

土力学学习指导书与习题

白 冰 编

北京交通大学土木建筑工程学院

目 录

- 第 1 章 土的物理性质及工程分类
- 第 2 章 粘性土的物理化学性质
- 第 3 章 土中水的运动规律
- 第 4 章 土中应力计算
- 第 5 章 土的压缩性与地基沉降计算
- 第 6 章 土的抗剪强度
- 第 7 章 土压力计算
- 第 8 章 土坡稳定分析
- 第 9 章 地基承载力
- 第 10 章 土的动力性质和压实性
- 附录 模拟试题
 - 模拟试题 1
 - 模拟试题 2
 - 模拟试题 3

课程的性质和目的

教材用书:

高大钊等主编 土质学与土力学（第三版） 人民交通出版社，2001.5

课程的性质:

《土质学与土力学》是土木工程专业的主干课程，是专业基础必修课。

本课程主要讲述土的物理力学性质和渗流特性，提供土体分析和计算的方法。任务是使学生掌握土力学的基本原理，为土工结构物(例如房屋基础、桥梁基础、路基、隧道、大坝等)的设计奠定理论基础。

第 1 章 土的物理性质及工程分类

1.1 基本要求

1. 了解土的形成过程，理解土的基本概念。
2. 理解土的三相组成，明确土是由土粒、水和空气组成的三相体。
3. 掌握土的粒径级配的分析方法(包括土颗粒组划分、颗粒大小分析试验、粒径级配曲线绘制、级配好坏的判断指标及标准、粒径级配在无粘土分类上的应用)。清楚土的级配曲线及其用途。
4. 理解土的三相比例指标的定义并掌握其计算方法。建立土的三相图，掌握各指标的定义和公式，推导换算公式。应区分可直接测定的三个基本物理指标的测定方法。
5. 了解土的物理性质，搞清土的物理性状指标的定义并掌握它们之间的换算关系及其用途。
6. 了解表征土的状态指标，掌握如何利用这些指标对土的状态作出判断。此外，对于塑性指数、液性指数的定义及其意义也应明确。了解砂土的相对密度的概念与意义。
7. 了解土的工程分类方法及其步骤。

1.2 重点和难点

1. 重点

土的三相物理指标及换算关系。

土的粒径级配的概念。

土的物理状态的判断。

2. 难点

土的三相物理指标的换算。

1.3 内容辅导

1.3.1 本章重点和难点解析

本章可分为三部分内容：第一部分是从土的形成入手，定性地讨论土的物理性状。这一部分是比较重要的，因为它从机理上阐明了土的属性以及土中三相物质之间的内在联系，是研究土的物理和力学性状的理论基础；第二部分在第一部分的基础上，进一步从定量的关系上讨论了土的性状，并进一步讨论了土的颗粒特征、土的粒度成分及其分析方法、土的结构特性、粘性土的界限含水量和砂土的相对密度等概念及意义，给出土的级配的定量表达方法。

第二部分是本章的核心内容，因为只有以定量的关系来表征土的性状时，才能对土的

工程性质作出比较和鉴别，并借此来评价其优劣以及采取相应的工程措施，同时也为选择土料和研究土的工程性质提供了依据。因此，它是设计、施工乃至对土力学问题进行深入研究必须具备的基本知识。另外，这一部分也为以后各章节的学习打下有利的基础。所以对这一部分要求一定要弄懂有关土的物理性状指标的定义及其相互关系，在此基础上尽可能熟记它们的表达式以及相互换算的关系式。

第三部分主要介绍土工试验规程中关于土的工程分类方法，并就几个典型的工程分类及相应的规范作了介绍。

下面再对各部分内容作一些重点说明，并指出若干值得注意的问题。

1. 土及其形成。

土是由岩石经过风化作用而形成的松散颗粒的堆(沉)积物。岩石的风化一般有物理分解和化学分解两个过程。前者主要是量的变化，而后者主要是质的变化。在以物理风化为主的过程中，岩石破碎而并不改变其成分，岩石中的原生矿物得以保存下来；但在化学风化的过程中，有些矿物分解成为次生的粘土矿物。粘土矿物是很细小的扁平颗粒，表面具有极强的和水相互作用的能力。在风化过程中，由于微生物作用，土中产生复杂的腐殖质矿物，此外还会有动植物残体等有机物，如泥炭等。

2. 一些基本概念。

土的固相：土的固相物质包括无机矿物颗粒和有机质，是构成土的骨架最基本的物质。土中的无机矿物成分可以分为原生矿物和次生矿物两大类。

原生矿物：岩浆在冷凝过程中形成的矿物，如石英、长石、云母等。

次生矿物：由原生矿物经过风化作用后形成的新矿物，如三氧化二铝、三氧化二铁、次生二氧化硅、粘土矿物以及碳酸盐等。

粘土矿物的主要代表性矿物：高岭石、伊利石和蒙脱石。由于其亲水性不同，当其含量不同时土的工程性质也就不同。可进一步见第2章的有关内容。

土的液相：土的液相是指存在于土孔隙中的水。它和亲水性的矿物颗粒表面有着复杂的物理化学作用。按照水与土相互作用程度的强弱，可将土中水分为结合水和自由水两类。

结合水：指处于土颗粒表面水膜中的水，受到表面引力的控制而不服从静水力学规律，其冰点低于零度。结合水又可分为强结合水和弱结合水。

自由水：包括毛细水和重力水。毛细水不仅受到重力的作用，还受到表面张力的支配，能沿着土的细孔隙从潜水面上升到一定的高度。重力水在重力或压力差作用下能在土中渗流，对于土颗粒和结构物都有浮力作用。

土的气相：指充填在土的孔隙中的气体，包括与大气连通和不连通的两类。与大气连通的气体对土的工程性质没有多大的影响，当土受到外力作用时，这种气体很快从孔隙中挤出；但是密闭的气体对土的工程性质有很大的影响，在压力作用下这种气体可被压缩或溶解于水中，而当压力减小时，气泡会恢复原状或重新游离出来。

3. 土是由土粒、水和空气组成的三相体系。

土是由固体颗粒、水和气体三部分组成的，通常称之为土的三相组成(固相、液相和气相)，随着三相物质的质量和体积的比例不同，其中影响最大的是固相。在土的固相这一部分中，主要应掌握土的三种结构及其特点和土的级配、级配曲线及其主要用途等方面。应特别指出，土粒的级配过去是以重量的百分比来定义，而现在已改为以质量的百分比来定

义。在土的液相这一部分中，着重搞清结合水的形成及其特性以及它与自由水的根本区别。

4. 土的物理性状指标。

这是本章的重点，必须掌握。在这一部分中，首先要结合三相图把各种指标的定义搞清楚，明确基本指标和换算指标的概念。在此基础上，熟练地掌握指标之间的换算关系。物理性质中的三个基本指标，过去是以重量来定义，称为土的容重、土粒的比重和含水量。采用国际单位制后，三个基本指标已改用质量来定义，除了土的容重改为土的密度外，仍保留土粒的比重(或称重力密度)和含水量一词，但其涵义已经不同，必须注意。应该指出，在工程实用计算时，仍采用土的容重，它与土的密度之间的关系为 $\gamma = \rho g$ ， g 为重力加速度。在国标单位制中，土的密度以 g/cm^3 计，土的容重以 kN/m^3 计， g 可近似采用10。

对于表征土的状态指标的相对密度和稠度等，除了解其定义外，应着重掌握如何利用这些指标对土的状态作出判断。粘性土的稠度有三个界限含水量，即液限、塑限、缩限，此外，对于塑性指数、液性指数的定义及其用途也应明确。

5. 土的工程分类。

首先应了解土的分类目的和步骤；其次要搞清符号及其组合的意义；再就是学会利用级配曲线和塑性图对土进行分类定名的方法。此外，还应注意根据不同的目的和不同的规范可以有不同的分类方法。

土的分类体系，主要有两种。共同点是：对粗粒土按粒度成分来分类；对细粒土按土的 Atterberg 界限来分类。其主要区别是：对于粗粒土，第一种体系按大于某一粒径的百分数含量超过某一界限来定名，并按从粗到细的顺序以最先符合为准；第二种体系则按两个粒组相对含量的多少，以含量多的来定名。对于细粒土，第一种体系按塑性指数分类；第二种体系按塑性图分类。从各部门的分类体系来说，不同的行业、不同的部门都有自己的分类标准。

6. 用塑性图对细粒土进行分类的优点及注意的问题

土的塑性指数 I_p 是划分细粒土的良好指标，而且还能综合反映土的颗粒组成、矿物成分以及土粒表面吸附阳离子成分等方面的特性。但是不同的液限塑限可给出相同的塑性指数，而土性却可能很不一样。可见，细粒土的合理分类应兼顾塑性指数和液限两方面。

近年来，国外在土的工程分类方面有了很大进展，许多国家的分类体系，不仅在国内已经制订了统一标准，而且在国家之间，也基本上趋于统一。塑性图分类法现已普遍用于各国对细粒土的土质分类。这就为促进国际技术交流提供了有利条件。

1.3.2 例题解析

[例 1] 某原状土样经试验测得天然密度 $\rho=1.7\text{t/m}^3$, 含水量 $w=25.2\%$, 土粒比重 $G_s=2.72$ 。试求该土的孔隙比 e 、孔隙率 n 、饱和度 S_r 、干重度 γ_d 、饱和重度 γ_{sat} 和有效重度 γ' 。

$$[\text{解}]: (1) e = \frac{G_s(1+w)\rho_w}{\rho} - 1 = \frac{2.72 \times (1+0.252) \times 1}{1.7} = 1.003$$

$$(2) n = \frac{e}{1+e} = \frac{1.003}{1+1.003} = 0.501 = 50.1\%$$

$$(3) S_r = \frac{\omega G_s}{e} = \frac{0.252 \times 2.72}{1.003} = 0.683 = 68.3\%$$

$$(4) \gamma_d = \frac{\gamma_w G_s}{1+e} = \frac{10 \times 2.72}{1+1.003} = 13.58 \text{ kN/m}^3$$

$$(5) \gamma_{sat} = \frac{\gamma_w(G_s + e)}{1+e} = \frac{10 \times (2.72 + 1.003)}{1+1.003} = 18.59 \text{ kN/m}^3$$

$$(6) \gamma' = \frac{\gamma_w(G_s - 1)}{1+e} = \frac{10 \times (2.72 - 1)}{1+1.003} = 8.59 \text{ kN/m}^3$$

[例 2] 某粘性土的天然含水量 $w=35.2\%$, 液限 $w_L=40\%$, 塑限 $w_P=25\%$, 试求该土的塑性指数 I_P 和液性指数 I_L , 并确定该土的状态。

$$[\text{解}]: I_P = w_L - w_P = 40 - 25 = 15$$

$$I_L = \frac{w - w_P}{I_P} = \frac{35.2 - 25}{15} = 0.68$$

查表可知该土的状态为可塑状态。

[例 3] 从某天然砂土层中取得的试样通过试验测得其含水率 $w=11\%$, 天然密度 $\rho=1.70\text{g/cm}^3$, 最小干密度为 1.41g/cm^3 , 最大干密度为 1.75g/cm^3 , 试判断该砂土的密实程度。

[解] 已知 $\rho=1.70\text{g/cm}^3$, $w=11\%$, 可得该砂土的天然干密度为:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w} = \frac{1.70}{1+0.11} = 1.53 \text{ g/cm}^3$$

再由 $\rho_{dmin}=1.41\text{g/cm}^3$, $\rho_{dmax}=1.75\text{g/cm}^3$, 可得

$$D_r = \frac{(\rho_d - \rho_{dmin})\rho_{dmax}}{(\rho_{dmax} - \rho_{dmin})\rho_d} = \frac{(1.53 - 1.41) \times 1.75}{(1.75 - 1.41) \times 1.53} = 0.4$$

由于 $1/3 < D_r < 2/3$, 所以该砂土层处于中密状态。

1.4 作业

1. 教材练习题

第 21 页 习题 1-1, 习题 1-2, 习题 1-3

2. 思考题

- (1) 何谓土的级配和级配曲线。土的级配曲线的特征可用哪两个系数来表示。
- (2) 如何利用土的级配曲线来判别土的级配的好坏。
- (3) 什么叫砂土的相对密度。有何用途。
- (4) 何谓液限、塑限、缩限。液限和塑限的试验是怎样进行的。
- (5) 何谓塑性指数和液性指数。各有何用途。
- (6) 土的工程分类的目的是什么。
- (7) 土的分类中有哪些符号。这些符号 组合的意义。

课后答案网
www.hackshp.cn

第2章 粘性土的物理化学性质

2.1 基本要求

1. 了解土的矿物成分和土中水的种类。
2. 掌握组成粘性土的主要矿物成分。
3. 了解粘土矿物的带电性质、比表面。
4. 了解土的矿物组成对土的工程性质（土的塑性、土的强度、土的触变性）的意义。
5. 了解粘性土的结构性和灵敏度等。

2.2 重点和难点

1. 重点

组成粘性土的主要矿物成分。

2. 难点

土的矿物成分和土中水的种类，粘土矿物颗粒的结晶结构。

2.3 内容辅导

2.3.1 本章重点和难点解析

1. 把粒径小于 0.002mm 的土粒称为粘土粒组。组成粘土粒组的矿物成分有：粘土矿物（如高岭石、蒙脱石和伊利石等）、非粘土矿物（如石英、长石、云母等）、有机矿物。大多数粘土矿物都是薄片状的，所以具有很大的比表面。粘性土的工程性质，如塑性、压缩性，胀缩性、强度等，主要受粒间的各种相互作用力所制约，而粒间的相互作用力又与矿物颗粒本身的结晶格架特征有关，亦即与组成矿物的原子和分子的排列有关，与原子分子间的键力有关。

2. 土的塑性是区别粘性土和砂性土的重要特征，也是粘性土的分类依据。土的塑性与组成土的粘土矿物成分、土粒与水溶液的相互作用有关。因此，对于一些非粘土矿物，如石英、长石、云母等，即使磨碎成小于 0.002mm 的微小粒子，它们与水溶液拌和后也不显示出塑性。这一点应特别值得注意。

3. 粘土抗剪强度的物理本质

当土体发生剪切破坏时，一部分土体沿着滑动面相对于另一部分土体移动。在剪切面上，土的原有结构破坏，而且剪切位移会使滑动面上粘土颗粒沿着剪切方向重新定向排列。为了破坏原来的结构就必须抵抗剪切前处于平衡的各种力，包括接触点处的吸引力势（是由范德华键力引起的）、颗粒接触点处的粘合力。如果剪切位移要把叠在一起的矿物颗粒拆散，还必须克服层面之间的键力，这些在宏观上均表现为粘聚力。当沿滑动面产生相对位

移时, 还有可能使一个颗粒超越另一个颗粒滑动, 或者使某些颗粒发生转动, 以及接触点处颗粒之间也存在摩擦等, 这些力在宏观上称为内摩擦力。

粘性土的抗剪强度是由粘聚力分量和摩擦力分量所组成的, 并与胶体活动性指数有密切的关系。随着活动性指数的增大, 粘聚力分量随之增加, 摩擦力分量随之减小。

2.3.2 例题解析

[例 1] 概念解释

组成粘性土矿物的三种主要成分: 蒙脱石、伊利石、高岭石。由于其亲水性不同, 当其含量不同时土的工程性质也就不同。

[例 2] 塑性指数的物理意义及其影响因素。

塑性指数 I_p 是指液限和塑限的差值, 也就是土处在可塑状态时含水量的变化范围。可见, 塑性指数愈大, 土处于可塑状态的含水量范围也愈大。换句话说, 塑性指数的大小与土中结合水的可能含量有关, 亦即与土的颗粒组成, 土粒的矿物成分以及土中水的离子成分和浓度等因素有关。

从土的颗粒来说, 土粒越细、且细颗粒(粘粒)的含量越高, 则其比表面和可能的结合水含量愈高, 因而 I_p 也随之增大。从矿物成分来说, 粘土矿物可能具有的结合水量大(其中尤以蒙脱石类土为最大), 因而 I_p 也大。从土中水的离子成分和浓度来说, 当水中高价阳离子的浓度增加时, 土粒表面吸附的反离子层的厚度变薄, 结合水含量相应减少, I_p 也小; 反之随着反离子层中的低价阳离子的增加, I_p 变大。

[例 3] 概念解释。

土的结构性: 土的结构性是指土的物质组成(主要指土粒, 也包括孔隙)的空间相互排列, 以及土粒间的联结特征的综合。它对土的物理力学性质有重要的影响。土的结构, 按其颗粒的排列方式有: 单粒结构、聚粒结构、絮凝结构等。土的结构在形成过程中, 以及形成之后, 当外界条件变化时(例如荷载条件、湿度条件、温度条件或介质条件的变化), 都会使土的结构发生变化。

土的灵敏度: 保持原来含水量不变但天然结构被破坏的重塑土的强度比保持天然结构的原状土的强度低, 其比值可作为结构性的指标, 即灵敏度。

2.4 作业

1. 教材练习题

第 35 页 思考题 2-1, 思考题 2-2

2. 思考题

(1) 组成粘性土的主要矿物成分是什么。

(2) 从结晶结构的差异性, 说明由高岭石、伊利石、蒙脱石等粘土矿物组成的土在一系列工程性质上的差异性。

第3章 土中水的运动规律

3.1 基本要求

1. 了解土的毛细现象和毛细特征。
2. 掌握达西渗流定律及其影响因素，土的渗透系数及其影响因素。
3. 掌握动水力、流砂和管涌的概念，掌握单层或多层土时流砂现象发生的条件和判别方法。
4. 了解流网的概念及其应用。
5. 了解土的冻胀特性和机理。

3.2 重点和难点

1. 重点

达西渗流定律及其影响因素。
土的渗透系数及其影响因素。

2. 难点

流砂和管涌现象发生的条件和判别方法。

3.3 内容辅导

3.3.1 本章重点和难点解析

土中水并非处于静止不变的状态，而是在运动着的。土中水的运动原因和形式很多，例如在重力的作用下，地下水的流动(土的渗透性问题)，在土中附加应力作用下孔隙水的挤出(土的固结问题)，由于表面现象产生的水分移动(土的毛细现象)；在土颗粒的分子引力作用下结合水的移动(如冻结时土中水分的移动)；由于孔隙水溶液中离子浓度的差别产生的渗附现象等。土中水的运动将对土的性质产生影响，在许多工程实践中碰到的问题，如流砂、冻胀、渗透固结，渗流时的边坡稳定等，都与土中水的运动有关。

本章主要讨论土中水的运动规律及其对土性质的影响。

影响土的渗透性的因素必须掌握，也是本章的重点。影响因素包括：土的粒度成分与矿物成分；结合水膜的厚度；土的结构和构造；水的粘滞度；土中气体。

特别值得注意的是：从现场取得的土样进行室内试验测定的渗透系数与现场的实际情况差异很大，往往相差几个数量级，这主要与土的结构破坏有关。所以，必要时必须进行现场抽水试验。

应注意常水头渗透试验与变水头渗透试验的适用范围和优缺点。对于成层土渗透系数的计算也应掌握。

此外，流砂和管涌也是本章的两个基本概念。注意流砂现象发生在土体表面渗流逸出处，不发生于土体内部，而管涌可以发生在渗流逸出处，也可能发生在土体内部。

渗流模型的提出及基本假定：水在土中的渗流是在土颗粒间的孔隙中发生的。由于土体孔隙的形状、大小及分布极为复杂，导致渗流水质点的运动轨迹很不规则，因而可以对渗流作如下的简化：一是不考虑渗流路径的迂回曲折，只分析它的主要流向；二是不考虑土体中颗粒的影响，认为孔隙和土粒所占的空间之总和均为渗流所充满。为了使渗流模型在渗流特性上与真实的渗流相一致，它还应该符合以下要求：(a)在同一过水断面，渗流模型的流量等于真实渗流的流量；(b)在任一界面上，渗流模型的压力与真实渗流的压力相等；(c)在相同体积内，渗流模型所受到的阻力与真实渗流所受到的阻力相等。

3.3.2 例题解析

[例 1] 设做变水头渗透试验的粘土试样的截面积为 30cm^2 ，厚度为 4cm ，渗透仪细玻璃管的内径为 0.4cm ，试验开始时的水位差为 145cm ，经时段 $7\text{分}25\text{秒}$ 观察得水位差为 130cm ，试验时的水温为 20°C ，试求试样的渗透系数。

[解] 已知试样的截面积 $A=30\text{cm}^2$ ，渗径长度 $L=4\text{cm}$ ，细玻璃管的内截面积 $a=\pi d^2/4=3.14\times(0.4)^2/4=0.1256\text{cm}^2$ ， $h_1=145\text{cm}$ ， $h_2=130\text{cm}$ ， $t_1=0$ ， $t_2=7\times 60+25=445\text{s}$ 。

则可得试样在 20°C 时的渗透系数为

$$k = 2.3 \frac{aL}{A(t_2 - t_1)} \lg \frac{h_1}{h_2} = 2.3 \times \frac{0.1256 \times 4}{30 \times 445} \times \lg \frac{145}{130} = 4.16 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

[例 2] 简要回答影响土的渗透性的因素主要有那些。

[答]：(1) 土的粒度成分及矿物成分。土的颗粒大小、形状及级配，影响土中孔隙大小及其形状，因而影响土的渗透性。土颗粒越粗，越浑圆、越均匀时，渗透性就大。砂土中含有较多粉土及粘土颗粒时，其渗透系数就大大降低。(2) 结合水膜厚度。粘性土中若土粒的结合水膜厚度较厚时，会阻塞土的孔隙，降低土的渗透性。(3) 土的结构构造。天然土层通常不是各向同性的，在渗透性方面往往也是如此。如黄土具有竖直方向的大孔隙，所以竖直方向的渗透系数要比水平方向大得多。层状粘土常夹有薄的粉砂层，它在水平方向的渗透系数要比竖直方向大得多。(4) 水的粘滞度。水在土中的渗流速度与水的容重及粘滞度有关，从而也影响到土的渗透性。

3.4 作业

1. 教材练习题

第 54 页 习题 3-1，习题 3-2

2. 思考题

- (1) 何谓土的渗透性。达西渗透定律及其影响因素。
- (2) 何谓土的渗透系数。回答土的渗透系数及其影响因素。
- (3) 什么叫毛细水。毛细水有何特性。

第4章 土中应力计算

4.1 基本要求

1. 了解土中一点的应力分布情况。
2. 掌握自重应力的分布规律，掌握自重应力的计算方法。
3. 掌握基底压力的计算方法及其分布规律
4. 了解在弹性半空间表面作用荷载时应力的分布与衰减情况。
5. 了解刚性基础和柔性基础底面的应力分布的假定。
6. 掌握附加应力的分布规律，掌握附加应力的计算方法。
7. 掌握土中在各种荷载作用下竖向应力的计算方法(利用图表)。并掌握空间问题和平面问题的区别。
8. 弄清孔隙水应力和有效应力的基本概念以及两者之间的关系。
9. 重点掌握有效应力的概念和有效应力原理及其工程意义。

4.2 重点和难点

1. 重点

自重应力的分布规律和计算方法。

附加应力的分布规律和计算方法。

有效应力的概念及其工程意义。

2. 难点

孔隙水应力和有效应力的基本概念以及两者之间的关系。

有效应力原理的工程意义。

4.3 内容辅导

4.3.1 本章重点和难点解析

本章主要是围绕着土中应力的计算来进行的，讨论土中应力的目的是为下一章沉降计算奠定基础。主要包括下列一些内容：

第一部分主要阐明土中应力的概念和讨论土中应力的目的。土中的应力按其产生的原因。可分为自重应力和附加应力两种。前者是指由土体本身重量产生的；后者是指由建筑物的荷载所引起的。按照力的传递方式，则有孔隙水应力和有效应力两种，并把这两者之和称为总应力。讨论应力的目的，是为了研究土的变形和强度问题，这两个问题将分别在后面加以讨论。

第二部分主要介绍土中自重应力的计算。在这一部分中，首先要明确地基中的自重应力不会再引起土的变形。但新近沉积的土或人工填土以及地下水位的升降，还会引起相应的变形。其次，在自重应力计算时，把地基当作半无限弹性体来考虑。最后，应清楚自重应力是随深度线性增大、呈三角形分布的规律。在计算自重应力时还应注意下列几点：

(1)计算的起始点必须从原地面开始，与基坑开挖与否无关。因为自重应力实质上是指土体中所受到的原始应力。

(2)当地基土成层时，由于各土层的容重不同，在各土层交界面处的自重应力分布会出现转折现象。

(3)在地下水位以下，必须采用土的浮容重来计算。因为不论从考虑水对土体的浮力或按有效应力原理都可以证明，处于地下水位以下的土，它实际所受到的应力就是有效应力或有效重量。应该提及，当地下水位下降时，由于浮力消失(或孔隙水应力减小)，土的重量(或有效应力)增加，将会引起土的压缩变形。

第三部分主要介绍了土中的附加应力问题，它是本章的中心或重点内容，必须掌握。

地基中的附加应力与基础底面压力的大小和分布有关。因此，必须掌握在各种荷载作用下，基底压力的计算方法，并通过大量计算达到熟练的程度。若基础的埋置深度为 D ，则在计算附加应力时一定要采用基底净压力，即 $p_0 = p - \gamma D$ 。当基底压力为梯形分布时，则只需在竖直均布压力中考虑即可。

在计算地基中的附加应力时，应注意下列几点：

(1)首先要分清空间问题还是平面问题。当基础的长度 L 与宽度 B 之比，即 $L/B < 10$ 时，则属空间问题；而当 $L/B \geq 10$ 时，则属平面问题。在实用上只要 $L/B \geq 5$ ，就可按平面问题考虑。

(2)若该课题属于空间问题，则只能求解基础角点下任意深度 z 处的附加应力，而其他各点(包括基础内外)均应利用“角点法”并按叠加原理来求解。应用“角点法”时应注意三点：①该点必须落在新划分的基础角点上；② L 和 B 均以新划分后的尺寸为准；③对于梯形分布压力，除了对基础要进行划分外，荷载本身也要进行相应地划分。

在空间问题中，必须搞清不同压力分布情况下 L 和 B 的含义。

(3)若该课题属于平面问题，则可以求解地基中任意点的附加应力。但在计算时必须注意竖直均布压力、三角形分布压力和水平分布压力情况下的坐标原点及其正、负方向。

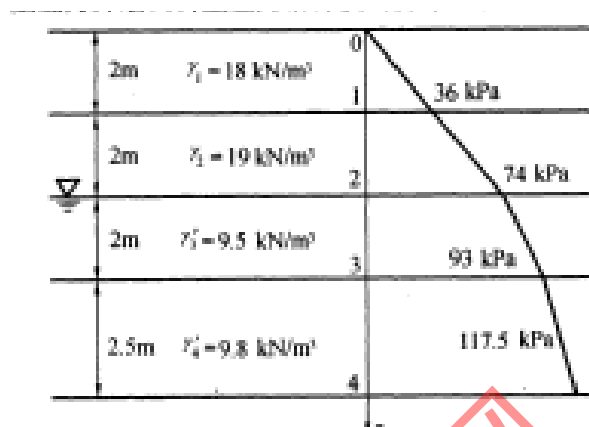
(4)在求解附加应力时， z 必须从基础底面起算，切勿从原地面开始。

此外，对附加应力计算中存在的主要问题也应作一般了解。

第四部分进一步阐明孔隙水应力和有效应力的概念，导出了著名的太沙基有效应力原理的表达式，即 $\sigma = u + \sigma'$ 。有效应力原理是土力学的一个重要理论，它是贯穿土力学学科的一条主线，也是本章需特别关注的问题。它也是以后讨论土的固结和强度问题的基础。在这部分内容中，以静水和单向渗流条件下的饱和土为例，说明有效应力原理的应用，而并未涉及到由于荷载作用引起的孔隙水应力和有效应力的问题，关于这一问题在以后各章中会陆续重点介绍。因此，这里要求大家着重搞清有效应力原理的概念，为以后进一步应用打下良好的基础。

4.3.2 例题解析

[例 1] 设有如图所示的多层地基，各土层的厚度及重度示于图中，试求各土层交界面上的自重应力并绘出自重应力沿深度的分布图。



例 1 计算图

[解] 根据图中所给资料，各土层交界面上的自重应力分别计算如下：

$$\sigma_{cz0} = 0$$

$$\sigma_{cz1} = \gamma_1 h_1 = 18 \times 2 = 36 \text{ kPa}$$

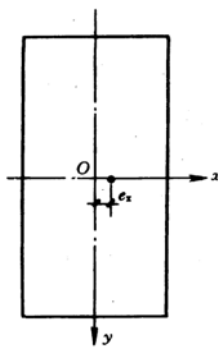
$$\sigma_{cz2} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 = 36 + 19 \times 2 = 74 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{cz3} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 = 74 + 9.5 \times 2 = 93 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{cz4} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_4 h_4 = 93 + 9.8 \times 2.5 = 117.5 \text{ kPa}$$

由于自重应力计算公式中每项都是深度的一次函数，所以各土层交界面之间的自重应力分布可用直线连接，该地基自重应力分布如图。

[例 2] 某基础底面尺寸为 $20\text{m} \times 10\text{m}$ ，其上作用有 24000kN 竖向荷载，计算：(1) 若为轴心荷载，求基底压力；(2) 若合力偏心距 $e_y = 0$ ， $e_x = 0.5\text{m}$ ，如图所示，再求基底压力；(3) 若偏心距 $e_x \geq 1.8\text{m}$ 时，基底压力又为多少。



解题思路：在本专业中，常遇到求基底压力问题，因为基底压力是基础传给地基的压力。在该压力作用下，地基发生变形和剪切破坏。因此，在进行地基的承载力变形计算中，都需要正确地确定基底压力。

目前计算基底压力的方法，仍沿用材料力学公式，即在中心荷载作用下：

$$p = \frac{F + G}{A}$$

例 2 图

在偏心荷载作用下，据偏心距 e 的大小分为三种情况：

当 $e < \rho$ 时
$$p_{\max} = \frac{F+G}{A} + \frac{M}{W} = \frac{F+G}{A} \left(1 + \frac{e}{\rho} \right)$$

$$p_{\min} = \frac{F+G}{A} - \frac{M}{W} = \frac{F+G}{A} \left(1 - \frac{e}{\rho} \right)$$

当 $e = \rho$ 时，上式中 $p_{\min} = 0$

当 $e > \rho$ 时， $p_{\max} = \frac{2(F+G)}{3b(l/2-e)}$ (注：若为宽度方向 b 偏心，则公式中 b 和 l 互换)。

式中， ρ 为基底的核心半径，矩形 $\rho = l/6$ ；圆形 $\rho = d/8$ ，其它符号意义见前。

[解]：

(1) 这是求在中心荷载作用下，基底压力 p 的问题，依题意有：

$$p = \frac{F+G}{A} = \frac{24000}{20 \times 10} = 120 \text{ kPa}$$

(2) 按题意，合力偏心距 $e_y = 0$ ， $e_x = 0.5\text{m}$ ，这是工程实践中常见的一个方向的偏心问题，再求基底压力。

因为 $e_x = 0.5\text{m} < \rho = \frac{10}{6} = 1.67\text{m}$

故
$$p_{\max} = \frac{F+G}{A} + \frac{M}{W} = 120 + \frac{24000 \times 0.5}{\frac{20 \times 10^2}{6}} = 120 + 36 = 156 \text{ kPa}$$

$$p_{\min} = \frac{F+G}{A} - \frac{M}{W} = 120 - \frac{24000 \times 0.5}{\frac{20 \times 10^2}{6}} = 120 - 36 = 84 \text{ kPa}$$

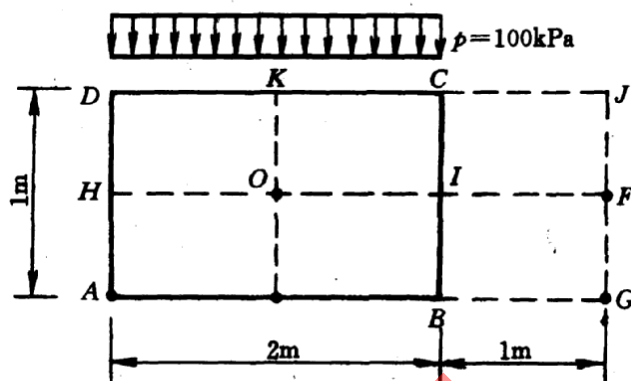
(3) $e_y = 0$ ，偏心距 $e_x \geq 1.8\text{m}$ ，即 $e_x > \rho = 1.67\text{m}$

则：
$$p_{\max} = \frac{2(F+G)}{3b(l/2-e)} = \frac{2 \times 24000}{3 \times 20 \times (10/2 - 1.8)} = 250 \text{ kPa}$$

[例 3] 有一均布荷载 $p = 100\text{kPa}$ ，荷载面积为 $2\text{m} \times 1\text{m}$ ，如图所示。求荷载面上角点 A、边点 E、中心点 O、以及荷载面外 F 点和 G 点各点下 $z = 1\text{m}$ 深度处的附加应力。利用计算结果说明附加应力的扩散规律。

解题思路：该题需求荷载面角点下、中点下、边点下及荷载面外某些点下的附加应力，计算范围较广。求附加应力时，计算公式都十分简单，关键在于应用“角点法”，掌握好角

点法的“三要素”。这三要素是：（1）划分的每一个矩形都要有一个角点位于公共角点下；
（2）所有划分的矩形面积总和应等于原有的受荷面积；（3）查附加应力表时，所有矩形都是长边为 l ，短边为 b 。



例 3 图

[解] 直接列表计算。

用角点法计算附加应力值

所计算的点	荷载作用面积	l/b	z/b	α_c	σ_z (kPa)
A	ABCD	2	1	0.20	20
E	EBCD	1	1	0.175	35
O	OEBI	2	2	0.120	48
F	FHAG, FIBG	6, 2	2	0.137, 0.120	1.7
G	GJDA, GJCB	3, 1	1	0.203, 0.175	2.8

详细计算过程如下：

角点 A：

$$\frac{l}{b} = \frac{2}{1} = 2 \quad \frac{z}{b} = \frac{1}{1} = 1$$

$$\alpha_c = 0.2 \quad \sigma_z = \alpha_c p = 20 \text{ kPa}$$

边点 E：如图，划分为 2 个相等小矩形：

$$\frac{l}{b} = \frac{1}{1} = 1 \quad \frac{z}{b} = \frac{1}{1} = 1 \quad \alpha'_c = 0.174$$

$$\sigma_z = 2 \times \alpha'_c p = 2 \times 0.175 \times 100 = 35 \text{ kPa}$$

中点 O：划分为 4 个相等的小矩形：

$$\frac{l}{b} = \frac{1}{0.5} = 2 \quad \frac{z}{b} = \frac{1}{0.5} = 2 \quad \alpha'_c = 0.120$$

$$\sigma_z = 4 \times \alpha'_c p = 48 \text{ kPa}$$

F 点: (作辅助线如图) $\sigma_z = 2 \times (\alpha_{cI} - \alpha_{cII}) p = 2 \times (0.137 - 0.120) \times 100 = 1.7 \text{ kPa}$

其中: α_{cI} 为矩形 FHAG 应力系数,

$$\frac{l}{b} = \frac{3}{0.5} = 6 \quad \frac{z}{b} = \frac{1}{0.5} = 2 \quad \alpha_{cI} = 0.137$$

α_{cII} 为矩形 FIBG 应力系数,

$$\frac{l}{b} = \frac{1}{0.5} = 2 \quad \frac{z}{b} = \frac{1}{0.5} = 2 \quad \alpha_{cII} = 0.120$$

G 点: $\sigma_z = (\alpha_{cI} - \alpha_{cII}) p = (0.203 - 0.175) \times 100 = 2.8 \text{ kPa}$

其中: α_{cI} 为矩形 GJDA 应力系数,

$$\frac{l}{b} = \frac{3}{1} = 3 \quad \frac{z}{b} = \frac{1}{1} = 1 \quad \alpha_{cI} = 0.203$$

α_{cII} 为矩形 GJCB 应力系数,

$$\frac{l}{b} = \frac{1}{1} = 1 \quad \frac{z}{b} = \frac{1}{1} = 1 \quad \alpha_{cII} = 0.175$$

从以上计算结果说明: 在地面下同一深度处, 荷载面中点 O 下附加应力最大, 其附近边点 E 的附加应力次之, 角点 A 附加应力最小; 而荷载面积之外的 F、G 点也作用有附加应力。可见, 附加应力是扩散分布的。

[例 4] 土中应力计算的基本假定及理由有那些。

目前土中应力的计算方法, 主要是采用弹性力学公式, 也就是把地基土视为均匀的、各向同性的半无限弹性体。其计算结果能满足实际工程的要求, 其原因有: (a) 建筑物基础底面尺寸远远大于土颗粒尺寸, 同时考虑的也只是计算平面上的平均应力, 而不是土颗粒间的接触集中应力。因此可以近似地把土体作为连续体来考虑, 应用弹性理论。(b) 土在形成过程中具有各种结构与构造, 使土呈现不均匀性。同时土体也不是一种理想的弹性体。但是, 在实际工程中土中应力水平较低, 土的应力应变关系接近于线性关系。因此, 当土层间的性质差异并不大时, 采用弹性理论计算土中应力在实用上是允许的。(c) 地基土在水平方向及深度方向相对于建筑物基础的尺寸而言, 可以认为是无限延伸的, 因此可以认为地基土是符合半无限体的假定。

4.4 作业

1. 教材练习题

第 84 页 习题 4-1, 习题 4-3, 习题 4-4, 习题 4-5

2. 思考题

(1) 竖直偏心、倾斜偏心荷载作用时的基底压力是如何分布的。大小如何计算。

(2) 在求解地基的附加应力时，是怎样来判别空间问题和平面问题的。空间问题和平面问题条件下各有几个应力分量。

(3) 有效应力原理的概念和意义。

课后答案网
www.hackshp.cn

第 5 章 土的压缩性与地基沉降计算

5.1 基本要求

1. 了解土的压缩特性，其中包括压缩的基本概念、压缩曲线、压缩系数及其用途等。
2. 掌握压缩试验方法及压缩曲线的绘制、压缩性高低的判别、侧限变形条件下压缩变形计算的各种公式。
3. 掌握应力历史对粘性土压缩性的影响。
4. 了解 P_c 、 C_s 、 C_c 的确定方法和试验曲线的修正。
5. 理解 $e-p$ 曲线或 $e-\log p$ 曲线实质上是反映了土的应力-应变关系的曲线。
6. 掌握土样沉降的计算方法。理解正常固结、超固结与欠固结的概念与有关的沉降计算公式。
7. 明确无侧向变形条件下压缩量公式的推导原理和假定；掌握利用分层总和法计算最终沉降量。
8. 掌握太沙基一维渗透固结理论基本概念和适用条件，掌握不同定解条件下通过图表确定固结或反之由固结度确定时间因子、有效应力和 t 时刻的沉降的方法。

5.2 重点和难点

1. 重点

分层总和法计算沉降量。

太沙基一维渗透固结理论计算

2. 难点

太沙基一维渗透固结理论

5.3 内容辅导

5.3.1 本章重点和难点解析

本章主要是围绕着基础沉降以及沉降与时间关系这两个中心问题来进行的。在学习本章时，首先要明确为什么要提出基础沉降以及沉降与时间关系问题，即它与工程的安危和保证建筑物的正常使用有何重要意义，其次要清楚基础沉降产生的原因及其影响的因素，在此基础上，应熟练地掌握沉降及其与时间关系的计算方法。现将本章主要内容归纳如下：

1. 土的压缩性。

土在外界压力作用下体积缩小的性能称为土的压缩性。土之所以具有压缩性主要是由它具有孔隙，这是土区别于其他材料的重要特征之一。土中孔隙所占的体积愈多、其压缩性愈高，反之，则愈低。土的压缩性的高低通常以侧限压缩试验所得到的压缩曲线及其

相应的压缩系数 a_v 来表示。压缩系数定义为单位压力增量引起孔隙比的减小。压缩曲线愈陡,土的压缩性愈高,反之则曲线平缓,土的压缩性愈低。土的压缩性高低还可以用 $e \sim \log p$ 曲线上的斜率(称为压缩指数 C_c)和压缩模量 E_s 来表示。影响土的压缩性的高低除了土的种类、颗粒组成以及土的结构等因素以外,还与土的应力历史有关。土的应力历史以超固结比 OCR 来表示,并根据 OCR 的大小将土划分为正常固结、超固结和欠固结等三种。

土的压缩过程是指在某一压力作用下,孔隙中的水和气向外排出,土粒互相靠拢的过程。对于饱和土体来说,则是孔隙中的水向外排出的过程。通常把饱和土的压缩称为固结。

因此,从土压缩的基本概念可以得出下列四点重要的结论:①土中孔隙的存在是土产生压缩的主要原因,但外界压力作用是引起土体压缩的必要条件;②孔隙中的水和气(饱和土仅为水)向外排出是土产生压缩(或固结)的充分条件,如果把土置于密闭的容器中,即使施加很大的压力也不可能引起压缩;③由于土的压缩(或固结)是随着水和气的排出而逐渐发生的。因此,土的压缩(或固结)是时间的函数;④压缩量的大小与土的初始密度有关。

土除了具有压缩特性外,尚具有回弹(卸荷)再压缩(再加荷)的特性。前述超固结土即处于回弹再压缩状态,所以其压缩性最低。工程上常利用这一特性对软土地基进行加固。

2. 基础的沉降计算。

基础的沉降是由于地基中土的压缩引起的。土的压缩量的基本公式是 $S = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \Delta p H$,

其中 e_1 为初始孔隙比,它与初始压力 p_1 相对应; e_2 为加压力增量 Δp 后压缩稳定的孔隙比,它与 $p_2 = p_1 + \Delta p$ 相对应。将此基本公式用于计算基础沉降时,则初始压力就是地基的自重应力,而压力增量就是地基的附加应力。

土的压缩量基本公式是在下列三个假定条件下得到的:①土的压缩仅在竖直方向发生而无侧向变形;②土的压缩是由于孔隙体积的减小,土粒的体积保持不变;③在土层厚度 H 范围内压力为均匀分布。

地基中的自重应力和附加应力都是随着土层的深度而变化的。因此,为了能符合基本公式的假定,在计算基础沉降时,将地基进行分层,求出每一分层的压缩,然后加以总和即得基础的沉降,故把基础沉降的计算方法称为分层总和法。 $e-p$ 曲线法和 $e \sim \log p$ 曲线法都以前述基本公式为依据的分层总和法,但后者可以考虑应力历史的影响。

目前国内常用的是 $e \sim p$ 曲线法,要求大家熟练掌握其计算步骤和方法,由于沉降计算是在无侧向变形条件下得到的。因此,其结果常与实际不甚相符,需要进行修正。

3. 基础沉降与时间的关系。

前已提及,土的压缩或固结,在某一压力作用下是随着时间的增长而逐渐发生的。这一增长的过程,对于饱和土体来说,按照有效应力原理,实际上就是在总应力(称固结应力,对于沉降计算即为附加应力)不变的条件下,孔隙水应力不断消散、有效(固结)应力不断增长的过程。因此,任一时刻基础的沉降量 S_t 可由下式来进行计算:

$$S_t = \int_0^H \frac{a_v}{1 + e_0} (p - u) dz = \int_0^H \frac{a_v}{1 + e_0} \sigma' dz$$

从上式可知,求任一时刻基础的沉降量实际上即为求解任一时刻孔隙水应力 u 的问题。为了求解孔隙水应力,本章特别提出了单向固结模型及其相应的固结理论,并根据初

始和边界条件，得到了孔隙水应力 u 的表达式。为了便于计算，又提出了固结度的概念。

有关固结度及其应用主要掌握下列各点：

(1) 土层平均固结度定义为土层孔隙水应力平均消散程度。它与固结应力的大小无关，但与固结应力分布有关，是时间因数 T_v 的单值函数。

(2) 土层平均固结度还可下式表示，即 $U_t = S_t / S$ 。其中 S_t 为任一时刻基础的沉降量， S 为基础的最终沉降量。

(3) 在使用时应注意，若为一面排水，则 H 等于土层厚度；若为两面排水，则均查 $\alpha=1$ 的情况，此时 H 等于土层厚度的一半。 α 为排水面的固结应力 σ'_z 与不排水面的固结应力 σ''_z 之比。

4. 基础沉降按照其发生的顺序和原因可分为初始沉降、固结沉降和次固结沉降，而固结沉降是主要部分。前述所指的沉降均指固结沉降而言。关于初始沉降和次固结沉降在本章作了一些简要介绍，可作一定的了解。

5.3.2 例题解析

[例 1] 某土层厚 5m，原自重压力 $p_1=100\text{kPa}$ 。今考虑在该土层上建造建筑物，估计会增加压力 $\Delta p=150\text{kPa}$ 。求该土层的压缩变形量为多少。

取土作压缩试验结果如下：

p (kPa)	0	50	100	200	300	400
e	1.406	1.250	1.120	0.990	0.910	0.850

[解] 已知 $p_1=100\text{kPa}$ $\Delta p=150\text{kPa}$ $h=5\text{m}$

那么 $p_2=p_1+\Delta p=250\text{kPa}$

由压缩试验结果可得：

$$e_1=1.120 \quad e_2=0.95$$

$$\text{则} \quad \Delta s = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \times h = \frac{1.12 - 0.95}{1 + 1.12} \times 5 = 0.4 \text{ m} = 40\text{cm}$$

可见，估算得该土层的压缩变形量大致为 40cm。

[例 2] 设饱和粘土层的厚度为 10m，位于不透水坚硬岩层上，由于基底上作用着竖直均布荷载，在土层中引起的附加应力的分布和大小如图示。若土层的初始孔隙比 $e_1=0.8$ ，压缩系数 $a_v=2.5 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$ ，渗透系数 k 为 2.0cm/a 。试问：(1) 加荷一年后，基础中心点的沉降量为多少。(2) 当基础的沉降量达到 20cm 时需要多少时间。

[解] (1) 该土层的平均附加应力为

$$\sigma_z = \frac{240 + 160}{2} = 200\text{kPa}$$

则基础的最终沉降量为

$$S = \frac{a_v}{1 + e_1} \sigma_z H = \frac{2.5}{1 + 0.8} \times 10^{-4} \times 200 \times 1000 = 27.8 \text{ cm}$$

该土层的固结系数为

$$C_v = \frac{k(1 + e_1)}{a_v \gamma_w} = \frac{2.0 \times (1 + 0.8)}{0.00025 \times 0.098} = 1.47 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{a}$$

时间因数为

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} = \frac{1.47 \times 10^{-5} \times 1}{1000^2} = 0.147$$

土层的附加应力为梯形分布，其参数

$$\alpha = \frac{\sigma'_z}{\sigma''_z} = \frac{240}{160} = 1.5$$

由 T_v 和 U_t 及 α 关系，可查得土层的平均固结度为 $T_v = 0.45$
则加荷一年后的沉降量为

$$S_t = U_t \times S = 0.45 \times 27.8 = 12.5 \text{ cm}$$

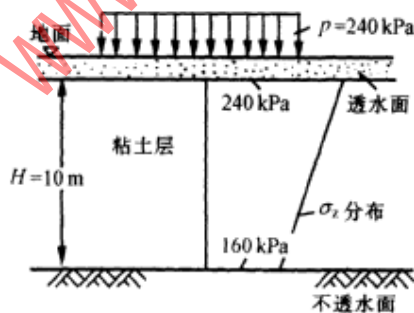
(2) 已知基础的沉降为 $S_t = 20 \text{ cm}$ ，最终沉降量 $S = 27.8 \text{ cm}$

则土层的平均固结度为

$$U_t = \frac{S_t}{S} = \frac{20}{27.8} = 0.72$$

由 T_v 和 U_t 及 α 关系，可查得时间因数为 0.47，则沉降达到 20cm 所需的时间为

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} = \frac{0.47 \times 1000^2}{1.47 \times 10^{-5}} = 3.20 \text{ 年}$$



例 2 计算图

[例 3] 有一厚 10m 的饱和粘土层，上下两面均可排水。现将从粘土层中心取得的土样切取厚为 2cm 的试样做固结试验(试样上下均有透水石)。该试样在某级压力下达到 80% 固结度需 10 分钟。问：(1)该粘土层在同样固结压力(即沿高度均布固结压力)作用下达到 80%

固结度需多少时间。(2) 若粘土层改为单面排水, 所需时间又为多少。

[解] 已知粘土层厚度 $H_1=10\text{m}$, 试样厚度 $H_2=2\text{cm}$, 试样达到 80% 固结度需 $t_2=10$ 分钟。设粘土层达到 80% 固结度需时间 t_1 。

由于原位土层和试样土的固结度相等, 且 α 值相等(均为沿高度固结压力均匀分布), 因而可知 $T_{v1}=T_{v2}$; 又土的性质相同, 则 $C_{v1}=C_{v2}$, 那么, 有

$$\frac{t_1}{\left(\frac{H_1}{2}\right)^2} = \frac{t_2}{\left(\frac{H_2}{2}\right)^2}$$

于是

$$t_1 = \frac{H_1^2}{H_2^2} t_2 = \frac{1000^2}{2^2} \times 10 = 2500000 \text{ 分钟} = 4.76 \text{ 年}$$

当粘土层改为单面排水时, 达到 80% 固结度需时间 t_3 , 由 $T_{v1}=T_{v3}$ 和 $C_{v1}=C_{v3}$, 得

$$\frac{t_1}{\left(\frac{H_1}{2}\right)^2} = \frac{t_3}{H_1^2}$$

于是

$$t_3 = 4t_1 = 4 \times 4.76 = 19 \text{ 年}$$

可见, 在其它条件都相同的情况下, 单面排水所用时间为双面排水的 4 倍。

[例 4] 土应力历史的几个概念

先期固结压力和超固结比: 天然土层在历史上所经受过的最大固结压力(指土体在固结过程中所受的最大有效压力), 称为前(先)期固结压力 p_c 。前期固结压力 p_c 与现有自重应力 p_1 的比值 (p_c/p_1), 称为超固结比 OCR。

正常固结土: 若天然土层在逐渐沉积到现在地面后, 经历了漫长的地质年代, 在土的自重作用下已经达到固结稳定状态, 则其前期固结压力 p_c 等于现有的土自重应力 p_1 ($p_1=\gamma h$, γ 为土的重度, h 为现在地面下的计算点深度), 这类土称为正常固结土 (OCR=1)。

超固结土: 若正常固结土受流水、冰川或人为开挖等的剥蚀作用而形成现在的地面, 则前期固结压力 $p_c=\gamma h_c$ (h_c 为剥蚀前地面下的计算点深度) 就超过了现有的土自重应力 p_1 。这类历史上曾经受过大于现有土自重应力的前期固结压力的土称为超固结土 (OCR>1)。

欠固结土: 新近沉积粘性土、人工填土及地下水位下降后原水位以下的粘性土等, 在自重作用下还没有完全固结, 土中孔隙水压力仍在继续消散, 因此土的固结压力 p_c 必然小于现有土的自重应力 p_1 。这类土称为欠固结土 (OCR<1)。

[例 5] 简述太沙基单向固结理论的基本假定。

利用太沙基单向固结理论可以说明饱和土体固结的力学机理, 可以求解在附加应力作用下地基内的固结问题。

太沙基单向固结理论有下列一些基本假定:

- (1) 土是均质、各向同性且饱和的;
- (2) 土粒和孔隙水是不可压缩的, 土的压缩完全由孔隙体积的减小引起;

- (3) 土的压缩和固结仅在竖直方向发生；
- (4) 孔隙水的向外排出符合达西定律，土的固结快慢决定于它的渗透速度；
- (5) 在整个固结过程中，土的渗透系数、压缩系数等均视为常数；
- (6) 所施加的荷载为连续均布荷载，并且是一次施加的。

[例 6] 由固结度的定义 ($U_t = S_t / S$) 及时间因素与固结系数、压缩系数、渗透系数、固结厚度等的相互关系 ($T_v = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{k(1+e_1)}{a_v \gamma_w} \cdot \frac{t}{H^2}$) 讨论土的固结与那些因素有关。

[答]: 从固结度的计算公式可以看出，固结度是时间因数的函数，时间因数 T_v 越大，固结度 U_t 越大，土层的沉降越接近于最终沉降量。从时间因数的各个因子可清楚地得出以下的一些关系：(1) 渗透系数 k 越大， T_v 越大，土越易固结，因为孔隙水易排出；(2) a_v 越小，即土的压缩性越小， T_v 越大，越易固结，因为土骨架发生较小的压缩变形即能分担较大的外荷载，因此孔隙体积无需变化太大（不需排较多的水）；(3) 时间 t 越长，固结越充分；(4) 渗流路径 H 越大， T_v 越小，孔隙水越难排出土层，越难固结。

5.4 作业

1. 教材练习题

第 117 页 习题 5-1，习题 5-2，习题 5-5，习题 5-6，习题 5-7

2. 思考题

- (1) 何谓基础沉降。它是怎样引起的。基础沉降与工程有何关系。
- (2) 何谓初始沉降、固结沉降和次固结沉降。
- (3) 何谓土的压缩。引起压缩的原因有哪些。在讨论土的压缩时有何假定。土的压缩与固结有何区别。
- (4) 何谓压缩曲线。压缩曲线有哪两种表示方法。简述如何通过试验求得压缩曲线。
- (5) 何谓回弹曲线和再压缩曲线。从回弹、再压缩曲线能说明什么。
- (6) 何谓压缩系数和压缩指数，有何用途。两者有何异同。
- (7) 何谓应力历史。讨论应力历史有何意义。
- (8) 何谓固结应力(或压缩应力)。它与有效固结应力有何关系。对在自重下已经固结的地基来说，固结应力、附加应力和总应力有何异同。
- (9) 何谓前期固结应力、现有固结应力和现有有效固结应力。
- (10) 何谓超固结比(OCR)。有何用途。
- (11) 试述 $e \sim p$ 曲线法沉降计算的步骤和方法。
- (12) 试述现场 $e \sim \lg p$ 曲线的推算方法。
- (13) 试述 $e \sim \lg p$ 曲线法沉降计算的步骤和方法。
- (14) 何谓单向固结。试从有效应力原理来说明饱和土体固结的机理或概念。
- (15) 单向固结理论有哪些假定。单向固结微分方程主要是根据什么原理建立起来的。

第 6 章 土的抗剪强度

6.1 基本要求

1. 了解土的抗剪强度的基本概念和工程意义。
2. 掌握土抗剪强度的库仑定律及抗剪强度指标的确定方法。
3. 理解摩尔-库仑强度理论中极限平衡方程的建立方法，理解和掌握破裂面与主应力作用面夹角的关系。
4. 掌握土中一点的极限平衡条件，并能应用土的破坏准则和极限平衡条件。
5. 掌握抗剪强度测定方法。理解直剪、三轴剪切试验的原理和方法。
6. 掌握用直剪仪和三轴仪测定土的抗剪强度的基本原理和三种剪切试验方法的概念及其相互关系；掌握饱和土抗剪强度的三种试验方法(即不固结不排水剪 UU、固结不排水剪 CU、固结水剪 CD)及成果分析方法。
7. 了解饱和粘土的抗剪强度及其影响因素，并用有效应力原理进行分析。
8. 了解应力历史对试验成果的影响，了解剪缩、剪胀以及临界孔隙比的概念。
9. 了解应力路径的概念和意义。

6.2 重点和难点

1. 重点

库仑—摩尔强度理论和极限平衡方程。
直剪、三轴剪切试验的原理和方法，不同抗剪强度的区别和应用。

2. 难点

三种饱和土抗剪强度的试验方法和意义。
有效应力原理的应用、应力路径的概念和意义。

6.3 内容辅导

6.3.1 本章重点和难点解析

土的抗剪强度是土力学的基本理论之一，也是研究土体稳定问题的基础。因此，在学习这一章时，应该着重搞清基本概念，掌握它的基本原理，为以后各章学习奠定基础。

本章可归纳为两大部分：第一部分是关于土的抗剪强度的基本概念及其破坏准则，这一部分是本章的基础。

第一节和第二节主要阐明抗剪强度的基本概念及其破坏准则，并以莫尔-库仑破坏准则为依据，说明土达到破坏时的应力变化过程。在这一部分中，着重掌握土的抗剪强度的库仑定律、土的破坏准则及其极限平衡条件。

第二部分是关于土的抗剪强度的测定及其特性。在这一部分中，除了了解各种仪器的试验原理和优缺点外，应着重了解影响抗剪强度的主要因素、三种剪切试验方法的实质以及在三种试验方法中粘性土的强度特性等。

现将本章主要内容归纳如下：

1. 抗剪强度的基本概念。

土体的破坏是由剪切所引起的。因此，土的抗剪强度被定义为土体抵抗剪切破坏的最大(或极限)能力。它常用库伦定律来表示，即

$$\tau_f = \sigma \tan \varphi \quad (\text{无粘性土})$$

或

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (\text{粘性土})$$

由于库伦定律是用剪切面上的法向总应力 σ 来表示，故常称总应力法。根据有效应力原理，土的抗剪强度还可以用剪切面上的有效法向应力 $\sigma' = \sigma - u$ 来表示，故称有效应力法，即

$$\tau_f = (\sigma - u) \tan \varphi' = \sigma' \tan \varphi' \quad (\text{无粘性土})$$

或

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' = \sigma' \tan \varphi' \quad (\text{粘性土})$$

从上式可知，无粘性土的抗剪强度仅由粒间摩擦产生，而粘性土除了摩擦分量以外，还包括由粒间的凝聚作用所引起的凝聚分量。

2. 土的破坏准则及其极限平衡条件。

这是本章的中心内容，必须掌握以下几点：

(1) 根据抗剪强度 τ_f 的定义，在理论上土体可处于下列三种应力状态，即当剪破面上的剪应力 $\tau < \tau_f$ 时，该土体处于稳定(或弹性平衡)状态；当 $\tau > \tau_f$ ，则土体已遭受破坏；当 $\tau = \tau_f$ ，则土体处于濒临破坏的临界状态或称极限平衡状态。

(2) 莫尔-库伦把 $\tau = \tau_f$ 的极限平衡状态作为土的破坏准则。按照这一准则，由莫尔应力圆与库伦抗剪强度的相互关系可以导出土的极限平衡条件为

$$\sigma_{3f} = \sigma_{1f} \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$\sigma_{1f} = \sigma_{3f} \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

上面的关系式是讨论土体稳定的基本公式，它除了可以用于判别土所处的状态以外，在土压力和地基承载力等课题中都要用到。

(3) 由莫尔-库伦破坏准则可以得出，土体的剪切破坏面与大主应力面的夹角(称为剪破角) $\theta_f = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ ，并且都是成对出现的。

3. 土的抗剪强度指标 c 、 φ 值在土体稳定分析中极为重要，但它必须通过试验来测定，测定土的抗剪强度的仪器有直剪仪、三轴仪和无侧限抗压强度仪等三种。其中三轴仪是一种较完善的仪器，因为它能较好地反映土体的实际受力状态，并且在试验中可以控制试样

的排水或量测孔隙水应力。

另外，在抗剪强度试验中又可分为不排水剪（或快剪）、固结不排水剪（或固结快剪）和排水剪（或慢剪）等三种方法。这三种方法的实质都是为了考虑孔隙水应力（或土的固结程度）对抗剪强度的影响。这三种试验方法的选择，主要应根据土的渗透性的强弱、排水条件以及加荷（或施工）速率等因素，以尽量模拟实际情况为原则。而对这三种试验结果的相互关系应有所了解。其次，还应掌握从固结不排水剪的试验结果推求有效应力强度指标 c' 、 φ' 的方法。

4. 关于粘性土的强度特性主要应明确下列一些基本概念：

(1)在三轴试验中，根据试样周围应力 σ_3 与原位应力 σ_c 的比较，将试样分为正常固结和超固结两种，前者 σ_3/σ_c 后者 $\sigma_3 \leq \sigma_c$ 。

(2)正常固结的粘土试样在剪切过程中产生剪缩现象，故其孔隙水应力为正值；超固结的粘土试样在剪切初期稍为剪缩，接着即产生剪胀，故引起负的孔隙水应力。因此，前者的有效应力圆为左移，后者的有效应力圆为右移。

(3)正常固结土的强度包线为一条通过坐标原点的直线，故凝聚力 $c=0$ ；超固结土的强度包线为一条不通过坐标原点的微弯曲线(实用上近似取为直线)，故 $c>0$ 。若进行不排水剪切试验，则正常固结和超固结试样的强度包线均为一条水平线，即 $\varphi_u=0$ ，并且不排水剪的强度指标 c_u 是随着原位有效固结应力 σ_c 的增加而线性增大。

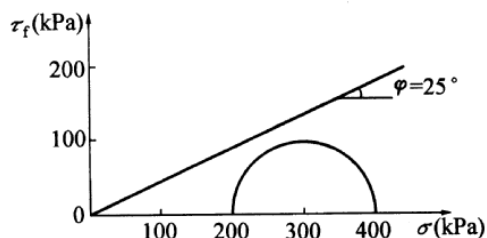
5. 关于无侧限抗压强度的概念：

无侧限抗压强度试验实际上是三轴压缩试验的一种特殊情况，即周围压力 $\sigma_3=0$ 的三轴试验，所以又称单轴试验。无侧限抗压强度试验可使用无侧限压力仪，也可利用三轴仪。试验时，在不加任何侧向压力的情况下，对圆柱体试样施加轴向压力，直至试样剪切破坏为止。试样破坏时的轴向压力以 q_u 表示，称为无侧限抗压强度。对于饱和粘性土的不排水抗剪强度，可利用无侧限抗压强度 q_u 来得到，即

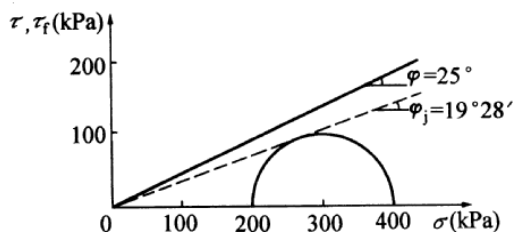
$$\tau_f = c_u = \frac{q_u}{2}$$

6.3.2 例题解析

[例 1] 设砂土地基中某点的大主应力 $\sigma_1=400\text{kPa}$ ，小主应力 $\sigma_3=200\text{kPa}$ ，砂土的内摩擦角 $\varphi=25^\circ$ ，粘聚力 $c=0$ ，试判断该点是否破坏。



(a)



(b)

例 1 计算简图

[解] 以下用多种方法解题。

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

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \\ &= \frac{1}{2}(400 + 200) + \frac{1}{2}(400 - 200)\cos 2(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}) = 257.7 \text{ kPa} \\ \tau &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \\ &= \frac{1}{2}(400 - 200)\sin 2(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}) = 90.6 \text{ kPa}\end{aligned}$$

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

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

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

解法三：按上图（b）来判断：

该点处于极限平衡状态时所需的内摩擦角为

$$\varphi_j = \arcsin \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \arcsin \frac{400 - 200}{400 + 200} = 19^\circ 28'$$

由于 $\varphi_j < \varphi$ ，故可判断该点未发生剪切破坏。

解法四：假定土样处于极限平衡状态，则其大主应力应为

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) = 200 \tan^2(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}) = 492.8 \text{ kPa}$$

由于计算值 σ_1 大于已知值 400kPa，故该点未发生剪切破坏。

解法五：假定土样处于极限平衡状态，则其小主应力应为

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = 400 \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 162.3 \text{ kPa}$$

由于计算值 σ_3 小于已知值 200kPa，故该点未发生剪切破坏。

[例 2] 简述室内确定土抗剪强度指标的基本方法及这些方法的特点。

目前，室内测定土的抗剪强度指标的常用手段一般是三轴压缩试验与直接剪切试验，在试验方法上按照排水条件又各自分为不固结不排水剪、固结不排水剪、固结排水剪与快剪、固结快剪、慢剪三种方法。但直剪试验方法中的“快”和“慢”，并不是考虑剪切速率对土的抗剪强度的影响，而是因为直剪仪不能严格控制排水条件，只好通过控制剪切速率的快、慢来近似模拟土样的排水条件。由于试验时的排水条件是影响粘性土抗剪强度的最主要因素，而三轴仪能严格控制排水条件，并能通过量测试样的孔隙水压力来求得土的有效应力强度指标，因此，如有可能，宜尽量采用三轴试验方法来测定粘性土的抗剪强度指标。

[例 3] 简述如何根据工程的实际需要选取合理的抗剪强度指标。

抗剪强度指标的取值恰当与否，对建筑物的工程造价乃至安全使用都有很大的影响，因此，在实际工程中，正确测定并合理取用土的抗剪强度指标是非常重要的。

对于具体的工程问题，如何合理确定土的抗剪强度指标取决于工程问题的性质。一般认为，地基的长期稳定性或长期承载力问题，宜采用三轴固结不排水试验确定的有效应力强度指标，以有效应力法进行分析；而饱和软粘土地基的短期稳定性或短期承载力问题，宜采用三轴不固结不排水试验的强度指标，以总应力法进行分析。

对于一般工程问题，如果对实际工程土体中的孔隙水压力的估计把握不大或缺乏这方面的数据，则可采用总应力强度指标以总应力法进行分析，分析时所需的总应力强度指标，应根据实际工程的具体情况，选择与现场土体受剪时的固结和排水条件最接近的试验方法进行测定。例如，若建筑物施工速度较快，而地基土土层较厚、透水性低且排水条件不良时，可采用三轴不固结不排水试验(或直剪仪快剪试验)的结果；如果施工速度较慢，地基土土层较薄、透水性较大且排水条件良好时，可采用三轴固结排水试验(或直剪仪慢剪试验)的结果；如果介于以上两种情况之间，可采用三轴固结不排水试验(或直剪仪固结快剪)的结果。

由于三轴试验和直剪试验各自的三种试验方法，都只能考虑三种特定的固结情况，但实际工程的地基所处的环境比较复杂，而且在建筑物的施工和使用过程中都要经历不同的固结状态，要想在室内完全真实地模拟实际工程条件是困难的。所以，在根据实验资料确定抗剪强度指标的取值时，还应结合工程经验。

[例 4] 简述影响土抗剪强度的主要因素。

土的抗剪强度的影响因素很多，主要有：

(1) 土粒的矿物成分、形状和级配。无粘性土是粗粒土，其抗剪强度与土粒的大小、形状和级配有关。粘性土是细粒土，其土粒的矿物成分主要为鳞片状或片状的粘土矿物，通常为结合水所包围。粘土矿物的类型不同，其颗粒大小及相应的比表面数值不同，因而颗粒表面与水相互作用的能力不同，即颗粒外围的结合水膜厚度不同，粘性土土粒的矿物成分对其抗剪强度有显著的影响。

(2)土的初始密度。土的抗剪强度一般随初始密度的增大而提高。这是因为无粘性土的初始密度愈大，则土粒间相互嵌入的连锁作用愈强，受剪时须克服的咬合摩阻力就愈大；而粘性土的初始密度愈大，意味着土粒间的间距愈小，结合水膜愈薄，因而原始粘聚力就愈大。

(3)土的含水量。含水量对无粘性土的抗剪强度影响很小。对粘性土来说，土的含水量增加时，吸附于粘性土中细小土粒表面的结合水膜变厚，使土的粘聚力降低。所以，土的含水量对粘性土的抗剪强度有重要影响，一般随着含水量的增加，粘性土的抗剪强度降低。

(4)土的结构。当土的结构被破坏时，土粒间的联结强度(结构强度)将丧失或部分丧失，致使土的抗剪强度降低。土的结构对无粘性土的抗剪强度影响甚微；土的结构对粘性土的抗剪强度有很大影响。一般原状土的抗剪强度比相同密度和含水量的重塑土要高。

(5)土的应力历史。土的受压过程所造成的土体的应力历史不同，对土的抗剪强度也有影响。超固结土的颗粒密度比相同压力的正常固结土大，因而土中摩阻力和粘聚力较大。

(6)土的各向异性。

6.4 作业

1. 教材练习题

第 141 页 习题 6-1, 习题 6-2, 习题 6-3, 习题 6-4, 习题 6-6

2. 思考题

- (1) 什么叫强度和抗剪强度。
- (2) 库伦的抗剪强度定律是怎样表示的。
- (3) 土的破坏准则是怎样叙述的。
- (4) 何谓莫尔-库伦破坏准则。
- (5) 何谓极限平衡条件。极限平衡条件与土的破坏准是否是一回事。
- (6) 土的破坏既然是由于剪切所引起的，但它的破坏为什么不发生在最大剪应力面上而发生。
- (7) 试述直接剪切试验的一般原理、方法和优缺点。
- (8) 试述三轴压缩试验的一般原理、方法和优缺点。
- (9) 试述紧砂和松砂在剪切时的应力~应变和强度特性并解析其原因。
- (10) 试述正常固结粘土在 UU、CU 和 CD 三种试验中的应力~应变、孔隙水应力~应变(或体积变化~应变)和强度特性。
- (11) 试述正常固结和超固结土的总应力强度包线与有效应力强度包线的关系。
- (12) 何谓应力路径。应力路径有哪两种表示方法。这两种方法之间的关系如何。

第7章 土压力计算

7.1 基本要求

1. 了解土压力的概念和类型。
2. 掌握三种土压力的发生条件。
3. 掌握静止土压力的概念和计算方法。
4. 朗肯土压力理论：掌握墙背垂直、土面水平时朗肯土压力的计算方法(包括土的压力分布和总应力的确定)。掌握朗肯土压力理论及其在各种情况下的土压力计算方法。
5. 库仑土压力理论：掌握库仑土压力的确定方法。
6. 了解土压力理论存在的问题

7.2 重点和难点

1. 重点

土压力的概念、类型和发生条件。
朗肯土压力理论计算方法。

2. 难点

墙背垂直、土面水平时朗肯土压力的计算方法

7.3 内容辅导

7.3.1 本章重点和难点解析

挡土墙在土木工程中是一种常见的结构物，而土压力又是这种结构物上主要作用力，它对挡土墙的强度、稳定起着十分重要的影响，因此，在学习本章时不但要求搞清土压力的基本概念，而且要熟练地掌握它的计算方法。

本章可以归纳为三个部分：

第一部分主要阐述三种土压力（即静止、主动和被动）土压力的发生条件及其定义，而且在阐述土压力的发生条件时，直接与土的抗剪强度和极限平衡条件相联系。这一部分是本章的基础知识，也是必须首先搞清的最基本的概念。

第二部分主要介绍了朗肯和库仑两个古典土压力理论以及在工程中可能遇到的一些土压力问题。在学习这一部分时，主要应掌握个问题：其一是掌握这两个土压力理论的基本要点和假定；其二是土压力的计算方法。

第三部分主要讨论了土压力理论存在的问题以及在工程中如何选用土压力计算方法的问题。

现将本章的主要内容及其注意的问题介绍如下：

1. 三种土压力的发生条件及其定义。

挡土墙上的土压力按照墙的位移情况可分为静止、主动和被动三种。静止土压力是指挡土墙不发生任何方向的位移，墙后填土施于墙背上的土压力；主动土压力是指挡土墙在墙后填土作用下向前发生移动，致使墙后填土的应力达到极限平衡状态时，填土施于墙背上的土压力；被动土压力是指挡土墙在某种外力作用下向后发生移动而推挤填土，致使填土的应力达到极限平衡状态时，填土施于墙背上的土压力。这里应该注意的是三种土压力在量值上的关系为 $P_a < P_0 < P_p$ 。但从极限平衡概念来说， P_a 是主动极限平衡状态的最大值，而 P_p 是被动极限平衡状态时的最小值。

2. 两个土压力古典理论的基本要点和假定。

朗肯土压力理论是以半无限弹性体内的应力状态并结合极限平衡条件来推导土压力计算公式的。为此，假定墙背垂直而且光滑，填土表面水平并延伸至无穷远。库伦土压力理论是假定挡土墙发生移动，使墙后填土达到极限平衡状态时，将通过墙后踵发生一平面滑动面，然后根据滑动面以上的土体(称滑动楔体)力的平衡条件来推求土压力计算公式的。两个理论相比，库伦的适用范围广并且考虑了墙背的摩擦作用，故主动土压力的计算值比朗肯更接近于实际，但由于朗肯公式计算简单且可以考虑凝聚力的作用，所以在工程中仍被广泛应用。

3. 应注意下列一些问题。

在计算挡土墙上的土压力时应注意下列一些问题：① 首先应区分压强和总压力(习惯上均称土压力)。前者以 kPa 计；后者为压力分布图的面积，以 kN/m 计。② 填土中有地下水时，水下的容重应为浮容重；水位上下的 c 、 φ 值假定相同；在水位交界处的土压力分布要发生转折现象；墙背上的总压力应为土压力与水压力之和。③ 当填土成层时，在土层交界处的土压力分布会发生突变现象，凸出还是凹进，应视上下土层的 φ 值而定。若上层 φ 值大于下层，则凸出；反之则凹进。④ 当填土为粘性土时，由于凝聚力 c 的存在，应首先求出临界深度 z_0 值，并不计由 c 所引起的负值。如果填土表面同时有超载 q 的作用，则应区分两种情况：一是当 $qK_a' > 2c\sqrt{K_a}$ ，此时应求出临界深度 z'_0 值；二是当 $qK_a' \leq 2c\sqrt{K_a}$ ，此时不出现负值，不必求 z'_0 值。

4. 按朗肯土压力理论进行土压力计算是本章的重点，必须掌握。应对教材中的例子进行反复练习，达到熟练的程度。

5. 墙后填土有地下水存在时的朗金土压力计算

墙后填土常会部分或全部处于地下水位以下，这时作用在墙体的除了土压力外，还受到水压力的作用，在计算墙体受到的总的侧向压力时，对地下水位以上部分的土压力计算同前，对地下水位以下部分的水、土压力，一般采用“水土分算”和“水土合算”两种方法。对于砂性土和粉土，可按水土分算原则进行，即分别计算土压力和水压力，然后两者叠加；对于粘性土可根据现场情况和工程经验，按水土分算或水土合算进行。具体计算方法见教材。

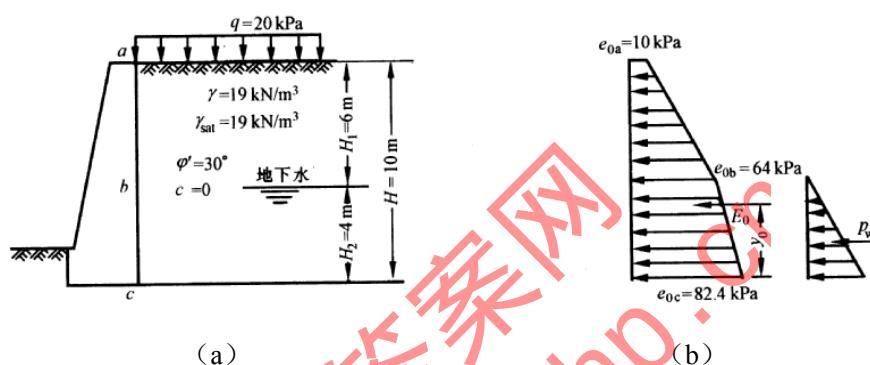
7.3.2 例题解析

[例 1] 阐述土压力有哪几种型式，发生的条件是什么，它们之间的相互关系如何。

[答]：挡土墙上的土压力按照墙的位移情况可分为静止、主动和被动三种。静止土压力

是指挡土墙不发生任何方向的位移，墙后填土施于墙背上的土压力；主动土压力是指挡土墙在墙后填土作用下向前发生移动，致使墙后填土的应力达到极限平衡状态时，填土施于墙背上的土压力；被动土压力是指挡土墙在某种外力作用下向后发生移动而推挤填土，致使填土的应力达到极限平衡状态时，填土施于墙背上的土压力。这里应该注意的是三种土压力在量值上的关系为 $P_a < P_0 < P_p$ 。但从极限平衡概念来说， P_a 是主动极限平衡状态的最大值，而 P_p 是被动极限平衡状态时的最小值。（可进一步绘图说明）

[例 2] 计算作用在下图所示挡土墙上的静止土压力分布值及其合力 E_0 ，其中 q 为无限分布均布荷载。



例 2 计算简图

[解]: 静止侧压力系数为

$$K_0 = 1 - \sin \phi' = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

土中各点静止土压力值为:

a 点: $e_{0a} = K_0 q = 0.5 \times 20 = 10 \text{ kPa}$

b 点: $e_{0b} = K_0 (q + \gamma H_1) = 0.5 \times (20 + 18 \times 6) = 64 \text{ kPa}$

c 点: $e_{0c} = K_0 (q + \gamma H_1 + \gamma H_2) = 0.5 \times [20 + 18 \times 6 + (19 - 9.81) \times 4] = 82.4 \text{ kPa}$

静止土压力的合力 E_0 为

$$\begin{aligned} E_0 &= \frac{1}{2} (e_{0a} + e_{0b}) H_1 + \frac{1}{2} (e_{0b} + e_{0c}) H_2 \\ &= \frac{1}{2} (10 + 64) \times 6 + \frac{1}{2} (64 + 82.4) \times 4 = 514.8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

静止土压力 E_0 的作用点离墙底的距离 y_0 为

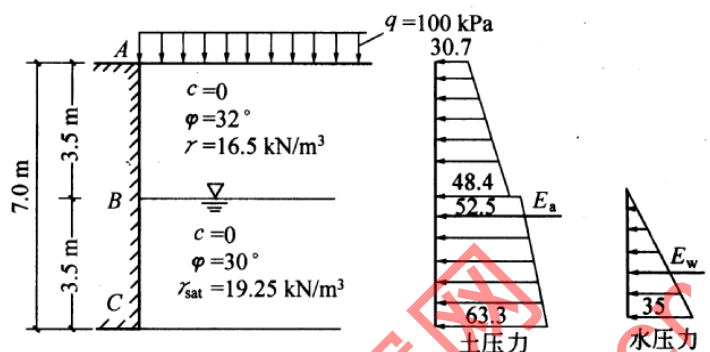
$$\begin{aligned} y_0 &= \frac{1}{E_0} \left[e_{0a} H_1 \left(\frac{H_1}{2} + H_2 \right) + \frac{1}{2} (e_{0b} - e_{0a}) H_1 \left(H_2 + \frac{H_1}{3} \right) + e_{0b} \times \frac{H_2^2}{2} + \frac{1}{2} (e_{0c} - e_{0b}) \frac{H_2^2}{3} \right] \\ &= \frac{1}{514.8} \left[6 \times 10 \times 7 + \frac{1}{2} \times 54 \times 6 \times \left(4 + \frac{6}{3} \right) + 64 \times \frac{4^2}{2} + \frac{1}{2} (82.4 - 64) \times \frac{4^2}{3} \right] = 3.79 \text{ m} \end{aligned}$$

作用在墙上的静水压力合力 p_w 为

$$p_w = \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 4^2 = 78.5 \text{ kN/m}$$

静止土压力及水压力的分布见计算简图 (b) 所示。

[例 3] 某挡土墙的墙背垂直、光滑，墙高 7.0m，墙后两层填土，性质如图所示，地下水位在填土表面下 3.5m 处与第二层填土面齐平。填土表面作用有 $q=100\text{kPa}$ 的连续均布荷载。试求作用在墙上的主动土压力 E_a 和水压力 E_w 的大小。



(a) 计算图

(b) 土压力

(c) 水压力

例 3 计算简图

[解]: 依本题所给条件, 可按朗肯理论计算。

(1) 求二层土的主动土压力系数 K_{a1} 和 K_{a2}

$$K_{a1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 0.307$$

$$K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.333$$

(2) 求墙背 A、B、C 三点的土压力强度

A 点: $z=0$, $p_{aA} = qK_{a1} = 100 \times 0.307 = 30.7 \text{ kPa}$

B 点: 分界面以上, $h_1 = 3.5 \text{ m}$, $\gamma_1 = 16.5 \text{ kN/m}^3$

$$\begin{aligned} P_{aB} &= qK_{a1} + \gamma_1 h_1 K_{a1} = 30.7 + 16.5 \times 3.5 \times 0.307 \\ &= 30.7 + 17.7 = 48.4 \text{ kPa} \end{aligned}$$

分界面以下:

$$P_{aB} = (q + \gamma_1 h_1) K_{a2} = (100 + 16.5 \times 3.5) \times 0.333 = 52.5 \text{ kPa}$$

C 点: $h_2 = 3.5 \text{ m}$, $\gamma'_2 = 19.25 - 10 = 9.25 \text{ kN/m}^3$

$$\begin{aligned} P_{aC} &= (q + \gamma_1 h_1 + \gamma'_2 h_2) K_{a2} \\ &= (100 + 16.5 \times 3.5 + 9.25 \times 3.5) \times 0.333 = 63.3 \text{ kPa} \end{aligned}$$

A、B、C 三点土压力分布图见计算简图(b)。

(3) 求主动土压力 E_a :

作用于挡土墙上的总土压力, 即为土压力分布面积之和, 故

$$E_a = \frac{1}{2} (30.7 + 48.4) \times 3.5 + \frac{1}{2} (52.5 + 63.3) \times 3.5 = 341.1 \text{ kN/m}$$

(4) 求水压力 E_w

C 点的水压力强度为:

$$p_{wc} = \gamma_w h_2 = 10 \times 3.5 = 35 \text{ kPa}$$

水压力合力为:

$$E_w = \frac{1}{2} p_{wc} h_2 = \frac{1}{2} \times 35 \times 3.5 = 61.3 \text{ kN/m}$$

水压力分布图见计算简图(c)所示。

7.4 作业

1. 教材练习题

第 163 页 习题 7-1, 习题 7-2

2. 思考题

(1) 土压力的概念和意义是什么。

(2) 土压力有哪三种。它们各在何种条件下发生的。阐述它们之间的相互关系及其大小比较。

(3) 试述朗肯土压力理论的基本要点及其假定。

(4) 试述朗肯理论如何根据土压力的定义, 并利用莫尔-库伦破坏准则导出主动和被动土压力公式。

(5) 在有超载、成层土、有地下水、有凝聚力的综合情况下的主动土压力的计算时, 应注意些什么问题。

(6) 试述库伦土压力理论的基本要点及其假定。

(7) 试分析朗肯和库伦土压力理论的异同及其存在的问题。

(8) 试述库尔曼图解法求主动土压力的步骤和方法。

第 8 章 土坡稳定分析

8.1 基本要求

1. 了解土坡滑动的原因及其发生的规律。
2. 掌握无粘性土坡的稳定分析方法。
3. 掌握摩擦圆弧滑动面的整体稳定分析方法和类型。
4. 掌握条分法（如毕肖普条分法）分析土坡稳定的基本原理和方法。
5. 一般了解抗剪强度指标的选择和容许安全系数的确定，一般了解有水渗流时土坡稳定计算、有效应力方法分析土坡稳定、土坡稳定的计算机分析方法。

8.2 重点和难点

1. 重点

无粘性土坡的稳定分析方法。

粘性土坡稳定分析的基本原理。

2. 难点

粘性土坡稳定分析的基本原理和方法。

8.3 内容辅导

8.3.1 本章重点和难点解析

土坡是一种常见的土工建筑物。它的设计是否合理，不但影响到工程的经济效益，而且会直接涉及到人民安危的重大问题。土坡稳定分析是土建筑物设计中的一个重要内容。因此，必须通过本章的学习，掌握土坡稳定分析的基本原理和计算方法，并把它应用到实际工程中去。

本章主要包括下列一些内容：

1. 滑坡及其产生的原因。

滑坡是指土坡中的一部分土体相对于另一部分土体发生移动而失去稳定的现象。滑坡的根本原因是由于滑动面上的剪应力过大或抗剪强度不足所致，坡顶出现裂缝和下陷、坡脚有侧向位移并向上隆起是滑坡的预兆。如不采取措施，在一些外部因素的诱发下(如降雨、渗流、打桩、堆荷等)，土坡即会突然发生坍塌而失去稳定。

2. 粘性土坡的稳定分析方法。

是本章的重点内容，必须掌握其基本原理和计算方法。

目前常用的有瑞典条分法和毕肖普法。这两种方法的基本原理相同，都假定滑动面为圆柱面、滑动面以上的土体为刚体、每一土条上的安全系数相同并等于整个滑动面上的平均安

全系数，两者的区别在于前者不计条间力的作用，而后者则考虑条间力的影响。此外，前者取径向平衡来求径向反力，而后者则以竖直向的平衡来求径向反力从而导致两者在安全系数上的差别。

3. 进一步研究的内容。

在搞清土坡稳定分析的基本原理的基础上，应能够把它应用于工程中常遇到的诸如成层土坡有渗流作用等土坡稳定分析中去。对于成层土坡，必须根据滑弧所穿过的土层而采用不同的强度指标；对于有渗流作用时的土坡稳定分析，首先要搞清渗透力和有渗流时土体的受力状态的基本概念。

8.3.2 例题解析

[例 1] 一均质无粘性土土坡，其饱和重度 $\gamma_{\text{sat}}=19.5\text{kN/m}^3$ ，内摩擦角 $\varphi=30^\circ$ ，若要求这个土坡的稳定安全系数为 1.25，试问在干坡或完全浸水情况下以及坡面有顺坡渗流时其坡角应为多少度。

[解] 干坡或完全浸水时，坡角应为

$$\tan\alpha = \frac{\tan\varphi}{F_s} = \frac{0.577}{1.25} = 0.462$$

因此 $\alpha=24.8^\circ$

有顺坡渗流时，其坡角应为

$$\tan\alpha = \frac{\gamma' \tan\varphi}{\gamma_{\text{sat}} F_s} = \frac{9.69 \times 0.577}{19.5 \times 1.25} = 0.230$$

因此 $\alpha=12.9^\circ$

由计算结果可见，有渗流作用的土坡稳定坡角比无渗流作用的稳定坡角小得多。

8.4 作业

1. 教材练习题

第 186 页 习题 8-1，习题 8-2

2. 思考题

- (1) 何谓土坡和滑坡现象。土坡按照其形成有哪两种类型。
- (2) 无粘性土土坡的安全系数是怎样定义的。其安全系数的最后形式是如何表示的。当有顺坡渗流时，对土坡的稳定性有何影响。
- (3) 粘性土土坡稳定分析的瑞典条分法有哪些基本假定。其安全系数是怎样定义的。安全系数的最后表达式是怎样导出的。
- (4) 瑞典条分法的总应力分析法与有效应力分析法有何异同。
- (5) 毕肖普法有何基本假定。与瑞典条分法相比，有何异同。两者安全系数的定义是否一致。

第9章 地基承载力

9.1 基本要求

1. 了解地基破坏的原因和三种破坏型的特征。
2. 掌握整体剪切破坏的发展过程即变形三阶段。掌握临塑荷载、临界荷载、地基极限承载力的概念。
3. 浅基础地基极限承载力：理解极限承载力的理论、公式和影响地基承载力大小的因素。掌握地基承载力的确定方法。
4. 掌握按极限平衡理论验算地基稳定的基本原理和计算方法。
5. 了解汉森公式的基本思想和影响因素。
6. 按规范确定地基承载力：理解地基承载力的各种确定方法和适用条件，掌握利用规范确定地基承载力的方法。

9.2 重点和难点

1. 重点
极限平衡理论验算地基稳定的基本原理。
按理论公式确定承载力。
2. 难点
浅基础地基极限承载力的几个理论思想。

9.3 内容辅导

9.3.1 本章重点和难点解析

建筑物的设计，一般包括上部结构设计和地基设计两大部分。根据一些资料的统计，在建筑物失事的事例中，大约有 70% 左右是由于地基或与地基有关的问题所引起的。因此，为了保证建筑物的安全和正常使用，对地基进行精心设计就显得十分重要。

地基稳定性的验算，通常包括沿基底水平滑动的稳定性，绕建筑物前趾的倾覆稳定性以及基底压力(或地基承载力)的验算等三方面内容。一般情况下，地基承载力对地基的稳定起着控制作用，所以，只要基底压力 p 满足小于或等于地基的容许承载力 $[p]$ ，即 $p \leq [p]$ 的条件，则地基的稳定性是有保证的。

关于地基承载力的确定，通常有按现场原位试验、理论公式以及查规范承载力表等三大类。按理论公式确定承载力是本章的重点，要求掌握其基本原理和计算方法。

学习本章时，应主要围绕下列一些内容：

1. 地基破坏的原因及其型式。

地基的破坏是由剪切引起的，一般有整体剪切破坏、局部剪切破坏和冲剪破坏等三种型式。地基破坏型式的出现主要决定于土的压缩性。一般低压缩性的坚实土将产生整体剪切破坏，而高压压缩性的松软土则易出现局部或冲剪破坏。

2. 地基整体剪切破坏的主要特征。

地基整体剪切破坏的主要特征是能够形成延伸至地面的连续滑动面。在形成连续滑动面的过程中，随着荷载(或基底压力)的增加将出现三个变形阶段：即弹性变形阶段、弹塑性变形阶段以及破坏(或塑性流动)阶段。局部或冲剪破坏与整体剪切破坏的主要区别在于前者不能形成延伸至地面的连续滑动面，因而荷载与变形的关系也无明显的阶段之分。目前在谈及承载力时，均指整体剪切破坏而言的。

3. 临塑荷载、极限承载力的概念

根据整体剪切破坏过程的荷载变化情况得到临塑荷载和地基极限承载力的定义为：临塑荷载是指地基中将要出现但尚未出现塑性破坏时，地基所能承受的基底压力(或地基从弹性变形阶段转变为弹塑性变形阶段的临界压力)，以 p_{cr} 表示；地基的极限承载力是指地基中将要出现但尚未出现完全破坏时，地基所能承受的极限基底压力(或地基从弹塑性变形阶段转变为塑性破坏阶段的临界压力)，以 p_u 表示。

4. 按理论公式确定地基承载力。

按理论公式确定地基承载力又可以分为两类：一类是按塑性区开展深度确定，按此类确定的承载力属于容许承载力；二是按假定滑动面的方法先确定极限承载力，然后选取适当的安全系数即得到地基容许承载力。在学习这一部分时，主要应该掌握公式的基本假定、推导思路、公式中各项符号的意义以及计算时应注意的问题。另外，必须清楚影响承载力的各项因素。

5. 地基稳定分析的圆弧滑动法的优点。

地基稳定分析的圆弧滑动法的优点是既适用于成层地基，又可考虑渗流的作用，是运用期地基稳定分析的常用方法之一，应该熟识它的基本原理和计算方法。

6. 关于载荷板试验确定地基容许承载力。

从载荷试验曲线中用三种方法确定的地基容许承载力，从理论上讲，均未包括基础埋置深度对地基承载力的影响。而基础的形式，尤其是基础的埋深对地基承载力影响是很显著的。因此，用载荷试验曲线确定的地基容许承载力在设计或作为设计容许承载力时，应进行深度修正。大多数情况下，载荷试验的压板宽度总是小于实际基础的宽度，这种尺寸效应是不能忽略的。这里，一方面要考虑到基础宽度较压板宽度大而导致实际承载比试验承载力高(宽度修正)，另一方面要考虑到基础宽度大，必然导致附加应力影响深度增加而使基础的变形要远大于载荷试验结果。因此，即使用相对变形方法确定的容许承载力也不能确切反映基础的变形控制要求，必要时进行地基和基础的变形验算。

7. 关于极限承载力计算公式的含义

对于平面问题，若不考虑基础形状和荷载的作用方式，则地基极限承载力的一般计算公式为：

$$p_u = qN_q + cN_c + \gamma bN_\gamma$$

可见，地基极限承载力由三部分土体抗力组成：(1)滑裂土体自重所产生的摩擦抗力；(2)基础两侧均布荷载 q 所产生的抗力；(3)滑裂面上粘聚力 c 所产生的抗力。

上述三部分抗力中，第一种抗力的大小，除了决定于土的重度 γ 和内摩擦角 ϕ 以外，还

决定于滑裂土体的体积。故而，极限承载力随基础宽度 B 的增加而线性增加。第二、第三种抗力的大小，首先决定于超载 q 和土的粘聚力 c ，其次决定于滑裂面的形状和长度。由于滑裂面的尺度大体上与基础宽度按相同的比例增加，因此，由粘聚力 c 所引起的极限承载力，不受基础宽度的影响。

另外还需要指出：(1) N_γ 、 N_q 和 N_c 随 φ 值的增加变化较大，特别是 N_γ 值。当 $\varphi=0$ 时， $N_\gamma=0$ ，这时可不计土体自重对承载力的贡献。随着 φ 值的增加， N_γ 值增加较快，这时土体自重对承载力的贡献增加。(2) 对于无粘性土 ($c=0$)，基础的埋深对承载力起着重要作用。这时，基础埋深太浅，地基承载力会显著下降。

8. 按规范方法确定地基容许承载力的说明。

可根据不同行业的规范来给出地基的允许承载力。规范中得到的有关图表和计算公式是根据大量的载荷试验资料及已建成桥梁的使用经验，经过统计分析后得到的，有很大的实际意义。由于按规范确定地基容许承载力比较简便，因此在一般的桥涵基础设计中得到广泛应用。但也应指出，由于我国地域广阔，土质情况比较复杂，制定规范时所收集的资料的代表性也有很大的局限性，因此有些地区的土类、特殊土类或性质比较复杂的土类，在规范中均未列入，或所给的数值与实际情况差异较大，还必须根据多种方法进行综合分析。

9.4 作业

1. 教材练习题

第 209 页 习题 9-1，习题 9-2

2. 思考题

(1) 建筑物因地基承载能力不足所引起的破坏是怎样造成的。这种破坏一般可分为哪三种型式。

(2) 何谓地基的临塑荷载、临界荷载、极限承载力、容许承载力。

(3) 确定地基承载力的方法有哪三大类。

(4) 何谓原位试验。按原位试验确定地基的承载力时又可分为哪几种。它们是怎样叙述的。

(5) 试述按塑性区开展深度确定地基承载力时的基本假定、推导思路和公式中各项符号的意义。

(6) 试述太沙基地基承载力公式的基本假定、推导思路和公式中各项符号的意义。

(7) 汉森地基承载力公式是适用于何种条件。其公式中各项符号的意义如何。

第 10 章 土的动力性质和压实性

10.1 基本要求

1. 了解土在动力荷载作用下的一些基本特性。
2. 掌握砂土液化的基本概念。
3. 了解土的压实性及其工程意义。理解土的压实原理。
4. 掌握最优含水量的概念以及影响压实的因素等。
5. 理解击实试验的意义及其分析方法。

10.2 重点和难点

1. 重点

最优含水量的概念以及影响压实的因素
砂土液化的基本概念。

2. 难点

砂土液化的基本概念

10.3 内容辅导

10.3.1 本章重点和难点解析

1. 土的压实性

地基土的压实是土木工程施工的一项重要内容。有时建筑场址建在人工填土上，为了提高填土的强度，增加土的密实度，降低其透水性和压缩性，通常需用分层压实的方法处理地基。土的压实在道路工程中的应用更为普遍。为了使路基具有足够的强度和稳定性，必须对土体进行人工压实以提高其密实度。

压实的机理在于压实使土颗粒重新组合，彼此挤紧，孔隙减少，孔隙水排出，土体的单位重量提高，形成密实的整体。同时，内摩阻力和粘聚力大大增加，从而使土体强度增加，稳定性增强。同时，因压实使土体透水性明显降低、毛细水作用减弱，因而其水稳性也大大提高。因此，对地基土压实并达到规定的密实度，是保证各级道路路基和建筑人工地基获得足够强度和稳定性的根本技术措施之一。

地基土压实的效果受很多因素影响，归类分析有内因和外因两个方面。内因主要包括土质类型和含水量，外因则主要包括压实能量、压实机具和压实方法等。

(1) 含水量的影响

通过对室内击实试验所获得的不同含水量与其相对应的干密度关系曲线进行分析可知，在相同击实能量条件下，当土的含水量较小时，土的干密度随含水量的增加而增加；

当干密度增至最大值(峰值)时,含水量再继续增大,土的干密度反而随之降低。原因在于压实初期含水量的增加可以在土粒之间起润滑作用,使土粒间的摩阻力减小,有利于随外力施加而孔隙减少,土粒挤紧,干密度提高。干密度达最大值后,过多的水(自由水)占据孔隙反而不利于外力施加后土的压实,故土的干密度随含水量的增加反而降低。

在一定击实条件下得到的干密度的最大值,称为最大干密度,并 ρ_{dmax} 表示,与之相对应的含水量称为最佳含水量,用 ω_{op} 表示。试验表明,填土的最佳含水量(按轻型击实标准)大致相当于该种土液限 ω_L 的0.6倍,或与该种土的塑限 ω_p 接近,大致为 $\omega_{op}=\omega_p+2$ 。

(2) 压实能量的影响

压实能量是指压实机具重量、碾压次数、作用时间等。通常对同一种土,随着压实能量的增大,最佳含水量会随之减小而干密度增加。因此,增大压实能量是提高填土密实度的又一重要方法。但也有一定的局限性,因为压实能量增加到一定程度后,土的干密度增长就不明显了。应用时应注意与控制含水量配合进行,使之既经济又可达到规定的密实度。

(3) 压实工具和压实方法的影响

不同的压实工具,其压力传播作用深度不同,因而压实效果亦不同。通常夯击式作用深度最大,振动式次之,静力碾压式最浅。

压实作用时间愈长,土密实度愈高,但随着时间的进一步加长,其密实度的增长幅度会逐渐减小。在压实过程中,一般要求压实机具以较低速度行驶,以达到预期的压实效果。

(4) 土质的影响

在一定的压(振)实能量作用下,不同的土质,其压实效果不同。

对粘性土而言,当含水量很小时土粒表面仅存在结合水膜,土粒相互间相对移动困难,土的干密度增加很少。但随着含水量的增加,土粒表面水膜将逐渐增厚,粒间引力迅速减小,此时土粒相互间在外力作用下容易改变位置而移动,达到更紧密的程度,此时干密度增加,但当含水量达到某一程度(比如最优含水量值)后,土粒孔隙中几乎充满了水,饱和度达到85%-90%,孔隙中气体大多只能以微小封闭气泡的形式出现,它们完全被水包围并由表面张力来固定,外力越来越难以挤出这些气体,因而压实效果越来越差,再继续增加含水量,在外力的作用下仅使孔隙水压增加并阻止土粒的移动,因而土体反而得不到压实,干密度下降。

2. 土压实机理的分析

一般认为土的压实特性同土的组成与结构、土粒的表面现象、毛细管压力、孔隙水和孔隙气压力等均有关系。压实的作用是使土块变形和结构调整以致密实,在松散湿土的含水量处于偏干状态时,由于粒间引力使土保持比较疏松的凝聚结构,土中孔隙大都相互连通,水少而气多,在一定的外部压实功能作用下,虽然土孔隙中气体易被排出,密度可以增大,但由于较薄的强结合水水膜润滑作用不明显以及外部功能不足以克服粒间引力,土粒相对移动便不显著,因此压实效果比较差;含水量逐渐加大时,水膜变厚、土块变软,粒间引力减弱,施以外部压实功能则土粒移动,加以水膜的润滑作用,压实效果渐佳;在最佳含水量附近时,土中所含的水量最有利于土粒受击时发生相对移动,以致能达到最大干重度;当含水量再增加到偏湿状态时,孔隙中出现了自由水,击实时不可能使土中多余的水和气体排出,从而孔隙压力升高更为显著,抵消了部分击实功,击实功效反而下降。

3. 砂土液化

地震、波浪、车辆行驶、机器振动、打桩及爆破等都可能引起饱和砂土的液化,其中

以地震引起的液化面积广、层深、危害最大。因此，在地震力作用下砂土的液化是工程抗震设计的重要内容之一。

(1) 砂土液化的概念：砂土(特别是饱和砂土)在动荷载(振动)作用下表现出类似液体性状而完全失去承载能力的现象称为砂土的液化。

(2) 砂土液化的机理：从室内的振动砂土的模拟试验可以观察到，对于饱和的松砂土地基，地震前，砂土颗粒处于相对稳定的位置，全部的上覆压力由土颗粒组成的土骨架所承担。地震时，足够大的地震惯性力使砂土离开原来的稳定位置而运动。由于松砂具有剪缩性，因此在地震过程中，砂土趋于密实，砂土的密实导致土孔隙体积减小，孔隙水必将受到挤压力，若能排水，孔隙水必将被挤出；但地震过程一般只持续几十秒钟，在这短暂的时间里，受挤压的孔隙水来不及排出，因而导致孔隙水压力上升。当上升的孔隙水压力等于全部的上覆压力时，由土骨架传递的有效应力为零，砂土的抗剪强度也为零，此时的砂土颗粒处于互不接触的悬浮状态，砂土发生液化。

(3) 影响砂土液化的主要因素有：土的类型、级配和密度；土的初始应力状态；震动的荷载特性；

(4) 砂土液化造成的灾害的宏观表现主要有：(a) 喷砂冒水。液化土层中出现相当高的孔隙水压力，会导致低洼的地方或土层缝隙处喷出砂、水混合物。喷出的砂粒可能破坏农田，淤塞渠道。喷砂冒水的范围往往很大，持续时间可达几小时甚至几天。(b) 震陷。液化时喷砂冒水带走了大量土颗粒，地基产生不均匀沉陷，使建筑物倾斜、开裂甚至倒塌。

(c) 滑坡。在岸坡或坝坡中的饱和砂土或粉土层，由于液化而丧失抗剪强度，使土坡失去稳定，沿着液化层滑动，形成大面积滑坡。(d) 上浮。贮罐、管道等空腔埋置结构可能在周围土体液化时上浮。

10.4 作业

1. 教材练习题

第 227 页 习题 10-1，习题 10-2

2. 思考题

(1) 何谓土的压实性。土压实的目的是什么。

(2) 土的压实性与哪些因素有关。

(3) 解释下列概念：

击实试验、最佳含水量、最大干密度、压实系数。

(4) 解释砂土液化的概念、发生的条件、影响因素及工程意义。

附录 模拟试题

模拟试题 1

一、(15 分) 解释下列概念

1. 管涌现象
2. 先期固结压力
3. 土的天然强度
4. 临塑荷载
5. 土的结构性

二、(8 分) 某粘性土的天然含水量 $w=38.8\%$ ，液限 $w_L=49.0\%$ ，塑限 $w_P=24.0\%$ ，试求该土的塑性指数 I_P 和液性指数 I_L ，并确定该土的状态。

三、(15 分) 回答问题

1. 塑限、液限的物理意义及其实验室测定方法。
2. 朗金土压力理论和库伦土压力理论的基本假定分别是什么，两者之间有什么区别。
3. 地基破坏的过程可认为经历哪三个阶段。如何根据现场试验确定地基的承载力。

四、(20 分)

1. 简要说明影响土体渗透性的因素。
2. 地基极限荷载公式可表达为下列形式：

$$p_u = \gamma \cdot B \cdot N_\gamma / 2 + q \cdot N_q + c \cdot N_c$$

试说明各项的意义并就此讨论如何提高地基的承载力。

五、(14 分) 某饱和粘性土层的厚度为 8m，在连续均布荷载 $p_0=120\text{kPa}$ 的作用下固结，土层的初始孔隙比 $e_1=1.0$ ，压缩系数 $a_v=0.5\text{MPa}^{-1}$ ，渗透系数 $k=0.018\text{m}/\text{年}$ ，土层单面排水，试求：(1)加荷一年时的沉降量；(2)沉降量达到 160mm 所需的时间。

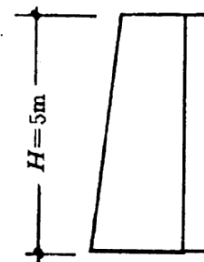
$$\text{注: } S = \frac{a_v}{1+e_1} \sigma_z H, \quad C_v = \frac{k(1+e_1)}{a_v \gamma_w}, \quad T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

该情况下 U_t 与 T_v 关系如下表:

U_v	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
T_t	0.008	0.031	0.071	0.126	0.197	0.286	0.403	0.567	0.848

六、(12 分) 某饱和粘性土在三轴仪中进行固结不排水试验，得 $c'=0$, $\varphi'=28^\circ$ 。如果这个试样受到 $\sigma_1=200\text{kPa}$ 和 $\sigma_3=150\text{kPa}$ 的作用，测得孔隙水压力 $u=100\text{kPa}$ ，问该试样是否会发生破坏（可用图解法或数解法）。

七、(16 分) 有一挡土墙，高 5m，墙背直立、光滑，填土面水平。墙后填土的物理力学性质指标如下： $c=10\text{kPa}$ ， $\varphi=20^\circ$ ， $\gamma=18\text{kN/m}^3$ 。试求主动土压力及其作用点，并绘出主动土压力分布图。



模拟试题 2

一、(12 分) 解释下列概念

1. 超固结状态
2. 流砂现象
3. 砂土液化
4. 最佳含水量

二、(15 分) 回答问题

1. 均质粘性土坡失稳破坏一般有哪几种型式。
2. 地基破坏的典型型式有哪三种型式
3. 地基承载力的确定有那些方法。
4. 塑性指数对粘性土的性质有什么影响。
5. 说明有效应力原理的基本思想。

三、(12 分) 有一个完全饱和的粘土土样，测得总体积 $V_1=100\text{cm}^3$ ，已知土粒对水的相对密度 $G_s=2.66$ ，土样的含水量 $w_1=45\%$ ，将该土样置于烘箱中烘了一段时间后，测得土样体积 $V_2=95\text{cm}^3$ ， $w_2=35\%$ ，问土样烘干后的密度、干密度、孔隙比、饱和度各为多少。

四、(20 分) 论述下列问题

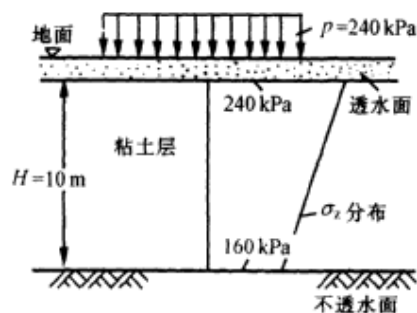
1. 试论述影响土抗剪强度的主要因素，并由此说明在工程中如何提高软粘土地基的承载力。
2. 试说明：按朗金土压力理论，主动土压力、被动土压力、静止土压力产生的条件及相互关系如何。

五、(14 分) 设不透水非压缩岩层上有一厚 10m 的饱和粘土层。在地面局部竖直均布荷载作用下，在土层中引起的附加应力的分布和大小如图所示。若土层的初始孔隙比 $e_1=0.8$ ，压缩系数 $a_v=2.5 \times 10^{-4} \text{kPa}^{-1}$ ，渗透系数 k 为 2.0cm/a 。试问：(1) 加荷一年地基的沉降量是多少厘米。(2) 当基础的沉降量达到 20cm 时需要多少时间。

$$\text{注: } S = \frac{a_v}{1+e_1} \sigma_z H, \quad C_v = \frac{k(1+e_1)}{a_v \gamma_w}, \quad T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

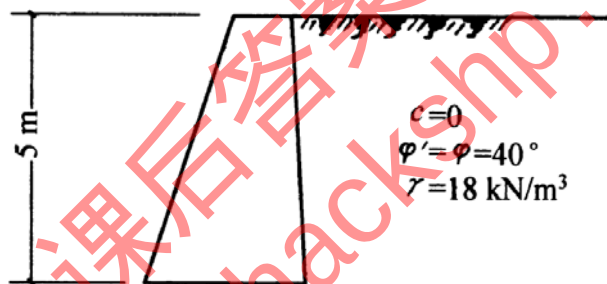
该情况下 U_t 与 T_v 关系如下表:

T_v	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
U_t	0.006	0.024	0.058	0.107	0.17	0.26	0.38	0.54	0.83



六、(12 分) 某砂土样内摩擦角 $\varphi=25^\circ$ ，粘聚力 $c=0$ kPa，承受大主应力 $\sigma_1=300$ kPa，小主应力 $\sigma_3=150$ kPa 的应力作用。用数解法判断该土样所处的状态。

七、(15 分) 某重力式挡土墙高 $h=5$ m，墙背垂直光滑，墙后填土为无粘性土，填土面水平，填土性质指标如下图所示。试分别求出作用于墙上的静止、主动及被动土压力（按朗金土压力理论）的大小及分布。



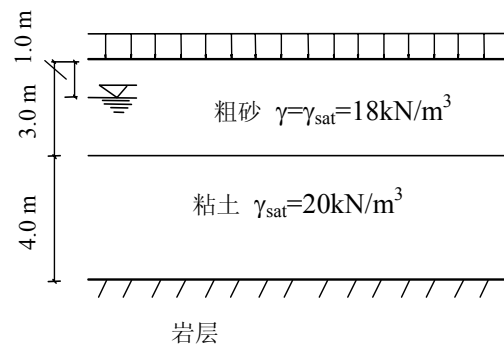
模拟试题 3

一、(30 分) 解释概念和简要回答问题

1. 粘性土界限含水量的概念及其意义
2. 压缩模量、变形模量的概念及其区别
3. 土的压缩和固结的概念及其区别
4. 应力路径的概念及其意义
5. 土结构性的概念及其对土抗剪强度的影响
6. 前期固结压力的概念及其确定方法

二、(8 分) 从某天然砂土层中取得的试样通过试验测得其含水率为 $w=11\%$ ，天然密度为 $\rho=1.70$ g/cm³，最小干密度为 1.41 g/cm³，最大干密度为 1.75 g/cm³，试计算该砂土的相对密度，并判断其密实程度。

三、(14 分) 天然地面上大面积填筑了厚度为 3.5m 的填土 (如下图), 重度为 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ 。天然土层有二层, 第一层为粗砂, 第二层为粘土, 地下水位在天然地面下 1.5m 处。试根据所给的粘土层的压缩试验资料计算: (1) 在填土压力作用下粘土层的沉降量是多少。(2) 当上述沉降稳定后, 地下水位突然下降到粘土层顶面, 由此产生的附加沉降是多少。



粘土层压缩试验资料

$p(\text{kPa})$	0	50	100	200	400
e	0.852	0.758	0.711	0.651	0.635

四、(14 分) 一饱和粘性土试样在三轴仪中进行固结不排水试验, 施加的周围压力 $\sigma_3=200\text{kPa}$, 试样破坏时的主应力差 $\sigma_1-\sigma_3=300\text{kPa}$, 测得破坏时的孔隙水压力 $u_f=180\text{kPa}$, 整理试验结果得有效内摩擦角 $\varphi'=30^\circ$, 有效粘聚力 $c'=75.1\text{kPa}$ 。计算: (1) 破坏面上的法向应力和剪应力; (2) 试样中的最大剪应力; (3) 破裂面与大主应力作用面的夹角。

五、(12 分) 论述有效应力原理的基本思想, 并说明它在土体抗剪强度指标分析中的应用。

六、(10 分) 说明静止土压力、主动土压力和被动土压力发生的条件及三者之间的相互关系 (要求给出图示说明)。

七、(12 分) 论述确定地基承载力的几个主要方法, 并说明下列极限承载力计算公式中各项的意义:

$$p_u = q \cdot N_q + c \cdot N_c + \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

模拟试题 1 参考答案

一、(参考有关章节)

二、[解]:

已知 $w=38.8\%$, $w_L=49.0\%$, $w_P=24.0\%$

则 $I_p = w_L - w_P = 49 - 24 = 25$

$$I_L = \frac{w - w_P}{I_p} = \frac{38.8 - 24.0}{49.0 - 24.0} = 0.59$$

所以, 该土的状态为可塑状态。

三、(参考有关章节)

四、(参考有关章节)

五、[解]:

(1) 求 $t=1$ 年时的沉降量
土层中附加应力

$$\sigma_z = p_0 = 120 \text{ kPa}$$

最终的固结沉降量

$$S = \frac{a_v}{1+e_1} \sigma_z H = \frac{0.5}{1+1} \times 0.12 \times 8000 = 240 \text{ mm}$$

竖向固结系数

$$C_v = \frac{k(1+e_1)}{a_v \gamma_w} = \frac{0.018 \times (1+1)}{0.0005 \times 10} = 7.2 \text{ m}^2/\text{年}$$

竖向固结时间因数

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} = \frac{7.2 \times 1}{8^2} = 0.113$$

这里 $\alpha=1$, 由 T_v 和 U_t 关系进行内插计算, 可查得土层的平均固结度为 $U_t=0.379$
则加荷一年后的沉降量为

$$S_t = U_t \times S = 0.379 \times 240 = 91 \text{ mm}$$

(2) 求沉降量达到 160mm 所需的时间
土层的固结度为

$$U_t = \frac{S_t}{S} = \frac{160}{240} = 0.67$$

由 T_v 和 U_t 关系进行内插计算, 可查得时间因数为 $T_v=0.364$
沉降量达到 160mm 所需的时间

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} = \frac{0.364 \times 8^2}{7.2} = 3.24 \text{ 年}$$

六、[解]:

先可根据题设作出有效应力圆的包络线, 如图所示。

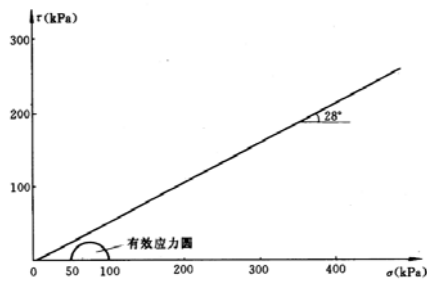
假设此时剪应力达到抗剪强度极限值, 土样即将破坏, 则有:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u = 200 - 100 = 100 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u = 150 - 100 = 50 \text{ kPa}$$

作出此有效应力圆。

可见, 该应力圆和包络线相离, 所以该试样不会发生破坏。



计算图

七、[解]:

在墙底处的主动土压力强度为:

$$p_a = \gamma H \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$= 18 \times 5 \times \tan^2(45^\circ - \frac{20^\circ}{2}) - 2 \times 10 \times \tan(45^\circ - \frac{20^\circ}{2}) = 30.1 \text{ kPa}$$

主动土压力

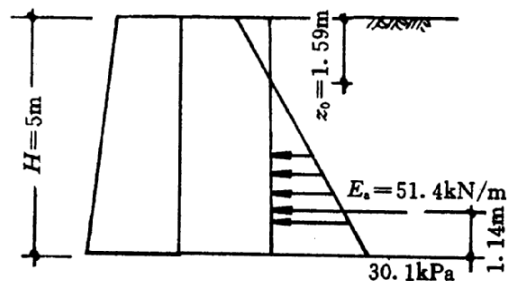
$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2cH \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + \frac{2c^2}{\gamma}$$

$$= \frac{1}{2} \times 18 \times 5^2 \times \tan^2(45^\circ - \frac{20^\circ}{2}) - 2 \times 10 \times 5 \times \tan(45^\circ - \frac{20^\circ}{2}) + \frac{2 \times 10^2}{18}$$

$$= 51.4 \text{ kN/m}$$

临界深度 z_0 为:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} = \frac{2 \times 10}{18 \times \tan(45^\circ - \frac{20^\circ}{2})} = 1.59 \text{ m}$$



土压力分布图

主动土压力分布图见上。

模拟试题 2 参考答案

一、(参考有关章节)

二、(参考有关章节)

三、[解]:

干密度 $\rho_{d1} = \frac{G_s}{1 + e_1} \rho_w = 1.21 \text{ g/cm}^3$

烘烤后土样中的干土质量不变即 $m_s = \rho_{d1} V_1 = 121 \text{ g}$
此时土样的总质量 $m_2 = m_s(1 + w_2) = 121 \times 1.35 = 163.4 \text{ g}$

土样密度 $\rho_2 = \frac{m}{V_2} = 1.72 \text{ g/cm}^3$

土样干密度 $\rho_{d2} = \frac{m_s}{V_2} = 1.274 \text{ g/cm}^3$

土样孔隙比 $e_2 = \frac{G_s(1 + w_2)}{\rho_2 \rho_w} - 1 = 1.088$

土样饱和度 $S_r = \frac{G_s w_2}{e_2} = 85.57\%$

四、(参考有关章节)

五、[解]

(1) 该土层的平均附加应力为

$$\sigma_z = \frac{240 + 160}{2} = 200 \text{ kPa}$$

则基础的最终沉降量为

$$S = \frac{a_v}{1 + e_1} \sigma_z H = \frac{2.5}{1 + 0.8} \times 10^{-4} \times 200 \times 1000 = 27.8 \text{ cm}$$

该土层的固结系数为

$$C_v = \frac{k(1 + e_1)}{a_v \gamma_w} = \frac{2.0 \times (1 + 0.8)}{0.00025 \times 0.098} = 1.47 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{a}$$

时间因数为

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} = \frac{1.47 \times 10^{-5} \times 1}{1000^2} = 0.147$$

土层的附加应力为梯形分布，其参数

$$\alpha = \frac{\sigma'_z}{\sigma''_z} = \frac{240}{160} = 1.5$$

由 T_v 及 U_t 关系，可查得土层的平均固结度为 0.45，则加荷一年后的沉降量为

$$S_t = U_t \times S = 0.45 \times 27.8 = 12.5 \text{ cm}$$

(2) 已知基础的沉降为 $S_t = 20 \text{ cm}$ ，最终沉降量 $S = 27.8 \text{ cm}$

则土层的平均固结度为

$$U_t = \frac{S_t}{S} = \frac{20}{27.8} = 0.72$$

由 T_v 及 U_t 关系，可查得时间因数为 0.47，则沉降达到 20cm 所需的时间为

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} = \frac{0.47 \times 1000^2}{1.47 \times 10^{-5}} = 3.20 \text{ 年}$$

六、[解]

已知 $\sigma_1 = 300 \text{ kPa}$ ， $\sigma_3 = 150 \text{ kPa}$ ， $\varphi = 25^\circ$ ， $c = 0 \text{ kPa}$

假定土样处于极限平衡状态，则其小主应力应为

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = 300 \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 122 \text{ kPa}$$

而实际小主应力 $\sigma_3 = 150 \text{ kPa}$ ，故该点处于稳定状态，不会发生破坏。

七、[解]:

(1) 计算土压力系数 K:

$$\text{静止土压力系数 } K_0 = 1 - \sin \varphi' = 1 - \sin 40^\circ = 0.357$$

$$\text{主动土压力系数 } K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = \tan^2(45^\circ - 20^\circ) = 0.217$$

$$\text{被动土压力系数 } K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) = \tan^2(45^\circ + 20^\circ) = 4.60$$

(2) 计算墙底处土压力强度 p

$$\text{静止土压力 } p = \gamma h K_0 = 18 \times 5 \times 0.357 = 32.1 \text{ kPa}$$

$$\text{主动土压力 } p_a = \gamma h K_a = 18 \times 5 \times 0.217 = 19.5 \text{ kPa}$$

$$\text{被动土压力 } p_p = \gamma h K_p = 18 \times 5 \times 4.6 = 414 \text{ kPa}$$

(3) 计算单位墙长度上的总土压力 E

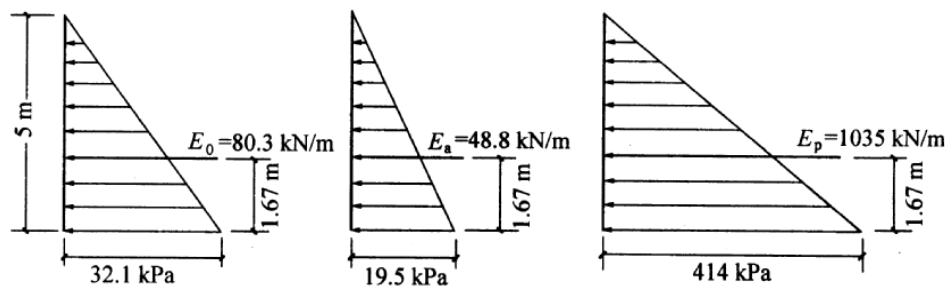
$$\text{静止土压力 } E_0 = \gamma h^2 K_0 / 2 = 18 \times 5^2 \times 0.357 / 2 = 80.3 \text{ kN/m}$$

$$\text{主动土压力 } E_a = \gamma h^2 K_a / 2 = 18 \times 5^2 \times 0.217 / 2 = 48.8 \text{ kN/m}$$

$$\text{被动土压力 } E_p = \gamma h^2 K_p / 2 = 18 \times 5^2 \times 4.6 / 2 = 1035 \text{ kN/m}$$

三者比较可以看出 $E_p > E_0 > E_a$

(4) 土压力分布见下图，土压力合力作用点均在距墙底 $h/3=5/3=1.67\text{m}$ 处。



(a) 静止土压力

(b) 主动土压力

(c) 被动土压力

土压力分布图

模拟试题 3 参考答案

一、(参考有关章节)

二、[解] 已知 $\rho=1.70\text{g/cm}^3$, $w=11\%$, 可按下面的公式计算, 得该砂土的天然干密度为:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w} = \frac{1.70}{1+0.11} = 1.53\text{g/cm}^3$$

再由 $\rho_{d\min}=1.41\text{g/cm}^3$, $\rho_{d\max}=1.75\text{g/cm}^3$, 代入相对密度的计算公式得:

$$D_r = \frac{(e_{\max}-e_0)}{(e_{\max}-e_{\min})} = \frac{(\rho_d - \rho_{d\min})\rho_{d\max}}{(\rho_{d\max} - \rho_{d\min})\rho_d} = \frac{(1.53-1.41)\times 1.75}{(1.75-1.41)\times 1.53} = 0.4$$

由于 $1/3 < D_r < 2/3$, 所以, 该砂土层处于中密状态。

三、[解]: (1) 填土压力:

$$p_0 = \gamma h = 18 \times 3.5 = 63\text{kPa}$$

粘土层自重应力平均值(以粘土层中间为计算点)

$$p_1 = \sigma_c = \sum \gamma_i h_i = 18 \times 1 + (18-10) \times 2 + (20-10) \times 2 = 54\text{kPa}$$

粘土层附加应力平均值:

$$\Delta p = \sigma_z = p_0 = 63\text{kPa}$$

由 $p_1=54\text{kPa}$, $p_2=p_1+\Delta p=117\text{kPa}$ 。根据粘土层压缩试验资料由内插得 $e_1=0.754$, $e_2=0.701$, 粘土层的沉降量:

$$s = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h = \frac{0.754 - 0.701}{1 + 0.754} \times 4000 = 121\text{mm}$$

(2) 当上述沉降稳定后, 填土压力所引起的附加应力已全部转化为土的有效自重应力, 因此地下水位下降前粘土层的自重应力平均值为:

$$p_1 = \sigma_c = 117 \text{ kPa}$$

水位下降到粘土层顶面时, 粘土层的自重应力平均值 p_2 为:

$$p_2 = 18 \times 3.5 + 18 \times 3 + (20 - 10) \times 2 = 137 \text{ kPa}$$

与 p_1 、 p_2 对应的孔隙比为: $e_1 = 0.701$, $e_2 = 0.689$, 故粘土层的附加沉降为:

$$s = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h = \frac{0.701 - 0.689}{1 + 0.701} \times 4000 = 28 \text{ mm}$$

四、[解]: (1) 由试验得

$$\sigma_1 = 300 + 200 = 500 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$$

计算可得破坏面上的法向应力 σ 和剪应力 τ 分别为:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha \\ &= \frac{1}{2}(500 + 200) + \frac{1}{2}(500 - 200) \cos 120^\circ = 275 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha = \frac{1}{2}(500 - 200) \sin 120^\circ = 129.9 \text{ kPa}$$

(2) 最大剪应力发生在 $\alpha = 45^\circ$ 的平面上, 最大剪应力为:

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2}(500 - 200) = 150 \text{ kPa}$$

(3) 破裂面与大主应力作用面的夹角为

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} = 45^\circ + \frac{30}{2} = 60^\circ$$

五、(参考有关章节)

六、(参考有关章节)

七、(参考有关章节)