

目 次

论 文

粗粒土中高压喷射注浆法的设计计算..... 张波 (3)

应用高分子材料改良铁路基床土质整治路基病害试验研究.....韩会增, 韩同春 (12)

碎石桩复合地基桩土应力比影响因素分析.....叶军, 刘开富, 谢新宇, 朱向荣(23)

多种围护结构形式在基坑中的组合应用.....王如平, 俞建霖(29)

软土地基基坑围护设计若干问题.....陈舒真 (34)

注浆加固地基工程应用.....张亦农, 徐至钧, 葛家良 (38)

路基工程中一种冲击压实技术.....娄宏 (45)

城市景区公路四车道隧道施工方案的选择与确定.....周霄, 曾建雄(48)

粉煤灰在挤密桩复合地基中的应用.....任振甲 (53)

中国井冈山干部学院专家楼边坡支护工程实例..... 周贇, 朱建才, 甘辛(55)

南光紫荆苑基坑支护设计与施工.....杨荣华, 王诚(59)

一题一议

应重视上硬下软多层地基中挤土桩效应的影响.....龚晓南 (63)

译 文

对真空预压工程中土体固结度的估算.....

..... by: J.Chu and S.W.Yan, 郑伟、金小荣 译(65)

粗粒土中高压喷射注浆法的设计计算*

张波

(中国建筑西南勘察设计研究院 成都 610081)

[摘要] 高压注浆法在细粒土、粗粒土中形成的高压旋喷桩,桩的属性、应力分布、破坏模式是不同的。桩身为水泥土、砂浆土、混凝土时的抗压强度不仅对于桩的承载力起着决定性作用,还决定了桩的破坏模式。进行高压旋喷桩设计时,应视不同地层构成情况,确定桩身强度、破坏模式,明确设计概念,进而确定不同的计算参数值。

我国西部地区存在大量粗粒土地层。在这些地层中,采用高压喷射注浆法进行地基处理,往往使用旋喷法,形成高压旋喷桩。在粗粒土地层进行高压喷射注浆法地基处理的单桩承载力设计时,若按 JGJ79-2002《建筑地基处理技术规范》12.2.3 条规定: q_p 为桩端天然地基土未经修正的承载力特征值,进行单桩承载力计算。往往计算结果与实际载荷试验结果相差甚远。分析、研究这一现象,对该方法在粗粒土中的应用,无疑是十分有益的。

高压喷射注浆法应用范围

JGJ79-91 和 JGJ79-91 (1998 年版)《建筑地基处理技术规范》10.1.1 条规定:高压喷射注浆法适用于处理淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、砂土、黄土、人工填土和碎石土等地基。当土中含有较多的大粒径块石、坚硬粘性土、大量植物根茎或有过多的有机质时,应根据现场试验结果确定其适用程度^[1]。

JGJ79-2002《建筑地基处理技术规范》12.1.1 条规定:高压喷射注浆法适用于处理淤泥、淤泥质土、流塑、软塑或可塑粘性土、粉土、砂土、黄土、素填土和碎石土等地基。当土中含有较多的大粒径块石、大量植物根茎或有较高的有机质时,以及地下水流速过大和已涌水的工程,应根据现场试验结果确定其适用性。

尽管规范规定该法也适用于碎石土地基,但由规范的沿袭性和有关规定来看,高压喷射注浆法主要适用对象为淤泥等细粒土地层。规范中有关的内容,也主要是针对细粒土而言。

* 收稿日期: 2005 年 7 月

高压旋喷桩的力学特性

高压喷射注浆法的实质,是用水泥浆液的高压射流对地层进行粉碎,再利用水泥水化物的胶结性,对粉碎物进行固结,重新形成具有一定抗压强度的固化物。一般而言,该固化物比原地层具有更高的承载能力。

据 JGJ79-91 (1998 年版) 规范条文说明第 10.2.2 条,旋喷桩的强度在粘性土中一般可达 1~5MPa,在砂土中可达 4~10MPa。刘建航等编著的《基坑工程手册》,认为旋喷桩的强度在粘性土中为 1.5~5MPa,在砂土中为 3~7MPa。林宗元编著的《岩土工程治理手册》,认为在粘性土、黄土中形成的固结物,抗压强度为 5~10MPa。砂类土和砂砾土中的固结体,抗压强度为 8~20MPa。其它文献则认为旋喷桩的强度在粘性土中一般可达 2~4MPa,在砂土中可达 3~8MPa。众多的文献中,旋喷桩的强度出入相当大。一般认为 JGJ79-91 (1998 年版) 规范条文说明第 10.2.2 条所列值是可信的。

1. 细粒土中高压旋喷桩的力学特性

当地层为粒径 $d \leq 0.005\text{mm}$ 的粘土、 $0.005\text{mm} \sim 0.075\text{mm}$ 的粉土、黄土所组成时,高压注浆所形成的固化物强度较低。因为当固体颗粒愈小时,其比表面积愈大,形成固化体所需的水泥用量也愈大。如果高压注浆所消耗的水泥量为定值,则因水泥量不能满足形成强度的需要,固结后固化体的强度较低。

由图 1、2 可看出,当固化物中水泥掺量为 5% 时,试样在达到很大应变值之后,强度才出现峰值,并出现破坏,呈现塑性特性。水泥掺量为 25% 时,试样具很小应变值后,强度就出现峰值,呈现脆性特性。

在这种地层中高压注浆形成的固化物,其固体颗粒矿物成分主要为三水铝化物的离子团所组成。由其组成的颗粒粒径过小,颗粒本身承载能力很小。加之颗粒不能形成承重骨架,固化物的强度只能由水泥的胶结强度所保证。其形成的固化物强度自然较低。

在粘性土、黄土中形成的固化物抗压强度,固体颗粒的直径大时,抗压强度为高值。固体颗粒的直径小时,抗压强度为低值。地层中有机质含量愈高,抗压强度愈低。在粘性

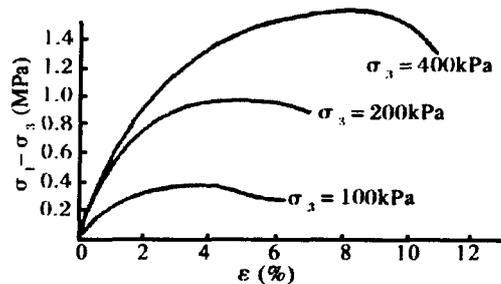


图 1 水泥掺量 5% 时的水泥土应力—应变关系曲线

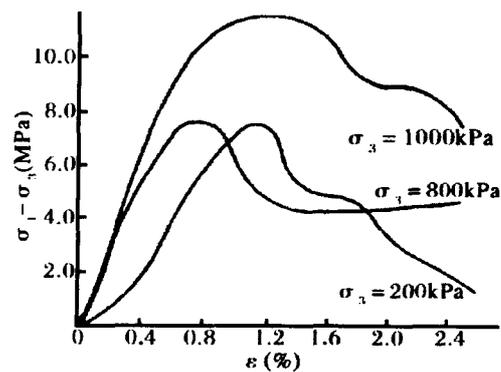


图 2 水泥掺量 25% 时的水泥土应力—应变关系曲线^[2]

土、黄土中高压旋喷形成的固结物，称为水泥石。

水泥石无侧限抗压强度统计表

表 1

试块编号	试压龄期(天)	抗压强度(MPa)	地层
1	40	3.6	粘土
2	40	3.2	粘土
3	40	3.6	粘土
4	40	5.4	粘土
5	40	9.3	粘土
6	40	3.9	粘土

表 1 为某工程的软塑状粘土高压旋喷桩取芯，无侧限抗压强度统计。统计表明，软塑状粘土高压旋喷桩无侧限抗压强度基本为 3.0~5.0MPa。与有关资料是相符的。

2. 粗粒土中高压旋喷桩的力学特性

当地层为粒径 0.075mm~2.00mm 的砂土、2.00mm~200mm 的碎石土所组成，在这种地层中进行高压注浆，其形成的固化物强度较高。这是因为粗粒土的颗粒粒径较大，其比表面积较小。形成固化体所需的水泥用量也较小。高压注浆只需少量的水泥量就能满足形成强度的需要，形成的固化体强度自然较高。

这种地层中，高压注浆所形成的固化物，砂土颗粒主要矿物成分为 SiO_2 。碎石颗粒主要为火成岩、变质岩等组成。颗粒本身的抗压强度较高。固体矿物因其组成的颗粒粒径较大，颗粒之间形成承重骨架，固化物的强度不只由水泥的胶结强度所保证，还由颗粒骨架、颗粒强度所提供。其形成的固化物强度自然较高。

在砂土、碎石土中形成的固结物抗压强度，当固体颗粒的直径大时，抗压强度为高值。固体颗粒的直径小时，抗压强度为低值。地层颗粒级配愈好，抗压强度愈高。

砂浆土、混凝土无侧限抗压强度统计表

表 2

试块编号	取样深度(m)	试压龄期(天)	抗压强度(MPa)	地层	试块编号	取样深度(m)	试压龄期(天)	抗压强度(MPa)	地层
10-1	5.63-5.75	50	57.0	卵石	210-1	5.70-5.90	77	47.4	卵石
10-2	6.10-6.20		72.3		210-2	6.10-6.30			
10-3	6.23-6.30		62.7		210-3	7.50-7.60		54.8	
18-1	6.60-6.80	54	22.9	细砂	210-4	7.70-7.80		22.9	
18-2	7.20-7.40		20.4		215-1	7.30-7.80	40	73.0	卵石
18-3	7.60-7.76		19.1		215-2	8.70-8.82		52.0	
21-1	4.40-4.50	70	46.5	卵石	215-3	8.87-9.10		56.7	
21-2	6.10-6.20		29.7		223-1	7.40-7.65	40	38.0	卵石
21-3	7.05-7.13		35.0		223-2	8.20-8.29		30.3	
117-1	5.70-5.81	68	30.8	细砂	223-3	8.30-8.48		33.3	
117-2	6.05-6.15		18.1		223-4	8.75-9.00			
117-3	8.70-8.80		13.5		123-1	7.00-7.65	66	26.7	细砂
130-1	8.00-8.17	72	55.3	卵石	123-2	7.50-7.65		20.3	
130-2	8.23-8.40		59.5		123-3	8.25-8.40		13.0	
130-3	8.50-8.65		50.7		123-4	8.70-8.95			

表2为某工程卵石土的高压旋喷桩取芯,无侧限抗压强度统计。统计表明,卵石与卵石层所夹的砂层中所形成的高压旋喷桩,无侧限抗压强度分布范围为13.0~72.0MPa。其变化是相当大的。随着颗粒粒径的变化,抗压强度大幅度提高。

在砂土中高压旋喷形成的固化物,称为砂浆土。在碎石土中高压旋喷形成的固化物,称为混凝土。

3. 高压旋喷桩不同固化物的特性

在旋喷注浆形成水泥土过程中,主要由: $\text{Ca}_3\text{Si}_2\text{O}_7 \cdot 3\text{H}_2\text{O} + 3\text{Ca}(\text{OH})_2$ 、 $\text{Ca}_3\text{Si}_2\text{O}_7 \cdot 3\text{H}_2\text{O} + \text{Ca}(\text{OH})_2$ 、 $3\text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ 、 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O} + 3\text{CaO} \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ 组成水泥水化物。在水泥的水化反应过程中,形成一系列结晶体。水泥固化后,结晶体构成了水泥石的主要强度。水泥的水化物在旋喷过程中,与粘性土、黄土的三水铝化物离子团起反应并在其周围结晶、生长、延伸,充填土颗粒的间隙,形成密簇构造。土体被包围在水泥构成的网络中,形成水泥-土骨架结构。从而提高土体的强度。由于土与水泥化学反应在水泥土形成后相当长的时间内,还会进行,还有新的矿物结晶出现。所以水泥土的强度在其固化后相当长时间还会增长。这样,水泥土的强度,主要为包围粘土颗粒的水泥水化物结晶粘结强度提供。

在旋喷注浆形成砂浆土、混凝土过程中,水泥的水化物充填于砂土、碎石土的颗粒间隙,并在固体颗粒周围结晶、生长、延伸,形成密簇构造。土体颗粒被包围在水泥构成的网络中,形成水泥-土骨架结构。从而提高土体的强度。但水泥的水化物与土颗粒的主要成分二氧化硅等,一般不发生化合反应。水泥的化学反应只在一定的时间范围内进行。所以所形成的砂浆土、混凝土的强度在其固化后,只延续一定的增长时间。没有新的矿物结晶出现。砂土、碎石土除了本身颗粒骨架提供的强度外,还由充填孔隙的水泥水化物结晶提供粘结强度。

高压旋喷在不同地层中形成的固化物是不同的。由于水泥土与砂浆土、混凝土中强度形成的机理、特性不同,水泥土、砂浆土、混凝土的强度有很大差别。从而造成旋喷桩呈现出不同的属性。水泥土具有散体桩-半刚性桩的性质。砂浆桩具有半刚性桩-刚性桩的性质。混凝土桩则具有刚性桩的性质。因此,它们也就具有了不同的承载能力和破坏模式。但旋喷桩形成的水泥土、砂浆土、混凝土,因强度不同呈现出不同的属性是相对的。它可以因强度的变化而发生转变。

高压旋喷桩的破坏模式

桩按刚度分类,可分为散体桩、半刚性桩、刚性桩三类。

图3显示了散体桩、半刚性桩、刚性桩不同破坏模式的应力分布情况。

由不具备胶结强度的材料组成的桩,称为散体桩。散体桩的破坏模式为鼓胀式破坏。主要发生在桩顶下 $2d$ ~ $4d$ 的范围内。应力几乎全部分布于桩顶部,桩底处无应力分布。

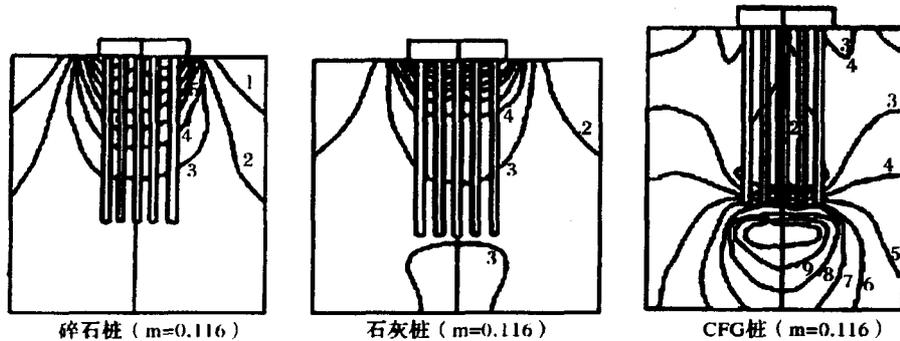


图3 三维有限元分析得到的复合地基的垂直应力等值线分布图(杨军 1990)⁽³⁾

注: 图中 1、2、…9 等值线表示 0.1、0.2…0.9 倍最大桩间土应力; m: 置换率

桩的抗压强度等级 $d \geq 0$, $d \leq C10$ 时, 为半刚性桩。半刚性桩的破坏模式为鼓胀式破坏与刺入式破坏。当桩的抗压强度等级愈低, 愈接近鼓胀式破坏。当桩的抗压强度等级愈高, 愈接近刺入式破坏。应力大部分布于桩顶部, 桩底处只有极少量应力分布。

桩身砼的抗压强度 $d \geq C10$ 时, 为刚性桩。刚性桩的破坏模式为刺入式破坏。应力大部分布于桩底部, 桩顶处有少量应力分布。

一般文献中, 将高压旋喷桩与灰土桩、水泥搅拌桩一道划归半刚性桩。但工程实例表明, 高压旋喷桩强度往往随着地层的粒径不同而变化。随着地层的粒径、组成不同, 旋喷桩表现出来的性状, 可以从散体桩变化至刚性桩。所以高压旋喷桩破坏模式并不是一成不变的。不能简单的认为将它划类到半刚性桩, 它就一定只按半刚性桩模式破坏。这是高压注浆工作中必须引起充分注意的。

1. 细粒土中高压旋喷桩的破坏模式

当地层为粒径 $d \leq 0.005\text{mm}$ 的粘土、 $0.005\text{mm} \sim 0.075\text{mm}$ 的粉土、黄土所组成, 在这种地层中进行高压注浆, 因所形成的水泥石抗压强度较低, 其破坏模式主要为鼓胀式破坏。破坏一般发生在桩顶下 $2d \sim 4d$ 的范围内。水泥石抗压强度愈低, 愈接近鼓胀式破坏。

2. 粗粒土中高压旋喷桩的破坏模式

当地层为粒径 $0.075\text{mm} \sim 2.00\text{mm}$ 的砂土所组成, 在这种地层中进行高压注浆, 因所形成的砂浆土抗压强度较高, 其破坏模式主要为鼓胀式破坏或刺入式破坏。砂浆土抗压强度愈高, 愈接近刺入式破坏。砂浆土抗压强度愈低, 愈接近鼓胀式破坏。

当地层为粒径 $2.00\text{mm} \sim 200\text{mm}$ 的碎石土所组成, 在这种地层中进行高压注浆, 因所形成的混凝土抗压强度很高, 其破坏模式主要为刺入式破坏。混凝土抗压强度愈高, 愈接近完整的刺入式破坏。

高压旋喷桩单桩承载力计算

1. 高压旋喷桩桩端承载力规定

JGJ79-91 和 JGJ79-91 (1998 年版)《建筑地基处理技术规范》10.2.3 条规定:

单桩竖向承载力标准值也可按下列二式计算, 取其较小值:

$$R_k^d = \eta f_{cuk} A_p \quad (10.2.3-2)$$

$$R_k^d = \pi d \sum_{i=1}^n h_i q_{si} + A_p q_p \quad (10.2.3-3)$$

式中 q_p 一为桩端天然地基土的承载力标准值。

JGJ79-2002《建筑地基处理技术规范》12.2.3 条规定:

单桩竖向承载力特征值也可按下列二式计算, 取其较小值:

$$R_a = \eta f_{cuk} A_p \quad (12.2.3-1) a$$

$$R_a = U_p \sum_{i=1}^n l_i q_{si} + A_p q_p \quad (12.2.3-2) b$$

式中 q_p 一为桩端地基土未经修正的承载力特征值。

可以看出, JGJ79-2002 规范在 JGJ79-91 规范的基础上, 进一步强调高压旋喷桩在进行单桩承载力计算时, 尽管公式为桩的形式, 但不能按通常意义上的深基础概念进行设计, 而应按浅基础计算。还强调高压旋喷桩的桩端不应取抵抗刺入破坏的端阻力, 而是取地基土未经修正的承载力特征值。这样规定是基于高压旋喷桩受力及破坏模式近于散体桩或半刚性桩, 桩端不承受应力或只承受极小的应力, 其桩身强度及单桩承载力都不高的事实。在细粒土中这样规定, 无疑是正确的。但作为一种适用于由细粒土至粗粒土广阔地层范围的地基处理方法, 这样的规定值得商榷。

2. 高压旋喷桩桩端承载力特点

由图 3 可以看出, 在细粒土中进行高压旋喷工作, 因为固化物本身抗压强度较低, 旋喷桩的破坏接近散体桩破坏模式, 为鼓胀式破坏。其应力主要集中在桩顶下 $2d \sim 4d$ 的范围内, 桩底处应力极小。受力过程中, 高压旋喷桩的承载力主要为桩截面强度承载力所提供。桩端地层基本不起抵抗刺入破坏的阻力作用。而只起非常小的承重作用。有时甚至基本不起作用。《地基加固新技术》一书介绍, 水泥土搅拌桩单桩竖向承载力计算, 可采用 $R_k^d = U_p L q_s + \alpha A_p q_p$ 计算。公式中桩端地基承载力折减系数 α , 在桩底施工质量不好, 水泥土桩没能真正支承在硬土层上, 桩端地基承载力不能发挥, 且由于机械搅拌破坏了桩端土的天然结构, 这时 $\alpha = 0$ ^[4]。可以看出 $R_k^d = U_p L q_s$ 。此时水泥土搅拌桩为摩擦桩, 桩端地基土完全不起作用。

所以 JGJ79-2002 规范规定 q_p 为桩端天然地基土未经修正的承载力特征值。而不是桩的端阻力特征值。并在其基本规定的第 3.0.4 条中特别规定: 对水泥土类桩复合地基尚应根据修正后的复合地基承载力特征值, 进行桩身强度验算, 目的就是强调这类桩的承载力是为桩身截面强度承载力所控制, 强调对桩身强度的重视。

由图 3 可以看出, 在粗粒土中进行高压旋喷工作, 因为形成的固化物本身抗压强度较

高,随着桩体强度的提高,旋喷桩由接近散体桩的鼓胀破坏模式向刚性桩的刺入式破坏转化。其应力由桩顶向下转移。在桩成为完全意义上的刚性桩时,桩底处应力最大,而桩顶部应力较小。在单桩承载力中,高压旋喷桩的承载力主要为桩端阻力所提供,桩端地层起着抵抗刺入破坏的阻力作用。与桩的侧摩阻力所提供的承载力相比较,它起着主要的承重作用。

在这种情况下进行单桩承载力计算时,再按规范高压旋喷桩桩端地基土取未经修正的承载力标特征值,高压旋喷桩不按桩基础计算,而按浅基础计算,这是不恰当的。

3. 高压旋喷桩单桩承载力计算

JGJ79-2002《建筑地基处理技术规范》12.2.3条规定:单桩竖向承载力特征值也可按下列二式计算,取其较小值:

$$R_a = \eta f_{cuk} A_p \quad (12.2.3-1)$$

$$R_a = U_p \sum_{i=1}^n l_i q_{si} + A_p q_p \quad (12.2.3-2)$$

12.2.3-1式与12.2.3-2式不仅是高压旋喷桩单桩承载力计算公式,它也是所有桩单桩承载力计算公式。当桩为无粘结强度的散体桩时,可以将12.2.3-1式理解为桩周土对桩的侧限强度。而将12.2.3-2式中 q_p 桩端地基土取未经修正的承载力标特征值计算。当桩为有粘结强度的半刚性、刚性桩时,应视桩身强度变化,确定桩的破坏模式。进而确定公式中各项参数值。

应该强调,进行桩的单桩承载力计算时,必须特别重视12.2.3-1式计算。因式中 f_{cuk} 不仅仅是混凝土强度等级,它还是桩属性的判别依据。一般认为当 $f_{cuk} \leq 3\text{MPa}$ 时,为散体桩。当 $f_{cuk} \leq 10\text{MPa}$ 时,为半刚性桩。当 $f_{cuk} \geq 10\text{MPa}$ 时,为刚性桩。

(1) 细粒土中高压旋喷桩单桩承载力计算

在细粒土中、高压旋喷桩单桩承载力计算,应按JGJ79-2002《建筑地基处理技术规范》高压注浆法现行规定进行。

(2) 粗粒土中高压旋喷桩单桩承载力计算

① 粗粒土中高压旋喷桩桩身强度确定

粗粒土中高压旋喷桩桩身强度的确定,应以桩身混凝土取芯的抗压强度试验为准。

当没有桩身混凝土取芯的抗压强度试验资料时,可参照下列经验数据进行。

A. 据所在场地的岩土勘察资料,当拟处理的地层颗粒直径为 $d \leq 0.005\text{mm}$ 的粘土、 $0.005\text{mm} \sim 0.075\text{mm}$ 的粉土、黄土等粘性土地层时,处理后高压旋喷桩桩身水泥土抗压强度为 $1 \sim 5\text{MPa}$ 。粘性土取低值,粉土取高值。

B. 据所在场地的岩土勘察资料,当拟处理的地层颗粒直径为 $0.075\text{mm} \sim 2.00\text{mm}$ 的砂土地层时,处理后高压旋喷桩桩身砂浆土抗压强度为 $4 \sim 8\text{MPa}$ 。粉细砂取低值,粗砂取高值。

C. 据所在场地的岩土勘察资料,当拟处理的地层颗粒直径为 $2.00\text{mm} \sim 200\text{mm}$ 的碎石

土地层时,处理后高压旋喷桩桩身混凝土抗压强度为 8~15MPa。碎石成分为沉积岩、粒径小、级配差、取低值,成分为火成、变质岩、粒径大、级配优、取高值。

②粗粒土中高压旋喷桩单桩承载力计算

A. 粗粒土中高压旋喷桩单桩截面强度承载力计算

粗粒土中高压旋喷桩单桩截面强度承载力计算应按 JGJ79-2002《建筑地基处理技术规范》12.2.3-1 式进行。

$$R_a = \eta f_{cuk} A_p \quad (12.2.3-1)$$

式中 η —桩身强度折减系数,细粒土中为 0.33;粗粒土中见 4.3.2.2.2 规定;
 f_{cuk} —旋喷桩桩身水泥土、砂浆土、混凝土 28 天钻芯抗压强度平均值;
 A_p —旋喷桩桩身最小截面面积。

B. 粗粒土中高压旋喷桩单桩承载力计算

在粗粒土中高压旋喷桩单桩承载力计算应按下列规定进行。

(a) 当高压旋喷桩在地层中形成的混凝土强度 $f_{cuk} \leq 5\text{MPa}$ 时,应按散体桩进行设计计算。

计算参数取值应按 JGJ79-2002《建筑地基处理技术规范》中现行规定进行。

(b) 当高压旋喷桩在地层中形成的混凝土强度 $f_{cuk} \leq 10\text{MPa}$, $f_{cuk} \geq 5\text{MPa}$ 时,应按半刚性桩进行设计计算。计算公式为:

$$R_a = \eta f_{cuk} A_p \quad (12.2.3-1)$$

$$R_a = U_p \sum_{i=1}^n l_i q_{si} + A_p q_p \quad (12.2.3-2)$$

12.2.3-1 式中 η 宜为 0.33; 12.2.3-2 式中 q_{si} 宜为相应地层侧摩阻力的最小值; q_p 宜为相应地层端阻力的最小值。

计算参数应按 JGJ94-94《建筑桩基技术规范》中钻孔灌注桩栏规定的最小值取值。

(c) 当高压旋喷桩在地层中形成的混凝土强度 $f_{cuk} \geq 10\text{MPa}$ 时,应按刚性桩进行设计计算。计算公式为:

$$R_a = \eta f_{cuk} A_p \quad 12.2.3-1$$

$$R_a = U_p \sum_{i=1}^n l_i q_{si} + A_p q_p \quad 12.2.3-2$$

12.2.3-1 式中 η 宜为 0.45; 12.2.3-2 式中 q_{si} 宜为相应地层侧摩阻力的较高值; q_p 宜为相应地层端阻力的较高值。

计算参数应按 JGJ94-94《建筑桩基技术规范》中钻孔灌注桩栏规定的较高值取值。

进行高压旋喷桩单桩承载力计算,无论细粒土、粗粒土,其承载力均应取 12.2.3-1 式、12.2.3-2 二式中小值为单桩承载力设计值。

高压旋喷桩桩径

在不同地层中,形成的高压旋喷桩桩径是不同的。由于同一根桩要涉及不同状况的地层,在一根桩的不同部位形成的桩径是有差别的。所以,同一根桩的桩径允许有差别,但最小桩径与最大桩径的比值应大于0.95。在此范围内高压旋喷桩设计计算中的桩径,可按桩的平均桩径进行计算。超过此值则应按桩最小桩径进行计算。

结束语

在细粒土、粗粒土中高压注浆法形成的高压旋喷桩,桩的属性是不同的。破坏模式、应力分布也是不同的。桩身水泥土、砂浆土、混凝土的抗压强度对于高压旋喷桩桩的承载力起着决定性作用。由于桩身强度的不同,高压旋喷桩的破坏模式可由膨胀式直至刺入式。进行高压旋喷桩设计时,应视不同地层构成情况,确定桩身强度、破坏模式、明确设计概念,进而确定不同的计算参数值。

参考文献

- [1] JGJ79-91(1998年版).建筑地基处理技术规范[S].北京:中国计划出版社
- [2] 刘建航,侯学渊.基坑工程手册[M].北京:中国建筑出版社,1997
- [3] 刘惠珊,徐攸在.地基基础工程283问[M].北京:中国计划出版社,2002
- [4] 叶观宝,叶书麟.地基加固新技术[M].北京:机械工业出版社,2000

第四届詹天佑土木工程大奖颁发

经核准,由中国土木工程学会与詹天佑土木工程基金颁发的詹天佑土木工程科学技术奖—工程大奖,经推荐申报、专业预选、以及评委员会的评审,并由大奖指导委员会核定,有建筑、桥梁、隧道、铁路、公路、港口、市政、住宅小区等共19项工程、荣奖第四届詹天佑土木工程大奖。对获奖工程的主要承建单位授予詹天佑金像和荣誉证书,对每项工程颁发奖牌,以资褒奖。

这些获奖工程在设计、施工、科研等方面具有突出的创新性和很高的科技含量,在同类工程建设中具有国内领先水平,经济和社会效益显著。希望获奖单位和广大科技工作者进一步增强科技与创新意识,为提高我国工程建设水平做出更大贡献。

第四届詹天佑土木工程大奖获奖工程名单(略)

应用高分子材料改良铁路基床土质 整治路基病害试验研究*

韩会增

韩同春

(西南交通大学土木工程学院 成都 610031)(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

[摘要]应用高分子材料对铁路路基基床进行加固。在铁道部立项后,对多种浆材和施工机具进行深入研究,最终选用三种浆材。采用泼浆、灌浆和拌合土三种施工方案,在三个铁路局进行应用,收到良好效果,成果已通过铁道部专家评审鉴定。

引言

日前铁路运行速度和载重逐年提高,为保证列车安全运行,必须对铁路基床土质进行改良加固,使路基病害防患于未然。为此曾在铁道部和几个铁路局立项研究,应用高分子材料对路基进行加固,取得良好成果。试验取得成果通过了铁道部专家评审,其具体内容是结合路基状况进行:1、基床泼浆施工;2、基床拌合土施工;3、灌浆施工;4、隧道施工铺底速凝早强混凝土研究。下面介绍研究出的主要成果。

基床泼浆施工

铁路基床翻浆冒泥是一种分布广,复发性强,治理难的病害,严重影响火车正常运营,难以保证火车提速运行。如果不加重视,任其发展,还会造成列车颠覆事故。为此以往研究了多种方法来治理翻浆冒泥,如铺设土工布、氯丁橡胶板、塑料排水板等。在实践中这些方法用不了几年,铺设材料往往被道碴顶破,翻浆冒泥照样产生。针对上述材料的缺点,我们研究出一种高分子共混聚合物,可以在清筛道碴时铺在道床下面。因铺设厚度可根据需要进行设计,并使浆液包裹道碴,起到了防止道碴对土工布、橡胶板锥破破坏的作用,收到良好整治病害效果。

1.材料基本性能

该种材料用丙烯酸和脲醛树脂及三种填充剂共混组成,并且具有弹性,故称“203 弹性高分子聚合物铺路剂”,对材料进行的测试结果见表1和表2。

* 收稿日期: 2005年6月

203 浆体力学性质指标

表 1

时间(小时)	1	2	24	72		注
抗压强度 (MPa)	0.069~0.163	0.177	0.522	0.624		强度未作出极限破坏
时间(小时)	1~2	6	48	216	240	
抗拉强度 (MPa)	变形大无强度	1.470	1.565	1.760	2.180	采用 8 字形试样测试

注：材料72小时的应变率为4%，回弹量为60~80%。

从测试结果看出，聚合物是一种强韧性材料，铺在路基下既能防水，又有足够强度，完全可满足基床强度要求。

丙烯酸盐和丙烯酸单体在催化剂作用下可生成网状结构聚合物，具有较大的韧性，干燥后的聚合体，遇水后又会吸水膨胀，强度变低。脲醛树脂是尿素和甲醛共聚物，其特点是强度高，收缩性大，具有脆性。如果把上两种物质共混聚合，两种网状聚合物会交织在一起，形成一种既有强度又有韧性的共混聚合物。共混聚合物发挥了各自的长处，相互弥补了缺点，形成一种新型聚合物材料。



图 1 安康工务段泼浆施工图

203 弹性铺路剂抗老化强度指标

表 2

试样配方		203 浆液固体	浆液固砂体	浆液固粉灰和砂
养护条件指标				
风干 3 天	密度 (g/cm ³)	1.19	2d 1.71 3d 1.47	1.62
	强度 (MPa)	2.79	2d 1.64 3d 4.74	6.56
	模量 (MPa)	13.09	2d 58.35 3d 90.0	130.3
风干 7 天	密度 (g/cm ³)	1.13	1.65	1.59
	强度 (MPa)	3.7	7.16	6.56
	模量 (MPa)	14.85	119.8	288.8
风干 28 天	密度 (g/cm ³)	0.98	1.65	1.63
	强度 (MPa)	9.76	11.38	10.32
	模量 (MPa)	174.5	331.1	335.9
干湿循环 28 天	密度 (g/cm ³)	1.19	1.75	
	强度 (MPa)	4.88	4.65	
	模量 (MPa)	13.3	88.38	
湿砂养护 28 天	密度 (g/cm ³)	1.22	1.7	
	强度 (MPa)	3.69	4.44	
	模量 (MPa)	30.26	110.46	

2. 泼浆施工方法和效果

基床泼浆施工方法见图 1。

工后监测指标见表3。

K30 试验段测试成果表

表3

应力 (MPa)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35
沉降量 (mm)	0.380	0.341	0.284	0.275	0.323	0.278	0.230
累计沉降量 (mm)	0.380	0.721	1.005	1.280	1.603	1.881	2.111
	回弹量 59.2%			E=35.16MPa		强度 R>0.35MPa	

基床土拌合高分子材料研究(京九线黄河大桥桥头路堤)

京九铁路黄河大桥桥头路堤用粉土填筑。由于该种土粘聚力小、强度低,不仅造成路基边坡坍塌,还发生路基填土潜蚀,使路基下部形成空洞,对火车安全行驶带来危害。为了对京九线黄河大桥路堤加固提出有效措施,我们与济南铁路局合作采用自己研制的丙烯酸盐高分子材料及美国 PPT 材料,另加少量掺加剂对土壤进行了改良,取得了可喜成果,下面将研究成果加以介绍。

1. 丙烯酸盐高分子材料改性土

经改性后强度指标见下表4。

丙烯酸盐现场拌合土对比试验强度指标

表4

养护条件	测试条件 龄期	抗压强度(MPa)				抗剪强度 (kPa)		渗透系数 k(cm/s)	
		1d	2d	14d	28d	1d	28d	14d	28d
自然养护	PPT 土	0.88	1.12	1.18	1.19	94.6	214.8	4.32×10^{-6}	5.37×10^{-6}
	3:7 灰土	0.30	0.65	0.67	0.74	25.7	89.0	4.36×10^{-5}	4.75×10^{-5}
饱水养护	PPT 土	-	-	0.90	1.02	-	-	-	-
	3:7 灰土	-	-	0.41	0.50	-	-	-	-

2. 基床高分子拌合土试验研究

首先从丙烯酸盐高分子材料入手,对改良土进行了初步探讨,为提高改良土质量早期强度,还掺加了少量固化剂,测试了改良土体无侧限抗压强度,渗透系数,观测了崩解特征,结果见表5。

丙烯酸盐土质改良试验结果

表5

编号	丙钙掺量 (%)	双丙掺量 (ml/100g)	过硫酸铵 (ml/100g)	硫代硫酸钠 (ml/100g)	无侧限强度 (kPa/小时)	渗透系数 (cm/s)	重度 (kN/m ³)	备注
1	2	0.6	0.6	0.6	61.3/24	-	-	崩解
2	2.25	0.675	0.675	0.675	144/24	-	-	微崩解
3	3	0.9	0.9	0.9	-	3.5×10^{-4}		微崩解
4	4	1.2	1.2	1.2	139/24	2.15×10^{-4}	$\gamma=17.3$	不崩
5	5	1.5	1.5	1.5	160/17 294/48	2.44×10^{-4}	$\gamma=17.7$	不崩

6	3+水泥3	0.9	0.9	0.9	420/15	3.34×10^{-6}	$\gamma=19.5$	不崩解
7	3+水泥2	0.9	0.9	0.9	325/16	4.4×10^{-6}	$\gamma=17.7$	不崩解
8	2+水泥2	0.6	0.6	0.6	322/14.5	5.85×10^{-6}	$\gamma=19.8$	不崩
9	2+水泥3	0.6	0.6	0.6	95.7/16	-	$\gamma=18.5$	不崩
10	击实土	0	0	0	53	1.107×10^{-4}	-	崩解

根据测试结果看出,天然扰动击实土,击实到最佳密度,无侧限强度仅有 53kPa,粘聚力 45kPa,内摩擦角 23.5°,强度较低。特别是粘聚力仅有 45kPa,使土颗粒粘结力弱,造成路基潜蚀现象。在土中加入 3% 丙烯酸钙和 3% 水泥粉,样品养护 15 小时,无侧限强度达到 420kPa

固化土老化测试指标见表 6。

加固土紫外线老化试验

表 6

养护条件	龄期	
	强度 MPa	
	7d	28d
自然养护	0.9	1.09
紫外线老化 3d	1.64	2.02
老化 3d 泡水 1d	0.92	1.08

从上述指标看出, PPT 改性土其强度是灰土的 1.6 倍,抗渗能力是灰土的 9~10 倍,经一个雨季考验,两个施工场地封闭良好,排水通畅,基床强度较高,韧性较好,无破损及开裂现象,路基无下沉,线路较稳定,行车平稳,达到根治病害目的,在上述成功基础上,2002 年又施工 2km。

基床拌和土施工方法见图 2。



图 2 京九线黄河大桥桥头路堤基床拌土加固施工

基床灌浆施工

灌浆研究指导思想对正常行车的铁路从路肩向道床下打孔,灌注高分子浆材,使基床下 30cm 厚度左右土体性质得到改良。使亲水性土变成灰水性土,强度达 300kPa 左右。同时灌浆时使部分浆液溢到表层,形成隔水层,防止地表水下渗,以此治理翻浆冒泥。

几年来课题组先后对丙乳、丙凝、硫酸水玻璃、磷酸水玻璃、丙烯酸钙、丙烯酸钙水玻璃、聚乙烯醇水玻璃、聚丙烯酰胺水玻璃、脲醛树脂、氨基改性树脂、聚氨酯及丙烯酸钙与脲醛树脂混合液等 12 种浆液进行了研究,最后选出丙烯酸钙与脲醛树脂为最佳浆材,酸性水玻璃和聚氨酯为后备浆材。

1. 酸性水玻璃加固土研究

(1) 酸性水玻璃用量

为模拟现场条件,将土样按17%的含水量润湿后再掺加酸性水玻璃拌合制样,在空气中养护2小时测无侧限抗压强度。试验结果显示,加酸性水玻璃后土质的无侧限抗压强度明显提高,在空气中养护时间越长,强度也随之增高,即使养护2小时,随即放入水中浸泡24小时,取出立即测试无侧限抗压强度也可达268kPa。本组试样测定强度后放入水中均不崩解。测试结果见表7和表8。

酸性水玻璃用量对加固土强度的影响

表7

试验编号	养护时间 (小时)	无侧限抗压强度 (kPa)	抗崩解性
SA-08	4	146	不崩、较软
SA-09	6	167	干湿循环10天,不崩
SA-10	8	203	干湿循环10天,不崩
SA-11	8.8	183	干湿循环10天,不崩

(2) 养护时间对酸性水玻璃加固土强度的影响

酸性水玻璃浆材灌入土体中,本组试验水玻璃的酸化度为94.68%,按浆液占土重的8.5%掺入土中拌合,试样是在空气中养护,试验结果见表8。

养护时间对加固土强度的影响

表8

试验编号	养护时间(小时)	无侧限抗压强度(kPa)	抗崩解性
SA-04	1	102	浸水多日不崩解
SA-05	2	156	
SA-01	4	203	
SA-02	6	281	
SA-03	24	1232~1510	
SA-06	养护24小时,浸水24小时	268	
SA-07	养护24小时,60℃恒温干燥22小时,再浸水24小时	276	浸水多日不崩解

2. 脲醛树脂改良土研究

脲醛树脂是尿素和甲醛缩聚产物,是氨基树脂胶粘剂的一种。在酸性催化剂作用下,缩聚进一步进行,生成网状体型高聚物,如图3所示。

对脲醛树脂进行改性土试验。考虑到脲醛树脂是凝固体,是脆性材料,为增加韧性,在其中加入1/3的聚乙烯醇;为提高耐水性,在其中加入苯酚,试验结果见表9。

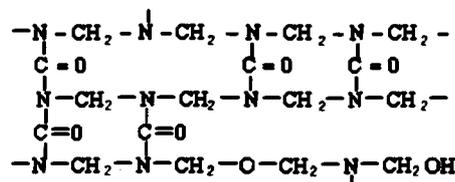


图3 脲醛树脂聚合物结构图

不同掺量和配比脲醛浆液加固土体的无侧限单轴抗压强度

表9

试样编号	脲醛掺量 (%)	固化剂用量 (%) CaCl ₂ +NH ₄ Cl	外加剂 (%)	养护时间 (小时)	无侧限抗压强度 (kPa)	变形率 (%)	浸水情况
1	6	4	/	48 (干)	107	2.5	不崩解
2	8	4	/	48 (干)	114	2.9	不崩解
3	10	4	/	48 (干)	186	2.2	不崩解
4	15	4	/	48 (干)	239	2	不崩解
5	8	8	/	48 (干)	216	2.0	不崩解
6	10	8	/	72 (干)	223	1.7	不崩解
7	10	8	草酸 2	72 (干)	438	1.7	不崩解
8	15	4	间苯二粉 2	48 (干)	505	1.3	不崩解
9	15	4	高分子乳液 30	48 (干)	336	4.0	不崩解
10	15	4	高分子溶液 30	48 (干)	619	3.8	不崩解
11	10	4	/	48 (湿)	93	2.5	不崩解
12	10	4	草酸 2	48 (湿)	193	2.2	不崩解

从上表所测结果可知:

(1) 改性土随脲醛树脂用量增加, 强度提高, 掺量从 6% 到 15%, 改性土强度提高 123%。

(2) 在相同脲醛树脂掺量下提高固化剂用量, 强度提高 20%, 但韧性有所下降。

(3) 在脲醛树脂中加入浆液 30% 的两种高分子材料, 不仅强度提高, 韧性也增强, 是一种优良的配方, 在现场灌浆得到较大范围应用, 灌注脲醛树脂 4510kg, 施工长度 150 米左右, 收到良好效果。

3. 丙烯酸钙改良土

丙烯酸盐由丙烯酸和碱金属, 碱土金属氧化物或氢氧化物反应制成, 在胶联剂和催化剂作用下, 可凝胶, 在灌浆堵漏方面得到大量应用, 在土质改良方面也取得良好效果。丙烯酸盐网状结构见图4。

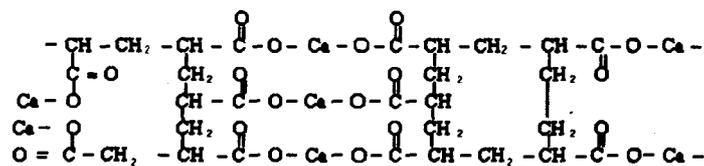


图4 丙烯酸钙聚合物结构图

(1) 丙烯酸盐是由丙烯酸和金属结合组成的有机电解质单体, 一般是溶于水的, 但聚合后可得到溶于水或不溶于水的聚合物。含一价阳离子的丙烯酸盐, 可逐渐溶解, 含二价、三价等高价阳离子的丙烯酸盐不溶解。试验用丙烯酸钙浓度为 30.06%, 过硫酸铵和硫代硫酸钠的 2.5%。试验结果见表 10。从表 10 试验数据看出丙烯酸钙掺加量为土重 8%, 改性土有很好的强度, 特别是粘砂土, 表现出的性能更好。

丙烯酸钙改性土强度指标

表 10

编号	丙烯酸钙用量(%)	空气中的养护时间(d)	含水量(%)	无侧限抗压强度(kPa)	泡水测试结果		
					泡水天数	无侧限强度(kPa)	含水量
1	5	2	15.61	216	2	13	21.02
2		3	13.96	258			
3		6	11.60	490			
4		7	9.92	580			
5	8	3	15.36	198	2	102	20.63
6		4	12.71	271			
7		5	9.94	528			
8		6	10.49	837	1.5	510	12.56
9	10	1	15.34	347	1.5	293	18.82
10		2	12.87	859			
11		3	12.53	1251			
12		6	8.49	2758			

(2) 催化剂用量研究

丙烯酸钙用量为土重8%，加入催化剂越多强度越高，见表11。

丙烯酸钙改性土强度指标

表 11

编号	丙烯酸钙掺量(%)	养护时间	无侧限强度(kPa)	催化剂掺量(%)	变形率	浸水情况
Z-11	8	31 小时干	214	0.6	8.9	不崩解
Z-10	8	31 小时干	480	2.0	3.6	不崩解
Z-9	8	31 小时干	321	1.0	2.5	完全崩解
Z-21	5	3.5 小时干	150	4.0	/	崩解
Z-20	5	24 小时干	776	4.0	4.2	不崩解
Z-14	0	48 小时干	428	0	/	/
Z-15	5	48 小时干	416	3.0	/	/
Z-16	8	48 小时干	828	3.0	/	/
Z-17	10	48 小时干	1159	3.0	/	/
Z-35	8	一周(湿)	180	4.0	/	开裂但不崩解
Z-37	8	二周(湿)	245	4.0	/	开裂但不崩解

(3) 小结

①丙烯酸盐是一种粘度小(3~4厘泊)，可灌性好，浆液凝固前一直稠度不变，一旦反应，很快变成胶结体，凝固时间可以控制。

②丙烯酸盐不能用减少催化剂来延缓凝固时间，交联剂少，样品会崩解。可采用铁氰化钾来缓凝。

③为避免改性土崩解，可在丙烯酸钙中加入交联剂使改性土强度提高，且不崩解，是一种加固土体的理想材料。

④丙烯酸钙改性土，湿养护，强度提高慢，可通过补加促凝剂克服这一缺点。铁路基床灌浆施工见图5。

隧道铺底早强混凝土研究

1. 室内试体测试方法

本次研究是采用含水与不含水不饱和树脂, 丁苯胶乳和水泥的早强减水剂作添加剂。为探讨各种水泥添加剂性能, 先制成水泥砂浆样品, 进行强度测试, 样品直径 d 为 4cm, 高 h 为 8cm, 经试验 1~2 天强度达到设计指标 20MPa 后, 再配制混凝土试块进行强度测试。测试结果标测表 12、表 13、表 14。



图 5 万源工务段注浆施工

不含水聚酯胶结砂浆、混凝土强度

表 12

聚酯胶结物 龄期	聚酯砂浆				聚酯混凝土			
	17h	1d	3d	28d	1d	2d	27d	1年
强度(MPa)	33.8	35.3	42.7	61.4	43.6	45.8	76	62.7

丁苯胶复合早强剂混凝土强度指标

表 13

丁苯胶复合早强剂	1天强度(MPa)	2天强度(MPa)	7天强度(MPa)	28天强度(MPa)
525R	25.8	34.5	46.8	58.4
425R	22.1	25.7		

不同含水量聚酯混凝土室内指标测试

表 14

水/酯(%)	0	10	18	20	25	30	35	0
一天强度(MPa)	25.08	22.8	20.24	19.1	16.82	15.6	12.54	76/(27天)
弹性模量(MPa)	1290	985.9	845.1	565.2	571	666.7	432.4	2962/(27天)

2. 配制混凝土施工监测

配制混凝土测试结果见附表 1, 眉山监测站测试结果见表 15。

眉山监测站测试指标

表 15

样品编号	18-1-1	18-1-2	18-1-3	16-1	16-2	16-3
龄期	1d	2d	28d	1d	1d	1d
强度(MPa)	16.53	20.00	31.91	21.33	19.02	18.67
	17.69	21.16	31.64	24.09	14.67	19.51
	21.24	20.29	31.56	22.67	18.40	17.07
平均强度(MPa)	18.50	20.40	31.70	22.70	17.36	18.42

改性水玻璃研究新成果

1. 乙酸乙酯改性水玻璃

对水玻璃采用乙酸乙脂作固化剂, 烷基苯、烷基茶作添加剂, 经过大量试验测试, 取得良好效果, 测试结果见表16、表17。

水玻璃固砂土强度指标

表16

浆材类型	土样	指标	不同养护间强度、弹模 (kg/cm ²)				
			2h	4h	1d	3d	7d
茶基10%水玻璃	湿砂土	强度	12.37	23.64	50.74	50.31	56.23
		弹模	153.88	353.62	641.22	1175.14	572.12
苯基10%水玻璃	湿砂土	强度	11.20	21.35	46.20	47.84	50.74
		弹模	129.87	353.97	677.57	431.07	494.99

水玻璃加固土强度指标

表17

浆材类型	土样	不同养护时间强度(kg/cm ²)					备注
		1d	2d	3d	7d	28d	
茶基水玻璃	山东粉土	20.07	-	20.07	24.00	16.0	风干养护
苯基水玻璃	山东砂粘土	6.02	13.38	-	13.38	8.2	风干养护
萘苯基水玻璃	干砂土	52.40	63.90	-	64.84	70.5	湿砂养护

2. 聚丙烯酰胺改性水玻璃

为提高水玻璃加固土韧性, 在水玻璃中加进少量高分子材料聚丙烯酰胺, 使加固后土体既有强度, 又有韧性, 测试结果见附表1、2和附表3。

结束语

为保证铁路提速和运量不断增大的需要, 成都铁路局等单位对“应用高分子材料改良基床土质方法和技术”课题共同进行研究。采用高分子灌浆、铺浆和拌合土三种方法对基床土进行改良加固, 通过对浆材、机具和施工工艺的研究及现场试验, 收到明显效果, 值得进一步扩大试验和推广应用。

今后努力方向, 应结合不同土质特性, 进一步改进浆材, 使加固体既有足够强度, 又有一定韧性, 可满足不同施工条件和地质灾害整治需要。对于浆材要采用价廉无毒、可灌性好、机具设备易清洗的水性浆材为主, 并研制出不同施工条件的机器设备, 把地基和道床土体加固技术提高到新水平, 欢迎大家推广应用, 并提出宝贵改进建议。

三峡42.5R改性水泥混凝土强度测试指标

附表1

编号	水泥品种	碎卵石标准	丁苯胶乳	减水剂	早强剂		加水量 ml	水乳/灰	密度 g/cm ³	压力 T	1天强度		2天强度	
					A%	B%					强度 MPa	弹性 模量	强度 MPa	弹性 模量
					10-19-1	三峡42.5R					卵石	0	0	0
10-15-3	三峡42.5R	花岗岩碎石	0	0	0	0	184	0.46	2.55	20.8	19.76	3414.6		
10-15-4	三峡42.5R	花岗岩碎石	50	0	0	0	110	0.41	2.57	23.0	21.85	4117.65		

10-15-1	三峡 42.5R	花岗岩碎石	50	QH 1.5	Na ₂ SO ₄ 2	CaCl ₂ 1	110	0.41	2.55	24.5	23.3	3076.92		
10-15-2	三峡 42.5R	花岗岩碎石	50	QH 1.5	Na ₂ SO ₄ 2	NaCl 1	110	0.41	2.55	27.2	25.84	2985.07		
10-13-4	三峡 42.5R	花岗岩碎石	50	QH 1.5	Na ₂ SO ₄ 2	CaCl ₂ 1	100	0.385	2.6	29.4	27.93			
10-19-3	三峡 42.5R	卵石	50	QH1.5	Na ₂ SO ₄ 2	NaCl 1	110	0.41	2.65	23.3	22.14			42.66/7天
10-13-1	三峡 42.5R	花岗岩碎石	50	FDN-A1	Na ₂ SO ₄ 2	CaCl ₂ 1	110	0.41	2.6	24.1	22.9			34.2 46.84/7天
10-13-2	三峡 42.5R	花岗岩碎石	50	FDN-A1	Na ₂ SO ₄ 2	Na ₂ CO ₃ 0.5	110	0.41	2.6	23.6	22.4			
10-13-3	三峡 42.5R	花岗岩碎石	50	FDN-A1	Na ₂ SO ₄ 2	NaCl 0.7	100	0.385	2.6	26.6	25.3			
10-14-2	三峡 42.5R	花岗岩碎石	50	FDN-A1	Na ₂ SO ₄ 2	NaCl 1	110	0.41	2.6	35.8	—			34.0

聚丙烯酰胺改性水玻璃强度指标测试

附表 2

编号	配方	N 个 h			1天			2天			7天			15天		
		强度 R	密度 γ	应变 Σ%	强度 R	密度 γ	应变 Σ%	强度 R	密度 γ	应变 Σ%	强度 R	密度 γ	应变 Σ%	强度 R	密度 γ	应变 Σ%
3月 26-A	阳离子酰胺 5%, 水玻璃 90% (酰胺液 15+水玻璃 30+ 萘 4.5+乙酯 4.5)	7.58 5h	2.08	13.1	22.2 2	2.02	3.27	24.8 3	1.81	2.93	19.6 2	2.03	3.11	17.0	2.03	
26-B	同上+苯 4.5g	5.65 4h	2.12	1.01	17.9 5	2.05	3.8	21.1 7	1.99	2.26	19.2 7	2.08	2.5	17.0	2.01	
28-A	阳酰胺 5%, 水玻璃 90%, 萘 5%, 配方同上	7.61 4.5h	2.08	11.6 9	24.2 9	2.02	3.36	24.3 8	1.97	2.99	24.4 7	2.0	2.11	25	2.05	2.35
28-B	同上+苯 4.5g	7.19 4.5h	2.1	12.5 6	17.5	2.02	2.99	19.4 7	2.04	3.85	33.9 5	2.06	1.92	47.2 5	2.02	2.4
29-A 30-C	阳酰胺 5%, 水玻璃 85%, 萘同上	13.8 4 5.5h	1.98	9.25	44.3 8	2.05	4.34	44.4 7	2.02	3.08	47.2 4	1.98	4.81	48.2 3	2.03	3.17
29-B 30-D	加苯, 配方同上 15+30	10.5 8 4h	2.03	10.8	42.7 9	2.04	4.34	42.7	1.99	4.7	41.9 8	2.02	6.4	47.2 5	2.04	2.91
30-A	非酰胺 (北) 5%, 水玻璃 85%, 苯 5%	11.8 8 5h	2.06	11.4 6	35.8 9	1.99	4.42	36.7 5	1.99	3.14	47.0 5	2.13	3.8	31.1 5	1.98	2.78
30-B	非酰胺 5%, 水玻璃 85%, 萘 5%	10.4 6	2.03	13.1 6	40.3 1	2.02	4.42	37.9 7	2.03	2.29	31.4 3	2.01	4.44	36.8 7	2.0	3.66
31-A	阳酰胺 5%, 水玻璃 80%, 萘 5%	16.4 7 5h	2.1	10.0	37.4 5	2.06	4.26	40.6 6	2.17	3.11	43.7 5	1.98	3.19	30.6 2	2.0	3.21

聚丙烯酰胺改性水玻璃固砂强度指标

附表 3

时间编号	材料配方	测定指标 1天	阳离子酰胺 1%	阳离子酰胺 2.5%	阳离子酰胺 3%	阳离子酰胺 5%	阳离子酰胺 8%	备注
4-5A	水玻璃 95% 水 5%, 萘 5% 不同阳离子酰胺	强度 kg/cm ²	42.78	37.62	39.22	36.84	34.3	混酰胺 45g+ 苯 5g +乙酸 5g
		密度 g/cm ³	2.03	1.98	2.04	1.96	2.19	
		应变 Σ%	4.3	4.19	4.6	4.66	5.0	
	材料配方	测定指标 1天	水玻璃 80%	水玻璃 80%	水玻璃 90%	水玻璃 95%	水玻璃 100%	混酰胺 45g+ 苯 5g+乙酸 5g
4-5B	阳离子酰胺 5%	强度 kg/cm ²	16.94	16.44	29.83	36.84	35.35	
		密度 g/cm ³	2.02	2.01	2.02	1.96	2.0	

	萘 5%, 不同水玻璃含量	应变 $\Sigma\%$	3.22	2.8	2.08	466	5.19							
4-8	水玻璃 95% 水 5%, 苯 5% 不同阳离子酰胺	测定指标 1天	阳离子酰胺 1%	阳离子酰胺 1.67%	阳离子酰胺 2%	阳离子酰胺 3%	阳离子酰胺 5%	混酸胺 45g+ 苯 5g+乙酸 5g						
		强度 kg/cm^2	43.38	42.79	38.4	35.19	30.64							
		密度 g/cm^3	1.83	2.04	2.03	2.01	2.02							
		应变 $\Sigma\%$	3.23	4.34	4.35	4.24	3.13							
3月 21~4月 7日	阳离子酰胺 1.67% 不同水玻璃含量和萘、苯添加剂	水玻璃含量	93.3%	93.3%	95%	95%	96.7%	100%						
		不同天数指标	萘 1天	7天	苯 1天	7天	萘 1天	7天	苯 1天	7天	萘 1天	苯 1天	萘 1天	苯 1天
		强度 kg/cm^2	37.45	43.75	42.49	42.49	44.38	47.24	42.49	41.98	44.4	37.69	39.76	36.4
		密度 g/cm^3	2.06	1.98	1.98	1.95	2.05	1.98	2.04	2.02	2.04	2.07	2.09	2.0
		应变 $\Sigma\%$	4.26	3.19	3.19	3.19	4.34	4.34	4.34	6.4	5.0	3.8	6.3	3.83

2005 年度全国注册土木工程师（岩土）专业考试所使用的规范、规程

1. 《岩土工程勘察规范》(GB50021-2001)
 2. 《建筑工程地质钻探技术标准》(JGJ87-92)
 3. 《原状土取样技术标准》(JGJ89-92)
 4. 《工程岩体分级标准》(GB50218-94)
 5. 《工程岩体试验方法标准》(GB/T50266-99)
 6. 《土工试验方法标准》(GB/T50123-1999)
 7. 《建筑结构荷载规范》(GB50009-2001)
 8. 《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)
 9. 《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)
 10. 《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)
 11. 《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2002)
 12. 《湿陷性黄土地区建筑规范》(GB50025-2004)
 13. 《膨胀土地区建筑技术规范》(GBJ112-87)
 14. 《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-99)
 15. 《公路工程抗震设计规范》(JTJ004-89)
 16. 《公路路基设计规范》(JTGD30-2004)
 17. 《公路桥涵地基处理基础设计规范》(JTJ024-85)
 18. 《公路工程地质勘察规范》(JTJ064-98)
 19. 《铁路工程地质勘察规范》(TB10012-2001)
 20. 《铁路路基设计规范》(TB10001-99)
 21. 《铁路路基支挡结构设计规范》(TB10025-2001)
 22. 《铁路工程不良地质勘察规程》(TB10027-2001)
 23. 《铁路工程特殊岩土勘察规程》(TB10038-2001)
 24. 《铁路特殊路基设计规范》(TB10035-2002)
 25. 《港口工程地质勘察规范》(JTJ240-97)
 26. 《港口工程地基规范》(JTJ250-98)
 27. 《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2001)
 28. 《水利水电工程地质勘察规范》(GB50287-99)
 29. 《水工建筑物抗震设计规范》(DL5073-2000)
 30. 《中国地震动参数区划图》(GB18306-2001)
 31. 《建筑边坡工程技术规范》(GB50330-2002)
- (据全国勘察设计注册工程师管理委员会注工[2005]9号文)

碎石桩复合地基桩土应力比影响因素分析*

叶军

(浙江城建建筑设计研究院 杭州 310007)

刘开富 谢新宇 朱向荣

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

[摘要] 本文对影响碎石桩复合地基桩土应力比的因素进行了总结,并分析了桩土模量比、置换率、桩周土性质、桩距、桩长、桩密实度、荷载水平、桩内加筋、深度、桩间土固结时间、桩数、垫层等因素对桩土应力比的影响,研究表明,桩土应力比随影响因素的变化而变化;此结果可对碎石桩复合地基的设计及施工等提供参考。

前言

碎石桩加固处理软弱地基是一种常用的地基加固处理技术,采用这种方法施工机具简单、操作容易、工作周期短、材料来源广泛,而且造价也相对较低,不失为一种很好的加固手段。碎石桩复合地基的特点在于桩土共同承担上部荷载,利用土的承载能力减少桩的数量,使复合地基有较好的经济效益,而桩土分担上部荷载的比例以桩土应力比 n 值加以衡量;桩土应力比 n 即为复合地基中桩顶反力与桩间土的反力之比,是反映复合地基桩土共同作用的一个重要参数。

多年来,许多学者从理论和试验上对复合地基的桩土应力比作了研究,分别从不同的角度对桩土应力比的影响因素做了解释。本文在前人的成果上,总结了影响桩土应力比的若干因素,如桩土模量比、置换率、桩周土性质、桩长、桩间距、桩密实度、荷载水平、有无加筋、桩间土的固结时间、深度、桩数、垫层等,并分别进行了分析。

桩土模量比、置换率和桩周土性质对桩土应力比的影响

在刚性基础下,桩土共同承担荷载,满足沉降变形协调条件^[1],在相同的应力应变条件下,由于桩土应力应变关系的不同,其强度发挥水平就不同,因而其桩土应力比就不同,

* 收稿日期: 2005年5月

随着桩土模量比的变化而变化。

据张定(1999a)^[2]、(1999b)^[3]的研究:

$$n = \frac{(1-\mu_s)K_E + 2\mu_p \left(2\mu_p^2 \frac{m}{1-m} + \mu_s \right)}{(1-\mu_s) + 4\mu_s \mu_p^2 \frac{m}{1-m}} \quad (1)$$

$$K_E = \frac{E_{op}}{E_s} \quad (2)$$

式中 n —为桩土应力比;
 μ_s —为桩周土的泊松比;
 μ_p —为桩材料的泊松比;
 m —为复合地基置换率;
 K_E —为桩土模量比;
 E_{op} —为桩体的变形模量;
 E_s —为桩周土的压缩模量。

从式(1)可以看出,桩土应力比随着桩土模量比 K_E 的增大而增大,随着复合地基置换率的增大而减小。其中桩土模量比 K_E 由碎石桩体的变形模量 E_{op} 和桩周土的压缩模量 E_s 决定,这是两种不同性质的模量比。桩体材料性质的不同,即变形模量 E_{op} 和强度的不同,将对桩土应力比产生较明显的影响。同样的,桩周土的压缩模量 E_s 和强度的不同,将直接影响碎石桩桩体的强度和刚度,进而导致桩土间相对刚度不同,即桩土模量比 K_E 的不同,从而导致桩土应力比的不同。在其它条件相同时,如果桩周土的性质较差,则桩土的相对刚度较大,则应力向桩集中,导致桩土应力比 n 较大;如果桩周土的性质较好,则桩土的相对刚度较小,则应力向桩集中不明显,桩土应力比 n 也较小。

另外,刘杰等(2002)^[4]给出桩土模量比计算式,

$$n = \frac{(m-1)(1-\mu_s - 2\mu_s^2)(2\mu_p K_e + 1 - \mu_p)K_E}{(1-\mu_p - 2\mu_p^2)(2m\mu_s K_e + (1-\mu_s)(m-1))} \quad (3)$$

式中 K_e —为极限平衡状态径向应变与轴向应变之比, $K_e = \frac{1 - 2\mu_p - \sin \phi_p}{2\mu_p \sin \phi_p + \sin \phi_p + 1 - 2\mu_p}$;
 ϕ_p —为桩体材料的内摩擦角。由式(3)可看出, n 与桩土模量比 K_E 近似呈线形关系。

桩距、桩长及桩密实度对桩土应力比的影响

从理论上分析,碎石桩的桩距越小,成桩的挤密效果越好,地基加速排水固结,因而成桩后土的强度越高,故桩土应力比越小。对地基条件相似而桩距不同的桩土应力比实测

值结果(见图1)比较可看出:对位于含较厚砂性土层的桩,桩距较大的桩(10、11)的桩土应力比较大,桩距较小的桩(7、8)的桩土应力比较小;对位于含较厚粘性土层的桩(9、12),桩土应力比实测值几乎等值,桩距基本对桩土应力比无影响。对试验结果(1~7)进行分析,尽管桩的桩长不同,当地基条件相似时,桩土应力比 n 变化并不明显,即桩长对桩土应力比的影响很小^[5]。

桩土应力比随桩长 h 的增加而增大(赵明华等,2003)^[6],但当桩长达到一定值时, n 值几乎不再增大,该桩长成为有效桩长;这是由碎石桩桩体上的应力主要集中在桩端部2~3倍桩径处决定的。

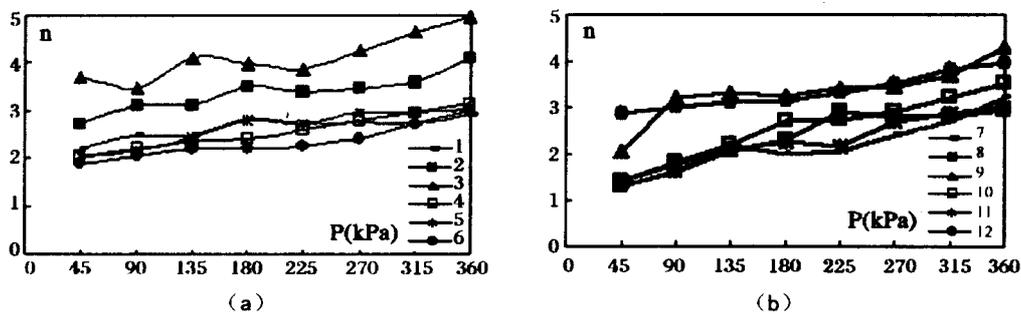


图1 实测单桩复合地基的桩土应力比 n -荷载 p 的关系

当地基条件相似、设计桩长及桩径相同时,当桩的密实度较高时,桩土应力比较大。从图1(b)中可看出,图中的10的桩(填入 $5.1m^2$ 石料)比图中的7的桩(填入 $4.9m^2$ 石料)的桩土应力比高^[5]。

荷载水平对桩土应力比的影响

国内外很多学者对复合地基的承载性能进行了分析研究,以找出复合地基在外荷载作用下桩土应力比的变化规律。李作勤以碎石桩复合地基工程为背景,分析了压力水平对桩土应力比的影响。日本末松直干将两者之间的变化规律归纳为6大类,如图2所示,并认为I型最为常见,II型次之,但I型和IV型较为常见^[7]。根据碎石桩复合地基静载荷试验桩土反力的实测资料,韩杰等^[8,9]认为, n 与荷载 p 之间存在一个临界荷载 p_0 ,当 $p < p_0$ 时, n 随 p 的增大而增大,当 $p > p_0$ 时, n 随 p 的增大而减小。

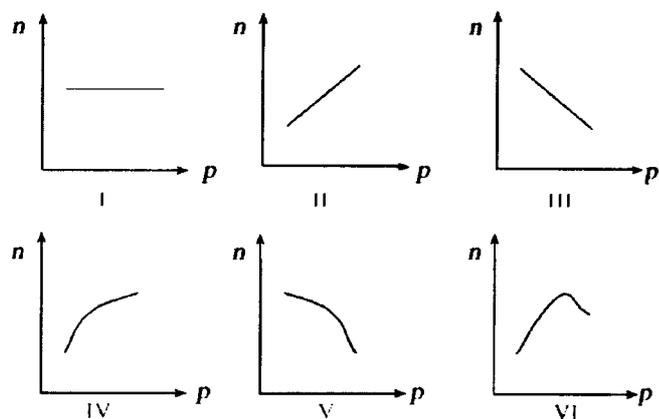


图2 桩土应力比 n -荷载 p 变化曲线

影响桩土应力比的其他因素

1.加筋对桩土应力比的影响

干振挤密（抗拔防浮）碎石桩桩体中含有加筋材料时（钢筋），加筋的碎石桩的桩土应力比比无加筋时的碎石桩的大。从实测的桩土应力比结果（如图3）看，加筋碎石桩的（1'、2'）桩土应力比 n 比无加筋的（1、2）大，但相差较小^[10]。

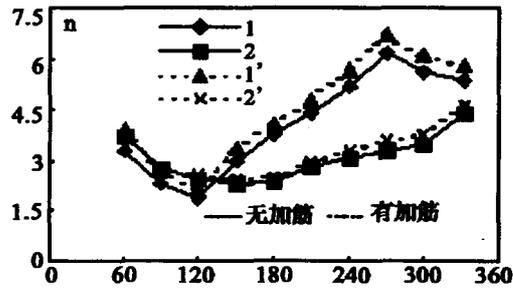
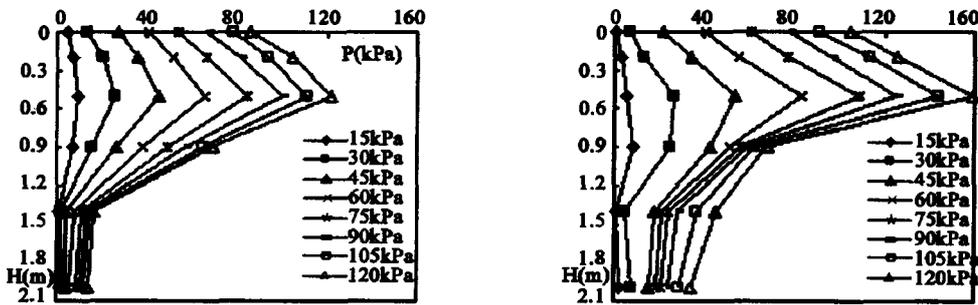


图3 实测有无加筋的碎石桩复合地基的 $n-p$ 的关系

2.不同深度桩土应力比的变化规律

律

根据模型试验研究^[11]，桩体应力随着深度的增加迅速增大，并且在2倍桩直径（模型桩直径0.25m）时应力达到最大，随后迅速减小，如图4所示。因而在不同的深度处桩土应力比的值也不同；又因随着深度的增加地基土应力增加，故桩土应力比随着深度的增加，其值先增大，在达到极值后随着深度迅速减小。徐少曼（1996）^[12]也得到类似的结论。



(a) 荷载板尺寸 0.71m×0.71m

(b) 荷载板尺寸 1.2m×1.2m

图4 单桩复合地基荷载试验桩上应力随深度变化曲线

3.桩间土固结时间对桩土应力比的影响

桩土应力比随桩间土固结时间而变，韩杰等（1993）实测的曲线^[9]表明，桩土应力比随时间的增长而增大，但是最终趋于一定值。李作勤（1995）^[11]的研究也表明，桩土应力比随时间变化，无论增大或减小，有波动现象，但最终将趋于一稳定值。

4.桩数对桩土应力比的影响

多桩复合地基与单桩复合地基相比，由于应力的相互扩散和叠加使土中应力加大，实际桩土应力比小于单桩试验测定值，这种应力的扩散和叠加作用有利于加速土体的排水固结、提高挤密效果。同时土中应力扩散和叠加会产生类似“群桩效应”的作用^[5]，桩数越大，效应也越大，它使复合地基中桩周土的承载力降低，但碎石桩复合地基而言，由于桩数的

增多, 总体承载力人为提高; 随着桩数的增加, 桩周土的承载力降低, 因而桩土应力比增加。

5. 垫层对桩土应力比的影响

垫层对桩土应力比的影响主要为垫层厚度及垫层材料模量。随着垫层厚度的增大, 桩身最大应力位置下移, 桩身最大应力增大, 桩土应力比减小; 垫层厚度从 200mm 增加到 300mm 时, 减小幅度最大, 其后减小幅度降低^[13]。随着垫层材料模量的增大, 负摩擦区长度减小, 桩端应力减小, 但减小幅度降低, 应力比增大, 但增大的幅度也越来越小。

结论

本文通过对影响碎石桩复合地基的桩土应力比的因素的分析, 可得到以下结论:

(1) 桩土应力比随着桩土模量比的增大而增大, 随着复合地基置换率的增大而减小。桩周土的性质较差时, 桩土应力比较大; 桩周土的性质较好时, 桩土应力比较小。

(2) 对位于含较厚砂性土层的复合地基, 桩距较大的桩土应力比较大, 桩距较小的桩土应力比较小; 对位于含较厚粘性土层的桩, 桩距对桩土应力比影响较小; 地基条件相似时, 桩长对桩土应力比的影响较小; 桩体密实度较高时, 桩土应力比相对较大。

(3) 桩土应力比与荷载水平之间存在一个临界荷载, 当荷载小于临界荷载时, 桩土应力比随荷载的增大而增大, 当荷载大于临界荷载时, 桩土应力比随荷载的增大而减小; 碎石桩桩体中含有加筋材料时, 加筋的碎石桩复合地基的桩土应力比比无加筋时的大。

(4) 桩土应力比随着深度的增加, 其值先增大, 在达到极值后随着深度迅速减小; 其随时间变化, 无论增大或减小, 存在波动现象, 但最终将趋于一稳定值; 同时随着复合地基中碎石桩桩数的增加, 桩土应力比增加。随着垫层厚度的增大, 桩土应力比减小; 随垫层材料模量的增大, 桩土应力比增大, 但增大的幅度越来越小。

参考文献

- [1] 李作勤. 复合地基中桩土应力比和优化设计[J]. 岩土力学, 1995, 16(4): 30-37
- [2] 张定. 复合地基中桩体变形模量的分析与计算[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(2): 205-208
- [3] 张定. 碎石桩复合地基的作用机理分析及沉降计算[J]. 岩土力学, 1999, 20(6): 81-86
- [4] 刘杰, 张可能. 碎石桩复合地基桩土应力比及承载力计算[J]. 工程勘察, 2002(6): 9-11
- [5] 龚文惠. 碎石桩复合地基中桩土应力比的试验研究[J]. 土工基础, 2000, 14(4): 57-60
- [6] 赵明华, 刘建华, 刘代全, 陈吕富. 碎石桩复合地基承载力分析[J]. 公路, 2003(1): 21-24
- [7] 叶书麟, 韩杰, 叶观宝. 地基处理与托换技术[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994
- [8] 韩杰, 叶书麟. 复合地基应力特性分析[J]. 工程勘察, 1993(5): 1-5
- [9] 韩杰, 叶书麟, 张得松. 碎石桩复合地基应力及孔隙水压力的原位测试分析[J]. 岩土工程学报, 1993(5): 40-47
- [10] 刘开富. 沉管干振挤密抗拔防浮碎石桩复合地基性状分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2003

- [11] 吴延杰, 杨志红. 碎石桩复合地基应力传递的研究[J]. 地基处理, 1994, 5(4):7-12
- [12] 徐少曼. 复合地基中桩土应力比影响因素及应用问题[J]. 地基处理, 1996, 7(4):56-57
- [13] 刘杰, 张可能. 复合地基中垫层作用机理[J]. 中南工业大学学报, 2001, 32(6): 569-572

地基处理协作网简章

地基处理协作网由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主办, 地基处理协作网成立管理委员会, 负责管理协作网的工作。管理委员会由学会代表和网员单位代表组成。设主任一名, 副主任若干名, 秘书长一名, 副秘书长若干名。下设中心站负责协作网的日常工作, 定期向管理委员会报告工作情况。

地基处理协作网成立地基处理协作网网站 (<http://www.foundation.zgtm.com> 或 <http://www.foundation.civil-engrg.com>); 地基处理协作网网站为“中国土木”网站 (<http://www.civil-engrg.com> 或 <http://www.zgtm.com>) 的二级网站, 并链接在“中国土木”网站主页面上。充分利用了网络资源和优势, 服务各网员单位。该网站为各网员单位发布相关信息。

网员单位或网员义务:

(1) 入网单位或个人请提供 A4 纸一张 (5 号字体、单倍行距、1-3 张图片) 宣传资料用以链接;

(2) 每年按规定交纳网费;

入网费: 教学单位: 200 元/年; 其他单位: 300 元/年; 个人: 100 元/年。

①通过银行汇至: 杭州西湖信用社, 帐号: 706000116912, 浙江浙峰网络技术有限公司;

②通过邮局汇至: 310027 浙江大学玉泉校区土木工程学系 欧阳晶泓收, 请注明协作网费;

*地基处理协作网财务由浙江浙峰网络技术有限公司办理, 单独设帐, 自负盈亏

(3) 向协作网中心站提供各种地基处理信息, 刊登在《地基处理》杂志上。

网员单位或网员权利:

(1) 获赠由中国土木工程学会主办的《地基处理》杂志 1 份 (季刊);

(2) 网员单位或网员可享受免费主页维护;

(3) 网员单位或网员在“中国土木” (<http://www.bookstore.zgtm.com>) 网上书店购书, 可享受 9 折优惠;

(4) 网员单位或网员可优先、优惠 (享受 8.5 折) 在“中国土木”网站发布产品供求信息、人才供求信息、仪器设备调剂信息及广告;

(5) 委托中心站代售地基处理领域资料, 委托代售需与中心站签订委托代售合同。一般中心站不包售, 服务费收取代售资料费总额的 30%;

(6) 参加由地基处理学术委员会与地基处理协作网举办的相关学术活动, 会议费可享受 9 折优惠。凡承认地基处理协作网简章的单位和个人, 经申请并填写申请表, 经管理委员会认可后可成为网员单位或网员。

宣传材料或个人信息请寄至以下地址:

1. 邮局: 浙江大学玉泉校区土木系地基处理协作网中心站 310027 黄鼎群 收

*注: 文字内容简介、照片或彩色图片

2. Email: yulan20@163.com

*注: 提供 Word 文档

联系电话: 0571 - 87952077

(地基处理协作网中心站和资料站设在浙江大学建筑工程学院土木工程学系)

多种围护结构形式在基坑中的组合应用*

王如平

俞建霖

(浙江泛华工程监理有限公司 杭州 310010)

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

工程概况

拟建的杭州花园商业城由26层主楼(综合楼)和5层裙房(商场)组成,设一层连通地下室。该工程总用地面积 42112m^2 ,总建筑面积 160417.7m^2 ,其中地下部分建筑面积 26086.5m^2 ,基础形式为直径600mm、800mm和1000mm的钻孔灌注桩基础。

本工程±0.000相当于绝对标高5.600m,现有场地自然地面绝对标高在3.140~5.400m之间。其中西南角自然地面绝对标高为4.500m(即相对标高-1.100m),因邻近建筑物无法采取卸土措施;其它区域因周围场地比较开阔,可在基坑开挖前将场内绝对标高统一卸土至3.600m(即相对标高-2.000m),以降低基坑开挖深度,节约围护造价。因此设计自然地面相对标高分别为-2.000m和-1.100m。

主楼地下室底板的面标高为-5.630m,地下室底板底标高为-6.330m(含100mm素混凝土垫层,下同),地下室周边地梁上翻,其底标高同底板底标高(-6.330m);承台底标高为-7.330~-8.730m之间,其中基坑周边承台底标高分别为-7.330m和-7.930m,电梯井底标高为-10.330m和-11.330m。

裙房地下室底板的面标高分别为-3.830m、-4.730m、-4.880m和-5.200m,地下室底板底标高分别为-4.730m、-5.630m、-5.780m和-6.100m(含150mm素混凝土垫层和200mm碎石垫层,下同),地下室周边地梁底标高分别为-5.580m和-6.480m;承台底标高为-5.680~-7.080m之间,其中基坑周边承台底标高为-5.680m和-6.780m,电梯井底标高为-7.250m和-8.580m。

设计时综合考虑承台、地梁的平面位置和间距,取设计基坑底标高为-5.580m、-6.480m、-6.330m和-7.930m。因此基坑设计开挖深度为3.58m、4.48m、4.33m、5.93m和6.83m。

基坑周边环境条件

该场地位于杭州市莫干山路西侧,汽车北站对面。基坑东面距离用地红线30.3m(北

* 收稿日期:2005年6月

端)~40m(南端)之间(与地下室外轴线距离,下同),用地红线东面为46m宽的莫干山路,莫干山路对面为汽车北站。基坑南面距离用地红线10.9~29.3m,用地红线南侧为规划道路(目前未建,无地下管线)。规划道路的南侧自东向西有北站小商品市场(3层,局部4层,桩基础,设一层地下车库)及其他4幢2~3层民居(均为浅基础),与本工程距离分别约为40m、30.8m、18.7m、17.4m和32.3m。基坑西面距离用地红线7.3~53.2m,用地红线西侧为临时道路。其中西南角有一层民宅和三层民宅(浅基础),与本工程距离约9.3m和15.3m。基坑北面距离用地红线21.5~24.4m,用地红线北侧为待建的育苗路,现有大批1~2层民宅(均为浅基础),均已在基坑影响范围之外。

综上所述,本工程周围环境条件尚可,除西南角距离民宅较近外,其它区域与相邻建筑物距离较远。

工程地质条件

根据工程地质勘察报告,基坑开挖影响范围内的主要土层分布依次为:

1 层素填土:灰黄色,湿,松散,以粘性土为主,主要为耕植土,低洼处少量为人工填土。层厚0.0~2.0m。

2-1 层粉质粘土:灰黄色,湿,软塑~软可塑,中偏高压缩性,厚度变化较大,层位不稳定,层厚0.0~4.0m。

2-2 层粉质粘土:灰色,湿,软塑,高压缩性,呈透镜状,局部分布,层厚0.0~1.3m。

3-1 层粘质粉土:上部灰黄下部灰色,湿,稍密,中等压缩性,呈透镜状,局部分布。层厚0.0~5.0m。

3-2 层淤泥质粘土:灰色,饱和,流塑,高压缩性,含有机质,大部分地段均有分布,层厚0.0~6.1m。

4-1 层粉质粘土:灰黄色、灰褐色,硬可塑,除局部缺失外大部分地段均有分布,层位相对稳定,层厚0.0~6.8m。

4-2 层粉质粘土:灰黄色、灰色,湿,软可塑,局部硬可塑,全场分布,层位较稳定,层厚1.7~7.9m。

各土层主要物理力学性质指标见表1。本场地地下水主要为孔隙潜水,水位埋深0.1~1.2m,水量受大气降水补给,水位随季节变化较大。

各土层主要物理力学性质指标

表1

层号	土层名称	含水量 (%)	重度 (kN/m ³)	孔隙比	压缩模量 (MPa)	地基承载力 标准值(kPa)	固结快剪	
							$\phi(^{\circ})$	c (kPa)
1	素填土							
2-1	粉质粘土	31.2	19.0	0.884	5.08	110	10.3	10
2-2	粉质粘土	27.9	19.6	0.775	3.94	100	5.7	22
3-1	粘质粉土	30.5	19.1	0.85	10.4	95	27.3	6
3-2	淤泥质粘土	48.8	17.4	1.353	2.48	60	3.0	6
4-1	粉质粘土	27.1	19.8	0.759	6.28	140	9.9	23
4-2	粉质粘土	30.7	19.2	0.855	3.61	120	5.1	11

基坑围护方案选择及具体做法

综合场地地理位置、土质条件、基坑开挖深度和周围环境条件，本基坑围护具有如下特点：1) 基坑开挖面积较大：基坑东西向长约 240m，南北向宽约 126m，周长约 722m；2) 场地地基中土层分布很不均匀：地基浅部的软土层（3-2 淤泥质粘土）厚度在 0~6.1m 之间变化；透水性较强的 3-1 粘质粉土层厚度在 0~5.5m 之间变化；3) 与杭州老城区其它基坑开挖项目的条件相比，本工程周邻环境条件较好。

结合本工程上述特点，根据“安全、经济、方便施工”的原则，确定围护结构采用放坡开挖、土钉墙、复合土钉墙与内撑式排桩墙相结合的方案。

放坡开挖可节约工程造价，经济性最好。但由于在软土层中放坡坡度较缓，相应土方开挖量大大增加；同时在今后土方回填后，由于回填土不易密实，易导致该区域地面长期沉降，对散水和地下管线等设施产生不利影响。因此本基坑在东侧、南东侧和北东侧等软土层缺失部位采用放坡开挖，以减小放坡开挖范围。典型放坡剖面图见图 1。

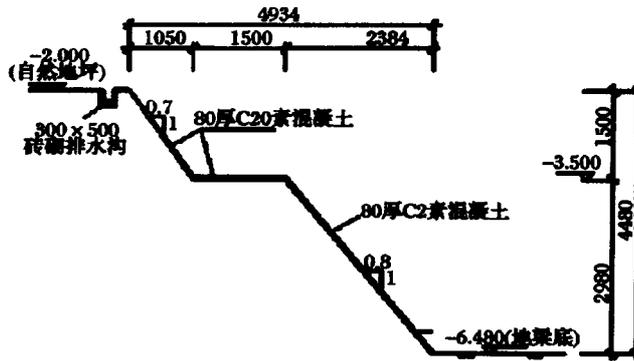


图 1 典型放坡剖面图

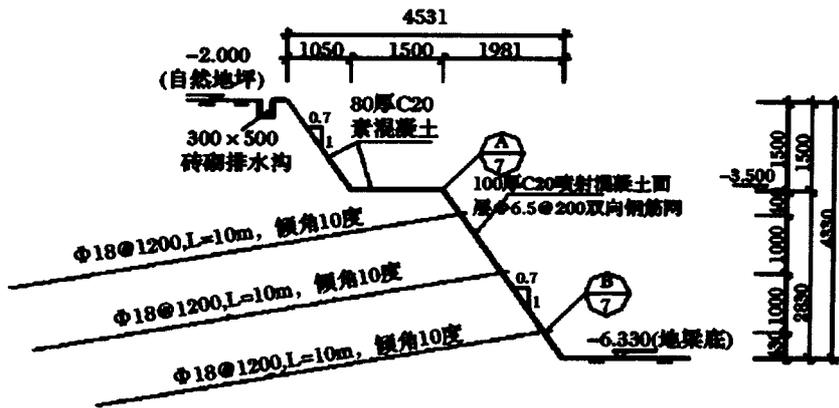


图 2 典型土钉墙剖面图

土钉墙围护结构具有经济性好、施工方便、施工工期短、安全可靠等优点，目前已在杭州城西地区许多基坑工程中取得了成功的经验。同时，在土质条件比本工程差得多（软土含水量在 60%以上）的我省台州、温州等地，土钉墙也得到了广泛应用，最大开挖深度

已达到 7m 以上。典型土钉墙剖面图见图 2。

该围护结构型式具有如下特点：1) 基坑开挖作业面宽敞，施工速度快，施工工期短。由于基坑内无支撑等障碍物，基坑开挖时能全面铺开作业，大型施工挖土机具，运输车辆均能直接下坑作业。土钉墙施工与基坑挖土同时进行，交叉作业，边开挖边支护。2) 围护结构造价低，经济性好。土钉墙是

除放坡开挖以外最为经济的一种围护结构型式。3) 土钉墙施工设备轻便，方法简单，对场地适应性强，无需大型、复杂设备。施工所占场地小，对周围环境干扰少，施工噪音小，无振动，施工文明。4) 土钉墙围护结构有较好柔性，自重轻，能承受较大变形，并具有良好的抗动荷载的能力。5) 在基坑开挖过程中，可根据现场情况和测试结果，随时调整土钉间距和长度或采取加固措施，保证基坑顺利开挖。

在软土地基中采用土钉墙围护结构，当坑底处于软弱土层中时，为防止在基坑开挖过程中出现隆起破坏和整体滑移，可在坡脚打入松木桩或水泥搅拌桩以形成松木桩复合土钉墙或水泥搅拌桩复合土钉墙，有利于提高坡脚土体的承载力，提高基坑的整体稳定性并减小围护结构的位移。松木桩复合土钉墙坡面一般需放坡，而采用水泥搅拌桩复合土钉墙可以垂直开挖，因此在土钉长度相同的情况下，后者土钉的覆盖范围小于前者，可以避免土钉超红线。

本基坑西侧的中部与用地红线距离较近，采用纯土钉墙围护结构存在土钉超出红线的问题。因此采用水泥搅拌桩复合土钉墙，这样坡面可以垂直开挖，避免出现土钉超红线的现象。典型复合土钉墙剖面图见图 3。

基坑西南侧与邻近建筑物（浅基础）距离仅 9m，且基坑开挖深度较大，因此采用内撑式排桩墙围护结构。内撑式排桩墙围护结构可有效地控制围护结构的弯矩和变形，并具有较好的可靠性。典型内支撑围护结构剖面图见图 4。

在基坑东侧、南东侧和北东侧，分布



图3 典型复合土钉墙剖面图

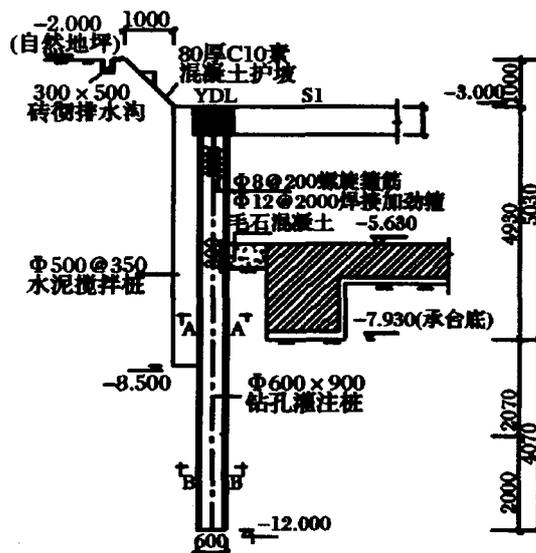


图4 典型内支撑剖面图

有渗透性较强的 3-1 层粘质粉土,因此在基坑外采取深井降水措施。在其它区域,因土层渗透性较小,因此不采取降水措施,但在地表及坑内需采取排水措施。

基坑工程现场监测及应急措施

本围护工程开挖深度、面积均较大,基坑周围有地下管道及建筑物要保护,因此除进行安全可靠的围护体系设计、施工外,尚应进行现场监测,作到信息化施工。通过监测可及时了解围护体系的受力状况,对设计参数进行反分析,以调整施工参数,指导下步施工,遇险情可及时采取措施。应该说,基坑开挖监测是保证基坑安全的一个重要的措施。

本基坑建议监测内容包括:1)基坑开挖过程中基坑周边深层土体的水平位移监测;2)基坑东侧(含粘质粉土区域)地下水位观测;3)支撑内力监测;4)基坑外(土钉墙顶)土体的沉降观测;5)周围环境监测:主要包括周围建筑物的沉降观测、有无裂缝产生及其发展情况。

基坑工程监测须由专业的监测队伍进行,在基坑开挖期间,对上述监测内容应每天测试,并及时将监测资料反馈给建设、设计、监理、施工等单位,以便及时分析处理。基坑周边最大水平位移预警值:临近建筑物区域为 35mm,水平位移发展速率不得连续三天大于 3mm/天;其它剖面为 50mm,水平位移发展速率不得连续三天大于 4mm/天。支撑内力预警值 3500kN。

在基坑开挖过程中,如出现边坡水平位移超过警戒值,采用基坑外卸土,坡顶超前锚杆注浆,加长、加密土钉、放慢挖土速度以及设置临时支撑等方法处理,必要时用土方或编织袋在坡脚采取反压回填措施。如基坑内地下水量较大,可采用增设轻型井点或深井等方法处理。在基坑开挖过程中,场地内应保证有一台挖土机可以随时调用,便于采取应急措施。

结语

通过本工程的工程实践表明:

1、本工程因地制宜地采用放坡开挖、土钉墙、复合土钉墙以及内撑式排桩墙围护结构相结合的围护方案是比较经济合理的,在保证基坑及周围建筑物安全的情况下,大大节约了工程造价。本基坑围护总造价仅为 95 万元,平均每延米 1316 元,取得了很好的经济效益。

2、放坡开挖可节约工程造价,但在软土层中放坡坡度较缓,由于回填土不易密实,应注意其产生的不利影响。

3、松木桩复合土钉墙或水泥搅拌桩复合土钉墙,有利于提高坡脚土体的承载力,提高基坑的整体稳定性并减小围护结构的位移。在土钉长度相同的情况下,后者土钉的覆盖范围小于前者,可以避免土钉超红线。

4、内撑式排桩墙围护结构可有效地控制围护结构的弯矩和变形,并具有较好的可靠性。在环境条件复杂的区域应优先选用。

软土地基基坑围护设计若干问题*

陈舒真

(宁波浙电房地产开发有限责任公司 宁波 315000)

前言

基坑工程是一个古老而又有时代特点的岩土工程课题。放坡开挖和简易木桩围护可以追溯到远古时代。人类土木工程活动促进了基坑工程的发展。特别是到了本世纪,随着大量高层、超高层建筑以及地下工程的不断涌现,对基坑工程的要求越来越高,因地下室围护设计方案及施工方法不当而引起的工程事故屡见不鲜,促使工程技术人员以新的眼光去审视基坑工程这一古老课题,使许多新的经验和理论的研究方法得以出现与成熟。

在上世纪30年代, Terzaghi 等人已经开始研究基坑工程中的岩土工程问题。在以后的时间里,世界各国的许多学者都投入了研究,并不断地在这一领域取得丰硕的成果。我国对基坑工程进行广泛的研究始于上世纪80年代初,那时我国的改革开放方兴未艾,基本建设如火如荼,高层建筑不断涌现,相应地基础埋深不断增加,开挖深度也就不断发展。特别是到了上世纪90年代,大多数城市都进入了大规模的旧城改造阶段,在繁华的市区内进行深基坑开挖给这一古老课题提出了新的内容,那就是如何控制深基坑开挖的环境效应问题,从而进一步促进了深基坑开挖技术的研究与发展,产生了许多先进的设计计算方法,众多新的施工工艺也不断付诸实施,出现了许多技术先进的成功的工程实例。但由于基坑工程的复杂性以及设计、施工的不当,工程事故的概率仍然较高。

任何一个工程方面的课题的发展都是理论与实践密切结合并不断相互促进的结果。基坑工程的发展往往是一种新的围护型式的出现带动新的分析方法的产生,并遵循实践、认识、再实践、再认识的规律,而走向成熟。早期的开挖常采用开挖放坡的形式,后来随着开挖深度的增加,放坡面空间受到限制,产生了围护开挖。迄今为止,围护型式已经发展至数十种。

基坑工程特点

基坑工程主要包括基坑围护体系设计与施工和土方开挖,是一项综合性很强的系统工

* 收稿日期: 2005年8月

程,它要求岩土工程和结构工程技术人员密切配合。基坑围护体系是临时结构,在地下工程施工完成后,基坑围护体系就不再需要。基坑工程具有下述特点:

1. 基坑围护体系是临时结构:安全储备较小,具有较大的风险性;
2. 基坑工程具有很强的区域性:各个地区的工程地质和水文条件不同,采用的围护体系也有很大差异;
3. 基坑工程具有很强的个性:每个基坑的平面尺寸、开挖深度以及环境条件都不同;
4. 基坑工程综合性强:基坑工程融土力学、水力学、结构力学于一体,涉及土力学中的三大基本课题——稳定、变形和渗流;要求设计人员既要有岩土工程知识,又要有结构工程知识;
5. 基坑工程具有较强的时空效应:每个基坑是具有长、宽、深的三维体系,具有较强的空间效应;同时由于土体具有蠕变性,基坑暴露时间越长,边坡稳定性越差,因此基坑也具有较长时间效益。
6. 基坑工程是系统工程:基坑工程要求设计、施工以及土方开挖单位三者密切配合,同时在基坑开挖工程中应进行动态监测,做到信息化施工;
7. 基坑工程的环境效应:每个基坑的开挖都必然对周围环境产生一定影响,关键是要根据周围环境条件将影响控制在可以承受范围之内。

基坑工程设计原则

因此,基坑围护结构设计应遵循以下原则:

1. 安全可靠。这一点勿庸置疑,这里的安全指两方面:一是基坑本身的安全,保证基坑开挖、地下结构施工顺利;二是基坑周边的建(构)筑物以及地下管线等市政设施的安全和正常使用。
2. 经济合理。不单是基坑围护设计,任何设计如果违背了经济合理的原则,都不能说是成功的。同时,由于围护结构是临时性结构,在地下室结构完成之后就不起作用,所以设计时更应体现这一原则。
3. 设计方案应充分考虑施工可行性及施工工期。

一个优秀的围护体系设计,要做到因地制宜,根据基坑工程周围建筑物、构筑物对围护体系变位的适应能力,选用合理的围护型式,进行围护结构体系设计。相同的地质条件,相同的挖土深度,允许围护结构位移量不同,其围护体系的费用相差可能很大。优秀的设计应能较好地把握围护结构安全位移量,使围护体系安全,周围建筑物安全,围护费用又小。

一般来说,软粘土地基中基坑工程要侧重处理围护体系围护结构的稳定性问题,或者说处理好挡土问题;地下水位较高的砂性土地基中基坑工程要侧重处理好水的问题,应重点考虑如何降低地下水位或设置好止水帷幕。软粘土地基中基坑工程围护体系失败往往是围护结构失稳,渗透性较大的地基中基坑工程围护体系失败往往是水的问题未处理好。要根据地基土质情况合理选用围护体系。

基坑围护设计方案选择

目前,常用的围护结构形式有放坡开挖、水泥土重力式挡墙、板桩支护以及土钉墙支护等。如果基坑深度不大,基坑周围场地条件允许的话,可优先考虑放坡开挖;基坑略深时,还可考虑设计成二级放坡。相反,如果基坑较深或周边场地狭小,没有放坡空间时,则就应采用后二种处理方式。水泥土重力式挡墙是指对基坑边土体喷浆形成重力式挡土墙,最常见的方法是水泥搅拌桩,有时也采用高压旋喷桩。当基坑计算深度超过4米时,采用水泥搅拌桩的成本增加很快而且变形也很大,这时就应该考虑板桩支护。

板桩支护按其受力方式又可分为悬臂式板桩支护、支撑式板桩支护和拉锚式板桩支护。悬臂式板桩支护只适用于深度相对较浅的基坑,由于没有水平支撑,基本保证了较大的施工工作面,但围护结构变形较大。支撑式板桩支护适用于较深的基坑,一般由板桩体系和支撑体系两部分组成。板桩常由沉管灌注桩或钻孔桩形成排桩墙而成,也有采用地下连续墙而成。沉管桩造价相对便宜,但成桩时的挤土效应及振拔施工工艺,对周边的环境有一定的影响且桩径一般较小,难以适用于深度较大的基坑工程;钻孔桩造价较高但对周边影响小,同时桩径调整幅度较大,可适用于深基坑工程。支撑体系可采用水平支撑和斜支撑,按材料分可采用钢筋混凝土支撑或钢支撑。支撑式板桩支护因需浇筑及拆除水平支撑,一定程度上限制了施工工作面,延长施工工期。拉锚式板桩支护施工作业面较大,土方开挖方便,其板桩体系与支撑式板桩支护相同,但要求地基有较好的土层以便设置拉锚体系。

土钉墙较适用于粉土、砂土层中,而在高压缩性的淤泥质土往往变形较大,基坑稳定性差,应慎用。

在设计方案的选择上,应根据基坑大小,深度,土质状况,场地条件,周边环境,工期要求等各种因素综合分析,力求体现出安全,经济,方便的原则。

设计时应注意的问题

1.地质勘察报告的分析 and 土体基本参数的取值,不同的土质直接影响设计方案的选择。 c 值指土体的粘聚力, ϕ 值指内摩擦角,均由地质勘察报告提供,设计取值时应根据工程桩的类型,对此作相应的调整。原则上若工程桩是挤土桩,对土体有一定程度的扰动,该参数值折减得多一些。

2.地下水的影响。地下水的存在不仅对围护结构强度计算有直接影响,而且如果不采取相应有效的措施,基坑开挖后渗入的地下水,不仅会影响到基坑的安全,同时基坑周边可能因地下水位下降导致地基沉降,从而影响周边的建筑物和管线。

3.水平支撑结构布置、当基坑平面布置相对复杂时水平支撑的设置应尽力避免拉力杆。

4.充分考虑施工荷载,这里的施工荷载主要是指挖土,运土时的机械行车过程中使用围护结构承受额外的作用力。

5.必要的围护监测方案是对设计有效保证。

工程实例

某供电局营业大楼设有一层地下室，东西向跨度 160 米，南北向跨度最大 55 米。其东北角紧临一 110kV 的户内变电所，地下室侧墙距变电所综合楼外墙 20 米；其余各边均有民房，地下室侧墙与民房围墙距离 10 米左右，基坑开挖深度 5~6 米。大楼西段工程桩采用预应力管桩，东段工程桩采用钻孔桩（东西段连接处设有沉降缝），基坑开挖影响范围内土层主要是淤泥或淤泥质粘土，基坑开挖深度影响范围内各土层的物理力学性质指标见表 1。

各土层主要物理力学性质指标

表 1

层号	土层名称	厚度(m)	含水量(%)	重度(kN/m ³)	孔隙比	压缩模量(MPa)	水平渗透系数(cm/s)	垂直渗透系数(cm/s)	直剪	
									$\phi(^{\circ})$	$c(\text{kPa})$
1	杂填土	0.60								
2	粉质粘土	1.10	32.5	19.1	0.902	4.00	2.90×10^{-7}	2.10×10^{-7}	13.2	20.6
3	淤泥质粉质粘土	11.20	41.5	17.91	1.163	2.47	4.78×10^{-7}	3.57×10^{-7}	10.2	12.6
4	淤泥质粘土	10.00	49.7	17.1	1.404	2.22			9.7	12.1

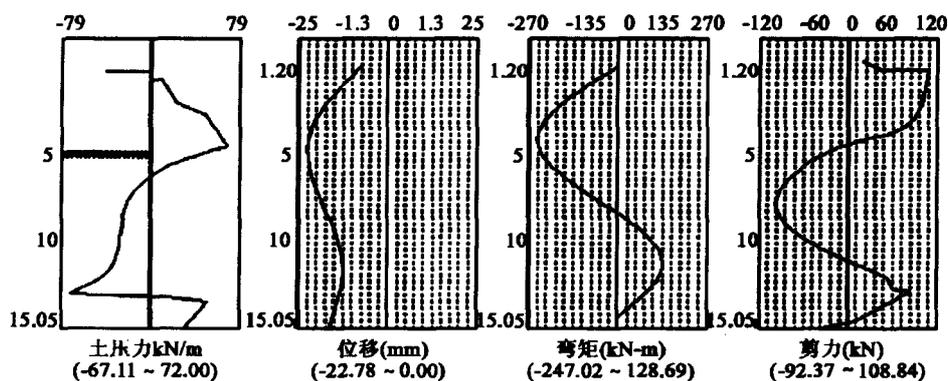


图 1 围护结构最大内力及位移分布

如何确保周边建筑尤其是变电所的安全是围护方案设计时需着重考虑的问题，同时了解到该变电所的设备电缆布置对沉降相当敏感。由于基坑较深且场地较小，采用支撑式板桩支护的方案较为合适，相对钻孔桩而言，沉管灌注桩的造价相对经济，应优先选择，可按 $\phi 530@700$ 布置，桩插入深度为基坑深度的 2 倍；靠近变电所的两边可用钻孔桩 $\phi 600@800$ 替换沉管灌注桩，从而减少成桩时的挤土效应，其围护结构的最大内力及位移分布见图 1。另外不连续布桩的桩间漏土、渗水现象可能会引起变电所区域地基的沉降，为确保变电所的安全，将钻孔桩桩距由 800 调整到 1100，在钻孔桩间设置为桩径 550 的素砼灌注桩起封闭作用，桩桩之间咬合 25mm，沉管灌注桩桩间则用块石或砖浆砌堵缝。这样的局部处理，既满足了安全需要，又节约了成本。经测算，该围护方案每延长米的工程造价基本控制在 5000 元以下。

注浆加固地基工程应用*

张亦农

徐至钧

葛家良

(深圳市通力建设工程有限公司 深圳 518040) (广州市建设委员会 广州 510650)

概述

注浆技术是一项实用性很强、应用范围广的工程技术。它的实施细则是用液压、气压或电化学方法,把某些能凝固的浆液注入到岩土体的孔隙、裂缝、节理等软弱结构面中,或挤压土体,使岩土形成强度高、抗渗性能好、稳定性高的新结构体,从而改善了岩土体的物理力学性质。注浆的目的,一是对岩土体起堵漏防渗作用,二是起加固地基作用。注浆加固技术包括注浆材料、注浆工艺和注浆设备共三大部分。

注浆材料

注浆材料的发展具有悠久的历史,早期人们使用粘土、水泥为主要注浆材料,十九世纪后期,注浆材料从水泥浆材发展到以水玻璃类浆材为主的化学浆材。二次世界大战后,化学浆材得到飞速发展,尤其是近四十年来,有机高分子注浆材料发展迅速。注浆材料大体分为两大类(见表1)。一般又分为水泥类浆材和化学类浆材。

注浆材料分类

表1

系别	类别	浆液名称
注浆材料	无机系	1、单液水泥浆 2、水泥-水玻璃类 3、粘土类 4、水玻璃类 5、水泥粘土类 水泥-氯化钙浆液; 粘土-膨润土浆液; 水泥-三乙醇胺-氯化钙; 水泥-膨润土; 水泥-水玻璃双浆液; 水玻璃-氯化钙浆液; 水玻璃-铝酸钠浆液;
	有机系	1、丙烯酰胺类 2、木质素类 3、脲醛树脂类 4、聚氨酯类 5、环氧树脂类 6、糠醛树脂类 7、聚乙烯醇类 8、其它 纸浆废液-重铬酸钠(铬木素)浆液; 纸浆废液-过硫酸铵(硫木素)浆液; 脲醛树脂-硫酸浆液; 尿素-甲醛-三氯化铁浆液; 水溶性聚氨脂浆液; 油性聚氨脂浆液;

* 收稿日期: 2005年6月

水泥浆材结石体强度高、造价低廉、材料来源丰富、浆液配制方便、操作简单,但是由于普通水泥颗粒粒径大,这种浆液一般只能注入到直径或宽度大于0.2mm的孔隙或裂隙中;化学浆液可注性好,浆液粘度低,能注入到细微裂隙中,但是一般的化学浆液都具有毒性并价格昂贵。施工工艺要求高,现场操作难度大,因此,化学浆液的应用范围受到限制。针对水泥浆材和化学浆材的缺点,世界各国展开了改善现有注浆材料和研制新的注浆材料工作,推出一批低毒或无毒、高效能的改进型浆材。仅日本市场就出现了30多种化学浆材,同时水玻璃浆材的品种达五、六十种。至今国内外各种注浆浆材品种达百余种以上。我国基本上拥有国外的所有注浆浆材,同时也自己研制出新的浆材品种。

注浆方法与注浆工艺

1. 注浆方法

目前,注浆方法很多,其分类也没有一个统一准则,根据注浆目的有加固注浆和堵水防渗注浆。常用的是按注浆工程的地质条件、浆液扩散能力和渗透能力分为下列几类:

(1) 充填注浆法 具有大裂隙、洞穴的岩土体或地下工程结构体壁后空洞的注浆,都属于这种类型。

(2) 渗透注浆法 在不改变地层结构和颗粒排列的原则下,把浆液充填到岩土地层孔隙或裂隙,向地层深处渗透的注浆方法,都属于这种类型。这种方法常用于砂砾层注浆。

(3) 压密注浆法 用较高的压力注入浓度较大的浆液,使浆液在注浆管端部附近形成浆泡,浆液在注浆压力下挤入地层,浆液多呈脉状或条形状胶结地层。这种注浆方法在粘性土中使用较多。

(4) 劈裂注浆法 在低渗透性地层中注浆,在较高压力作用下,浆液先后克服地层内的初始应力和抗剪抗拉强度,使其在地层内发生水力劈裂作用,从而破坏和扰动地层结构,使地层内产生一系列裂隙,使原有的孔隙或裂隙进一步扩展,促进浆液的可注性和扩散范围增大。这种注浆方法一般在渗透系数小、颗粒很小的中、细、粉砂土或粘土中使用。

(5) 电动化学注浆法 指在施工中预先需要加固的地层中把两个电极按一定的电极距置于地层中,将有孔的金属管作为注浆管,接到直流电源的正极,另一极接到电源的负极,使注入压力和电渗方向一致,在电渗作用下,孔隙或裂隙水由正极流向负极,使通电区域中地层含水量降低,形成渗浆通道,从而使浆液随之注入地层中。

由于建设工程的需求,近年来,注浆方法发展很快,种类繁多,除上述介绍的几种典型注浆法外,注浆法从脉状注浆、渗透注浆发展到应用多种材料的复合注浆法或综合注浆法;从钻杆注浆、过滤管注浆发展到双层过滤管注浆和多种形式的双层管瞬凝注浆法;从无向压注浆发展到双层过滤管注浆和多种形式的双层管瞬凝注浆法。从无向压注浆发展到通电、抽水、夺气和旋喷、摆喷或定向高压喷射等多种诱导注浆法;通过预处理以及孔内爆破等方法,可大大地提高了浆液的可注性,扩大注浆的应用范围。随着注浆技术在工程应用中的深入,注浆方法的研究越来越显得重要。

2. 注浆工艺

注浆工艺根据采用注浆方法的不同而不同,每种注浆方法决定着它所采用的注浆工艺。注浆工艺复杂多变,但是在任何一种注浆方法的注浆工艺中,注浆参数是影响注浆效果的最重要之一,而且注浆参数的确定比较困难,一直是注浆技术和注浆效果研究的一个主要方向。

(1) 注浆压力 注浆压力是浆液在地层中扩散的动力,它直接影响注浆加固或防渗效果,但是注浆压力受地层条件、注浆方法和注浆材料等因素的影响和制约。确定注浆压力大小应视具体工程而定。一般来说,化学注浆比水泥注浆时的压力要小得多;浅部注浆比深部地层注浆压力要小;渗透系数大比渗透系数小的地层注浆压力要小。在煤矿地面竖井预注浆中,注浆终压一般为静水压力的 2.0~2.5 倍。地层深度每增加 10m,注浆压力增加 0.02MPa 左右;在水坝注浆工程中,注浆压力一般为 1~3MPa。许多地层表面浅部注浆压力只有 0.2~0.3MPa。地下隧道或巷道围岩注浆压力最大达 6MPa 以上,最小只有 1MPa 左右。

(2) 扩散半径或有效扩散距离,它随着地层渗透系数、裂隙开度、注浆压力、注入时间的增加而增大,一般只要地质及上部建筑物允许选择注浆压力尽量大。灌浆压力应根据灌浆试验的成果来确定。随着浆液浓度和粘度的增加而减小。扩散半径或有效扩散距离可用一些理论公式,结合类似工程经验进行估算,但是由于涉及因素太多,所以一般通过工程试验确定。

(3) 凝固时间 浆液凝固时间是浆液本身的特性,有时因为工程的不同需要,在浆液中加入适量的速凝剂、早强剂、塑化剂、分散剂、缓凝剂、膨胀剂等附加剂来调节凝固时间或改善浆液其它性能。工程要求浆液凝固时间可从几秒至几小时范围内随意调节,并能准确地控制,浆液一旦发生凝固就在瞬间完成,凝固前浆液粘度变化不大。几种典型浆液的凝固时间为:单液水泥浆 1 分至 18 小时 22 分钟;水泥-水玻璃双液浆为几秒至几十分钟;丙烯酰胺类浆液为几秒至几十分钟。

注浆设备

注浆设备主要包括注浆泵、钻机或钻孔机械、混合器、搅拌机、止浆塞和配套仪表等。

1. 钻孔机械

钻孔机械是指钻机,国内外已生产出大中小型各类优质钻机几十种。

2. 随着注浆技术的不断发展,各种专用注浆泵和代用注浆泵也得到发展。国外注浆泵已发展到体积小、重量轻、压力高,在注浆过程中,流量和压力可无级调节,可保持或不会超过所需要的注浆压力,注浆量能自动控制、自动记录和远距离操纵的水平,例如日本的 HC-1 型定压自动变量液压注浆泵。

我国近年来发展了各式各样的注浆泵,常用注浆泵有液压注浆泵、调速注浆泵、隔膜计量泵、柱塞泵等其它各类注浆泵。

3. 搅拌机(组)

目前,注浆所用的搅拌机(组)主要有立式水泥搅拌机(组)、风动水泥搅拌机(组)、

旋流式造浆机(组)、水力喷射式水泥搅拌机(组)和高速搅拌机(组)。

4. 混合器

混合器是双液注浆法中使两种浆混合的器具,对混合器的技术要求主要有对双液混合均匀,保证双液管中不窜浆和过流断面能承受最大注浆压力。刷型混合器和压射型混合器是最理想的两种混合器。

5. 止浆塞

止浆塞是对注浆孔实施分段注浆,合理使用注浆压力和有效控制浆液分布范围,保证注浆质量的重要设备,它安装在钻孔中防止浆液沿钻孔跑漏。止浆塞已发展有气体式、水力式、机械式、膨胀式和卡瓦式等各种类型。

注浆加固地基的施工方法有如下的特点:

(1) 施工场地小和施工高度低,一般可在 2.5m 的净空内就能施工,占地 $1.5 \times 1.5\text{m}$ 就能进入机钻。

(2) 施工时噪音和振动小,对邻近建筑物无影响。

(3) 所有操作都在地面进行,安全可靠。

(4) 能在各种类型的土层中施工进行注浆加固地基。

(5) 施工时不改变原有建筑物的静力平衡状态,同时还可以使注浆加固体同上部结构(包括基础)和地基连接在一起。

注浆施工监控与注浆效果检测

1. 注浆施工过程中的监控

注浆施工属于隐蔽工程作业,早期的注浆施工过程没有做更多的监控工作。随着现代技术的发展,人们把电算技术和 CT 技术应用到注浆监控中。在一些比较发达的国家,已较为普遍地在注浆施工中设置电子计算机监控系统,用来记录、收集和处理注浆过程中诸如注浆压力、流量、浆液粘度等重要数据,以便人们能更好地控制注浆工序和了解注浆过程中各种注浆规律。日本、英国、法国等注浆施工监控已达到半自动化和全自动化的程度,例如,法国索莱坦修公司注浆时,在中心控制室自动记录,集中管理一组注浆泵的流量和压力,同时进行多孔注浆。注浆监控系统中有一种高频记录仪,它利用电磁流量计和微机处理数据的功能在注浆现场之外能自动记录注浆过程中的各种重要数据,并及时以绘制图形和打印记录方式从微机中输出。高频记录仪中的图形记录器能及时记录和显示注浆过程中的各种情况,如注浆突然注进到较大的空洞或裂隙、注浆时间、注浆孔号、浆液流量及其压力等资料。

我国注浆施工监控技术比较落后,一般只能从注浆设备中获取部分注浆参数,而无法按照注浆过程中参数变化情况来调节注浆工艺过程,这方面还有待于进一步研究和发展。

2. 注浆效果的检测

注浆效果的好坏直接关系到注浆工程的成功与否。随着注浆技术的发展,注浆效果在注浆工程的各个领域中也得到不同程度的发展。国内外注浆效果的检测技术见表 2 所示。

注浆效果检测技术方法

表2

地点	检测目的	检测方法
现场检测试验	注浆范围	γ射线及放射线法; 中子水分仪监测法; 取样试验法; 示踪染色追踪法; 电探及声波探测法
	注浆堵水防渗	示踪染色追踪法; 透水、透气试验法; 钻孔压水(气)、抽水试验法; 取样抗渗试验法
	注浆加固	钻孔内荷载试验法; 取样物理力学性能测定法; 钻孔深部位移测定法; 声波探测法; 贯入试验; 电探法; 静力触探法; 压板载荷法
实验室试验	注浆堵水防渗	动水注浆试验法
	注浆加固	固砂试验法; 注浆参数模拟试验法

工程应用实例

实例一: 某污水处理厂, 四只钢筋混凝土二次沉淀池直径 40.8m, 埋入土中 5.2m, 地下水位离地面 0.5m。工程要求沉淀池满载时, 注浆加固的复合地基能够承受压力, 减少沉淀池的下沉量; 在沉淀池放空时, 注浆加固的复合地基又能起抗拔的作用, 即抗浮作用。施工采用水泥砂浆注入成桩体, 而且是二次注浆方法。其地质资料如图 1。

图 2 是二次沉淀池的注浆加固桩平面布置图和剖面图。桩长 18.95m, 桩直径 18cm, 间距 2.4m, 呈梅花形布置, 施工时, 钢筋直接插入池底板标高。在沉淀池开挖土方时, 钢筋露出和池底板钢筋连接。每只沉淀池布

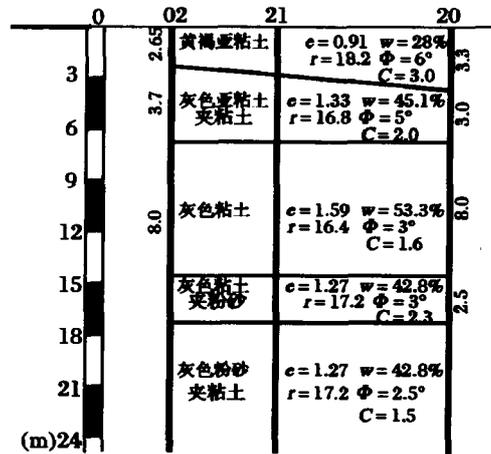


图 1 沉淀池地质剖面图

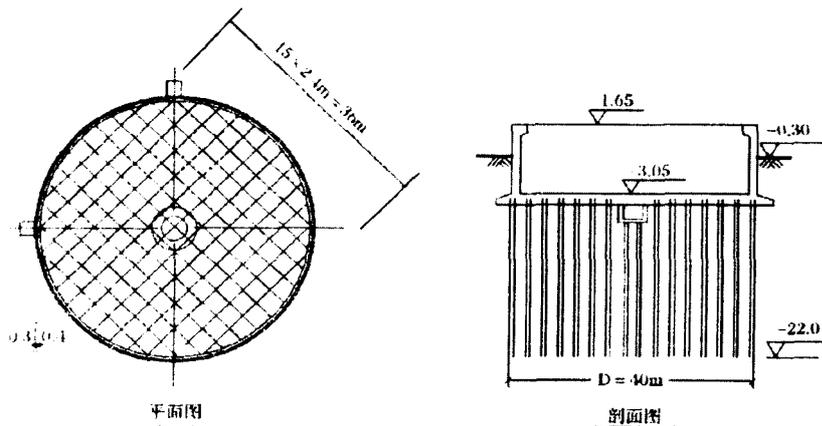


图 2 沉淀池注浆加固桩平面布置和剖面图

注浆加固桩 275 根。四只沉淀池计布置 1028 根。共用 3 台设备施工期 60 天。四只沉淀池工程竣工后, 每池经充水 5000m^3 , 预压 15 天后, 观测其平均沉降量 5mm, 然后放空, 回弹 2mm, 永久沉降 3mm。使建设单位和设计单位均满意。

实例二: 上海地铁 M8 线鞍山路车站在坑长约 149m, 标准段宽 19.6m, 挖深约 13.12m; 两侧端头井宽约 23.8m, 挖深约 14.27m~14.97m。该车站基坑为二级环境保护基坑, 采用明挖法施工, 地下连续墙围护, 基坑底部处于灰色淤泥质粘土和灰色粘土中。

为了提高基坑底部的土体强度和基床系数, 增强坑底脚趾稳定和围护结构的刚度, 减少基坑围护变形和外土体变形, 基坑坑底采用压密注浆法加固, 基坑东西端头井采用坑底满堂加固、中间采用间隔抽条加固的施工方法, 设计强度为静力触探试验 P_s 平均值达 1.2MPa, 设计压密注浆形成的柱状注浆体直径为 $\Phi 600\text{mm}$, 间距为 1.3m, 桩长为坑底下 3.0m~3.4m, 西端头井注浆孔数 184 个、东端头井注浆孔数 200 个、中部注浆孔数计 760 个(抽条数为 19 条); 另连续墙外侧设计注浆孔数 60 个, 桩状注浆体直径为 $\Phi 600\text{mm}$, 桩长 16.8m。总计注浆量约为 1578.04m^3 。后由于基底加固工期紧, 压密注浆泵送设备只有 2 套, 所以在端头井与部份标准段实施了压密注浆, 施工桩数约 560 根, 其余的加固部位仍采用了常规的双液注浆加固工艺。

在注浆区龄期超过 28 天后, 依据规范要求, 按照监理所确定的抽检位置, 采用静力触探试验, 对注浆加固区进行了强度测试, 共测试 8 个孔, 加固后的土体强度较原状土有很大的提高, 坑底灰色淤泥粘土的静力触探试验 P_s 值由原来的 0.59MPa 提高到 1.0MPa~1.5MPa, 抽检孔位的加固区土体平均值均达到 1.24MPa。基坑开挖时, 可见一个个压密注浆砂浆结石体, 基坑底板浇筑完成后, 地下围护墙位移为 1.5cm, 基坑周围的建筑、地下管线均安然无恙。

实例三: 某宾馆加层地基加固工程, 该宾馆是三十年代建造的钢筋混凝土框架式结构, 建筑占地 1400m^2 , 高 14m, 总荷载 44370kN, 分别支承在 28 个独立和条形基础上, 最长的条形基础为 135m, 最小的独立基础仅 1.7m, 最浅埋深 0.85m, 最深的埋深 3.2m。根据上级指示, 在此三层楼的上部加建二层, 即成为 5 层楼。经设计计算增加荷载 23000kN, 楼高达 25m, 原结构的地基和基础承载力不足, 需对基础和地基进行加固处理, 当时曾考虑采用扩大基础方案, 但是此方案遇到如下困难:

部分基础埋深 3.2m, 而且又靠近马路, 开挖将影响马路通行, 甚至封闭交通;

开挖后遇到地下水, (地面下 0.5~0.7m, 就有地下水), 如果采用井点降水或者明排水, 将影响原结构的沉降;

开挖扩大基础方案将要对室内地坪全部挖掉, 破坏了原来的珍贵的厚柚木地板, 而且拖延工期。

根据上述原因, 扩大基础方案被否定, 提出采用注浆法加固基础方案, 施工可以在室内进行, 不需要大的施工场地和空间; 也不会中断马路交通; 加固时不影响原地基的平衡, 可以上下一齐施工, 缩短工期。

采用注浆加固体桩长度 18m, 直径 15cm, 配筋 $3\Phi 16$ 箍筋 $\Phi 6@250$ 当钻孔完成后, 放入钢筋笼和 $\Phi 3/4$ 寸注浆管, 填入粒径 5~25mm 的碎石子, 然后注入 30MPa 级水泥砂浆。

原设计树根桩和基础的连接构造是采用基础上增厚混凝土, 树根桩的3根钢筋和基础柱钢筋绑扎在一起; 由于基础埋深较大, 故采用桩顶扩大直径以支承大基础的底面。如图3所示。

设计时考虑桩和基础的共同作用, 共计施工62根, 工期70天, 在地基加固至加层建造完成后, 经过框架柱的沉降观测; 不均匀沉降仅1.6cm。(也是最大沉降值), 满足工程要求。

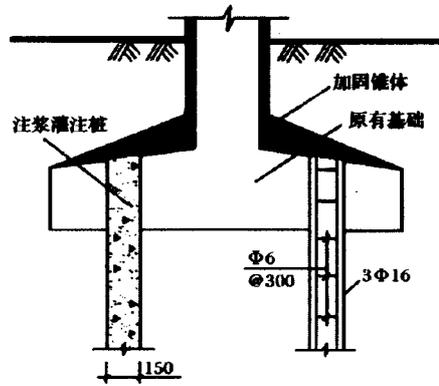


图3 注浆加固体和基础连续连接构造图

参考文献

- [1] JGJ79-2002、J220-2002.建筑地基处理技术规范 [S].
- [2] 龚晓南、俞建霖. 地基处理理论与实践新进展[M]. 合肥: 合肥工业大学出版社, 2004
- [3] 徐至钧. 新编地基处理工程手册[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2005

关于成立《地基处理》理事会的意见

《地基处理》自1990年创刊以来, 在全国各界同行的大力支持下已成功出版发行15年。15年来它已成为大家了解地基处理领域发展动态的窗口, 探讨问题的园地, 交流体会的平台, 是土木工程技术人员的良好益友, 这其中也包含了您的鼎力支持, 在此表示衷心感谢!

为了广泛吸收社会各界力量 and 资源办好本刊物, 充分调动、发挥群体作用, 更大程度地发挥《地基处理》刊物的作用, 提升其社会地位, 同时加强、完善管理制度, 拟在原杂志社的基础上, 组建《地基处理》理事会, 由理事会指导《地基处理》刊物的工作。《地基处理》理事会由理事单位的负责人或由理事单位的负责人派人组成。

《地基处理》理事会设理事长一人, 副理事长若干人, 秘书长一人, 副秘书长若干人。

欢迎我国地基处理领域有影响的科研、教学、设计、施工单位参加《地基处理》理事会, 共创《地基处理》美好的明天。

如有意参加《地基处理》理事会, 请与《地基处理》编辑部联系。

《地基处理》编委会
2005年5月25日

编辑部地址: 杭州市浙大路38号浙江大学建筑工程学院土木工程学系《地基处理》编辑部(310027)

联系人: 周建 电话: 13958025839 0571-87952077(O) Email: dzhoujian@hzcnc.com

路基工程中的一种冲击压实技术*

姜宏

(浙江省绍兴越城文教局 绍兴 312000)

[摘要]介绍了一种在公路工程中很有应用前景的冲击压实技术及其应用特点,包括其适用范围、技术能力等,供目前的公路工程建设中合理选用技术措施、缩小造价和缩短施工期,有效地促进基础建设和经济发展做一参考。

引言

近年来,随着我国经济的迅速发展,公路建设规模空前扩大,公路工程的路基压实,老路基复压和中基新旧接合部的碾压就是一个涉及新建或改造公路工程质量的关键工序,直接影响公路的使用寿命和社会效益,因此在合理的工期前提下,寻找相应的高效路基压实技术,就有着重要的现实意义。

冲击压实机与冲击压实技术

北京蓝派冲击压实技术开发有限公司开发的 25T3-25KJ 三边形冲击压实机和 T5-15KJ 五边形冲击压实机。这两种压实机能产生峰值极大的力脉冲,输出能量大,压实影响深度深。以 25T3-25KJ 三边形冲击压实机为例,它的标准势能为 25KJ,冲击力可达 300T 以上。路基土体经过它冲击可产生一个连续、稳定的支承层,对最大限度地减少路基工后沉降和差异有重要作用。

冲击压实技术的应用特点介绍

根据 2000 年黑龙江省交通厅高等级公路建设局同南非兰派公司合作的若干应用试验结果,简单介绍冲击压实技术的适用范围、技术能力等应用特点。

(1) 冲击压实技术在符合客观要求的情况下,可有效的应用于公路路基工程实践中,

* 收稿日期: 2005 年 6 月

包括新填路基的压实。旧路帮宽新旧结合部的碾压,既成路基的复压和某些特殊软弱路段的路基压实,特别是后几种情况效果更为明显。而对于新路基碾压则有明显的经济效益。

(2) 在新填路基施工中一次松铺厚度根据填土土性土质的不同可有效变化在80cm~120cm之间。

在松铺厚度合适的情况下(80cm~120cm)随着土粒径的不同和粗颗粒比例的不同表现出不同的冲击效果,一般情况下,效果随土粒减小而变好。随着粗颗粒含量的增加而变差。

(3) 冲击压实技术在路基施工中对土体的含水量要求同样十分严格。由于此技术本身的巨大压实功能,压实土体的含水量一般应小于其重型击实最佳含水量2-3%时表现出好的结果。

(4) 冲击压实技术应用于新填路基施工时,对地基的状态(含水量、承载能力等)要求严格。它要求地基的良好反力(对于松软地基过湿地基应有工前技术措施)以便冲击机械发挥大的冲击力。

当在既成路基上进行复压时,应用冲击压实技术能取得很明显的效果,路基表面产生较大的随遍数增加而增加的竖向压缩量。

特别是在旧路帮宽时,新旧接合部是一个薄弱部位,往往是日后路面破损的主要原因。但采用冲击压实技术对接合部进行压实时,调整遍数和机械行走部位可使接合部碾压效果达到旧路基的性能指标,这在解决日后路面破损问题具有决定意义

(5) 在具体应用冲击压实技术时,必须结合下述各方面的问题综合考虑,有一加以解决才能取得应有的结果。

①根据道路等级、造价选择相适应的工艺参数——冲击遍数。试验资料表明,对于三边轮冲击机总遍数 $N \geq 30$;一般30遍即可,在土粒度组成和地基状况较复杂情况下超过时可选择大的冲击遍数;

②地基的力学状态:土粒度和土粒组成,其中应特别注意填土中粘粒的含量和 $>10\text{mm}$ 颗粒的数量。粘粒有助于提高压实性能,粗颗粒含量确定该土的压实系数,这些对于效果的评价都是有较大影响的因素;

其次是填土的含水量,特别是对于不同颗粒组成的土更应该科学地确定它的最佳含水量以便现场水量控制。

⑤冲击机械(五边轮或三边轮)的选择和遍数的分配问题,应该结合地基、填土、含水量综合分析决定。

(6) 不同冲击机型(五边或三边)在工艺中表现的效果不同。由于五边轮的冲击力明显小于三边轮,效果表现是清楚的。重要的在于不同情况下二者如何结合使用。也就是说冲击有程序问题,这既表现在遍数的分配上也有机型安排的问题。

上述结论是根据试验资料定性描述冲击压实技术的宏观表现。而该项技术在公路建设路基施工中的科学地应用,必须从结合具体工程的实验数据,适当调节冲击机的技术参数、使冲击技术的使用达到最佳效果。

结语

本文简要介绍了一种在公路工程中很有应用前景的冲击压实技术及其应用特点,包括其适用范围、技术能力等,供目前的公路工程建设中合理选用技术措施、缩小造价和缩短施工期,有效地促进基础建设和经济发展做一参考。

参考文献

- [1] 公路施工手册桥涵[M]. 北京:人民交通出版社,1985
- [2] 方福森. 路面工程[M]. 北京:人民交通出版社,1990
- [3] 黑龙江省交通厅内部科研技术资料[R],2000

《现浇混凝土薄壁管桩技术规程》正式发布

2004年10月20日江苏省建设厅正式发文批准江苏省工程建设推荐性技术规程《现浇混凝土薄壁管桩技术规程》(苏JG/T017-2004)。现浇混凝土薄壁管桩技术是河海大学岩土工程科学研究所刘汉龙教授等人经过多年的研究开发的桩基新技术,并获得国家4项发明和实用新型专利。该技术目前已应用于江苏、上海、天津、湖南和浙江等省市高速公路、市政工程,其先进性已在工程中得到证明。研究成果已通过江苏科学技术厅组织的科技成果鉴定。

为了进一步推广应用该技术,在江苏省建设厅支持下,由河海大学岩土工程科学研究所等单位在总结经验的基础上,结合该技术的发展现状编制了本规程,为该技术在工程推广应用中的设计、施工、质量控制和检测等提供了依据。该规程由刘汉龙教授主编。

由于现浇混凝土薄壁管桩技术系首创,有待积累经验。在执行本规程中,请注意总结经验和积累资料,如发现有需要修改或补充之处,可及时将意见交河海大学岩土工程科学三研究所(210098,南京市西康路1号),以便修订时参考。

(据河海岩土网)

城市景区公路四车道隧道施工方案的选择与确定*

周霄

曾建雄

(杭州市天恒投资建设有限公司 杭州 310004)

(中铁隧道集团三处有限公司 杭州 310012)

[摘要] 本文根据杭州西湖风景区内万松岭隧道的建设,并结合市政工程的特点,介绍大跨隧道通过浅埋既有公路和洞顶上部密集建筑群地段的施工技术的选择,对大跨浅埋隧道在特定条件下控制地表沉降和爆破震速控制技术进行实践和探索。

随着铁路和公路运输能力的大幅度增加,隧道建设已开始跨入“大断面化”的时代。其安全、合理的施工,不仅需要对传统的设计施工技术从根本上重新加以认识,并且还须解决许多新的课题。目前,世界各国纷纷把大跨度、大断面隧道列为重点课题加以研究。在人力兴建铁路隧道的同时,我国高等级公路的发展势头也异常迅猛,为适应大交通修建的双车道,甚至是三车道大跨公路隧道大量涌现。随着交通事业的发展,会有越来越多的人断面隧道需要修建,隧道的施工方法要根据断面形状、长度、工期、地质、涌水、周围环境等条件,综合确定。因此,对大断面隧道的施工方案的确定需要加以深入地研究。万松岭隧道设计为单洞四车道,隧道跨度大、施工风险高、地质差、埋深浅、施工难度大、周边环境特殊、施工干扰大等技术难点,其成功的修建,对以后大断面隧道施工有一定借鉴作用。

工程概况

1.环境状况

万松岭隧道位于西湖风景区南线,是杭州市为了改善南部地区进入西湖风景区的交通条件而新建的一条城市旅游交通要道,是杭州市33929重点工程,隧道全长808.99 m,为四车道大跨公路隧道,开挖断面 171m^2 ,开挖跨度17.874 m,高12.026 m。建成后使用空间净宽15.2m,净高5 m。隧道进口位于浙江省革命烈士纪念碑正门旁、万松书院附近的万松岭路下,隧道需穿过既有的万松岭公路,埋深仅6 m,地质为浅覆盖软弱性I类黄色残坡积土及人工填土,要求施工时要控制地表沉降确保万松岭路不受施工的影响及不能中断交通。隧道中部从海军干休所院址下穿过,埋深30 m,地表为七十年代初建的海军干休所,上面

* 收稿日期: 2005年6月

住着为解放战争作出过特殊贡献的老将军,要求在施工期间要确保老将军人身及房屋安全,要采取减震爆破技术。隧道出口洞口紧靠第四人民医院楼房。整个工程施工环境复杂、周边干扰影响大,文明施工要求高。万松岭隧道平面示意图见图1。

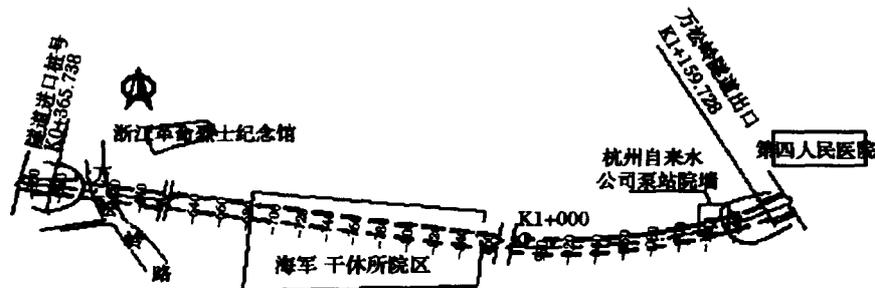


图1 万松岭隧道平面示意图

2.地质条件

万松岭隧道穿越云居山体,为低山丘陵区地貌,埋深浅、地质差,埋深6 m~40 m, I、II类软弱围岩占30%,通过五条断层,不良地质有断层、岩溶等。其中进口穿过既有的万松岭公路段地质为浅覆盖软弱性 I 类黄色残坡积土及人工填土。中部穿过海军干休所段为强~弱风化泥岩、砂岩。出口段为松散体碎、块石碴填土过渡到强~弱风化泥岩。地下水较丰富,主要为孔隙性潜水、裂隙性潜水和岩溶水。地质纵断面见图2。

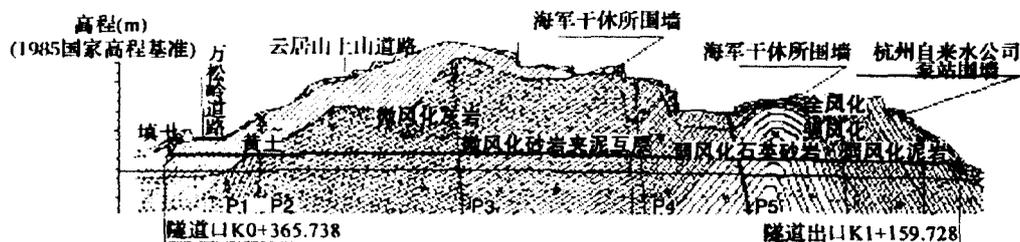


图2 万松岭隧道纵断面示意图

技术重点难点

万松岭隧道具有四大技术重点难点:

- 1.穿过既有公路超浅埋 I 类软弱土层段暗挖技术(埋深6 m土层)。
- 2.大跨度 II、III类围岩开挖防坍技术。
- 3.过海军干休所段爆破震动控制(海军方要求震速控制在1.5cm/s以内)。
- 4.出口紧临医院段爆破施工民房防护。

施工方案确定

施工方案的确定必须充分考虑工程所处的环境和特殊条件,万松岭隧道施工的关键是要综合考虑如下条件:四车道隧道断面大,开挖易坍塌;地质差埋深浅,过既有公路段地面沉降难于控制;地表建筑物特殊,过海军干休所爆破震动控制及晚上不准爆破与工期的矛盾等。

依据国内外已施工过的大跨度隧道施工的成功经验,充分考虑隧道所穿过的特殊地段,分析各段地质状况,确定施工工法依次为:双侧壁法、台阶法、下导洞超前扩挖法。辅助工法为 $\Phi 114$ 大管棚、 $\Phi 42$ 小导管注浆加固、减震降噪控制爆破等。

1. 过既有公路(万松岭路)超浅埋软弱段:双侧壁法

隧道进口K0+365.738~+416段长50.262m穿过既有的万松岭公路,埋深仅6m,地质为浅覆盖黄色残坡积土及人工填土,属软弱I类湿陷性黄色饱和土,要求控制地表沉降,确保万松岭路不受施工的影响。

原设计是先采用地表垂直注浆加固地表(即在公路路面上隧道中心线两侧各9m范围内按 1.5×1.5 m梅花形打 $\Phi 42$ 垂直注浆管,管长6m),如采用原设计方案先垂直注浆加固地表,不但会把烈士陵园门前近 1000m^2 的绿化带破坏掉,还要中断万松岭路交通。经多次专题论证,在充分考虑到大跨隧道施工在这种浅埋及软弱地质条件下施工支护本身的安全和依据国内外已施工过大跨隧道成功的经验,最后变更原设计方案采取如下技术处理措施:取消地面小导管垂直注浆,改为从洞内加固处理,先施作 $\Phi 114$ 大管棚预注浆,然后在 $\Phi 114$ 大管间夹打小导管注浆加固地层。采用双侧壁法施工。如图3所示。

在施工前先对地表上的既有公路路面及建筑物进行宏观观测,用照像和录像手段,把路面原貌特征用文字进行记录,同时布设地表沉降观测点,按量测要求24h进行监控。

先施作 $\Phi 114$ 长管棚,根据公路中线与隧道中线斜交关系,确定过公路长管棚每循环合适的角度和长度。因长管棚成孔迹线为抛物线,既要考虑长管棚不能侵入开挖轮廓,又不能产生向挑引起路面起拱,及扩挖的管棚洞室更不能设在车辆行走影响范围内。经计算最终确定第一循环长为30m、第二循环长为36m,一次性挑过既有公路路面。

长管棚施作后,沿拱部环向在大管间夹打 $\Phi 42$ 、3.5m长小导管注浆加固地层,并对掌子面进行喷射砼厚5cm封闭。

因开挖断面大(171m^2),左、右侧壁开挖均采用分七部开挖支护的形式;左、右侧壁相错开15m,拱部开挖支护滞后侧壁5m,中部核心土在两侧侧壁的仰拱砼封闭完成后滞后最后一组仰拱砼5m开挖,然后开挖中部下部仰拱,采取每拆4榀临拱(2m)及时封闭中部仰拱砼为一次循环的形式。

在长管棚和小导管围护下进行侧壁开挖,左侧壁开挖步骤为:①部侧壁上导坑→Ⅱ部初喷砼,安装钢支撑,挂网、锚杆、补喷砼→③部下导坑开挖→Ⅳ部初喷砼、安装刚支撑、挂网、锚杆、补喷砼→⑤部仰拱开挖→Ⅵ部初喷、安装钢支撑挂网、锚杆、补喷砼→⑦部侧壁仰拱砼浇筑及回填。

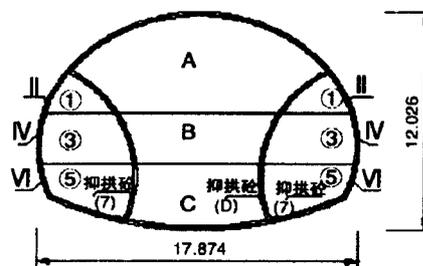


图3 双侧壁法施工图

右侧壁开挖支护同左侧壁，左、右侧壁相错开15m

拱部A部开挖支护在左、右侧壁开挖支护完成后进行，拱部开挖支护滞后侧壁5m。

中间B部核心土开挖在两侧侧壁的仰拱封闭完成后滞后最后一组仰拱5m开挖。

开挖C部中部下部仰拱，采取每拆4幅临拱，并及时封闭中部（D）部仰拱，每2m为一次循环的形式。

在施工中监控测量是保证正常施工和安全通过万松岭公路的主要一环，因此必须加强施工量测的管理。量测内容分洞内外量测，量测项目为净空收敛量测、拱顶下沉量测、仰拱隆起量测和地表下沉量测。量测频率：每日1~2次。在施工中制定了量测结束标准为：收敛速度大于5mm/d时围岩处于急剧变化，加强初期支护系统，收敛速度小于0.2mm/d时，围岩基本达到稳定。

位移速率控制基准表见下表。

表1

序号	监测项目	单位	位移速率	施工情况
1	地表下沉	mm/d	3	可正常施工
		mm/d	5	施工中应注意
		mm/d	8	加强支护或采取特殊措施
2	拱顶下沉 净空收敛	mm/d	5	可正常施工
		mm/d	8	施工中应注意
		mm/d	10	加强支护或采取特殊措施

施工中量测显示，施工中地表路面累计沉降最大为42mm，隧道开挖支护穿过公路后，再次对地表上的既有公路路面及建筑物进行了宏观观测，直至二衬结束，未发现地表有起拱破损现象。

2.地表无特殊建筑物Ⅱ、Ⅲ类围岩段：台阶法

隧道地表无特殊建筑物要求的地段主要分布在出口，地层大部分为Ⅱ、Ⅲ类围岩，采用台阶法施工。如图4所示。

先沿拱部超前施设 $\Phi 42$ 小导管及注浆加固，将台阶分上、中、下三部分开挖，先开挖1部土体，采用环形开挖、预留核心土法，1部开挖后，即时喷射5cm厚砼，架立I₂₀工字钢，每架2榀工字钢施打一循环小导管，锁定拱脚同时布置系统锚杆、喷射砼封闭。开挖2部时采取“先戴帽后取中部土”形式，即向下开挖2部土体时先对两侧左右错开挖槽，把拱脚接上，同时布置腰部小导管、系统锚杆、喷射砼封闭，两侧挖槽时左、右错开5m，待两侧拱脚接上后再取中间土体，将2部分二次台阶依次往下开挖，直至每侧都接上最下部的支腿并进行两侧的仰拱封闭，以控制支护变形下沉。开挖中加强拱顶下沉的量测，如变形位移超过警戒线即加设横临时仰拱。

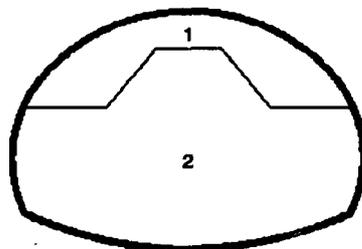


图4 台阶法施工图

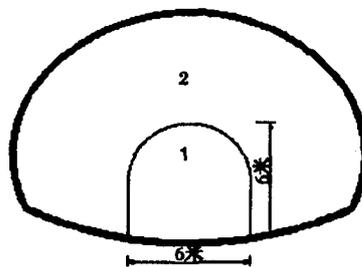


图5 下导洞超前扩挖法

3.过海军干休所段：下导洞超前扩挖减震爆破法

隧道K0+685~+860段从海军干休所院址的下方穿过，垂直距离仅30m。围岩为IV类，为确保控制洞身爆破对海军干休所的影响及保证地表建筑物的安全，在爆破上采用减震爆破，为最大限度确保减震爆破效果，采用下导洞超前扩挖法施工，如图5所示。

先开挖1部，再扩挖2部。1部开挖断面为6m宽、6m高拱部半圆形断面，开挖小导洞超前6~8m，小导洞开挖后再分层进行扩挖上部。小导洞开挖每循环进尺控制在1m，2部扩挖则根据爆破监测确定开挖进尺。根据地质情况，小导洞开挖不支护或局部素喷，扩挖2部时利用碴堆按设计进行支护。

采用下导洞超前扩挖，拉大了第一次爆破时的爆源点与海军干休所院址的距离，相应降低了对地表的震动。在爆破上根据过去海军干休所的地质报告，与爆破点地质条件有关的系数和衰减指数K、a值，以及利用地面建筑物规范允许安全震速，以震速控制在 $[V_{\max}] = 1.5\text{cm/s}$ 为计算依据，根据萨氏公式 $Q = R^3 (V/K)^{3/a}$ 计算单段最大装药量，并在未进入海军干休所时先进行8~10次小型模拟爆破试验确定最少装药量。

小导洞开挖和上部分层扩挖爆破上均采用中心轴不对称接力式起爆破网络设计起爆，将爆破网络中的用药量较大的一圈掘进眼分成了两次起爆，减少了每段的用药量。采用相邻两段间爆破间隔时间大于50ms的非电毫秒雷管以大大减少震动波的叠加而不产生较大震动。同时作好爆破监测，作为调整施工方法的主要依据。

结语

1.双侧法开挖支护中，先把左、右侧壁的仰拱封闭施工完毕后，再施工中间拱部，及时封闭仰拱保持底部干燥，对下沉量控制效果较好，对支护稳固很起作用，特别是地下水位很深又是泥土段，而且为洞内出碴运输创造了很好的条件，也为针对四车道大跨隧道在浅埋软弱黄土层采取双侧法开挖支护整体式边顶拱砼浇注创造安全支护的前提。

2.软弱土层浅埋地段下大跨隧道开挖支护，从环境条件、施工条件、工程安全出发，采用大管棚夹小导管加固方案经实践证明是比较成功的，对工程安全也是非常有利的。

3.拱部开挖跨度达13m，跨度大，采取了待左、右侧壁的仰拱砼封闭后再开挖拱部，对拱部开挖支护的变形抑制起到了很好作用。

4.对埋深仅6m，软弱土层，地面是既有公路下开挖跨度宽达18m的隧道开挖支护，本身是带试验性质的，一定要以信息化指导施工，量测跟上。

5.控制爆破作业，要及时作好爆破监测，上次监测数据作为下次爆破的调整参数。

参考文献

- [1] TBJ204-86. 铁路隧道施工规范[S]. 北京：中国铁道出版社，1988
- [2] 王成光. 公路隧道施工[M]. 北京：人民交通出版社，2001

粉煤灰在挤密桩复合地基中的应用*

任振甲

(邢台市建筑设计研究院 邢台 054000)

[摘要] 本文根据多年的实践, 概括总结了粉煤灰在挤密桩复合地基中的应用并进一步提出改进意见。

概况

随着城乡建设的发展, 燃煤发电厂的建设也在与日俱增。在发电量增加的同时, 排放出的粉煤灰也在大量增加, 有的城市粉煤灰的排放与综合利用已形成配套规模, 但有的则尚未形成, 使粉煤灰的堆积存放占据了不少土地。多年来虽然建筑、筑路、农业等方面开展综合利用但发展是不平衡的。在建筑工程中, 除广泛应用于蒸压粉煤灰砖、粉煤灰水泥、粉煤灰砂浆、粉煤灰垫层、粉煤灰做填方材料等, 在挤密桩复合地基中也有较多应用, 虽然粉煤灰的掺加量不大, 但挤密桩在处理软弱地基中量大面广, 相对地讲也有相当的使用量。

粉煤灰的性能

燃煤发电厂采用粉煤喷烧方式将煤粉用预热空气喷入炉膛悬浮燃烧, 产生高温烟气, 经收尘装置捕集就得到粉煤灰。粉煤灰是一种有活性的火山灰质材料, 它的氧化铝、氧化硅在一定的湿度和气温下与石灰缓慢地发生化学变化, 产生水化硅酸钙、水化铝酸钙等化合物, 产生类似水泥硬化后胶结成为整体。粉煤灰具有较高的活性, 易水化, 且有早强快凝的特点, 与石灰和其它材料混合可提高强度, 用于较弱地基处理可提高地基承载力。

70%的粉煤灰, 25%的生石灰和5%的石膏混合后碾压, 烧成熟料, 磨细即成粉煤灰水泥。粉煤灰可做水泥的混合材料, 在矿渣水泥中掺入10~15%的粉煤灰代替矿渣不降低水泥的强度和品质; 利用70%的粉煤灰, 30%的525#水泥熟料和石膏磨细混合后可制成425#粉煤灰硅酸盐水泥。

粉煤灰在挤密桩复合地基中的应用

1. 石灰粉煤灰桩。俗称双灰桩, 是用生石灰、粉煤灰按一定比例混合后灌入地基的桩孔, 并经振捣密实而成的。它的机理是: 生石灰块遇水分解膨胀。软弱土被挤密, 脱水, 固结强度提高。在石灰中掺入粉煤灰可使两种材料吸水后生成水化硅酸钙等胶结物质增加

* 收稿日期: 2004年7月

了桩身的强度,避免了石灰桩常出现软芯现象。

实际观测生石灰块与粉煤灰拌匀夯填入孔后,孔周围水分被吸附到桩内,生石灰遇水分解热胀,周围土受到脱水挤密,生石灰吸水后消解,氢氧化钙进一步吸水与粉煤灰中的活性材料 $S_iO_2 \cdot Al_2O_3$ 发出水化反应而生成 $CaO \cdot S_iO_2 \cdot (n+1) H_2O$, $CaO \cdot Al_2O_3 \cdot (n+1) H_2O$ 等,使桩体结硬。双灰桩由于粉煤灰活性材料及游离的 $Ca(OH)_2$ 向桩周围土扩散,使桩周围土一部分变硬,形成一层硬壳,实际等于扩大桩径,从而提高了复合地基的承载能力。双灰桩的配合比,我们常用的是生石灰:粉煤灰=3:1 体积比,或根据场地地质条件及土层含水率予以适当调整。

双灰桩的吸水量和膨胀量都大于掺骨料的石灰桩,但其强度提高却不及掺骨料的石灰桩,在设计要求提高一定地基强度,而双灰桩又能满足的情况下,采用双灰桩还是比较经济的。双灰桩由于其膨胀量大,利用其特性来调整地基变形,以适应倾斜建筑物的纠偏需要,其优点更能发挥。

多年来,我们在民用建筑、工业建筑的地基处理中,都曾较多地使用过,有些工程开挖基槽后,遇到局部软弱地基时,除较浅采用换土外,一般采用双灰桩挤密软弱土的办法。

双灰桩和被挤密的桩间土共同组成的复合地基较处理前的软弱地基承载力,一般提高100%左右。

2.灰砂粉煤灰桩。灰砂桩在建筑工程中应用量较大,我市已有30多年的应用历史。灰砂桩即生石灰块与中砂拌合均匀,灌入桩孔中,分层夯实成桩。其机理是:砂填充在生石灰块中,因砂流动性大,使其拌合均匀,灌入后经夯实,密实性均匀,强度高。近年来,我们在灰砂桩中适量加入粉煤灰,由于粉煤灰是活性材料,桩体中有了粉煤灰,它与桩周围的土发生化学变化,形成较硬的周围土层,即结硬原理与双灰桩相同,亦即等于扩大了桩径,提高桩体的强度,从而提高了复合地基的承载能力。

灰砂桩中由于掺入了粉煤灰,使三种材料相互结合更加紧密,除由砂填充了生石灰块外,粉煤灰又填充了砂的孔隙,砂流动性大,带动粉煤灰亦随之流动,使成桩后更加均匀密实。我们常用的灰砂粉煤灰桩配合比是:生石灰:中砂:粉煤灰=6:3:1 或因场地土层具体情况及含水率适当调整。有的工程为了增强桩自身的强度,在灰砂粉煤灰中加入了碎石骨料,其效果也较好。灰砂粉煤灰桩既利用了粉煤灰,又取得了较好的综合效益,是很值得推广使用的。

我们在一些住宅楼的软弱地基处理中,使用了灰砂粉煤灰桩,工程竣工后及交付使用一年后,经检测,其地基承载力提高80~100kPa以上。

3.粉煤灰水泥碎石桩。粉煤灰遇水后在一定的强度压力作用下,可形成一定强度的固结体,如掺入一定量的水泥作催化剂,效果会更好。除粉煤灰、水泥外,再加入一定级配的碎石及石膏,加水搅拌,灌入桩孔中,经扰动挤压形成桩体,与桩间土共同组成复合地基。此种桩亦称为低强度的粉煤灰混凝土桩,其强度等级一般为C10。这种桩通过桩侧摩阻力和桩端阻力,将荷载传给桩侧土及桩端土。同时它还将桩间土挤密,提高了桩间土本身的承载力,使桩和土共同发挥作用,实际构成复合地基,由复合地基承受上部荷载。该桩体材料一般碎石采用20~40mm,石屑、粉煤灰、425#水泥,桩径一般400mm,桩距2.5~3.0倍桩径,桩长根据土层地质情况,一般为4~5m,长者可以达到10m。

粉煤灰水泥碎石桩在一些工程中使用,其综合效益较好,一般处理后的复合地基较处理前地基承载力提高近一倍,均能满足设计要求。

中国井冈山干部学院专家楼边坡支护工程实例*

周赞

(杭州市萧山区公路段 杭州 311200)

朱建才 甘辛

(浙江大学建筑设计研究院岩土工程分院 杭州 310012)

工程概况

拟建中国井冈山干部学院由专家楼、教学楼、图书馆、设备房及学员宿舍楼组成。拟建场地位于江西省井冈山市茨坪镇红军北路西侧近东向的冲沟内,原为井冈山大厦和杜鹃宾馆旧址,319国道从场地东北方向通过、工程用地面积12.145公顷。专家楼位处一山坳,建筑面积2656.88m²,占地面积976.07m²,拟建1栋1~3层建筑物,建筑物结构类型为框架结构,基础类型为人工挖孔灌注桩或独立基础。

根据江西省勘察设计研究院水工环境中心提供的《中国井冈山干部学院岩土工程勘察报告》及现场勘察显示。中国井冈山干部学院专家楼边坡稳定性较差,需要进行防护设计。专家楼南边坡为顺向坡,自然坡高50米,最大切坡高度为25米,为岩质斜坡。

工程地质条件与水文地质条件

1.地形地貌

场地属中山地形,海拔标高821.20~1053.2米,地势总体上西、北、东三面高,南面低,地形高差大,场地不平整,冲沟发育,山坡呈顺向或斜坡,坡度一般为30~50°,坡形为凹线型。坡面覆盖0.2~0.4米厚的残坡积土,植被发育。未发现崩塌、滑坡等地质灾害,自然斜坡较稳定。

专家楼地貌为顺向陡坡,坡向96°,自然坡高为50米。场地现有地面标高837.0~858.0米,高差约21.0米。场地西面山坡已削成二个台阶陡坎的人工边坡,边坡高约16.0米,按初步场地整平设计标高836.5~837.0米,还必须对人工切坡进行修整。人工边坡稳定性差。

2.场地地层结构及工程地质特征

* 收稿日期: 2005年7月

(1) 第四系松散层

①人工填土 (Q_{ml}): 杂色, 由碎石块土混杂堆积, 碎石块大小不一, 均匀性差, 成份为粉砂质页岩、粉砂岩, 含量占 40~60%, 土为粉粘粒充填碎石块孔隙。填土结构松散, 压缩性高。分布于专家楼北东角, 厚度一般 1.3~3.10 米, BK4 孔为 6.2 米。

②含碎石粉质粘土 (Q_{4cl}): 深黄色, 见于山坡坡脚, 由碎石、粉质粘土组成, 碎石呈现棱角状, 0.5~3cm, 含量占 10~50%, 稍密状, 厚度一般 0.5~3.0 米。

(2) 泥盆系中统棋子桥组 (D_{2q})

③强风化粉砂质页岩、粉砂岩

整个勘察场地均有分布, 分布于自然斜坡表层或土层之下, 厚 0.5~1.0 米, 岩性为褐黄色, 局部为青灰色粉砂质页岩、粉砂岩, 中厚层状。原岩结构大部分已破坏, 风化网状裂隙很发育, 岩芯呈现短柱状和碎块状, 层顶埋深 0~6.20 米。斜坡地带 1.30~6.50 米, 层顶埋深随地形变化。

④₁ 中风化粉砂质页岩、粉砂岩

整个勘察场地分布淡青灰色粉砂质页岩、粉砂岩、中厚层状, 岩体裂隙发育, 岩芯呈短柱状、层状结构。

④₂ 强风化页岩

分布于专家楼和小广场, 岩性为褐色强风化页岩, 薄层状, 厚 0.1~0.3 米。岩石风化后呈薄片状, 潮湿, 手可捏碎, 属层间软弱夹层。平层倾向与坡向相同或斜交, 层面结合度很差。

3. 不良结构面发育情况

除上述④₂ 强风化页岩为不良结构面之外, 边坡岩体中发育的裂隙也可构成不利于边坡稳定的不良结构面。裂隙有闭合状和张开状, 裂隙多为平滑, 无胶结, 泥砂充填, 沿裂面多有铁锰质污染, 裂隙面结合程度多为一般, 部分为差或很差。专家楼西侧边坡岩层倾向 $105^\circ < 120^\circ$, $\angle 20^\circ \sim 33^\circ$ 。发育近坡外倾裂两组, 产状 $120^\circ \angle 48^\circ \sim 220^\circ \angle 60^\circ$, 两组裂隙裂面光滑, 泥砂充填, 结合程度差-很差。

4. 水文地质条件

有一小溪自西南向东北穿流拟建场地南部 $3 \times 3m^2$ 截面的泄洪沟而过, 拟建场地出口汇水面积约 1.0 平方公里, 山间水流常年在溪中流淌, 其流量随季节和降雨量的不同变化很大, 旱季流量较小基本干涸, 汛期流量可达 8.04 万 m^3/h 。

场地区域地下水类型以基岩裂隙水为主, 富水性贫乏~中等, 赋存于风化裂隙和构造裂隙中, 主要由大气降水补给, 排泄于山前河溪。残坡积土层中赋存有孔隙水, 稳定水位 1.0~3.3 米, 水量贫乏。

根据勘察场地钻孔资料, 场地勘察深度内仅设备房有地表水渗入形式的水位外, 均为干孔。地下水对钢筋混凝土结构无腐蚀性。

5. 场地稳定性与地震

据区域地质资料, 拟建场地于茨坪向斜核部附近, 未有大断裂通过, 场地内未发现滑坡、崩塌现象, 自然稳定性较好。专家楼场地整平开挖西侧人工边坡存在近坡向外向裂隙

面和层间软弱结构面, 结合程度差, 易沿结构面产生滑塌, 稳定性很差。

据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001), 区内地震烈度小于6度, 可不进行抗震设防。

边坡稳定性分析与边坡支护方案

1. 边坡稳定性评价

边坡岩体中发育多组裂隙, 且有外倾裂发育; 裂隙面结合程度多为一般, 部分为差—很差, 已挖边坡沿外倾裂隙面发育有小型崩滑。裂隙特别是外倾裂隙是控制边坡稳定性的重要因素。

专家楼西侧边坡发育有强风化页岩软弱夹层, 厚10~30厘米, 潮湿, 手可捏碎, 为软弱夹层。发育两组外倾裂隙, 两组裂隙裂面光滑, 泥砂充填, 结合程度差—很差。强风化页岩岩层面与裂隙面构成潜在滑动面。

2. 边坡支护方案的选择

根据边坡的稳定性现状与可能的发展趋势, 在本工程中对专家楼选择下部用重力式挡墙, 上部采用格构式挡墙加锚索(锚杆)的支护方案。

根据北京理正软件设计研究院编制的软件进行计算, 分别对岩质边坡的安全系数与各挡土墙设计进行验算。计算结果表明, 安全系数 $k_c=2.692>1.35$, 满足边坡稳定性要求。如图1所示为专家楼A段剖面图, 在边坡底部采用俯斜重力式挡墙, 高度为5米; 并采用岩石锚杆以加固岩体, 锚杆的长度一般为4~8m; 上部边坡用格构式挡墙加预应力锚索的支护方式, 锚索位于格构的节点上, 锚索的长度为12~16m, 对上部可能的滑移岩体进行加固处理; 格构之间采用客土喷播草籽复绿, 恢复边坡景观, 并可防止水土流失。采用锚喷的支护方式与单纯的削坡相比, 可以大大减少挖方量; 降低支护成本, 更加经济。如照片1所示为专家楼A段格构式挡墙加锚索实际施工完毕后的场景, 边坡复绿尚未开始。

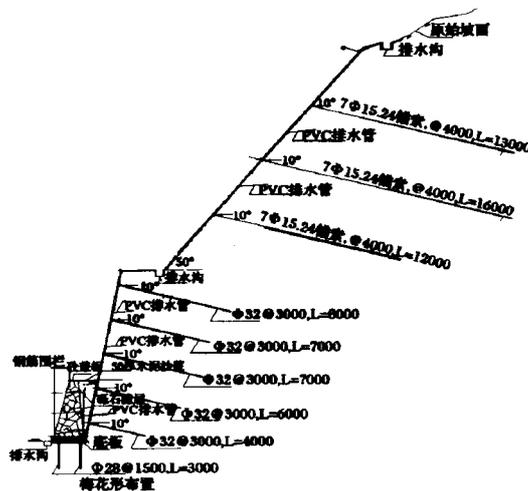


图1 专家楼A段剖面图



图2 专家楼A段竣工图

专家楼B段与C段：在边坡底部采用俯斜重力式挡墙，高度为5米；并采用岩石锚杆以加固岩体，锚杆的长度一般为4~7m；上部边坡格构式挡墙加锚杆以加固岩体，锚杆的长度一般为4~8m；格构之间采用客土喷播草籽复绿。

结束语

专家楼边坡存在强风化页岩软弱夹层，强风化页岩岩层面与裂隙面构成潜在滑动面。对于此类边坡下部采用重力式挡墙，上部边坡用格构式挡墙加预应力锚索的支护方式是行之有效的。边坡复绿可以保护生态环境，恢复景观。专家楼边坡支护已竣工半年多，状况良好。

参考文献

- [1] GB50330-2002. 建筑边坡工程技术规范[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2002
- [2] GB5007-2002. 建筑地基基础设计规范[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2002
- [3] GBJ3-88. 砌体结构设计技术规范[S]. 北京：中国建筑工业出版社，1988
- [4] TB10025-2001. 铁路路基支挡结构设计规范[S]. 北京：中国铁道出版社，2001

第九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2006年8月在山西太原召开第九届全国地基处理学术讨论会，会议由太原理工大学建工学院协办。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、质量检验等方面的新发展；(4) 复合地基理论与实践方面的新发展；(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：2006年2月28日。

应征论文将由论文编审委员会决定是否录用，入选论文将正式出版论文集。

应征论文请务必注明“第九届全国地基处理会议应征论文”，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
2005年6月

南光紫荆苑基坑支护设计与施工*

杨荣华

(深圳市南光房地产发展有限公司 深圳 510000)

王诚

(浙江大学基建处 杭州 310027)

[摘要]介绍了南光紫荆苑基坑支护的设计与施工,分析如何确保靠近较厚淤泥层的基坑底部土体不产生隆起失稳,叙述了深层搅拌桩、树根桩、锚杆、喷锚网及土方开挖等设计和施工方面的具体要求。

工程概况

南光紫荆苑位于深圳市福田区保税区紫荆道东、瑞香道西,占地面积 7609m²,总建筑面积 34769 m²,主楼为两栋地上 28 层的住宅楼,设有 1 层地下室,地面以上高度 85.0m。基坑开挖深度为 4.75m,周长 319.8m。基础形式为预应力管桩基础,持力层为强风化基岩。

基坑周边建筑物及地下管线密集。基坑东、西侧为市政道路,路下边有市政排污管、雨水管及通信电缆,北侧为 26 层的帝涛豪园住宅楼,其地下水池设在消防通道下面,水池外壁距南光紫荆苑基坑边约 3m,水池深度为地面以下 5m,南侧为长宝大厦,基坑平面布置见图 1。

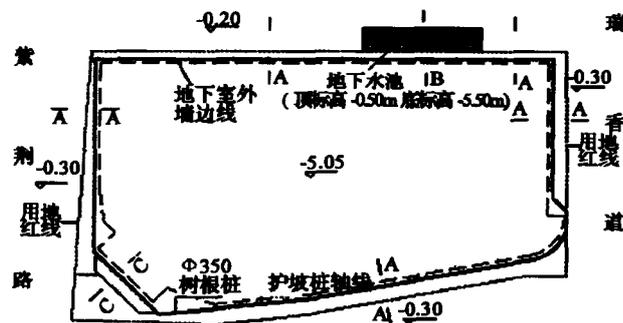


图1 基坑支护平面布置图示意图

工程地质条件

该场地原始地貌为海、冲击阶地,经人工整平,相对平坦,地面标高为 4.69~4.99m。根据钻孔资料,场地土层自上而下为:①人工填土:上部 0.5~1.0m 为填砂,含碎石,下部

* 收稿日期: 2005 年 7 月

为粘性土，褐红、褐黄色，稍湿、湿，土质不均，结构松散，层厚为 5.9~7.4m 不等。②淤泥质粘土：灰黑色，具臭味，湿、软塑；层厚 9.1~16.4m 不等，厚度较大。③粉细砂：灰、灰黑色，含 10~15%粘粒，矿物成分以石英为主，层厚 0.8~4.6m。④中粗砂：灰黄、褐黄、灰白色，含 20~25%卵石，矿物成分以石英、长英为主，层厚 1.2~5.8m。

地下水主要赋存于第四系地层中，有两层地下水，上层属孔隙水类型，赋存于人工填土及淤泥质粘土中，主要靠大气降水补给，水位随季节及降水情况变动；下层为地下承压水，赋存于细砂及中粗砂层中。

基坑支护方案

1. 基坑支护方案的选择

由于本基坑场地内淤泥质粘土层较厚，且淤泥层顶部标高距基坑底标高最薄处为 1.2m，所以如何确保基坑底部的土体不产生隆起失稳是本基坑设计中需重点解决的课题。根据场地工程地质条件及开挖深度，本基坑支护设计总体为上部为土钉墙，下部为树根桩加钢花管土钉，搅拌桩挡土护壁的保护方案。

2. 断面设计

本工程±0.00 相当于绝对标高 5.3m，基坑底标高为-5.05m，如图 1 所示根据地质条件和基坑周边情况，将基坑分成三种断面形式进行设计。

(1) A-A 断面设计

该断面边坡垂直深度为 4.75m，东、西、南侧及北侧水池段以外均设计为此断面，见图 2。

①为避免土钉破坏市政管道及通信电缆，沿基坑上部垂直方向设置两排Φ22@1600 洛阳铲土钉，长度分别为 6m 和 8m，倾角为 10°，设计承载力为 10kN/m。

②钢筋网用Φ6 圆钢编制，网眼为 200×200，在土钉处沿水平方向设置通长横向加强筋 2Φ16，垂直方向设置长 400 的 2Φ16 纵向加强筋，喷射砼强度等级 C20，厚度为 100mm。

③基坑下部打入 D48、83.5 的钢花管，水平间距

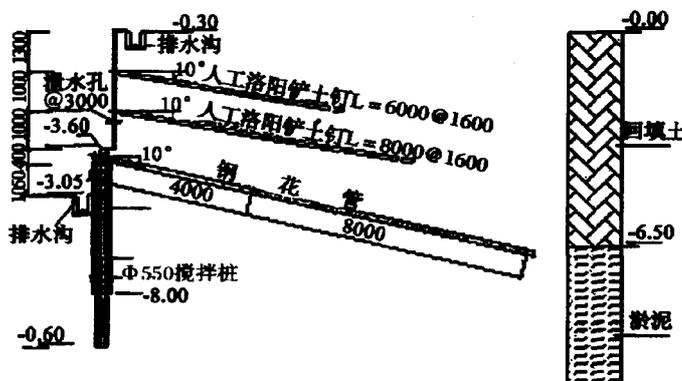


图 2 A-A 剖面图示意图

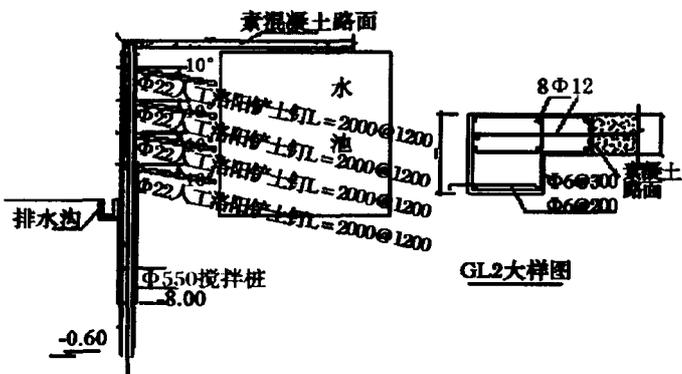


图 3 B-B 剖面图示意图

1.4m, 锚固段长度 8m, 自由段长度 4m, 钢花管设计承载力 120kN, 锁定荷载 80kN。

④基坑标高-4.0m 以下为树根桩加搅拌桩, 树根桩成孔直径 $\Phi 350$, 桩长 5600, 桩心间距 2250, 通长配主筋 $8\Phi 16$, 桩顶设置强度等级为 C25 的砼冠梁; 搅拌桩直径 $\Phi 550$, 桩长 4m, 桩顶以上空搅拌桩长 3.7m。

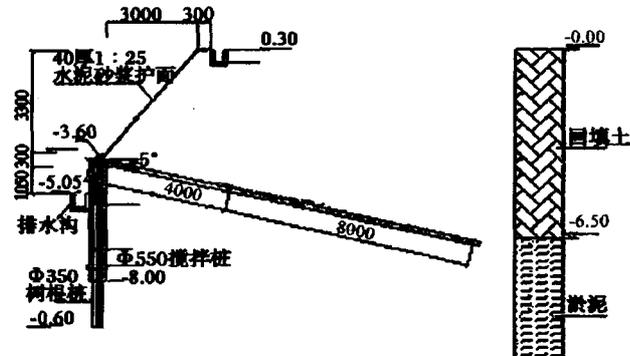


图4 C-C剖面图示意图

(2) B-B 断面设计

北侧地下水池处设计为此断面, 如图3所示。

- ①沿垂直方向设置四排 $\Phi 22@1200$ 洛阳铲土钉, 土钉长度 2.8m, 倾角 10° 。
- ②树根桩间距为 1200, 桩顶标高为 -0.6m, 桩顶设置砼冠梁, 并与素砼路相连。
- ③取消标高 -4.0m 的钢花管土钉, 其他喷锚网、搅拌桩与 A-A 断面一致。

(3) C-C 断面设计

场地内西南角有足够的放坡余地, 设计采用放坡, 坡面挂 10 号钢丝网, 抹 40 厚水泥砂浆护面, 标高 -4.0m 以下设计与 A-A 断面一致, 见图 4。

3. 基坑降排水

因地下水位较低, 且搅拌桩既能支护又可止水, 故只在基坑底四周设置排水明沟, 四角各设一集水井, 即可满足基坑大面积降水要求。同时在土方开挖至 -4.0m 再往下试挖时, 基坑积水明显增多, 为了给桩基施工提供干爽的作业面, 决定将 -4.0m 以下的土方先予以保留, 待桩基施工完成后再开挖, 这样也可尽量减少持续长时间的抽水和大面积降水, 以免对邻近建筑物造成影响, 并降低工程成本。

由于基坑坡顶南侧及北侧支护面紧靠施工围墙, 没有可能设置排水沟, 故在南、北基坑坡顶喷射 100 厚、坡向基坑的砼保护层, 以防止雨水渗入坡顶的土体内。另外, 在东、西侧基坑坡顶设置排水明沟, 并经集水井将水排至市政雨水管。

施工步骤与主要技术措施

1. 施工步骤

施工工艺流程为: ① $\Phi 550$ 深层水泥搅拌桩施工。② $\Phi 350$ 树根桩施工。③ 基坑土方分层开挖。④ 锚杆施工: 人工洛阳铲成孔→放置钢筋锚杆→压力注浆→安装锚头。⑤ 坡面编挂双向钢筋网, 然后喷射砼。⑥ 土方挖至 -4.0m 后, 预应力钢花管土钉施工。⑦ 树根桩顶钢筋砼冠梁施工。

2. 主要施工技术措施

(1) 深层搅拌桩施工

为保证深层搅拌桩的止水效果, 必须保证水泥搅拌桩的搭接宽度以及桩机和钻杆垂直

于地面,并要求垂直度偏差不大于1%。搅拌桩水泥用量不小于60kg/m,采用325#普通硅酸盐水泥,水灰比0.50~0.6。

(2) 树根桩施工

树根桩钻机定位后垂直度偏差不超过1%,成孔采用原土造浆,浆液护壁钻进,遇易塌孔段加大泥浆比重,尖口合金钻头钻进,清孔时用清水置换泥浆,降低泥浆比重,应始终观察泥浆溢出的情况,控制供水压力的大小,在不塌孔的情况下尽量让清水溢出孔口,此时下放钢筋笼,注浆管与钢筋笼一同放入。然后填灌1~3cm碎石料直至灌满桩孔。最后向注浆管注浆,浆液为纯水泥浆,水灰比0.45,水泥用量不小于80kg/m,注浆至浆液均匀上冒直至灌满溢出孔口结束。

(3) 土方开挖

土方开挖要结合喷锚施工严格分层分段进行,坑内土方分三层开挖,第一层开挖深度为1.8m,第二层为1.0m,最后一层为0.9m。每段开挖长度不超过15m,并隔段跳挖,在上一层施工完成24h后,方可开挖下一层土。需说明的是,本次土方开挖只挖到标高-4.0m,而非基坑底标高-5.05m,因为经过试挖,标高-4.0m以下地下水较丰富,另外,若挖至-5.05m,则坑底离淤泥顶标高最薄处只有1.2m,给预应力管桩的施工带来诸多不便,所以本次土方开挖至-4.0m标高,既缩短了持续长时间基坑抽水,又保证了管桩施工时作业面较为干爽,为管桩施工提供较好的施工条件。

基坑变形监测

在基坑支护结构顶部每隔20m设一个位移监测点,沿基坑四周道路每隔20m设一沉降监测点。观测频率为土方开挖时每天一次,待位移或沉降相对稳定后三天一次,如变化幅度较大,需加密观测。坡顶位移不宜大于30mm,基坑邻近的地面沉降不宜大于25mm。经实际观测,周围的道路没有发生明显的位移和沉降,土坡稳定一直处于良好状态,没有发生裂缝、局部坍塌等现象。

小结

1.本基坑工程虽然不属严格意义上的深基坑范畴,但因淤泥层较厚,且接近基坑底部,所以基坑设计时应重点考虑如何确保基坑底部的土体不产生隆起失稳。本工程设计中采用的具有一定刚度、同时成本较低的树根桩效果显著。

2.本场地地下承压水水位在-4.0m以下,所以搅拌桩的桩顶标高设计为-4.0m,-4.0m以上为空搅拌桩,节约了工程成本。

3.本基坑坑底标高为-5.05m,根据地质报告及现场试挖,决定此次土方开挖的标高为-4.0m,这样既为后续的桩基施工提供干爽的作业面,方便桩基施工,同时也减少了基坑抽水的时间和抽水量,有利于工程成本的降低。

4.基坑支护面-4.0m以下采用树根桩及搅拌桩挡土护壁,没有喷射砼,所以剩下的土方由总承包施工单位开挖,基坑支护施工单位不需二次进场,既节约了工期,又节省了成本。

一题一议

主持人: 龚晓南

应重视上硬下软多层地基中挤土桩挤土效应的影响*

龚晓南

(浙江大学土木工程学系 杭州 310027)

首先分析一具体工程挤土桩挤土效应对桩基工程质量的影响。该工程地基土层分布如下:

1、杂填土: 主要由碎石、瓦砾和生活垃圾等回填而成, 硬物含量大于 50%, 其余为粘性土; 下部普遍含有 0.20~0.40m 的灰色耕植土。全场分布。层厚 0.30~2.60m。

2、粉质粘土: 含少量铁锰质结核, 切面光滑, 韧性和干强度较高, 无摇震反应。全场分布。土体含水量 30.8%, 天然孔隙比 0.899, $E_s=4.0\text{MPa}$ 。层厚 0.70~5.50m。

3、淤泥质粘土: 饱和, 流塑。局部夹粉土薄层, 韧性较低, 干强度中等。土体含水量 41.7%, 天然孔隙比 1.178, $E_s=2.6\text{MPa}$ 。全场分布。层厚 1.00~6.60m。

4-1、粘土: 饱和, 可塑。含黄褐色斑块, 见铁锰质结构, 切面较光滑, 局部粉粒含量较高, 韧性和干强度均较高, 无摇震反应。土体含水量 26.6%, 天然孔隙比 0.762, $E_s=6.0\text{MPa}$ 。全场分布。层厚 1.50m~6.10m。

4-2、粉质粘土: 饱和, 可塑—软塑, 局部流塑。夹薄层粉砂, 局部相变为粘质粘土, 切面较粗糙, 韧性较低, 干强度中等, 局部具轻微摇震反应。土体含水量 30.7%, 天然孔隙比 0.782, $E_s=4.5\text{MPa}$ 。全场分布。层厚 3.30~11.00m。

5、粉质粘土: 饱和, 硬塑。含有铁锰质结构或斑点。切面光滑, 韧性较高, 干强度较高, 无摇震反应。土体含水量 23.1%, 天然孔隙比 0.664, $E_s=12.0\text{MPa}$ 。全场分布。层厚 2.00~8.30m。

下略。

对多层住宅楼设计选用夯扩桩基础, 并以 4-1 粘土层和 4-2 粉质粘土层为夯扩桩的持

* 收稿日期: 2005年8月

力层。夯扩桩采用 $\Phi 377$ 夯扩桩无桩尖施工,桩端进入持力层4-1层不少于2.5m。总桩长视工程地质条件各幢楼稍有不同。设计有效桩长在7.7m和8.3m之间。配筋一般在3.50m左右(含凿桩段0.5m)。

根据桩基静载试验测试报告,单桩竖向极限承载力在818kN~960kN之间,单桩承载力满足设计要求。

该工程采用高应变和低应变测试共测桩275根,其中I类桩174根,II类桩101根。II类桩问题判断为存在局部缩颈或离析。局部缩颈或离析深度最浅为2.0m,最深4.0m,大部在3.0m左右。据施工单位介绍,在挖开加固过程中目测多为裂缝。

笔者认为:该场地在表面硬壳层和持力层(4-1粘土层)之间存在一软弱淤泥质粘土层。该淤泥质粘土层平均含水量为41.7%,饱和、流塑,抗剪强度低。夯扩桩为挤土桩,在施工过程中将产生挤土效应。在该工程地质条件下,由于硬壳层较厚,挤土桩在施工过程中产生的挤土效应主要反映在软弱淤泥质粘土层中产生侧向挤压作用。后续施工的桩将对周围已设置的桩产生较大的水平侧向压力。由于该水平侧向压力的作用,已施工的桩对周围已设置的桩在硬壳层和淤泥质粘土层界面处将产生较大的剪切力。该工程桩钢筋笼一般只有3.5m左右(含凿桩段0.5m),因此该工程桩在硬壳层土体和淤泥质粘土层土体界面处抵抗水平抗剪切能力很弱。在该桩段很易产生裂缝,产生缩颈。特别是桩体混凝土,尚未到养护时间,桩体破坏情况更为严重。

上述分析解释了该工程中不少工程桩在2.0m~4.0m范围,大部在3.0m左右处产生裂缝、缩颈的原因。

近二年笔者已多次被邀为类似工程质量事故分析原因。在上硬下软多层地基中设置夯扩桩,沉管灌注桩都要十分重视挤土效应对已设置桩的影响。某一工程,硬壳层土层和软弱土层性质差别比上述工程还要大,采用沉管灌注桩,布桩密度比上述工程也要大一些。在桩基施工过程中未能及时发现挤土效应的不良影响。直到桩基静载试验和动测试验才发现2/3以上的桩未能达到设计要求。有部分桩在软硬土层界面处完全断开,20多米的桩变成了5米(硬土层厚度)左右长的桩。大部分桩在软硬土层界面处产生严重的剪切破坏。

当硬壳层很薄或基本上没有硬壳层的软土地基中挤土桩的挤土效应很容易觉察,容易得到设计、施工人员的重视。对于上硬下软多层地基中的挤土桩挤土效应的不良效应往往容易被忽视,或者估计不足。上硬下软多层地基中挤土桩挤土效应的影响范围常常超出人们的估计,应重视上硬下软多层地基中挤土桩挤土效应的影响。

译文

对真空预压工程中土体固结度的估算*

By: J.Chu and S.W.Yan, 郑伟、金小荣译, 朱建才校

[摘要] 固结度通常作为评价堆载预压和真空预压等地基处理方法效果的一个标准。同时它也常常是地基处理工程中的一个设计指标。固结度一般用沉降值来计算, 由于真空预压的效果很大程度上取决于土体中孔压的变化, 因此分析孔压的变化以及用孔压来估算土体固结度是很有必要的。讨论了用沉降值来估算土体固结度的一些问题; 提出了一种用孔压值来估算土体平均固结度的方法; 给出了两个工程实例来考察真空预压下孔压的变化特征, 并用孔压值分别计算了两个工程的固结度, 同时和用沉降值估算得到的土体固结度进行了比较; 最后讨论了影响土体固结度估算的几个因素。

简介

真空预压是一种常用的软土地基处理方法, 该法已经被多个国家用来围垦和地基处理。(Holtz 1975; Choa 1990; Jacob 等 1994; Bergado 等 1998, 2002; Chu 等 2000)。砂井或近年来被广泛使用的塑料排水板(PVDs)经常用来作为传递真空荷载和消散孔隙水压力的通道。关于真空预压作用的机制和原理已经有文献进行了讨论, 例如, Kjellman(1952)和Holtz(1975)等。真空预压法中的真空荷载可以保持在不小于 80kPa 的水平。与等效荷载的堆载预压法相比, 真空预压法更加经济且可大大缩短工期(Chu 等 2000)。

堆载预压与真空预压最大的不同在于土体孔压的变化。堆载预压法中, 超静孔压从初始孔压(通常为静水压力)通过分级加载产生, 然后逐渐消散, 如图 1(a)所示。另一方面, 真空预压法中, 随着真空度的增加孔隙水压力由其初始状态(通常为静水压力)逐渐减小, 如图 1(b)所示。由于孔压可以减小为负值, 所以由真空预压引起的孔压的改变更加复杂。特别是当真空联合堆载预压的时候, 情况将更加复杂。因此, 对于真空预压工程, 有必要在整个固结过程中对孔压的变化进行监测。

除了孔压外, 还可用监测地面沉降值来计算固结度(DOC)。固结度是判断地基处理效果优劣的一个重要参数。它也常常是地基处理合同中的设计值指标之一。按沉降定义的固结度定义为当前沉降值与最终沉降值的比值。然而, 对于地基处理工程, 最终沉降量是

* 收稿日期: 2005年6月

未知的, 需要进行预测的。现在已有许多方法可用来预测最终沉降, 其中, Asaoka 法(1978)和双曲线法(Sridharan and Rao 1981)被应用得最为广泛。在 Asaoka 法中, 需要获得相同时间间隔的一系列沉降数据 ($S_1, \dots, S_i, \dots, S_N$)

然后绘制 $S_N - S_{N-1}$ 曲线 ($n=1, \dots, N$), 最终沉降 S_{ult} 就是这条曲线与通过原点的 45° 的直线的交点处的值, 如图 2 所示。

然而, Asaoka 的方法得到的最终沉降受时间间隔取值的影响。Matyas 和 Rothenburg(1996), Bo 等(1999), 和 Goi (2004) 等研究表明采用的时间间隔越长, 预测的 S_{ult} 越小。

在双曲线法中, 将沉降数据绘制成时间/沉降-时间图 (Sridharan 和 Ran 1981)。最终沉降 S_{ult} 就是

该直线斜率的倒数。然而, 该法得到的 S_{ult} 受固结度的影响。Matyas 和 Rothenburg(1996), Bo 等(1999)的观测发现, 土体的固结度越高, 最终沉降 S_{ult} 越小。Goi(2004)也指出这个直线不是严格的直线, 因此, 在曲线不同部分得到的斜率也不同, 当斜率从曲线的末端取值时, 得到的最终沉降 S_{ult} 越小。计算最终沉降的这些不确定因素将影响到固结度的估算。因此, 不同的计算方法会得到不同的固结度。

另一方面, 估算土体固结度也可以用孔压值。孔压的消散速率可以由孔压的消散值同初始孔压值的比计算得到, 也就是 $[u_i - u(t) / u_i]$, 其中 u_i 是初始孔压, $u(t)$ 为 t 时刻的孔压。然而这一比值只能说明某一土体单元的固结度, 不是平均的固结度。为了得到平均固结度, 我们需要确定沿深度变化的孔压分布情况。本文提出了一种基于孔压沿深度分布的平均固结度的估算方法, 并给出了两个工程实例来考察真空预压下土体的孔隙水压力的特征。用孔压值估算得到两个工程的固结度, 并同基于沉降值估算得到的固结度进行了比较。讨论了影响

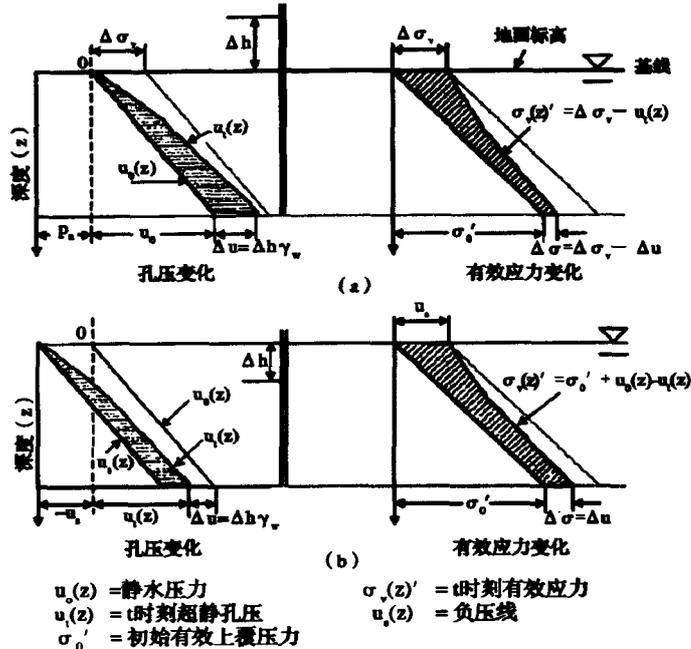


图 1 (a) 堆载和 (b) 真空荷载下孔压和有效应力改变示意图

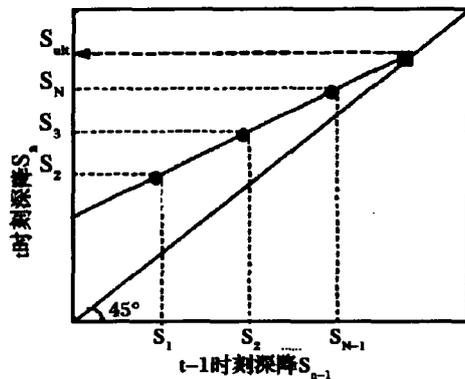


图 2 Asaoka 法示意图

固结度估算的几个因素。虽然这里只讨论了真空预压的情况,但本文提出的研究方法和结论可以广泛应用于所有的地基处理工程,包括堆载预压和真空预压。

基于孔压的固结度计算

只要在预压工程中监测得到不同深度的孔压,就可以绘制出沿深度的初始和最终孔压的分布情况(Chu等2000)。为通用起见,这里也考虑了真空联合堆载预压的工程,图3表示了一个典型的真空联合堆载预压下的孔压分布剖面。利用这个剖面可以计算得到平均固结度 U_{avg} , 计算公式如下:

$$U_{avg} = 1 - \frac{\int [u_t(z) - u_s(z)] dz}{\int [u_0(z) - u_s(z)] dz} \quad (1)$$

式中 $u_s(z) = \gamma_w z - s$ (kPa);
 $u_0(z)$ —深度 z 处的初始孔压;
 $u_t(z)$ — t 时刻深度 z 处的孔压;
 $u_s(z)$ —负压线;
 z —深度;
 γ_w —水的重度;
 s —施加的负压。

s 一般取为 80kPa, 公式(1)的分子就是曲线 $u_t(z)$ 同负压线 $u_s(z)$ 间区域的积分值, 分母就是曲线 $u_0(z)$ 同负压线 $u_s(z)$ 间区域的积分值。

公式1所示的方法同基于沉降值的方法相比较而言,有以下优点:(1)公式1计算得到的固结度只依赖于实测孔压值,而基于沉降值计算固结度需要对最终沉降量进行预测。

(2)运用公式(1)不仅可以计算最终固结度,还可以计算任何时刻的固结度,因为 $u_t(z)$ 指的是任一时刻的孔压。(3)当涉及到多层土体的固结问题的时候,公式(1)可以应用于任一层土体中来计算该层的固结度。在这种情况下,需要把公式(1)中的积分的上限和下限设为该土层的顶部和端部。然而,由于每层土体的沉降并不能监测得到,每层土体的最终沉降也无法预计,因此基于沉降值的计算方法就无法计算每层土体的固结度。

工程实例

给出了两个工程实例来考察真空预压下土体的孔隙水压力的变化特征,并利用孔压值对土体的固结度进行估算。

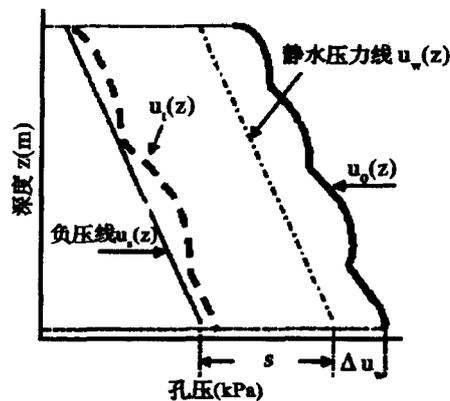


图3 真空联合堆载下孔压相对深度分布示意图

工程实例 1: 油罐软基工程

该油罐 1996 年建于天津的岸边, 建造地是近年来由海底的淤泥围垦地。油罐的建造位置如图 4 所示。总面积达 50000m², 为了便于地基处理, 将该区域划分为两区块, 第一区块 30000m², 第二区块 20000m², 如图 4 所示。土层由 6m 厚很软的欠固结的泥浆层, 和 16m 厚的软黏土层覆盖于粉质黏土层所构成, 两层都是含水量高, 强度低的土。工程采用真空预压法来处理这两层土体。更详细的土性资料和地基处理过程可以参考 Chu 等(2000)。在本工程中真空预压维持 80kPa 荷载下进行了 125~145 天。

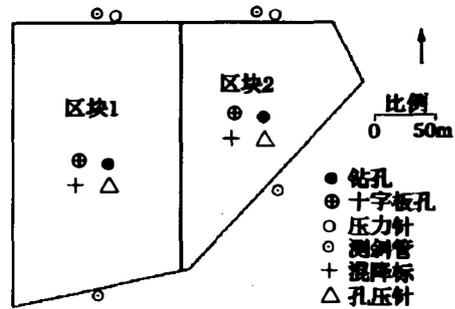


图 4 工程 1 加固区位置及测点布置示意图

工程中布置了一系列的现场监测仪器, 包括表面沉降观测仪, 深层分层沉降仪, 孔隙水压力计, 仪器布置情况如图 4、5 所示。在整个施工过程中, 监测了大量数据。限于篇幅, 这里只给出第一区块的数据。

图 6、7 分别给出了在真空荷载下, 区块一的土体在不同深度的沉降和孔压减少量同加固时间的关系。由图 6 可以看出在固结完成时, 地面出现了约 900mm 的沉降。图 7 可以看出在真空预压的末期, 孔压已经减少了 70~140kPa。利用图 7 的数据, 将初始孔压和最终孔压, 静水压力和负压线沿深度变化的关系绘制于图 8。由图可以看出, 量测得到孔隙水压力明显大于静水压力, 说明土体处于欠固结状态。图 8 包含了加固 30, 60 和 90 天后的孔压分布情况,

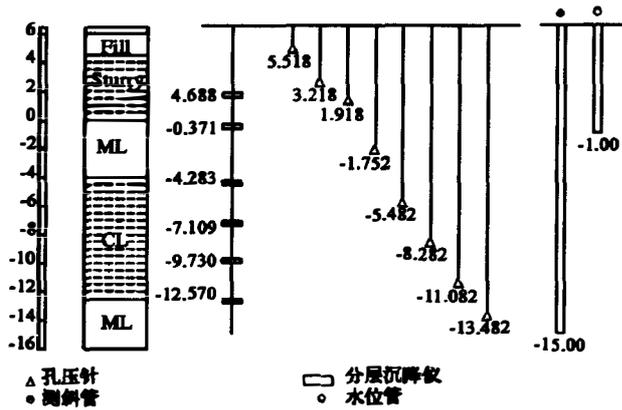


图 5 工程 1 仪器布置立面图

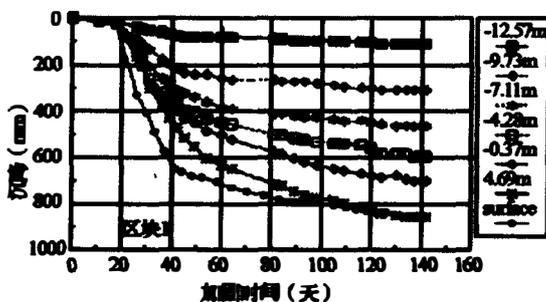


图 6 不同深度处沉降量随加固时间变化图

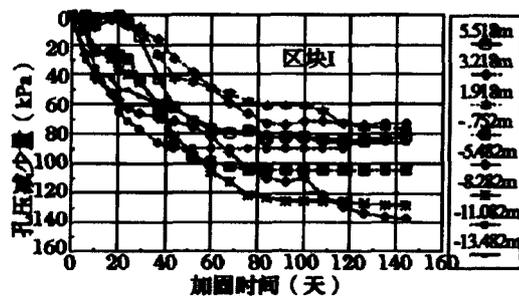


图 7 孔压随加固时间变化示意图

用来说明孔压消散的过程。我们发现最终孔压分布同负压线非常接近，这表明这次的真空预压法在整个软土层中取得了较大的效果。将公式 1 应用于图 8，我们可以计算得到土体最终的固结度达到了 95%。

工程实例 2：路堤软基工程

该路堤为通往天津集装箱码头公路其中的一段，需要建造在 20m 厚的软土地基上。土层上部 5~6m 是海底挖掘出来的泥浆回填土。下部 14~15m 是原状海床土体。本工程同样采用真空预压法来进行地基处理。

图 9 所示，待处理的公路段长为 364m，宽为 51m。为了便于施工，将这段公路分成两个区块。土体剖面图以及地基处理过程同第一个工程基本上相同。真空预压保持在真空荷载 80kPa 的水平共 90 天。图 10 给出了在真空荷载的施加过程中，地表沉降随时间的变化。

图 11 (a), (b) 分别给出了区块 1, 2 中的不同深度土体的沉降同加固时间的关系。图 12 (a), (b) 分别表示区块 1, 2 的孔压消散情况。图 13 (a), (b) 分别表示区域 1, 2 中的土体在加固 30, 60 和 90 天后的孔压分布情况。图 13 中也包含了初始孔压 $u_0(z)$ 和负压线 $u_s(z)$ 的分布情况。由图可以看出，量测得到孔隙水压力明显大于静水压力，说明土体处于欠固结状态。将公式 1 应用于图 13 中，计算得到区域 1 和区域 2 在 90 天的固结度分别为 73% 和 75%。

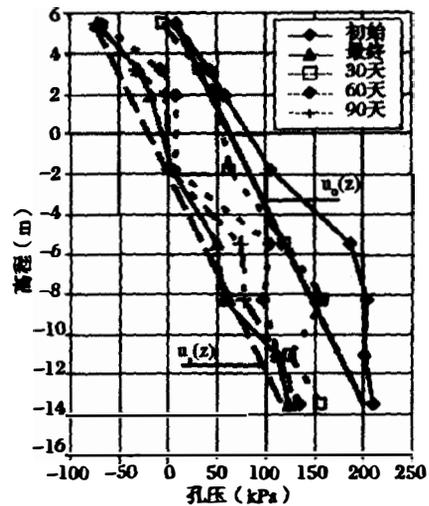


图 8 区块不同加固时间孔压引布示意图

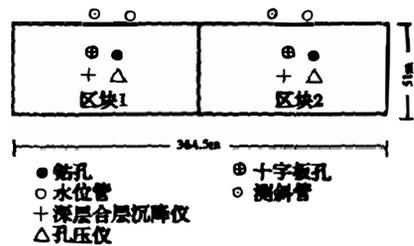


图 9 工程加固区位置及测量布置示意图

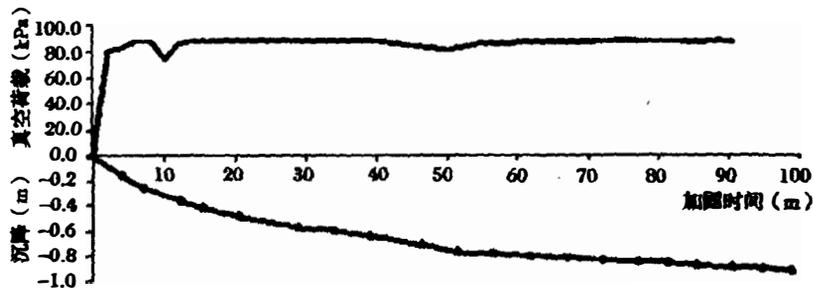


图 10 真空荷载和地表沉降加固时间变化示意图

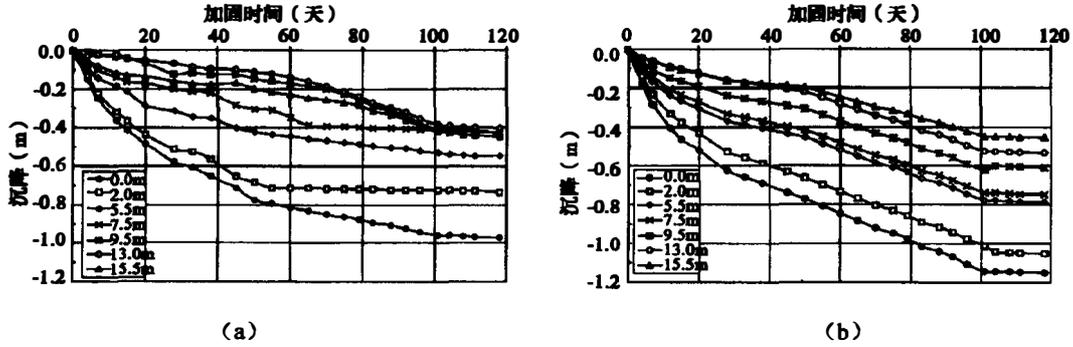


图 11 不同深度沉降值 β 随加固时间变化关系示意图 (a) 区块 1 (b) 区块 2

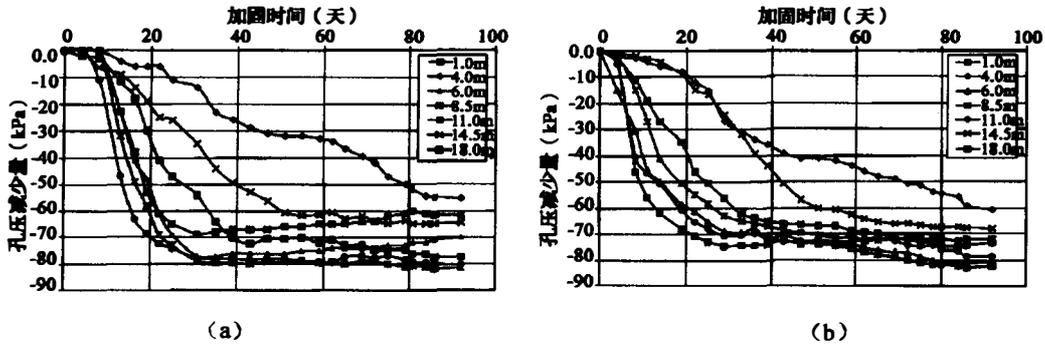


图 12 不同深度孔压改变随加固时间变化关系示意图 (a) 区块 1 (b) 区块 2

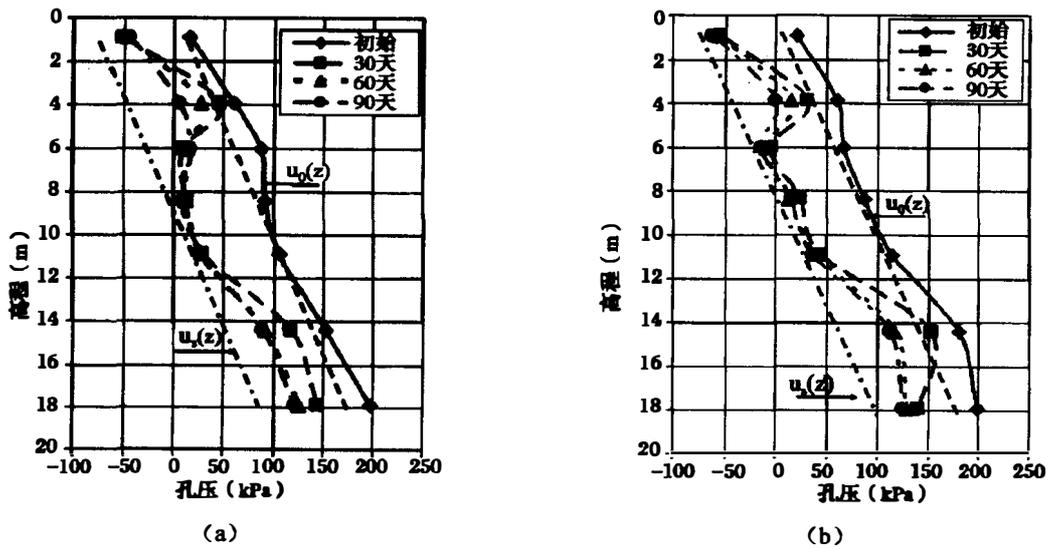


图 13 不同加固时间孔压沿深度引布情况 (a) 区块 1 (b) 区块 2

比较

基于孔压值计算的固结度同基于沉降值计算的固结度的比较

表 1

固结度	基于沉降值				基于孔压值			
	30	60	90	End	30	60	90	End
工程 1 区块 2	45%	80%	88%	95%	38%	73%	84%	92%
工程 2 区块 1	54%	77%	86%	90%	54%	69%	73%	
工程 2 区块 2	49%	66%	83%	90%	54%	66%	75%	—

同时,利用监测得到的沉降值估算得到两个工程的固结度。这里采用 Asaoka 法来计算最终沉降 S_{ud} 。用得到的最终沉降 S_{ud} ,可以计算在加固 30, 60 和 90 天以及最终的固结度。运用图 8, 13 的孔压分布曲线可以得到相同时刻的固结度。表 1 给出了两种方法计算得到的固结度的比较。由表 1 可以看出基于沉降值得到的不同时刻的固结度比基于孔压值得到的固结度要大。在 Holtz 和 Broms 1972; Hansbo 1997; Bo 等 1999; Bergado 等 2002 中都提到了这个问题。产生这个问题的部分原因是沉降和孔压的测试手段不同。由于测试费用有限,因此在两个工程中只布置了一定数量的监测设备。沉降观测仪只布置在区域的中心位置,也就是发生最大沉降的位置。因此,测得的地面沉降比地面平均沉降要大。另外一方面,这种沉降监测还受土体次固结的影响。在工程 2 中,堤坝的宽度比起可压缩层的厚度来是有限的,所以测得的沉降可能还包含瞬时沉降。上述所有的因素导致了监测得到的沉降偏大。因此,基于沉降数据估算的固结度偏高。另一方面,孔压传感器一般布置在排水板之间的中点处,也就是距离排水板最远的点。距离排水板越远,孔压越大,因此会有可能测得较大的孔压。因此,基于孔压估算得到的固结度比实际要小。另一方面,在压缩和土体结构重组的过程中,超静孔压将进一步升高,这同 Holtz 和 Broms (1972) 和 Bo 等 (1999) 观测的结果一样。这就是为什么基于孔压估算的固结度比基于沉降数据得到的固结度要小。然而,当大部分的孔压消散以后,也就是说,达到 85% 以上的固结度的时候,沉降和孔压的变化就很小了。在这种情况下,沉降或孔压测量中的不确定因素就显的不太重要。因此由沉降值估算得到的固结度同由孔压值估算得到固结度间的差别也不大了。这也就是为什么工程 1 用两种方法就算得到的加固 90 天的固结度和最终的固结度如此相近。

必须指出的是,两种方法都要有可靠的现场监测数据,任何孔压和沉降观测的不确定因素都将不可避免地影响到估算的固结度。另一方面,如果孔压只是在有限的点观测,就无法建立空间孔压分布图。在这种情况下,确定孔压分布剖面,需要假定一段的分布情况同其它段的分布情况相同。虽然随着塑料排水板的使用,孔压分布情况趋向于更加均匀,这种假定同实际也不太吻合。对于沉降估算的固结度,有一个不确定的因素,那就是最终沉降的预测。由于固结度计算中的各种不确定因素,推荐计算固结度时可结合两种方法运用。即使利用沉降数据来计算固结度,孔压分布剖面也提供了另一种判别孔压消散同基于

沉降计算得到的固结度是否吻合的方法。如果两种测试的结果相差太大而无法解释的时候,在使用这个结果前需要对其进行核对。为了便于制定工程合同,我们需要指定固结度计算的方法,清楚地说明估算固结度是用孔压还是用沉降或者是同时结合使用两种方法,以避免将来不必要的争论。如果规范中有关于固结度的条例明确的说明,那么承包商可能会意识到现场观测的重要性,这样反过来会进一步提高监测数据的质量。

结论

本文讨论了真空预压工程中的土体固结度估算相关的几个方面。基于以前的方法和工程实例的分析,我们可以得出如下结论。

1.固结度经常是评估用真空预压法进行地基处理的效果的指标之一。由于估算固结度需要沉降和孔压数据,因此对真空预压工程需要进行现场监测。

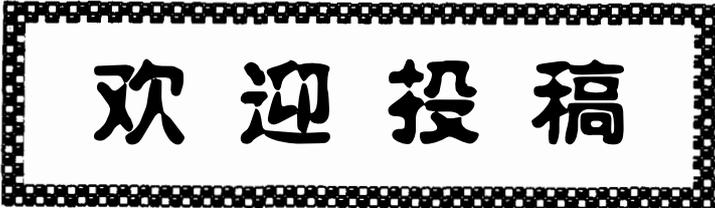
2.沉降值常用来预测最终沉降和计算固结度。然而,用这种方法估算固结度受选取何种方法来预测最终沉降的影响。

3.利用监测得到的孔压数据,可以绘制出孔压相对深度的分布剖面,可以得到初始的,最终的以及任何中间时刻的孔压分布情况。基于孔压的固结度计算可以采用本文推荐的方法。

4.通过对两个工程实例的分析表明本文推荐的方法可应用在不同类型的真空预压工程。由工程实例可知,用沉降数据估算的固结度比用孔压数据估算的要大。部分原因是使用的监测仪器有限,沉降点和孔压测试仪一般只安装在孔压和沉降可能发生极大值的区域内。因此,用沉降估算的固结度偏大而用孔压估算的固结度偏小。

5.为了方便签订工程合同,我们需要指出固结度计算的方法,表明用孔压还是用沉降来估算固结度。笔者建议采用基于两种方法来计算固结度。即使利用沉降数据来计算固结度,孔压分布剖面提供另一种判别孔压消散同基于沉降计算得到的固结度是否吻合。

译自《International Journal of Geomechanics, @ ASCE/June 2005, P158~165》



欢迎投稿