的平均竖向附加应力系数

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	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2496	0.2497	0.2497	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498
0.4	0.2474	0.2479	0.2481	0.2483	0.2483	0.2484	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485
0.6	0.2423	0.2437	0.2444	0.2448	0.2451	0.2452	0.2454	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455
0.8	0.2346	0.2372	0.2387	0.2395	0.2400	0.2403	0.2407	0.2408	0.2409	0.2409	0.2410	0.2410	0.2410
1.0	0.2252	0.2291	0.2313	0.2326	0.2335	0.2340	0.2346	0.2349	0.2351	0.2352	0.2352	0.2353	0.2353
1.2	0.2149	0.2199	0.2229	0.2248	0.2260	0.2268	0.2278	0.2282	0.2285	0.2286	0.2287	0.2288	0.2289
1.4	0.2043	0.2102	0.2140	0.2164	0.2190	0.2191	0.2204	0.2211	0.2215	0.2217	0.2218	0.2220	0.2223
1.6	0.1939	0.2006	0.2049	0.2079	0.2099	0.3113	0.2130	0.2138	0.2143	0.2146	0.2148	0.2150	0.2152
1.8	0.1840	0.1912	0.1960	0.1994	0.2018	0.2034	0.2055	0.2066	0.2073	0.2077	0.2079	0.2082	0.2084
2.0	0.1746	0.1822	0.1875	0.1912	0.1938	0.1958	0.1982	0.1996	0.2004	0.2009	0.2012	0.2015	0.2018
2.2	0.1659	0.1737	0.1793	0.1833	0.1862	0.1883	0.1911	0.1927	0.1937	0.1943	0.1947	0.1952	0.1955
2.4	0.1578	0.1657	0.1715	0.1757	0.1789	0.1812	0.1843	0.1862	0.1873	0.1880	0.1885	0.1890	0.1895
2.6	0.1503	0.1583	0.1642	0.1686	0.1719	0.1745	0.1779	0.1799	0.1812	0.1820	0.1825	0.1832	0.1838
2.8	0.1433	0.1514	0.1574	0.1619	0.1654	0.1680	0.1717	0.1739	0.1753	0.1763	0.1769	0.1777	0.1784
3.0	0.1369	0.1449	0.1510	0.1556	0.1592	0.1619	0.1658	0.1682	0.1698	0.1708	0.1715	0.1725	0.1733
3.2	0.1310	0.1390	0.1450	0.1497	0.1533	0.1562	0.1602	0.1628	0.1645	0.1657	0.1664	0.1675	0.1685
3.4	0.1256	0.1334	0.1394	0.1441	0.1478	0.1508	0.1550	0.1577	0.1595	0.1607	0.1616	0.1628	0.1639
3.6	0.1205	0.1282	0.1342	0.1389	0.1427	0.1456	0.1500	0.1528	0.1548	0.1561	0.1570	0.1583	0.1595
3.8	0.1158	0.1234	0.1293	0.1340	0.1378	0.1408	0.1452	0.1482	0.1502	0.1516	0.1526	0.1541	0.1554
4.0	0.1114	0.1189	0.1248	0.1294	0.1332	0.1362	0.1408	0.1438	0.1459	0.1474	0.1485	0.1500	0.1516
4.2	0.1073	0.1147	0.1205	0.1251	0.1289	0.1319	0.1365	0.1396	0.1418	0.1434	0.1445	0.1462	0.1479
4.4	0.1035	0.1107	0.1164	0.1210	0.1248	0.1279	0.1325	0.1357	0.1379	0.1396	0.1407	0.1425	0.1444
4.6	0.1000	0.1070	0.1127	0.1172	0.1209	0.1240	0.1287	0.1319	0.1342	0.1359	0.1371	0.1390	0.1410
4.8	0.0967	0.1036	0.1091	0.1136	0.1173	0.1204	0.1250	0.1283	0.1307	0.1324	0.1337	0.1357	0.1379
5.2	0.0906	0.0972	0.1026	0.1070	0.1106	0.1136	0.1183	0.1217	0.1241	0.1259	0.1273	0.1295	0.1320
5.6	0.0852	0.0916	0.0968	0.1010	0.1046	0.1076	0.1122	0.1156	0.1181	0.1200	0.1215	0.1238	0.1266
6.4	0.0762	0.0820	0.0869	0.0909	0.0942	0.0971	0.1016	0.1050	0.1076	0.1096	0.1111	0.1137	0.1171
7.2	0.0688	0.0742	0.0787	0.0825	0.0857	0.0884	0.0928	0.0962	0.0987	0.1008	0.1023	0.1051	0.1090
8.0	0.0627	0.0678	0.0720	0.0755	0.0785	0.0811	0.0853	0.0886	0.0912	0.0932	0.0948	0.0976	0.1020
8.8	0.0576	0.0623	0.0663	0.0696	0.0724	0.0749	0.0790	0.0821	0.0846	0.0866	0.0882	0.0912	0.0959
9.6	0.0533	0.0577	0.0614	0.0645	0.0672	0.0696	0.0734	0.0765	0.0789	0.0809	0.0825	0.0855	0.0905
10.4	0.0496	0.0537	0.0572	0.0601	0.0627	0.0649	0.0686	0.0716	0.0739	0.0759	0.0775	0.0804	0.0857
11.2	0.0463	0.0502	0.0535	0.0563	0.0587	0.0609	0.0644	0.0672	0.0695	0.0714	0.0730	0.0759	0.0813
12.0	0.0435	0.0471	0.0502	0.0529	0.0552	0.0573	0.0606	0.0634	0.0656	0.0674	0.0690	0.0719	0.0774
12.8	0.0409	0.0444	0.0474	0.0499	0.0521	0.0541	0.0573	0.0599	0.0621	0.0639	0.0654	0.0682	0.0739
13.6	0.0387	0.0420	0.0448	0.0472	0.0493	0.0512	0.0543	0.0568	0.0589	0.0607	0.0621	0.0649	0.0707
14.4	0.0367	0.0398	0.0425	0.0448	0.0468	0.0486	0.0516	0.0540	0.0561	0.0577	0.0592	0.0619	0.0677
16.0	0.0332	0.0361	0.0385	0.0407	0.0425	0.0442	0.0469	0.0492	0.0511	0.0527	0.0540	0.0567	0.0625
18.0	0.0297	0.0323	0.0345	0.0364	0.0381	0.0396	0.0422	0.0442	0.0460	0.0475	0.0487	0.0512	0.0570
20.0	0.0269	0.0292	0.0312	0.0330	0.0345	0.0359	0.0383	0.0402	0.0418	0.0432	0.0444	0.0468	0.0524

注: l 为基础长度, m ; b 为基础宽度, m ; z 为计算点离基础底面的垂直距离, m 。

(2) 计算深度

地基变形计算深度 z_n (图 2-27), 应符合式(2-36)的规定。当计算深度下部仍有较软土层时, 应继续计算。

$$\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i \quad (2-36)$$

式中: $\Delta s'_i$ ——在计算深度范围内, 第 i 层土的计算变形值, mm;

$\Delta s'_n$ ——在由计算深度向上取厚度为 Δz 的土层计算变形值, mm, Δz 见图 2-27 并按表 2-10 确定。

 表 2-10 Δz

b/m	≤ 2	$2 < b \leq 4$	$4 < b \leq 8$	$b > 8$
$\Delta z/m$	0.3	0.6	0.8	1.0

当无相邻荷载影响, 基础宽度在 1~30 m 范围内时, 基础中点的地基变形计算深度也可按简化公式(2-37)进行计算。

$$z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) \quad (2-37)$$

式中: b ——基础宽度, m。

在计算深度范围内存在基岩时, z_n 可取至基岩表面; 当存在较厚的坚硬黏性土层, 其孔隙比小于 0.5、压缩模量大于 50 MPa, 或存在较厚的密实砂卵石层, 其压缩模量大于 80 MPa 时, z_n 可取至该层土表面。

当存在相邻荷载时, 应计算相邻荷载引起的基础变形, 其值可按应力叠加原理, 采用角点法计算。

【例题 2-7】 设基础底面尺寸为 4.8 m × 3.2 m, 埋深为 1.5 m, 传至地面的中心荷载 $F = 1800$ kN, 地基的土层分层及各层土的侧限压缩模量(相应于自重应力至自重应力附加应力段)如图 2-28 所示, 持力层的地基承载力为 $f_k = 180$ kPa, 用应力面积法(规范法)计算基础中点的最终沉降。

【解】 (1) 基底附加压力

$$p_0 = \frac{1800 \text{ kN} + 4.8 \text{ m} \times 3.2 \text{ m} \times 1.5 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3}{4.8 \text{ m} \times 3.2 \text{ m}} - 18 \text{ kN/m}^3 \times 1.5 \text{ m} = 120 \text{ kPa}$$

(2) 取计算深度为 8 m, 计算过程见表 2-11, 计算沉降量为 123.4 mm。

(3) 确定沉降计算深度 z_n

根据 $b = 3.2$ m, 查表 2-10 可得 $\Delta z = 0.6$ m。相应于往上取 Δz 厚度范围(即 7.4~8.0 m 深度范围)的土层计算沉降量为 $1.3 \text{ mm} \leq 0.025 \times 123.4 \text{ mm} = 3.08 \text{ mm}$, 满足要求, 故沉降计算深度可取为 8 m。

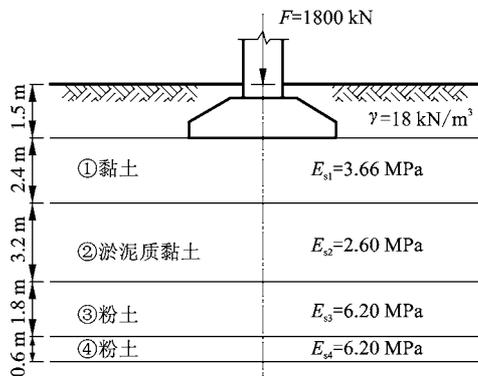


图 2-28 例题 2-7 的地基与基础剖面示意

(4) 确定修正系数 ψ_s

$$\begin{aligned}\bar{E}_s &= \frac{\sum_1^n A_i}{\sum_1^n A_i/E_{si}} \\ &= \frac{3.456}{\frac{2.024}{3.66} + \frac{1.094}{2.6} + \frac{0.271}{6.2} + \frac{0.067}{6.2}} \\ &= 3.36(\text{MPa})\end{aligned}$$

由于 $p_0 \leq 0.75f_k = 135 \text{ kPa}$, 查表 2-8 得: $\psi_s = 1.04$ 。

(5) 计算基础中点最终沉降量 s

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_1^4 \frac{P_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) = 1.04 \times 123.4 = 128.3(\text{mm})$$

表 2-11 应力面积法计算地基最终沉降

z_i /m	l/b	z_i/b	$\bar{\alpha}_i$ = $4\bar{\alpha}_{i1}$	$z_i \bar{\alpha}_i$	$z_i \bar{\alpha}_i -$ $z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}$	E_{si} /MPa	$\Delta s'_i$ /mm	$\sum \Delta s'_i$ /mm
0.0	2.4/1.6 = 1.5	0/1.6 = 0.0	4 × 0.2500 = 1.0000	0.000				
2.4	1.5	2.4/1.6 = 1.5	4 × 0.2108 = 0.8432	2.024	2.204	3.66	66.3	66.3
5.6	1.5	5.6/1.6 = 3.5	4 × 0.1392 = 0.5568	3.118	1.094	2.60	50.5	116.8
7.4	1.5	7.4/1.6 = 4.6	4 × 0.1145 = 0.4580	3.389	0.271	6.20	5.3	122.1
8.0	1.5	8.0/1.6 = 5.0	4 × 0.1080 = 0.4320	3.456	0.067	6.20	1.3 ≤ 0.025 × 123.4	123.4



微课: 建筑物沉降观测

2.2.3 建筑物的沉降观测

建筑物受地下水位升降、荷载的作用及地震等的影响, 会使其产生高程上的位移。一般说来, 在没有其他外力作用时, 多数呈下沉现象, 对它的观测称沉降观测。沉降观测在建筑物的施工、竣工验收以及竣工后的监测等过程中, 具有安全预报、科学评价及检验施工质量等作用。通过现场沉降监测数据的反馈信息, 可以及时做出较合理的技术决策和现场的应变决定。

建筑沉降观测应测定建筑及地基的沉降量、沉降差及沉降速度, 并根据需要计算基础倾斜、局部倾斜、相对弯曲及构件倾斜。目前, 关于建筑物沉降观测的主要技术标准有: 《工程测量规范》(GB 50026—2020) 和《建筑变形测量规范》(JGJ 8—2016)。沉降观测通常采取水

准测量的方法。沉降观测的高程依据是水准基点，即在水准基点高程不变的前提下，定期地测出变形点相对于水准基点的高差，并求出其高程，将不同周期的高程加以比较，即可得出变形点高程变化的大小及规律。

1. 沉降观测对象及观测精度

《建筑变形测量规范》(JGJ 8—2016)规定，下列建筑在施工和使用期间应进行变形测量：

- (1) 地基基础设计等级为甲级的建筑；
- (2) 复合地基或软弱地基上的设计等级为乙级的建筑；
- (3) 加层、扩建建筑；
- (4) 受邻近深基坑开挖施工影响或受场地地下水等环境因素变化影响的建筑；
- (5) 需要积累经验或进行设计反分析的建筑。

建筑变形测量工作开始前，应根据建筑地基基础设计的等级和要求、变形类型、测量目的、任务要求以及测区条件进行施测方案设计，确定变形测量的内容、精度级别、基准点与变形点布设方案、观测周期、仪器设备及检定要求、观测与数据处理方法、提交成果内容等，编写技术设计书或施测方案。建筑变形测量的级别、精度指标及其适用范围应符合表 2-12 的规定。

表 2-12 建筑变形测量的级别、精度指标及其适用范围

变形测量级别	沉降观测	位移观测	主要适用范围
	观测点测站高差中误差/mm	观测点坐标中误差/mm	
特级	± 0.05	± 0.3	特高精度要求的特种精密工程的变形测量
一级	± 0.15	± 1.0	地基基础设计为甲级的建筑的变形测量；重要的古建筑和特大型市政桥梁等变形测量等
二级	± 0.5	± 3.0	地基基础设计为甲、乙级的建筑的变形测量；场地滑坡测量；重要管线的变形测量；地下工程施工及运营中变形测量；大型市政桥梁变形测量等
三级	± 1.5	± 10.0	地基基础设计为乙、丙级的建筑的变形测量；地表、道路及一般管线的变形测量；中小型市政桥梁变形测量等

注：①观测点测站高差中误差，系指水准测量的测站高差中误差或静力水准测量、电磁波测距三角高程测量中相邻观测点相应测段间等价的相对高差中误差；②观测点坐标中误差，系指观测点相对测站点（如工作基点）的坐标中误差、坐标差中误差以及等价的观测点相对基准线的偏差值中误差、建筑或构件相对底部固定点的水平位移分量中误差；③观测点点位中误差为观测点坐标中误差 $\sqrt{2}$ 倍；④本规范以中误差作为衡量精度的标准，并以两倍中误差作为极限误差。

2. 水准基点布设

直接用来测定沉降观测点的参考点称为工作基点，工作基点可埋设在变形建筑附近、便于引测和观测沉降观测点的地方。用来定期检查工作基点的稳定的参考点称为基准点，基

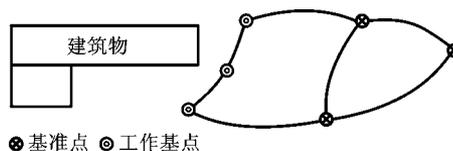


图 2-29 基准点和工作基点布置示意

准点应埋设在变形区域以外、地质条件良好的地方，且无论变形区域的大小，基准点不宜少于三个。基准点和工作基点应连成水准路线，构成沉降观测的高程控制网，如图 2-29 所示。

(1) 基准点的布设

基准点是沉降观测的基准。因此，基准点的布设应满足以下要求：

1) 要有足够的稳定性：基准点必须设置在沉降影响范围以外，冰冻地区基准点应埋设在冰冻线以下 0.5 m；

2) 要具备检核条件：为了保证基准点高程的正确性，基准点最少应布设三个，以便相互检核。

3) 要满足一定的观测精度：基准点和观测及基点之间的距离应适中，相距太远会影响观测精度，一般应在 100 m 范围内。

3. 沉降观测点布设

布设在建筑上部结构的敏感位置上、能反映其沉降变形特征的测量点，称为沉降观测点。沉降观测点的布设应能全面反映建筑及地基变形特征，并顾及地质情况及建筑结构特点。点位宜选设在下列位置：

1) 建筑的四角、核心筒四角、大转角处及沿外墙每 10~20 m 处或每隔 2~3 根柱基上；
2) 高低层建筑、新旧建筑、纵横墙等交接处的两侧；
3) 建筑裂缝、后浇带和沉降缝两侧、基础埋深相差悬殊处、人工地基与天然地基接壤处、不同结构的分界处及填挖方分界处；

4) 对于宽度大于等于 15 m 或小于 15 m 而地质复杂以及膨胀土地区的建筑，应在承重内隔墙中部设内墙点，并在室内地面中心及四周设地面点；

5) 邻近堆置重物处、受振动有显著影响的部位及基础下的暗浜(沟)处；

6) 框架结构建筑的每个或部分柱基上或沿纵横轴线上；

7) 筏形基础、箱形基础底板或接近基础的结构部分之四角处及其中部位置，重型设备基础和动力设备基础的四角、基础形式或埋深改变处以及地质条件变化处两侧，对于电视塔、烟囱、水塔、油罐、炼油塔、高炉等高耸建筑，应设在沿周边与基础轴线相交的对称位置上，点数不少于 4 个。

沉降观测的标志可根据不同的建筑结构类型和建筑材料，采用墙(柱)标志、基础标志和隐蔽式标志等形式，并符合下列规定：

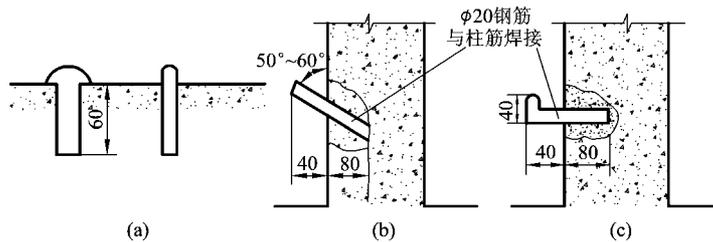


图 2-30 几种沉降观测标志示意

1) 各类标志的立尺部位应加工成半球形或有明显的突出点，并涂上防腐剂；

2) 标志的埋设位置应避开雨水管、窗台线、散热器、暖水管、电气开关等有碍设标与观

测的障碍物，并应视立尺需要离开墙(柱)面和地面一定距离。

3) 当应用静力水准测量方法进行沉降观测时，观测标志的形式及其埋设，应根据采用的静力水准仪的型号、结构、读数方式以及现场条件确定。标志的规格尺寸设计，应符合仪器安置的要求。

4. 沉降观测

(1) 观测周期和观测时间

沉降观测的周期和观测时间应按下列要求并结合实际情况确定。

1) 建筑施工阶段的观测

普通建筑可在基础完工后或地下室砌完后开始观测，大型、高层建筑可在基础垫层或基础底部完成后开始观测。

观测次数与间隔时间应视地基与加荷情况而定。民用高层建筑可每加高 1~5 层观测一次，工业建筑可按回填基坑、安装柱子和屋架、砌筑墙体、设备安装等不同施工阶段分别进行观测。若建筑施工均匀增高，应至少在增加荷载的 25%、50%、75% 和 100% 时各测一次。

施工过程中若暂停工，在停工时及重新开工时应各观测一次。停工期间可每隔 2~3 个月观测一次。

2) 建筑使用阶段

建筑使用阶段的观测次数，应视地基土类型和沉降速率大小而定。除有特殊要求外，可在第一年观测 3~4 次，第二年观测 2~3 次，第三年后每年观测 1 次，直至稳定为止。

3) 观测过程的特殊情况处理

在观测过程中，若有基础附近地面荷载突然增减、基础四周大量积水、长时间连续降雨等情况，均应及时增加观测次数。当建筑突然发生大量沉降、不均匀沉降或严重裂缝时，应立即进行逐日或 2~3 d 一次的连续观测。

4) 建筑沉降稳定阶段判断

建筑沉降是否进入稳定阶段，应由沉降量与时间关系曲线判定。当最后 100 d 的沉降速率小于 0.01~0.04 mm/d 时可认为已进入稳定阶段。具体取值宜根据各地区地基土的压缩性能确定。

(2) 观测方法

观测时先后视水准基点，接着依次前视各沉降观测点，最后再次后视该水准基点，两次后视读数之差不应超过 ± 1 mm。沉降观测的水准路线(从一个水准基点到另一个水准基点)应为闭合水准路线。

沉降观测的作业方法和技术要求应符合下列规定：

1) 对特级、一级沉降观测，应按《建筑变形测量规范》(JGJ 8—2016)第 4.4 节的规定执行，限于篇幅不陈述；

2) 对二级、三级沉降观测，除建筑转角点、交接点、分界点等主要变形特征点外，允许使用间视法进行观测，但视线长度不得大于相应等级规定的长度；

3) 观测时，仪器应避免安置在有空压机、搅拌机、卷扬机、起重机等振动影响的范围内；

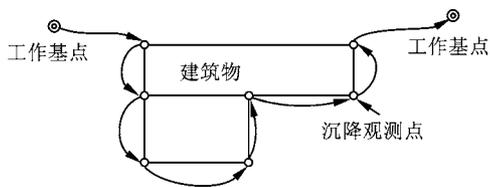


图 2-31 沉降观测方法示意

4) 每次观测应记载施工进度、荷载量变动、建筑倾斜裂缝等各种影响沉降变化和异常的情况。

沉降观测是一项长期、连续的工作，为了保证观测成果的正确性，应尽可能做到“四定”：固定观测人员、使用固定的水准仪和水准尺、使用固定的水准基点及按固定的实测路线和测站进行。

5. 沉降观测的成果整理

每周期观测后，应及时对观测资料进行整理，计算观测点的沉降量、沉降差以及本周期平均沉降量、沉降速率和累计沉降量。沉降观测应提交下列图表：工程平面位置图及基准点分布图、沉降观测点位分布图、沉降观测成果表、时间－荷载－沉降量曲线图及等沉降曲线图。

(1) 整理原始记录

每次观测结束后应检查记录的数据和计算是否正确，精度是否合格，然后调整高差闭合差，推算出各沉降观测点的高程，并填入“沉降观测成果表”中(表 2-13)。

(2) 计算沉降量

按(2-38)计算各沉降观测点的本次沉降量：

$$\text{沉降观测点的本次沉降量} = \text{本次观测所得的高程} - \text{上次观测所得的高程} \quad (2-38)$$

按(2-39)计算累积沉降量：

$$\text{累积沉降量} = \text{本次沉降量} + \text{上次累积沉降量} \quad (2-39)$$

将各沉降观测点的本次沉降量、累积沉降量和观测日期、荷载等情况填入“沉降观测成果表”中。

表 2-13 沉降观测成果样表

工程名称：某大学教学楼

记录：

计算：

观测次数	观测时间	各观测点的沉降情况							施工进度情况	荷载情况 /(t·m ⁻²)
		1			2			3...		
		高程 /m	本次下沉 /mm	累积下沉 /mm	高程 /m	本次下沉 /mm	累积下沉 /mm	...		
1	2017. 03. 10	40. 354	0	0	40. 373	0	0	...	上一层楼板	
2	04. 22	40. 350	-4	-4	40. 368	-5	-5	...	上三层楼板	45
3	05. 17	40. 345	-5	-9	40. 365	-3	-8	...	上五层楼板	65
4	06. 12	40. 341	-4	-13	40. 361	-4	-12	...	上七层楼板	75
5	07. 06	40. 338	-3	-16	40. 357	-4	-16	...	上九层楼板	85
6	08. 31	40. 334	-4	-20	40. 352	-5	-21	...	主体完	115
7	10. 30	40. 331	-3	-23	40. 348	-4	-25	...	竣工	
8	12. 06	40. 329	-2	-25	40. 347	-1	-26	...	使用	
9	2018. 03. 16	40. 327	-2	-27	40. 346	-1	-27	...		
10	05. 10	40. 326	-1	-28	40. 344	-2	-29	...		
11	08. 12	40. 325	-1	-29	40. 343	-1	-30	...		
12	12. 20	40. 325	0	-29	40. 343	0	-30	...		

注：此栏应说明点位草图、水准点号码及高程、其他。

(3) 绘制沉降曲线

为了更清楚地表示沉降、荷重、时间三者的关系，还要画出各观测点的时间 - 荷载 - 沉降量曲线图及等沉降曲线图。

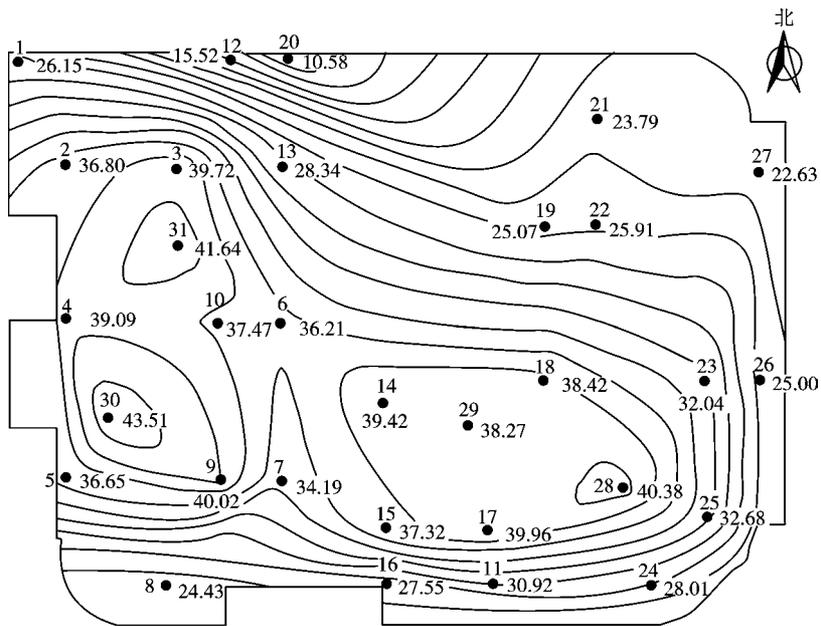


图 2-32 某建筑等沉降曲线图

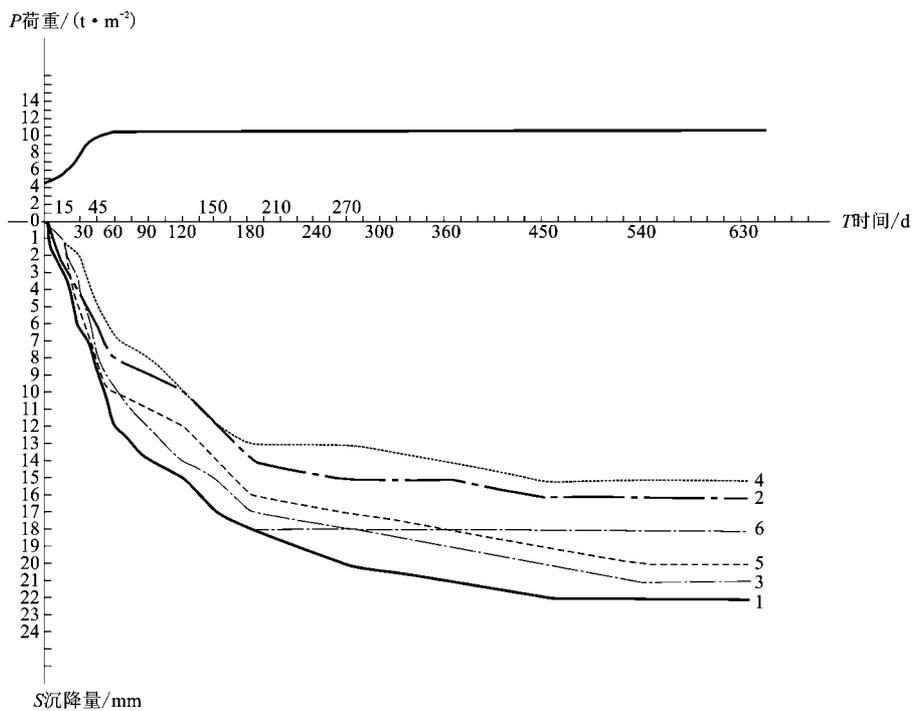


图 2-33 某建筑物时间 - 荷载 - 沉降量曲线图

6. 地基变形允许值

建筑物的地基变形计算值，不应大于地基变形允许值。地基变形特征可分为沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜。在计算地基变形时，应符合下列规定：①由于建筑地基不均匀、荷载差异很大、体型复杂等因素引起的地基变形，对于砌体承重结构应由局部倾斜值控制；对于框架结构和单层排架结构应由相邻柱基的沉降差控制；对于多层或高层建筑和高耸结构应由倾斜值控制；必要时应控制平均沉降量。②在必要情况下，需要分别预估建筑物在施工期间和使用期间的地基变形值，以便预留建筑物有关部分之间的净空，选择连接方法和施工顺序。

建筑物的地基变形允许值应按表 2-14 规定采用。对表中未包括的建筑物，其地基变形允许值应根据上部结构对地基变形的适应能力和使用上的要求确定。

表 2-14 建筑物的地基变形允许值

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	框架结构	0.002 <i>l</i>	0.003 <i>l</i>
	砌体墙填充的边排柱	0.0007 <i>l</i>	0.001 <i>l</i>
	当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	0.005 <i>l</i>	0.005 <i>l</i>
单层排架结构(柱距为 6 m)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	
多层和高层建筑的整体倾斜	$H_g \leq 24$	0.004	
	$24 < H_g \leq 60$	0.003	
	$60 < H_g \leq 100$	0.0025	
	$H_g > 100$	0.002	
体型简单的高层建筑基础的平均沉降量/mm		200	
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	$H_g \leq 100$	400	
	$100 < H_g \leq 200$	300	
	$200 < H_g \leq 250$	200	

注：①本表数值为建筑物地基实际最终变形允许值；②有括号者仅适用于中压缩性土；③*l* 为相邻柱基的中心距离，mm； H_g 为自室外地面起算的建筑物高度，m；④倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值；⑤局部倾斜指砌体承重结构沿纵向 6~10 m 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

2.3 实训项目：土的压缩(固结)试验

土的压缩是土体在荷重作用下产生变形的过程。压缩试验的目的是测定试样在侧限与轴向排水条件下的变形和压力或孔隙比和压力的关系曲线。并根据孔隙比和压力关系曲线($e - P$ 曲线)计算出压缩系数和压缩模量等土的压缩性指标,以使判断土的压缩性和计算基础沉降时用。此外由饱和黏性土的压缩试验也可得到在某一压力下变形与时间的关系曲线,从而估算土的固结系数和渗透系数。

压缩试验通常只用于黏性土,由于砂土的压缩性较小,且压缩过程需要也很短,故一般不在实验室里进行砂土的压缩试验。

压缩试验可根据工程要求用原状土或制备成所需要状态的扰动土。可采用常速法或快速法。本试验主要采用非饱和的扰动土样、并按常速法步骤进行,但为了能在实验课的规定时间内完成试验,所以要适当缩短加荷间隔(具体时间间隔由教师决定)。

A 实验要求

(1) 实验室提供土样一块,要求学生在侧限压缩仪中测定土的压缩性,绘制该土的压缩曲线($e - p$ 曲线)。

(2) 求出 α_{1-2} 和 E_{s1-2} , 并判断该土样的压缩性。

(3) 仔细观察土变形与时间关系这一重要特征。(可以绘制出每一级荷载作用下的 $S - t$ 曲线)

B 实验方法

黏性土的压缩试验。

(一) 仪器设备

1. 小型固结仪(图 2-34);
2. 百分表: 量程 10 mm, 精度 0.01 mm;
3. 容重试验和含水量试验所需要的仪器设备;
4. 秒表和仪器变形量校正表等。

(二) 试验步骤

1. 由实验室提供制备好的扰动土样一个。
2. 从压缩仪容器中取出环刀,按容重试验方法切取试样,并取土留作测含水量。如系原状土样、切土的方向应与天然地层中的上下方向一致。称环刀和试样合重,扣除环刀重后即得湿试样重(g)并计算出土的容重 ρ_0 。

3. 用切取试样时修下的土测定含水量(w_0),平行作两次试验,取算术平均值;

4. 在压缩仪容器底座内,放置一块略大于环刀的洁净而湿润的透水石,将切取的试样连同环刀一起(注意:



压缩固结试验(视频)

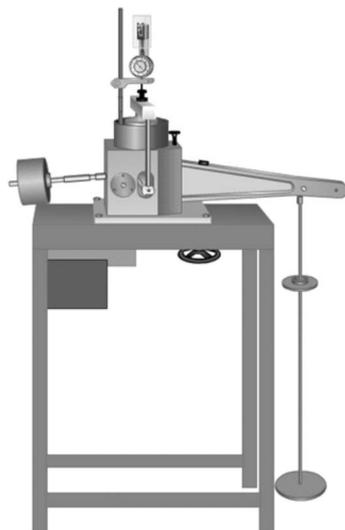


图 2-34 固结仪

刀口向下)放在透水石上,再在试样上按图依次放上护环以及与试样面积相同的洁净而湿润的透水石、传压活塞和钢珠。安装好后待用。

5. 检查加压设备是否灵活。然后平衡加压部分(此项工作由实验室代做)。

6. 将安装好的压缩仪容器放在框架内横梁下,使横梁与球柱接触后,插入活塞杆,再装上百分表使其接触活塞杆顶面,并调节其伸长距离不小于8 mm(注意检查百分表是否灵活和垂直,百分表外圈读数归零)。读百分表读数(为初读数 R)后即可进行试验。

7. 轻轻施加第一级荷载0.05 MPa,并开动秒表,开始计时;

8. 可按下列时间测记读数:0.25、1、2、10、20、60、120、23小时直至试样沉降稳定为止。稳定的标准为百分表读数每小时变化不超过0.01 mm。因时间关系可按教师指定的时间读数。读数精确到0.01 mm;

9. 记下稳定读数后,用同样的方法施加第二、三、四、五级荷载(分别为0.1 MPa、0.2 MPa、0.3 MPa、0.4 MPa),记录各级压力下试样变形稳定的百分表读数(R_1 、 R_2 、 R_3 、 R_4 、 R_5);

10. 试验结束后,必须先卸除百分表,然后卸掉砝码,升起加压框,移出压缩仪容器,取出试样等各部件。最后擦洗干净仪器设备。

(三) 成果整理

1. 按下式计算试验前孔隙比 e

$$e_0 = d_s (1 + w_0) \frac{\rho_w}{\rho_0} - 1$$

式中: d_s ——土粒比重;

ρ_w ——水的密度,一般取值1 g/cm³;

w_0 ——试验开始时试样的含水量%;

ρ_0 ——试验开始时试样的密度, g/cm³。

2. 计算试样在任一级压力 P 作用下变形稳定后的试样总变形量, S_i

$$S_i = R_i - S_{ie}$$

式中: R_i ——试样在任一级压力 P_i 作用下变形稳定后的试样总变形量(mm);

S_{ie} ——各级荷载下仪器变形量(mm)。

3. 按下式计算各级压力下试样变形稳定时的孔隙比 e_i

$$e_i = e_0 - \frac{s_i}{h_0} (1 + e_0)$$

式中: s_i ——试样在任一级压力 P 作用下变形稳定后的试样总变形量;

e_0 ——试样在试验前的孔隙比;

h_0 ——试样在试验前的初始高度。

4. 以 P 为横坐标, e 为纵坐标, 绘制压缩曲线($e-p$ 曲线)

5. 计算压缩系数 α_{1-2}

$$\alpha_{1-2} = (e_1 - e_2) / (P_2 - P_1)$$

(四) 有关问题说明:

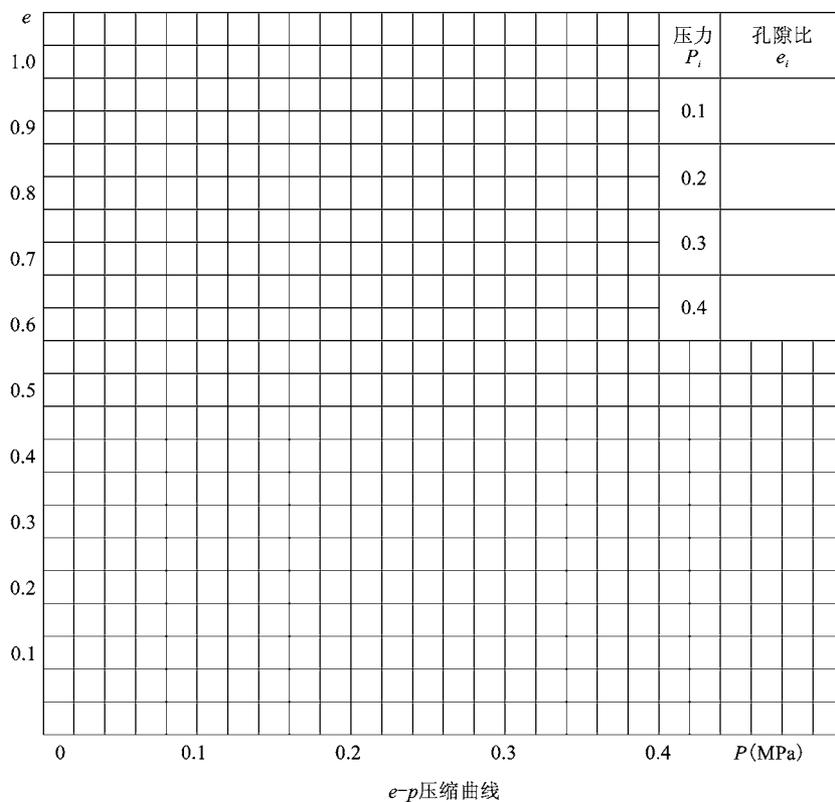
1. 试样的土粒比重、含水量、密度由实验室测定后提供。

2. 试验前练习百分表的读数方法,防止读数错误而无法获得试验结果。

3. 每组做一个试样,每人独立完成试验报告,不得抄袭,可以相互校核。

(五) 试验记录:

含水量 $w/\%$	试验前	试验后	试样面积 A/mm^2	
密度 $\rho/(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$			试样起始高度 h_0/mm	
土粒比重 d_s			试样起始孔隙比 e_0	
垂直荷载/MPa	0.1	0.2	0.3	0.4
初读数/百分表				
1'				
2'				
8'				
10'				
总变形量/mm				
仪器变形量/mm				
试样总变形量/mm				
试样孔隙比 e_i				
1~2级压力范围内的压缩系数 α_{1-2}				



模块小结

本模块主要介绍了地基土应力和沉降等方面的内容。通过本模块的学习，应掌握地基土应力与沉降计算及建筑物沉降观测的基本知识，能进行地基土自重应力、基底压力和地基附加应力的计算，能运用分层总和法及“规范法”计算一般地基的最终沉降量，并学会利用室内压缩试验和现场试验测定土的压缩指标，学会建筑施工现场沉降观测的基本操作方法。



思考题答案

思考题

1. 说明基底压力、基底附加压力、地基附加应力的含义及它们之间的关系。
2. 说明集中荷载作用下地基中附加应力的分布规律。
3. 地下水位的升、降对土自重应力有何影响？
4. 用所学知识解释抽吸地下水引起地面沉降的原因。
5. 什么是“角点法”？如何应用它计算地基中任意点的附加应力？
6. 土的压缩系数的含义是什么？为什么可以说土的压缩变形实际上是土的孔隙体积的减小？
7. 何谓土压缩模量和变形模量？它们的关系是什么？
8. 计算地基最终沉降量的分层总和法与规范法的主要区别有哪些？两者的实用性如何？
9. 建筑物沉降观测的水准基点和沉降观测点如何布设？



习题答案

习题

1. 某地基土层物理力学性质指标如图 2-35，试计算下述两种情况下土的自重应力。(a) 没有地下水；(b) 地下水在天然地面下 1 m 位置。

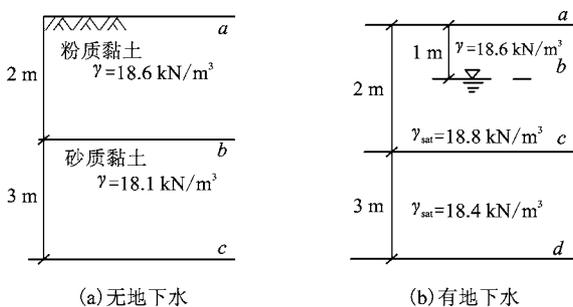


图 2-35 习题 1 附图

2. 某条形基础(见图 2-36)，宽度为 3 m，求中点下 0.75 m、1.5 m、3.0 m、6.0 m 以及深 0.75 m 处水平线上 A、B、O、B'、A' 点的竖向附加应力 σ_z (均要求列表计算)，并绘出两个方向的竖向附加应力分布图。
3. 已知某均布受荷面积如图 2-37 所示，求地基下深度 10 m 处 A 点与 O 点的竖向附加

应力比值。(用符号表示)

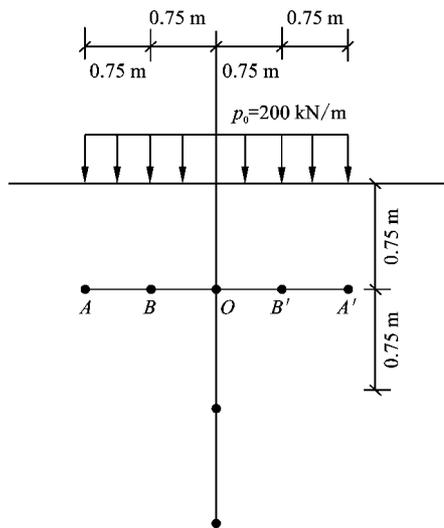


图 2-36 习题 2 附图

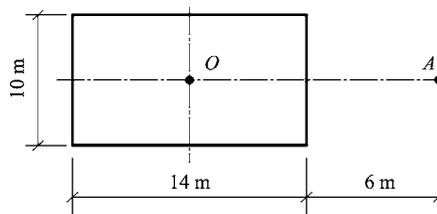


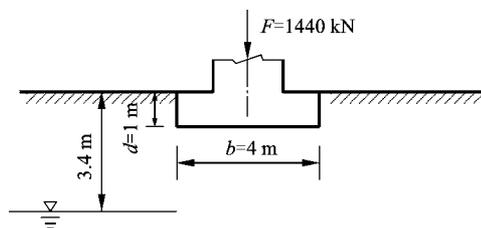
图 2-37 习题 3 附图

4. 已知原状土样高 $h = 2 \text{ cm}$ ，截面积 $A = 30 \text{ cm}^2$ ，重度 $\gamma = 19.1 \text{ kN/m}^3$ ，颗粒比重 $d_s = 2.72$ ，含水量 $w = 25\%$ ，进行压缩试验，试验结果见表 2-16。试绘制压缩曲线，并求土的压缩系数 a_{1-2} 、压缩模量值，判断其压缩性。

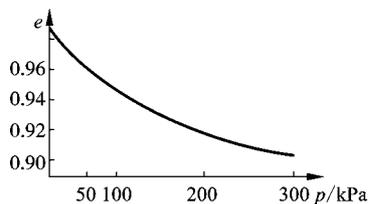
表 2-16 习题 4 附表

压力 p/kPa	0	50	100	200	400
稳定时的压缩量 $\Delta h/\text{mm}$	0	0.480	0.808	1.232	1.735

5. 某厂房柱下单独方形基础，已知基础底面积尺寸为 $4 \text{ m} \times 4 \text{ m}$ ，埋深 $d = 1.0 \text{ m}$ ，地基为粉质黏土，地下水位距天然地面 3.4 m 。上部荷重传至基础顶面 $F = 1440 \text{ kN}$ ，土的天然重度 $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$ ，饱和重度 $\gamma_{\text{sat}} = 17.2 \text{ kN/m}^3$ ，有关计算资料如图 2-38。试分别用分层总和法和规范法计算基础最终沉降(已知 $f_{\text{ak}} = 94 \text{ kPa}$)设 $Z_n = 8.8 \text{ m}$



(a) 地基与基础剖面



(b) 压缩曲线

图 2-38 习题 5 附图

6. 某基础底面尺寸 $l=3\text{ m}$, $b=2\text{ m}$, 基础顶面作用轴心力 $F_k=550\text{ kN}$, 弯矩 $M_k=250\text{ kN}\cdot\text{m}$, 基础埋深 $d=1.0\text{ m}$, 试计算基底压力并绘出分布图。

7. 某轴心受压基础底面尺寸 $l=b=2\text{ m}$, 基础顶面作用 $F_k=400\text{ kN}$, 基础埋深 $d=1.2\text{ m}$ 。已知地质剖面第一层为杂填土, 厚 0.8 m , $\gamma_1=16.8\text{ kN/m}^3$; 以下为黏土, $\gamma_2=18.5\text{ kN/m}^3$ 。试计算基底压力和基底附加应力。



自测题答案

自测题

2.1 地基土的应力计算

2.1.1 土体自重应力计算

一、填空题

1. 地基中的应力一般包括由土体自重引起的和由建筑物引起的_____。
2. 地基中侧向自重应力 σ_{cx} 、 σ_{cy} 和竖向自重应力 σ_{cz} 的关系表达式为: _____。
3. 粒间应力又称为_____。
4. 在计算竖向有效自重应力时, 地下水位以下的土层, 一般情况下以_____代替天然重度。
5. 地下水位升降会引起土中自重应力的变化, 地下水位升高则引起土体中的有效自重应力_____, 地下水位下降引起土体中的有效自重应力_____。

二、选择题

1. 由建筑物荷载或其它外载在地基内产生的应力称为()。
A. 自重应力 B. 附加应力 C. 基底压力 D. 基底附加压力
2. 自重应力在均质土中呈()分布。
A. 折线分布 B. 曲线分布 C. 直线分布 D. 均匀分布
3. 自重应力在层状分布的土中呈()分布。
A. 折线分布 B. 曲线分布 C. 直线分布 D. 均匀分布
4. 地基中, 地下水位的下降, 会引起地基中的自重应力()。
A. 增大 B. 减小
C. 不变 D. 可能增大, 也可能减小
5. 下面有关自重应力的描述不正确的是:()
A. 在求地下水位以下的自重应力时, 应取其有效重度计算
B. 自重应力随深度的增加而增大
C. 地下水位以下的同一土的自重应力按直线变化, 或按折线变化
D. 土的自重应力分布曲线是一条折线, 拐点在土层交界处和地下水位处

6. 某场地自上而下的土层分布为：第一层粉土，厚 3 m，重度 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ；第二层黏土，厚 5 m，重度 $\gamma = 18.4 \text{ kN/m}^3$ ，饱和重度 $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$ ，地下水位距地表 5 m，试求地表下 6 m 处土的竖向自重应力。()

- A. 99.8 kPa B. 109.8 kPa C. 111 kPa D. 109.2 kPa

三、判断题

- 除了新近沉积或堆积的土层外，自重应力会引起地基的变形。
- 导致地基变形的主要原因是附加应力。
- 自重应力是由土体自身的有效重量产生的应力，分竖向自重应力和水平自重应力。
- 对于均质地基土中，竖向自重应力沿水平面均匀分布，且与深度 Z 成反比。
- 地下水位的升降不会引起土中自重应力的变化。

2.1.2 基底压力计算

一、填空题

- 绝对柔性基础的抗弯刚度 EI 值为_____。
- 建筑荷载在基础底面上产生的压应力，即基础底面与地基接触面上的压应力称为_____。
- 在中心荷载作用下，基底压力近似呈_____分布；在单向偏心荷载作用下，当偏心距 $e < l/6$ 时，基底压力呈_____分布；当 $e = l/6$ 时，基底压力呈_____分布。
- 基础及回填土的平均重度值一般取_____ kN/m^3 ，在地下水以下部位一般取_____ kN/m^3 。
- 基础和其上回填土重的计算公式 $G_k =$ _____。
- 计算条形基础的基底压力时，在基础的长边方向通常取 $L =$ _____ 计算。
- 在设计偏心受压基础时，一般令偏心距 e 不大于_____。
- 基础底面抵抗矩 $W = bl^2/6$ ，其中 b 、 l 分别表示基础底板_____、_____ 的尺寸。

二、选择题

- 下列哪项不是影响基底压力分布规律的因素？()
 - 地基与基础的相对刚度
 - 作用于基础上荷载的大小和分布情况
 - 基础的埋置深度
 - 基础的形状
- 当基础受竖向中心荷载作用时，基底压力的计算公式是：()
 - $q = \frac{F_k + G_k}{A}$
 - $q = \frac{F_k}{A}$
 - $q = \frac{G_k}{A}$
 - $q = \frac{F_k + G_k}{A} - \gamma_0 d$
- 对于荷载沿长度方向均匀分布的条形基础，其基底面积 A 为()
 - $A = lb$
 - $A = l$
 - $A = b$
 - $A = b^2$
- 某柱下方形基础边长 2 m，埋深 $d = 1.5 \text{ m}$ ，柱传给基础的竖向力 $F_k = 800 \text{ kN}$ ，地下水位在地表下 0.5 m 处，则基底压力 P_k 为()。

- A. 220 kPa B. 215 kPa C. 210 kPa D. 205 kPa

5. 在偏心荷载作用下, 进行基底压力简化计算, 当偏心距 $e < \frac{l}{6}$ 时, 则基底压力呈()。

- A. 均匀分布 B. 梯形分布
C. 三角形分布 D. 应力重分布的三角形

6. 有两个不同的基础, 其基础总压力相同, 问在同一深度处, 哪一个基础产生的附加应力大? ()

- A. 宽度小的基础产生的附加应力大 B. 宽度小的基础产生的附加应力小
C. 宽度大的基础产生的附加应力大 D. 两个基础产生的附加应力相等

7. 在单向偏心荷载作用下, 矩形基础最大和最小基底压力计算公式为, $p = \frac{F_k + G_k}{A} \pm \frac{M_k}{W} = \frac{F_k + G_k}{A} (1 \pm \frac{6e}{L})$, 式中的 L 是指()。

- A. 偏心方向矩形基础边长 B. 无偏心方向矩形基础边长
C. 基础长边边长 D. 基础短边边长

三、判断题

1. 基础及其回填土的平均重度一般取 25 kN/m^3 。
2. 轴心荷载作用下, 基底压力呈矩形分布。
3. 偏心荷载作用下, 基底压力是呈三角形分布的。
4. 基地压力和地基反力是一对作用力和反作用力。
5. 计算中心荷载作用下基底压应力时基础埋深是室外地面到基底的距离。

2.1.3 地基附加应力计算

一、填空题

1. 地基中附加应力是在地基中引起的_____应力。
2. 矩形分布荷载作用下地基附加应力常用_____法求解。
3. 基底附加压力计算式为 $p_0 = \frac{F + G}{A} - \gamma_0 d$, 式中 γ_0 为基础底面标高以上天然土层的_____。

二、选择题

1. 基底附加压力计算式为 $p_0 = \frac{F + G}{A} - \gamma_0 d$, 式中 d 表示()
A. 室外基底埋深 B. 室内基底埋深
C. 天然地面下的基底埋深 D. 室内外埋深平均值
2. 矩形均布荷载中心点下土中附加应力为()。
A. $\sigma_z = 2K_c p_0$ B. $\sigma_z = 3K_c p_0$ C. $\sigma_z = 4K_c p_0$ D. $\sigma_z = 5K_c p_0$
3. 条形分布荷载下土中应力状计算属于平面应力问题, 对路堤、堤坝以及长宽比 l/b ()的条形基础均可视作平面应力问题进行处理。

- A. ≥ 10 B. ≤ 10 C. ≥ 8 D. ≤ 8

4. 利用角点法及角点下的附加应力系数表仅可求得()。

- A. 基础投影范围内地基中的附加应力 B. 基础投影范围外地基中的附加应力
C. 基础中任意点的附加应力 D. 基础中心点下地基中的附加应力

三、判断题

- 地基附加应力就是地基土自重引起的应力。
- 一般情况下,建筑物建造前天然土层在自重作用下的变形早已结束。因此,只有基底附加压力才能引起地基的附加应力和变形。
- 基底附加压力是建筑物建造后基底处新增加的应力
- 土的附加应力随土层加深其值逐渐变小,到下限土层时可以忽略不计。
- 集中荷载作用下土中任意点的应力常用角点法来计算。
- 相邻荷载距离过近相互之间压力扩散叠加使附加压力增加并重新分布,从而引起相邻建筑产生附加沉降。

2.2 地基沉降计算与建筑物沉降观测

2.2.1 地基土的压缩与固结

一、填空题

- 工程土的压缩变形主要是由于孔隙中的 _____ 和 _____ 被挤出,致使土孔隙减小。
- 土的压缩系数 a_{1-2} _____ 时,为低压缩性土; a_{1-2} _____ 时,为高压缩性土。
- 土的压缩随时间增长的过程称为土的 _____。
- 良好的地基应具有较高的承载力和较低的 _____。
- 压缩曲线的坡度越陡,说明随着压力的增加,土的孔隙比的减小愈 _____,因而土的压缩性愈 _____。反之,压缩曲线的坡度越缓,说明随着压力的增加,土孔隙比的减小愈 _____,因而土的压缩性愈 _____。
- 土体在侧限条件下孔隙比减少量与竖向压应力增量的比值,称为 _____。
- 土在侧限条件下竖向压应力与竖向总应变的比值,称为 _____。
- 土在无侧限条件下竖向压应力与竖向总应变的比值,称为 _____。

二、选择题

- 下列说法正确的是()

A. 压缩系数越大,土的压缩性越高 B. 压缩指数越大,土的压缩性越低
C. 压缩模量越大,土的压缩性越高 D. 上述说法都不对
- 下列说法正确的是()

A. 土体的压缩是由于土体中孔隙体积减小
B. 土体的压缩是由于土体中土颗粒体积减小
C. 土体的压缩是由于土体中水和气体体积减小

- D. 土体的压缩是由于动水压力的作用
3. 室内测定土的压缩性指标的试验为()
- A. 剪切试验 B. 侧限压缩试验 C. 无侧限压缩试验 D. 静载试验
4. 下列哪项不是土的压缩性指标()
- A. 压缩系数 B. 压缩模量 C. 变形模量 D. 弹性模量
5. 某工程取原状土进行压缩试验,试验结果如下表所示。此试样的压缩系数 a_{1-2} 为()

压应力/kPa	50	100	200	300
孔隙比 e	0.965	0.952	0.936	0.925

- A. 0.14 MPa^{-1} B. 0.21 MPa^{-1} C. 0.16 MPa^{-1} D. 0.18 MPa^{-1}
6. 在土的压缩性指标中, ()。
- A. 压缩系数 a 与压缩模量 E_s 成正比 B. 压缩系数 a 与压缩模量 E_s 成反比
- C. 压缩系数越大,土的压缩性越低 D. 压缩模量越小,土的压缩性越低
7. 室内侧限压缩试验的 $e-p$ 曲线平缓,说明土的()。
- A. 压缩性大 B. 压缩性小 C. 压缩性均匀 D. 压缩性不均匀

三、判断题

- 在荷载作用下,透水性大的饱和无黏性土,其压缩稳定所需的时间要很长。
- 研究土的压缩性大小及其特征的室内试验方法,亦称抗剪试验。
- 土样在竖直压力作用下,由于环刀和刚性护环的限制,只产生竖向压缩,不产生侧向变形。
- 土的压缩模量 E_s 与土的压缩系数 a 成反比, E_s 愈大, a 愈小,土的压缩性愈低。
- 同一种土的压缩系数不是常数,而是随所取压力变化范围的不同而变化。
- 渗透性强的砂土变形量完成的较快,而高压缩性土完成较慢。
- 压缩系数 $\geq 0.5 \text{ MPa}^{-1}$ 的土是高压缩性土。
- 某土样的压缩系数为 0.09 MPa^{-1} , 则其为低压缩性土。

2.2.2 地基最终沉降量计算

一、填空题

- 在外荷载作用下地基土层被压缩达到稳定时基础底面的沉降量称为_____地基。
- 地基最终沉降量的计算方法一般有:_____和_____。
- 分层总和法中,土的分层厚度壁板不宜大于_____。

二、选择题

- 按分层总和法计算地基变形时,确定压缩层下限的标准是()

A. $\sigma_z \leq 0.1 p_0$ B. $\sigma_z \leq 0.2 p_0$ C. $\sigma_z \leq 0.2 \sigma_{cz}$ D. $\sigma_z \leq 0.3 \sigma_{cz}$

- 采用分层总和法计算基础沉降时,确定地基沉降计算深度的条件应满足()

A. $\sigma_{cz}/\sigma_z \leq 0.2$ B. $\sigma_z/\sigma_{cz} \leq 0.2$ C. $\frac{\sigma_{cz}}{\sigma_{cz} + \sigma_z} \leq 0.2$ D. $\frac{\sigma_z}{\sigma_z + \sigma_{cz}} \leq 0.2$

3. 采用规范法计算基础沉降时,地基沉降计算深度的 z_n 应满足()要求。

A. $\Delta s'_n / \sum_{i=1}^n \Delta s'_i \leq 0.025$ B. $\sum_{i=1}^n \Delta s'_i / \Delta s'_n \leq 0.025$
 C. $\Delta s'_n / \sum_{i=1}^n \Delta s'_i \leq 0.25$ D. $\sum_{i=1}^n \Delta s'_i / \Delta s'_n \leq 0.25$

三、判断题

1. 规范法计算土的变形量是一种简化修正后的分层总和法。
2. 地基变形在其表面形成的垂直变形量称为建筑物的沉降量。

2.2.3 建筑物的沉降观测

一、填空题

1. 地基变形特征可分为沉降量、_____、_____和_____。

二、选择题

1. 对于砌体承重结构应以()值控制地基变形。
 A. 沉降量 B. 沉降差 C. 局部倾斜 D. 倾斜
2. 对于多层、高层建筑及高耸结构由()值控制地基变形。
 A. 沉降量 B. 沉降差 C. 局部倾斜 D. 倾斜

三、判断题

1. 建筑物沉降观测时,水准点的设置应以保证其稳定可靠为原则。
2. 建筑物的沉降观测可以反映地基的实际变形以及地基变形对建筑物的影响程度。
3. 基准点的设置不能少于2个。

模块三 土的抗剪强度和地基承载力

建筑施工现场专业技术岗位资格考试和技能实践要求

- 掌握土的抗剪强度相关知识，并能测定土的抗剪强度指标。
- 熟悉地基破坏和地基承载力相关知识。

教学目标

【知识目标】

- 理解土的极限平衡条件及确定地基承载力的各种理论公式和方法。
- 熟悉地基破坏的基本形式和特点。
- 掌握土的抗剪强度、破坏准则及土的抗剪强度指标测定方法。

【能力目标】

- 工程实践中能够运用土的极限平衡条件判别地基的受力状态。
- 能够运用实验仪器进行土的抗剪强度试验。
- 能够根据原位试验、室内土工试验和地基基础规范确定地基承载力。

【素质目标】

- 通过本模块的学习，培养学生理论联系实践的工程素质。
- 通过学习土的抗剪强度理论及土的破坏准则，培养学生分析和解决问题的能力。
- 通过学习土的抗剪强度试验，培养学生动手操作能力和团队协作的精神，提高学生的综合素质。

3.1 土的抗剪强度

土的抗剪强度是指土体抵抗剪切破坏的极限能力，是土的重要力学性质之一，用 τ_f 表示。当 $\tau < \tau_f$ 时，土体处于稳定状态； $\tau = \tau_f$ 时，土体处于极限平衡状态；当 $\tau > \tau_f$ 时，土体已被破坏。在工程建设实践中，由于土的抗剪强度不够导致土体失稳的工程实例很多，如路基、道路边坡、建筑物地基等。为了保证工程实践中建筑物或构筑物的稳定，就必须重视对土的抗剪强度和土的极限平衡问题研究。

土体在外荷载作用下，土中将会同时产生法向应力和剪应力，其中法向应力将会使土体密实状态增加，这是有利因素；而外荷载作用下产生剪应力和剪切变形，这是不利因素；土具有抵抗这种剪应力的能力，当这种剪应力达到某一极限值时，土就要发生剪切破坏，这个极限值就是土的抗剪强度。如果土体内某一部分的剪应力达到土的抗剪强度，在该部分就开始出现剪切破坏，随着荷载的增加，剪切破坏的范围逐渐扩大，最终在土体中形成连续的滑

动面,地基发生整体剪切破坏而丧失稳定性。

土的抗剪强度主要由黏聚力 c 和内摩擦角 φ 反映,土的黏聚力 c 和内摩擦角 φ 称为土的抗剪强度指标。土的抗剪强度指标主要通过土的直接剪切试验、三轴剪切试验、十字板剪切试验来确定。



微课:土的抗剪强度

3.1.1 土的抗剪强度与极限平衡条件

1. 土的抗剪强度

(1) 莫尔-库仑定律

土的强度理论研究早于“土力学”学科的建立,亦即早于太沙基(Terzaghi)1925年出版的著作《土力学与基础工程》之前。1776年,库仑(Coulomb)基于砂土剪切试验的基础上提出了著名的库仑公式,即抗剪强度的表达式。

无黏性土(砂土)的抗剪强度 τ_f 与作用在剪切面上的法向压力 σ 成正比,比例系数为内摩擦系数,即:

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

黏性土的抗剪强度 τ_f 比砂土的抗剪强度增加一项土的黏聚力,即:

$$\tau_f = \sigma \tan \varphi + c \quad (3-2)$$

式中: τ_f ——土的抗剪强度, kPa;

σ ——破坏面垂直压应力, kPa;

φ ——土的内摩擦角, ($^\circ$);

c ——土的黏聚力, kPa。

1900年莫尔(Mohr)提出,在土的破坏面上的抗剪强度是作用在该面上的正应力的单值函数,即:

$$\tau_f = f(\sigma_f) \quad (3-3)$$

式(3-1)与式(3-2)为著名的库仑定律,如图3-1所示。实际上,库仑定律是莫尔强度理论的特例。此时莫尔破坏包线为一条直线,即:黏聚力 c 和内摩擦角 φ 为土的主要抗剪强度指标,由库仑定律可以知道,土的抗剪强度除与土体本身强度参数有关外,还与破坏面上正压力有关。

(2) 土的抗剪强度影响因素

从式(3-2)可见土强度由两部分组成,即黏聚力 c 和 $\sigma \tan \varphi$,前者为黏聚强度,后者为摩擦强度。这两部分强度大小就决定着土的抗剪强度,然而影响这两部分强度大小的因素很多,具体可从如下几方面分析。

1) 土的颗粒级配

土颗粒级配越好,土的内摩擦角 φ 越大,因而土的摩擦强度越大;反之,土颗粒级配不良,土的内摩擦角越小,土的摩擦强度越小。

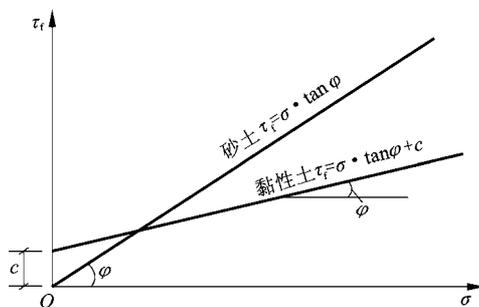


图3-1 砂土与黏性土的抗剪强度 τ_f 与法向应力 σ 的关系曲线

2) 土颗粒的几何性质

当粗粒土孔隙比相同及级配相似时,土颗粒尺寸的大小对土的强度主要存在如下两个方面影响:一方面土颗粒尺寸越大,颗粒之间的咬合能力越强,从而土的抗剪强度越大;另一方面,土颗粒越大,颗粒之间接触面上的应力也越大,颗粒更容易破碎。

3) 土的状态

土的孔隙比或者相对密度是影响土抗剪强度的重要因素。孔隙比小或者相对密度大的土,抗剪强度较高。

4) 土的结构

土的结构对土的抗剪强度存在很大的影响,尤其是对于黏性土,如特殊土,可以认为是控制性因素。一般来说,在相同孔隙比下,絮状结构的黏土抗剪强度较高。

5) 含水率

随着土的含水率增加,土的内摩擦角变小,土的抗剪强度降低。在工程实践中,经常发生暴雨导致山体 and 边坡的失稳,其原因之一就是土的抗剪强度降低。

6) 土的结构受到扰动

黏性土的结构受到扰动,土的黏聚力 c 降低。因此在开挖基础或者基槽时应保持基层的原状土不受扰动。

总之,不同的土抗剪强度指标不同,即便是同一种土在不同条件下,抗剪强度指标也不相同。黏聚力 c 和内摩擦角 φ 并不是常数,而是随土的结构、含水率、孔隙比和土样的排水条件等不同而有较大的差异。

【例题 3-1】 某土体的抗剪强度指标内摩擦角 $\varphi = 15^\circ$, 黏聚力 $c = 9.8 \text{ kPa}$, 当该土某点的正应力 $\sigma = 250 \text{ kPa}$ 、剪应力 $\tau = 70 \text{ kPa}$ 时,问该土体是否达到极限平衡状态?

【解】 土的抗剪强度

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi = 9.8 + 250 \tan 15^\circ = 76.7 \text{ (kPa)}$$

因为 $76.7 \text{ kPa} > 70 \text{ kPa}$, 所以该点土体处于弹性平衡状态。

2. 土的极限平衡理论

在荷载作用下,地基内任一点都将产生应力。根据土体抗剪强度的库仑定律,当土中任意点在某一方向的平面上所受的剪应力达到土体的抗剪强度,即:

$$\tau = \tau_f \quad (3-4)$$

就称该点处于极限平衡状态。式(3-4)称为土体的极限平衡条件。所以,土体的极限平衡条件也就是土体的剪切破坏条件。

(1) 土中一点的应力状态

在地基土中任意点取出一个微分单元体,其面积为 $dx dz$, 设作用在该微元体上的最大主应力为 σ_1 , 最小主应力为 σ_3 。而且,微元体内与最大主应力 σ_1 作用平面成任意角度 α 的平面 mn 上有正应力 σ 和剪应力 τ [图 3-2(a)]。为了建立 σ 、 τ 与 σ_1 、 σ_3 之间的关系,取三角形斜面体 abc 为隔离体 [图 3-2(b)]。将各个应力分别在水平方向和垂直方向上投影,根据静力平衡条件得:

$$\sum x = 0, \sigma_3 \cdot ds \cdot \sin \alpha \cdot 1 - \sigma \cdot ds \cdot \sin \alpha \cdot 1 + \tau ds \cdot \cos \alpha \cdot 1 = 0 \quad (3-5)$$

$$\sum y = 0, \sigma_1 \cdot ds \cdot \cos \alpha \cdot 1 - \sigma \cdot ds \cdot \cos \alpha \cdot 1 - \tau ds \cdot \sin \alpha \cdot 1 = 0 \quad (3-6)$$

联立方程(3-5)、(3-6)求解,即得平面 mn 上的应力为:

$$\begin{cases} \sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha \\ \tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha \end{cases} \quad (3-7)$$

式中: σ ——任一截面 mn 上的法向应力;

τ ——任一截面 mn 上的剪应力;

σ_1 ——最大主应力;

σ_3 ——最小主应力;

α ——截面 mn 与最大主应力作用面的夹角。

由式(3-7)中两式平方和,即可得如下关系式:

$$\left(\sigma - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 \quad (3-8)$$

由材料力学可知,以上 σ 、 τ 与 σ_1 、 σ_3 之间的关系也可以用莫尔应力圆的图解法表示,见图 3-3。以 σ 为横坐标轴,以 τ 为纵坐标轴,圆心为 $[1/2(\sigma_1 + \sigma_3), 0]$, 以 $1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$ 为半径,绘制出一个应力圆。并从 O_1C 开始逆时针旋转 2α 角,在圆周上得到点 A 。

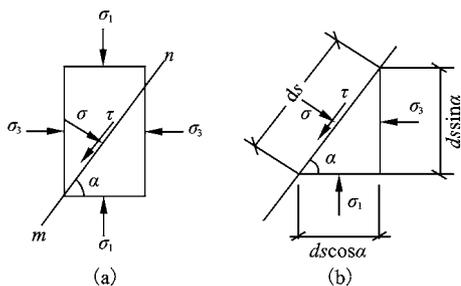


图 3-2 土中任一点的应力

(a) 微分体上的应力; (b) 隔离体上的应力

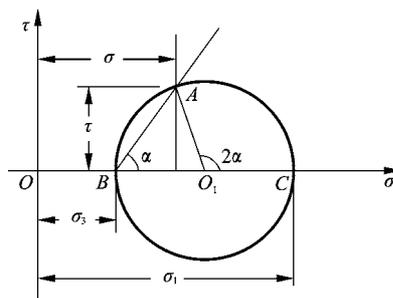


图 3-3 用莫尔应力圆求正应力和剪应力

由图 3-3 可得, A 点的横坐标为:

$$\begin{aligned} \overline{OB} + \overline{BO_1} + \overline{O_1A}\cos 2\alpha &= \sigma_3 + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha \\ &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha = \sigma \end{aligned}$$

而 A 点的纵坐标为:

$$\overline{O_1A}\sin 2\alpha = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha = \tau$$

上述用图解法求应力所采用的圆通常称为莫尔应力圆。莫尔应力圆上点的横坐标表示土中某点在相应斜面上的正应力,纵坐标表示该斜面上的剪应力,所以,我们可以用莫尔应力圆来研究土中任一点的应力状态。

【例题 3-2】 已知土体中某点所受的最大主应力 $\sigma_1 = 500 \text{ kN/m}^2$, 最小主应力 $\sigma_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ 。试分别用解析法和图解法计算与最大主应力 σ_1 作用平面成 30° 角平面上的正

应力 σ 和剪应力 τ 。

【解】 1) 解析法

由公式(3-7)计算, 得:

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha \\ &= \frac{1}{2}(500 + 200) + \frac{1}{2}(500 - 200)\cos(2 \cdot 30^\circ) = 425 (\text{kN/m}^2)\end{aligned}$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha = \frac{1}{2}(500 - 200)\sin(2 \cdot 30^\circ) = 130 (\text{kN/m}^2)$$

2) 图解法

按照莫尔应力圆确定其正应力 σ 和剪应力 τ 。绘制直角坐标系, 在横坐标上标出 $\sigma_1 = 500 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_3 = 200 \text{ kN/m}^2$, 以 $\sigma_1 - \sigma_3 = 300 \text{ kN/m}^2$ 为直径绘图, 从横坐标轴开始, 逆时针旋转 $2\alpha = 60^\circ$, 在圆周上得到 A 点(图 3-4)。以相同的比例尺量得 A 点的横坐标, 即 $\sigma = 425 \text{ kN/m}^2$, 纵坐标即 $\tau = 130 \text{ kN/m}^2$ 。

可见, 两种方法得到了相同的正应力 σ 和剪应力 τ , 但用解析法计算较为准确, 用图解法计算则较为直观。

(2) 土的极限平衡条件

为了建立实用的土体极限平衡条件, 将代表土体某点应力状态的莫尔应力圆和土体的抗剪强度与法向应力关系曲线画在同一个直角坐标系中(图 3-5), 这样, 就可以判断土体在这一点上是否达到极限平衡状态。

可知, 莫尔应力圆上的每一点的横坐标和纵坐标分别表示土体中某点在相应平面上的正应力 σ 和剪应力 τ , 如果莫尔应力圆位于抗剪强度包线的下方(图 3-5 中半圆 I), 即通过该点任一方向的剪应力 τ 都小于土体的抗剪强度 τ_f , 故土不会发生剪切破坏, 该点处于弹性平衡状态。若莫尔应力圆恰好与抗剪强度线相切(图 3-5 中半圆 II), 切点为 A, 则表明切点 A 所代表的平面上的剪应力 τ 与抗剪强度 τ_f 相等, 此时, 该点土体处于极限平衡状态, 与强度线相切的应力圆叫极限应力圆, 切点 A 的坐标是代表通过土中一点的某一截面处极限平衡状态时的应力条件。也就是说, 通过库仑定律与摩尔应力圆原理结合可以推导出表示土体极限平衡状态时主应力之间的相互关系。

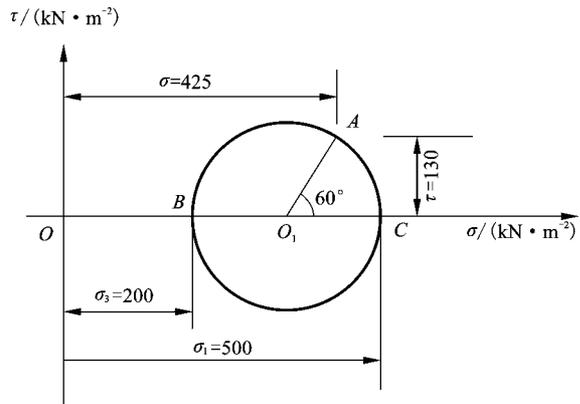


图 3-4 莫尔应力圆

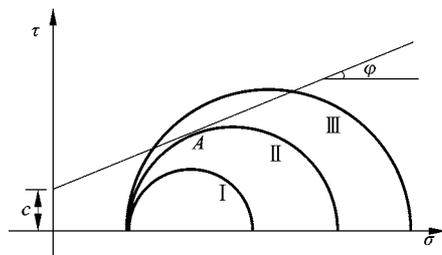


图 3-5 莫尔应力圆与土的抗剪强度之间的关系

根据莫尔应力圆与抗剪强度线相切的几何关系，就可以建立起土体的极限平衡条件。下面，通过图 3-6 中的几何关系，建立黏性土的极限平衡条件。

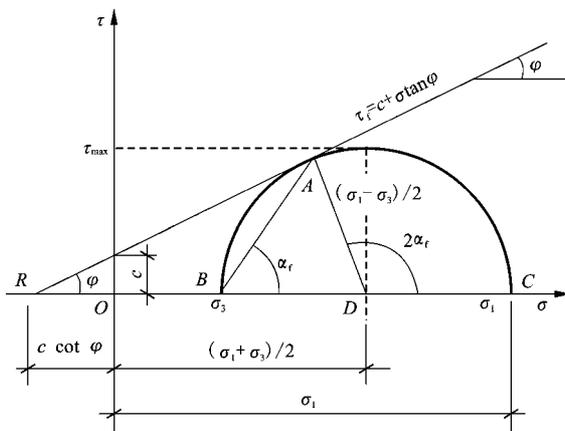


图 3-6 黏性土极限平衡条件示意图

$$\sin \varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{c \cdot \cot \varphi + (\sigma_1 + \sigma_3)/2} \quad (3-9)$$

经整理后得：

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3-10a)$$

或

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3-10b)$$

土处于极限平衡状态时，破坏面与大主应力作用面间的夹角为 α_r ，则

$$\alpha_r = \frac{1}{2}(90^\circ + \varphi) = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

式(3-9)、式(3-10)即为土的极限平衡条件。当为无黏性土时， $c=0$ 则

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3-11a)$$

或

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3-11b)$$

由此可见，土与一般连续性材料(如钢、混凝土等)不同，是一种具有内摩擦强度的材料。其剪切破裂面不产生于最大剪应力面，而是与最大剪应力面成 $\varphi/2$ 的夹角。如果土质均匀，且试验中能保证试件内部的应力、应变均匀分布，则试件内将会出现两组完全对称的破裂面(图 3-7 所示)。

式(3-9)至式(3-11)都是表示土单元体达到极限平衡时(破坏时)主应力的关系，这就是莫尔-库仑理论的破坏准则，也是土体达到极限平衡状态的条件，故而，我们也称之为极限平衡条件。

理论分析和试验研究表明，在各种破坏理论中，对土最适合的是莫尔-库仑强度理论。归纳总结莫尔-库仑强度理论，可以表述为如下三个要点：

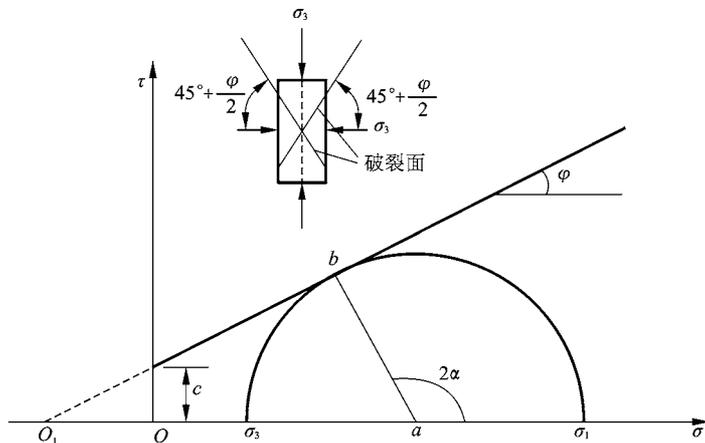


图 3-7 土的破裂面确定

1) 剪切破裂面上, 材料的抗剪强度是法向应力的函数, 可表达为:

$$\tau_f = f(\sigma)$$

2) 当法向应力不很大时, 抗剪强度可以简化为法向应力的线性函数, 即表示为库仑公式:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$$

3) 土单元体中, 任何一个面上的剪应力大于该面上土体的抗剪强度, 土单元体即发生剪切破坏, 用莫尔-库仑理论的破坏准则表示, 即为式(3-9)至式(3-11)的极限平衡条件。

【例题 3-3】 设砂土地基中一点的最大主应力 $\sigma_1 = 400 \text{ kPa}$, 最小主应力 $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$, 砂土的内摩擦角 $\varphi = 25^\circ$, 黏聚力 $c = 0$, 试判断该点是否破坏。

【解】 为加深对本节内容的理解, 以下用多种方法解题。

(1) 按某一平面上的剪应力 τ 和抗剪强度 τ_f 的对比判断:

根据破坏时土单元中可能出现的破裂面与最大主应力 σ_1 作用面的夹角 $\alpha_f = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ 。因

此, 作用在与 σ_1 作用面成 $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ 平面上的法向应力 σ 和剪应力 τ , 可按式(3-7)计算; 抗剪强度 τ_f 可按式(3-1)计算:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \\ &= \frac{1}{2}(400 + 200) + \frac{1}{2}(400 - 200) \cos 2\left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}\right) = 257.7 (\text{kPa}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \\ &= \frac{1}{2}(400 - 200) \sin 2\left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}\right) = 90.6 (\text{kPa}) \end{aligned}$$

$$\tau_f = \sigma \tan \varphi = 257.7 \times \tan 25^\circ = 120.2 (\text{kPa}) > \tau = 90.6 \text{ kPa}$$

故可判断该点未发生剪切破坏。

(2) 按式(3-10)判断:

$$\sigma_{1f} = \sigma_{3m} \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = 200 \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}\right) = 492.8 (\text{kPa})$$

由于 $\sigma_{1f} = 492.8 \text{ kPa} > \sigma_{1m} = 400 \text{ kPa}$ ，
故该点未发生剪切破坏。

(3)按式(3-11)判断：

$$\sigma_{3f} = \sigma_{1m} \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = 400 \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 162.8 \text{ (kPa)}$$

由于 $\sigma_{3f} = 162.8 \text{ kPa} < \sigma_{3m} = 200 \text{ kPa}$ ，
故该点未发生剪切破坏。

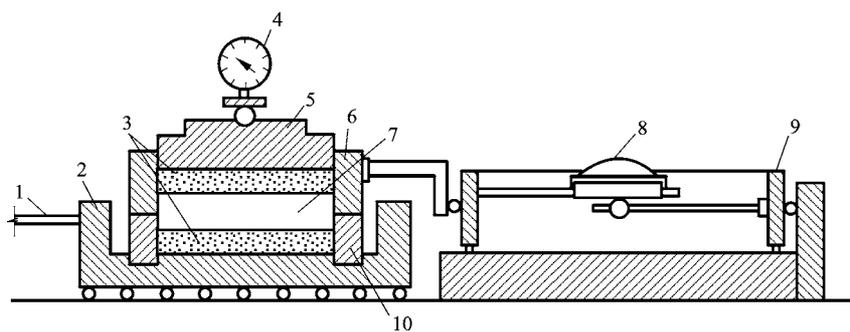
另外，还可以用图解法，比较莫尔应力圆与抗剪强度包线的相对位置关系来判断，可以得出同样的结论。

3.1.2 抗剪强度指标的测定方法

抗剪强度指标 c 、 φ ，是土体的重要力学性质指标，在确定地基土的承载力、挡土墙的压力以及验算土坡稳定性等工程问题中，都要用到土体的抗剪强度指标。因此，正确地测定和选择土的抗剪强度指标是土工计算中十分重要的问题。土体的抗剪强度指标是通过土工试验确定的。室内试验常用方法有直接剪切试验、三轴剪切试验和无侧限抗压强度试验。现场原位测试的方法有十字板剪切试验和大型直剪试验。

1. 直接剪切试验

直接剪切试验是室内测定土的抗剪强度指标最常用和简便的方法，所用的仪器是直剪仪，直剪仪构造简单，试验试样制备简单，试验步骤容易掌握，所以在工程中被广泛应用。直剪仪分应变控制式直剪仪和应力控制式直剪仪两种。图3-8为应变控制式直剪仪的示意图。



1—轮轴；2—底座；3—透水石；4—垂直变形量表；5—活塞；
6—上盒；7—土样；8—水平位移量表；9—量力环；10—下盒。

图3-8 应变控制式直剪仪

垂直压力由杠杆系统通过加压活塞和透水石传给土样，水平剪应力则由轮轴推动活动的下盒施加给土样。土体的抗剪强度可由量力环测定，剪切变形由百分表测定。在施加每一级法向应力后，匀速增加剪切面上的剪应力，直至试件剪切破坏。通常取四个试样，分别在不同竖向应力 σ (一般取 100 kPa、200 kPa、300 kPa、400 kPa) 下进行剪切，求得剪切应力为 τ_f ，绘制 $\tau_f - \sigma$ 曲线，如图3-9所示。 $\tau_f - \sigma$ 曲线与横坐标的夹角为土的内摩擦角 φ ，在纵坐标上的截距为黏聚力 c 。曲线即为土的抗剪强度曲线，也就是莫尔-库仑破坏包线，如图3-9

所示。

直剪试验中,虽然直剪仪构造简单,操作方便,但也存在以下主要缺点:①剪切面限定在上下层之间的平面,而不是沿土样最薄弱面剪切破坏;②剪切面上剪应力分布不均匀,土样剪切破坏先从边缘开始,在边缘发生应力集中现象;③剪切过程中,土样剪切面逐渐缩小,而计算抗剪强度时却按土样的原截面积计算;④试验时不能严格控制排水条件,不能测量孔隙水压力。因此,直剪试验所得的抗剪强度指标通常偏大,对高等级建筑物安全无法保证,只适用于二、三级建筑物地基可塑状态黏性土及饱和度不大于50%的粉土。

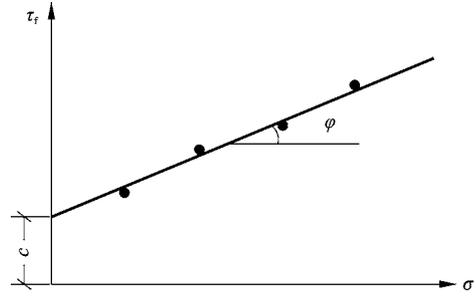
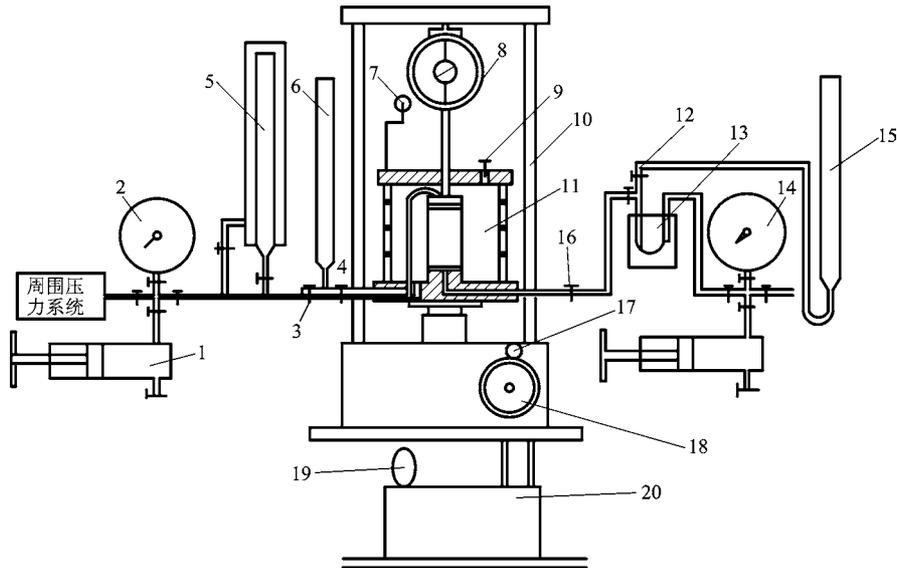


图 3-9 $\tau_f - \sigma$ 关系曲线

2. 三轴剪切试验

三轴剪切试验是测定土抗剪强度的一种较为完善的方法。三轴剪切仪由压力室、轴向加载系统、周围压力控制系统、孔隙水压力量测系统及试样体积变化量测系统等组成,如图 3-10 所示。



1—调压筒; 2—周围压力表; 3—周围压力阀; 4—排水阀; 5—体变管; 6—排水管; 7—变形量表;
8—量力环; 9—排气孔; 10—轴向加压设备; 11—压力室; 12—量管阀; 13—零位指示器; 14—孔隙压力表;
15—量管; 16—孔隙压力阀; 17—离合器; 18—手轮; 19—马达; 20—变速箱。

图 3-10 应变控制式三轴剪切仪

试验时,将圆柱体土样用乳胶膜包裹,固定在压力室内的底座上。先向压力室内注入液体(一般为水),使试样受到周围压力 σ_3 ,并使 σ_3 在试验过程中保持不变。然后在压力室上端的活塞杆上施加垂直压力直至土样受剪破坏。设土样破坏时由活塞杆加在土样上的垂直压力为 $\Delta\sigma_1$,则土样上的最大主应力为 $\sigma_{1f} = \sigma_3 + \Delta\sigma_1$,而最小主应力为 σ_{3f} 。由 σ_{3f} 和 σ_{1f} 可绘制

出一个莫尔圆。用同一种土制成 3~4 个土样,按上述方法进行试验,对每个土样施加不同的周围压力 σ_3 ,可分别求得剪切破坏时对应的最大主应力 σ_1 ,将这些结果绘成一组莫尔圆。根据土的极限平衡条件可知,通过这些莫尔圆的切点的直线就是土的抗剪强度线,由此可得抗剪强度指标 c 、 φ 值(图 3-11)。

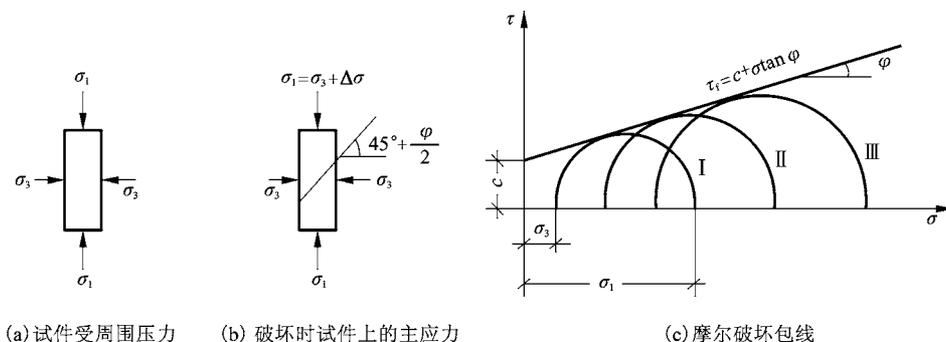


图 3-11 三轴压缩试验原理

对应于直接剪切试验的快剪、固结快剪和慢剪试验,三轴剪切试验按剪切前的固结程度和剪切时的排水条件,分为以下三种试验方法:

(1) 不固结不排水试验 UU

试样在施加周围压力后,随后施加竖向压力直至剪切破坏的整个过程中都不允许排水,使土样含水率不变的试验方法,又称不排水剪。

(2) 固结不排水试验 CU

试样在施加周围压应力 σ_3 打开排水阀门,允许排水固结,待固结稳定后,关闭阀门,再施加竖向压力,使试样在不排水的条件下剪切破坏。

(3) 固结排水试验 CD

试样在施加周围压应力 σ_3 时允许排水固结,待固结稳定后,再在排水条件下施加竖向压力至试件剪切破坏。

三轴剪切的突出优点是能较为严格地控制排水条件以及可以量测试件中孔隙水压力的变化。此外,试件中的应力状态也比较明确,破裂面是在最弱处,而不象直接剪切仪那样限定在上下盒之间。一般说来,三轴剪切试验的结果比较可靠,三轴剪切仪还用以测定土的其他力学性质,因此,它是土工试验不可缺少的设备。三轴剪切试验的缺点是试件的中主应力 $\sigma_2 = \sigma_3$,而实际上土体的受力状态未必都属于这类轴对称情况。已经问世的真三轴仪中的试件可在不同的三个主应力($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$)作用下进行试验。

3. 无侧限抗压强度试验

无侧限抗压强度试验是测定饱和黏性土的不排水抗剪强度、测定土灵敏度的试验。所用仪器为无侧限抗压试验仪,仪器构造简单,操作方便,可代替三轴试验测定饱和黏性土的不排水强度。

三轴试验时,如果对土样不施加周围压力,而只施加轴向压力,则土样剪切破坏的最小主应力 $\sigma_{3f} = 0$,最大主应力 $\sigma_{3f} = q_u$,此时绘出的莫尔极限应力圆如图 3-12 所示。 q_u 称为土



微课: 抗剪强度指标的测定方法

的无侧限抗压强度。对于饱和软黏土，可以认为 $\varphi = 0$ ，此时其抗剪强度线与 σ 轴平行，且有 $c_u = q_u/2$ 。所以，可用无侧限抗压试验测定饱和软黏土的强度，该试验多在无侧限抗压仪上进行。

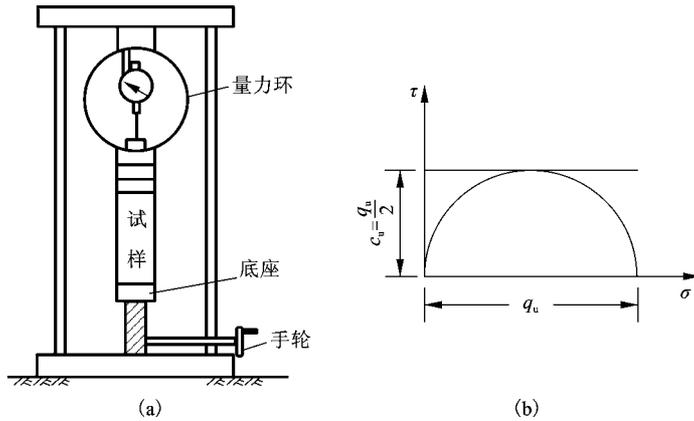


图 3-12 无侧限试验极限应力圆

4. 十字板剪切试验

十字板剪切仪如图 3-13 所示。在现场试验时，先钻孔至需要试验的土层深度以上 750 mm 处，然后将装有十字板的钻杆放入钻孔底部，并插入土中 750 mm，施加扭矩使钻杆旋转直至土体剪切破坏。土体的剪切破坏面为十字板旋转所形成的圆柱面。土的抗剪强度可按式计算：

$$\tau_f = k_c (p_c - f_c) \quad (3-12)$$

式中： k_c ——十字板常数，按下式计算：

$$k_c = \frac{2R}{\pi D^2 h (1 + \frac{D}{3h})} \quad (3-13)$$

式中： p_c ——土发生剪切破坏时的总作用力，由弹簧秤读数求得，N；

f_c ——轴杆及设备的机械阻力，在空载时由弹簧秤事先测得，N；

h 、 D ——十字板的高度和直径，mm；

R ——转盘的半径，mm。

十字板剪切试验的优点是不需钻取原状土样，对土的结构扰动较小。它适用于软塑状态的黏性土。

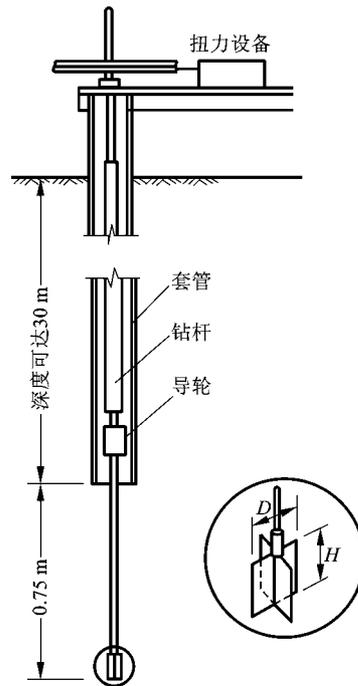


图 3-13 十字板剪切仪示意图

5. 大型直剪试验

该试验方法适用于测定边坡和滑坡的岩体软弱结合面、岩石和土的接触面、滑动面和黏性土、砂土、碎石土的混合层及其他粗颗粒土层的抗剪强度。由于大型直剪试验土样的剪切面积较室内试验大得多，又在现场测试，因此它更能符合实际情况。有关大型直剪试验的设备及试验方法可参见有关土工试验专著。

3.1.3 实训项目：直接剪切试验

剪切试验的目的是测定土的抗剪强度指标，即土的内摩擦角 φ 和黏聚力 C 。

目前测定抗剪强度的方法和相应的仪器种类很多，现将常用的几种简述如下：



直接剪切试验(视频)

1. 直接剪切试验：它是一种测定土抗剪强度的常用方法。通常采用四个试样，在直接剪切仪上分别在不同的垂直压力 P 作用下，施加水平剪切力，试样在规定的受剪面上进行剪切，求得土样破坏时的剪应力 τ_f ，然后绘制剪应力 τ_f 和垂直压力 P 的关系曲线即抗剪强度曲线。直接剪切仪又分为应变控制式和应力控制式。本次实验是用应变控制式直剪仪进行快剪试验。

2. 三轴剪切试验：通常用3~4个圆柱形试样，分别在三轴剪力仪上施加不同的恒定周围压力（即小主应力 σ_3 ），然后再施加轴向压力[即主应力差($\sigma_1 - \sigma_3$)]，使土样中的剪应力逐渐增大，直至试样剪切破坏。然后根据摩尔-库仑理论求得该土的抗剪强度曲线。

A 试验要求

1. 由学生取土制备土样，要求用快剪法在直接剪切仪中测定该土的抗剪强度指标，内摩擦角 φ 和黏聚力 C 。
2. 参观三轴剪切仪。

B 试验方法

应变控制式直剪仪快剪法。

(一) 仪器设备

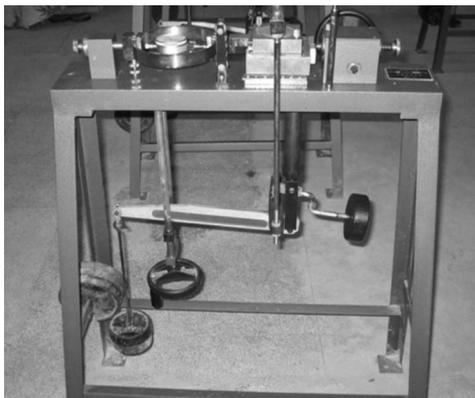


图3-14 应变控制式直剪仪

1. 应变控制式直剪仪(图3-14);
2. 百分表:量程10 mm;精度0.1 mm;
3. 切试样的用具等。

应变控制式直接剪切仪,它的主要特点是剪切力(水平力)是通过转动手轮,使轴向前移动而推动底座施加给下盒,剪力的数值是利用测力环测出(测力环是一个钢环,事先已知每单位变形时所受的压力,故在试验时用百分表测得测力环径向变形数值即可算出所受的应力值)。本仪器对黏性土和砂性土均适用(图3-15)。

(二) 试验步骤

1. 试样制备:根据工程需要,从原状土或制备成所需状态的扰动土中用环刀切四个试样。如系原状土样,切试样方向应与土在天然地层中的上下方向一致。为了检验四个试样土质的不均匀性,应分别测定四个试样的密度和含水量。四个试样的密度差值不宜大于 0.03 g/cm^3 。(本次试验中,此项检验工作省略)。

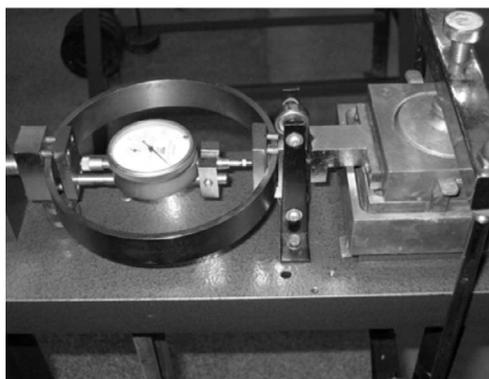


图3-15 测力环细部

2. 在下剪切盒内顺次放入透水石和蜡纸(或塑料纸),然后用插销将上、下剪切盒固定好。

3. 将带试样的环刀刃口向上,对准剪切盒口,将试样从环刀内推入剪切盒中,顺次放上蜡纸和透水石各一。然后放上活塞、钢球、装上垂直加压设备(暂勿加砝码)。

4. 在测力环上安装百分表。百分表的测杆应平行于测力环受力的直径方向,调整百分表使其指针在某一整数上(即长针指零,并作为起始零读数)。

5. 慢慢转动手轮,至上剪切盒支腿与测力环钢球之间恰好接触时(即测力环中百分表指针刚开始触动时)为止。

6. 在试样上施加垂直荷载。按第一个试样上应加的垂直压力(0.1 MPa)施加垂直荷载。

7. 拔出固定插销。开动秒表,同时以每分钟3~12转的速度均匀地转动手轮,进行剪切。当测力环中百分表指针不再前进而出现后退或剪切变形量达试样直径的 $1/15 \sim 1/10$ 时,认为试样已经剪损,记录百分表指针最大读数(代表峰值抗剪强度),用0.01 mm作单位,估读至0.001 mm。(即百分表上大度盘的格做单位,估读至0.1格)。

8. 反转手轮,卸除垂直荷载和加压设备,取出已剪损的试样,刷净剪切盒,装入第二个试样。

9. 第二、三、四个试样分别施加0.2 MPa、0.3 MPa、0.4 MPa垂直压力后按同样步骤进行试验。

(三) 成果整理

1. 计算每个试样在一定的垂直压力下的抗剪强度(τ_f)(表3-1):

$$\tau_f = CR$$

式中: R ——该试样在剪损时的百分表最大读数(单位:0.01 mm);

C ——测力环校正系数,MPa/0.01 mm(由实验室提供);

τ_f ——抗剪强度,MPa。

2. 绘制抗剪强度曲线

以垂直压力 P 为横坐标，抗剪强度 τ_f 为纵坐标，将四个实测点绘在图上，画一视测的平均直线，若各点不在一条近似的直线上，可按相邻的三点连接成两个三角形，分别求出两个三角形的重心，然后将两重心点连成一直线，即为抗剪强度曲线(图 3-16)。

3. 确定抗剪强度指标

抗剪强度曲线在 τ_f 轴上的截距即为黏聚力 C ，精确至 0.1 MPa，用量角器量取其倾角即为内摩擦角 φ ，精确至 0.1°。

表 3-1 抗剪强度计算表

仪器编号				
试样面积/cm ²				
垂直压力 P /MPa	0.1	0.2	0.3	0.4
百分表最大读数 $R/0.01$ mm				
测力环校正系数 $C/MPa \cdot (0.01 \text{ mm})^{-1}$				
峰值抗剪强度 $\tau_f = C \cdot R/MPa$				

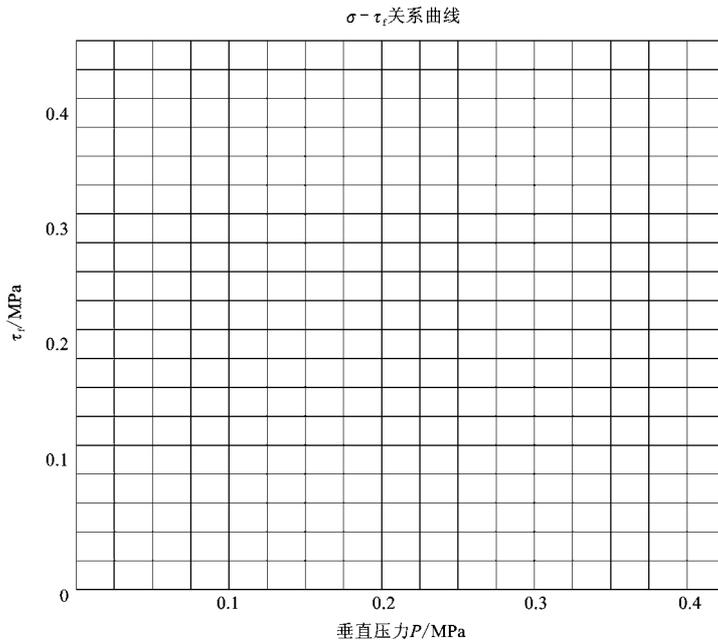


图 3-16 抗剪强度曲线图

结论: $\varphi =$ $C =$

(四) 有关问题说明

1. 开始剪切之前，千万不能忘记必须先拔去插销。否则，测力环被压断，插销被剪弯，仪器即损坏。

2. 加砝码时，应将砝码上的缺口彼此错开，防止砝码一齐倒下压伤脚。

3.2 地基承载力



微课：地基的破坏形式

3.2.1 地基的常见破坏形式

天然地基在外荷载作用下，土的内部应力将发生变化，主要表现在两个方面：一方面是作用在地基土上的外荷载超过了基础下持力层所能承受的荷载能力而使地基产生滑动破坏；另一方面是由于地基土在外荷载的作用下产生压缩变形，引起基础的沉降量过大或者不均匀沉降而造成地基的失稳。

1. 地基破坏形态

在竖向荷载作用下，建筑物地基的破坏通常是由于承载力不足而引起的剪切破坏，地基剪切破坏的形式可分为整体剪切破坏、局部剪切破坏和冲切破坏三种。

(1) 整体剪切破坏

整体剪切破坏的特征是随着荷载增加，基础下塑性区发展到地面，形成连续滑动面，两侧挤出并隆起，有明显的两个拐点(如图3-17)。

(2) 局部剪切破坏

局部剪切破坏的特征是随着荷载增加，基础下塑性区仅发展到地基某一范围内，土中滑动面并不延伸到地面，基础两侧地面微微隆起，没有出现明显的裂缝(如图3-18)。

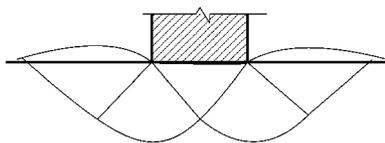


图3-17 整体剪切破坏

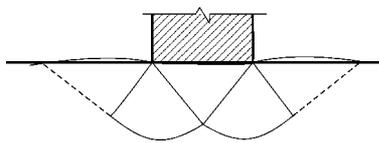


图3-18 局部剪切破坏

(3) 冲切破坏

冲切破坏又称刺入剪切破坏，其特征是随着荷载的增加，基础下土层发生压缩变形，基础随之下沉，当荷载继续增加，基础周围附近土体发生竖向剪切破坏，使基础刺入土中，而基础两边的土体并没有明显移动(如图3-19)。

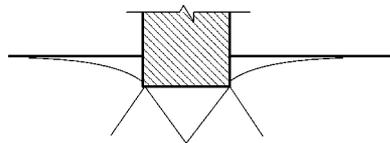


图3-19 冲切破坏

一般来说，密实砂土和坚硬黏土将出现整体剪切破坏；而压缩性比较大的松砂和软黏土，将可能出现局部剪切或冲切破坏。当基础埋深较浅、荷载为缓慢施工的恒载时，将趋向发生整体剪切破坏；若基础埋深较大，荷载为快速施加的或是冲击荷载，则可能形成局部剪切或冲切破坏。实际工程中，浅地基基础(包括独立基础、条形基础、筏基、箱形基础等)的地基一般为较好的土层，荷载也是根据施工缓慢施加的，所以工程中的地基破坏一般均为整体剪切破坏。

2. 地基变形阶段

发生整体剪切破坏的地基，从开始承受荷载到破坏经历一个变形发展过程，这个过程一

般可分为三个阶段。

(1) 线性变形阶段(压密阶段)

当基底压力 $p \leq p_{cr}$, 压力与变形近似于直线关系(图 3-20 中的 oa 段)。在 oa 段, 地基中的剪应力较小, 小于地基土的抗剪强度, 地基土处于稳定状态, 地基土仅有小量的弹性压缩变形, 地基处于弹性平衡状态。把地基土中即将出现剪切破坏(塑性变形)时的基底压力称为临塑压力 p_{cr} 。

(2) 弹塑性变形阶段(局部剪切阶段)

当 $p_{cr} < p < p_u$ (图 3-20 中的 ab 段), 地基变形不再是线形变化, 地基土的变形速率随着荷载的增加而增大, $p-S$ 曲线逐渐向下弯曲。在 ab 段, 地基土的局部区域(一般从基础边缘开始)发生剪切破坏, 该区为塑性变形区, 随着荷载的增加, 塑性变形区的范围逐渐扩大, 直至剪切破坏, ab 阶段是地基由稳定状态逐步向不稳定状态过度的阶段。

(3) 破坏阶段(失稳阶段)

当 $p \geq p_u$ (图 3-20 中的 bc 段), 随着基底压力少许增加, 地基变形将急剧增大, 塑性区扩大, 形成连续的滑动面, 地基土向基础的一侧或者两侧挤出, 地面隆起, 地基整体失稳, 基础也随之下沉。将地基刚出现整体滑裂破坏面时的基底压力称为极限荷载 p_u 。

从以上地基破坏过程可知, 在地基变形过程中, 作用在地基上的荷载有两个特征点。一是地基开始出现剪切破坏(即弹性变形阶段转变为弹塑性变形阶段)时, 地基所承受的基底压力称为临塑荷载 p_{cr} ; 另一个是地基濒临破坏(即弹塑性变形阶段转变为破坏阶段)时, 地基所承受的基底压力称为极限荷载 p_u 。总之, 以极限荷载作为地基承载力设计是不安全的, 然而以临塑荷载作为地基承载力又过于保守。所以地基的容许承载力应该比极限荷载小、比临塑荷载大。

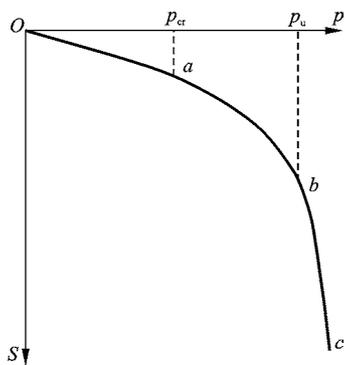


图 3-20 地基载荷试验 $p-S$ 曲线

3.2.2 地基承载力的确定

地基承载力是指地基单位面积上承受荷载的能力, 确定地基承载力是工程实践中需要解决的基本问题之一。在不同的状态下, 地基承载力具有不同的承载力值, 如极限承载力、临塑承载力等。为了保证建筑物的安全和正常使用, 不仅要保证地基稳定性不受破坏, 而且具有一定的安全度, 同时还应满足建筑物的变形要求, 常将基底压力限制在某一特定的范围之内, 该容许值即地基的容许承载力, 常以 $[P]$ 表示。现行《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011) 采用地基承载力特征值 f_{ak} 表示地基的容许承载力, 即在保证地基稳定条件下, 地基单位面积上所能承受的最大应力。

地基承载力的大小不仅取决于地基土的性质, 还受到诸多因素的影响, 如基础的形状与尺寸、地基土覆盖层的抗剪强度、地下水位、持力层下的软卧层、地基土的压缩性、临近构筑物的基础以及加载的速率等因素都对地基的承载力有不同程度的影响。

地基承载力的确定方法, 目前常用的有理论计算、现场原位测试及承载力经验数据表等三大类。地基承载力直接影响建筑物的安全和正常使用。因而在选用确定地基承载力方法

时,应本着准确而又合理的方法综合确定,做到既安全可靠,又经济合理。

1. 理论计算公式确定地基承载力

(1) 临塑荷载计算公式

目前,临塑荷载公式是基于条形基础受均布荷载和均质地基而得到的。如图 3-21,在均布条形荷载作用下,利用材料力学中的主应力公式可求得地表下任一深度点 M 处产生的大、小主应力:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{array} \right\} = \frac{p_0}{\pi} (\beta_0 \pm \sin\beta_0) \quad (3-14)$$

在竖向荷载公式推导中,假设土的自重应力各向相等。地基土下任一点 M 由外荷载及土的自重所产生的主应力 σ_1 和 σ_3 可以用下式表示:

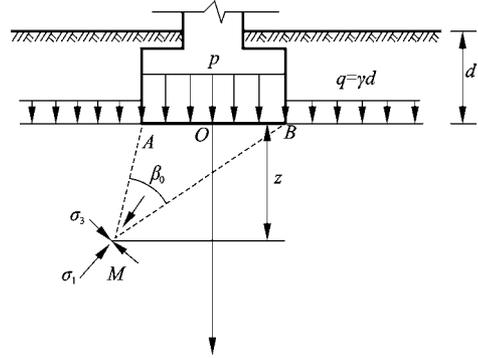


图 3-21 条形均布荷载作用下地基中的主应力

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{array} \right\} = \frac{p - \gamma d}{\pi} (\beta_0 \pm \sin\beta_0) + \gamma_0 d + \gamma z \quad (3-15)$$

M 点处于极限平衡状态,即:

$$\sin\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cot\varphi} \quad (3-16)$$

由上式可得:

$$z = \frac{p - \gamma_0 d}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin\beta_0}{\sin\varphi_0} - \beta_0 \right) - \frac{c}{\gamma \tan\varphi} - \frac{\gamma_0 d}{\gamma} \quad (3-17)$$

塑性区最大深度 z_{\max} 由 $\frac{dz}{d\beta_0} = 0$ 条件可得:

$$\cos\beta_0 = \sin\varphi \quad (3-18)$$

即:

$$\beta_0 = \frac{\pi}{2} - \varphi \quad (3-19)$$

将 β_0 代入式(3-17)可得 z_{\max} 的表达式如下:

$$z_{\max} = \frac{p - \gamma_0 d}{\pi \gamma} \left[\cot\varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right] - \frac{c}{\gamma \tan\varphi} - \frac{\gamma_0 d}{\gamma} \quad (3-20)$$

当塑性变形区最大深度 $z_{\max} = 0$ 时,则地基土处于恰要出现塑性变形区的状态,此时作用在地基上的荷载,成为临塑荷载 p_{cr} ,即临塑荷载的表达式:

$$p_{cr} = \frac{\cot\varphi + \frac{\pi}{2} + \varphi}{\cot\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} \gamma_0 d + \frac{\pi \cot\varphi}{\cot\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} c = A\gamma_0 d + Bc \quad (3-21)$$

式中: p ——条形均布荷载;

d ——基础的埋深;

γ ——地基土的重度;

φ ——地基土的内摩擦角；

c ——地基土的黏聚力；

γ_0 ——基底标高以上土的加权平均重度；

$$A、B——承载力系数, A = \frac{\cot\varphi + \frac{\pi}{2} + \varphi}{\cot\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}, B = \frac{\pi\cot\varphi}{\cot\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}。$$

(2) 临界荷载计算公式

地基是一个体积无限的土体,当地基在临塑荷载作用时,只有基础底面的两边达到极限平衡,即在基础两边一定范围和一定大小的塑性变形区,此时大部分土体还是处于稳定状态,地基基本还是处于稳定状态。大量工程实践表明,地基中塑性变形区的深度为基础宽度 $1/4 \sim 1/3$ 时,地基仍然处于稳定状态,此时对应的荷载为临界荷载,记为 $p_{1/4}$ 和 $p_{1/3}$,作为地基的容许承载力。

将 $z_{\max} = 1/4b$ 代入式(3-15)可得 $p_{1/4}$ 的计算公式为:

$$p_{1/4} = \frac{\pi(\gamma_0 d + c\cot\varphi + \gamma b/4)}{\cot\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_0 d \quad (3-22)$$

式(3-22)也可以用下式表示:

$$p_{1/4} = N_b \gamma b + N_d \gamma_0 d + N_c c \quad (3-23)$$

式中: b, d ——基底宽及埋深, m;

c ——土的黏聚力, kPa;

$N_b、N_d、N_c$ ——承载力系数,只与土的内摩擦角有关,即:

$$N_b = \frac{\pi}{4\left(\cot\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi\right)}; N_d = \frac{\cot\varphi + \frac{\pi}{2} + \varphi}{\cot\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}; N_c = \frac{\pi\cot\varphi}{\cot\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}$$

对于偏心荷载作用的基础,把 $z_{\max} = 1/3b$ 代入式(3-15)可得 $p_{1/3}$ 的计算公式为:

$$p_{1/3} = \frac{\pi(\gamma_0 d + c\cot\varphi + \gamma b/3)}{\cot\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_0 d \quad (3-24)$$

式(3-22)和式(3-24)都是在均布条形荷载作用下导出的,对于圆形和矩形基础,其结果偏于安全。

(3) 极限荷载计算公式

地基极限荷载即地基受基础荷载的极限压力,求解方法一般有如下两种。方法一:依据土的极限平衡理论和已知的边界条件,求解出地基中各点达到极限平衡时应力及滑动方向,从而求出基底极限承载力;方法二:通过模型试验,研究地基滑动面形状并进行简化,再根据滑动土体的静力平衡条件求解极限承载力,下面是几种常见的地基极限承载力公式。

1) 太沙基公式

太沙基(K. Terzaghi)提出条形基础极限荷载公式。太沙基假定基础是条形基础,均布荷载作用,而且基础底面是粗糙的。当地基发生滑动时,滑动面形状如图3-22,将基底以上的地基土看作均布荷载 $q = \gamma d$,不考虑其强度,地基破坏时沿着CDF曲面滑动,出现连续的滑

动面。滑动面 DF 面与水平面的夹角为 $45^\circ - \varphi/2$ 。

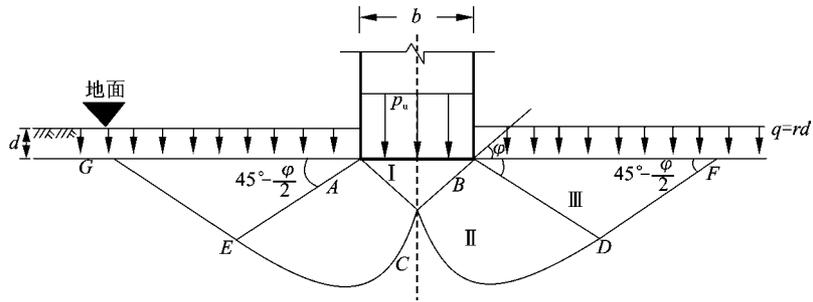


图 3-22 条形均布荷载作用下太沙基公式地基滑动面形状

条形基础极限荷载的太沙基公式如下：

$$p_u = \frac{1}{2} \gamma b N_\gamma + \gamma d N_q + c N_c \quad (3-25)$$

式中： N_γ 、 N_q 、 N_c ——太沙基地基承载力系数，只与土的内摩擦角有关，可查图 3-23 中的地基承载力系数图确定。

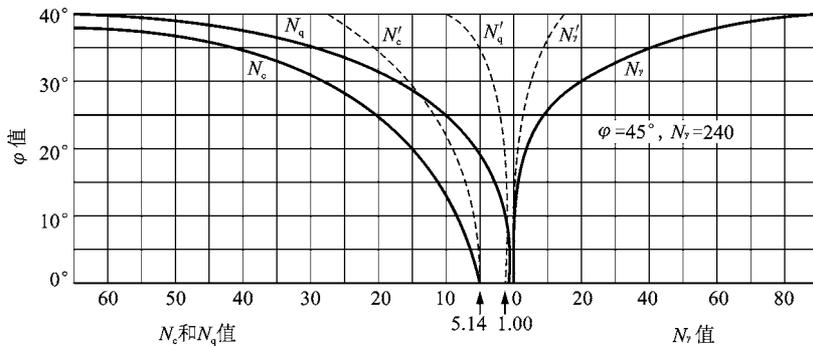


图 3-23 太沙基极限承载力系数图

2) 汉森(Hansen J. B.) 极限承载力公式

汉森(Hansen J. B.) 在地基极限承载力计算方面的主要成果是对太沙基承载力公式进行了几方面的修正：条形荷载的基础形状修正；埋深范围内考虑土抗剪强度的修正；基底存在水平荷载时倾斜修正；地面有倾角时地面修正，每项修正只需在承载力系数前乘上一个相应的修正系数。

修正后的汉森极限承载力公式为：

$$p_u = \frac{1}{2} \gamma b N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma + \gamma d N_q S_q d_q i_q + c N_c S_c d_c i_c \quad (3-26)$$

式中： N_γ 、 N_q 、 N_c ——汉森承载力系数，查表 3-2 确定；

S_γ 、 S_q 、 S_c ——基础形状修正系数，查表 3-3 确定；

i_γ 、 i_q 、 i_c ——荷载倾斜修正系数，查表 3-4 确定；

d_γ 、 d_q 、 d_c ——基础埋深修正系数，查表 3-5 确定。

表 3-2 汉森承载力系数 N_c 、 N_q 、 N_γ 值

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	24	19.32	9.60	6.90
2	5.63	1.20	0.01	26	22.25	11.85	9.53
4	6.19	1.43	0.05	28	25.80	14.72	13.13
6	6.81	1.72	0.14	30	30.14	18.40	18.09
8	7.53	2.06	0.27	32	35.49	23.18	24.95
10	8.35	2.47	0.47	34	42.16	29.44	34.54
12	9.28	2.97	0.76	36	50.59	37.75	48.06
14	10.37	3.59	1.16	38	61.35	48.93	67.40
16	11.63	4.34	1.72	40	75.31	64.20	95.51
18	13.10	5.26	2.49	42	93.71	85.38	136.76
20	14.83	6.40	3.54	44	118.37	115.31	198.70
22	16.88	7.82	4.96	46	152.10	158.51	224.64

表 3-3 基础形状系数 S_c 、 S_q 、 S_γ 值

基础形状	S_c	S_q	S_γ
条形	1.00	1.00	1.00
圆形和方形	$1 + N_q/N_c$	$1 + \tan\varphi$	0.60
矩形(长为 L , 宽为 b)	$1 + b/L \times N_q/N_c$	$1 + b/L \tan\varphi$	$1 - 0.4b/L$

表 3-4 荷载倾斜系数

i_c	i_q	i_r
$\left(1 - \frac{H}{V + F \cdot c \cdot \cot\varphi}\right)^3$	$\left(1 - \frac{H}{V + F \cdot c \cdot \cot\varphi}\right)^2$	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan\varphi}$

注： H 、 V ——倾斜荷载的水平分力，垂直分力，kN；

F ——基础有效面积， $F = bL$ ， m^2 ；

当偏心荷载的偏心矩为 e_c 和 e_b ，则有效基底长度： $L' = L - 2e_c$ ；有效基底宽度： $b' = b - 2e_b$ 。

表 3-5 基础埋深系数 d_c 、 d_q 、 d_γ

d/b	埋深系数		
	d_c	d_q	d_γ
≤ 1.0	$d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan\varphi}$	$1 + 2\tan\varphi(1 - \sin\varphi)^2 \frac{d}{b}$	1.0
> 1.0	$d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan\varphi}$	$1 + 2\tan\varphi(1 - \sin\varphi)^2 \arctan\left(\frac{d}{b}\right)$	1.0



微课：地基承载力特征值的确定

(4) 由规范公式法确定地基承载力特征值

《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)规定,当基础底面偏心距小于或等于 0.033 倍基础底面宽度时,可根据土的抗剪强度指标确定地基承载力,按下式计算:

$$f_a = M_b \gamma b + M_d \gamma_m d + M_c c_k \quad (3-27)$$

式中: f_a ——由土的抗剪强度指标确定的地基承载力特征值, kPa;

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

M_b 、 M_d 、 M_c ——承载力系数, 按内摩擦角标准值 φ_k 查表 3-6;

c_k ——基底下一倍短边宽度的深度范围内土的黏聚力标准值, kPa;

γ_m ——基础底面以上土的加权平均重度, kN/m³;

γ ——土的重度, kN/m³。

表 3-6 承载力系数 M_b 、 M_d 、 M_c

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

注: φ_k ——基底下一倍短边宽度的深度范围内土的内摩擦角标准值($^\circ$)。

2. 现场原位测试确定地基承载力

主要有载荷试验、标准贯入试验、静力触探试验、十字板剪切试验和旁压试验等原位测试方法确定地基承载力。

(1) 现场平板载荷试验

载荷试验又分为浅层平板载荷试验、深层平板载荷试验、螺旋板载荷试验三种。其中浅层平板载荷试验适用于地下水位以上浅层地基土, 深层平板载荷试验适用于埋深大于或等于 3 m 和地下水位以上的地基土, 螺旋板载荷试验适用于深层地基土或地下水位以下的地基土。下面以浅层平板载荷试验要点为例说明。

现场载荷试验时, 在拟建建筑物场地上将一定尺寸和几何形状(圆形或方形)的刚性板, 安放在被测的地基持力层上, 逐级增加荷载, 并测得每一级荷载下的稳定沉降, 直至达到地基破坏标准, 由此可得到荷载(p) - 沉降(S)曲线(即 $p-S$ 曲线)。由现场平板载荷试验得到的 $p-S$ 曲线, 可推断地基的极限荷载和承载力特征值。

《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)规定, 达到下列情况之一时, 认为土已达到

极限状态,即地基土破坏,现场平板载荷应终止加载。包括:①承载板周围的土明显侧向挤出(砂土)或发生裂缝(黏性土和粉土);②沉降 S 急骤增大, $p-S$ 曲线出现陡降阶段;③在某级荷载下,24 h内沉降速率不能达到稳定;④沉降量与承压板宽度或直径之比 $S/b \geq 0.06$ 。当满足前三种情况之一时,其对应前一级荷载定位极限荷载。

浅层平板载荷试验地基承载力特征值按如下原则确定:

- 1) 当 $p-S$ 曲线上有比例界限(临塑荷载)时,取该比例界限所对应的荷载值;
- 2) 当极限荷载小于对应比例界限荷载值的2倍时,取极限荷载值的一半;
- 3) 当不能满足上述二点时,按下述方法确定:如承压板面积为 $0.25 \sim 0.50 \text{ m}^2$,可取 $S/b = 0.01 \sim 0.015$ (b 承压板宽度或直径)所对应的荷载,但其值不应大于最大加载量的一半;
- 4) 同一土层参加统计的试验点不应少于3点,当试验实测值的极差不超过其平均值的30%时,取此平均值作为该土层的地基承载力特征值 f_{ak} 。

(2) 标准贯入试验

标准贯入试验是一种在现场用63.5 kg的穿心锤,以76 cm的落距自由落下,将一定规格的带有小型取土筒的标准贯入器打入土中,记录打入30 cm的锤击数(即标准贯入击数 N),并以此评价土的工程性质的原位试验。标准贯入试验的设备和技术要点详见《岩土工程勘察设计规范》(GB 50021—2009)。

对标准锤击数经过杆长修正值后,可与载荷试验结果对比分析建立经验关系,间接确定地基土的承载力。标准贯入试验确定地基承载力的适用土层为砂性土、粉土和一般黏性土,不适用于碎石类土及岩层。试验操作简单、使用方便,地层适用性较广。但试验数据离散性较大,精度较低,对于饱和软黏土,远不及十字板剪切试验及静力触探等方法精度高。

(3) 静力触探试验

静力触探试验适用于软土、一般黏土、粉土、砂土和含少量碎石的土,其试验设备和技术要点详见《岩土工程勘察设计规范》(GB 50021—2009)。由地基土的静力触探试验所测得的数据,可作地基土层厚 z -贯入阻力 p 的关系曲线,按此曲线可以间接确定地基承载力。

原位测试方法除载荷试验、静力触探、标准贯入试验外,还有十字板强度试验和旁压试验等原位试验,这些方法确定地基承载力特征值经济方便,在实际工程中也得到了较多应用。

3. 经验数据方法

有些设计规范或勘察规范中常给出了一些土类的地基承载力表,使用时可根据地基勘察成果,从这些经验数据表格中查得相应地基承载力。例如《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—1989)中就推荐采用地基承载力表确定地基承载力,并提供了具体的操作方法和相关要求。但应注意这些表格在新版地基基础规范《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)已被删除。因此,可以在本地区得到验证的条件下,将《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—1989)中推荐采用的地基承载力表作为一种经验方法使用,但应慎用。

4. 地基承载力特征修正值

在工程实践中,当基础宽度大于3 m或埋深大于0.5 m时,从现场载荷试验或其他原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值 f_{ak} ,尚应按下式进行基础宽度和深度修正:

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5) \quad (3-28)$$

式中: f_a ——修正后的地基承载力特征值(设计值);

- f_{ak} ——由载荷试验或其他原位测试、经验等方法确定的地基承载力特征值, kPa;
- η_b 、 η_d ——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数, 按基底下土的类别查表 3-7 取值;
- γ ——基础底面以下土的重度, kN/m^3 , 地下水位以下取浮重度;
- b ——基础底面宽度, m, 当基础底面宽度小于 3 m 时按 3 m 取值, 大于 6 m 时按 6 m 取值;
- γ_m ——基础底面以上土的加权平均重度, kN/m^3 , 位于地下水位以下的土层取有效重度;
- d ——基础埋置深度, m, 宜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, 应从天然地面标高算起。对于地下室, 如采用箱形基础或筏基时, 基础埋置深度自室外地面标高算起; 当采用独立基础或条形基础时, 应从室内地面标高算起。

表 3-7 承载力修正系数

土的类别		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土		0	1.0
人工填土 e 或 I_L 大于等于 0.85 的黏性土		0	1.0
红黏土	含水比 $\alpha_w > 0.8$	0	1.2
	含水比 $\alpha_w \leq 0.8$	0.15	1.4
大面积 压实填土	压实系数大于 0.95、黏粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土	0	1.5
	最大干密度大于 2100 kg/m^3 的级配砂石	0	2.0
粉土	黏粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土	0.3	1.5
	黏粒含量 $\rho_c < 10\%$ 的粉土	0.5	2.0
e 及 I_L 均小于 0.85 的黏性土		0.3	1.6
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: ①强风化和全风化的岩石, 可参照所风化成的相应土类取值, 其他状态下的岩石不修正; ②地基承载力特征值按本规范附录 D 深层平板载荷试验确定时 η_d 取 0; ③含水比是指土的天然含水量与液限的比值; ④大面积压实填土是指填土范围大于两倍基础宽度的填土。

模块小结

(1) 土的抗剪强度由摩擦力和黏聚力两部分构成。砂土是一种散粒结构, 其黏性力可以忽略。黏性土的抗剪强度指标 φ 和 c 不是一个常数, 它与土的结构和性质有关。

(2) 土的极限平衡理论表示土体达到极限平衡条件时, 土体中某点的两个主应力大小与土的抗剪强度指标的关系。

(3) 土的抗剪强度试验方法很多。室内试验主要有直接剪切试验、三轴剪试验和无侧限抗压强度试验。现场试验主要有十字板剪切试验和旁压试验等。

(4) 临塑荷载、临界荷载、极限荷载都属于地基承载力问题，是土的抗剪强度在工程实践中的运用。

(5) 地基承载力特征值可由载荷试验或其他原位测试、公式计算、并结合工程实践经验等方法综合确定。

思考题



思考题答案

1. 何谓土的抗剪强度？黏性土和砂土的抗剪强度各有什么特点？
2. 为什么说土的抗剪强度不是一个定值？影响抗剪强度的因素有哪些？
3. 土体发生剪切破坏的平面是不是剪应力最大的平面？破裂面与大主应力作用面成什么角度？
4. 直接剪切试验与三轴剪切试验各有什么优缺点？
5. 为什么说无侧限抗压强度试验是三轴剪切试验的特例？
6. 剪切试验成果整理中总应力法和有效应力法有何不同？为什么说排水剪成果就相当于有效应力法成果？
7. 饱和黏性土的不排水剪试验得到的强度包线有什么特点？
8. 什么是地基承载力特征值？如何确定？

习题



习题答案

1. 对某砂土试样进行三轴固结排水剪切试验，测得试样破坏时的主应力差 $\sigma_1 - \sigma_3 = 400 \text{ kPa}$ ，周围压力 $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$ ，试求该砂土的抗剪强度指标。
2. 已知地基中某点的大主应力 $\sigma_1 = 700 \text{ kPa}$ 、小主应力 $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$ ，试求：(1) 最大剪应力值及最大剪应力作用面与大主应力面的夹角；(2) 作用在与小主应力面成 30° 角的面上的法向应力和剪应力。
3. 一组土样直接剪切试验结果如下表：

σ/kPa	100	200	300	400
τ_f/kPa	67	119	161	215

- ① 试用作图法求土的抗剪强度指标 c 、 φ 值。
- ② 如作用在土样中某平面的正应力和剪应力分别为 220 kPa 和 100 kPa ，是否会发生剪切破坏？
4. 某地基内摩擦角为 35° ，黏聚力 $c = 12 \text{ kPa}$ ， $\sigma_3 = 160 \text{ kPa}$ ，求剪切破坏时的大主应力。
5. 对某砂土土样进行直剪试验， $\sigma = 300 \text{ kPa}$ ， $\tau_f = 200 \text{ kPa}$ ，求：
 - ① 该砂土样的内摩擦角；
 - ② 大主应力作用面与剪切面所成夹角；
 - ③ 破坏时的大、小主应力。

6. 某住宅楼为6层, 经岩土工程勘察得地基承载力特征值 $f_{ak} = 170 \text{ kPa}$, 基础宽度为1.5 m, 埋深4.2 m, 该土为黏性土, e 和 I_L 均小于0.85, 已知基底以上土的加权平均重度 $\gamma_m = 15.3 \text{ kN/m}^3$, 试求修正后的地基承载力特征值 f_a 。



自测题答案

自测题

3.1 土的抗剪强度

一、填空题

- 黏性土抗剪强度的库仑定律表达式为_____。
- 砂土抗剪强度的库仑定律表达式为_____。
- 土的抗剪强度影响因素有_____、_____、_____、_____、_____、_____。
- 直剪仪分为_____和_____两种。
- 一种土的含水量越大, 其内摩擦角越_____。
- 施加垂直压力后, 让土样充分排水固结, 固结完成后, 再快速施加水平剪力, 使土样在3~5 min内剪切破坏, 这样的直剪试验方法称为_____。
- 三轴剪切试验按剪切前的固结程度和剪切时的排水条件, 分为_____、_____、_____。
- 土中一点的莫尔应力圆与抗剪强度曲线相切, 表示它处于_____状态。

二、选择题

- 土体达到极限平衡时, 剪切破坏面与最大主应力 σ_1 作用面的夹角为()。

A. $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ B. $45^\circ + \varphi$ C. 45° D. $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$
- 土中一点发生剪切破坏时, 破裂面与小主应力 σ_3 作用面的夹角为()。

A. $45^\circ + \varphi$ B. $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ C. 45° D. $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$
- 关于 c 、 φ 参数, 下列说法错误的是()。

A. c 、 φ 是描述土的抗剪强度的两个参数, 同一种土中 c 、 φ 是常数

B. c 值反应了土颗粒间的联结能力, 塑性指数越大, 土的黏聚力越大

C. φ 值反应了土颗粒间的咬合能力, 颗粒越大, 内摩擦角越大

D. 土的内摩擦角理论上不能大于 45°
- 若代表土中某点应力状态的莫尔应力圆与抗剪强度包线相切, 则表明土中该点()。

A. 任一平面上的剪应力都小于土的抗剪强度

B. 某一平面上的剪应力超过了土的抗剪强度

C. 在相切点所代表的平面上, 剪应力正好等于抗剪强度

- D. 在最大剪应力作用面上, 剪应力正好等于抗剪强度
5. 某砂土内摩擦角 $\varphi = 34^\circ$, 若 $\sigma_3 = 100$ kPa, 则达到极限平衡时的 σ_1 为多少 kPa? ()
- A. 291.6 B. 353.8 C. 376.9 D. 402.7
6. 黏性土的抗剪指标 $\varphi = 20^\circ$, $c = 10$ kPa, 当土中某点的大主应力 $\sigma_1 = 400$ kPa 时, 该点处于极限平衡状态时, 小主应力 σ_3 为()。
- A. 294 kPa B. 266 kPa C. 210 kPa D. 182 kPa
7. 饱和黏性土在不同竖向压力 p 作用下进行快剪、固结快剪和慢剪, 哪一种试验方法所得的强度最大()。
- A. 慢剪 B. 固结快剪 C. 快剪 D. 一样大
8. 三轴压缩试验在不同排水条件下得到的内摩擦角的关系是()。
- A. $\varphi_u > \varphi_{cu} > \varphi_d$ B. $\varphi_u < \varphi_{cu} < \varphi_d$ C. $\varphi_{cu} > \varphi_u > \varphi_d$ D. $\varphi_d > \varphi_u > \varphi_{cu}$
9. 三个饱和土样进行三轴不固结不排水试验, 其围压 σ_3 分别为 50 kPa, 100 kPa 和 150 kPa, 最终测得的强度有何差别()。
- A. σ_3 越大, 强度越大 B. σ_3 越大, 孔隙水压越大, 强度越小
C. 与 σ_3 无关, 强度相似 D. σ_3 越大, 强度越小
10. 有一饱和黏性土试样, 进行三轴固结不排水试验, 并测出孔隙水压力, 可以得到一个总应力圆和有效应力圆, 试问两个应力圆大小有何不同()。
- A. 总应力圆大 B. 有效应力圆大
C. 无法比较 D. 两个应力圆一样大
11. 饱和软黏土的不排水抗剪强度等于其无侧限抗压强度的()。
- A. 2 倍 B. 1 倍 C. 1/2 倍 D. 1/4 倍
12. 软黏土的灵敏度可用()测定。
- A. 直接剪切试验 B. 室内压缩试验
C. 标准贯入试验 D. 十字板剪切试验
13. 通过无侧限抗压强度试验可以测得黏性土的()。
- A. a 和 E_s B. c_u 和 k C. c_u 和 S_t D. c_{cu} 和 φ_{cu}
14. 在现场原位进行的试验是()。
- A. 直接剪切试验 B. 无侧限抗压强度试验
C. 十字板剪切试验 D. 三轴压缩试验
15. 无侧限抗压强度试验属于()。
- A. 不固结不排水剪 B. 固结不排水剪 C. 固结排水剪 D. 固结快剪
16. 十字板剪切试验属于()。
- A. 不固结不排水剪 B. 固结不排水剪 C. 固结排水剪 D. 慢剪
17. 十字板剪切试验常用于测定()的原位不排水抗剪强度。
- A. 砂土 B. 粉土 C. 黏性土 D. 饱和软黏土
18. 不能用于测定土的不排水强度指标的试验方法是()
- A. 不固结不排水剪 B. 固结不排水剪 C. 十字板剪切试验 D. 快剪试验

三、判断题

1. 地基土中孔隙水压力越大,土的抗剪强度越高。()
2. 当土中某点 $\sigma_1 = \sigma_3$ 时,该点不会发生剪切破坏。()
3. 地基土的强度破坏是剪切破坏,而不是受压破坏。()
4. 土中应力水平越高,土越易破坏,说明土的抗剪强度越小。()
5. 土的抗剪强度是指土体抵抗剪切破坏的极限能力。()
6. 由土的三轴剪切试验可知,如果应力路径不同,那么得到的有效应力抗剪强度指标在数值上存在较大的差异。()
7. 正常固结土的不固结不排水试验的破坏应力圆的包线是一条水平线,它说明土样的破坏面与最大剪应力面是一致的。()
8. 对相同正常固结土进行固结排水剪和固结不排水剪,固结围压相同,则它们所得到的有效应力强度指标相同。()
9. 直接剪切试验的优点是可以严格控制排水条件,而且设备简单、操作方便。()
10. 砂土的抗剪强度由摩擦力和黏聚力两部分组成。()

3.2 地基承载力

一、填空题

1. 在荷载作用下,建筑物地基的破坏通常是由承载力不足而引起的剪切破坏,地基剪切破坏的形式可分为_____、_____、_____。
2. 发生整体剪切破坏的地基,从开始承受荷载到破坏经历了_____、_____、_____三个阶段。
3. 目前常用的地基承载力确定的方法有_____、_____、_____等三大类。
4. 土的抗剪强度指标 c 、 φ 和重度 γ 愈大,则该土的极限承载力 p_u 愈_____。
5. 现场原位测试确定地基承载力的方法有_____、_____、_____、_____、_____。
6. 当前地基极限承载力理论研究,主要限于_____破坏形式。
7. 在进行基础设计时,不能直接采用_____荷载作为地基承载力特征值。
8. 太沙基公式是世界各国常用的极限荷载计算公式,适用于_____基础。

二、选择题

1. 地基变形经历了弹性变形阶段、弹塑性变形阶段和破坏阶段的破坏模式属于()。
A. 整体剪切破坏 B. 局部剪切破坏 C. 刺入剪切破坏 D. 冲切剪切破坏
2. 根据载荷试验确定地基承载力,当 $p-s$ 曲线开始不再保持线性关系时,表示地基土处于何种受力状态()。
A. 弹性状态 B. 整体破坏状态 C. 局部破坏状态 D. 冲切破坏状态
3. 对于(),较易发生整体剪切破坏。
A. 高压缩性土 B. 中压缩性土 C. 低压缩性土 D. 软土

4. 对于(), 较易发生冲切剪切破坏。
- A. 低压缩性土 B. 中压缩性土 C. 密实砂土 D. 软土
5. 下列属于地基土整体剪切破坏的特征的是()。
- A. 基础四周的地面隆起
B. 多发生于坚硬黏土层及密实砂土层
C. 地基中形成连续的滑动面并贯穿至地面
D. 多发生于软土地基
6. 下列属于地基土冲剪破坏的特征是()。
- A. 破坏时地基中没有明显的滑动面 B. 基础四周地面无隆起
C. 基础无明显倾斜, 但发生较大沉降 D. $p-s$ 曲线有明显转折点
7. 荷载试验的中心曲线形态上, 从线性关系开始变成非线性关系的界限荷载称为()。
- A. 临塑荷载 B. 临界荷载 C. 允许荷载 D. 极限荷载
8. 设基础底面宽度为 b , 则临塑荷载 P_{cr} 是指基底下塑性变形区的深度 $z_{max} = ()$ 时基底压力。
- A. $b/2$ B. $b/3$ C. $b/4$ D. 0, 但塑性区即将出现
9. 浅基础的地基极限承载力是指()。
- A. 地基中将要出现但尚未出现塑性区时的荷载
B. 地基中的塑性区发展到一定范围时的荷载
C. 使地基土体达到整体剪切破坏时的荷载
D. 使地基中局部土体处于极限平衡状态时的荷载
10. 地基临塑荷载()。
- A. 与基础埋深无关 B. 与基础宽度无关
C. 与地下水位无关 D. 与地基土软硬无关
11. 地基临界荷载()。
- A. 与基础埋深无关 B. 与基础宽度无关
C. 与地下水位无关 D. 与地基土排水条件有关
12. 在黏性土地基上有一条形刚性基础, 基础宽度为 b , 在上部荷载作用下, 基底持力层内最先出现塑性区的位置在()。
- A. 条形基础中心线下 B. 离中心线 $b/3$ 处
C. 离中心线 $b/4$ 处 D. 条形基础边缘处
13. 黏性土地基上, 有两个宽度不同, 埋置深度相同的条形基础, 问哪个基础的临塑荷载大。()
- A. 宽度大的临塑荷载大 B. 宽度小的临塑荷载大
C. 两个基础的临塑荷载一样大 D. 不一定哪个大
14. 当地基中塑性展区最大深度等于 $1/3$ 或 $1/4$ 基础深度, 此时对应的荷载称为()。
- A. 临塑荷载 B. 临界荷载 C. 破坏荷载 D. 极限荷载
15. 若地基表面产生较大隆起, 基础发生严重倾斜, 则地基的破坏形式为()。
- A. 整体剪切破坏 B. 局部剪切破坏 C. 剪胀破坏 D. 冲切剪切破坏

三、判断题

1. 极限荷载为地基开始局部剪切破坏的荷载。()
2. 地基的临塑荷载大小与条形基础的埋深有关,而与基础宽度无关,因此只改变宽度不能改变地基的临塑荷载。()
3. 一般认为将地基塑性区的最大深度 Z_{\max} 控制在基础宽度的 $1/4 \sim 1/3$ 以内。()
4. 《规范》推荐的理论公式确定地基承载力特征值的公式是基于 $P1/3$ 的。()
5. 对静载荷试验,规范规定对同一土层,应至少选择 3 点作为载荷试验点。()
6. 标准贯入试验,穿心锤质量为 63.5 kg。()
7. 地基承载力与荷载无关。()
8. 地基承载力与基础形状无关。()
9. 设计的基础宽度或埋置深度超过一定范围时,地基容许承载力值予以修正提高。()
10. 太沙基承载力公式适用于地基土是整体和局部剪切破坏的情况。()