

目 次

论 文

真空预压加固法的发展及工程实录..... 叶柏荣 (1)

一种桩体高压灌浆补强的新方法.....汪丕光, 查统怀, 耿保明 (11)

注浆插筋梳状土钉在支护工程中的应用.....邵锦周 (16)

加筋复合地基桩.....姜志, 张怀中, 温庆博, 介玉新, 李广信 (20)

振冲成槽注浆防水帷幕施工技术.....王宝义, 于力, 张继良, 白学敏, 雷茂辉 (26)

饱和厚砂层地基二次加密的探讨.....丁向南, 康尚炜 (32)

南星桥水厂扩建工程地基的强夯处理实例.....魏新江, 王铁儒, 许云龙 (37)

软弱地基处理方法的抗震研究.....邵力新, 袁平, 谢锐斌 (42)

复合地基中的桩土应力比.....李广信 (47)

形成竖向增强体复合地基的条件.....龚晓南 (48)

夯扩桩小议.....卞守中 (49)

译 文

传导现象从理论到岩土工程实践 (续四)

..... J.K.MITCHELL (50)

真空预压加固法的发展及工程实录

叶柏荣

(交通部第三航务工程局科学研究所 上海 邮编 200032)

[摘要]真空预压加固法是我国在80年代研究、改进、提高、推广的一种软基加固方法。已在300多万平方米软基中应用,取得明显的经济效益和社会效益。本文介绍了该法的机理、工艺、发展及在不同情况下应用的实例,并分析了大家关心的问题。

概述

我国沿海地区软土分布极广,建造于这类地基上的建筑物的成败与造价、工期与质量取决于所采用的加固方法。鉴于已有方法存在的问题,于1980年起开展了真空预压法的研究,并于1983年列入国家科技攻关项目。我们从改进工艺、更新设备、弄清机理、提高效果和推广使用等方面进行了研究。1985年12月通过国家鉴定,获得国家六五科技攻关奖。评语为“经济效益和社会效益明显,填补了国内空白,在真空度和大面积加固方面处于国际领先地位”。1986年列为国家七五新技术重点推广项目,1990年12月通过国家验收,1989年获得中国专利发明创造优秀奖。该法能取得相当于78~92kPa等效荷载,历时40~70天,固结度达80%,承载力提高到3倍,故能满足大多数货场、仓库、道路、一般工业民用建筑的要求。为了满足某些使用荷载大、承载力要求高的建筑的需要,进行了真空—堆载联合预压法的研究。开发了一套先进的工艺和优良的设备,并从理论和实践方面论证了真空和堆载的加固效果是可以叠加的。为加固水下软基,进行了水下真空预压法的研究,开发了一套水下设备和工艺,获得比陆上更好的加固效果。为提高效果和缩短周期,开展了真空—电渗联合加固的研究,发挥了二者各自的优势,其强度为真空预压的2~5倍,工期缩短21%。为适应改革开放的需要,我们将该法移植至含水量为100%以上的超软地基中,开展了超软地基的真空预压法,开发了一套适合于超软地基的施工工艺和设备。为扩大使用范围,我们将该法引伸至吹填粉煤灰等渗透性较大的特种地基中。下面将介绍该法的机理、工艺、发展和应用的工程实例。

工艺和机理

本法系在需要加固的软基中插入竖向排水通道(砂井、袋砂井或塑料排水板),然后将不透气的薄膜铺设在表面砂垫层上,借助射流泵和埋在垫层中的管道,将膜下土体间的空气抽出,形成真空,使土体排水而压密(见图1)。铺膜前,大气压力 P_0 作用于孔隙水上,对土体不起压密作用。铺膜后, P_0 作用于膜上,膜下由于抽气产生真空压力 $-P_v$,使膜下压力降至 P_1 ($P_1 = P_0 - P_v$),膜内外存在压差 $P_0 - P_1$,使膜紧贴垫层。也由于土体与垫层和砂井间的压

* 收稿日期:1994年10月

差,发生渗流,使孔隙水压力降低,有效应力增加,土体固结,强度增长。该法的实质是在总应力基本不变的情况下,孔隙水压力降低,有效应力增加。

我们建立了固结模型,由模型可知,土体在正负压作用下只是初始条件和边界条件不同,应力转换过程完全相同,因此仍可用太沙基固结方程和比奥固结理论求解。抽真空前后,土体中有效应力的分布见图2。图中阴影部分为有效应力随深度的分布情况。

发展

为了提高加固效果,缩短工期和扩大使用范围,我们在真空预压的基础上,开发了以下的研究,并将其用于实际工程中。

1. 真空—堆载联合预压法

本法系真空预压和堆载预压两种方法组合而成。先按真空预压的工艺要求,铺膜、埋管、挖沟,当膜下真空度稳定后,即可按堆载预压的工艺要求,在薄膜上堆载。该法可增大压差,并将大气压力和堆载荷载变为有效应力,从而加速了土体中水的排出,加大了土体的压密率,使强度进一步提高,沉降进一步消除。

2. 水下真空预压法

本法系在水下进行,故必须考虑水位的涨落,波浪水流的冲刷和水的压力,应选取合适的工艺和设备。该法可获得比陆上真空更好的加固效果(见图3)。抽气前,泥面处的孔隙水压力为 $u = P_0 + \gamma_w h$,抽气后, $u = P_0$ 。孔隙水压力减小 $\Delta u = P_0 + \gamma_w h - P_0$,有效应力增加 $\Delta \sigma' = \Delta u$,即较陆上真空预压增大 $\gamma_w h$ 的应力。

3. 真空—电渗联合加固法

本法系真空和电渗两种方法组合而成,由于电渗系数大于水力渗透系数,故在真空和电渗作用下,可加速土体中水份的排出,并产生一系列物理化学反应和离子交换,改变土的结构,使加固后的强度更高,所需的时间缩短。

4. 超软地基的真空预压法

为增加陆域,四周筑堤、中间吹填浮泥的围海造陆方法是经济有效的,浮泥含水量极高,

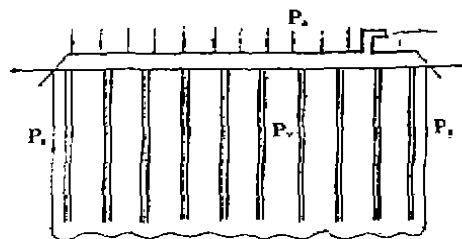


图1 真空预压示意图

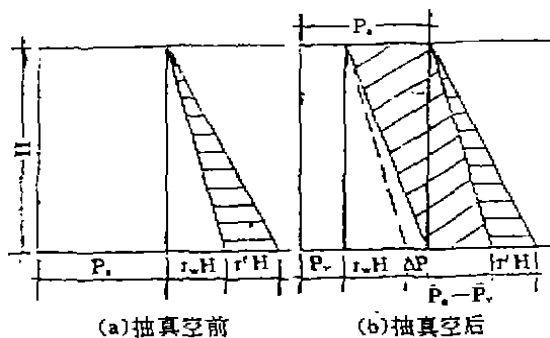


图2 抽真空前后土体中有效应力分布

P_0 —大气压, γ_w —水重度;
 H —高度, P_v —管路中真空压力;
 γ' —土的有效重度; ΔP —真空度在砂井中的损耗

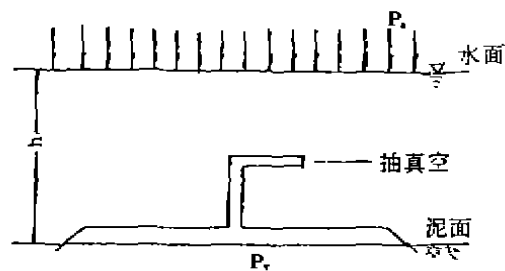


图3 水下抽真空受力示意图

可达300%以上,强度为零,称为超软地基。处理方法为首先创造条件使人和设备能进入现场工作,其次是填筑围堤,将场地分块进行真空预压,通过现场多方案的试验比较,选定荆笆砂石垫层法进行表层处理,使设备和汽车上去再进行真空预压。也可以土工织物代替荆笆。

5. 特种条件下的真空预压法

工程中经常遇到表面复盖着一定厚度的渗透性高、气密性差的砂层,有时在加固区内和加固区外侧埋有漏水、漏气的管道和防空洞、地下室,为变废为宝,有时在表层吹填粉煤灰等以达到标高。对这样特种条件下的软土地基进行真空预压时,除表面复盖气密性密封膜,使被加固土体表面与大气隔绝外,还需在加固土体四周制造密封帷幕,以获得所需的真空度。帷幕由粘性土深层搅拌法或水泥系深层搅拌法形成。

工程实例

1. 天津港四港池后方堆场真空预压加固

地质情况为表层有2m厚的亚砂土层,局部为亚粘土层。下为16m厚的淤泥粘土层,属软塑~可塑状。 $\gamma=17.6\text{kN/m}^3$; $\omega=49.3\%$; $e=1.32$; $I_p=25.8$; $I_L=1.04$; $C_v=5\text{kPa}$; $\varphi_u=0$; $C_{\alpha u}=1.2\text{kPa}$; $\varphi_{\alpha u}=16.7^\circ$ 。再下为3m厚的亚粘土层和2m厚的亚砂土层。

先将其分成4个 $50\times 60\text{m}^2$ 的加固区,二区间距为8m,插入间距为1.3m,长10m的 $\Phi 7\text{cm}$ 袋砂井,每区用一块薄膜覆盖,进行抽气。效果如下:

(1)真空度—实测资料见图4,抽气3天,膜下真空度达600~700mmHg柱,中心和四角的真空度分布均匀,真空度在袋砂井中的衰减为每m 1~2%。

(2)地面沉降和固结时间——见图4,预压40~70天,沉降达60~68cm,固结度为80~90%,回弹量为1~3.5cm。沉降速率和固结度随着砂井间距的缩小而增大。沉降量随着加固面积的增加而增大。从图5看出,沉降较均匀,影响范围较大,预压区外侧10m的沉降为39.7cm,预压区之间的沉降为预压区相邻点沉降的90%。

(3)深层沉降和砂井长度的影响—砂井起着传递真空度和排水的作用,实测知沉降大部分发生在砂井范围内,占总量的74%,为消除更多的沉降量,砂井需加长。

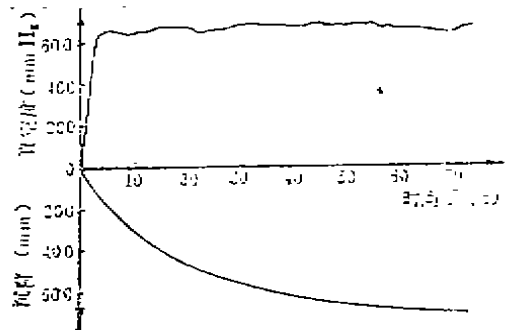


图4 真空度、沉降量、时间关系

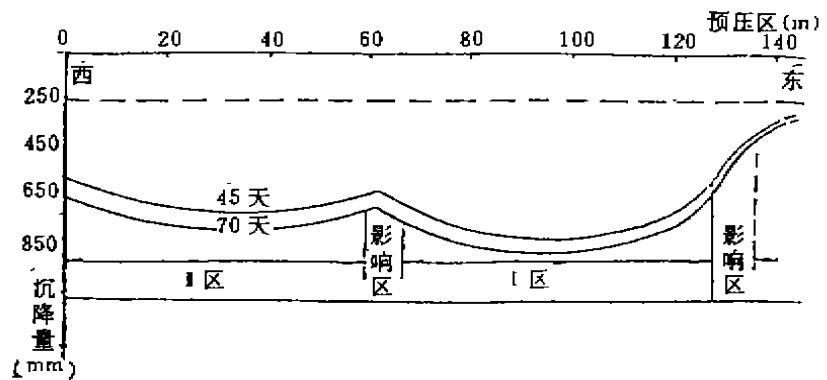


图5 沉降分布图

(4)水平变形和对周围的影响——抽真空时,孔隙水压力降低,在水平方向增加了一个向负压区的压力,土体产生向着预压区的水平变形,不会引起地基破坏,故真空压力可一次加上,从而节省加荷时间。但在加固区外侧有大小不等的裂缝,范围为5~10m。

(5)孔隙水压力和地下水位——孔隙水压力随着真空度的增高而减小,其速率与真空度增高的快慢成正比。加固区内的地下水位下降6m,区外水位成漏斗状。

(6)土的强度和物理性指标——砂井范围内十字板和旁压强度增长1倍以上,其下略小。含水量降低5%,容重提高8%,孔隙比降低15%。

(7)承载力和形变模量——从表1可知容许承载力提高2倍,形变模量提高2~6倍。

加固前后的容许承载力和形变模量 表1

项目	0.5m ² 载荷板						4m ² 载荷板					
	加固前		加固后				加固前		加固后			
			真空预压		堆载预压				真空预压		堆载预压	
容许承载力[R](kPa)	$P_{a.02}$ 74	$P_u/2$ 83	$P_{a.02}$ 221	$P_u/2$ 227	$P_{a.02}$ 104	$P_{a.02}$ 55	$P_u/2$ 33.4	$P_{a.02}$ 222	$P_u/2$ 120	$P_{a.02}$ 140	$P_u/2$ 77	
形变模量 E(kPa)	2890	2890	2620	8630	3900	2150	2610	8670	18740	5470	7010	

注: $P_{a.02}$ ——沉降相应于载荷板0.02倍边长时对应的荷载;

P_u ——极限荷载。

2. 天津港烤漆车间真空—堆载联合预压加固

地质情况为表层有3m人工回填和吹填土,下为14m厚的淤泥及淤泥质粘土和淤泥质亚粘土,属流塑状。 $\gamma=16\sim17.6\text{kN/m}^3$, $\omega=44\sim59\%$, $e=1.24\sim1.72$, $I_p=18\sim24$, $I_L=1.3\sim1.56$, $C_u=7\sim10\text{kPa}$, $\varphi_u=0$, $C_v=2\sim10\text{kPa}$, $\varphi_{cv}=13\sim18.5^\circ$ 。再下为亚粘土层。

该区面积为46.5×54m²,插入间距为1.5m,长10m的 $\Phi 7\text{cm}$ 袋砂井,先抽真空,稳定后加上堆载。效果如下:

(1)真空度——实测资料见图6,当真空度稳定后,加上堆载,真空度没有变化,从而为二者联合作用创造了条件

(2)地面沉降——由图6和表2可知,在真空预压区堆载,可使地基进一步压密,二者的效果是可以叠加的。

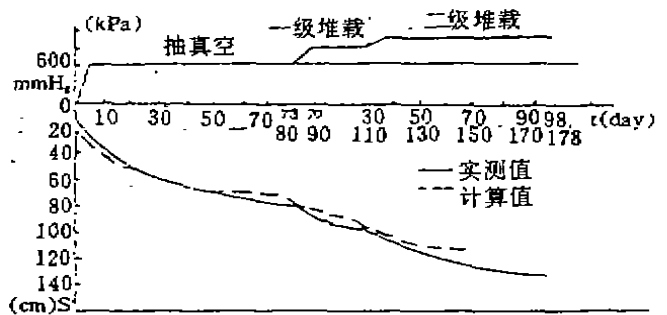


图6 真空度—沉降—时间关系曲线

真空—堆载联合预压时的实测沉降量

表 2

序号	真空度 mmHg	堆 载 kPa	总沉降量 cm	真空的沉降量 cm	堆载的沉降量 cm
1	610	53.9	131.2	77.7	53.5
2	610	40	65	45.5	19.5
3	540	49	98.8	51.7	47.1

注:序号 2、3 系其他二个工程的情况

(3)水平变形——实测资料见图 7,联合预压时,土体向着预压区变形,故当地面变形相同,土体密实度较其它方法为高。本法 54cm 地面沉降量获得的密实度与其它方法 86cm 沉降量同。

(4)十字板强度——实测资料见表 3,砂井范围内提高 1~2 倍。

(5)承载力和形变模量——从表 4 知,真空预压后,承载力提高 1.8 倍,联合预压后,提高 2.3 倍,形变模量与此类似。

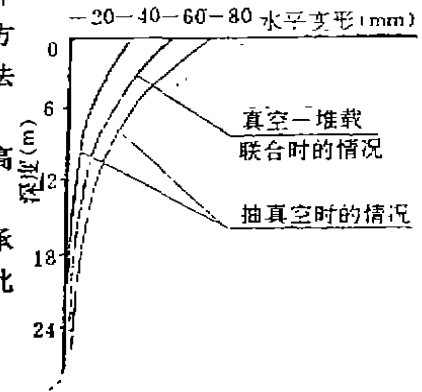


图 7 侧向变形随深度变化

各土层十字板强度增长情况

表 3

项目 深度(m)	加固前 kPa	真空预压后 kPa	联合预压后 kPa	备注
2.0~5.8	12	28	40	
5.8~10.0	15	27	36	
10.0~15.0	23	28	33	

加固前后的允许承载力和形变模量

表 4

项目	0.5m			6.76m		
	加固前	真空后	联合后	加固前	真空后	联合后
允许承载力[R]kPa	74	/	250	60	168	200
形变模量 E kPa	2890	/	10000	2340	6540	8070

注:[R]——沉降相应于荷载板 0.02 倍边长时对应的荷载

(6)堆载检验——在联合预压过的加固区,进行了底面积为 $47 \times 47 \text{m}^2$,顶面积为 $30.9 \times 30.9 \text{m}^2$ 堆高为 8.05m 的大型堆载检验,从图 8 实测资料可知,荷载 $\leq 132.3 \text{kPa}$ 时, K 值相似,为直线变化,坡度很平, $> 132.3 \text{kPa}$ 时, K 值迅速增大,该时土中出现塑性变形区,故定

该级为等效荷载,其值等于真空预压 78.4kPa 和堆载 53.9kPa 之和,二者的加固效果可以叠加。

3. 天津港东突堤超软地基的真空预压加固

该超软地基系吹填而成,厚 4m,为淤泥。 $\gamma = 16.3\text{kN/m}^3$ 最小为 14.2kN/m^3 ; $\omega = 67.7\%$, 最大为 97.4% ; $e = 1.82$, 最大为 2.63 ; $I_p > 24$; $C_u = 3.99\text{kPa}$, 最小为 0.16kPa 。其下为厚 16m 的软土,系淤泥和淤泥质粘性土。 $\gamma = 16.7 \sim 18.4\text{kN/m}^3$, $\omega = 37.6 \sim 58.4\%$, $e = 1.04 \sim 1.58$, $I_p = 13.7 \sim 27.6$, $C_u = 7.7 \sim 24.1\text{kPa}$, $\varphi_u = 0$ 。再下为亚粘土。

该区面积 48 万 m^2 ,系国际招标工程,加固主方案系堆载预压法,后以真空预压和真空—堆载联合预压法方案中标。在加固前,首先采取荆笆砂石垫层法进行表层处理,其次将场地分块进行加固,插入间距为 1.3m,长 20m 的塑料排水板,部分塑料板长达 25m。为提高加固效果,最大单块加固面积已达 3 万 m^2 。效果如下:

(1)真空度——抽真空 1 周真空度达 700mmHg 柱,真空压力在塑料板内的分布情况见图 9,地表下 20m 处塑料板内的真空度约 650mmHg 柱,换算成真空压力为 85kPa。由此可知,现用的塑料板能将真空压力传至很深处。

(2)地面沉降——实测为 222.8cm。其中铺设垫层时沉降 28cm,打设塑料板时沉降 79.8cm,预压时沉降 115.0cm。故在计算工程量时三者都要考虑。

(3)深层沉降——实测预压时的沉降随深度变化,可知采用通水量为 $25\text{cm}^3/\text{s}$ 的塑料排水板,有效加固深度达 20m 以上。真空预压中的抽真空与真空抽水不同,并不是通过在排水通道中形成水头差来吸水,而是靠排水通道的传递真空作用,在地基中的孔隙水中造成水头差而产生渗流,使孔隙水流入排水通道,由排水口溢出,无需用动力抽出。因此,当井阻很小时,真空固结可发生在任意深度,而真空抽水的极限深度为 10m。

(4)水平变形——实测资料表明在真空预压区和真空—堆载联合预压区,土体都产生向着预压区的水平变形。其值在预压区中间较小,边缘最大。假定体积不变,则水平变形对实测沉降的影响为

$$S_v = \sum S_h \cdot H \cdot C/A$$

式中: S_v ——由水平变形引起的垂直沉降, m

S_h ——任一土层的水平变形, m

H ——任一土层厚度, m

C ——预压加固区周长, m

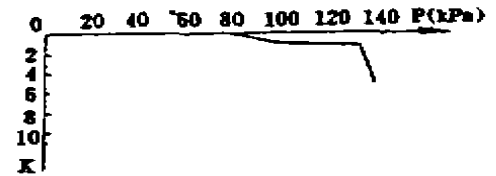


图 8 各级检验荷载下的 $K-P$ 关系的线

$$K = \frac{S_2 - S_1}{\lg t_2 - \lg t_1}$$

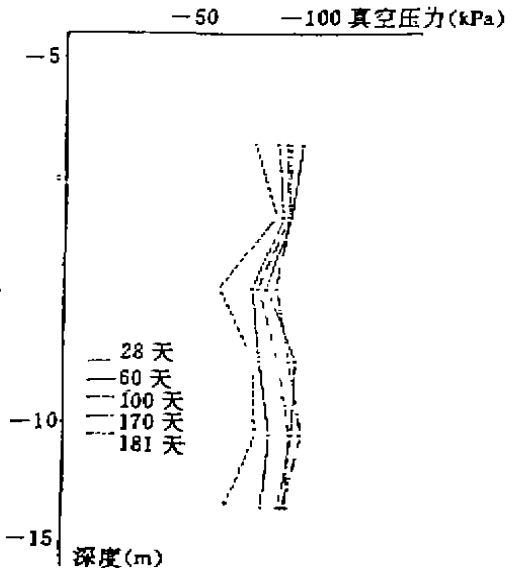


图 9 真空压力沿排水板深度内分布曲线

A——预压加固区面积, m^2

(5) 孔隙水压力——根据试验区 69 个孔隙水压力实测值反算固结系数 C_v , 获得各软土层的 C_v 值为 $0.581 \sim 1.753 \times 10^{-3} cm^2/s$, 从而使设计更符合实际情况。算出吹填超软土层的固结度在 87.7% 以上, 满足验收标准。

(6) 土的物理和力学性指标——超软土层的十字板强度增长 5~23 倍。含水量降低 26%, 表层容重提高 13%, 孔隙比降低 19%~32%。由此可见土越软, 效果越好。

(7) 堆载检验——加固后, 以使用荷载量进行检验, 其沉降量为 0~5.74cm, 满足标书要求。

4. 特种条件下的真空预压法

4.1 上海脑研所试验楼真空预压加固

拟建大楼场地周围环境复杂, 南侧 10m 处有需保护的危房, 北侧有绿化保护对象樟树, 西侧为文物保护区, 东侧沿边线地表 1.5m 下为防空洞, 场区有暗浜、残留构筑物 and 管道。加固区表层为 1m 左右填土, 下为 1.3m 的粉质粘土、3.9m 的淤泥质粉质粘土、9.05m 淤泥质粘土和粉质粘土, 物理力学指标见表 5。

该区面积为 $51 \times 36m^2$, 由南楼(4层), 北楼(6层), 连接楼(4层)组成, 彼此间不设沉降缝, 在同一薄膜下进行真空预压, 为减少各楼在使用期的差异沉降, 故采用不同深度和间距的塑料排水板, 计北楼板深 17m, 间距 1.2m, 南楼板深 15m, 间距 1.8m, 在暗浜区插入 3m 深的加密板。鉴于防空洞和管道使加固区与大气相通, 故在该区采用 $\phi 50cm$, $L500cm$ 的粉喷桩形成密封帷幕, 以保证气密性。效果如下:

(1) 真空度——采用粉喷桩后, 真空压力从 16kPa 变为 88kPa, 由此可知密封帷幕的作用。

(2) 地面沉降——实测南楼加固区沉 51.8cm, 北楼沉 56.9cm, 虽然在同一薄膜下, 由于塑料板深度、间距不同, 故沉降也不同, 房子建成后, 南楼、北楼虽高度不同, 但沉降相近, 为 3cm。

(3) 孔隙水压力和地下水位——埋于地下 5m 和 9m 的孔压仪测出超静水压力为 -60kPa 和 -50kPa。水位观测表明粉喷桩外侧的地下水位高于内侧, 说明隔水防渗效果很好。

(4) 土的物理力学特性指标——见表 5。加固后均有明显改善。

加固前后各土层主要物理力学性质成果对比表

表 5

层序	地层名称	含水量 ω (%)	重度 γ kN/m^3	比重	孔隙比 e	内摩擦角 φ	内聚力 C kPa	压缩系数 $0.01 \sim 0.02$ MPa	压缩模量 E_s $0.01 \sim 0.02$ MPa
二层	粉质粘土	32.5	18.7	2.72	0.928	21.7	7.0	0.324	5.0
		30.7	18.1	2.73	1.09	9.0	14	0.542	4.1
三层	淤泥质粉质粘土	38.9	18.1	2.73	1.102	17.4	10.1	0.432	5.03
		43.4	17.8	2.73	1.20	14.5	3.0	0.585	8.9
四层	淤泥质粘土	44.5	17.8	2.74	1.233	13.4	9.6	0.67	3.37
		53.3	17.0	2.75	1.48	7.4	10.0	0.994	2.65

说明: 表中数据为土样平均值, 分子为加固后, 分母为加固前

(5)承载力——实测加固后的允许承载力,南楼为145kPa,北楼为150kPa,满足设计要求。

4.2 济南遥墙机场真空预压加固

场区地表为黄河决口冲积粉砂,下为松软的亚粘土和轻亚粘土互层,有明显的触变性,再下为淤泥和淤泥质粘土,未完全固结,物理力学指标见表6。其特点是表面为渗透性大的粉砂所覆盖,淤泥和淤泥质粘土埋藏较深,轻亚粘土渗水量较大。为取得应有效果,在加固区周边静砂层中输入粘土浆,搅拌均匀,形成厚度为120cm的连续柔性密封帷幕,并增加了抽真空装置。

经过现场试验对比,决定在跑道区采用真空预压。该区面积为 $2600 \times 60\text{m}^2$,插入间距1.3m,深12m的塑料排水板。效果如下:

- (1)真空度——采取上述措施后,真空压力一直稳定在80kPa以上,塑料板内和土层内的真空压力分布见图10,可见传布较深。
- (2)地面沉降——实测值为35.4cm,达到消除变形,完成95%固结度及弯沉盆直径100m,盆底弯沉量不大于2.5cm的要求,塑料板以下的沉降量为5.1cm。
- (3)孔隙水压力——实测土层中的孔隙水压力下降60~65kPa,其值随真空度的升降而变。
- (4)土的物理力学性指标——见表6。加固后的指标达到了预期目的。

真空预压加固前后室内物理力学指标变化

表6

土层编号	标高(m)	土层名称	含水量 $w(\%)$			单位容重 $\gamma = \text{kN/m}^3$			孔隙比 e			三轴快剪 $C_u(\text{kPa})$		
			加固前	加固后	增量%	加固前	加固后	增量%	加固前	加固后	增量%	加固前	加固后	增量%
一	21.629 18.629	粉砂	20.80	27.24	3.1	19.2	19.5	1.6	0.73	0.71	2.7			
二	18.629	亚粘土	28.950	26.93	7.0	19.5	19.7	1.0	0.78	0.73	6.4	58.50	105.3	80.0
三	14.129	轻亚粘土	26.900	24.74	8.0	19.1	19.6	2.6	0.73	0.69	5.5		94.75	
四	10.129	淤泥质粘土	48.700	41.23	15.30	17.2	17.7	2.9	1.40	1.30	7.1	34.95	48.38	41.3
五	1.6290	亚粘土	26.360	25.62	3.600	19.8	20.0	4.0	0.70	0.69	1.4	66.85	68.36	2.30

4.3 上海罗泾港吹填粉煤灰真空预压加固

表层为厚4m的水灰比为7:1的吹填粉煤灰,下有12m厚淤泥质粘土,物理力学性指标见表8。其特点为粉煤灰透气透水,呈泥浆状;淤泥质粘土强度低,压缩性大。为取得应有

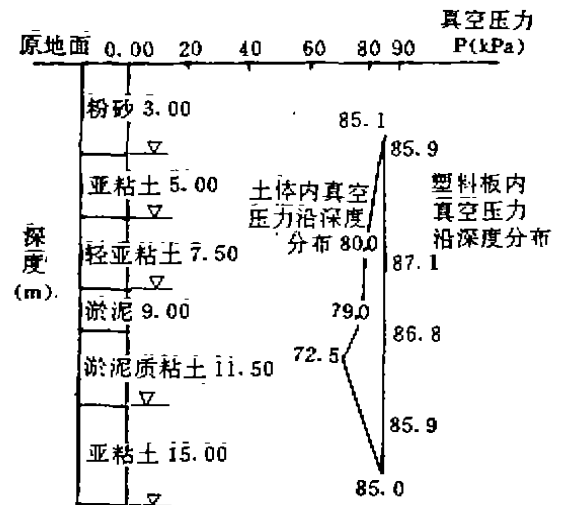


图10 真空压力沿深度分布图

效果,在加固区周边设深5~5.5m、 $\phi 50\text{cm}$ 的搅拌桩形成密封帷幕,以保证气密性。加固区插入间距1.1m深16m的塑料排水板。效果如下:

(1)真空度——采取措施后真空压力平均为80kPa,由于停电较多,故真空上下波动较大。

(2)沉降——地面沉降为60.7cm,分层沉降见表7,该法对粉煤灰的压缩是很明显的。

(3)土的物理力学性指标——见表8。加固前后粉煤灰的十字板强度从20kPa变为37kPa。

分层沉降 表7

土名	层厚(m)	沉降量(cm)	单位压缩量(cm/m)
粉煤灰	4.4	29.6	6.73
亚砂土、亚粘土	5.6	12.8	2.28
淤泥质粘土	12.0	16.2	1.35
粘土		2.1	
累计沉降量(cm)	/	60.7	

加固前后土的物理力学特征对比

表8

土工指标 土名	含水量%		重度 kN/m^3		孔隙比		压缩系数		压缩模量		内摩擦角		内聚力	
	加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后
粉煤灰	43.2	35.2	15.7	17.2	1.470	1.158	0.20	0.17	12.4	14.84				
亚砂土、亚粘土	30.6	27.5	19.1	19.3	0.846	0.791	0.25	0.21	7.15	8.97	20	23	2.0	2.0
淤泥质粘土	49.5	45.5	17.2	17.5	1.391	1.285	1.19	0.86	2.13	2.70	7	6	8.0	9.0
粉砂(砂质粉土)	22.7	27.8	18.9	18.5	0.916	0.899	0.17	0.18	9.99	9.94	22	23	2.0	3.0

(4)承载力——荷载板面积 $3 \times 3\text{m}^2$,对应于0.01b沉降的荷载为129kPa作为允许承载力。

5. 新港漫滩上的水下真空预压

该区低潮时泥面露出,高潮时水深3m以上,为厚16m的软土, $\gamma=17.5\text{kN/m}^3$, $\omega=48\%$, $e=1.31$,下为亚粘土。实测膜下真空度达600mmHg柱,抽气64天,平均沉降量73.7cm,大于陆上类似工程。为取得好的效果,需注意以下几点:(1)软基表面应铺填特制的透水性好又不易冲走的土工织物,以替代砂垫层。(2)密封膜要加强,以防水流冲刷碰撞而破坏。(3)要有专门的铺膜和密封设备,多层薄膜间需抽真空。(4)抽真空设备应放入水中,避免水位涨落影响效果。

结语

1. 本法具有工艺简单、操作方便、效果好、单价低、无振动、无污染等优点,是一种较好的软基加固方法。
2. 本法适用于能在加固区形成(包括采取措施后形成)稳定负压边界条件的软土地基。
3. 本法已用于港口、石油、化工、建筑、公用事业、道路和机场等部门的软基中,取得好的效果。

参考文献

- (1)W Kjellman, Consolidation of Clay Soil by Means of Atmospheric Pressure. Proc conference on soil stabilization M. I. T. 1952.
- (2)交通部一航局等编著,真空预压加固软土地基(论文汇编)1986.

- (3)叶柏荣、唐羿生、陆舜英、袋装砂井—真空预压法在天津新港的应用,第四届全国土力学及基础工程会议论文集,1983.
- (4)叶柏荣、真空预压加固法的研究与发展,第五届全国土力学及基础工程会议论文集,1987.
- (5)叶柏荣、尚世佐、丁桂清.真空—堆载联合预压法加固软土地基.第六届全国土力学及基础工程会议论文集,1991.
- (6)柴长清、唐敏、刘翼熊,超软基深层加固技术,1991.
- (7)马菲云,真空—电渗法联合加固软基模型试验报告,1989.
- (8)杨国强、李卫、张欣,济南遥墙机场软基加固技术总结,1991.
- (9)丁桂清,真空预压加固上海脑研所试验楼软基,1992.
- (10)王宏太、刘洪林、真空预压加固上海罗经港湿排粉煤灰软基,1993.

第四届全国地基处理学术讨论会 将在广东肇庆召开

中国土木工程学会土力学及基础工程学会第四届地基处理学术讨论会定于1995年12月5日至9日(4日报到)在广东省肇庆市松涛宾馆举行。

会议负责人:浙江大学土木工程学系教授龚晓南博士

一种桩体高压灌浆补强的新方法

汪丕光 查统怀 耿保明

(江苏地质基础工程公司 镇江 212111)

[摘要]本文用一个桩基工程的高压灌浆补强实例,对灌浆工艺技术机理与应用提出探讨。

工程概况

江苏某地一幢高层建筑,主楼28层,基础为桩基础。由60余根桩径不同,桩长不等的大口径人工挖孔扩底桩组成。桩尖置入中等风化的泥质砂岩中。桩体混凝土标号C23,单桩承载力以端承力为主,故为嵌岩端承桩。

人工挖孔桩桩长一般26~27m,桩径1800~2300mm。扩底部分桩直径在上部桩径基础上增加800mm。

1991年底桩基混凝土灌注施工中,先期灌注的混凝土由于没有严格执行挖孔桩混凝土灌注的规程规范,出现质量事故。经在桩体上小口径钻孔取芯表明,个别桩段混凝土固结差。质地不均匀且结构疏松,局段岩心呈松散状,手搓即碎。桩体混凝土强度不能满足设计要求,单桩承载力受到较大影响。质地差的桩段大多在16m以下至桩底。而且几根差的桩,集中在主楼的一角,荷载亦较大。当时基坑已开挖,地下室底板即将灌注。面对这样的情况,怎么办?后经有关专家反复研究论证,决定对55°、60°、63°、64°桩进行桩体高压灌浆补强处理。

桩体补强技术方案及施工工艺

(一)技术方案

采用在桩体上直接凿孔补强法。用3.5~4MPa的灌浆压力将渗透性强的标号水泥浆液压入。水泥浆液中加入适量水玻璃,以加速浆液凝固。高压浆液灌入桩体后,可渗透到孔隙中,并对混凝土粗骨料再行胶结,提高混凝土标号和桩体整体强度。

为达到预期补强效果采用逐孔灌浆。每个灌浆孔持续高压全孔段灌浆。防止应补浆液地段得不到补强。灌浆量不控制,以“高压吃饱”为原则。此外每根桩有部分灌浆钻孔打穿桩底,使浆液渗流到桩底或桩侧壁,直接增加桩的承载力。根据工勘报告,桩周土层有12m左右的淤泥质粉质粘土。灌浆的效果预计是好的。

(二)施工工艺

1. 灌浆孔的布设

为使浆液渗透扩散均匀,桩体各个部位得到补强,在每根桩上布设4个小口径灌浆孔,钻孔口径75~130mm。除原有5根桩上8个小口径取样检查孔(已打穿桩底)要利用作为灌

* 收稿日期: 1993.6

浆孔外,还需增打12个灌浆孔。孔深不超过桩长,控制在25m左右。同一根桩上灌浆孔孔距大于50cm,灌浆孔距桩壁距离大于40cm,详见桩位平面图。如图1所示。

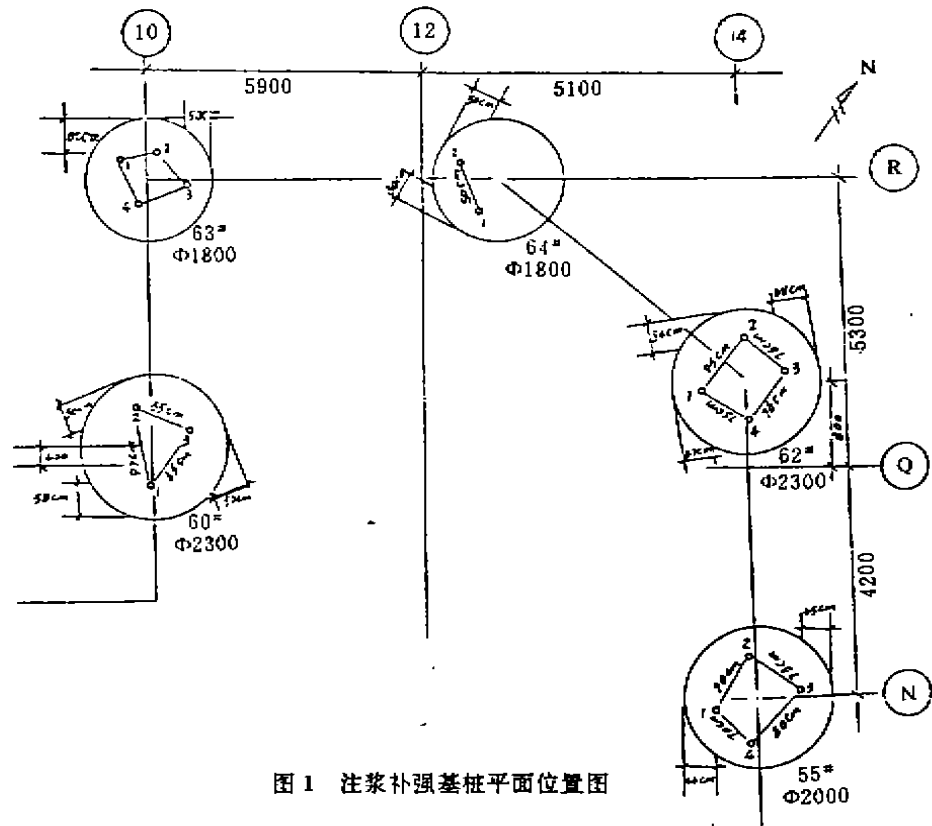


图1 注浆补强基桩平面位置图

2. 灌浆压力与孔口密封

小口径钻孔灌浆,灌浆量和灌浆压力呈正比关系,高压持续灌浆尽可能地压入浆液。施工中采用BW250/50高压泥浆泵。浆压高值要求达到3.5~4MPa,实际施工时浆压高值已达到5~6MPa,瞬间峰值达到7~8MPa。

为使孔内浆压稳定并逐步上升,每个灌浆孔孔口设置长2~3m的孔口管,并用标号较高的水泥砂浆固牢。在孔口套管上装置一逆止阀,迫使浆液在浆管内通过逆止阀进入孔内,而不能逆流。又在套管口上装置一个密封压盖,使浆液无法上涌外溢。详见图2。当浆液充满全孔后,浆压便逐步抬升。实际施工中孔内浆压呈跳跃式上升。压力值上升趋势中有短时间回落,正表明单位时间内桩体吃浆量不等。

每个孔的逆止阀及孔口密封装置,灌浆结束后,不再拆卸,以防止浆压从孔口释放。

3. 浆液配方与浆液强度

浆材

(1)水泥:525普硅水泥 (2)水玻璃:40Be (3)减水剂:AF型 (4)水:自来水

浆液配比:

水泥:水:水玻璃:减水剂=100:50:2:0.6

经检验,初凝时间为8小时55分,终凝时间为15小时55分。试块抗压强度,标准养护

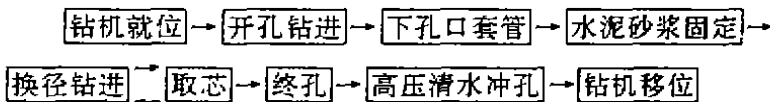
下为 19.0MPa, 蒸煮 10 小时抗压强度为 15.7MPa。

施工中采用此配比, 其强度在试块成型养护 24 小时后进行 100℃ 10 小时蒸养, 强度仍达到 15.7MPa, 而蒸养强度仅相当于 28 天龄期强度的 80~85%, 完全满足浆液强度 150# 的要求。

浆液在每个孔灌浆前现场搅拌, 加料的次序是先加水, 再加水泥, 再加减水剂, 最后加水玻璃, 搅拌均匀, 每盘浆液严格按配比定量配制。现场用大铁罐或数个汽油桶存放一定量浆液。做到灌浆时连续供浆。灌浆过程中尽量少停泵待浆次数和停泵时间。

4. 施工工艺流程

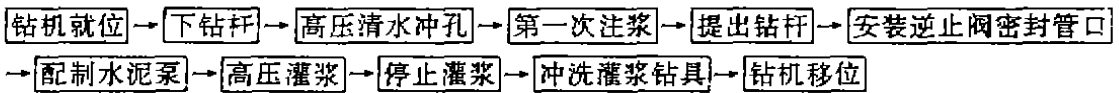
凿孔工艺流程:



小口径钻孔可用金刚石钻头或合金钻头施工。开孔口径 $\phi 130$, 终孔 $\phi 75$ 。钻机采用 XY-4 型、XU-300 型及 100 型钻机各一台。

一根桩上 4 个灌浆孔打完, 要逐孔进行高压清水冲孔清查。此时可检查各孔间的连通性, 以便决定灌浆的次序。

灌浆工艺流程:



孔口密封前的注浆是使浆液充满灌浆孔和灌浆管, 排除孔内的水和空气。

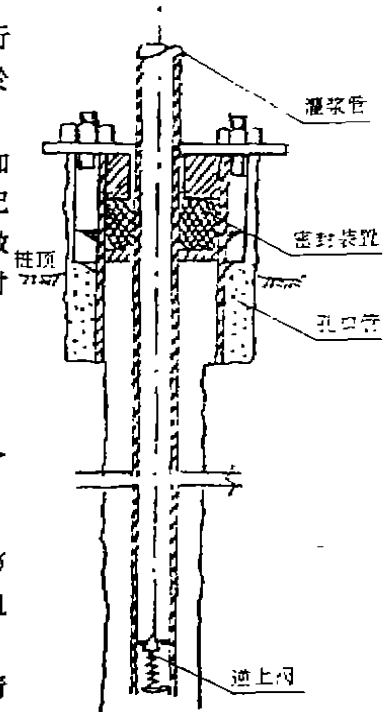


图 2

施工情况

5 根桩各灌浆孔仅用 17 天时间圆满完成。各桩灌浆量见表 1。

桩体灌浆补强一览表

表 1

桩号	桩径 (mm)	桩长 (m)	灌浆孔号	灌浆孔径 (mm)	灌浆次数	灌浆孔深 m	灌浆累计时间 分/月.日	灌浆压力 (MPa)	灌浆量 (kg)	备注
55#	2000	26.0	1	130	3	25.39	222/11.17	3~4.5 最大 7	3814.9	2 与 4 孔 连通
			3	91	3					
			2 与 4		6					
60#	2300	26.0	1	130	7	25.50	180/11.21	1~4 最大 5	3204.6	
			2	75	2					
			3		2					
62#	2300	26.0	1 与 2	130	7	24.30	168/11.21	1.5~2.5 最大 8	2823.1	1 与 2 孔 与 4 孔 连通
			3 与 4	91	5					

63°	1800	26.0	1	130 75	1	25.40	140/11.15	1~3 最大 5	2365.3
			2		1				
			3		3				
			4		2				
64°	1800	26.0	1	130 75	7	26.13	122/11.22	2~3.5 最大 7	2899.4
			2		3				

效果与评价

(一) 浆材配比严格浆液质量好

本工程采用的浆液配比,是经质量检测中心提出的初凝时间和试块标养、蒸养强度资料后可应用于施工中的。在施工中,每盘浆液配比严格按配方执行,准确计量。故浆液强度高可灌性好,各项性能指标满足设计要求。现场制作的浆液试块,7天抗压强度为16.6MPa,28天抗压强度为19.3MPa。

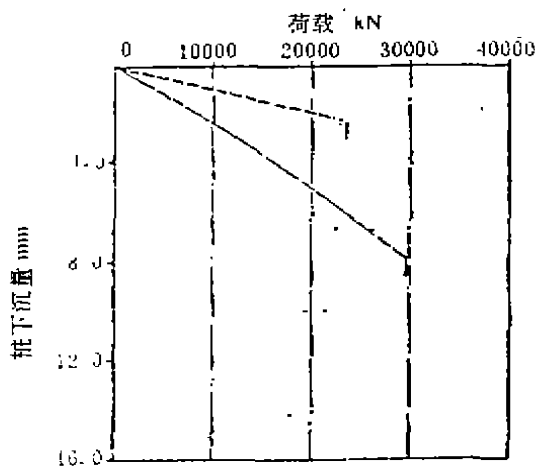


图3 桩号62°

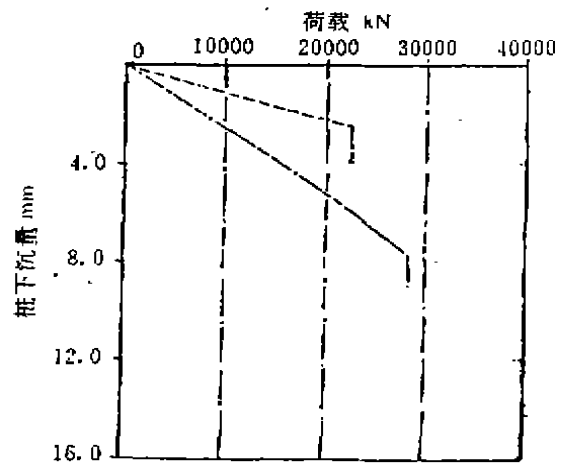


图4 桩号55°

(二) 采用逆止阀高压灌浆灌浆量大

施工中采用逆止阀,迫使浆液无法回流。又采用管密封装置,使浆压持续上升,一次又一次出现峰值。一孔多次灌浆,压力峰值在5MPa以上,甚至达7~8MPa。表明孔内压力很大。

从各桩吃浆量来看,5根桩平均单桩吃浆量达3021.46kg。桩体完整性较差的55°、60°桩吃浆量明显较大,分别达到3814.9kg和3204.6kg。桩体中下部及桩底得到较多补强,混凝土强度有所提高,极有利于端承力的发挥。

在施工中还发现,62°、63°、64°桩浆液渗透到侧壁土体中,浆液从挖孔护壁外缘溢出。无疑对桩侧摩阻力的发挥起积极作用。

(三) PDA大能量动测单桩承载力显著提高

1992年12月5日对55°、62°灌浆补强桩进行了PDA大能量动测。如图3、图4所示。62°桩极限承载力29733.5kN,其中侧摩阻力6161.0kN,端承力23570.4kN。55°桩极限承载力28376.1kN,其中侧摩阻力5911.7kN,端承力22464.4kN。单桩允许承载力达到了设计要

求。桩体一次性高压灌浆补强获得成功。

结语

本次施工是高压灌浆技术的一次尝试。撰文的目的是提供同行专家们研讨。笔者认为施工工艺尚待改进,如可按装同时测定泵压和孔内浆压的装置,进一步了解孔内浆压的变化情况。灌浆量的测定未能进一步反映桩体吃浆量的速率变化。PDA 大能量动测在灌浆后 13 天即进行,时间间隔较短。

高压灌浆技术工艺,日后还将应用于地基基础更广泛的领域。

《桩基工程手册》征订通知

中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会受中国建筑工业出版社委托,邀请全国著名桩基专家、教授组成《桩基工程手册编委会》编写《桩基工程手册》。历经数年,该书将于 1995 年 9 月由中国建筑工业出版社出版发行。该书系统全面介绍了我国桩基工程设计计算理论与方法,施工工艺,载荷试验与测试技术,反映了我国桩基工程的当前水平,同时借鉴国外先进经验,书中附有大量工程实例。

全书共分 15 章,内容包括:总论,竖向荷载下单桩和群桩的承载力,单桩和群桩的沉降计算,横向荷载下单桩和群桩承载力和变位,被动桩,桩基的结构设计,桩基的设计原则,预制钢筋混凝土桩的施工,钢桩的施工,桩基水上施工,非挤土灌注桩的施工,挤土和部分挤土灌注桩的施工,桩的现场静载试验,桩的质量检验和动力法测定竖向承载力,桩基工程的原型观测。

《桩基工程手册》邮购费:70 元/册。

欲购者请将款汇至杭州农业银行浙大分社,帐号 70620113303974,地基处理学术委员会,注明购手册款。并寄信给浙江大学土木系岩土所邵建华(邮编 310027)。

中国土木工程学会土力学及基础工程学会
地基处理学术委员会

一九九五年八月二十四日

注浆插筋梳状土钉在支护工程中的应用

邵锦周

(江苏启东市建筑规划设计院 启东 226200)

工程概述

南通市中南大厦地下室张宅段边坡支护原设计采用钢筋混凝土板桩,因居民不允许沉桩而未能实施,于是甲方委托启东市地基基础新技术工程部实施注浆处理。

据现场条件,采用土钉加固比较合适,但一般所说的土钉是指将一系列的钢筋(或钢绞索)水平或近于水平设置于拟加固的原位土坡中,桩径一般200mm左右,桩长据计算而定,如图1。

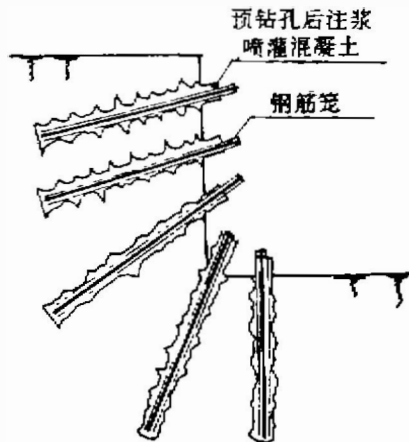


图1

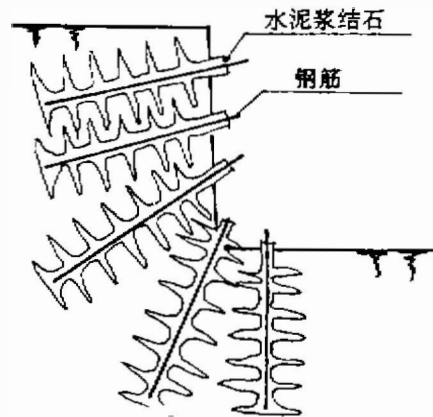


图2

本工程所使用的方案在成钉工序和钉的形态上与常说的土钉不同,是用 $\phi 25 \times 3$ 的钢管预先注入拟开挖的土坡中,然后用纯水泥浆借助泵压分段注浆压入被加固的土体中,然后插入钢筋形成梳状的带筋水泥结石体,如图2。本文我们命名为《注浆插筋梳状土钉》。在设置过程中也不是常规的开挖一部分,设置一部分,而是未开挖前即用不同角度在拟处理地段事先设钉,然后一次性开挖。

该方案对挡土及减少因降水引起周围土体沉降有效,而不能起到隔水作用(只是能降低土体的渗透能力而已)因而必须配合用井点降水措施。

* 收稿日期:1994.10

工程地质条件

该地段的土层分布及主要有关指标如下表:

层序	土名	顶底板埋深 (m)	静力触探 P_s 值 kPa	重度 kN/m ³	内摩擦角 度	内聚力 kPa
1	杂填土	0—3.4	12	18.00	20.0	10.0
2	粉土夹粉砂	3.4—9.5	52	18.65	33.0	15.0

地下水位在地表下 1.00m 左右。

注浆土钉设计及施工

1. 加固地段的确定

(1) 拟开挖的土坡本身按设计计算进行加固。

(2) 对拟开挖土坡外缘坑底被动土部分, 也给予处理, 以提高抗滑移能力及减少对土钉的正向剪力。

2. 加固设计

本工程采用王步云方法, 对确定滑裂面位置, 也用运动方法加以核对。

(1) 选取各设计参数:

由 $L = MH + S_s$, 算得: $L = 5.15\text{m}$ 。

(2) 土钉锚固体直径 d_a : 由施工工艺而定, 本例取多翼状结石体和钢筋周围圆柱状结石体相加后的等代直径, 取用 440mm。

L ——土钉长度 m

M ——经验系数, 本工程为粘质粉土取 0.70

S_s ——止浆器长度, 本工程指注浆沿钉长方向的间距, 本例取 0.6m

H ——切坡高度, 本例为 6.5m

(3) 注浆孔距 S_x , 行距 S_y 的确定。

由 $S_x, S_y = K_1 \cdot d_a \cdot L$ 而定, 算得 $S_x, S_y = 0.96$, 今选用 $S_x = 0.8\text{m}, S_y = 1.2\text{m}$ 。

K_1 ——注浆工艺系数, 因本工程为间断注浆, 取 0.43。

(4) 选用土钉杆径 d_b :

参照经验公式 $d_b = (20 \sim 25) \times 10^{-3} \cdot S_x \cdot S_y$, 得 $d_b = 20\text{mm}$ 。

3. 土钉墙内部稳定性验算:

(1) 土钉的界面摩阻力 τ

本工程为粉性土, 取 $\tau = 20\text{kPa}$

(2) 土钉墙上的压力

复合土体的等代摩擦角取 $\varphi' = 32^\circ$

土压分布由 $q = m_s \cdot K_s \cdot r_h$ 计算

q ——作用于土钉面层上的土压力

m_s ——工作条件系数, 本例为临时性结构, 取 1.10

K ——土压力系数, $K=1/2(K_0+K_1)$, K_0 ——静止土压力系数, 本例取 0.35, K_1 ——主动土压力系数, 本例用 $\varphi=20^\circ$ 算得 $K_1=0.49$ 。

$$h=(1/2)H=3.25\text{m}$$

图 3 为土钉墙上的土压力分布计算简图

$$\text{由此 } q=1.10 \times 1/2(0.35+0.49) \times 18 \times 3.25=27.03\text{kN/m}^3$$

另外张宅段土坡上面还有水箱及房屋, 取地面超载 20kN/m^2 则 $q'=27.03+20.00=47.03\text{kN/m}^2$

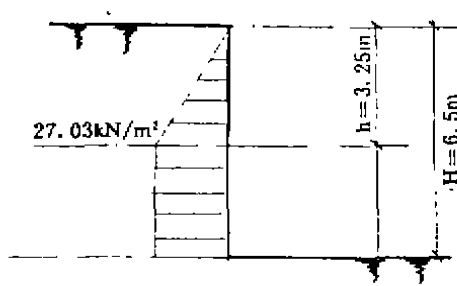


图 3

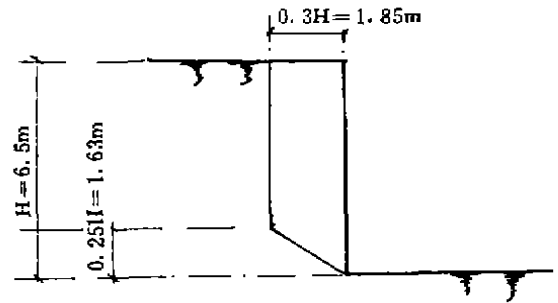


图 4

(3) 土钉墙内部潜在破裂面形式:

1) 按王步云方法, 如图 4, 图 4 为土钉墙内部潜在破裂面简化形式

2) 用运动方法加以校核

对数螺旋方程为: $r=a \cdot e^{b\theta}$

坡脚处极半径与滑裂面在该点的切线之间的夹角为 ψ ,

$$\text{且 } \psi=90^\circ-\phi=90^\circ-20^\circ=70^\circ$$

$$\text{则 } K=1/\text{tg}\psi=0.364$$

对数螺旋线滑裂面与坡脚处水平线的夹角为 β

$$\text{且 } \beta=0.5\phi+0.201\alpha\phi+0.265\alpha+0.087$$

因为本例边坡坡度角取 $\alpha=87^\circ$, $\phi=20^\circ$

所以算得 $\beta=0.770$ 弧度

$$\text{而 } \theta_1=\phi+\omega=\phi+(90^\circ-\alpha)=20^\circ+3^\circ=23^\circ(0.401 \text{ 弧度})$$

$$\theta_{n+1}=90^\circ+\phi-\beta=90^\circ+20^\circ-44.12^\circ=65.9^\circ(1.150 \text{ 弧度})$$

$$b/h=e^{b\theta_1} \cos\theta_1 - e^{b\theta_{n+1}} \cos\theta_{n+1} / (e^{b\theta_{n+1}} \sin\theta_{n+1} - e^{b\theta_1} \sin\theta_1) = 0.511$$

$$\text{则 } b=h \times 0.511=3.32\text{m}$$

$$\text{而 } a=H / (e^{b\theta_{n+1}} \sin\theta_{n+1} - e^{b\theta_1} \sin\theta_1) = 7.869\text{m}$$

$$\text{由此: } r_1=a \cdot e^{b\theta_1}=7.869 \times e^{0.884}, \text{ 并求得 } r_1=ae^{b\theta_1}=9.10\text{m}$$

$r_{n+1}=a \cdot e^{b\theta_{n+1}}=11.96\text{m}$ 即可得出极点的位置并划出破裂面位置, 该法计算的 b 为 3.23m, 王步云法 b 为 1.95m 为, 为安全起见, 取大值 3.23m 为准, 而我们设计的土钉长度为 5.15m, 完全可以穿过破裂面一定深度, 即使对于 b 为大值, 也足有其安全度。

(4) 土钉锚固力及端部强度的验算:

在某一深度处土钉所控制的面积上的压力 E_i 与该土钉的有效锚固力 F_i 之间应满足下

式:

$$F_i/E_i \leq A_i$$

其中 A_i 为安全系数采用 1.3—2.0, 本例取 1.3, 按最危险计算,

$$\text{即 } F_i = \tau \cdot \pi \cdot d h \cdot L_s = 20 \times 3.14 \times 0.44 \times (5.15 - 1.95) = 88.4 \text{ kN}$$

$$E_i = q \cdot S_r \cdot S_s = 47.03 \times 0.8 \times 1.2 = 45.15$$

$$\text{则 } F_i/E_i = 88.4/45.15 = 1.96 > 1.3$$

同时在土钉端部处应满足: $(\pi/4 \cdot d b^2 \cdot f_r)/E_i \geq 1.5$

而在最危险处:

$$(\pi/4 \cdot d b^2 \cdot f_r)/E_i = (\pi/4 \times 0.02^2 \times 310 \times 10^3)/45.15 = 2.06 > 1.5$$

f_r ——为热轧钢筋抗拉强度设计值

可见均满足设计要求

工程实践结果

1. 在开挖至地表下距坑底还有 1 米左右后, 其西南角及西北角出现二处地下水及明水股流, 随即有流砂及局部管涌, 天气又值连续阴雨, 很难用混凝土堵漏, 故边坡底部 1.5m 左右高的砖砌挡墙出现外鼓现象, 甲方采用内支撑顶住股流处, 效果仍不佳, 发现原先在边坡外围设置的井点均已为注浆施工所堵塞, 在开挖过程中又未设置新的井点, 降水措施未跟上。随即在离边坡 6m 以远设置 5 支井点, 开泵后, 效果显著, 但由于注过浆沉井管困难, 井管嫌少, 抽水量还欠平衡, 坡脚处仍有少量渗水及流砂。

2. 即使降水跟不上, 出现局部管涌, 但整个边坡未出现塌方现象, 尤其北端有水箱属地面超载部分, 也未出现滑坡, 边坡跨中也未出现边坡向坑内滑移, 因而边坡总的说是稳定的。

3. 在连续启用井点三个月至停用为止, 西边张宅的砖木结构老房屋经检查, 东头第一间与第二间的接触处西南角有 2—3m 的裂缝, 系该地段漏水点管涌造成地面差异沉降所致, 东头第一间的北墙墙体出现向上弯曲的圆弧形 3—4mm 裂缝, 也是该处出现较大管涌漏水地下局部抽空所致, 但整个下沉量据水平向裂缝宽度判断, 最多在 1.5cm 左右, 和南通市市区一般使用井点后, 6.5m 深基坑外缘 6.5m 范围内至少有 5—7cm 沉降量相比, 减少了很多, 整个房屋总的说还是完好的, 未出现大的开裂和可目测的倾斜。

结论

1. 注浆插筋梳状土钉, 在南通市粉土及粉性杂填土中使用, 作为挡土功能还是可行的, 但必须和井点配合使用, 由于该工艺不可能形成连续的防渗墙, 故抗渗性能只能起到减少渗流, 而不能防止渗流。

2. 该工艺对使用井点减少边坡外缘建筑物的沉降量有较好的效果, 从本例看, 大约减少 2/3 左右。

3. 在边坡“挡墙”墙趾坑前一定距离使用该工艺, 加强被动土部分后, 对减少整个边坡的滑移有好处。

4. 由于该工艺机小灵活, 对配合其它支挡措施进行局部抢险或减少周围建筑物沉降, 有其一定的长处。

加筋复合地基桩

姜志 张怀中 温庆博 卞玉新 李广信

(锦州分局叶柏寿铁路房建设) (清华大学 北京 100084)

[提要]通过室内外试验,表明在复合地基桩的上部横向的加筋网片可以约束桩的侧向鼓胀及桩头破裂,从而提高桩的承载力和减少沉降量。

前言

在复合地基的散体桩和柔性桩中,桩头部分的破坏常常是限制其承载力的主要因素。在软土地基中的碎石桩,因为桩头部分软土对碎石不能产生足够约束力,常使碎石桩发生鼓胀破坏。而在石灰桩,灰土桩和水泥土桩等柔性桩中,桩头在较大垂直应力和较小侧向约束力情况下,也会发生剪切破坏。

为了增加桩头部分的约束力,人们采取了很多措施,采用混凝土桩头,袋装碎石桩等^[1],而一个简便易行的方法是在桩的上半部加筋^[2]。将土工合成材料按一定规则加入桩内,在桩体侧向变形时,筋材受到拉伸而对桩体产生附加的约束应力,从而有效地限制桩体的侧向鼓胀变形和提高抗剪强度,提高了桩的承载力和减少了桩的沉降量,本文介绍了作者在室内模型试验的基础上所进行的现场灰土桩和土桩的加筋效果试验。结果表明在桩身的上半部加筋可明显地提高其承载力。

加筋碎石桩的室内模型试验

为了模拟在软土地基中的碎石桩的工作性状,在室内进行了一系列模型试验。地基土是周白河堡粉质土重塑制成,其塑性指数 $I_p=8$ 。碎石桩中的碎石用平均粒径 $d_{50}=3.5\text{mm}$ 的砾石模拟。用铁纱网模拟土工格栅加筋。首先将粉质土调制成泥浆,填装在直径为200mm的大三轴压力室内单向固结,使其干密度达到 $\rho_d=1.65\text{g/cm}^3$ 。在固结过程中在中心预埋置一个多孔铜管,外边包上滤纸作反滤层。待“地基”土固结之后,向预埋在中心的管内倒入砾石,然后边拔管边轻轻击实,使砾石干密度达到 $\rho_d=1.73\text{g/cm}^3$ 。制成模型碎石桩直径为 $d=4.25\text{cm}$ 。在加筋碎石桩的模拟试验中,在桩的上半部按一定试验要求分层加入用铁纱网剪成的筋片,夯实碎石成桩。

试验研究了如下参数对加筋碎石桩复合地基的影响:

1. 承压板下第一层加筋片的埋置深度 a ,
2. 加筋片间的垂直间距 ΔZ ,
3. 加筋层数 N 。

* 国家自然科学基金资助项目。

收稿日期:1995. 1

复合地基承载力试验采用直径为8.15cm的有机玻璃圆形承载板。其外缘有一环形槽，外蒙一层橡皮膜。环形槽内充满压力水并与零位计相连，试验过程中随时调节槽内液体的压力使槽内水总体积不变。这样就保证承压板的下底面保持为平面应变状态，通过量测的作用在地基土上的压力和承压板上总荷载计算出桩土应力比。

图1、图2和图3表示了模型试验中复合地基的载荷试验结果。其中曲线1为直接在地基土上的试验曲线，曲线2为不加筋碎石桩的复合地基上的试验曲线。

图1为加筋层数为 $N=4$ ，加筋片间距 $\Delta Z=\frac{d}{2}$ 条件下，改变第一层加筋片的埋置深度 u 时复合地基的载荷试验结果。可见埋深太深($u=d, \frac{3}{4}d$)时，桩顶与第一层加筋片间碎石易由于约束过小而变形或破坏；而埋深过浅($d=\frac{d}{4}$)时，由于第一层筋尚未离开桩顶与承压板间摩擦力的影响范围而未能充分发挥作用。所以第一层加筋片距桩顶在 $\frac{d}{2}$ 附近时效果最好。

图2为第一层筋片埋深为 $u=\frac{d}{2}$ ，加筋层数为 $N=4$ 时，不同筋片间距 ΔZ 对复合地基承载力的影响的试验结果。可是最优的间距也是 $\Delta Z=\frac{d}{2}$ 。其道理与图1情况下相似。

图3反应了在第一层筋片埋深 $u=\frac{d}{2}$ ，筋片间距 $\Delta Z=\frac{d}{2}$ 情况下，增减加筋层数对承载力的影响。可见加筋层数增加总能提高承载力。但随着加筋层数 N 的不断增加，承载力提高的

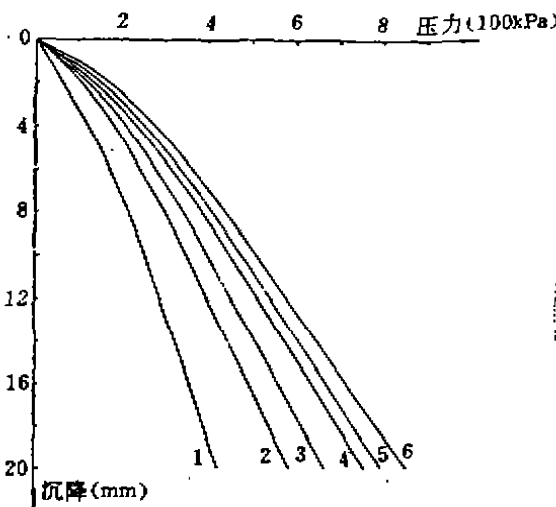


图1 第一层加筋片深度 u 对复合地基沉降关系曲线的影响

1. 重塑粘性土；2. 碎石桩复合地基；
3. 加筋碎石桩复合地基 $u=d$ ；4. 加筋碎石桩复合地基 $u=3d/4$ ；
5. 加筋碎石桩复合地基 $u=d/4$ ；6. 加筋碎石桩复合地基 $u=d/2$

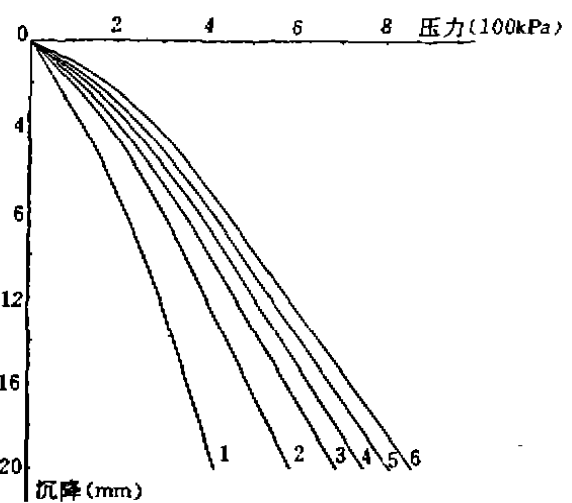


图2 加筋层间的垂直间距 $\Delta Z/d$ 对复合地基沉降关系曲线的影响

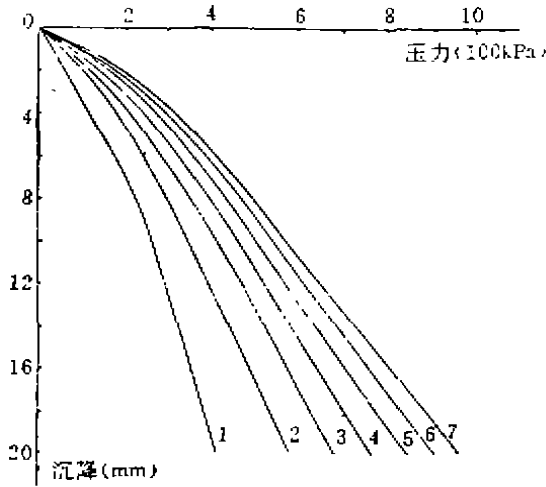


图3 加筋层数 N 对复合地基沉降关系曲线的影响
 $n=d/2, \Delta Z=d/2$
 1. 重塑粘性土, 2. 碎石桩复合地基, 3. 加筋碎石桩复合地基, $N=2$; 4. 加筋碎石桩复合地基, $N=3$; 7. 加筋碎石桩复合地基, $N=4$; 6. 加筋碎石桩复合地基, $N=5$; 7. 加筋碎石桩复合地基, $N=6$.

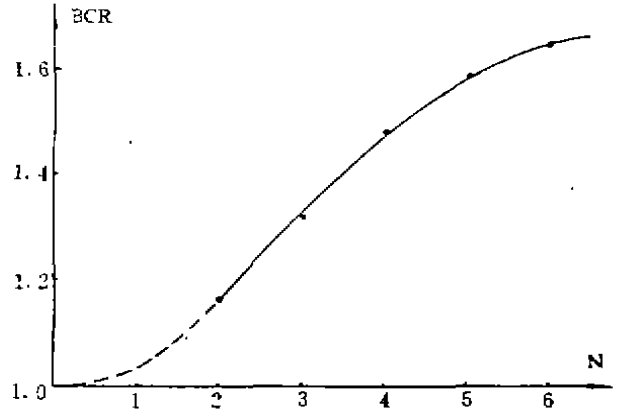


图4 承载力比 BCR 随加筋层数 N 的变化规律
 $n=d/2$
 $\Delta Z=d/2$

幅度下降了。图4进一步表示了这一趋势。其中 $BCR=q_r/q_0$ 。其中：

q_0 ——碎石桩复合地基的极限承载力；

q_r ——加筋碎石桩复合地基在与上述碎石桩复合地基达到极限承载力 q_0 时的沉降量时的荷载值。从图4可见当加筋层数较少时，增加层数对提高承载的效果显著；但加筋层数超过五层，效果就下降了。相比之下，经济而有效的加筋层数为 $N=4$ 。

综上所述，筋片布置在 $(0.5 \sim 2.0)d$ 范围内，间距为 $0.5d$ 左右时，加筋效果最好。

现场加筋(灰)土桩试验

试验现场位于辽宁省建平县叶柏寿地区。该区为湿陷性黄土区，湿陷性黄土常使所建的居民楼出现裂缝。为解决这一问题，叶柏寿铁路房建段与清华大学在叶柏寿站南选取了一块试验区，进行了挤密土桩与灰土桩处理湿陷性黄土的试验^[3]。其中对某些桩进行了不同形式的加筋以便研究加筋对柔性桩承载力的影响

试验区的地表以下 $1.0m$ 左右为填土， $1m$ 到 $3m$ 左右为新近沉积的黄土，有明显的湿陷性。湿陷系数 $\delta=0.021$ 。平均干密度 $\rho_s=1.42g/cm^3$ ，天然含水量为 20.2% 。采用挤密土桩和灰土桩进行地基处理。桩径 $400mm$ ，桩距 $900mm$ ，三角形布置。见图5。成桩采用沉管法，首先用柴油打桩机将 $400mm$ 直径的钢管打入土中，然后慢慢拔出。在形成的孔中分层加入素土或灰土，用 $100kg$ 的夯锤分层夯实，夯实后每层厚大约为 $16cm$ 左右。

在加筋桩中采用了两种筋材。一种是由陕西省户县工程塑料厂生产的复合土工带。这种土工带宽 $25mm$ ，厚 $2.5mm$ ，外层为聚乙烯塑料，芯带为玻璃纤维。它具有抗拉强度高，单

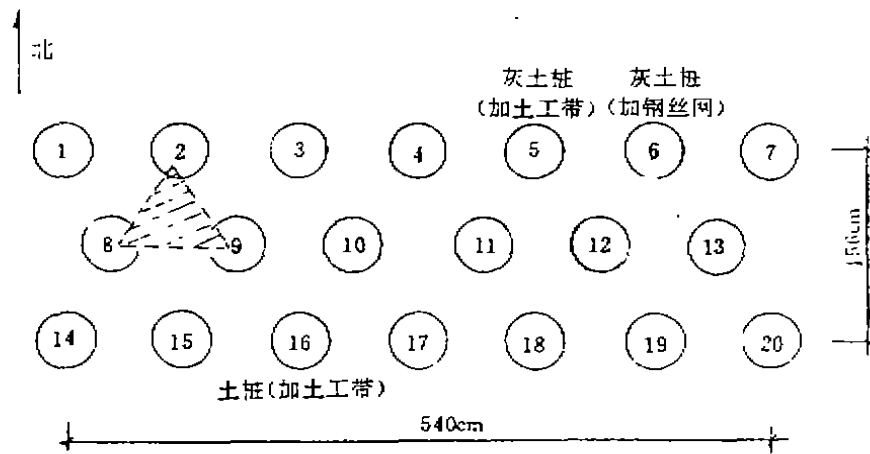


图5 桩孔布置详图

1 2 3 9 10 11 14 15 16 17 土桩
4 5 6 7 8 12 13 18 19 20 为灰土桩

根抗拉强度为 7.59kN; 断裂应变小 ($\epsilon_f=1.79\%$) 的特点。另一种加筋材料为钢丝网。其网孔尺寸为 $7.4 \times 7.4\text{mm}$, 每根钢丝直径为 1.13mm。土工带以米字型固定在 $\phi 6$ 的钢筋圈上, 每圈布置三根。钢丝网剪成圆片, 将四周钢丝头折回, 这些网片共布置四层, 间距为 16cm, 头一层距基底 16cm。

相同沉降量下各桩承载力值的比较

表 1

s/d	S (mm)	4 [#] 、5 [#] 桩 (灰土桩)		6 [#] 、7 [#] 桩 (灰土桩)		15 [#] 、16 [#] 桩 (土桩)	
		ΔP (kPa)	δP (%)	ΔP (kPa)	δP (%)	ΔP (kPa)	δP (%)
0.01	4	188	56.1	145	27.4	16	8.5
0.015	6	180	43.6	171	27.4	25	11.2
0.02	8	148	30.6	203	28.9	24	9.5
0.025	10	133	25.1	210	26.9	23	8.2
0.03	12	125	22.3	218	26.4	26	8.6
0.05	20	133	20.8	202	20.7	/	/
0.075	30	159	22.3	179	15.9	/	/
平均值		152	31.5	190	24.8	23	9.2

其中: ΔP 指某一变形下每组单桩加筋与不加筋承载力之差。

δP 指加筋提高承载力值的百分比 (相对于本级沉降对应的承载力值)

为了比较加筋与不加筋桩的承载力差别, 分别分三组进行对比试验。15[#] 桩为土桩, 16[#] 桩为加土工带加筋的土桩, 两桩的施工条件相同。4[#] 与 5[#] 桩为灰土桩与加土工带的灰土桩, 二者采用同样施工条件。6[#] 与 7[#] 为加钢丝网与不加筋的灰土桩, 系在现场同样施工条件施工的。这三组试验的对比试验结果可见图 6、图 7 与图 8。表 1 也表明所进行的单桩承载力的荷载试验结果。可见其承载力一般提高 10%~30%, 在灰土桩的情况, 钢丝网加筋与土工

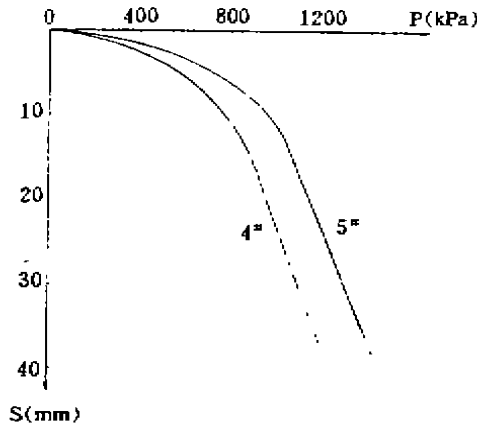


图6 灰土桩单桩 P~S 曲线
 4#—灰土桩
 5#—灰土桩(加土工带)

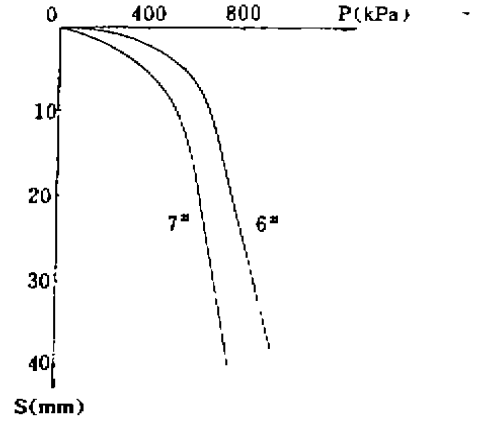


图7 灰土桩单桩 P~S 曲线
 6#—灰土桩(加钢丝网)
 7#—灰土桩

带加筋的效果都比较显著,且相差不大。值得注意的是经过挤密处理,地基土已经大大提高了密度。平均桩周土的干密度 $\rho_d = 1.6 \sim 1.7 \text{g/cm}^3$,而在桩周紧靠桩身处的地基土挤密度则更高些。在试验桩情况下,基底定在地下面0.7m(载荷试验的承压板底面高程),而基底下60cm左右挤密效果相对差一些,平均干密度为 $\rho_d = 1.57 \text{g/cm}^3$ 。基底下1m处挤密后平均干密度 $\rho_d = 1.68 \text{g/cm}^3$ 。所以在基底下分四层加筋正是桩周土相对较弱的区域。载荷试验后的开桩检验表明,灰土桩在试验后桩头部分发生剪切破坏,而水平布置的筋材可提高桩身的抗剪强度及刚度,因而可明显提高其承载力和减少变形量。

与灰土桩相比在土桩中加筋效果则差一些。这可能是由于土桩中素土与筋材间结合不如有灰土桩内好,摩擦力和咬合力不足。另外土桩内土的击实度不足, $\rho_d = 1.5 \text{g/cm}^3$ 左右,低于挤密后的桩间土,其变形是以竖向向压缩为主,侧向膨胀量小,所以筋材未能充分拉伸而发挥作用。

从表1可见,当桩沉降足够大以后,由加筋而增加的 ΔP 趋近于一个常数,意味着筋材对桩体的加强作用趋于稳定。表明筋材与桩体材料间摩擦力充分发挥后,筋材充分发挥了作用。

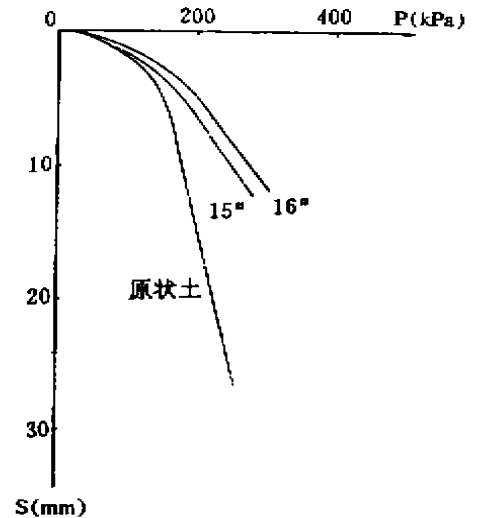


图8 土桩单桩 P~S 曲线
 15#—素土桩
 16#—素土桩
 (加土工带)

结论

1. 室内模型试验结果表明,在碎石桩内加筋可明显提高桩及复合地基的承载力。
2. 加筋网片的布置最好为在 $(0.5\sim 2.0)d$ 范围,间距为 $0.5d$ 左右。。
3. 野外试验结果表明,片状加筋可提高柔性桩的承载力。采用室内试验结果得到的最优布置原则,可使灰土桩单桩承载力提高 $(20\sim 30)\%$ 。
4. 在散体桩内片状筋材的作用主要是提供了一个附加约束应力,限制桩头部分的鼓胀;在灰土桩等柔性桩的则筋片提供了侧向附加压力,提高了桩身抗剪强度。
5. 在挤密土桩内,由于桩间土较密,桩内土的密度不比桩周土高,变形在开始时主要由于桩身本身压缩,加筋效果差一些。

参考文献

- [1] 倪土坎、潘秋元.土工织物袋装碎石桩加固软土地基.第五届土力学及基础工程学术会议论文集, P455.1990.
- [2] 蔡飞、李广信.土工格栅加筋碎石桩的试验研究.全国第三届土工合成材料学术会议论文集, P137. 1992.
- [3] 《地基处理手册》,中国建筑工业出版社,1988.

中国土木工程学会土力学及基础工程学会 第四届地基处理学术讨论会 关于举办土工仪器、土工材料展示会的公告

中国土木工程学会土力学及基础工程学会第四届地基处理学术讨论会定于1995年12月5日~9日(4日报到)在广东肇庆星湖湖畔松涛宾馆举行。届时约300名来自全国各地设计、施工、机械厂家、高校、科研单位的地基处理和基础工程专家相聚一堂,共同总结、交流地基处理新鲜经验,促进地基处理技术进一步发展。

会议决定在会议期间举办土工仪器、土工材料展示会。欢迎国内外厂商前来展示、推销。参加展示单位请与浙江大学土木工程学系邵建华同志(邮编310027)联系。

第四届全国地基处理学术讨论会
筹委会

1995年7月20日

振冲成槽注浆防水帷幕施工技术

王宝义 于力 张继良 白学敏 雷茂辉

(秦皇岛市第二建筑工程公司 066001)

[摘要] 注浆防水帷幕是1993年研制成功的一项高层深基础开挖施工新技术。本文论述该项施工技术原理、施工工艺与技术经济的合理性。

引言

随着我国高层建筑日趋增多,深基础施工技术越来越引起工程界的关注。特别是在地下水位较高海滨城市的密集区开挖基坑。“注浆防水帷幕”是地下工程作为阻水、挡土新研制成功的一种施工方法。该法的研制是针对秦皇岛商城工程在深基坑施工中,保证开挖时坑壁土体稳定,防止地下水和流砂涌入基坑,实现施工干作业,结合回灌措施,阻止幕墙以外地下水位下降,保证周围建筑物不因为基础施工期长时间抽取地下水,使土体固结引起地基沉降,造成周围邻近建筑物倾斜。此项技术经河北省建管局市科委联合鉴定认为达到国内首创水平。

工艺原理

在振冲沉管钻机的沉管下端安装一个弦长900mm,截面为二次抛物线的薄壁板式注浆器,靠振冲作用把注浆器沉入设计深度的土层。在振冲沉入和上提的过程中,把搅拌均匀的水泥浆通过砂浆泵、沉管和注浆器注入切土形成的薄壁弧形槽内,注浆器提升拔出后在土层中构成一个由水泥浆填充的二次抛物线薄壁截面的单元体。连续施工使每个单元体相互搭接形成一道连续的连拱式水泥板阻水幕墙。

当基坑坑壁允许放坡时,帷幕靠放坡土体平衡基坑帷幕外侧土体和地下水的侧压力,此时帷幕仅起阻水作用,当基坑坑壁不允许放坡时,帷幕与护壁桩结合,既阻水挡桩间土。

设计要点

1. 帷幕截面选型

帷幕单元体的拱轴方程为 $y = 4fx(l-x)/l^2$, $l = 900\text{mm}$, $f = 180\text{mm}$, 壁厚70mm。帷幕单元体,连续墙和帷幕结合构造分别见(图1)、(图2)、(图3)。

帷幕单元主体的截面形状是靠注浆器的外形尺寸切土形成的。采用此种截面型式除增大了帷幕刚度外,首先是为了保证单元体之间搭接的连续性。我们试验过用直线型注浆器成型的连续墙,由于单元体较薄,施工定位、沉管垂直和转动误差等因素,两个单元体间很难保证连续搭接。选用拱型截面,按现有的施工技术精度容易找到搭接交汇点。其次是为了与护

* 收稿日期:1994.5

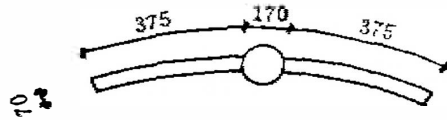


图 1

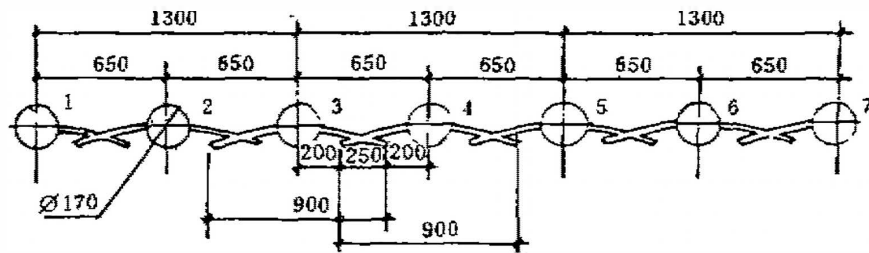


图 2

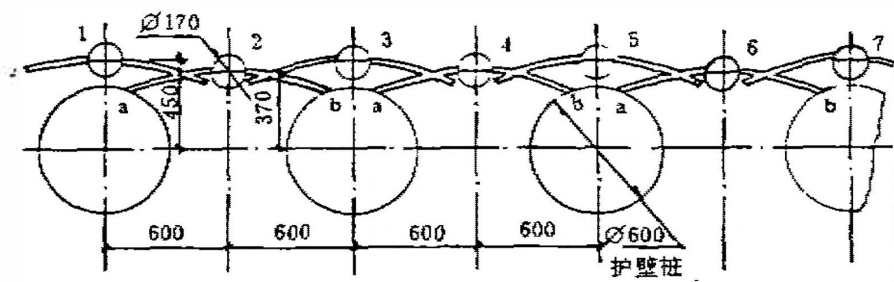


图 3

壁桩结合成受力状态合理的阻水挡土结构。

2. 帷幕深度的确定

不透水或弱透水层埋置较浅时,帷幕深度应达到这个层位并与之衔接,使基坑成为一个基本不透水的箱形构造。当不透水或弱透水层埋置较深,此时帷幕只相当于不漏水的板桩围堰,帷幕设置宜超过抽水井及坑底一定深度(商城工程为基坑坑底以下3m),以减小基坑涌水量和帷幕外回灌量。

3. 帷幕阻水与幕外回灌相结合

在高水位地区,当基坑周围建筑相邻较近时,设置注浆防水帷幕,主要目的是阻止帷幕外地下水位因基坑抽水而过多下降,造成已有建筑物过大沉降和不均匀沉降。在基坑内长期抽水的情况下这是很难避免的,为此必须在帷幕外靠近已有相邻建筑附近设回灌井及观测井,实行加压强制回灌。

4. 帷幕结构验算

(1) 帷幕墙体材料技术指标

水泥浆 $R_{28} \leq C20$, 抗渗标号 S_4 (因临设工程, 试验值可不予提高)。

(2) 基坑放坡地段验算。帷幕靠近土坡上边沿设置, 土坡抗滑移稳定验算应考虑边坡土体滑动力和帷幕外地下水侧压力的共同作用确定坡角 β , 使土坡稳定安全系数 $K \geq 1.1$ 。此时水泥帷幕不考虑受力, 只起阻水作用。秦皇岛商城基坑边坡稳定验算 $k=1.14$ 。

(3) 桩幕结合结构验算。已有建筑距基坑较近不允许放坡, 必须设护壁灌注桩垂直开挖时, 桩间距 1200mm, 二次抛物线拱板幕墙支承在护壁桩上, 承受桩间土和地下水侧压力, 结构计算简图见图 4。

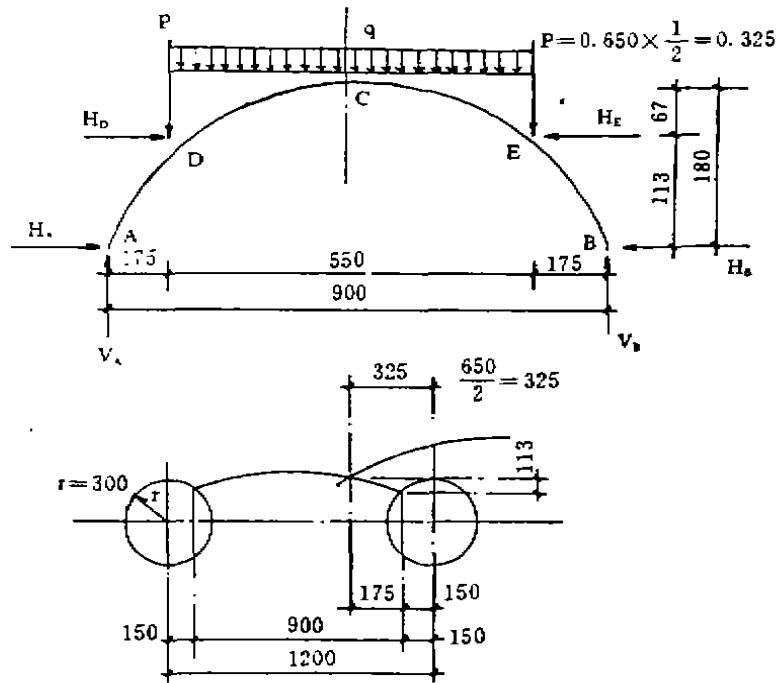


图 4

水泥拱板应同时进行强度及稳定验算。商城工程验结果见(表 1)。

桩幕结合弧形板墙应力值比较表 (单位: N/mm^2) 表 1

应力类别 截面部位	强度验算				稳定验算	
	计算压应力	计算拉应力	允许压应力	允许拉应力	计算压应力	允许压应力
C 截面	3.578	<0	10.150	/	1.511	7.000
D、E 截面	4.147	<0	10.150	/	2.363	7.000

注: 帷幕抗压强度要求达到 C20 混凝土强度值 ($f_c = 20N/mm^2$)

施工工艺

1. 设备和材料准备

采用 CZ-40Y 型振冲沉管钻机一台, 激振力 330kN, 沉管 $d=170\text{mm}$, 在沉管下端安装一个自制的注浆器, (见图 5)、(图 6)。注浆用 100/15 型砂浆泵一台, 流量 100L/min, 压力

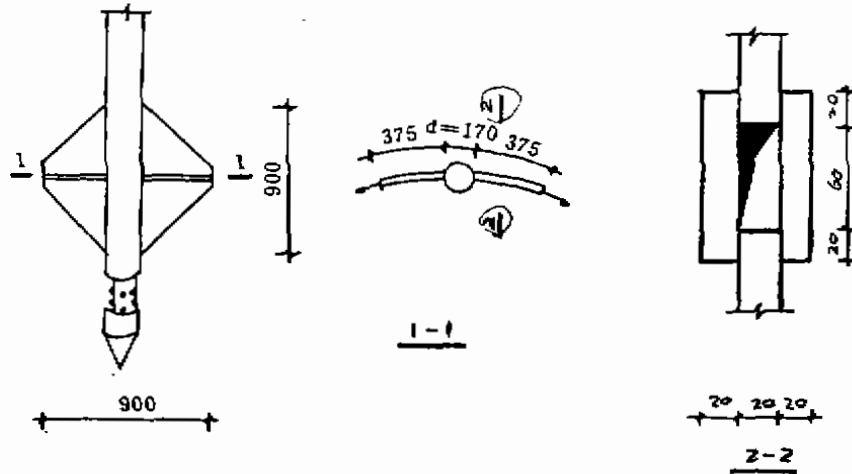


图 5 弧形板图

1. $5\text{N}/\text{mm}^2$ 。搅拌水泥浆用砂浆或混凝土搅拌机一台。水泥标号 $\geq 425^\#$, 水灰比 0.7~1, 水灰强度 $\geq C20$ 。水泥浆中加 3% 水玻璃促凝剂。

2. 工艺过程

(1) 帷幕轴线放线, 在轴线上用小木桩标定出每个沉孔中心位置。沿轴线挖 250mm 宽、300mm 深贮浆沟槽, 以免注浆时水泥浆溢出地表面。

(2) 振冲钻机就位, 轨道要与帷幕平行, 沉管调成垂直, 下端注浆器锥头对准沉孔中心桩, 翼板应与轴线平行。

(3) 搅拌水泥浆, 启动砂浆泵将水泥浆经胶管注入沉管和注浆器, 边注浆边振冲下沉, 下沉入土层速度约 3m/min。沉管达到设计深度后拔管上提, 此时水泥浆经注浆器锥头花管和翼板喷嘴喷入注满注浆器拔出形成的拱型槽内, 拔出速度约 1.8m/min。注浆器拔出地表时停止振动和注浆, 一个帷幕单元体即告完成。

(4) 单元体按照图 2、图 3 中①③②⑤④⑦⑥顺序依次连续施工, 每个单元体相互搭接, 水泥浆凝固后即构成所需防水帷幕。

工程实例

该方法首次在秦皇岛商城工程中应用, 该工程位于海港区中心繁华地段, 河北大街与文化路交叉口, 天鹅宾馆东侧。该工程包括综合楼(主楼)和营业楼(裙楼)两部分, 建筑总面积 52820m²。综合楼地上 22 层, 高 91.8m, 地下 2 层基底相对标高 -10.40m, 营业楼地上 5 层, 高 23.5m, 地下一层, 基底相对标高 -6.60m。

该工程与周围建筑物相邻关系见(图6)。

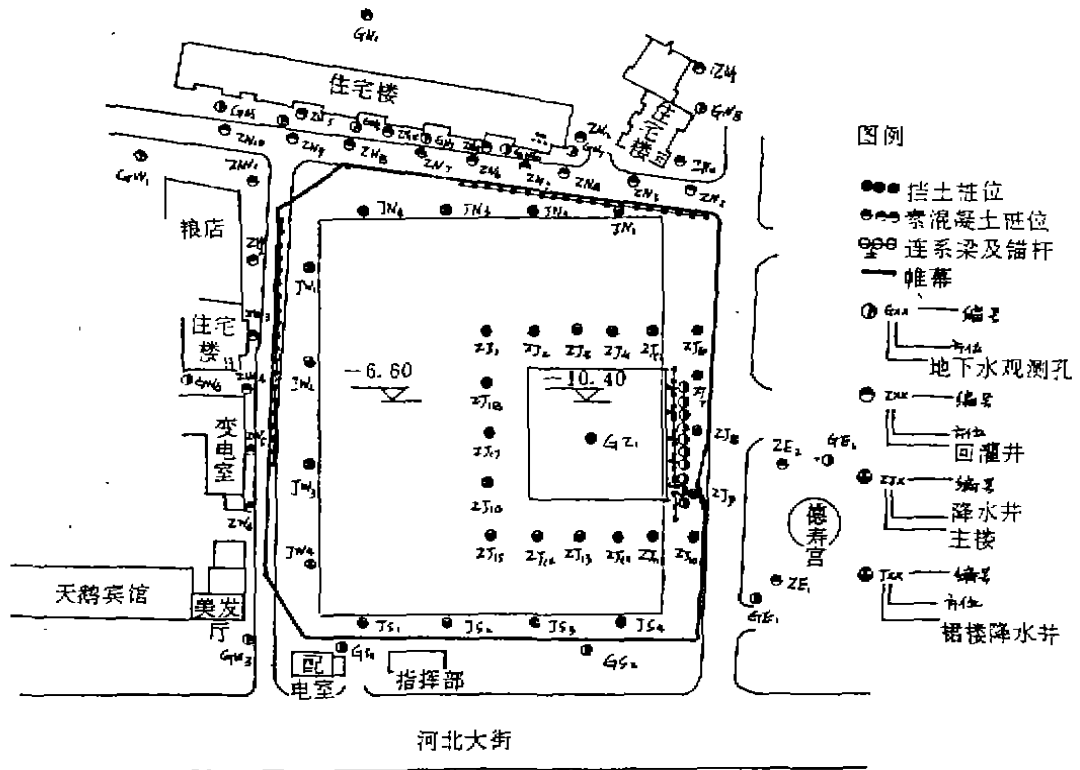


图6 商城基坑注浆防水帷幕示意图

商城场地标高-1.20m,场地岩土垂直分层规律明显,表层厚1m左右,为人工填土;1.00~5.00m,中细砂层;5m~7.5m粉质粘土层;7.50m~22.00m,粗砾砂(含卵石层)夹粘性土层;22.00m左右为混合花岗岩层。

地下静止水位埋深0.60~0.80m,场地地下水补给来源主要为大气降水,上层为潜水,下层为半承压水,该场地现有两个含水层,第一含水层埋深0.60~5.0m,岩性为中细砂,第二含水层埋深7.5m~22.00m,岩性为粗砂,砾砂并含有粘土。两个含水层中间有一层粉质粘土,厚度1.00~2.00m,为弱透水层。第一含水层渗透系数7.02m/d,第二含水层渗透系数11.65m/d,混合含水层渗透系数9.54m/d。

该工程基坑降水的指导思想是“外阻内排”,即在基坑四周设置一道封闭的注浆防水帷幕,深度为8.4m,基坑四周设抽水井,坑内设观测井,当地下水位降至坑底500mm后,可进行基坑开挖。在相邻建筑物附近设观测井及回灌井,随时观测地下水位下降情况,如地下水下降过大,立即进行强制回灌,保持地下水位的相对稳定,在满足放坡要求的地带进行放坡,开挖基坑靠近已有建筑物地带不能满足放坡要求时,则采用钢筋混凝土灌注桩做为支护基坑边坡的结构。

注浆防水帷幕由四月二十五日开始施工,六月五日完工,施工时间四十一天,帷幕长

395m, 钻孔 622 个, 累计进尺 5148m, 水泥用量 423t。

基坑土方开挖后, 帷幕连接效果好, 未发现有渗漏水, 基坑的边坡稳定, 未发生土体滑移现象, 周围建筑的沉降完全在允许范围内, 实现了基坑干作业施工。

经测算, 原计算涌水量 $4880\text{m}^3/\text{d}$ 施工帷幕后, 测得出水量为 $4908\text{m}^3/\text{d}$, 基坑内降水已稳定。

从经济造价比较, 该工程采用注浆帷幕结合用资金计 200 万元, 相对于混凝土地下连续墙 485 万元, 深层搅拌桩 370 万元, 混凝土连续灌注桩 420 万元, 及综合工期比较, 具有造价低, 工期短, 降水效果好等优点。

采用此方法进行坑内降水, 坑外阻水, 经沉降观测效果理想。

结语

1. 注浆防水帷幕是城市高层深基础高水位条件下基础施工的一项首创性新技术, 首次应用于秦皇岛商城工程取得了成功, 它与国内已有的混凝土地下连续墙, 高压灌浆法, 高压旋喷法, 深层搅拌法等相比, 具有单元间搭接简易连续, 阻水防渗效果好, 工艺设备简单, 施工效率高, 工期短, 造价低, 环境污染和噪音小等特点, 对秦皇岛市及外地同类条件下施工具有普遍意义。

2. 注浆防水帷幕与混凝土挡土灌注桩结合形成桩幕结合结构, 由于帷幕单元体截面是二次抛物线拱板结构, 压力以轴力为主, 受力状态合理, 除阻水防渗外, 能有效抵抗桩间土和地下潜水侧压力保持坑壁土体稳定。在基坑开挖不允许放坡条件下, 这种结构型式应是一种优良的选择。

3. 注浆防水帷幕与帷幕外压力回灌结合是保持幕墙外水位, 防止周围建筑物过大不均匀沉降导致建筑物裂缝倾斜的有效措施。

饱和厚砂层地基二次加密的探讨

丁向南 康尚炜

(铁道部科学研究院西北分院 兰州 730000)

[提要]本文介绍人工回填形成的饱和厚砂层地基,用两种方法进行二次加密的试验研究,为地基加固处理拓宽了一条新的技术方法。二次加密法经济、技术效益明显,具有推广使用的价值。

对于沿海岸线清除海底淤泥后用回填砂形成的厚砂层地基,怎样进行加密是地基处理中需解决的一个课题。我国南方某建设单位进行了“爆炸、振冲、强夯”三种方法的试验,结果表明,三种方法没有一种单独使用能达到加密的目的。随后采用先爆炸后强夯和先振冲后强夯的二次联合加密新的技术方法,起到了加密饱和厚砂层地基的良好效果。这两种方法分别为“爆炸—强夯法”和“振冲—强夯法”,简称“爆夯法”和“振夯法”。

一、

所加密区域的地质剖面可分为三层。从上到下第一层为人工回填的中粗砂层;第二层为清除海底淤泥后粘性土夹砂层,平均厚度7.00m左右;第三层是混合花岗岩(基岩)。

人工填砂层表面的黄海标高2.00m,填砂层厚度7.00~16.00m不等,平均厚度13.00m左右。地下水位随海水涨潮和落潮而变化,平均潮位0.99m,砂层为全饱和状态。填料为中、粗砂,其颗粒级配为:小于0.25mm的占19.50%;0.25~0.50mm的占29.53%;大于2.00mm的占15.15%,余为粉砂等。回填形成的砂层密实度很差,经标贯检测,一般在1~5击,平均不足4击,整个砂层呈松散状态(见表1和标贯图中的曲线(1))。

填砂层地基上的主要建、构筑物采用打入的端承式H型钢桩基础,第三层(下层)中风化花岗岩为桩尖持力层。根据基础工程和打桩的要求,为减小砂层的压密沉降量和沉降对钢桩产生的负摩擦力,以及防止未来发生地震液化,回填砂层地基一定要达到中等密实状态。

二、

在进行大面积加密砂层之前,先分别采用爆炸密实、振冲密实和强夯密实三种方法的试验,以寻求有效的加密方法。

振冲挤密法是依靠电动振冲器的强力振动使饱和砂层发生液化,砂颗粒重新排列,孔隙减少;另一方面借助振冲器的水平振动力,在外补充填砂料增压下通过填料使砂层挤压而加密。加密的过程是在振冲器的重复水平振动和侧向挤压作用下,孔隙水压力迅速增大,砂粒的原结构逐渐破坏。由于原结构破坏,砂粒向低能位置转移,形成新的砂粒结构,砂层由松散变密实。

* 收稿日期:1994.8

爆炸加密法是利用炸药爆炸时产生的冲击波和高压气体荷载作用下,饱和砂层中的砂粒、水、空气三种介质发生相对运动,爆炸破坏了砂粒原来的排列结构,使砂粒处于悬浮状或半悬浮状态,产生较高的超孔隙水压力。随着超孔隙水压力逐渐消散,部分水被排开,砂粒重新形成新的结构使砂层得到密实。另外,由于爆炸压力极大,在距爆炸源一定范围的砂粒有较大的运动,砂粒间产生相互挤压使砂密实。

强夯法是将很重的夯锤从高处悬空自由落下,给地基以很大的冲击、振动和挤压。砂层在夯击时受到很大的冲击波作用,锤底瞬间产生巨大的压应力,使砂层沉降压密。此外,在夯击时地基砂层造成连续孔隙水压力增大和减小,振动砂层颗粒变位,使砂粒结构重新排列得到密实。

从三种方法加密标贯检测结果看(表1和标贯图),用爆炸法加密处理过的砂层,3.50m以上仍为松散状态,3.50~8.30m为稍密状态,8.30m以下为中密状态;用振冲法的是8.30m以上为稍密状态,8.30~11.00m为中密状态,11.00m以下为稍密、松散状态;强夯法是6.30m以上为中密,6.30~7.30m为稍密,7.30m以下为松散状态。

砂层加密标贯检测表

表-1

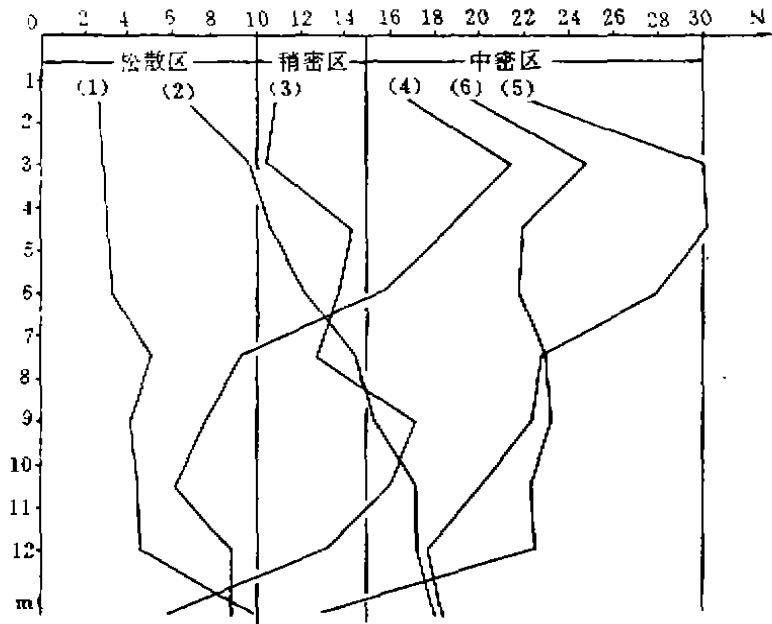
标贯击数 (N) 加密方法 标贯深度 (m)	未加密 标贯值 (1)	爆炸法 标贯值 (2)	振冲法 标贯值 (3)	强夯法 标贯值 (4)	爆-夯 标贯值 (5)	振-夯 标贯值 (6)	备注
1.5~1.8	2.60	6.60	10.80	16.80	22.00	19.55	* 砂层 中含有 淤泥
3.0~3.3	2.80	9.60	10.40	21.40	30.00	24.80	
4.5~4.8	3.00	10.60	14.30	18.70	30.20	21.96	
6.0~6.3	3.20	12.20	13.80	15.80	28.00	21.79	
7.5~7.8	5.00	14.60	12.70	9.20	22.80	22.98	
9.0~9.3	4.10	15.40	17.20	7.60	22.40	23.30	
10.5~10.8	4.40	17.20	16.00	6.20	20.20	22.29	
12.0~12.3	4.50	17.20	13.20	8.80	17.80	22.52	
13.5~13.8	9.80	18.00	5.80	8.80	18.40	13.02*	

试验结果表明,爆炸、振冲、强夯三种处理方法,没有一种单独使用能使13.00m厚的饱和砂层地基能达到中等密实的能力。

三、

诚然,三种方法不能单独使用达到加密的目的,但从标贯图中可以看到每种方法在不同深度加密的变化趋势。简析之,爆炸法(曲线(2))和振冲法(曲线(3))有利于中、下层,强夯法(曲线(4))有利于上层,从而给人以两种方法联合使用,即二次加密处理的设想。随即进行了试验研究,取得了成功。

第一种是“爆炸—强夯法”。其工艺流程是先对砂层施行爆炸加密,待爆炸完成后让砂层



砂层加密标贯检测曲线图

静置一段时间,随即施行强夯二次加密。此方法先后共进行了两次大面积试验加密(试验面积 1296m^2)和一次试生产加密(5000m^2),共处理砂层地基 6296m^2 ,经标贯检测,加密效果非常理想。试验加密部分的标贯检测值见表1和标贯图中的曲线(5);试生产部分通过10个孔的82次标贯检测, $N_{63.5} > 15$ 击的百分比为92.3%,标贯区间击数为 $N_{63.5} = 11.8 \sim 46.8$,总平均击数为 $N_{63.5} = 27$ 击。

第二种是“振冲—强夯法”。此方法工艺流程与第一种相似,亦先进行振冲加密,后进行强夯加密。用“振冲—强夯法”加密处理砂层地基数万平方米,经标贯检测,密实度 $N_{63.5} > 15$ 击的测点数占总测点数的85%以上,符合工程设计要求。有关检测结果,详见表1和图中的曲线(6)。

有关爆炸、振冲、强夯的加密机理,爆炸能、振冲能、夯击能的控制以及施工等问题,已超出本文范围,另作讨论。

四、

二次加密法已试验成功,并在生产实践中进行了大面积的应用,取得了较好的加密效果和经济效益,现作如下讨论:

1. 二次加密值具有两种方法单独加密值迭加的趋势。在表2中各栏数据,第一栏为爆炸—强夯法加固标贯检测值22.00、30.00、30.20、28.00等,第二栏为表1中的爆炸法加密与强夯法加密标贯检测值之和(如 $6.60 + 16.80 = 23.40$, …… $12.20 + 15.80 = 28.00$ 等),相加之和与二次加密值非常相近或相等。如在1.5~1.8m砂层,相加和是23.40击,二次标贯值是22.00击,二数比较只差1.40击;6.0~6.3m砂层,二数均为28.00击,完全相等。同样,振冲—强夯法亦有此迭加规律。二次加密值相近或等于两种方法单独加密值之和的趋势,是

二次加密法理论依据。

二次加密标贯值分析表

表 2

标贯击数 (N) 加密方法 标贯深度 (m)	爆一夯 标贯值 (5)	爆炸强 夯值和 (2)+(4)	实测值 计算值 比较	振 夯 标贯值 (6)	振冲强 夯值和 (3)+(4)	实测值 计算值 比较	备 注
1.5~1.8	22.00	23.40	1.40	19.55	27.60	8.05	1.5~ 9.3m 爆 一夯法 标贯值 与计算 和误差 小; 7.5 ~15.8m 振一夯 法标贯 值与计 算和误 差小。
3.0~3.3	30.00	31.00	1.00	24.80	31.80	7.00	
4.5~4.8	30.20	29.30	0.70	21.96	33.00	11.04	
6.0~6.3	28.00	28.00	—	21.79	29.60	7.81	
7.5~7.8	22.80	23.80	1.00	22.98	21.90	-1.00	
9.0~9.3	22.40	23.00	0.60	23.30	24.80	1.50	
10.5~10.8	20.40	23.40	3.00	22.29	22.20	-0.70	
12.0~12.3	17.80	26.00	8.20	22.52	22.00	-0.52	
13.5~13.8	18.40	26.80	8.40	13.02	14.60	1.58	

2. 根据表 2 分析,二次加密实测值与计算值之差值大小变化,有一定的分布规律。如爆炸一强夯法是以以上到下,1.5~9.3m 砂层,实测值与计算值误差较小,一般在 0.60~1.40 击,个别点两值完全相等。从 10.5~15.8m 砂层误差较大,为 3.00~8.40 击;振冲一强夯法正好与此相反,从上到下 1.5~6.3m 砂层误差较大,为 7.00~11.04 击。7.5~13.8m 砂层反而小,为 0.52~1.58 击,有些点还出现实测值大于计算值的现象。

3. 从各种加密曲线的变化趋势看,爆炸法、振冲法对 8.3m 以上砂层处理效果不好,只能达到稍密状态;对 8.3m 以下砂层处理效果较好,大部分能达到中密状态。强夯法相反,对 6.2m 以上砂层处理效果很好,都能达到中密程度;对 6.2m 以下砂层则处理效果极差。这两种变化趋势说明,爆炸法和振冲法有利于深层加固,而强夯法则有利浅层加固。

4. 二次加密法正是利用爆炸法和振冲法利于深层加密优势与强夯法利于浅层加密优势的特点而试验成功的。从爆炸一强夯法和振冲一强夯法加密标贯曲线(曲线(5)和(6))以及对应计算值看,实际与理论是一致的。关于二次加密法的机理,有待进一步探讨和研究。

5. 爆炸一强夯法加密标贯值平均击数为 23.5 击,振冲一强夯法加密标贯值平均击数是 21.4 击,在 15~30 击的区间范围之内,符合该砂层中等密实度的要求。除个别深层点出现偏小值(如振冲一强夯法 13.5~13.8m 砂层标贯击数偏低 $N_{63.5}=13.02$ 击)外,砂层从上到下加密质量均匀,出现偏小值的主要原因是该层测点处含有未清净的海底淤泥所致,对整个砂层的密实问题影响较小。

五

采用先爆炸加密后强夯加密和先振冲加密后强夯加密的二次加密方法,适用于处理人

工回填形成的饱和厚砂层地基,其加密效果很好,为地基加固处理拓宽了一条新方法。

二次加密法从理论计算到实测值验证,计算值与实测值相近或相等,且误差分布有一定的变化规律,具有进一步探讨和研究的理论意义和学术价值。

该方法具有较好的经济效益(特别是爆炸一强夯法有施工设备简单、速度快、工程造价低等特点),适于大面积地基处理,加密质量好等优点,应推广使用。

高层建筑中地基问题和地基处理技术 研讨班通知

中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会定于1995年10月29日至11月5日(28日报到)在杭州主办高层建筑中地基问题和地基处理技术研讨会,聘请著名专家、教授介绍最新桩基技术,基坑支护体系设计理论、地基处理新技术,以及最新发展状况。欢迎前来参加。

欲参加者请与浙江大学土木系邵建华(邮编310027)联系。

南星桥水厂扩建工程地基的强夯处理实例

魏新江 王铁儒 许云龙

(浙江大学土木系 杭州 310027) (杭州自来水公司)

概况

(一)背景

南星桥水厂扩建工程位于杭州自来水公司南星桥水厂的西侧,钱塘江北岸,即原杭州胜利造船厂内,其场地为原造船厂的厂房及船坞,欲建造避咸池、沉淀池、滤池,三只池的面积分别为18600、3200、1200m²,蓄水高度约6m。见图1。

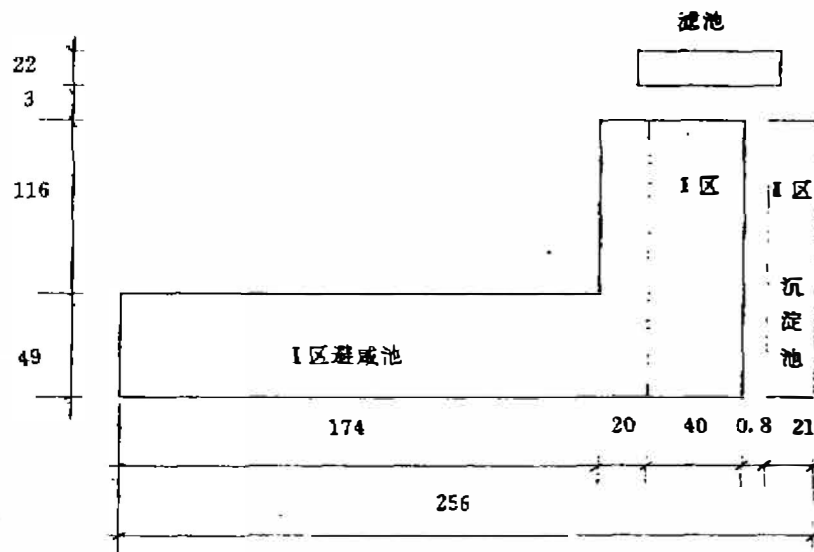


图1 场地平面图 单位:m

(二)地质情况

该工程的地质情况大致如下,分四层:Ⅰ层为杂填土,属褐色较湿的松散建筑垃圾和生活垃圾,该层土均匀性和密实性差,厚度变化大(原船坞处有3—4m杂填土,其余为1—2.5m不等),Ⅱ层土为砂质粉土,厚约3m,力学性质较好,但局部缺失,被杂填土代替;Ⅲ—1层为粘质粉土,系上部的主要软土层,Ⅲ—2层土为中粗砂,厚约4m,强度高,分布稳定;Ⅲ—3层为淤泥质粘土,分布均匀;Ⅳ层为中细砂,强度高,分布均匀,有关物理力学性质详见表1。

* 收稿日期:1994年10月

工程地质综合成果

表 1

岩土名称	层 顶	土的重度	含水量	孔隙比	塑性指数	液性指数	压缩模量	静力触探阻力		地基承载力标准值
	深 度							锥头阻力	侧摩阻力	
	m	γ_s	ω	e_s	I_p	I_L	E_{1-2}	P_s	f_s	f_k
		kN/m ³	%				MPa	kPa	kPa	kPa
杂填土	0.00							150	18.3	
砂质粉土	0.5-4.90						17.0	8258	88.6	150
粘质粉土	3.15-7.3	18.8	32.7	0.91	8.8	0.88	6.4	1751	17.0	100
中粗砂	9.1-12.4						15.6	6255	43.8	180
淤泥质粘质粉土	3.50-16.25	37.7	18.4	1.03	8.7	1.63	5.0	911	10.0	90

地基方案的确定与参数设计

原设计是建议采用换土法处理地基,考虑到该工程的特点,换土法存在以下几个问题:

- (1)挖土量大。总挖土方量超五万 m³,废土处理是问题,还影响城市交通、环境卫生。
- (2)回填量亦大。换土所需的好土或砂石料约三万 m³,价格高,投资大。
- (3)开挖深度不等,最深有 4.5m,且紧靠原南星桥水厂,开挖有可能影响原有建筑物。
- (4)由于杂填土下卧层为粉性土,紧靠钱塘江,井点降水是否有效没有十分把握。

考虑该工程上部荷载较轻,平均约 6.5t/m²,局部不大于 10t/m²,关键是地基土的均匀性,根据以上工程特点,经多方讨论,分析比较,决定采用强夯和重锤实相结合的方法处理地基,将 I 层杂填土处理后作为持力层,不仅解决了换土法中存在的技术问题,而且,经估计能降低投资三分之二,约 150 万元。

由于场地土质的不均匀,特别是上层杂填土存度不等,因此根据具体的情况,将整个场地分为两个加固区: I 区和 II 区(见图 2)。

I 区:杂填土厚度相对较大,最厚有 4.5m,局部 II 层土缺失,采用强夯处理, I、II 层土质较好,承载力能满足要求,主要处理 I 层土,处理深度定为 4.8m。

A. 夯锤的选用:就强夯而言,该工程处理深度不深,所以夯锤选用 9t,底面半径 $R=1.1$ m,锤高=0.8m。

B. 单点夯击能:根据 Menard 公式:

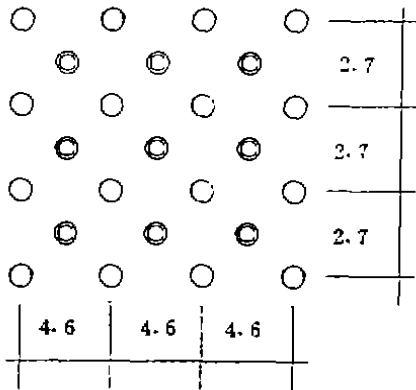
$$h = \alpha \sqrt{WH/10} \quad (1)$$

α 取 0.65^[1], $WH = (h/\alpha)^2 \times 10 = 540$ kN·m

夯锤落距取 6.0m。

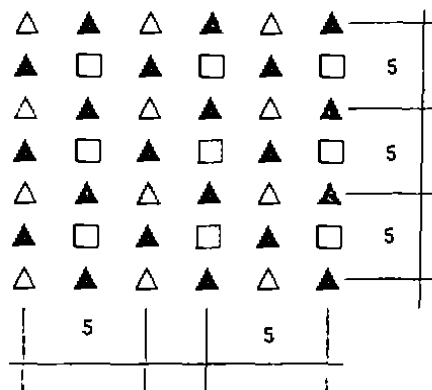
C. 最佳夯击能(每点击数)及夯击遍数:根据土质情况,暂定为:第一遍 11 击,第二遍 8 击,第三遍 5 击,第四遍搭接夯。具体视试夯情况而定。

I区:杂填土厚度小,采用重锤夯实(锤重8t,落距3m,第一遍8击,第二遍5击,第三遍搭接普夯)。夯点布置见图2。



○— 第一遍
 ⊙— 第二遍

图2 a) I区夯点布置 单位:m



△— 第一遍
 ▲— 第二遍 □— 第三遍

图2 b) I区夯点布置 单位:m

现场施工情况

现场施工分两个阶段,第一阶段先施工I区,在正式施工之前先进行试夯,经试夯,原设计方案合理。施工过程中,点夯沉量最大达1.4m,周围出现明显裂缝,裂缝处有排水现象,排水时间有的持续二天,地面隆起不明显,见图片,夯击效果较佳,整个I区平均沉降量:第一遍20cm,第二遍12cm,第三遍9cm,搭夯4cm,总夯沉量为45cm,第二阶段施工I区及局部I区补夯,平均夯沉量为20cm。在施工过程中曾出现一问题,在夯击至第5-6击后夯锤会出现倾斜现象,影响夯击效果,解决办法是每当出现夯锤倾斜时,用土填满夯坑后再继续夯击。



图片:裂缝掉土现象

测试

(一) 沉降

该工程目前已完成试水工作,经测量到95年3月止,避咸池最大点沉降为54mm,最小点沉降为46mm,不均匀沉降为5/10000,比设计要求的3/1000要小得多。最大、最小沉降随时间变化曲线见图3。

(二) 侧向土压力、动孔隙水压力与土压力

在施工过程中还进行了动孔隙水压力、动土压力及侧向位移跟踪测试,图4为强夯过程侧向土压力变化曲线,图5为动孔隙水压力与土压力比较曲线。

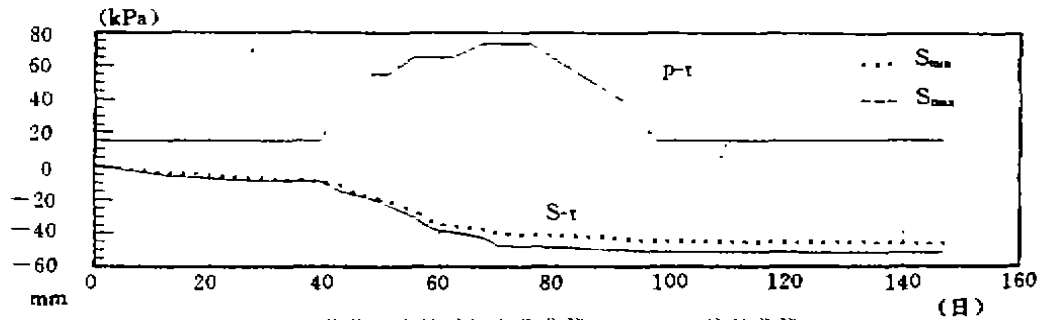


图3 荷载沉降随时间变化曲线(S-P-T)比较曲线

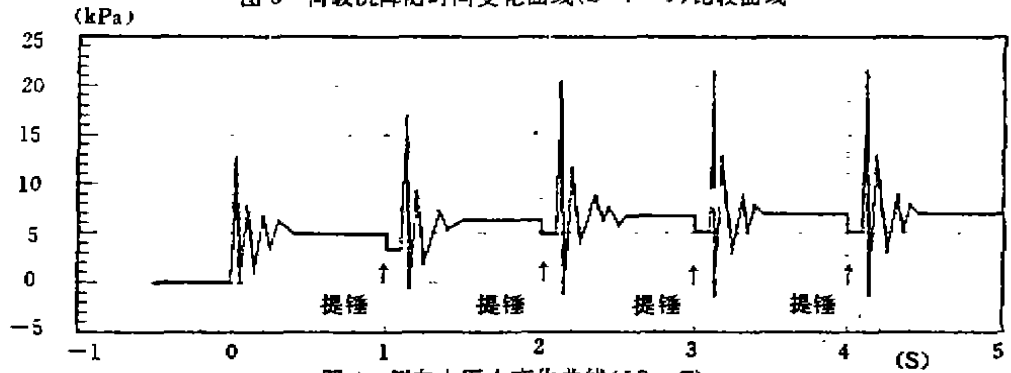


图4 侧向土压力变化曲线(DP-T)

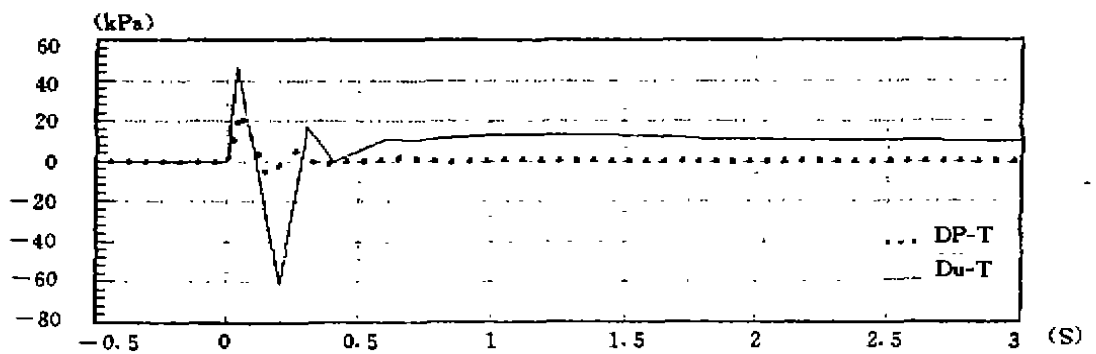


图5 动孔隙水压力(Du-T)与土压力(DP-T)比较曲线

(三) 场地侧向位移

强夯施工过程中,还进行了侧向位移检测,结果发现场地侧向位移最大为 2.9cm,影响深度约 6.0m。

(四)载荷板试验

地基处理后整个场地共选 8 个点进行载荷板试验,承台板为 1m×1m,8 个点都进行了回弹观测,对第 1、4 两点采用慢速观测法,其余为快速观测法测试,加荷过程中,如荷载达到 300kPa 还未到极限状态,则满足要求,开始卸荷。地基承载力见表 2。

载荷板试验结果 表 2

承台号	1	2	3	4	5	6	7	8
最大沉降值 mm	15	28	14	16	13	14	12	14
卸荷回弹值 mm	4	8	3	3	2	4	2	3
极限承载力取值	300	280	300	300	300	300	300	300
承载力基本值 kPa	150	140	150	150	150	150	150	150

(五)静力触探

采用单桥探头进行静力触探,主要通过测试锥尖阻力的变化来了解强夯后地基的均质性,共进行 24 个点测试,结果表明地基均质性较好,平均锥尖阻力 $P_c = 1200\text{kPa}$,处理之前的 P_c 为 150kPa。

(六)表面波测试

除了静力触探和载荷板试验以外,采用大面积表面波测试来了解强夯后地基的均质性,表面波测试采用浅层和深层两种情况,各做 81 个测试点,共计 162 个测点,测试结果表明:强夯处理后的地基不但承载力满足要求,而且均质良好。强夯后浅层的剪切波速平均为 140 m/s,动剪切模量平均为 39000kN/m²。强夯后深层的剪切波速平均为 152m/s,动剪切模量平均为 45000kN/m²。

结论

根据现场测试得到的数据和曲线分析,夯点周围土侧向位移小,夯沉量大,强夯使土向侧向挤压和竖向夯实。载荷试验平均承载力达 150kPa,一般疏松杂填土承载力约 80kPa,处理后提高近一倍。静力触探表明处理后平均锥尖阻力提高 8 倍,表面波测试表明均匀性较好,孔隙水压力和土压力曲线的比较有利于分析动力加固的机理。

只要施工质量和技术参数控制得好,采用强夯和重锤夯实相结合的方法处理大面积不均匀杂填土(尤其是下卧层为粉砂性土)是可行的。具有投资小、工期短、施工简便等特点。

软弱地基处理方法的抗震研究

邵力新 袁平 谢锐斌

(汕头大学) (哈尔滨工业大学) (汕头凌达地基结构研究所)

[摘要] 本文通过对地震波在地基中的传播机理分析,讨论了软弱地基的抗震性能,并根据软弱地基中的振害发生形式,提出了用深层搅拌法作为处理方法,对其抗震性能作了探讨,并列举在汕头市做过的工程试验,证明其效果良好。

地震对软弱地基的影响

地震引起的振动是以波的形式从震源向各个方向传播。地震波可分为体波和面波。体波是在土层内部传播的波,面波则只在地面附近传播。体波包括纵波和横波,纵波也称 P 波,它引起地面的上下颠簸。横波也称 S 波或剪切波,引起地面的左右摇晃。通过长期研究,认为岩土中的剪切波速反应了地基的动力特性。软弱地基中的剪切波波速就很小,一般小于 140m/s 。同时体波通过分层介质时,将会发生反射和折射,从而发出两种沿地表传播的面波,即 R 波和 L 波,它们传播是平面的,比体波衰减慢,故能传到很远的地方^[6]。

从以上的介绍我们可以把水平分层的软土表面的地震运动当成是水平剪切波通过反射和折射过滤所形成,如图1所示。把位于一半无限基岩上的土分成 N 层,岩石为第 N 层,从顶往下各土层以 $1, 2, \dots, n, \dots, N-1$ ^[4] 表示。设土的各层是均匀的,由于我们可以按有阻尼均匀剪切梁模型进行讨论,由达朗贝尔原理可以得出软土地基应满足以下的平衡方程:

$$\frac{\partial s}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (1)$$

式中 s ——剪应力;
 x ——竖向座标;
 ρ ——单位体积软土质量;
 y ——水平位移;
 t ——时间。

则在每一种材料中,剪应力应满足下式:

$$s = k \frac{\partial y}{\partial x} \quad (2)$$

式中 k ——刚度。

$$\text{设 } k = (1 + i\alpha)\eta \frac{\partial \bar{y}}{\partial x} \quad y = \bar{y} \exp(i\omega t)$$

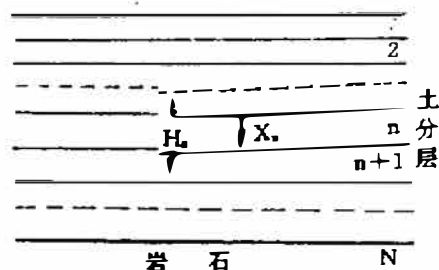


图1 计算模型示意图

式中 η 和 α 是 ω 的实函数, α 是与阻尼相关的参数, 把上式代入(1)式, 则对于稳态谐和扰动, 在每一均匀地层处方程为

$$(1+i\alpha)\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \frac{\omega^2}{V^2}y = 0 \quad (3)$$

式中 $V^2 = \eta/\rho$, 它仍是 ω 的实函数。解方程(3)可得到 n 层的运动如下:

$$y_n(x_n, t_n) = a_n \cos U_n + b_n \sin U_n$$

$$\text{式中 } U_n = \tau_n \cdot \bar{y}_n; \quad \tau_n = \frac{\omega}{V_n \sqrt{1+i\alpha_n}}$$

由边界条件, 土层界面处的位移和应力连续性要求可知:

$$a_{n+1} = a_n \cos \lambda_n + b_n \sin \lambda_n$$

$$b_{n+1} = k_n (-a_n \sin \lambda_n + b_n \cos \lambda_n)$$

$$\text{式中 } \lambda_n = \tau_n H_n;$$

H_n —— 第 n 层的厚度;

$$k_n = \frac{\rho_n U_n}{\rho_{n+1} V_{n+1}} \sqrt{\frac{1+i\alpha_n}{1+i\alpha_{n+1}}} \quad (4)$$

又因为地表面应力等于零即 $b_1 = 0$, 在岩石表面输入波为 $\sin \omega t^{(1)}$, 所以:

$$\frac{a_1 + b_1/i}{2} \exp(i\omega t) = -i \exp(i\omega t)$$

因此:

$$a_1 - ib_1 = -2i \quad (5)$$

现定义矩阵 T_n ,

$$T_n = \begin{vmatrix} \cos \lambda_n & \sin \lambda_n \\ -k_n \sin \lambda_n & k_n \cos \lambda_n \end{vmatrix}$$

则:

$$\begin{vmatrix} a_n \\ b_n \end{vmatrix} = T_{n-1} T_{n-2} \cdots T_1 \begin{vmatrix} a_1 \\ b_1 \end{vmatrix} \quad (6)$$

又令

$$U = \begin{vmatrix} U_1 \\ U_2 \end{vmatrix} = T_{n-1} T_{n-2} \cdots T_1 \begin{vmatrix} 1 \\ 0 \end{vmatrix}$$

所以式(6)变为:

$$\begin{vmatrix} a_n \\ b_n \end{vmatrix} = a_1 U$$

由上式可得:

$$a_n = a_1 U_1 \quad b_n = a_1 U_2 \quad (7)$$

把(7)式代入(5)式中, 得

$$a_1 (u_1 - i u_2) = -2i$$

$$a_1 = \frac{2}{u_2 + i u_1} \quad (8)$$

稳态地面反应是 $a_1 \exp(i\omega t)$ 的实部, 因此一个圆频率为 ω 的输入谐和振动以比值 $\frac{1}{u_2 + i u_1}$

放大了,所以放大系数 $B(\omega)$ 为:

$$B(\omega) = \frac{1}{u_2 + m} \tag{9}$$

可见忽略阻尼时 λ 和 k 都成了实数,考虑无阻尼单一均匀地层的情形:

$$B(\omega) = k_1^2 \sin^2 \lambda_1 + \cos^2 \lambda_1)^{-1/2}$$

式中 $k_1 = \frac{\rho_1 V_1}{\rho_2 V_2}$; $\lambda_1 = \frac{\omega H}{V_1}$.

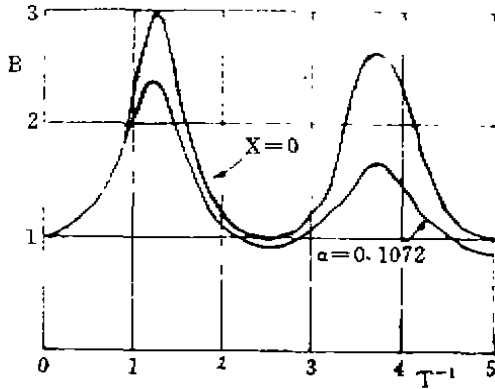


图2 动力放大系数

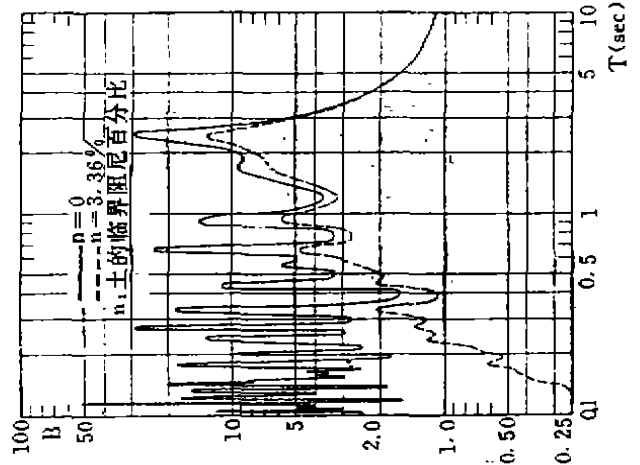


图3 墨西哥山谷的动力放大系数

对于单一地层我们可以假设 $\alpha = 3270t/m^2$; $V = 152.4m/s$; $H = 30.5m$,此时分别采用 $\alpha = 0$ 和 $\alpha = 0.1072$,由(9)式即可以得到两组放大系数,它们都是周期的函数,结果如图2所示,由图中可以看出剪切波在土中传播时,如果土层中的阻尼越大,那么放大系数越小.同时,墨西哥的地震记录(图3)对证明这个结论也是一个很好的证据^[1].

从能量消耗方面考虑,输入能量一部份由动能、弹性应变能及非线性变形滞回能抵消,另一部份由阻尼所消耗,如图4所示,当能量吸收与耗散的能力大,那么对结构的抗震性能就越有利,由此可见它取决于材料的延性和阻尼.材料的延性和阻尼越大则结构的抗震性就越好.由唐山地震时记录的资料(图5)可知,B区的震害比A区的轻,这是因为在B区的地表下有低剪切波速的淤泥质夹层所致.

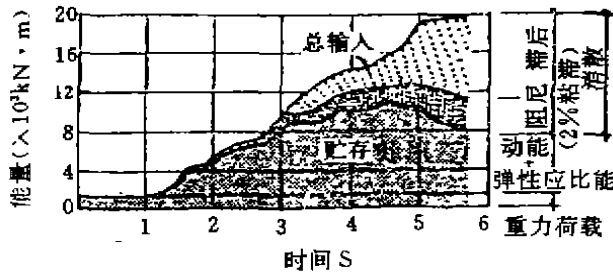


图4 新西兰银行大楼地震能量耗散时程图

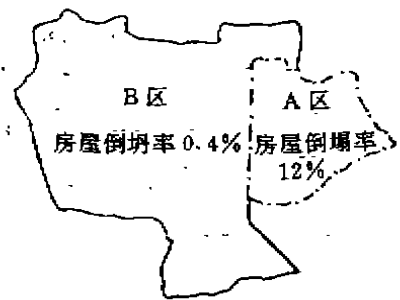


图5 天津市区震害简图

由以上两个方面看来,软弱地基对于地震有减震的作用,能更多地吸收地震的能量。另一方面又由于软弱地基的含水量高,孔隙比大,压缩性高,渗透性小,在地震来时,由于纵波的影响又易发生震陷破坏。这是因为泥炭、淤泥及淤泥质软土是一种高压缩性土,抗震强度低,软土在强烈的作用下,土体受到扰动,絮状结构遭到破坏,强度显著降低,不仅压缩变形会有所增加,还会发生一定程度的剪切破坏,土体向基础两侧挤出,造成建筑物急剧下沉和倾斜,如沉降不均匀就会造成开裂。控制沉陷就成为软土地基上抗震的一个主要需要解决的问题,当然如果采用刚性桩基础可以很好地解决这个问题,但也存在一些问题:(1)打在软弱土层的短桩,桩基础有移动或倾斜现象发生;(2)由于软弱土的自重震陷,承台底面与土之间脱空,桩在承台底面以下一段范围内发生水平断裂;(3)在很厚软弱土层上建造多层房屋采用刚性桩基础耗资过大。

人们从在1985年墨西哥发生的地震得知,建在古湖床深厚软土上的6~20层的建筑物遭到严重破坏,而低层房屋破坏较少,23层以上的却未遭破坏^[1]这一现象,人们通过研究认为这是因为地震引起房屋的共振。通过记录,可知地震在软弱地基中的卓越周期在2S左右,正是因为地震卓越周期比较长,所以容易与高层建筑的自振周期相吻合,引起共振,导致房屋破坏。共振破坏,实质是结构的反应经多次放大,致使结构的塑性变形能被循环所引起的滞回变形能消耗,使结构发生破坏。所以,这种破坏与场地卓越周期及地震所持续时间,结构性质有关。由此看来改变软土的结构也是改善基础抗震的一个重要方向。

软弱地基的抗震处理

引起建在软土地基上的建筑物的损坏主要原因是由于软土的高压缩性及长卓越周期,为了提高软土地基的抗震能力,对于不同类型的软土采用不同的处理方法。对于含水量高,孔隙比大,渗透性小的淤泥,应适当地减少其含水量和孔隙比,以此来增加土的内阻尼,减少土的压缩性,适当地降低土的卓越周期。由此,我们在汕头市一些工程采用深层搅拌法地基处理具有改善软土抗震性的作用。

1. 深层搅拌法的工作原理

关于深层搅拌法具有改善软土的抗震性问题,有必要概述其工作原理。深层搅拌法是利用水泥、石灰等材料作用固化剂,通过机械在地基深处就将土和固化剂强制搅拌,利用固化剂和软土之间所产生的一系列物理—化学反应,使软土硬结成具有整体性、水稳性和一定强度的桩体,并与桩间土形成复合地基^[2]。

用水泥作为固化剂时,水泥与土中的水发生反应,形成氢氧化钙,含水硅酸钙,含水铝酸钙等,这些形成了一些不溶于水的胶体,而且水泥中的硫酸钙与铝酸三钙与水一起反应,生成水泥杆菌,这种反应结果是把大量的自由水以结晶的形式固定下来,自由水的减少量约为水泥杆菌生成量的46%,使水泥土发生膨胀,减少了孔隙比及含水量。经分析研究,天然软土拌入水泥七天后,土颗粒充满了水泥凝胶体,并有少量水泥水化物结晶的萌芽,一个月后,水泥土中生成大量纤维结晶状,并不断延伸充填到颗粒间的空隙中,形成网状构造,到五个月时,纤维结晶状辐射向外伸展,产生分叉,并相互连结成空间网状结构,水泥的形状和土颗粒的形状已分辨不出来^{[2][3]}。可见水泥与土紧密结合成水泥土。可以看出,水泥与土发生物理—化学反应后具有相应的强度,且桩周土的含水量降低,孔隙率减少,压缩性也小,从而使

桩周土的性状有了改良。这些改良使地基在地震时的沉陷减小,卓越周期减小,阴尼耗能增加,因而使软土的抗震性能得到了改善,特别在很厚的软土层,持力层又很深的情况下,若将桩打到持力层,则会造成很大浪费,因此,深层搅拌法具有一定的优越性。

2. 桩承受水平荷载能力

在考虑基础与地基的共同作用时,可以近似地认为它们是不计轴力的梁单元,采用如图1所示的有限元分析模型,设 $[K]$ 为水平荷载作用下地基的刚度矩阵, $[K_s]$ 为桩群的整体刚度矩阵; $[U]$ 为位移向量; $[P]$ 为荷载向量,可得下式:

$$[K+K_s][U]=[P] \quad (10)$$

由式(10)可以看出,桩基在变形许可范围内,刚度小则水平荷载力承受少,其它由地基承受。这样,当剪切波发生时,桩所传递的水平力减小,对上部结构的变形有利。

工程实例

汕头市属于海陆交互沉积,表层淤泥、淤泥质土厚多在10~20m,地震基本烈度属8度地区,在地基处理上投入资金浩大,成为汕头市城市建设中一个重要课题。我们在1993年开始利用深层搅拌(喷粉)桩建成了三栋八层居住楼,效果良好。1994年在汕头市金曼实业公司的三层框架附属楼也采用了深层搅拌(喷粉)桩,其地质情况是:第一层有0.2~0.8m的填细砂及杂填土,下面是饱和,流塑状,压缩性高的淤泥层,总厚度达24.6~25.1m,设计深层搅拌(喷粉)桩,桩径500mm,桩长18m,设计复合地基承载力为140kPa,单桩承载力为150kN,施工完毕后的静载试验如表1所示:

某工程搅拌桩静载试验数据表

表1

类别	试桩桩号	最大加荷(kN)	总沉降量(mm)	卸载后残余变形(mm)	承载力极限值Q(kN)	承载力标准值 R_s (kN)
单桩	68	300	17.1	13.94	210	105
复合地基	318	420	13.3	8.70	>420	>210

由表1可以看出,该复合地基的承载力比设计值高很多,按单桩承载力换算为单桩复合地基承载力也明显少于实测单桩带台复合地基承载力,分析其原因主要是由于桩周土的性能得到较大改善之故。深层搅拌桩在处理软弱地基的经济作用十分明显,而其抗震性能尚待进一步深入研究。

主要参考文献

- [1] 宰金珉,《高层建筑基础分析与设计》,中国建筑工业出版社,1993。
- [2] 地基处理手册编委会,《地基处理手册》,中国建筑工业出版社,1988。
- [3] 刘大海,杨翠如,钟锡根,《高层建筑抗震设计》,中国建筑工业出版社,1993。
- [4] 纽马克著,叶耀先译,《地震工程学原理》,中国建筑工业出版社,1986。
- [5] 林宗元,《岩土工程治理手册》,辽宁科学技术出版社,1993。
- [6] 唐业清,《土力学基础工程》,中国铁道出版社,1989。
- [7] 龚晓南,《复合地基》,浙江大学出版社,1992。

复合地基中的桩土应力比

李广信 (清华大学水电工程系,北京 100084)

在灰土桩,水泥土桩和水泥粉煤灰碎石桩(CFG桩)复合地基中,桩材和桩间土间的应力应变关系相差很大,而基底的桩材应力状态与桩间土的应力状态间又是互相影响的,所以桩土应力比是影响复合地基承载力的重要因素。

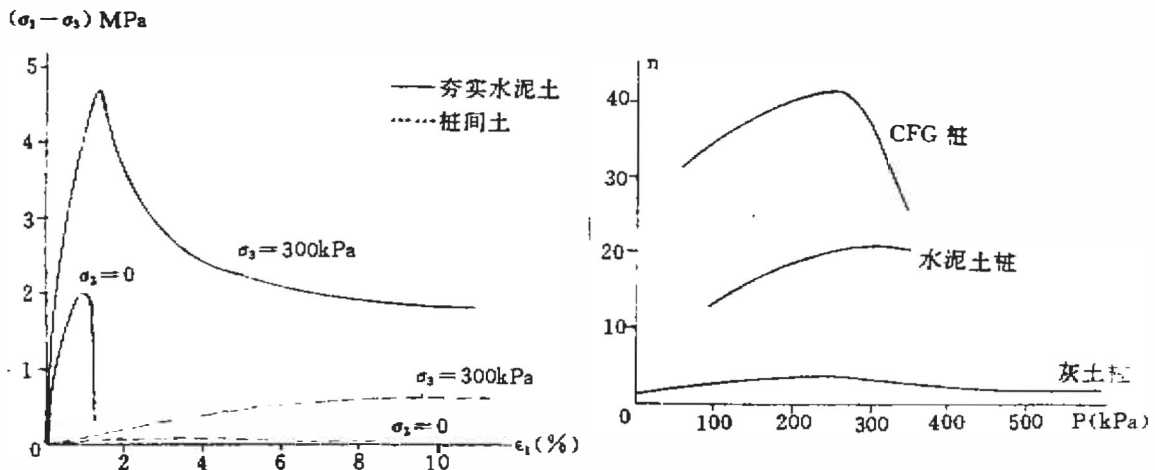


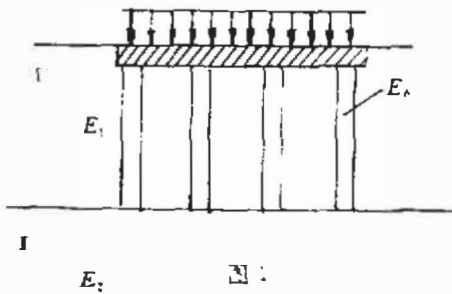
图1 夯实水泥土与桩间土三轴试验曲线 图2 各种复合地基桩土应力比与所受荷载关系

图1为夯实水泥土(水泥:土=1:5)与粘质粉土的三轴试验应力应变曲线。图2为实测的几种复合地基的桩土应力比与荷载间关系曲线。基底下的桩材和桩间土的实际应力路径与常规三轴应力路径会有区别,但仍可进行定性的分析。桩材表现明显的脆性,在很小的应变下即达到峰值强度;桩间土表现为应变硬化,一般没有明显的峰值强度。在图2中,随着荷载增加,桩土应力比先提高后下降,这与两种材料的应力应变关系的差异有关。在一定荷载下,基础沉降量还很小(一般10mm以下)桩身应力已接近其所受围压下的峰值强度;而地面附近的桩间土所受垂直应力很小,桩土应力比很大,它对桩身作用的围压也就很小,这就加速了桩身上部的剪切破坏。载荷试验后剖桩检查常发现桩头附近被压裂。这时桩间土既未能承担足够荷载也未能向桩提供足够的围压。当桩身材料达到峰值强度后,桩身应力急剧下降,沉降很快增加,桩间土承担荷载增加,桩土应力比下降,土对桩的围压也增加,桩身应力骤降受阻,复合地基的荷载由桩和土共同承担下而还会有所增加。

在加载初期提高桩间土的应力水平,降低桩土应力比,使桩与桩间土更好地共同工作,会最终提高复合地基的承载力,减少沉降量和增加基础的安全度。这可以从通过将图1中土的应力应变曲线向左平移或提高桩材的韧度和塑性来实现。比如在桩头设一可压缩的垫层或者在桩的上部加筋,将会延缓或防止桩土应力比的下降趋势。

形成竖向增强体复合地基的条件

莫晓南(浙江大学土木工程学系 杭州 310027)



在地基中设置竖向增强体形成复合地基以提高地基承载力和减小地基的沉降量。通常在多层地基中将竖向增强体穿透最软弱土层,落在压缩性较小的土层上,复合地基沉降较小,效果较好。但在土层模量相差很大时,如何设置竖向增强体是值得讨论的问题。图1表示一双层地基, $E_1 < E_2$, 竖向增强体穿透 I 层。若 $E_1 \ll E_2, E_p \gg E_1$, 上部荷载通过基础会直接传递给竖向增强体, 桩间土很难发挥作用。此时需要在竖向增强体上铺柔性垫层或竖向增强体不穿透 I 层, 分别如图 2(a) 和 (b) 所示。这样通过增强体和桩间体变形协调可以很好发挥桩间土的作用。对于 E_1 和 E_2 相差不是很悬殊, 或竖向增强体是由松散材料形成的情况,

强体不穿透 I 层, 分别如图 2(a) 和 (b) 所示。这样通过增强体和桩间体变形协调可以很好发挥桩间土的作用。对于 E_1 和 E_2 相差不是很悬殊, 或竖向增强体是由松散材料形成的情况,

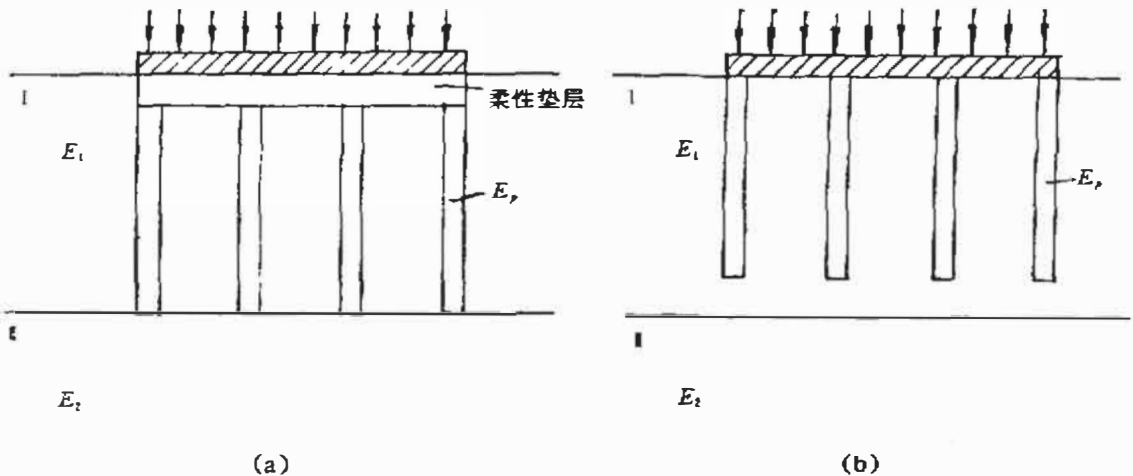


图 2

图 1 中桩间土可以很好发挥作用。竖向增强体与桩间土是否能形成复合地基是有条件的。在荷载作用下, 竖向增强体和桩间土变形协调, 当桩间土竖向压缩量达到一定数量时, 桩间土才能发挥产大的作用。只有桩间土能发挥一定的作用, 才算形成复合地基。

近闻某工程采用水泥土桩作为竖向增强体, 基本形式如图 1 所示。设计设想是复合地基。在加载初期, 荷载较小沉降量很小, 当荷载较大, 沉降突然增大, 以至发生整体失稳。该工况是否属未能形成竖向增强体复合地基值得深思。究竟 E_2/E_1 值大于多少时, 只有采用图 2(a) 和 (b) 所示形成才能形成复合地基值得探讨。在地基中设置竖向增强体形成复合地基是有条件的, 这一点理应予以重视。

夯扩桩小议

卞宇中(浙江大学土木工程学系 杭州 310027)

夯扩桩,起源于浙江,该种桩型在桩端为砂性土层时,较其它同规格桩可得到较高的承载力。由于施工简便又具有良好的经济技术效益,在省内外被广泛的推广应用。请看下面两个成功的实例。

实例1:桩径 $\phi 377$,桩长6.5m,2.8t自落锤,桩端粉砂层静力触 $q_c = 83.1\text{kg}/\text{cm}^2$, $f_s = 0.95\text{kg}/\text{cm}^2$ 。施工中混凝土灌入高度1.6m,拔管高度1.2m,夯击10~16次。三根试桩的极限承载力大于87t。沉降值为5mm时对应的桩顶荷载分别为62t,57t,40t。

实例2:桩径 $\phi 325$,桩长5.8m, D_1-1800 柴泊锤,桩端粉砂土层静力触探结果 $q_c = 93\text{kg}/\text{cm}^2$, $f_s = 1.05\text{kg}/\text{cm}^2$,桩管混凝土灌入高度1.55m,拔管高度0.7m,三根试桩的单桩极限承载力等于145.6t, $>122.1\text{t}$, $>128.8\text{t}$ 。桩顶沉降10mm时,对应的桩顶荷载分别为107.6t,107.6t,112.4t。

众所周知,每种地基处理方法,每种桩型都有其固有的适用范围,工程类型,工程地质条件。某工业厂房同样采用夯扩桩却得到完全相反的结果,从而惹出一场麻烦。

实例3:某工业厂房采用夯扩桩,桩径 $\phi 377$,桩长7.8m,DD-250柴油锤,桩管混凝土灌入高度1.55m,拔管高度0.7m,自地面以下土层情况,①有机质0.8~1.4m厚,②砂质粉土, $q_c = 24\text{kg}/\text{cm}^2$, $f_s = 0.2\text{kg}/\text{cm}^2$,③砂质粉土, $q_c = 43\text{kg}/\text{cm}^2$, $f_s = 0.6\text{kg}/\text{cm}^2$,④砂质粉土, $q_c = 49\text{kg}/\text{cm}^2$, $f_s = 0.6\text{kg}/\text{cm}^2$ 。采用 C_{25} 混凝土,设计单桩允许承载力40t。施工中发现当桩管打入较浅时桩孔冒水周边开始液化,当成孔较深及夯扩时,邻近刚完工的桩冒水并携带水泥浆一起外溢。经开挖观察桩身混凝土明显偏低,并伴有缩颈,断桩。三根试桩的静载结果极限承载力仅为32t,32t,36t,与设计要求相差甚远。

总观上述情况,地面以下具有一定厚度(3.0m以上)的硬壳层,粘性土层(淤泥质土,淤泥,塘淤泥),或密实的砂性土层作为上覆土层,而且桩端持力层的砂性土也具有一定的密实度,夯扩桩法均比较成功,如实例1,实例2。而沿桩身全程均为松散的砂性土,地下水位较高,桩端持力层密实度较差时。打桩过程中由于砂土液化,极易产生缩颈,断桩,桩身混凝土低下,夯扩头难于施工成型等诸多问题。望同行朋友们在方案选择时能引起注意,笔者一技之得,一孔之见,不知当否,望批评指正。

传导现象 从理论到岩土工程实践(续四)

J. K. MITCHELL

通过垫土层的扩散化学流

前述理论分析表明,在有些情况下,扩散可为通过地下的化学传送提供一个重要机理。而且在水力传导系数小于 $1 \times 10^{-8} \text{m/s}$ 的土中,扩散传送可能超过平流。虽仅有几个现场实例的详细记载,但它们已表明这些结论是正确的。Quigley 和他的同事们进行了最为广泛的研究(Quigley, Crooks & Yanful, 1984; Quigley & Rowe, 1986; Quigley 等, 1987a, b; Quigley, 1989; Yanful, Nesbitt & Quigley, 1988a; Yanful, Quigley & Nesbitt, 1988b)。下述细粒土中的长期(数千年)扩散和短期(几年)扩散的例子即是据这一研究所述的。

长期扩散 安大略省(Hawkesbury)的 Leda 粘土剖面示于图 24(Quigley, Gwyn, White, Rowe, Haynes & Bohdanowicz, 1983)。地质历史和岩土剖面的分析表明,10000 年前有一 21m 厚的砂层在沉积了约 70 年后被从粘土上侵蚀掉。在砂层的荷载作用下, Leda 粘土当时仅部分固结。

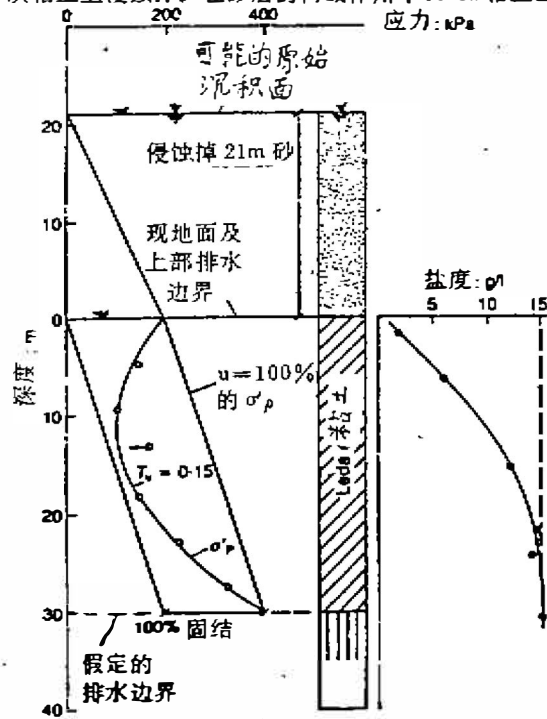


图 24 约 10000 年后加拿大安大略 Hawkesbury 的含盐的 Leda 粘土的扩散剖面(据 Quigley, 1989)

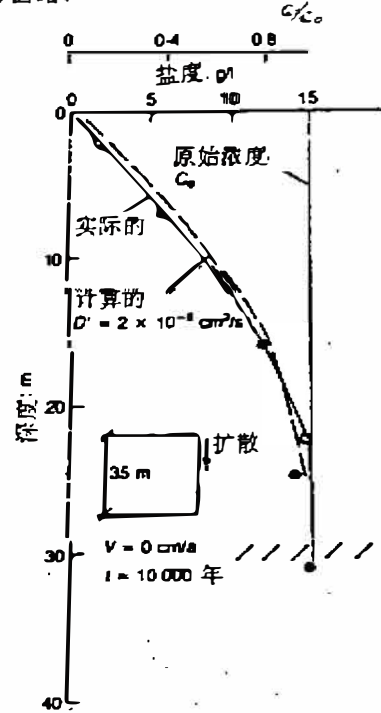


图 25 约 10000 年后, Hawkesbury Leda 粘土总盐度的实测和计算扩散剖面(据 Quigley, 1989)

如图 24 中的最大预压应力 σ_p 分布所显示的那样。Quigley(1989)提供的证据表明,氧 18 含量分析 Leda 粘土层整个深度上的原始含盐量约为 15g/l。

在 Champlain 海抬升时,砂层被侵蚀之后,粘土向淡水边界在其上表面扩散。没有任何水力驱动流通过粘土的迹象。在时间为 10000 年和没有平流的假定下,计算扩散系数以适应所观察到的含盐度曲线。假定扩散系数为 $2 \times 10^{-10} \text{m}^2/\text{s}$,对实际扩散剖面 and 计算扩散剖面进行了比较(图 25)。观测曲线与计算曲线间密切的一致性以及所推测的扩散系数值,支持了所假定的机理并说明了自然界化学扩散的重要性

短期扩散 Quigley 和 Rowe (1986)、Quigley 等(1987a)和 Yanful 等(1988a, b)对位于加拿大安大略省 Sarnia 的联邦路城市废料填土下

的块状灰色粘土的化学剖面进行了详细研究。该场地的土性条件示于图 26。包括盖层在内的约 7.5m 厚的废料被放在一个 5.5m 深的沟槽内。一个小的区域性梯度产生了一个平均流速约为 2.4mm/yr 的下沉孔隙流。在粘土/废料界面略微增加压力约 90kPa 的超固结。填土下整个深度上,粘土未发现微缝。

12 年后, Na^+ 和 Cl^- 的浓度剖面如图 27。此时,盐向粘土/废料界面以下移动了约 1.5-2.0m,而平流距离仅 30mm。粘土的水力传导系数约为 0.8×10^{-10} 到 $1.6 \times 10^{-10} \text{m}^2/\text{s}$ 。在联邦路场地的条件下,扩散流预期比平流大得多,因此结果证实了推测。

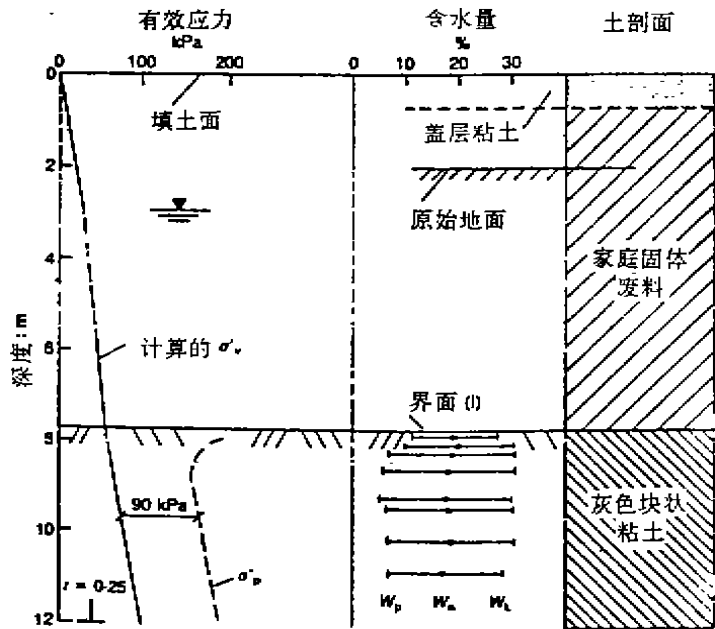


图 26 加拿大安大略 Sarnia 的联邦路填土地目前的土性条件 (据 Quigley & Rowe, 1986); σ_v' 是垂直有效应力, σ_p' 是预固结压力, w_p 是塑限, w_n 是天然含水量, w_l 是液限

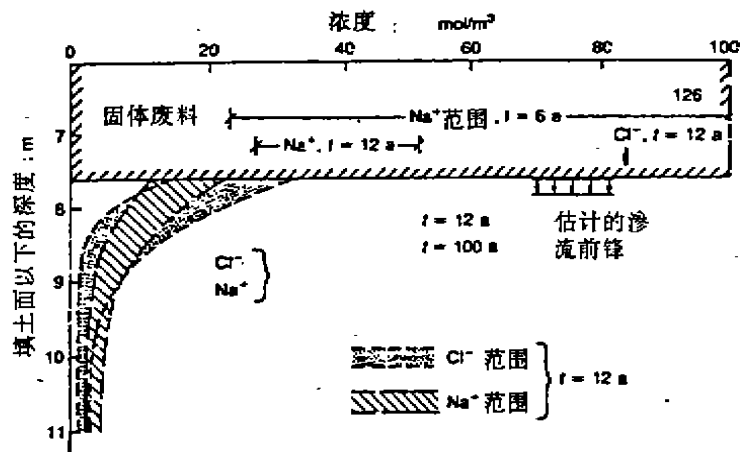


图 27 12 年后联邦路填土之废料下粘土中的钠和氯的浓度 (据 Quigley & Rowe, 1986)

在所引用的参考文献中,Quigley 和他的同事们还提供了许多有关填土滤液不同成分(包括重金属)在粘土中移动的重要资料。其中有意义的发现是,城市固体废料滤液对含有不活动粘土矿物的粘土的水力传导系数没有不利的影响。

废料储放和污染场地净化中的电动力学

由于电渗作用能使流体和化学物质通过细粒土以及电泳能够浓缩细颗粒系统,因此它们本身即说明在废料储放和场地补救方面有许多电能的应用(Mitchell, 1986b)。包括泥浆、矿泥和尾矿的浓缩、排水和固结;从细粒土中提取污染物;齿墙的电动注浆,废料的有效处理,堰的电渗流。有关这些应用的大量研究正在进之中,近期的总结由 Cabrera—Guzman, Swartzbaugh & Weisman(1990)和 Acar & Hamed (1991)给出。本节将简要叙述前三个应用的概念和现状,同时提供了在作者实验室中获得的有关第四个应用的某些结论。

浓缩排水 悬液中的带电小颗粒(如粘土或其他胶粒)在直流电场中被吸引到相反符号的电极,该过程称之为电泳。因此,插入高含水量泥浆、矿泥或尾矿中的电极可用于将固体物质浓缩成较稠密的状态,象粘土矿物这样的带负电的颗粒则如图 28 所示。金属矿尾矿(Sprute & Kelsh, 1974),矿排沉积物(Sprute & Kelsh, 1980),煤废料(Sprute & Kelsh, 1982),磷粘土废料(化学和工程新闻,1984)和粘土矿泥(Lockhart, 1983a, b, c)均成功地用这种方法进行了排水。Feldkamp 和 Behorme 研制了一个一维大应变电动固结模型,它能很好地定量预测胶体氧化硅在阳极从高孔隙比的固结。这种模型还可用于各种类型尾矿电动密实的分析。

用电泳现象进行密实作用的主要局限似乎是,实际上很难以合理的费用建立起有效的过程。例如,Baglin 和 McIntosh (1987)发现,由于为了降低淤泥的导电性而除去溶解离子的处理费用昂贵,因此对用拜尔法从铝土矿中提炼铝而产生的红、黑泥进行电动排水是不可行的。

电动提取 由于细粒土的水力传导系数很小,要用平流除去这种土孔隙水中的污染物是不可行的。但由于电渗作用在

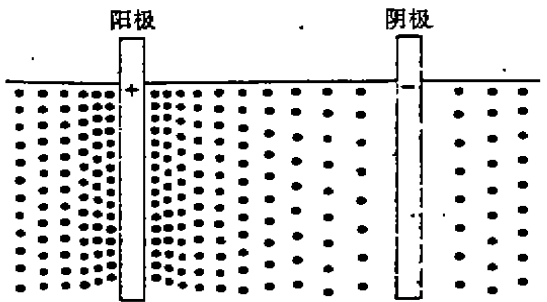


图 28 电泳使悬液中带负电荷的颗粒浓缩

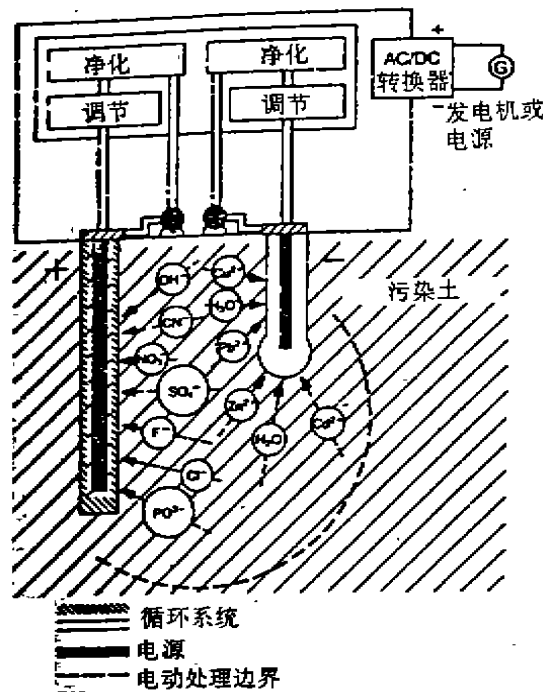


图 29 电渗提取系统在原地土冲洗(专利期中)
(重绘自 Lagenman, 1989)

这种土中较有效,因此在过去几年里,在室内和现场对电渗作用的适用性进行了相当精深的研究。由 Lagerman(1989)提出的概念示于图 29。离子污染物被吸引到它们各自的电极,然后收集起来进行处理。

到目前为止,由 Cabrera-Guzman 等(1990)和 Acar & Hamed(1991)所总结的结果表明,在某些情况下,90%以上的重金属离子已被除去。如 Shapiro, Renaud 和 Probst(1989a, b)所展示的那样,该法对于除去溶解的有机污染物也是有效的。对于溶解 0.5mg/l 乙酸和 450PPm 溶解酚的情况,他们测得的去除程度高于 94%,能量消耗很低,该法的理论模型与实测结果较一致。

这些结果似乎表明,被溶解的、不带电的有机质与受电渗流作用的孔隙水一起运移。若真如此,则那些有利于电渗透的条件(即,低溶解电解质浓度,高含水量、不活动的粘土矿物(Gray & Mitchell, 1967)也将有利于溶解有机质的有效去除。有待确定的是,电渗作用是否能除去自由相、无极性的有机质。但如果它们以能被电渗作用移动的水流一起运移的小气泡形式存在的话,则是可能的。

电动注入 至今,对于在阴极除去水和污染物的同时,而在阳极电位注入新的物质评价很少。但对于注入灰浆或其他物质以便阻流,及注入化学剂或生物制剂以与已存在于土中的化学物质发生反应似乎是可能的。

压实粘土中的电动阻流 低水力传导系数压实垫土中电动阻流的概念示于图 30。其目的是避免危险化学物通过垫土,图 30 中具极性的低压直流电场产生一向内作用的电渗水流 V_e ,它与垫土上填土中淋滤水头引起向下的渗流 V_s 方向相反。平流化学搬运和扩散的化学流均为电渗流所抵销。但同时,电场将产生一取决于淋滤带特定阴离子的离子迁移率面向下的阴离子流 V_c ,而阳离子流 V_a 向内作用。在施加的水力梯度、化学梯度和电梯度的联合作用下,经一段时间 t 后,水、阳离子、阴离子的相对运动见图 31。

据前述提供的理论分析易证明,假设部分饱和和压实粘土的电渗水力传导系数与前述工程中使用电渗作用典型处理的饱和软粘土类型具有同一数量级,则只需很小的电位(约几伏或更小)便可安全阻止水力驱动流。但该系统的全面分析需要考虑所有的流——水力的、化学的、电的——同时起作用。这种分析已经进行(Yeung, 1990; Mitchell & Yeung, 1990),并且已用实验进行了评估。

理论分析的理论在前述的方程(15a)、(15b)、(26)、(27)和(29)中,耦合系数由方程(16)到(25)定义。已制造了一个新装置(图 32),它含有两固定的壁式渗透仪,其中一组含电极,另一组作为在没有电动障时确定

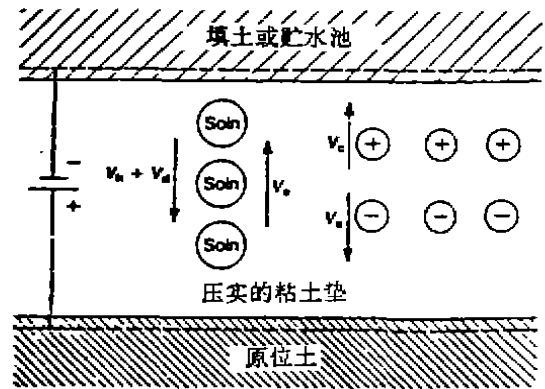


图 30 用电渗建立化学储存阻流的概念

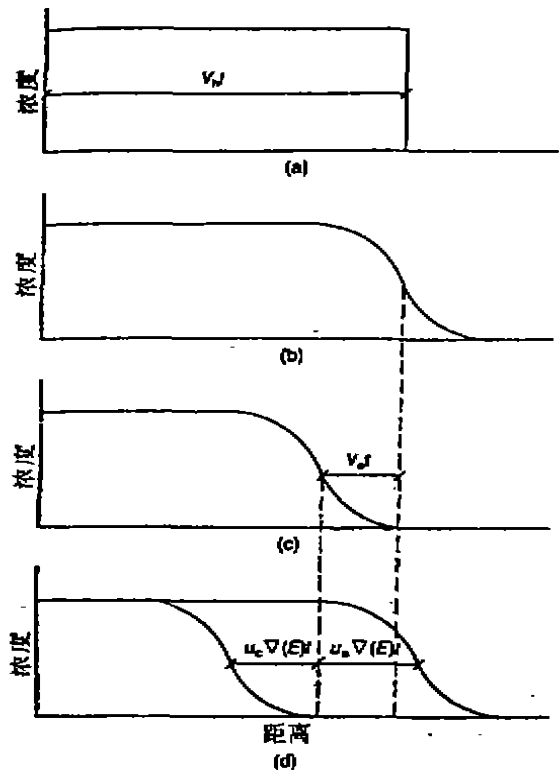


图 31 在水力、电力和化学流作用下阴离子和阳离子的迁移;

(a)平流;(b)平流+分散;(c)平流+分散+电渗;(d)平流+分散+电渗+离子迁移率

MITCHELL
流量的控制。圆柱样的直径为 35.6mm, 长 101.6mm, 每个样品的进流和出流体积单独测量。分开的不锈钢

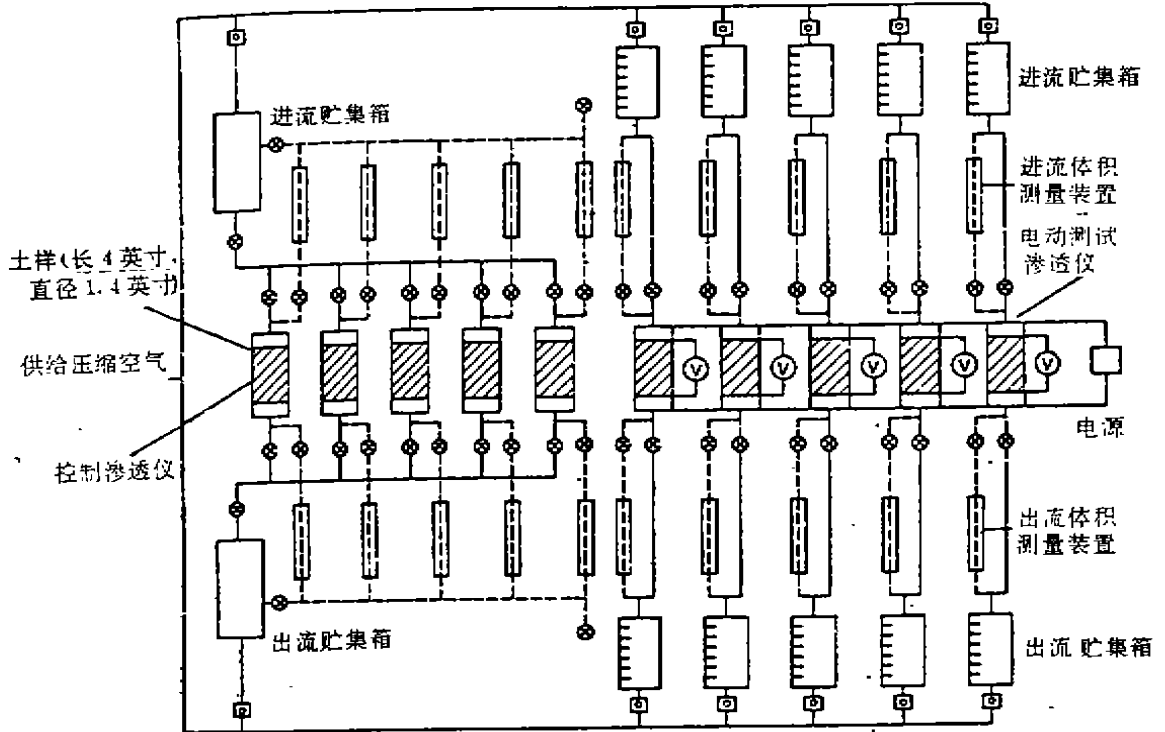


图 32 测量水力、扩散和电动流率的装置

电压和铂电极用于使电化学反应最小。

测试过程使用的 (CH) 土与用于加利福尼亚北部填埋垫土相同, 其液限、塑限和塑性指数值分别为 52%、27%、25%, 最佳含水量为 17.4%, 最大干密度为 17.3 kN/m^3 (用修改的普罗克特击实仪击实)。在最初的测试中已确定, 电渗在这部分饱和的击实粘土中是有效的。电渗水力传导系数 k_e 从 1×10^{-9} 到 $7 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ 每伏 (此是大多数土的典型值), 它取决于初始密度和含水量。

为了评估电动阻流概念的有效性以及为了检验耦合流理论的应用, 10 个均一的相同样品经柔搓压实和自来水反压饱和。击实从最优湿度到修改普罗克特最大值之 90% 的相对密实, 这是用于压密粘土垫中的典型情况。这些样品的水力传导系数平均为 $1 \times 10^{-11} \text{ m/s}$, 电渗水力传导系数约为 $2 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ 每伏。氯化钠的扩散系数分开在相似样品上测量, 等于 $3 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ 。

所有样品均在水力梯度为 50 的情况下用氯化钠溶液渗透。在一个方向上每天施加 1 V/cm 的电梯度 1 小时, 以引起与水力流方向相反的电渗流。每 5 天从该系统中取一个样品, 切成 8 片分析氯和钠的浓度。

正如理论分析预测的那样, 周期施加电位大大阻碍了钠离子的迁移, 但却加速了氯离子流。由于氯的离子迁移率高, 它向阳极的流率超过了向阴极的电渗流, 所以有氯向阳极的净迁移。在 50 梯度的作用下, 经 20 天持续水流后, 周期施加电渗反向流和没有施加电渗反向流的氯和钠的分布示于图 33。用理论预测的分布和据测量参数推得的系数均被表示出来以便与测量值比较。可见具有合理的一致性。

本研究结果表明, 阻挡阳离子迁移以及假定的溶解有机质迁移的电动阻流是可行的, 因为溶解有机质已表现出与电渗流一同迁移。观察的行为与用不可逆热力学推导的耦合流理论的预测在数量上具合理的一致性。应用中可设想一金属网组成的两电极系统, 其中一个网置于击实粘土垫的顶部作为阴极, 另一个网置于底部作为阳极。周期施加小的电梯度大体上即能提供足够的流率以抵销由水流引起的化学平流。一个场地风缸即是一个合适的动力源。

耦合流对边坡稳定性的影响

自从1939年利奥·卡萨格兰德将电渗作用于德国的Satzgither铁路路堑稳定以来,电渗便作为一种边坡稳定技术而一直受到关注(Casagrande, 1952)。但直到相当近来才引起注意的是,天然被动耦合流现象既能导致不稳定性又能用于不稳定性的重建(Veder, 1981)。

不同类型土层间存在着高达几十毫伏的电位差。这些自然电位产生于土层中化学条件的差异,其大小取决于土层中氧化物和还原物的含量。这种电位可能是产生天然电渗作用——其中的水流从高位流向低电位(即流向阴极)——的原因。

上述过程示于图34。氧化土层相对于还原土层是正极,于是它诱导出一流向界面的电渗水流。积聚于界面上的水流会引起膨胀和强度损失,最终导致一滑动面的形成。有三个有意义的问题,即“其机制是什么?”,“界面上产生的水压力有多大?”,“如何加固具有该现象的边坡?”。答案可在Veder编辑的书中找到,在书中,Fritz Hilbert对此问题进行了阐述,据此给出下面的总结和解释。

自然电位的产生 处于氧化环境中的土通常是黄色或褐色到红褐色,且以三价铁的氧化物和水化物以及低的PH值为特征;而还原土则通常是深灰到蓝灰色,含有二价铁的硫化物、氧化物和氢氧化物。土的局部电位(ϕ)取决于铁的含量,可据Nernst方程计算

$$\phi = 0.771 + \frac{RT}{F} \ln \left(\frac{C_{Fe^{3+}}}{C_{Fe^{2+}}} \right) \quad (64)$$

其中浓度用每升孔隙水溶液中铁的摩尔数表示。两层间的电位之差为电渗提高了驱动电位。在实际土系统中,用Nernst方程求得的价值将太高,因为它适用于无电流的条件,而电流会在相反的方向产生一附加的扩散电位。在Veder(1981)的书中,Hilbert进一步分析给出了将电位作为原地PH值函数的关系式

$$\phi = 0.186 - 0.059PH \quad (65)$$

对于不同的土层, ϕ 的计算值与实测值间具合理的一致性。最终结果是在不同的土层间形成达50mV左右的电位差。在一滑带开挖槽中测得的电位差如图35。

自然电位产生的起孔压 两不同土层交界面上形成的孔隙压力由方程(63)给出,方程中的 ϕ 是两层间的自然电位差。对于给定的 ϕ 值,孔隙压力大小直接取决于 k_v/k_h 。例如,若 $k_v = 5 \times 10^{-9} m^2/s$ 每伏, $k_h = 1 \times 10^{-10} m^2/s$,则 $k_v/k_h = 50 m/V$ 。若自然电位差为50mV,则据方程(63),将产生 $-u = 50 \times 9.81 \times 0.05 \approx 25 kPa$ 的孔隙压力,这是一个不可忽视的值。如果被驱向界面的水不能逃逸或被土吸收,那么有效应力将减少同样的量;若水被粘土层吸收,则产生软化作用,两种情况均会导致界面上抗滑阻力的减小。

用短路导体进行滑坡稳定 若边坡不稳定性由氧化层与还原层界面间的滑面引起,则可用Veder(1981)提出(并申请专利)的简单方法使其稳定。短路导体(如钢棒)打进土层,并穿过滑面进入其下土层约1~2m。其建立的机制示于图36。

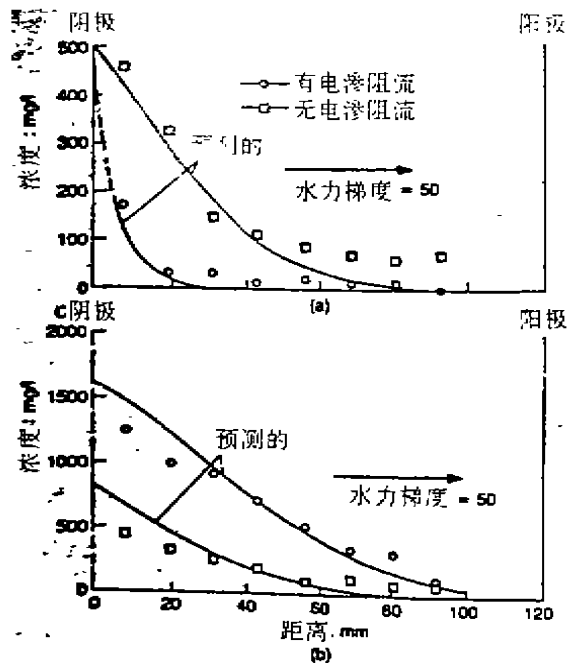


图33 施加电渗阻流和未施加电渗阻流20天水流后,压密粘土中钠和氯的分布,(a)钠;(b)氯

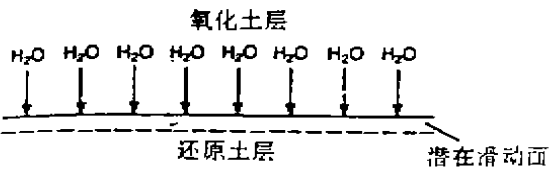


图34 因氧化土层和还原土层间自行电位差产生的“天然电渗作用”;氧化层相对于还原层是正极[据Hilbert重绘(Veder编辑, 1981)]

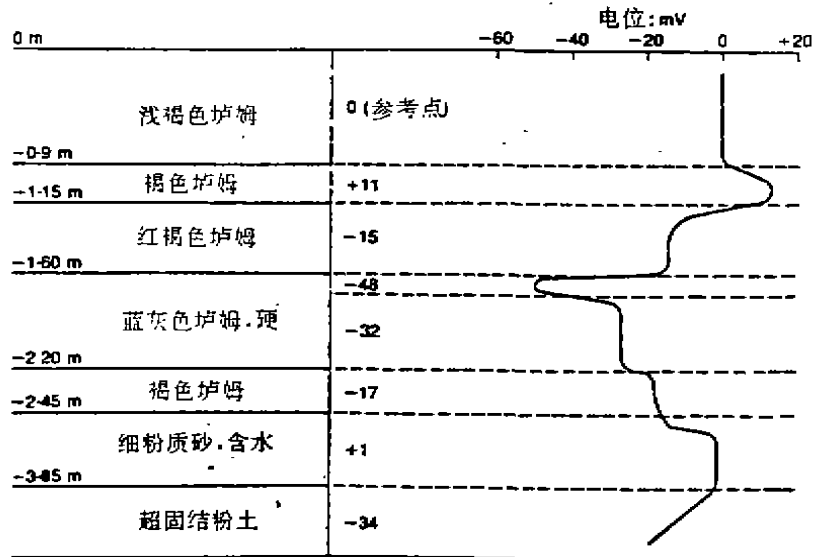


图 35 滑坡开挖槽中测得的电位

[据 Hilbert 重绘 (Veder, 1981)]

氧化土层的还原反应和还原土层中的氧化反应产生的电流通过导体,由于获得电子的氧化剂(如铁、氧和镁的化合物)存在于上部氧化土层,电子从金属导体到达土,即电子进入引起还原反应。而在还原层,已有剩余电子,若它们通过导体,则有利于氧化反应。所以当电子被导体带走时,还原层便产生正电荷,这些电子然后被氧化土层获得。

电路的连通需要有通过土壤孔隙水的电流,方式如图 36 所示,其中吸附阳离子(如所示的 Na^+)及有关的水自土层界面离开,这种水的电渗搬运将导致滑动带内水量的减少。因此,短路导体有三个主要效果

- (a) 由于短路导体消除了两土层间的电位差,因而阻止了天然电渗作用的发生。
- (b) 前述电化学反应将在相反方向产生电渗流,因此有助于剪切带的排水。
- (c) 导体的腐蚀产生高价阳离子,它们与低价吸附阳离子交换(如铁交换钠),因而可增加土的强度。

Veder (1981) 描述了几个使用短路导体稳定滑坡的成功例子,其中引用了一些参考资料。典型情况下,所有钢棒直径约为 25mm,覆盖所要加固区域的网格线最大间距为 3-4m。有利于短路导体使用的条件是,具低水力传导系数的原状粘性土,剪力面在氧化粘土层与还原粘土层之间,以及相当薄且边界清晰的剪切带。

电渗作用用于软粘土上的基础加固

地基基础工程师对比萨斜塔的关注可能是任何其他建筑所不能比的。现在塔向南倾斜已达 5°,关于倾斜原因的种种假设和推测仍然没有得到证实,对于如何解决这一问题也尚未有统一的看法。由于 1989 年

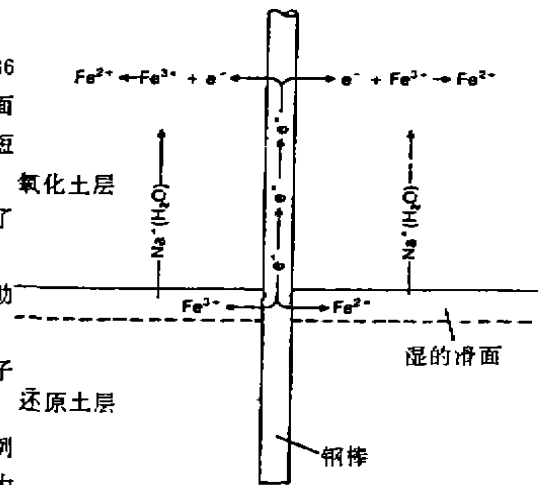
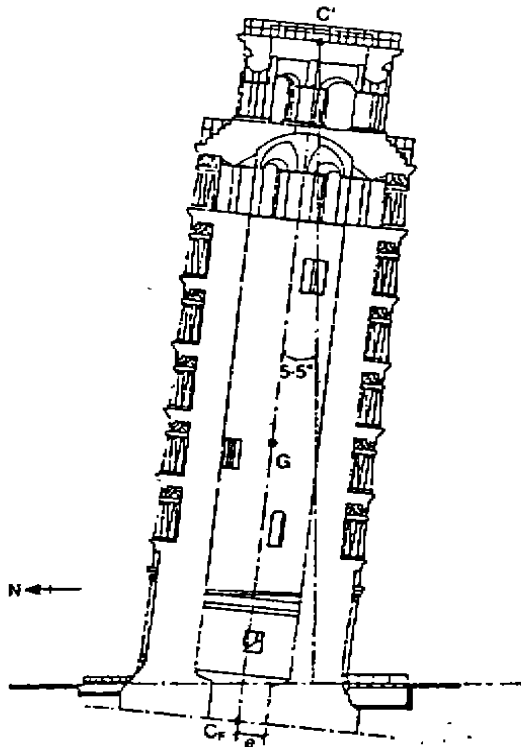


图 36 用短路导体稳定滑带的机理 (引自 Veder, 1981)

Pavia 式塔的倒塌以及比萨塔结构的继续倾斜和恶化,致使塔于 1990 年初即对游客关闭,从而重新引起了人们极大的关注。新一届意大利政府的委员会于 1990 年成立以探索其稳定加固方案。Viggiani 1990 年给出了塔建造的详细历史及其周围的情况以及对有关塔倾斜原因和塔移动的可程的推测,并尝试和提出若干稳定方案。图 37 是塔的剖面图,图中给出了塔的尺寸和荷载情况。



地下水面	y kN/m ²	COR	ϕ (°)	K_s
粉质砂有粘	18.60		30	0.56
土质粉土透镜体	17.65		33	
上部粘土 (Pancone 粘土)	16.70	1.3	22	0.63
	17.65			
	16.70			
中部粘土	19.60	2	28	0.63
中部砂	18.60		33	0.46
下部粘土	18.45	1	20 25	0.54
下部密砂				

图 38 比萨斜塔土层剖面概况

图 37 比萨斜塔的横断面(据 Viggiani 1990 复制); G , 重心, $C_r C' = 58.36\text{m}$, $C_r G = 22.6\text{m}$, $W = 14.453 \times 10^6 \text{MN}$; 基础外径 $D_s = 19.58\text{m}$ 内径 $D_i = 4.5\text{m}$; 塔底的平均承载压力 $P_m = 51\text{t/m}^2$; $= 497\text{kPa}$; $e = 2.24\text{m}$

图 38 剖面示塔下土层概况, 应力分析表明, 位于塔南侧地下的上部粘土(Pancone 粘土)可能已接近于塑性破坏状态, 争论的焦点一直是: 过去是否有如 Leonardis 指出的那样——有过承载力破坏。

大多数塔的加固建议都涉及到基础托换和各种支撑方案, 图 39 (Ministero dei Lavori Pubblici, 1979) 给出了其中的几例。可以看出, 其中每一种方案都可称之为“硬的”干预介入土和塔基, 而且在很多情况下还介入塔结构本身。因此必须慎重考虑所要采用的任何一种塔支承体系, 以确保不会使粘土进一步变弱或者增加作用于塔上偏应力的危险。

其他方案可称之为“软的”方法, 这些方法避免增加新的结构构件和托换。其思路是, 通过增加地基土的强度和减小倾斜以降低塔的倾覆力矩来提高塔的稳定。这些方法包括这样一些观点, 如对塔北侧的上部粘土排水或预加载; 在塔北侧钻一系列小孔将粘土取走, 以及用电渗法使土固结以增加其强度, 后一法的可能性即是本文将要阐述的, 最后一个复合的应用课题。

在罗马大学, 已对当前塔下土的应力状态与倾斜角有关的稳定性, 以及电渗加固塔的若干可能性进行了初步的分析。假定粘土的性质适合于电处理, 电渗对塔北侧粘土, 提供固结的可能, 固结方式可通过电极排布和操作来控制。这样达到减小倾斜角从而降低荷载的偏心率, 而提高稳定性。

在罗马大学 (Calabrese & Tamagnini 1989) 的初步测试结果和分析表明, Pancone 粘土的电渗渗透系数达每伏 $1.75 \times 10^{-9} \text{m/s}$, 而水力传导系数约为 $1 \times 10^{-10} \text{m/s}$, 因此由电位增高而得到的有效应力可能增加量为

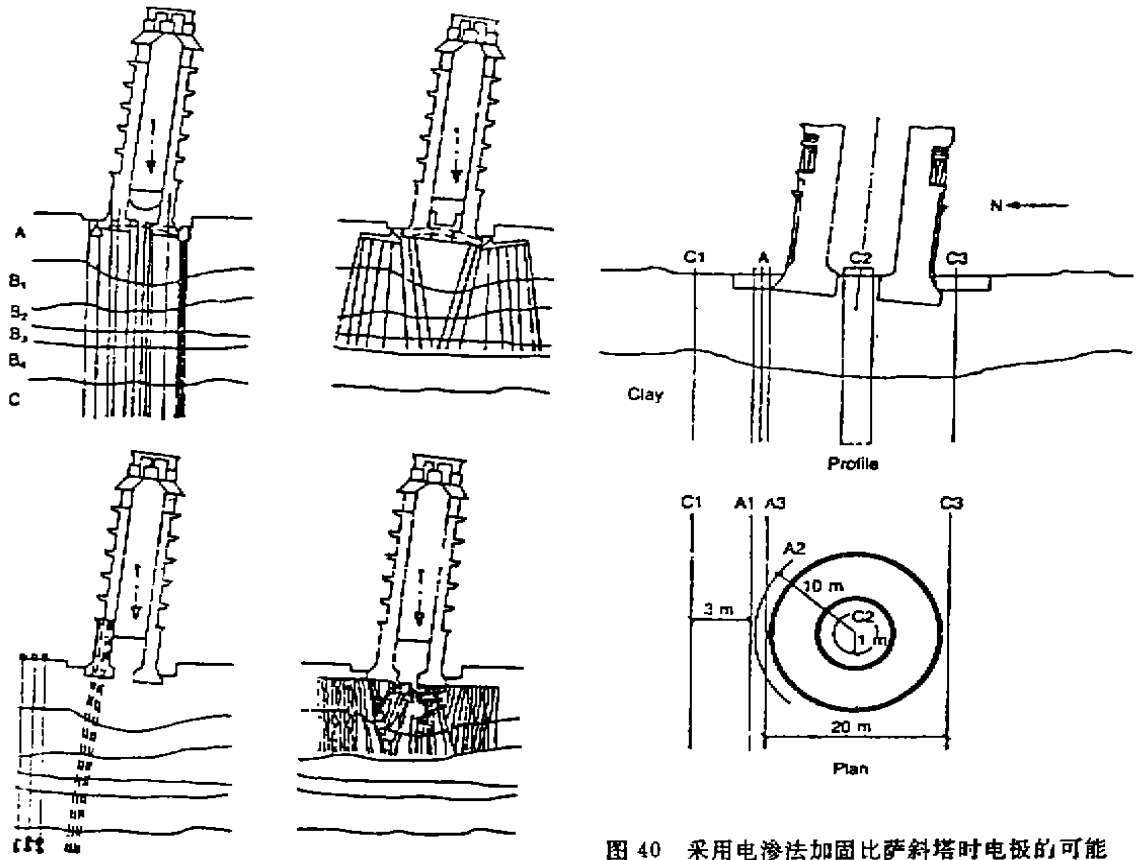


图 40 采用电渗法加固比萨斜塔时电极的可能排布(摘自 Calabresi & Tamagnini 1989); A. 阳极; C, 阴极; 1.2.3 表示三种排列方案

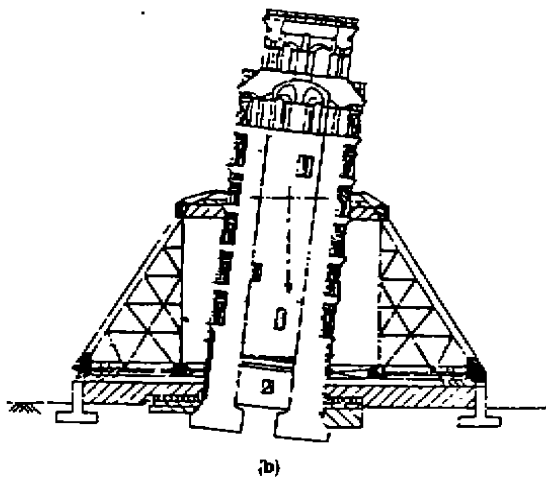


图 39 若干加固比萨斜塔的建议方案。

- (a) 基础托换、锚固和振支撑;
- (b) 桩基支撑。(复制自 Ministero dei Lavori Pubblici, 1973)

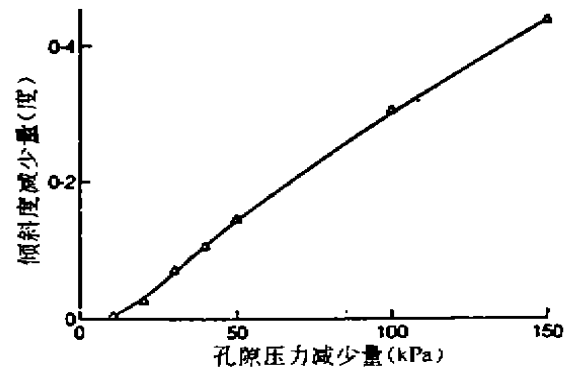


图 41 比萨塔倾斜度的减少量作为塔北边底部 padcone 粘土的孔隙水压力减少的函数(复制自 Calabresi & Tamagnini 1989)

$$\Delta u' = -\Delta u = \left\{ \frac{k_v}{k_h} \right\} \gamma_w \Delta \phi$$

式中, u 为孔隙水压力, k_v 为电渗渗透系数, k_h 为水力传导系数, γ_w 为水的容重, ϕ 为任一点的电压。或 $\Delta u'$ 约为 175 kPa/V 。由于粘土仅轻微超固结, 压缩系数 $\lambda = 0.26$, 因此体积的大量减少是可能的。考虑了电极的三种可能排列, 如图 40。借助于这些几何尺寸以及上面的一些性质, 将倾斜度减小量作为孔隙压力变化的函数, 孔隙压力作为时间的函数, 使用由 Esrig (1968) 和 Esrig & Henkel (1968) 提出的求固结速率的理论解答, 求得的结果如图 41 和 42。

CONDUCTION PHENOMENA

这些结果至少在理论上表明, 极易获得的负孔隙压力的数量可使倾斜减少十分之几度, 且所需的处理时间不太长, 特别是对 1、2 两种电极排布型式, 由于减小了荷载的偏心距, 因此倾斜减少十分之几度具有显著的稳定效果。当然这些分析只是近似的, 因为数据中尚有不不确定因素, 并且还作了一些理想化的假设, 但用这种方法加固比萨斜塔的想法值得进一步研究。还应指出的是, 该法提供了大多数其他方法所不易获得的一些效果, 它们包括:

第 1, 粘土的固结荷载是均匀的, 因为它通过减少孔隙水压力而增加有效应力的, 这意味着, 土的应力状态将沿图 43 所示的方向移动。它远离破坏包络线或临界状态线。(但由电渗引起的塔底差异沉降而导致的塔倾斜的变化将引起总应力状态的改变, 这意味着, 偏应力的某种改变是可能的, 这种变化的重要性需进一步研究。

其次, 由电渗作用而固结的那些区域将随着电位的除去和孔隙压力向静水压力值的重新调整而变得超固结。其他优点还有, 可通过适当的电极布置而确定要固结的区域; 固结速率和总量可通过改变电极间距、外加电压和处理时间来控制。并且, 电极周围的电化学反应还能使地基得到有益的化学加固。

最后, 安装电极所引起的土扰动不应太大。可使用内部嵌有电缆的柔性带式土工合成材料(带状排水井)构成一复合的排水管/电极。这样的排水管于安装, 且其柔软性使得容易适应土移动。

结论

通过土壤的物质流和能量流, 在地质过程和岩土问题中是普遍存在的。尽管对于很多问题, 仅考虑分别在它们各自梯度作用下的单一水流、化学流、热流和电流是适宜的, 特别是在粗粒材料中, 但经常也必须考虑耦合流。当处理细粒土中所有的流过程和可能涉及热或化学物质同时迁移的粗粒土中大体积液体流时, 特别是这样。

细粒土的大比表面积和粘土矿物的净负电荷意味着, 在孔隙水本身内部及颗粒表面和孔隙水之间存在着电化学力场。因此可能有无数的相互作用不仅可能形成这里所讨论的各种类型的耦合流, 而且意味着不能将土作为惰性工程材料, 仅考虑应力状态变化来处理。正如对几个具体岩土问题最近的分析, 对其所赋存的化学、生物、压力和热环境以及时间相当“活跃”和敏感 (Mitchell, 1986a)。

前面, 我已对这种“活跃”的许多后果以及用通过土壤的流过程对定量解释它们效应的理论进行了评述。以不可逆热力学理论为基础, 重点放在控制耦合流的大小和流率的特性及参数上, 理论分析和试验观察结果得出了许多有关土中流过程及推理的学说与实际结语, 现简述如下

首先, 达西、富里叶、欧姆和费克定律为水流、热流、电流和化学流在各自相同类型梯度的分析, 提供了合适的实际基础。

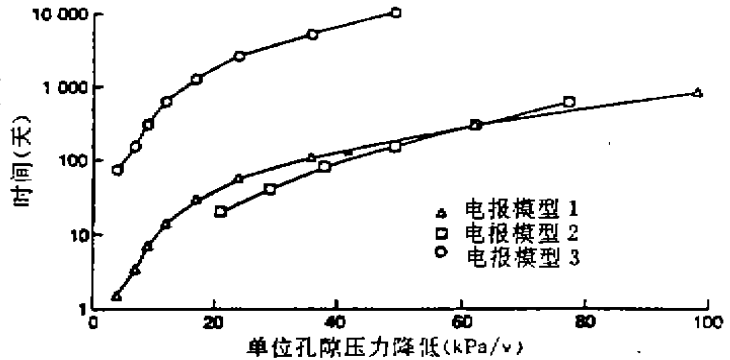


图 42 电极不同排布时孔隙压力(有效压力增加)随时间的变化
(据 Calabresi & Tamagnini 1989 复制)

在大多数情况下,即使是在仅有一种驱动力起作用时,也会有不同类型的流。

表1列出了12种耦合流,下面是在土中最重要的:部分饱和土中的热渗、电渗、化学渗、等热转移、水力流(平流)和电泳

长期施加水力势、化学势或热势能改变土的状态和性质。与引起废料堆填粘土拦污堰收缩开裂之化学物质的相互作用具有特别的意义。

土的活动性和塑性及含水量和压缩性越高,由长期施加的不同位场引起的状态变化就越大。

活动性和塑性越高、孔隙比越低,土作为半渗透膜就越有效,其渗透效率也就越高。

耦合系数的直接确定和简单现象方程的使用,是分析仅有两种类型流组成系统的最单纯方法;有关几种同时流的系统,其耦合系数的确定以及全面的分析则需使用不可逆热动力学形式。

通常细粒土中水流、电流和化学流参数(即水力传导系数、电渗系数、扩散系数、离子迁移率和渗透效率)的实际范围列于表2。据这些值可估算耦合系数。

对于水力传导系数小于 $1 \times 10^{-9} \text{m/s}$ 的土,电渗液体流和化学渗透液体流以及扩散化学流较水力驱动的流重要。

现在广泛用作水流和化学阻流的土工织物膜并不总是不透水的。尽管它们的水渗透率比粘土小几个数量级,有机化学物质仍能以扩散方式通过。因为它们的电渗效率接近于1,由相对侧面的无机离子浓度引起的渗透压力差效应,水将通过。

尽管通过土壤的热力驱动流的物理学看起来已得到很好理解,但对由温度差引起的含水量变化和流量的定量预测却常不成功。这种流在部分饱和土中可能是重要的,但在饱和土中没多少意义。

从本文最后一节所述的关于传导现象的几个新近研究和应用来看,可得出如下的实用结论

(a)部分饱和土中热源附近的热力驱动水汽流的起,可通过使用现已为足尺试验证实了的理论发现一即温度升高和含水量变化仅取决于傅里叶数一所得出的短期室内测试结果进行预测。

(b)由电渗作用引起的瞬变水流可作为粘土压缩性和固结系数现场快速确定的基础。

(c)当没有吸附和沉淀造成的化学阻碍时,在典型水力梯度作用下,通过细粒土的扩散化学流可能超过平流化学搬运。

(d)由耦合的水力、化学和电力流引起的水流进入界面区,产生不同类型土层间的小电位差(即几十毫伏)会使损失边坡稳定性。用短路导体可实施加固。

(e)在废料堆填和污染地基的清理方面,电动力学有几种潜在的应用。这里总结的电动阻流理论已受到控制的实验室测量结果的证实。

(f)电渗作用提供了不需大量地下扰动、基础托换或结构支撑系统而加固比萨斜塔的可能性的可能性。

理论与实践

本讲座是为了纪念著名教授麦考恩·朗肯而准备的。朗肯教授对理论的作用及与实践的关系有着敏锐

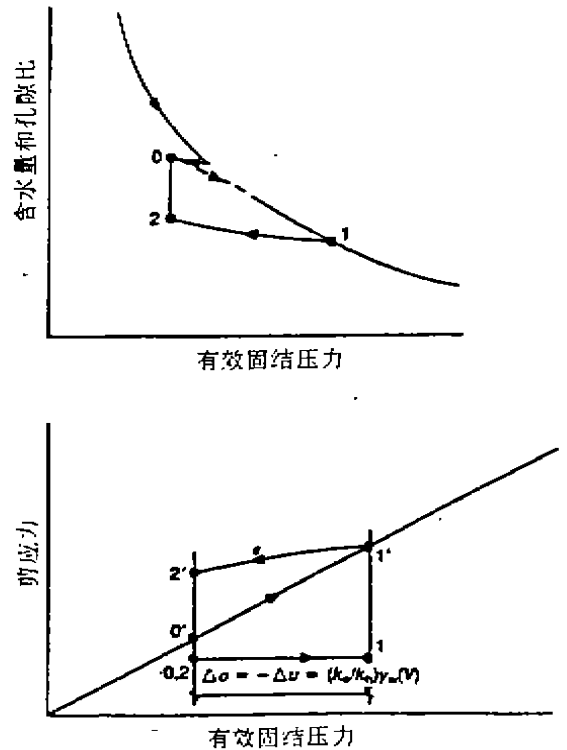


图43 假定外施总应力不变或应力分布无变化时,由电渗法固结粘土时的简化应力路径:0→1 轻微超固结 Pancone 粘土的均匀固结;1→2 电位除去应力平衡的重建;0, 0' 初始应力和强度;1, 1' 处理结束时的应力和强度;2, 2' 最终应力和强度; 破坏包线(临界状态线)

的洞察力。他于1856年在哥拉斯哥大学接受工程教授职位演讲发言中,提出了两个问题

在理论科学中,问题是:我们应该思考些什么?

在实用科学中,问题是:我们应该做些什么?

作为工程师,我们关心的是第二个问题。在过去的50年里,在对土的性质和行为的理解和定量化以及用它们解决岩土问题方面取得了巨大的进步,尤其是经土壤的液体流、热流,化学流和电流这些理论的应用得到了极好的回报,这里给出的几个直接流和耦合流的例子,是理论用于解释所发生的和预测发生的情况。但如我们所看到的,因响应应力、温度、压力、生物化学环境和时间变化,发生于土壤中的无数过程以及土的极端复杂性使得理论和预测之间吻合的完美性降低了,并非所有观察行为都得到了适当的描述。

因此,我们面临的挑战将是,密切注意新理论和认识的发展以帮助指导我们如何去思考;但同时,我们必须对理论预测与实际行为间的任何差异做到完全心中有数,以便于借助过去的经验、观察结果和工程判断,我们能够对做些什么作出正确的决策。

附谢 略

符号 略

参考文献 略