

管桩静压过程中地基孔压变化及桩承载力时效研究

摘 要

预应力管桩是预应力技术和离心制管技术相结合的产物,由于其具有工程造价较便宜、质量容易保证、长度易调整、施工速度较快、施工监测方便等优点,在台州地区多高层建筑中得到广泛应用。

本文首先结合实际工程中存在的问题,对管桩压入地基过程中及施工后的孔压、桩端阻、压桩力、不同休止期的承载力进行了原型试验,获得了超静孔压产生、消散、承载力时效等的试验结果。然后,运用 Vesic 圆筒形扩张理论,给出了沉桩瞬时超静孔隙水压力的理论公式,结合有关超静孔隙水压力消散的解析解,分析了瞬时超静孔隙水压力产生及消散的规律,讨论了径向距离、土体弹性模量、孔压系数、土体不排水抗剪强度、土体水平固结系数对其的影响。根据有效应力原理,结合桩土接触面破坏形式,推导出单桩极限承载力时效的理论公式,分析了不同休止期的承载力,讨论了有效内摩擦角、土体水平固结系数、土体不排水抗剪强度的影响。最后,将原型试验实测结果与理论分析结果进行了对比分析,进一步验证了超孔压产生、消散及承载力时效的规律,指出并分析了理论和实测差别的原因,为工程实际提供了一定的理论和实践依据。

[关键词]: 预应力管桩 超孔隙水压力 有效应力原理 单桩承载力 时效性

A Study on Pore Water Pressure and Time Effect of Pile Bearing Capacity Caused By Penetration of Prestressed Concrete Pile

Abstract

Prestressed concrete pile was developed based on the technology of precompressing and spuning concrete. For its advantage of cheapness, reliability and convenience, it is extensively applied nowadays.

Firstly, associated with practical engineering problems, in-situ tests are conducted to study the pore pressure, tip resistance, static piling forces, bearing capacity with time during and after pile installation. Experimental results are obtained on the generation and dissipation of pore pressure, time effect of bearing capacity, etc.

Secondly, based on the cavity expansion theory presented by Vesic, an equation for calculating instantaneous pore pressure is proposed. According to the solution for dissipation of pore pressure, the rules for generation and dissipation of pore pressure are analyzed. The influence of radial distance, elastic modulus, pore pressure coefficient, undrained strength, horizontal consolidation coefficient are discussed. According to the effective stress theory and the failure form of soil-pile interface, an analytical solution is proposed for calculating the bearing capacity of pile with time, and the influence of relative parameters are also discussed.

Finally, by comparison of theoretical analysis and measured results, the rules presented in this paper for the generation and dissipation of pore pressure, and the time effect of bearing capacity are verified. The difference between the theoretical and observations is analyzed and assessed. The work completed in this paper provides some theoretical and practical grounds for the application of static pile installation.

Key words: Prestressed concrete pile, excessive pore pressure, effective stress theory, bearing capacity, time effect

第一章 绪论

1.1 引言

桩基是建筑物和结构物的重要基础形式，当工程不能采用天然地基时，就必须用桩基承担上部结构荷载。桩基有多种类型，若按沉桩与周围土体关系而论，桩基可分为挤土桩和非挤土桩，挤土桩指的是沉桩时将原有土体外排而形成桩身，例如常见的沉管灌注桩、预制桩等。预制桩包括木桩、钢桩及砼桩。

预应力管桩是预应力技术与离心制管技术相结合的产物。1915年澳大利亚人 W.R.Hume 发明了离心密实混凝土成型方法，日本于 1934 年开始制造钢筋混凝土离心管桩，1962 年制成预应力管桩(简称 PC 桩)，1970 年制造了超高强预应力管桩(简称 PHC)。我国应用预应力管桩最早的地区应推台湾省，从 60 年代中期开始生产和应用 PC 桩。北京丰台桥梁工厂是我国研制和应用预应力管桩最早的厂家之一，大约在 1968 年开始批量生产 $\phi 400 \times 80$ 和 $\phi 550 \times 100$ 的 PC 桩。在铁路工程和桥梁工程中广泛应用。1980 年日本人在香港建厂生产预应力高强度混凝土管桩(PHC 桩)，80 年代末交通部三航局、90 年代初宝钢二十冶开始生产 PHC 桩。目前，我国大陆生产预应力管桩的厂家有 70—80 家，主要分布在华东地区和广东省，仅广东省年生产能力达 1200 万米以上，制桩水平也比十年前有了很大的提高^{[1] [2] [3]}。

由于预应力管桩具有工程造价较便宜、质量较可靠、长度易调整、施工速度快、监测方便等优点。目前已广泛应用于工业与民用建筑、铁路、公路、桥梁、港口、码头等工程中。以工业与民用建筑用量最大，约占总量的 80%。预应力管桩不仅用于多层建筑，更多的用于高层建筑。

1.2 预应力预制管桩的分类及特点

管桩按混凝土强度等级分为：预应力混凝土管桩和高强度预应力混凝土管桩。前者简称 PC 桩，其混凝土强度等级一般为 C60 和 C70，后者简称 PHC 桩，混凝土强度等级为 C80 以上，一般要经过高压蒸养才能生产出来，从成型到使用的最短时间只需 3-4 天，而 PC 管桩有些厂家采用常压蒸汽养护，脱

模后再移入水池养护 15 天左右，出厂时间较长，一般要经过 28 天才能施打。

1.2.1 我国预应力管桩的分类^{[4] [5] [6]}

在我国，后张法预应力管桩、钢管混凝土管桩等尚属研制阶段，国标《先张法预应力混凝土管桩》(GB13476—1999)对预应力预制管桩进行分类。

(1) 根据产品品种，预制管桩按强度等级可分为预应力混凝土管桩(代号 PC)和预应力高强混凝土管桩(代号 PHC)。PC 桩的离心混凝土强度等级不得低于 C50 级，一般为 C60；PHC 桩的离心混凝土强度等级不得低于 C80 级。

(2) 根据产品规格，管桩按外径分为 300、350、400、450、500、550、600、800 和 1000mm，长度 7~15m。

(3) 管桩按抗裂弯矩的大小分为 A 型、AB 型、B 型和 C 型。其含义是管体上混凝土有效预压应力的大小。

常用管桩的规格及主要参数见表 1-1^{[6][7]}

表 1-1 PC、PHC、PTC 管桩选用表

种类	外径 D (mm)	壁厚 t (m)	节长 L (m)	混凝土强度等级	型号	张拉控制力 (KN)	混凝土有效预压应力 (MPa)	桩裂弯矩不小于 (kN.m)	极限弯矩不小于 (kN.m)	竖向承载力设计值 Rp (kN)	承竖向极限承载力标准值 Qpk (kN)
预应力混凝土管桩 (PC)	500	100	9-12	C60	A	572	3.77	99	148	2100	3300
					AB	804	5.25	121	200		
	600	100	10-15	C60	A	763	4.18	164	246	2700	4100
					AB	1073	5.83	201	332		
	600	110	10-15	C60	A	763	3.88	164	246	2900	4500
					AB	1073	5.42	201	332		
高强预应力混凝土管桩 (PHC)	500	100	9-12	C80	A	572	3.77	99	148	2800	4800
					AB	804	5.27	121	200		
	600	100	10-15	C80	A	763	4.18	164	246	3400	5900
					AB	1073	5.84	201	332		
	600	110	10-15	C80	A	763	3.89	164	246	3800	6500
					AB	1073	5.42	201	332		
					B	1610	8.04	239	430	3600	6300
薄壁预应力混凝土管桩 (PTC)	400	55	9-12	C60	/	278	4.01	35	55	900	1500
						242	3.5				
	500	60	9-12	C60	/	365	3.71	55	90	1260	2100
	600	70	9-12	C60	/	573	4.2	100	180	1860	3100

另外预应力管桩的设计承载力、桩身强度与壁厚、节长等还与各生产厂家的生产能力有关。

1.2.2 预应力管桩的特点

一、预应力管桩的优缺点^{[2] [8] [9] [10][11][12]}

实践证明预应力管桩有如下优点：

(1) 单桩承载力高。由于管桩的桩身混凝土强度等级在 C60~C80 之间，桩身强度高，并可打入中密~密实的砂砾层及强风化岩层，桩端持力层经过强大的挤压而极大地改变受力性能，因而可以获得较大的单桩设计承载力。如台州广电中心工程采用 PHC—AB600 (110) 管桩，以卵石为持力层，单桩竖向极限承载力标准值 $Q_{uk} \geq 5400\text{KN}$ 。

(2) 设计选用范围广。由于管桩规格多，常见规格中 300~800，单桩承载力从 600kN~5500kN，既适用于多层建筑，也适用于高层建筑，且在同一建筑物基础中，还可根据桩荷载的大小采用不同直径的管桩，既容易解决设计布桩问题，也可发挥每根桩的最大承载力，并使桩基沉降均匀。

(3) 持力层起伏变化大的地质条件适应性强。因为管桩节长长短不一，搭配灵活，接长方便，可随时根据施工现场持力层深度的变化来调整接桩长度，减少截桩，节约用桩量。

(4) 单位承载力造价便宜。管桩每米造价比沉管灌注桩贵，但单桩承载力高，一般情况下，管桩的单位承载力造价较钻孔灌注桩、人工挖孔桩、预制桩均便宜。

(5) 运输吊装方便，接桩快捷。

(6) 成桩长度不受施工机械的限制。管桩成桩长度短者 5~6 米，如杭州潮鸣小区二期桩长为 6 米，长者可达到几十米以上，根据地质条件灵活搭配。

(7) 施工速度快、工效高、工期短。主要表现在：施工前期准备时间短，尤其 PHC 桩，从生产到使用最短时间只需一周，施工速度快。

(8) 桩身耐打，穿透力强。由于管桩桩身强度高，加上有一定的预应力，受较大的压力或冲击力而不破裂，可以穿透 5~6 米厚的密集砂隔层。

(9) 施工文明，现场整洁。

(10) 成桩质量较可靠。由于工厂生产，桩身质量稳定可靠，加上管桩的耐打耐压性，只要桩基施工时操作规范、认真，成桩质量是各种桩基中最可靠的。

(11) 监理、监测方便。

另一方面，预应力管桩也有它的局限性和缺点，主要表现在：

(1) 所需的生产、施工设备投资较大。

(2) 用锤击法施工时，震动剧烈、噪音大，不能在城区内打桩，用静压法施工时，震动和噪音较小，但静压桩架进出场搬运不方便。预应力管桩施工属挤土桩，会给周围环境造成不利影响。

(3) 打桩时送桩深度受限制，在深基坑开挖后截去的条桩较多，同时基坑开挖时，若每次开挖的深度及开挖的顺序不当时，易产生桩体倾斜。

(4) 有些地质条件，如石灰岩地区岩溶地层作持力层时，是不宜采用管桩的。二、预应力管桩适宜的地质条件^{[8] [13] [14][15][16]}

一般情况下，软土、粘性土、粘土、砂土及风化基岩等地层条件可采用管桩，但对以下四类情况不宜采用预应力管桩：

(1) 障碍物、老基础及孤石较多的地层不宜采用。主要原因是容易产生如下质量事故：

1) 管桩不能全部进入设计持力层，有的桩打到设计持力层，满足了设计承载力的要求，有的桩打不下去，桩长相差较多，承载力也不能满足设计要求；

2) 桩尖接触到孤石或地下障碍物时，桩身会突然偏离原位产生大幅倾斜，甚至会折断桩身，造成断桩现象；

3) 管桩桩尖易破损，桩头易打烂。

(2) 有坚硬夹层且不能作持力层时不宜应用或慎用。有些场地存在有一层或多层次密实状态的砂砾层或卵石夹层，由于厚度薄或下有软弱层，不能作为持力层，桩基必须穿越此坚硬夹层到下部设计坚硬的持力层，管桩施工遇到这些夹层时，要么穿不了，要么破损率很高，不能保证工程的质量。

(3) 石灰岩地区(岩溶发育的地区)。由于石灰岩地区岩溶较发育，造成

的石芽和石沟使基岩岩面起伏变化极大，并发育浅部溶洞现象，加上石灰岩是水溶性岩石，不存在强风化层，基岩表面直接是新鲜的岩石，强度高。在这样的地质条件下进行管桩施工，桩长很难控制，容易发生断桩、斜桩、桩身跑位及桩身稳定性差等现象。

(4) 从软弱地层突变成坚硬地层。在上软下硬、软硬突变的地层中，采用锤击法进行预应力管桩施工时，由于缺少一层“缓冲层”，桩尖一接触硬岩层，贯入度就立即变小甚至为零，使得管桩桩身容易破损，另外，由于桩端进入持力层深度浅，桩的稳定性差，当布桩较密时，先打的桩容易被后打的桩挤斜，挤动及上抬，桩基质量得不到保证。

1.3 静压预应力管桩的沉桩机理及挤土效应

预制桩较多地采用打入法施工，但其锤击和振动所产生的噪音、地层扰动、废气、漏油、烟火等公害问题愈来愈严重。在城市建设中，对公害污染的限制要求愈来愈高，因此，静压桩以其振动小、噪音低、对环境影响小的优点，在我国越来越受到重视，静压桩在江、浙、沪、奥等沿海软土分布较广的地区以及人口密度大的城市的应用很广，取得了良好的效果，是一项很有发展潜力的施工技术。

1.3.1 饱和粘土中静压桩的贯入机理

静压桩施工时采用专用机架自重和配重或结构物自重，通过压梁或压柱力，以卷滑轮组或电动油泵液压方式施加在桩顶或桩身上，当施加给桩的静压力与桩的入土阻力达到动态平衡时，桩在自重或静压作用下逐渐压入地基土中。压桩过程中，沉桩速率一般保持在一定数值以内，故可将桩体贯入视为匀速直线运动。静压桩在贯入过程中造成了桩周土体的复杂运动，桩尖以下土体产生压缩变形。随着桩贯入压力的增大，当桩尖处土体所受压力超过其抗剪强度时，土体发生急剧变形而破坏，桩侧土体产生塑性流动(粘性土)或挤密侧移和拖带下沉(砂性土)，桩尖下土体被向下和侧向压缩挤开。地表处，粘性土体会向上隆起，地面深处由于上覆土层的压力，土体主要向桩周挤开，使贴近桩周土体结构完全破坏，周围土体亦受较大的扰动影响，而桩身受到土体强大的法向抗力所引起的桩周摩擦力和桩尖阻力的抵抗，同时，

对于饱和粘性土，由于瞬时排水固结效应不明显，桩体的贯入产生超静孔隙水应力，随后孔压消散、再固结和触变恢复，在桩周形成硬壳层^{[8] [9][15]}。对于静压桩，由于其贯入过程近乎匀速，因此，从理论上讲，采用准静态条件下的静力平衡对其模拟是合适的。

1.3.2 研究方法

国际上对于静压桩的研究方法大致可以分为圆孔扩张理论(cavity expansion method, 简称 CEM)、应变路径法(strain path method, 简称 SPM)、有限元分析法(finite element method, 简称 FEM)、滑移线理论和模型槽试验五类^[17]。

(1) 圆孔扩张理论(CEM)

圆孔扩张理论首先假设土体是理想弹塑性体，材料服从 Tresca 或 Mohr—Coulomb 屈服准则，根据弹塑性理论给出无限土体内，具有初始半径的柱形孔或球形孔，被均匀分布的内压力 P_0 所扩张的一般解。由于桩体贯入时，一定深度处的土体逐渐出现半径为桩径的孔洞，周围一定范围土体进入塑性状态，因此，一般采用柱形孔扩张来模拟除去靠近桩端和桩尖土体的变形情况。Butterfield 和 Banerjee^{[18] [56]} 首先提出将平面应变条件下的柱形孔扩张用来解决桩体贯入问题。他们假定：①土是均匀的、各向同性的理想弹塑性材料；②土体饱和、不可压缩；③土体屈服满足 Mohr—Coulomb 强度准则；④小孔扩张前，土体具有各向等同的有效应力。随着内压 P_0 的增大，围绕柱形孔的柱形区域将由弹性状态进入塑性状态，塑性区随 P_0 的增大而不断扩大，以外土体仍保持弹性状态，图 1-1 为圆筒形扩张力学模型示意图。

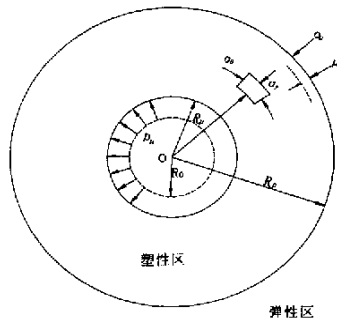


图 1-1 圆筒形孔扩张问题

按照土体体积不变的原理, 求出该微分方程的解答, 推出 σ_r , σ_θ 及径向位移 U_r 的表达式, 对于压桩引起的瞬时超孔隙水应力, 则采用亨克尔的孔压方程导出:

$$\Delta\mu = \beta\Delta\sigma_\theta + \alpha \Delta\tau_\theta \quad (1-1)$$

CEM 提出之后, 经过 Vesic^[19], Carter 等^[20], Randolph 等^[21]的发展, 已经成为解决沉桩对周围土体影响应用最为广泛的一种方法, 这与 CEM 形式简单、易于求解是密不可分的。CEM 具有以下优点: ①径向对称的平面应变假定将问题简化为一维问题, 未知变量数目很少; ②控制方程由一套复杂的偏微分方程减为一个一次微分方程, 可直接求解; ③由于求解方法的简单性, 可以对该贯入问题的许多复杂方面进行考虑, 如大应变、高梯度、多重介质等。

近年来, CEM 还发展到可以考虑材料应变硬化、应变软化^{[21] [22]}等, 这反映在土体本构模型的采用由简单的 Mohr-Coulomb 模型发展为可以考虑应变硬化的修正剑桥模型^[21]和应变软化的应力一次跌落模型, 从而有利于考虑土体的实际变形特性, 如剪胀等, 这是 CEM 的一大进步。

在国内, 陈云敏、李月健等^{[24] [25] [26] [27]}基于球形扩张理论得到了球形扩张问题的一般解, 探讨了静力压桩的临界深度和最小厚度, 分析了粘性土地基中群桩施工引起的地基位移和应力场; 陈云敏、温世游等^{[23] [28]}从球空腔收缩和扩张理论为基础, 分析了塑性区中弹性变形对应力和位移的影响, 采用考虑土体应变软化的弹-软-塑性模型, 得到球空腔收缩时弹性区、软化区与塑性流动区的应力和位移、软化区和流动区半径解答, 开展了拉压模量不同时球孔收缩问题的研究, 得到了拉压模量不同时球空腔收缩的应力和位移的解析解。王启铜^[22]等提出考虑土体拉、压模量不同时的柱形孔扩张解答。另

外，施建勇^[29]和蒋明镜^{[23][57]}等还拟将“损伤”概念引入沉桩研究中，这也是 CEM 的发展方向之一。

但是，应当指出，经典的 CEM 具有一个很大的缺点，即其将一维的圆孔扩张解应用于桩体贯入这样一个三维轴对称问题，它假设应力只与径向坐标 r 有关，而与竖向坐标 Z 无关，忽略孔壁竖向摩擦力 τ_{rz} 的影响。然而，如前所述，沉桩过程中 τ_{rz} 显然是存在的^{[8][9]}，它对土体中应力和位移必定要产生影响，CEM 对之未加考虑即予以忽略，这是不恰当的，CEM 模拟静压桩沉桩有其合理的内核，但尚存在上述问题，应当在 CEM 的发展中对其进行改进。

(2) 应变路径法 (SPM)

为克服 CEM 的缺点，Baligh^[31]提出了应变路径法。他假设土体变形可在不考虑本构关系的情况下，推广对速度积分求得变形，然后由微分求出应变。将桩体贯入模拟为单个边界以速度 v 扩大的球形孔沿竖向匀速运动，通过对应变路径的描述，即三个偏应变 $\epsilon_i (i=1, 2, 3)$ 的分析，从而得出桩体贯入工程中土体位移和应变的变化情况，并得到了一些有意义的结论^[32]：①发现桩周一定范围内土体存在“应变反转”和主应力旋转现象，土体有可能由“压”变为“拉”，这种现象将对应力和孔压产生显著影响，而 CEM 忽略土单元的应变路径，无法对其加以解释；②证实了沉桩时土体可分为“塑性区”和“弹性区”两部分，CEM 对弹性区的应力和孔压估计较为合理；③指出了考虑土体“扰动”后性质变化的重要性。

较之 CEM，SPM 优点在于，一方面可以考虑竖向贯入过程中，土体变形与竖向坐标的关系；另一方面可以考虑匀速贯入的连续性，所以，Baligh 等人的研究有其独到之处，它可以给出贯入过程中土体应力、位移分布的大致情

况，但是，SPM 也有其缺点，它本质上只是一种近似的方法，而且计算较为繁琐，可以将之与 CEM 联合起来考虑，互为补充。

(3) 有限单元法(FEM)

有限单元法广泛地用于桩基计算中，它是十分有力的计算工具。许多学者已将之引入桩体贯入过程分析中，桩体的有限单元分析有采用小应变和大变形模型两种类型。

1) 小变形分析

在小应变分析中，将桩体置入预先钻好的孔中，周围土体仍处于初始应力状态，然后进行增量的塑性破坏计算，并假定破坏荷载等于贯入阻力，该过程并非完全正确，因为在静力贯入中，在桩侧将产生很大的侧向应力。正如所料，所产生的桩侧应力将导致实际阻力比小应变结果要大，静力贯入问题的小应变研究首先由 de Bors 和 Vermeer^[33]给出。Griffiths^[34]对具有光滑表面的贯入仪阻力进行了分析，国内的周健采用变网格有限元对静压桩沉桩进行了数值模拟，得到了一些关于沉桩挤土效应和超孔压分布的成果^[35]。

2) 大变形分析

在以往的分析中，尤其是经典的 CEM 中，一般均基于小变形假设，但事实上，在桩体贯入过程中应变很大，靠近桩周的土体中应变可达 10%~20%^[31]，呈现出材料与几何双重非线性，这时用小变形假设显然不合实际。而采用大变形有限元则有可能克服上述缺陷。在静压桩的沉桩机理及挤土效应研究中，为考虑土体材料、几何双重非线性，以及静力贯入对初始应力条件的影响，有必要采用大变形有限元。Banerjee 和 Fathallah^[18]发展了一套欧拉方程，通过应力变化率和应变变化率之间的关系，用有限元计算得出了沉桩

过程中的应力和孔隙水应力。Sikora 等^[36]同样在假设大变形的拉格朗日方程基础上，用时间积分的方法得出其有限元解答。虽然 Banerjee 等人的工作克服了前人的研究中不考虑几何非线性的不足，但其所用的欧拉方法却很不方便，所以 Kioussis^[37]等对此提出了改进。近年来，国内的谢永利^[38]开展了土体固结大变形的研究，鲁祖统^[39]建立了空间轴对称问题考虑大变形和弹塑性耦合的有限元方程和采用修正 Lagrangian 算法的表达式，应用虚功原理推得了空间轴对称问题采用修正 Lagrangian 格式的 Biot 固结有限元方法，并对单桩压入饱和粘土中桩和土体变形情况进行了研究。

应该说，有限元在静压桩的沉桩机理及挤土效应研究的分析中显示出很强的生命力。从理论上讲，有限元方法可在工程计算中较为通用，它可以全面地反映土体中的应力、位移、孔压情况，大变形有限元在理论上较为完美，但在现阶段，有限元模拟桩基贯入还存在以下实际问题：①贯入过程难以精确地模拟；②有限元计算精度严重依赖于本构模型的选用，以及参数的确定，而现有土工试验试样制备难度较大，模型参数确定的难度可想而知，试验中一般采用重塑土的土性指标来代替天然土的土性指标，而这两者差别很大，其带来的误差往往比不考虑大变形要大得多。

因此，对静压桩贯入的有限元模拟以及更广泛意义的沉桩过程（包括打入式、钻入式）的数值模拟作一些探索具有十分积极的意义。但是，将大变形有限元法的理论成果应用于实际分析，使其研究成果得到工程界的广泛接受，尚有待于进一步的探索。

（4）滑移线理论

Mayerhof 等学者^[40]提出将贯入问题视为承载力问题，并采用滑移线理论

来解决, Koumoto^[41]曾运用它对与静压桩类似的静力触探贯入问题用差分法进行了三维分析, 虽然本方法在数学上简便, 但似乎可靠性不高, 因而采用的人也不多。

(5) 模型槽试验

由于对土体中静力贯入问题的严格分析难度较大, 所以人们纷纷借助于模型槽试验^[40], 以建立贯入阻力和土体性质之间的经验关系式, 上述经验关系可分为三类: ①与相对密度的关系; ②与摩擦角的关系; ③与状态参数的关系。

模型槽试验中, 一个重要的问题是土体位移和应力及超孔压的量测, 人们已在这方面取得了许多实际经验。Banerjee^[56]在桩体上安装摩擦力和侧压力测量元件, 测定模型槽中桩体贯入过程中的应力, 至于土体位移的量测, 刘祖德等^[42]提出了显微镜跟踪法, 应用于模型试验中, 河海大学岩土工程研究所已于 1996 年建造起一座大型多功能模型试验槽, 侧面设有有机玻璃观察窗。丁佩明^[43]利用该模型槽进行了砂土中的静压桩试验, 通过在土体中按一定的距离在垂直于试槽玻璃方向埋设长度小于 5mm 的大头针, 取得了有关压桩产生的土体位移的一些成果。

由于模型槽尺寸有限, 土体、桩体均按比例缩小, 因此所得结果与现场实际将有出入。因为试验结果依赖于模型槽的尺寸和采用的边界类型, 试验值和现场实测值之间的差别将十分显著, 虽然模型槽试验广泛用来得到贯入阻力和土体性质之间的关系, 它仍具有以下一些不足之处: ①模型槽尺寸有限, 因此, 在未对其结果作修正之前, 无法应用于工程实际; ②在建立基于模型槽试验结果的关系式时, 土体刚度常被忽略; ③一种土体中所得的模型

关系式不能直接用于另一种土体；④模型缩小之后，土体自重的影响与实际情况不符，因此只能作为定性分析，而无法得到精确的定量成果。

1.4 本文的主要工作

1.4.1 研究背景

在岩土工程中，沉桩压力和桩基承载力研究是一个十分重要的课题。沉桩压力即桩基沉入土层时所需施加的外部压力，而静力压桩则是指用外加静压力将桩沉到预定的深度。桩基承载力是指桩基承受荷载大小的能力，它与桩身材料、桩径、桩长、地基强度和沉桩方式有关。一般来说，压桩时需要的压力越大，桩基承载力也越大。

预应力管桩具有施工速度快、桩身质量易保证、施工对环境影响小、造价适中等特点而在沿海软土地区广泛采用。软黏土具有结构性强、灵敏度高、渗透性低等特点。压桩时的挤土作用使周边土体产生扰动、破坏并产生很高的孔隙水压力，桩周土的恢复需要一个较长时间。大量试验表明，不同土质、不同桩型、不同尺寸、不同的压桩方式的桩，其最终的单桩极限承载力比初始值有较大的增长，达到稳定值所需要的时间由几十天到数百天不等。实际中，从压桩到投入使用往往要经历较长的时间，而目前对于单桩的极限承载力试验，在工程界一般参照规范按 25d 休止期进行^[13,14,15]。少数工程项目由于工期的原因，休止期甚至更短，取得的试验值往往小于实际的单桩的极限承载力。试桩没有达到预期的目的，给工程造成极大的浪费。

当挤土桩在静力作用下被压入土体(如软中等硬度粘土、松散饱和粉土或粉砂土层)时，桩对周围往往会产生挤土效应，桩周土体中会产生较大的应力和位移，同时产生很高的超静孔隙水压力，特别是在饱和软粘土地基中打入

大批密集的桩群，挤土效应尤为明显。由于土体的渗透系数小，因而引起的超静孔隙压力消散慢，孔压在施工后一段时间内的消散对土体的强度有很大的影响，而土体强度的变化直接关系到桩的极限承载力。压桩的影响主要表现在对土体强度的两种效应——“强化”效应和“松弛”效应。Seed&Reese^[44]和 Eide 等^[45]研究发现，当桩压入粘性土后桩的承载力会随时间而增加，认为这主要是由于压桩时引起的超静孔隙水压力随时间消散引起的。

因此桩基设计中分析沉桩引起的超孔隙水压力的上升及消散规律，考虑单桩承载力的时间效应，研究静压预应力管桩压桩力与极限承载力的关系对工程实际是有重要指导意义。通过对台州地区静压预应力管桩沉桩引起的孔隙水压力及承载力时效研究，为桩基设计、设备和参数选择、施工可行性、工程监理提供参考。

1.4.2 本文主要工作

本文主要工作包括挤土机理研究、瞬时超静孔压的求解及超静孔压消散规律研究、承载力时效理论计算以及它们在工程中的应用研究四个方面：

(1) 回顾预应力管桩的发展历史，分析其使用的优缺点及适用的地质条件，阐述了静压沉桩挤土机理及国内外研究方法，结合台州实际地质条件，剖析其研究的重要性及工程意义。

(2) 结合实际工程存在的问题及现有水平，通过国内外原型观测方法的分析比较，对管桩压入地基过程中及施工后的孔隙水压力、压桩力、端阻力、不同休止期的承载力进行了原型试验，获得了超静孔压产生、消散、承载力时效等的试验结果，分析了相关现象及试验结果的变化规律。

(3) 通过 Vesic 圆筒形扩张理论，采用平面应变轴对称微分方程求出沉

桩瞬时超孔隙水压力的理论公式，分析不排水剪强度随深度的变化规律，讨论了各种影响因素(如不排水剪强度 C_u 、径向距离 r 、土体弹性模量 E 等)对超孔压的影响;运用分离变量法分析超静孔压消散规律，讨论了各种因素(刚度比 I_r 、不排水剪 C_u 、水平固结系数 C_h)等的影响;同时对理论计算与上述实测结果进行对比、分析，验证了超孔压产生、消散的规律，为工程实际提供一定的理论依据。

(4) 根据有效应力原理，结合桩土接触面的破坏形式，考虑超孔压消散变化规律，推导单桩极限承载力时效的理论公式，分析不同休止期的承载力，讨论各种因素(如不排水剪强度 C_u 、有效内摩擦角 ϕ' 、水平固结系数 C_h 等)对不同休止期的承载力的影响，同时对理论计算与上述实测结果进行对比、分析，验证了承载力时效的规律，为工程实际提供一定的理论依据。

第二章 管桩静压过程中地基孔压变化及桩承载力时效试验研究

2.1 工程试验概况

管桩沉桩过程中引起的孔压上升及沉桩后的孔压消散，使沉桩后土体强度逐渐恢复，消散的超孔隙水压力转化为土的有效应力，直接贡献于桩侧摩阻力，而桩端阻力变化甚微，于是产生单桩承载力的时效性能。尤其对于 40 多米的长桩，影响将更加明显。为了更好地了解沉桩时超孔隙水压力的上升及后期的消散规律、沉桩及静载试验时桩身、桩端阻力的变化规律，原型观测将显得更加重要。

2.1.1 概述

一、孔隙水压力测试现状^[15, 16, 46, 47]

(一) 孔压静力触探仪测试

孔压静力触探仪是把测孔隙水压力的传感元件和标准的静力触探仪组合在一起，可同时进行孔隙水压力和静力触探的原位测试，它适用于各种土层，但不适用长期观测。

(二) 孔隙水压力计埋设测试

(1) 孔隙水压力计的类型有：液压式、电气式(包括粘着型电阻式、电感式和差动电阻式等)、钢弦式及气压平衡式等。其中粘着电阻式和电感式国内已很少应用。

1) 液压式空隙水压力计 常用的为封闭双管式，它由测头、传压导管和测量系统组成。当测头埋入土中，空隙水压力通过透水石及传压导管到零位指示器，使水银面发生变化，用活塞调压筒调节压力使水银面回到起始位置，

则压力表上所示的压力值就是测读的空隙水压力值。经过计算可得地基中的空隙水压力值。适用于渗透系数 $>10^{-4}$ cm/s 的土层，量测精度 ≥ 2 kPa，测试期 <1 个月。测量范围 -40 kPa ~ 600 kPa。

2) 气压平衡式空隙水压力计 工作原理是：土体中空隙水压力作用于薄膜上，薄膜变形与接触钮接触，于是电路接通，灯泡发亮。此时从进气口通入压缩空气压回薄膜，灯泡熄灭。膜内的压力和空隙水压力平衡，压力表指示的即为空隙水压力。适用于各种土层，量测精度 ≥ 10 kPa，测试期 <1 个月。测量范围 $0\sim 900$ kPa。

3) 钢弦式空隙水压力计 由承压膜盒和压力传感器组成，压力传感器是一根张拉的钢弦，一端固定在薄膜的中心，另一端固定在支承架上，当压力作用于膜盒上，膜盒变形，使膜盒中的液体介质产生压力，液体介质将压力传递到传感器的薄膜上，薄膜中心产生扰度 δ ，钢弦的长度发生变化，自振频率 f 随之发生变化，测定钢弦的自振频率，换算出空隙水压力。适用于各种土层，量测精度 ≥ 2 kPa，测试期 >1 个月。

4) 差动电阻式空隙水压力计 由两部分组成：测头部分包括外力作用的感应部件(膜盒)和电转换部件(电阻应变计)，测量部分是指示器(比例电桥)。适用于各种土层，量测精度 ≥ 2 kPa，测试期 >1 个月。

(2) 仪器的埋设方法

1) 钻孔埋设法：在埋设地点用钻探机具钻孔，达到要求的深度或标高后，先在孔底填入部分干净的细砂，将测头放入，再在测头周围填砂，最后用膨胀性粘土将上部钻孔全部封好；

2) 压入埋设法：如果土质较软，可将测头缓缓压至埋设标高，若有困难

时，可先成孔至设计标高以上 1m 处，再将测头压入，上部严密封好。成孔时原则上不应采用水泥浆护壁，如采用泥浆护壁则以清水清孔，清除护壁泥浆。

采用钻孔法时，测头周围土体的原有孔隙水压力消散，同时测头周围填砂，难以达到原有土体的密度，因此测头周围土体将发生变形；而采用压入法时，对测头周围土体的剧烈扰动也将引起相当大的附加超孔隙水压力，因此不论哪种方法都不可避免地要改变土体中的孔隙水压力。所以，应在施工前较早地埋设好测头。测头在埋设前后，均应量测其初测值（即零漂值）。

二、桩身内力测试现状^[15, 16, 46, 47]

为了比较准确地了解桩顶荷载作用下桩侧土的阻力及桩端土阻力的变化情况，需要在桩身中土层变化部位和桩端埋设量测元件。这些元件主要有振弦式钢筋应力计、电阻应变片、测杆式应变计和振弦式反力计。

1) 振弦式钢筋应力计

在桩顶荷载作用下，埋设于桩身中的振弦式钢筋应力计（简称钢筋应力计）中的钢弦会产生微量变形，从而改变了钢弦的原有应力状态及自振频率，钢筋应力计在室内预先标定，不同的钢筋应力值得出不同的自振频率，从而得到应力与频率关系的标定曲线。在现场测得钢筋应力计频率的变化后，就可按标定曲线得出桩身钢筋所承受的轴向力。

钢筋应力计在埋设过程中如有损坏，应予更换。当钢筋笼入孔之后、灌注混凝土之前应统测一遍，如有损坏，马上更换，以确保钢筋应力计的成活率。

2) 电阻应变片

电阻应变片主要用来量测桩身的应变，它的工作部分是粘贴在极薄的绝缘

材料上的金属丝，在轴向荷载作用下，桩身发生应变，粘贴在桩上应变片的电阻丝也随之发生变化，导致其自身电阻的变化，通过量测应变片电阻的变化就可得到桩身的应变，进而得到桩身应力的变化情况。

为了保证应变片的良好工作状态，应选用基底很薄而且刚性较小的应变片和抗剪强度较高的粘结剂。同时，为了克服由于工作环境温度变化而引起应变片的温度效应，量测时应采用温度补偿片予以清除。

3) 测杆式应变计

在国外，以美国材料及试验学会 (ASTM) 推荐的量测桩身应变的方法最为常用，其基本方法是沿桩身的不同标高处预埋不同长度的金属管和测杆，用千分表量测杆趾部相对于桩顶处的下沉量，经过计算而求出应变与荷载。

此时，桩端阻力一般是用埋置于桩端的扁千斤顶量测得到的。

4) 振弦式反力计(轴力计)

振弦式反力计主要用来测量基础对上部结构物的反力、静压桩沉桩或试验时的桩端反力。它们工作部分是反力计中的钢弦在反力作用下产生微量变形，从而改变了钢弦原有的应力状态及自振频率，反力计应预先标定，不同的反力值得出不同的自振频率，从而得出反力与频率关系的标定曲线。

三、静载荷试验^[4, 8, 9, 13, 14, 15, 48]

(1) 加载反力装置

单桩竖向抗压静载荷试验的加载装置一般选用单台或多台同型号的千斤顶并联加载。千斤顶加载反力装置根据现场实际条件采取下列三种形式之一：

1) 锚桩横梁反力装置

锚桩横梁反力装置一般锚桩至少要四根。用灌注桩作锚桩时，其钢筋笼

要沿桩身长配置；如用预制长桩做锚桩，要加强接头的连接，锚桩的设计参数应按抗拔桩的规定计算确定。同时，在试验过程中必须对锚桩的上拔量进行监测。《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ1024-1985)规定：桥涵基桩兼作锚桩时，其上拔量不得大于 15mm，另外，横梁的刚度、强度以及锚桩钢筋总断面等在试验前都要进行验算。当桩身承载力较大时，横梁自重有时很大，这时它就需要放置在其它工程桩之上，而且基准梁亦应放在其它工程桩上较为稳妥。这种加载方法的不足之处在于它对桩身承载力很大的钻孔灌注桩无法进行随机抽样。

2) 压重平台反力装置

压重平台反力装置，堆载材料一般为铁锭、混凝土块或沙袋。堆载最好在试验前一次加上，均匀对称地放置于平台上。在软土地基上放置大量堆载将引起地面较大下沉，这时基准梁要支撑在其他工程桩上并远离沉降影响范围。作为基准梁的工字钢应尽量长些，但其高跨比以不小于 1/40 为宜。堆载的优点是能对试桩进行随机抽样，适合不配或少配筋的桩。

3) 锚桩压重联合反力装置

当试桩最大加载重量超过锚桩的抗拔能力时，可在锚桩或横梁上配重，由锚桩与堆重共同承担上拔力。由于堆载的作用，锚桩混凝土裂缝的开展就可以得到有效的控制。这种反力装置的缺点是桁架或横梁上挂重或堆重的存在使得由于桩的突发性破坏所引起的振动、反弹对安全不利。

千斤顶应平放于试桩中心，并保持严格的物理对中。当采用两个以上千斤顶并联加载时，其上下部应设置足够刚度的钢垫箱，并使千斤顶的合力通过试桩中心。

上述各种加载方式中，试桩、锚桩和基准桩之间的中心距离应符合表 2-1 的规定，表中 d 为桩径或边长。

表 2-1 试桩、锚桩和基准桩之间中心距离

反力系数	试桩与锚桩(压重平台支力墩边)	试桩与基准桩	基准桩与锚桩(压重平台支力墩边)
锚桩横梁反力装置	$\geq 4d$	$\geq 4d$	$\geq 4d$
压重平台反力装置	$\leq 2.0m$	$\leq 2.0m$	$\leq 2.0m$

(2) 测试仪表

荷载作用放置于千斤顶上的应力环、应变式压力传感器直接测定，亦可采用并联于千斤顶上的高精度压力表测定油压，压力表的精度等级一般为 0.4，并根据千斤顶的率定曲线换算成荷载。重要的桩基试验尚需在千斤顶上放置应力环或压力传感器，实际双控校正。

沉降测量一般采用百分表或电测位移计。对于大直径桩，应在桩的两个正交直径方向对称安装 4 个位移测试仪表；中、小直径桩可安装 2 个或 3 个。沉降测定平面离开桩顶的距离不应小于 0.5 倍桩径，固定和支承百分表的夹具和横梁在构造上应确保不因气温、振动及其它外界因素的影响而发生竖向变位。当采用堆载反力装置时，为了防止堆载引起的地面下沉影响测读精度，应用水准仪对基准梁进行监控。

(3) 试验方法

单桩竖向抗压静载荷试验根据加载方式不同有慢速法、快速法、等贯入速率法和循环加载卸载法等。

1) 慢速法

慢速法是慢速维持荷载法的简称，即先逐级加载，待该级荷载达到相对

稳定后，再加下一级荷载，直到试验破坏，然后按每级加荷量的两倍卸载到 15 级逐级施加，实际试验过程中，也可将开始阶段沉降变化较小时的第一、二级荷载合并，将试验最后一级荷载分成两级施加，这对提高极限承载力的判断精度是有益的。

2) 快速法

快速法是快速维持荷载法的简称。当考虑缩短试桩时间，对于工程桩的检验性试验，可采用快速维持荷载法，即一般每隔 1h 加一级荷载，该方法取消了慢速法中维持各增量荷载到满足相对沉降稳定标准的要求，而是将预计施加的最大荷载分为若干等级，以相等的时间间隔相继施加外荷载并读取其相应的沉降量。大量试桩资料分析表明：快速法荷载试验所得单桩承载力比慢速法要高。在上海地区，快速法所得到的极限荷载比慢速法要高一级左右的加荷增量，而沉降比慢速法要偏小百分之十几。

3) 等贯入速率法(CRP)

此法最早由怀特克尔与寇克等于 1961 年提出的，并已列入美国、英国、瑞典和挪威等国的规范。该方法的特点是试验时荷载以保持桩顶等速率贯入土中的连续施加，按荷载-贯入曲线确定极限荷载，瑞典规范规定贯入速率为 0.5mm/min，总贯入量为 60mm 以上；美国 ASTM(D1133-74)标准规定贯入速率在粘土中为 0.25~1.25mm/min，砂土中为 0.75~2.50mm/min，总贯入深度至少等于平均桩径或方桩对角线尺寸的 15%。

4) 循环加载卸载试验法

通过这种方法的试验能测得各循环荷载下的残余下沉量和弹性变形，从而确定桩的容许荷载和桩的刚度。其方法大致有以下几种：

- ① 以部分荷载进行加卸载循环的慢速法，如德国 DIN1054 规范法；
- ② 以慢速法为基础对每一级荷载进行加卸载循环，如前苏联 TO II T5686 法、日本土质工学会标准 B 法、匈牙利的施契法；
- ③ 以快速法为基础对每一级荷载进行加卸载循环，如日本土质工学会标准 A 法和印度桩基设计与施工实用规范法。

2.1.2 实际工程试验概况

(1) 工程选址及设计概况拟建的台州电厂住宅小区 5[#]、6[#]楼单体位于台州经济开发区内，台州大道以东，9[#]路以西，4[#]路以南和 8[#]路以北地块内，11 层住宅，单柱最大设计荷载约 4000kN，该工程设计采用预应力砼管桩，桩径采用 $\Phi 500$ ，桩身砼强度等级 C60，设计桩长 48~50m。结合工程实际情况及现场情况，选择浙中洲建设工程有限公司的 ZYD-1000 型多功能静压桩机施工。现选用南区 5[#]、6[#]楼场址进行试桩试验。试桩共三根，具体位置见下图。

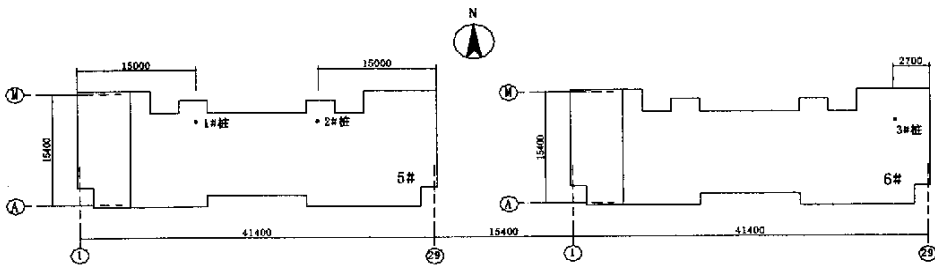


图 2-1 试验桩桩位平面图

(2) 场址地质概况及土层分析^[49]

1) 地质概况

工程选址 5[#]、6[#]楼场地地基土层分布起伏不大，根据野外钻探揭露，

原位测试及土工试验，将该场地勘探深度在桩长范围内以浅土体按物理力学性质及特征划分为 7 个工程地质亚层。

桩入土深度范围各土层、层厚及相应的物力学性质指标统计见图 2-2 及表 2-2

表 2-2 地基土物理力学性质指标表

层号	岩性名称	层底标高 (m)	物理性质指标						力学性质指标		原位测试指标		预制桩	
			含水量 W (%)	天然重度 r (kN/m ³)	孔隙比 e	液限 W _L	塑性指数 IP	液性指数 IL	压缩系数 a_{1-2}	压缩模量 E_s	静探 q_c (Mpa)	静探 f_s (kpa)	桩端阻力特征值 (kpa)	桩侧阻力特征值 (kpa)
II	粘土	1.5	37.1	18.5	1.038	48.0	21.1	0.47	0.55	3.71	0.28	14.97		15
II1	淤泥	22.5	59.54	16.46	1.609	50.6	22.34	1.41	1.48	1.76	0.24	4.61		5.5
II2b	淤泥质粘土	33.5	48.2	17.2	1.348	47.5	21.5	1.04	0.92	2.55	0.43	9.37		7
IIIb	粘土	41.5	45.73	17.5	1.273	51.2	22.6	0.76	0.67	3.39	0.63	13.89		13
V1	粘土	43.5	30.3	19.3	0.854	42.6	18.3	0.36	0.34	5.88	1.15	29.07	750	23
V3	粉质粘土	49.5	27.4	19.6	0.810	33.0	12.6	0.57	0.35	5.17	2.02	35.74	650	20
VI	粘土		30.2	19.5	0.854	45.7	19.8	0.34	0.29	6.39			1000	27

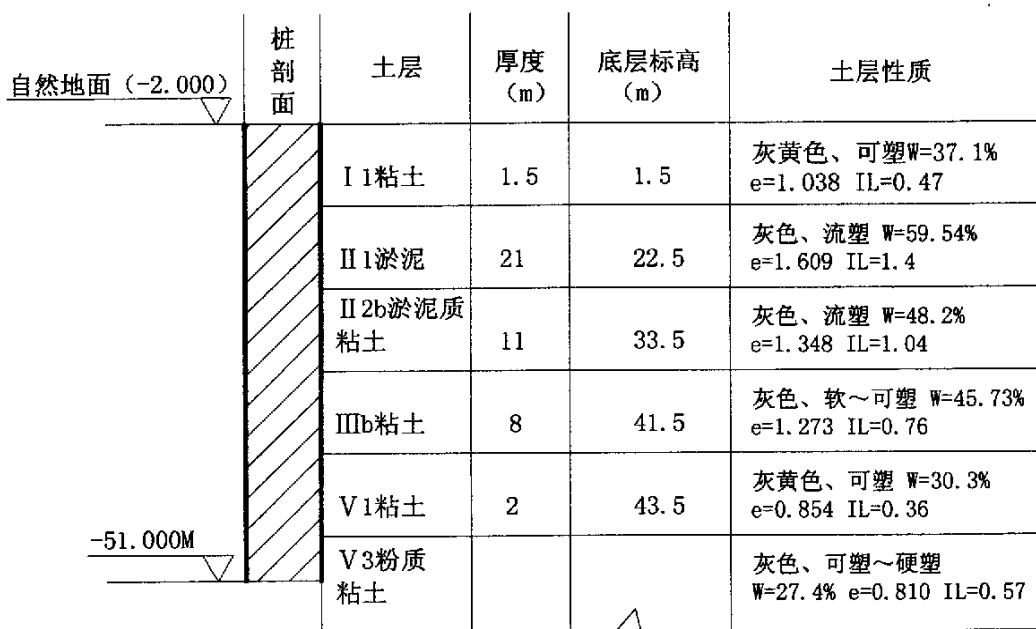


图 2-2 桩入土深度示意图

2) 地层地质分析

该场地地下水埋深较浅，位于地表下 1.0M 左右。V1、V3 层土均有分布，层顶标高变化不大，土性质较好，其下土层均较好。上部 II 1 层淤泥、II 2b 淤泥质粘土，层厚达 30M，具高压缩性、高孔隙比、高含水量、物理力学性极差；IIIb 层粘土，含水量、孔隙比较高，具较高压缩性、物理力学性质差，根据上部结构特点，结合经济技术比较，该工程应采用管桩基础，以 V 层作持力层，以满足承载力及沉降要求。同时，施工时挤土桩在饱和软土中会产生挤土效应以及产生较高的超孔隙水压力，会直接影响打桩顺序、布桩数量及桩基承载力，故设计施工时尤要注意。

2.2 孔压测试仪器布置及原理

2.2.1 饱和软粘土沉桩产生超孔压机理

土是三相体，非饱和土由固相、液相和气相组成，饱和土只有固相和液相二相组成。处在地下水位以下的土体，土中的孔隙被水充满，土是饱和的，

故饱和土是二相体，土中孔隙是连通的，孔隙中自由水在水头差作用下可以产生流动。

管桩属部分挤土桩，当在二相土的饱和软粘土中贯入时，沉桩速度快。当荷载作用下，土体会受压缩，并会迫使土中水从孔隙中排出。由于加载速度快，饱和软粘土渗透系数小，瞬时排水固结效应不明显，水不能从孔隙中排出，土体中产生超静孔隙水压力，瞬间不产生消散现象。随后孔压消散，再固结、触变恢复，在桩周形成硬壳层^[8,9]。

2.2.2 孔压测试仪器及布置

根据第一节阐述的孔压测试方法仪器的综合分析、比较，现采用江苏省金坛市华光工程仪器厂的振弦式孔隙水压力计，采用钻孔埋设法。现选用 1#桩位两侧离桩中心分别为 750mm、1750mm、2750mm 对称埋设 3 个，深度 13.5m，埋置土层为 II1 淤泥层，其具体埋设平面布置及深度剖面图见图 2-3、2-4：

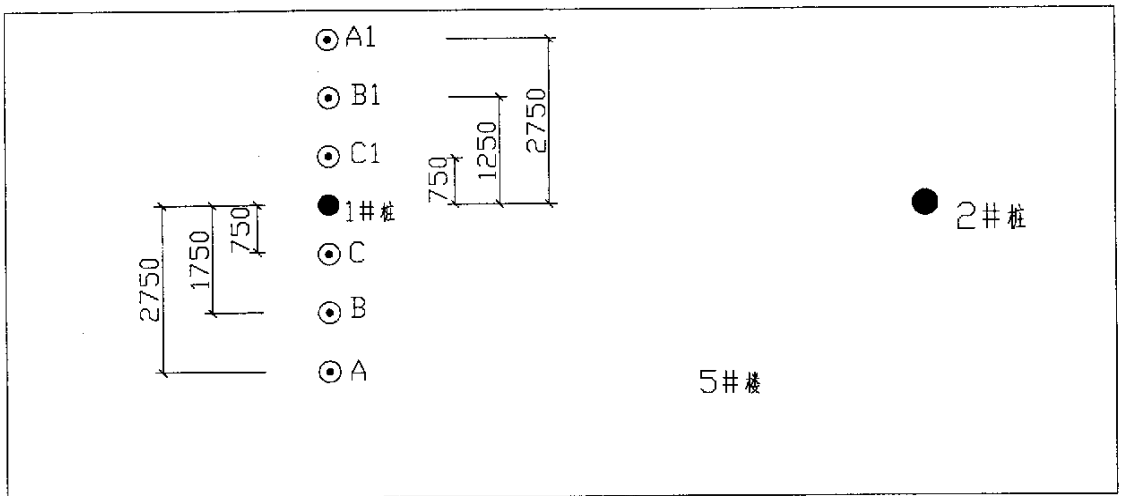


图 2-3 孔隙压力计埋设平面分布图

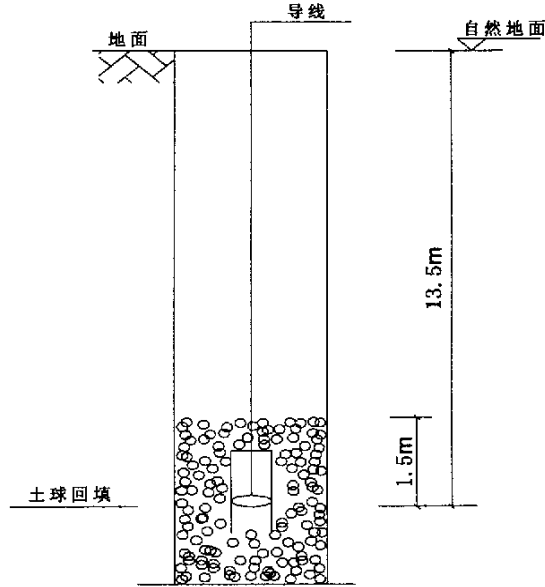


图 2-4 埋置剖面图

2.2.3 孔压计现场埋设方法

在埋设孔压计前应把孔压计上的编号与埋设编号记录在案，然后测量孔压计的工作状态是否正常也就是初始频率是否稳定。

在埋设孔压计之前，先把接管旋上拧紧，然后在孔压计接管孔内灌入 5cm 的水泥浆，待水泥浆干后再埋设，在埋设孔压计时，在孔压计接管上有二个 小孔的地方结上细钢丝，长度为埋设深度加 2 米即可，然后把孔压计接管一 头顶在钻机的钻杆上拉紧铁丝，随钻杆慢慢送下孔内，送入孔内应控制速度， 以免造成压力限过大而损坏孔压计，孔压计送进孔内铁丝应一直拉紧，而导 线则相反，应比较宽松随着钻杆下送，其目的是为保护好导线，使导线不受 损伤，保证成活率，孔压计送到指定位置时，在钻孔的旁边打一根小桩，把 细铁丝结牢在小桩上，然后把泥球几粒几粒慢慢灌入孔内，泥球一次放多放

快容易把堵塞，造成隔层，隔层后达不到测量效果。特别当心孔压计下送到位置后一定要把细铁丝结在小桩上，以免泥球下沉，把导线拉断，一孔完工后，移钻机时一定要把导线保护好，在日后没有人照看时，导线给他人割掉和浸泡在水中，造成损失，以便长期观测。

2.3 管桩端阻力测试原理及布置

2.3.1 桩端阻力性状

桩端阻力的破坏机理与扩展式基础承载力的破坏机理有相似之处。它有整体剪切、局部剪切和刺入剪切三种破坏模式，对于一定密实的土，随着相对埋深的增大，其破坏模式可由整体剪切转变为局部剪切、刺入剪切。土的密实度越低，发生整体剪切破坏的可能性愈小，对桩端而言，其相对埋深很大，破坏模式主要取决于桩端土层及桩端上覆土层的性质，并受成桩效应、加载速率的影响。

对于饱和粘性土，当采用快速加载，土体来不及产生体积压缩，剪切面延伸范围增加，从而形成整体剪切或局部剪切破坏。但由于剪切是在不排水条件下进行，因而土的抗剪强度降低，剪切破坏面的形式更接近于围绕桩端的“梨型”^[8,9]。

2.3.2 端阻测试仪器及布置

根据第一节阐述的桩身内力测试方法，可在桩端附近埋设钢筋应力计测得桩端应力，通得换算得到反力，也可用反力计埋设安装在桩端部进行测试，直接测得桩端反力。前者，应力计埋设应在管桩加工制作浇筑离心砼时预先与钢筋埋置，该方法涉及前期工作，并要经过换算得到反力、精确度小、耗时大；而后者操作方便、现场操作性强、安装简单、读数直观，目前国内尚

无先例。经分析、比较，现采用江苏省金坛市华光工程仪器厂的振弦式反力计，打桩前在 1#、2#、3# 桩的桩底部现场预先直接安装埋设。其具体安装见下图。

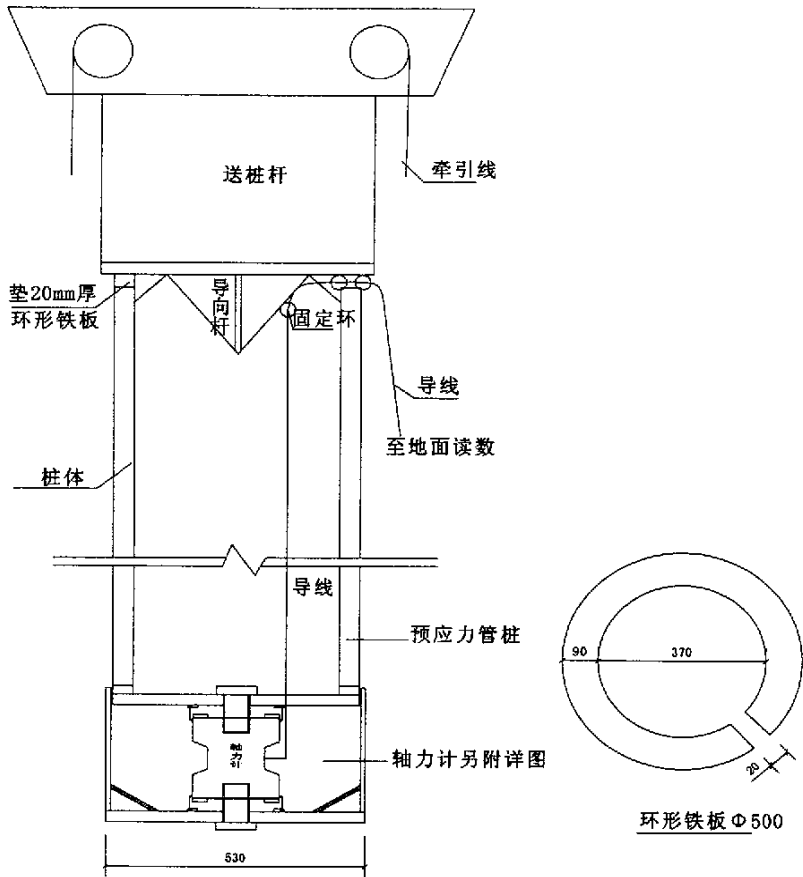


图 2-5 轴力计频率读导线引出示意图

3) 轴力计安置方法

在安装轴力计前应把轴力计上的编号与埋设编号及桩号记录在案，然后测量轴力计的工作状态是否正常也就是其初始频率是否与检定表中的零荷载时的频率是否一致，是否稳定。

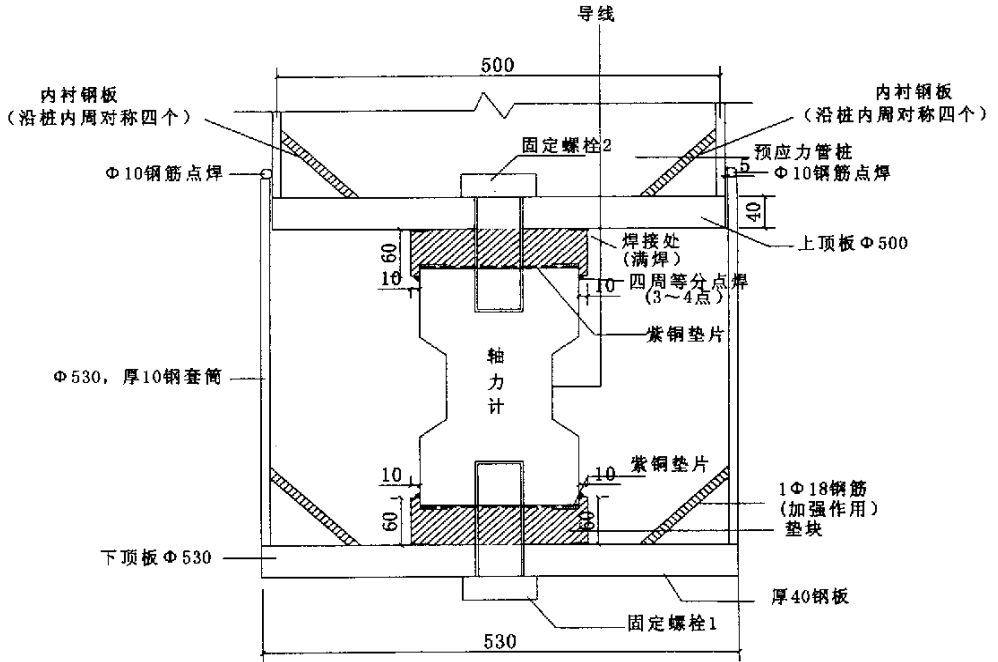


图 2-6 桩端轴力计安装详图

安装前，将事先加工好的上钢顶板、桩内衬三角钢板和上垫块进行焊接连接，形成连接件 1，把轴力计上部与连接件 1 按图示螺栓孔锚接、拧紧、检查其位置、尺寸偏差。检查完毕后，将带有轴力的连接件 1 与管桩侧壁底部剖口焊接。安装完毕后，将下钢板、下垫块、底部 $\Phi 18$ 加强筋、 $\Phi 530$ 钢套筒焊接连接成连接件 2，把连接件 2 慢慢地从一侧套向安有轴力计的管桩底部，检查尺寸无偏差后，拧紧下面的螺栓，然后把厚 10mm 的钢套筒沿桩周方向与管桩壁点焊。轴力计的引出导线在安装时应将其安全无误穿出上顶板导线孔，套于该节管桩的上端(事先在每节管桩的上部下来 1m 左右焊接一钢筋作为施工时每节管桩固定的放置位置)。管桩施工时，必须要注意导线的保护，尤其在接桩以及拉引时不能弄断。

2.4 桩静载试验方法、仪器和设备

2.4.1 静载试验加载方式及加载装置

综合比较第一节列举的四种加载方式：快速法载荷试验所得的单桩承载力比慢速法要高，大概高一级左右的加载增量，而沉降比慢速法要偏小百分之十左右，为了更准确地反映实际承载力，本试验采用慢速法载荷方法来测试沉桩后不同休止期的单桩极限承载力。考虑到现场测量同一场地上 3 根桩不同龄期的单桩承载力、工作量大、时间长，考虑桩架移动方便，现采用桩架自重作为堆载反力装置进行静载试验。

为了了解管桩沉桩后不同休止期单桩承载力的时效性能，现对 3 个桩进行不同时限加载，具体施工及静载时间详下表。

表 2-3 3 个试验桩施工及静载荷试验时间表

桩号	施工日期	第一次静载日期	龄期一	第二次静载日期	龄期二
1#	04.5.24 下午	5.31 晚上	7	7.10	42 天
2#	04.5.23 下午	6.5 下午	13	7.12	38 天
3#	04.5.18 中午	6.19 上午	32		

2.4.2 测力装置的选择

常用的测力装置为油压表和测力传感器两种。一般来说，油压表的测量精度不如测力传感器好，故常使施加的荷载值与标称值间产生误差，给侧摩阻力和端承力的测试带来误差。而测力传感器尤其是电阻应变式测力传感器易受大气温差及阳光直射的影响，需在试验时将导线埋入土中或遮阳甚至围护试桩现场进而造成一个小的相对恒温空间来加以解决。这对基准梁同样适用。

当采用多个千斤顶并连施加荷载时，有条件的话可在每个千斤顶上放置

一个测力传感器，以测试综合荷载，因为各千斤顶的实际出力值往往是不同的。

油压表宜安装在千斤顶上，或自千斤顶处引出一油压管将油压表与其它测试仪器及高压油泵放在一起，以利于观测和施加荷载，这时应注意油压表示值相对于千斤顶出力的滞后问题。

在对千斤顶和油压表进行标定时，宜用压力机对千斤顶施压，这样做除了能较准确地控制和测读施加力外，还可避免油泵供油压强与千斤顶内部压强的时差现象。

2.4.3 慢速法载荷试验方法

1) 慢速法载荷试验沉降测读规定

每级加载后，隔 5、10、15min 各测读一次读数，以后每隔 15min 后测读一次，累计 1h 后每隔 0.5h 测读一次。

2) 慢速法载荷试验的稳定标准

在每级荷载作用下，桩的沉降量满足 0.1mm/h。在软土地区，这个标准可适当放宽。在上海地区的一些工程中，已采用了新的稳定标准，试桩沉降速率虽然还没有达到 0.1mm/h，但在连续观测的半小时沉降量中，出现相邻三次平均沉降速率呈现衰减，即可认为该级荷载下的沉降已趋于稳定。

3) 慢速法载荷试验的试验终止条件

当试桩过程中出现下列条件之一时，可终止加荷：

① 某级荷载作用下，桩的沉降量为前一级荷载作用下沉降量的 5 倍；

② 某级荷载作用下，桩的沉降量大于前一级荷载作用下沉降量的 2 倍，且经过 24h 尚未达到相对稳定；

③ 桩顶沉降量达到 40mm，继续增加二级或二级以上荷载仍无陡降阶。但对桩的长度(L)和直径(D)之比(L/D)大于 100 的超长钢柱和预制桩，桩顶总沉降 S 应力求试桩达到桩身弹性变形再加 20mm；

④ 累计沉降量超过 80~10mm。

4) 慢速法载荷试验的卸荷规定

每级卸载值为加载增量的二倍。卸载后每隔 15min 测读一次，读两次后，

隔 0.5h 再读一次，即可卸下一级荷载。全部卸载后，隔 3~4h 再读一次。

2.5 孔压测试成果

2.5.1 沉桩过程孔压变化规律

在 1[#]桩两侧对称埋设了各 3 个孔隙水压力计，各孔压计的率定见表 2-4。在 1[#]桩沉桩过程中，桩入土深度 11 米内每隔 3-5 米进行读数，11-15 米每隔 1-2 米进行测读，15 米至沉桩完毕每隔 3-5 米进行测读，具体孔压读数及相关数据换算见表 2-5。

表 2-4 孔压计率定表格

孔压计编号		40366	40346	40351	40354	460137	40350
图示编号		A	B	C	C1	B1	A1
孔压 计率 定记 录	荷载 (MPa)	频率 (HZ)	频率 (HZ)	频率 (HZ)	频率 (HZ)	频率 (HZ)	频率 (HZ)
	0×0.04	1488	1505	1509	1490	1488	1488
	1×0.04	1447	1462	1461	1449	1449	1442
	2×0.04	1406	1418	1412	1407	1409	1395
	3×0.04	1364	1374	1362	1364	1369	1347
	4×0.04	1321	1329	1311	1320	1328	1298
	5×0.04	1276	1282	1258	1275	1286	1247
	6×0.04	1229	1233	1203	1229	1243	1194
	7×0.04	1180	1182	1146	1181	1198	1138
	8×0.04	1129	1128	1086	1181	1151	1079
	9×0.04	1075	1071	1023	1078	1102	1016
	10×0.04	1018	1011	957	1022	1051	946
率定系数 (×10 ⁻⁷)		3.396	3.218	2.939	3.402	3.605	3.045

表 2-5 孔压计测读记录表格

测点号 沉桩 深度 (m)	A		B		C		C		B ₀		A ₁	
	频率 (HZ)	压力 (MPa)	频率 (HZ)	压力 (MPa)	频率 (HZ)	压力 (MPa)	频率 (HZ)	压力 (MPa)	频率 (HZ)	压力 (MPa)	频率 (HZ)	压力 (MPa)
0	1345.8	0.1368	1353	0.1398	1344	0.1383	1345	0.1398	1349	0.1422	1326.6	0.1383
2	1345.8	0.1368	1353	0.1398	1344	0.1383	1345	0.1398	1349	0.1422	1326.6	0.1383
6	1345.8	0.1368	1353	0.1398	1344	0.1383	1345	0.1398	1349	0.1422	1326.6	0.1383
9	1346	0.1367	1353	0.1398	1340	0.1414	1345	0.1398	1349	0.1422	1326.8	0.1381
11	1346	0.1367	1353	0.1398	1336	0.1446	1340.1	0.1443	1349	0.1422	1326.6	0.1383
12	1341.5	0.1408	1349.6	0.1428	1296	0.1754	1300.8	0.1796	1345	0.1461	1323.1	0.1411
13	1321.8	0.1586	1313	0.1741	1203	0.2437	1229.6	0.2409	1317.6	0.1724	1310.5	0.1513
15	1318.9	0.1612	1309	0.1775	1196	0.2487	1223	0.2464	1309.6	0.1799	1306.4	0.1525
18	1316.8	0.1631	1306.3	0.1798	1191.5	0.2518	1219.8	0.2491	1305.7	0.1836	1303	0.1545
21	1315.7	0.1641	1305.7	0.1833	1186.2	0.2555	1215	0.2531	1303	0.1861	1292.5	0.1572
24	1309	0.1700	1297.2	0.1874	1171	0.2660	1201	0.2646	1298.5	0.1904	1289.6	0.165522
26	1306	0.1727	1292.9	0.1910	1168	0.2681	1196	0.2687	1297.2	0.1916	1286.2	0.1678
28	1305.8	0.1729	1292.4	0.1914	1166.6	0.2691	1192	0.2719	1295.6	0.1931	1284.5	0.1705
30	1305.6	0.1730	1292	0.1917	1166.3	0.2693	1187	0.2759	1292.9	0.1956	1284.2	0.1718
33	1305.4	0.1732	1291.4	0.1922	1166.5	0.2691	1186	0.2768	1291.4	0.1970	1283.6	0.1720
36	1302.6	0.1757	1285.4	0.1972	1164.7	0.2704	1185	0.2776	1289.9	0.1984	1279	0.1725
38	1302.1	0.1761	1283.8	0.1985	1164.2	0.2707	1184.6	0.2779	1288.3	0.1999	1278.1	0.1761
49	1301.6	0.176586	1281.7	0.2002	1161.5	0.2726	1183.8	0.2785	1285.9	0.2021	1277.4	0.1768
												0.1773

注: 孔压值 $U=K \times (f^2 - f_0^2)$ (f_0 为表 2-4 中荷载为零时的频率, 即初始频率)

由表 2-5 可见，各孔压计的初读数在 0.1368—0.1422Mpa 之间，与埋设点的静水压力 (0.1350Mpa) 相近，说明各孔压计工作正常。从表 2-5 中的孔压的变化数值，可得沉桩过程中产生的瞬时孔压 U 随桩端入土深度 H 和径向距离 r (r 为测点离桩中心的水平距离) 的变化分布曲线见图 2-7、2-8。

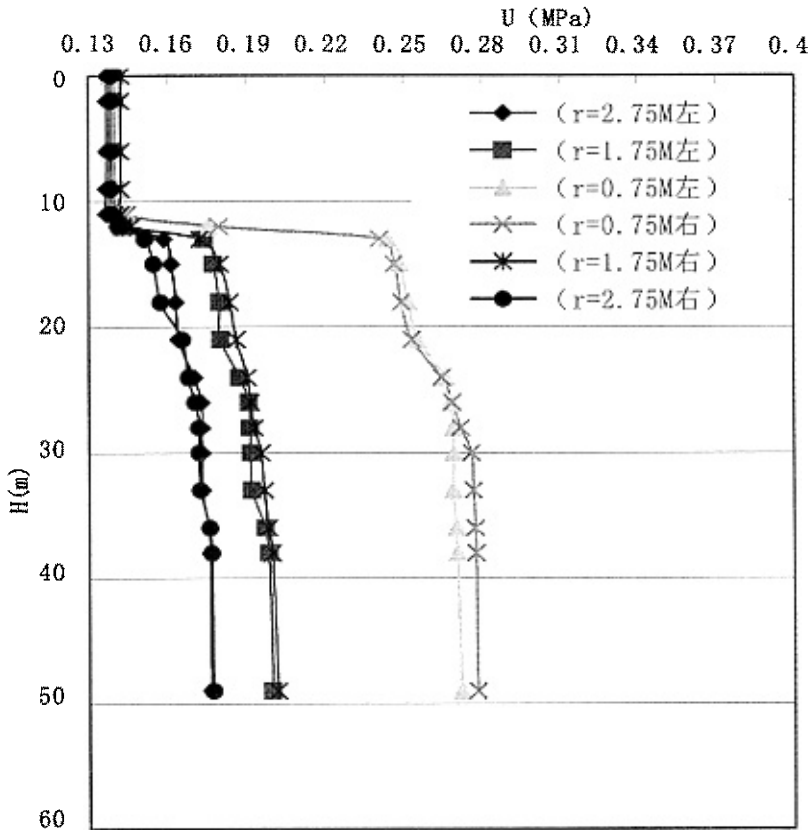


图2-7 桩入土过程中U-H曲线

由图 2-7 可知，管桩在饱和粘土中沉桩会产生很大的超孔隙水压力、沉桩入土深度 11 米内，孔压变化幅度不大，但略有上升。离桩边距离最近孔压略有变化，其他二个孔几乎不变，当沉桩入土深度 12 米到 15 米内孔压大幅度上升，当入土深度 16 米至沉桩完毕，孔压变化幅度不大，沉桩过程中桩侧产生的最大的初始孔隙水压力达到 0.13MPa，相当 1.25 倍有效自重应力，对土体的扰动非常明显。

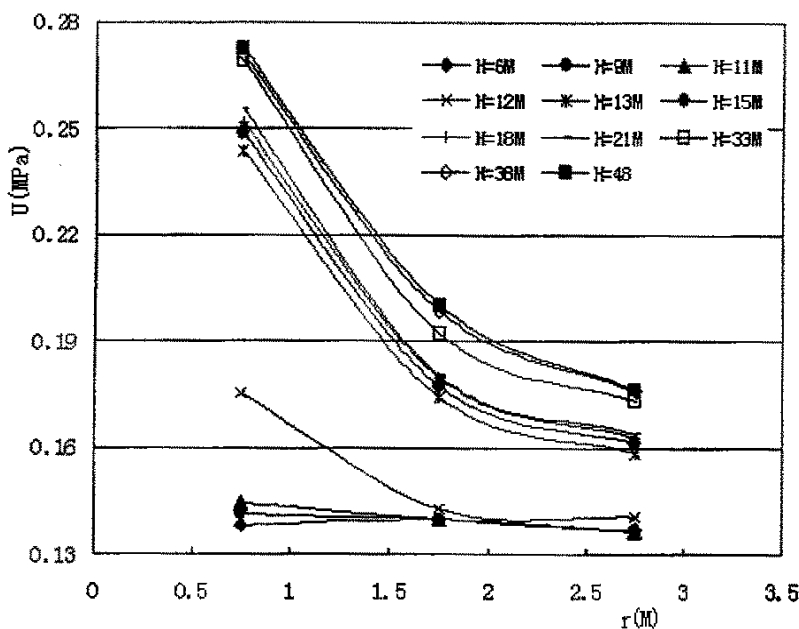


图 2-8 桩入土不同深度处 U-r 曲线

由图 2-8 可知，沉桩入土深度在 11 米内，孔深沿桩径方向几乎没变化，入土深度 12 米开始到沉桩完毕，孔压明显增加，离桩越近，孔压上升越大（上升值达 0.13MPa），离桩越远，孔压上升越小（上升值仅 0.04MPa）。

2.5.2 沉桩深度对孔压突变的影响规律(孔压计埋深 13.5m)

根据表 2-3 孔压计测读数据分析，当沉桩深度达 $h=11$ 米时，孔压计 C、C1 有轻微变化幅值 3-5Kpa，孔压计 A、A1、B1、B 没变化，当 $h=12$ 米时，离桩身较远的孔压计 A、A1 略有变化，幅值 5kPa 左右，根据孔压实测数据可知，

1) 当桩端离孔压计埋深点的竖直深度 2.5m 时，离桩中心 0.75m 的孔 C(C1) 已受沉桩影响，产生超孔压 3-5kPa，经换算桩尖与测点的距离 $L_1=2.61$ 米，于是可推得影响半径 $R=10.44r_0=5.22d$ (d 为桩径)。

2) 当桩端离孔压计埋深点竖直深度 1.5m 时，离桩中心最远的 2.75m 的孔 A(A1) 受沉桩影响，产生超孔压 5kPa 左右，经换算 $L_2=3.1$ 米，于是可推得影响半径 $R=12.4r_0=6.2d$ 。

由于观测间距偏大，实测未能较好地捕捉到离桩中心 1.75m 处的孔压计测读数明点变化的起始桩入土深度。利用线性插值估计其起始桩入深度为 11.5m，换算得 $L_2=2.65$ 米，其影响半径 $R=10.6r_0=5.3d$ 。

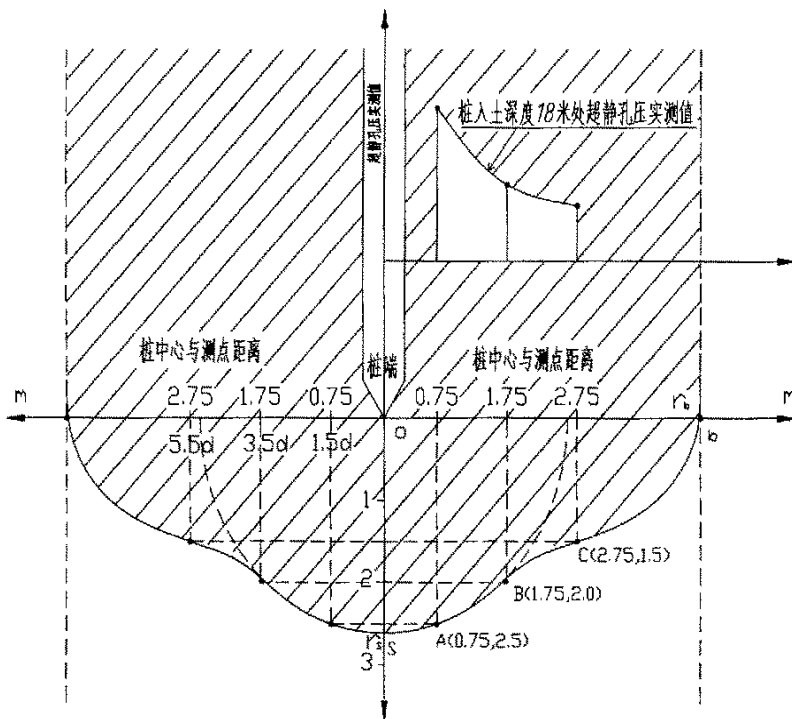


图 2-9 桩入土起始影响范围示意图

将以上三点描于图 2-9 中，得到沉桩过程中，桩端挤土对孔压影响范围示意图。图中横坐标代表观测点离桩中心线的距离，纵坐标代表桩端离测点的竖向距离，以桩端位于测点平面以上为正。管桩沉桩过程中，桩端附近的孔压和变形接近球形空腔扩张，自上而下的系列球形空腔扩张形成最终的圆柱形空腔扩张。曲线 sABCb 表示沉桩过程中，测点孔压产出明显变化的初始桩端距测点的竖向距离。s 点位于桩的正下方，由于桩端的孔压变化与球形空腔扩张引起的孔压接近，因此 r_s 代表球形空腔扩张时孔压的影响范围。根据实测结果， $r_s \approx 10.4r_0 = 2.6m$ 。b 点位于桩端平面上，代表沉桩过程中孔压明显变化的最远点，因此 r_b 实际上接近于圆柱形空腔扩张对孔压明显影响的

最远范围。根据第三章式(3-44)，以 $5kPa$ 超静孔压作为孔压明显影响的量化标准，容易得到 $r_b = 16.27r_0$ ，即 $r_b = 4.1m$ 。图中阴影部分代表有明显超静孔压的区域，其它代表孔压影响很小的区域。

2.5.3 沉桩后超孔压变化规律

沉桩完毕后，为了观测超孔隙水压力的消散规律，沉桩后 7 天内每隔 12-24 小时内测读一次，7 天以后每隔 2-5 天测读一次，其观测了 15 次，时间延续共 40 天。具体孔压消散变化读数见表 2-6，分布曲线见图 2-10。

表 2-6-1 孔压消散测读表格

测点号 测读 时间 (小时)	C			B			A		
	频率 (HZ)	孔压 (MPa)	超静孔压 (MPa)	频率 (MPa)	孔压 (MPa)	超静孔压 (MPa)	频率 (MPa)	孔压 (MPa)	超静孔压 (MPa)
0	1161.5	0.2726	0.1336	1281.7	0.2002	0.0612	1301.6	0.1766	0.0396
15	1184.7	0.2566	0.1176	1284.2	0.1982	0.0592	1307.7	0.1712	0.0342
23	1191.3	0.2520	0.1130	1286.2	0.1965	0.0575	1308.9	0.17011	0.0331
37	1200.3	0.2456	0.1066	1288.5	0.1946	0.0556	1309.9	0.16923	0.0322
62	1213	0.2366	0.0976	1292.3	0.1915	0.0525	1311.4	0.1679	0.0309
83	1222.9	0.2296	0.0906	1296	0.1884	0.0494	1313.1	0.1663	0.0294
108	1232.3	0.2228	0.0838	1299.7	0.1853	0.0463	1314.4	0.1652	0.0282
168	1249.3	0.2104	0.0714	1306.3	0.17976	0.0408	1316.7	0.1632	0.0262
180	1252	0.2084	0.0694	1307	0.1792	0.0402	1317	0.1629	0.0259
190	1255.2	0.2061	0.0670	1309.3	0.1772	0.0382	1318.6	0.1615	0.0245
283	1272.8	0.1930	0.0540	1318	0.1699	0.0309	1323.3	0.1572	0.0185
311	1277.3	0.1896	0.0506	1320.6	0.1677	0.0287	1325.2	0.1555	0.0185
336	1283.1	0.1852	0.0462	1321.7	0.1667	0.0277	1327.1	0.1538	0.0168
484	1301.4	0.1714	0.0324	1323.9	0.1649	0.0259	1332.2	0.1492	0.0122
632	1309.8	0.1649	0.0259	1334.3	0.1560	0.0170	1332.3	0.1491	0.0121
986	1320.3	0.1568	0.0178	1342.7	0.1487	0.0097	1337.1	0.1448	0.0078

表 2-6-2 孔压消散测读表格

测点号 测读 时间 (小时)	C1			B1			A1		
	频率 (HZ)	孔压 (MPa)	超静孔压 (MPa)	频率 (MPa)	孔压 (MPa)	超静孔压 (MPa)	频率 (MPa)	孔压 (MPa)	超静孔压 (MPa)
0	1183.8	0.2785	0.1385	1285.9	0.2021	0.0599	1277.4	0.1773	0.0390
15	1215.6	0.2526	0.1123	1291.5	0.1969	0.0547	1284.5	0.1718	0.0335
23	1221.4	0.2478	0.1078	1296.2	0.1925	0.0503	1285.7	0.1709	0.0326
37	1229.9	0.2407	0.1007	1299.8	0.1891	0.0469	1286.6	0.1702	0.0319
62	1241.5	0.2309	0.0909	1305.6	0.1837	0.0415	1287.9	0.1691	0.0308
83	1249.2	0.2244	0.0844	1308.8	0.1807	0.0385	1289.7	0.1677	0.0294
108	1256.8	0.2180	0.0780	1312.2	0.1774	0.0353	1291.1	0.1666	0.0283
168	1271.1	0.2056	0.0656	1315	0.1748	0.0326	1293.4	0.1648	0.0265
180	1273	0.2040	0.0640	1318.4	0.1716	0.0294	1294.6	0.1639	0.0256
190	1275.8	0.2015	0.0615	1321.8	0.1683	0.0261	1296	0.1628	0.0245
283	1289.8	0.1893	0.0493	1325.1	0.1652	0.0230	1300.4	0.1593	0.0210
311	1293.3	0.1863	0.0462	1327	0.1634	0.0212	1302.4	0.1577	0.0194
336	1297.7	0.1824	0.0423	1329	0.1615	0.0193	1304.4	0.1561	0.0178
484	1313.4	0.1684	0.0284	1331.2	0.1594	0.0172	1309.8	0.1518	0.0135
632	1321.1	0.1615	0.0215	1336.1	0.1546	0.0124	1313	0.1493	0.0110
986	1332.6	0.1511	0.0111	1339	0.1519	0.0097	1315.7	0.1471	0.0088

注：①测读时间指压桩完毕开始起算到测读时的时间差(单位：小时 h)。
②超静孔压值为实测孔压值减去沉桩前初始静孔隙水压力值。

把表 2-6 的超孔压值的变化绘制成曲线，如图 2-10、2-11。

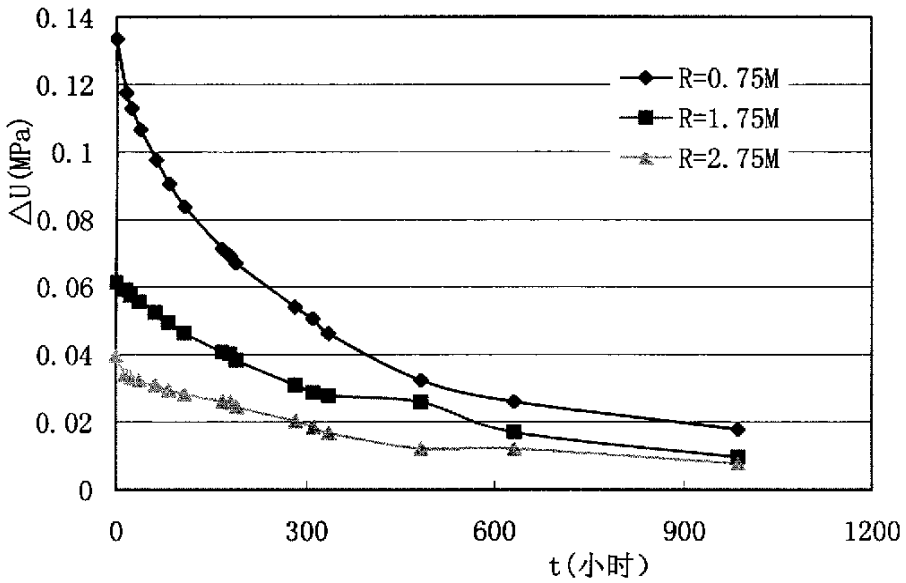


图2-10 径向不同位置 $\Delta U-t$ 曲线

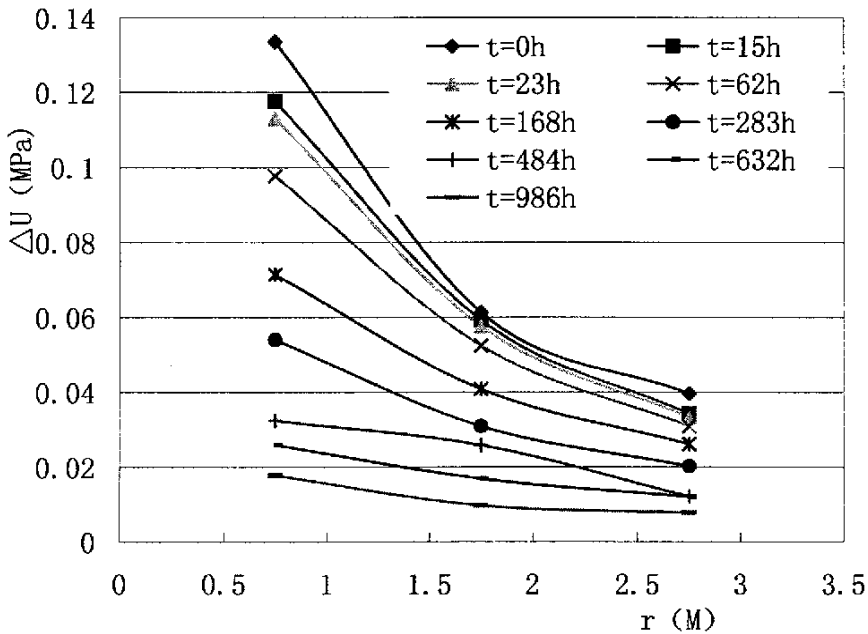


图2-11 不同时刻超静孔压沿径向 $\Delta U-r$ 曲线

由图 2-10 可知,沉桩引起的瞬时超静孔隙水压力在径向不同位置,随时间呈逐渐消散趋势,沉桩后 7 天(168 小时)为孔压消散最快,离桩最近的 C 孔实测孔压消散幅度达 0.062Mpa,达初始超静孔压的 50%左右,7 天后孔压消散有所减缓,12 天(288 小时)后曲线平缓,消散速度缓慢,到 986 小时(将近 42 天)时,孔压下降很小,几乎接近零。

由图 2-11 可知,沉桩引起的瞬间超静孔隙水压力在不同时刻沿径向呈减小趋势,离桩越近超静孔压越大,离桩越远,超静孔压越小,刚沉桩完毕阶段 C 孔与 A 孔相差幅度最大,达 0.1Mpa,说明 A 孔产生超孔压很小。随着时间的推移,超孔压的消散,到 30 天-40 天期间,沿径向超孔压变化不大,基本趋于平缓。

2.6 沉桩过程及静载过程中端阻力变化测试结果

为了测出沉桩过程中及加荷过程中端阻力的变化,在 3 根桩底下预埋反力计,由于试验过程,第一根(即 3[#]桩)由于轴力计安置不妥,造成压桩过程中端阻力呈下降趋势(属不正常现象),第二根(即 2[#]桩)由于打桩过程中没保护好电线,造成电线受损,频率计不能读出数据,在 2[#]、3[#]桩的经验教训下,1[#]桩反力计安装如前图 2-6,同时也注意了施工中导线及相关仪器的保护。现把 1[#]桩测试情况介绍如下:

2.6.1 沉桩过程端阻力变化规律

根据土层变化及实际情况,在 1[#]沉桩过程中,桩入土深度每隔 1 米进行桩端阻力测试读数,同时对每节桩焊接过程(一般为 15 分钟)的时间内进行观测读数,轴力计频率读数及率定表格见表 2-7、2-8。

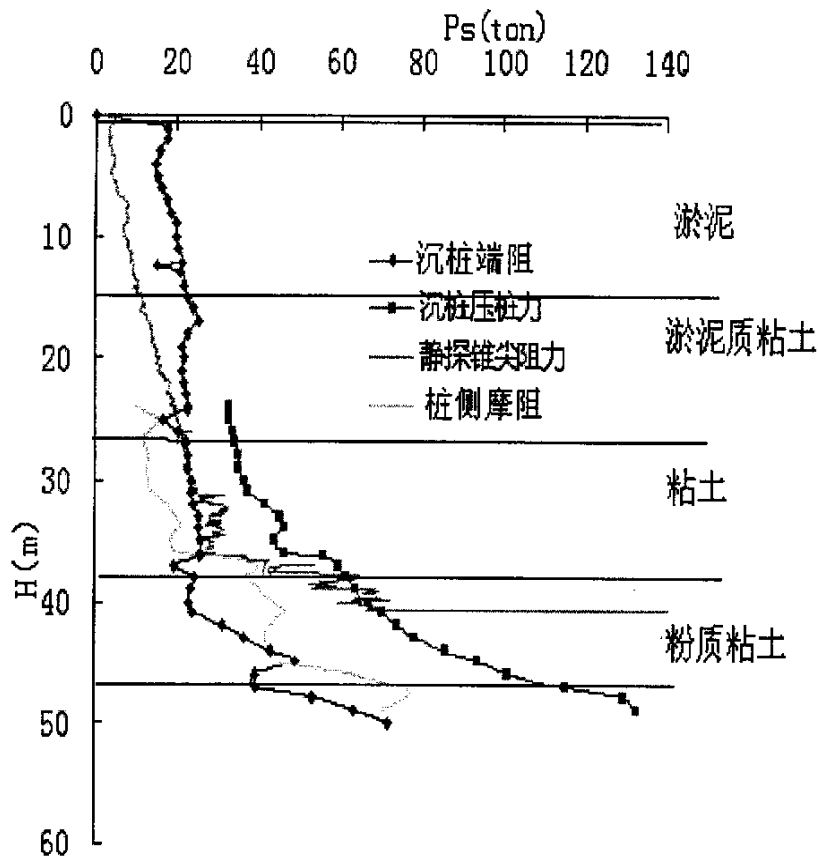
表 2-7 1#桩沉桩时桩端阻力实测结果

沉桩深度 (h)	频率 (Hz)	桩端轴力 (T)	沉桩深度	频率	桩端轴力	沉桩深度	频率	桩端轴力
0	1636.9	0	18	1582	22.4378	36.0	1573.6	25.80343
1	1593.6	17.7607	19	1585	21.2315	36.2	1573.4	25.88335
2	1594.5	17.3963	20	1584	21.6339	37.0	1589	19.61948
3	1598.9	15.6123	21	1585	21.2315	38.0	1577	24.44333
4	1600.9	14.7998	22	1584	21.6339	39.0	1579	23.64189
5	1599.6	15.328	23	1583	22.0360	40.0	1580	23.24079
6	1597.4	16.2210	24	1582	22.4378	41.0	1578	24.0427
7	1594.3	17.4773	24.2	1582	22.4378	42.0	1560	31.2145
8	1591.4	18.6503	25	1596.4	16.6266	43.0	1547	36.3430
9	1588.5	19.8212	26	1587	20.426	44.0	1530	42.9846
10	1588.5	19.8212	27	1583	22.0360	45.0	1514	49.1686
11	1586.9	20.4663	28	1582	22.4378	46.0	1539	39.47760
12	1584.8	21.3120	29	1581	22.8394	47.0	1540	39.0867
12.2	1600.0	15.1655	30	1579.7	23.3612	48.0	1504	53.0005
13	1586.3	20.7080	31	1578.7	23.7622	49.0	1477	63.2120
14	1584.2	21.5534	32	1578.6	23.8023	50.0	1455	71.4100
15	1581.0	22.8394	33	1574.7	25.3637			
16	1578.0	24.0427	34	1574.2	25.5636			
17	1575.0	25.2437	35	1573.8	25.7235			

表 2-8 轴力计(30096)率定表格

反力计编号	30096		说明：率定系数 $K=160/(f_i^2-f_0^2)=1.2697 \times 10^{-4}$
	荷载 (吨)	频率 f (HZ)	
反力计率定记录	0	1633	
	20	1588	
	40	1540	
	60	1489	
	80	1435	
	100	1378	
	120	1318	
	140	1254	
	160	1186	

1[#]桩在沉桩过程中同时进行了压桩力读数，在 1[#]桩附近场地还进行了静力触探，曲线见图 2-13，现把表 2-7 的桩端阻力的变化、压桩力变化、静探锥尖阻力转化成以吨为单位的反力变化绘制成曲线，如图 2-12 示。



注：图中桩侧摩阻为压桩力减去沉桩端阻力

图 2-12 沉桩过程桩端阻力、压桩力、静探锥阻、摩阻随深度变化

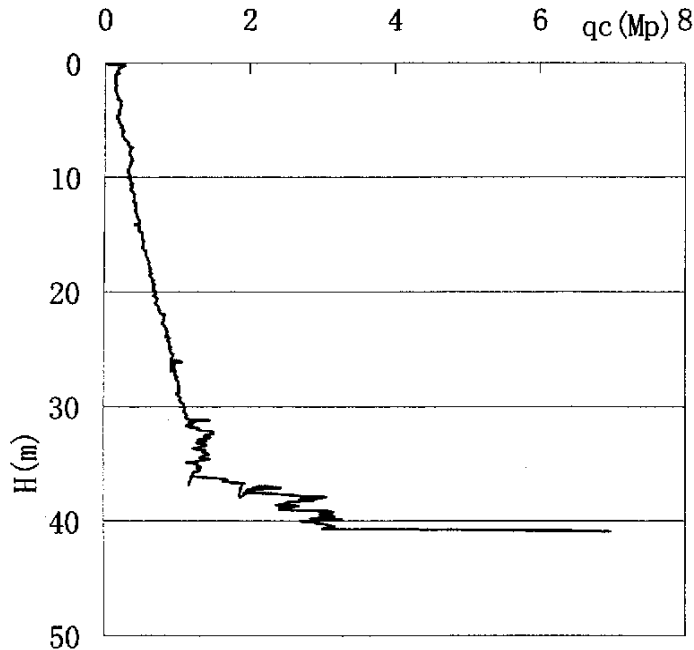


图2-13 静探锥尖阻力曲线

由图 2-12 的端阻曲线可看出，管桩在沉桩过程中端阻沿入土深度不断增大，在开始第一层硬粘土层中端阻变化较大，在下面淤泥、淤泥质粘土、软粘土中桩端阻力有所增加，但增幅不大，当桩尖到达 V1 粘土层、V3 粉质粉土层时，端阻力增幅很大，瞬时从 24 吨增加到 34 吨，直到最后达到 60 多吨；由该端阻曲线还又可看出，每节桩段在焊接过程中，曲线出现回弹现象，说明此过程桩端阻力减小，主要是由于桩顶没有施加压桩外力导致端阻力下降。

由图 2-12 中的压桩力曲线看出，由于桩架自重达 30 吨，而液压油压表放于压桩管上面，桩入土 24m 内靠桩架自重可以压下，油压表读数显示为零，也就是说 24m 内压桩力为 30 吨以内，即曲线空段部分。

比较压桩力和端阻力曲线可知，随着入土深度的增加，压桩力变化幅度比端阻力大，主要是由于桩侧滑动摩阻力存在所至。

比较静探锥尖和桩端阻曲线可知，在软粘土层中，触探变化比桩端阻变化要大，主要是由于尺寸效应，即桩端直径远远大于锥头直径，导致对土的

扰动程度相对较大所致。

2.6.2 沉桩后桩端阻力变化情况

1#桩在沉桩结束后，7天内每隔几个小时桩端轴力计进行频率测试读数，现将读数记录见下表 2-8，并绘制曲线。

表 2-8 1#桩沉桩后桩端轴力计频率测读表格

沉桩后间歇时间 (小时 h)	频率 (Hz)	桩端阻力 (T)
0(沉桩完毕时)	1455	71.4100
0.5	1586	20.8289
15	1562	30.4217
23	1554	33.5868
37	1545	37.1281
62	1537	40.2587
83	1534	41.4285
107	1532	42.2071
169	1527.6	43.9164

根据表 2-8 读数绘制曲线见图 2-14。

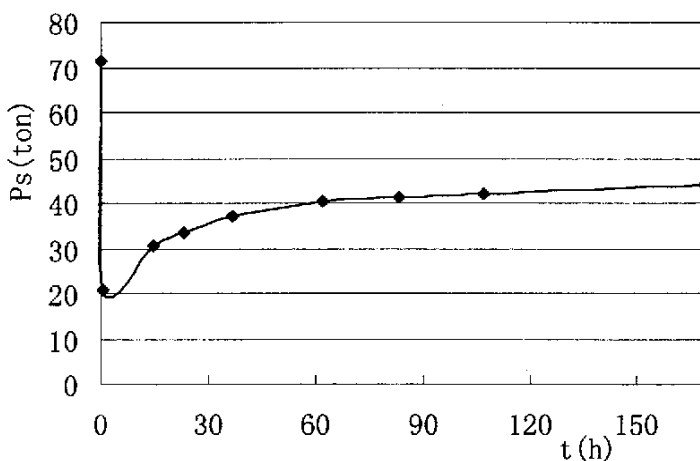


图2-14 1#桩沉桩后7天的桩端阻力变化

图 2-14 可知，桩端阻力在压桩完毕时瞬时达到最大，沉桩后由于桩顶卸载几个小时内瞬时下降，下降幅度达 50 多吨，仅余有 20 吨左右。随着时间的推移，桩端反力不断增大，到 169 小时(即第 7 天)时趋势趋于平缓，达 44 吨左右，主要是因为超孔压的消散产生桩侧土体的固结沉降产生的负侧摩阻力而导致的。

2: 6. 3 静载过程端阻力变化规律

单桩静载试验方案见 2.4 节，试验时间见表 2-3。在 1[#]桩 7d 静载试验过程中每加载一级进行桩端阻力测试读数，实测结果见表 2-9

表 2-9 1[#]桩 7d 静载过程中桩端阻力读数表

加荷重(KN)	频率(HZ)	桩端反力(T)	沉降量(MM)
0	1527.6	44.0328	0
300	1526.7	44.2654	2.09
600	1525	44.9540	3.9
900	1522	46.0845	6.28
1200	1518.4	47.4445	8.86
1500	1510.1	50.6661	11.83
1800	1494	56.8071	14.89
2100	1478.8	62.5444	18.88
2400	1471.8	65.1669	20.48
2700	1451.7	72.6280	26.45
3000	1434.4	78.9675	31.87
3300	1400	91.3475	92.29
3300	1380	98.4070	>100

将表 2-9 数据绘制曲线，如图 2-15 示。

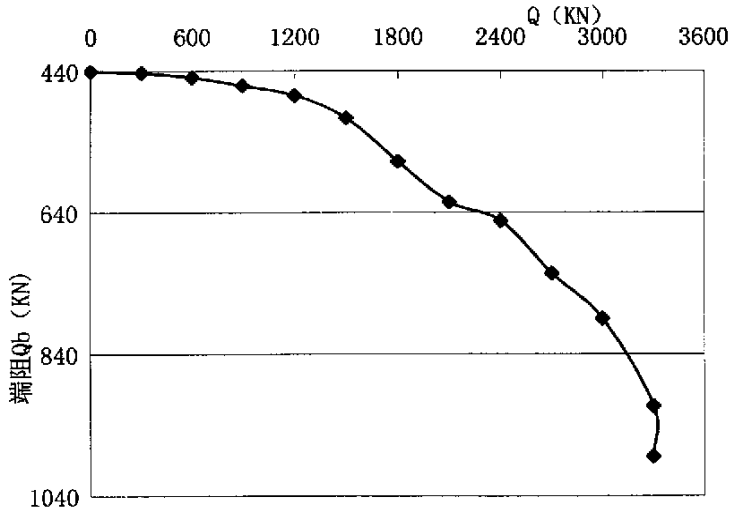


图2-15 静载荷试验中桩端阻力变化曲线

由图 2-15 可知，桩端阻力在静载试验前几级变化不大，几乎接近零点，说明前几级荷载基本由桩侧摩阻力承担，桩端还没发挥作用，当加载到 6 级即荷载达 1800KN 时，桩端阻力有明显变化，并不断增大，到加到破坏荷载 3300KN 时，荷载不能上升，但桩端阻力随沉降的不断加大，有所增加，达到 544KN。据第一节所知，沉桩时的最大端阻力为 714KN，两者相差 20%。

2.7 不同压桩体止期的静载试验结果

根据第二节静载试验方案，对三根桩共进行 7d、13d、30d、38d、41d 的五次静载试验，现将静载试验实测结果绘制成曲线，如图 2-16、2-17 示。

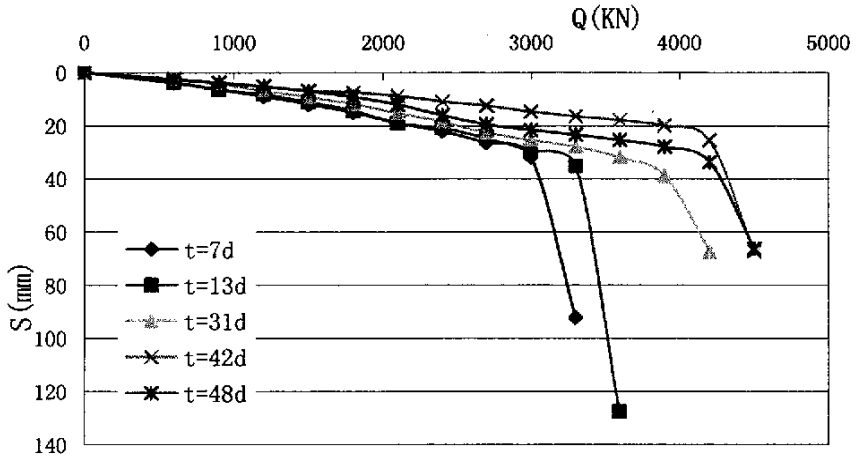


图2-16 Q-S变化曲线

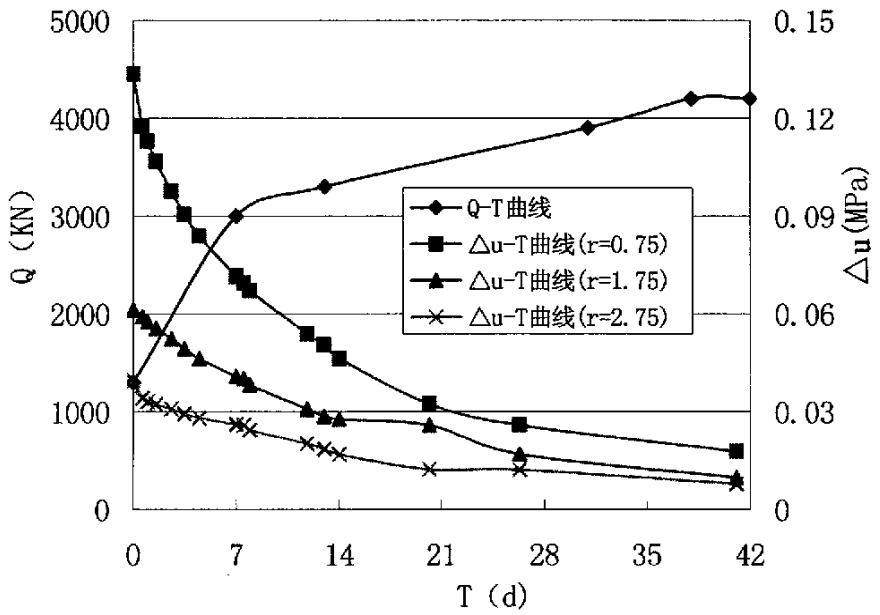


图2-17 Q-T曲线(Δu -T曲线)

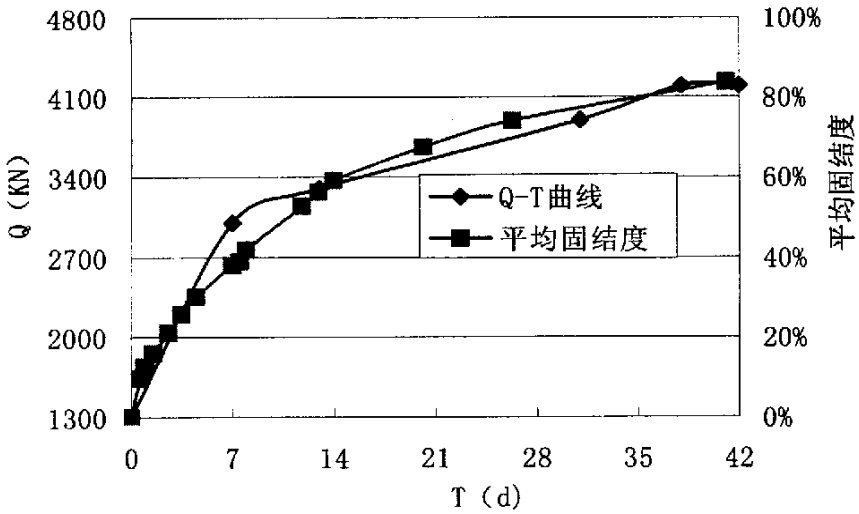


图2-18 实测承载力和平均固结度随时间变化曲线

由图 2-16 可知，1[#]桩在休止期 7d、42d 时极限承载力分别为 3000kN、4200kN；2[#]桩在休止期 13d、38d 时的极限承载力分别为 3300kN、4200kN；3[#]桩在 30d 时的极限承载力为 3900kN，在同一场地五个不同休止期的单桩极限承载力呈上升变化趋势，每级加载沉降量随休止期的增长呈现减小趋势，说明休止期越长，每级加载沉降量越小，单桩承载力越大。

图 2-17 把 Q-T 增长曲线 ΔU -T 消散曲线放在一起，由图可知：单桩极限承载力在前 7 天增长较快，从沉桩完毕时的 1330kN 增加到 3000kN，增幅达到 125%，7 天后增长缓慢，到 38d、42d 变化不大，基本趋于稳定；而超孔隙水压力在前 7 天-10 天消散较快，A 测点由沉桩完毕时的 0.134Mpa 减小到 0.60-0.70Mpa，减幅达 100-120%，之后消散减慢，到 42d 时趋于平衡。B 和 C 测点也有类似变化规律。

图 2-18 为按三个测点孔压变化计算得到的算术平均固结度随时间的变化曲线。与桩承载力随时间变化曲线比较表明，两者非常接近，这说明，随

着桩侧超静孔隙水压力的不断消散，平均固结度和土体强度得到提高，桩侧摩擦力和桩的极限承载力均有明显的提高。

2.8 小结

本章首先从目前桩基原型测试现状、相关测试仪器的性能、现场埋设方法等进行回顾和分析，然后通过台电小区工程实例，现场埋设孔压、桩端反力等测试仪器，结合试验桩、沉桩不同龄期的静载荷等试验，测试沉桩过程中及后期的超孔压产生及消散情况以及沉桩和静载过程中桩端反力变化及单桩极限承载力的变化等情况，同时，结合静力触探等原位测试分析相关试验的变化规律。

(1) 管桩在饱和粘土中沉桩会产生很大的超孔隙水压力，由本次试验知，在埋深 13.5 米离桩中心 0.75mm 位置，产生超静孔压达 1.25 倍有效自重应力，对土体的扰动非常明显。

(2) 在饱和粘土中桩身沉入时桩端处类似球形空腔扩张，对桩端土会产生一定范围的影响，由本次孔压测试可知，桩端扩张影响半径 $R=5\sim 6d$ 左右。

(3) 在饱和粘土中沉桩过程，桩端反力对不同土层有不同反应，在厚淤泥层里变化不大，遇较好土层时有较大变化，与静力触探曲线相似。

(4) 在本章本工程饱和粘土中沉桩在入土深度 25M 内，靠桩机架自身重量(30 吨)可以下沉，即桩端在淤泥(或淤泥质土)里，压桩力很小，主要是由于沉桩过程原状土破坏产生超孔压，摩擦阻力很小，加上桩端反力较小所至。

(5) 沉桩后超孔压在径向不同位置随时间逐渐消散，沉桩后开始 7 天消散较快，随后逐渐缓慢，1 个半月后孔压下降不明显，基本趋于稳定。在不同时刻，孔压沿径向呈减小趋势，离桩越近，产生超静孔压越大，即压桩影

响越大。

(6) 压桩完毕后，短时间内桩端阻力迅速下降。随着时间的推移，由于超静孔压消散引起土体固结，导致桩侧产生负侧摩阻力，从而加大了桩端阻力，7天后趋于平缓。

(7) 静载试验中，桩端反力在前几级变化不大，几乎为零，随后不断增大，说明桩端在前几级荷载下几乎没发挥作用，桩顶荷载基本由桩侧摩阻承担。

(8) 单桩极限承载力在不同休止期呈上升变化趋势，与超孔压随不同时间的消散规律相似，说明桩承载力的时效是由超孔隙水压力消散转化为有效应力的结果。

第三章 静压桩静压过程地基孔压变化规律研究

3.1 引言

由于软土具有渗透性低、结构性强等特点，在饱和软土地基中沉桩，基本上是在不排水条件下进行的。沉桩时，桩要排开同体积的土体，使周围土中的应力场发生很大变化，尤其在低渗透性的饱和软土中，会产生很高的超静孔隙水压力；沉桩结束后，超静孔隙水压力会沿水平径向逐步消散，但由于软土具有水平固结系数小等特点，消散较缓慢。本章根据 Vesic 圆筒形扩张理论推导沉桩时瞬时超静孔隙水压力的理论公式，分析不排水抗剪强度随土层深度的变化规律，探讨沉桩后超孔隙水压力的消散规律。

3.2 瞬时超静孔隙水压力的理论分析^[19, 50]

3.2.1 基本假定

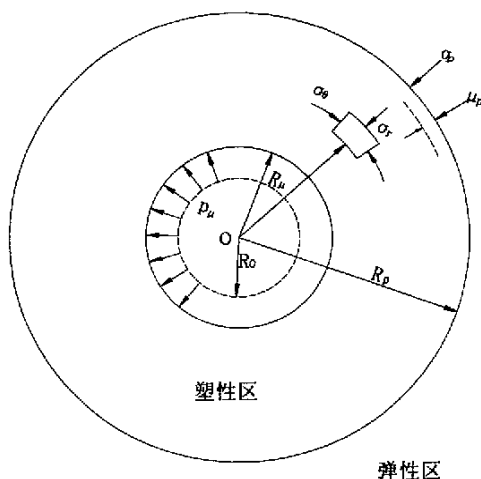


图3-1 圆筒形孔扩张问题

如图 3-1 所示，圆筒形孔在均匀分布的内压力 P 作用下扩张。当 P 值增

加时，围绕着圆孔的圆筒形区域将由弹性状态进入塑性状态。塑性区随 P 值的增加而不断扩大。设圆筒孔的初始半径为 R_0 ，扩张后半径为 R_u ，最大塑性区半径为 R_p ，相应的孔内压力最终值为 P_u 。在半径 R_p 以外的土体仍然保持弹性状态。

假设土体满足如下基本假定

- (1) 土是均匀的、各向同性的理想弹塑性材料；
- (2) 土体饱和、不可压缩；
- (3) 土体屈服满足 Tresca 屈服准则或 Mohr-Coulom 强度准则；
- (4) 小孔扩张前，土体具有各向等同的有效应力，随着内压 P 的增大，围绕柱形孔的柱形区域将由弹性状态进入塑性状态，塑性区随 P 的增大而不断扩大，塑性区以外土体仍保持弹性状态。

3.2.2 基本方程的建立

由于圆筒形孔扩张问题是平面应变轴对称问题。采用柱坐标描述比较方便。如图 3-2 示为柱坐标系中的微元体，其平衡微分方程为：

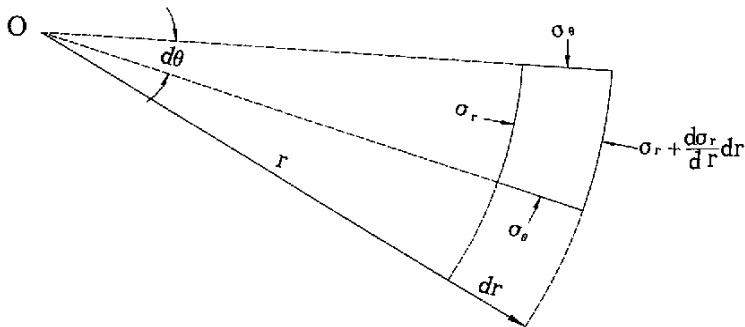


图 3-2 柱坐标系中的微元体

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (3-1)$$

式中, σ_r 、 σ_θ 分别为径向、环向附加应力, r 为半径。

对于 Tresca 材料, 屈服条件为

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2s_u \quad (3-2)$$

式中, s_u 为径向半径为不排水抗剪强度。

对于 Mohr-Coulomb 材料, 屈服条件为

$$(\sigma_r - \sigma_\theta) = (\sigma_r + \sigma_\theta) \sin \phi + 2c \cos \phi \quad (3-2a)$$

式中, c 为粘聚力 ϕ 为内摩擦角

根据基本假定, 土体在沉桩过程中是饱和的、不可压缩的, 可认为是排水条件下进行的, 圆孔扩张过程中, 土体塑性区总体积不变, 也就是说其塑性体积应变等于零。本节在模拟沉桩过程中采用 Tresca 材料屈服准则。

3.2.3 Tresca 材料弹塑性解

假设土体满足 Tresca 屈服条件, 将 (3-2) 式代入 (3-1) 得

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{2s_u}{r} = 0 \quad (3-3)$$

积分上式, 得

$$\sigma_r = C - 2s_u \ln r \quad (3-4)$$

式中, C 为积分常数, 可由边界条件确定。

圆筒形扩张后, 在内侧半径 $r=R_u$ 处, 内侧压力 $p_u = \sigma_r$ 。根据这一边界条件由式(3-4)可得:

$$C = p_u + 2s_u \ln R_u \quad (3-5)$$

结合式(3-4)和式(3-5)，得

$$\sigma_r = P_u - 2s_u \ln \frac{r}{R_u} \quad (3-6)$$

将上式代入式(3-2)，可得

$$\sigma_\theta = P_u - 2s_u \left(\ln \frac{r}{R_u} + 1 \right) \quad (3-7)$$

已知圆筒形孔扩张后的半径 R_u 及相应的内压力 P_u ，可由式(3-6)和式(3-7)计算塑性区的各点应力。

因为 Tresca 材料的塑性体积应变等于零。根据土体基本假定，认为塑性区总体积不变，则圆筒形孔体积变化等于弹性区体积变化。由此可推出孔内压力最终值和塑性区最大半径 R_p 满足

$$\pi R_u^2 - \pi R_i^2 = \pi R_p^2 - \pi (R_p - u_p)^2 \quad (3-8)$$

式中， u_p —塑性区外侧边界的径向位移。

R_i —圆筒扩张前的半径。

展开式(3-8)，略去 u_p 的平方项及 R_i^2 项，得

$$\frac{2u_p R_p}{R_u^2} = 1 \quad (3-9)$$

在弹塑性区交界处 $r=R_p$ ， $\sigma_r = \sigma_p$ (图 3-1)。由圆筒形扩张问题弹性阶段的径向位移解 $u = \frac{1+\nu}{E} r \sigma_r$ ，得径向位移 u_p 为

$$u_p = \frac{1+\nu}{E} R_p \sigma_p \quad (3-10)$$

式中， ν —泊松比

弹塑性区交界处的径向应力 σ_p 可由塑性区应力表达式(3-6)得到

$$\sigma_p = p_u - 2s_u \ln \frac{R_p}{R_u} \quad (3-11)$$

将上式代入式(3-10), 可得

$$u_p = \frac{1+\nu}{E} R_p \left(p_u - 2s_u \ln \frac{R_p}{R_u} \right) \quad (3-12)$$

在 $r=R_p$ 处 ($\sigma_r = \sigma_p$), 应力 σ_r 和 σ_θ 应满足屈服条件, 即

$$\sigma_p - \sigma_\theta = 2s_u \quad (3-13)$$

根据弹性区的应力变形分析容易得到

$$\sigma_\theta = -\sigma_r = -\sigma_p \quad (3-14)$$

结合式(3-13)和式(3-14), 得

$$\sigma_p = s_u \quad (3-15)$$

结合式(3-9)和式(3-10), 消去 u_p , 得

$$\frac{2R_p^2}{R_u^2} \frac{1+\nu}{E} \sigma_p = 1 \quad (3-16)$$

将式(3-15)代入式(3-16), 得

$$\frac{R_p^2}{R_u^2} = \frac{E}{2(1+\nu)s_u} \quad (3-17)$$

引进刚度指标 I_r , 其表达式为

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)s_u} = \frac{G}{s_u} \quad (3-18)$$

式中, G ——剪切模量;

s_u ——抗剪强度。

于是式(3-17)可改写为

$$\frac{R_p}{R_u} = \sqrt{I_r} \quad (3-19)$$

结合式(3-11)、式(3-15)和式(3-19), 可得

$$P_u = s_u [I_r I_r + 1] = s_u F_c \quad (3-20)$$

式中 $F_c = \ln I_r + 1$ 。

由式(3-19)可以计算圆筒形孔扩张问题塑性区最大半径 R_p , 由式(3-20)可以计算相应的内压力最终值 P_u 。若考虑土中初始应力, 则(3-20)式变成

$$P_u = s_u F_c + \sigma_0 \quad (3-21)$$

式中, $F_c = \ln I_r + 1$ σ_0 为径向和环向初始应力。

3.2.4 沉桩瞬时超静孔隙水压力求解^[9,19,50,51]

根据亨克尔 (Henkel) 的孔压方程

$$\Delta u = \beta \Delta \sigma_0 + \alpha_f \Delta \tau_0 \quad (3-22)$$

式中, α_f 、 β —Henkel 孔隙压力参数 (土完全饱和时, $\beta=1$)

$\Delta \sigma_0$ 、 $\Delta \tau_0$ ——八面体法向应力增量和剪应力增量, 分别为

$$\Delta \sigma_0 = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)$$

$$\Delta \tau_0^2 = \frac{2}{9} (\Delta \sigma_1^2 + \Delta \sigma_2^2 + \Delta \sigma_3^2 - \Delta \sigma_1 \Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_2 \Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_3 \Delta \sigma_1)$$

$$\Delta \tau_0 = \frac{1}{3} [(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2]^{1/2} \quad (3-22b)$$

由常规三轴压缩试验得到 Skempton 孔隙水压力系数 A_f ,

$$\alpha_f = 0.707 (3A_f - 1) \quad (3-22c)$$

由(3-6)、(3-7)可得

$$\sigma_z = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} = P_u - 2 \cdot s_u \cdot \left(\ln \frac{r}{R_p} + \frac{1}{2} \right) \quad (3-23)$$

将上式结合(3-2)、(3-7)式代入(3-22a)、(3-22b)、(3-22)式同时代入(3-20)式

$$\Delta \sigma_\theta = 2s_u \cdot \ln \frac{R_p}{r} \quad (3-24)$$

$$\Delta \tau_0 = \sqrt{6} s_u \quad (3-25)$$

$$\Delta u = s_u \cdot \left(2 \cdot \ln \frac{R_p}{r} + \frac{\sqrt{6}}{3} \cdot \alpha_f \right) \quad (3-26)$$

$$\text{令 } s_u = C_u, \text{ 由 (3-26) 式可得 } \Delta u = C_u \cdot \left(2 \ln \frac{R_p}{r} + \frac{\sqrt{6}}{3} \alpha_f \right) \quad (3-27)$$

$$\frac{R_p}{r_0} = \sqrt{\frac{E}{2(1+\nu) \cdot C_u}} \quad (3-28)$$

式中： Δu 是初始超孔隙水压力； R_p 为塑性区半径； r 为计算点到桩中心的距离； r_0 为桩的半径； E 为土的弹性模量； C_u 为土的不排水抗剪强度； ν 为土的泊松比； α_f 为孔隙水压力参数， $\alpha_f = 0.707 (3A_f - 1)$ ， A_f 为土破坏时的孔压系数。

3.2.5 不排水抗剪强度 C_u 与天然土层竖向有效应力 P_0 的关系

一、不固结不排水三轴试验理论^[16, 51]

UU 试验(即不固结不排水三轴试验)土样处于不排水条件,在三轴剪切仪压力室压力 σ_3 作用下土样不发生固结,剪切过程中含水量保持不变,也就是总试样体积保持不变,其应力包线是一条水平线。根据 Mohr-Coulomb 公式,

$$\phi_u=0 \quad (3-29)$$

$$C_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3-30)$$

式中, C_u 为土的不排水抗剪强度, σ_1 、 σ_3 为主应力

因为几个土样的不固结不排水三轴试验破坏时有效应力圆只有一个,所以不能由 UU 试验测定相应的有效应力强度指标。UU 试验一般只用于测定饱和粘土不排水抗剪强度 C_u 。

不固结不排水三轴试验中试样在剪切前“不固结”是指保持试样中原来的有效应力不变。原状土土样中的有效应力取决于土样在天然地层中的有效应力状态,制备土样中的有效应力取决于制备过程中土体的固结。如果饱和土从未发生过固结,有效应力等于零,抗剪强度也必然等于零,这种土是泥浆状的。一般从天然土层中取出的试样或是人工制备的试样,总是具有一定的强度,相当于在某一压力下已经发生固结,不固结是指在三轴仪中在所加压力的作用下土体未发生固结。

天然土层中有效固结压力是随着深度变化的,所以地基土体不排水抗剪强度 C_u 也是随着深度变化的。均质的正常固结粘土不排水抗剪强度大致是随着有效固结压力 p_0 线性增大的,即 $\frac{C_u}{p_0}$ 等于常数,试验资料表明: $\frac{C_u}{p_0}$ 值与土的种类有关,土的粘性含量越多, $\frac{C_u}{p_0}$ 值越大,Skempton(1957)建议采用下式

表示 $\frac{C_u}{p_0}$ 值与塑性指数 I_p 的关系,

$$\frac{C_u}{p_o} = 0.11 + 0.0035I_p \quad (3-31)$$

一般来说, $I_p \geq 17$ 的土属于粘土, 从台州地区来看淤泥、淤泥质粘土、软粘土($e > 1.0$ 、 $W > 40\%$)的 I_p 一般为 21~25, 硬、可塑粘土($e < 1.0$ 、 $W < 40\%$)的 I_p 一般为 17~20, 所以从上式可得出

$$C_u = 0.16 \sim 0.20 p_o \quad (3-31a)$$

式中, p_o 为有效上覆固结压力

二、不排水抗剪强度 C_u 与有效应力强度指标 C' 、 ϕ' 关系的理论推导^[51]。

设土样在天然土层中竖向应力 p_o 和水平向应力 $K_0 p_o$ 作用下已固结, 超孔隙水压力等于零, 然后增大压力 $\Delta\sigma_1$ 和 $\Delta\sigma_3$ 在不排水条件下剪切破坏。即破坏时的主应力分别为

$$\sigma_1 = p_o + \Delta\sigma_1 \quad (3-32)$$

$$\sigma_3 = K_0 p_o + \Delta\sigma_3 \quad (3-33)$$

式中, K_0 为静止土压力系数

破坏时土体中超孔隙水压力为

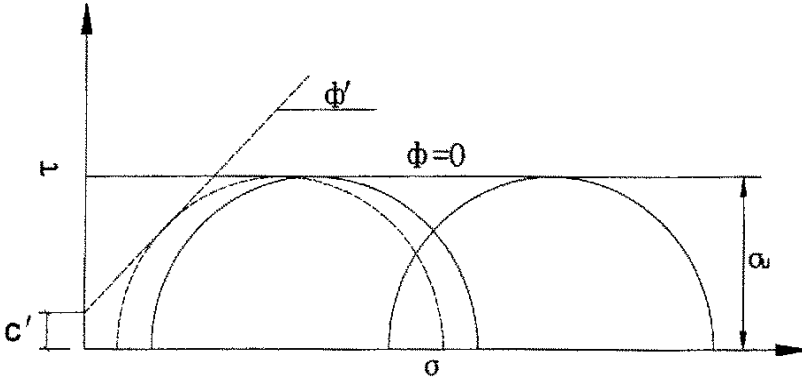
$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A_f (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (3-34)$$

式中, A_f 为土体破坏时孔隙压力系数。

根据有效应力原理, 可得土体破坏时有效应力表达式:

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= p_o + \Delta\sigma_1 - [\Delta\sigma_3 + A_f (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \\ &= p_o + (1 - A_f) (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \end{aligned} \quad (3-35)$$

$$\begin{aligned}\sigma'_3 &= K_0 p_o + \Delta\sigma_3 - [\Delta\sigma_3 + A_f (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \\ &= K_0 p_o - A_f (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\end{aligned}\quad (3-36)$$



UU试验有效应力圆和总应力圆

根据上图中 UU 试验有效应力圆可以得到下式：

$$\sin \varphi' = \frac{C_u}{\frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)}{2} + c' \cdot \operatorname{ctg} \varphi'} \quad (3-37)$$

化简上式，得

$$\begin{aligned}C_u &= \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \cdot \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \\ &= \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \sin \varphi' + \sigma'_3 \cdot \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \\ &= C_u \sin \varphi' + \sigma'_3 \cdot \sin \varphi' + c' \cos \varphi'\end{aligned}\quad (3-38)$$

由式 (3-32) 和 (3-33)，得

$$C_u = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2} (1 - K_o) p_o + \frac{1}{2} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (3-39)$$

于是可得出下式：

$$\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3 = 2C_u - (1 - K_0) p_o \quad (3-40)$$

将上式代入式 (3-36)，得

$$\sigma'_3 = K_0 p_o - A_f [2C_u - (1 - K_0) p_o] \quad (3-41)$$

再将上式代入式 (3-38)，移项化简得：

$$C_u = \frac{c' \cos \varphi' + p_o \sin \varphi' \cdot [K_0 + A_f (1 - K_0)]}{1 + (2A_f - 1) \sin \varphi'} \quad (3-42)$$

对于正常固结粘土， $c' = 0$ ，于是上式可改写为

$$\frac{C_u}{p_o} = \sin \varphi' \cdot \frac{K_0 + A_f (1 - K_0)}{1 + (2A_f - 1) \sin \varphi'} \quad (3-43)$$

由上式可以看到 $\frac{C_u}{p_o}$ 值与 A_f 、 φ' 和 K_0 值有关。对同一种土， A_f 、 φ' 和

K_0 值是常数，所以正常固结粘土的 $\frac{C_u}{p_o}$ 值接近常数。

一般来说，对于正常固结饱和粘土 $\varphi' = 10^\circ \sim 20^\circ$ ，而 A_f 一般为 0.7~1.3，因 A_f 对(3-42)式结果影响很小，现取 $A_f = 1.0$ ，于是可得

$$\frac{C_u}{p_o} = 0.15 \sim 0.26 \quad (3-43a)$$

上式与式(3-31a)比较接近。

台州地区地下水位在-0.0~-2.0m，现假定地下水位在地表面，土容重取 19KN/m^3 ，于是得

$$C_u = 1.4 \sim 2.3h \quad (3-43b)$$

式中， h 为土层深度

3.2.6 参数影响分析

瞬时超静孔压值除了深度 h (或 C_u)有直接关系外，其他影响因素有：测点径向距离 r ，土体弹性模量 E ，孔隙水压力系数 α_f 。

下面举一算例就几个因素进行分析比较。

假定某工程采用预应力管桩、场地桩周土为饱和软粘土，设计桩长 30m，桩直径 0.6m，泊松比 $\nu=0.5$ 不变，则分别对上述影响因素进行分析。

(1)不排水抗剪强度的影响($A_f=1.0$, $\alpha_f=1.414$, $I_r=66$)

现分别取 5 米深度处淤泥层 ($C_u=8\text{KPa}$) 为测点 1, 13 米深度处淤泥质粘土层 ($C_u=20\text{KPa}$) 为测点 2, 23 米深度处淤泥软粘土层 ($C_u=38\text{KPa}$) 为测点 3, 进行比较。瞬时超静孔压 Δu 随径向距离 r 的分布曲线如图 3-3 示。

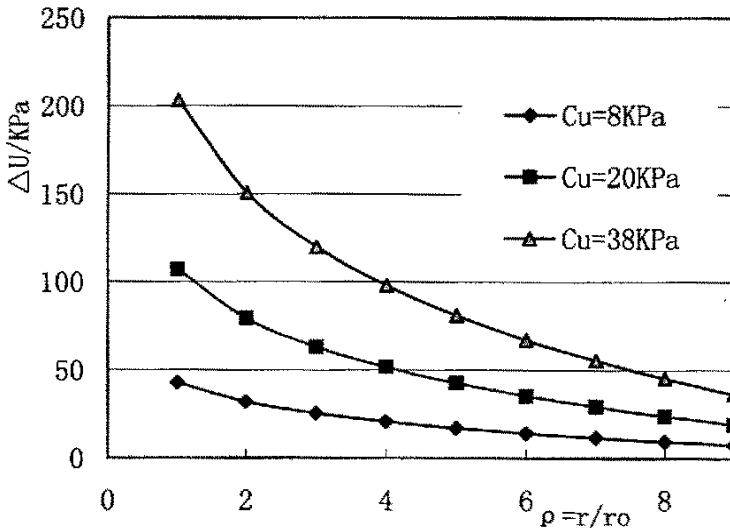


图3-3 不同 C_u 下超孔压随径向变化

从图 3-3 中可以看出，随 C_u 的增大初始超孔隙水压力沿径向衰减越快，测点离桩越近变化较大，产生的瞬时超静孔压也越大，测点越深(即 C_u 越大)，产生的瞬时超静孔压越大。

(2) 径向距离的影响 ($A_f=1.0$, $\alpha_f=1.414$, $I_r=66$ 、取 $C_u=1.65h$)

现分别取不同 $\rho=r/r_0$ 分别为 1, 3, 5, 7, 9 随深度变化进行比较, Δu -H 分布曲线情况见图 3-4。

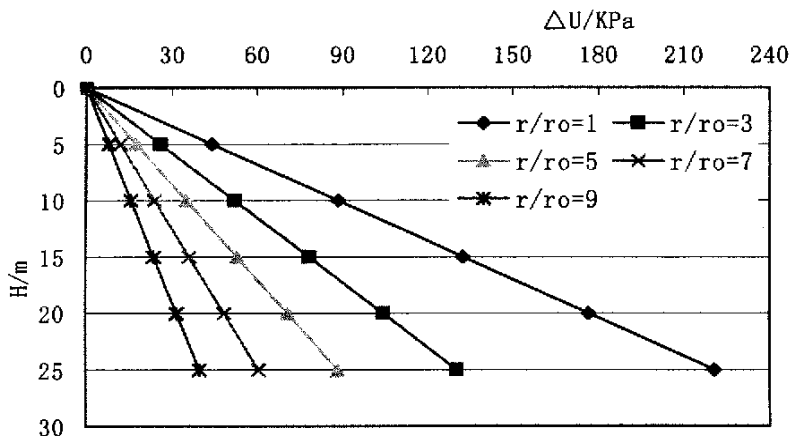


图3-4 不同径向超孔压随深度变化

图 3-4 可知, 初始超孔隙水压力在相同均质的土层中与深度几乎成正比关系, 离桩越近, 变化越大。

(3) 土体弹性模量 E 的影响 ($\alpha_f=1.414$ 、 $C_u=20kPa$)

现分别取不同土体作模量 $E_1=2MPa$ 、 $E_2=5MPa$ 、 $E_3=10MPa$ 、 $E_4=20MPa$ 进行比较, 计算所得的 Δu - r 曲线的变化情况见图 3-5

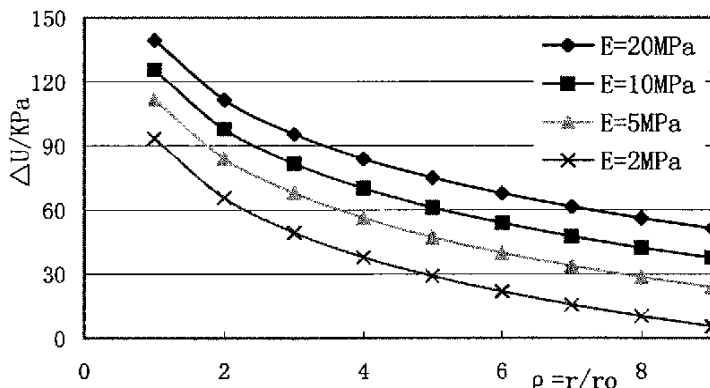


图3-5 不同模量下超孔压随径向变化

从图 3-5 中可以看出，超孔压随 E 的增大而有所增大，但增大不多，沿径向衰减速度变化很小。总的来说，提高 E 值对超孔压的影响不太明显。主要原因是理想弹塑性土体的基本假定沉桩过程中是饱和的，不可压缩的，即土体塑性体积不变，而土体模量 E 直接会影响土体应变应力关系，所以影响不大。

(4) 孔隙水压力系数 α_f 的影响($C_u=20$ kPa, $I_r=66$)

现分别取不同的孔隙水压力系数 $\alpha_{f1}=1.5$ $\alpha_{f2}=1.2$ $\alpha_{f3}=0.8$ $\alpha_{f4}=0.5$ 进行比较，计算所得的 $\Delta u-r$ 曲线变化的情况见图 3-6

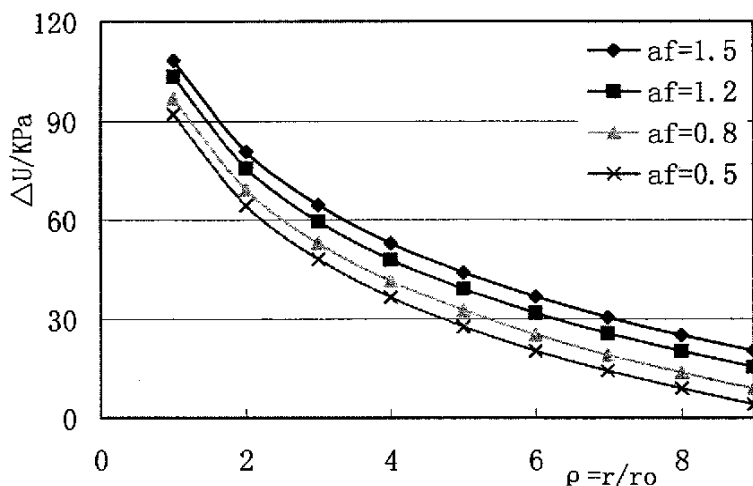


图3-6 不同孔压系数下超孔压随径向变化

从图 3-6 中可以看出，超孔压随 A_f 的增大略有上升，但影响很小，几乎没有变化。

3.3 超孔隙水压力消散规律^[19,52,53,54]

3.3.1 问题的模型及基本假定

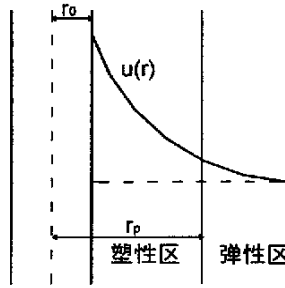


图 3-7 圆柱形空腔固结示意图

(1) 众多学者研究得出桩或探头贯入情况下土体在桩身或探头侧壁部位的应力变化接近于圆柱型空腔扩张情况，产生的初始超静孔隙水压力沿径向接近于对数分布形式（图 3-7）。

根据上一节推导出的塑性区超孔压理论求解，结合 Vesic 理论弹性区的公式，圆筒形空腔扩张引起的瞬时超静孔隙水压力可以用下式来估算：

$$\begin{aligned}
 u(r,0) &= [0.817\alpha_f + 2\ln(\frac{r_p}{r})]s_u, r_0 \leq r \leq r_p \\
 u(r,0) &= 0.817\alpha(r_p/r)^2 s_u, r > r_p
 \end{aligned} \tag{3-44}$$

式中： $u(r,0)$ 为由圆柱形空腔扩张引起的初始超静孔隙水压力； r 为相应点到孔中心的距离； r_0 为空腔扩张半径； r_p 为塑性区半径， $r_p = r_0 \sqrt{I_r}$ ， $I_r = E/(2(1+\nu)S_u)$ ； ν 为泊松比； S_u 为土体不排水强度； E 为土体不排水模量； α_f 为破坏时的 Henkel 孔隙水压力参数， $\alpha_f = 0.707(3A_f - 1)$ ； A_f 为 Skempton 破坏孔隙水压力系数； α 为 Henkel 孔压系数（弹性固体： $\alpha = 0$ ；土体： $0 < \alpha < \alpha_f$ ，在实际分析计算中，整个弹性区的 α 假定为常数，应力较大时可取 $\alpha = \alpha_f$ ，应力水平较小时可取 $\alpha = 0$ ）。

(2) 超静孔隙水压力在桩身或探头停止贯入的瞬间开始消散，周围的土体经历一个固结过程。假设：1) 土体为理想均匀各向同性饱和土体；2) 土颗

粒和孔隙水不可压缩；3) 土中渗流服从达西定律；4) 只发生径向渗流；5) 总应力保持不变；6) 整个研究区域的固结系数及渗透系数相同且保持不变；7) 土体变形是由孔隙水排出、超静孔隙水压力消散引起的；8) 土体固结变形为小变形。按照一维固结理论，可以推导出理想土体中圆柱形空腔固结微分方程：

$$\frac{\partial u}{\partial T} = \frac{\partial^2 u}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial u}{\partial \rho}, \rho > 1, T > 0 \quad (3-45)$$

式中 $\rho = \frac{r}{r_0}$ ； $T = \frac{c_h t}{r_0^2}$ ； T 为时间因素， c_h 为土体的固结系数， t 为固结时间。

方程 (3-45) 是圆柱形空腔周围超静孔隙水压力消散的控制方程，求其满足初始条件 (3-44) 式的解，即可得到土体中超静孔隙水压力随着时间和距离的变化关系。

3.3.2 固结微分方程的理论求解

根据上述描述，圆柱型空腔固结问题 (图 3-7) 可以归结为下列数学问题：

$$\frac{\partial u}{\partial T} = \frac{\partial^2 u}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial u}{\partial \rho}, \rho > 1, T > 0$$

$$u = u(\rho, 0) = [0.817\alpha_f + 2\ln(\frac{\rho_p}{\rho})]s_u, T = 0, 1 \leq \rho \leq \rho_p$$

$$u = u(\rho, 0) = 0.817 \cdot \alpha \cdot s_u \left(\frac{\rho_p}{\rho}\right)^2, T = 0, \rho > \rho_p$$

$$u \rightarrow 0, T \rightarrow \infty$$

$$\frac{\partial u}{\partial \rho} = \kappa r_0 u, T > 0, \rho = 1$$

$$u = 0, T \geq 0, \rho \rightarrow \infty \tag{3-46}$$

式中, κ 为边界透水系数。

式 (3-46) 为二阶偏微分方程, 较难直接得到其解答, 下面用分离变量法对其进行求解。令 $u = \Gamma(T) \cdot R(\rho)$, 代入固结控制方程 (3-46) 得:

$$R \cdot \frac{d\Gamma}{dT} = \Gamma \cdot \left(\frac{d^2 R}{d\rho^2} + \frac{1}{\rho} \cdot \frac{dR}{d\rho} \right) = -\lambda^2 \tag{3-47}$$

由方程 (3-47) 可得:

$$\left. \begin{aligned} \frac{d\Gamma}{dT} + \lambda^2 \Gamma &= 0 \\ T \rightarrow \infty, \Gamma &\rightarrow 0 \end{aligned} \right\} \tag{3-48}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{d^2 R}{d\rho^2} + \frac{1}{\rho} \cdot \frac{dR}{d\rho} + \lambda^2 R &= 0 \\ R' |_{\rho=1} = \kappa r_0 R |_{\rho=1}, R |_{\rho=\infty} &= 0 \end{aligned} \right\} \tag{3-49}$$

式中 λ 为任意正实数。

因式 (3-49) 为柱方程, 故该方程的本征函数为柱函数:

$$R(\lambda, \rho) = A(\lambda)J_0(\lambda\rho) + B(\lambda)Y_0(\lambda\rho) \tag{3-50}$$

由边界条件 $R' |_{\rho=1} = \kappa r_0 R |_{\rho=1}$ 可得:

$$\kappa r_0 [A(\lambda)J_0(\lambda) + B(\lambda)Y_0(\lambda)] + \lambda [A(\lambda)J_1(\lambda) + B(\lambda)Y_1(\lambda)] = 0 \tag{3-51}$$

对于任意正实数, 有 $A(\lambda) = \lambda Y_1(\lambda) + \kappa r_0 Y_0(\lambda)$

$$B(\lambda) = -[\lambda J_1(\lambda) + \kappa r_0 J_0(\lambda)]$$

因此, 方程 (3-49) 的本征函数为:

$$R(\lambda, \rho) = [\lambda Y_1(\lambda) + \kappa r_0 Y_0(\lambda)] J_0(\lambda \rho) - [\lambda J_1(\lambda) + \kappa r_0 J_0(\lambda)] Y_0(\lambda \rho) \quad (3-52)$$

式中, J_0, J_1 分别为零阶和一阶第一类 Bessel 函数; Y_0, Y_1 分别为零阶和一阶第二类 Bessel 函数。

方程 (3-48) 中 Γ 的解为

$$\Gamma = e^{-\lambda^2 T} \quad (3-53)$$

联合式 (3-52) 和式 (3-53) 得到方程 (3-46) 的完全解为

$$u(\rho, T) = \int_0^\infty D(\lambda) R(\lambda, \rho) e^{-\lambda^2 T} d\lambda \quad (3-54)$$

代入初始条件

$$u(\rho, 0) = \int_0^\infty D(\lambda) R(\lambda, \rho) d\lambda \quad (3-55)$$

根据 Bessel 函数的正交性, 得

$$D(\lambda) = \frac{\lambda}{N(\lambda)} \cdot \int_0^\infty \rho' R(\lambda, \rho') u(\rho', 0) d\rho' \quad (3-56)$$

故, u 的完全解为:

$$u(\rho, T) = \int_0^\infty \frac{\lambda}{N(\lambda)} \cdot \left[\int_0^\infty \rho' R(\lambda, \rho') u(\rho', 0) d\rho' \right] \cdot R(\lambda, \rho) e^{-\lambda^2 T} d\lambda \quad (3-57)$$

式中,

$$N(\lambda) = [\lambda J_1(\lambda) + \kappa r_0 J_0(\lambda)]^2 + [\lambda Y_1(\lambda) + \kappa r_0 Y_0(\lambda)]^2 \quad (3-58)$$

$$\int_0^\infty \rho' R(\lambda, \rho') u(\rho', 0) d\rho' = 0.817 \alpha_f s_u \cdot \left[\frac{A(\lambda) \rho_p J_1(\lambda \rho_p) + B(\lambda) \rho_p Y_1(\lambda \rho_p)}{\lambda} - \frac{A(\lambda) J_1(\lambda) + B Y_1(\lambda)}{\lambda} \right] + \frac{2s_u}{\lambda^2} \{ A(\lambda) [J_0(\lambda) - \lambda \ln(\rho_p) J_1(\lambda) - J_0(\lambda \rho_p)] - B(\lambda) [Y_0(\lambda) - \lambda \ln(\rho_p) Y_1(\lambda) - Y_0(\lambda \rho_p)] \} + 0.817 \alpha \rho_p^2 \cdot \int_{\rho_p}^\infty \frac{1}{\rho'} [A(\lambda) J_0(\lambda \rho') + B(\lambda) Y_0(\lambda \rho')] d\rho' \quad (3-59)$$

式 (3-57) 即为任何排水条件下的圆筒形空腔固结解。

下面讨论两种特殊排水条件：①空腔壁不排水条件；②空腔壁排水条件。

①、当 $\kappa = 0$ 时，在 $\rho = 1$ 处为不排水边界条件， $\frac{\partial u}{\partial \rho} = 0$ ，这时系数 $N(\lambda)$ 和本

征方程 (9) 及其系数 $A(\lambda)$ 、 $B(\lambda)$ 分别为：

$$A(\lambda) = Y_1(\lambda); B(\lambda) = -J_1(\lambda) \quad (3-60)$$

$$R(\lambda, \rho) = Y_1(\lambda)J_0(\lambda\rho) - J_1(\lambda)Y_0(\lambda\rho) \quad (3-61)$$

$$N(\lambda) = J_1(\lambda)^2 + Y_1(\lambda)^2 \quad (3-62)$$

②、当 $\kappa = \infty$ 时，在 $\rho = 1$ 处为排水边界条件， $u = 0$ ，这时系数 $N(\lambda)$ 和本征方程 (9) 及其系数 $A(\lambda)$ 、 $B(\lambda)$ 分别为：

$$A(\lambda) = Y_0(\lambda); B(\lambda) = -J_0(\lambda) \quad (3-63)$$

$$R(\lambda, \rho) = Y_0(\lambda)J_0(\lambda\rho) - J_0(\lambda)Y_0(\lambda\rho) \quad (3-64)$$

$$N(\lambda) = J_0(\lambda)^2 + Y_0(\lambda)^2 \quad (3-65)$$

3.3.3 参数影响分析

一般来说，影响孔压消散的主要因素有：①土体不排水剪强度 C_u ；②土体弹性模量 E ；③孔压系数 α_f ；④土体水平固体系数 C_h 。

下面举一算例就几个因素进行分析比较。

假定某工程采用预应力管桩，场地桩周土为饱和软粘土，设计桩长 30M，桩径 0.6M，泊松比 $\nu = 0.5$ 不变，下面分别对上述影响因素在 $r=r_0$ 处(桩周位置)随时间的消散变化进行分析。

(1) 刚度比 I_r 的影响

取 $C_u = 20\text{KPa}$ ， $\alpha_f = 1.414$ 、 $C_h = 7 \times 10^{-7}\text{m}^2/\text{s}$ ，分别对不同刚度比 $I_{r1} = 40$ ，

$I_{r2}=70$, $I_{r3}=100$, $I_{r4}=150$ 进行比较, 计算所得的 $\Delta u-t$ 消散曲线的变化情况见图 3-7。

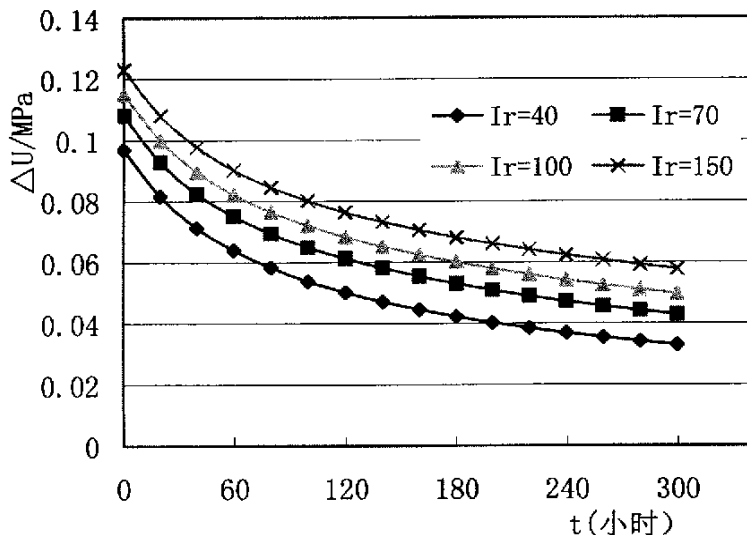


图3-7 不同刚度比下超孔压随时间变化

从图 3-7 可看出, 随着刚度比 I_r 的增大(即土不排水模量的增大), 初始超孔压有所增大, 但随着时间的消散速度变化不大, 几乎没有变化, 从上图知, 超孔压前 72 小时(即前 3 天)消散较快, 越往后曲线趋于平缓消散较慢。

(2) 不排水抗剪强度 C_u 的影响

取 $I_r=70$, 其它参数同上, 现分别对不同不排水抗剪强度 $C_{u1}=8\text{Kpa}$, $C_{u2}=20\text{Kpa}$, $C_{u3}=38\text{Kpa}$ 进行比较, 计算所得的消散变化曲线见图 3-8。

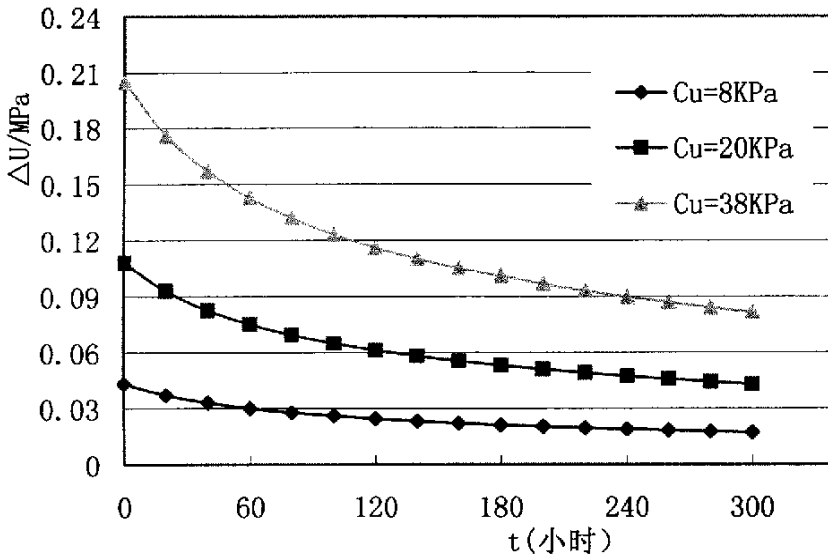


图3-8 不同不排水强度下超孔压随时间变化

从图 3-8 可看出，不排水强度除了对初始超孔压有较大影响外，其消散速度随着 C_u 的增大而加快，其变化幅变也较大，到最后趋于平缓。

(3) Herkel 孔压系数 α_f 的影响

取 $C_u=20\text{Kpa}$ ，其它参数同上，现分别对不同孔压系数 $\alpha_{f_1}=1.5$ ， $\alpha_{f_2}=1.0$ ， $\alpha_{f_3}=0.5$ 进行比较，计算所得的消散曲线见图 3-9。

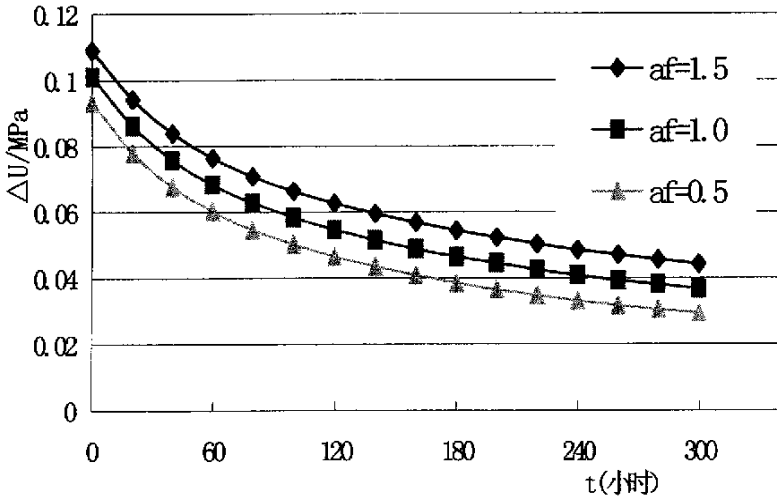


图3-9 不同 α_f 下超孔压随时间变化

从图 3-9 中可看出，孔压系数 α_f 虽对初始超孔压有所影响，但影响不大，且对消散速度几乎没影响。

(4) 水平固结系数 C_h 的影响

取 $\alpha_f=1.414$ ，其它参数同上，现分别对不同固结系数 $C_h=1 \times 10^{-6}$ 、 5×10^{-7} 、 1×10^{-7} 、 1×10^{-8} 进行比较，计算所得的曲线见图 3-10。

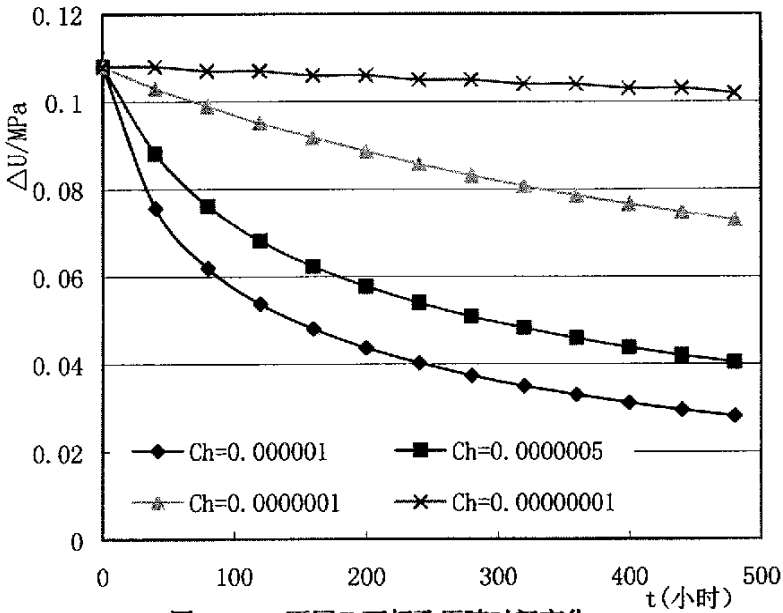


图3-10 不同 C_h 下超孔压随时间变化

从图 3-10 中可看出，随着 C_h 的越大，水平消散速度越快，当 $C_h=10^{-8}$ 时，消散很慢，几乎没变化。

3.4 理论分析与现场试验结果的比较

结合第二章工程 1# 桩两边在深度 13.5 米处埋设的孔压计实测数据，进行实测分析。

按本章方法计算初始超孔隙水压力及沉桩后不同时刻的孔压值的变化 (计算参数 $C_u=28\text{KPa}$ 、 $I_r=100$ 、 $C_h=7\times 10^{-7}$ 、 $A_f=1.0$)，与实测结果的比较如图 3-11、3-12、3-13、3-14、3-15。

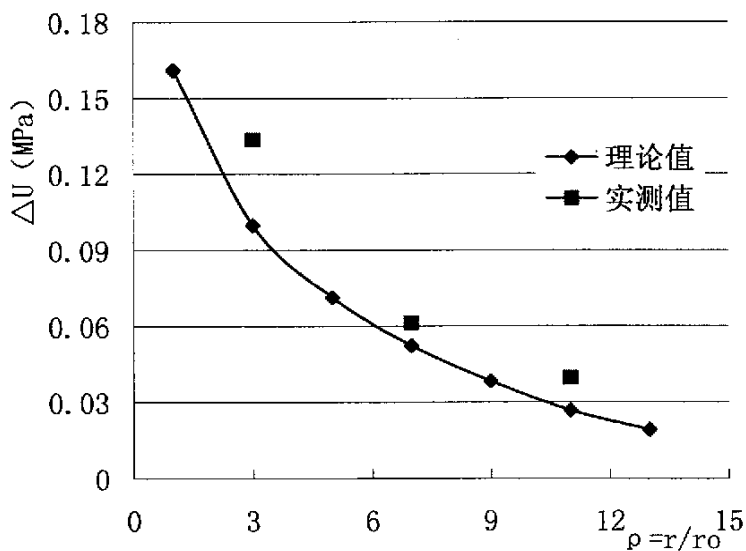


图3-11 t=0时刻 $\Delta U-\rho$ 曲线

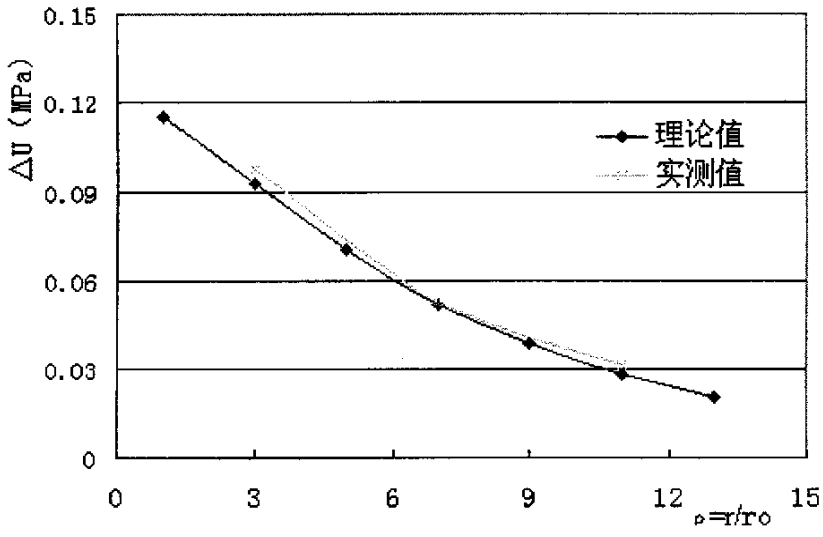


图 3-12 $t=62h$ 时 $\Delta U-\rho$ 曲线

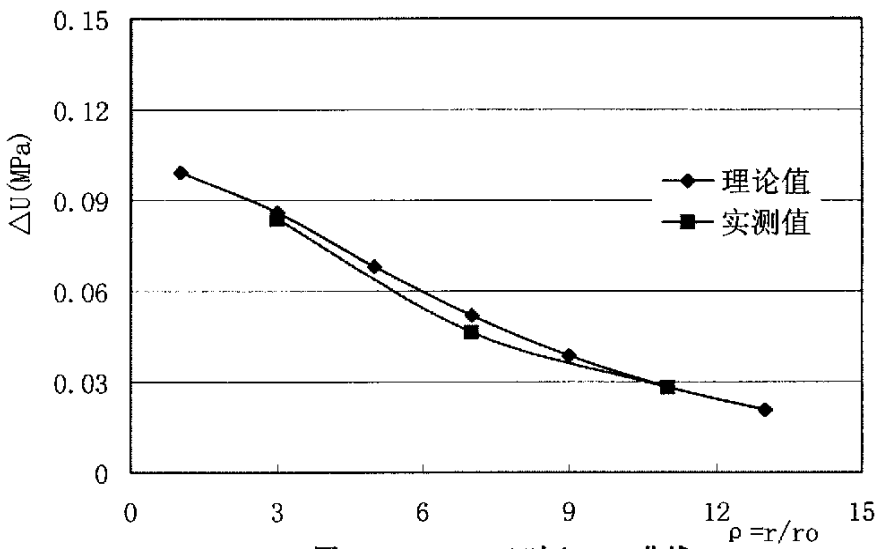


图3-13 $t=108h$ 时 $\Delta U-\rho$ 曲线

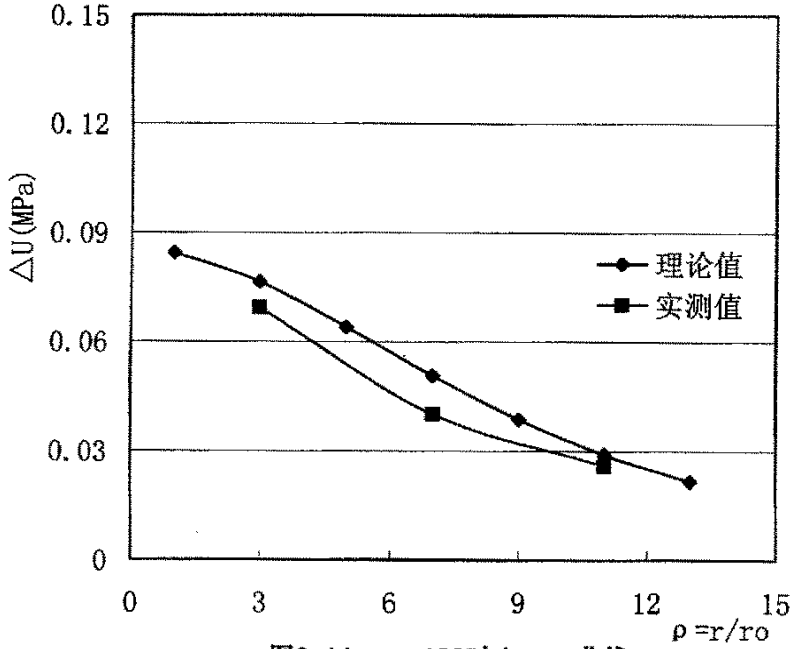


图3-14 $t=180$ 时 ΔU - ρ 曲线

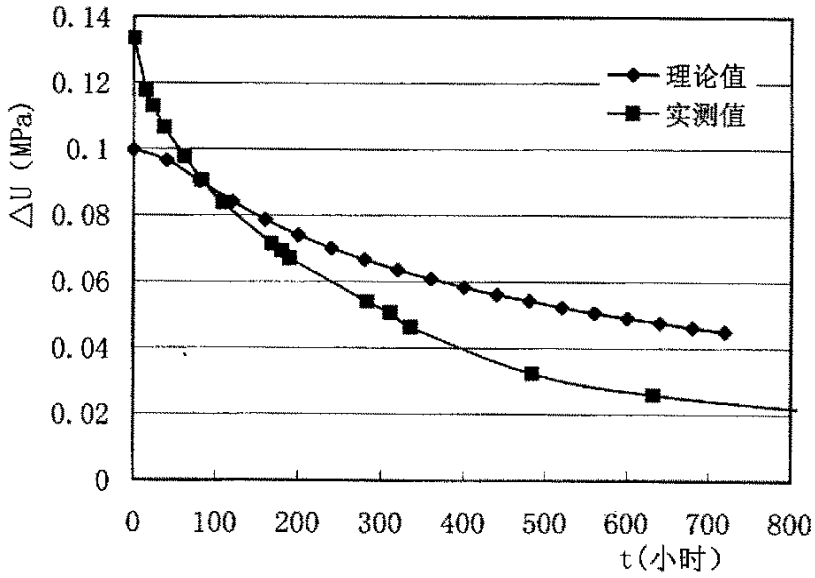


图3-15 $R=0.75m$ 处 ΔU - t 曲线

首先，从曲线 3-11 图可看出，沉桩完成时靠近桩身位置的超静孔压相差较大，离开桩身较远地方相差较小。产生这一现象的原因与桩的贯入机理有关。

①由于圆柱型扩张过程中产生的剪应力对周围土体的超孔压产生较大影响，而理论计算中没考虑此影响；

②当施工结束的瞬间，由于桩表面与土中存在压力差，土中的孔隙水力会向桩身方向转移，于是会产生理论偏小而实测偏大的数值；

③由于理论假定土体是各向同性饱和均质弹性体以及沿径向消散过程渗透系数保持不变，而实际在沉桩过程中靠近桩身的土体受到扰动、重塑，是复杂的三相土体。

其次，从图 3-12、13、14 ($t=62、108、180h$) 的变化曲线看，理论实测吻合较好，结果较为一致。

从图 3-15 可知， $R=0.75m$ 处超静孔压实测值和理论值不尽相同。在前 100 小时（即前 4 天），实测值较理论值偏大，其后逐渐偏小。总体来说，实测值变化幅度比理论值要大，理论值更接近于均质土体的消散，这可能是由于以上三点原因所致。不管怎样，孔压消散初始速度都较快，随着时间的推移，速率逐渐减小，最后曲线趋于平缓趋向于零。

3.5 小结

(1)采用 Vesic 圆筒形孔扩张理论及基本假定，瞬时超静孔压及其消散规律的理论求解是可取的，也是满足工程需要的。

(2)结合不固结不排水试验，采用摩尔库仑圆原理及有效应力原理推导了

不排水抗剪强度 C_u 与有效应力强度指标 C' 、 ϕ' 的关系, 分析了正常固结饱和粘土 C_u 随土层深度 h (即有效上覆应力 P_0) 的基本线性关系, 揭示了初始超孔压水压力与土层深度或土中初始有效应力的关系。

(3) 通过一算例进行了相关参数对瞬时超静孔压的影响分析, 可知:

1) C_u 对初始超孔压影响较大, 土层越深, C_u 越大, 瞬时超静孔压也越大。

2) 瞬时超静孔压在相同的土层中与深度几乎成正比, 离桩越近变化越大。

3) 土体弹性模量 E 对初始超孔压影响不大。

4) 破坏时的 Henkel 孔压系数 α_f 对初始超孔压几乎没影响。

(4) 通过一算例进行了相关参数对超静孔压消散的影响分析, 可知:

1) 土体刚度比 I_r 对初始超孔压有所影响, 对消散速度影响很小。

2) C_u 除了对初始超孔压有较大影响外, 对消散速度也影响较大。

3) α_f 超孔压消散速度几乎没影响。

4) 水平固结系数 C_h 对超静孔压消散速度影响很大, 当 $C_h \leq 10^{-8}$ 时, 消散很慢, 随着 C_h 不断增大, 消散速度越大。

(5) 通过理论分析与工程现场实测的分析比较, 结果较为吻合, 同时对存在的误差进行了分析。

第四章 考虑时间效应的承载力研究

4.1 引言

预应力管桩沉入饱和软粘土中，由于粘土具有结构性强、灵敏度高，渗透性低等特点，受沉桩的挤土作用，桩周土产生扰动、破坏并产生很高的孔隙水压力，孔隙水压力的消散及桩周土的结构性恢复需要一个很长的过程。随着桩周土的恢复，极限承载力将会增大。本章将基于有效应力原理结合桩土接触面的破坏形式，推导考虑时效性的单桩极限承载力的理论公式，分析不同休止期的承载力。

4.2 承载力确定方法^[4, 8, 9, 13, 14, 15]

单桩极限承载力 Q_u 由总极限侧阻力 Q_{su} 和总极限端阻力 Q_{pu} 组成，若忽略二者间的相互影响，单桩极限承载力 Q_u 可表示为

$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu} = \sum U_i L_i q_{sui} + A_p q_{pu} \quad (4-1)$$

式中 L_i 、 U_i —桩周第 i 层土厚度和相应的桩身周长；

A_p —桩端底面积；

q_{sui} 、 q_{pu} —第 i 层土的极限侧阻力和持力层极限端阻力。

Q_u 、 q_{sui} 、 q_{pu} 的确定通常采用下列几种方法。

(1) 原型试验法

原型静载试验是传统的也是最可靠的确定承载力的方法。它不仅可确定桩的极限承载力，而且通过埋设各类测试元件可获得荷载传递、桩侧阻力、桩端阻力、荷载-沉降关系等诸多资料。由于试验费用、工期、设备等原因，往往只能对部分工程的少量桩进行试验。

原型桩高应变动测法是近年来发展起来的一种快速检测桩的承载力和质

量的方法，虽然该法测定桩的承载力可靠性较高，但取代静载试验仍存在一定问题。

(2) 静力学计算法

根据桩侧阻力、桩端阻力的破坏机理，按照静力学原理，采用土的强度参数，分别对桩侧阻力和桩端阻力进行计算。由于计算模式、强度参数与实际某些差异，计算结果的可靠性受到限制，往往只用于一般工程或重要工程的初步设计阶段，或与其他方法综合比较确定承载力。

(3) 原位测试法

对地基上进行原位测试，利用桩的静载试验与原位测试参数间的经验关系侧阻力和端阻力。常用的原位测试法有下列几种：

- 1) 静力触控法 (CPT);
- 2) 标准贯入试验法 (SPT);
- 3) 旁压试验法 (PMT);

(4) 经验法

根据静力试桩结果与桩侧、桩端土层的物理性指标进行统计分析，建立桩侧阻力、桩端阻力与物理性指标间的经验关系，利用这种关系预估单桩承载力。这种经验法简便而经济，但由于各地区间土的变异性状，加之成桩质量有一定变异性，因此，经验法预估承载力的可靠性相对较低。一般只适于初步设计阶段和一般工程，或与其它方法综合比较确定承载力。经验法用于地区性规范的可靠性是较高的。

4.3 有效应力原理确定单桩承载力

4.3.1 承载力时效的机理分析

一、土的触变时效

桩周土经沉桩挤压扰动，强度降低，粘性土的触变作用使损失的强度随时间逐步恢复。图 4-1 为天津大港淤泥质粉质粘土经重塑后在饱和状态下，静置不同时间进行三轴不固结不排水剪切试验的结果。由于重塑土样的静置触变过程是在无围压固结条件下进行的，其强度幅度约为 50%，比桩侧土强度实际增长幅度要小。

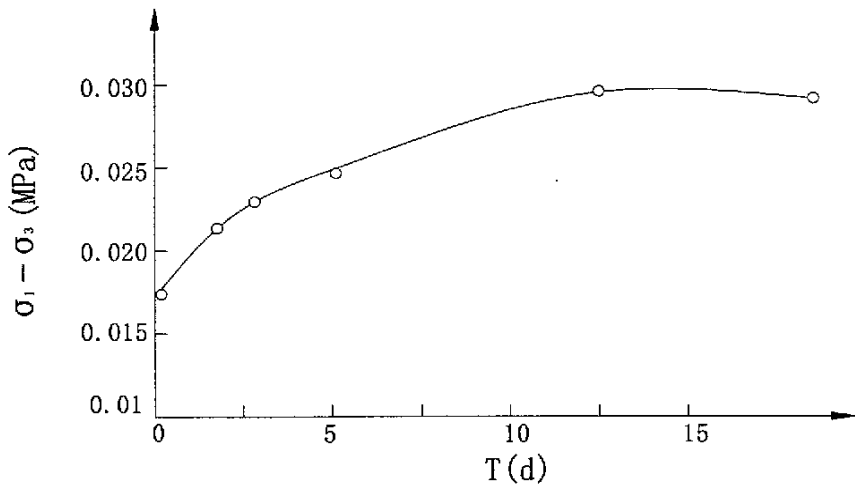


图 4-1 重塑土不排水剪切强度随时间的变化

二、固结时效

沉桩引起的超静孔隙水压力随时间而消散，桩侧土在自重应力和沉桩扩张应力共同作用下固结，超静孔压逐渐消散，转化为有效应力。土的有效应

力和密实度逐渐增大，强度逐渐恢复，甚至超过其原始强度。

4.3.2 承载力的计算

一、初始极限承载力的确定

初始极限承载力是指沉桩结束瞬时桩的极限承载力，此时由于桩的挤土作用，桩周围土体受到最大程度的破坏和重塑，强度最小。工程实际中可根据压桩机桩头的油压表直接读取（即工程通常所说的终压力）。

二、桩侧土体中超静孔隙水压力计算

桩侧土体中超静孔压消散按第三章第三节的解析解（3-57）式计算

$$u(\rho, T) = \int_0^{\lambda} \frac{\lambda}{N(\lambda)} \cdot \left[\int_0^{\lambda} \rho' R(\lambda, \rho') u(\rho', 0) d\rho' \right] \cdot R(\lambda, \rho) e^{-\lambda^2 T} d\lambda \quad (4-2)$$

式中， $\rho = \frac{r}{r_0}$ ， $T = \frac{c_h t}{r_0^2}$ ， $u(\rho, T)$ 表示在 ρ 位置， t 时刻的超静孔压值，其它参数见第三章。

三、间歇期为 t 时土中有效应力增量

把桩周土的固结问题看成是轴对称弹性问题，根据超静孔隙水压力的解析表达式，为简化计算，假设消散的超静孔隙水压力直接转化为有效应力增长，消散引起的土体中各有效应力分量增量为

$$\sigma_r' = \sigma_\theta' = \sigma_z' = \Delta u = (u(0) - u(t)) \quad (4-3)$$

式中， $u(t)$ 表示在桩周位置(即 $\rho=1$)， t 时刻的超静孔压值

$u(0)$ 表示在桩周位置(即 $\rho=1$)， $t=0$ 时刻的超静孔压值。

四、确定抗剪强度增量和接触面破坏位置

(一) 土体固结引起抗剪强度提高^[51]

土的抗剪强度与土体中的有效应力大小有关。土的抗剪强度可表示为

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \operatorname{tg} \varphi' \quad (4-4)$$

固结过程中，不考虑蠕变效应引起强度的降低，土的有效应力强度指标可以认为是不变的。土中有效应力增加，土的抗剪强度提高。由固结引起土的强度增量可表示为

$$\Delta \tau_f = \Delta \sigma'_n \operatorname{tg} \varphi' \quad (4-5)$$

式中， $\Delta \sigma'_n$ 为剪切面上有效正应力增量。

$\Delta \tau_f$ 也可表示为 $\Delta \sigma'_1$ 的函数。由下图可得：

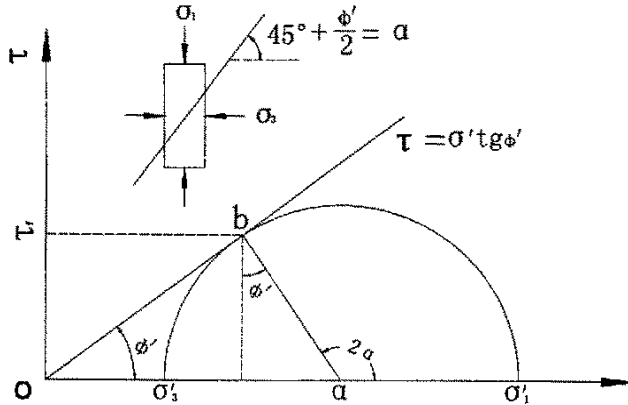


图 4-2 摩尔库仑圆原理图

$$\tau_f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \cos \varphi' \quad (4-6)$$

式中， σ'_1 、 σ'_3 —分别为极限状态时第 1、3 有效主应力。

由 Mohr-Coulomb 屈服条件，得

$$\sigma'_3 = \frac{\sigma'_1(1 - \sin \varphi') - 2c' \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad (4-7)$$

将式(4-7)代入式(4-6)，得

$$\tau_f = \frac{\sigma'_1 \sin \varphi' \cos \varphi' + c' \cos^2 \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad (4-8)$$

于是，取增量可得：

$$\Delta \tau_f = \frac{\Delta \sigma'_1 \sin \varphi' \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad (4-9)$$

式中， $\Delta \sigma'_1$ 为极限状态第一有效主应力增量，令

$$K = \frac{\sin \varphi' \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad (4-10)$$

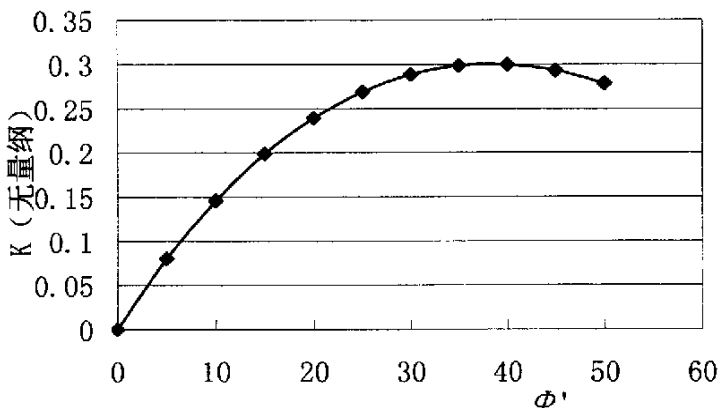


图4-3 K系数与有效内摩擦角 Φ' 的关系

从图4-3中 K 与 φ' 之间的曲线关系可知， K 系数在 $0^\circ \sim 38^\circ$ 区间，随 φ' 的增大而增大，在 $10^\circ \sim 20^\circ$ 内变化较大，当 φ' 等于 38° 时 K 值达最大，变化为零。

利用(4-10)式，(4-9)式可以简化为

$$\Delta \tau_f = \Delta \sigma'_1 \cdot K \quad (4-11)$$

(二) 接触面破坏位置

实际上，紧靠桩侧的土体在沉桩时受到严重扰动，在挤压和剪切作用下

完全重塑，沉桩结束后其快速固结，形成一紧贴桩表面的硬壳，其厚度 δ 约为 $3\sim 20\text{mm}$ ^[9]。由于此硬壳的强度远大于其周围土体的强度，因此当桩体发生竖向位移时，其剪切破坏面不是发生在桩土接触面上而是发生在距桩心 $r' = r_0 + \delta$ 处的一薄层内，这也导致桩的承载表面积加大。在本文计算中取 δ 为 20mm 。

五、确定任意间歇期的桩极限承载力

首先确定桩极限承载力增量，它由桩侧土抗剪强度的提高和桩端土的强度提高共同引起，故桩间歇期为 t 的极限承载力增量可按式计算^[55]：

$$\Delta Q_{ut} = \Delta \sigma'_{zL} \cdot A' + \sum u_i \Delta \tau_f \quad (4-12)$$

其中： $\Delta \sigma'_{zL}$ 桩端土的竖向有效应力增量； $\Delta \tau_f$ 为相应土层的土抗剪强度增量； A' 、 u_i 分别为考虑接触面土壳效应的桩的断面面积、周长。

初始极限承载力与间歇期为 t 时的极限承载力增量之和即为桩在 t 时刻的极限承载力：

$$Q_{ut} = Q_{u0} + \Delta Q_{ut} \quad (4-13)$$

式(4-2)至(4-13)就是考虑时间效应的预制桩单桩极限承载力解析解，结合场地土的性质可以确定预制桩任一间歇期单桩极限承载力。

4.4 土体参数对承载力的影响

一般来说，影响 t 时刻单桩竖向承载力的增量 $\Delta Q_{u,t}$ 的因素主要有不排水抗剪强度 C_u 、土体有效内摩擦角 ϕ' 、水平固结系数 C_h 。下面举一算例就 ϕ' 、 C_h 、 C_u 三个参数的影响进行分析比较。

假定某工程采用 $\phi 500$ 砼预应力管桩、桩长 20m ，桩周场地土为均质饱和粘土（土体参数 $\nu=0.5$ ， $I_p=70$ ， $\alpha_f=1.414$ ）。

4. 4. 1 有效内摩擦角 ϕ' 的影响

现分别取不同的有效内摩擦角 $\phi' = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$ 进行比较分析 ($C_u=20\text{kPa}$ 、 $C_h=7 \times 10^{-7}$)，计算所得的 $\Delta Q-t$ 曲线的变化情况见图 4-4。

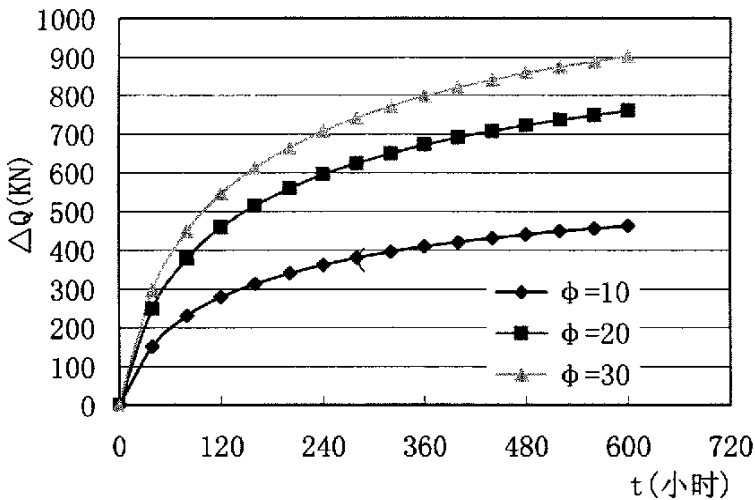


图4-4 不同摩擦角下承载力的增量

从图 4-4 可看出，3 条承载力增量曲线随着时间的增加而增大，并趋于平缓，开始阶段(前 7 天)增长较快，随后增幅减小，并趋于各自不同的最终量值。图示结合图 4-3 可知，桩的最终极限承载力增量在有效内摩擦角 ϕ' 在 $0^\circ \sim 38^\circ$ 区间，随 ϕ' 的增大而增大，而且在 $10^\circ \sim 20^\circ$ 之间变化较大，主要是因为摩擦角控制了接触面破坏处有效应力向桩侧摩阻力的转化的过程。

4. 4. 2 土体水平固结系数 C_h 的影响

现分别取不同的 $C_h=7 \times 10^{-7}$ ， 1×10^{-6} ， 1.5×10^{-6} 进行比较分析 ($C_u=20\text{kPa}$ 、 $\phi' = 15^\circ$)，计算所得 $\Delta Q-t$ 曲线变化情况见图 4-5。

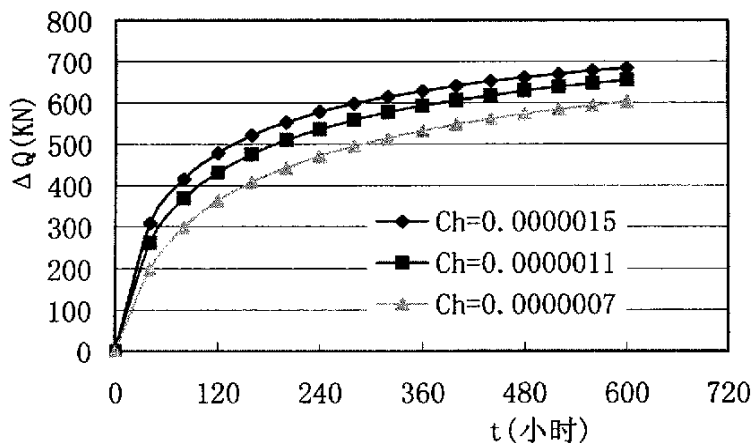


图4-5 不同固结系数下承载力的增量

从图 4-5 可看出, 3 条增量曲线随着时间的增加, 差异越来越小, 最终趋于平缓。图示知, 3 条增量曲线开始阶段(前 7 天)随着固结系数的增大而增大, 但增幅逐渐减少趋于平缓。所以固结系数, 决定着桩的初期极限承载力发挥, 不影响桩的最终承载力。图示也知, 土的固结系数与土中的初始超孔隙水压力无关, 但其大小直接影响超孔隙压消散速度。固结系数越大, 渗透系数也越大, 土中超孔隙压消散就越快, 有效应力原理可知, 桩土界面的摩擦阻力增长越快, 桩的初期承载力发挥就越快。但如果初始超孔隙压一定, 在其他参数不变的情况下, 桩的最终极限承载力增量也是定值。

4.4.3 土体不排水抗剪强度 C_u 的影响

现分别取不同的 $C_u=1.5Z$ 、 $1.9Z$ 、 $2.3Z$ (Z 为土层深度) 进行比较分析 ($\phi' = 15^\circ$ 、 $C_h=7 \times 10^{-7}$), 计算所得的 $\Delta Q-t$ 曲线的变化情况见图 4-6。

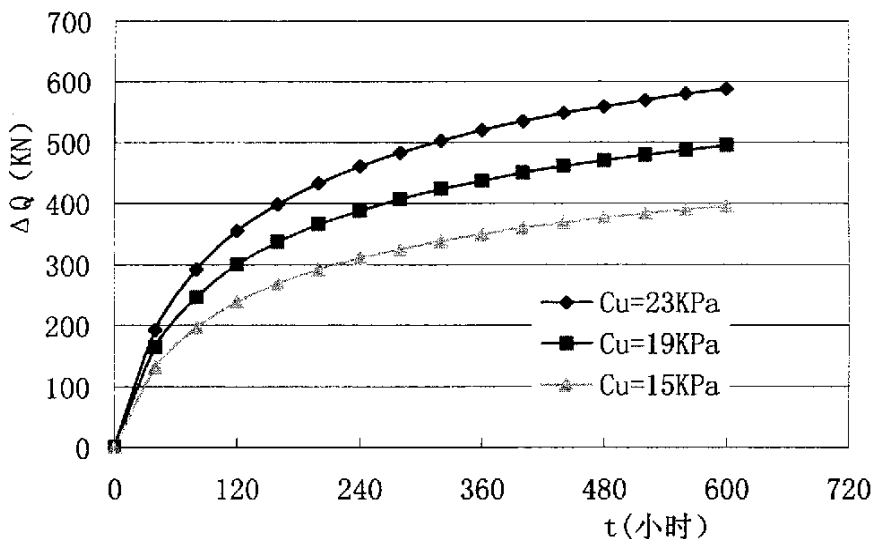


图4-6 不同不排水剪下承载力的增量

从图 4-6 可看出, 3 条增量曲线随着时间的增加而增大, 并趋于平缓, 前 7 天增加增长较快, 随后增幅逐渐减小, 并趋于各自不同的最终量值。图示可知, 桩最终极限承载力增量随不排水剪的增大而增大, 主要是因为不排水剪直接影响初始超孔压, 而初始超孔压的消散直接转化为土的有效应力, 也就直接影响土体抗剪强度, 所以对于不同的土层, 土质好差直接影响承载力增量的大小, 也最终决定了单桩极限承载力。

4.5 理论分析与现场试验结果的比较

结合第二章工程实测 1#桩、2#桩、3#桩在不同休止期测得单桩极限承载力数据进行实测分析。

按本章方法计算的单桩极限承载力在不同休止期的结果与实测结果的对比列于下表, 相应的变化见表 4-1 及图 4-7

表 4-1 不同休止期的理论实测比较

休止期(小时(d))	0	48h (7d)	312h (13d)	744h (31d)	912h (38d)	1008h (42d)	$+\infty$
实测值(KN)	1330	3000	3300	3900	4200	4200	/
理论值(KN)	1330	3315	3718	4201	4296	4340	4947
相对误差(%)	0	10.5	12.5	7.8	2.3	3.3	/

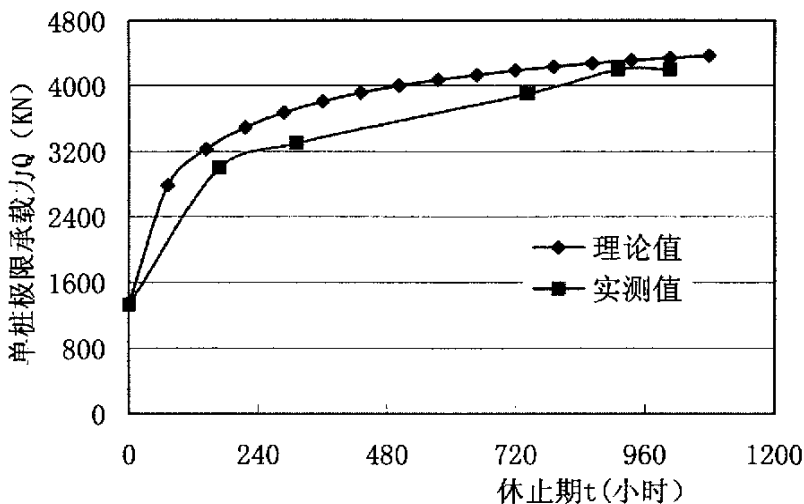


图4-7 单桩极限承载力Q随休止期t的变化曲线

由上表及图 4-7 可知,理论计算结果和实际测得结果基本吻合,仅有 10% 左右的误差。沉桩后完毕后前 7 天,桩的极限承载力增长较快,实测增长率达 135%, 而理论增长率达 145%。从理论计算看已完成 67%的增长; 其后增长较慢,到 42 天时, 曲线基本趋于平衡,从理论计算看已完成 88%的增长, 时效

增幅达 260%。上图也可说明承载力增长主要是由于超孔压消散转化为有效应力的原因。分析 10%左右的误差原因可能是

- ①理论计算承载力增量时采用的土体参数为各土层的平均值；
- ②理论计算时超孔压全部直接转化为有效应力；
- ③固结系数是凭经验取值等因素造成的。

总的来说,运用本文方法计算单桩极限承载力是有一定的借鉴和指导意义。

4.6 小结

(1) 本章主要根据有效应力原理,结合超静孔压的消散规律,推导出了不同休止期的单桩极限承载力的理论计算公式。

(2) 通过算例分析了相关参数(C_u 、 ϕ' 、 C_h)对单桩极限承载力的影响:

1) 有效内摩擦角 ϕ' 在 $0^\circ \sim 38^\circ$ 区间,随 ϕ' 的增大而增大,在 $10^\circ \sim 20^\circ$ 区间内变化较大。

2) 土体水平固结系数 C_h 影响承载力增量速度,但对最终极限承载力没有影响。

3) C_u 直接影响单桩承载力。随着 C_u 的增长,单桩承载力的增量增大,不同休止期的承载力也增长,最终极限承载力也增大。

(3) 结合理论分析与工程实测的对比分析,结果比较吻合,由于取值参数采取平均经验值等原因,存在一定的误差,但误差不大。

总体来说,运用该理论公式计算单桩承载力具有一定的借鉴和指导意义。

第五章 结论与展望

5.1 本文的主要结论

本文通过饱和软粘土中对预应力管桩沉桩机理的理论分析和工程现场原位观测,可以得到以下结论:

(1)通过预应力管桩在饱和粘土中沉桩过程中及沉桩后的超静孔压、桩端阻、压桩力、不同休止期的承载力的现场原型试验,得到一定的规律:1)管桩在沉桩过程中产生很大的超静孔压,离桩越近,产生超静孔压越大;2)沉桩过程中,桩端处类似球形空腔扩张,影响半径约 $5\sim 6d$,桩身类似圆柱形空腔扩张;3)沉桩过程中,压桩力、端阻力随土层性质的变化而变化,在厚淤泥层里变化不大;4)沉桩后,超静孔压沿径向随时间逐渐消散,开始7天消散较快,随后变慢;5)单桩极限承载力在不同休止期呈上升变化趋势,前7天上升较快,随后变缓。

(2)预应力管桩在饱和软粘土地基土层中沉桩将产生较高的瞬时超静孔隙水压力,从 Vesic 理论分析可知:1)在均质土层中,超孔压与深度几乎成正比关系,离桩越近变化越大;2)超孔压沿径向呈对数衰减分布曲线;3)土体不排水抗剪强度 C_u 对瞬时超静孔压影响较大;4)土体弹性模量 E 、破坏孔压系数 a_f 对瞬时超静孔压影响不大;

(3)预应力管桩在饱和软粘土地基中沉桩完毕后,超静孔隙水压力将沿径向消散,周围土体经历一个固结过程,从理论分析可知:1)土体水平固结系数对超静孔压消散速度影响很大,当 $C_h \leq 10^{-8}$ 时,消散很慢,随 C_h 的增大,消散速度不断增大;2)不排水剪强度 C_u 不但对瞬时超静孔压有影响,而且也影响着消散速度,在土体刚度比 I_r 一定的前提下, C_u 越大,瞬时超静孔压

越大；在 C_h 一定的前提下， C_u 越大，消散越快；3) E 、 a_f 对消散速度影响不大。

(4) 预应力管桩沉桩后的超孔压不断消散，土体逐渐固结，有效应力增大，土体抗剪强度提高，桩体侧摩阻力增大，单桩极限承载力随时间不断增加，所以，在饱和软粘土地基土中沉桩后，单桩承载力具有一定的时效性。在本文工程实例中时效增幅达 260%。根据有效应力原理，结合超静孔压消散规律，运用摩尔库仑圆理论，考虑沉桩瞬时的压桩力，本文推导出单桩极限承载力的理论时效公式，从理论分析可知：1) C_u 不仅直接影响单桩最终极限承载力，而且对时效增量也影响较大， C_u 越大，时效增量越大，最终承载力也越大；2) 有效内摩擦角 ϕ' 对单桩极限承载力影响较大， ϕ' 越大，土层有效应力、抗剪强度越高，在 $0^\circ \sim 38^\circ$ 区间内承载力增量及最终承载力也越大， ϕ' 在 $10^\circ \sim 20^\circ$ 区间内变化较大；3) C_h 直接影响承载力变化速度，但对最终承载力没有影响。

(5) 根据本文对超静孔压产生及其消散、单桩承载力时效的理论分析，结合工程现场原位观测及相关测试，进行比较分析，结果较吻合，证实了本文的相关解析解及理论公式切实可行，具有一定的工程借鉴与指导意义。

5.2 进一步研究工作的建议

本文完成的研究工作对预应力管桩饱和软粘土的沉桩产生超孔压及其消散、单桩承载力时效具有一定的指导与借鉴作用，但是从现场实测与理论分析还存在一定的出入，同时鉴于岩土土层参数的不稳定性和复杂性，本文理论公式尚需在实践中进一步验证和完善，同时，在下列一些问题还需作进一步研究与探讨。

(1) 对沉桩机理采用圆柱形扩张理论存在一定局限性,对沉桩过程桩端附近的孔压和变形应采用球形空腔扩张理论作进一步研究;

(2) 超孔压消散应考虑沿竖向或沿桩土界面处竖向的消散研究;

(3) 在工程实践中,具体工程对沉桩机理产生影响的往往是群桩引起的超孔压及其时效性能,本文仅对单桩进行了研究,存在一定的局限性,应该结合工程布桩密度、施工顺序等因素进行研究,并进行更多试桩观测来验证。

参考文献

- [1] 宰金明、宰金璋等, 高层建筑基础分析与设计, 中国建筑工业出版社, 1993。
- [2] 王离, 预应力管桩施工技术现状, 地下结构与岩土工程新进展, 1998。
- [3] 金兴平, 预应力管状承载力性状的研究, 【硕士学位论文】, 杭州, 浙江大学, 2001。
- [4] 中华人民共和国行业标准, 建筑桩基技术规范(JGJ94-94), 中国建筑工业出版社, 1995。
- [5] 中华人民共和国国家标准, 先张法预应力混凝土管桩(GB13476-1999), 中国建筑工业出版社, 2000。
- [6] 浙江省建筑设计院, 浙江省建筑标准设计结构标准图集, 先张法预应力混凝土管桩(2002浙G22), 浙江省标准设计站。
- [7] 杭州新业管桩有限公司, 先张法预应力混凝土管桩产品说明书, 1999。
- [8] 史佩栋主编, 实用桩基工程手册, 中国建筑工业出版社, 1999。
- [9] 《桩基工程手册》编写委员会, 桩基工程手册, 北京, 中国建筑工业出版社 1998。
- [10] 金振、李倩、顾仲文、高强, 预应力管桩在建筑密集地区的施工, 浙江建筑 2000 年增刊, 68-69。
- [11] 蔡长庚, 预应力管桩在建筑工程中的应用, 地基基础工程, Vol. 5, No. 2, 1995 17-20。
- [12] 浙江省工程建设标准, 先张法预应力混凝土管桩基础技术规程(DB33/1016-2004), 浙江省建设厅, 2004。
- [13] 中华人民共和国国家标准, 建筑地基基础设计规范(GBJ7-2002), 中国建筑工业出版社, 2001。
- [14] 浙江省标准, 建筑地基基础设计规范(DB33/1001-2003), 浙江省建设厅, 2002。
- [15] 《岩土工程手册》编写委员会, 岩土工程手册, 中国建筑工业出版社, 1994。
- [16] 《工程地质手册》编写委员会, 工程地质手册, 中国建筑工业出版社, 1992。
- [17] 陈文、施建勇、龚友平, 饱和粘土中静压桩沉桩机理及挤土效应研究综述, 水利水电科技进展, 1999 19(3)。
- [18] Banerjee P K, Fathallah R C, A Eulerian formulation of the finite element method for predicting the stress and pore pressures around a Aachen. Rotterdam: Netherland Press, 1979. 1053-1059。
- [19] Vesic A S .Expansion of cavity in infinite soil mass. Jour soil Mech Found

- Div, ASCE, 1972, 98(3):265-298.
- [20] Carter J P, Booker J R, Yeung S K. Cavity expansion in cohesive frictional soils. *Geotechnique*, 1986, 36 (3):349-358.
- [21] Randolph M F, Carter J P, Worth C P. Driven pile in clay-the effects of installation and subsequent consolidation. *Geotechnique* 1979, 29(4):361-393.
- [22] 王启铜、龚晓南、曾国熙, 考虑探讨拉、压模量不同时静压桩的沉桩过程, *浙江大学学报*, 1992, 26 (6):678-687.
- [23] 陈云敏、凌道盛, 李月健, 考虑材料剪胀性的球形空腔扩张问题的弹塑性分析, *中国有色金属学报*, Vol. 12, No. 2, 2002:383-387.
- [24] 李月健、陈云敏, 挤土桩对砂土地基挤密效应及液化状态变化的机理研究, *建筑结构学报*, 2003, 24 (4) .-85-90, 96.
- [25] 李月健、陈云敏, 土体内空穴球形扩张问题的一般解及应用, *土木工程学报*, 2002, 35(1).-93-98.
- [26] 李月健、陈云敏, 粘性土中打桩引起的应力场及其对土体强度的影响, *铁道学报*, 2001. 23(4).-88-93.
- [27] 李月健, 土体内球形空穴扩张及挤土桩 沉桩机理研究, 【博士学位论文】, 杭州, 浙江大学, 2001.
- [28] 温世游, 地基中球形空腔收缩和扩张及钻孔灌注桩成桩机理研究, 【博士学位论文】, 杭州, 浙江大学, 2005.
- [29] 施建勇、赵维炳、陈文, 土体变形规律研究, *水利水电科技进展*, 1998, 18 (1): 24-26.
- [30] 蒋明镜、沈珠江, 考虑剪胀的线性软化柱形孔扩张问题, *岩石力学与工程学报*, 1997, 16 (6): 550-557.
- [31] Baligh M M. Undrained deep consolidation, I: shear stresses, *Geotechnique*, 1986, 36 (4):471-485.
- [32] Baligh M M. Strain rate method. *Jour Geotech Engng* iv, ASCE, 1985, 111(9) :1108-1136.
- [33] de Borst R, Vermeer P A. Finite element of analysis of static penetration tests. In: *Proc 2nd Europ Symp on Penetration Tests*, 1982:457-462.
- [34] Griffiths D V. Elasto-plastic of deep foundations in cohesive soils. *Int J*

- Numer and Analytical Methods in Geomech, 1982(6):211.
- [35] 周健, 排土桩对周围土体挤密作用的动态模拟, 【学位论文】, 南京, 河海大学, 1996.
- [36] Sikora Z, Gudehus G. Numerical simulation of penetration in sand based on FEM. Computers and Geomechanics, 1990(9):73-86.
- [37] Kioussis P D, Voyiadjis G Z, Tumay M T. A large strain theory and its application in the analysis of the cone penetration mechanism. Int Jour Nume Analy Methods Geomech, 1988, 12:45-60.
- [38] 谢永利, 大变形固结理论及其有限元分析, 【博士学位论文】, 杭州, 浙江大学, 1994.
- [39] 鲁祖统, 软粘土地基中静力压桩挤土效应的数值模拟, 【博士学位论文】, 杭州, 浙江大学, 1994.
- [40] Mayerhof G G. The ultimate bearing capacity of wedge-shaped foundations. In: Caquo A ed. Proc 5th ICSMFE. Paris: Dunod Press, 1961. 105-109.
- [41] Koumoto T, Kaku K. Three-dimensional analysis of static cone penetration into clay. In: Verruijt A, et al, eds. Proc 2nd Europ Symp Penetration Test. Amsterdam: Netherland Press, 1982. 635-640.
- [42] 刘祖德、王钊、夏焕良, 显微镜位移跟踪法在土工模型试验中的应用, 岩土工程学报, 1989, 11(3): 1-10.
- [43] 丁佩明, 砂土中静压式模型桩沉桩试验及考虑挤密效应的桩土共同作用分析, 【学位论文】, 南京, 河海大学, 1998.
- [44] Seed H. B. & Reese, L. C. (1955), The action of soft clay along friction pile, Proc. Am. Soc. Civ. Engrs 81, Paper 842.
- [45] Eide, O. Hutchinson, J. N. & Landva, A. (1961), Short and long term test loading of a friction pile in clay, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Fds Engng, Pris, 45-54.
- [46] 王钟琦、孙广忠、刘双光、朱小林等, 岩石工程测试技术, 中国建筑工业出版社, 1986.
- [47] 祝龙根等编著, 《地基基础测试新技术》(第2版), 机械工业出版社, 2003.
- [48] 罗骥先主编, 桩基工程检测手册, 人民交通出版社, 2002.
- [49] 浙江省工程勘察院, 台州电厂住宅小区岩土工程勘察报告(南区详勘), 2003. 8.
- [50] 龚晓南编著, 《土塑性力学》, 浙江大学出版社, 1997.
- [51] 龚晓南编著, 《高等土力学》, 浙江大学出版社, 1996.

- [52] 林政、陈云敏、陈仁朋, 圆柱体空腔固结解析解及应用, 岩石力学与工程学报, 2005。
- [53] 林政、陈仁朋、陈云敏、许锋, 用 IFCO BAT 系统现场测定地基固结系数和渗透系数, 荷兰教育部和中国教育部合作项目 (OWBA 29913023)。
- [54] 林政, 软土的固结和渗透特性原位测试理论研究及应用, 【博士学位论文】, 杭州, 浙江大学, 2005。
- [55] 王伟、辛金珉、王旭东, 考虑时间效应的预制桩极限承载力解析解, 南京工业大学学报, 2003 Vol. 25 No. 5。
- [56] Banerjee P K, Davis T G, Fathallah R C. Behavior of axially loaded driven piles Chapter 7. In: Banerjee P K, Butterfield R eds. Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering. New York: Elsevier Science Publishing Co Inc: 1982。
- [57] 蒋明镜、沈珠江, 考虑材料应变软化的柱形孔扩张问题, 岩土工程学报, 1995, 17 (4): 10-19。
- [58] 王离, 预应力管桩基础设计应注意的问题, 中国土木工程学会土力学及基础工程学术委员会、中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础学组第三届联合年会论文集, 中国建筑工业出版社, 1996。
- [59] 河海大学主编, 《土工原理与计算》(第二版), 中国水利电力出版社, 1996。
- [60] Carter J. P., Randolph M. F., Worth C. P. Stress and pore pressure changes in clay during and after the expansion of a cylindrical cavity. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 3, 1979: 305-322。
- [61] 龚晓南、王启铜、罗晓, 拉压模量不同材料的圆孔扩张问题, 应用力学学报, Vol. 11, No. 4, 1994: 127-132。
- [62] 罗晓辉, 桩的荷载传递机理分析, 岩土工程技术, No. 3, 1999 16-20。
- [63] 张明义、邓安福, 预制桩静力贯入层状地基的实验研究, 岩土工程学报, Vol. 22, No. 4, 2000 490-492。
- [64] 叶为民、黄雨、唐益群、卢培军, 饱和软土打入式预制桩单桩承载力的时效性, 岩土力学, Vol. 21, No. 4, 2000 367-369。

致 谢

我于 2001 年进入浙江大学建工学院进行在职硕士研究生学习，并非常幸运地成为陈云敏教授、凌道盛教授的学生。导师开明豁达的处事态度、严谨踏实的治学作风、求是创新的工作精神、开阔敏锐的思维观察力以及渊博的学识、丰富的实践经验使我受益匪浅，尤其是高尚的人格魅力深深地感染了我，使我永记在心。本文从论文选题、构思、分析到论文撰写都是在导师的精心指导下完成的。在完成这篇论文的过程中，导师对问题入木三分的分析和广博的比较引证，使学生深深体会到这不仅仅是为了完成一篇论文，更是学到了知识和处理问题的能力与方法，对今后的工作将受益非浅。导师谆谆的教诲，严于律己、宽厚待人的高尚品质，学生将终生难忘。在此表示最真挚的感谢和最崇高的敬意！

在学习期间，得到了陈仁朋副教授、柯瀚副教授、程泽海副教授、林政博士以及在校博士生研究生的指导与帮助，在此深表谢意！

在试验过程中，也得到了台州市台电小区工程的建设各方主体，包括建设方、设计、施工、检测以及质监等部门和单位领导及同事的关心、配合和帮助，以及单位领导和同事对我学习的理解和支持，在此向他们表示衷心的感谢！

感谢妻子江晓玮及家人和朋友给予生活上的照顾和学习、工作上的支持！

最后，感谢评阅、评议本论文和出席本论文答辩会的各位专家、教授，感谢他们在百忙中给予指导！

潘赛军

2006 年 2 月于浙江大学