

848167

3512

—
86181

深基础工程及岩土加固技术

(译 文)

全国建筑工程勘察科技情报网

一九八八年五月

512

6181

3512

86181

848167

前 言

为充分利用国外最新科技文献资料,推动我国基础工程的发展,我们从《第十一届国际土力学与基础工程会议论文集》和其它国际会议论文集以及英、日、俄有关外文杂志中选择了有关桩基和其它深基础方面的文章译成中文,编成《深基础工程及岩土加固技术》选集,总计约19万字。译文内容包括有新的理论,具体的施工检测方法,综合性评述,以及工程实践经验的介绍等,展示了近年来世界各国在深基础、大直径桩基和地基改良方面的现状、发展趋势以及新工艺和新的技术成就。我们希望它能成为国内各有关部门中从事地基勘察、科研、设计、施工和检测的专家、学者、以及生产人员的借鉴和参考。

本译文集由雷立学同志主编,白日铉同志审校。在编审出版过程中得到了建设部综合勘察研究院的大力支持,总工程师、研究员王钟琦和研究员严人觉为本译文集的审校工作给予了热情指导,在此表示感谢。张云美同志完成了全部图件的清绘。在编审过程中,由于水平所限,错误和缺点在所难免,望多加指正。

全国建筑工程勘察科技情报网

一九八八年五月

目 录

1. 机器基础的振动试验分析	1
2. 钻孔现浇桩的桩身粘滞阻力	6
3. 现场浇铸空心桩承载力的试验研究	11
4. 土的隆起造成桩的破坏	15
5. 钻孔灌注短桩载荷试验及其压力传递	20
6. 桩基破坏分析	24
7. 桩在周期荷载下的工作特性	30
8. 软弱岩层中桩——筏基础的工作特性	37
9. 无粘性地基土内摩擦桩特性的预测	40
10. 桩对冲击荷载的响应分析与桩土静态相互作用定律的应用	49
11. 诺里尔斯克市永久冻土区大口径摩擦桩基础	54
12. 大型沉井基础的研究	59
13. 钻孔墩的有效抗拔力	64
14. 挤密砂桩的工作特性	70
15. 修复古建筑基础	77
16. 桩承式混凝土平台的土与结构之间相互用的研究	82
17. 近海桩基的足尺载荷试验	88
18. 锚固板随时间变化的位移预测	93
19. 近海打桩工程控制手段的动测方法	98
20. 大型钻孔桩的动力测试	103
21. 桩载荷试验的有限元分析法	105
22. 桩的施工法与承载力	109

机器基础的振动试验分析

[里约热内卢] F.R.Lopes

[巴西] A.T.F.Ribeiro

一 提 要

本文介绍了一组在混凝土座上进行的震动试验成果。本试验借助于专门设计的震动器，基座置于近代残积土之上。试验目的是对土的动力特性作出评价，以便为旋转机械的重型基础设计提供依据。文章对震动器和试验程序作了详细介绍。本震动器还可以用来确定已建基础的震动模式和固有频率。

二 引 言

直到本世纪六十年代，因缺乏合理的分析方法，大多数机器基础的设计是依照大略估计和经验方法等不合理方式进行的。自那时起，分析形式有了长足的进展，其中包括数值方法。但是，通常对这些分析中所采用的参数并没有进行恰当的评定。

土的动力特性可由实验室方法或原位试验进行确定。由于种种原因，人们更乐于采用后一种方法，这主要是因为后者测定的是原状土，因此它更能代表土体的整体特性。对于机器基础，很明显，有必要在混凝土座上进行原位震动试验。

为了研制简便的土动力原位测试设备和寻求简单的试验方法，里约热内卢联邦大学与一家负责钢厂设计的国营公司—COBRAPI（巴西工业工程公司）合作，着手这方面的研究工作。本文即是其中的成果，介绍了震动器、试验方法和一组震动试验结果。试验是在里约热内卢的Aolta Redonda钢厂进行的。

三 震 动 器

为了原位震动试验，设计和制造了一种输出动力大的小型震动器。产生动力（正弦波）的最简单的方法，是利用两个旋转的、不均衡圆块（如图1所示）。这种方法用于大多数机械震动器中(Srinivasulu and Vaidyanathan, 1976)。

震动器是根据上述方案设计的，不均衡圆块是用钢盘制作，每个钢盘上有一个圆柱形孔洞，有四个不同的钢柱（孔的直径相同而高度不同），它们可以固定在孔中而形成四种不均衡质体。图2是通过两个轴的震动器剖面图。为了缩小震动器的体积，一个圆盘被劈成两个。震动器的动力设备是5马力的直流电动机，借助调速装置（以调压形式）控制其转速，转速为600—3000转/分。

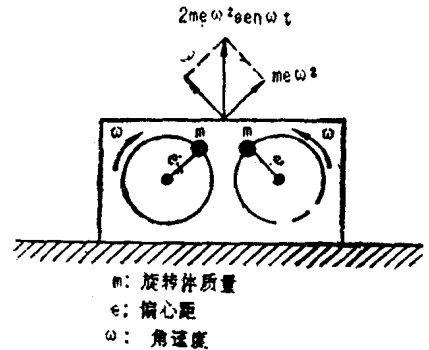


图1 双旋转质体震动器原理

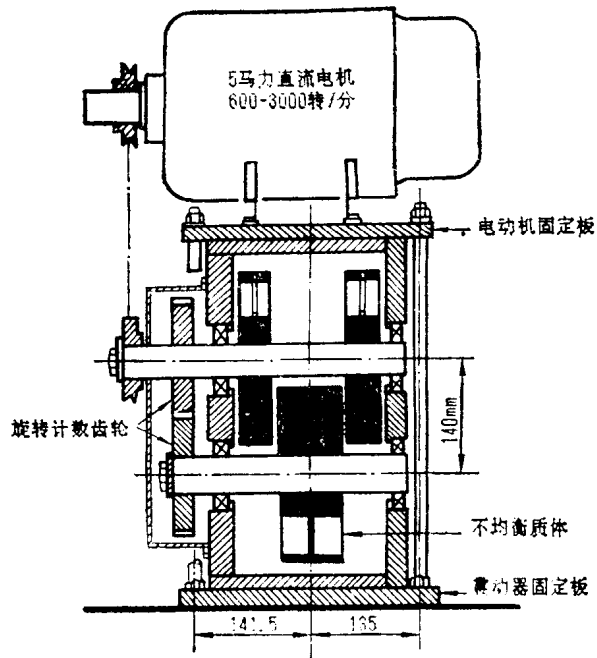


图 2 震动器断面略图

震动器的主要参数如下：

体积：42×26×25cm 重量（不包括电机）：1.5kN
 动力：0—20kN 频率范围：10—50Hz

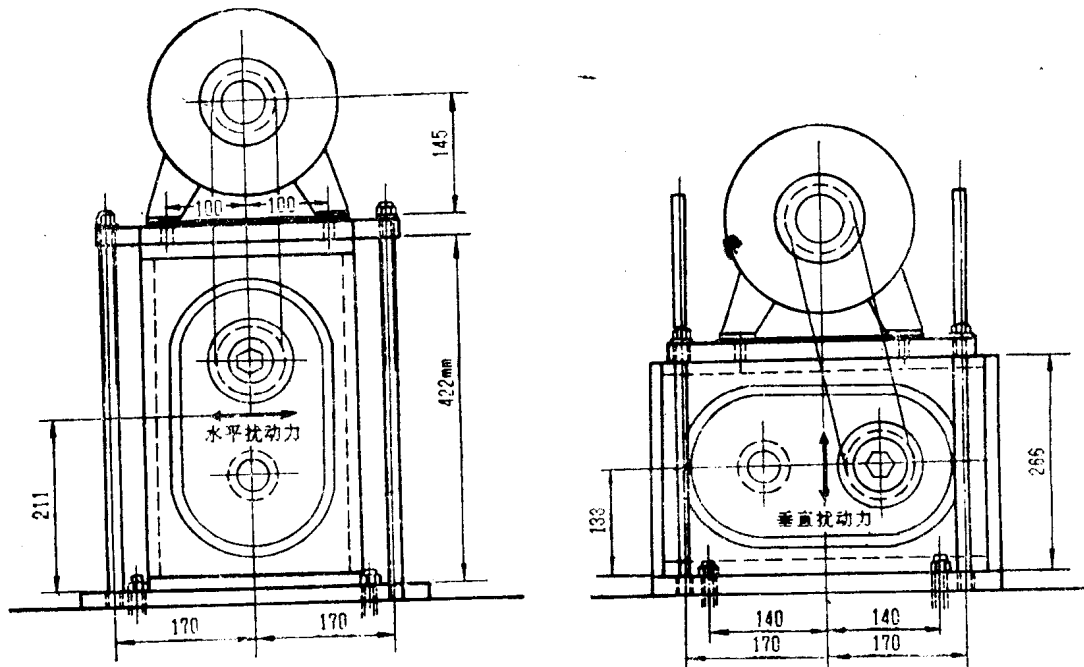


图 3 水平激震和垂直激震震动器安装图

震动机可按两种位置安放，以便产生水平或垂直扰力（图3）。

四 试 验 方 法

采用如下试验方法：

(a) 开挖一个坑，达到拟埋基础的深度，坑的平面尺寸应该是混凝土座的二倍。

(b) 试验座可浇铸，也可以用预制混凝土板或钢板，然后用螺栓固定在一起（按Ivanoff的建议，1962）。试验座的大小，可根据土体情况以及最大扰力而决定。设计的最大扰力与体系重量之比最好是0.5（体系包括底座、振动器、电机）。

(c) 震动机及其电机要安装在底座上面，先垂直激振，后水平激振，每个方向上都用三个不均衡质体激振。

(d) 在垂直激发的情况下，要在底座顶部的三个点上测量加速度（或位移振幅，这要看测量仪器）。在水平激发的情况下，要在底座侧面沿一条垂直线选三点进行测量。

(e) 绘制加速度（或位移振幅）——场地频率的关系曲线，以保证每次试验都达到了谐振。

五 实 例

试验场地

试验方法如前所述，场地选在沃尔塔雷顿达钢厂，其目的是对当地的土动力特性作出评价。试验布局如图4所示，图中附有邻近的勘探孔资料（有标贯试验结果）。勘探孔揭露80cm厚的填土，为进行试验而将其挖掉，下面是夹少量粘土的粉砂，为低塑性、典型的近代片麻岩残积土（在建厂破土动工时，已将本区上部的熟残积土开挖掉）。土样就是在底座下面取的，其粒径分配和指标特性见图5。10m以上未见水位。

试验结果

垂直和水平震动试验结果见图6。由图可见，扰力的增加引起了固有频率的减小。关于这一点，Novak（1960）曾解释它是由土的非线性应力——应变性质所造成的（随着应力的增大，土的刚度降低，这就使体系的刚性变小，从而固有频率降低）

试验成果整理

对试验所得数据加以分析整理，可得到各向同性弹性半空间土体模型的参数，或得到质弹土体模型的参数（Barkan的研究工作之后，这点更为人们所知，1962）。后一种模型在重型基础设计实践中更为常用，本文也是根据它进行成果整理的（但根据弹性半空间理论整理分析也没有什么困难之处）。

对于垂直激振，下列公式可用来确定垂直弹性刚度（Barkan，1962）：

$$C_z = \frac{\omega_{nz}^2 m}{A} \quad (1)$$

式中 ω_{nz} ——固有角频率（对于垂直振动）；
 m ——试验底座加上振动器和电机等的质量；
 A ——试验座的底面积。

由于水平扰力未施加在底座—振动器系统的重心上，这就产生了滑动和摆动。若底座用这种方法激振，可有两种振动方式。在3个拾震点上量测的位移幅度绘成的图，可揭示本体

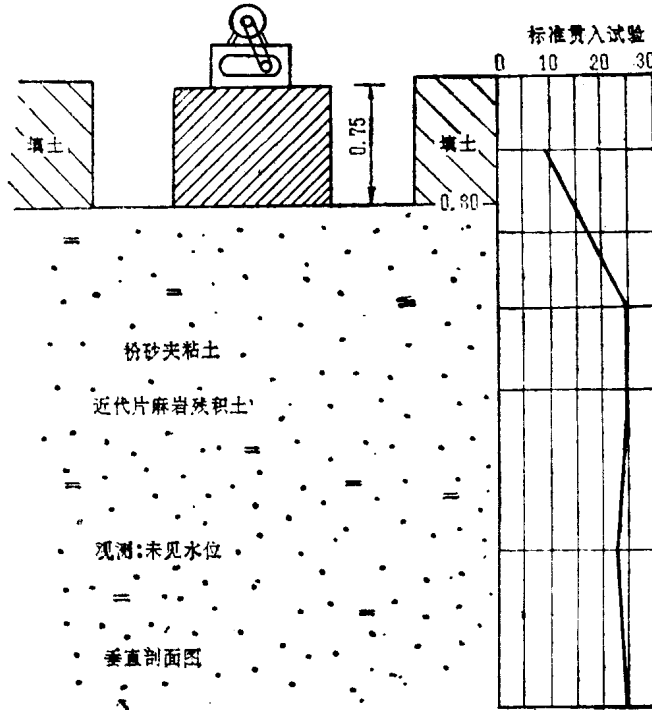
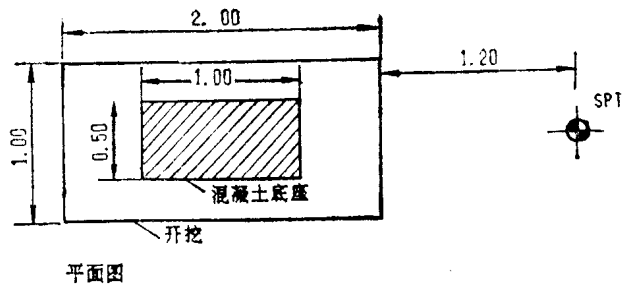


图 4 试验布局

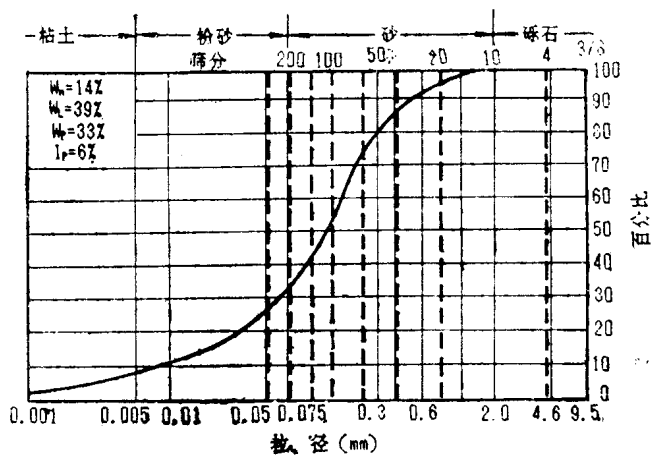


图 5 颗粒级配和指标特性

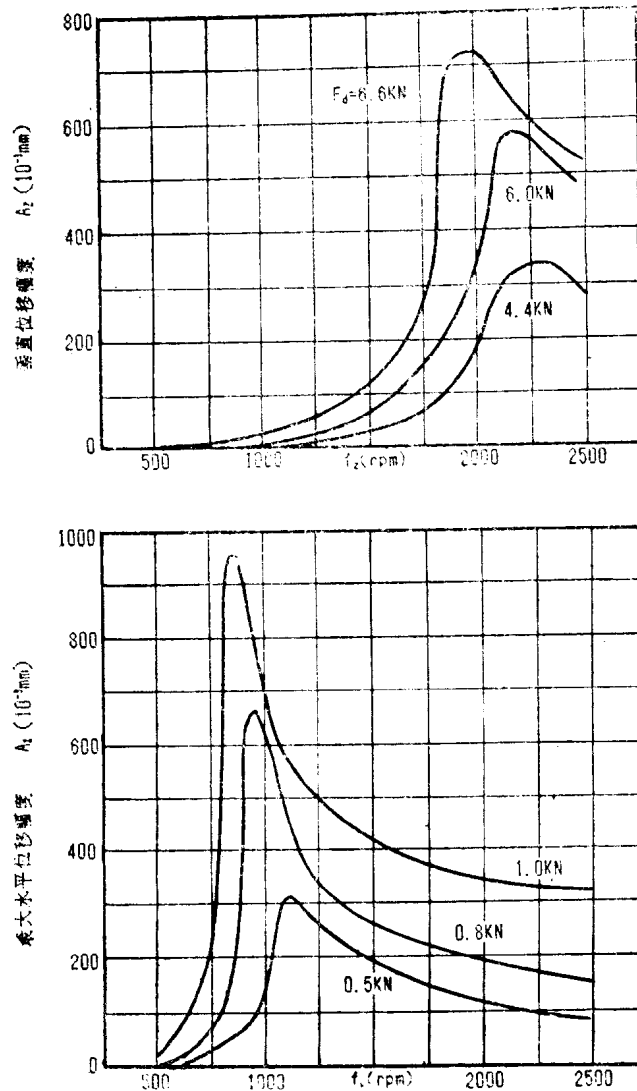


图 6 垂直和水平振动反应曲线

系是以第一种模式震动（顶部幅度较大）还是以第二种模式震动（底部的幅度较大）。据 Barkan (1962)，旋转弹性刚度 C_r 大约是水平弹性刚度 C_x 的四倍。根据这两个弹性刚度之间的关系， C_x 可用下式计算：

$$C_x = \frac{(AM_0 + 4mI)\omega_{nx}^2}{8AI} \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{16AIMm}{(AM_0 + 4mI)^2}} \right] \quad (2)$$

当 ω_{nx} 为第一类固有频率时取正号，当 ω_{nx} 为第二类固有频率时则取负号。方程中其它符号意义如下：

M ——当水平轴通过系统重心并垂直于振动方向时的体系的体积惯性动量（系统包括底座和振动器）；

M_0 ——当水平轴通过台座底面上的重力中心并垂直于振动方向时的体系体积惯性动量；

I ——当水平轴通过底面重力中心并垂直于振动方向时基础底面的惯性动量。

若不利用 C_x 和 C_p 的相互关系,可按Yan1981年所介绍的更为复杂的方法确定 C_x (这就需要更精细的设备)。

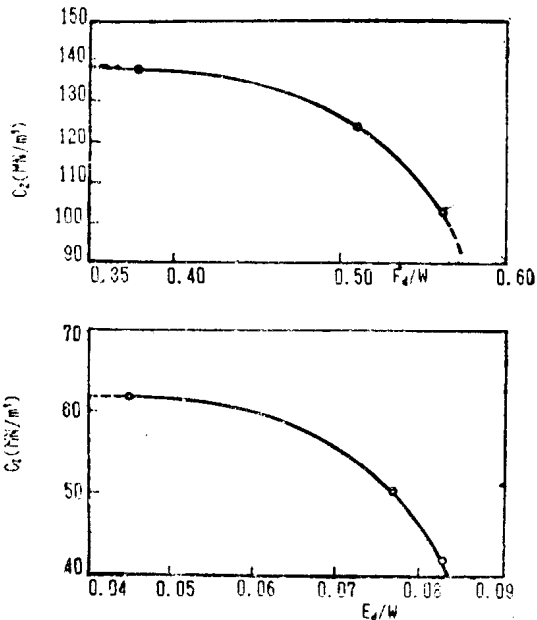


图7 动力强度与土的特性关系曲线

因为用三种动力进行试验,获得了三个稍有不同的固有频率,所以可绘制刚度与动力——底座重量比的关系曲线图(图7)。如果知道机器动力一座重之比的准确值,可从图中获得合理的设计刚度。

土的阻尼系数,根据试验也可计算(用公式 $\beta = \Delta f / 2f_n$,式中 Δf 是对应曲线上峰值幅度下面,位于 $f_n / \sqrt{2}$ 处的两个实验点之间的频率, f_n 为固有频率。在垂直方向上所获得的平均阻尼系数为0.14。

六 结 论

要想进行一项既简单同时又能获取有用的土的特性资料的试验,那么可以采用上面描述的振动器和所介绍的试验方法。这个振动器还可以对已有的基础进行激振,以便对

振动模式和固有频率作出评价,并提供土体的特性资料。

如果更经常地采取这种试验方法,不仅可提供出专项工作的参数,还可为岩土界积累有用的资料,这是人们所希望的。为使所积累的资料具有同质性,就需要制定出国际标准。

李俊娟 译

白日铨 校

钻孔现浇桩的桩身粘滞阻力

[苏] W.F.Anderson等人

一 提 要

本文以实际应力水平进行的室内试验,模拟了正常固结和超固结粘土层中钻孔现浇桩的各种不同的施工方法。施工结束后,对桩构件还进行了荷载试验。在施工的各个阶段,都监测应力的变化。试验结果表明,桩身粘滞阻力,可以在假设存在 K_v 条件并且粘滞力取决于粘土的排水残余抗剪角的情况下,用有效应力方法预测出来,排水残余抗剪角是在剪力环试验中测定的。

二 引 言

粘性土中,作用在桩上的单位桩身粘滞阻力 τ_s 的大小,通常是用总的应力粘滞力因子 α 来估算的。但chandler(1968)提出了一种用有效应力来考虑上述问题的更为基本的方法,设

有效粘聚力为零，则作用在桩身单元上的桩身粘滞阻力如下式所示：

$$\tau_s = k_s \sigma_v' \tan \delta \quad (1)$$

式中， K_s 为土压力系数， σ_v' 为给定桩单元所处深度处的有效垂直应力， δ 为当桩身粘滞阻力全部动用时的抗剪角。Burland (1973年)指出，桩在施工期间，其有效水平应力将不同于“静止”状态。他在重新分析以前发表的一些载荷试验资料后指出，假定 K_s 条件存在且抗剪角 ϕ 等于其峰值 ϕ' 时，则用等式 (1) 预测桩身粘滞力往往偏高。

目前，有效应力的研究 (例如 Kraft 1982年) 主要针对打入桩的施工方面，这是由于它在近海工程中具有潜在的经济效果。钻孔现浇桩的施工效应，在孔隙水压力产生方面，不同于打入桩。钻孔现浇桩设置时，由于土体应力松弛而产生负的孔隙水压力。但与此相反，施工打入桩时则产生正的孔隙水压力。另外，钻孔现浇桩在设置期间对土的扰动影响很小。

为了评定不同的钻孔桩施工技术对水平有效应力和所发挥的桩身粘滞力的影响，本文进行了一次大型室内研究。

三 试验装置与步骤

由于要研究的仅仅是桩身粘滞力，桩底采用能留出空腔的构件以消除桩端承载力，其原理如图 1 进行模拟。

正常固结和超固结的高塑性粘土层 (高岭土, $W_L = 72\%$, $W_P = 36\%$) 和中等塑性粘土 (陶土, $W_L = 40\%$, $W_P = 23\%$) 是由泥浆沿已知应力路径固结而制备的。为模拟桩所处深度的应力状态，当垂直压应力保持不变时在粘土中钻一个孔，并在桩底留空腔，设置测试仪器，然后将混凝土细料填满孔内。为模拟施加于土层的应力，桩头用新鲜混凝土加压并进行养护。有些试验是在无支护的钻孔内进行的；而另一些试验为了在浇筑时支护孔壁，则采用多种不同的套管技术。在桩构件上维持缓慢加载试验之前，混凝土要至少养护七天。当施加的荷载有一个小的增量时，桩构件产生连续的沉降，这时的荷载定义为破坏荷载。单位桩身粘滞力 τ_s ，由破坏荷载除以桩的表面积得到。

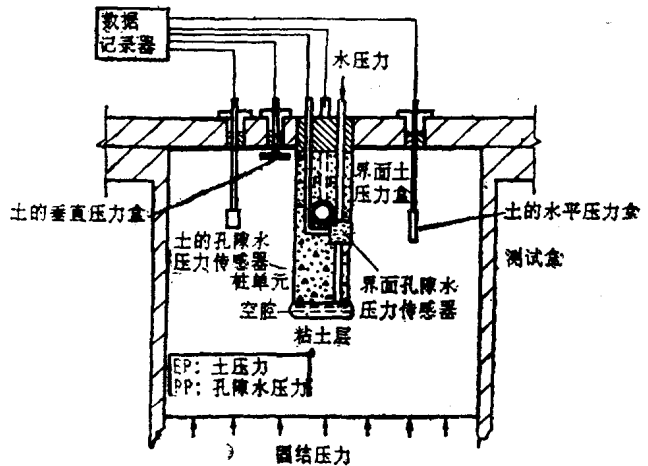


图 1 土体和桩单元的传感器布置。

在粘土层中和桩土交界面上 (图 1) 都埋放了总应力盒及微小的孔隙压力传感器。这些仪器在桩的施工、养护和荷载试验的所有阶段用于监测垂直和水平有效应力。该装置和试验技术的更详尽的资料，已由 Anderson 等人 (1984年) 提供。

四、试验结果

图 2 显示了典型的总水平应力，孔隙水压力和有效水平应力随时间变化的监测结果。当固结过程结束时，(A点) 水平有效应力值为 K_s 。(静止土压力——译者注)，该值与正常固

表 1

土的类型	超结 固比	动用的桩身粘滞力等效角 δ°					环剪角 ϕ'_r	
		预测值 (1975)	实测值	无套管支护, 延迟时间				套管支护
				30 分钟	12 小时	24 小时		
高岭土	1	0.66	0.64	14.4	—	—	13.0	13.0
	2	0.83	0.85	13.5	—	—	11.6	12.3
	3	0.99	1.04	12.7	12.3	12.0	11.0	12.1
	4	1.16	1.18	12.4	11.7	11.6	10.5	11.4
	5	1.26	1.29	12.1	11.7	11.6	10.3	11.3
	6	1.37	1.42	11.9	11.5	11.3	—	11.1
	7	1.46	1.50	11.7	11.4	11.3	—	11.0
陶土	1	0.54	0.54	23.1	—	—	21.7	21.8
	2	0.68	0.71	22.5	—	—	20.5	21.8
	3	0.82	0.84	22.3	—	—	20.2	21.7
	4	0.96	0.95	22.2	—	—	19.9	21.7
	5	1.10	1.05	22.2	—	—	19.8	21.7

结土的Jaky公式以及超固结土(表1)的Wroh公式(1975年)所预测的值非常接近。在钻孔时,总水平应力减少至零。由于空隙作用,不可能监测大的负孔隙水压力。因此,假定孔壁上瞬时减少的孔隙水压力等于总应力(B点)的改变。在填置混凝土后(C点),进行增压,应力随时间增加,结果在30天内初始“静止”有效应力的90%以上得到恢复。养护期间的湿度迁移研究表明,混凝土刚浇筑完毕,桩附近粘土中的含水量很快有所增加,但是随着时间的推移,恢复到它的原来值或略低于原来值。土压力测试结果及湿度迁移的长期研究表明;施工后的2至3个月,土层的地质条件才恢复到“静止”状态。

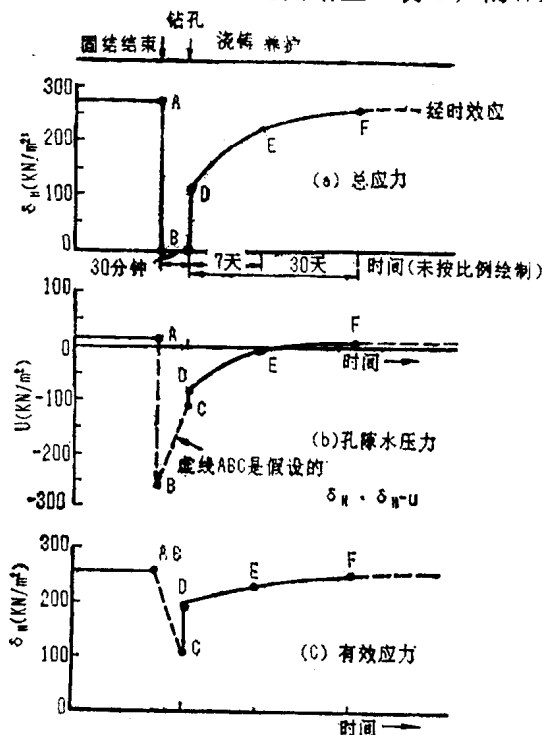


图 2 应力与时间的变化关系

里量测的土压力略有增大。

钻孔灌注桩在施工中的主要问题是桩周土工程特性的破坏,这是由于钻孔与浇筑混凝土之间的时间耽搁引起的。

让钻好后的孔裸露30分钟,12小时和24小时作了一系列试验。结果发现,有效应力的释放随着耽搁时间的增加而增加,随着超固结比的增加而减少。然而,似乎施工期间应力减小越大,

在头一个七天中应力恢复的百分比亦越大。

图4表示按不同的成孔至浇筑的耽搁时间, 浇注七天后所测的 K_s 值。从图中耽搁效果显而易见, 在成孔和混凝土浇筑之间如果耽搁时间相当长, 那么 K_s 值也可能最终恢复到原来的状态。但是, 浇注后为使桩尽可能快地达到承受峰值荷载的能力, 应避免采取钻孔后等待的作法, 或者就采用下套管的方法。

根据所测的桩身粘滞力和有效水平应力, 就可以通过(1)式来求得 δ 值。

一系列大量试验结果, 概括在表1中。如表1所示, 推算出来的抗剪角的峰值远远低于 ϕ' (高岭土 23° 、陶土 27°), 该值接近于环剪试验得到的剪切阻力的残余角。环剪试验时, 土样承受与粘土沉积相同的应力历史。

五 讨 论

钻孔桩的现场观测(例如O' Neill和Reese, 1972年)和实验室试件的微结构研究已经表明, 在毗邻桩身的薄层粘土发生了剪切。实验室试件研究中, 试件的桩单元插入土中时, 结构的扰动是极小的。(Chandler和Martins, 1982年)。试验中加载缓慢, 剪切区微薄以及在剪切期间没有记录到超孔隙水压力的事实表明, 破坏是在排水条件下发生的。

Meyerhof(梅耶霍夫)(1983年)指出, 尺寸效应不大可能影响钻孔桩的桩身粘滞力。在室内试验研究中, 三种不同直径的桩单元体(25毫米, 38毫米, 50毫米)的试验的单位桩身粘滞力仅变化6%。所有尺寸的桩, 当沉降达到大约桩身直径的1%时, 粘滞力达到最大。其相对小的位移需要动用全部桩身粘滞力, 这与大量的钻孔桩现场研究, 例如O' Neill和Reese(1972年)O' Riordan(1982年)的研究一致。

剪切阻力角的推导值 δ 和由环剪试验作出的残余角 ϕ' , (表1)的相似性表明, 仅仅残余剪切阻力在过程中被调用。在螺旋钻进期间, 钻孔孔壁的薄环带受旋转钻进的剪切会产生大的应变, Lupini等(1981年)曾报导过, 一旦粘土中形成定向的剪切面, 其后, 该剪切面就使土具有某种恒定的特征, 该剪切面也不再受后续应力历史的影响。Chandler进一步的研究(1977年)表明, 在预剪面建立新的残余状态, 只需要很小的位移, 尽管作用于桩上的剪切荷载方向与螺旋钻进的方向垂直。小沉降需要调用全部桩身粘滞力的观点, 将对以下看法起支持作用, 即, 土在钻进期间将发生预剪切, 以及相对小的运动将充分调用粘土的残余强度

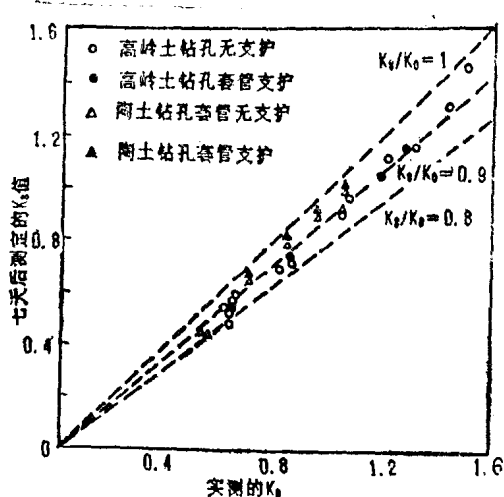


图3 七天后测定的 K_s 值和 K_0 值比较

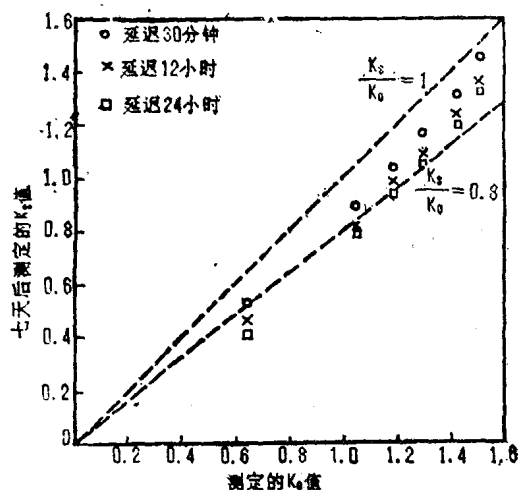


图4 延迟作用对 K_s 值的影响

表1表明,当钻孔和浇筑间存在最小的耽搁时间时, δ 值要比残余值略高,但随着施工的耽搁会发现,这些 δ 值几乎等于 ϕ'_r 值。由下套管试验推导的 δ 值则低于 ϕ'_r 值,在这些试验中,还存在着某种迹象,即剪切是发生在较光滑的桩土界面,而不是发生在土中,以及由光滑混凝土板取代常规板端粗糙的试验板所作的环剪试验,其给出的 ϕ'_r 值与这种桩试验所得到的值非常类似。

δ 值和 ϕ'_r 值对应力历史的依赖性,也是目前感兴趣的研究趋势,尤其在高塑性的高岭土中。Lupini等人(1981年)在他们关于残余应力研究中找到了该二值依赖于应力历史的某些证据。

根据有效应力所建立的数据进行再分析,以便求出钻孔桩的桩身粘滞力,这是困难的,其原因在于缺乏细节资料,以及由桩身粘滞力中分离出桩端承载力的困难性。可是,Searle(1979年)复查了具有初始下套管经历的钻孔一些例子,这些例子是用于确定总应力粘滞因子 α 的。使用伦敦粘土的剪切阻力的残余角,发现他所推断的桩身粘滞力值和实测值之间存在非常良好的一致性。O'Riordan(1982年)单桩测试试桩的详细研究中假定的沃尔威(Woolwich)和里丁(Reading)粘土的剪切阻力的残余角和所找到的反算的 K_0 值,非常接近于该沉积的 K_0 值。

伦敦硬粘土(blue London'clay)中由留有空腔制成的桩上的载荷试验,得到了许多有用资料,已对这些资料作过再分析(Fearnside及Cooke,1978年)。如果假定由chandler(1968年)给出的值作为伦敦粘土的 K_0 值,以及地下水位位于土层顶板,所得到的五个下套管钻孔桩的 δ 值的范围为 7° 到 11° (平均值 8°),按众值(bucket values)给出的两个孔的 δ 值是 11.3° 和 11.5° 。Lupini等(1981年)引证的环剪试验残余角为 9.4° ,可作为伦敦粘土采用。

六、结 论

1) 钻孔减少的水平有效应力,随着时间增加可恢复到原有状况。但是,钻孔和浇筑混凝土所耽搁时间,增加了应力恢复时间。应力松弛作用是随着超固结比的增大而减小的。

2) 由于钻进,在毗邻钻孔粘土界面处会产生剪切面,以及随后的仅有少量的位移则需动用土层的残余抗剪强度。

3) 在施工过程中利用下套管方法,不但减少应力释放,而且也将减少对抗剪强度角的调用。

4) 利用公式(1),单位桩侧粘滞力的评定很可能为现场钻孔浇筑桩所利用,其 K_0 值可由预测获得或现场所作的自钻式横压仪(Worth1975)进行优选测定。 δ 值则应通过土样的环剪试验得到,试验时的应力历史应与沉积层相同。

5) 桩身粘滞力显现出的最小空间效应,以及许多有关下套管工作程序的再分析研究证实了上述方法,但是,进一步用精密设备作现场研究则是必须的。

扬闽中 译
白日铨 校

现场浇铸空心桩承载力的试验研究

〔苏〕 B.V. Bakholdin, V. I. Berman

本文介绍了抗压或抗拔的现场浇铸空心钻孔桩承载力的现场试验研究的分析结果。桩形包括扩底的和不扩底两种。文章将空心桩的分析结果与实心桩的相应结果进行了对比。

运用振动压密技术制作的钻孔现场浇铸空心桩，在苏联得到采用。就这种桩的承载力，在试验场地进行过研究。

桩长为12米的桩，其空心部分的上部直径为530mm，而其下部为430mm。

这种桩的直径为800mm，而其长度有11~16m不等。在某些钻孔浇铸的壳桩下部，还扩出1.2~1.6m直径的球壳。

在壳桩试验场地附近，还设置了与壳桩相同外径的常规桩，并进行了对比试验（图1）。

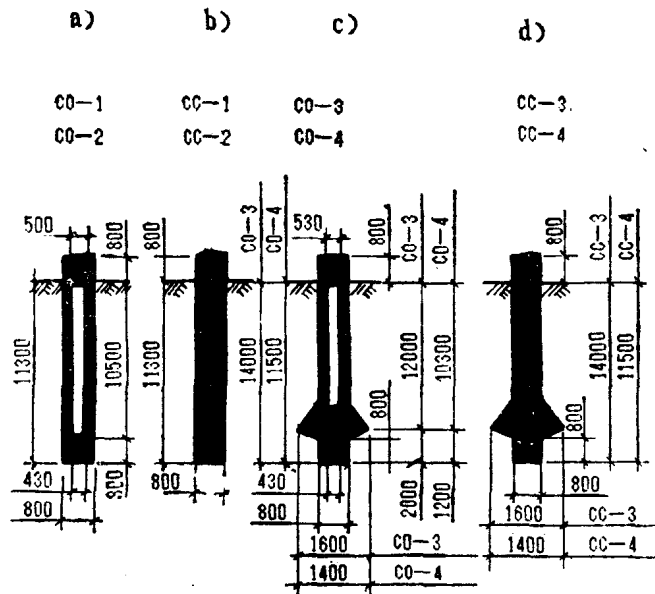


图 1 试桩尺寸

- a), b) 壳桩与实心桩 (均未扩径)
c), d) 有扩壳的空心桩及实心桩 (均已扩径)

桩是在不下套管的稳定土层中制作，桩身穿过黄土层并穿入坚硬粘土层 2 至 4 m 深（表 I）。为测定沿着桩身长度方向上的力，将弦式传感器焊在钢筋笼上，以便收集到的资料按电频率形式反馈到专用的遥测周期计。

作用在桩端和壳部的荷载，靠土与弦式传感器的接触测定。当传感器承受荷载时，其弦式谐振腔的固有频率是随荷感的变化而变化的。桩端安装传感器不少于两个，壳部则安装不少于三个。桩顶的沉降，用测试精度为 0.01mm 的挠度计测定。

试验成果

表 I

测定项目	土的种类		测定项目	土的种类	
	黄土含砂 母	粘土		黄土含砂 母	粘土
天然含水量W	0.09	0.21	土的干密度 γ_d , kN/m ³	14.50	15.90
塑限含水量W _P	0.18	0.23	孔隙比e	0.84	0.71
液限含水量W _L	0.23	0.40	变形模量E, MPa	30.0	25.0
液性指数I _L	-1.80	-0.10	内摩擦角 ϕ , 度	18	21
饱和度S _r	0.27	0.87	内聚力C, MPa	0.01	0.11
土的密度 γ , kN/m ³	15.80	19.50			

桩的试验荷载，应分级施加。压缩荷载分为15级，而抗拔荷载分为10级。每级荷载均在前级荷载沉降稳定后再加上，即对于压缩试验来说，每30分钟的沉降量为0.1mm；而对于抗拔试验来说，每120分钟的上拔量为0.1mm。一些试验由于锚固的加强板或试桩的破坏而被迫停止。压缩荷载的沉降曲线分析结果（图2）表明：

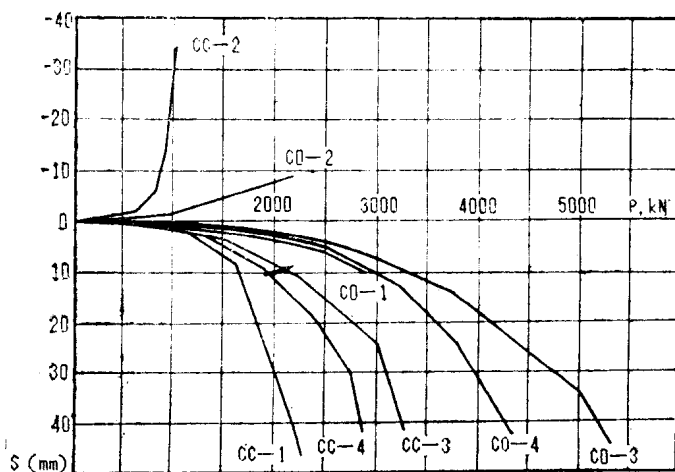


图 2 CO₁, CO₃, CO₄, CC₁, CC₃, CC₄桩的沉降—压缩曲线及CC₂, CO₂桩的上拔荷载曲线

具有扩壳和不具有扩壳的钻孔现浇空心桩与具有相同几何外形的实心桩相比，在承受压缩荷载时，由振动压密混凝土制作的空心桩的承载力较液体搅拌混凝土的常规技术所制作的同类桩的承载力高1.3~1.5倍。

这种差异并在抗拔试验中更为明显。该事实表明，具有较大承土能力的无扩壳的钻孔现浇空心桩之所以具有较大的承载力，是因为沿其桩身的阻力得到了增大。

在抗拔力(P)试验中，对沿桩身长度(t)方向的摩擦力(f)分布的分析，使我们得出这样的事实：即沿桩身下部三分之一范围内，摩擦力的变化是微不足道的；在桩身较高部位，摩擦力相当快地达到其峰值；而在桩身中部，摩擦力产生最急剧的变化（图3），例如，当抗拔力增长两倍时，沿桩身中部的摩擦力增加3至6倍。

一些摩擦力的理论值，以虚线表示在图3中。在压缩(P)试验中，桩侧摩阻力(F)直到下部的桩端到达坚硬的土层之前不断地增长并与所加的荷载成正比，在下部桩端的端阻力发挥作用后，其增长率就会下降（图4）。无扩壳的空心桩的桩端（桩头），只有到桩侧摩阻力增至其峰值的60%~80%以后才能承担大的荷载。值得注意的是，即使是短桩(t/d =

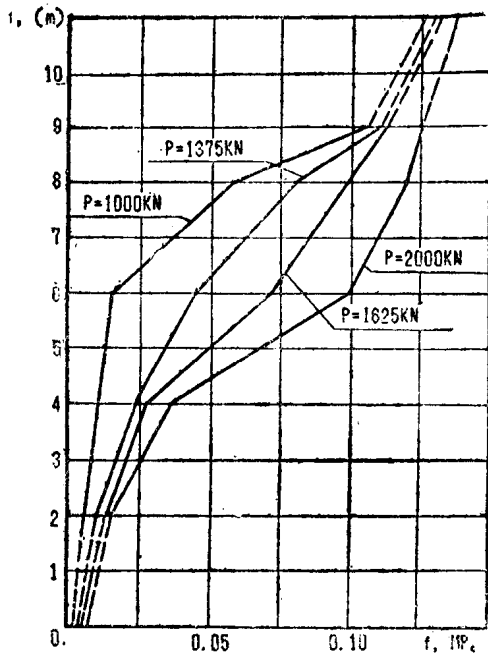


图3 沿CO₂桩身的摩阻力分布
与上拔荷载的关系曲线

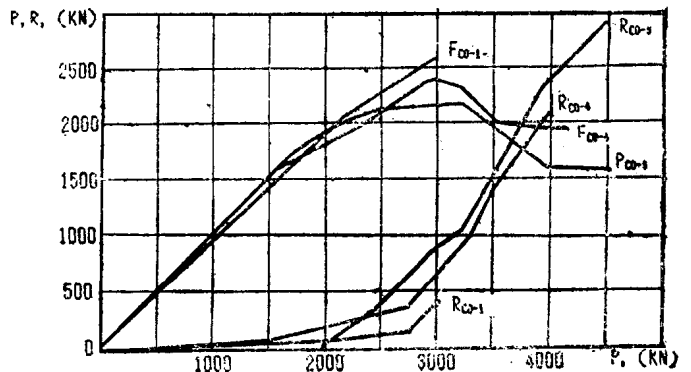


图4 施加压桩上荷载 (P) 与桩侧阻力 (F)、桩端阻力 (R) 的关系曲线

1/14)，桩端阻力值也只占实心桩总强度的30%或钻孔现浇空心桩的总强度的20%。试验场地中的这些桩都穿过干硬的黄土层，因此桩侧摩阻力很大。扩壳桩的桩端阻力和桩侧摩阻力之间的相互作用变得更为复杂，但扩底桩的下部桩端（扩壳和桩趾）比没有扩底的桩阻力更大。施加在桩端的荷载越大，桩侧摩阻力增长越少，这种增长甚至在方向上是交错的，然后才稳定下来。桩端的荷载为扩壳和桩趾所担负荷载的总和，而扩壳部分承担荷载比桩趾的要早得多。桩壳部分施加给土层的压力取决于壳的下方的直径。

试验成果

表 II

桩荷载	扩壳下压力 MPa		作用于扩壳上的荷载 kN		桩端压力 MPa		作用于桩端上的荷载 kN	
	Co-4	Co-3	Co-4	Co-3	Co-4	Co-3	Co-4	Co-3
500	0.023	—	24	—	—	—	—	—
1000	0.050	—	52	—	0.032	—	16	—
1500	0.083	—	86	—	0.037	—	19	—
1750	0.108	—	112	—	0.038	—	29	—
2000	0.167	0.043	173	64	0.097	—	49	—
2250	0.240	—	249	—	0.127	—	64	—
2500	0.297	0.200	308	350	0.130	0.015	65	7.5
2750	0.373	—	387	—	0.163	—	82	—
3000	0.464	0.510	481	765	0.462	0.200	232	100
3250	0.581	0.585	602	878	0.880	0.340	442	170
3500	0.651	0.660	675	990	1.630	1.050	820	525
3750	0.682	0.730	707	1100	1.925	1.730	968	871
4000	0.730	0.795	757	1193	2.170	2.400	1092	1200
4250	0.768	0.835	796	1253	2.300	2.815	1157	1408
4500	—	0.870	—	1305	—	3.140	—	1570

表Ⅰ列出 CO-3和CO-4桩在扩壳部分和桩趾部分的荷载分布, 以及在这种荷载的作用下压力变化与其相应的桩荷载增长之间的关系。

当荷载加到桩强度的三分之二时, 桩趾阻力就明显起作用。尽管趾的面积较扩壳部分的面积小 2~3 倍, 但是当桩达到其极限荷载时, 桩趾承担的荷载要比扩壳部分承担的荷载还要大。该事实证明, 扩壳部分的承载能力很低。当空心桩的扩壳直径为 1.5 m时, 桩侧和桩端承担的荷载比为1.3:1; 而其扩壳直径为1.75米时, 桩侧与桩端所承担的荷载几乎相等; 当扩壳直径达到2.0m时, 这个比值为1:1.5。

为了检验桩身的几何形状和混凝土的浇注质量, 对32根桩的桩周土进行了开挖, 开挖深度为 6 至 8 m, 然后进行桩载试验。检测结果表明, 成桩方法不影响桩的外径, 而空心桩的混凝土——土的粘合作用要比实心桩的高得多。由振动密实技术成形的混凝土在结构上要比实心桩的混凝土结构密实。当桩的横截面相同时, 空心桩桩身的直径变化率小于15%, 这相当于在桩的中段位置的直径变小了17厘米。

由此可见, 无扩壳钻孔现场浇铸空心桩桩周土的强度与同一类型的液体搅拌混凝土现浇实心桩桩周土的强度相比, 前者强度较大, 原因主要在于: 桩侧摩阻力的增加, 不但在浇铸期间振动压密了土体而且导致混凝土——土的更好粘结。钻孔现浇扩壳空心桩的桩周土承载能力的增加, 也与桩侧摩阻力的增长有关。可是, 桩周土的承载力也与扩壳部分混凝土的振动压密以及趾部糊状土体的振动压密关系极大。当桩身范围内灌满液状搅拌的混凝土时, 趾部是不会严密到这种程度的。

表Ⅲ列出了按立方米计混凝土的各种空心桩和实心桩的承载力比值, 以及空心桩与实心桩承载力比值的效率比值。

表 Ⅲ

桩 的 种 类	承 载 力 比 值 kN/m^2			
	无 扩 壳 桩	较小扩壳桩, 扩壳直径等于		
		1.5d	1.75d	2d
空 心 桩	890	844	816	786
实 心 桩	318	361	365	351
效 率	2.80	2.34	2.24	2.24

该研究已经表明, 在混凝土消耗量上, 钻孔现浇空心桩, 带扩壳的和不具扩壳的, 其效率是液状搅拌砼制作的实心桩的两倍。

杨 闾 中 译
白 日 铨 校