

粘土基坑支挡结构水土压力 研究

Study of water and earth pressures on retaining structures around clay foundation pits

(申请清华大学工学硕士学位论文)

院(系、所): 水利水电工程系

专 业 : 岩土工程

研 究 : 宋 磊

指导教师: 温庆博 副教授

二零零三年六月

关于论文使用授权的说明

本人完全了解清华大学有关保留、使用学位论文的规定，即：学校有权保留学位论文的复印件，允许该论文被查阅和借阅；学校可以公布该论文的全部或部分内容，可以采用影印、缩印或其他复制手段保存该论文。

(涉密的学位论文在解密后应遵守此规定)

签 名：_____导师签名：_____日 期：_____

摘 要

粘土基坑中的孔隙水压力分布难于确定,土体的应力路径、强度及孔隙水压力对支挡结构上的水土压力都有极大的影响。如何对粘土基坑支挡结构上的水土压力进行正确的计算,是支护结构设计中的关键问题。

论文进行了粘土中孔隙液体压力的传递和分布试验。试验表明:粘土中的结合水阻滞孔隙水压力的传递,使孔隙水压力的传递产生折减。当粘性土体中的水绝大部分以结合水的形式存在时,在自重作用下土体中并没有建立沿高程线性分布的静止水压力。

论文同时进行了模拟基坑开挖的水土压力模型试验。试验表明:基坑外侧进入主动状态土体的应力路径与减压试验的应力路径相似,减压三轴试验和基坑开挖过程中形成的超静孔隙水压力变化规律基本一致。支挡结构上的水压力等于土体中的孔隙水压力,支挡结构上的水土压力计算时不需要对孔隙水压力进行折减。

论文采用了带摩擦修正的极限平衡法对模型试验的水土压力进行数值模拟计算,在试验和计算的基础上对采用有效应力强度指标的水土分算法(SE法),采用总应力强度指标的水土分算法(ST法)和采用总应力强度指标的水土合算法(TT法)进行了全面的研究和讨论。研究表明:(1)采用SE法符合有效应力原理,计算精度很高,但在粘土基坑中难于采用。(2)粘土基坑中的静止孔隙水压力分布与粘土土性有关,当存在沿深度线性分布的静止水压力,宜采用ST法计算水土压力;当不存在沿深度线性分布的静止水压力时,宜采用TT法计算水土压力。(3)计算基坑开挖期间的主动土压力时,采用减压三轴总强度指标的计算结果小于采用常规三轴总强度指标的计算结果,且更切合实际。

关键词: 模型试验, 孔隙水压力, 土压力, 水土分算与合算

ABSTRACT

Pore water pressure in clay foundation pits is hard to estimate; earth and water pressures on the retaining structure depend on stress paths, soil strength and pore water pressure. Correctly estimating water and earth pressures on the retaining structure is important for retaining structure design.

In this paper, experiments of fluid pressure transfer and distribution in clay are conducted. It has been found that adsorbed water impedes pore water pressure transferring and hydraulic pressure is decreasing during transfer. When most of the pore water in clay exists as adsorbed water, hydraulic pressure produced by gravity doesn't distribute linearly with depth.

Model tests simulating excavation of clay foundation pits have also been conducted in this study. It has been found that stress paths in the model tests are similar to those in reduced triaxial compression tests and the variation of the excess pore water pressure in the tests is also similar to that in reduced triaxial compression tests. The water pressure exerted on supporting structures is equal to pore water pressure in soil. There is no need to discount pore water pressure in estimating water and earth pressures on supporting structures.

The method of limit equation with fiction correct is employed to estimate the earth and water pressures in the tests. On the base of the numerical calculation and the model tests, the method of estimating Separately using Effective stress strength parameters(SE), the method of estimating Separately using Total stress strength parameters(ST), and the method of estimating Together using Total strength parameters(TT) have been discussed thoroughly. It shows that: (1)Method ST is based on effective stress theory and the results are precise, but this method is not practical in

the design of clay foundation pits . (2) Distribution of static hydraulic pressure in clay foundation pits is related to soil behavior. When hydraulic pressure produced by gravity distributes linearly with depth, method ST should be adapted, otherwise, method TT should be used. (3) The active water and earth pressures estimated by using reduced triaxial total strength parameters are smaller than these by using conventional triaxial total strength parameters and are in better accordance with the fact.

Keywords: model tests, water pressure, earth pressure, estimating water and earth pressures together and separately

目 录

摘要	I
Abstract (英文摘要)	II
目 录	IV
第一章 概 述	1
1.1 绪言	1
1.2 土中水及其对土性的影响研究综述	6
1.2.1 土中水的形态	7
1.2.2 土中孔隙水压力传递	11
1.3 土压力试验及理论研究	14
1.3.1 土压力的理论研究	14
1.3.2 土压力的试验研究	15
1.3.3 土压力研究讨论	18
1.4 论文研究的内容	18
第二章 粘土中的孔隙液体压力传递和分布试验	20
2.1 孔隙压力传递试验	20
2.1.1 试验设备及试验方法	20
2.1.2 试验土样和试验孔隙液体	21
2.1.3 孔隙压力传递试验结果及分析	22
2.2 孔隙水压力分布模型试验	25
2.2.1 试验设备及试验方法	25
2.2.2 试验土样	26
2.2.3 模型试验结果及分析	26
2.3 小节	29
第三章 模拟基坑开挖的水土压力模型试验	30
3.1 实验装置和实验方法	30
3.1.1 实验装置	30

3.1.2 模型试验方法	32
3.2 模型试验土样的土工性能试验	33
3.2.1 三轴试验	33
3.2.2 饱和粘土与边壁及挡板间的摩擦角	41
3.3 模型试验的结果及分析	43
3.2.2 试样的固结	43
3.2.3 试样的剪切	45
3.2.4 超静孔隙水压力的消散及卸载	50
3.3 试验总结	52
第四章 考虑摩擦修正的极限平衡土压力计算方法	53
4.1 极限平衡理论	53
4.1.1 土的静力平衡微分方程	53
4.1.2 土的极限平衡条件和平面极限微分方程	54
4.1.3 特征线方程极其解法	56
4.2 挡土墙主动土压力计算	62
4.2.1 主动区 OA 边界条件	62
4.2.2 被动区 OD 上的边界条件	63
4.2.3 过渡区的边界条件	63
4.3 考虑摩擦修正的墙上主动土压力计算	64
4.3.1 摩擦体力	65
4.3.2 考虑摩擦体力的主动土压力计算	67
4.3.3 考虑边壁摩擦的试验结果分析	69
4.4 结论	72
第五章 基坑支护结构上水土压力的计算	74
5.1 水土压力的不同计算方法	74
5.2 模型试验支挡结构上的水土压力计算	75
5.3 考虑静止水压力的基坑模型支挡结构上的水土压力计算	78
5.3.1 基坑模型设计	78

5.3.2 基坑模型计算参数	79
5.3.3 基坑模型计算结果分析	81
5.4 硬粘土基坑模型支挡结构上的水土压力计算	85
5.4.1 基坑模型	85
5.4.2 基坑模型计算结果分析	86
5.5 小节	89
结 论	90
参考文献	92
致谢、声明	95
个人简历、在学期间的研究成果及发表的学术论文	96

第一章 概 述

1.1 绪言

基坑的开挖和支护是岩土工程领域的一个传统课题，同时也是一个具有时代特点的综合性难题。放坡开挖和简易木桩围护可以追溯到远古时代。人类的土木工程活动促进了基坑工程的发展。特别是到了 20 世纪，随着高层建筑与地下工程的不断涌现，对基坑工程的要求越来越高，基坑护壁不仅要保证基坑内能够正常安全作业，而且要防止基底和坑外土体移动，保证基坑附近建筑物、道路管线的正常运行，这都促使工程技术人员用新的眼光去审视基坑工程这一古老课题，许多新的经验和理论研究方法出现并走向成熟，同时也提出了一些新的课题。

基坑工程在我国进行广泛的研究始于 80 年代初，随着基础建设的飞速发展，高层建筑与地下工程大量出现，使深基坑开挖日益普遍。据文献记载，1988 年北京市深 10m 以上的基坑就达 34 个，最深的达 23.5m。到了 90 年代，许多城市进入大规模的旧城改造阶段，在繁华的市区进行基坑开挖对开挖支护技术提出了更高的要求。这促进了基坑开挖技术的研究和发展，出现了很多先进的设计计算方法，很多新的施工工艺得以应用，有很多成功的工程实例。而且通过对基坑支护设计、施工经验的总结，已组织编制了基坑支护的设计施工规范。

但随着我国大规模建筑基坑和地下工程的发展，支护结构设计计算中的许多问题也逐步凸现出来。支护结构上的水土压力计算得到越来越多的重视和讨论^{[1][2]}。一方面，大量的实测结果表明：支护结构上的实际内力远小于计算值。尽管人们一再降低安全系数，或者将荷载打折，往往实测应力还是偏小。另一方面，还有许多基坑事故频繁发生。基坑中支护结构的设计是按一定理论计算作用在它上面的水土压力，按照支护结构材料强度及抗力确定支护结构的几何尺寸。如果计算是符合实际的，则支护结构上的实测应力应接近设计应力。可是大量的实测结果表明，护坡桩和地下连续墙中的钢筋实测内力远小于钢筋强度。清华大学的李广信等人对北京

几个深基坑支护结构进行实际观测，其中钢筋最大拉应力仅为 20-30MPa。何颐华^[3] 对北京和深圳等十余处深基坑护坡桩的进行了测试，结果表明除了软土地基上的深圳国商地下车库护坡桩中钢筋应力达到 200MPa 外，其余的护坡桩中钢筋应力一般在 20—40MPa 范围内，这就造成了很大的浪费。而造成钢筋应力远低于设计值的原因主要是计算设计的水土压力远远大于实际水土压力。特别是在粘土基坑中，由于粘土的渗透系数小，孔隙水压力分布难于确定，固结缓慢，稳定渗流场形成缓慢，有效应力难于确定；同时，粘土的应力历史，开挖的应力路径对土体的强度都有极大的影响，这些因素给设计和施工都带来了极大的困难。实践工程也表明，粘土基坑工程失事除了设计、勘探原因外，很大一部分原因是跟土中水有关。这种情况表明，我们对于在原状土开挖工程中的土与结构的共同作用和水土相互作用机理的认识还远远不够透彻和深入。对于这样一个有着巨大实际工程意义和学术意义的课题，进行深入系统的研究是土力学和岩土工程界的迫切任务。

基坑支护结构设计的前提就是合理地确定作用在其上的荷载，即合理地确定基坑支护结构上的土压力和水压力。过高的估计水土压力荷载，会增加造价；而基坑工程的造价又十分巨大，造价的增加会使设计、施工单位在竞争中处于不利位置，导致不必要的浪费。过低的估计水土压力荷载，从而采取偏于危险的工程支护等措施，势必会导致安全上的问题，严重时甚至发生基坑坍塌等事故，造成巨大的损失，并严重影响工程进度。

作用在支挡结构上的土压力，主要取决于：

1. 支挡结构的运动方向及位移大小。支挡结构的运动方向决定了是主动还是被动性质土压力，而位移的大小则决定了是否会发展为主动或被动土压力。当支挡结构向土体方向运动，则该被动侧的土压力大小随着该运动方向位移变大而变大，直至达到最大值，即被动土压力；反之，支挡结构被土体推动，则支挡结构主动侧的土压力，其大小随位移增大而减小，直至达到最小值，即主动土压力，如图 1—1 所示。对于密砂或中密砂，当 $\Delta/H = 0.001 \sim 0.005$ ，达到主动土压力状态；而 $\Delta/H = -0.01 \sim -0.05$ 时，达到被动土压力状态^[4]。在基坑的设计中，我们一般认为支护墙前的土体

（基坑内）处于被动土压力状态，支护墙后的土体（基坑外）处于主动土压力状态。但实际上支护墙的位移并没有达到主动或被动所需的位移，土压力也可能介于主动土压力与被动土压力之间。

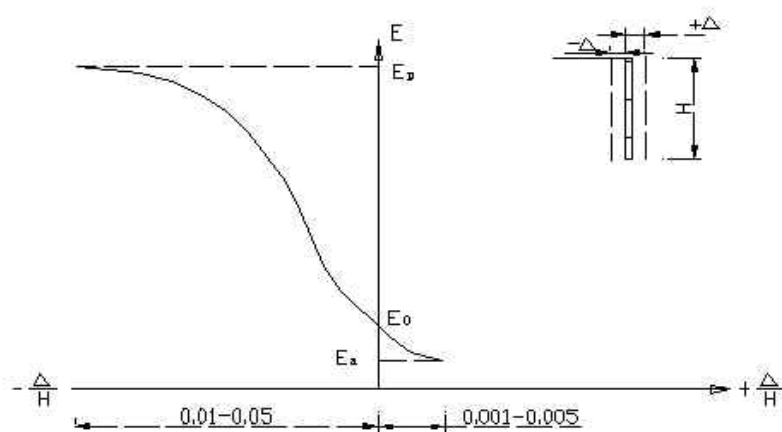


图 1-1 墙体位移与土压力关系图

2. 支挡结构后土的强度和刚度。支挡结构后的土体强度越高，相应的主动土压力就越小，被动土压力就越大；土质压缩性越小，达到主（被）动土压力的支挡结构位移就越小。

3. 支挡结构与土体间的摩擦系数和粘聚力。支挡结构与土的摩擦角 δ 大小由三个因素决定：(1)取决于接触面的刚度和土的物性。(2)取决于接触面处相对剪切位移的发展程度。(3)取决于平衡方程中力多边形的平衡条件。

4. 支挡结构的形状。常用的土压力理论都是建立在支挡结构和土体截面的二维分析上。Ovesen(1964)^[5]对短结构进行了一系列试验，结果表明短结构上的被动土压力比通用的理论计算的结果大得多，并且这差别十分明显。

5. 支挡结构后水的影响。土中水是影响水土压力一个很重要的因素，它不仅影响着水压力，而且影响着支挡结构上的有效土压力^[6]。对于砂土基坑，由于砂土的渗透系数大，容易形成稳定的渗流场，孔隙水压力可以根据渗流场方便的求出；但对于粘土基坑，由于粘土的渗透系数小，超静

孔隙水压力消散缓慢，孔隙水压力分布难于确定，从而导致有效土压力也难于确定。

目前常用的水土压力计算方法分两大类：一类是水土分算，采用固结排水有效强度指标（ c' 和 φ' ）；另一类是水土合算，水土合算根据其采用的强度指标可以分为两种，一种采用固结不排水强度指标（ c_{cu} 和 φ_{cu} ），另一种采用不固结不排水强度指标（ c_u 和 φ_u ）。

1. 采用有效强度指标（ c' 和 φ' ）的有效应力分算法

按照有效应力原理，土骨架压力和水压力应该分别考虑：

$$p_a = \sigma_v' \tan^2(45^\circ - \varphi'/2) - 2c' \tan(45^\circ - \varphi'/2) + u$$

$$p_p = \sigma_v' \tan^2(45^\circ + \varphi'/2) + 2c' \tan(45^\circ + \varphi'/2) + u$$

式中， p_a 是主动土压力， p_p 是被动土压力， c' 和 φ' 为有效应力指标， σ_v' 为竖向有效应力， u 为孔隙水压力。

2. 采用固结不排水强度指标（ c_{cu} 和 φ_{cu} ）的合算法

我国 1999 年的《建筑基坑支护技术规程》^{[7][8]}规定

$$\text{主动土压力: } p_a = \sigma K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$\text{被动土压力: } p_p = \sigma K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

其中： $\sigma = \gamma z$ ， γ 在地下水位以下用饱和容重， c 、 K_a 、 K_p ，用固结不排水强度指标 φ_{cu} 、 c_{cu} 计算所得。不再计及任何孔隙水压力。

3. 采用不固结不排水强度指标（ c_u 和 φ_u ）的合算法

对于基坑板桩支护情况，国外一直存在着水土合算法。美国的《基础工程手册》及国外其他的一些专著^{[9][10]}建议：对于粘土、粉土

$$\text{主动土压力: } p_a = \gamma \cdot h - 2c$$

$$\text{被动土压力: } p_p = \gamma \cdot h + 2c$$

式中： γ 用饱和容重， c 采用不固结不排水强度指标 c_u ，在一定条件下，也可以采用快剪强度指标。

此时，对饱和粘土， $\varphi_u = 0$ ， $K_a = K_p = K_0 = 1$ 。水土分算和水土合算的形式基本一致。而且《基础工程手册》还指出，随时间延续，应该采用有效应力原理进行水土分算。

对于 2，3 两种“水土合算法”分别采用了两种不同的强度指标，美

国《基础工程手册》给出的方法，采用的是不固结不排水强度指标；我国的《建筑基坑支护技术规程》规定的方法，采用的是固结不排水强度指标。两者的共同点是都绕开了孔隙水压力这一因素。

水土分算法是基于太沙基的有效应力原理，概念清晰，采用有效应力指标进行计算；但是由于粘土基坑中的孔隙水压力分布难于确定，在实际工程中难于应用。水土合算法不单独计算静水压力和超静孔压，采用固结不排水强度指标或者是不固结不排水强度指标进行水土压力计算，在工程上得到广泛的应用；但其概念比较模糊，将静水压力乘以小于 1 的 K_a 系数或大于 1 的 K_p 系数，但水压力是各向相等的，导致用水土合算时主动土压力偏小，被动土压力偏大。也正是由于上述原因，岩土界对水土压力的合算和与分算展开了激烈的讨论，讨论的焦点主要是：

1. 传统的水土合算法将静水压力乘以一个系数 $K_a(K_p)$ ，与水压力各向相等不符，在合算时是否需要将静水压力单独提出进行计算。

魏汝龙^[11]认为粘性土中的水土压力计算，应该单独计算静止水压力，推荐采用总应力强度指标的水土分算法。

$$\text{主动土压力: } p_a = \sigma' \cdot K_a - 2c\sqrt{K_a} + u_w$$

$$\text{被动土压力: } p_a = \sigma' \cdot K_p + 2c\sqrt{K_p} + u_w$$

$\sigma'_r = \gamma' \cdot z$ ； γ' 为有效容重； u_w 为静止水压力， $u_w = \gamma_w \cdot z$ ； c 、 K_a 、 K_p ，由固结不排水强度指标 φ_{cu} 、 c_{cu} 计算所得。

2. 强度指标应用误差问题。浙江大学罗嗣海^[12]指出水土合算时，室内不排水强度指标试验误差比较明显，而且在计算主动土压力时，用固结不排水强度指标比用不排水强度指标误差要小。陈愈炯^{[13][14]}认为固结不排水强度指标适用某一些特定的工况问题；陈环^[11]认为固结不排水强度指标可以适用多种工况。

3. 土的应力路径的影响。李广信^[15]、浙江大学的杨晓军和龚晓南^{[16][17]}认为，在基坑开挖过程中，主动侧土体 σ_3 减少，可能产生的负超静孔隙水压力，而常规三轴不排水试验中则是 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 增加，产生正的超静孔隙水压力。三轴减压压缩试验的固结不排水的强度指标要大于常规三轴固结不排水试验的强度指标，计算时应采用减压三轴试验的强度指标。此外，土

试样的应力历史^{[18][19]}、性质、结构^[20]等都发生了变化，对此种情况下的强度指标的应用和应力路径的模拟能否相似，是一个值得研究的问题。

4. 孔隙水压力的传递和分布问题。砂土中的水都以自由水的形式存在，孔隙水压力的传递和分布遵循伯努利方程。但在密实度很高的粘性土中，由于粘土颗粒表面存在结合水膜，对水压力的传递起阻碍作用，只有在较大的水力坡降下“自由水”才可以传递静水压力。当基坑开挖时，粘性土膨胀产生负的超静水压力，土中水的补充需要从外部流入，但由于水力坡降较小，外部的水无法进入土体。从而使土中水不连通，在土体中不能够建立静止水压力^[15]。

5. 土中渗流水压力问题。各种水土压力计算方法中的水压力计算问题、桩底处两侧水压力平衡问题、渗流对水土压力影响^{[21][22]}等。

专家学者的分歧说明，在原状土基坑支护结构上的水土压力与用经典土压力理论计算的结果还是有很多的差别，涉及到许多复杂影响因素。但无论是合算法中的静水水压力是否应该乘以一个系数 $K_a(K_p)$ ，还是土体强度指标的选取，土的应力路径的影响，水压力的传递，土中渗流水压力，问题的最后都集中在土水相互作用上。

土中水从饱和到不饱和；从结合水、毛细水到重力水；从潜水、滞水和到承压水等，存在方式众多，从而引起水土压力的计算各不相同。土中水引起的孔隙水压力，尤其是超静孔隙水压力对水土压力的计算有着重要的影响。如何考虑这些有水情况的土压力，正确的计算水土压力，合理进行基坑工程的设计和施工、安全等，是当前岩土工程界最重要也是现实一个问题，这也是当前岩土工程届讨论得最热烈的问题之一。本文试图通过室内模型试验和数值计算比较，对土中水压力的传递和分布，水土压力的计算方法，土体的应力路径对强度指标的影响等问题进行研究。

1.2 土中水及其对土性的影响研究综述

岩土材料实际上是非连续的，是由多相组成的。在其孔隙中存在着气、液相介质，当孔隙连通时，这些流体可在不平衡的势能情况下发生流动。其中土中水及其运动会引发许多工程和环境问题。岩土中的流体及其运动

是一个重要和有实际意义的课题，它和人类生活密切相关；与其有关的工程领域有：水利、建筑、交通、采矿、石油、农业和环境等。

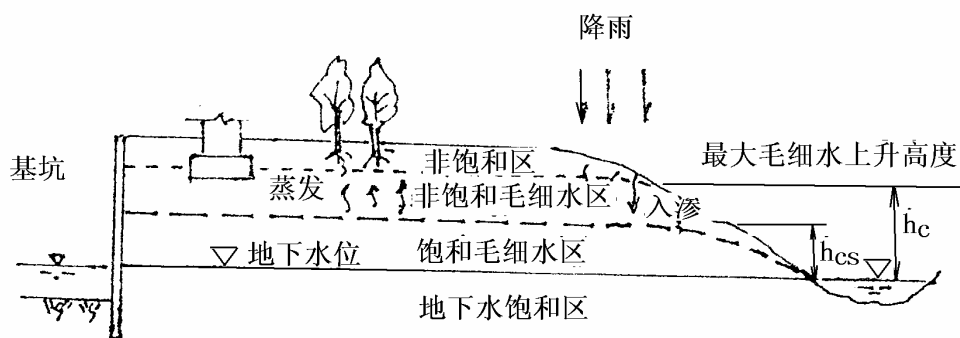


图 1-2 土中水

浅层岩土中的水主要来自大气中的降水，随后它在土的孔隙中流动。土中水可以分为两部分，如图 1-2 所示。地下水位以下的水可分为上层滞水、潜水和承压水。地下水位以下的土基本是饱和的，孔隙水压力大于大气压力，可在重力的作用下运动。另一部分水存在于地下水位以上。它可能是入渗的水，向下运动补给地下水，上层滞水有时也可列入这部分；也可能是由于毛细作用或者植物根系作用向上运动的水，这些向上运动的水的孔隙水压力小于大气压。

如图 1-2，土中各部分的水一般是可运动的；它们具有不同的饱和度、不同的势能和不同的运动方向。土中水对于土的工程性质有重要影响。例如，土中水会影响土本身的强度和变形性质。孔隙水压力改变了土体有效应力，也进一步影响了土体的强度和变形。水入渗可补给地下水，也可能将地表污染带入地下水，渗流产生的渗透力可影响土坡的稳定，而渗透力又可引发土的渗透破坏。这些对于水利和建筑工程均有很大意义。

1.2.1 土中水的形态

20 世纪初，随着人类在物理和化学领域中研究的进展，人们对土中水的形态开始进行探讨。在认识到粘土矿物的组成和分子间结构以后，对于粘土颗粒与水间相互作用从微观进行了大量的研究。劳（Low）1901 年给出了粘土颗粒表面结合水形成的机理；马丁（Martin）1960 年得出了不同

厚度结合水的密度分布，同时也给出了物理模型以说明土的冻胀机理（1959）。米切尔（Mitchell）在 1975 年出版的《土性基础》（Fundamentals of Soil Behavior）一书中，对于土中水的形态及其对土性的影响作了较全面的总结和阐述。

土中水可以呈固态、液态和气态存在。其中固态水主要是以结晶水的形式存在于固体颗粒的内部；液态水又可分为结合水、毛细水和重力水；气态水主要是土体内的水蒸气等。不同形态的水对于土的物理力学性质有重要影响，特别是对于粘土和粉土的影响十分巨大。

1. 粘土颗粒表面的双电层与结合水

粘土颗粒表面带有负电荷，带负电的粘土薄片在其周围形成电场，周围水中的水分子偶极子，以及阳离子，如 Na^+ 和 Ca^{2+} 等，因静电吸引而吸附于土粒表面，离土粒表面愈近，吸引愈紧。带有负电荷的粘土片和周围的极化水分子、带有正电荷的阳离子云等组成的扩散层被称为扩散双电层，简称双电层。土颗粒与水发生物理化学作用，对于粘土矿物，其离子易溶于水，且粘土颗粒扁平，比表面积大，与水充分接触，相互作用力可能与颗粒的重力处于相同量级，因此研究粘土颗粒与水的相互作用是重要的。水分子具有不均匀分布的电荷和偶极子特性，它能吸引溶液中的离子成为氢氧化物，即水化作用。正离子吸附于水分子负电的一端，从而破坏了水的结构。未溶离子虽没有发生水化作用，但仍占据空间，也影响到水的扩散性和粘滞性。大量证据表明水被土的矿物吸附，特别是粘土矿物土颗粒与水间相互作用力可包括氢键作用、可交换阳离子水的水化作用、渗析作用、静电力作用和范德华力作用。由于粘土颗粒与水之间相互作用，在土粒表面形成双电层，双电层内的水被称为结合水。结合水因离颗粒表面远近不同，受电场力的大小不一样，可分为强结合水和弱结合水，如图 1—3 所示。强结合水紧靠土颗粒表面，所受电场力很大，几乎完全固定排列，丧失液体的性质而接近固体，完全不能移动，其密度比水大，具有蠕变性。弱结合水指强结合水以外，电场作用范围以内的水，弱结合水是一种粘滞性水膜，受力时可以从水膜较厚处缓慢转移到水膜较薄处，也可以因电场引力从一个土颗粒的周围转移到另一个颗粒的周围。就是说，弱结

合水膜可以发生变形，但不因重力而流动，弱结合水的存在是粘性土在某一含水范围内表现出可塑性的原因。

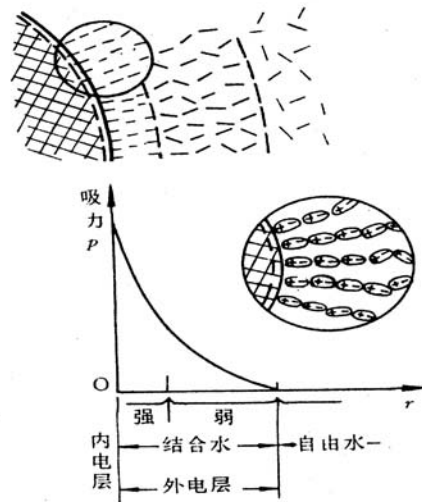


图 1-3 粘性土体中水的分类

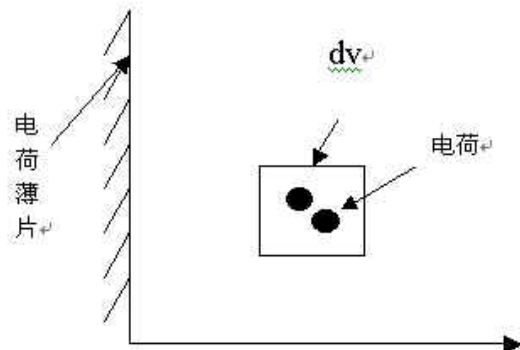


图 1-4 双电层中的电荷分布

2. 粘土颗粒双电层的厚度

扩散层的厚度可假设从土粒表面到水溶液中正常离子浓度的点。粘土颗粒表面带负电荷，并在周围形成电场，电场强度可以用电位来表示，正常离子浓度的点即为电位为零的点。图 1-4 中，用一无限范围的薄片表示粘粒表面，假定其上负电荷均匀分布，距其 x 处一微分体 dV ，包含有电荷的密度 $\rho = v \in n$ ，根据波尔兹曼 (Boltzmann) 公式和古衣一察普门

(Guoy-Chapman) 方程, 可推导出微分方程:

$$\frac{d^2\psi}{dx^2} = -\frac{4\pi}{\lambda} v \epsilon n_0 \exp\left(-\frac{v \epsilon \psi}{kT}\right)$$

式中, ψ —扩散层中离土粒表面 x 处的电位, 土粒表面电位记作 ψ_0 , λ —扩散层介质的介电常数, v —电荷的离子价, ϵ —电荷的静电单位, n —离子的浓度, 其中 n_0 为零电位时离子浓度, k —波尔兹曼常数, T —绝对温度。

图 1-4 的边界条件为, $x=0, \psi=\psi_0$; $x=\infty, \psi=0$, 可以求得微分方程的解, 并可近似表示为

$$\psi = \frac{4kT}{v \epsilon} \exp(-Kx)$$

$$\text{式中 } K = \left(\frac{8\pi n_0 \epsilon^2 v^2}{\lambda kT} \right)^{1/2}$$

因此, 扩散层电位随离土粒表面的距离呈指数关系衰减。当 $x = \frac{1}{K}$ 时,

$\psi = \frac{4kT}{v \epsilon}$, 视为电位近似于零, 即扩散层厚度近似为 $\frac{1}{K}$ 。

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{\epsilon v} \left(\frac{\lambda kT}{8\pi n_0} \right)^{1/2}$$

从上式可见, 扩散层厚度与介电常数 λ 和绝对温度 T 的乘积的平方根成正比, 和正常溶液中离子浓度 n_0 的平方根成反比, 同时与离子价成反比。即采用高价离子和增加浓度可减小土粒周围的电位。计算结果表明扩散层的厚度的变化范围从几个 Å 到数百 Å。

由于扩散层内的结合水受到电场的强烈作用, 使结合水不能象自由水一样自由移动, 对土中自由水的移动也起到阻碍作用, 在宏观上表现为粘土的渗透系数很小。虽然一般认为达西定律基本上是适用于粘性土的, 可是在较低的水力坡降下, 某些粘土的渗透试验表明, v 与 i 之间偏离直线, 如图 1-5 所示。在实践工程中, 由于施工等形成的水力坡降 i 可能小于 i_0 , 在这种情况下, 粘土中能否形成连通的渗流网, 能否建立静水压分布都有必要进行进一步的研究^[15]。

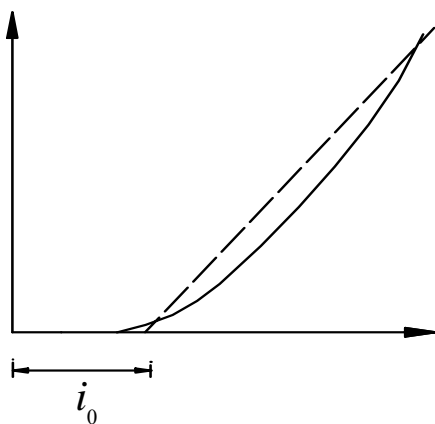


图 1-5 粘土的渗透试验

1.2.2 土中孔隙水压力传递

自由流体总是从能量高的状态流向能量低的状态，对自由流体，流体的能量可用总水头 H 表示： $H = Z + \frac{P}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$ 。

式中， Z —重力水头， $\frac{P}{\gamma_w}$ —压力水头， $\frac{v^2}{2g}$ —速度水头；

由伯努利方程，自由水体中的任意两点 1, 2 满足：

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma_w} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma_w} + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta h_{1-2}。$$

Δh_{1-2} 为 1, 2 两间的水头损失，当水体没有流动时， $\Delta h_{1-2} = 0$ 。对于土体中可流动的孔隙水，由于流速很小，速度水头一般忽略不计。

土体中的自由水体由于土颗粒表面的电荷形成的电场，在移动中克服电场势能，与自由水体存在一定的差异，一般可以把土中水的势能可以分为重力势、压力势、基质势和溶质势。

1. 重量势 ψ_g

它就是水的位能，对于单位体积的水的重力势可表示为：

$$\psi_g = z\gamma_w$$

z 为所考虑点相对于基准面的竖向距离，在基准面以上取正值；之下取负值。 γ_w 为水的容重。

2. 压力势 ψ_p

它由水受到的压力所决定，又可分为静水压力势、渗流压力势和超静水压力势。后者也称为荷载势。某点的压力势可以用与该点连通的测压管中水位确定。

3. 基质势 ψ_m

基质势又称为广义毛细势，主要是由气水界面的收缩膜，即表面张力引起的。基质势只存在于非饱和土体中，基质势与土的含水量（或饱和度）之间存在一定关系，完全饱和土的基质势将消失，基质势也可看作是广义的压力势的一种。

4. 溶质势 ψ_o

如果纯水中溶质势设为零，即 $\psi_o = 0$ ，则溶解有离子的溶液中溶质势 $\psi_o < 0$ 。离子浓度越大，溶解的离子价位越高， ψ_o 的绝对值越高。溶质势是半透膜上渗透压力的反作用，总是负值，也叫作渗析吸力。它实际上是水中离子和分子渗析扩散的驱动势能，与一般水体的宏观流动有区别。

这样土中水的总势能可表示为： $\psi = \psi_g + \psi_p + \psi_m + \psi_o$ 。

对于饱和土体， $\psi_m = 0$ ，总势能可以表示为： $\psi = \psi_g + \psi_p + \psi_o$ 。

当土中水中的任意两点 1，2 之间的总势能 $\psi_1 \neq \psi_2$ ，1，2 两点之间将产生压力传递，直至两点的总势能相等。

伯努利方程主要应用于自由水体，对于砂土，土中水都以自由水的形式存在，孔隙水压力的传递和分布遵循伯努利方程。

对于软粘土，由于结合水的存在，土体的渗透性大大降低，孔隙水压力的传递十分缓慢，但由于土体中同时存在一定的自由水，孔隙水压力的传递和分布遵循伯努利方程^{[23][24]}。

但在硬粘土中，基本不存在自由水体，土中水以结合水的形式存在，土体中强结合水受到电场的强烈作用，性质类似于固体，伯努利方程是否继续适用，孔压传递规律需要进行进一步的研究。

1.2.3 土体中的孔隙水压力分布及其影响

随着高层建筑的不断发展，基础埋深不断加大，建筑物场地基础影响范围的地基土层的地下水赋存形态、分布条件趋于更加复杂。实际地基土

层中不仅存在透水性好的含水层，而且广泛存在着相对隔水层和弱透水层（或滞水层），也可能存在着多层地下水或多个含水层组。因此地基土层中孔隙水压力沿竖向的分布一般不遵循随深度线性递增的静水压力公式，而是一定的、复杂的孔隙水压力分布曲线^[14]。另外，对于粘性土层中，由于土层的未达到 100% 固结和预压的不完全等，即土体中存在水力梯度问题，土层中常常有超静孔隙水压力。

明确的孔隙水压力分布对地基土的评价和力学分析及建筑物设计都十分重要。作为土力学的一个重要参数，孔隙水压力一直是岩土工程界的研究热点和难点，其中不少是集中在饱和土粘性土层的研究。如对于饱和原状粘性土层中是否存在和能够传递静水压力以及多大的压力，多年来理论界一直分歧很大。

孔隙水压力从宏观来看，主要有如下几种情况：

1. 开挖和固结等引起的超静孔隙水压力。在基坑内逐层开挖时，造成土体卸载，围压 σ_3 减少，支护结构前移，支护结构后土体侧胀，基坑内土体向上回弹，使各部分土体均有膨胀的趋势。这可能在土体中形成负超静孔隙水压力；对于渗透系数较小土层，基坑外超载引起土体在固结过程中正的超静孔压，这种正负孔压将持续较长时间，并改变了支护结构上荷载的大小和分布。

2. 墙后土体中的毛细饱和区及非饱和区。处于地下水位以上的毛细区内其孔隙水压力也是负值，是一种吸力。对于粉细砂、粉质粘土和粉质砂土这个区域比较厚，将形成“假粘聚力”，明显减少墙后主动土压力。

3. 人工降低地下水位产生的渗透力。在基坑开挖和人工降水过程，基坑内外渗流将产生渗透力，渗透力在基坑外主要是从上向下，在基坑内主要是从下向上。它对土压力的影响根据土层条件不同而不同，其水压力一般可以根据流网确定。

从机理上来看，孔隙水压力主要有两类^[25]：一是与水的空间分布对应的孔隙水压力，这既包括无渗流的情况也包括有渗流（稳态和瞬态）的情况；二是由于土的骨架变形挤压孔隙水而产生的孔隙水压力，这也是在土力学中用 Skempton 孔压系数^[26]计算的孔隙水压力。对后者一般称为超静

水压力。

在剪切试验中测定土体强度参数时的总应力，是指有效应力与超静水压力之和，因为这里的静止水压力相对来说很小，完全可以忽略不计。由于超静水压力是由土体变形挤压孔隙水引起的，所以它与土的变形及所受荷载存在某种联系。因此，也可以认为用总应力对应的强度指标可以反映土体在不排水条件下的强度。而静止水压力与渗流水压力的影响不可用上述试验得出的与总应力对应的强度指标来反映。所以严格来说，在任何情况下对第一类水压均应单独计算，而不能与有效应力叠加之后用总应力强度参数来分析土体的强度。对于目前在基坑工程中计算挡土构件的土、水压力时所用的土水合算法，许多学者指出其理论上的缺陷，其原因正在这里。

由上可见孔隙水压力的分布规律极为复杂，与土质、土体的饱和度、土体的历史、渗流、土体的应力应变路径，变形都有极大的关系，需要逐一加以研究分析。

1.3 土压力试验及理论研究

1.3.1 土压力的理论研究

土压力的理论计算研究具有很悠久的历史，最早的土压力的理论计算始于 1773 年，库仑(C.A.Coulomb)发表了以滑裂土体整体极限平衡为条件的著名库仑土压力理论，其后于 1857 年郎肯(W.J.M.rankine)又发表了以微分土体极限平衡为条件的著名朗肯土压力理论，此后许多学者，如太沙基(K.Terzaghi)、契波塔廖夫(Tschebotarioff)、皮克(R.B.Peck)、毕肖普(A.B.Bishop)等，对土压力的计算理论及方法进行了研究，扩展了库仑和朗肯土压力理论的应用范围，并且提出了许多新的计算方法和计算理论，如索科洛甫斯基(sokolovski.V.V)的极限平衡理论、能量理论、水平层计算方法、土压力的空间计算理论等，使土压力的计算方法和计算理论渐趋完善和合理。

但上述计算理论及方法都是基于极限平衡分析。极限平衡分析不考虑土体破坏前的变形过程及变形量，只关心土体处于最后整体滑动时的状态

及条件，人们一般用莫尔——库仑破坏准则对不同工程问题中的土体进行极限平衡分析。所使用的实际上是刚塑性或理想塑性的理论。这种在变形计算中主要使用弹性理论，在解决强度问题时使用完全塑性理论的方法成为解决土工问题的经典和传统的方法，在目前解决许多工程问题时，仍然是主要的分析方法。

1.3.2 土压力的试验研究

从 18 世纪库伦研究土压力开始，大量学者做了相关的基坑支护的土压力的试验研究^{[27][28]}。支护结构上的土压力试验研究从研究方式来看，一般分两类：(1)室内小比例尺试验。局限于场地、资金、规模、试验参数和可重复性等因素的影响，这也是人们经常采用的一种试验方法。小比例尺的试验有两种，一种为常规模型试验，一种为土工离心机模型试验。常规模型试验设备相对简单，观测方便，在土压力的试验研究中得到了广泛的应用，但存在小比例尺试验的误差影响大、是否与实际工况一致的问题。随着离心机设备的出现，从上世纪中期开始，离心机土压力试验开始大量采用，解决了比例尺过小的问题。但同时也存在着量测不便，试验中相关的参数达到相同的比例尺难以实现。(2)现场试验。现场试验弥补了室内小比例尺试验的不足之处，但是它的资金、规模、长时间的观测和可重复性可选择性困难等是一个无法忽视的问题。因此，在实际的支护结构上的土压力试验研究中，上述三种方法都被大量采用。下面将就这三种典型试验方法一一进行讨论和分析。

1. 室内常规试验

室内常规试验是土压力研究中最常用的的试验研究方法。自上世纪初以来，国内外进行了大量室内常规土压力试验。常规土压力试验包括主动土压力、被动土压力和静止土压力。试验主要研究内容为：各种位移方式下的 K_a 和 K_p ^{[29][30]}、土的滑裂体形状^{[31][32]}、土体的应变场^[33]、侧向位移与土压力大小的关系^[34]、墙后土坡倾角与土压力大小的关系^[35]等。模型试验的填料一般为砂土，也有一些学者以粘土为填料；模型的大小尺寸有 $0.2\text{m} \times 0.5\text{m} \times 0.6\text{m}$ 、 $1.2\text{m} \times 2.0\text{m} \times 2\text{m}$ 、 $5\text{m} \times 2\text{m} \times 6\text{m}$ 、 $1.2\text{m} \times 0.9\text{m} \times 0.75\text{m}$ 、 $1\text{m} \times 1\text{m} \times 0.125\text{m}$ 、 $2.8\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m}$ 等各种规格。图 1-6 为 National

Chiao Tung University Taiwan 的 Yung—Show Fang 等人研制的土压力试验装置^[32]，是一种具有代表性的常规模型试验设备。

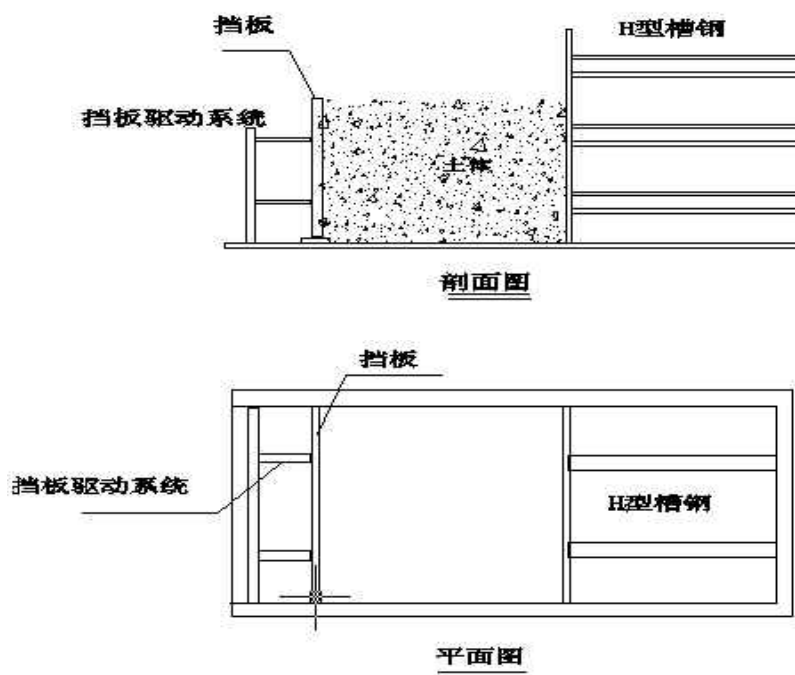


图 1—6 室内土压力试验装置

该实验槽是一种比较成熟的试验槽设备。很多学者都采用类似的实验槽进行实验，并取得了较好的成果。此实验槽可以模拟多种现场情况。如主动状态，被动状态，静止弹性状态及各种非极限状态，还可研究墙体平移，墙体转动对土压力的影响，墙后土体的倾角对土压力的影响等。

2. 土工离心模拟试验

土工离心机模型试验的设想始于 1869 年法国人菲利普斯(E.Phillips), 并推导出有关相似关系。用离心机研究岩土问题始于 20 世纪 30 年代, 20 世纪 60 年代以后, 英国、美国和日本开始采用先进的技术建造专门用于土工模型试验的离心机。到了 80 年代, 世界上许多国家先后发展了大型土工离心机, 建立离心模型实验室, 使数据采集及控制系统更加先进。我国 80 年代以来也先后建成多个土工离心机实验室, 其中南京水科所土工离心机容量为 400g—t, 北京水科院的容量为 450g—t。土工离心机模型试验有其局限性。首先是试验材料的模拟问题, 一般原型和模型使用相同材

料。在制样中如何保证土料要求的密度和均匀性、重复及模拟实际工程施工工况也是很难的技术。另外，模拟原型的误差也很难控制。

国内外进行了不少土压力离心机模型试验。岳祖润、彭胤宗、张师德等^[36]曾用一套自制的位移控制液压装置做了 11 组位移可控式压实粘性填土挡土墙土压力的离心模型试验。在试验中，对粘性填土的裂缝深度及其影响因素、土压力的大小、分布及其与墙体位移的关系等问题进行了试验分析。国外 M.D.Bolton 等对超固结粘土下的刚性板桩墙下的渗流进行了离心机试验研究。主要分析了超固结系数、开裂性状、位移与土压力系数的关系等。

3. 现场试验

现场试验或足尺试验是通过直接在现场埋设土压力传感器，孔隙水压力传感器，位移计等测量仪器，现场测量土水压力，及土体的位移情况。现场实验数据是十分宝贵的资料，一方面可以验证理论计算的适用性，准确性，对理论计算，设计进行指导；另一方面可以通过现场观测，及时对设计进行合理的修正，避免事故的发生或修正保守设计。但同时现场实验还存在诸多其他问题，如埋设仪器时的扰动影响测量的精度；观测时间太长；同时由于原状土体的应力历史复杂，实验数据一般不可适用其他工程，干扰因素多，理论分析困难。

这些的试验主要结果表明：

- (1) 土压力沿深度的分布是非线性的；
- (2) 总作用力的作用点在从底部向上 $1/3 \sim 1/2$ 支挡结构高度处；
- (3) 不同的运动方式的主动土压力和被动土压力系数是不同的；
- (4) 土压力的大小与土的密实度有关系，密实度越高，相应的主动土压力越小，被动土压力越大；
- (5) 破坏的滑裂面为曲面；
- (6) 压实粘土的填土主动状态位移量与墙高大约为 $0.9\% \sim 1\%$ ，被动状态的位移量大约为 $6\% \sim 10\%$ ；
- (7) 支挡结构的刚度越大，土压力分布越平缓；
- (8) 支挡结构的各种运动方式不同，土压力分布也不同，但是有一定

的相似性。

1.3.3 土压力研究讨论

上述土压力的研究方法均为理论和实践结合的产物，各有优点和缺点，灵活运用他们可以解决许多工程实践中的问题。但值得注意的的是(1)传统的土压力计算方法均是在无水条件下建立起来的。虽然根据太沙基的有效应力原理可以使上述方法在计算时可以考虑到水压力的影响，但是如前所述，由于粘土内的土水相互作用，使孔隙水压力难于确定，使有效应力原理难以得到充分的运用，而运用水土的合算则有存在概念模糊不清的问题。(2)传统的室内模型试验都是基于无水情况的土压力研究，对于饱和粘土的模型试验研究少有学者涉及，对于土水间的相互作用及其对土水压力的影响研究不够全面。而这些研究不够充分的地方也真是本文工作的重点，本文将通过试验，计算对这些问题进行分析研究，提出一些解决问题的思路，为实际工程提供依据和指导，为土力学和基础工程的研究作出贡献。

1.4 论文研究的内容

本文拟通过试样的水头传递分布试验和模拟基坑开挖模型试验，经过计算分析，对粘土中的孔隙水压力的传递和分布，原状粘土土开挖过程中的水、土与结构之间的相互作用，施工引起的超静孔隙水压力变化，应力破坏路径对土体强度的影响进行探索和研究。并再此基础上，对水土的分算和合算进行综合的比较和分析。

1. 孔隙水压力的传递和分布试验

试验分为两部分。第一部分为孔隙液体压力传递试验，研究在小水头作用下，两种不同的孔隙液体水、乙醇在粘性土体中表现出的孔隙液体压力传递特性，分析粘性土体中的结合水对孔隙水压力传递的影响。第二部分为硬粘土中孔隙水压力分布模型试验，研究在自重作用下，硬粘土中孔隙水压力分布规律。

2. 模型试验

通过模型试验模拟基坑的开挖过程。通过分析土样在固结，开挖过

程中土水压力的变化，对原状粘土开挖过程中的水、土与结构和水土之间的相互作用，超静孔隙水压力的分布，应力破坏路径对土体强度的影响进行探索和研究。

3. 水土压力的计算分析比较

一般认为，水土分算符合有效应力原理，但在实际工程中难以运用，水土合算被广泛应用。通过前面的试验研究，综合比较水土分算和合算的适用性，并研究各种强度指标对计算的影响及其合理性。

饱和粘土的水土压力计算是实际工程中一个普遍而又极为重要的问题。本文希望通过对以上内容研究，为正在进行的类似工程项目设计提供更合理的设计思路和参考数据，推动有水情况下的水土压力计算的研究工作。

第二章 粘土中的孔隙液体压力传递和分布试验

粘性土体中的结合水受粘土颗粒表面电荷的作用，使粘土的渗透性远远小于砂土，同时也影响了土中孔隙水压力的传递和分布。为研究粘性土体中孔隙水压力的传递和分布规律，本文进行了孔隙液体压力传递和分布试验。试验分为两个部分：第一部分为孔隙液体压力传递试验，研究在小水头作用下，两种不同的孔隙液体水、乙醇在粘性土体中表现出的孔隙液体压力传递特性，分析粘性土体中的结合水对孔隙水压力传递的影响。第二部分为硬粘土中孔隙水压力分布模型试验，研究在自重作用下，硬粘土中孔隙水压力的分布规律。

2.1 孔隙压力传递试验

2.1.1 试验设备及试验方法

孔隙液体压力传递试验在三轴试验压力室内进行，如图 2—1。试样经不同的围压 σ_3 固结后，在试样顶部施加一个 5kPa 的水头，测量试样底部孔隙液体压力随时间的变化过程，研究孔隙液体压力的传递规律。

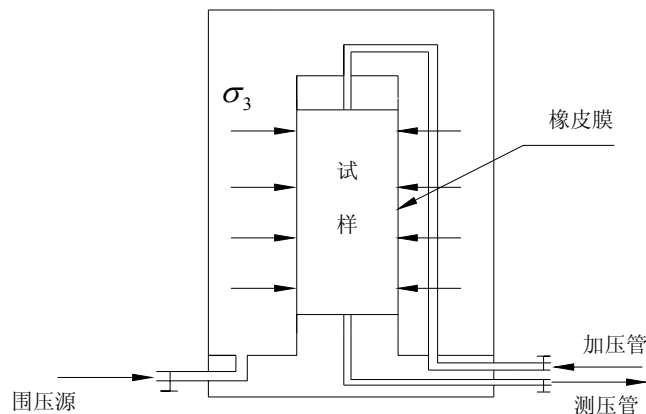


图 2—1 试验装置示意图

试验步骤如下：

1. 制样。试样为标准小型三轴试样，大小为 $\phi 3.91mm \times 80mm$ ，制样时

为保证试样为正常固结试样，采用 20kPa 的压力将土样在三瓣膜内压制成形。将试样放置在真空罐里抽真空饱和后，取出备用。

2. 装样。装样方法与普通三轴剪切试验基本一致。但为防止孔隙水压力从橡皮膜和试样间传递，橡皮膜内壁涂抹凡士林防渗，并注意橡皮膜和试样紧密贴和。

3. 固结。装样结束，关闭排水阀门，施加围压 σ_3 ，测定试样饱和度。随后打开排水阀门，使孔压消散至零。

4. 孔隙压力传递。关闭底座的排水阀门，并使孔隙压力传感器和试样底部连通；通过上帽施加一个恒定压力 5kPa，测量孔隙压力的传递过程，直至传感器测得的孔隙压力不再变化

5. 拆样。试验结束，拆样，测量试样的含液体量及试样的孔隙率。

2.1.2 试验土样和试验孔隙液体

试验主要研究粘土中的结合水对孔隙水压力传递的影响，为便于试验分析比较，要求选择的土样塑性指数大，粘性高。结合以往的研究工作，选取小浪底心墙粘土作为试验土样，小浪底心墙粘土物性参数指标如表 2—1 所示。

表2—1 粘土参数指标

土粒比重 (g/cm^3)	液限 (%)	塑限 (%)	渗透系数 (m/s)
2.73	44	23	3×10^{-9}

试验主要分析比较不同的孔隙液体在粘性土体中表现出的孔隙液体压力传递规律。考虑到孔隙液体的介电常数，对试验仪器的腐蚀等因素，孔隙液体最终选用水和乙醇。

表2—2 孔隙液体物性指标

名称	分子式	分子量	介电常数	比重	水中溶解性
水	H_2O	18	80	1	—
乙醇	$\text{CH}_3\text{CH}_2\text{OH}$	46	24.3	0.789	无穷

试验水采用去离子水。试验酒精为一般工业酒精，酒精纯度 99.5%，物理参数如表 2—2 所示。

2.1.3 孔隙压力传递试验结果及分析

试验分 2 组进行，第一组试样孔隙液体为水，第二组试样孔隙液体为乙醇，两组试样分别在 100，200，400，600，800（kPa）的固结压力下固结，固结结束后在试样顶部施加 5kPa 的静止水（酒精）压力，测量试样底部孔隙压力随时间的变化。

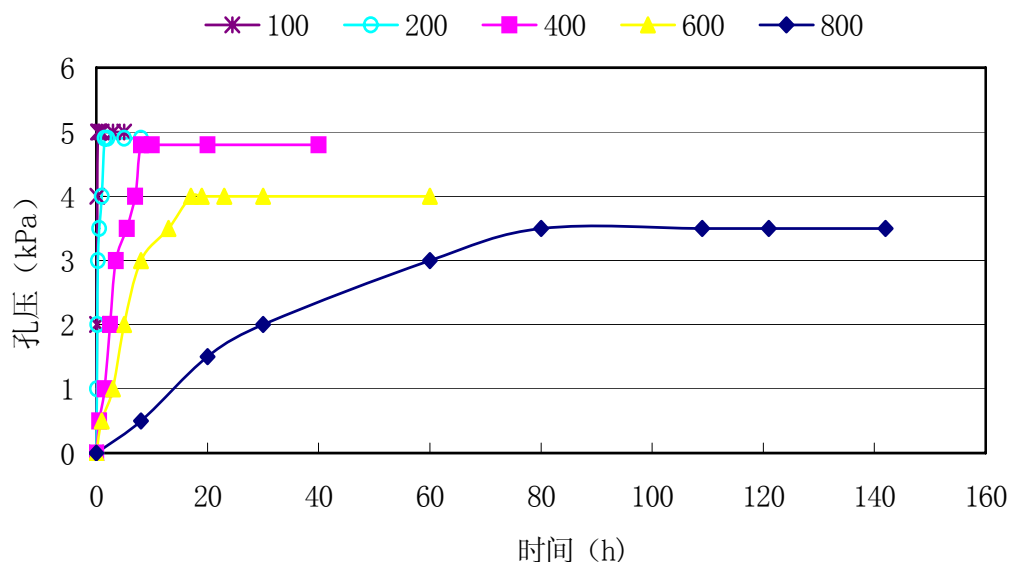


图 2—2 静止水头传递—时间关系图

1. 当孔隙液体为水时，试验结果整理如图 2—2。由图有：随着固结压力的增加，静止水头从上到下的传递达到稳定状态所需的时间明显大大增加，且随着固结压力的增加，施加在试样顶部的孔隙水压力无法完全传递到试样的底部，孔隙水压力传递出现折减。试验结束后，测定试样的含水量，表 2—3 为试样在不同围压下固结后的饱和含水量：

表2—3 含水量—固结压力关系表

围压（kPa）	100	200	400	600	800
含水量（%）	34.1	29.0	24.8	21.9	20.1

2. 当孔隙液体为酒精时, 静止水头从上到下的传递十分迅速, 随着固结压力的增加, 静止水头传递所需时间有一定增加, 但时间增量很小, 且施加在试样顶部的孔隙压力完全传递到试样的底部, 无任何折减。表 2—4 为孔隙压力传递所需时间。

表2—4 酒精试样孔隙压力传递时间—固结压力关系表

围压 (kPa)	100	200	400	600	800
时间 (秒)	2	8	18	30	45

分析比较两组试验可以发现: 当试样中的孔隙液体为酒精的时候, 小浪底心墙粘土的土性表现与砂土相似, 无粘性, 渗透性好; 而孔隙液体为水时, 渗透性差, 孔隙压力传递出现折减。

根据论文第一章的综述, 粘土的特性是由于其土颗粒细小, 颗粒表面带有电荷, 粘土颗粒与水之间强烈相互作用, 在土粒表面形成双电层或称为扩散层, 双电层内的水被称为结合水。强结合水紧靠土颗粒表面, 所受电场力很大, 几乎完全固定排列, 丧失液体的性质而接近固体, 完全不能移动, 其密度比水大, 具有蠕变性。弱结合水指强结合水以外, 电场作用范围以内的水。弱结合水是一种粘滞性水膜, 受力时可以从水膜较厚处缓慢转移到水膜较薄处, 也可以因电场引力从一个土颗粒的周围转移到另一个颗粒的周围。就是说, 弱结合水膜可以发生变形, 但不因重力而流动, 弱结合水的存在是粘性土在某一含水范围内表现出可塑性的原因。

根据波尔兹曼 (Boltzmann) 公式和古衣—察普门 (Guoy-Chapman) 方程可以推出扩散层的厚度为 $\frac{1}{K}$:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{\epsilon v} \left(\frac{\lambda k T}{8 \pi n_0} \right)^{1/2}$$

式中: λ —扩散层介质的介电常数, v —电荷的离子价, ϵ —电荷的静电单位, n —离子的浓度, 其中 n_0 为零电位时离子浓度, k —波尔兹曼常数, T —绝对温度。

对于同一土样, 由于土样含离子 (Na^+ , Ca^{2+}) 量较少, 孔隙液体中的

离子摩尔浓度小于盐在孔隙液体中的溶解度，可以认为 v 、 n 在不同的孔隙液体中大小一样。设孔隙液体为水时，扩散层的厚度为 $\frac{1}{K_H}$ ，设孔隙液体为乙醇时，扩散层的厚度为 $\frac{1}{K_C}$ ，则：

$$\frac{1}{K_H} / \frac{1}{K_C} = (\lambda_H / \lambda_C)^{\frac{1}{2}} = (80 / 24.3)^{\frac{1}{2}} = 1.8$$

由上可见，孔隙液体为酒精时，其扩散层的厚度小于孔隙液体为水的扩散层厚度，也就是孔隙液体为酒精的结合水膜厚度小于孔隙液体为水的结合水膜厚度。根据前面的水头传递试验，孔隙液体为酒精的土样渗透性远大于孔隙液体为水的土样，说明结合水膜对孔隙压力传递具有明显的阻滞作用。

进一步分析图 2-2，可以明显看出：静止水头传递在固结压力为 400kPa 及 400kPa 以下时基本没有折减，而在固结压力为 600kPa 及 800kPa 时开始出现折减。参照表 2-3 可以得到：当固结压力为 400kPa 的时候，饱和试样含水量为 24.8%，当固结压力为 600 kPa 的时候，饱和试样含水量为 21.9%。而土体的塑限为 23%。塑限是土从半固体状态转变为塑性状态的含水量，此时土中水的形态大约是强结合水含量达到最大^[4]，即当固结压力小于 400kPa 时，土体中还存在一定的弱结合水，而当固结压力大于 600kPa 时，土体中的水大部分以强结合水的状态存在。根据试验，当含水量小于塑限时，试样依旧可以传递静水压力，但水压力的传递出现折减。对这一现象可以做以下分析：

1. 弱结合水膜受力可以变形，可以移动，受电场力的作用较小，当受到外加水压力的作用时，产生变形和移动，进行形状和位置的调整，以保持与外加静水压力的平衡，从而在宏观上表现为孔隙水压力的传递。

2. 随着固结压力的增加，当土体中的含水量低于塑限，土体中的水大部分以强结合水的状态存在，强结合水受电场力的强烈作用，表现出固体的性质，土中水体不再遵循伯努力定律。强结合水阻滞弱结合水膜进行形状和位置的调整，弱结合水膜的转移必须克服电场势能，表现为孔隙压力的降低，水压力的传递产生折减效应。

2.2 孔隙水压力分布模型试验

由 2.1 节的室内孔隙水压力传递试验可以得出结合水对孔隙水压力的传递具有明显的阻滞作用，弱结合水受到外加孔隙水压力作用时，产生变形和移动，以保持与外加静水压力的平衡；但弱结合水并不因重力作用而流动，在自重作用下，硬粘土中是否存在沿深度线性分布的静止孔隙水压力需要进行详细的研究。基于上述目的，并为硬粘土基坑支挡结构上的水土压力计算提供试验依据，本文进行了静止孔隙水压力分布的模型试验。

2.2.1 试验设备及试验方法

本试验的设备和布置如图 2—3 所示。模型试验设备由三部分组成：试验槽体，测量系统和加压系统：

试验槽体：试验槽体为一长方体。底面积为 $15\text{cm} \times 15\text{cm}$ 的正方形，高 180cm ，为防止槽体变形影响试验精度，壁板采用 8mm 厚的钢板。试验槽体一面为可拆卸盖板，试验槽内面贴有橡皮膜，并涂抹凡士林，防止孔隙水压力由侧壁进行传递。

测量系统：将 4 个孔压传感器沿实验槽体纵向方向均匀放置，测量饱和土样中的孔隙水压力，传感器布置如图 2—3。传感器型号为 HY801BG-2，浙江海鹰传感器厂生产，大小 $\phi 15\text{mm} \times 40\text{mm}$ ，精度为 0.2kPa ，量程 $-50\text{kPa} \sim 200\text{kPa}$ 。

加压系统：由橡皮气囊，压力控制表组成。通过橡皮气囊施加固结压力，压力控制表控制气囊压力大小。

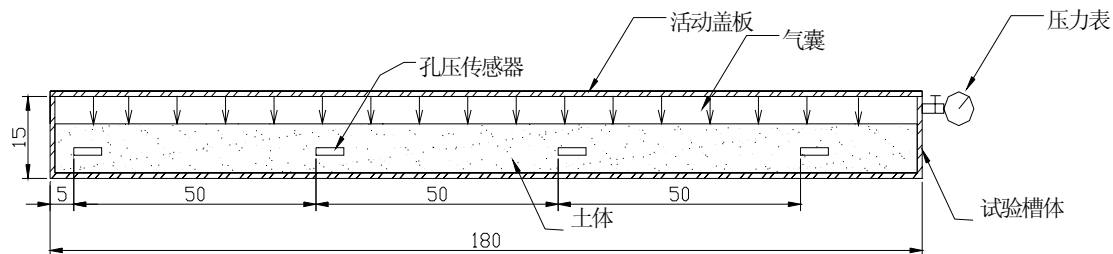


图 2—3 试验槽体剖面图（单位 cm）

试验步骤如下：

1. 装样。将试验槽体平放，打开活动盖板，将预先制备的饱和粘土泥浆放入试验槽体，将孔隙水压力传感器按照图 2—3 的位置布置，最后在土样表面放置加压气囊，盖上活动盖板，并用钢肋固定。

2. 固结。通过气囊施加上覆固结压力 400kPa，测定饱和度。打开排水阀门使土体在上覆压力下固结。土体中的超静孔隙水压力消散至零后，关闭排水阀门。

3. 孔隙压力分布。将试验槽体竖立，测量在自重作用下各孔压传感器的读数随时间变化，直至各传感器读数不再变化。

2.2.2 试验土样

为进行试验分析比较，试验分别采用白河堡粘土和京郊细河沙作为试样土样，分别研究在自重作用下，不同介质的孔隙水压力的分布状况。白河堡粘土的土性参数如表 2—5，京郊细河沙土性参数如表 2—6。

表2—5 白河堡粘土物性指标

土样名称	土粒比重 (g/cm ³)	液限 (%)	塑限 (%)	渗透系数 (m/s)	压缩系数 (Mpa ⁻¹)
白河堡粘土	2.71	32.0	17.1	1.6×10^{-7}	0.17

表2—6 京郊细河沙物性指标

土样 名称	土粒比重 G_s (g/cm ³)	控制粒径 d_{60} (mm)	d_{30} (mm)	有效粒径 d_{10} (mm)	不均匀系 数 C_u	渗透系数 (m/s)
京郊细 河沙	2.69	0.2	0.15	0.09	2.22	3.9×10^{-5}

2.2.3 模型试验结果及分析

将孔隙水压力传感器沿模型槽竖立后的高度，从上到下依次编号为 1，2，3，4，以实验槽竖立后的底面为基准，其高程分别为 155cm，105cm，

55cm, 5cm。

1. 砂土介质

当试验试样为砂土介质时, 试验结果显示孔隙压传感器的测量结果很快升至理论水头, 测量结果在 10 分钟内达到稳定。图 2-4 为孔隙水压力传感器读数随时间的变化曲线。

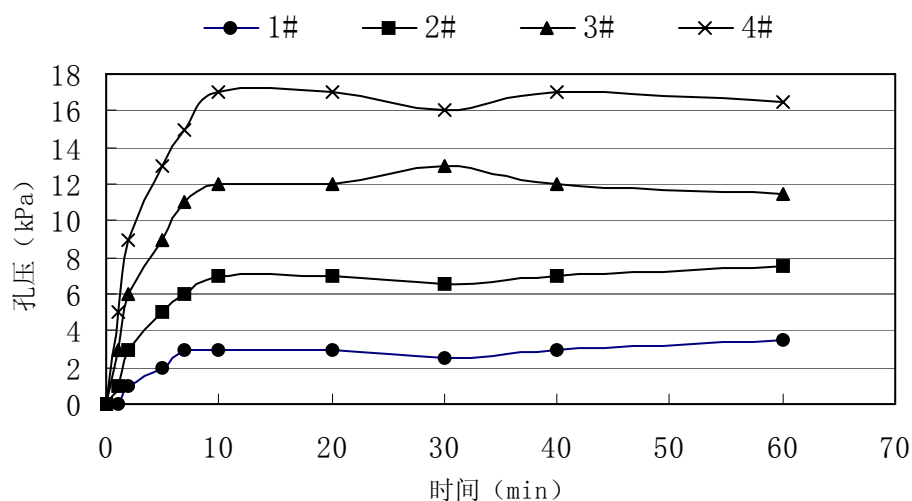


图2-4 砂土介质试验水压力随时间上升曲线

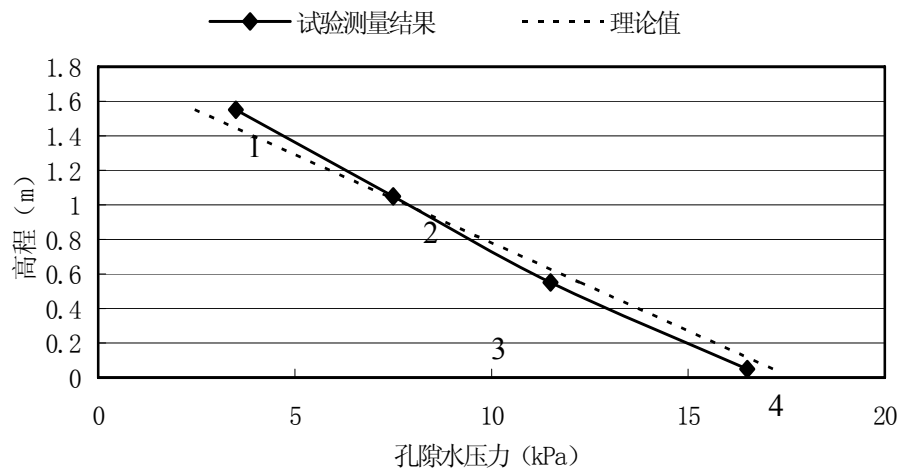


图 2-5 砂土介质孔隙水压力沿高程分布图

土柱中的孔隙水压力稳定后沿高程分布如图 2-5。图中 1, 2, 3, 4 为 1#, 2#, 3#, 4# 孔隙压力传感器的测量结果, 光滑虚线为根据理论

公式 $p = \gamma z$ 计算所得的理论值。试验结果表明：对于砂土介质，试验槽竖立后，砂土中的孔隙水压力沿高程线性分布，试验结果和理论计算值基本一致。

2. 粘土介质

当试验试样为粘土介质时，试验结果显示，孔隙水压力传感器读数变化缓慢，粘土试样中的孔隙水压力分布与高程无关。图 2-6 为 1#，2#，3#，4# 传感器读数随时间的变化曲线。

图 2-6 表明：孔隙水压力变化缓慢且变化很小，试验槽竖立后，孔隙水压力变化值最大为 3kPa，当试验槽竖立 72 小时后，孔隙水压力值基本不再变化，孔隙水压力波动小于 0.5kPa，可以认为此时孔隙水压力已经达到稳定状态。

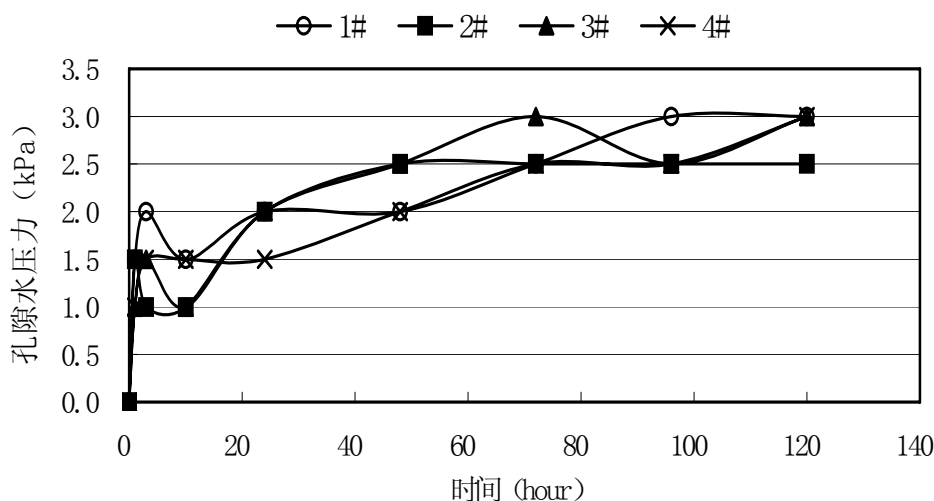


图 2-6 粘土介质孔隙水压力随时间变化曲线

图 2-7 为试验槽竖立后，经过 1hour，24hour，72hour，120hour 孔隙水压力沿高程的分布图。孔隙水压力分布基本与高程无关，土体内没有建立沿高程线性分布的孔隙水压力，这表明在在自重作用下，当粘土的含水量接近塑限时，土体中自由水较少时，土体内没有建立沿高程线性分布的静止孔隙水压力，孔隙水压力的分布与高程基本无关。

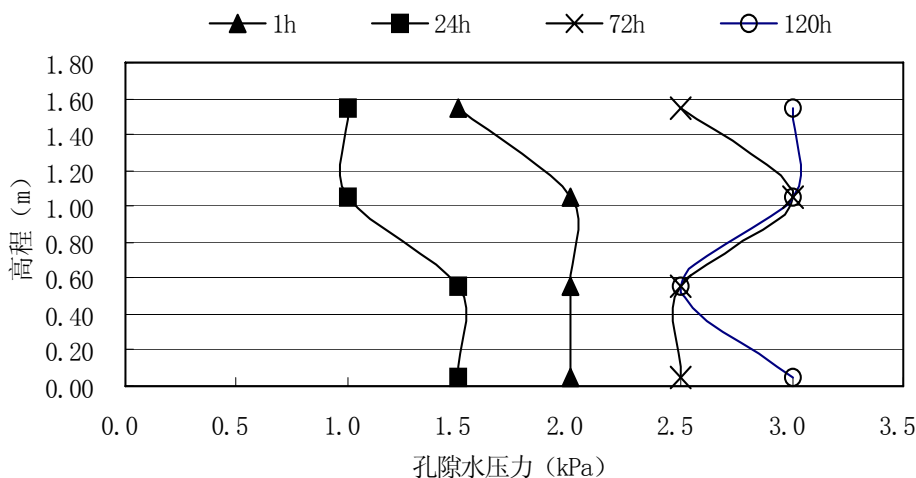


图2-7 粘土介质孔隙水压力沿高程分布曲线

由于试验条件的限制，本文只进行了 400kPa 固结压力下土体的孔隙压力分布试验，对于较低和较高的固结压力下的孔隙压力分布试验需要进行进一步的试验分析，以作出更为全面的研究。

2.3 小节

粘性土体中的孔隙水压力传递和分布是粘土水土压力研究中很重要的两个问题，对粘性土体中水土压力的计算具有很大的指导意义，本文通过两组试验对上述问题进行了仔细的研究，试验表明：

1. 不同的孔隙液体的土体中的孔隙液体压力传递试验表明弱结合“水”膜对孔隙压力的传递具有明显的阻滞作用，但弱结合水膜仍然通过变形、移动，仍然可以传递孔隙压力。
2. 强结合水受电场力的强烈作用，表现出固体的性质，不能传递孔隙压力，同时阻滞弱结合水膜进行形状和位置的调整，弱结合水膜的转移必须克服电场势能，表现为水头的降低，水压力的传递产生折减效应。
3. 在自重作用下，弱结合水并不因重力作用而移动，当土体的含水量接近塑限，土体中的水以结合水的形式存在时，土体中并没有建立沿高程线性分布的静止水压力。

第三章 模拟基坑开挖的水土压力模型试验

为研究基坑开挖过程中支挡结构上水土压力的变化规律，应力路径对孔隙水压力和土体强度的影响，并为水土压力计算提供试验依据，本文进行了模拟基坑开挖的水土压力模型试验。该试验通过加压气囊模拟上覆荷载压力，将先期固结压力为零的饱和粘土在上覆压力下排水固结，利用挡板的平移模拟基坑的开挖。通过测量固结、开挖过程中支挡结构上的水土压力，挡板位移，孔隙水压力，对上述问题进行研究。

3.1 实验装置和实验方法

3.1.1 实验装置

试验的设备和布置如图 3—1 和照片 1 所示：模型试验槽系统由 4 个部分组成：挡板及驱动系统，数据量测系统，上覆压力加压系统，及模型试验槽系统。

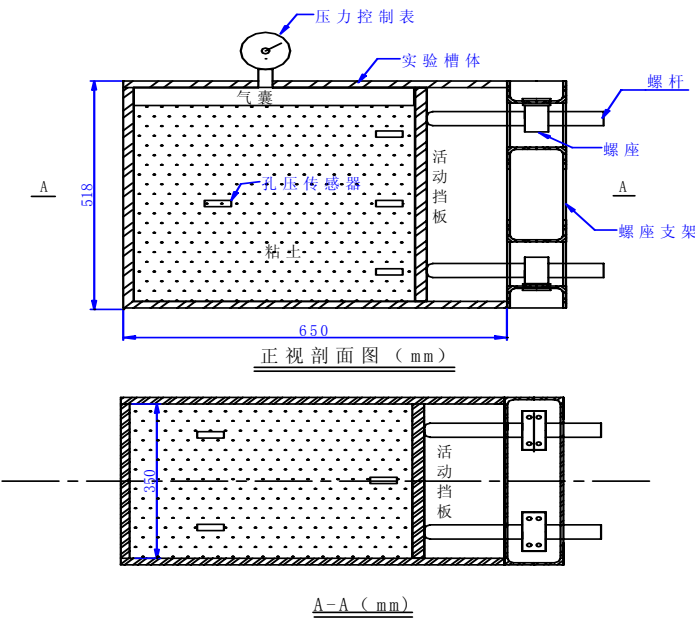


图 3—1 实验槽示意图



照片 1 水土压力模型试验装置

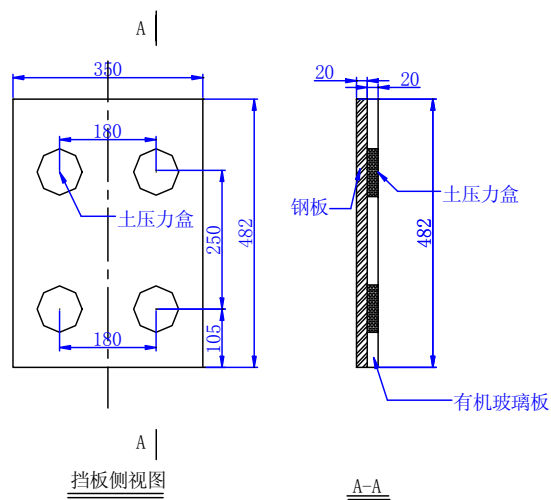


图 3-2 活动挡板及土压力盒布置图 (mm)

挡板及挡板及驱动系统：挡板及挡板驱动系统布置如图 3-1，图 3-2 所示。挡板由钢板和有机玻璃板组合制成，挡板宽 350mm，高 500mm，钢板厚 20mm，有机玻璃板厚 20mm，钢板保证挡板刚度，防止挡板受力产生较大的挠度，影响试验精度；有机玻璃板固定土压力盒。挡板通过 4

根直径 35mm, 螺距为 5mm 的螺杆进行支撑, 通过螺杆的运动控制挡板的运动, 螺杆的位移大小通过螺杆的旋转角度和螺距确定。

数据测量系统: 由土压力盒, 孔隙水压力传感器和数据采集系统组成。4 个土压力盒的布置如图 3-2, 土压力盒可测量挡板上的水土总压力。为减少土压力盒对土体的扰动, 避免形成锚固效应, 土压力盒嵌入有机玻璃板内, 压力盒表面和挡板表面平齐, 土压力盒的测量精度为 1kPa。5 个孔隙水压力传感器埋入土体, 沿高度均匀分布, 沿挡板中线布置三个, 挡板两侧各布置一个, 如图 3-1 所示。孔隙水压力传感器型号为 HY801BG-2, 浙江海鹰传感器厂生产, 大小为 $\phi 15\text{mm} \times 40\text{mm}$, 精度为 0.2kPa, 量程为 $-50\text{kPa} \sim 200\text{kPa}$ 。

试验槽系统: 试验槽内部尺寸为 $632\text{mm} \times 356\text{mm} \times 485\text{mm}$, 如图 3-1。模型槽试验模拟无限长的基坑开挖过程, 为保证土体试样处于平面应变状态, 试验要求模型试验槽侧壁在较大的上覆压力作用下挠度很小, 经过有限元程序 PATRAN&NASTRAN 计算, 采用侧板为厚度 18mm 的 A40 钢板, 同时加角钢钢肋保证试验槽侧壁的挠度满足试验要求。为减少边壁摩擦, 在试验槽内壁贴衬聚乙烯片、橡皮薄膜, 并用硅油进行润滑。

上覆压力加压系统: 由气囊, 压力控制表, 加压设备组成。气囊内的压力由压力控制表控制, 可以分级施加压力, 模拟处于不同土层深度土体单元的固结压力。

3.1.2 模型试验方法

模型试验将先期固结压力为零饱和粘土泥浆在不同的上覆压力下固结, 保持上覆压力不变, 平移挡板模拟基坑的开挖, 试验过程中同步记录观测挡板上的水土压力 p_h , 挡板位移 s 及孔隙水压力 u 。具体步骤如下:

1. 率定。对土压力盒和孔隙水压力传感器进行零点率定和步长率定。
2. 制样。制备先期固结压力为零的饱和粘土浆。通过煮土法使土体充分饱和和分散, 再将煮过的土体放在真空饱和罐自然沉积 24 小时, 沉积过程中抽真空进一步排气饱和, 最后将饱和后的土体取出存储在专门的容器内备用。
3. 固结。将饱和土体置入试验槽中, 放置孔隙压力传感器, 关闭排

水阀门，分级施加上覆荷载，测量土体中的最大孔隙水压力并计算土体饱和度；打开排水阀门，进行上下双面排水，直至超静孔隙水压力基本消散。固结过程中同步测量土体中的超静孔隙水压力及支挡结构上的水土压力。

4. 挡板平移。土体固结结束后，关闭排水阀门，平移挡板模拟基坑的开挖，使试验槽中的土体在不排水条件下逐渐进入主动状态，模拟对基坑的快速开挖，不断平移挡板，直至挡板上的压力不再减少，表明土体进入主动状态。记录进入主动状态过程中挡板上的水土压力值、土体中的孔隙水压力及相应的挡板位移。

5. 消散。土体进入主动状态后，停止平移挡板，打开排水阀门，进行上下双面排水，使土体中的超静孔隙水压力消散，模拟处于稳定期间的基坑，记录消散过程中挡板上的水土压力值及土体中的孔隙水压力。

6. 卸载。观察试样破坏形态，测量试样的含水量和密度。

3.2 模型试验土样的土工性能试验

本试验主要研究饱和粘土基坑开挖过程中的水土变化规律，选择土样时要求土样：(1)土样为典型的粘性土样，保证试验结果的代表性；(2)土样中的粘土矿物蒙脱石含量低，降低试验中的土样的蠕变性，减少试验误差。基于上述的考虑，同时考虑以前的试验工作，采用白河堡粘土为本次试验土样。

经过物性试验，白河堡粘土的土性参数如表 3—1：

表3—1 白河堡粘土土性指标

G_s	$\rho_{d\max}$ /kg·m ³	γ_d /kN·m ³	ω_L /%	ω_p /%	I_p /%	压缩系数 a /Mpa ⁻¹	渗透系数 k /m·s ⁻¹
2.71	1.7	15.5	26.6	16.5	10.1	0.17	1.6×10^{-7}

3.2.1 三轴试验

将模型试验结果和各种土压力理论计算结果进行比较，对不同的计算方法进行研究，设计了两组室内三轴试验：常规三轴试验(Conventional

Triaxial Compression Test 简称 CTC); 和减压三轴试验(Reduced Triaxial Compressino Test 简称 RTC), 以获取进行理论计算分析所需的强度指标。

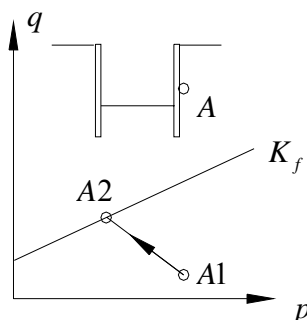


图 3-3 基坑开挖过程中的应力路径

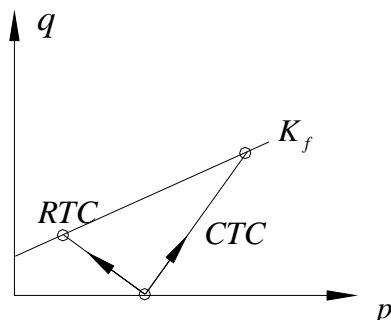


图 3-4 不同应力路径的三轴试验

基坑工程在开挖过程中, 基坑附近土体的应力状态十分复杂, 不同位置的土单元有不同的应力路径^[37], 本文主要讨论 挡板后主动区的土压力, 研究图 3-3 土单元 A 的应力路径。开挖前, 单元 A 处于 K_0 固结状态, $q \neq 0$, 位于图 3-3 的 A1 点; 随着基坑的开挖, 侧向应力减少, 垂直应力保持不变, 总应力路径 A1A2 以 45° 向左上方移动, 达到破坏包线 K_f 。

室内三轴试验根据 $\Delta\sigma_1$ 和 $\Delta\sigma_3$ 的不同变化情况, 用三轴仪可以实现不同应力路径的三轴试验: (1)常规三轴压缩试验 (CTC); (2)减压三轴压缩试验 (RTC)。两种不同应力路径的三轴试验的应力路径如图 3-4 所示。常规三轴压缩试验和减压三轴压缩试验在试样等向固结后开始剪切, 初始应力状态 $q=0$ 。CTC 试验中, σ_3 保持不变, σ_1 增加, 应力路径以 45° 向右上方移动, 达到破坏包线 K_f ; RTC 试验中, σ_1 保持不变, σ_3 减少, 应力路径以 45° 向左上方移动, 达到破坏包线 K_f 。

基坑开挖过程中, 进入主动状态土土体的应力路径和常规三轴试验的应力路径并不一致, 而与减压三轴试验的应力路径基本相似。

1. 常规三轴试验

常规三轴试验为常规的固结不排水试验, 试样在不同的围压 σ_3 下固结, 增加轴向压力对试样进行剪切, 直至试样破坏。

三轴试样直径 3.91cm，高 8cm。为保证试样为正常固结粘土，在制样时，用 20kPa 的上覆压力静压密实，抽真空饱和后，试样的饱和容重为 1.86g/cm^3 。

常规三轴固结不排水试验共 4 组试样，试样分别在 100、200、300、400kPa 围压下进行固结，固结结束后剪切。根据试验数据整理有主应力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ ，孔隙水压力 u 与轴向应变 ε_1 关系曲线，如图 3-5 和图 3-6。

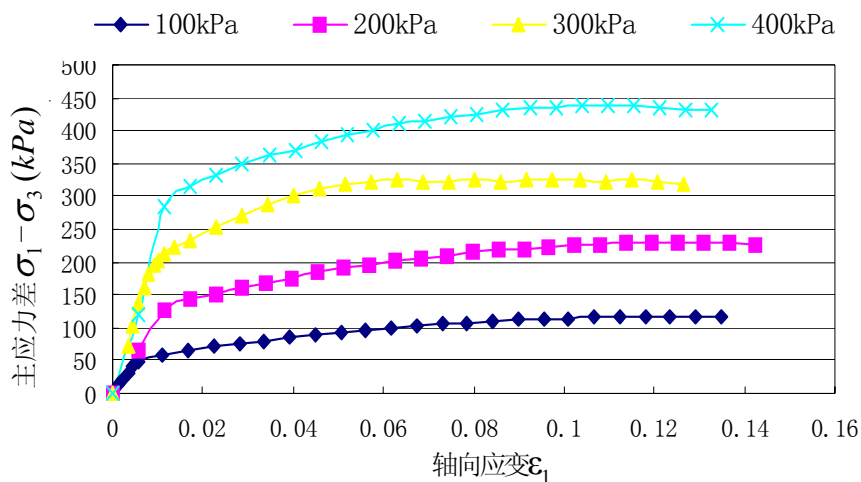


图 3-5 主应力差与轴向应变关系曲线

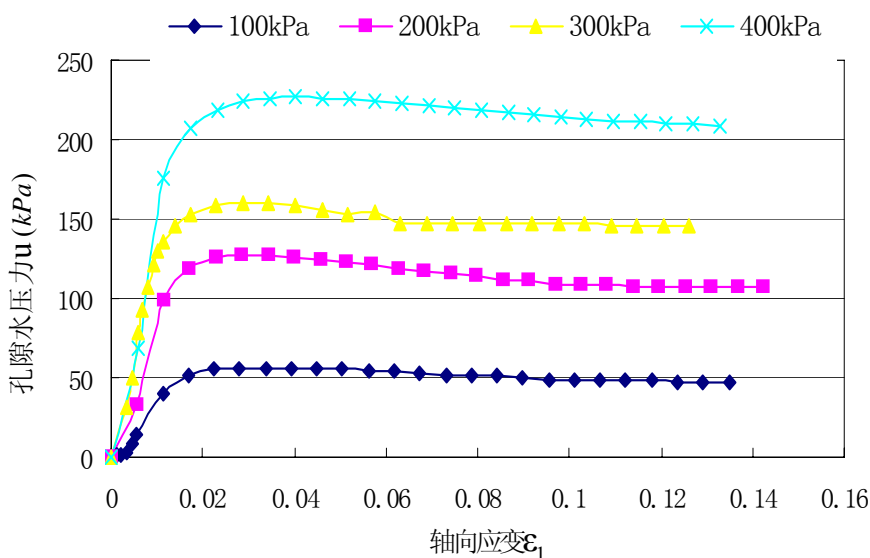


图3-6 孔隙水压力与轴向应变关系图

由 $p-q$ 强度曲线和 $p'-q'$ 强度曲线可以求出粘土的有效应力强度指标和总应力强度指标，如图 3-7，图 3-8。

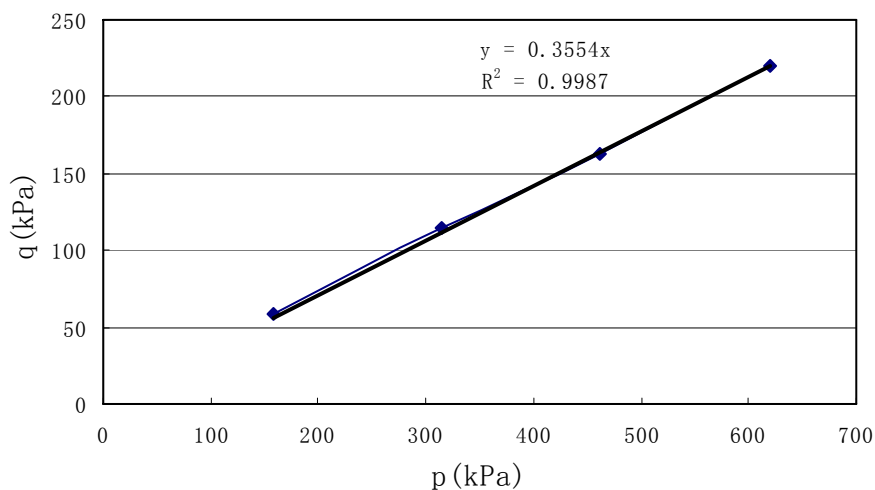


图 3-7 总应力破坏包线图

由图 3-7 有 $a=0$; $tga = 0.3583$

由公式 $\alpha = tg^{-1} \sin \varphi$; $a = c \cdot \cos \varphi$ 可求出总应力强度指标:

$\varphi = 21^\circ$, $c = 0$ 。试样为正常固结试样，粘聚力包含与内摩擦角内，粘聚力为 $c = 0$ 。

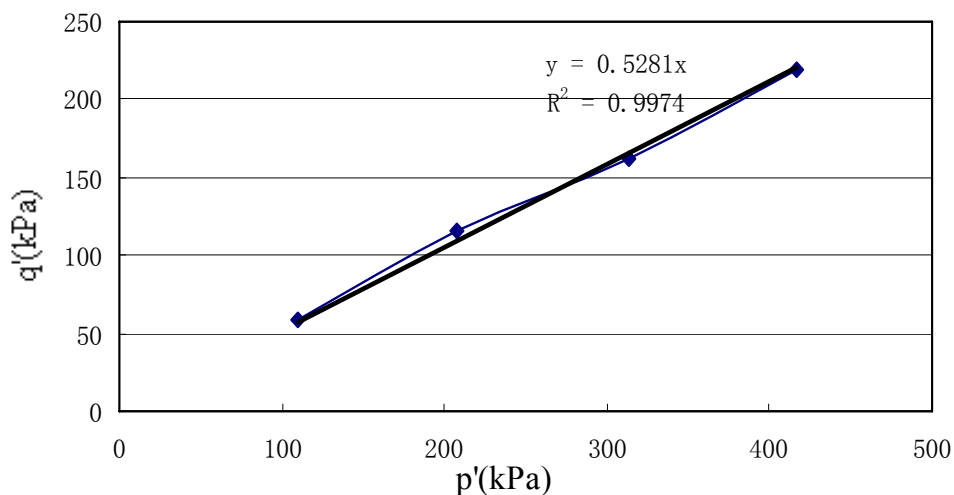


图 3-8 有效应力破坏包线图

由图 3-8 有 $a=0$; $tga = 0.5281$

同理求出 $\varphi' = 32^\circ$, $c' = 0$ 。

常规三轴压缩试验 (CTC) 试样的破坏应力路径如图 3-9 所示。图中虚线为有效应力路径, 实线为总应力路径, 图中 100, 200, 300, 400 分别表明试样剪切时的固结压力 σ_3 。总应力路径为 σ_3 保持不变, σ_1 增加, 应力路径以 45° 向右上方移动, 达到破坏包线 K_f , 如图 3-9 实线所示。由于孔隙压力系数 A 在试验过程中不断变化, 有效应力路径与总应力路径并不一样, 不是直线, 而形成不同形状的曲线。试验在接近破坏时, 出现反向弯曲, 然后沿破坏包线发展, 如图 3-9 虚线所示。因为 $q_f = q'_f$, 超静孔隙水压力为正, k'_f 线总是在 k_f 线上。

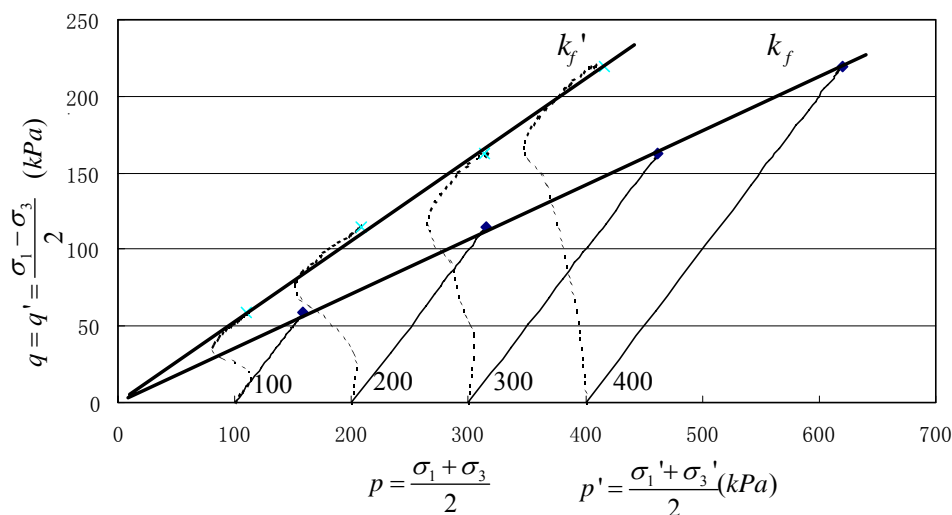


图 3-9 常规三轴试验试样剪切应力路径

2. 减压三轴试验

减压三轴试验降低围压 σ_3 的同时增加轴力, 保持 σ_1 不变。不断降低围压 σ_3 , 直至在一定的围压下, 轴力不能保持稳定, 此时试样破坏。

三轴试样直径为 3.91cm, 高 8cm。制样方法和饱和方法与常规三轴试验一致。抽真空饱和后, 试样的饱和容重为 1.86g/cm^3 。

减压三轴固结不排水试验共 4 组试样, 试样分别在 100、200、300、

400(kPa)围压下固结，固结结束后进行减压剪切。根据试验数据整理有主应力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ ，孔隙水压力 u 与轴向应变 ε_1 关系曲线，如图 3-10 和图 3-11 所示。

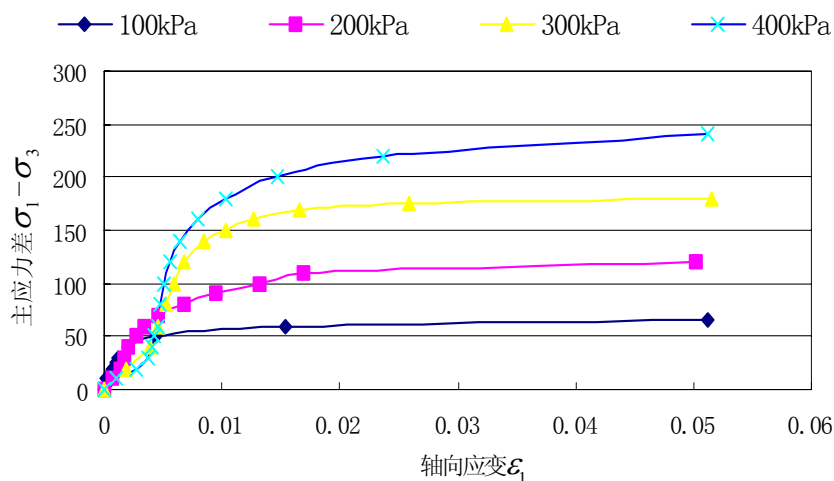


图 3-10 减压试验主应力差与轴向应变关系曲线

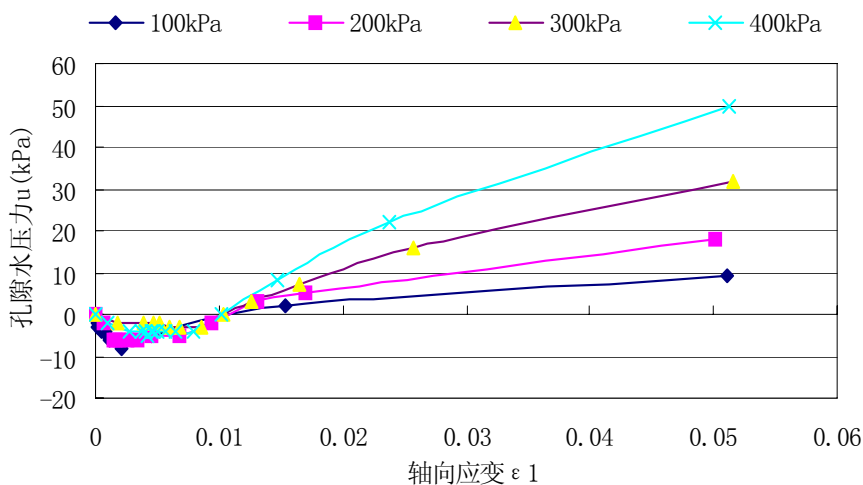


图 3-11 减压试验孔隙水压力与轴向应变关系图

由图 3-10，图 3-11 有：

1. 减压三轴试验的主应力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ 与应变 ε_1 关系曲线与常规三轴的主应力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ 与应变 ε_1 关系曲线变化规律基本一致，应变随主应力差增大

而增大，当接近破坏时，主应力差基本不变，应变迅速增大，试样破坏。

2. 减压三轴试验的孔隙压力 u 与应变 ε_1 关系曲线与常规三轴的孔隙压力 u 与应变 ε_1 关系曲线变化规律有很大区别。减压三轴的孔隙压力 u 与应变 ε_1 关系曲线是在小应变时，孔压随应变的增加缓慢减少，出现负孔压；但随着围压的减少，试样接近破坏，轴向应变迅速增加，孔隙水压力迅速上升，出现正的孔静孔隙水压力。减压三轴试验表现图 3-11 的孔隙水压力变化，主要是因为一方面围压下降，导致孔隙水压力下降；另一方面，由于剪切，导致孔隙水压力上升。在围压下降的初期，应变增长缓慢，剪切导致的孔隙水压力压上升小于围压减少导致的孔隙水压力上升，整体表现为孔隙水压力的下降；随着围压的减少，试样接近破坏，轴向应变迅速变大，剪切产生的正的超静孔隙水压力大于围压下降导致的孔隙水压力下降，整体表现为孔隙水压力的上升。

由 $p-q$ 强度曲线和 $p'-q'$ 强度曲线可以求出粘土的有效应力强度指标和总应力强度指标，如图 3-12，图 3-13 所示。

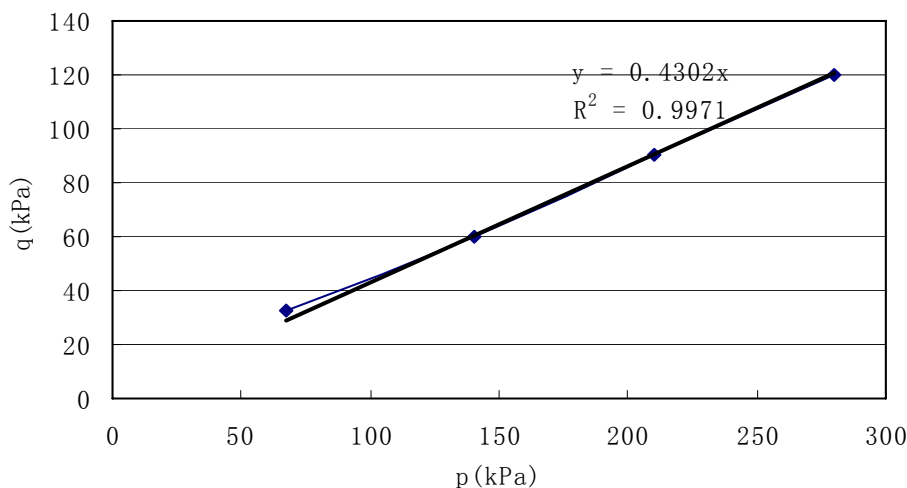


图 3-12 减压试验总应力破坏包线图

由图 3-12 有 $a=0$; $\operatorname{tga}=0.4302$

求出 $\varphi=25.5^{\circ}$, $c=0$ 。

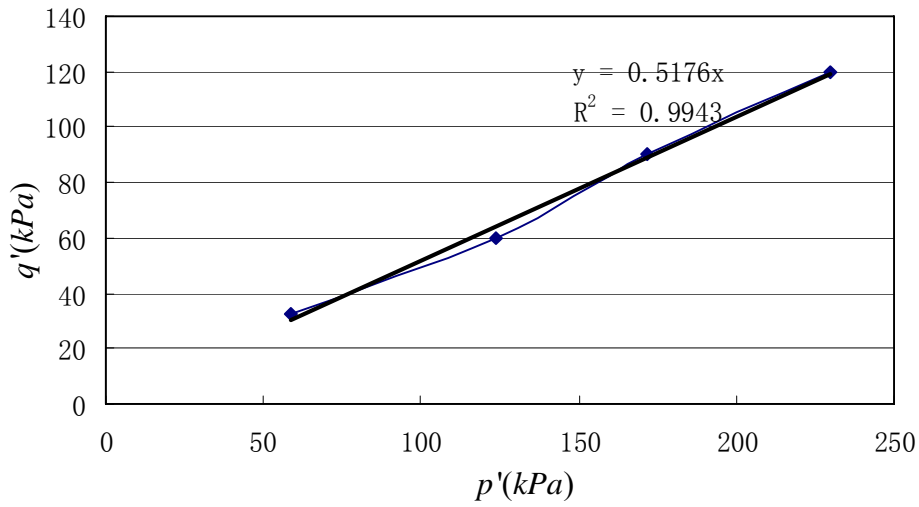


图3-13 减压试验有效应力破坏包线图

由图 3-13 有 $a=0$; $tga = 0.5176$

求出 $\varphi' = 31.5^\circ$, $c' = 0$ 。

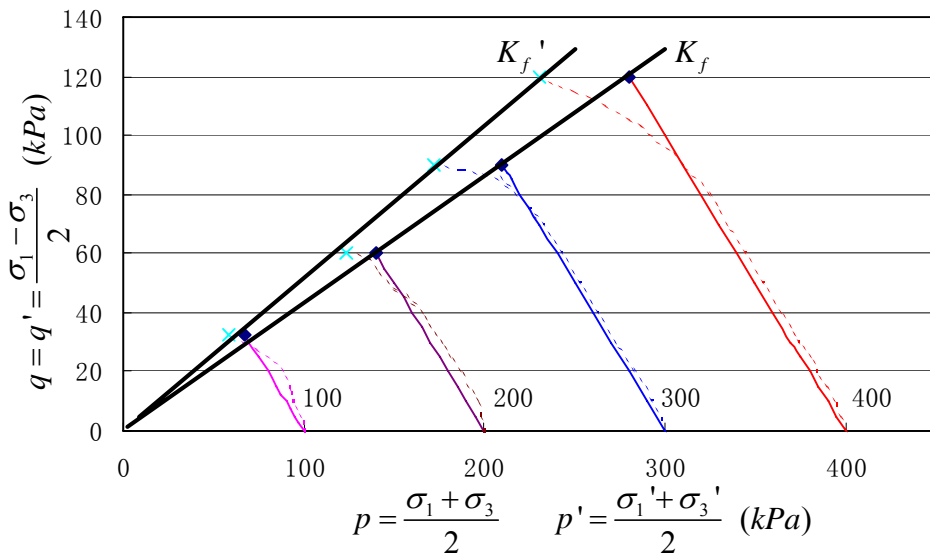


图 3-14 试样剪切破坏应力路径

减压三轴压缩试验（RTC）试样的破坏应力路径如图 3-14 所示。图中虚线为有效应力路径，实线为总应力路径，图中 100，200，300，400

分别表明试样剪切前的固结压力 σ_3 。总应力路径为 σ_1 保持不变, σ_3 不断减少, 总应力路径以 135° 向左上方移动, 达到破坏包线 K_f 。有效应力路径在剪切初期, 轴向应变 ε_1 缓慢增加, 出现较小的负的超静孔隙水压力, 由于 $p' = p - u$, $q = q'$, 有效应力路径在总应力路径的右面, 但由于负的超静孔隙水压力较小, 有效应力路径与总应力路径基本重合, 随着 σ_3 的减少, 应变 ε_1 迅速增加, 产生正的超静孔隙水压力, 有效应力路径略微向左偏转, 出现在总应力路径的左面。因为 $q_f = q'_f$, 试样破坏时候孔隙水压力为正, K'_f 线在 K_f 线上。

常规三轴试验 (CTC) 与减压三轴试验 (RTC) 所得的强度指标如表 3-2。2 组试验试样均为正常固结粘土, 试验得到的粘聚力均为零; 有效应力指标基本一致, 总应力强度指标相差较大, RTC 试验的强度指标比 CTC 试验的强度指标要大很多。

表3-2 室内三轴试验强度指标

强度指标	常规试验	减压试验
总应力指标 $\varphi_{cu} (^\circ)$	21	25.5
有效应力指标 $\varphi'_{cu} (^\circ)$	32	31.5

孔隙水压力测量结果表明在常规三轴试验中, 土体破坏时存在较高的正超静孔压力, 破坏时产生的超静孔隙水压力为其固结压力 σ_3 的 49% ~ 52%; 而减压三轴试验产生的超静孔压力相对较少, 破坏时产生的超静孔隙水压力为其固结压力 σ_3 的 9%~12%。这是 CTC 试验与 RTC 试验总应力强度指标差异较大的重要原因; 但 CTC 试验与 RTC 试验的有效应力指标基本一致, 表明应力路径对有效应力强度指标基本没有影响。

3.2.2 饱和粘土与边壁及挡板间的摩擦角

模型试验模拟无限长基坑的开挖过程, 而无限长基坑中的土体处于平面应变状态。为在模型试验中保证土体处于平面应变状态, 与模型槽侧壁直接接触的土体单元必须满足两个边界条件: (1)法向应变为零; (2)剪应力为零。

本模型试验最大上覆压力为 300kPa，如不能有效的控制边壁摩擦和边壁变形，边界条件的偏差会给模型带来在原型当中并不存在的应力和位移，从而使模型的力学特性大大偏离原型的力学特性。因此必须采用适当的处理方法来解决边壁摩擦和边壁变形问题。

为减少边壁变形，试验槽采用厚度 18mm 的 A40 钢板，同时加角钢钢肋保证平面变形，经过 PATRAN&NASTRAN 计算，侧壁在 300kPa 的均布压力作用下，最大挠度为 0.1mm。

综合考虑国内外各种模型试验减少侧壁摩擦的方案^[38]，本试验采取了图 3-15 所示方案减少侧面摩擦，保证土体处于平面应变状态。

在试验槽和土体之间靠近土体一侧放置一层厚度为 0.2mm 的橡皮薄膜，橡皮薄膜与试验槽的侧壁之间放置两层聚乙烯胶片；橡皮薄膜与聚乙烯胶片，聚乙烯胶片与聚乙烯胶片，聚乙烯胶片与试验槽侧壁之间都涂抹硅油，如图 3-15 所示。

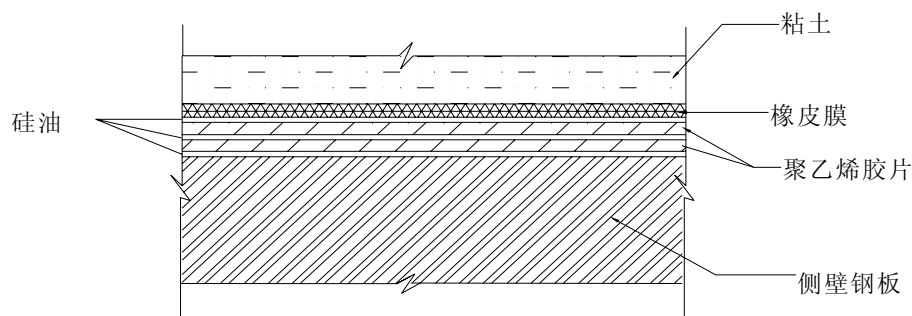


图 3-15 侧壁边界图

本试验方案具有以下特点：(1)通过硅油的润滑作用减少侧壁摩擦。(2)由于土体向主动（被动）状态发展时，土颗粒均沿侧壁滑动，利用橡皮薄膜的侧向伸张性也同时有效的减少的侧壁摩擦的作用。(3)所采用的橡皮薄膜，聚乙烯胶片均很薄，有效的控制了法向变形。

为验证上述方案的有效性，利用快剪试验测定采用上述方案后粘土与侧壁间的摩擦角。试验时，将钢板（侧壁材料）放入直剪仪的土料盒中，采用上述减少摩擦方案，依次放上聚乙烯片，橡皮膜，使橡皮膜表面与剪切盒外表面平齐。分别施加 50，100，200，300（kPa）的上覆压力，土样

固结结束后进行剪切。试验结果如图 3—16 所示，经过计算，粘土与处理过后的侧壁间的摩擦系数为 0.0945,即摩擦角为 $\delta = 5.4^{\circ}$ 。

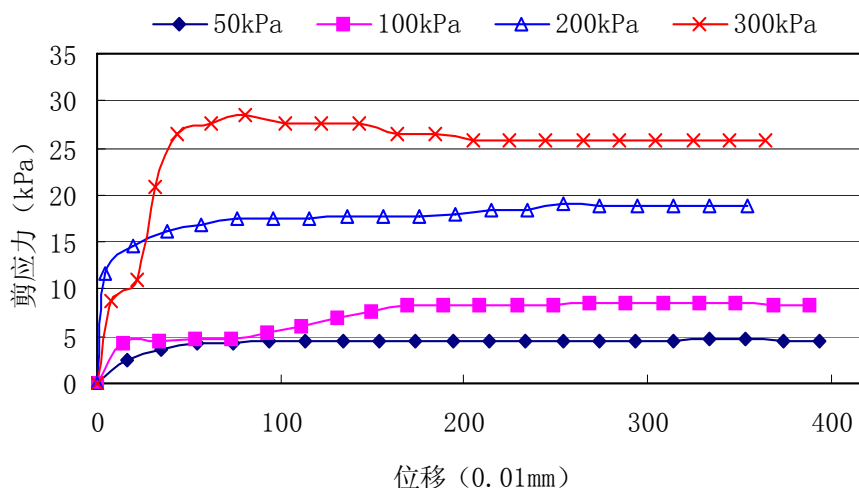


图 3—16 粘土与边壁间的摩擦角测定试验

挡板也采用同样的减少摩擦方案，土体与挡板间的摩擦角 $\delta = 5.4^{\circ}$ 。

3.3 模型试验的结果及分析

模型试验共分 5 组，试样分别在 100，150，200，250，300kPa 上覆压力 q 下固结，然后平移挡板模拟基坑开挖，直至土体进入主动破坏状态。由于孔隙水压力传感器量程限制，试样均采用分级固结。

3.2.2 试样的固结

1. 饱和和度测定

关闭排水阀门，通过气囊快速施加上覆压力 q ，上覆压力增量为 Δq ，土体中的孔隙水压力 u 迅速上升到最大值，孔隙水压力最大增量 Δu ；挡板上的水土压力值 p_h 也同步上升到最大，挡板上水土压力的最大增量为 Δp_h 。表 3—3 为孔隙水压力 u ，挡板水土压力 p_h 随上覆压力 q 的变化表。

表3-3 孔隙水压力、上覆压力与挡板水土压力关系表

试验编号	1	2	3	4	5
上覆荷载增量 Δq (kPa)	100	100	100	200	150
Δu (kPa)	90	90	95	187	143
$\Delta u / \Delta q$	0.90	0.90	0.95	0.94	0.95
挡板水土压力增量 Δp_h (kPa)	89	90	94	183	143

$$\text{由 } \Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

又固结时土体处于侧限状态： $\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3 = K_0 \Delta \sigma_1$ ，带入上式：

$$\Delta u = B[A(1 - K_0) + K_0] \Delta \sigma_1$$

$$\text{对于正常固结土， } K_0 < 1, \quad B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} \cdot \frac{1}{A(1 - K_0) + K_0} > \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1}$$

上覆压力 q 远大于土体自重，忽略边壁摩擦，假定试验槽内的土体应力状态一致，则 $\Delta \sigma_1 = \Delta q$ ， $\Delta \sigma_3 = \Delta p_h$ 。

由表 3-4 可知，各组试验中， $\Delta u / \Delta q$ 的最小值为 0.9，根据孔压系数 B 与饱和度 S_r 的关系曲线^[4]，试样的饱和度 $S_r > 95\%$ ，完全满足试验要求。

根据有效应力原理： $\sigma_1' = \sigma_1 - u$

$$\text{则： } \Delta \sigma_1' = \Delta \sigma_1 - \Delta u$$

又由试验数据有： $\Delta \sigma_1 = \Delta u$

$$\text{有： } \Delta \sigma_1' = 0。$$

$\sigma_1' = 0$ 表明施加的上覆压力 q 全部转化为土中的孔隙水压力。施加上覆压力 q 时，挡板的水土压力值随孔隙水压力的升高而同步增加，且 Δu 与 Δp_h 基本一致， $\Delta u = \Delta p_h$ 。表明在粘土基坑中，作用在挡板的水压力增量就等于孔隙水压力的增量，在计算支挡结构上的水压力时不需要对土体中的超静孔隙水压力进行任何折减。

2. 试样固结

土体中的孔隙水压力上升到最大值后，保持上覆压力 q 不变，打开排

水阀门，试样双面排水进行固结，直至土体中的孔隙水压力消散至零，消散结束后，记录挡板上的水土压力 p_h 。土体在不同上覆压力 q 下固结后，挡板上的水土压力值 p_h 如图 3-17 所示。

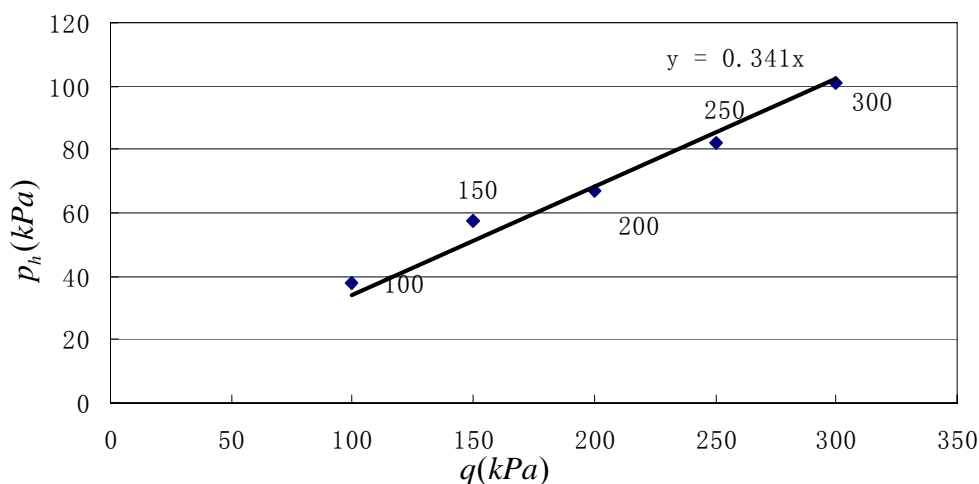


图 3-17 上覆压力 q 与挡板上的水土压力 p_h 关系图

根据前文假定，忽略土体自重和边壁摩擦： $\sigma_1 = q$ ， $\sigma_3 = p_h$ 。

则： $\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{p_h}{q} = 0.341$

即试验测出的静止土压力系数 0.341。

根据经验公式，对于无粘性土和正常固结粘土

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

根据室内三轴试验，试验土体的 $\varphi' = 32^\circ$ ，带入上式有： $K_0 = 0.470$

试验测得的静止土压力系数小于经验公式的计算结果。考虑到试验中静止土压力分布沿深度逐渐减少，这可能是受到拱效应的影响^[32]，从而导致了试验的测得的静止土压力结果偏小；同时由于挡板与螺杆的变形，导致土体向主动态发展，这也将导致试验测得的土压力结果偏小。

3.2.3 试样的剪切

土体固结结束后，关闭排水阀门，平移挡板模拟基坑的开挖，使试验槽中的土体在不排水条件下逐渐进入主动状态，模拟对基坑的快速开挖。

不断平移挡板，直至挡板上的压力不再减少，表明土体进入主动状态。

挡板移动过程中，同步记录挡板上的平均水土压力 p_h ，土体中的平均孔隙水压力 u 随挡板位移的变化，如图 3—18，图 3—19。图中 100kPa，150kPa，200kPa，250kPa，300kPa 分别表示土样进入主动土压力状态时的上覆压力。

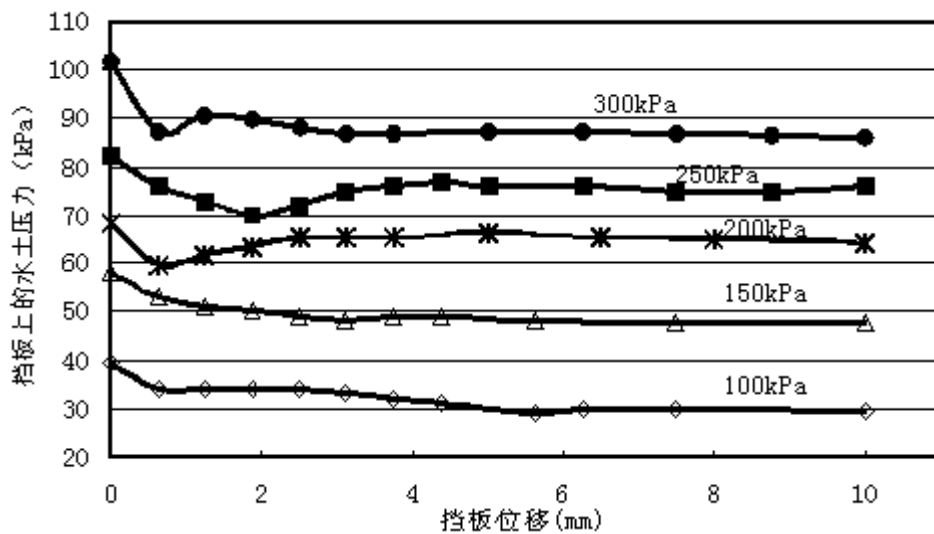


图3—18 挡板上水土压力 p_h 与挡板上位移关系图

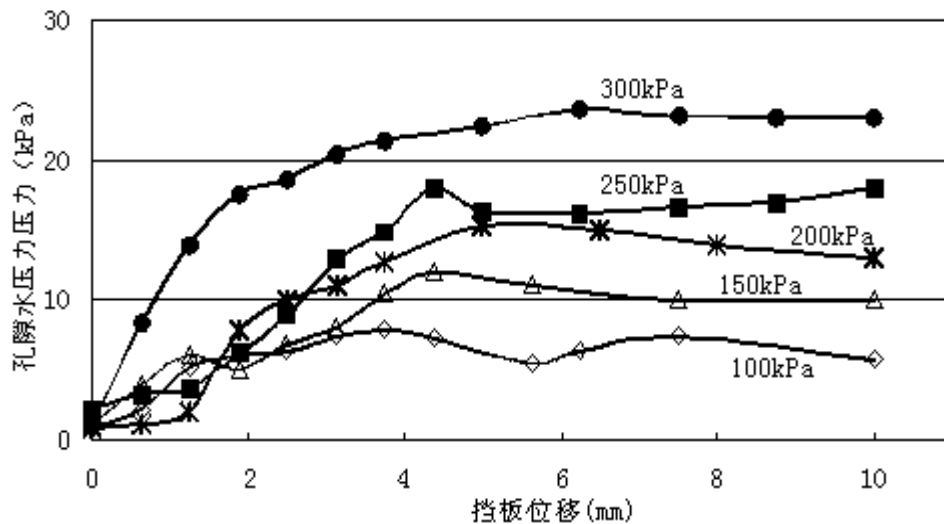


图3—19 孔隙水压力与挡板上位移关系图

根据有效应力原理： $\sigma' = \sigma - u$ ，得到挡板上的平均有效土压力 p_h' 与挡板位移关系图，如图 3-20。图中 100，150，200，250，300 分别表示土样进入主动土压力状态时的上覆压力。

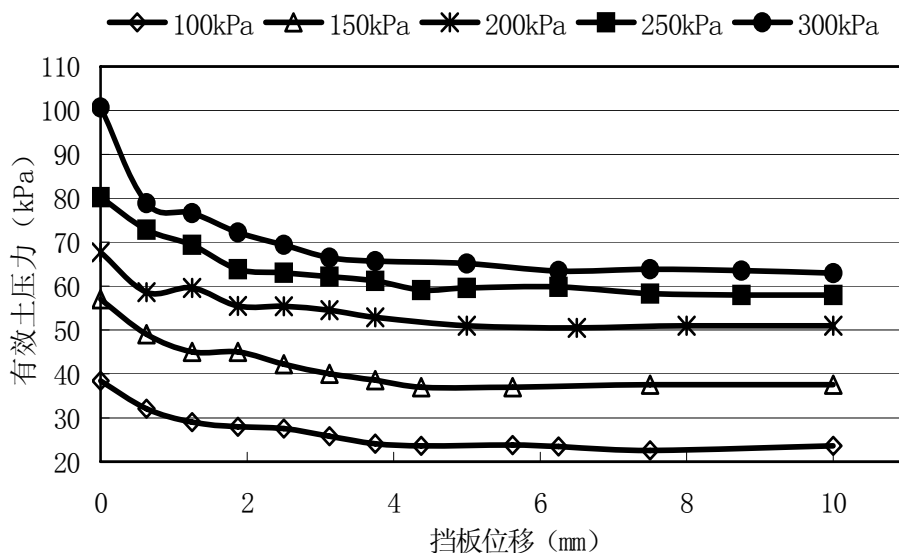


图 3-20 有效土压力与挡板位移关系图

整理剪切时的试验数据可以发现：

1. 支挡结构上的水土压力在墙体的位移在 4mm—5mm 的时候达到最小，继续加大位移，土压力基本保持不变，土体进入了主动极限状态，此时墙体的位移约为墙体高度的 9‰~10‰。

2. 试验槽土体进入主动状态过程中，土体中并没有出现一般认为的负的超静孔隙水压力，而一直是正的超静孔隙水压力。超静孔隙水压力 u 随着挡板位移的增加而上升。土体进入主动土压力极限状态时，孔隙水压力达到最大值；土体进入主动土压力极限状态后，孔隙水压力基本保持不变，超静孔隙水压力 u 为支挡结构上的水土压力 p_h 的 25% 左右，即 $u/p_h = 25\%$ ，超静孔隙水压力对支挡结构的影响不可忽略。

3. 模型试验超静孔隙水压力的变化规律与减压三轴试验的超静孔隙水压力变化规律基本一致，与常规三轴试验的超静孔隙水压力变化规律相差很大，如图 3-21。为便于比较，仅列出固结压力为 200kPa 下超静孔隙

水压力变化规律图，图中的横坐标采用两种单位，三轴试验的横坐标为轴向应变（%），模型试验的横向坐标为挡板位移（mm）。常规三轴试验破坏时的超静孔隙水压力远远大于减压三轴试验和模型试验破坏时的超静孔隙水压力。

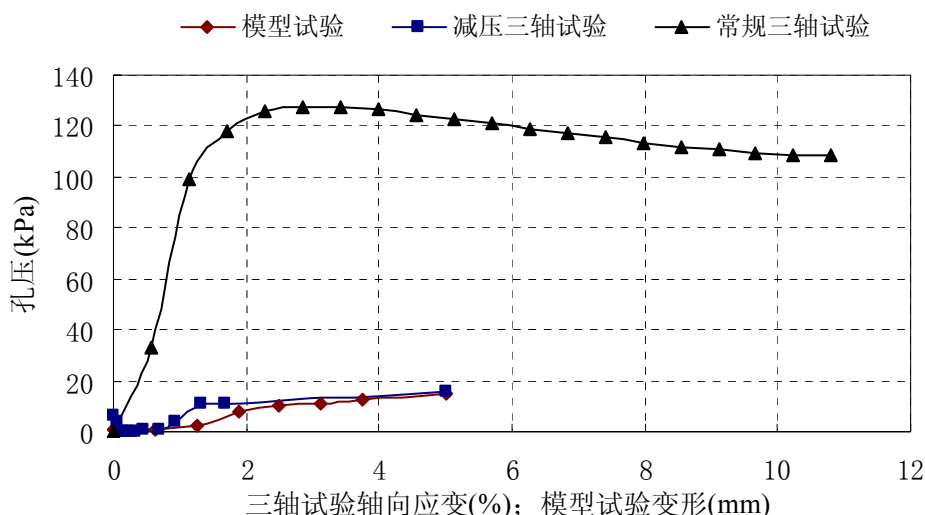


图 3-21 模型试验和两种三轴试验孔压变化
(固结压力=200kPa)

4. 支挡结构上的水土压力 p_h 随着支挡结构位移的增加整体上呈下降趋势，进入主动极限状态后， p_h 基本保持不变。但由于超静孔隙水压力的影响，水土压力 p_h 在进入主动极限状态前，出现一定的波动，特别是当上覆压力 q 较大， $q=200, 250, 300\text{kPa}$ 时，因挡板平移而产生的超静孔隙水压力较大，水土压力 p_h 在一段位移范围内明显先下降后上升。这一规律在工程实践中具有较大的实际意义，支挡结构所受的水土压力受孔隙水压力的影响十分明显，土体变形产生的超静孔隙水压力直接作用在支挡结构上，使支挡结构所受的荷载大大加大，通过工程措施，使超静孔隙水压力迅速消散，将大大降低工程造价。

5. 支挡结构上的有效土压力随着支挡结构位移的增加上呈下降趋势，没有出现有效土压力大小波动现象，进入主动极限状态后，有效土压力基

本保持不变。土体进入主动土压力状态的条件主要由土体的变形决定，与孔隙水压力无关。

6. 试验槽试样的总应力路径与减压三轴试验总应力路径基本相似，均为 σ_1 保持不变， σ_3 不断减少，总应力路径与坐标轴呈 45° 夹角向左上移动。但模型试验与室内减压三轴试验的总应力路径也存在一些不同之处：减压三轴试验的试样是在等压固结后进行减压剪切， $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$ ，而模型槽试验是在 K_0 状态下进行减压剪切， $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$ 。这也造成了模型槽试验的超静孔隙水压力变化规律与减压三轴试验的孔隙水压力变化规律不完全相同，模型槽试验的超静孔隙水压力并没有出现减压三轴试验中出现的负的超静孔隙水压力。

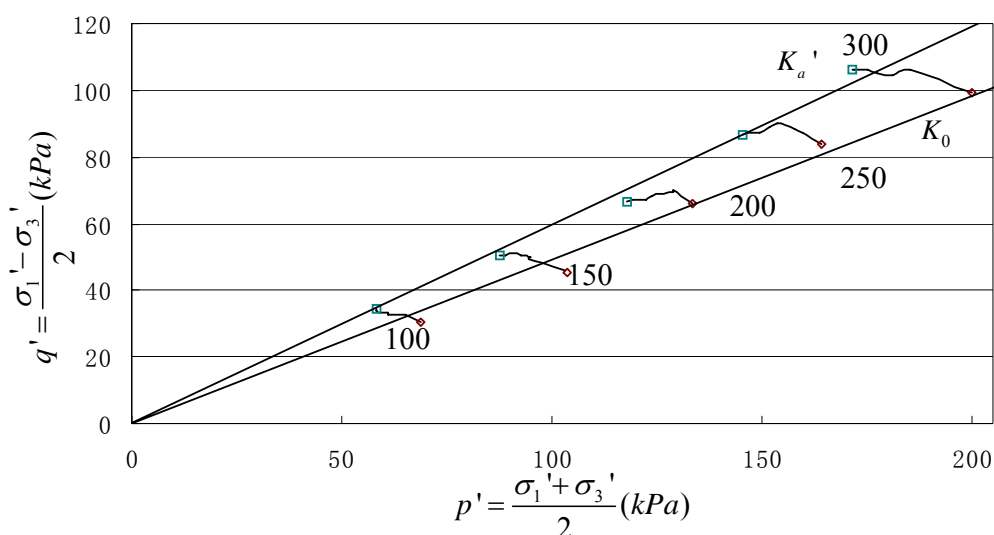


图 3—22 实验槽试样有效破坏路径

但两种试验试样破坏时的超静孔隙水压力均为正的超静孔隙水压力，减压三轴试验破坏时产生的超静孔隙水压力约为固结压力 σ_3 的 10%，而模型试验破坏时产生的超静孔隙水压力约为上覆压力的 8%。减压三轴试验和模型槽试验试样破坏时的超静孔隙水压力较小，由： $p' = p - u$ ， $q' = q$ ，减压三轴试验和模型试验的有效应力路径与总应力路径基本重合，而常规三轴试验由于试验产生的超静孔隙水压力很大，有效应力路径和总应力路

径差别极大。模型试验的有效应力路径如图 3—22。总体而言，减压三轴试验的应力路径与模型试验的应力路径基本一致，减压三轴试验更好的模拟了基坑主动侧土体的破坏过程。

7. 支挡结构上土压力的分布并不均匀，随土体深度的增加而有所减少。这可能是由于上覆压力 q 很大，导致边壁摩擦对土压力的分布形成较大的影响，本文将在下一章对边壁摩擦的影响进行专门的分析。

3.2.4 超静孔隙水压力的消散及卸载

土体进入主动状态后，继续平移挡板一段距离，然后停止平移，打开排水阀门，上下双面排水，使土体中的超静孔隙水压力消散，模拟处于稳定期间的基坑。随着超静孔隙水压力消散，挡板上的水土压力逐渐减少。表明对支挡结构的设计应该以孔隙水压力未消散时的工况为最危险工况。

表 3—4 为土体刚进入主动土压力状态，孔隙水压力消散前和孔隙水压力消散完毕后挡板上的水土压力及土体中的孔隙水压力。

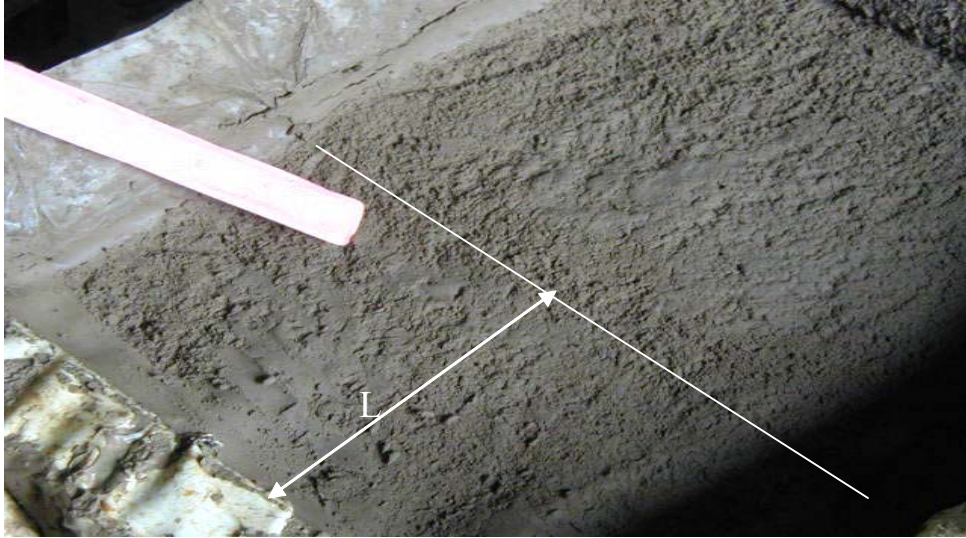
表3—4 模型试验试验结果

上覆荷载 q (kPa)	超静孔压未消散期间试验结果		超静孔压基本消散后试验结果	
	水土压力 p_{hu} (kPa)	孔隙水压力 u_u (kPa)	水土压力 p_{hd} (kPa)	孔隙水压力 u_d (kPa)
100	32	8	27	0
150	49	12	41	0
200	66	15	55	1
250	75	18	63	2
300	86	22	72	2

孔隙水压力消散完毕后，卸载，观测试样破坏形态，测量土体的饱和容重和含水量。

照片 2 为试样在 200kPa 固结压力作用下进入主动土压力状态后的破坏形态图。明显可以看到试样表面靠近挡板的地方明显下凹，下凹体的边

缘线为一条基本与挡板平行的直线，距离挡板平均距离为 22cm。



照片2 试样破坏形态图

由图 3—23 有：

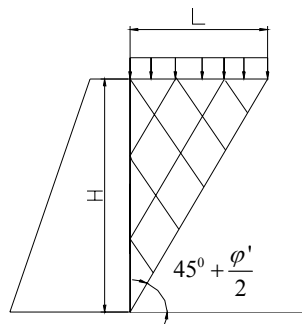


图 3—23 滑裂面形状

$$L = H \cdot \tan(45^\circ - \varphi'/2);$$

由三轴试验有： $\varphi' = 32^\circ$ ；

试样高度为 45cm，则 $L = 45 \cdot \tan(29^\circ) = 25(\text{cm})$ 。

试验测量结果和理论计算结果基本一致，也进一步证明了在模型试验中，试样内出现如图 3—23 的滑裂面，试验土样进入主动破坏状态。

3.3 试验总结

支挡结构上的土压力是一个古老而经典的课题，许多学者对这个课题进行了大量的研究和试验，但大多数试验都是在非饱和的砂土和粘土中进行。考虑到粘土中土，水，支挡结构之间的复杂的相互作用，本章对有水情况下的水土压力进行了试验，试验表明：

1. 粘土模型试验中，作用在挡板的水压力等于土体中的孔隙水压力，在计算支挡结构上的水压力时不需要对土体中的孔隙水压力进行任何折减，但由于孔隙水压力的增加（减少），导致有效土压力产生减少（增加），在整体上体现为由孔隙水压力的变化导致的支挡结构上的总压力变化小于孔隙水压力的变化。

2. 模型试验中的应力路径与减压试验的应力路径比较相似，减压三轴试验和模型试验中由土体变形剪切形成的超静孔隙水压力变化规律基本一致。减压三轴试验更好的模拟了基坑主动侧土体的破坏过程。

3. 对于正常固结粘土，模型试验中挡板的平移并没有导致负的超静孔隙水压力，随着开挖产生的正的超静孔隙水压力的消散，支挡结构上的水土压力值下降。

4. 进入主动状态时，土体的位移大约为支挡结构高度的 9‰~10‰，土体出现明显的滑裂面。

第四章 考虑摩擦修正的极限平衡土压力计算方法

散体的极限平衡理论又称为土的塑性平衡理论，这一理论研究土体在外荷载作用下达到极限平衡状态或塑性平衡状态时的应力分布场与塑性应变分布场，借以确定土体在已知边界条件下的极限荷载。本文通过在极限平衡法中考虑边界摩擦对土压力的影响，对试验槽试验进行验证，对土压力计算方法进行探讨。

4.1 极限平衡理论

4.1.1 土的静力平衡微分方程

如若从土体中取出一微分体 $dx dy \cdot 1$ ，并使 x 和 y 坐标分别与水平线和垂线成 α 角，如图 4-1 所示。

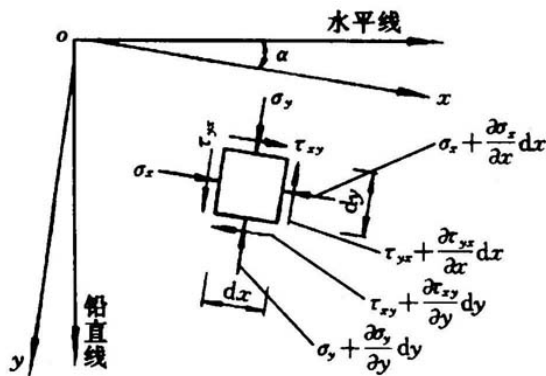


图 4-1 微分土体上作用力的平衡图

在微分体上作用有正应力 σ 和剪应力 τ ，土的容重为 γ ，则根据静力平衡条件 $\sum x = 0, \sum y = 0$ ，可得：

$$\sigma_x dy + \tau_{xy} dx - \left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx \right) dy - \left(\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} dy \right) dx + \gamma dx dy \sin \alpha = 0$$

$$\sigma_y dx + \tau_{yx} dy - \left(\sigma_y + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} dy \right) dx - \left(\tau_{yx} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} dx \right) dy + \gamma dx dy \cos \alpha = 0$$

根据剪力互等定律： $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ ，对上式化简可有：

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} &= \gamma \sin \alpha \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} &= \gamma \cos \alpha\end{aligned}\quad (4-1)$$

平衡方程组(4-1)中含有三个待求的应力分量 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} ，需要三个方程才能求解。在极限平衡理论中，所缺的第三个方程采用强度条件来补足，而不采用适合于一般连续性物体的变形连续性方程。因为，在散体或土体内划出的任一条直线在变形后经常折断，散体中任一点的变位实际上不一定是坐标的连续函数。同时由于土体的极限平衡状态和强度直接相关，在土体的强度和其所受应力之间存在着明确的规律，所以采用强度条件来补足第三个方程是必要的，也是合理的。

4.1.2 土的极限平衡条件和平面极限微分方程

当土体处于的极限平衡状态时，由应力圆可得到土的极限平衡条件为：

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3) + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi \quad (4-2)$$

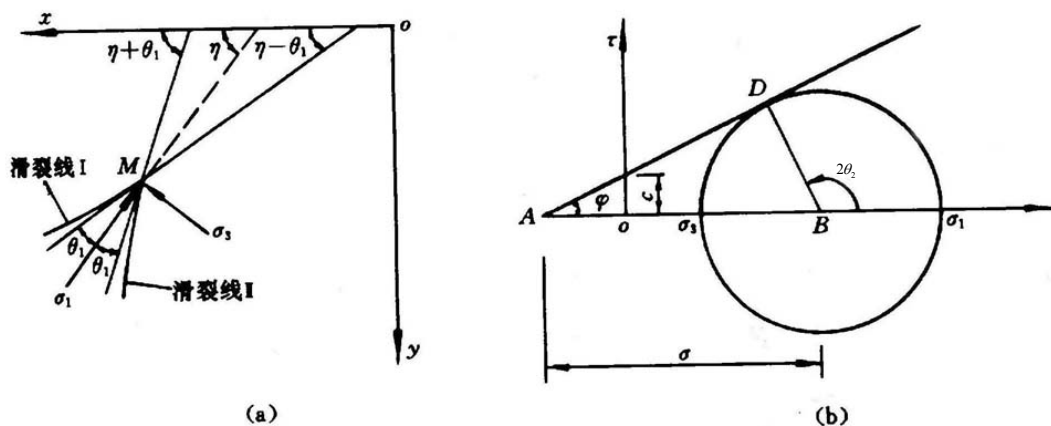


图4-2 土体中一点处的应力关系

此时土体中一点处有两条滑裂线(滑裂面)通过，即滑裂线I和滑裂线II，这两条滑裂线与主应力 σ_1 的作用方向线之间的夹角为 $\theta_1 = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ ，或滑

裂线与 σ_1 的作用面之间的夹角为 $\theta_2 = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$, 如图 4-2(b) 所示。若主应力 σ_1 的作用线与水平线之间的夹角为 η , 则滑裂线 I 的切线与水平线的夹角为 $\eta - \theta_1$, 滑裂线 II 的切线与水平线的夹角为 $\eta + \theta_1$, 如图 4-2(a) 所示。

$$\text{令: } \sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$$

式中 σ 等于图 4-2(b) 中 AB 线段的长度, 称为特征应力, 有:

$$\begin{aligned} (\sigma_1 - \sigma_3) &= 2\sigma \sin \varphi \\ (\sigma_1 + \sigma_3) &= 2(\sigma - c \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \end{aligned} \quad (4-3)$$

研究极限平衡状态点处的分应力 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} 和主应力 σ_1 、 σ_3 之间的关系式已知为:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \pm \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\eta \\ \sigma_y &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \mp \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\eta \\ \tau_{xy} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\eta \end{aligned} \quad (4-4)$$

4)

式中 η 为大主应力 σ_1 与 x 轴的交角, 在计算中规定 η 角由 ox 轴反时针方向为正。

将 (4-3) 式带入 (4-4) 式中, 推得

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma(1 \pm \sin \varphi \cos 2\eta) - c \cdot \operatorname{ctg} \varphi \\ \sigma_y &= \sigma(1 \mp \sin \varphi \cos 2\eta) - c \cdot \operatorname{ctg} \varphi \\ \tau_{xy} &= \sigma \sin \varphi \sin 2\eta \end{aligned} \quad (4-5)$$

公式 (4-5) 是以分应力 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} 和特征应力 σ 表示的极限平衡方程组。将 (4-5) 是带入静力平衡方程 (4-1), 推得

$$(1 + \sin \varphi \cos 2\eta) \frac{\partial \sigma}{\partial x} + \sin \varphi \sin 2\eta \frac{\partial \sigma}{\partial y} - 2\sigma \sin \varphi \left(\sin 2\eta \frac{\partial \eta}{\partial x} - \cos 2\eta \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) = \gamma \sin \alpha \quad (4-6a)$$

$$(1 - \sin \varphi \cos 2\eta) \frac{\partial \sigma}{\partial y} + \sin \varphi \sin 2\eta \frac{\partial \sigma}{\partial x} + 2\sigma \sin \varphi \left(\sin 2\eta \frac{\partial \eta}{\partial y} + \cos 2\eta \frac{\partial \eta}{\partial x} \right) = \gamma \cos \alpha \quad (4-6b)$$

将公式 (4-6a) 乘以 $\sin(\eta \pm \theta_1)$, 公式 (4-6b) 乘以 $-\cos(\eta \pm \theta_1)$, 并将两式相加。有:

$$\left[\frac{\partial \sigma}{\partial x} \mp 2\sigma \operatorname{tg} \varphi \frac{\partial \eta}{\partial x} - \gamma \frac{\sin(\alpha \mp \varphi)}{\cos \varphi} \right] \cos(\eta \mp \theta_1) + \left[\frac{\partial \sigma}{\partial y} \mp 2\sigma \operatorname{tg} \varphi \frac{\partial \eta}{\partial y} - \gamma \frac{\cos(\alpha \mp \varphi)}{\cos \varphi} \right] \sin(\eta \mp \theta_1) = 0 \quad (4-7)$$

公式(4-7)是一个拟线性双曲线型偏微分方程,它是变量 x 、 y 、 σ 和 η 的函数,具有两族不同的特征线,可用特征线法来求解^[40]。

4.1.3 特征线方程及其解法

如果设想在 x 、 y 平面内存在某一曲线 $y=f(x)$, 这条曲线上的 σ 和 η 刚好满足公式(4-7), 若沿该曲线取 σ 和 η 的全微分, 可得:

$$\begin{aligned} d\sigma &= \frac{\partial \sigma}{\partial x} dx + \frac{\partial \sigma}{\partial y} dy \\ d\eta &= \frac{\partial \eta}{\partial x} dx + \frac{\partial \eta}{\partial y} dy \end{aligned} \quad (4-8)$$

将公式(4-7)和(4-8)联立计算, 可得到下列方程:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma}{\partial x} \mp 2\sigma \operatorname{tg} \varphi \frac{\partial \eta}{\partial x} &= \gamma \frac{\sin(\alpha \mp \varphi)}{\cos \varphi} + \frac{\lambda \sin(\eta \mp \theta_1)}{\sin(\eta \mp \theta_1)dx - \cos(\eta \mp \theta_1)dy} \\ \frac{\partial \sigma}{\partial y} \mp 2\sigma \operatorname{tg} \varphi \frac{\partial \eta}{\partial y} &= \gamma \frac{\cos(\alpha \mp \varphi)}{\cos \varphi} + \frac{\lambda \cos(\eta \mp \theta_1)}{\sin(\eta \mp \theta_1)dx - \cos(\eta \mp \theta_1)dy} \end{aligned} \quad (4-9)$$

其中:

$$\lambda = d\sigma \mp 2\sigma \operatorname{tg} \varphi d\eta - \frac{\gamma}{\cos \varphi} [\sin(\alpha \mp \varphi)dx + \cos(\alpha \mp \varphi)dy]$$

根据特征线的定义和寻求特征线方程的方法, 令方程组(4-9)两个公式等号右边的分子分母同时为零, 则可得到两族不同的特征线方程为:

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg}(\eta - \theta_1) \quad (4-10)$$

$$\begin{aligned} d\sigma - 2\sigma \operatorname{tg} \varphi d\eta &= \frac{\gamma}{\cos \varphi} [\sin(\alpha - \varphi)dx + \cos(\alpha - \varphi)dy] \\ \frac{dy}{dx} &= \operatorname{tg}(\eta + \theta_1) \end{aligned} \quad (4-11)$$

由公式(4-10)和(4-11)可知, 这两族特征线与正 x 坐标轴的夹角分别为 $\eta \mp \theta_1$, 这与滑裂线与正 x 坐标轴的夹角一致, 两族特征线之间的夹角为 $2\theta_1$ 。由此可见, 特征线就是滑裂线。通过极限平衡土体中任一点处,

均有两条特征线，因此整个极限平衡区内均由特征线所分布，形成特征线网，如图 4-3 所示。

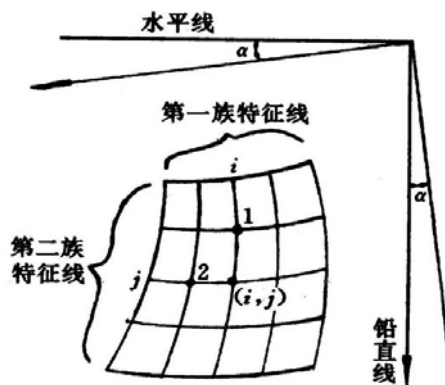


图4-3 特征线网示意图

通常采用差分方法来求得特征线的近似解。有如图 4-3 所示的两族特征线，第I族特征线中的第 i 条特征线与第II族特征线中的第 j 条特征线相交于节点 (i, j) ，在第 i 条特征线上，节点 1 是第 i 条特征线上节点 (i, j) 周围的一个点，节点 2 是第 i 条特征线上节点 (i, j) 周围的另一个点。

若节点 (i, j) 、1、2 等处的 x 、 y 坐标和 η 角分别为： x_{ij} 、 y_{ij} 、 η_{ij} ； x_1 、 y_1 、 η_1 ； x_2 、 y_2 、 η_2 。如以节点 (i, j) 为中心进行差分，则对于节点 (i, j) 和节点 1， dx 、 dy 、 $d\eta$ 可近似地分别表示为： $dx = x_{ij} - x_1$ ， $dy = y_{ij} - y_1$ ， $d\eta = \eta_{ij} - \eta_1$ ；对于节点 (i, j) 和节点 2， dx 、 dy 、 $d\eta$ 可近似地分别表示为： $dx = x_{ij} - x_2$ ， $dy = y_{ij} - y_2$ ， $d\eta = \eta_{ij} - \eta_2$ 。为了表达简便起见，可略去上列各式中 x_{ij} 、 y_{ij} 、 η_{ij} 的下标 (i, j) ，即令 $x = x_{ij}$ 、 $y = y_{ij}$ 、 $\eta = \eta_{ij}$ ，则上述两组值可简写为：

对于第一组值： $dx = x - x_1$ ， $dy = y - y_1$ ， $d\eta = \eta - \eta_1$

对于第二组值： $dx = x - x_2$ ， $dy = y - y_2$ ， $d\eta = \eta - \eta_2$

将第一组值代入公式 (4-10)，并近似令 $\sigma = \sigma_1$ ， $\eta = \eta_1$ ，得到第I族特征线的差分方程为：

$$y - y_1 = (x - x_1)tg(\eta_1 - \theta_1)$$

$$\sigma - \sigma_1 - 2\sigma_1(\eta - \eta_1)tg\varphi = \frac{\gamma}{\cos\varphi}[(x - x_1)\sin(\alpha - \varphi) + (y - y_1)\cos(\alpha - \varphi)]$$

同理，将第二组值代入公式（4-11），得到第II族特征线的差分方程为：

$$y - y_1 = (x - x_1)tg(\eta_1 - \theta_1)$$

$$\sigma - \sigma_1 - 2\sigma_1(\eta - \eta_1)tg\varphi = \frac{\gamma}{\cos\varphi}[(x - x_1)\sin(\alpha - \varphi) + (y - y_1)\cos(\alpha - \varphi)]$$

联立上述两个差分方程组，则可得到特征线的任意节点 (i, j) 处 x 、 y 、 η 和 σ 值的表达式为：

$$x = \frac{x_1tg(\eta_1 - \theta_1) - x_2tg(\eta_2 + \theta_1) - (y_1 - y_2)}{tg(\eta_1 - \theta_1) - tg(\eta_2 + \theta_1)} \quad (4-12)$$

$$y = y_1 + (x - x_1)tg(\eta_1 - \theta_1) \quad \text{或} \quad y = y_2 + (x - x_2)tg(\eta_2 + \theta_1) \quad (4-13)$$

$$\sigma = \sigma_1 + 2\sigma_1(\eta - \eta_1)tg\varphi + \frac{\gamma}{\cos\varphi}[(x - x_1)\sin(\alpha - \varphi) + (y - y_1)\cos(\alpha - \varphi)] \quad (4-14)$$

$$\eta = \left\{ \sigma_2 - \sigma_1 + 2(\sigma_1\eta_1 + \sigma_2\eta_2)tg\varphi + \frac{\gamma}{\cos\varphi}[(x - x_2)\sin(\alpha + \varphi) + (y - y_2)\cos(\alpha + \varphi) - (x - x_1)\sin(\alpha - \varphi) - (y - y_1)\cos(\alpha - \varphi)] \right\} / (2\sigma_1tg\varphi + 2\sigma_2tg\varphi) \quad (4-15)$$

当特征线上任意节点 (i, j) 周围的两个节点 1、2 的 x 、 y 、 σ 和 η 值已知时，根据公式（4-12）、（4-13）、（4-14）、（4-15）就可以计算节点 (i, j) 的 x 、 y 、 σ 和 η 值。

计算的时候首先从已知边界开始，根据边界上相邻两个已知点的 x 、 y 、 σ 和 η 值，计算与该两个边界点相邻的内部节点 (i, j) 的 x 、 y 、 σ 和 η 值，如此逐步向土体内部推进，计算出特征网上所有节点的 x 、 y 、 σ 和 η 值，这种方法成为第推法。当已知节点的坐标值后，即可将各节点连接成特征网线，并得到应力 σ 的分布场。

1. 第一类边界值问题

如图 4-4 所示，AB 线为一条已知的光滑边界线（不是特征线），其上节点 1、2、3、4 的 x 、 y 、 σ 和 η 值均为已知，每一节点都可以引出两

条特征线，而相邻两节点的两条特征线分别相交于 5、6、7 点，其夹角均等于 $2\theta_1$ 。按公式 (4-12)、(4-13) 计算出 5、6、7 节点的坐标 x 和 y 值，再按照 (4-14)、(4-15) 计算这三点处的 σ 和 η 值。然后节点 5、6、7 又各引出两条特征线，分别相交于 8、9 两个节点，相邻特征线的夹角也为 $2\theta_1$ ，此时节点 8、9 的 x 、 y 、 σ 和 η 值同理计算可有。如此，从已知边界面上节点 1、2、3、4 逐步计算到节点 10。按上述方法，可依次计算出整个特征线网区 ABC 中所有节点的解。

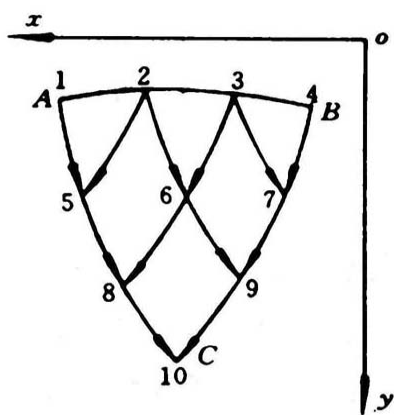


图4-4 第一类边界值问题

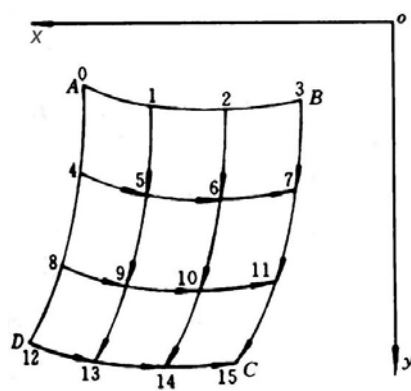


图4-5 第二类边界值问题

2. 第二类边界值问题

如图 4-5 所示，AB 和 AD 为两条相交得已知特征线，沿此两条特征线上各节点（A、1、2、B、4、8、D）的 x 、 y 、 σ 和 η 值均为已知。按照差分方程 (4-12) ~ (4-15)，根据节点 1、4 的 x 、 y 、 σ 和 η 值，即可得节点 5 的 x 、 y 、 σ 和 η 值；再根据节点 2 和 5 的已知条件，求得节点 6 的解答，如此顺序，即可求得整个特征线网区所有节点的解答。

3. 第三类边界值问题

第三类问题如图 4-6 所示，AB 为一条特征线，其上各节点的 x 、 y 、 σ 和 η 值均为已知；另一条为光滑的边界线 AC（非特征线，这里只讨论 AC 为直线的情况）。如图所示，沿 AC 线上大主应力与正 x 轴的夹角 η 为一常数。

由于 AC 线为一条直线，设其方程为：

$$x = a - by \quad (4-16)$$

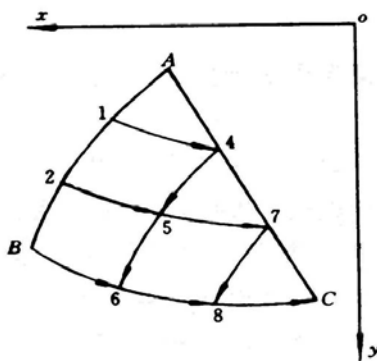


图4-6 第三类边界值问题

对于这种边界值问题，计算的顺序是首先从节点 1 开始，根据节点 1 和 AC 线已知条件，求出节点 4 的解。

由于节点 4 是由节点 1 引出的特征线 1-4 与 AC 线的交点，故节点 4 的纵坐标值 y_4 可由公式 (4-13)、(4-16) 联立求解：

$$\left. \begin{aligned} x_4 &= a - by_4 \\ y_4 &= y_1 + (x_4 - x_1)tg(\eta_1 + \theta_1) \end{aligned} \right\}$$

有：

$$y_4 = \frac{atg(\eta_1 + \theta_1) - x_1tg(\eta_1 + \theta_1) + y_1}{1 + btg(\eta_1 + \theta_1)} \quad (4-17)$$

在计算节点 4 时，节点 1 的 x 、 y 、 σ 和 η 值均为已知，AC 线上的 η 值为常数，A 点的横坐标也为已知，首先根据公式 (4-17) 计算节点 4 的纵坐标 y_4 ，再根据 (4-16) 计算其横坐标 x_4 ，最后根据 (4-14)、(4-15) 计算 σ 和 η 值。

再根据节点 2 和节点 4 的解，求出节点 5 的解，如此顺序，逐步求出特征线网中各节点的解。

4. 换算压力

如果在土体边界面上某点 M 处作用有换算压力 p ， p 的作用线与边界

其中 $\Delta = \arcsin\left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi}\right)$, $k = \pm 1$, $m = 0$ 或 $m = \pm 1$

$$\text{则 } \sigma = p \frac{\sin \Delta}{\sin(\Delta - k\delta)} \quad (k = \pm 1) \quad (4-22)$$

根据公式 (4-21), (4-22) 可将边界面上的作用力 p 和倾角 δ 换算为特征应力 σ 和角度 γ 。

4.2 挡土墙主动土压力计算

如图 4-8 所示的挡土墙, 墙面为 OD, 墙背面的填土表面为 OA, 是一个水平面, 填土表面作用有分布荷载 $q(x)$ 。取墙顶 O 点为坐标原点, 墙背面与 x 坐标轴的夹角为 β , 填土与墙面间的摩擦角为 δ 。

墙背面填土形成了三个极限平衡区, 即主动极限平衡区 AOB (简称为主动区), 过渡区 BOC 和被动极限平衡区 COD (简称为被动区)。

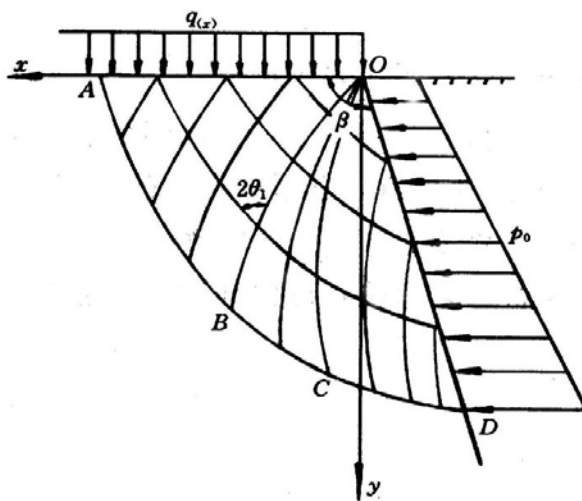


图 4-8 挡土墙主动土压力计算图

4.2.1 主动区 OA 边界条件

在主动区边界 OA 上, 各点处的竖向应力 $\sigma_y + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi = q(x)$, 剪应力 $\tau_{xy} = 0$; 大主应力的作用方向为竖直方向, 则 $\eta = \pi/2$ 。

$$\sigma = \frac{q(x)}{1 + \sin \varphi}$$

则 OA 的边界条件为：

$$\left. \begin{aligned} y &= 0 \\ \eta &= \pi/2 \\ \sigma &= \frac{q(x)}{1 + \sin \varphi} \end{aligned} \right\} \quad (4-23)$$

4.2.2 被动区 OD 上的边界条件

由于边界面 OD 与水平面的倾角为 β ，故此时大主应力作用线与边界面的倾角 $\eta = \beta + \frac{1}{2}(\Delta - \delta)^{[41]}$ ，其中， $\Delta = \arcsin(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi})$ 。计算有墙背 OD 的边界条件为：

$$\left. \begin{aligned} y &= x \tan \beta \\ x &= \frac{y_2 - x_2 \tan(\eta_2 + \theta_1)}{\tan \beta - \tan(\eta_2 + \theta_1)} \\ \eta &= \beta + \frac{1}{2}(\Delta - \delta) \end{aligned} \right\} \quad (4-24)$$

换算压力为 $p = \sigma \frac{\sin(\Delta - \delta)}{\sin \Delta}$

$$\text{主动土压力 } p_a = \sqrt{(p \cos \delta - c \cdot \tan \varphi)^2 + (p \sin \delta)^2} \quad (4-25)$$

4.2.3 过渡区的边界条件

将过渡区的 O 点看作是第Ⅱ族中一条长度为零的滑动线，在该线上任意点 I 处的大主应力作用线与该线的夹角为：

$$\eta_i = \eta_1 + K \frac{\Delta \eta}{n} \quad (4-26)$$

式中：n — 在计算中顶角 $\angle BOC$ 划分的等分数；

K — 第Ⅱ族特征线的序号数，从 0 ~ n。

$$\text{相应的 } \sigma_i \text{ 计算有：} \sigma_i = \frac{q_0}{1 + \sin \varphi} e^{[(\pi - 2\beta - \Delta + \delta) \tan \varphi]} \quad (4-27)$$

在进行挡土墙主动土压力计算时，墙背面土体将分为 3 个区域来计算，

即主动区 OAB、过渡区 OBC 和被动区 OCD。在主动区，OA 为已知边界，在被动区 OD 为已知边界。计算时首先进行主动区的计算，首先计算 OA 的边界值，然后根据第一类边界值问题计算整个 OAB 区；然后计算 OBC 区，OB 有两个已知边界，即边界 OB 和 O 点。根据第二类边界值问题计算整个 OBC 区；最后计算 OCD 区，OB 有两个已知边界，即边界 OC 和 OD，根据第三类边界值问题计算 OCD，并求出作用在 OD 上的主动土压力。

4.3 考虑摩擦修正的墙上主动土压力计算

刚性挡土墙土压力的研究是一个经典的课题，而室内模型槽试验则是土压力研究经常采用的一种试验方法。试验槽通过通过试验槽体的两侧挡板使试验槽中的土体侧向位移为零，模拟无限长的挡土墙，假定试样处于平面应变状态。但是，在实际试验中，由于侧壁挡板的表面不能做到绝对光滑，侧壁挡板对土体的摩擦力也影响了土体的应力状态，试样并不是处于绝对的平面应力状态，影响了试验中挡土墙的土压力的分布。

试验槽模型试验中，作用在挡板上的主动（被动）土压力一般由以下两个因素决定：(1)土体的强度，由土体的强度参数，应力历史，应力路径等因素决定；(2)土体和边壁间的摩擦力，土体和边壁间的摩擦力，它取决于试验槽体的宽度，边壁的粗糙度，附加荷载的大小等。对于理想基坑，支挡结构后的土体处于平面应变状态，不受摩擦力作用；但当模型槽试验中的边壁摩擦很大时，边壁摩擦改变土体的应力状态，使支挡结构上的土压力分布产生变化；模型槽试验不能模拟理想基坑的平面应变状态，影响模型槽试验结果的精确度。

一些学者对边壁摩擦对试验结果的影响进行了深入的研究。

太沙基^[42]通过整理试验资料，认为当支挡结构的宽度是高度的两倍时，边壁摩擦对试验结果的影响可以忽略不计。

Rowe^[43]和 Bransby^[44]通过比较不同宽高比 (W/H) 试验槽试验得出的被动土压力系数 K_p 发现：W/H 较小时测出的被动土压力系数 K_p 比 W/H 较大时测出的被动土压力系数 K_p 大 1/3。

为研究模型试验槽中土体的应变变形,一些学者采用了在土体中埋设铅粒,通过 X-ray 观测铅粒的运动来研究土体的变形。由于 X-ray 射线的穿透力有限,要求试验槽的宽度 W 较小,通过比较试样中心的土体变形和试样与侧壁接触处土体的变形,研究当试验槽的宽度 W 较小时,侧壁摩擦对土压力的影响。Arthur and Roscoe^[45]通过研究发现: 当一个试验槽高度和宽度一样 ($W=H$) 时, 试样中心的土体变形和试样边缘的土体变形基本一致, 从而认为侧壁摩擦对土压力基本没有影响。与之相反, Rowe^[42]则认为 Arthur and Roscoe 的试验结果证明了侧壁摩擦力的对土样的影响不仅仅限于边壁附近, 而是贯穿了实验槽中线, 影响了整个试样的应变状态。

这些学者的研究表明当试验槽的宽高比 (W/H) 较小时, 侧壁摩擦对土压力的分布和大小有较大的影响的。在本文的模型槽试验中, 试验槽的 $W/H=0.8$, 同时存在很大的上覆压力, 加大了边壁摩擦对土压力分布的影响。尽管采取了一些减少侧壁摩擦的措施, 但侧壁摩擦对土压力的分布还是有较大的影响, 试验的结果也证明了这一点。本章试图通过一种理论方法, 定性的研究试验中的侧壁摩擦对土压力的分布和大小的影响, 从而找到一种合理的方法对试验的结果进行修正。

4.3.1 摩擦体力

建立分析模型如下: 试验槽宽度 W , 土体高度 H , 主动滑裂面 $ABB'A'$, 如图 4-9 示。

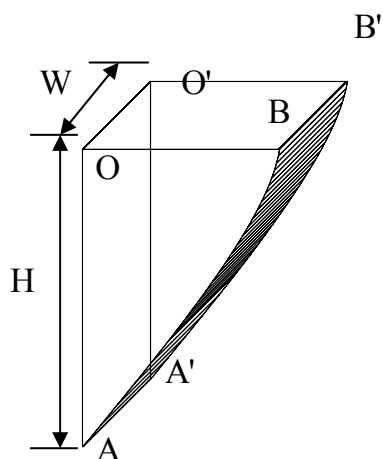


图4-9 主动状态土体的滑裂面

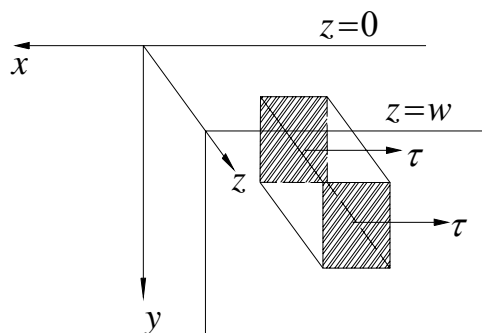


图4-10 侧壁土体单元摩擦力

从土体中取出一微分体 $dx dy dz$ ，取 y 轴竖直向下，土体的容重是 γ ，有静力平衡有微分平衡方程：

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= \gamma \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} &= 0\end{aligned}\quad (4-28)$$

对于无限长挡土墙，土体处于平面应变状态。为简化分析，假定：

$$\tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$$

靠近实验槽侧壁的土体单元由于土体相对侧壁的移动，受到与运动方向相反的摩擦力作用，如图 4-10 所示。设靠近边壁土体单元所受的摩擦应力大小为 τ ，方向与相对滑动方向相反。试验槽远端（ $z=0$ ）土体单元的剪应力 $\tau_{zx} = \tau$ ，试样沿中线对称，试验槽近端（ $z=W$ ）土体单元的剪应力 $\tau_{zx} = -\tau$ 。带入（4-28）则有微分平衡方程（4-29）

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} &= -\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} &= \gamma\end{aligned}\quad (4-29)$$

将 $-\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z}$ 视为一个由边壁摩擦力导致的体积力 ρ ，根据 Rowe 对 Arthur and Roscoe 的试验结果的解释，可以合理的假设 τ_{zx} 沿 z 方向线性变化。则 $-\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z}$ 沿 z 轴大小不变，所以 ρ 的大小可视为一个常量。

由摩擦力公式有： $\tau = \mu \sigma_z$ 。

式中 μ — 土体和侧壁间的摩擦系数； σ_z — 法向应力

其中 $\sigma_z = K(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2})$ ， K 为静止侧压力系数，Stroud^[46]和 Sketchley^[47]

的试验数据表明，对于平面应变试验， K 可视为常数。

定义 $\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$ ，有： $\tau = \mu K \sigma$

由上假设有摩擦体力 ρ 为常量，则有：

$$\rho = \frac{2\tau}{W} = \frac{2\mu K\sigma}{W}$$

则土体单元所受的体力合力 γ^* 如图 4-11 为：

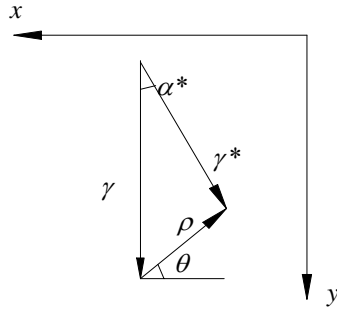


图4-11 γ, γ^*, ρ 关系示意图

$$\gamma^* = \sqrt{(\gamma - \rho \sin \theta)^2 + (\rho \cos \theta)^2} \quad (4-30)$$

γ^* 和铅垂方向的夹角 α^* 为：

$$\tan \alpha^* = \frac{\rho \cos \theta}{\gamma - \rho \sin \theta} \quad (4-31)$$

式中 θ 为摩擦力与水平线的夹角

则有：

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} &= \gamma^* \sin \alpha^* \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} &= \gamma^* \cos \alpha^* \end{aligned} \quad (4-32)$$

4.3.2 考虑摩擦体力的主动土压力计算

式 (4-32) 与 (4-1) 形式一致，可以采用 4.1 节介绍的极限平衡理论求解。但是公式 (4-28) 中的 γ^* 由土体的自然容重 γ 和摩擦体力 ρ 组成，其中 γ 由重力引起，是常量，方向竖直向下；摩擦体力 ρ 由边壁摩擦引起，大小与平均主应力相关，方向与摩擦力方向相反， γ^* 的大小和与铅垂线的夹角 α^* 都不是一个常量，在每一步迭代时都需要重新计算。

公式 (4-30)，(4-31) 中 θ 为摩擦力与水平线的夹角，根据 Bransby^[48]

的试验和假定有：

$$\theta = \eta - \omega \quad (4-33)$$

ω 为大主应力 σ_1 与摩擦力的夹角，如图 4-12。

根据 Bransby 大量的试验表明，对于主动状态的土体， ω 的取值在 $45^\circ - 55^\circ$ 之间。为了分析 ω 的变化对土压力计算的影响，对 ω 取值 $0^\circ - 90^\circ$ ，分别进行迭代计算，计算的结果表明：虽然土压力分布计算结果随 ω 的变化有较大的变化，但在范围 $45^\circ - 55^\circ$ 之间时，计算结果变化很小。这表明在范围 $45^\circ - 55^\circ$ 内， ω 对计算的影响很小，在计算中可以视为常量。

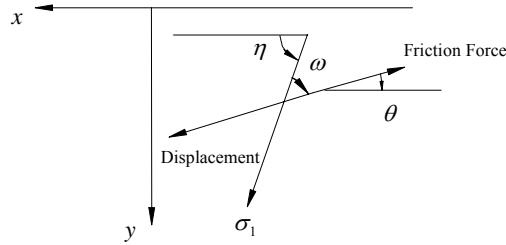


图 4-12 摩擦力方向

考虑边壁摩擦时，特征线上任意节点 (i, j) 周围的两个节点 1、2 的 x 、 y 、 σ 和 η 值已知时，根据下列公式计算节点 (i, j) 的 x 、 y 、 σ 和 η 值。

$$x = \frac{x_1 \lg(\eta_1 - \theta_1) - x_2 \lg(\eta_2 + \theta_1) - (y_1 - y_2)}{\lg(\eta_1 - \theta_1) - \lg(\eta_2 + \theta_1)} \quad (4-34)$$

$$y = y_1 + (x - x_1) \lg(\eta_1 - \theta_1) \quad \text{或} \quad y = y_2 + (x - x_2) \lg(\eta_2 + \theta_1) \quad (4-35)$$

$$\rho = \frac{2\mu K(\sigma_1 + \sigma_2)}{W} \quad (4-36)$$

$$\theta = (\eta_1 + \eta_2)/2 + \omega - \pi \quad (4-37)$$

$$\gamma^* = \sqrt{(\gamma - \rho \sin \theta)^2 + (\rho \cos \theta)^2} \quad (4-38)$$

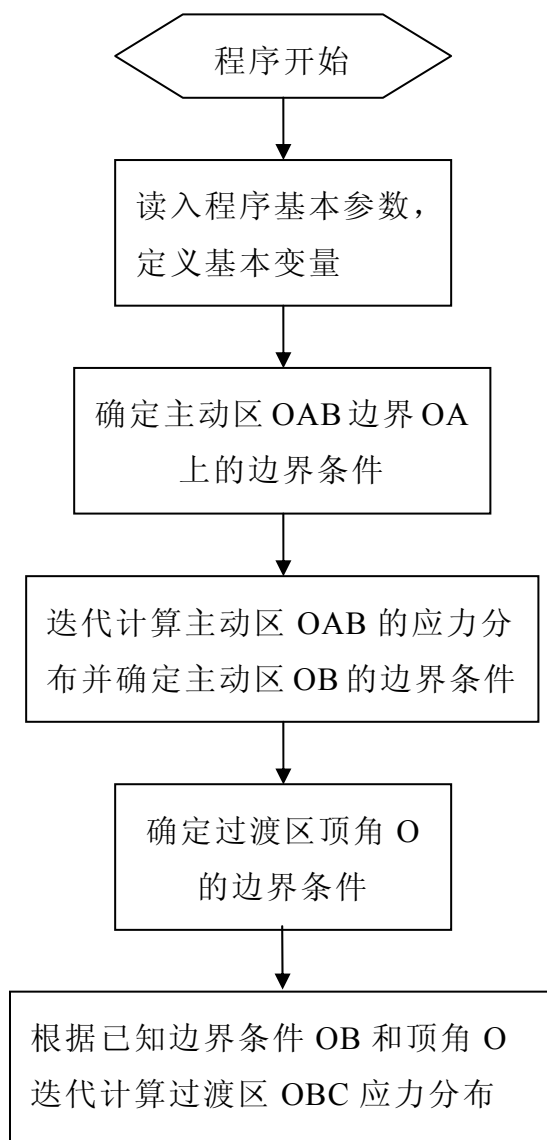
$$\tan \alpha^* = \frac{\rho \cos \theta}{\gamma - \rho \sin \theta} \quad (4-39)$$

$$\sigma = \sigma_1 + 2\sigma_1(\eta - \eta_1) \lg \varphi + \frac{\gamma^*}{\cos \varphi} [(x - x_1) \sin(\alpha^* - \varphi) + (y - y_1) \cos(\alpha^* - \varphi)] \quad (4-40)$$

$$\eta = \left\{ \sigma_2 - \sigma_1 + 2(\sigma_1 \eta_1 + \sigma_2 \eta_2) \operatorname{tg} \varphi + \frac{\gamma^*}{\cos \varphi} \left[(x - x_2) \sin(\alpha^* + \varphi) + (y - y_2) \cos(\alpha^* + \varphi) - (x - x_1) \sin(\alpha^* - \varphi) - (y - y_1) \cos(\alpha^* - \varphi) \right] \right\} / (2\sigma_1 \operatorname{tg} \varphi + 2\sigma_2 \operatorname{tg} \varphi) \quad (4-41)$$

4.3.3 考虑边壁摩擦的试验结果分析

利用 4.2 节介绍的方法，利用迭代公式 (4-34) — (4-41) 编制计算程序，程序计算框图如图 4-13。



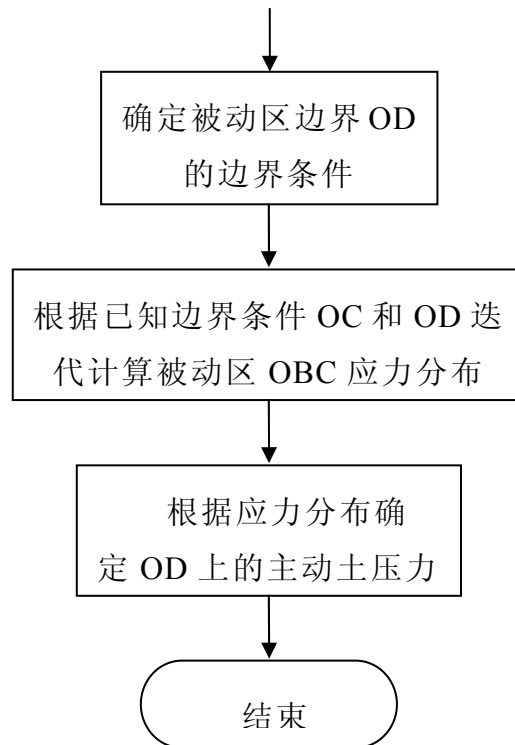


图 4-13 程序计算框图

表4-1 计算参数

计算参数	取值说明
土体容重 γ	根据试验结束后，环刀测的的土体容重计算
摩擦系数 μ	根据摩擦系数测定试验，取值 0.0945
静止侧压力系数 K	0.5
大主应力与摩擦力的夹角 ω	根据试验和计算分析，取值 50°
摩擦角 φ	有效应力强度指标

利用程序，分别计算在不同的上覆荷载 q 作用下，超静孔隙水压力已完全消散后，考虑边壁摩擦力和不考虑边壁摩擦力条件下支挡结构上的平均土压力，并和试验结果进行比较，计算所用的参数如表 4-1，计算结果如表 4-2。计算结果为支挡结构上的平均土压力。

表 4-2 挡土墙压力计算结果与试验数据比较表

上覆压力 q (kPa)	100	150	200	250	300
不考虑边壁摩擦计算结果 (kPa)	30.4	45.3	63.6	80.9	95.6
考虑边壁摩擦计算结果 (kPa)	28.3	42.5	59.6	75.9	87.9
上层土压力盒读数 (kPa)	30.0	45.0	60.0	72.0	85.0
下层土压力盒读数 (kPa)	22.0	37.0	50.0	54.0	59.0
上下层土压力盒读数平均值 (kPa)	26.0	41.0	55.0	63.0	72.0

表 4-3 计算结果与试验结果比较表

上覆压力 q (kPa)	100	150	200	250	300
不考虑边壁摩擦计算误差 (%)	16.9	10.5	15.6	28.4	32.8
考虑边壁摩擦计算误差 (%)	8.8	3.7	8.4	20.5	22.1

土体进入主动状态时，滑裂体有向挡板移动方向滑动的趋势，摩擦力方向与滑动方向相反，导致支挡结构上的土压力变小，因此采用摩擦修正的计算土压力值小于不采用摩擦修正的计算土压力值。以试验结果为标准，对计算结果和试验数据进行比较，比较结果如表 4-3，采用摩擦修正后的计算结果与试验结果更为一致，采用摩擦修正的计算结果与试验结果的误差比不采用摩擦修正的计算结果与试验结果的误差减少小 8% 左右，且边壁摩擦对支挡结构的土压力影响与上覆压力的大小成比例关系，上覆压力 q 越大，边壁摩擦修正导致平均土压力计算结果减少越多。表明引入摩擦体力概念进行摩擦修正的极限平衡分析法在进行试验槽数据分析时是十分必要和有效的。

随着上覆压力的增加，当上覆压力大于 200kPa 后，试验结果与考虑摩擦修正的计算结果的误差有所变大，大于 20%，这表明在存在较大的上覆荷载时，还存在其他的因素影响土压力的分布。根据顾慰慈^[32]的意见，这可能是由于土拱效应引起。

边壁摩擦不仅影响平均土压力的大小，而且影响土压力的分布。这

部分影响也可以通过边壁摩擦修正得到有效的体现。

分别计算考虑边壁摩擦和不考虑边壁摩擦的土压力分布，计算结果如图 4—14。图标中的 100, 150, 200, 250, 300 分别表示在 100kPa, 150kPa, 200kPa, 250kPa, 300kPa 的上覆压力下不考虑边壁摩擦的土压力计算分布图，100f, 150f, 200f, 250f, 300f 分别表示在 100kPa, 150kPa, 200kPa, 250kPa, 300kPa 的上覆压力下考虑边壁摩擦底土压力计算分布图。图中虚线表示进行摩擦修正的土压力分布计算结果，实线表示不进行摩擦修正的土压力分布计算结果。

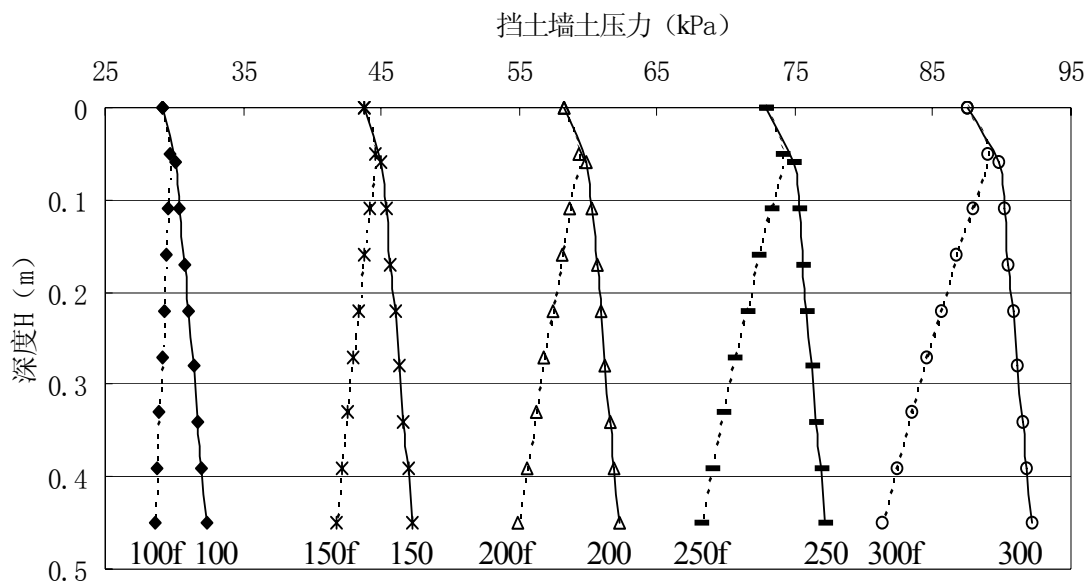


图4—14 挡土墙土压力沿深度分布图

进行摩擦修正后，土压力的分布不是随着深度线性增加，而是呈现抛物线分布，达到最大值后，在中下段随着深度的增加而减少，支挡结构上部的土压力大于底部的土压力，这与试验测量结果，试验槽底部的土压力小于上部的土压力是一致的，进一步说明了采用摩擦修正的极限平衡分析法很好的反映了边壁摩擦力对土压力分布的影响。

4.4 结论

1. 在土压力模型槽试验中，当存在上覆压力时，边壁摩擦力对主动

土压力的影响不可忽略。在试验中，应尽量采取措施减少边壁与土体间的摩擦，并在分析时对土压力分布进行摩擦修正，保证试验数据的可信度。

2. 由于边壁摩擦的影响，土压力的分布不是沿深度线性增加，而是呈抛物线分布，在达到最大值后，土压力随深度迅速减少。

3. 考虑边壁摩擦的影响，引入摩擦体力概念的极限平衡法是一种有效的分析边壁摩擦影响的计算方法，有效的分析了摩擦力对土压力分布的影响。经修正后的土压力分布和大小与试验结果更为吻合。

本文主要分析了边壁摩擦对主动状态土压力的影响，在存在上覆荷载条件下，边壁摩擦对被动状态土压力的影响有待进一步的分析。

第五章 基坑支护结构上水土压力的计算

基坑支护结构水土压力计算涉及的因素十分复杂，本文以朗肯土压力理论为基础，仅从一些基本的问题入手研究。针对模拟基坑开挖的室内模型试验，建立适当的计算模型，对应力路径对强度指标的影响、施工工况对计算方法选用的影响、水土分算法和水土合算法的选用等问题进行研究和探讨。

5.1 水土压力的不同计算方法

水土压力的计算，存在着“水土合算法”与“水土分算法”两种计算方法。

水土合算法采用总应力强度指标计算，但不单独计算超静孔隙水压力，也不单独计算静止水压力，简称 TT 法。

水土分算法按采用总应力强度指标和有效应力强度指标分为两种方法^[49]：(1)总应力法采用总应力强度指标计算，不单独计算超静孔隙水压力，但单独计算静止水压力，简称 ST 法；(2)有效应力法采用有效强度指标进行计算，单独计算超静孔隙水压力，单独计算静止水压力，简称 SE 法。

常规三轴压缩试验(CTC)，减压三轴压缩试验(RTC)所得的强度总应力强度指标有较大的差别，CTC 总应力强度指标小于 RTC 总应力强度指标。为分析应力路径对强度指标选用的影响，水土合算法(TT)，采用总应力强度指标的水土分算法(ST)分别采用 CTC，RTC 两套指标进行计算。CTC 试验和 RTC 试验所得的有效强度指标基本一致，计算时均采用 CTC 强度指标。本文将讨论以下五种计算方法：

1. 采用 CTC 总应力强度指标的水土合算法；

$$p_a = \sigma \cdot K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

其中： $\sigma = \sigma_r + q$ ， σ_r 为计算点深度 z 处的自重竖向应力， $\sigma_r = \gamma_{sat} \cdot z$ ， γ_{sat} 为饱和容重， q 为基坑任意深度附加竖向应力；

c ， K_a 根据 CTC 总应力强度指标确定。

2. 采用 RTC 总应力强度指标的水土合算法；

$$p_a = \sigma \cdot K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

其中： σ 的确定方法与方法 1 一致；
 c ， K_a 根据 RTC 总应力强度指标确定。

3. 采用 CTC 总应力强度指标的水土分算法；

$$p_a = \sigma' \cdot K_a - 2c\sqrt{K_a} + u_w$$

$\sigma' = \sigma'_r + q$ ， $\sigma'_r = \gamma' \cdot z$ ； γ' 为有效容重， q 为基坑任意深度附加竖向应力；

u_w 为静止水压力； $u_w = \gamma_w \cdot z$

c ， K_a 根据 CTC 总应力强度指标确定。

4. 采用 RTC 总应力强度指标的水土分算法；

$$p_a = \sigma' \cdot K_a - 2c\sqrt{K_a} + u_w$$

其中： σ' 的确定方法与方法 3 一致；
 c ， K_a 根据 RTC 总应力强度指标确定。

5. 采用有效强度指标的水土分算法；

$$p_a = \sigma' \cdot K'_a - 2c\sqrt{K'_a} + u$$

其中： $\sigma' = \sigma_r + q - u$ ， σ_r 为计算点深度 z 处的自重竖向应力，
 $\sigma_r = \gamma_{sat} \cdot z$ ， q 为基坑任意深度附加竖向应力； u 为孔隙水压力，包括静止水压力 u_w 和超静孔隙水压力 u_f ， $u = u_w + u_f$ 。

c' ， K'_a 根据有效强度指标确定。

5.2 模型试验支挡结构上的水土压力计算

针对第三章介绍的模拟基坑开挖的室内模型试验，根据基坑开挖的实际应力路径，通过室内三轴试验获得不同应力路径的总应力强度指标和有效应力指标，采用 5.1 节介绍的各种计算方法分别计算模型试验支挡结构上的水土压力，与试验结果进行比较，对 5.1 节中的各种计算方法进行分析评价，分析各种计算方法在局部土体单元水土压力计算时的精度。

由于模型试验中，试样的附加竖向应力 q 远远大于土体的自重，通过试验研究表明，讨论局部水土压力计算时，静止孔隙水压力可以忽略不计，方法 1 与方法 3，方法 2 与方法 4 的计算结果基本一致，本节只采用方法

1, 2, 5 进行计算。静止孔隙水压力对计算结果的影响将在下面的两节中另行分析。

本文讨论了 2 个试验阶段以对应相应的工程阶段, 阶段 1: 挡板平移, 土体从 K_0 固结状态向主动状态发展, 土体内产生超静孔隙水压力, 对应于基坑开挖的施工期; 阶段 2: 土体在达到主动状态后, 停止挡板移动, 超静孔隙水压力渐渐消散, 对应于开挖完成后进入稳定期的基坑。2 个阶段的水土压力计算采用 3 种计算方法, 分别利用有效强度指标和 CTC, RTC 试验的总应力强度指标。计算方法及计算指标如表 1。

表5-1 水土压力计算参数表

工况	计算方法	强度指标	计算编号	是否单独考虑 孔隙水压力	孔隙水压力 大小
阶段 1	水土合算法 (TT 法)	CTC 总强度指标	1	—	—
		RTC 总强度指标	2	—	—
	有效应力法 (SE 法)	有效强度指标	5	√	u_u
阶段 2	水土合算法 (TT 法)	CTC 总强度指标	1'	—	—
		RTC 总强度指标	2'	—	—
	有效应力法 (SE 法)	有效强度指标	5'	√	u_d

u_u —阶段 1 试验测得的孔隙水压力; u_d —阶段 2 试验测得的孔隙水压力;

试样的自重远小于上覆荷载, 水土压力沿试样高度变化很小, 计算结果取试样不同高度的水土压力平均值, 阶段 1, 阶段 2 的计算结果分别如表 5-2, 5-3 所示。

表5-2 阶段1不同算法的计算结果及比较

上覆荷 载 q (kPa)	施工期间水土压力值				施工期间水土压力值计算误差		
	计算方法 (kPa)			试验结 果 (kPa)	方法 1	方法 2	方法 5
	1	2	5		(%)	(%)	(%)
100	44	37	35	32	37.5	15.6	9.4
150	65	55	50	49	32.7	12.2	2.0
200	87	73	66	66	31.8	10.6	0.0
250	109	91	83	75	45.3	21.3	10.7
300	136	113	100	86	58.1	31.4	16.3

表5-3 阶段2不同算法的计算结果及比较

上覆荷 载 q (kPa)	稳定期间水土压力值			稳定期间水土压力值计算误差			
	计算方法 (kPa)			试验结 果 (kPa)	方法1	方法2	方法5
	1'	2'	5'		(%)	(%)	(%)
100	44	37	29	27	63.0	37.0	7.4
150	65	55	43	41	58.5	34.1	4.9
200	87	73	59	55	58.2	32.7	7.3
250	109	91	73	63	73.0	44.4	15.9
300	136	113	87	72	88.9	56.9	20.8

计算结果表明：

1. 在土体内的超静孔隙水压力可以被测量确定的情况下，采用有效强度指标的计算结果与试验结果基本一致。无论是在阶段1，还是在阶段2，有效应力法（SE）计算误差都很小，最大误差为20.8%。但在实际工程中，施工开挖、支挡结构后移，使得土体进入主动土压力状态时产生的超静孔隙水压力难于确定，在计算阶段1的支护压力时，无法使用有效应力法进行计算，只能用总应力强度指标进行计算。

2. 用减压三轴试验（RTC）的总应力强度指标计算阶段1的水土压力，计算结果与模型试验结果比较接近。但由于室内RTC三轴试验应力路径与

模型试验有微小的差异而导致计算结果发生一点误差：在 RTC 试验中，试样是等向固结，剪切过程中 $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ；而在模型槽试验中，土体是 K_0 固结，开挖过程中 $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ 。

3. 采用常规三轴试验 (CTC) 的总应力强度指标计算阶段 1 的水土压力，由于室内 CTC 三轴试验应力路径和模型试验差别很大，导致计算结果的误差很大，计算结果明显偏大。

4. 当模型试验土体中的超静孔隙水压力消散后，孔隙水压力处于稳定状态，孔隙水压力为静止水压力(本模型槽试验中为 0)，孔压容易确定；采用有效强度指标计算支护结构上的水土压力具有较高的精度。由于这时超静孔隙水压力的消散，土体的固结，土体的应力状态发生了变化，用常规三轴试验 (CTC) 的总应力强度指标和减压三轴试验 (RTC) 的总应力强度指标计算支护结构上的水土压力，计算结果的误差都有所加大。

5.3 考虑静止水压力的基坑模型支挡结构上的水土压力计算

模型槽试验的试样高度较小，静止水压力远远小于附加竖向应力 q ，在模型槽试验的计算分析中，静止孔隙水压力忽略不计。而在实际工程中，地下水位以下存在着静止孔隙水压力分布，不同的水土压力计算方法对静止孔隙水压力的计算有着原则的不同。

为进一步分析 5.1 节中 5 种计算方法在静止水压力不可忽略时的计算精度，根据模型试验槽的试验结果设计一个模拟实际工程、考虑静水压力的足尺基坑模型，并利用 5.1 节中的 5 种计算方法分别对这个模型进行计算分析，对 5 种计算方法进行进一步的讨论。

5.3.1 基坑模型设计

本文主要对各种计算方法进行分析讨论，为突出主要矛盾的，简化计算模型，选择地下连续墙作为基坑模型的支护形式。在计算中，只计算作用在地下连续墙单位墙宽上的水土压力，不用再考虑计算宽度问题，不考虑渗流的影响。

参考已有的一些基坑工程实例，并考虑地下连续墙的适用条件以及计算上的简便，确定基坑的开挖深度为 10m；支护结构的嵌固深度需要根据

计算得到的荷载和抗力经过验算确定，定为 h_d 。为保证计算模型的简化，在基坑开挖中不考虑采取降水措施，墙后的地下水位与地面平齐，墙前的地下水位与基底平齐；地下连续墙的下端插入相对不透水层中，可以认为在主动区和被动区之间不存在渗流。地面超载 q 为均布荷载，数值为 50 kN/m^2 ；基坑中的土体处于正常固结状态。

综合以上各种因素，可以得到假想的基坑水土压力计算模型。针对这一模型，采用不同强度指标和不同计算方法计算作用于支护结构上的水土压力，然后对计算结果进行比较分析。假想的基坑水土压力计算模型的计算简图见图 5-1^[50]。其中， h_d 为地下连续墙嵌固深度，并可以认为其已满足规范的要求。

本文主要分析主动区的水土压力计算方法，只对基坑底部到基坑顶部主动侧的水土压力进行计算分析。

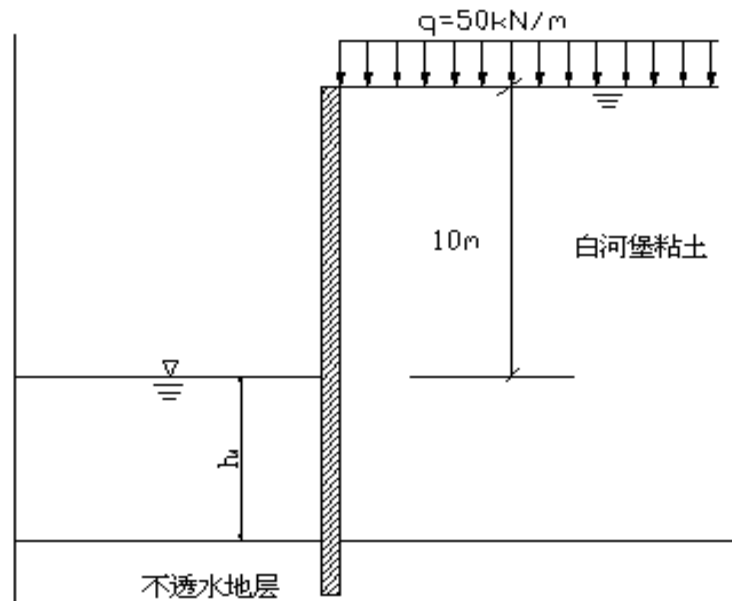


图 5-1 静止水压力沿深度线性分布的基坑计算模型

5.3.2 基坑模型计算参数

1. 土体容重

基坑计算模型采用模型试验槽试样用土白河堡粘土，土体的饱和容重 γ_{sat} 根据模型试验确定。试验在不同的固结压力 q 下固结后的饱和容重 γ_{sat} ，如表 5-4。

土体的饱和容重随固结压力 q 变化不大，在计算中取土体的平均饱和容重为计算参数， $\gamma_{sat} = 19.9 \text{ kN/m}^3$ ，土体有效容重 $\gamma' = 10.1 \text{ kN/m}^3$

表5-4 白河堡粘土在不同固结压力下的饱和容重

固结压力 q (kN/m^2)	100	150	200	250	300
饱和容重 γ_{sat} (kN/m^3)	19.60	19.89	19.99	20.19	20.38

2. 静止水压力

本节主要分析静止水压力对不同计算方法的影响，假定静止水压力从上自下三角形线性分布， $u_w = \gamma_w \cdot z$ 。在基坑底部主动侧的静止水压力为 $u_w = \gamma_w \cdot z = 9.8 \times 10 = 98 (\text{kPa})$

3. 超静孔隙水压力

在实际工程中，土体进入主动状态引起的超静孔隙水压力难于确定，准确的测量或者计算这种分布都是十分困难的。为研究超静孔隙水压力对水土压力计算的影响，在有效应力法中必须知道超静孔隙水压力沿深度的分布。计算模型假定基坑土体为正常固结土体，计算模型土体的应力路径和模型试验的应力路径一致。因此，可以根据模型槽试验中测得的超静孔隙水压力确定计算模型中土体进入主动状态时的超静孔隙水压力。

由室内模型槽试验数据，试样在不同的固结压力 q 下进入主动土压力状态时产生的超静孔隙水压力 u_f 如表 5-5。

表5-5 试样在不同的固结压力下的超静孔隙水压力

q (kN/m^2)	100	150	200	250	300
u_f (kN/m^2)	8	12	15	18	22

由表 5-5 可知，在不排水条件下，试样进入主动土压力状态时产生

的超静孔隙水压力随固结压力 q 的增加而增加，超静孔隙水压力 u_f 与固结压力 q 成线性关系，如图 5-2。

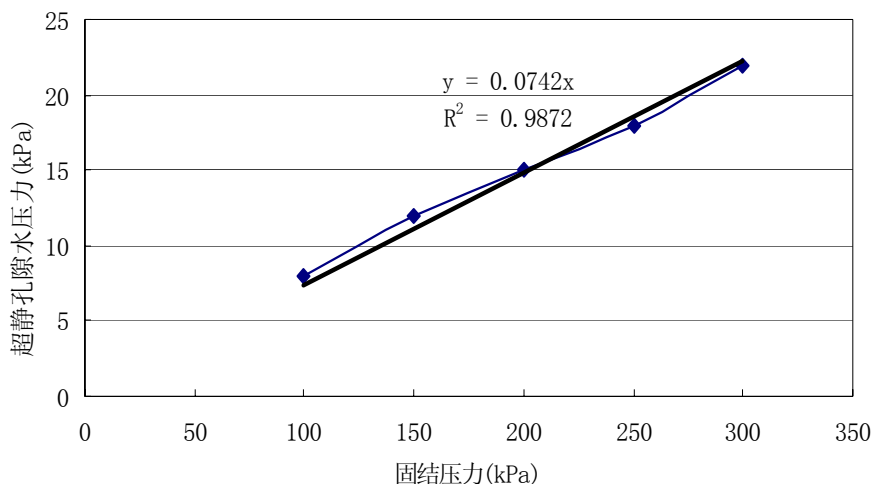


图 5-2 固结压力与超静孔隙水压力关系图

根据图 5-2 确定的固结压力与超静孔隙水压力的线性关系，可以确定土体进入主动状态时超静孔隙水压力沿基坑深度的分布。

对与处于深度 z 的土层，其有效固结压力为： $q = q_0 + \gamma'z$ 。

深度 z 处的超静孔隙水压力为： $0.0742(q_0 + \gamma'z)$ 。

5.3.3 基坑模型计算结果分析

本节同样讨论 2 个工程阶段。阶段 1：施工期间，土体从 K_0 固结状态向主动状态发展，土体内由于剪切产生超静孔隙水压力；阶段 2：支护结构不再变形移动，土体在达到主动状态后处于稳定状态，孔隙水压力渐渐消散。2 个阶段的水土压力分别采用 5.1 节中介绍的 5 种计算方法进行计算，计算参数及计算结果编号参表 5-6。

表5-6 水土压力计算参数表

工况	计算方法	强度指标	计算编号	是否单独考虑静止水压力 u_w	是否考虑超静孔隙水压力 u_f
阶段 1	TT	CTC 总强度指标	1	—	—
		RTC 总强度指标	2	—	—
	ST	CTC 总强度指标	3	√	—
		RTC 总强度指标	4	√	—
	SE	有效强度指标	5	√	√
阶段 2	TT	CTC 总强度指标	1'	—	—
		RTC 总强度指标	2'	—	—
	ST	CTC 总强度指标	3'	√	—
		RTC 总强度指标	4'	√	—
	SE	有效强度指标	5'	√	√

为比较和分析，将 5 种方法的计算结果整理在一起，阶段 1，阶段 2 的计算结果参表 5-7，5-8，表 5-7，5-8 为 $z=10m$ 处的水土压力计算结果。

表5-7 $z=10m$ 处阶段1不同算法的计算结果

计算编号	水土压力 (kPa)	静止水压力 (kPa)	占总荷载比例 (%)	超静孔隙水压力 (kPa)	占总荷载比例 (%)
1	117.5	—	—	—	—
2	99.1	—	—	—	—
3	169.3	98	57.9	—	—
4	158.1	98	62.0	—	—
5	152.1	98	64.4	11.2	7.4

表5-8 $z=10m$ 处阶段2不同算法的计算结果

计算 编号	水土压力 (kPa)	静止水压力 (kPa)	占总荷载比 例 (%)	超静孔隙水 压力 (kPa)	占总荷载比 例 (%)
1'	117.5	—	—	—	—
2'	99.1	—	—	—	—
3'	169.3	98	57.9	—	—
4'	158.1	98	62.0	—	—
5'	144.4	98	67.9	0	0

根据 5.2 节的分析, 在超静孔隙水压力可以确定的情况下, 有效应力法具有很高的计算精度。在本节的分析中, 将有效应力法的计算结果作为比较标准, 对其他 4 种计算方法进行分析比较, 比较结果如表 5-9。

表5-9 $z=10m$ 处不同算法的结果比较

阶段 1			阶段 2		
计算 编号	水土压力 (kPa)	差别 (%)	计算 编号	水土压力 (kPa)	差别 (%)
1	117.5	-22.7	1'	117.5	-18.6
2	99.1	-34.8	2'	99.1	-31.4
3	169.3	11.3	3'	169.3	17.2
4	158.1	3.9	4'	158.1	9.5
5	152.1	—	5'	144.4	—

分析阶段 1, 施工期间的计算结果表明:

1. 当土体中存在沿深度线性分布的静止水压力时, 水土合算法 (TT 法) 1, 2 计算误差均很大, 计算结果偏小。这主要是因为方法 1, 2 计算时采用饱和容重, 不单独计算任何水压力, 孔隙水压力在计算时均乘以主动土压力系数 K_a , 导致计算结果偏小。计算方法 2 虽然采用了减压三轴总

应力强度指标，但减压三轴总应力强度指标主要体现超静孔隙水压力对强度参数的影响，静止水压力并不影响总应力强度指标。

5.2 节的分析表明，当静止水压力忽略不计时，采用常规三轴强度指标导致计算结果偏大，采用减压三轴强度指标的计算结果小于采用常规三轴强度指标的计算结果；而存在沿深度线性分布的静止水压力时，方法 1, 2 在静止孔隙水压力计算时均乘以主动土压力系数 K_a ，导致计算结果偏小。综合考虑以上两个因素，采用常规三轴强度指标的计算结果误差小于采用减压三轴强度指标的计算结果。

但总体而言，水土合算法在计算时，将静止水压力乘以一个折减系数，人为降低水土压力值，没有令人信服的理论依据。这种算法的合理性和可靠性值得商酌。

2. 方法 3 单独计算静止水压力，采用常规三轴总应力强度指标，但计算结果偏大。采用总应力强度指标将超静孔隙水压力的影响包含在总应力强度指标内，符合工程实践的要求。但方法 3 在选用强度指标时，没有考虑到基坑开挖的实际应力路径与常规三轴试验的应力路径的区别，常规三轴强度指标没有正确的反映超静孔隙水压力的影响，这也是方法 3 产生误差的主要原因。但方法 3 的计算结果在一定范围内是偏于安全的。

3. 方法 4 单独计算静止水压力，采用减压三轴总应力强度指标，计算结果误差很小，与有效应力法的计算结果基本一致。总应力法 4 和总应力法 3 均单独计算静止水压力，但总应力法 4 采用的是减压三轴总应力强度指标，减压三轴试验的应力路径与基坑开挖的实际应力路径基本一致，减压三轴试验的强度指标很好的反映了基坑开挖过程中产生的超静孔隙水压力对强度指标的影响，因此具有很高的计算精度。同时由于采用的是总应力强度指标，避开了对超静孔隙水压力的直接计算，在实际工程中具有较高的实用价值。

4. 考虑静止水压力时，有效应力法 5 与有效应力原理完全符合，在能够准确确定孔隙水压力的情况下，具有很高的计算精度。但由于在实际工程中，由于开挖产生的超静孔隙水压力难于确定，该方法的运用存在一定的局限。

5. 方法 1, 2 为采用不同总应力强度指标的水土合算法, 方法 1, 2 间的计算误差为 12.1%。方法 3, 4 为采用采用不同总应力强度指标的水土分算法, 方法 3, 4 间的误差为 7.4%。方法 1, 3 均采用常规三轴总应力强度指标, 但采用不同的计算方法, 方法 1, 3 间的误差为 34%; 方法 2, 4 均采用减压三轴总应力强度指标, 采用不同的计算方法, 方法 2, 4 间的误差为 38.2%。选用不同计算方法导致的计算误差大于选用不同强度指标导致的误差, 但选用不同强度指标的误差同样不可忽略。

分析阶段 2, 稳定期间的计算结果: 基坑处于稳定期间时, 超静孔隙水压力消散。方法 1, 2, 3, 4 并不反映孔隙水压力的消散, 计算结果与阶段 1 相同, 但由于超静孔隙水压力较小, 在总荷载中所占的比例很小, 方法 1, 2, 3, 4 的计算误差变化较小。在阶段 1 期间计算误差较少的方法 3 在计算阶段 2 期间的水土压力时, 计算误差加大。但由于在阶段 2, 超静孔隙水压力消散, 静止孔隙水压力容易确定, 在阶段 2 可以采用有效应力法 5 进行计算。

5.4 硬粘土基坑模型支挡结构上的水土压力计算

在硬粘土基坑工程中, 粘土的含水量小于塑限, 土体中的水主要以结合水的状态存在, 而结合水对土体中的自由孔隙水压力的传递起到阻碍作用, 根据第二章的孔隙水压力传递试验, 在自重作用下, 硬粘土土体中并不能建立沿深度线性分布的静止孔隙水压力, 静止孔隙水压力为 0。本节采用 5.3 节介绍的基坑模型, 分别用 5.1 节中介绍的 5 中水土压力计算方法计算硬粘土基坑中支挡结构上的水土压力, 对 5 种计算方法进行分析比较。

5.4.1 基坑模型

基坑计算模型采用 5.3 节中的计算模型, 为便于和 5.3 节的计算模型进行比较, 假定土体为正常固结饱和硬粘土, 土体中无沿深度线性分布的静止孔隙水压力, 计算模型的参数与 5.3 节的参数一致。

1. 土体容重

采用孔压传递模型试验用土白河堡粘土作为计算模型用土, 土体饱和

容重 $\gamma_{sat} = 19.9 \text{ kN/m}^3$ ，土体有效容重 $\gamma' = 10.1 \text{ kN/m}^3$

2. 静止孔隙水压力

对于硬粘土基坑，根据模型试验的试验结果，土体中没有建立沿深度线性分布静止孔隙水压力，静止孔隙水压力为 0。

3. 超静孔隙水压力

采用和 5.3 节同样的方法确定超静孔隙水压力，深度 z 处的超静孔隙水压力 $u_f = 0.0742(q_0 + \gamma_{sat}z - u_w)$ 。 $u_w = 0$ ， $u_f = 0.0742(q_0 + \gamma_{sat}z)$

5.4.2 基坑模型计算结果分析

本节同样讨论 2 工程阶段。阶段 1：施工期间，土体从 K_0 固结状态向主动状态发展，土体内由于剪切产生超静孔隙水压力；阶段 2：支护结构停止移动，土体在达到主动状态后处于稳定状态，孔隙水压力渐渐消散。2 个阶段的水土压力分别采用 5.1 节中介绍的 5 种计算方法进行计算，计算参数及计算结果编号参表 5—10。

表5—10 硬粘土基坑水土压力计算参数表

工况	计算方法	强度指标	计算编号	是否单独考虑静止水压力 u_w	是否考虑超静孔隙水压力 u_f
阶段 1	TT	CTC 总强度指标	1	—	—
		RTC 总强度指标	2	—	—
	ST	CTC 总强度指标	3	√	—
		RTC 总强度指标	4	√	—
	SE	有效强度指标	5	√	√
阶段 2	TT	CTC 总强度指标	1'	—	—
		RTC 总强度指标	2'	—	—
	ST	CTC 总强度指标	3'	√	—
		RTC 总强度指标	4'	√	—
	SE	有效强度指标	5'	√	√

为比较和分析，将 5 种计算方法的计算结果整理在一起，阶段 1，阶

段 2 的计算结果参表 5—11, 5—12。表 5—11, 5—12 为 $z=10m$ 处的水土压力计算结果。

表 5—11 $z=10m$ 处阶段 1 不同算法的计算结果

计算 编号	水土压力 (kPa)	静止水压力 (kPa)	占总荷载比 例 (%)	超静孔隙水 压力 (kPa)	占总荷载比 例 (%)
1	117.5	—	—	—	—
2	99.1	—	—	—	—
3	169.3	98	57.9	—	—
4	158.1	98	62.0	—	—
5	89.3	0	0	18.5	20.7

表 5—12 $z=10m$ 处阶段 2 不同算法的计算结果

计算结 果编号	水土压力 (kPa)	静止水压力 (kPa)	占总荷载比 例 (%)	超静孔隙水 压力 (kPa)	占总荷载比 例 (%)
1'	117.5	—	—	—	—
2'	99.1	—	—	—	—
3'	169.3	98	57.9	—	—
4'	158.1	98	62.0	—	—
5'	76.4	0	0	0	0

根据 5.2 节的分析, 有效应力法在超静孔隙水压力可以确定的情况下, 具有很高的计算精度。在本节的分析中, 将有效应力法的计算结果作为比较标准, 对其他 4 种计算方法进行分析比较, 比较结果参表 5—13。

表5-13 $z = 10m$ 处不同算法的结果比较

阶段 1			阶段 2		
计算结果编号	水土压力 /kPa	差别 /%	计算结果编号	水土压力 /kPa	差别 /%
1	117.5	31.6	1'	117.5	53.8
2	99.1	11.0	2'	99.1	29.7
3	169.3	89.6	3'	169.3	121.6
4	158.1	77.0	4'	158.1	106.9
5	89.3	—	5'	76.4	—

分析计算结果有：

1. 计算方法 1, 2 在计算时不论什么工况, 都不单独计算静止孔隙水压力, 而方法 3, 4 则不论什么工况, 都单独计算静止孔隙水压力; 因此方法 1, 2, 3, 4 分别与 5.3 节中方法 1, 2, 3, 4 的计算结果一样。但方法 5 的计算结果与 5.3 节方法 5 的计算结果不一致, 反映了是否存在沿深度线性分布的静止孔隙水压力对水土压力值的影响。

2. 本计算模型中, 不存在沿深度线性分布静止孔隙水压力。方法 1, 2 没有单独计算静止孔隙水压力, 与实际工况符合; 而方法 3, 4 单独计算静止孔隙水压力, 与实际工况不符合。方法 3, 4 的计算精度远小于方法 1, 2 的计算精度。

3. 方法 1 采用常规总应力强度指标, 方法 2 采用减压总应力强度指标, 方法 2 的计算结果与方法 5 的计算结果更为一致, 使用减压总应力强度指标反映了应力路径对土体强度, 超静孔隙水压力的影响。

4. 方法 1, 2 为采用不同总应力强度指标的水土合算法, 方法 1, 2 间的计算误差为 20.6%。方法 3, 4 为采用采用不同总应力强度指标的水土分算法, 方法 3, 4 间的误差为 12.6%。方法 1, 3 均采用常规三轴总应力强度指标, 但采用不同的计算方法, 方法 1, 3 间的误差为 58%; 方法 2, 4 均采用减压三轴总应力强度指标, 采用不同的计算方法, 方法 2, 4 间的

误差为 66%。选用不同计算方法导致的计算误差大于选用不同强度指标导致的误差，但选用不同强度指标的误差同样不可忽略。

5.5 小节

本章系统的讨论分析了不同的水土压力计算方法，结果表明：

1. 在超静孔隙水压力可以确定的条件下，采用有效应力法计算支挡结构上的水土压力是一种精度很高的方法；但在实际工程中，超静孔隙水压力难于确定，有效应力法的应用存在一定的局限。根据具体的工程情况，采用水土合算法(TT)或总应力法(ST)进行计算可以满足工程设计的实际需要。

2. 进行主动土压力计算时，采用减压强度指标的计算精度均高于采用常规强度指标的计算精度，减压强度指标更好的反映了应力路径对土体强度，超静孔隙水压力的影响。采用水土合算法和总应力法进行计算时，必须根据应力路径，选用适当的强度指标。

3. 采用总应力强度指标的水土合算法和采用总应力强度指标的水土分算法在计算时都避开了超静孔隙水压力的计算，便于在实际工程中使用。但采用总应力强度指标的水土合算法不单独计算静止孔隙水压力，而采用总应力强度指标的水土分算法单独计算静止孔隙水压力。但土体中存在沿高度线性分布的静止孔隙水压力分布时，应使用采用总应力强度指标的水土合算法进行计算。对于硬粘土基坑，土体中不存在沿深度线性分布静止孔隙水压力分布时，应使用采用总应力强度指标的水土分算法进行计算。

结 论

支护结构上水土压力的计算是近年来岩土工程界研究讨论的热点。在饱和粘性土体中，由于水土相互作用，有效土压力难于确定，土体中的孔隙水压力更是水土压力计算中不可忽略的一个关键因素。

本文通过孔隙水压力的传递和分布室内模型试验，分析研究了粘土中孔隙水压力的传递机理，粘土在自重作用下孔隙水压力的分布规律。本文还通过模拟基坑开挖的水土压力模型试验，对基坑开挖过程中，支挡结构上的水土压力变化规律，应力路径对强度参数的影响做了深入的研讨；并在试验的基础上，对水土分算，水土合算的适用性和合理性进行了全面的分析和讨论，得到了如下的初步结论：

1. 强结合水受电场力的强烈作用，表现出固体的性质，不能传递孔隙水压力，同时阻滞弱结合水膜进行形状和位置的调整，弱结合水膜的转移必须克服电场势能，表现为水头的降低，水压力的传递产生折减效应。在自重作用下，粘土中的弱结合水并不因重力作用而移动；当粘性土体中的水绝大部分以结合水的形式存在时，土体中并没有建立沿高程线性分布的静止水压力。

2. 基坑开挖过程中，基坑外侧进入主动状态土体的应力路径与减压试验的应力路径基本相似；减压三轴试验和基坑开挖过程中形成的超静孔隙水压力变化规律基本一致。对于正常固结粘土，基坑开挖并没有导致负的超静孔隙水压力，随着开挖产生的正的超静孔隙水压力的消散，支挡结构上的水土压力值下降。

3. 粘土基坑开挖过程中产生的超静孔隙水压力直接作用在支挡结构上，支挡结构上的水压力等于土体中的孔隙水压力，支挡结构上的水压力计算不需要进行折减。

4. 在土压力模型槽试验中，当存在上覆压力时，边壁摩擦力的影响不可忽略。在试验中，应尽量采取措施减少边壁与土体间的摩擦，并在分析时对土压力分布进行摩擦修正，保证试验数据的可信度。考虑边壁摩擦的影响，引入摩擦体力概念的极限平衡法是一种有效的分析边壁摩擦影响

的计算方法，有效地分析了摩擦力对土压力分布的影响。经修正后的土压力分布和大小与试验结果更为吻合。

5. 在超静孔隙水压力可以确定的条件下，采用有效应力法计算支挡结构上的水土压力是一种精度很高的方法；但在实际工程中，超静孔隙水压力难于确定，有效应力法的应用存在一定的局限。根据具体的工程情况，采用水土合算法或总应力法进行计算可以满足实际工程设计的需要。

6. 进行主动土压力计算时，采用减压三轴总应力强度指标的计算结果小于采用常规三轴总应力强度指标的计算结果，且与实际更为吻合；减压强度指标更好的反映了应力路径对土体强度、超静孔隙水压力的影响。采用水土合算法和总应力法进行计算时，必须根据应力路径，选用适当的强度指标。

7. 采用总应力强度指标的水土合算法和采用总应力强度指标的水土分算法在计算时都避开了超静孔隙水压力的计算，便于在实际工程中使用。采用总应力强度指标的水土合算法不单独计算静止孔隙水压力，而采用总应力强度指标的水土分算法单独计算静止孔隙水压力。但土体中存在沿高度线性分布的静止孔隙水压力分布时，应使用采用总应力强度指标的水土分算法进行计算。对于硬粘土基坑，土体中不存在沿深度线性分布静止孔隙水压力分布时，应使用采用总应力强度指标的水土合算法进行计算。

8. 选用不同的强度指标导致的计算误差小于选用不同计算方法导致的计算误差，但两者的误差都不容忽略。在实际工程中应根据具体的工况选用正确的强度指标和正确的计算方法进行计算。

参考文献

- [1] 魏汝龙. 深基坑开挖中的土压力计算. 地基处理, 1998, 9(1)
- [2] 陈愈炯, 温彦锋. 基坑支护结构上的水土压力. 岩土工程学报, 1999, 21(2)
- [3] 何颐华, 杨斌等. 深基坑护坡桩土压力的工程测试及研究. 土木工程学报, 1997, 30(1)
- [4] 陈仲颐, 周景星, 王洪瑾. 土力学. 清华大学出版社, 北京: 1994
- [5] Ovesen, N.K. (1964). Anchor slabs, calculation methods and model tests. Bull.No.16, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 5-39
- [6] 李广信, 刘早云, 温庆博. 渗流对支挡结构水土压力的影响. 水利学报, 2002 (5)
- [7] JGJ120-99 建筑基坑支护技术规程. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999
- [8] YB9258-97 建筑基坑工程技术规范. 北京: 冶金工业出版社, 1998
- [9] Peck R.B, Foundation engineering. John Wiley&Sons publishing, 1974, pp. 451-452
- [10] Whitlow.R, Soil Mechanics, Lomgman Publishing, 1997 pp. 284-287
- [11] 魏汝龙. 总应力法计算土压力的几个问题. 岩土工程学报, Vol. 17, NO. 6, 1995. 11
- [12] 罗嗣海, 谭昌明, 李志. 水土合算法土压力计算时的强度指标. 岩土工程技术. 1998, 1
- [13] 陈愈炯, 温彦锋. 对“基坑支护结构上的水和土压力”讨论的答复. 岩土工程学报, 1999, 21(4)
- [14] 陈愈炯. 对“基坑开挖中考虑水压力的土压力计算”的讨论. 土木工程学报, 1998, 31(4)
- [15] 李广信. 基坑支护结构上水土压力的分算与合算. 岩土工程学报, 2000, 22(3)
- [16] 杨晓军, 龚晓南. 基坑开挖中考虑水压力的土压力计算. 土木工程学报, 1997, 30(4)。
- [17] 杨晓军, 龚晓南. 对“基坑开挖中考虑水压力的土压力计算”的讨论的答复. 土木工程学报, 1998, 31(4)
- [18] 陆士强, 邱金营. 应力历史对砂土应力应变关系的影响, 岩土工程学报, Vol. 11, No. 4, 1989
- [19] 应宏伟, 谢康和. 土的应力历史对软粘土地基深基坑性状的影响, 浙江大学学报, Vol. 34, No. 4, 2000
- [20] 刘海刚. 薄壁取土器的结构及取样过程分析, 岩土工程学报, Vol. 12, No. 6, 1990

- [21] 李广信. 关于有渗流情况下的土压力计算. 地基处理, 1998, 9(1)
- [22] 魏汝龙. 基坑内外的水压力和渗透力. 岩土工程师, 1998, 10(1)。
- [23] 崔京浩, 崔岩, 陈肇元. 地下结构外水压力综述. 工程力学增刊, 1998
- [24] 崔红军. 基坑围护结构承受的水压力计算理论的试验验证和分析. 武汉大学工程学报, 2001, 1
- [25] 宋二祥. 试论有效应力法与总应力法的应用, 地基处理, vol 12, No. 1, 2001
- [26] Skempton A.W.. The pore pressure coefficients A and B, *Geotechnique*, Vol.4, No.4, 1954
- [27] M. & A. 林伯特著, 刘盛唐译. 支挡建筑与土压力, 中国铁道出版社, 1982, 北京
- [28] W.C. 亨廷顿, 土压力和挡土墙, 人民交通出版社, 1973
- [29] Mehmet A. Sherif, & Yung-Show Fang, and Russell I. Sherif, K_a and K_0 behind retaining and non-yielding walls, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 110, No.1, 1984
- [30] Bang, S., Active Earth pressure behind retaining walls, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol 111, No. 3, Mar., 1985, pp. 407-412
- [31] Yung-Show Fang & Isao Ishibashi, Static earth pressures with various wall movements, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112, No. 3, 1986, March.
- [32] 顾慰慈, 武全社, 陈卫平, 挡土墙墙背填土中滑裂体形状的试验研究, 岩土工程学报, 1988, Vol 10, No. 2
- [33] James, R. G., and Bransby, P. L., A velocity field for some passive earth pressure problems, *Geotechnique*, London, England, vol. 21, 1971, pp. 61-83
- [34] 刘润, 严驰, 徐余等, 粘性土基坑开挖的模型试验研究, 水利学报, 1999, 12
- [35] Yung-Show Fang, Jiung-Ming Chen & Cheng-Yu Chen, Earth Pressures with sloping backfill, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol 123, No. 3, 1997.
- [36] 岳祖润, 彭胤宗, 张师德. 压缩粘性填土挡土墙土压力离心模型试验, 岩土工程学报, vol 14, No. 6, 1992.
- [37] 应宏伟. 软土地基深基坑工程性状的研究[D]. 浙江大学, 1997
- [38] R. S. MATTHEWS and J. C. BOOT, To overcome frictional effects in a large scale plane strain apparatus, *Geotechnique* vol. 38, No. 2, 1988

- [39] Bransby, P. L., Discussion of Some Results of Quay Wall Model Tests on Earth Pressure. Proceedings. Institution of Civil Engineers, Vol.50, Oct., 1971, pp. 175-180
- [40] Sokolovski, V. V., Statics of Granular Media, Pergamon Press, New York, N.Y., 1965
- [41] 顾慰慈. 挡土墙土压力计算. 中国建材工业出版社. 2001
- [42] Terzaghi, K., Record Earth Pressure Testing Machine, Engineering News Record, Vol.109, No. 13, 1932, pp.365-369
- [43] Rowe, P. W., Large Scale Laboratory Model Retaining Wall Apparatus, Proceedings. Roscoe Memorial Symposium, Cambridge University, Cambridge, England, Mar, 1971, pp. 441-449
- [44] Bransby, P. L., Discussion of Some Results of Quay Wall Model Tests on Earth Pressure. Proceedings, Institution of Civil Engineers, Vol.50, Oct, 1971, pp. 175-180
- [45] Arthur, J. R. F., James. R. G., and Roscoe K. H., The Determination of Stress Fields during Plane Strain of a Sand Mass, Geotechnique, London, England, Vol.14, No.4, 1964, pp. 283-308
- [46] Stroud, M. A. , The Behaviour of Sand at Low Stress Levels in the Simple Shear Apparatus[D], England: Cambridge Universtiy, 1971
- [47] Sketchley, C. J., Behaviour of Kaolin in Plane Strain[D], England: Cambridge Universtiy, 1973
- [48] Bransby, P. L., Smith, A. A., Side Friction in Model Retaining Wall, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 101, GT. 7, 1975, pp. 616-631
- [49] 张其光, 李广信, 温庆博. 应力路径和强度指标对基坑支护结构上水土压力计算的影响, 岩石力学与工程学报, vol 20, 增刊 1, 2001
- [50] 张其光. 基坑支护结构上水土压力的计算方法[综合论文训练]. 清华大学, 2000

致 谢

本课题承蒙水利系基础研究基金资助，特致殷切谢意。

本论文是在导师温庆博副教授和李广信教授精心指导下完成的。他们的言传身教将使我终生受益。

论文的试验得到实验室吕禾、孙逊、殷昆亭老师的大力支持和帮助；在论文的进行过程中，陈轮副教授，介玉新副教授，张建红副教授等老师在学习、生活等多方面给予了热心的指导和帮助，在此表示真诚的谢意。

感谢实验室全体老师和同学的热情帮助和支持！感谢所有帮助过我的人们！

=====

声 明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师指导下，独立进行研究工作所取得的成果。尽我所知，除文中已经注明引用的内容外，本学位论文的研究成果不包含任何他人享有著作权的内容。对本论文所涉及的研究工作做出贡献的其他个人和集体，均已在文中以明确方式标明。

签 名：_____日 期：_____

本人简历

1996.9-2000.7 在清华大学水利水电系学习，并于 2000 年 7 月获工学学士学位。

2000 年 9 月免试推荐进入清华大学水利水电系岩土专业攻读硕士学位，师从温庆博副教授。

攻读硕士学位期间发表的学术论文

1. 宋磊，温庆博. 基坑支挡结构水土压力试验及计算，清华大学学报，已接受。