

目 次

论 文

真空预压加固软基中的真空度监测成果分析..... 朱建才, 温晓贵, 龚晓南(3)

利用非线性强度的无限边坡稳定分析..... 李光范, 尚亨林(9)

巨粒土填筑地基施工质量控制探讨..... 谢春庆, 邱延峻(16)

带桩大头预应力管桩的设计与施工..... 虞慧忠, 黄敏(22)

静压预制空心桩桩底注浆在复杂地基中的应用..... 张清华 (27)

灌注桩竖向极限承载力的性状与确定..... 原明虎 (30)

申苏浙皖高速公路桥头软基处理应用 Y 形沉管灌注桩现场工艺试验报告.....
..... 陆见华, 朱伟人, 凌兰芳, 张广兵 (37)

强夯处理新近回填土地基设计中应注意的问题..... 张英 (43)

山水集团新材粉磨站工程素砼刚性桩复合地基的应用..... 张良顺, 范书平, 孟梅(46)

人工冻结法地基处理及应用研究..... 柳利霞, 侍倩 (49)

堆载预压影响深度的探讨..... 孟昭即, 石丽平 (53)

干振碎砖桩处理杂填土及软弱地基..... 任振甲 (58)

一题一议

碎石复合地基采用护桩问题之我见..... 何广讷, 曲英魁 (61)

对浙江省《建筑地基规范》支盘桩经验公式的讨论..... 陈如连 (62)

真空预压加固软基中的真空度监测成果分析*

朱建才 温晓贵 龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

【摘要】真空度的形成是真空预压法加固软土地基的基础,本文对浹里陈大桥桥头试验段中的真空度监测成果进行了分析,指出了水位线以下真空度形成的原因,阐述了水位线以上真空度对孔隙水压力的影响。结果表明,真空度在塑排、砂井与淤泥中的真空度由于受到阻力的作用,随深度增加均呈逐渐下降趋势,其中塑排中的阻力最小,淤泥中的阻力最大;水位线以下真空度的形成主要是由于软管中水位下降或软管中封存气体的逃逸引起的;砂井中水位线以上真空度的变化对不同深度的孔隙水压力有较大的影响,淤泥中孔压在短时间内基本上不受膜下真空度变化的影响。

引言

1952 年瑞典皇家地质学院杰尔曼教授(W. Kjellman)在美国麻省理工学院召开的加固土会议上,发表了"利用大气压力加固粘土"一文,首先提出了真空预压加固法^[1]。其后,国内外学者相继进行了不少室内外试验研究,目前在我国广大的软土地区已进行广泛的应用,并有着广阔的发展前途。在真空预压法加固软土地基中,真空度的形成是实施该法的前提条件。真空度的分布状况与软粘土层在负的超静孔隙水压力下固结、地下水位的变化、地下水的渗流场形成密切相关。虽然国内外许多专家学者,对真空度的传递与分布作了许多研究工作^[2-7],但对真空度在塑排、淤泥与砂井中的传递规律还不明确,因此,有必要对真空度的传递规律作进一步研究。本文对浹里陈大桥桥头真空堆载联合预压试验段中真空度的现场监测结果进行了分析,并阐述了真空度对孔隙水压力的影响。

浹里陈大桥桥头真空-堆载联合预压试验段情况简介

路桥至泽国一级公路起点为台州市路桥区松塘大转盘,终点为温岭市泽国镇下洪洋村,全长 9.979km,起止桩号分别为 K0+000、K9+979.455。路桥至泽国一级公路桥头段软基处理试验段位于浹里陈大桥两侧桥头段,K0+657-K0+722 段采用真空堆载联合预压法处理。

本试验段真空堆载加固场地面积约为 3300 平方米,软粘土层厚度大于 50m,上部有 1.

* 收稿日期:2004 年 1 月

6m的“硬壳”层,埋深3m~16m的淤泥为路基的主要压缩层,塑料排水板的设计打设深度为21m,平面布置为梅花型,间距为1.2m,采用静压打设方式。真空堆载联合预压的施工方案中,第一个月采用真空预压法,膜上覆水70cm,一个月后路基填土进行联合堆载。在实际施工中,真空预压52天后开始联合堆载预压,布置的射流泵为6台,一般开2~4台,剩余的为备用。经过52天的真空预压,地面最大沉降达82cm,真空预压的效果较为明显。

真空度的概念及监测方案

1. 真空度的概念

在真空技术中,表示处于真空状态下气体稀薄程度的量称为真空度。在真空预压法中,通常用膜外大气压与膜下大气压的差值来表示,单位为mmHg或kPa。压力差值越大,表示真空度越高;反之,真空度越低。真空是用来描述气体状态的,不能用于描述液体状态。因此,真空度一般只能用于衡量水位线以上的气体压力状态。在地下水位线以下所测试的真空度,只反映测试软管中封存气体的压力变化状况,不反映测点处的大气压状态,间接反映了软管中水位的变化状况。

2. 真空度的监测方案

真空度的测量一般采用真空表。现场真空度的测量装置一般由真空度测头、软管和真空表组成,真空度的测量内容包括膜下真空度的监测和竖向排水体及淤泥中真空度的量测。为了研究真空度在塑排、砂井与淤泥中的真空度分布变化规律,如图1所示,本试验段的真空度监测方案如下:布置了6个膜下真空度监测点(MX1~MX6),用于监测膜下真空度随抽气时间的变化规律。布置了6根真空度监测塑料排水板(SPB1~SPB6),用于监测真空度在塑料排水板中的传递与分布规律,监测点的位置主要集中在浅部6m以上,用于监测地下水位线以上

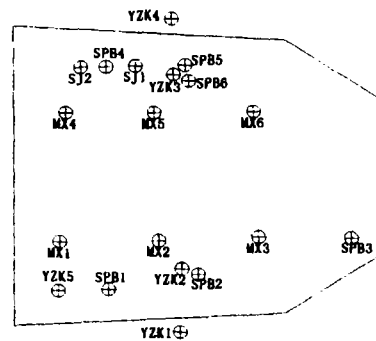


图1 真空度监测平面布置示意图

的塑排板真空度。打设了5个淤泥真空度监测孔(YZK1~YZK5),主要用于监测淤泥浅部的真空度,其中YZK1与YZK4布置在加固区外,紧贴密封沟,用于监测真空度能否传递到加固区外一定范围。为了研究真空度在砂井中的分布规律,在本试验段的研究中,打设了两个直径为160mm的砂井SJ1与SJ2。

真空度的测试成果及分析

1. 塑排中的真空度测试成果分析

随着抽真空作用的开始,首先引起膜下砂垫层中真空度的变化,由于空气的流体性质,当膜下砂垫层中的大气压发生变化,必然引起与之相通的塑排板中大气压的变化。从图2中可以看出,排水板中的真空度,随着射流泵抽真空开始,在抽气的头几个小时,几乎与膜下

真空度同时快速上升。膜下真空度随着抽真空时间的增加,开始上升很快,经过6个小时的抽气,膜下真空度即可达到82kPa,5天即可达到91 kPa。塑排中不同的深度上升幅度不一,浅部上升幅度大,深部上升幅度小。随着抽气时间的增长,塑排与膜下的真空度均趋于相对稳定状态,浅部塑排中的真空度与膜下真空度的变化曲线相比,曲线形状几乎一致,在相同时间,塑排板中不同深度的真空度值均低于膜下真空度。

根据实测水位,塑排中埋深4m左右为地下水位线。在地下水位线以上,如图2所示,由于受到阻力的作用,塑排板中的真空度随着深度的增加而逐渐减少。在本试验段对地下水位线以下的真空度进行了监测,塑排板中13m与15m等处的监测结果表明,在水位线以下仍存在较大的真空度,但真空表显示的真空度读数并不代表测头处塑排板中的大气压强度,而是反映了监测软管中封存气体中的大气压强度。地下水位线以上的真空度形成主要是由于软管中的气体被不断抽出形成,若拔掉真空表,软管与大气相通,可听见"呼呼"的风声,若插回真空表,真空表指针瞬间就可指向较高的真空度状态;地下水位线以下的真空度形成主要是由于水位线下降引起的,当下降深度超过软管的长度,出现部分气体逃逸,仍有部分气体封存在软管中,如拔掉真空表,则在开始一瞬间听到气体流动声音,之后就听不到"呼呼"风声,与地下水位线以上的软管中持久不断的"呼呼"风声形成鲜明的对比。若将真空表再与软管相接,真空表的指针刻度是缓慢地向上增长,与地下水位线以上的真空表指针瞬间指向较大刻度相比则截然不同。这些现象,充分说明地下水位线以下的真空度主要是由水位线的下降引起的或部分封存气体的逃逸引起,与水位线以上由抽气直接形成的真空度有所不同。

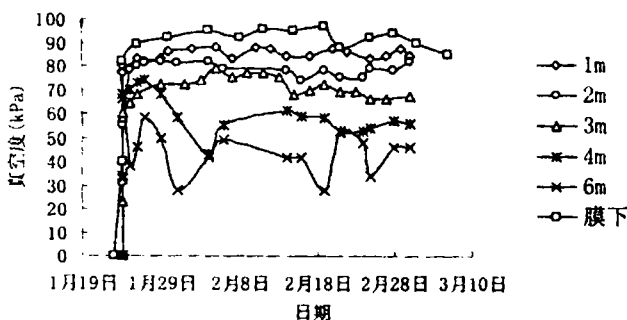


图2 塑料排水板中真空度变化曲线图

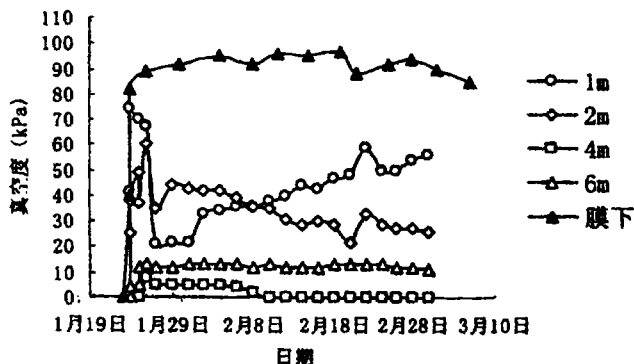


图3 淤泥中的真空度变化曲线图

2. 淤泥中真空度测试成果分析

如图3所示为加固区内淤泥中的真空度变化曲线,随着抽真空的开始,浅部淤泥中的上升幅度相对较大,随后又骤然下降,之所以发生这种现象,主要是由于在抽真空的初始阶段,孔中的回填泥球与土处于疏松状态,孔隙比较大,真空度下传相对比较容易,因此在抽真空的头几个小时,浅层淤泥中的真空度上升很快,当浅层土发生压缩固结,土层密实度提高,孔隙比减小,真空度相对难以下传,真空度开始快速下降。随着抽气时间的增加,除浅部1m处的真空度,能随着时间的增加缓慢上升,其他较深部位随着抽气时间的增加,真空度反而呈下降趋势。

试验段淤泥中的地下水位线埋深约4米左右,如图3所示,在地下水位线以上淤泥中的真空度随着深度增加迅速减少,远小于膜下真空度,说明淤泥中的真空阻力相对较大。在水位线以下6m处的真空度反而超过水位线以上4m处的真空度,这并不说明淤泥中水位线以下的真空度较高,而是反映了监测软管中封存的气体真空度由于水位下降而升高。另外,在本试验段,在加固区外紧贴密封膜沟打设了2个8m的真空度监测孔YZK1与YZK4,每孔中埋设了2m,4m,6m,8m的真空度测头,试验表明,所有真空表读数均为零,说明2m宽的淤泥密封沟不会传递真空度,淤泥对空气的隔绝性能比较好。

3. 砂井中的真空度测试成果分析

图4为SJ1砂井中真空度变化曲线,从图中可以看出,浅部地下水位线以上的真空度随抽气时间增加总体呈逐渐上升趋势,说明砂井中的真空度的传递存在一个逐渐递增的过程,这主要跟砂井的孔隙特性有关,即孔隙之间彼此相互连通,但相对较小,空气穿越孔隙需要一定的时间。在地下水位线以上,砂井中的真空度随深度的增加逐渐减少,真空度的递减梯度介于塑排与淤泥之间。地下水位线以下真空度高低不一,反映了软管中的地下水位下降程度,若水位下降过大,软管中部分封存气体有可能从软管末端逃逸。

本次试验中SJ1砂井中2m真空度的平均值为45kPa, SJ2砂井中2m真空度平均值为67kPa之间,两者相差较大,这主要是由于SJ1砂井在打设过程中,上部1.5m无套管,泥浆与砂混和,砂的含泥量较高,导致对真空度传递的阻力相对较大,因此在相同深度的真空度比SJ2小。

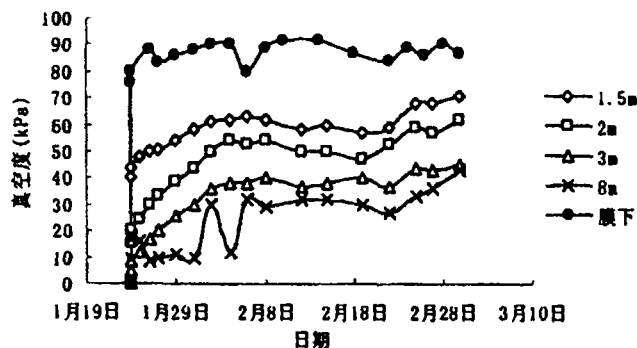


图4 砂井中真空度的变化曲线图

真空度对孔隙水压力的影响

图5所示为SJ2砂井中的真空度与孔隙水压力的变化曲线,从图中可以看出,在抽真空的开始阶段,砂井中的真空度逐渐上升,孔隙水压力呈逐渐下降趋势。孔压的下降一方面是由于地下水位的大幅下降,另一方面是由于水位面上大气压的降低即真空度的增加所引起的。实测资料表明地下水位于1月30日左右已处于相对稳定状态,平均下降3m左右。在2月12日当砂井2m处由于真空表接头处漏气导致真空度下降30kPa左右,不同深度的孔压均上升约17kPa。真空度下降值与孔压上升值不一致,其原因在于真空表接头处漏气的量相对较小,对真空表的读数影响大,但对一直处于抽真空状态的砂井中的真空度影响较小,漏进来的气体,有一部分立刻被真空泵抽走,在砂井2m处的真空度下降相对较小。2月23日真空度接头密封后,真空度快速上升,砂井中不同深度孔压又大幅下降。真空度的变化曲线的形状与孔隙水压力的变化曲线形状刚好相反,说明砂井中水位面以上真空度的变化对不同深度的孔压有较大的影响。

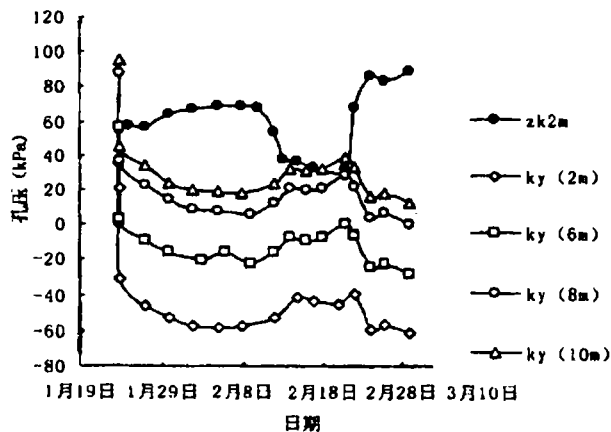


图5 砂井中真空度与孔隙水压力变化曲线图

在实测中停泵回气,将膜下真空度下降至接近0kPa,砂井中的真空度也立即下降至0kPa,此时测试孔压发现,砂井孔压大幅回升,各深度孔压回升的值基本上均等于砂井中水位面处的真空度下降值,水位在短时间内变化不大。而淤泥中的孔压测试结果表明,基本上不因膜下真空度的大幅下降而回升,说明淤泥中较难传递真空度,淤泥中孔压在短时间内基本上不受真空度的影响。

结论

(1)在地下水位线以上,塑排、砂井与淤泥中的真空度由于受到阻力的作用,随深度增加均呈逐渐下降趋势,塑排中的阻力最小,淤泥中的阻力最大,砂井则介于两者之间。

(2)现场试验现象表明,地下水位线以下测到的真空度是由于测试软管中水位下降或部分封存气体从软管末端逃逸引起的,与地下水位线以上的真空度由抽气直接形成在成因上

存在不同。

(3) 砂井中水位面以上的真空度的变化曲线的形状与孔隙水压力的变化曲线形状刚好相反,真空的变化对不同深度的孔隙水压力有较大的影响;膜下真空度的下降会导致砂井中孔压的迅速上升,而淤泥中孔压在短时间内基本上不受膜下真空度变化的影响。

(4) 真空度的测量过程中要注意真空表与软管接头处的密封是否漏气,应定期检查,保证监测结果的准确性。

参考文献

- [1] W. Kjellman. Consolidation of clayey soils by means of atmospheric pressure. In Proceeding of a Conference on Soil Stabilization, MIT, Boston, 1952, pp258 - 263.
- [2] 陈环,真空预压法机理研究十年,港口工程 1991 (4)17 - 25
- [3] 高志义,真空预压法的机理分析,岩土工程学报,1989,11(4):45 - 55.
- [4] 娄炎,编著 真空排水预压法加固软土技术,人民交通出版社 2002. 1
- [5] 地基处理手册编写委员会,地基处理手册(第二版),中国建筑工业出版社,2000。
- [6] Q. Shang, M. Tang, and Z. Miao. Vacuum preloading consolidation of reclaimed land: a case study. Can. Geotech. J., 1998, 35(7), 740 - 749.
- [7] 陈环,鲍秀清,负压条件下土的固结有效应力,岩土工程学报,1984,6(5),39 - 47。

Analysis about Observed Results of Vacuum Degree in the Soft Ground by Vacuum Preloading

Zhu Jiancai Wen Xiaogui Gong Xiaonan

(Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hang Zhou, 310027, China)

[**Abstract**] The formation of vacuum degree is the basis for reinforcing soft ground by vacuum preloading . This paper analyzes the observed results of vacuum degree in the the Jialichen bridge - head experimental site . The cause of vacuum degree developing below groundwater table is pointed out and vacuum degree above the ground water table making effect on pore water pressure is discussed in this paper. The results show that vacuum degree decrease along the depth, resistance in the PVDS is lowest , and that the resistance in the silt is highest. Vacuum degree below groundwater table is produced mainly by dewatering or by escaping of sealed air from the end of flexible pipe. Vacuum degree above the ground water table in the sand drains makes great effect on pore water pressure and pore water pressure in the silt does not change with the variation of vacuum degree under membrane in a short time.

利用非线性强度的无限边坡稳定分析*

李光范

(海南大学理工学院土木系 海口 570228)

尚亨林

(台州市交通局 台州 318000)

【摘要】无粘性土的真实强度包线是经过坐标原点的一条曲线。Mohr - Coulomb 破坏准则是通常用常规试验得到的参数 c' 和 φ' 来表现,他在较小的法向深度时显现出较高的剪切强度值。用室内试验结果一概地应用 Mohr - Coulomb 破坏准则评价无限边坡稳定是不合适的,因为现场有效法向应力通常不是室内测得的。

引言

本文针对边坡稳定计算中存在的问题,首先检讨 Mohr - Coulomb 抗剪强度理论,提出边坡稳定计算指标的适用条件,进而提出非线性 Mohr - Coulomb 抗剪强度指标的计算方法,并以实例进行比较分析。其次用 Mohr - Coulomb 抗剪强度理论算出的边坡稳定结果和本文中提出的边坡稳定计算理论来计算的结果加以比较,提出实际计算方法。最后用本文中提出的非线性抗剪强度式计算土压力与 Rankine 土压力计算理论进行比较以说明非线性抗剪强度式的普遍性。

浅谈 Mohr - Coulomb 强度理论

土的强度理论是在边坡稳定问题中非常重要而基本的课题之一。Mohr 的土体强度 τ_n 与作用在应力面的法向应力 σ_n 成正比,且可用曲线(如双曲线,抛物线等)来表现。但在工程实际中使用最多的破坏曲线仍是 Mohr - Coulomb 的破坏准则,其表现式如下。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \varphi \quad (1)$$

式中 τ_f 为抗剪强度, σ 为法向应力, φ 为土的内摩擦角, c 为土的粘聚力。

若把(1)式用有效应力形式表现如下;

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

式中 σ' 为有效法向应力, φ' 为土的有效内摩擦角, c' 为土的有效粘聚力。

Mohr - Coulomb 的破坏准则在 $\sigma - \tau$ 平面上是与 Mohr 圆相切的一条直线。Mohr - Cou-

* 收稿日期:2004年1月

lomb 的破坏准则是根据比较小的应力变化范围所决定,且应力水平比较小或比较大时不适用。因此边坡稳定计算时对于浅层和深层会引起比较大的误差。其原因是应力水平小时 Mohr - Coulomb 的破坏准则对土的粘聚力的作用表现的过于大,相反应力水平比较大时 Mohr - Coulomb 的破坏准则对土的粘聚力的作用表现的又过于小。所谓土的粘聚力是土的颗粒之间的吸引力和天然附着物对土颗粒的粘聚力。

如果土体没有抗拉强度,那么土的强度包线就会经过坐标原点。此时强度包线是经过原点的一条曲线。然而 Mohr - Coulomb 的破坏准则表示强度包线的最简单的一种形式。Mohr - Coulomb 破坏准则是针对边坡稳定计算理论在粘性土中存在的问题而提出的。这些问题不仅存在于粘性土的边坡稳定计算中还存在于砂性土的边坡稳定计算中。因此边坡稳定计算更为现实地表现实际情况需要更合理的计算方法。

非线性 Mohr - Coulomb 强度

Mohr - Coulomb 强度理论在土力学中广泛的采用,这一理论认为土的破坏是剪切破坏。因此,一旦土体内任一平面上的剪应力达到了土的抗剪强度,土体就发生破坏,而任一平面上的抗剪强度 τ_f 只是该面上的法向应力 σ 的函数,即

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (3)$$

这一函数在法向应力与剪应力平面上为一曲线,即 Mohr 强度包线。

如果把上式中的法向应力与剪应力关系表示为曲线,可表现为如下的抛物线形式。

$$\tau = ap_a \left(\frac{\sigma'}{p_a} \right)^b \quad (4)$$

式中 a, b 为计算参数, p_a 为大气压。

把抛物线强度式与 Mohr - Coulomb 的破坏准则进行比较,可得出强度参数为

$$\tan\varphi = ab \left(\frac{\sigma'}{p_a} \right)^{b-1} \quad (5)$$

$$c = ap_a \left(\frac{\sigma'}{p_a} \right)^b (1 - b) \quad (6)$$

为确定计算参数 a, b 可把(4)式写成如下的对数形式。

$$\log\left(\frac{\tau}{p_a}\right) = \log a + b \log\left(\frac{\sigma'}{p_a}\right) \quad (7)$$

上式可谓是关于 $\log\left(\frac{\tau}{p_a}\right) - \log\left(\frac{\sigma'}{p_a}\right)$ 的线性函数,则 $\log a$ 是这一线性函数的截距, b 是直线的斜率。

若用剪切强度表现边坡稳定性,则边坡稳定系数为

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_m} \quad (8)$$

式中 τ_f 为土体的剪切强度, τ_m 为土体的现行剪应力。

若用 Mohr - Coulomb 的破坏准则表示边坡稳定系数,则

$$F_c = \frac{\tau_{cf}}{\tau_m} = \frac{c' + \sigma' \tan \varphi'}{\tau_m} \quad (9)$$

若用抛物线强度式表示边坡稳定系数,则

$$F_p = \frac{\tau_{pf}}{\tau_m} = \frac{ap_a \left(\frac{\sigma'}{p_a}\right)^b}{\tau_m} \quad (10)$$

算例

1. 确定计算参数

为确定抛物线强度式的计算参数进行了三组直剪试验,结果见表1。

表1

Test No	τ (kPa)	σ_v (kPa)	τ/p_a	σ_v/p_r
1	37.43	47.84	0.382	0.488
2	55.01	95.76	0.570	0.977
3	87.35	239.36	0.891	2.442

把表1的值代入到式(7),可得抛物线强度的计算参数,即 $a = 0.57$ 、 $b = 0.54$ 。把计算参数和强度参数分别代入式(2)和式(4),计算 Mohr - Coulomb 强度 τ_{cf} 和抛物线强度 τ_{pf} , 再与由通过直剪试验得到的强度 τ_f 进行比较,结果见表2。

表2

Test No	τ (kPa)	Coulomb (τ_{cf}) (kPa)	Power Function (τ_{pf}) (kPa)
1	37.43	39.65	37.93
2	55.01	50.36	53.52
3	87.35	82.46	90.47

由表2看出抛物线强度包线反映试验程度优于 Mohr - Coulomb 强度包线。由试验和抛物线强度包线可知剪切强度包线都由坐标原点开始的曲线。即强度参数 c' 、 φ' 并非是常数,是法向应力 σ' 的函数,随 σ' 水平而变化。

抛物线的计算参数是依据式(5)和式(6),由下式计算得出

$$\tan \varphi = ab \left(\frac{\sigma'_i}{p_a}\right)^{b-1}; c = ap_a \left(\frac{\sigma'_i}{p_a}\right)^b (1 - b)$$

式中 σ'_i 是抛物线与 Mohr 圆相切的法向应力值。

2. 无限边坡稳定计算

由试验得到的 Mohr - Coulomb 强度参数为 $c' = 28.938\text{kPa}$ 、 $\varphi' = 14^\circ$, 物理指标为 $\gamma_{sat} = 20.169\text{kN/m}^3$ 、 $\gamma_b = 10.362\text{kN/m}^3$ 、边坡坡角为 $\alpha = 33.7^\circ$ 。

深度 h 处的强度发挥值为 $\tau_m = h\gamma_{sat} \sin \alpha$, 有效法向应力为 $\sigma'_i = h\gamma_b \cos \alpha$ 。

若利用 Mohr - Coulomb 强度理论计算安全系数,则

$$F_c = \frac{\tau_{cf}}{\tau_m} = \frac{c' + \sigma'_i \tan \varphi'}{\tau_m}$$

若利用抛物线强度计算安全系数,则

$$F_p = \frac{\tau_{pf}}{\tau_m} = \frac{ap_a \left(\frac{\sigma'_i}{p_a}\right)^b}{\tau_m}$$

式中 σ'_i 为相应于计算深度 h_i 的有效法向应力。计算结果见表 3 和图 1。

边坡稳定计算结果

表 3

Depth(h) (m)	Coulomb F_c	Power Function F_p	$F_c - F_p$
0.5	5.89	2.07	3.82
1.0	3.04	1.51	1.53
1.5	2.09	1.25	0.84
2.0	1.62	1.10	0.52
2.5	1.33	0.99	0.34

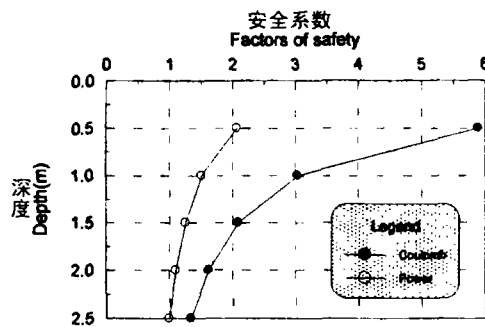


图 1 线性和非线性边坡稳定分析结果

由表 3 和图 1 可知,无限边坡在饱和土中的稳定系数随斜坡面的法向深度急剧地减小,法向深度近 2.5m 时斜坡趋于不稳定。用 Mohr - Coulomb 强度 τ_{cf} 算出的结果比用抛物线非线性强度 τ_{pf} 算出的结果大。其差值随斜面的法向深度在减小,深度为 $h = 0.5\text{m}$ 时差值为 3.82,深度为 $h = 2.5\text{m}$ 时差值为 0.34,用抛物线非线性强度计算的稳定系数比 1 小斜坡进入不稳定状态。而用 Mohr - Coulomb 强度计算的斜面仍处于安全状态。因此对于边坡稳定计算 Mohr - Coulomb 强度理论过高地评价了安全系数,使其处于危险。其理由在于如何评价强度参数粘聚力 c' 和有效内部摩擦力 φ' 。用 Mohr - Coulomb 强度理论计算抗剪强度时 c' 、 φ' 值为常数,用非线性强度理论计算强度时 c' 、 φ' 值为有效法向应力 σ' 的函数,即 $c' = f(\sigma')$ 、 $\varphi' = f(\sigma')$ 。在抛物线非线性强度理论中 c' 值随深度 h 从零逐渐增加, φ' 值从 $\pi/2$ 逐渐变小。因此 σ' 值小时 Mohr - Coulomb 强度理论对 c' 值过高地评价以至引来过大的边坡稳定系数。

3. 抛物线形土压力计算

如果土体无抗拉强度,那么强度包线必然通过坐标原点。此时强度包线是经过原点的一条曲线。Mohr - Coulomb 破坏准则是最简单的一种强度包线。Mohr - Coulomb 破坏准则不仅用 Rankine 土压力理论计算主动土压力时存在问题而且计算被动土压力时也同样存在问题。这种问题还存在于粘性土和砂性土的土压力计算中。为了阐明此问题本文提出了抛物线强度包线,计算主动土压力和被动土压力与 Rankine 土压力计算值予以比较。强度包线为抛物线时强度参数为

$$\tan\varphi = ab\left(\frac{\sigma'_i}{p_a}\right)^{b-1}; c = ap_a\left(\frac{\sigma'_i}{p_a}\right)^b(1-b)$$

式中计算参数为 $a = 0.57$ 、 $b = 0.54$ 。大气压 $p_a = 98.07\text{kPa}$ 。 σ' 是抛物线和 Mohr 圆相接的法向应力值。若抛物线的方程式确定,则可用确定的 $\sigma'_i (= \gamma_b h)$ 值计算主动土压力 σ'_3 ,可用确定的 $\sigma'_3 (= \gamma_b h)$ 值计算被动土压力 σ'_1 。主动土压力计算结果见表 4 和图 2,被动土压力计算结果见表 5 和图 3。由表 4 和图 2 可知用两种理论计算主动土压力的结果是有差异的。线性土压力在 0~7m 之间为拉力。

主动土压力计算结果

表 4

深度 (m)	线性主动土压力 (kPa)	非线性主动土压力 (kPa)	差值 (%)
0	-45.2	0.0	0.0
5	-13.6	3.9	128.7
10	18.0	22.1	-22.8
15	49.6	47.0	5.2
20	81.3	75.6	7.0
25	112.9	106.7	5.5
30	144.5	139.6	3.4

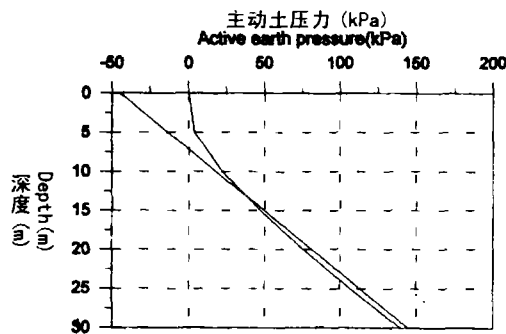


图 2 线性和非线性主动土压力比较

被动土压力结果见表 5 和图 3。由计算结果可知,在被动土压力中也存在较为明显的差异。总之用线性计算结果比非线性计算结果较大。

被动土压力计算结果

表5

深度 (m)	线性主动土压力 (kPa)	非线性主动土压力 (kPa)	差值 (%)
0	74.1	0.0	
5	159.0	165.8	-4.3
10	243.9	255.0	-4.6
15	328.8	335.8	-2.2
20	413.6	412.5	0.3
25	498.5	486.3	2.4
30	583.4	558.1	4.3

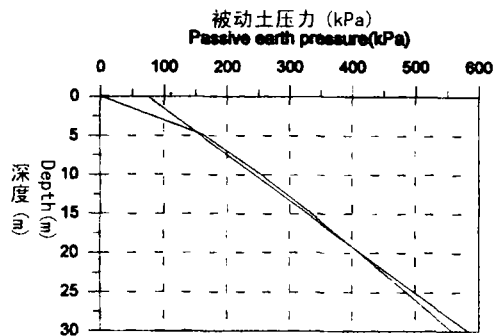


图3 线性和非线性被动土压力比较

结论

土的强度指标,即抗剪强度参数在工程设计和施工中应用非常广泛。尤其是对强度、边坡稳定、土压力等很多方面发挥其影响。长期以来依据 Mohr - Coulomb 强度指标得到的计算结果距实际情况有一定差异,因此诸多的专家学者为了得到更接近实际的计算结果提出了较为合理的计算方法。但因 Mohr - Coulomb 强度理论的简单性和实用性,在设计计算中仍然广泛的得到应用。利用非线性 Mohr - Coulomb 强度理论建立的粘聚力和内摩擦角是应力的函数,并依此计算的边坡稳定和土压力较为现实地反映实际地基的应力状态。

本文提出的抛物线强度破坏准则较好地显示了应力状态,2.0 ~ 2.5m 之间计算的边坡稳定结果比较接近于 Mohr - Coulomb 的结果。特别是对粘聚力的评价较好地反映了实际。影响无限渗透斜坡稳定的因素有强度参数和斜坡的倾斜度。强度参数又和斜坡的饱和重度和深度有关。本文算例中斜坡倾斜度为 $\alpha = 33.7^\circ$ 时,如果法向深度超过 2.5m,斜坡变为不稳定,即对无限渗透斜坡稳定计算时,安全系数的计算范围法向深度不超过 3m。

参考文献

- [1] Joseph E. Bowles, "Physical and Geotechnical Properties of Soils", Second Edition. New York, McGraw - Hill Book Company, 1984
- [2] Huang, Y. H. , "Stability Analyses of Earth Slopes", Van Nostrand Comp. , New York, 1983
- [3] Fredlund, D. G. , and Krahn, J. , "Comparison of Slope Stability Method of Analysis", Can. Geotech. J. , Vol. No. 3, August, 1977, pp. 429 - 439.

Infinite slope stability analysis using Nonlinear shear strength

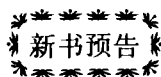
Li Guangfan

(Hainan Daxue HaiKou 570228)

Shang Henglin

(Taizhou Jiaotongju TaiZhou 318000)

[**Abstract**] The real strength envelope for soils without cementation goes through the origin and is curved. The Mohr - Coulomb failure criterion with the strength parameters and from conventional tests overestimates the shear strength available at low normal stresses. The results of laboratory tests interpreted in terms of the Mohr - Coulomb failure criterion are not appropriate for evaluation of surficial slope, because the range of effective normal stresses in the field are not used in the laboratory tests.



由徐至钧教授级高级工程师主编的《建筑地基处理丛书》共7本每本约35万字,已由机械工业出版社2004年已正式出版发行。

其中:

- | | |
|------------------|-----------|
| 1、预压法加固软土地基 | 胡中雄编著 |
| 2、强夯法和强夯置换法加固地基 | 徐至钧、张亦农编著 |
| 3、振冲与振冲碎石桩 | 叶观宝编著 |
| 4、水泥土搅拌法 | 曹名葆编著 |
| 5、高压喷射注浆法处理地基 | 徐至钧、全科政编著 |
| 6、水泥、粉煤灰、碎石桩复合地基 | 徐至钧、王曙光编著 |
| 7、柱锤冲扩法加固地基 | 徐至钧、李军编著 |
- (曾良)

通讯处:深圳布心东晓路太白居3栋106号
邮编:518019 TEL:0755-25793450

巨粒土填筑地基施工质量控制探讨*

谢春庆

(成都军区空军勘察设计院 成都 610031)

邱延峻

(西南交通大学土木学院 成都 610041)

【摘要】本文结合机场、公路、铁路等大型工程的科研与生产,对巨粒土填筑地基质量控制的方法和内容进行了总结和探讨,对巨粒土填筑地基施工质量控制有一定的参考意义。

绪言

随着西部开发,大量的诸如机场、公路、铁路等国家重点建设上马。西部地形、地貌、地质条件复杂,工程建设常牵涉到深挖高填,土方工程量巨大。挖方区产生大量的块碎石等巨粒料,填方区需要大量的填料。为保护环境,节省投资,缩短工期,现在和以后的山区填筑地基工程一般要采用开方而来的巨粒料。但目前国内外以块碎石等巨粒土为填料的填方地基的施工工艺和质量控制系统研究较少,所以开展巨粒土填筑地基施工研究及应用具有重要意义。本文是笔者工程实践与研究 and 广泛收集资料的基础上,对现有工程系统分析而来。

巨粒土填筑地基施工质量控制包括施工工艺控制和压实地基质量控制两个方面。

施工工艺控制

1. 设备控制

设备控制是对设备类型和技术参数控制,重点是对机械技术参数进行检测,包括施工前检查和施工中机械技术参数效率的复核,如振动压路机的激振力检测与复核。对强夯、碾压、冲压设备的检测重点各有侧重。

①强夯

主要检测夯锤锤重、锤的落距。锤的落距应在挂锤时检测。实践表明不挂锤钩离地面与挂锤时锤钩距离差值在 0.5~0.6m。这主要是由于钢丝绳和龙门架的变形引起。如按不挂锤时锤钩离地面的距离和锤高计算锤的落距,锤重按 20t 计,则夯击能差在 100~120kN·m,达不到设计要求。

* 收稿日期:2003 年 12 月

②碾压

碾压设备检测主要是检测碾压机的吨位、激振力。

③冲压

冲压设备检测主要检测冲压机的轮形、轮重、轮的直径。

2. 施工过程控制

①填料的填筑方式控制

填料的填筑方式控制就是对采用堆填还是抛填进行控制。大量的试验表明:在填筑厚度及填筑材料相近的条件下,堆填和抛填填筑而成的巨粒土填筑层,不但颗粒级配及密实度有着明显的差别,而且其整体均匀性也存在着很大差异:即用堆填法填筑而成的巨粒土填筑地基,无论颗粒级配、地基加固效果,还是填筑体的整体均匀性都明显优于抛填法。

②松填厚度控制

松铺厚度的控制应严格按填筑方案,一般来说碾压松铺厚度 $\leq 50\text{cm}$,冲压松铺厚度 $\leq 1.2\text{cm}$,一般 $\leq 1.0\text{cm}$,强夯松铺厚度不大于 4.0m ,分四个亚层填筑,每亚层厚度约 1.0m 。松铺厚度的误差一般要求 $< 10\%$ 。

③不同填筑部分的填筑范围、方法和顺序控制

工程不同部位重要程度不同,对填筑地基要求也不一样。由于某一工程填料的来源或同一来源的填料性质可能不一样,如同一山头岩性为粘土、泥岩和砂岩,它们的工程性能差别很大,合理的料源分配是优料优用,把级配好、强度高、抗风化强的料填入关键的部位,在最低挖方量的前提下,须严格控制各种填料的范围。同时,试验和工程实践表明^[2]:在填料完全相同的条件下,不同性质的料填筑顺序和方法不一样,在同一压实条件下,获得的地基质量是有很大差别的,所以在施工中应严格控制填筑顺序。

④施工机械行进路线、速度和方向控制

施工机械行进的路线、速度和方向对施工质量有明显的影响。路线控制就是使机械按设计的路线行驶,尽可能地避免重复,主要目的有三:a. 避免漏压、超压。漏压得不到压实目的,超压不仅浪费成本,有时还使压实质量降低,如使先前压实地基松动,原地面地基结构破坏等;b. 多种机械、多辆机械同时施工时,避免机械之间相互影响,如塞车、避让、碰撞而浪费时间,甚至安全,同时也能避免施工顺序的紊乱,造成漏压、超压现象;c. 确保填筑体整体性:一般来说,直线地段由两侧向中心碾压,曲线地段由曲线外侧向曲线内侧碾压,强夯采用跳打方式等。速度和方向控制目的是在机械最佳速度和最经济运行状态下,满足地基质量要求,其原因:a. 冲压在一定速度下才具有一定的冲击力,且速度越大,冲击力越大,在一定速度和压实遍数的组合下将一定厚度的某一性质的填料压实,所以冲压的速度与压实的质量直接相关;b. 碾压的速度主要影响轮对填料的挤压作用,细粒土速度与挤压作用成正比,但与巨粒土压实质量无明显正相关关系,甚至随速度增大,压实质量降低,如龙洞堡机场块碎石填筑试验中在其它条件完全相同的条件下,振动压路机 1.53km/h 行走速度下压实质量明显好于 2.43km/h ;c. 碾压、冲压方向一般宜为全进式而不是往复式,以保证碾压的整体性。

⑤遍数或夯击数控制

一定的能量使一定量的某种填料压实,在机械确定条件下,压实的遍数或夯击数与单位

机械额定压实或夯击能量的乘积即为总的压实能量。当压实的遍数或夯击数不足时,总的压实能量达不到设计要求,地基质量也就达不到要求。实际工程中,对巨粒土的压实遍数或夯击数目前还靠人工记录,易造成差错,特别是冲压机械行进快,遍数多,人为误差大,应加强这方面的控制,同时机械部门也应加强自动记录方面设备的研制。

⑥填筑层顶面平整度控制

填筑层顶面平整度控制主要是确保本层填筑体和上层填筑体在纵横方向上厚度的均匀、压实机械行进平稳、单位填筑体上所接受能量的均匀,进而确保整个填筑体的均匀。一般来说,现场层间平整度按 $20\text{m} \times 20\text{m}$ 的面积抽查,层面高差应小于填筑层厚的 $1/10$ 。强夯按亚层控制。对于最终填筑层的顶面平整度,不同工程有各自的要求,如机场填筑层顶面高程误差:基槽区在 $10\text{m} \times 10\text{m}$ 的方格网范围内,不得大于 $+2$ 或 -3cm ;其它土面区在 $20\text{m} \times 20\text{m}$ 方格网,不得大于 $\pm 5\text{cm}$ 。平整度用 3m 直尺测量,其空隙为基槽面不得大于 3cm ,其它土面区不得大于 5cm 。

⑦施工流程控制

施工流程控制是工艺控制中最重要控制,它要求整个填筑体施工须严格按设计施工方案所确定的步骤或流程进行,不能超越。任何违规行为皆可能造成不必要的浪费或整个施工的失败。如机场填筑过程中,应先作填筑试验,后进行施工;先进行原地面处理,后进行填筑;先填道槽区,后填土面区,施工中道槽区高土面区一个填筑层。

⑧搭接部位控制

填筑地基的稳定性问题大多出在搭接部位,包括填筑体与原地面地基搭接部位、不同压实方式的搭接部位、同种压实方式不同压实能量的搭接部位和不同压实度的搭接部位。搭接部位控制重点在搭接面的坡度、搭接面的形状和高度、搭接面上下两层填料性质和压实度过渡参数、施工先后顺序控制。不同工程对搭接要求不同,其中机场工程搭接要求最高:机场高填方块碎石夯实地基与原地面的搭接:道面结构层 3.0m 以下原地面应挖成 $1:2$ 台阶搭接,道面结构层下 $0.56\text{m} \sim 3.0\text{m}$ 处填挖交接面 $1:7 \sim 1:8$ 坡度搭接;填方段道槽区(压实度 98%)与土面区(压实度 90%)一般按 $1:1$ 坡度搭接。

⑨试验段面积控制

获取最佳压实方式和最佳施工参数的每类每次试验区面积一般不应小于 400m^2 。

3. 施工时间的控制

施工时间的控制包括施工间歇时间控制和工期控制。施工间歇时间控制主要考虑应力释放时间,包括原地面固结变形时间和填筑体应力释放时间。间歇最少时间即为释放的时间。一般来说,巨粒土填筑体间歇时间为 7 天左右,细粒土为 $15 \sim 30$ 天。工期的控制即在考虑必须间歇时间和所有不利因素的条件下,确定施工单位能否按合同要求完成任务。如果不能如期完成,则应督促施工单位完善管理、增进效率,增大设备投入,增加新工作面等,增大该单位时间的工作量,以期按时或提前完成任务。

4. 试验方法的控制

①检测方法

不同的检测方法对同一指标的检测可能获取值有较大的差异,尤其是所要进行判断的测试值在界线临界值附近时,难以判断是否满足设计标准。如机场强夯施工中常用灌水法

测填筑体干密度,比较真实可靠且经济。但用核子密度计时虽然很经济,速度快,但有较大的误差,如川北某机场地基质量检测以核子密度计为主,检测结果普遍偏高,造成填筑地基质量不能满足设计要求,不得不大面积返工,致使工期推迟一年多,既浪费时间,又浪费经费。试验方法的控制应以施工试验中推荐的方法为准,不能随便更改。

②检测部位

检测部位的控制包括填筑关键部位和压实机械压实薄弱部位控制。填筑体关键部位控制就是在工程关键部位增加检测点、检测频率和检测方式,严格控制填筑质量。每一种机械都有压实薄弱部位,如强夯处理时,夯点处质量好于夯点间,根据地基质量以弱代强控制原则,对压实薄弱部位控制就是控制好夯点间地基质量,也就控制好整个地基质量。

③检测时间

检测时间控制主要考虑填筑体应力的释放应力时间,通过埋设压力盒监测数据来控制,粗粒土填筑地基一般检测时间为1~2周,巨粒土填筑地基一般检测时间为1周左右。

④试验深度、采样等

不同的压实机械在同一填筑层上,对不同深度填料的压实程度是不一样的,如强夯由于强大的冲击力,表面为松动层,其干密度反而比中下部低,碾压则相反,其低部压实度为最低。压实试验深度的控制就是对采样或试验的深度进行控制,使采样的深度具有代表性。一般来说,采样深度应接近填筑层底部。采样控制就是对采样的位置、深度,采样量和采样方法控制。如干密度试验时,除要求采样的深度外,还要求试坑的直径足够大,以满足采样重量要求,这样的样品才具有代表性,否则可能某次样品遇空隙而使试验结果偏小,也可能遇到大碎石而使该次试验结果偏大。当要求测试颗粒级配时,不允许对样品的颗粒有所破坏,要求人工挖掘而不是机械挖掘。

在上述施工试验中,许多工程皆未明确干密度、颗粒分析试验采样坑直径的最小标准。在铜仁机场、兴义机场笔者反复试验,并与其它方法比较,再结合施工填筑厚度要求综合分析,认为巨粒土填筑地基干密度、颗粒分析试验采样坑直径的最小标准宜为允许最大颗粒直径的3倍,并且试坑体积测量宜采用灌水法或灌砂法。

⑤试验设备

在规定了试验方法后,试验设备的种类就确定了,此时的设备控制主要是设备的型号和运行状况控制。设备型号不同,它的适用范围和精度也就不同,如载荷试验时台称感量、承压板的大小、加荷方式、加荷能力等。设备型号控制目的是确保试验满足各种试验的要求。运行状况的控制要求试验单位及时校验设备精确度和进行设备维护,使其正常运转,避免检测时间到来时设备不能正常使用。

⑥检测频率

检测频率控制目的是确保在单位施工时间和工程量内有足够的检测数量。检测频率视填料性质和工程重要性有所差异。如民航机场规定基槽和安全道部分每层第不少于2个检测点,其它土面区土方每层每1000m²取一检测点,不足也取一检测点。

施工质量控制

施工质量的控制就是对填料和填筑地基质量控制,包括填筑过程中质量控制和成品地基质量控制两个方面。

1. 填筑材料控制

① 填料岩性

填料岩性控制主要是对块碎石填料的岩性、全风化、强风化岩石颗粒和含泥量控制;粗粒料中含泥量、针状、片状颗粒、质软、易碎颗粒、有机质含量的控制。不同工程对填料岩性要求不同,机场工程施工中习惯将全风化、强风化(挖掘机可挖掘)岩石颗粒和土称为泥或土,它们的含量之和称为含泥量,一般要求98区石料中含泥量小于15%,90区石料中含泥量小40%。

② 最大粒径

最大粒径主要影响压实效果。对一定的填料,某种压实机械有效压实深度是一定的,要求松填厚度也是一定的,当填料的粒径大于某一值时,该种机械就不能将其压实。同时,超大粒径也影响填筑层的平整度,鼓凸的大粒径石块很难弄平整。超大粒径料必须进行二次破碎,直到满足设计要求。一般来说,碾压要求填料最大粒径为30cm,冲压为50cm,强夯为80cm。

③ 颗粒级配

颗粒级配决定了巨粒土的结构,良好级配的土体自然密实程度好,空隙小,密度大,力学性能高。颗粒级配的控制分为压实前级配控制和压实后级配的控制。机场高填方一般要求不均匀系数 >5 ,曲率系数 $1\sim3$ 。如果填料裂隙发育或强度较低,碾压或夯击后颗粒变细,级配明显提高,在满足地基物理力学性质前提下,填料级配要求可作适当降低。一般情况下,在压实后的颗粒级配好于压实前填料级配,但也有例外,当硬质岩石爆破后,填料中的块碎石裂隙发育均匀,碾压或夯击后填料等粒破碎,形成大小基本一样的小碎块,级配明显降低,由原来合格的填料变为级配不合格的填筑体组成颗粒,此时需要在填料中掺合其它粒径料,确保填筑体颗粒级配满足要求。

④ 含水量控制

试验表明合适的含水量能促进巨粒土压实,提高填筑体压实度。由于在拌和、运输、摊铺过程中水分损失,一般可在拌和时增加含水量 $2\sim3\%$ 。含水量控制对碾压和冲压有效,对强夯效果不明显。

2. 地基质量控制

所有的施工管理和工艺控制的最终目的是确保地基质量。地基质量控制包括干密度、变形模量、颗粒级配和变形等。

① 干密度

对同一填料其最大干密度是一定的,对干密度控制也就是对压实度控制。当填料为块碎石时,虽无法确定最大干密度,但是当干密度达到一定时,变形模量和承载力等往往就满足了要求。如块碎石填筑地基当干密度 $>2.0\text{g}/\text{cm}^3$ 时,变形模量一般大于 25MPa 。干密度的测试一般采用灌水法或灌砂法。

② 变形模量

变形模量是地基变形分析的重要参数,在每一重要工程中皆有明确的变形模量(或回弹

模量)规定,填筑地基必须满足。变形模量试验主要采用现场大型的载荷试验。机场高填方地基要求变形模量不小于25MPa。

③颗粒级配

地基质量控制中的颗粒级配控制是指对压实后填筑体组成颗粒组成进行控制。如前所述,一般情况下在压实后的颗粒级配好于压实前填料级配,该阶段控制着重是监控那些碾压或夯击后填料等粒破碎,级配明显降低,由原来合格的填料变为级配不合格的填筑体组成颗粒的特殊填料。

④变形控制

变形控制包括施工阶段变形控制和工后变形控制。变形控制要求在填筑层中埋设变形观测桩,分期对其进行沉降和侧向变形观测。并用观测到的数据,结合干密度、变形模量等参数进行变形分析和预测,判断目前施工是否满足变形要求,进而指导和控制施工的方法、速度,预测工后变形,指导地面建筑施工。

⑤承载力

工程实践表明,巨粒土填筑地基具有较高的承载力,对一般工程,通常干密度和变形模量达到要求后,承载力也满足了设计要求。但对大荷载工程例外,如高耸建筑物。承载力获取一般在变形模量试验中一并完成,不作专门试验。

⑥固体体积率

固体体积率是单位体积的填筑体中固体颗粒所占的体积率,即

$$s_v = \frac{V_s}{V_t} = \frac{m_s/\rho_s}{V_t} = \frac{m_s}{\rho_s V_t} = \frac{1}{\rho_s} \cdot \frac{m_s}{v_t} = \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (7-2)$$

式中 s_v —固体体积率,用小数表示; V_s —填筑体中固体体积, m^3 ;
 V_t —整个填筑体积, m^3 ; m_s —填筑体的固体质量, kg ;
 ρ_s —岩石块体的密度, $10^6 kg/m^3$; ρ_d —填筑体干密度, $10^6 kg/m^3$ 。

固体体积率表示的是填筑体的密实程度,固体体积率为空隙率 $s_v = 1 - n_v$, n_v 为空隙率。对一定填料,因 ρ_s 为定值,固体体积率与干密度是一一对应关系,控制了固体体积率就控制了干密度,也就控制了压实度,当然这是在满足地基强度和变形条件下。当不便于使用压实度概念时,可用固体体积率作为控制指标。巨粒土压实填筑体固体体积率一般为 0.60~0.90,空隙率一般为 0.10~0.40。

结论

巨粒土填筑地基控制包括设备控制、过程控制、时间控制、试验方法控制等工艺和填筑材料、干密度、变形模量、承载力等地基质量控制。

参考文献

- [1]郭庆国,粗粒土工程性能,黄河水利出版社,北京,1998
- [2]谢春庆,粗巨粒土填筑地基施工工艺与控制研究,西南交通大学博士后出站报告,2003

带桩大头预应力管桩的设计与施工*

虞慧忠 黄敏

(温州市建筑设计研究院 温州 320000)

【摘要】本文提出一种新桩型—带桩大头预应力管桩。该种桩型适用于具有深厚软土的地质条件,它的特点是桩头扩大和桩侧灌砂,分别用于提高桩端承载力及桩侧摩阻力,从而大大提高了单桩承载力。本文对该种桩型的施工工艺、设计方法进行了叙述,且通过四组承载力对比试验研究,初步分析该种桩型单桩承载力的提高,获得一些对工程有益的结论。

带桩大头预应力管桩的缘起

预应力管桩由于其工厂预制、施工无泥浆污染、施工周期短及经济性能好等优点,目前在国内外已经大量推广使用。在沿海软土地区,近两年该桩型在小高层及多层房屋建筑设计中也被广泛采用,以温州地区为例,据统计,仅2002年管桩施工数量达到约300万米,如果管桩造价以120元/m计,工程造价总额将达到近3.6亿元。但是,在软土地区预应力管桩的一个显著缺点就是单桩承载力较低,由于预应力管桩需要穿越深厚软土层,桩端承载力也不高,一般以摩擦型为主。那么能否通过一种简单的施工工艺,改善桩侧淤泥土质,提高单桩承载力呢?带扩大头预应力管桩是在原预应力管桩设计的闭口或开口桩尖加焊10~15cm宽的厚10mm的钢板扩大头,且在各节管桩端板接合处加焊8~10cm宽的厚6mm的钢板,在沉桩时扩大头形成的桩侧空隙用砂填上,这样就形成了桩头扩大桩侧灌砂预应力管桩,试验证明该种桩型可以大幅提高单桩承载力。

带扩大头预应力管桩的受力机理简述

带扩大头预应力管桩适用于具有深厚软土层的地质条件。以温州地区为例,上部软土的侧阻力极限值一般为10~20kN/m²,而持力层如果是砂卵石层,其端阻力极限值为4000~7000kN/m²,通常对于含厚20cm左右软土的地区,35~40m长的管桩端阻力和侧阻力各占一半左右。如采用带扩大头预应力管桩,在原设计的闭口或开口桩尖与管桩端板接合处加焊10~15cm宽的钢板,造价仅增加数十元,而增加的端阻面积就大于或等于原面积,同样端阻力也提高一倍以上。在沉桩时形成的桩侧空隙即用砂填上,填砂有如下优点:

* 收稿日期:2004年1月

1. 缩短超孔隙水压释放通道, 加快超孔隙水压力释放;
2. 提高侧阻力或增大桩径 20 ~ 30cm;
3. 加快淤泥质软土层的固结, 提高桩侧承载力。

因此, 带扩大头预应力管桩可以同时增加单桩的侧阻力和端阻力。

带扩大头预应力管桩的施工

带扩大头预应力管桩与普通预应力管桩施工的区别在于桩底加扩大头和桩侧灌砂。桩大头和压砂板的形式如图 1、图 2 所示, 首先将桩大头置于桩位上, 吊第一节管桩立于桩大头中心, 焊接后桩周堆砂, 边打桩(或压桩)边不断加砂, 使桩大头扩孔将砂带入土层; 第一节管桩沉至地面, 吊第二节管桩置于其上, 焊接压砂板, 再将其打入或压至设计标高, 压桩时应不停加砂, 使压砂板扩孔将砂带入土层, 保证桩周有连续的砂, 这样, 就完成二节大头填砂预应力管桩的制作施工, 周而复始, 完成所需大头填砂预应力管桩的制作施工, 施工打桩及灌砂现场如图 3(a) 所示, 地下室开挖时管桩附近剖面如图 3(b) 所示。施工时应严格按规程操作, 注意灌砂连续性和节奏, 防止灌砂不均匀和不饱满。



图 1 桩大头图



图 2 压砂板图



图 3(a) 灌砂现场



图 3(b) 灌砂后管桩周围剖面

带扩大头预应力管桩的初步试验研究

根据上述施工工艺,我们课题组在温州某建筑场地进行了现场试验,该场地的地质情况描述如图4(a)、(b)所示,图4(a)给出了该场地试验桩及两个钻孔的平面布置图。两个钻孔的土柱状图如图4(b)所示。从所示的土柱状图可见,从上到下土层依次为:表层粘土、上层淤泥、下层淤泥、粘土、砂砾石层,及其下的粘土层。桩基础设计为薄壁顶应力

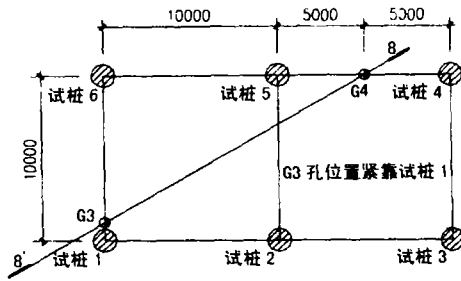


图4(a) 钻孔平面布置图

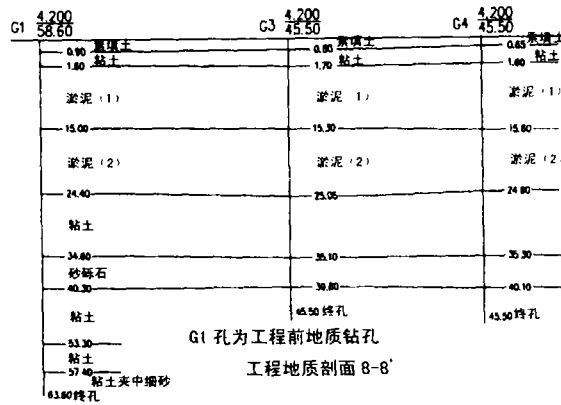


图4(b) 土柱状图

管桩 PTC400(55),管桩设计桩长 34m,支撑于第(5)层砂卵石层,共有 6 根试验桩,其中 2 根为普通预应力管桩,4 根为带扩大头预应力管桩,扩大头为 10cm 宽、厚 10mm 的钢板桩尖,中间压砂板为 9cm 宽、厚 6mm 的环形钢板。为了分析带扩大头预应力管桩的受力机理,在 6 根试验桩桩身内土层分界面处均埋设了一定数量钢筋应力计(本文对其不进行分析),且分别进行了静载荷试验。图 5(a)、(b)、(c)、(d)、(e)、(f)分别为管桩的 P-S 曲线,从图可以看出普通预应力管桩承载力极限值为 120~140t,而带扩大头预应力管桩的承载力极限值为 210~220t,承载力提高 50~80% 左右,且承载力离散系数小。

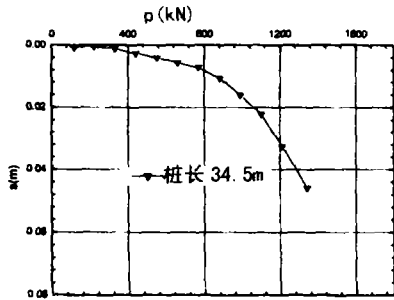


图5(a) 试桩2 P-S 曲线

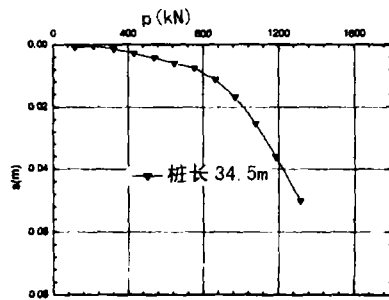


图5(b) 试桩5 P-S 曲线

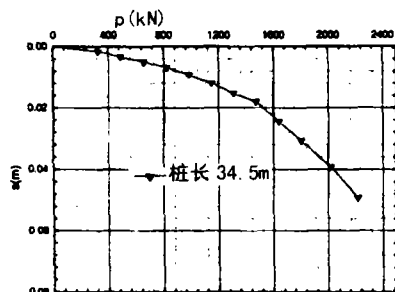


图 5(c) 试桩 1 P-S 曲线

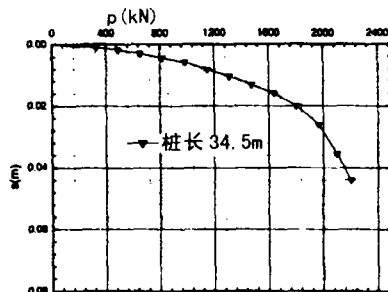


图 5(d) 试桩 3 P-S 曲线

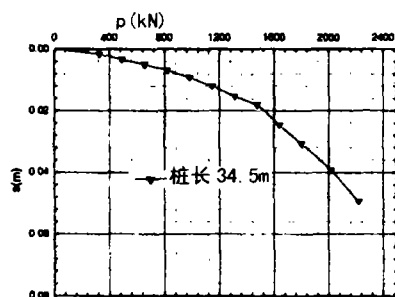


图 5(e) 试桩 4 P-S 曲线

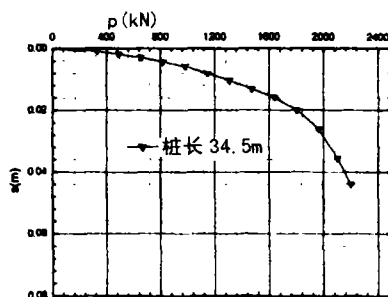


图 5(f) 试桩 6 P-S 曲线

带扩大头预应力管桩的初步设计

根据上述试验场地的地质情况,如果上部两层淤泥土及粘土桩侧摩阻力极限值分别取为 10、15、35kPa,桩端摩阻力极限值取 4000kPa,那么根据规范承载力公式,承载力极限值为 1200kN,基本与静荷载试验值相符。对于淤泥土而言,我们可以认为灌砂后桩侧摩阻力极限值增加 50% 而桩端阻力按实增加,因此可以按这种方法进行初步设计,计算承载力极限值为 2100kPa 左右;另外,我们也可以假定桩径扩大为 600 进行初步设计,承载力极限值为 2400kPa 左右,考虑灌砂施工的不均匀性及其他施工因素的影响,最终承载力还应该有一个折减系数,根据本次试验结果,可以取 0.8~1.0。另外有几个问题需要说明:1、对于粘性土而言,灌砂量增加,承载力提高效果更佳;2、对于承载力设计值,最终需通过一定数量的静荷载试验确定,但最终数值不超过初步设计值。

进一步的工作

目前,对于该种桩型,尚有许多工作需要完善

1. 对不同桩长、桩径和土质条件进行试验,增加试验数据,以期得到承载力回归公式,该工作目前正进行,进一步的结果可望近期提出;并通过对埋设钢筋应力计数据分析,进一步研究其承载机理;

2. 对其施工工艺进一步规范,保证灌砂质量;
3. 设想该种桩型由于桩端有增大的端承板而不易上浮,对温州地区普遍存在的管桩上浮现象有利,且可以作为抗拔桩节省造价,因此,需对该桩型进行抗拔试验,验证其抗拔性能。

结论

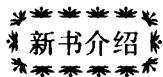
1. 本文仅是带桩大头预应力管桩初步试验的成果,其基本数据表明该桩型在温州地区具有提高承载能力、节省工程造价和施工较简易等特点,在实际工程中进行推广,可产生理想的社会与经济效益;

2. 本文提出了该种桩型的初步设计方法,桩端阻力按实计,桩侧阻力提高有两种设计方法,一是把桩侧摩阻力提高,桩身截面不变,桩侧摩阻力提高值与土性有关;二是桩侧摩阻力不变,桩身截面变为扩孔后截面,再通过一个折减系数进行修正,建议设计人员用第二种方法进行设计,该方法概念更清晰;

3. 本文对该种桩型的施工进行叙述,课题组也编制了施工规程,施工时应严格按规程操作,且应注意灌砂连续性和节奏,防止灌砂不均匀和不饱满。

参考文献

- [1] 史佩栋,实用桩基工程手册,北京,中国建筑工业出版社,1999
- [2] 先张法预应力混凝土管桩(GB13476-1999)
- [3] 阮起楠,预应力混凝土管桩,中国建材工业出版社,2000



《复合地基设计和施工指南》出版发行

由浙江大学教授龚晓南博士主编,全国十余名从事复合地基理论研究和实践的专家撰写的《复合地基设计和施工指南》已由人民交通出版社出版发行。全书分15章,包括:总论,复合地基承载力和沉降计算概论,复合地基设计若干问题,水泥搅拌桩复合地基,夯实水泥土桩复合地基,振冲碎石桩复合地基,振动挤密砂石桩复合地基,夯扩挤密桩复合地基,强夯置换碎石桩复合地基,灰土桩复合地基,低强度桩复合地基,以沉降量为控制指标的复合桩基设计,长短桩复合地基,加筋土地基,复合地基技术发展展望。本书可供土建、交通、市政和水利等部门的设计和施工人员使用,也可供上述领域的科研、教学和管理人员参考。

定价:40元,邮购:45元,欲购者详见本期封3《地基处理》资料站目录。

静压预制空心桩桩底注浆在复杂地基中的应用*

张清华

(温州市建筑设计研究院 温州 325000)

【摘要】本文通过工程实例介绍了静压预制空心桩桩底注浆在中砂层中的应用,并对注浆效果进行对比试验,提出了一些有益的建议。

工程概况

该工程为七层框架结构,建筑面积 3400m²,底层为车库,上部为住宅,单柱最大荷载为 2000kN。该工程室外平均场地标高低于设计标高高约 1.5m,该工程地质概况见表 1:

表 1

土层序号	岩土名称	层底埋深(m)	层厚(m)	q _s (kPa)	Q _p (kPa)
1	耕土	0.20~0.30	0.20~0.30		
2	粘土	0.60~1.00	0.40~0.70	11	
3-1	淤泥	3.80~5.60	3.20~4.60	4.5	
3-2	粉砂夹淤泥	10.30~10.50	4.70~6.70	16	450
3-3	粉砂	14.25~14.50	3.90~4.00	24	950
3-4	淤泥质粉粘土	20.10~20.40	5.85~5.90	9	
3-5	粉砂	27.50~28.10	7.10~8.00	24	950
3-6	粉砂夹淤泥	30.30~33.00	2.80~5.00	17	500
3-7	淤泥质粉粘土	36.30~36.80	3.80~6.20	10	
4-1	中砂	39.30~42.05	2.80~5.75	28	1200
4-2	圆砾	42.00~44.20	1.30~4.90	45	2200
4-3	卵石	未钻穿		50	3200

该工程地质的特点是粉砂与淤泥交互出现,中部粉砂层(3-5层)力学性质较好、较厚,对沉桩有较大的阻碍作用,钻孔桩成孔时易塌孔,下部中砂层、圆砾层均起伏较大,对桩基的设计与施工带来一定的困难。

* 收稿日期:2003年9月

桩基设计

根据以往的经验,该工程桩基可考虑采用以下几种方案:

1、振动灌注桩;2、静压预制空心桩(以下简称静压桩);3、钻孔灌注桩。如采用振动灌注桩,因场地回填荷载引起的负摩擦较大,桩必须穿过3-5层粉砂层,根据邻近地块的试桩,振动灌注桩无法穿过这一层,故不能采用。采用钻孔灌注桩从技术上是可行的,但桩造价约为160元/每平方米,比静压桩高得多,且桩底沉渣质量难以保证,故也不宜采用。如采用静压桩则必须解决以下二个问题,第一、静压桩一般适用于匀质的软土地基,静压桩穿越3-5层粉砂层仍有一定的难度。第二、4-1层中砂层较厚,且4-2层圆砾层起伏较大。如以4-2层作为持力层,且不说难以穿越4-1层中砂层,桩长也相差太大,不易施工。如以4-1层中砂层为持力层,中砂层 $q_p = 1200\text{kPa}$,而圆砾层 $q_p = 2200\text{kPa}$,中砂层承载力较低,不经济。对于第一个问题,采用大吨位的压桩机对穿透砂层有一定的作用,但该工程地质中3-5层粉砂层较厚,阻力较大,而表层硬壳较薄,硬壳层下部为承载力很低的淤泥,盲目增加压桩机配重对施工相当不利。通过现场试压,压桩力达到4000kN以上仍无法穿过该层,所以单靠压桩机本身重量穿透粉砂层的做法并不可取,必须采取辅助措施。预钻孔是一个较好的办法。该工程采用干式成孔,预钻孔直径 $\phi 450$,深度30m,穿过3-5层粉砂层。采用预钻孔还可减少土体挤压隆起。对于第二个问题,如以中砂层为持力层,采用桩底注浆,可以大幅度提高桩端承载力。计入预钻孔及桩底注浆,该工程桩造成价约为108元/每平方米。所以,采用静压桩配合预钻孔及桩底注浆是经济可行的。

桩底注浆施工

预制空心桩桩底注浆是在预制空心桩压入预定的持力层深度后,在桩的中间空心部位采用地质钻机钻孔,安放注浆管路,采用高压注浆泵通过注浆管路向桩底持力层注入特殊配方的水泥浆液,使桩底持力层和桩周土体得到加固,改善了桩端及桩周土体的特性,从而使桩的承载能力得到提高。为提高注浆效果,注浆分二次进行,第一次注浆(水泥用量200kg)间隔约3小时后,钻头旋转180度,再第二次注浆(水泥用量300kg),以保证水泥浆在桩头各方向均匀分布,水泥浆液的水灰比为0.50,注浆压力一般为0.5MPa,在砂层内应采用低压慢注。

试验结果

根据温州已有的试桩结果,注浆后承载力一般提高20~40%,但在具体工程应用中,应以试验作为依据。为此,本工程特做了四根试桩(1#~4#桩),桩断面 $450 \times 450 - \phi 250$,桩长37m,桩端进入中砂层约1.0~1.5m,最大压桩力4MPa(约650kN,因中砂层较厚,由上而下中砂层强度逐渐提高,故压桩力较低),不注浆计算单桩承载力设计值为1500kN。其中1#、2#桩不注浆,3#、4#桩为注浆。图1为1#、3#桩的静载试验曲线图。2#、4#桩试桩结果基本同

1[#]、3[#]) 1[#]桩不注浆,加荷至 2520kN 时,沉降已接近 40mm,加荷至 2800kN 时,沉降已超过 50mm,残余沉降已超过 30mm,根据工程经验,1[#]桩的极限承载力值取为 2240kN,设计值为 1400kN,略低于地质报告提供的经验计算值,这是因为中砂层不均匀,且上部强度低于下部强度。3[#]注浆,加荷至 2800kN,沉降只有 20mm 左右,且残余沉降为 10mm,3[#]极限承载力应超过 2800kN,如按 2800kN 取值,则设计值为 1750kN。

从试桩结果可以看出,桩虽只进入中砂层,压桩力也较低,但通过注浆后,桩端承载力提高较大。

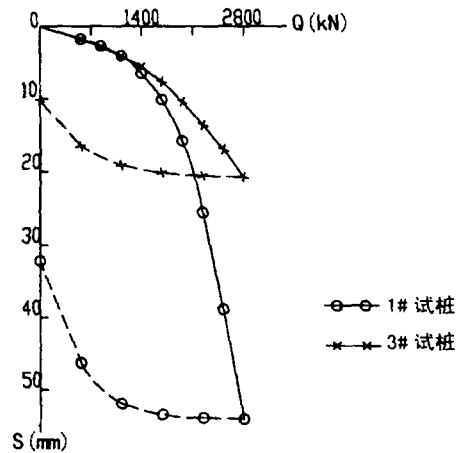


图1 1[#]、3[#]试桩 Q-S 曲线

结论

本工程所示的地质情况在温州较为普遍,为提高桩端承载力,往往把 4-2 层圆砾层作为持力层,为此必须大大提高压桩力,而温州为软土地区,新建工程场地往往没有表层硬壳层,必须回填较厚的矿渣才能保证压桩机的正常施工,如遇有地下室工程,这部分矿渣又得重新挖除,这样不仅延长工期,还增加造价。再者,圆砾层往往起伏不平,预制桩又不能根据持力层调整桩长,所以,具体施工时,桩顶大多高于设计标高,这样不仅增加造价,如遇有地下室工程,对地下室开挖相当不利。就桩本身而言,因为空心,强度相对而言较低,减少压桩力对保证桩身,特别是桩顶部分的质量是大有好处的。所以放弃圆砾层,改为以中砂层为持力层,配合桩底注浆,提高桩端承载力,是一种较为经济合理可靠的选择。本工程 2002 年 4 月结构结顶,沉降 6~7mm,2002 年 12 月竣工验收,沉降 8~9mm,2003 年 4 月交付使用,2003 年 8 月沉降观测结果为 9~10mm,沉降量很小,且很均匀,说明本工程的桩基设计是安全经济合理的。

灌注桩竖向极限承载力的性状与确定*

原明虎

(山东省冶金地质水文勘察公司 济南 250101)

【提要】本文结合工程实例,对灌注桩竖向承载能力的极限状态与破坏模式进行了分析;论述了桩侧摩阻和端阻的发挥性状;提供并分析了静载、根据土的物理力学性质指标与承载力参数之间的经验关系以及高应变三种确定单桩竖向极限承载力的方法;并提出几个问题进行了探讨。

概述

近年来,我国建筑业迅速发展,各地出现了越来越多的大型、重型、高层建(构)筑物,如大型厂房、高层民用建筑、各种桥梁等,其所受荷载大、安全等级高,对差异沉降敏感,普通的浅基础是难以满足其承载力要求的,在这种情况下,桩基础得到了日益广泛的应用。而在各种形式的桩基中,灌注桩适用范围广,应用最为普遍。在多数情况下,桩基主要受竖向荷载,其竖向极限承载力的计算与分析对设计和施工都是极为重要的。

桩基承载力极限状态与破坏模式

无论是端承桩还是摩擦型灌注桩,其功能都是将上部结构的荷载通过桩体传递到桩周、桩端或二者兼之。桩基竖向承载力包括两个方面:一是桩结构自身极限承载能力,这可以根据材料力学进行计算,确定配筋率、桩身砼强度等级等,通常是容易满足要求的。此种情况下若发生破坏,显然就是桩体结构自身的破坏,往往是桩身因质量问题发生断裂,而就地基土而言,并未达到其极限承载力。二是支承桩结构的地基土的极限承载力,在桩身无质量问题时,这是确定桩基极限承载能力的关键,它有三种极限状态:1、桩基达到最大承载能力,荷载大于此值地基即遭破坏。此时,桩端以上软弱土层无法阻止桩端持力层连续滑动面的形成,地基在桩的两侧形成连续滑动面,基础四周地面隆起,基础倾斜甚至倒塌,其破坏模式如下图 1。具端承性质的桩基础破坏时通常表现为此种性状。2、荷载达到一定值后,桩基发生不适于继续承载力的变形。此时,桩端下土体发生剪切变形,桩侧产生破裂滑动面,但不出现连续滑动土体,滑动面终止于地基中某一深度,形成局部剪切,继续加荷时,沉降仍能趋于

* 收稿日期:2003 年 8 月

稳定,不过滑动面继续加大,塑性沉降量继续增加。其破坏模式如下图2。在桩侧、桩端地基土力学性质相差不大,即具摩擦性质的桩基中通常表现为此种破坏模式。3、桩基整体失稳,这种情况一般发生于斜坡、岸边、存在下卧软弱层的桩基中。其破坏模式是桩结构受力不均,产生了扭矩或由于下卧软弱层的压缩性大导致桩体竖向位移过大,桩周产生不连续向下辐射形剪切,形成冲剪(如图形3)。

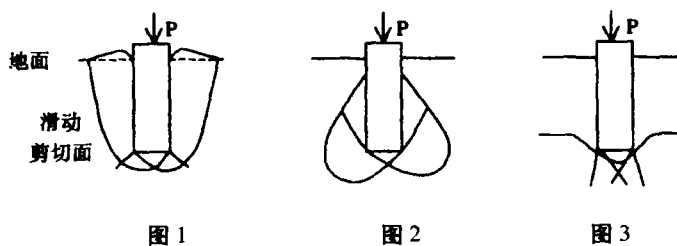


图1

图2

图3

单桩竖向极限承载力的确定与分析

桩基是通过桩体将上部结构的荷载传递到桩周和桩端土层,土层产生相应反力称为侧阻力和端阻力,桩基极限承载力即由这两部分构成。竖向承载力确定与分析就是对侧阻力和端阻力的分别确定与分析。

1. 桩侧、端阻发挥性状

桩侧、端阻发挥实际上就是荷载在桩、土体间的传递过程。桩受竖向荷载时,产生竖向位移,桩侧即受到土体的反向摩阻力,桩周地基土受剪并将应力向四周传递,从而使桩体应力和变形随深度递减,荷载进一步增加时,桩端产生位移,桩端地基土随之产生反力。由此受荷时,桩侧阻力是由上到下顺序发挥并递减的,端阻最后发挥出来。既然桩侧阻力是由于桩受荷发生位移时桩土间产生的摩阻力,根据力学公式可以进行定性分析,摩擦力与摩擦系数和正压力 N 成正比,地基土的“摩擦系数”及垂直于位移方向的应力是由土的物理力学性质如含水量、土粒结构、形态、粘聚力和内摩擦角决定的,含水量大,结构松散,粘聚力和内摩擦角小,“摩擦系数”和“正压力”就小。这就很容易理解为什么填土、饱和软土不提供或很少提供摩阻力,为什么泥浆护壁的钻孔灌注桩清孔不彻底或泥浆过稠孔壁和桩身之间形成“泥皮”时桩的承载力会降低。传统理论认为发挥桩侧阻力所需相对位移趋于定值,但实践证明发挥侧阻所需相对位移并非定值而是与桩径大小、施工工艺、土层性质与分布位置有关。端阻的发挥,除地基土的物理力学性质外,还取决于桩的长径比、桩土刚度比。长径比增大,传递到桩端的荷载小,端阻发挥降低;桩土的刚度比增大,传递到桩端的荷载大,端阻发挥增加。

2. 用静载实验确定单桩竖向极限承载力

静载实验是确定单桩竖向极限承载力的可靠方法,对于一级建筑物桩基必需采用现场静载实验。该实验通常采用锚桩横梁反力装置、压重平台反力装置或二者联合的形式加载反力,用慢速维持荷载法即逐级加载每级荷载达到相对稳定后(每小时沉降不超过 0.1mm,

且连续出现两次),加下一级荷载直至试桩破坏,然后分级卸载到零。通过分析实验所得荷载—沉降(Q-S)曲线,即可得试桩极限承载力 Q-S 曲线大致有以下两种类型:陡降型和缓变型(如图 4)。

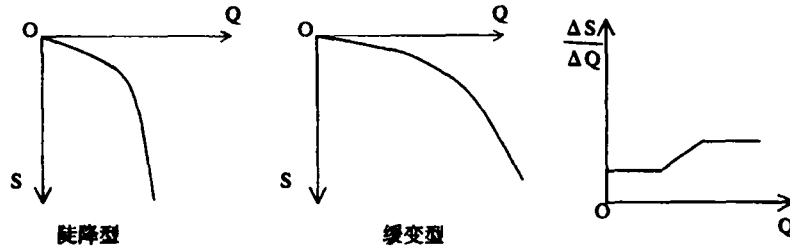


图 4

对于陡降型,对应于陡降起始点的荷载 Q,即为单桩极限承载力。对于“缓变型”,没有明显破坏点,确定其极限承载力的方法有很多,有的取 Q-ΔS/ΔQ 曲线第二拐点为极限承载力,有的取 S-lgt 曲线尾部明显弯曲的前一级荷载极限承载力,有的取 S-lgQ 曲线转变为陡降直线始点荷载为极限承载力,有的以沉降量确定极限承载力,如现行《建筑桩基技术规范》规定的对缓变型 Q-S 曲线的一般可取 S=40~60mm 对应的荷载,对于大直径桩可取 S=0.03~0.06D(D 为桩端直径)所对应的荷载值。对细长桩(1/d>80)可取 S=60~80mm 对应荷载作为单桩极限承载力。

3. 根据土的物理力学性质指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩极限承载力

根据静载试验固然可以准确确定桩的极限承载力,但其成本高、工作条件要求高。

工程勘察报告是桩基设计和施工的第一手资料,报告明确提出了工作场地各层地基土的物理力学性质指标和承载力参数,利用这些指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩极限承载力也就成了普遍使用的方法,其经验公式为:

$$\text{对于中小直径桩: } Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = \mu \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p$$

式中: Q_{uk} 为单桩竖向承载力标准值; Q_{sk} 、 Q_{pk} 单桩总极限侧阻力、端阻力标准值; q_{sik} 、 q_{pk} 为桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值、极限端阻力标准值; l_i 、 A_p 为桩身周长、桩端面积

$$\text{对于大直径桩: } Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = \mu \sum \psi_{si} q_{sik} l_i + \psi_p q_{pk} A_p$$

式中: ψ_{si} 、 ψ_p 大直径桩侧阻、端阻效应系数,按下表取值(D 为桩端直径),其余同上。

表 1

土类别	粘性土、粉土	砂土、碎石类土
ψ_{si}	1	$(0.8/D)^{1/3}$
ψ_p	$(0.8/D)^{1/4}$	$(0.8/D)^{1/3}$

4. 高应变检测

通常用美国的 Goble 提出的 Case 动力法,以波动方程为基本原理,通过求解波动方程的

一维准封闭解,得出土对桩的总阻力。检测时在桩顶下轴对称安装两只应力环、两只加速度计,通过高应变适配器与测试仪相连,利用传感器测出桩顶打击力波和速度波信号及桩尖,用公式 $R = 1/2(1 - J_c)[F(t_1) + ZV(t_1)] + 1/2(1 + J_c)[F(t_2) - ZV(t_2)]$ 求出总阻力。公式中: J_c 为桩尖动阻尼系数, $F(t_1)$ 、 $V(t_1)$ 为测到的桩顶打击力波和速度波信号, $F(t_2)$ 、 $V(t_2)$ 为测到的反射到桩顶的力波和速度波信号, Z 为桩身声学阻抗, V 为质点运动速度。

高应变作为一种动测方法,被国际土力学基础工程学会推荐确定桩基承载力,用于设计和施工的控制。但这种方法对仪器的可靠性和使用要求较高,参数的选择和波形的判断带有一定的经验性,所以大多用于桩基的检验。

工程实例

山东某企业新建一大型厂房,高度 20~65 米,钢框架结构,对差异沉降敏感,安全等级为 I 级,拟采用灌注桩基础。场区工程地质条件如下:

(1) 杂填土:松散,主要由碎砼块、红砖屑、灰渣、石子等建筑垃圾和少量生活垃圾组成,堆填厚度可达 6~7 米,平均层厚 3.2 米。钻探中有塌孔现象。

(2) 黄土状粉粘土:黄褐色~褐黄色,该层层位稳定,整个场地均有分布,平均层厚 8.10 米。 $I_L = 0.56$,承载力标准值 $f_k = 160\text{kPa}$ 。

(3-1) 粉质粘土:黄褐色~褐黄色,该层分布稳定,厚度为 5.40~22.62m,钻孔未揭穿。 $I_L = 0.35$, $f_k = 180\text{kPa}$ 。

(3-2) II 类混合土:灰白~褐黄色,中密,石灰岩砾石呈圆形、亚圆形,棱角状碎块,粉质粘土充填砾石间,分布不稳定。 $f_k = 400\text{kPa}$ 。

场地内土层中有地下潜水分佈,潜水位埋深 14.85~21.62 米,标高为 23.15 米。

根据该场地工程地质条件,桩端持力层选在(3-1)粉质粘土上,因为该层厚度大,分布稳定,承载力较高,而(3-2)II类混合土承载力虽高,但分布不稳定,有尖灭现象。

施工前先完成了 6 棵试验桩,试桩完成后用静载试验和预埋应力计的方法确定分析单桩竖向极限承载力,最终确定施工工艺与方案。其施工参数如下表。

表 2

桩号	桩径 (mm)	扩底径 (mm)	扩底高度 (m)	桩长 (m)	单桩极限承载力设计值(kN)
S1	600	1200	1.10	23.0	2000
S2	600	1200	1.10	23.0	2000
S3	800	1600	1.45	23.0	3500
S4	800	1600	1.45	23.0	3500
S5	800	1600	1.45	23.0	3500
S6	800	1600	1.45	23.0	3500

1. 用经验公式对单桩竖向极限承载力进行估算(以 $D=800$ 为例)

试桩原本设计定位于勘察孔位上,但施工时因场地条件限制,孔位做了移动,所以对单桩竖向极限承载力的计算以土层平均指标进行,做为参考。

$$\text{公式: } Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = \mu \sum \psi_{si} q_{sik} l_i + \psi_p q_{pk} A_p$$

$$\text{其中: } \mu = \pi D = 2.51 \quad A_p = 2.01 \quad \psi_{si} = 1 \quad \psi_p = 0.841$$

表3

土层	层厚 l_i (m)	极限侧阻力标准值 q_{sik} (kPa)	极限端阻力标准值 q_{pk} (kPa)	$\psi_{si} q_{sik} l_i$ (kN)	$\psi_p q_{pk} A_p$ (kN)	Q_{sk} (kN)	Q_{pk} (kN)
杂填土	3.20	0		0		0	
黄土状粉质粘土	8.10	55		445		1117	
粉质粘土	9.25	65	700	601	1183	1509	1183
$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = 1117 + 1509 + 1183 = 3809$							

2. 静载试验

试验采用锚桩横梁反力装置,试验 $Q-S$ 曲线如下:

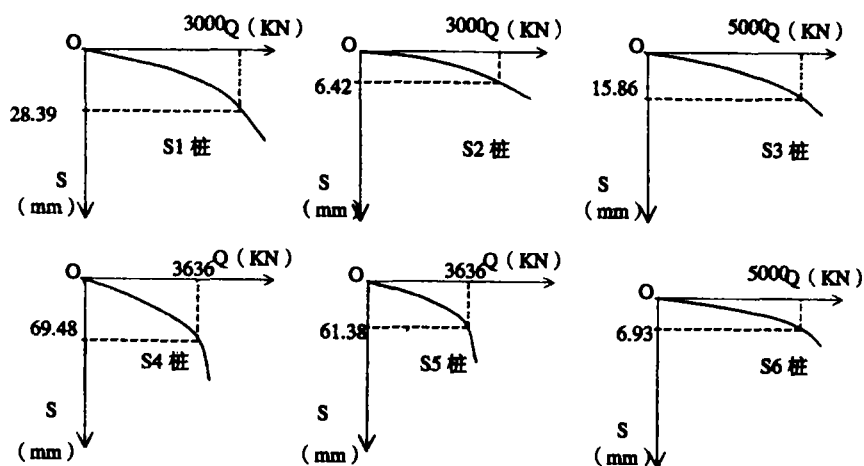


图5

从 $Q-S$ 曲线可以看出, S4、S5 两棵桩在荷载 3636kN 下, 沉降均陡然加大, 出现明显破坏特征, 其极限承载力即为陡降起点荷载 3636kN。S1、S2、S3、S6 四棵桩, 均呈“缓变型”, 没有明显破坏点, 在各自终级荷载下, 稳定沉降量均小于 $0.3D$, 且荷载已超过单桩极限承载力设计值, 所以即以终级荷载作为极限承载力, 当然实际极限承载力要超过此值。

3. 桩侧阻、端阻的测定

在 S1、S2、S4、S6 四棵桩桩身不同断面处预置了应力计, 在加荷过程中, 通过其电阻的变化测得试桩的应变值以计算桩身不同深度的应力值。结果如下表。

表4

桩号	应力 kN 深度	荷载	545	818	1090	1363	1636	1909	2181	2454	2727	3000
			S1	3.5		545	818	1090	1363	1636	1909	2181
7.5		278		555	824	1098	1355	1628	1924	2200	2485	2752
14.5		122		300	527	786	1002	1224	1500	1755	1798	2230
21.5		34		106	208	343	496	675	857	1059	1282	1481
23.0		0		36	125	255	400	542	752	960	1149	1357
S2	3.5		545	818	1090	1363	1636	1909	2181	2454	2727	3000
	7.5		308	526	726	965	1238	1482	1749	1965	2258	2551
	14.5		122	217	399	585	787	966	1188	1429	1632	1867
	21.5		37	58	126	200	316	420	528	658	798	966
	23.0		10	38	96	158	237	329	422	524	654	820
桩号	应力 kN 深度	荷载	909	1363	1818	2272	2727	3181	3636	4090	4545	5000
			S4	3.5	909	1363	1818	2272	2727	3181		
7.5	668	1082		1490	2005	2435	2857					
14.5	435	724		1080	1553	1942	2380					
21.5	123	303		626	988	1365	1758					
23.0	55	190		511	835	1233	1620					
S6	3.5	909	1363	1818	2272	2727	3181	3636	4090	4545	5000	
	7.5	524	842	1224	1663	2608	2480	2854	3224	3567	3958	
	14.5	258	422	663	900	1195	1453	1728	1984	2245	2504	
	21.5	129	373	69	115	222	312	450	580	724	915	
	23.0	0	6	24	52	105	186	275	367	508	650	

从测试验结果可以看出:1、在桩体初期受荷较小时,侧阻首先发挥,端阻基本不发挥。2、随荷载加大,侧阻进一步发挥,荷载通过桩体向桩端传递,端阻也开始发挥,二者具明显不同步性。3、侧阻总的来说,是由上到下按深度递减。

几个问题的探讨

1. 用静载试验确定单桩竖向极限承载力时,对于“缓变型”,没有明显破坏点,在用某种方法确定其极限承载力后继续加载沉降仍可趋于稳定,桩体并不发生破坏,此时定义的极限承载力是一种“名义极限承载力”,采用不同方法会有不同的结果,任意性较为明显。笔者认为以建筑物允许沉降变形值控制是最为合理的,其物理意义明确,也与新施行勘察规范中强调变形的思想相吻合。

2. 取得静载试验结果后,结合工程勘察资料进行桩基的设计是最为可靠的,而在实践中,多数设计是依靠工程勘察资料进行的,工程桩与静载试验桩同步施工,这样静载试验实

际成了检测控制,这就要求勘察资料必须详细准确,否则就是“失之毫厘,谬以千里”了。同时,在利用工勘资料进行设计时,必须充分考虑场地条件的变化,不能简单地取平均数据验算,而是要结合实际,尽量以小值进行控制。

3.《建筑桩基技术规范》中规定:“对于砼护壁的大直径挖孔桩,计算单桩竖向极限承载力时,其设计桩径取护壁外直径”,而护壁砼强度等级通常是比桩身砼低一个或两个等级,并且在施工中对护壁砼很少控制,其质量难以保证,这些因素使得计算值一般要超过实际,所以取桩径值时赋予一小于1的系数或护壁厚度较小时留作安全考虑更为合理。

4.灌注桩施工中,有配筋的情况居多,钢筋笼的螺旋绕筋通常在上端1~3米范围内加密,这是因为上端所受应力较大,螺旋绕筋加密可增加基础的刚性。在规范、手册中也都规定了绕筋的间距偏差为 $\pm 20\text{mm}$,其实这更多是一种“象征意义”的规定,超差对承载力了无影响,施工时对此不必太过严格要求。

5.高应变法确定单桩竖向极限承载力,对场地条件要求宽松,成本相对较低,结果也较为准确,所以越来越多地用于检测控制施工质量的手段。但由于其对仪器精度和测试人员经验的依赖性,以及其所用参数中桩长是施工方提供的,可能会弄假影响结果,所以当前不可能替代静载试验,其应用是要受到一定限制的。



浙江省建筑行业协会地下工程分会 首届年会暨学术研讨会在杭州举行

浙江省建筑业行业协会地下工程分会首届年会暨学术研讨会于2003年12月9日在杭州浙江工程学院隆重举行。

中国建筑业协会深基础工程分会理事长许溶烈教授、中科院孙钧院士、工程院钱七虎院士、刘建航院士、浙江省建设厅赵如龙副厅长,以及台湾大地工程著名专家莫若楫博士、陈斗生博士、胡邵敏博士、中央大学工学院院长李建中教授等发来贺电/贺信。

中科院孙院士、同济大学高大钊教授、上海市基础工程公司桂业琨总工等专程到会作了学术报告。杭州市政集团陈观胜总工、浙江大学唐晓武教授等在大会进行了论文交流。

浙江工程学院副院长刘冠峰教授、浙江省建设厅张文平处长、杭州市地铁集团公司章云泉副总经理等出席开幕式并讲了话。地下工程分会会长史佩栋教授主持了会议。

在会议期间,地下工程分会举行了会员大会和一届二次理事会议,增补了理事17位,常务理事7位,副会长4位,并决定任命副秘书长一名。

出席这次会议的有杭州、宁波、嘉兴、绍兴、金华、台州等地会员、嘉宾及同行非会员专家等共140余人。

地下工程分会为这次会议编印了汇刊,名曰《地下工程进展2003》其内容分为特稿、综述、考察报告、重点工程报道、专题论述、标准/规范动态、会议纪要、英特网上的“浙江地工”、分会大事记,以及企事业单位简介等十大部分,共A4开本400余页,70余万字。

浙江省建协地下工程分会
秘书处供稿

地址:莫干山路470号二楼 邮编:310011

申苏浙皖高速公路桥头软基处理应用 Y 形沉管灌注桩现场工艺试验报告*

陆见华

(浙江省山水建设公司 杭州 310016)

朱伟人 凌兰芳 张广兵

(江苏省交通建设工程公司淮安分公司 淮安 223200)

试验目的和意义

Y 形沉管灌注桩是一种派生于传统沉管灌注桩的异形灌注桩。其断面形状为三段弧线,弧面向内组成的曲边三角形,它采用普通沉管桩的成桩工艺,仅将原有圆管形桩模改为 Y 形桩模,这样既保持了沉管灌注桩施工快捷,价格低廉的优势,又发挥了等截面积非圆形桩侧表面积增大,摩阻力提高的特点,侧摩阻力提高量可达 60%,从而在等工程量的前提下大幅提高了桩基的承载能力,降低基础造价,是一种较好的桩基施工方法。

浙江省地处东南沿海,为软土广泛分布地区,据统计有近 70% 的高速公路铺筑在软土地基上,软基路桥差异沉降引起桥头跳车已成为影响高速公路行车质量一个较为严重的问题。为优化改善桥头跳车的技术措施。浙江省交通厅决定在申苏浙皖高速公路桥头软基处理工程中对 Y 形沉管灌注桩的应用进行专题研究。试验研究课题组由申苏浙皖高速公路公司、浙江省交通规划设计研究院、浙江大学、申苏浙皖高速公路第四合同项目部、第二驻地监理办公室联合组成。

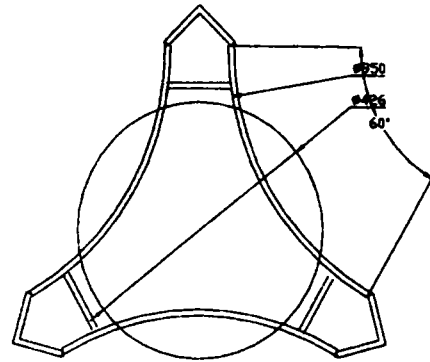


图 1 Y 形沉管灌注桩桩模断面图

试验内容

由于 Y 形沉管灌注桩以前仅在工民建工程中作过承载力测试,尚未在实际工程应用,在大面积应用中 Y 形沉管灌注桩的成桩工艺,包括桩模结构,桩尖形状,打设时下管及提管灌

* 收稿日期:2003 年 10 月

注桩的成桩工艺,包括桩模结构,桩尖形状,打设时下管及提管速度等参数,有待于工程实践的检验及完善。本次试验系通过高速公路工程现场应用对以上问题作出研究,为Y形沉管灌注桩的推广使用打下基础。

试验段情况介绍

1. 设计概况

根据沿线地质情况,选取申苏浙皖高速公路的K24+080~K24+151和K24+959~K25+049两桥头路段采用Y形沉管灌注桩,其中K24+080~K24+110和K24+110~K24+151两路段的设计布置间距和桩长分别为2.2m/19m、2.7m/19m;K24+959~K24+989、K24+989~K25+109、K25+109~K25+049三个路段的设计布置间距和桩长分别为2.2m/17.0m、2.7m/16.0m、2.2m/15.0m;要求桩身砼标号为C25,桩身截面面积为 0.191m^2 ,周长2.143m,桩帽采用直径1.4m,厚度0.35m的C25现浇砼。总桩数1583根。

2. 地质概况

K24+080~K24+151路段,该路段表层为2.5~3.0m厚的软塑亚粘土 I_1 ,上部为16.0m左右厚的湖沼积淤泥质亚粘土 II_3 ,为本路段主要软土层,中部为13.0m左右厚软塑偏硬状粘土 IV_1 ,中下部为厚5~9m软塑粘土,为第二软土层;下部为亚粘土 V_4 ,其具体物理力学指标详见表1。

K24+959~K25+049路段,该路段表层为1.7~2.8m厚的软塑亚粘土 I_1 ,上部为2.0~4m厚的淤泥 II_3 和9.0~11.2m厚的湖沼积淤泥质亚粘土 II_3 ,为本路段的主要软土层;中部为9.6~12.4m厚硬塑状粘土 IV_1 ;中下部为厚3~4m亚砂土;下部为3~6m厚亚粘土 IV_4 ,其具体物理力学指标详见表2。

试验路段 K24+080~K24+151 路段物理力学指标表

表 1

分层代码	岩土名称	土层厚度	天然含水量 W (%)	孔隙比 e_s	塑性指数 I_p (%)	渗透系数 K_v/K_h (cm/s)	压缩模量 E_s (MPa)	固结系数 C_v/C_h (cm/s)	抗剪强度			
									固结快剪		快剪	
									C_{cu} (kPa)	Φ_{cu} (°)	C_{uv} (kPa)	Φ_{uv} (°)
I_1	亚粘土	2.5~3.0	27.2	0.806	11.5	$7.5E-6$ $5.8E-6$	5.30				40.8	12.4
II_3	淤泥质亚粘土	15.0~16.5	48.4	1.318	16.5	$0.50E-5$ $0.88E-5$	2.07	$1.22E-3$ $1.05E-3$	9.9	3.7	20.0	8.5
IV_1	亚粘土	12.0~13.2	27.8	0.782	10.0		5.94		30.2	14.5	49.0	5.7
IV_3	淤泥质粘土	5.0~6.5	42.3	1.176	20.5		4.62	$0.62E-3$ $0.65E-3$	29.3	6.3		
V_4	亚粘土	8.0~10.0	31.7	0.877	12.6		7.50		40.9	6.5		

试验路段 K24 + 959 ~ K25 + 049 路段物理力学指标表

表 2

分层代码	岩土名称	土层厚度	天然含水量 W (%)	孔隙比 e_0	塑性指数 I_p (%)	渗透系数 K_v/K_h (cm/s)	压缩模量 E_s (MPa)	固结系数 C_v/C_h (cm/s)	抗剪强度			
									固结快剪		快剪	
									C_{cu} (kPa)	Φ_{cu} (°)	C_u (kPa)	Φ_u (°)
I ₁	亚粘土	1.7 ~ 2.8	28.3	0.796	11.5						40.8	17.3
II ₃	淤泥	2.0 ~ 4.0	59.9	1.687	19.9	0.50E-5 0.88E-5		0.43E-3 0.38E-3	14.8	12.3	21.5	2.5
II ₃	淤泥质亚粘土	9.0 ~ 11.2	33.0	0.933	18.7						76.3	9.5
IV ₁	亚粘土	9.6 ~ 12.4	49.3	1.382	18.7			0.62E-3 0.62E-3	12.0	12.0	18.3	7.5
IV ₃	亚砂土	3.0 ~ 4.0	28.5	0.801	8.5						28.4	24.0
IV ₄	亚粘土	3.0 ~ 4.0	35.5	0.964	14.1				13.0	13.0	31.9	9.9
IV ₅	粘土	1.2 ~ 6.5	42.3									

3. 设备及机具概况

Y形沉管灌注桩沉管设备采用 DZ-90 型电振动锤,浙江瑞安产,电机功率 90kW,激振力 550kN。配走管式桩架,桩架高 30m。

试验过程

1. 砼充盈工艺控制参数试验

2003年6月2日在 K24 + 080 ~ K24 + 151 段进行试桩,首次试打 6 根桩,开始按一般沉管灌注桩工艺施工,坍落度控制在 15 ~ 17cm,拔管速度 1m ~ 1.2m/min,此时砼充盈很大,单桩理论体积 3.6m³,最多一根桩灌入砼竟达 6m³ 之多,且桩顶均未达到设计标高,充盈系数超过 1.8。经各方研讨后,认为主要原因是由于地质条件太差,以及后成桩对已成桩的挤压和震动影响所造成的。于 6 月 8 日至 6 月 15 日通过逐步调整工艺参数继续试桩。根据少扰动土层、低砼灌压的原则,采取先将桩管振动穿透表层硬土后改为静压沉管,在桩架抬起后再振动沉管至设计高程,砼灌入后振动拔管,拔起 7 ~ 8m 后将连续振动改为间歇振动。拔管采取加一斗料拔一段管,保持管内砼面不高过地面 2.5 ~ 3m,坍落度控制在 13 ~ 15cm,拔管速度控制在 1.5 ~ 2m/min,能顺利成桩,且充盈系数保持在 1.25 以内,工艺措施经总结归纳为:静压沉桩、轻振拔桩、逐斗加料、分级提升。工程指挥部及时召开专题会议,确定改进后的工艺切实可行,经驻地监理工程师认可后,工程所在项目部据此下达施工作业指导书规范以后 Y 形沉管灌注桩的正式施工。

对 Y 形沉管灌注桩的成桩质量采用低应变动测,检测数量为 100 根,抽检率近 7%,结果一类桩 82%,二类桩 9%,三类桩 9%。说明 Y 形桩成桩具有较好的完整性,检测报告附后。

2. 不同桩模结构及桩尖形状的对比试验

本次试验桩模主要对中隔板的结构作用进行验证,而桩尖则主要对有尖头和无尖头两种桩尖进行现场适应性选用。

先分析桩模的受力情况:在桩模打入地层后,模内砼尚未灌入之前,空模必须承受模外土压力,此时桩模处于被压缩状态。而在拔出桩模浇灌砼时,桩模内通过空中加料,模内储存的砼面高于地面,此时流态砼压力是向模外挤涨的,这样在整个工作过程中桩模始终处于压缩→挤涨→压缩的交变荷载下。

根据上述受力情况分析,Y 形桩模与圆桩模应有不同的结构。因为圆管桩模无论在受压缩受挤涨时都是均匀受力状态,无应力集中问题。Y 形桩模则由于断面形状,在受压缩时模板内凹,受挤涨时模板外凸,交变应力集中于尖角焊缝外,导致模板材料容易疲劳破坏。所以为适应桩模这种受力特点,Y 形桩模结构在模内距三个尖角顶端一定距离设置三条中隔板,其作用有二:一是减少模板受弯支点距离,增加模板刚度;二是改变节点处的受力状况,模板主跨两端由简支变为固端,大大改善了节点处的受力情况。

为了验证中隔板的作用,先用一付无中隔板桩模试打,桩模钢板厚 10mm,模板宽 68.5cm,模长 19m,第一次试打拔出桩模后即发现从 15m 深处模板开始压瘪,在距下模口 1.5m 处变形最大,内凹近 10cm,经割除严重变形部位,其余变形较轻部分用 100×10mm 扁钢加固,间距 20~30cm,向上逐步减稀,后未发生“瘪管”。

但继“瘪管”后桩模又出现了“涨管”问题,由于拔模时砼对桩模有挤涨力,疲劳作用的结果产生焊缝涨裂,即“涨管”。桩模在瘪管后打了不到 10 根桩时,又在 15m 深处一个尖角的焊缝开始破裂,经用 100×10mm 扁铁包络加固后,继续施打,但打了 3~5 根后,同一部位其余 2 个尖角也发生裂缝,经加固后裂缝又向未加固部分继续发展,采用 20cm 间隔多处用扁钢加固后,到后来扁钢加固攀本身也发生断裂,此时,桩模已无法正常作用,只好整体更换。整根桩模累计打了不到一百根桩,而采用了中隔板的桩模自开始作用至试验结束,两付桩模各打了七百到八百根桩,从未出现焊缝开裂问题,试验结果证明中隔板的作用是明显的。

关于桩尖的试验主要分为预制和施打的现场工艺适应性比较,分别制作了带头的桩尖和小平底桩尖两种桩尖,它们中上部形状是一样的,区别在于下部一种有尖头,一种采用小平底加三条线状刃口。由于带尖头的桩尖必需尖头朝上才能放稳,预制时需将模具翻转脱模养护,而小平底桩尖无需翻转,可就地脱模,从使用角度看,尖头桩尖需挖坑埋设,而小平底桩尖能水平放稳,无需挖坑。定位效果两种桩尖相差不多,都能满足工程要求,但平底桩尖穿透能力不如尖头桩尖,建议在局部遇到透镜体和必须穿透的互层时,可部分采用尖头桩尖。具体作用效果见下表。

表 3

特点	尖头桩尖	小平底三刃桩尖
预制	需翻模养护	无需翻模养护

埋设	需挖坑埋设,和桩模套合不便	无需埋设,和桩模套合方便
定位	效果一样	
施打	穿透力强	穿透力稍差

结论

通过本次试验得到以下结论

1. 在淤泥质软土中 Y 形沉管灌注桩不但成型良好而且也具有较好的完整性。
2. 当量截面 $\Phi 460$ 的 Y 形桩模在超过 10m 以上深度时,桩模内设置中隔板是必要的,中隔板距尖角距离以不少于 5cm 为宜。
3. 小平底三刃桩尖能满足 Y 形桩定位导向要求,制作和埋设都较尖头桩尖方便,而尖头桩尖穿透能力略优于小平底桩尖。



图2 正常桩模形



图3 尖头桩尖



图4 埋管后桩模形状



图5 小平底三刃桩尖



图6 桩模被挤涨后的裂缝



图7 桩模挤裂后加固的外貌



中国土木工程学会土力学与 岩土工程分会第六届理事会名单

- 理事长:** 张在明
副理事长: 王铁宏 叶阳升 李广信 陈祖煜 张建民 龚晓南
常务理事: 王铁宏 叶阳升 汪 稔 李广信 郑 刚 刘汉龙 陈祖煜 张在明
 张建民 黄茂松 龚晓南 栾茂田
秘书长: 张建民(兼)
顾问: 卢肇钧 冯国栋 陈仲颐 汪闻韶 沈珠江 周 镜 黄熙龄 蒋国澄
 曾国熙 魏汝龙
名誉理事: 王吉望 王恭先 包承钢 刘金砺 刘祖德 吴肖茗 侯学渊 殷宗泽
 顾小芸 顾晓鲁 谢定义 濮家骝
理事: 马 巍 马时冬 孔令伟 于广明 王 园 王 钊 王兰民 王铁宏
 王复明 白晓红 叶阳升 邝建政 刘汉龙 刘松玉 刘明振 刘国彬
 李广信 李成江 李荣强 李耀刚 闫澍旺 朱本珍 汪 稔 汪小刚
 陈 凡 陈云敏 陈正汉 陈龙珠 陈祖煜 陈湘生 杨 庆 杨光华
 杨 敏 吴昌瑜 吴宏伟 张丙印 张四平 张在明 张建民 张建红
 张 敬 宋二祥 沈小克 沙祥林 岳中琦 辛鸿博 邵生俊 郑 刚
 单 昶 殷建华 施建勇 赵成刚 赵有明 赵明华 赵维炳 侯伟生
 徐日庆 桂业昆 袁晓铭 姚仰平 栾茂田 梁 波 黄茂松 龚晓南
 宰金珉 章为民 谢永利 蒋关鲁 简文彬 楼志刚 滕延京 裴 捷

(本专栏信息由 中国土木工程学会土力学与岩土工程分会秘书处供稿)

强夯处理新近回填土地基设计中应注意的问题*

张英

(中色科技股份有限公司 洛阳 471039)

我国地域辽阔,地基条件区域性较强,其土性因土的种类不同,加固效果可能有很大的差别。当前的工程建设中填土地基普遍存在着充填不久的超软土问题,采用强夯法加固新近回填土地基更具有普遍性。

强夯法在开始创世时,仅用于加固砂土和碎石土地基,经过多年的发展和应用,它已经适用于碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土、湿陷性黄土、杂填土和素填土等地基的处理。国外关于强夯法的适用范围,有比较一致的看法,强夯法只适用于塑性指数 $I_p \leq 10$ 的土。我国在70年代末首次在天津港三号公路进行强夯试验研究。继后,在全国各地对各类土强夯处理都取得了十分良好的技术经济效果。强夯法因其具有施工简单、加固效果好、使用经济等优点,而被世界各国工程界所重视。但对饱和软土的加固效果,看法很不一致,成功和失败的例子都有许多报道。本文针对以下工程实例中的几个问题进行一些探讨,供同行参考。

实例1 厦顺铝箔厂扩建工程场地位于厦门市新阳工业区,场地原为海湾,场区人工填土层主要由花岗岩残积砂质粘性土组成,填土巨厚,一般约5~10m。该土质粘性含量较高,具遇水易湿化、软化的特性,特别是地表4~5m的土层,又为夯前堆填,结构极为松软。地基处理采用预压和抛石强夯两项工艺结合使用处理方案。

实例2 西南加工厂热轧工程建设场地位于重庆市九龙坡区,场地中部有一条宽约150米大沟谷穿过,沟谷深度约12米,呈锅底状。沟谷穿越面积约占场地面积的60%。过去已进行过少量回填,填土主要由泥岩、砂岩岩块及少量砾块混粘性土构成。堆积年限不一,结构松散,未完成自重固结。本次工程建设还需有1.0~9.0m不等深度的回填,填土主要由泥岩风化粘性土构成,土质粘性含量较高,渗透性差,具遇水易崩解、软化的特性,地基处理方案采用强夯法。

检测结果对比表

表1

名称	夯前			夯后							
	含水量 W_0 (%)	孔隙比 e	塑性指数 I_p (%)	含水量 W_0 (%)	孔隙比 e	塑性指数 I_p (%)	地基承载力标准值 (kPa)	压缩模量 (kPa)	影响深度 (m)	夯击能 KN·m	夯遍间歇时间

* 收稿日期:2004年1月

实例1	24.9	0.887	14.9	17.9	0.606	12.5	160	≥ 5	10	5000	19天
							220	7	10	5000	
实例2	26.2		17.6	17.6	0.675	11.7	200	≥ 7	7	4000	15天
							170	6	7	4000	
1. 横线上为设计值,横线下为勘测值。2. 两工程地下水位较浅,主要受大气降水的影响。											

在众多的地基问题中,人工回填土地基处理是十分复杂的。工程实践表明了,采用强夯法加固新近填土地基,经检测地基土的物性指标得到显著提高,加固效果很好,其价格性能比是挤密置换等方式所不能及的。强夯处理地基效果主要取决于方案的设计,强夯方案设计的合理、设计参数选取恰当就能达到预期的效果。故此,就饱和软粘土强夯地基的处理,工程设计中应注意以下几点:

1. 强夯影响深度的修正系数 α

强夯法加固地基深度的定义目前还不够明确,诸多文献众说纷纭,其主要原因在于地质条件的复杂性。到目前为止,强夯设计方法基本上是半经验性的,还没有形成一套成熟、完善的理论和设计计算方法。强夯影响深度的计算,普遍使用的是在 Menard 公式($H = \sqrt{\frac{Mh}{10}}$)的地基上引入一个修正系数 α ,而 Menard 公式本身只是根据主要因素—强夯单击夯击能提出影响深度 H 概念的,但对影响深度无严格定义,这对某些松散粗颗粒土也符合,但许多工程实践与其不符。而规范修正公式($H = \alpha \sqrt{\frac{Mh}{10}}$)荐用的修正系数人工填土 $\alpha = 0.55 \sim 0.75$ 之间,反算如夯击能 $Mh = 4000\text{kN}$,影响深度 $H = 11 \sim 15\text{m}$;显然 α 的变化范围很大,也没有考虑土性和初始密度的影响,上述工程设计根据以往工程经验修正系数取值 $\alpha = 0.35 \sim 0.45$,夯击能 $Mh = 4000\text{kN} \cdot \text{m}$,影响深度 $H = 7 \sim 9\text{m}$;经检验结果比较合适,但比规范荐用系数偏低,分析其原因主要是地基土本身过软,变形模量低,地基土本身未固结。单位体积的土比正常固结土能吸收更大的冲击能量,减弱了冲击能的传递所致。上述工程实例和资料显示大量的工程实践都说明了规范荐用的修正系数 α 值偏高,该公式计算结果偏大,反映的因素不完整,说明了该公式还需进一步研究和完善,应引起大家注意。事实上很多因素如锤重和落距的组合、地基土的性质、不同土层的厚度和埋藏顺序、地下水位及其它夯击参数都影响 α 值。因此修正公式仍难以较合理地确定加固深度。但由于该公式形式简单、直观,在工程设计中应用广泛,为此,正确的选用修正系数 α 对工程设计有重要的实际意义。根据以往工程经验,强夯处理新近软填土地基设计时,应充分考虑土性、含水量和初始密度的影响,特别是初始密度对加固深度的影响很大。加固深厚欠固结土地基,以提高承载力为主要目的,设计宜优先采用高能级强夯,不宜考虑过高的压缩模量值,应按使用要求适度选择。

2. 含水量变化对强夯处理的影响

一般来说,强夯更适合大面积的处理,施工周期比较长,含水量的变化是不可避免的,对强夯加固效果的影响比较大,如实例2试夯检测各项指标都满足设计要求,工程大面积施工时,时逢雨季雨量较以往年份偏多,雨水大量渗入回填土层,含水量很大,由于地表填土主要由泥岩风化的粘性土构成,渗透性差,在强夯过程中,饱和软土中超孔隙水压力不能消散,由

于施工未重视这一问题,也未采取其它有效措施,强夯结果不满足设计要求。所以工程设计不但要重视勘察资料分析和方案的选择,更应关注情况变化对方案实施过程的发展,人们在改造土的工程性质的同时,不断丰富了对土的特性研究和认识,从而又进一步推动了地基技术和方法的更新。从上述实例中可以看出,对饱和度较高的粘性土,必须给予排水的出路。如用一般方法强夯处理效果远不如强夯置换联合处理效果显著。

3. 强夯预处理对工程地基的作用

当前的工程建设中填土地基普遍存在着充填不久的超软土问题,其抗剪强度、压缩性以及透水性等因素对加固效果的影响将会更大。如实例1在强夯时发现回填土极为松软,试夯第一锤打下1.1m的夯坑,第二锤夯坑深就过2.1m之多,坑周地表裂隙多,有的往地面冒水,坑壁土坍塌严重,拔锤极为困难。我们采取了预先使用低能量级的强夯,使表层土体得到初步压密,以夯坑深度1.5m左右控制,注意布点不宜过大,总夯击能不宜过大,以免影响高能量强夯时夯击能的传递;其次正式强夯时在夯坑内抛掷一定的块石、砖块或碎砼块,形成自然排水通道,以利于孔隙水的排出。同时,块石在受到强动能、强夯击作用时,向四周挤土,起到了土体置换的作用。经预处理和强夯置换处理两项工艺的结合使用,使强夯效果更为理想。从工程填石区和非填石区试夯检验结果对比中,也充分表明了这一点。

4. 夯遍间歇时间的确定

试夯前测得A区稳定水位埋深为0.40~1.10m,B区稳定水位埋深为3.30~3.51m。

夯遍间歇时间应通过试夯结果来最终确定。我们在实例1工程中,进行了详细的水位观测,结果表明,地下水位随时间延长而逐渐下降,最终呈稳定趋势。从“地下水水位动态曲线图”的趋势来看,主要受强夯时稳定水位埋深的影响,水位恢复时间变化在11.25~20.00天之间,施工时夯遍间歇时间按13~19天考虑。对于类似实例2中渗透性差的饱和粘土,施工时夯遍间歇时间应在20~22天之间为宜,不宜过短。

对于饱和软粘土辅以硬骨料填充强夯,改善了排水性能,形成强夯置换作用,为此强夯置换是一个在新近软粘土填土地基上进行综合处理的加固途径,是饱和软粘土地基更为经济合理的处理方法,应用前景广阔。规范荐用的修正系数 α 值偏高,有待于进一步研究和完善,应引起大家注意。

参考文献

- [1]《地基处理手册》编写委员会,《地基处理手册》,中国建筑工业出版社
- [2]《全国重大工程项目地基处理工程实录》,中国建筑工业出版社
- [3]《地基处理》编辑委员会,《地基处理》2003年,第三期
- [4]《地基处理》编辑委员会,《地基处理》1998年第四期

山水集团新材粉磨站工程 素混凝土刚性桩复合地基的应用*

张良顺 范书平 孟梅
(山东济南山水集团技术中心 济南 250307)

混凝土刚性桩复合地基最近几年新兴的一种地基处理方法,它通过桩身将上部荷载传入深部的硬土层,同时利用桩-土共同作用,使其复合地基承载力大幅提高,特别是采用长螺旋钻孔管内泵压灌注工艺,工序简单,质量稳定,现场文明,受到设计人员及业主欢迎。济南山水集团新材粉磨站工程采用此种处理方法达到了预期的目的。

工程概况

山水集团在济南新型建材厂建设一条50万吨粉磨站(山水集团新材粉磨站),场地面积约31362平方米,主要建筑物构筑物有熟料堆棚、水泥配料库群、水泥磨房、水泥库群、包装及发货大棚和一些辅助建筑物。其中水泥配料库群和水泥库群荷载大,要求地基承载力特征值较高($f_a = 350\text{kPa}$)。

工程地质情况

根据工程地质勘察报告,配料库群和水泥库群场地内地层分布如下:

- ①层杂填土:灰黑色,松散,稍湿。主要由煤灰、砖块等垃圾组成。
- ②层粉质粘土:褐黄色,可塑,湿。偶见铁锰质浸染痕迹,局部含粉土薄层。场区普遍分布。承载力特征值建议为100kPa。
- ③层粉土:褐黄色,湿-饱和。较纯净,无含有物,部分孔未见该层。承载力特征值建议为100kPa。
- ④层粘土:灰黑色,可塑,湿。含少量生物碎屑及植物残体,有轻微腥臭味。承载力特征值建议为100kPa。
- ⑤层粉质粘土:黄褐色,可塑,湿。较纯净,场地普遍分布,该层埋藏较深。承载力特征值建议为110kPa。
- ⑥层粘土:黄褐色,可塑,湿,含较多的钙质结核,粒径0.5~1.0cm,见少量铁锰质浸染

* 收稿日期:2003年11月

迹象。该层未穿透。承载力特征值建议为 140kPa, 该层可作为建筑物的桩端持力层。

方案选择

水泥配料库群和水泥库群的基础承载力特征值 $f_a \geq 320\text{kPa}$, 而地质勘察报告该层地基承载力特征值只有 100kPa, 需要处理。

1. 钻孔灌注桩

该类桩虽能满足承载力的要求, 但施工中排放大量的泥浆及污水, 占用场地多, 现场排浆困难, 造价高, 不宜选用。

2. 沉管夯扩桩

此类桩桩长不宜超过 12m, 受桩长的限制, 根据计算, 布桩不能满足规范最小中心距 3.5d 及扩底端最小中心距 2D 的要求, 施工质量控制难度大, 不宜选用。

3. 粉喷桩复合地基

粉喷桩由于自身强度很低, 要想满足承载力要求, 置换率很大, 桩体几乎相连, 不经济, 施工难度大。经与施工单位交流结论: 粉喷桩复合地基处理后地基承载力特征值很难达到 350kPa。

4. 压灌桩复合地基

利用长螺旋管内泵压混凝土施工工艺成桩俗称压灌桩, 此种桩桩长最长可达 30m, 单桩承载力大, 属于非挤土桩, 群桩易布置, 它通过了桩将荷载传至深层硬土上, 桩-土共同作用, 处理后承载力较高, 造价低。施工时无泥浆无噪声, 现场环境好。

5. 预制桩

单方造价高, 施工工期长, 业主要求施工工期有效天数小于 30 天, 不能使用。

济南新型建材厂粉磨工程经比较最终采用压灌桩复合地基: 桩径 $\Phi 400\text{mm}$, 有效桩长 20m, C15 混凝土。根据勘察报告提供的数据和地基处理规范中复合地基承载力公式计算:

$$f_{sp,k} = (mR_k/A_p) + \beta(1-m)f_{s,k}$$

式中 $f_{sp,k}$ — 复合地基承载力标准值;
 m — 桩土面积置换率;
 β — 桩间土强度发挥系数, 取 0.8;
 $f_{s,k}$ — 桩间土承载力标准值;
 R_k — 单桩竖向承载力标准值;
 A_p — 桩的截面面积。

通过上述计算该工程复合地基承载力均 $f_{sp,k} \geq 350\text{kPa}$, 满足设计要求。

施工过程中发现的问题

设计完成后, 笔者对此工程的施工进行了较全面的跟踪, 并与施工单位交流, 在施工过程中发现了一些问题:

1. 基础埋深较深(-3.000m), 桩顶不易控制, 后采用施工单位建议先挖土至一定深度(-2.400m), 解决了此问题。

2. 场地土多为粉土、粉质粘土、粘土等粘性土, 经常粘在螺旋钻杆上, 施工人员需扒钻杆上的土, 劳动强度较大, 粘在螺旋钻杆上的土也易造成桩径扩大。

3. C15 混凝土在施工工程中易堵导管, 混凝土流动性不够, 施工中适当增加了水泥用量, 由 C15 变更为 C20 混凝土, 也可加入适量粉煤灰成为 CFG 桩。

4. 场地土软弱, 泵压混凝土易产生扩径, 混凝土充盈系数大, 施工完成后经测算充盈系数为 1.32。

5. 此工艺适合大面积(筏板基础)地基处理, 工效高, 易质量控制, 对于面积小(柱下独立基础)不论是工效, 质量控制的难易程度, 均不如大面积处理, 同时布桩困难较多, 不经济。

应用效果

工程完成达到试验要求后, 委托山东省鲁建基础工程监测中心进行检测, 其压板为正方形, 边长 1.0 米, 铺设 150 毫米粗砂褥垫层, 压板底同设计标高, 试验每级按预估极限荷载的 1/8 逐级加荷, 第一次按 2 倍分级加荷, 试验数据见下表, 所得 P~S 曲线见图 1。

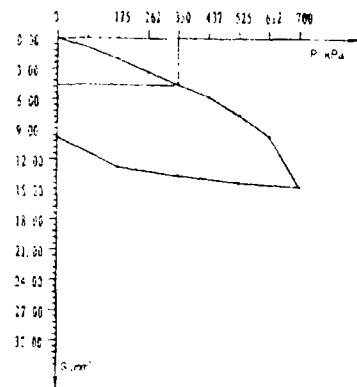


图 1 实测 P~S 曲线

试验数据

表 1

荷载(kPa)	0	175	262	350	437	525	612	700
沉降(mm)	0.00	2.03	33.5	4.60	5.78	7.59	9.65	14.76

试验点加荷至 700kPa, 沉降趋于稳定, 终止加荷, 累计沉降 14.76mm。曲线变化正常, 无陡降段出现。终极荷载下, 试点未破坏, 取终极荷载的二分之一为试点复合地基承载力特征值, 即 350kPa, 对应沉降量 4.6mm。此结论说明, 本工程采用素混凝土刚性复合地基处理, 满足设计要求, 达到了安全-经济等预期效果。

结语

采用长螺旋钻孔管内泵压素混凝土桩复合地基处理筏板基础下地基, 特别是上部荷载以竖向恒载为主的建筑物构筑物, 经济实用, 安全可靠, 施工上简单高效, 在黄河冲积平原有着广泛的应用前景。

人工冻结法地基处理及应用研究*

柳利霞 侍倩

(武汉大学 武汉 430072)

【摘要】本文介绍了冻结法进行地基处理的原理和特点,对于该技术中存在的如未冻水含量对冻结土强度的影响,冻结与解冻速度,冻胀融沉,冻融土的物理力学性质等问题进行了研究并给予了解答。可以通过增加负温来降低未冻水的含量以满足冻土的强度要求;通过控制冻结与解冻速度等措施,可以降低冻胀量与融沉量以及避免融陷的危险发生,采用注浆法可对冻融土体进行加固,提高其承载力。

引言

人工冻结法处理地基最初是在1862年用于英国的威尔士贯穿软弱地建造矿山竖井。至1900年,人工冻结法用于矿山施工的次数已达60次以上。此法在城市土木工程中的应用始于1886年瑞典24m长的人行隧道建设工程。在此后的100多年中,人工冻结法在许多国家的煤矿、隧道、地铁及建筑基础等众多领域中不断地得到应用和发展。随着社会经济的迅速发展、人口的急剧增长和空间的相对缩小,地下空间的开发利用已经成为人类扩大生存空间的重要手段和发展趋势。专家预言:“如果20世纪是高层建筑的世纪,21世纪则是地下空间开发利用的世纪。”各种地下工程如城市地铁和河底、海底及穿山隧道、深基础建筑、地下室、矿山工程等正在兴建或计划兴建中,并且呈现不断增加的趋势。随之而来的深基础和坑壁等的支护成为十分突出的问题。

人工冻结法由于支护范围及支护深度的限制而广泛应用于临时性地基的处理,如地下工程的截水、非永久性承重,尤其是在软土地区地下水位以下深基坑的开挖中,能有效地防止涌水及城市挖掘、钻凿施工中相邻土体的变形。其加固效果与渗透系数无关,对于天然含水量不小于10%的土都能适用。人工冻结法由于拥有众多的优点而受到越来越多的重视,将成为完成地下工程的主要技术手段之一。我国于1955年首次使用人工冻结法凿井并获得成功,此后经过近50年的实践,具有了一定技术水平的冻结法凿井施工、设计队伍。在今后的建设中,人工冻结法在我国地下工程领域将发挥更大的作用。完善和发展人工冻结理论和技术体系不仅具有重要的社会效益,而且具有良好的经济前景。

冻结法原理及问题^[1]

* 收稿日期:2003年12月

冻结法施工技术是地下工程施工中常用的、最安全可靠的一种土层加固技术。其实质是利用人工制冷把不稳定的含水土体(如软弱地基、渗水地基等)冻结,使土体形成较规则形状的冻结壁,冻结壁具有一定的强度、刚度和稳定性,可以抵抗周围土体及地下水的压力,隔绝地下水与工作面的联系,使地下工程在较安全的环境下施工。地下工程完毕,形成永久支护后,即可停止冻结,冻结壁融化,土体恢复原状。

1. 冻结法主要特点有:

(1) 适应性强。该技术可用于地下水流速小于40m/d的任何含水地层。

(2) 支护结构灵活、易控制。冻结壁的形状可根据工程要求、现场条件、环境条件及地质条件布置设计,并可人为控制其厚度、温度,以达到控制冻结壁的强度和变形的目的,结构可控性好。

(3) 由于冻结技术是将孔隙水冻结成冰,胶结土颗粒而形成冻土,因而隔水性能好,防水性能更是其它方法都无法相比的。

(4) 冻结法对地下水资源及周围环境无污染,冻结壁解冻后,50m深度以内的冻结管可以回收,是一种环保型的地基处理方法。

(5) 冻结法对供电要求较高,用电负荷大,连续供电时间长,在施工中应保证其正常的供电。

2. 人工冻结法作为一门新兴的地基加固技术,有其它地基加固技术所无法比拟的优点,在其走向完善的过程中,仍然伴随着许多问题。

(1) 未冻水

冻结壁是由于孔隙水结冰而形成的,众所周知,孔隙水可分为自由水和结合水。自由水有较明显的冰点,一般认为是 0°C 。但是经化学作用而粘附于颗粒表面的结合水的冰点低于 0°C ,而且由于土质和温度的不同,未冻水的含量也会有变化,导致冻土的强度会有较大的差异,对于特殊的工程,这是一个很大的威胁。因此,研究不同土质在不同含水量和不同压力下的冻结温度和未冻水含量及其变化规律,对于在深、表土层中的各种地下工程设计和施工都是十分迫切和必要的。

(2) 冻结与解冻速度

冻结地基最普遍的方法是把直径为10cm左右的钢管按1m左右的间距插入地基中,使冷冻液在钢管中循环流动进行地基冻结。冻结首先是从与管路相连的土体开始,逐渐形成同心圆,最后和由邻接冻结管形成的冻结面合成一体,形成冻结墙。而冻结半径、冻结管埋设距离等的确定,需要一系列参数如地基的平均含水量,平均温度,施工进度和冻结速度等,而冻结速度是施工设计中一个必不可少的参数,冻结速度的大小对冻土的物理力学性质并无影响。

地下工程完成后,可停止冷却,对冻土进行解冻。解冻时可向钢管中通入热源进行强制解冻,也可以不通热源让其自然解冻,或根据具体工程的需要来决定是否进行强制解冻以缩短解冻时间。解冻的速度与连续冻结的天数有关,一般冻结时间越长,在其它条件不变的情况下,解冻的速度越小。另外由于饱和土有冻胀融沉的特点,且经过冻结和融化的土体,其结构和强度均会发生变化,土体在解冻过程中会发生较大的变形,并产生融沉附加应力,如果不进行解冻的速度控制,有可能发生非常恶劣的后果。

(3) 地下水流

地基进行冻结时,地下水流的速度有一极限值,若高于这一极限值,则冻结墙不能形成。

(4) 冻土的强度

地基土冻结时,随着温度越降越低,冻土的抗压、抗剪、抗拉强度均会增高。温度低至一定程度时,抗压强度甚至可达到常温混凝土的程度。在相同的温度下,粘土、粉土、沙砾土强度依次增强。这与前述未冻水的含量有关,随着土颗粒平均直径的增大,未冻水含量变小,因此强度依次增强。

(5) 冻结膨胀与解冻收缩

当地基中含有 $20\mu\text{m}$ 以下微粒成分时,地基冻结过程中会引起膨胀。相反地,洁净沙砾层在冻结时,则完全不能发生膨胀。冻结膨胀是本方法的最大缺点,会引起冻结范围土体向上隆起;膨胀引起的水平侧挤力可把冻结范围外侧的未冻结地基土向外挤,引起地基上部结构物的变位。

解冻时的收缩沉降,一般处于正常状态,比冻胀量多20%~30%,根据土质情况,也有比冻胀率高2~3倍的高沉降率土。另外,含水率50%以上的土,多数沉降率较大。

(6) 冻融对土的物理力学性质的影响^[2]

土体冻融后,土的饱和度、含水量、比重及塑限基本不变,液限降低,故塑性指数减小,而液性指数略有增加,这说明粘土冻融后塑性降低,土层发生软化。冻融土的渗透性与原状土相比会增加,冻融粘土的渗透性是原状土的3~10倍,而砂土冻融后,渗透系数增加较小,增量仅为原来的5%~10%。

冻融循环不仅影响土的物理性质,也影响到土的力学性质。无论砂土还是粘土,冻融后内摩擦角增大,在低正应力下抗剪强度与原状土相当,在高正应力下抗剪强度大于原状土。而粘土的无侧限抗压强度是原状土的 $1/3 \sim 1/2$ 。

问题的解决

(1) 根据有关试验结果,未冻水含量随外压力的增大而增大,而冻土的强度随未冻水含量的减小而增强,因此,在冻结技术与理论的完善过程中,应重视对不同土质的未冻水含量的研究,认识未冻水的物理性质。已有研究表明^[3],土中粘土含量越多,未冻水的含量也越多,这是因为粘土中易产生粘结水,难以被冻结,因而影响到冻土的强度。若需要较高的强度,可以采用增加负温的方法。另外,土层冻结后强度虽得到了很大的提高,但其破坏性较强,作为临时承重结构时,安全系数应取大值。

(2) 地下水流速度超过临界流速,又必需采用冻结法时,必须采取措施减缓流速。方法之一是在上游设置井点,以降低水力梯度;其二是灌注药液,减小透水地基的渗透系数。

(3) 土体在经历冻融循环的过程中,强度在不断的发生变化,这不仅与土的类型、含水量等有关,冻土在加载与卸载时,强度与变形均不同,卸载时的土体强度比加载时要大。随着冻结法在土木工程中应用越来越广泛,人工冻结土多是深部土,是在有荷载的状态下冻结的,且在施工过程中会经常遇到加、卸载的情况,因此在进行冻结施工参数设计时,应根据

加、卸载时强度变化的具体规律进行。

(4) 消灭地基膨胀方面,许多国家都进行了研究,但没有取得多大的成果。对于各种减轻膨胀的影响方面的研究,取得了一定的成绩。可采用的措施如下:精确计算冻结土体积,使冻结范围降低到最小限度;去掉冻结边缘线附近的水,以避免这部分水冻结膨胀;冻结膨胀与钻孔沉降相抵消,或者直接开挖卸压槽^[4]来减小水平冻胀力及容纳膨胀体积;通过研究冻结顺序及冻结管的排列来降低膨胀影响;还可以采用间歇抑制冻结的方法,降低冻结的速度,人为地控制冻结壁的发展。

(5) 解冻收缩及融沉影响的减小,首先应控制解冻速度,以降低地基变形的速率,使土体变形有一个缓冲的过程;也可于冻结前在结构物下面打入支承桩,或解冻后在建筑物周围的空隙中灌注灰浆或药液以增加地基的承载力。

结论

本文对人工冻结法进行地基加固这一手段进行了详细的介绍,提出了这一方法的有关问题及解答。在所有问题中,最为关注的是土的冻胀融沉及由此产生的一系列影响。

经历了冻胀和融沉的循环过程,土中水在温度的作用下迁移,土中的不利因素—水,变为有利因素来提高富水土体或软土的强度,并隔断地下水。但冻融过程后,由于成冰和水分的迁移,土体结构被破坏,土的承载力降低;同时,由于冻土中产生冰晶时的劈裂作用以及冻结过程中发生的复杂的物理化学作用,使土体的渗透性显著增加,因此在融解过程中易产生过大的融沉量而发生突陷。由于以上原因,应对冻融土地基做准确的设计,采取措施降低冻胀量和融沉量,同时用注浆法或加入支撑进行地基加固,避免灾难发生。

[**Abstract**] This paper introduce the underpinning method of artificial frozen soil, some questions about the method are bring forward and answered. The content of unfrozen water would be cut down to increase the strength of the frozen soil; The frozen velocity and thaw velocity are controlled to decrease expand and shrink of soil; The method of grouting can increase the bearing capacity.

参考文献

- [1] 刘正峰,地基与基础工程新技术实用手册,海潮出版社,2000
- [2] 杨平,张婷,人工冻融土物理力学性能研究,冰川冻土,2002,24(5)
- [3] 马巍,常小晓,加载卸载对人工冻结土强度与变形的影响,岩土工程学报,2001,23(5)
- [4] 周红,王贵虎,人工冻土冻胀融沉问题研究现状与展望,淮南职业技术学院学报,2002,2(4)

堆载预压影响深度的探讨*

孟昭即 石丽平

(中国化学工程第一勘察设计院 沧州 061001)

【提要】本文利用地下水运动和有效应力原理,分析了堆载预压土体内孔隙水渗流和应力传递、转化过程,提出了堆载预压最大影响深度的计算方法,并对设计施工时须注意的地方,提出了建议。

前言

堆载预压处理软弱地基,以可靠、有效和经济被经常用于道路、港口以及机场和料场等工程。其可靠有效自不必说,而经济就更无可置疑。因为作为荷载的堆料,既是预压的荷载,又是构成永久性工程的一部分。这就不仅加快了工程进度,还节省了工程投资。

要处理的地基是饱和土体,如大家所知道的,土体只有孔隙能被压缩。但孔隙中充满着水,这就是说,只有孔隙中的水被排出,孔隙才能压缩。为了缩短工期,加速排水,往往在地基中,打有垂直排水通道。目前,最常用的是塑料排水板。每个排水板就是一个排水孔。至于其打入深度,现在工程上都是处理地层有多深,排水板就有多长。这样做是否合理,至今尚不见有论及。本文根据饱和土体受到外力后,产生孔隙水压力,随即孔隙水渗流,应力转移至土体压缩的动态过程,提出一些浅见,并对堆载预压影响深度,给出了计算公式。

预压荷载加上后预压体内发生的变化

堆载预压,通常是在预压体表面铺上砂层,打入排水通道,然后再在其上堆载物料当作预压荷载。当预压荷载加上后,预压体内有如下情况发生:

(1)在预压场地边沿,因为荷载及其产生的应力向外逐渐减小,孔隙水势必向场外流动。而预压体其他地方,孔隙水则向垂直排水通道—排水孔流动。流入排水孔的水,只能沿排水孔向上,流入砂垫层,然后水平运动,排出场外。这一状态,在整个预压过程中,连续不断地进行着。

(2)无论预压期多长,只是孔隙中的水部分地减少,换句话说,也就是孔隙部分地减少,而其余的空隙中,始终充满着水,土体仍是饱和的。

(3)由于孔隙中水的排出,引起预压体内应力的转移,即:孔隙水排出,有效应力增加,孔

* 收稿日期:2003年12月

隙压缩, 预压体表面沉降, 土体强度增加。这一过程, 就是地基处理中排水固结理论的排水固结过程。

堆载预压的影响深度

自然界本身就极其复杂, 而构成建筑物的地基土的组成、时代和成因又各不相同, 为了便于问题的讨论通常做以下假定:

- (1) 土体饱和、均匀, 孔隙连通, 正常固结;
- (2) 堆料荷载, 瞬时加上;
- (3) 只考虑预压体上面的垂直荷载;
- (4) 孔隙水水平向流动。

为了讨论上的方便和清晰, 在预压体内任取包括两个任意排水孔为代表的单元体(见图1)

依据地下水运动规律, 两个排水孔之间的中线, 就是预压体内孔隙水分别向二排水孔流动的分界线; 箭头“→”表示流速的大小和方向。孔隙水所以向排水孔流动, 唯一的原因是来自上面荷载 p_1 。在 p_1 的作用下, 最先反应的是孔隙中的水。开始, p_1 完全由水承担。此时, 由于孔隙水对压力的传递, 迫使孔隙水分别就近向着各自的排水孔流动。今以二排水孔之间中线的左半部为例, 孔隙水渗流有如下特征:

(1) 中线左侧的孔隙水向左排水孔流动时, 在 A—A 平面上, 其压力可看作堆载 p_1 , 流速最大。向下, 由于要克服排水孔中水柱的反向压力, 流速随深度逐渐变小。这样, 自然就会想到, 向下某个深度, 总有一处水柱压力与 p_1 相等, 流速为零, 此深度即为堆载压力 p_1 的影响深度。设其为 h_1 , 则有

$$p_1 = \gamma_w h_1$$

或 $h_1 = \frac{p_1}{\gamma_w}$ (1)

(2) 在孔隙水不断地流向排水孔, 继而排出时, 在土体内相应地发生着应力转移, 即原由孔隙水承担的应力, 渐渐地转向土的骨架, 成为有效应力, 压缩土体, 发生沉降。这里要特别注意的是, 图1中被压缩的土体, 由于孔隙减少, 饱和重度增大, 使得 B—B 平面上的有效自重应力比原来天然状态下有了增加。正由于此, 这就等于给 B—B 平面以下的土体又施加了一个荷载。设其为 p_2 , 这个 p_2 仍然有着如同前述排泄孔隙水、压缩土体的作用, 这一作用, 又使堆载影响深度增加了。那么, p_2 如何计求呢?

为了求得 p_2 , 必须知道在 p_1 作用下, B—B 平面以上预压体压缩后的饱和重度 γ_{1sat} 。这样一来, 问题又归结到求压缩后的 γ_{1sat} 了。大家知道, 饱和重度是一个计算指标, 可由式

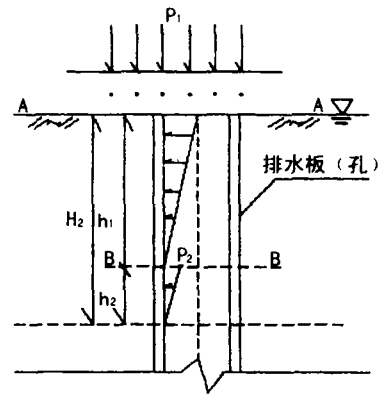


图1 计算单元体

$\gamma_{1sat} = (G + e_1)/(1 + e_1)$ 计算。式中 G 是土粒比重, 勘察资料已给; e_1 是不同荷载下土的孔隙比, 亦可据荷载大小, 由土工试验给出 $e-p$ 的曲线查得。 G, e 均为已知, 于是可以计算堆载 p_1 作用后的 γ_{1sat} ;

$$\gamma_{1sat} = \frac{G + e_1}{1 + e_1}$$

如果把天然状态下的土体饱和重度设为 γ_{0sat} , 那么, γ_{1sat} 和 γ_{0sat} 之差与 h_1 的积, 就是作用在 B—B 面上, 由于 p_1 压缩使饱和重度增加的有效应力 p_2 , 即

$$p_2 = h_1 (\gamma_{1sat} - \gamma_{0sat})$$

将(1)式代入上式, 得:

$$p_2 = \frac{p_1 (\gamma_{1sat} - \gamma_{0sat})}{\gamma_w}$$

据前(1)的分析, 同理, p_2 的影响深度为

$$h_2 = \frac{p_2}{\gamma_w}$$

将 p_2 以上式代替, 则 h_2 等于

$$h_2 = \frac{p_1 (\gamma_{1sat} - \gamma_{0sat})}{\gamma_w \cdot \gamma_w} \tag{2}$$

这种现象, 在整个预压期, 都在反复地发生着、作用着。按着上述规律, 依次又可以得到 $p_3, h_3; p_4, h_4$ 。

$$\begin{aligned} p_3 &= h_2 (\gamma_{2sat} - \gamma_{1sat}) \\ &= \frac{p_1 (\gamma_{1sat} - \gamma_{0sat}) (\gamma_{2sat} - \gamma_{1sat})}{\gamma_w \cdot \gamma_w} \\ h_3 &= \frac{p_3}{\gamma_w} = \frac{p_1 (\gamma_{1sat} - \gamma_{0sat}) (\gamma_{2sat} - \gamma_{1sat})}{\gamma_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_w} \end{aligned} \tag{3}$$

$$\begin{aligned} p_4 &= h_3 (\gamma_{3sat} - \gamma_{2sat}) \\ &= \frac{p_1 (\gamma_{1sat} - \gamma_{0sat}) (\gamma_{2sat} - \gamma_{1sat}) (\gamma_{3sat} - \gamma_{2sat})}{\gamma_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_w} \\ h_4 &= \frac{p_4}{\gamma_w} = \frac{p_1 (\gamma_{1sat} - \gamma_{0sat}) (\gamma_{2sat} - \gamma_{1sat}) (\gamma_{3sat} - \gamma_{2sat})}{\gamma_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_w} \end{aligned} \tag{4}$$

同样可得到 h_5, \dots, h_{n-1}, h_n 。

上述 h_1, \dots, h_n , 均为线性变化, 不须转换, 即可直接使用叠加原理。它们的和, 即为堆载预压最大影响深度。设其为 H_{max} , 则有

$$\begin{aligned} H_{max} &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + \dots + h_n \\ &= \frac{p_1}{\gamma_w} + \frac{p_1 (\gamma_{1sat} - \gamma_{0sat})}{\gamma_w \cdot \gamma_w} + \frac{p_1 (\gamma_{1sat} - \gamma_{0sat}) (\gamma_{2sat} - \gamma_{1sat})}{\gamma_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_w} + \\ &\quad \frac{p_1 (\gamma_{1sat} - \gamma_{0sat}) (\gamma_{2sat} - \gamma_{1sat}) (\gamma_{3sat} - \gamma_{2sat})}{\gamma_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_w} + \dots \end{aligned}$$

写成综合式, 则为

$$H_{max} = \sum_{i=1}^n \frac{p_1 (\gamma_{(i-1)sat} - \gamma_{(i-2)sat})^{i-1}}{\gamma_w^i} \tag{5}$$

式中 n —项数

上式为堆载预压最大影响深度的计算公式,实际工程应用过于繁琐,且后面的值随着项数增加,愈来愈小,收敛很快。不是高填土堆载,一般取前两项即可。令 $n=2$,则有

$$H_2 = \frac{P_1}{\gamma_w} + \frac{P_1(\gamma_{1sat} - \gamma_{0sat})}{\gamma_w \cdot \gamma_w} \quad (6)$$

或
$$H_2 = \frac{P_1}{\gamma_w} \left[1 + \frac{(\gamma_{1sat} - \gamma_{0sat})}{\gamma_w} \right]$$

式中 p_1 —设计预压荷载, kN/m^2 ;

γ_{0sat} —天然状态下饱和重度, kN/m^3 ;

γ_{1sat} —在 p_1 作用下,土体压缩后的饱和重度,可用 p_1 在 $e-p$ 曲线上查得 e_1 ,由 $\gamma_{1sat} = (G + e_1)/(1 + e_1)$ 计算, kN/m^3 ;

γ_w —水的重度,等于 $10kN/m^3$ 。

上式中的第一项,是堆载 p_1 作用影响深度 h_1 ;第二项是在 p_1 影响深度内,由于孔隙中的水部分地排出,孔隙体积压缩,饱和重度增大产生的附加影响深度 h_2 。

实例分析

为了更进一步地了解(6)式,现以例说明之。

某工程地基为淤泥质粘土,采用堆载预压处理,设计荷载 $p_1 = 100kPa$ 。地层经勘察试验,有关数据如下:

土粒比重 $G = 2.74$,天然孔隙比 $e_0 = 1.141$, $e-p$ 曲线见图2。将上述数据代入,先计算天然状态下的 γ_{0sat} 于是有:

$$\gamma_{0sat} = \frac{G + e_0}{1 + e_0} = \frac{2.74 + 1.141}{1 + 1.141} = 1.813g/cm^3$$

据设计荷载 $p_1 = 100kPa$,在 $e-p$ 曲线上查得 $e_1 = 0.906$

$$\gamma_{1sat} = \frac{G + e_1}{1 + e_1} = \frac{2.74 + 0.906}{1 + 0.906} = 1.913g/cm^3$$

将 γ_{0sat} 、 γ_{1sat} 代(6)式,则得

$$H_2 = \frac{P_1}{\gamma_w} + \frac{P_1(\gamma_{1sat} - \gamma_{0sat})}{\gamma_w \cdot \gamma_w} = \frac{100}{10} + \frac{100(1.913 - 1.813)}{10 \times 10} = 10 + 1.00$$

$$H_2 = 11.00m$$

上例第二项,只有 $1.00m$,仅是第一项的 $1/10$ 。此后的各项数值更小。由此说明,要进行多项式的计算,只有高填土堆载时,才可予以重视。

讨论和工程中须注意的问题

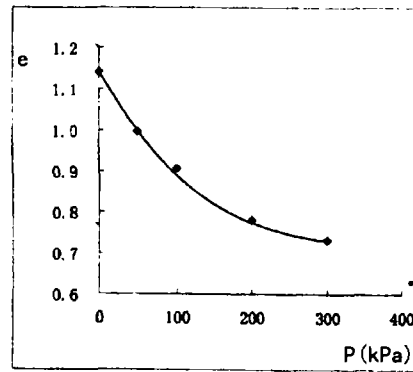


图2 $e-p$ 曲线

(1)由(6)式可知,堆载预压影响深度与堆载大小成正比。要加大处理深度,必须加大堆载;

(2)如工程不是高填土堆载,一般只取(5)式前两项,用(6)式计算即可;

(3)由前述可知,堆载预压影响深度,就是预压体内因孔隙水渗流产生的土体压缩的深度。因此,设计施工时,除非工程不许,尽量避免有的工程中曾出现过的,先填方堆载,后铺砂垫层,再在其上打入排水板的做法。因为这样,不仅增加了排水口高度,影响预压效果,还增加了无效排水板长度,酿成浪费;

(4)设计施工时,砂垫层可以一次铺完。如果条件允许,分两次铺更好。如果采用一次,须注意:在把排水板留的外露部分埋入砂层时,同时破坏掉由于桩管上提带上的泥土对砂垫层的涂抹作用形成的泥管,见图3(为京津塘高速公路塘沽段某处实地照片)。泥管壁比较密实,厚约1cm左右,直接影响着孔隙水通畅排泄及预压效果,甚至有时产生难以挽回的后患,尤其土层塑性指数大和排水板布置间距相对较小的工程。

曾经历过分两次铺设砂垫层的工程,优点也很多。垫层先铺一部分,打完排水板后,再铺完剩余厚度。这样,可以有效防止上述问题的发生,没有后患,非常主动。



图3 桩管上提形成的泥管

结论

(1)(6)式可用于正常固结饱和土堆载预压影响深度的计算。高堆土堆载工程,可用(5)式多取几项试算取值;

(2)实际工程中,曾经出现过的上述第(4)问题,在工程设计施工时,要事先考虑预防由于桩管上提带上的泥土对砂垫层的涂抹作用,而影响孔隙水排泄。

干振碎砖桩处理杂填土及软弱地基*

任振甲

(邢台市建筑设计研究院 邢台 054000)

【摘要】本文通过工程实例,对干振碎砖桩处理杂填土及软弱地基方法进行了分析,并提出了改进意见。

随着城市建设的发展,建设用地日趋紧张,可供选择的理想的地基愈来愈少,不少建筑物只能建在杂填土或其它软弱地基上。目前处理软弱地基的方法有换土垫层法、强夯法、加深基础法等。有的开挖土方量大,造价高,不经济;有的噪声大,使用受到限制。本文通过工程实例,介绍了干振碎砖桩在处理杂填土地基中的应用。

概述

干振碎砖桩或碎石桩在处理软弱地基,提高地基承载能力上,具有少开挖土方,施工速度快等优点,且为干作业,施工不受季节限制。

干振碎石桩应用已很广泛,在此基础上,考虑降低造价,因地制宜,可以用碎砖或其它工业废料作骨料,代替碎石,在一些缺少石料产地,或碎石造价较高,一些碎砖或工业废料又有来源,可以采用碎砖桩。结合我市具体情况,古老城市杂填土或软弱土层分布较广,在一些工程上采用干振碎砖桩,与被挤密的桩间土组成复合地基,取得了良好的经济效益和社会效益。

工程实例

某5层框架结构营业楼,钢筋混凝土条形基础。建筑场地在老城区,地面以下杂填土约6m深,工程地质报告提供的杂填土层地基承载力无数据,参考邻近建筑、最高亦不超过80kPa,且从土工试验看,土质松散密实性极差,不能做天然地基持力层。按照过去传统的填土垫层法,在此处行不通,因为建筑场地在闹市区的十字路口,换很深的土挖出的杂填土无处堆放,新土现场又无土源,要从远处运土,同时杂填土层太深,开挖土方量太大。也曾考虑适当加深基础,基础以下的杂填土层再用砂碎石挤密桩处理,但这样出土堆放仍然困难,且由于加深基础增加了造价。此外还考虑到采用桩基,由于杂填土层仅有6m深,6m以下土层

* 收稿日期:2003年7月

均较好,且上部结构荷载不很大,采用桩基势必造成浪费,技术上也不尽合理。根据该场地的地质条件,其杂填土深度,以及当地缺乏石料,但拆旧房砖较多,又可大量购旧砖的实际情况,确定采用干振碎砖最为适宜。

该杂填土地基6m深,而承德生产的钻机(成孔、振冲器)可钻深度7m,钻机能力与钻深要求相适应。为成孔、填料、成型方便,采取在平整的场地上按基础位置以3倍桩径的间距布孔,即先做桩后挖槽的做法,在槽范围外不做桩。由于场地标高高低,与室内地坪尚有一定距离,实际挖槽仅有1m多,桩深度近5m,桩径采用 $\phi 300\text{mm}$ 。本着就地取材、降低造价的原则,采用了碎砖桩。施工中从各孔(所填)碎砖材料看,多数孔用料正常,有的孔用料较多,有的孔用料成倍增加,用料多者说明该处地基松散,碎砖成型直径大,用料就多。干振碎砖桩规律是:地基愈软,成型桩直径愈大,反之,则小,且桩身上下直径形成不规则状。干振碎砖桩的密实度是通过“密实电流”控制的。

该地基经检测,并参照其它类似杂填土地基的试验数据,确定地基承载力为180kPa,达到了处理地基承载力不低于150kPa的设计要求,且变形模量亦成倍提高。

分析和改进意见

1. 干振碎砖桩处理杂填土及软弱土地基,使桩和被挤密的土体共同组成复合地基,承受上部结构荷载,并按变形一致原则,由压缩性小的碎砖桩承受大部分上部荷载,桩间土承受一部分荷载,这样就减轻了桩间土的荷载,提高了地基的承载能力,减少了地基的变形。

由桩和被挤密的土体共同组成的复合地基在成桩过程中土体在水平力作用下,产生径向位移,使桩周围形成非常密实的挤密区,土反过来对桩起约束作用。复合地基之所以比天然地基承载力高,主要是桩体的变形模量大,应力集中,桩间土由于挤密作用,承载力也高于天然地基。干振碎砖桩对于处理以建筑垃圾、工业废料等为主组成的杂填土地基效果更为显著。利用杂填土的松散性、无凝聚性及透水性好等特点,采用干振的方法,使松散的土体在一定深度内达到密实状态,因而提高地基的承载能力。

2. 通过电镜观察,发现振动引起桩间土的密实效果,是随土深度的增加而递减的,应力随深度的增大,振动影响的减弱衰减很快。因此,桩长对复合地基的作用是有限的,一般情况下,干振桩的长度不宜过深,一般以7m~8m为宜,特殊情况下可适当加深。

3. 干振碎砖桩处理软弱地基,特别是杂填土地基是成功的。其理论上有所依据,计算上有法,实践上有成套的措施,且其综合效益是显著的。一般处理后复合地基承载力为处理前的2倍左右,变形模量为加固前的2~2.5倍。

复合地基承载力的确定是干振碎砖桩处理软弱地基关键的环节,地基承载力的取得最直接的是大压板静载试验,但试验工作量大,且不经济。目前采用的小压板试验,即将单桩承压与桩间土承压分别试验,然后按变形协调条件,分别取得相同限定变形量下所对应的荷载确定为单桩及桩间土的允许承载力,再由公式算出复合地基的承载力值。

目前,复合地基的检测手段发展缓慢,跟不上地基处理的需要,在实测技术上,应大力开展动测技术,使快捷、方便的动测技术满足设计要求。

4. 干振碎砖桩有其特点及适用范围,在实际工程中又常常遇到地质条件复杂,如软弱土层深浅不一;地下水位较浅,土质松散,产生塌孔;土层中有大石块等障碍物。除应研究干振成孔器与其它穿透能力强的成孔机械相结合,穿透坚硬夹层可以拓宽干振碎砖桩的应用范围外,还可与振冲碎砖桩与灰砂桩相结合,联合处理局部含水量高或遇地下水的软弱地基。也可使灰砂挤密桩与振冲碎砖桩做成组合桩,即上部灰砂桩下部碎砖桩,以处理地下水位上下软弱土层,发挥各自优势,降低造价,共同组成复合地基,以提高地基承载力。

综上所述,干振碎砖桩或其它骨料的桩体,其造价低廉,效益良好,是一种有发展前景的软弱地基处理方法。今后,尚应在理论研究、计算方法、设计、施工技术上不断完善、充实,使其在软弱地基处理中发挥更大的综合效益。

参考文献

- [1] 中国建筑学会地基基础学术委员会年会论文集:复合地基,承德,1990
 [2] 《地基处理手册》编委会:地基处理手册,北京:中国建筑工业出版社,1998

2004年全国基础工程交流大会暨海峡两岸地工技术、岩土工程交流会

(2004年10-11月 北京-台北)

(第一号通知)

为了推动国内基础工程技术的发展,加强基础施工单位的联系与交流,推进海峡两岸岩土工程(地工技术)界的交流与合作,中国建筑业协会深基础分会和《岩土工程界》编辑部共同发起主办全国基础工程交流大会暨2004年海峡两岸地工技术、岩土工程交流会(台北)。

海峡两岸地工技术、岩土工程交流会是由中国建筑业协会深基础分会与中国台湾财团法人地工技术研究发展基金会共同举办,每两年一次在大陆与台湾交替举行的技术交流会。2004年的海峡两岸地工技术、岩土工程交流会将于2004年11月在台北举行,会期3天,会后安排技术考察。

全国基础工程交流大会将着重介绍和交流全国各地重点基础工程的技术特点、难点和工程背景。本次会议拟定于2004年10月在北京召开,会议将邀请全国各地负责重点基础工程施工和技术的专家作专题报告。特邀报告的内容拟包括以下几个方面:

- 1) 青藏铁路冻土基础施工
- 2) 北京地铁(5号线)的基础施工
- 3) 北京国贸二期工程的基础施工技术
- 4) 上海、广州、深圳地铁施工的技术
- 5) 西气东输穿越黄河、南水北调
- 6) 三峡水坝及洞室工程施工技术
- 7) 铁道、地矿、路桥系统的重点工程典型工程
- 8) 大型基础工程设备的应用与发展
- 9) 各地基坑施工技术的经验教训,基础工程事故的特点及防治措施

征文:全国基础工程交流大会暨2004年海峡两岸地工技术、岩土工程交流会将出版论文集两卷,分别是大陆卷和台湾卷。论

文集将展示和交流我国近年来基础工程领域的发展成果。本次会议面向基础工程科研、设计、施工单位征集论文,征文将以《岩土工程界》杂志专刊或增刊的方式发表,征文内容包括:

- 1) 工程设计计算与应用
- 2) 岩土工程技术与工程实录
- 3) 岩土工程事故分析与防治
- 4) 检测技术与方法
- 5) 基础工程装备及应用
- 6) 地下空间的开发与施工技术
- 7) 特种地下工程技术的应用与发展
- 8) 基础工程管理与监理

论文格式请参照《岩土工程界》杂志,来稿请自留底稿,并提供电子文档(推荐使用Word文件,寄软盘或发电子邮件均可)。本次会议将评选优秀论文,参与大会交流讨论与论文评选的作者,请会前3个月与会务组联系。

赴台报名截止日期:2003年12月31日

提交论文截止日期:2004年3月31日

拟参加赴台开会的代表,请尽早与会务组联系,以便按时办理赴台手续。

联系地址:北京安贞里二区11号楼一层

邮编:100029

联系电话:010-64433594 010-64447778

传真:010-64417951

联系人:陈仁俊 苗国航

E-mail: cceckkk@vip.sina.com

* 一题一议 * 主持人: 龚晓南

碎石复合地基采用护桩问题之我见*

何广讷 曲英魁

(大连金波土木工程有限公司 大连 116023)

碎石桩复合地基是否都要采用护桩,工程中时有争论。其实护桩的作用主要为增强地基周围土的约束力,以达到加强基础周边桩体与桩间土的强度,提高复合地基的约束力,以达到加强基础周边桩体与桩间土的强度,提高复合地基的总体承载力和整体稳定性;能适当限制基础下桩与桩间土的侧向位移,减小复合地基的沉降量;鉴于复合地基的液化区首先产生于基础范围外的天然地基中,因此护桩能极大的限制、约束基础外缘的液化区,并阻止其向基础下发展,消除或大大减轻地基的液化势。故为加强基础周围的约束力,需布置护桩。一般对大面积满堂红布桩的复合地基都适当采用一些护桩。但对于条基和柱基,由于设置护桩的数量相对很大,有时可达主桩的数倍,一般难以接受,工程上多采取稍扩大基础面积,适当增加基础范围内桩数,以提高其安全度加以解决;为防止或降低液化势的碎石桩复合地基,应布设相当范围的护桩。总之需针对工程的重要性、基础的形式、场地、土层的情况以及经济合理性等充分研究确定是否采用护桩。数十年来,国内外的工程实践中,有许多未布设护桩的复合地基,其上的建筑至今仍完好无恙,充分表明碎石桩复合地基并非都一定要布设护桩。

* 收稿日期:2003年12月

* 一题一议 * 主持人: 龚晓南

对浙江省《建筑地基规范》支盘桩经验公式的讨论*

陈如连

(杭州文三路 64 号 杭州 310012)

前言

浙江省《建筑地基基础设计规范》DB33/1001 - 2003 JB10252 - 2003(以下简称规范), 2003 年 10 月 1 日实施。规范中 9.5.10.7-2 规定:对于地基基础设计等级为丙级的建筑物和初步设计时,可按下式计算:

$$R_a = u_p \sum q_{sia} L_i + \alpha \sum \varphi_{pj} q_{pja} A_{pj} + \alpha q_{pa} A_p$$

式中符号见规范。(A_{pj} —扣除主桩桩身截面积的第 j 个盘的水平投影面积。提问:各支是否计算。)

第一项为主桩总侧阻力,第二项为各盘端阻力的总和,第三项为桩端端阻力。这种表达的经验式,就全国范围来说,我所见到的著作、论文、行规和地规都是如此,只是各种“修正系数”的差别。下面进行讨论。

规范 9.5.10.7 式存在的问题

1. 桩的轴力实测表明(本人收集的七根桩均如此,包括条文说明 9.5.10.2 中提到的试桩—就是参考资料 [2] 上的 $Q \sim S$ 曲线):上盘(支)(指底盘以上各盘、支)的 $Q \sim S$ 曲线为侧阻力曲线,以盘侧阻力为主,盘端阻力很小。(见附图)

注:请同行“提供上盘(支)轴力的 $Q \sim S$ 曲线,不是侧阻力曲线类型”,以便共同讨论。

2. 支盘段及以下(盘侧、底盘、桩端以及底盘的影响范围之下除外)的桩土相对位移,不是直桩的“桩顶沉降减去该点至桩顶的桩体压缩量”,而是两盘、支之间的桩体和土体的压缩量的综合值,一般条件下都是很小的。如两盘之间,对主桩侧阻力而言,上面盘底处,桩体和土体的压缩量相同,无桩土相对位移;下面盘面上处,盘与土同步,无桩土相对位移,所以在两端主桩的侧阻力都是从零开始。对上面盘底端阻力而言,它的桩土相对位移为两盘间桩

* 收稿日期:2003 年 12 月

体的压缩量。这些桩土相对位移量与极限值的位移量的比值,就是 q_{sa} 、 q_{pa} (或 q_{sk} 、 q_{pk}) 的折减系数。

3. q_{pa} 值要考虑:(1)桩端进入持力层的厚度效应;(2)持力层上覆土层的性质和厚度,对 q_{pa} 的影响。前者已被人们接受,但并未广泛用于工程中,后者一般人并不了解(本人根据系统的试验,以及长期的检验和调整,能够粗略提供这些系数,数年用于勘察报告中,计算的 Q_u (或 R_u) 经后期试验检验,计算误差不大)。持力层上的土层性质和厚度相同(绝大多数不可能),桩端进入持力层的厚度相同,它们的 q_{pa} 才会相同。持力层上面部份地段为淤泥质土,部分地段为其它土层,如桩端进入持力层都是 $3d$,假如上覆土层的性质与持力层相同,进入厚度则为 $(3+h/d)d$ (h —其它土层厚度),它们的 q_{pa} 就有差别,在临界厚度内, h 越大两者的 q_{pa} 差值就越大($1d$ 与 $10d$ 相比,一般在一倍以上)。如进入持力层 $1.5m$,对 $\Phi 500mm$ 的桩为 $3d$,对 $\Phi 1500mm$ 的盘则为 $1d$,一般条件下 q_{pa} 值后者为前者的 $65 \sim 75\%$ 。

参考资料:[1]《浅谈支盘灌注桩支盘的承载力》地基处理 2003 年 6 月。[2]《再谈支盘桩支盘的承载力》地基处理 2003 年 9 月。[3]第六届土力学及基础工程学术会议论文集,中国建筑工业出版社 1991 年 6 月《土中预制桩的参数及其经验公式》。[4]桩基工程设计与施工技术桩基础学术委员会和桩与深基础分委员会,第二届联合年会论文集,中国建材工业出版社,1994 年 12 月,《论桩端土的承载力》。

对经验公式的分析

1. $u_p \sum q_{sia} L_i$ 。此式在支盘段以上和受底盘影响范围之下适用。在支盘段及底盘的影响范围之内,要根据桩土相对位移量与极限值位移量的比值进行折减。

2. $\alpha \sum \varphi_{pj} q_{pja} A_{pj}$ 。 $\alpha = 0.24$ (P117), $\varphi_{pj} = 0.6 \sim 1.0$ (表 9.5.10.7), $\alpha \cdot \varphi_{pj} = 0.144 \sim 0.24$, 大致为 $1/7 \sim 1/4$, 即计算的 $q_{pja} A_{pj}$ 为试验值的 $4.2 \sim 6.9$ 倍,两者的差别如此之大,能说可靠吗?

3. $\alpha q_{pa} A_p$ 。无论一种因素或几种因素的影响, α 都不是一个定值(均为 0.24),如桩底沉渣的影响,八十年代末对杭州某工程的圆砾层做了初步研究,得到 q_{pk} 与桩底沉渣厚度的粗略关系,它相当桩底沉渣厚 $30cm$ 左右的值。

表 1

桩底沉渣 cm	5	10	20	≥ 30
q_{pk} (kPa)	7830	5440	2640	1190

$\alpha \sum \varphi_{pj} q_{pja} A_{pj}$ 式的计算值与试验值比较

条文说明 9.5.10.2 内提到的试桩(桩长 $48.7m$, 主桩直径 $0.8m$, 盘径 $1.6m$ —资料^[2] 1.5m, 试桩报告未提),为杭州某工程的中区块项目(见附图),按试桩报告,试桩靠近 12° 钻孔,桩顶比钻孔地面高 $0.18m$,一盘深 $25.03m$,位于⑦-3 粉质粘土;二盘深 $31.03m$,位于⑧-1 粘土层(接近淤泥质土);三盘深 $40.83m$,位于⑧-2 粉质粘土层。各盘上、下测点均距 $2.$

5m(盘根高度按 $h = 1.0\text{m}$, $L_i = 2.5 - 1.2 \times 1 = 1.3\text{m}$)最大加载值 11000kN , $\Sigma S = 57.75\text{mm}$, 结论: Q_{uk} 不小于 11000kN 。计算按 $\alpha = 0.24$, $\varphi_p = 1.0$, q_{sa} 、 q_{pa} 用 I_L 按插入法在附录 N 取值, 参数及计算结果见下表($q_{sk} = 2q_{sa}$, $q_{pk} = 2q_{pa}$):

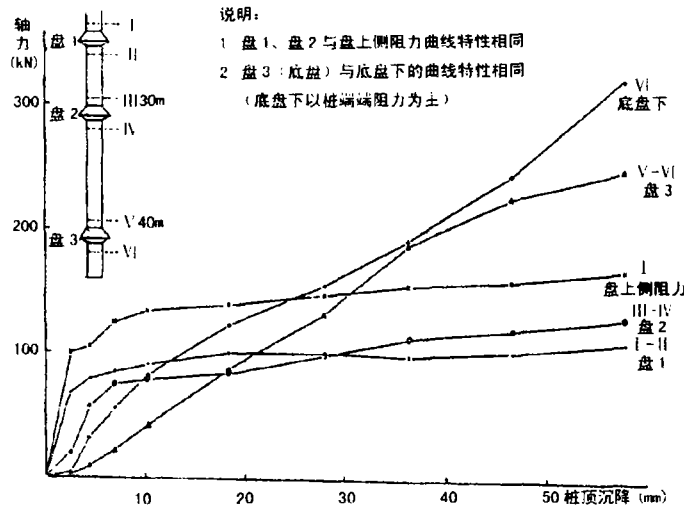


图1 Q-S 曲线

表2

盘次	层次	w %	e	I_L	q_{sk} (kPa)	q_{pa} (kPa)	Q_{sk} ① kN	轴力 ② kN	盘承载力 ②~① kN	$Q_{pk-计}$ kN	计算试验
1	⑦-3	32.3	0.91	0.77	43	1568	140	1103	963	567	0.590
2	⑧-1	40.6	1.14	0.73	51	1672	166	1302	1136	605	0.533
3	⑧-2	26.5	0.76	0.69	52	1816	170	2498	2328	657	0.282

计算比实测轴力偏小很多, 盘₁、盘₂ 为实测值的 59%、53%, 底盘为 28%, 底盘比上面盘小一倍, 轴力比两盘之和还大, 这些反映说明: 不应采用相同公式计算, 系数或桩指标也应调整。

规范与规程的经验公式

1. 相同的经验公式和表, 为什么变为不同的。

规范 9.5.10.7 式为:

$$R_a = u_p \sum q_{sia} L_i + \alpha \sum \varphi_{pj} q_{pja} A_{pj} + \alpha q_{pa} A_p$$

浙江省工程建设标准《挤扩支盘混凝土灌注桩技术规程》(2003年9月1日施行) 6.0.4 式为:

$$R_a = u_p \sum q_{sia} L_i + \sum \varphi_{pj} q_{pja} A_{pj} + q_{pa} A_p$$

两式的第一项相同,第二、三项前者多 $\alpha = 0.24$,两者相差4.2倍,实际上规范表N.0.2的 q_{pa} ,乘0.24就是规程上表6.0.4-2的 q_{pa} 。为什么不用相同的经验公式和表呢?特别是有三个单位,三个人为两种的起草人,造成这样的结果,让人费解。

2. 最小值 $q_{pa} < f_{ak}$ 。最小值规程为96kPa,规范为 $400 \times 0.24 = 96\text{kPa}$ 。89地基规范 f_{ak} 的最小值,粉土为100kPa,粘性土为105kPa。按规范5.1.4规定进行修正,十多米的深度修正值也会大于96kPa,粉土和粘性土的 $q_{pa} < f_a$ 为数不少。

3. $\alpha = 0.24$ 从何而来?规范表N.0.2上的 $q_{pa} \times 0.24$,就是规程表6.0.2的 q_{pa} ,即土的盘端阻力。怎样得到的比值,能否公示。各种岩土的值都是0.24吗?本文上面的对比表,三个盘的值(涉及三层土),既不相同又与0.24相差较大。



第八届全国地基处理学术讨论会征文通知

(第1号)

为了总结、交流地基处理工程勘察、设计计算、施工技术、施工监理、现场监测、施工机械以及理论研究方面的新鲜经验,中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会定于2004年10月下旬在湖南长沙召开第八届全国地基处理学术讨论会,会议由湖南大学土木工程学院协办。会议期间将举行中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会成立二十周年庆祝活动。现将会议论文征集工作有关事项通知如下:

1. 征文范围

应征学术论文和工程实录范围:

(1)已有各种地基处理技术新发展;(2)地基处理新技术的开发和应用;(3)地基处理工程勘察技术、设计计算理论、施工工艺及机具、质量检验等方面的发展;(4)复合地基理论与实践方面的发展;(5)地基处理其它方面的发展。

2. 征文要求

应征论文应未在国内外刊物或论文集上发表过,论文字数请控制在6000~8000字(包括图表)。论文字迹要求清楚、端正,图表齐全,并注明作者详细通讯地址及联系电话。

3. 征文时间安排

征文截止日期:2004年1月31日。

应征论文将由论文编审委员会决定是否录用。录用论文按要求规格于2004年3月30日前提交(具体要求将在第2号通知中说明)。入选论文将正式出版论文集。

应征论文一式二份请寄:

310027 杭州玉古路浙江大学玉泉校区土木工程学系 俞建霖博士

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会
地基处理学术委员会



——转载自《岩土工程界》第6卷第12期P18~21(2003年12月)

编者按:龚晓南教授是地基基础技术研究方面知名专家和高产学者,在长期研究过程中,对许多岩土工程特点及工程性质有很深刻的感悟,提出了不少独特的认识与见解,本刊记者苗国航就地基工程理论与实践方面问题采访了他。

加强对岩土工程性质的认识 提高岩土工程研究和设计水平*

——访地基工程专家龚晓南教授

龚晓南 1944年生,1967年毕业于清华大学工民建专业,浙江大学教授。

曾任国防科委8601工程处公路大队副队长兼技术主管。中国土木工程学会理事,土力学及岩土工程分会副理事长,地基处理学术委员会主任,中国建筑学会建筑施工学术委员会基坑工程专业委员会副主任委员,全国注册岩土工程师考试考题与评分专家组成员,浙江省土木建筑学会常务理事,副秘书长,学术工作委员会主任。1981年获浙江大学岩土工程硕士,1984年获浙江大学岩土工程博士。是我国岩土工程界自己培养的第一位博士。1986年获洪堡基金会奖学金赴德国,为Karlsruhe大学土力学与岩石力学研究所博士后研究学者。1988年回国,同年破格晋升为教授。1993年国务院学位委员会聘为岩土工程博士研究生导师。曾任浙江大学土木工程学系主任。



长期从事软粘土力学及地基处理理论研究和工程实践,研究方向:软粘土力学及地基处理,基坑工程,土塑性力学,基础工程学,复合地基理论和实践等等。已发表刊物论文213篇,出版著作23部,代表性著作:《土塑性力学》(中,韩文出版)、《高等土力学》、《土工计算机分析》、《工程材料本构方程》、《复合地基》、《地基处理新技术》,主编《地基处理手册》、《基坑工程设计施工手册》等。已培养硕士45名,博士46名,指导博士后6名。完成国家自

* 收稿日期:2003年12月

然科学基金、省自然科学基金等研究项目以及通过省级鉴定项目等18项。近20年来,在建筑、交通、水利和市政等领域主持参与设计和咨询的工程建设项目达数百项。在复合地基理论研究与实践,地基处理技术的发展、提高与普及,以及高级工程科技人才培养方面作出了突出贡献,在基坑工程设计理论与实践,土工计算机分析,土塑性力学,以及土力学基础理论研究方面也有很深的造诣和成就。为我国软土地区工程建设作出了杰出贡献,创造了巨大的社会效益和经济效益。

问:岩土工程科学研究的发展是为了满足工程建设的要求。一方面理论与技术来源于工程实际,土木工程建设中出现的大量岩土工程问题促进了岩土工程科学研究的发展;另一方面,新的理论与技术成果又指导岩土工程建设,推动工程建设向更高质量、更高层次跨越,二者相互促进和发展。作为地基基础技术方面专家,你认为我国目前岩土工程科学特别是地基工程研究特点是什么?未来需要关注的领域和问题是哪些方面?

答:目前岩土工程科学研究的特点和未来需要关注的领域和问题确实是土木工程技术人员十分关心的问题,也是一个十分重要的问题。对岩土工程未来需要关注的领域和问题,2000年我在"21世纪岩土工程发展展望"(岩土工程学报,第2期)一文中作过粗浅的探讨。首先,我认为岩土工程的发展需要综合考虑岩土工程研究对象的特性、工程建设对岩土工程发展的要求和相关学科发展对岩土工程的影响。然后,在这基础上考虑应关注的领域和相关研究问题。这篇文章经修改、补充后,又刊在由同济大学教授高大钊主编的《岩土工程的回顾与前瞻》(人民交通出版社,2001)一书中。文中提出应关注的领域和相关研究问题这里不重复了。我认为目前岩土工程科学研究的特点也应综合考虑岩土工程研究对象的特性、工程建设对岩土工程发展的要求和相关学科发展对岩土工程的影响。

我认为对岩土工程的发展和岩土工程的研究特点的认识取决于对上述三个方面的综合考虑特别重要。但是人们往往重视上述后两个方面,而对取决于岩土工程研究对象的特性这一点重视不够,理解不深。而对岩土工程研究特点影响最大的恰恰是岩土工程研究对象的特性。不重视岩土工程研究对象的特性,岩土工程研究就会事倍功半,可能得不到合理的研究成果,甚至会使研究工作迷失方向。

土力学学科创始人太沙基晚年似乎更加确信,土力学与其说是科学,不如说是艺术(art),我理解这里艺术(art)不同于一般绘画、书法等艺术,岩土工程分析在很大程度上取决于工程师判断,具有很高的艺术性,岩土工程分析中应将艺术和技术美妙的结合起来。曾国熙教授在给我们讲课时,将解决"土工问题"比喻为中医诊断,并强调在岩土工程分析中要将理论计算、室内外测试成果和工程经验相结合,不能偏废;在讲解岩土工程稳定问题时,再三强调一定要将采用的分析方法,该方法中应用的参数,包括测定方法,以及相应的安全系数统一起来考虑,否则得不到正确结论。周镜院士在《黄文熙讲座》(岩土工程学报,1999,第1期)中谈到经典土力学是基于海相沉积的软粘土和标准砂的室内试验研究成果上形成的。他建议要重视区域性土特性的研究,并通过一工程实例来说明其重要性。这些意见和结论都来自对岩土工程研究对象的特性的深刻认识。

岩土工程研究的主要对象是岩体和土体。它们是自然、历史的产物,不仅区域性和个性强,而且即是在同一场地,同一层土,沿深度、沿水平方向均存在差异。岩石和土体的强度特性、变形特性和渗透特性是通过试验测定的。在室内试验中,原状试样的代表性、取样和制

作试样过程中的对土样的扰动、试验边界条件与现场边界条件的不同等客观原因使室内试验结果与地基中岩土实际性状产生差异,而且这种差异难以定量计算。在室外原位测试中,现场测点的代表性、埋设测试元件对岩土体的扰动、以及测试方法的可靠性等所带来的误差也难以估计。这些决定了岩土工程学科的特性。

岩土工程分析中采用精细的分析方法,包括应用粘弹塑性力学理论,采用精细、复杂的本构模型,应用精确的数值分析方法,仍有可能得到不合理的结论。因为岩土工程研究的对象岩体和土体不仅工程性质复杂,区域性和个性强,而且在地层中分布不均匀,如不能抓住主要矛盾,就可能得不到合理的结论。我认为目前岩土工程分析和岩土工程研究中主要问题是对岩土工程特性重视不够,对岩土工程研究对象—岩体和土体的工程性质了解和重视不够。现在不少研究工作,采用分析方法很精细,但参数选用随意性大,失去了工程实用价值。

另外,还有一个重要问题,在岩土工程中不少概念很模糊,很容易搞错。下面我想通过几个具体问题谈点看法。

在工程勘察报告和一些教科书上常常见到‘土的承载力’。仔细想一想土的承载力这个概念不是很合适,称‘土的承载力’不妥当。地基的承载力不仅与土层分布、各土层土体的抗剪强度有关,而且还与建筑物基础形状、大小和埋深有关。同一场地上条形基础、筏板基础和路堤荷载作用下地基承载力是不相同的。桩基承载力,浅基础承载力,复合地基承载力等等概念似乎要明确一些,不容易搞错。

在工程勘察报告是否需要提供承载力,如何提供承载力值是值得商榷的问题,既然地基承载力不仅与地基土体的抗剪强度有关,在勘察报告的表中简单地列出各层的“地基承载力”值是不妥当的,容易对设计人员产生误导。如果需要工程勘察报告提供地基承载力值,应像有的勘察设计院那样根据工程地质条件,结合具体工程的情况(包括基础形状、大小和埋深等)提供针对每个建(构)筑物的地基承载力值,供设计人员参考。我认为如果工程勘察报告中只提供各层土的工程性质指标,由设计人员根据具体工程自己分析、确定相应的承载力,既有利于提高技术人员岩土工程设计水平,又有利于减少错误。

要完成一项岩土工程设计,一定要对该工程的工程地质条件,特别是各层土的工程性质有一个较好的了解。土的工程性质主要指土的强度特性,变形特性(应力—应变特性)和渗透性。而在这方面我们做得很不够。很难想象只利用直剪试验的成果就能够较好的确定深厚软粘土地基中土的抗剪强度,能够较好分析软粘土地基稳定性。也很难想象根据压缩试验得到的 a_{1-2} 和 E_{1-2} 能较好的估算深厚软粘土地基的沉降。要提高岩土工程的分析和设计水平,一定要加强对土的工程性质的研究和认识。要了解土的工程性质,工程勘察工作很重要。一定要加强工程勘察工作,加大对土工室内外试验的投入,提高对土的工程性质的认识。提高岩土工程分析和设计水平,要加强工程师对岩土工程问题分析判断能力的训练。

问:你是我国岩土工程界自己培养的第一位博士,你在当时为什么选择了此专业做为自己人生事业目标的起点。您工作中的最大乐趣是什么?

答:在中学时,我比较喜欢数学和物理,而且成绩也很好。报考大学时志愿表分一表和二表,共20个志愿。我报的志愿大部分是数学系,力学系,物理系,只有第一表第一志愿填了清华大学土建系。结果被清华大学录取了,学工业与民用建筑专业。在大学学习成绩也

很好,特别力学课学得很不错。材料力学是张福范教授讲授的,结构力学是杨式德教授讲授的。他们都是名教授。材料力学和结构力学我都是“因材施教”对象。毕业后在秦岭山区从事“大三线”建设,主要是修公路,搞“三通一平”。自行设计、施工了几座桥,挺满意。对土坡稳定、挡土墙设计等问题兴趣不大。1978年考研究生,我岳父带我拜访他在浙江大学土木系的一位亲戚蒋祖荫教授。蒋教授说:“我是研究钢筋砼结构的,我们是亲戚,报我不合适。曾国熙教授是当时土木系唯一从国外留学回国的,在软土地基方面研究也很有影响,你报岩土工程较好”。于是我报了岩土工程。我学土木工程、学岩土工程都带有偶然性。到浙大学习岩土工程使我有了一个很好的舞台,有了一位很好的导师,对我的人生道路影响是很大的。我觉得工作中最大的乐趣是发现问题,思考问题,并想法去解决它。解决一个工程问题、发表一篇论文、出版一本书、培养一位学生,应该说都是很高兴的事情。岩土工程中有许多问题值得我们去思考,给我们带来了很多乐趣。发现问题不能解决,通过不断思考、探索,最终解决了,乐趣无穷。岩土工程中有许多问题没有解决,值得我们去思考。如:深厚软粘土地基在荷载作用下,什么是地基的最终沉降?什么是最大沉降?什么是工后沉降?与地基的瞬时沉降,固结沉降,次固结沉降关系如何?上述各种沉降如何计算?它们相互间的关系如何?你关心的是什么沉降?你计算得到的又是什么沉降?又如:在路堤荷载作用下,在筏板荷载作用下,在基坑开挖过程中,地基中土体的抗剪强度是否相同?等于多少,如何确定?又如:杜湖水库已建成30年,为什么至今每年还有1cm左右沉降?等等、等等。

问:你是一位高产的知名学者,出版和发表了大量专著和论文,在土力学、地基处理及复合地基理论、深基坑工程技术研究方面取得了大量研究成果。请您介绍一下在这方面国内研究现状,您们最新研究成果。

答:从1978年到浙江大学学习岩土工程,已有20多年,回顾一下自己走的路,研究领域主要围绕下述三个方面:土塑性力学及土工计算机分析、地基处理及复合地基理论、基坑工程及对周围环境影响。我想就上述三个领域谈谈体会,而不是研究现状,也不是最新的研究成果。要谈研究现状要作较多的调查研究,而我们的最新研究工作可参阅我们近期发表的论文,特别是近期我的学生的学位论文。

我认为岩土工程技术人员掌握土塑性力学的基本理论和土工计算机分析的基本方法是很有必要的。掌握土塑性力学的基本理论,有助于对土的抗剪强度特性、变形特性等土的工程性质的深刻认识,有助于对地基极限承载力、岩土工程稳定性等岩土工程基本问题的深刻认识。如通过对各种屈服准则的学习,有助于加深对莫尔-库伦准则的认识。对稳定材料,在 π 平面上莫尔-库伦准则是各种屈服准则的内包络线。莫尔-库伦准则在岩土工程中得到广泛应用,不仅因为它简单、实用而且具有合理性。岩土工程研究对象土体和岩体无论在材料性上还是在几何分布上都十分复杂,工程分析都要偏安全,因此应用处于内包络线位置的屈服准则是最合理的。我认为莫尔-库伦准则将在岩土工程分析中得到长期应用。这是岩土工程特性决定的。通过学习土工计算机分析,我们可以掌握许多分析方法。但同时应认识到数值分析结果的可靠度离不开土的工程性质指标的合理选用,边界条件的合理模拟,土层分布以及岩土体不均匀性的合理评价。以有限元分析为例,用有限元法分析结构工程中的梁和板的受力分析,分析结果具有很高的可靠度。用有限元法分析岩土工程中的地基在荷载作用下的性状,分析结果的可靠度受边界条件、排水条件、地基中初始应力场、土层分

布及不均匀性、各层土的计算参数等方面模拟和选用的合理性的影响。影响因素很多,各种影响因素的影响程度难以定量估计。因此对岩土工程有限元分析结果的可靠度评价带来困难。将有限元分析应用于岩土工程定性的趋势分析,了解某些变化规律对岩土工程分析还是很有帮助的。在岩土工程分析中要将理论分析、室内外试验研究和工程经验判断相结合。不要企图只通过计算机分析求解岩土工程问题。这也是岩土工程特性决定的。

地基处理方法我认为可以把地基处理方法粗略地分为二类:一类是通过土质改良;一类是形成复合地基,来达到提高地基承载力、减小沉降的目的。近20年来,地基处理技术在我国得到很大发展。我认为目前应重视地基处理技术的综合应用以及地基处理的优化设计。现在大部分设计人员,遇到地基处理工程时,不是不会进行地基处理设计,而是完成的设计是不是属于较合理的设计?是否已进行多方案的比较分析?是否已进行优化?

关于什么是复合地基,至今工程界和学术界还有不少不同的看法。我在《复合地基理论及工程应用》(中国建筑工业出版社,2002)一书中介绍了我和我的学生们10多年来的研究成果。我认为复合地基存在一个从狭义复合地基概念到广义复合地基概念发展的过程。“复合地基”的本质是增强体和土体在荷载作用下共同直接承担荷载。这也是形成复合地基的必要条件。书中首先介绍了广义复合地基的基本理论,然后分析了复合地基与桩基础、浅基础的关系,复合地基与双层地基,复合地基与复合桩基,以及基础刚度对复合地基性状的影响等问题,还分析了复合地基按沉降控制设计和复合地基优化设计计算的思路。复合地基理论和实践中尚有不少问题值得我们去思考、去解决。

说起基坑工程及对周围环境影响,让我想起从事第一个基坑工程围护设计的情况。十多年前厦门一公司委托我做一个围护设计。当时杭州基坑工程极少。我组织了一个由多位教授组成的班子,讨论了几次,完成了设计,但我心中还是很放不下心。这好像也是浙江大学岩土工程研究所做的第一个基坑工程围护设计。只过了十多年,现在从事基坑围护设计的人已经很多了。十多年来,我主持设计的项目应有100多项。主要体会是什么呢?我认为基坑工程围护设计是典型的概念设计,决不能只靠设计软件完成基坑围护设计,最重要的是要具体工程具体分析,要搞清工程地质条件和周围环境条件,要抓住一个个基坑围护的工程主要矛盾,搞好设计。现在完成一个基坑工程设计并不是很难,但要做到优化设计就不容易,特别是合理控制位移,处理好基坑工程对周围环境的影响。

问:清华大学以“厚德载物,自强不息”作为校训,您作为清华学子一直铭记在心,在事业上不断探索,勤奋耕耘,请您以您的人生阅历诠释这一校训的思想内涵。

答:1961年进清华大学学习对我的人生道路影响最大。进清华园最引人注意的二条标语是“清华园—工程师的摇篮”和“争取健康为祖国工作50年”。清华园不仅给了我土木工程的知识,而且告诉我如何去为祖国、为人民工作。清华园七年,我的体重也从80多斤长到120多斤。大学毕业快40年了,老同学见面时,有时也谈起什么是清华精神呢?清华精神对我们有什么影响?我觉得大学生活对青年影响很大,青年人接受大学教育很重要,我非常主张多办一些大学,应该让想读大学的人都有机会上大学。我国高等教育应加强普及。提高是次要的,目前,最主要的是加强普及。

谈起清华精神离不开“厚德载物,自强不息”的校训。我们这一代人,人生阅历是比较丰富的,经历过“大炼钢铁、大跃进”时代,困难时期也挨过饿,经历过“史无前例的文革风云”,

最后赶上了“改革、开放”的好时代。对我个人,则更丰富。1961年进清华大学前是农家的穷孩子,进了清华园成了大学生。毕业后面向基层到秦岭山区搞“大三线”建设。1978年有幸读研究生,1981年获硕士学位,留校任教,1984年获得博士学位。1986年有幸获得德国洪堡奖学金赴 Karlsruhe 大学从事科研工作。1988年春回国,同年升为教授。丰富的人生阅历是宝贵的财富。回想起来,什么是最重要的,值得提倡的。我觉得一是要勤奋;二是要干一行,爱一行;三是要有开拓精神,做一件事,就要努力把它做好。

无论是在学生时代学习,还是在工作岗位工作;无论是在秦岭山区修桥铺路,还是取得博士学位后在高校从事岩土工程教学、科研和技术服务工作;无论是在普通教师的岗位上,还是在系主任的岗位上;无论是一位普通技术人员,还是一位教授。我觉得自己都能自觉、不自觉地做好上述三点。特别是要勤奋,要有开拓精神,要努力把事情做好。

去年在报刊文摘上见到一篇介绍外国人写的讨论知识、能力和品质重要性的小文章。文中说:“知识不如能力,能力不如品质重要。品质中最重要的是自信、勇气和热情。”我常与学生们谈起这篇小文章,并作了适当补充。我认为有知识不等于有能力,而且能力比知识更重要。在大学不仅要努力学习、掌握知识,也要重视能力训练。研究生更应重视能力的训练。但要认识到知识是基础。一个人没有丰富和宽广知识作基础,不可能有很强的能力。因此,应不断学习,与时俱进,而且要拓宽自己的知识面。知识面要广。一个人具有良好的品质很重要,这位外国人认为品质中最重要的是自信、勇气和热情。我认为具有良好的品质有助于你学习,掌握知识,有利于你能力的训练。是否可以说没有好的品质,很难有较强的能力,而且没有好的品质,能力强也不能得到很好发挥。品质确实最为重要,要从小加强品质的修养。要培养自信心,要有勇气去面对困难,面对挫折,面对失败。我认为另外还要学会宽恕,要满腔热情地对待工作,满腔热情地对待人生,满腔热情对待生活。在认识论上要坚持唯物主义。任何时候、任何情况下都不要迷信,不要随波逐流。要有勇气去面对困难,面对挫折,面对失败。要满腔热情地对待工作,满腔热情地对待人生,满腔热情对待生活。

国际隧道协会征文

世界隧道大会暨第31届国际隧道协会大会将于2005年5月7日~12日在土耳其伊斯坦布尔召开。

会议议题包括:隧道、环境和公众;地下结构的规划、研究、开发和设计;岩石和软土隧道开挖技术的新进展;合同管理、筹资和风险分析;地下结构的施工、维护、更新和整修;地下结构的抗震设计;地质与岩土工程调查;隧道和开挖机械;小隧道工程和无槽技术;地基改良和下沉控制;安全。

会议的工作语言是英语、法语和土耳其语。论文摘要(英文)不超过400个单词,应在2004年3月1日前到达会议秘书处。

联系人: Mrs Esin Böge

地址: Yollar Türk Milli Komitesi(土耳其公路协会), Karayollari Genel Müdürlüğü, F - Blok Kat 1, Yücetepe 06100 Ankara, Turkey

电话: +90 312 418 79 05

传真: +90 312 425 82 10