

目 次

论 文

对软土路基稳定及反压护道宽度计算的思考.....孟昭即, 张贵斌, 石利平(3)

监测技术在深基坑施工中的应用.....梁缘, 曹磊, 陈立(9)

浙江美术馆地下车库基坑围护设计与监测.....胡琳娜, 彭宏, 朱建才(14)

浅谈基坑基底渗水的处理方法.....李楚平(18)

兵器部疗养院集资房地下车库基坑工程支护施工实践.....王剑飞(24)

低强度桩复合地基技术及其工程应用.....王晓峰, 傅才华(28)

后压浆技术在钻孔灌注桩中的应用.....董建忠, 何家趾(34)

一种新型支挡结构在公路边坡中的应用.....唐明科(38)

锚杆静压桩在某小区住宅楼地基加固处理中的应用.....朱普遍, 沈健, 虞敏(43)

复合桩基在软土地基多层建筑中的应用.....陈岳林, 沈晓华(48)

爆扩桩基础的应用与分析.....任白玉(53)

一题一议

浅议复合地基的承载力.....何广讷(56)

译 文

纤维加筋膨润土在大剪切位移下的性状(译文).....
 ...By: Michéle Dal Toé Casagrande, Matthew Richard Coop, and Nilo Cesar Consoli, Ph.D,
 张杰 译校(57)

对软土路基稳定及反压护道宽度计算的思考*

孟昭即 张贵斌 石利平

(中国化学工程第一勘察设计院 沧州 061001)

[摘要] 本文对软基稳定以及反压护道宽度设计,做了些新的思考和探索。

[关键词] 路基稳定;反压护道

任何土坡都有安全稳定问题,尤其软基上的路堤,更是如此。土坡稳定的检验,普遍采用圆弧法,有的也列入部门规范,运用甚广。圆弧法诸多分析,可以加深对这一领域的认识。但圆弧圆心的确定,不仅有着人为成份,弱化了科学性,且当圆心初定后,寻找安全最小点的试算,也颇为麻烦。尽管有计算机的帮助,人为因素仍然存在。况且,对于软基上填筑的路堤,路堤及软基上下统一的圆弧画法,与实际也颇有出入。

就实际工程而言,筑堤材料种类很多,本文只限土类路堤简单土坡。路堤稳定检验,只是引用^[1]。对于路基,只指正常饱和软土地基。文中分析了发生了不稳的原因,提出了破坏的方式,给出稳定检验方法。如需设计反压护道也同时导出了宽度计算公式。谬误之处,诚请指正。

软基上路堤的稳定

路堤填筑,是经过分层碾压形成的。因压实要求,需用击实试验求取土的最优含水量。与此同时,可加做内聚力 C 和内摩擦角 Φ 。根据 Φ 和确定的路堤坡角 β ,使用已有的简便清晰实用的稳定计算图^[1],查得系数 N ,即可算出路堤极限高度 H_c 。

$$H_c = \frac{C}{rN} \quad (1)$$

正常饱和软土路基的稳定

(1) 饱和软土的特性

* 收稿日期:2006年10月

软土,是淤泥类的泥炭类细粒土的总称。划分软土的指标,不同部门有所不同。但以下两个指标,是重要的:一是天然含水量 $W > W_L$ 液限;二是天然孔隙比 $e_0 > 1$ 。由 W 、 W_L 和 e_0 定义可知, $W > W_L$,说明软土已处液态,具有流动性; $e_0 > 1$ 说明软土孔隙已占一半以上,压缩性大。

另外,软土土质均匀,完全饱和,侧向压力系数很大,孔隙水、土颗粒视为不可压缩。综合之,饱和软土有如下与本文有关的特征;

- ①饱和, $\Phi=0$;
- ②正常固结,土质均匀;
- ③ $W > W_L$, $e_0 > 1$;
- ④侧压力系数 K_0 接近或等于1 ($K_0=1-\sin\phi$, $\Phi=0$, $K_0=1$);

根据以上特性,当软基受到荷载后,液态土的运动,可有三个方向:

- ①一是向上,穿过分层填筑碾压、整体性好、强度大的路堤流动,这是不大可能的;
- ②二是向下,向软基深部推进。这也因路径长,阻抗大,不符合流体沿路短、阻小、坡大方向运动的特性;

③唯一最有可能,也是最合理的就是,由中心,沿路径最短,阻抗最小的薄弱处,路堤底部水平向外奔向路堤坡角这条路,这也是为什么路堤填筑和施工过程中,监测路堤稳定性侧移边桩,布在路堤坡脚处的道理和原因。

(2) 软基稳定性检验和反压护道宽度计算

我国内陆、沿海分布有不少软土,道路路堤建在其上,由于荷载挤压,引起地基变形、位移甚至流动,影响路堤安全,这就涉及到路基稳定性检验。

前面提到,路堤是经分层碾压形成的,路堤密实度都有控制要求,与路基中处于流状软土在性能上有很大差别,堤、基之间,因整体和强度上显著的差异,形成了一个介面,上面路堤可视为整体性较强的基础,下部地基则为具有流性液状水土混合物,即使发生不稳状态,也不大可能出现一个上下统一的规则状圆形滑弧。因而,上下堤基一起,使用同一方法,进行稳定检验,就显得牵强。再者,由于路堤设计时已考虑了自身安全,即使路堤失稳,也是因为路基软土受挤压流动,形成临空空间,上部路堤失去支撑,才影响到路堤。因此可以认为,有了下部软基的稳定,更能保障上部路堤的安全。所以,把路堤、路基稳定性检验分开各自进行,更贴进合理实际。路基是稳定的,路堤更加安全;分部是稳定的,整体也是安全的。

此外,理论实践都说明,软土地基一旦失去平衡产生流动的趋势,与软土厚度,没有依存关系。

① 软基稳定性方程

为了更加清晰,任取路堤一个断面的右半边,见图1。显然,ao是路堤中心线,把路堤分成完全对称的两个半边。

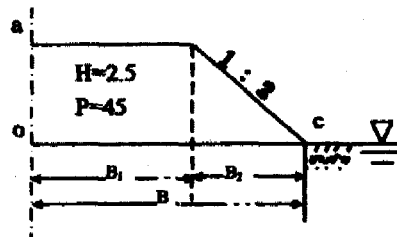


图1

如前所述,当软基受到荷载后,有侧向挤压力。处于流态的软土,势必向c流动的

趋势。与此同时,也必然受到软土的剪力和自重的抵抗。把前者叫挤压力 F_2 ,后者叫抵抗力 F_1 。当 $F_1 > F_2$,软土稳定,路基安全。如果 $F_1 < F_2$,就是危险的了,需采取技术措施,以保证路基安全。

为了实际应用,必须在量上有一个计算方法,以判别路堤所处状态。为此,在OC平面下,由中心O沿路堤纵向和路基深度,各取一个单位,构成 1×1 单位面积,再考虑到侧压力系数又等于1,于是有

$$\text{总挤压力} = F_2 = B_1 P + B_2 \cdot \frac{1}{2} P = P(B_1 + \frac{1}{2} B_2)$$

$$\text{又 } B = B_1 + B_2$$

$$\therefore F_2 = P(B - \frac{1}{2} B_2)$$

虽然单位面积是个正方形,观察发现,软土挤出形状更接近圆形,这更符合方形断面转角处阻力大和同样面积圆的周长小的科学道理。为此,对饱和软土而言,把正文形当做圆形考虑,更为实际。此时,圆的直径等于单位面积的一个边,于是有

$$\text{总抵抗力} = F_1 = B\pi S + \frac{1}{4} B\pi\gamma_{\text{osat}}$$

$$F_1 = B\pi(S + \frac{1}{4} B\pi\gamma_{\text{osat}})$$

由安全度定义,安全度 K 等于

$$K = \frac{F_1}{F_2} = \frac{B\pi(S + \frac{1}{4} B\pi\gamma_{\text{osat}})}{P(B - \frac{1}{2} B_2)} \quad (2)$$

用此式即可检验路基稳定程度。

式中 P —堆载荷载, kPa/m^2 ;
 S —现场十字板剪切或室内快剪强度, kPa/m^2 ;
 γ_{osat} —饱和软土天然重度, kN/m^3 ;

其他符号见图1。

对于公路工程,式中 S 只限使用现场十字板和室内快剪数据。即使如此,对安全度要求也有不同。规范规定,前者 $K_b = 1.2$,后者 $K_b = 1.1$ 。

当安全度 K 计算出来后,与规范要求的 K_b ^[3]比较, $K \geq K_b$ 是安全的,无须设计反压护道,但 $K < K_b$,也并非都要设计护道。因此,这就又有个程度划分问题,为了进一步细化,以规范要求为依据,结合实际经验,意见如下:

当 $K \geq K_b$ 时 安全 不设护道
 当 $0.8 \leq K < K_b$ 时 预防 只设计,不施工。填筑路堤时,设监测点观察。
 当 $K < 0.8$ 时 不安全 设计护道,计算宽度,和路堤同时施工。

②反压护道宽度计算

当 $K < K_b$ 时,需设置反压护道。护道高度,规范已有规定,但宽度尚需通过稳定计算。

利用②求得的 K 与规范规定的 K_b 比较,差值 $(K_b - K)$,是达到规范要求稳定标准尚需的份数,那么 $(K_b - K)F_2$ 则是达到要求所需力的大小。

反压护道是在原路堤侧面坡脚外填筑的一个平台,见图2。

由图2与图1比较可知,护道形状与路堤相似,是一个小路堤,也有荷载施加于路基。为了在求导护道宽度公式时,更易理解便捷并能使用推求②式时有关方程的形式,依照前述同样道理,结合图2,护道总挤压力 f_2 为:

$$f_2 = (K_b - K)F_2 + P(b - \frac{1}{2}b_2) + \frac{1}{2}Pb_2$$

这里需要说明的是,式中 $P(b - \frac{1}{2}b_2)$ 是护道对软基的挤压力,而 $\frac{1}{2}Pb_2$ 则是图2斜线小三角形部分对软基增加的荷载挤压力。

同样,在原路堤填筑的护道产生的总抵抗力。

$$f_1 = b\pi(S + \frac{1}{4}\gamma_{osat})$$

在规范要求的安全度条件下,利用上述力 f_1 、 f_2 的相等,就可得到计算反压护道宽度的公式,即

$$b\pi(S + \frac{1}{4}\gamma_{osat}) = (K_b - K)F_2 + bp$$

整理并解出 b ,则反压护道宽度 b 为

$$\therefore b = \frac{(K_b - K)F_2}{\pi(S + \frac{1}{4}\gamma_{osat}) - p} \quad (3)$$

式中 $K_b^{[3]}$ —规范要求安全度,据 S 获取方式,等于1.2或1.1;

K —由(2)式求得的安全度;

F_2 —由(2)式计算 K 时的总挤压力, kN;

p —由反压护道设计高度换算的荷载, kPa/m^2 ;

公式使用

为了清晰,说明一下公式运用。

设路堤单幅顶宽14m,高2.5m,边坡1:2 ($\beta \approx 27^\circ$)。荷载45kPa,压实后试验 $\phi = 5^\circ$,

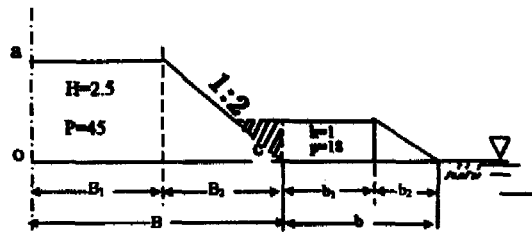


图2

$C=7\text{ kPa}$, $r=18.0\text{ kN/m}^3$ 。

路基为饱和软土, 经勘察有关数据为:

天然饱和重度 $\gamma_{osat}=16.0\text{ kN/m}^3$, 十字板剪切 $S=Su=9.0\text{ kPa}$ 。

要求计算路堤极限高度, 检验路基稳定性, 计算反压护道宽度。

(1) 计算路基极限高度

据 $\beta=27^\circ$, $\varphi=5^\circ$, 查计算图^[1], $N=0.108$, 由式可得

$$H_c = \frac{C}{rN} = \frac{7.0}{18.0 \times 0.108} = \frac{7.0}{1.9440} = 3.6\text{ m}$$

路基设计高 $H=2.5$, 安全度 $K = \frac{H_c}{H} = \frac{3.6}{2.5} = 1.44$ 此与要求比较, 就可判定安全状态。

(2) 检验路堤稳定性

由(2)式得

$$K = \frac{B\pi(S + \frac{1}{4}\gamma_{osat})}{P(B - \frac{1}{2}B_2)} = \frac{19.0 \times 3.14(9.0 + \frac{1}{4} \times 16.0)}{45(19.0 - \frac{1}{2} \times 5.0)} = \frac{775.58}{742.50} = 1.0446$$

$K=1.0446$, 达不到规范要求 $K_b=1.2$ 。对照前述分区, 在预防范围, 护道要求只计算, 不施工。但路堤填筑时, 要布水平位移监测点。

(3) 计算反压护道宽度

按规定, 取护道高度 1 m , 此时, 荷载 $P=18.0\text{ kPa}$ 。由(3)式得

$$b = \frac{(K_b - K)F_2}{\pi(S_u + \frac{1}{4}\gamma_{osat}) - p} = \frac{(1.2 - 1.0446)742.50}{3.14(9.0 + \frac{1}{4} \times 16.0) - 18.0} = \frac{115.38}{22.82} = 5.0561\text{ m}$$

护道宽可取 5 m 。

结论和意见

1. (2)式可作为软基稳定性检验。由于路堤是建在其上, 又是稳定的, 那么软基的稳定, 更增加了路堤的安全。

2. 当用(2)式计算的 $K < K_b$ 时, 用(3)式计算反压护道宽度 b 。

3. 从外形结构看, 护道也是路堤, 也有荷载加于路基。由(3)式可知荷载 p , 以负值出现在分母中, b 与其同向增减。为减小护道宽度, p 宜取低值。

4. 护道宽度较大时, 在不增大荷载下(小更好), 可把 b 分级实施。

5. 预压处理软基时, 通常布有垂向排水通道, 这更有利路基稳定。

6. 由(2)式可知, K 随 S 和 γ_{osat} 都为正增加。由于(5)的存在, 筑堤加载后, 孔隙水开始排出, 尤其路基顶部, S 、 γ_{osat} 随之增长, K 增大, 路堤无论是单级还是多级填筑, 在荷载加完时如不出问题, 一般以后也是安全的。

7. 对饱和软土地基, 一般有如下两个特性:

①软土受力后的流动性, 与其厚度无关。饱和软土具流动性, 一旦破坏了平衡, 即开始流动, 这与软土厚度无关。

②软基开挖, 边坡不稳性, 与坡角大小几乎无关。

开挖破坏了原有平衡, 软土就向低压处运动。工程中, 打桩后开挖建造承台, 桩被推斜; 闸基开挖边坡坍塌, 甚至坡角放到10来度, 软土仍在不停地蠕动, 就是实证。

参考文献

- [1] 钱家欢. 土力学[M], 河海大学出版社, 1995.
- [2] 陈希哲. 土力学地基基础[M]清华大学出版, 1987.
- [3] 公路软土地基路堤设计施工规范[S]., 北京: 人民交通出版社, 2005.

第十三届亚洲土力学及岩土工程会议征文通知

2007年12月10—14日

第十三届亚洲土力学及岩土工程会议由印度岩土工程学会 (Indian Geotechnical Society) 主办, 将于2007年12月10日—14日在印度加尔各答召开。会议网址请登陆: www.13ARC2007.com。

会议主要议题: (1)土的物理力学特性; (2)热带和问题土; (3)基础和地基土相互作用; (4)交通和地下结构中的岩土工程; (5)城市地下工程; (6)岩石工程和隧洞; (7)大坝工程; (8)地震工程; (9)环境岩土工程; (10)地基处理; (11)自然灾害防灾减灾; (12)土工合成材料和天然植物; (13)破坏和实例分析; (14)专家系统和神经网络。

提交论文: 论文需要向中国土木工程学会土力学及岩土工程分会提交。论文全文最终向大会提交的时间为2007年3月31日。会议论文集分为两册, 第一册为所有接受的论文, 第二册为主题报告的论文。

论文摘要请提交至中国土木工程学会土力学及岩土工程分会; cimge@tsinghua.edu.cn, 注明“第十三届亚洲土力学及岩土工程会议”。

(中国土木工程学会土力学及岩土工程分会 供稿)

监测技术在深基坑施工中的应用*

梁缘 曹磊 陈立

(解放军理工大学工程兵工程学院 南京 210007)

[摘要] 本文介绍了监测技术在基坑开挖中的重要性,简述了基坑开挖过程中的常用监测方法,分析预警值的设定方法和监测过程中的影响因素。结合工程实例,运用全站仪、反力计等多种手段进行监测,为基坑开挖和支护施工提供了安全保障。

[关键词] 基坑;监测技术;预警值

深基坑工程造价较高,安全储备较小。由于工程所在地的土质、地下水及环境条件的复杂化,它成为了一种难度大、风险高,受多因素影响和制约的工程。特别是在城市建设中的深基坑开挖,周围建筑物林立,地下管线密布,来往人员较多,一旦出现事故,处理起来十分困难。同时,由于存在多种不确定复杂因素的影响,对基坑开挖过程中潜在的危险在支护结构的设计初期很难单纯从理论上预测出来。因此,在基坑施工的过程中,采用科学的监测方法对基坑支护结构、基坑周围的土体和相邻的建筑物、周围道路进行实时、综合、系统的监控是十分必要的。

深基坑的常用监测方法

在深基坑监测的过程中,通常监测的依据是各控制点的变形和位移量。同时,利用各种工程中的传感器,预测支护结构出现较大内力的部位进行跟踪监测。变形量是基坑开挖过程中支护结构、土体相互作用的直观反映,位移与沉降是基坑开挖过程中周围情况的变化最直接的依据,内力是发生变形、位移和沉降的因素。这些既是结构设计和施工过程要求控制的指标,又是各种突发性事件发生的先兆,因而它们是最重要的监测项目,也是设置预警值的依据。目前工程上测量基坑开挖的方法通常有监测坑口支护结构水平位移、支护结构的内力变化、深层的土体位移、周围建筑物的沉降及地下水位监测等多种方法。常用的仪器有全站仪、水准仪、测斜仪、反力计等。综合的应用这些方法,通过几种监测方法之间的互相对比,对提高监测的精度,分析形成预警的原因、指导采取合理措施都有十

* 收稿日期:2006年11月

分重要的意义。

影响监测的因素

监测数据反映了支护结构与地基土及周围环境在基坑施工全过程的受力状态和变形情况,其准确性与监测仪器设备的选用、埋设方法、测试手段以及周围环境工况和自然条件的变化密切相关。仪器的选用种类目前很多,精度也能达到很好的要求。但目前施工监测较多的是仅仅注重了监测本身的工作,往往忽略反映当时现场施工状况和天气、温度等自然状况的记录。在分析的得到的数据时,会因为对当时情况的欠缺而得到不确切的结论,很难正确的报警和提出解决问题的方案。因此,在监测的过程中,除了对技术的要求之外,还应当注意对当时情况的记录。通过现场工程监测,积累工程实践资料,对提高监测的精度,提出正确的处理方案,提高和改进支护结构工程设计水平是十分重要的。

预警值的设定

基坑的开挖与支护是动态的、变化的过程。并且不同的地区由于地质、水文条件、周围环境情况的不同,预警值的设定也存在着差异。并且不同的基坑工程中由于采用的支护方法、支撑抵抗变形的能力、工程安全等级的差别,也会导致安全预警值的不同。表1给出了不同地区不同的等级的支护结构水平位移的允许最大值:

基坑安全等级	武汉	上海	深圳
一	40	60	0.0025H
二	100	90	0.005H
三	200	—	0.01H

有些人对预警值给予了过高的重视,认为只要超出预警值就会导致工程事故的发生。而实际上预警值只是提供给工程人员提示与警告,不一定超过预警值就会出现危险,目的是要求工程人员合理及时地采取措施,避免事故的发生。因此,选择合适的预警值也是工程中值得注意的问题,预警值取得过大,不能够及时地报警,起不到良好的效果。而预警值过小,既造成了浪费,又对施工进行了限制。这里提出预警值的设定方法供给参考:首先,针对施工地区和工程的特点,参考与其相近的工程的实施资料;其次,采用数学分析如神经网络、模糊数学等方法进行采样和预测,对预测值采取一定的安全系数作为预警值。

工程实例

1. 工程概况

某城市快速内环隧道工程开挖段,该地区地质条件经勘察路面以下3—14.3m为淤泥,14.3—20.7m深度范围内为亚粘土。工程采用明挖暗埋法进行施工,基坑的主体采用埋筑

Φ1000的混凝土灌注桩，桩间止水帷幕搅拌桩止水，用重力式围护，基坑在开挖的过程中每挖5m左右设置Φ600的钢管进行水平支撑。本重点监测段为130m左右，基坑的最大挖深达到了15.5m，在最大挖深处采用三道双钢管支撑，基坑的开挖和支撑结构如图1所示：

2. 周围建筑物情况

施工道路两侧建筑物比较密集，主要为厂矿企业、居民住宅等，距基坑距离不等。路口东南角有一幢5~6层住宅楼，距基坑边最近点约9.0m；基坑隧道北出口处东侧为某有限集团办公楼，距基坑边最近点约10.0m。西侧有中国石化加油站，为长45m，宽40m的建筑，其外侧的混凝土柱离公路中心有25m，呈平行于路的矩形分布。图2给出了工地周围建筑物情况及沉降点的布设位置。

3. 施工过程中采用的监测方法

针对本段施工的特点，经过反复的论证，提出了综合的监测方案。

(1) 深层土体位移的监测，其中深层土体位移共布置监测点10个，采用GN-1型测斜仪，测斜管的埋深达到2倍的基坑深度，主要进行深层土体变形的监测。图3显示出深层土体位移随时间变化的曲线。

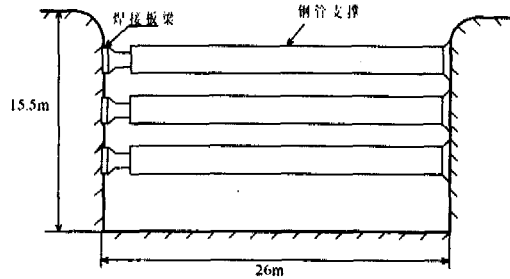


图1 开挖断横断面简图

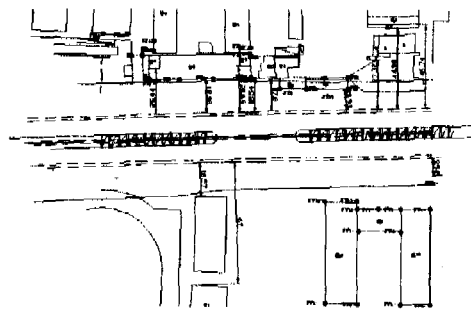


图2 沉降测点及建筑物分布图

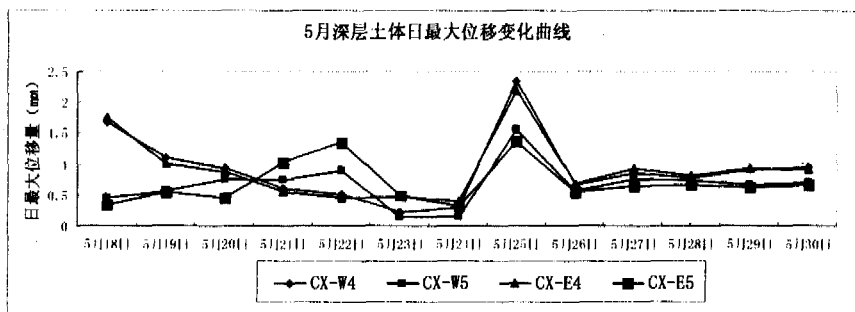


图3 深层土体位移随时间变化的曲线

(2) 基坑端口部圈梁水平位移的监测，主要用GTS-311型全站仪针对基坑开挖较深、底部土质差的区域进行监测。布置圈梁水平位移监测点共18个，其随时间变化曲线见图4。

(3) 支撑轴力的监测，对于水平支撑采用FMJ型振弦式轴力计，并采用DH3816静态应变仪对挖深最大的部位支撑设置应变测点，和反力计进行对比以提高测量的准确性。支撑轴力随时间变化的关系曲线见图5。

(4) 周围建筑物的沉降, 采用DSZ2型自动安平水准仪, 在周围建筑物附近设置观测点, 设置了建筑物和地表沉降测点27个。所有测点中累计沉降最大的测点达到7.8mm, 小于累计沉降报警值(15mm), 见图6。

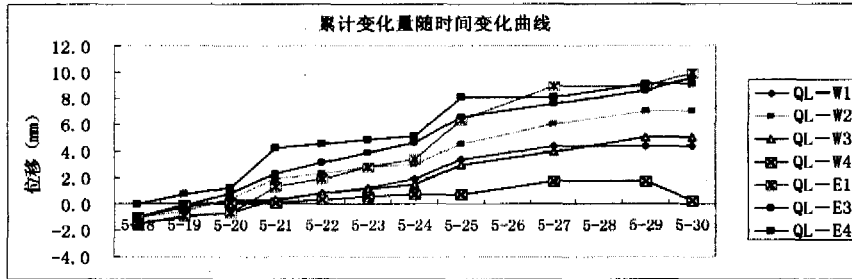


图4 圈梁水平位移随时间变化曲线

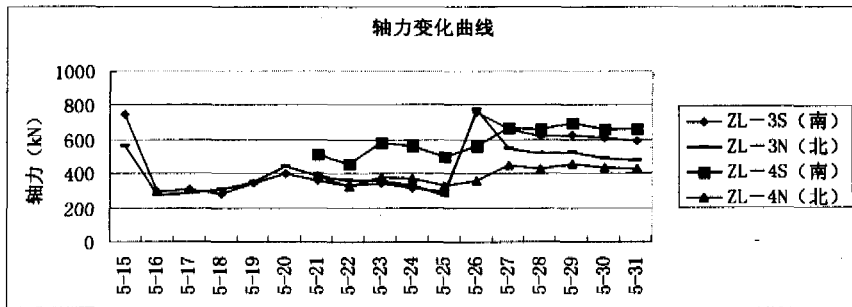


图5 支撑的轴力随时间变化的关系曲线

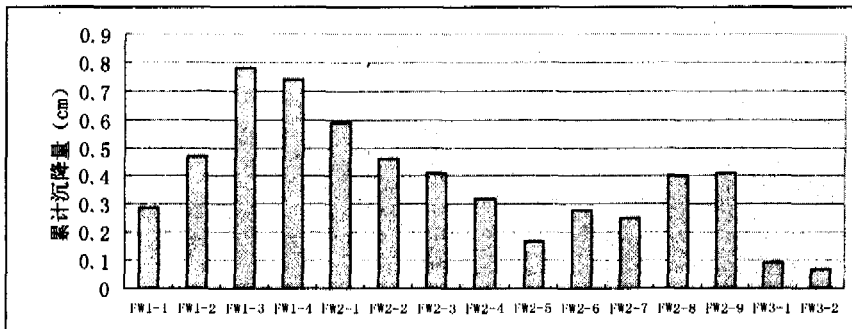


图6 累计沉降位移统计

结论

在工程初期, 施工过程较快, 且由于连续降水的影响, 各监测的指标有不同程度的上升, 若干监测指标接近报警值。综合对建筑物沉降、道路沉降、圈梁水平位移、轴力以及土体深层水平位移的监测值, 可以得到如下结论:

(1) 施工初期, 由于降水、挖深较快、支撑进度慢等原因, 各检测指标均有不同程度的增大, 在距基坑5m左右处某路面出现微裂缝。通过及时与施工单位的沟通, 采取了合适的加固措施, 检测后, 避免事故的发生。

(2) 周边建筑物与道路沉降增量在降水量大时跃变达到或接近报警值, 其他在条件较好的时间各沉降测点的沉降值均比较小。累计沉降量小于报警指标(累计沉降报警值15mm), 说明支撑加固效果明显。

(3) 轴力测试数值表明支撑轴力随施工进度, 有一定的预应力损失。而且双管支撑的两个钢管预应力不等, 使得两管受力不协调, 易发生失稳。补充预应力后支撑轴力变化幅度不大, 但随时间有下降即松弛趋势, 施工中应注意及时进行预应力补充。

(4) 土体深层水平位移基本能够反映现场施工状态变化, 各测点的深层土体水平位移小于报警值。

深基坑的开挖具有很强的地域性, 由于地质和水文条件的差异周围环境的变化都给基坑开挖带来很大的不确定因素。因此, 很难在工程的初期就从理论上对开挖工程中出现的情况做预测, 所以在基坑开挖过程中实时地对基坑进行监测对保证施工的安全是十分必要的。随着各种技术的成熟, 基坑监测的精度和手段都有了日新月异的变化, 也更便于工程实际的应用。在基坑监测工程中总结经验, 整理资料, 对日后指导工程设计、施工都有十分重要的意义。

参考文献

- [1] 赵占广, 杨虹, 谢永利. 基坑支护系统受力计算与动态监测[J], 长安大学学报, 2002, 22(6): 50-53.
- [2] 李惠强, 吴静. 深基坑支护结构安全预警系统研究[J], 华中科技大学学报, 2002, 19(1): 61-64.
- [3] 宋建学, 刘新民, 郑仪. 基坑工程环境沉降测量平差方法研究[J], 华中科技大学学报, 2004, 21(3): 47-50.

☆ 欢迎投稿 ☆

浙江美术馆地下车库基坑围护设计与监测*

胡琳娜 彭宏

(浙江日报报业集团 杭州 310012)

朱建才

(浙江大学建筑设计研究院岩土工程分院 杭州 310012)

[摘要] 根据地理位置、土质条件、基坑开挖深度和周围环境条件,对浙江美术馆地下车库基坑采用土钉墙、钢板桩以及排桩增加内支撑的围护方案,基坑周边采用简易井降水,基坑中间采用排水沟与简易井相结合的排水方案,基坑周边靠近建筑物处则采用压密注浆止水的方案,达到了经济合理的设计目的。

[关键词] 土钉墙;钢板桩;排桩;简易井

前言

拟建的浙江美术馆工程项目由浙江美术馆筹建办开发,该地块位于杭州市南山路东侧,万松岭路以南。拟建物为框架结构,地下一层,地上三层。采用桩基础,桩型为钻孔灌注桩,桩径为800mm、600mm。

本工程±0.000相当于绝对标高11.400m,目前车库基坑周围自然地面为一斜坡,地面相对标高分别取-1.800m、-1.200m、-0.600m、0.000m,车库基础承台底标高(含100mm厚素混凝土垫层,余同)为-6.600m、-7.600m、-8.600m,计算车库开挖深度(按地板底)为6.00m、6.40m、6.60m、6.80m、7.00m、7.60m。

周围环境及工程地质概况

根据提供的资料及实地勘察,场地周边现主要分布军用光缆与高压电线,无其它管线,基坑开挖前将军用光缆与高压电线迁移至基坑周围环境图所示位置;建筑场地周边地形起伏变形较大,高低相差约4.0m;呈西低,东高趋势。基坑北侧轴线距规划道路较远,约17.2m;

* 收稿日期:2006年12月

基坑西侧轴线与拟改道军用光缆距离为28.0m；西侧外墙轴线距用地红线约30.0m；南侧基坑外墙轴线与拟改道军用光缆最近距离为15.1m，与高压线施工配电房最近距离约20.0m；南侧外墙轴线距临时办公用房约7.0m；南侧地下室外墙轴线距红线约16.0m；东侧地下室外墙轴线距红线最近距离约16.70m；东北角地下室外墙轴线距红线较近，约3.0m；基坑东北角有农民住房，距基坑外墙轴线约7.0m。

根据勘察报告，场地地形稍有起伏，基坑开挖影响范围以内的土层分布依次为：

1层杂填土：

灰，黄灰色，湿，松散。主要有碎石，碎砖，碎瓦等建筑垃圾混粘性土组成，以粘性土为主，含植物根系。层厚1.70~5.70米。

3层淤泥：

灰，灰黑色，饱和，流塑。含大量有机质，植物腐殖质，有异味。局部夹有碎块石。无摇振反应，干强度中等，韧性中等，光滑。层厚0.00~5.30米。

4-1层粉质粘土：

灰黄，黄色，湿，软可塑~硬可塑。含氧化铁斑点。无摇振反应，干强度高，韧性高，稍有光滑。层厚0.00~4.30米。

4-2层粉质粘土混砾：

灰黄，黄色，湿，软可塑。含氧化铁斑点。砾石含量占30~35%，粒径一般在2~20mm，个别大于50mm，次圆状，该层局部含有大量漂石，直径大于10cm。层厚0.00~4.80米。

5-1层全风化凝灰岩：紫红、紫色，湿，可塑。岩石矿物全部风化成粘土状或混粘性土砂状，含大量长石。干钻易进尺。层厚2.20~10.0米。

围护体系设计

1. 围护方案选择

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) 基坑开挖深度为6.00m、6.40m、6.60m、6.80m、7.00m、7.60m。

(2) 基坑开挖深度内土质较好，一般为填土、粘质粉土，局部含有淤泥层；

(3) 本工程基坑西侧与南侧附近有军用光缆、高压电线、电信电缆。基坑东北角有农民住房，距基坑外墙

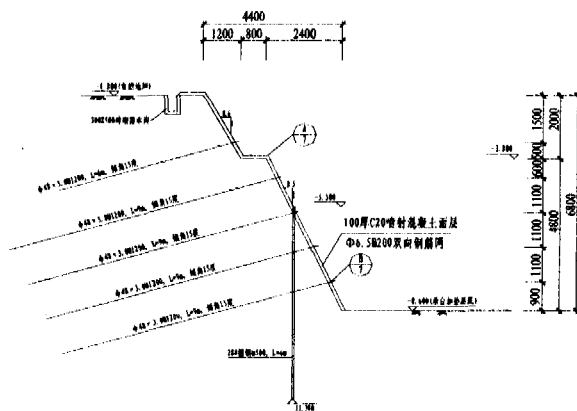


图1 土钉墙加钢板桩剖面

轴线约7.0m。

经多种支护方案比选,本着“安全、经济、方便施工”的原则,最终选用土钉墙、钢板桩以及钻孔灌注桩加一道支撑的支护方案是比较经济合适的。土钉墙具有造价低、施工方便等优点;对基坑东北侧局部较深且与民房接近段采用钻孔灌注桩加一道支撑的支护方案,以保证民房的安全;由于甲方项目管理用房离基坑上坎线仅1m,将军楼离基坑相对较近,因此对这两处均采用土钉墙加钢板桩的围护方案;其他段采用土钉墙的围护方案。

在基坑开挖前,需对开挖范围内的军用光缆、高压电线以及电信电缆进行迁移,以防止在开挖过程中遭到损坏。

根据场地水文地质条件,结合本工程开挖深度,本地主要为上部杂填土中上层滞水为主,因此采用在基坑周边设置排水沟与简易井降水;在基坑内采用集水井与明沟排水。

2. 围护结构做法

(1) 土钉墙

土钉采用 $\Phi 48 \times 3.2$ 钢管,施工时应将钢管前端封闭,在管壁上沿长度方向每隔0.5m设 $\Phi 8$ mm圆孔,圆孔从离坑壁2.5m处开始设置,直至管底。土钉墙面层采用100厚C20喷射混凝土,内配钢筋网 $\Phi 6.5 @ 200 \times 200$ mm。局部土钉墙加钢板桩,如图1所示。

(2) 排桩墙围护结构

内撑式排桩墙采用 $\phi 800$ 钻孔灌注桩作为围护桩,中心距为1000;设一道钢筋混凝土内支撑;支撑顶面标高为-1.000m;支撑截面为 700×700 mm, $600 \text{mm} \times 600 \text{mm}$;混凝土标号为C25。止水帷幕采用桩背后注浆的方案。围护桩深度为-14.600m。支撑桩均利用 $\phi 800$ 工程桩,上部采用角钢构架作法。

降水系统设计

根据场地水文地质条件,结合本工程开挖深度,在基坑四周采用

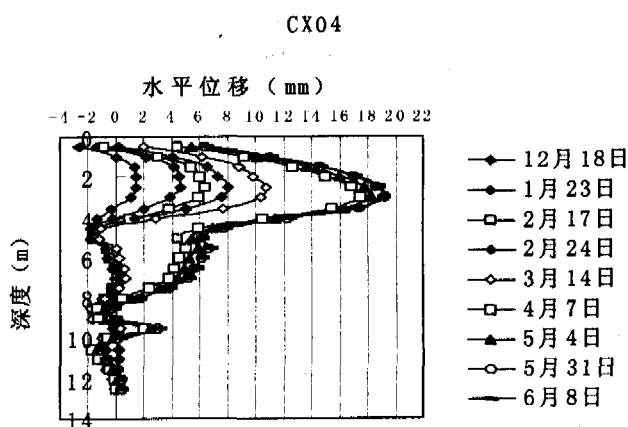


图2 CX04 土体深层位移曲线图

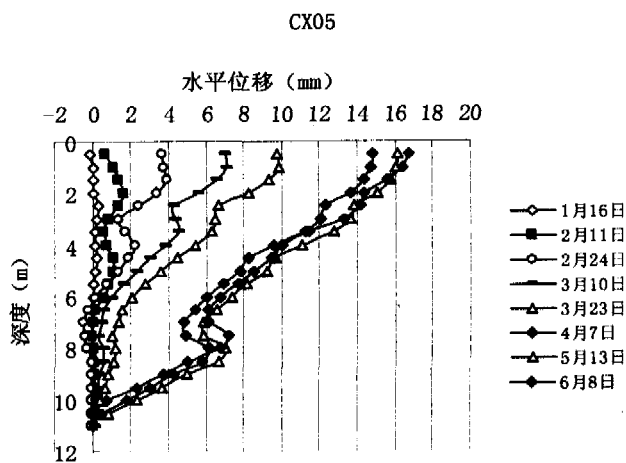


图3 CX05 土体深层位移曲线图

简易井降水,在基坑内部考虑采用排水沟加简易井的排水方案,以保证基坑开挖顺利进行。

现场监测

(1) 监测目的

基坑开挖围护是项风险工程,尤其本围护工程开挖影响深度内软土层土性较差,所以除进行安全可靠的围护体系设计外,尚应有应急措施。

基坑围护体系随着开挖深度增加必然会产生侧向变位,关键是侧向变位的发展趋势如何,因而进行严密的基坑开挖监测非常重要,可及时了解围护体系的受力状况,指导开挖的正常进行,遇异情可及时采取措施,以做到信息化施工。为确保基坑开挖的安全和本工程地下结构施工的顺利进行,应对整个施工过程进行监测。通过现场监测可达到校正、修正设计和指导现场施工的目的。

(2) 监测内容

在基坑开挖期间,对上述监测内容应按基坑开挖程度进行及时测试,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。本基坑主要监测内容为深层土体水平位移和水位监测。

(3) 深层土体位移监测结果

如图2、图3所示,本基坑土体位移相对较小,各测斜管水平位移在基坑开挖期间最大水平位移为19.17mm,小于警戒值50mm。

结语

(1) 本基坑杂填土层相对较厚,在基坑开挖过程中必须注意及时降水,在施工过程中,西基坑北角由于简易井质量不高,不能有效降水,而导致土体产生较大的位移与沉降;施工过程中,在土钉墙上插一些简易的泄水孔,可减小水压力;

(2) 本基坑地形起伏较大,基坑局部实际开挖标高超出设计标高;在施工过程中,应加打土钉数量;

(3) 由于在西湖风景区,排水必须经过水池沉淀与处理;在一定程度上增加了基坑排水与开挖的难度;

(4) 对于靠近将军楼、甲方项目管理用房部位,采用钢板桩加土钉的围护方案是经济有效的。

(5) 桩加撑部位靠近民房;桩背后采用注浆止水效果较好,比采用高压旋喷桩止水造价低;但在注浆的过程中,应将压力控制在较低的范围,减少对周围建筑物及道路的影响。

浅谈基坑基底渗水的处理方法*

李楚平

(广东省基础工程公司 广州 510620)

【摘要】工程中由于充分考虑到地质水文情况施工,不同工艺的混合施工及施工工艺自身存在的缺点造成基坑基底的渗水、流砂。但是充分考虑旋喷桩施工工艺的特点后,进行堵漏,成功的解决了基底渗水流砂的问题。较好地解决了相关分项工程施工交叉干扰的矛盾,确保了各分项工程的质量、工期、投资控制,取得了较好的经济和社会效益。

【关键词】搅拌桩;基底渗水;旋喷桩;止水帷幕

施工概况

广州市轨道交通某盾构工程区间明挖段和盾构井的起点里程为YDK2+200(ZDK2+204.318),终点为YDK2+435(ZDK2+440.412),全长约235m,其中由西至东分为路基段(长约30m)、重力式挡墙段(搅拌桩段,长约45m)和连续墙段(长约160m)。西接高架桥区间,东接盾构隧道区间,明挖段净宽18.7m,净深0~14.088m,由西往东以55%坡度下坡。

工程地质水文情况

(1) 工程地质情况

明挖段基坑底部大部分区域为海陆交互相淤泥或淤泥质土层,盾构井基底为冲积中粗砂层,基底砂层厚度较大,地基承载力低。淤泥、淤泥质土具高灵敏性,高压缩性,工程地质条件较差。

(2) 工程水文情况

勘察所揭露的地下水水位埋藏较浅,稳定水位埋深为0.20~3.30m,平均埋深1.50m,标高为4.84~6.40m,平均为5.80m。地下水位的变化与地下水的赋存、补给及排泄关系密

* 收稿日期:2006年6月

切, 每年5~10月为雨季, 大气降雨充沛, 水位会明显上升, 而在冬季因降水减少, 地下水位随之下降, 年变化幅度为2.5~3.0m。

地下水按赋存方式分为第四系松散岩类孔隙水, 层状基岩裂隙水。

①松散岩类孔隙水

第四系海陆交互相沉积砂层、冲积—洪积砂层为主要含水层, 渗透系数0.68~18.77m/d。地下水与珠江河水有水力联系, 地下水丰富。

②层状基岩裂隙水

层状基岩裂隙水主要赋存在白垩系红层碎屑岩的强风化带和中风化带, 由于岩石裂隙大部分被泥质充填, 故其富水性不大, 岩体大部分完整, 地下水赋存条件较差。

地下水补给与排泄: 勘察范围内大气降水、珠江河水是地下水的主要补给来源, 排泄主要表现为大气蒸发及珠江退潮时向江河排泄, 地下水位受季节和江河水潮汐的影响明显。

基坑围护结构施工方法

由于场地地质条件较差, 存在大范围软土和液化砂层, 地基承载力和围护结构稳定性难以满足。为改善地层条件, 消除液化, 在基坑开挖前对基坑底部土体进行预先加固, 采用 $\phi 500$ 搅拌桩咬合100mm和150mm, 格栅式布置, 沿线路方向排间间距为1.5米, 垂直线路方向排间间距为1.5米~3米, 加固范围根据基坑深度和地质条件不同, 分别为底板以下5~8米, 局部地方(雨水泵房处)加深, 进入不透水层。搅拌桩加固示意图如图1所示。

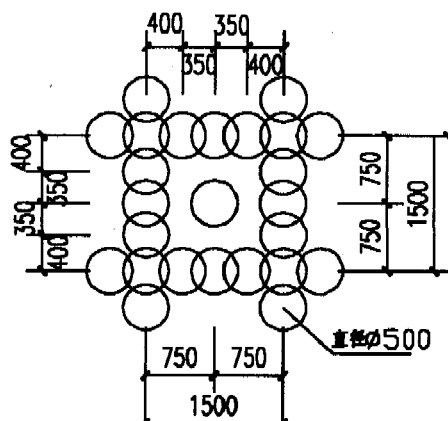


图1 搅拌桩加固示意图

由于砂层分布广, 地下水丰富, 为了增强围护结构止水效果, 防止塌孔, 同时满足施工要求, 在连续墙冠梁上走龙门吊, 在连续墙下方施做2排 $\phi 800@600$ 旋喷桩(加固里程为YDK2+318.6~YDK2+435.8)和1排 $\phi 1000@750$ 旋喷桩(加固里程为YDK2+275~YDK2+318.6), 旋喷桩加固深度自墙底以上0.5米至进入相对不透水层2米以下。连续墙底部及围护结构西端止水旋喷桩加固如图2所示。YDK2+275~YDK2+435段: 长度为160m, 基坑深度为4.028~14.088m, 采用地下连续墙加内支撑体系。连续墙厚800mm, 分幅长度约4~7米, 嵌入深度5~10米, 接头采用工字钢接头; 在里程YDK2+275(ZDK2+280.412)处, 沿基坑横断面方向施作1排 $\phi 1000@700$ 旋喷桩形成止水帷幕。里程YDK2+340~YDK2+344.3段: 基坑深7.703~7.939米, 该段因雨水泵房局部加深, 连续墙相应加深进入不透水层。围护结构局部雨水泵房处剖面示意图如图3。

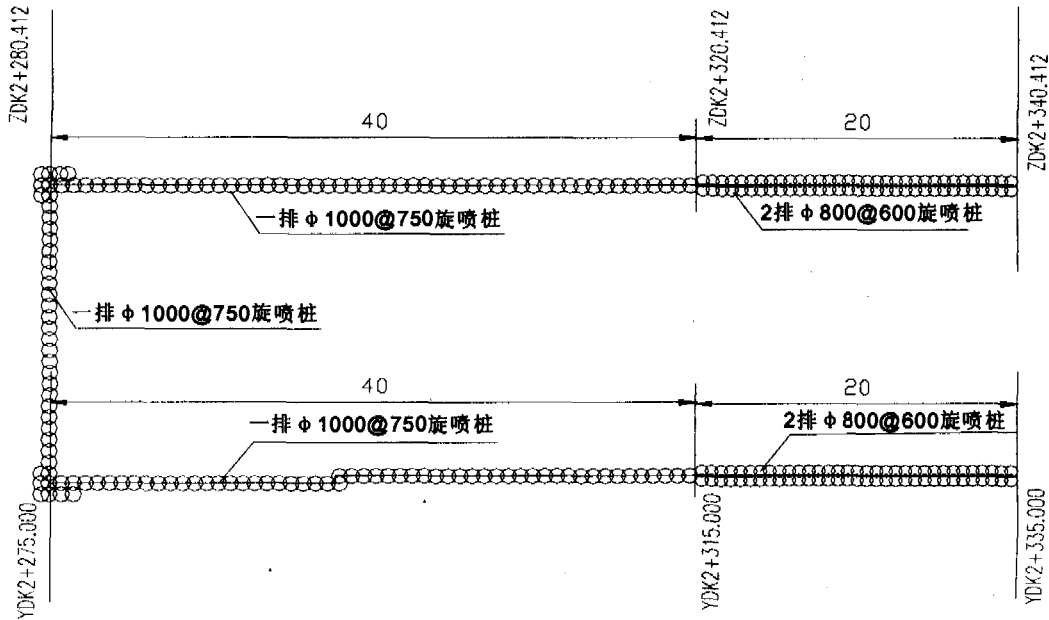


图2 旋喷桩加固示意图

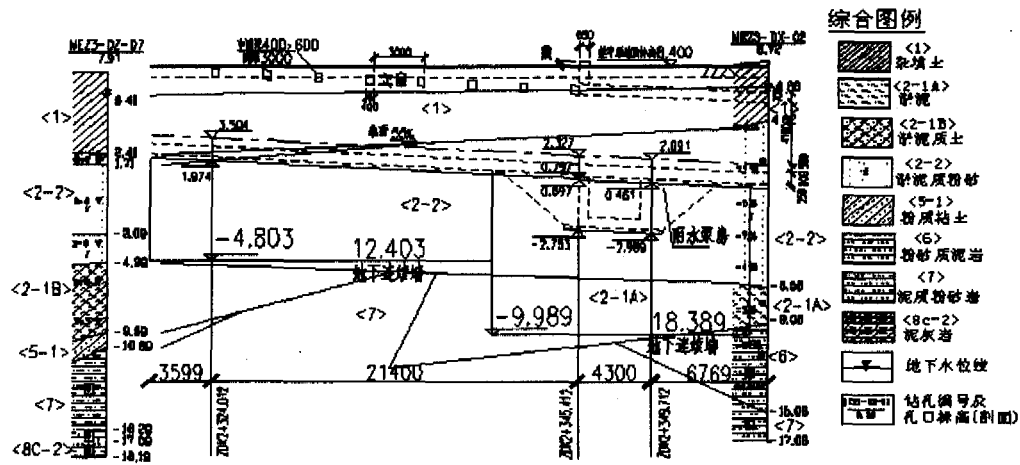


图3 围护结构局部雨水泵房处剖面示意图

基坑土方开挖后出现的问题

施工中由于工期紧张及场地管线迁改等问题,存在各工序交错施工。首先是搅拌桩地基加固施工,搅拌桩施工过程中连续墙及旋喷桩也穿插施工,东端连续墙直接进入不透水

层；西端则在搅拌桩加固完成后，在连续墙底施工旋喷桩进入不透水层2m。

连续墙施工完毕，土方开挖至基坑基底后，雨水泵房以西基底面出现渗水现象，且伴有一定量的中细砂从基底面涌出，随着基底55‰的坡度往基坑东端渗流，渗水导致基坑不能进行基底处理垫层及防水层施工，雨水泵房开挖后发现搅拌桩之间的渗水、流砂更严重，渗水系数达到 $10\text{m}^3/\text{d}$ ，流砂系数 $1\text{m}^3/\text{d}$ 。雨水泵房渗水流砂如图4所示，导致雨水泵房不能开挖。



图4 雨水泵房渗水流砂示意图

问题分析

土方开挖后已经采用基底靠连续墙两边盲沟引水至集水井，用水泵抽水至地面排水沟的措施。基坑围护结构通过连续墙或旋喷桩施工进入不透水层，形成一圈密闭的结构，基坑外的地下水理论上不可能进入基坑内。

如果是这样，基坑内的地下水渗出量不可能大到不能进行基底垫层施工，故地下水一定是从围护结构的某个部位进入基坑。或者围护结构某个部位施工没有进入不透水层。地下水进入基坑后，通过格栅式搅拌桩底部向基底面渗出。地下水基坑底渗出部位如图5所示。

原因分析：(1) 连续墙接头漏水引起并不可能。本工程的施工中连续墙接头都是采用工字钢接头，且施工中挖槽的地质显示是以淤泥及淤泥质砂层为主，放钢筋笼过程也很顺利，接头采用泡沫板及木板片用钢丝绑扎，接头的清洗也比较仔细，混凝土的泵送量与理论量比例也比较正常。土方全部开挖后从连续墙接头面观察基本没出现漏水现象，可推断进入基坑底以下的连续墙接头出现漏水可能性也比较小。(2) 基坑西端里程为YDK2+275 (ZDK2+280.412)处一排横向的旋喷桩止

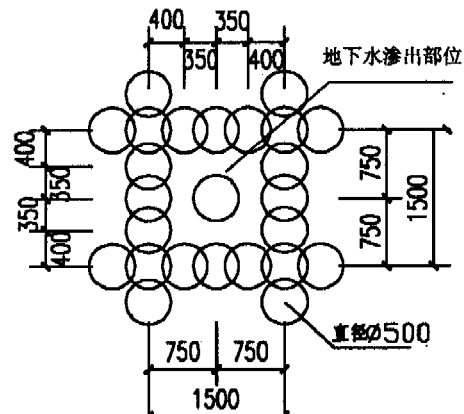


图5 地下水渗出部位示意图

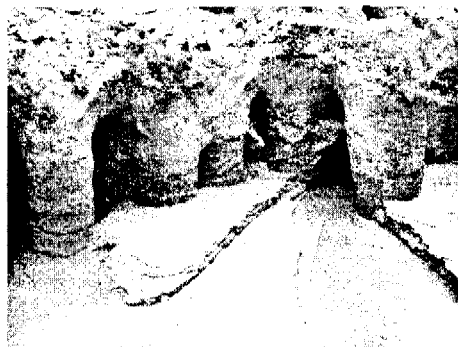


图6 搅拌桩间渗水流砂图

水帷幕施工质量不好出现漏水现象。原因不能排除,虽然施工中根据设计要求旋喷桩是进入不透水层2m,但是由于施工中存在的因素:旋喷桩在地面施工,桩长又达到22m,桩机钻孔时垂直度得不到保证,可能造成个别桩长没有进入不透水层,桩与桩之间的搭接没有达到要求等。(3)基坑西端先进行了搅拌桩地基加固,而后在连续墙底部进行旋喷桩止水施工,旋喷桩上面的连续墙底并没有进入不透水层。另外搅拌桩施工完成后,再施工旋喷桩,两种施工工艺的混合施工存在问题,搅拌桩施工贴着连续墙内表面线,施工中由于搅拌桩的施工特性,必定部分水泥浆会侵入连续墙所在地层,且搅拌桩施工中由于机具设备及人为的各种原因,造成搅拌桩之间的搭接不好,存在漏缝,具体见图6。旋喷桩施工中钻孔及旋喷质量都会存在一定的缺陷,桩间的搭接不好、水泥浆的旋喷遇到先前搅拌桩施工的水泥硬块等使施工也会存在缺陷,这必定会使基坑围护结构以外的地下水渗入基坑,主要的原因找到。

补救措施及效果

渗水原因找到了,但是找不出具体的漏水部位,很难在施工中找到堵漏的方法,即使基坑两边挖盲沟排水,但是水从基坑底面各个位置渗出,且渗出一定量的中细砂,给堵漏施工增加了更大的难度。

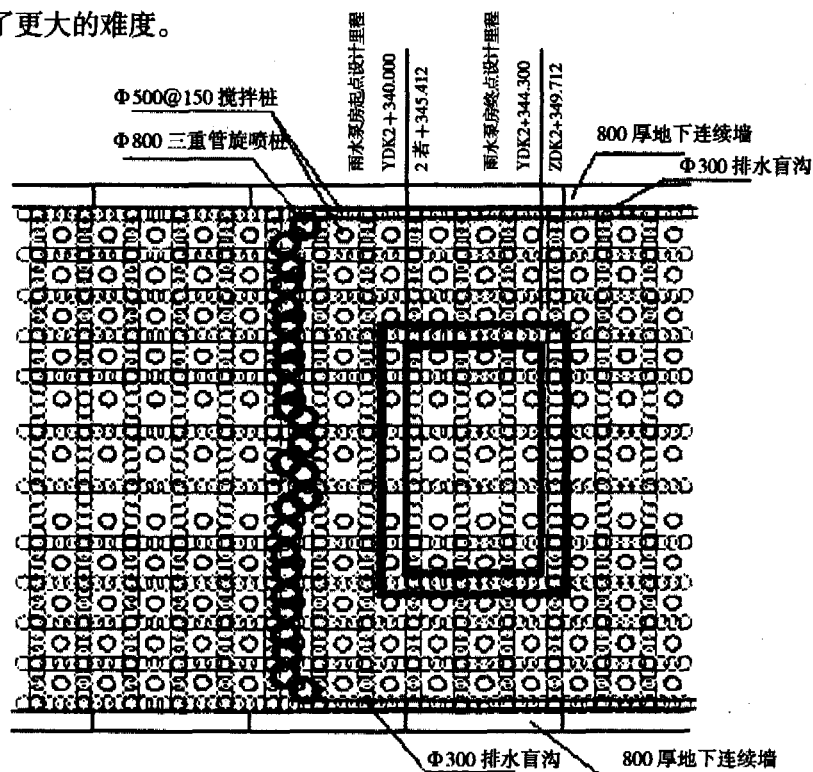


图7 基底搅拌桩间旋喷桩施工平面示意图

综合各种原因及堵漏方案,通过慎重考虑之后,决定在靠近雨水泵房西端的1.5m处横向加多一排 $\Phi 800$ 三重管旋喷桩,旋喷桩就施工在格栅式搅拌桩中间空位处。旋喷桩的施工如下图7所示,即利用旋喷桩施工的特点,水泥浆可通过压力的作用下进入搅拌桩施工中存在的空隙,在雨水泵房西侧形成一道防水层,桩顶位于基坑基底面,桩底达到该处的连续墙底,进入不透水层,桩长10m,两边的旋喷桩与连续墙的空位各开挖一条 $\Phi 300$ 的盲沟。两条盲沟引水至盾构井的集水井,在集水井中放水泵抽水排走。旋喷桩采用XY-100型地质钻机钻孔,钻孔孔径为 $\Phi 130$ 。钻孔时钻机平衡,开孔孔位准确,钻孔垂直度偏差 $\leq 1\%$,由于桩机在基坑底施工,因此钻孔垂直度能得到更好的保证。确保旋喷管能顺利导入孔底。在砂层等不利地层处钻孔时,采用泥浆护壁,泥浆的主要性能指标控制为:比重1.2~1.3,粘度22~30S,含砂率 $< 8\%$ 。当钻孔完成后即将旋喷管插至孔底。在插管过程中,为防止泥砂堵塞喷嘴,可边射水、边插管,水压力不超过1MPa。施工前检查高压设备及管路系统,其压力和流量必须满足要求。注浆管的接头密封圈必须良好。

旋喷桩施工完后,其真正作用也是在该处形成一道止水帷幕。该排旋喷桩西侧的基底渗出的地下水开始通过盲沟导入集水井,基底可以进行铺碎石即进行垫层混凝土施工。再开挖雨水泵房,发现土方开挖过程中渗水很少,更没有出现流砂现象,雨水泵房开挖非常顺利,基底渗水问题得以解决。

经验教训

本工程中由于设计及施工等方面从基坑受力分析及节约施工成本方面考虑,在围护结构雨水泵房以西对连续墙长度进行了缩短,没有进入不透水层,取而代之用旋喷桩进行止水加固。而地基加固由于施工面积较大,施工工期较长等原因,施工质量得不到保证,桩与桩之间的搭接不好。综合各方面的因素导致基坑基底渗水,雨水泵房也由于渗水、流砂原因开挖不了。造成了工期的延误等后果。从而给了我们一个经验教训:在淤泥层、砂层等软弱地层进行基坑开挖,必须充分考虑地层的地下水来源以及补给情况,从而在施工中合理运用各种地层加固、止水施工工艺,避免基坑开挖后的水土流失,以造成地基失稳。

工程施工中各种施工工艺的混合施工有时往往会带来意想不到的问题,给施工带来不小的麻烦,但是有时能利用不同施工工艺的结合也能解决常规方法不能解决的问题。在本文所述的工程施工中,正是用旋喷桩施工的特点,成功的解决了基坑基底渗水问题。同时较好地解决了相关分项工程施工交叉干扰的矛盾,确保了各分项工程的质量、工期、投资控制,取得了较好的经济和社会效益。

兵器部疗养院集资房地下车库 基坑工程支护施工实践*

王剑飞

(富阳市建筑设计院 富阳 311400)

[摘要] 本文介绍一个场地周边环境较复杂的基坑支护实例,可供类似工程借鉴。

工程概况

1. 工程简介

兵器装备集团杭州疗养院集资房工程由2幢小高层、4幢多层、1幢门诊楼、1幢营业房及一层地下车库组成,基坑平面形状不规则。

本工程基坑开挖深度约在3.7~3.8米左右,开挖深度基本一致。基坑东侧6米为拟建建筑,西侧为空地;距基坑北侧10米为新民路,路边架设有废弃管道。距拟建建筑物最近约2米,基坑南侧距拟建建筑物最近约2米,南侧还有2幢未拆除民房。

2. 工程地质状况

根据地质勘察报告,场地地基土层可分为4个工程地质层,由上至下依次为:素填土①-1,粉质粘土②-1,淤泥质粉质粘土③-1,粘质粉土③-2。

①-1层、素填土:

灰黄色,松散,稍湿~湿,以碎块石为主,夹少量粘性土,碎块石粒径一般5~9厘米,少量达20~30厘米。

②-1层、粉质粘土:

灰黄色,软塑~可塑,饱和,干强度中等,中等压缩性,中等韧性,摇振反应无,稍有光泽,含铁锰质氧化物。

③-1层、淤泥质粉质粘土:

灰色,流塑,饱和,干强度中等,中等压缩性,中等韧性,摇振反应无,稍有光泽,含有机质及少量植物腐殖质,局部夹粉土。

③-2层、粘质粉土:

灰色,松散~稍密,湿,干强度低,中等~高压缩性,低韧性,摇振反应迅速,无光泽,

* 收稿日期:2006年12月

含云母屑、粉细砂薄层和粘性土薄层，局部夹砾砂夹层。

基坑开挖影响深度范围内土层主要设计参数如下表1:

表1

层号	土层名称	γ (kN/m^3)	剪力指标 (快剪)		渗透系数 Kh(cm/s)
			C (kPa)	Φ ($^\circ$)	
①-1	素填土	18.0	10	12	
②-1	粉质粘土	18.8	17.1	6.5	3.0×10^{-6}
③-1	淤泥质粉质粘土	18.2	10.6	6.7	5.3×10^{-6}
③-2	粘质粉土	18.3	6.6	15.8	3.6×10^{-6}

场地地下水主要为孔隙潜水和深部空隙承压水。本场地浅部地下水埋深较浅，埋深在地表下1.2~2.0米左右，孔隙潜水水位变化较大，主要受大气降雨、季节变化和富春江水位变化直接影响。孔隙型承压水水位变化较稳定，主要受北侧山体地下径流和富春江水补给影响，小部分由上层潜水越流补给。渗透系数在 10^{-6} — 10^{-5} cm/s数量级之间。孔隙承压水对本工程的支护无影响。

基坑支护方案的选择

综合本工程的上述特点，根据“安全、经济、方便施工，并确保施工期间基坑稳定，基坑周边建筑物安全”的设计原则，采用土钉墙、放坡来作为本工程的基坑围护。围护结构的典型剖面如图1:

施工要点

1. 土钉墙施工工艺流程:

测放边线→边坡作业沟槽开挖→人工修坡→土钉孔定位、成孔→制安土钉或锚杆(管)→配置灌注水泥浆→绑扎钢筋网→焊接加强筋→配置混凝土→喷混凝土面→下一段(层)挖土→重复上述工作→结束。

2. 挖土

挖土顺序及深度、范围严格按土钉墙施工要求进行，土钉墙的围护是随着基坑挖土而逐步实施的，因此土钉墙施工与挖土作业交叉进行，二者的配合至关重要，直接关系到基坑的安全和施工工期，需合理安排，分块、分层进行，每层超挖深度不得超过50厘米，不得擅自提前开挖，避免边坡暴露时间太长。机械挖土后马上进行人工修整，经修整后的边

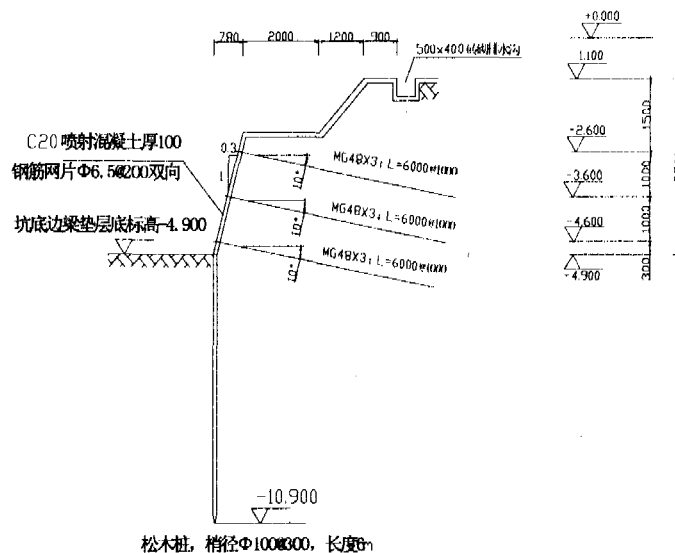


图1 土钉墙剖面示意图

坡需满足坡度要求。在基坑逐层开挖支护的过程中,对自身强度极低,流塑性较大的流沙或淤泥质土以及局部出现的坍塌情况,采用浅挖跳打法施工,及时挂网混凝土喷面和植入1.5-2.0米的摩擦钢管或钢筋。

在工程施工中,对于易坍塌的土体采用以下措施:

(1)对修整后的边坡立即喷上一层混凝土(混凝土中掺加速凝剂),待凝结后再进行钻孔。

(2)在作业面上先构筑钢筋网喷混凝土面,而后进行钻孔,设置土钉。

(3)先将作业深度上的边壁做成斜坡,待钻孔并设置土钉后再清坡。

3. 土钉制作、安装

土钉采用 $\Phi 48 \times 3.5$ 米的钢管,钢管头做成封闭尖状,钢管全长每隔0.5米焊接环行倒刺,防止钢管锚入时泥土堵住出浆孔。并在倒刺后开设8毫米的出浆孔,注入水泥浆以提高抗拔力,所有出浆孔面积总和不得超过锚管口径面积的30%。

4. 土钉孔定位、成孔

土钉成孔前,应测放出孔位并作标记,土钉孔位采用水准仪及钢尺测放,采用短钢筋插入土体作标记,土钉在施工时若遇到障碍物,可作适当调整,孔位(孔距)允许偏差 ± 10 厘米,土钉向下水平倾角为10度,钻孔的倾角偏差 ± 1 度,孔径允许偏差为 ± 5 mm,孔深允许偏差 ± 100 mm,成孔过程中做好成孔记录,按土钉的编号逐一记载取出的土体特征、成孔质量等,成孔后及时安放土钉钢管并注浆。

5. 配制、灌注水泥浆

土钉注浆采用32.5级的普通硅酸盐水泥配制等级为M20的水泥浆,水灰比为0.5,根据土质情况,掺入适量的减水剂和早强剂,以提高水泥浆在孔内的流动性及早期强度。

注浆采用压力注浆,注浆压力为0.6Mpa,注浆管插入至孔底25厘米,并在孔口或管口进行封堵,注浆开始或中途停止超过30分,应用水或稀水泥浆润滑注浆泵及其管路。施工时水泥浆应搅拌均匀,一次拌和的水泥浆必须在初凝前用完,锚固体孔径 $D=120$ mm。

注浆压力达0.4—0.6Mpa时,稳压5分后,在加注压浆,使浆液向土钉周边土层渗透挤压,以增强土钉的抗拔力。

6. 钢筋网的制作

钢筋网采用 $\phi 6.5 @ 200 \times 200$ 钢筋网片,单层布置,钢筋网与坡面的间隙不宜小于30mm,施工时可在钢筋网里适当垫砖或用插入土中的钢筋固定,确保在喷射混凝土前,面层内的钢筋网片固定在边壁上并符合保护层厚度要求。钢筋网用铁丝绑扎,上下层钢筋网搭接处需点焊,搭接长度大于30厘米,在钢筋网外采用采用2 $\phi 14$ 加强筋固定在土钉上,采用双面焊,焊接必须牢固。

7. 配制、喷射混凝土

喷射混凝土采用干法喷射,混凝土强度等级为C20,厚度为10厘米,分两层施工。混凝土配制采用中砂和最大粒径不大于12mm的碎石,混凝土掺入2%-5%速凝剂,掺入适量速凝剂的混凝土初凝时间 ≤ 5 分钟,终凝时间 ≤ 10 分钟。为确保喷射混凝土厚度达到规定值,可在边壁上打入样钉作为检验标志。

为保证施工的安全使开挖面及时得到防护,首先喷射第一层混凝土,然后成孔、安装土钉、绑扎钢筋网片。最后喷射第二层混凝土直至设计厚度。喷射第一层混凝土时为确保喷射的混凝土能较好地附着在开挖面,可在开挖面上布设40厘米长直径为6毫米,间距为0.8米的短钢筋,打入土体30厘米,成梅花形布置,短钢筋之间用5#铁丝绑扎连接,剩余10厘米露在外面,兼作喷射混凝土厚度检测用。

施工监测

在施工时,现场布设了斜孔观测土体的侧向位移;布设了土体深层位移监测孔10个;布置了水位监测孔13个,监测土方开挖期间地下水的变化情况;基坑周边布设了沉降观测点28个,监测工作从基坑围护工程开始,到基坑围护结束,共观测了131次,在监测实施过程中,各测点数据如下表2:

监测成果表

表 2

监测项目	最高值	最高值编号	最低值	最低值编号
测 斜	42mm	Cx6	17.3mm	Cx9
地下水位	-6.87m	Sw2	-9.43m	Sw7
周边沉降	32.1mm	CJ13	8.52mm	CJ4
支撑轴力	5873kN	ZL5	1745kN	ZL13

本基坑周边最大水平位移及沉降<50毫米,连续三天位移速率<4毫米/天;符合规范要求。为了检测土钉墙的稳定情况,在施工中对土钉进行了抗拔力测试,每层抽取3根进行抗拔试验,检验土钉与土体的握裹力(抗拔效果),结果符合规范要求。

工程体会

1. 通过本工程基坑边坡的施工,对基坑边坡围护结构的重要性有了深刻认识。在支护结构设计时,由于土体中不确定因素很多,故对土体力学指标及地面荷载取值,以及支护结构形式的确定,都需要根据现场环境,进行认真的分析比较,要符合工程实际情况,只有这样,才能从总体上保证支护结构的安全性和经济性。

2. 在基坑支护施工过程中,要解决场地拥堵状况,减少放坡,采用土钉墙结合放坡,也能有效利用边坡滑动体作为施工场地,但必须确保滑动体的安全系数。

参考文献

- [1] JGJ94-94《建筑桩基技术规范》[S]. 北京:中国建筑工业出版社,1995
- [2] 刘俊岩《深基坑工程》[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2001

低强度桩复合地基技术及其工程应用*

王晓峰

(浙江钱江房地产开发实业有限公司 杭州 310053)

傅才华

(浙江余姚建设工程安全质量监督站 余姚 312300)

[摘要] 本文介绍了低强度混凝土桩复合地基技术加固机理、施工技术及其工程特性, 并结合某工程现场测试资料, 对低强度混凝土桩复合地基的性状进行了分析。

概述

凡复合地基中竖向增强体是由低强度桩形成的复合地基, 可以统称为低强度桩复合地基。在上部荷载作用下, 桩间土与桩体通过变形协调, 共同分担荷载。低强度混凝土常用水泥、石子及其他掺合料(如砂、粉煤灰、石灰等)等制成, 强度一般处在5MPa~15MPa范围内。

低强度混凝土桩复合地基可以充分发挥桩体材料的潜力, 又可充分利用天然地基承载力, 并能因地制宜, 利用工业废料和当地材料, 因此具有较好的经济效益和社会效益, 近些年来在建筑、交通、水利及市政等部门得到了广泛的推广应用。

低强度混凝土桩施工技术

低强度混凝土桩常采用当地材料, 因地制宜配制各种配方的低强度混凝土。如1990年中国建筑科学研究院地基所开发了水泥粉煤灰碎石桩(CFG桩)复合地基, 1991年浙江省建筑科学研究所等单位开发的低强度水泥砂石桩复合地基, 1996年浙江大学岩土工程研究所开发的二灰混凝土桩复合地基以及低标号(如C10)素混凝土桩复合地基等, 均属于低强度混凝土桩复合地基。

CFG桩的成桩工艺是将碎石、粉煤灰、石屑、水泥和水按一定的配合比搅拌均匀, 利

* 收稿日期: 2006年9月

用振动打桩机击沉直径为300mm~400mm的桩管,在管内边填料,边振动,填满料后振动拔管,并分三次振动反插,直至拌合料表面出浆为止。

低强度水泥砂石桩、二灰混凝土桩和低标号素混凝土桩均采用普通振动打桩机成孔灌注工艺,只是桩体材料的选用上有所不同。低强度水泥砂石桩的桩体材料以砂石作为主要骨料,掺入少量水泥,有条件时也可掺入粉煤灰等工业废料其桩体立方体抗压强度为5MPa左右,静力受压弹性模量约为 0.88×10^4 MPa。二灰混凝土桩的桩体材料是将水泥、石灰、粉煤灰、石子、砂和水按一定的配合比搅拌均匀而成,其中砂石作为骨料,起骨架作用,水泥、粉煤灰、石灰和水形成浆体,包裹在骨料表面并填充孔隙。粉煤灰的掺入可代替一部分水泥,并可以增加混合体的后期强度。石灰的作用是形成少量浆体的同时,使粉煤灰在碱性环境下加快水化反应,起促进剂或激发剂作用。低标号素混凝土桩的桩身材料就是常规的低标号素混凝土,常用的有C10素混凝土桩。

上述三种桩型的典型施工方法如下:首先把预制好的锚头(桩靴)埋在预定的地表面,接着将打桩机移至锚头上方,并将空心钢管套在锚头上。钢管外、内套管的下端面与桩靴上的外、内支承面相接触,上部与压盖连接,并通过钢缆与打桩机相连。打桩时,打桩机上的卷扬机往下拉动钢缆,使钢管压迫桩靴尖头一起压入土层。在下沉到预定深度时,分批往钢管桩中灌注砼,一边振动,一边拔出钢管桩(留下桩靴),即成低强度混凝土桩。

低强度桩复合地基工程特性

低强度砼桩复合地基具有如下的工程特性:

1. 适应性强

低强度混凝土桩复合地基可适用于处理粘性土、粉土、砂土、人工填土和淤泥质土等各种土性的地基。适用的基础形式也是多样的,它既可用于建筑工程中的条基、片筏基础、箱基等刚性基础之下,也可用于道路工程中的路堤柔性基础之下。

2. 地基承载力提高幅度大

低强度混凝土桩复合地基可以较好地发挥桩体和桩间土的潜力,桩体较强的置换效用可使桩体承担较大比例的荷载,而且桩体可全桩长发挥桩的侧摩阻力,并将荷载传递给较深的土层,所以低强度混凝土桩复合地基可以较大幅度地提高地基承载力。当天然地基承载力较低而上部荷载又较大时,一般柔性桩复合地基由于桩身材料强度的限制较难满足设计要求,而低强度砼桩复合地基就比较容易实现。

3. 工后沉降量较小

因施工工艺的不同,低强度混凝土桩的长度可大大超过常规的水泥土桩,因此地基处理的深度大,复合地基工后沉降量较小。

4. 垫层的调整作用显著

垫层是低强度混凝土桩复合地基的一个重要部分,是由粒状材料(砂或砾石)组成的

具有一定厚度的散体垫层。通过设置垫层具有以下作用：(1)可有效地减小桩土应力比，减小桩体轴向应力，增大桩间土承担的荷载；(2)增大桩间土水平向应力，对桩体的侧向应力也随之增大，可有效地改善桩体的受力状态，减小了桩体上端被剪坏的可能性；(3)由于低强度桩间距相对较大，桩体上端易产生向上的刺入变形，在桩体上端存在负摩擦区，阻碍了桩间土的下沉，使桩间土承载能力得到了提高；(4)减小了基础底面的应力集中，改善基础底板的受力状态。

5. 施工质量易保证

目前低强度混凝土桩的施工工艺比较成熟，施工参数易控制，其施工质量比水泥土桩有保证，同时施工速度也较快。

工程应用

杭(杭州)宁(南京)高速公路某通道位于软土地区，该通道箱涵尺寸为6m×3.5m(净高)，通道两侧填土高度为2.5m。地基各土层厚度及物理力学性质指标见表1。根据设计要求试验段地基经处理后地基容许承载力需达到100kPa以上。

地基土物理力学性质指标

表1

编号	土层名称	层厚(m)	含水量 ω (%)	重度(kN/m ³)	孔隙比	压缩模量(MPa)	渗透系数 K_f (cm/s)	渗透系数 K_v (cm/s)	压缩指数
I1	(亚)粘土	3.4	32.7	18.8	0.948	4.98	0.69E-7	1.10E-7	0.161
II	淤泥质(亚)粘土	6.6	47.3	17.5	1.315	2.17	1.68E-7	1.29E-7	0.42
III3	淤泥质亚粘土	12.7	42.4	17.8	1.192	2.77	2.29E-7	1.40E-7	0.41
IV1	亚粘土	13.1	28.3	19.4	0.794	8.42	1.02E-7	3.32E-8	0.18
V2	亚粘土粘土	12.4	25.6	19.8	0.734	8.65			
V4	含砂亚粘土	3.3							

取低强度砼桩桩径为 $\phi 377$ mm，桩长为18.0m，复合地基置换率为0.028，单桩容许承载力为217.8kN，复合地基容许承载力为108.9kPa，地基总沉降量为14.5cm(其中加固区沉降量3.0cm，下卧层沉降量11.5cm)，预压1年后，工后沉降量为9.2cm。

由于低强度砼桩复合地基沉降量较小，而与其接头的路段仍采用排水固结法处理，两交接处必然存在一定的沉降差。为减缓交接处沉降差异和沉降速率，在低强度砼桩处理和塑料排水板处理之间设置过渡段，以协调两者的沉降，起到调节过渡作用。过渡段地基仍采用低强度混凝土桩复合地基，通过改变桩长和置换率等施工参数来调整不同区域的工后沉降，以适应其两侧不同的地基处理方法。

根据刚性基础下复合地基设计理论计算，在通道附近的过渡段，不同桩长条件下地基的总沉降量、工后沉降量也不同，其结果见表2。

不同桩长条件下地基的总沉降量、工后沉降量

表2

桩长(m)	15	16	17	18	19	20
总沉降(cm)	19.5	17.7	15.9	14.1	12.3	10.5
工后沉降(cm)	13.2	11.8	10.3	8.9	7.4	6.0

根据上述分析及有关资料,并考虑一定的安全系数,K101+960通道过渡段长度应满足:沿路线方向工后总沉降差不大于60mm,且纵坡率不大于0.4%,由此确定过渡段长度为15m。根据前述思路,在满足承载力的前提下,在过渡段变化桩长和置换率(桩距):离通道越远,桩长越短,置换率越低,以使过渡段工后沉降差满足纵坡率的要求。试验段具体设计参数为:低强度混凝土桩桩身材料采用C10低标号混凝土,桩径 $\phi 377\text{mm}$,桩长15.5~18.0m(通道桩长18.0m,过渡段桩长15.5~17.5m),桩间距2.0~2.5m(通道桩间距2.0.0m,过渡段桩间距2.0 m、2.5m),褥垫层为50cm厚碎石垫层,碎石粒径4~6cm。K101+960通道及过渡段的桩长布置及工后沉降分布详见图1。

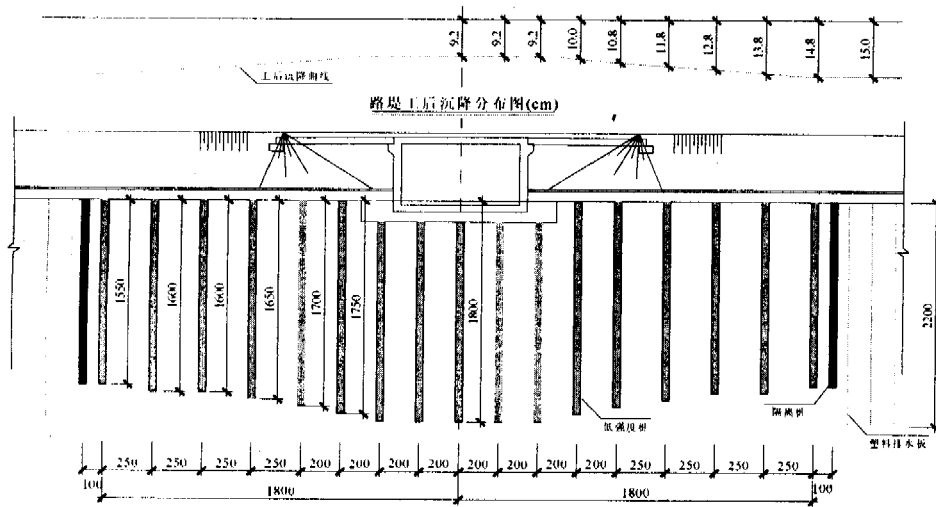


图1 过渡段的桩长、桩位平面布置及工后沉降分布图

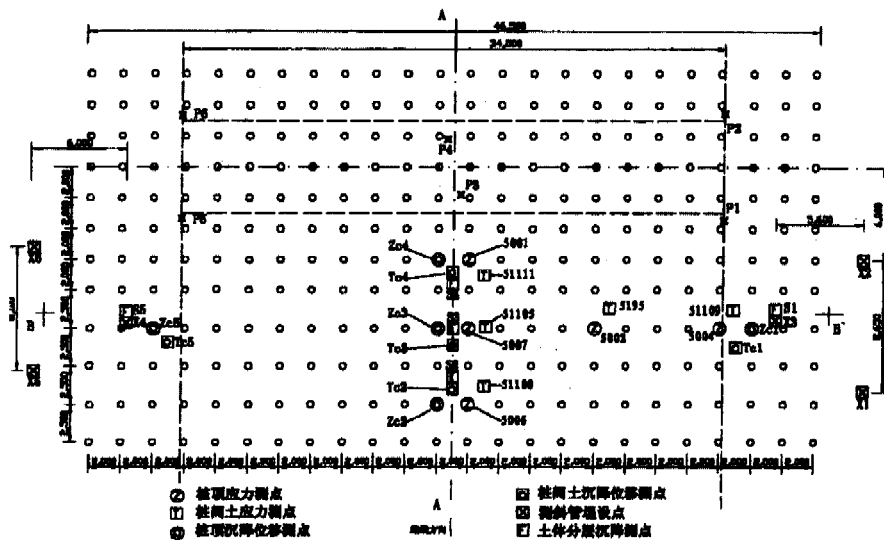


图2 测试仪器平面布置图

为了研究路堤荷载下低强度混凝土桩复合地基的性状,并为该技术在高速公路工程中的推广应用积累资料和经验,本试验段开展了现场测试工作,选择3个横断面,开展低强度砼桩复合地基的桩土应力、沉降变形规律以及桩身完整性和复合地基承载力等方面的现场测试工作。测试元件的具体布置见图2。

3、测试方法

测试成果分析如下:

1. 桩土应力比与荷载分担比

桩、土应力大小反映了复合地基的受力工作状态,其比值大小用桩土应力比 n 表示,也可换算为桩土荷载分担比 N 来表示桩与土分担的荷载比例。由图3可见,桩土应力比和荷载分担比的变化情况看,两者随时间的变化基本一致。加荷初期二者均较小,并随荷载增加有下降趋势;在加荷后期两者都快速增长,在恒载期间二者也有一定波动变化。目前

几个测点所得的 n 值为9.87~15.47,说明低强度砼桩桩体置换效用是较为明显的;荷载分担比 N 值为0.22~0.35,由此可知,桩间土承担的荷载占总荷载的74.1~82.0%,而桩体承担的荷载只有18.0~25.9%,这说明绝大部分的荷载是由桩间土承担的,低强度桩复合地基充分发挥了桩间土的承载能力。另外,现场测试结果还表明:桩土应力比和荷载分担比值随桩长的增加而有所增大。

2. 桩及桩间土体表面沉降分析

图4为路中线处桩顶和桩间土沉降随时间的变化曲线。由图4可见,离通道越近的测点,观测到的桩顶沉降量和桩间土表面沉降量越小,这表明桩长及置换率对桩和桩间土的沉降有重要的影响:离通道越近,复合地基的桩长越长,置换率越高,桩顶和桩间土沉降则越小。同时可以发现:桩顶的最大沉降量为6.3~14.1cm,桩间土最大表面沉降量为10.5~23.8cm,相同监测部位的桩间土表面沉降比桩顶沉降大,说明桩顶产生了向上刺入,桩顶某一深度范围内存在一个负摩擦区。桩间土对桩壁产生的负摩

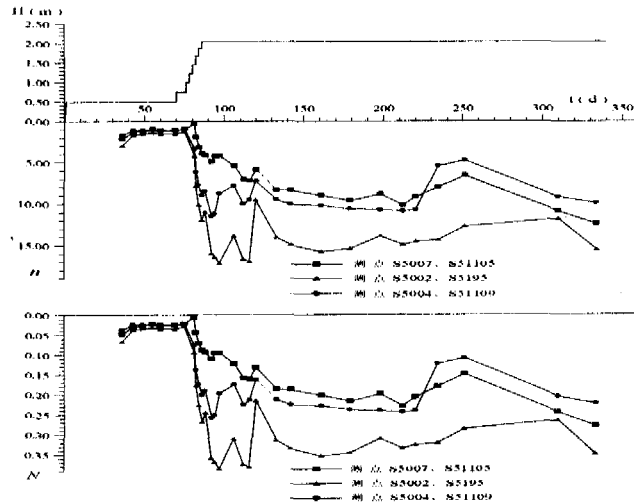


图3 桩土应力比 n 及荷载分担比 N 变化曲线

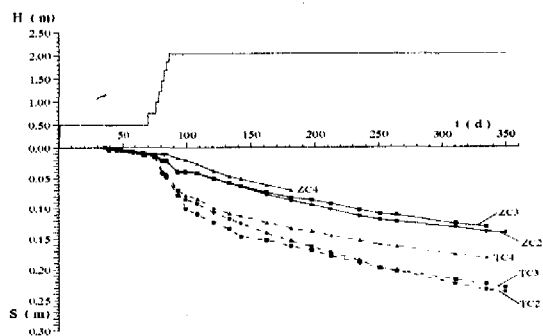


图4 桩顶沉降与桩间土表面沉降

擦力将使桩体承担的荷载增加,桩间土承担的荷载相应减少,这对减少加固区土的沉降会起到有利的作用,但同时也会增加桩底端的贯入变形量。

结论与建议

(1) 低强度混凝土桩复合地基既可以充分发挥桩体材料的潜力,又可充分利用天然地基承载力,而且地基处理深度大,施工质量有保证,因此具有较好的经济效益和社会效益,近些年来在建筑、交通、水利及市政等部门得到了广泛的推广应用。

(2) 路堤荷载下复合地基的工作性状与刚性基础下的复合地基有较大差异,建议对路堤荷载下复合地基的承载力、沉降、桩土应力比、荷载传递规律以及垫层效应等工作性状开展研究工作。在此基础上提出符合实际情况的路堤荷载下复合地基承载力和沉降计算方法,为设计和施工人员提供可靠依据。

参考文献

- [1] 龚晓南. 复合地基[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 1992.
- [2] 段继伟. 柔性桩复合地基的数值分析[D]. 杭州: 浙江大学, 1993.
- [3] 秦建庆,叶观宝. 水泥土桩复合地基桩土分担比的试验研究[J]. 工程勘察, 2000(1): 35-37.
- [4] 朱向荣,潘秋元. 深厚软土大型油罐搅拌桩复合地基试验研究[J]. 建筑结构学报, 1997(5): 66-73.
- [5] 黄宏伟,陈昌伟等. 基础板对水泥土桩加固复合地基应力和沉降的影响[J]. 建筑结构, 1999(12): 21-23.
- [6] 吴慧明,龚晓南. 刚性基础与柔性基础下复合地基模型试验对比研究[J]. 土木工程学报, 2001(5): 81-83.
- [7] 曾开华,俞建霖,龚晓南. 高速公路通道软基低强度混凝土桩处理试验研究[J]. 岩土工程学报, 2003(6): 715-719.
- [8] 曾开华,俞建霖,龚晓南. 路堤荷载下低强度混凝土桩复合地基性状分析[J]. 浙江大学学报, 2004(2).
- [9] 龚晓南. 复合地基理论与工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [10] 杨涛. 路堤荷载下柔性悬桩复合地基的沉降分析[J]. 岩土工程学报, 2000(6): 741-743.
- [11] 刘杰,张可能. 柔性基础下群桩复合地基荷载传递规律及计算[J]. 岩土力学, 2003(2): 178-182.
- [12] 邱钰,钱国超,刘松玉. 粉喷桩处理高速公路软土地基地基内附加应力及沉降计算分析[J]. 公路交通科技, 2001(1): 1-5.
- [13] 窦远明. 柔性荷载作用下水泥土桩复合地基的承载力与沉降特性的研究[J]. 河北工业大学学报, 2001(1): 80-83.

后压浆技术在钻孔灌注桩中的应用*

董建忠 何家趾

(浙江省大成建设集团有限公司 杭州 310012)

[摘要] 为提高桩身的承载力,减少工程的沉降量,避免桩底沉渣处理不当而影响桩身质量,采用桩端后压浆技术是一种较好的方法。本文将介绍桩端后压浆技术在钻孔灌注桩中的应用,并选用杭州某工程来阐述桩端后压浆的效果。

前言

随着现代建筑物不断的向高、大发展,对地基基础的要求也越来越高。而目前高层建筑大多采用钻孔灌注桩基础,钻孔灌注桩因其具有承载力高、无挤土、无振动,能贴近已建建筑物施工,适应性强等优点,已在桩基工程中得到广泛的应用。但其最大的缺点就是:桩底虚土较难清理而影响其承载力的发挥,侧壁因泥浆护壁形成泥皮而影响其侧摩阻力的进一步发挥。据统计,由于泥皮和沉渣导致承载力未满足设计要求的占60%以上,而采用桩端后压浆技术可较好地解决这些问题。其不仅能起到固结桩底虚土,提高桩端承载力的作用,而且当设计合理,施工得当时能确保其质量的稳定可靠。

后压浆技术的工作机理和工作方法

1、工作机理

高压注入的浆液在桩周土中通过渗透、劈裂和挤密作用使桩端持力层在一定范围内形成浆液和土的结合体,从而改善持力层的物理力学性质,恢复和提高了持力层土体硬度,后压浆液可以改善和根除循环介质形成的桩与桩周土间的泥皮和孔底沉渣,密实桩周土体,恢复被扰动和软化的松散土体强度和内聚力,这是后压浆技术提高钻孔灌注桩效能最主要的机理。后压浆可使浆液颗粒填充至土颗粒间隙中,从而改变桩间土的孔隙度和饱和度,增强土的物理性能。浆液的渗入可使土颗粒间的胶结力增强,加强了土体颗粒骨架,在桩端形成一定的扩大头,改善桩的工作状态。从而提高了承载力,降低了沉降量,注浆

* 收稿日期:2006年11月

量的不断增加，浆液就会沿着桩壁上升，充填间隙，提高桩侧摩阻力。

2、工作方法

所谓后压浆技术是以压力泵将配制好的水泥浆增压压入桩身内管，桩底压浆时浆液通过渗入和劈裂作用压入桩底沉渣和周围一定的土体中，并沿桩土软弱界面扩至桩底以上10-20m范围以内。

桩端后压浆是指钻孔灌注桩在成桩后，通过预留的压浆通道用一定的压力把水泥浆压入桩端。如图1所示。其作用是加固了沉渣和桩端土体形成扩大头，增加桩底面积，使浆液对桩底土层及桩底附近的桩周土层起到渗透、压实、填充和固结作用，并且随着浆液沿着桩周土体向上入渗，也改善了桩底以上的一段桩周土体，使桩的承载力得以提高。

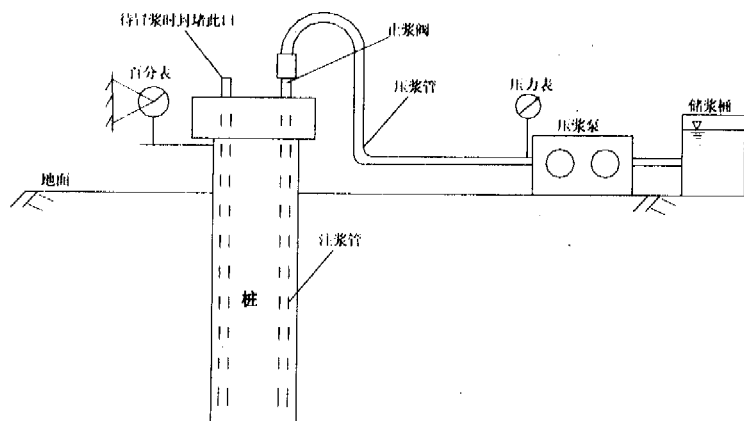


图1 桩端压浆装置示意图

桩端后压浆的工艺技术

1、施工流程

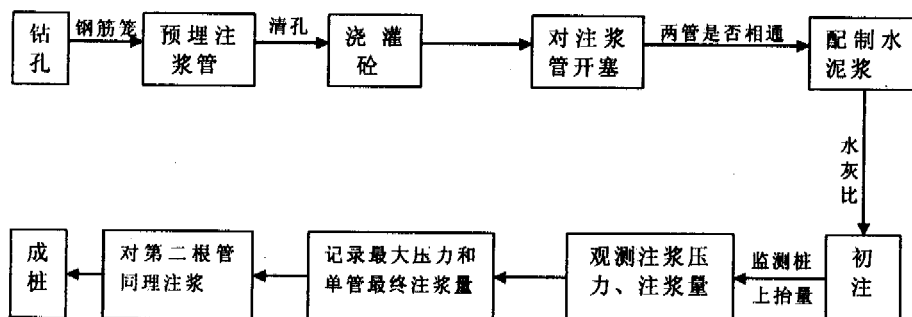


图2 后压浆施工流程图

2、注浆管的埋设和制作

注浆管一般采用Φ30-Φ50mm钢管，并且用榔头将钢管底端砸成尖形开口，钢管底端25cm范围内梅花型布置16个7-8mm左右的小孔，用绝缘胶布再加胶带纸包裹，以防止小孔

被浇桩的砼堵塞。钢管用钢丝与钢筋笼固定,两根通长,对称分布,每隔1m左右绑扎一道,注浆管底部应插入孔底20cm左右。安装注浆管时,必须确保注浆管之间的对接焊缝饱满,连续,密封良好。

3、压浆时间的选择

泥浆护壁的钻孔灌注桩水下混凝土初凝时间一般为一周左右,故压浆时间宜在混凝土初凝后进行。压浆过早,会导致因桩身混凝土强度过低而破坏桩身。压浆过晚,可能难以使桩底以硬化的混凝土形成压浆通道,从而使桩中心形成低强度压,而浆液流向远处。

4、压浆前的压水试验

压浆前必须先进行压水试验,以检验注浆管是否畅通。不仅如此,压浆设计的有关参数也应根据压水试验结果作出相应的调整,所以说压水试验是压浆施工前必不可少的重要工序。

压水试验不会影响压浆固结体的质量。这是因为,受压体是开放空间。无论是压水试验压入的水还是压浆浆液所含的水,都将在压浆压力或地层应力下逐渐从受压区向外渗透消散其多余的部分。

5、注浆压力和注浆量

注浆压力不是一个固定的指标,但压力过大或压力过小均会影响压浆质量。注浆压力与桩长、桩端土层的性质等因素都有关系。注浆压力一般都以不使地层结构破坏或仅发生局部和少量的破坏作为确定允许注浆压力的基本原则。最终注浆压力的确定要考虑下列三个方面:

- (1) 最终注浆压力要小于桩上抬的摩阻力,即注浆时不能使桩向上严重位移。
- (2) 最终注浆压力要尽可能使桩端,桩身混凝土少破坏。
- (3) 最终注浆压力要使注浆量达到设计要求,形成扩大头,使桩端加固明显。

合理的注浆量应由桩端、桩侧土层类别,渗透性能、桩长、桩径,承载力增幅要求,沉渣量等诸多因素综合考虑来确定。

6、压浆工程中的注意事项

压浆过程中当出现注浆压力突然下降,流量突然增大时,应立即停止压浆,并检查是否有冒浆,跑浆现象发生,如产生冒浆,跑浆则应停止压浆,并进行封堵或减小注浆的压力,加大浆液的浓度以及采取间歇压浆或采用速凝浆等措施。

当压浆过程中出现串桩,其可能是由于压水泥浆压力过大,或孔底土层有洞穴,经过钻孔被扰动,桩距较小,孔底虚土较厚,同时又是砂或砂卵石等易塌方的土层。一旦发现串桩现象,处理的办法是立即停止压注水泥浆,把被串桩的冒浆导管堵死后,方能继续压注水泥浆,接着对串桩进行施工,否则时间稍长串桩的导管因有水泥浆在其内可能发生初凝。

工程实例

本工程位于杭州市钱塘江边上,共有1143根钻孔灌注桩,其中采用桩端压浆的有850根,该工程地质情况从上到下依次为粉质砂土、淤泥质粉土、粉细砂、圆砾,砂卵石层。其钻孔灌注桩规格为 $\Phi 600$, $\Phi 800$ 和 $\Phi 1000$,有效桩长为25-45米,桩端为砂卵石层,相应

的注浆量为1.8T、2.2T和2.7T。

该工程压浆采用SDD6-10型高压注浆泵,注浆水泥为R32.5普通硅酸盐水泥。水灰比为0.55-0.7。正常注浆压力为1.5-5.5MPa,当压入水泥量达到设计要求或压力超过6MPa后停止压浆。为了验证压浆的实际效果,现对本工程已压浆和未压浆对桩底的沉降做相应的比较,见下表:

未压浆和已压浆效果对比表

表 1

编号	桩径 (mm)	孔深 (m)	有效 桩长 (m)	压浆 水泥 (kg)	最大 加载 (KN)	桩顶最 大沉降 (mm)	桩顶 回弹 (mm)	桩顶残 余沉降 (mm)	桩端最 大沉降 (mm)	桩端 回弹 (mm)	桩端残 余沉降 (mm)
1	800	41.5	41.5	0	6831	10.10	6.17	3.93	1.62	0.54	1.08
2	800	43.0	43.0	2200	9108	10.09	8.17	1.92			
3	1000	44.2	44.2	0	10764	10.52	5.71	4.81	1.43	0.51	0.92
4	1000	44.5	44.5	2700	13256	10.41	7.53	2.88			

从上表中可以看出,已压浆桩的承载力比未压浆桩的承载力普遍提高了30%左右,桩的沉降量也有明显的减少,效果很显著。

结论和前景

1、结论

通过对工程的效果分析可以得出,采用桩端后压浆施工不仅能提高桩的承载力而且可以使桩身质量得到很好的保证。对工程项目以后的施工打下了坚实的基础。

桩端压浆明显改善了桩端持力层和桩周土层条件,提高了桩的承载力和桩侧摩阻力,改善桩荷载传递性能,使桩的综合承载力得到大幅度的提高。

2、前景

随着城市高层建筑的不不断发展及旧城改造中深基坑开挖场地狭小的限制。灌注桩桩端后压浆已被广泛的开发和利用起来。越来越多的应用于土建工程中。不仅如此,压力压浆理论也被广泛的用于地铁、盾构隧道的加固及坝基帷幕等工程。压浆技术由于其施工工艺简单,机械设备投入不多,又有很强的适应性,综合起来,不失为一种经济合理,技术先进的方法。

其设计,施工,检测,检验技术的不断完善,日臻成熟,前景应当是一片看好。

参考文献

- [1] 高庄新,周仁斌. 大口径钻孔灌注桩桩底注浆技术[J]. 施工技术, 2001.
- [2] 庄平辉, 桩端注浆补救事故桩的工程实例[J]. 施工技术, 2001.
- [3] 乔景川, 崔玉惠. 钻孔灌注桩提高承载力的压力灌浆施工技术, 桩基工程技术[M]. 北京: 中国建材工业出版社 1996.

一种新型支挡结构在公路边坡中的应用*

唐明科

(珠海市规划设计研究院 珠海 519002)

[摘要]介绍一种新型的支挡结构—桩基托梁挡土墙。该支挡结构最早用于铁路工程,用于公路工程尚属首次。桩基托梁挡土墙是挡土墙和抗滑桩的完美结合,能同时挡土和抵抗滑坡,并解决地基承载力不足的问题。

前言

随着公路工程的发展,工程技术人员遇到了越来越多的边坡支挡的问题,这些问题大多采用传统的支护结构就可以解决,但是有一些却是用传统的支挡结构无法解决的,这就需要引进新形式的支挡结构来解决。与公路工程相比较,铁路工程是出发早,且远远在技术上走在前面的,边坡支挡结构也不例外。在边坡支护工程方面,铁路工程中涌现出许多新形式的支护结构,它们是在传统支护结构的基础上发展起来,但却在传统的基础上有了新的突破,解决了传统结构无法解决的问题。这些新形式的结构经过实践的检验,并且在理论上也日臻成熟,完全可以被引用来解决公路工程中的边坡问题。本文将结合实际工程介绍一种新型支挡结构—桩基托梁挡土墙—在公路工程中的应用。

工程概况

广梧高速公路K46+870~K47+080段位于山区地段,该路段路基属于半填半挖路基,由于用地的限制,其填方一侧(沿桩号前进方向的右侧)需要设置挡土墙,挡土墙高度在8~12m之间,挡土墙顶以上填土高8m,现选用衡重式片石砼挡土墙。

地质概况

该段位于山坡地段,地质情况比较复杂。主要土层结构如下:

(1)亚粘土,土黄,稍湿,可塑,粘韧,含多量石英砂岩。

* 收稿日期:2006年11月

- (2) 炭质页岩、煤层互层、强风化砂岩。
- (3) 强风化石英砂岩。

据地质报告显示,以上土层的地基承载力都在200kPa以下,土的相关物理力学性能指标不在此赘述。

存在的问题

鉴于原地面横向坡度比较大(一般大于 35°),且挡土墙高度比较大,都在8~12m之间,以及现场的地质情况,经对挡土墙的稳定性和边坡稳定性进行计算后发现,存在以下两个问题:

(1) 现状地基承载力在200kPa左右,而挡土墙的承载力要求在250~300kPa,现状地基承载力不能满足挡土墙的要求。

(2) 按半填半挖路基施工后,包括挡土墙在内的整个大边坡不稳定,存在潜伏的滑动面,此滑动面一旦形成,后果不堪设想(如图1所示)。

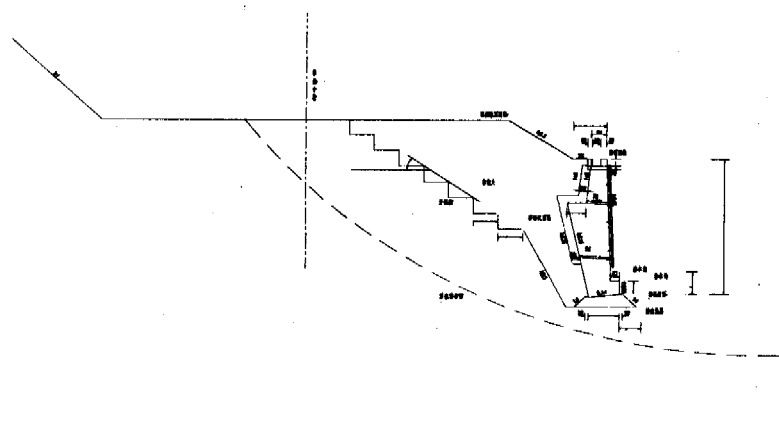


图1

挡土墙解决了填土的支挡问题,但是同时又引发出一个边坡滑移问题和一个地基承载力不足的问题。由于边坡下方不远就有附近的住宅,如果滑坡,后果不堪设想。显然,这不是一个传统的支挡结构能够解决的问题,在公路边坡问题中史无前例。

解决方案

针对以上问题,拟定了以下两个方案:

(1) 压密注浆加固法。通过给边坡注射浆液,将散体土粒凝结起来,同时填充土粒间的空隙,提高土的强度,消除滑动带或滑动面,并提高地基的承载力。压密注浆法施工简单,造价低;但是,压密注浆法很难控制浆液的流向,同时,注浆质量无法检验,是否能消除滑动面或滑动带,无法检测,所以,在这个比较大的公路工程应用中,没有足够的

可靠性。

(2) 采用桩基托梁挡土墙(如图2)。

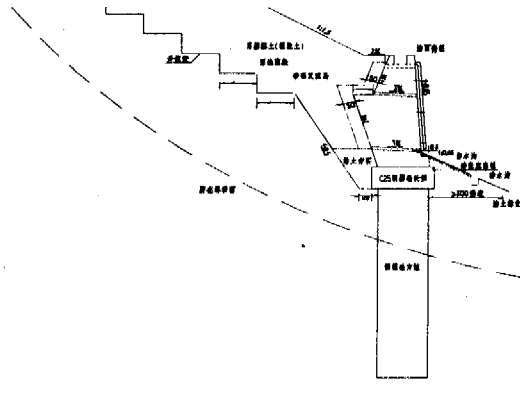


图2

桩基托梁挡土墙最早出现于20世纪60年代的成昆铁路陡峻山坡段的路堤中,据统计有铁西、白果、拉果等8处,共长283.23m,使用效果明显,技术可靠,节省投资。若与常规的扩大基础挡墙方案比较,圬工量可省35%,挖基量可省70%。20世纪90年代初宝成铁路增建第二线工程建设中,陡坡路堤多处采用桩基托梁挡土墙方案,均取得良好的技术经济效果,且理论计算也日臻成熟。其被用在公路工程中,尚属首次。

这种支挡结构是挡土墙与桩的组合,由托梁连接,桩基来源于建筑桩基和桥梁桩基并兼有抗滑桩的形式,主要解决承载力不足的问题并同时起到抗滑作用,挡土墙一般采用衡重式,控制在12m以下,托梁底一般置于原地面,在抗滑桩抵抗边坡滑动的同时,为挡土墙提供足够的承载力,从而减小挡土墙的埋深,减小挡土墙的截面,节约圬工,减小因开挖对坡体的干扰。最适合于地表覆盖松散体,稳定性差的陡峭地段。

由于桩基能够解决地基承载力不足的问题,并同时兼有抗滑桩的作用,所以,此项工程中遇到的两个问题同时被解决,只是,桩的设计计算将比较复杂,且托梁顶面与挡土墙的底面的连接计算也会很复杂。

通过对以上两个方案的优缺点的比较,最终选用桩基托梁挡土墙。希望能通过此工程将桩基托梁引入到公路工程中来。

桩基托梁挡土墙的设计

桩基托梁挡土墙的设计包括四个方面:①挡土墙的设计,②托梁的设计,③桩的设计,④锁口和护壁的设计。其中挡土墙的设计与一般衡重式挡土墙的设计无异,在此不作介绍,本文中重点介绍托梁的设计和桩的设计。

1. 托梁的设计

(1) 托梁可设为连续梁或简支梁:连续梁下的桩宜按等间距分布;简支梁一般做成

支端悬出的简支梁。由于挡土墙是按10~15m的长度分段的,所以托梁也应该是按相应长度分段的,也即10~15m的简支梁,因此本文只介绍支端悬出的简支梁。本文所述挡土墙按10m分段,所以托梁也相应为10m的支端悬挑简支梁。托梁主要受挡土墙传来的水平力和竖向力,还有地基反力。托梁的内力计算如下:

① 竖直面内的内力

托梁在竖向受上墙竖向土压力、下墙竖向土压力、挡土墙自重、衡重台以上第一破裂面墙背之间土体的自重和地基的反力五个力,计算出这四个力之后,托梁上的均布荷载就可以计算出来。

如果不考虑地基反力的作用,可将托梁看成支撑于桩上的连续梁或简支梁(每跨两个支点),这种方法比较保守;如果考虑地基的反力,首先求出作用于梁上的荷载,按普通连续梁或简支梁计算支座和跨中的弯矩、最大剪力,再按弹性地基梁进行计算,这种方法更接近于实际,但计算复杂。本文只按简支梁来计算(如图3)。

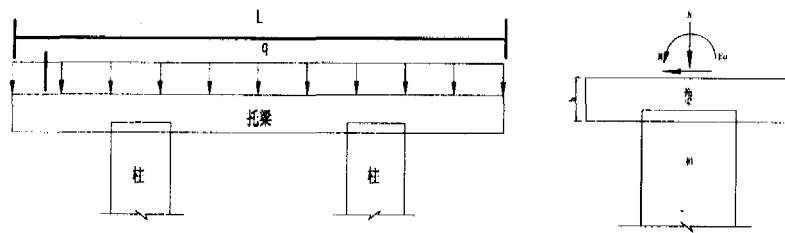


图3

② 水平面内的内力

托梁的水平荷载为挡土墙所受的水平推力传给托梁的推力,在这里包括上墙的推力和下墙的推力。

当托梁底部的摩擦力小于托梁上的水平推力或不考虑托梁底部的摩擦力时,应进行水平面内的内力计算;反之,不进行水平面内的内力计算。

(2) 托梁的结构设计应满足《混凝土结构设计规范》(GB50010—2002)、《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)的有关规定。

2. 桩基的设计

(1) 桩按悬臂桩设计,锚固点的选择一般按襟边跨度不小于4m而定。矩形截面时,桩截面的短边尺寸不宜小于1.25m;桩间距宜为5~8m。

当坡面下存在潜藏滑动面时,其设计应结合抗滑桩进行。

① 桩的内力

桩的内力计算有三种方法:

- A.按顶部作用有弯矩和横向力,锚固点以上两侧土压力忽略不计的悬臂梁计算。
- B.按顶部作用有弯矩和横向推力,锚固点以上的土压力均要考虑的埋式桩计算。
- C.按顶部作用有弯矩和横向推力,锚固点以上只考虑桩后的主动土压力的悬臂桩计

算。

(2) 桩基的结构设计应满足《混凝土结构设计规范》(GB50010—2002)、《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)、《建筑桩基技术规范》(JGJ94—94)的有关规定。

参考文献

- [1] 李海光等. 新型支挡结构设计工程实例[M]. 北京: 人民交通出版社.
- [2] 交通部第二公路勘察设计院. 公路设计手册[M]. (路基). 北京: 人民交通出版社.
- [3] 中华人民共和国交通部. 公路路基设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社.

浙江大学建筑设计研究院岩土工程分院

浙江大学建筑设计研究院岩土工程分院是拥有建设部颁发的岩土工程勘察甲级资质证书单位。主要从事工业与民用建筑、市政工程、交通工程的岩土工程勘察、测试、软弱地基处理、深大基坑的支护设计、边坡挡墙设计与治理; 重大地基基础的咨询、岩土工程勘察监理、隧道施工监控量测等。浙江大学岩土工程学科是国家的重点学科, 拥有国际、国内最先进的土工试验、测试设备和雄厚技术力量。岩土工程分院始终坚持依托浙江大学岩土工程学科的技术优势, 并有由一批较高专业理论水平的博士、硕士及工作经验丰富的教授级高级工程师、高级工程师、工程师组成的专业骨干技术队伍。建院以来, 承担和完成大量的浙江省及杭州市重点工程岩土工程勘察、测试、岩土工程咨询及科研项目, 为浙江省的工程建设作出了重大贡献。

我院始终坚持“诚信为本、科技创新、质量至上”的宗旨, “立足浙江、面向全国”的经营策略, 竭诚为广大客户提供在民用建筑、市政、道路桥梁、隧道工程、管线、水利等岩土工程勘察、工程测量、岩土工程测试、地基基础加固处理、基坑开挖防渗堵漏、基坑围护设计及围护监测, 边坡治理以及有关的岩土技术咨询等服务。

院长: 周群建 研究员、国家注册土木(岩土)工程师、国家注册咨询工程师

地址: 中国杭州浙大路 38 号浙江大学玉泉校区

电话: (0571) 88219987

传真: 88219986 13336018688

锚杆静压桩在某小区住宅楼 地基加固处理中的应用*

朱普遍

(广宇集团股份有限公司 杭州 310006)

沈健 虞敏

(杭州市近江小区工程建设指挥部 杭州 310016)

[摘要] 本文介绍了某小区5幢住宅楼采用锚杆静压桩进行地基加固处理的设计、施工过程,以及加固处理后沉降速率变化过程,并得到了一些有益的结论,可供类似工程参考。

工程概况

某小区1~5#楼均为7层加半地下室建筑,砖混住宅楼。其中1#、3~5#楼由五个单元组成,2#楼由3个单元组成。1#住宅楼长54.8m,宽10.8m;2#住宅楼长30m,宽11.1m;3~5#楼长56.2m,宽10.8m。五幢楼±0.000约相当于绝对标高5.40m,室内外高差-0.75m,层高除半地下室为2.6m外,楼层均为2.80m,檐沟标高为19.60m,室外地坪至檐沟标高为20.35m。楼面±0.000层为现浇钢筋混凝土板,二至七层除厨房、卫生间及楼梯为现浇钢筋混凝土外,均为预制预应力多孔板。基础采用整板基础,底面标高为-2.800m,板厚400mm,板面配筋为双向Φ12@150,板底配筋为双向Φ14@125。地基采用φ500水泥搅拌桩处理,桩长16.8m(按当时的天然地面算起),桩置换率约20%左右,设计复合地基承载力为140kPa,单桩承载力为120kPa。

该工程于1997年8月竣工后发现施工中水泥搅拌桩实际水泥掺入比仅为7%(设计为14%),导致所有建筑物都有程度不一的较大沉降和不均匀沉降,且沉降速率较大。其中最严重的1#楼四个月最大沉降量达669.6mm,最大沉降速率达0.788mm/d,而且沉降还在进一步发展之中,但倾斜率尚未超过7‰。因此必须进行地基加固处理,以控制沉降的进一步发展。

工程地质资料

* 收稿日期:2006年12月

根据工程地质勘察报告,场地土层分布如下:

1层为填土,土质不均且松,不经处理不应加以利用,层厚0.5~2.10m;

3-1层为淤泥,力学性质差,属高压缩性土,层厚1.0~3.3m;

3-2层为淤泥质粉质粘土,系浅基础的主要压缩层,层厚3.35~8.6m;

3-3层为淤泥质粉质粘土,层厚0.0~6.8m;

4-1层为粉质粘土,属中等偏高压缩性土,系场地内上下由软变硬过渡层,层厚0.0~3.4m;

4-2层为砾砂夹粘性土(局部),松散至稍密状态,力学性能一般,层厚0.0~5.8m;

4-3层为粉质粘土夹砂(局部),层厚0.0~3.7m;

4-4层为粘土,属中等偏低压缩性土,强度较高,厚度大,层厚0.0~19.8m;

5层为淤泥质粉质粘土,中等偏高压缩性土,层厚0.0~2.3m;

6层为砾砂,呈稍密状态,力学性能好。

各土层的主要物理力学性质指标见表1。地下水位埋深在0.0~0.5m。

各土层主要物理力学性质指标

表1

土层	层厚	含水量	重度	压缩模	固快指标		地基承载	摩擦力标	端承力标
	(m)	(%)	(kN/m ³)	量(MPa)	C(kPa)	$\Phi(^{\circ})$	力(kPa)	准值(kPa)	准值(kPa)
1 填土	0.5-2.1								
3-1 淤泥	1.0-3.3	60.8	16.7	1.51	8.0	6.0	55	4	
3-2 淤泥质粉质粘土	3.35-8.6	45.3	17.7	2.03	6.0	7.3	70	6	
3-3 淤泥质粉质粘土	0.0-6.8	44.5	17.5	1.88	5.2	7.5	80	7	
4-1 粉质粘土	0.0-3.4	28.6	19.6	5.42	27.2	20.3	130	12	
4-2 砾砂夹粘性土	0.0-5.8		(20.0)	(12.0)			160	25	1000
4-3 粉质粘土	0.0-3.7	25.9	20.0	7.67			160	20	1000
4-4 粘土	0.0-19.8	27.9	19.6	9.34	43.3	16.0	220	25	1300
5 淤泥质粉质粘土	0.0-2.3	34.9	18.4	5.51	12.0	16.0	110		
6 砾砂	未钻穿		(20.0)	(16.0)			200		

地基加固方案

锚杆静压桩作为加固软弱地基的一项新托换技术,具有施工机具简单,施工作业面小,施工灵活方便,技术可靠,效果明显,施工时无振动、无污染,对原有建筑物生活或生产秩序影响小等优点,尤其适合于对已有建筑物进行地基加固。因此本工程采用锚杆静压桩进行地基加固处理。由锚杆静压桩和原地基共同承担上部荷载。

设计锚杆静压桩截面为200×200mm,设计单桩承载力为170kN,桩长采用压桩力和进持力层深度双控:要求压桩力达到255kN(即设计承载力的1.5倍),并且进入持力层深度大于0.8m后,方可停止压桩。其中1#楼因4-4层大部缺失,采用4-2砾砂夹粘性土层为持力

层, 2~5#楼持力层为4-4粘土层。混凝土标号为C30, 配筋采用 $4\Phi 12$, 箍筋为 $\Phi 6.5@150$ 。根据地下室净高度, 每节桩长取1.5m, 在每节桩的两端预埋L40×4角钢, 采用电焊接桩, 以提高接桩质量。共布置755根锚杆静压桩, 其中1#楼布置179根, 2#楼布置93根, 3~5#楼分别布置161根, 布桩时桩位尽量靠近承重墙, 桩中心距承重墙轴线395mm。2#楼桩位平面布置图见图1 (限于篇幅, 其余各幢楼的桩位平面布置图从略)。

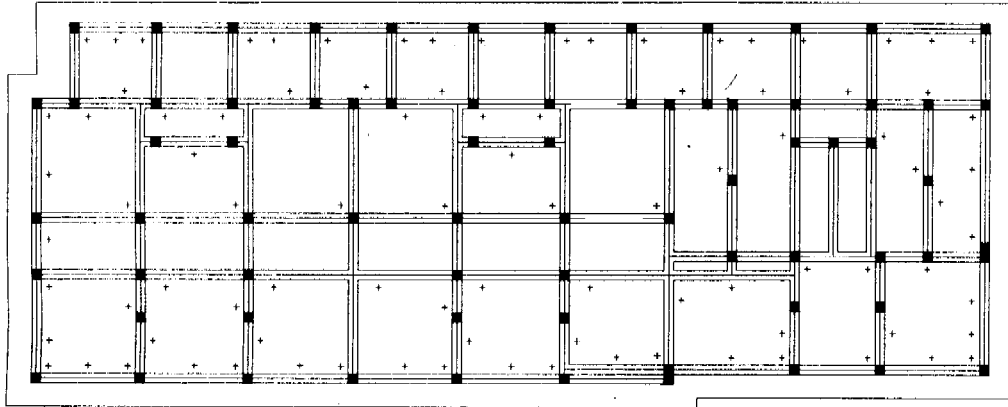


图1 2#楼桩位平面布置图

锚杆静压桩施工

(一) 施工工序

锚杆静压桩施工工序为:

1. 凿孔。根据设计图放线定位, 确定压桩孔位置, 用风动凿岩机凿出压桩孔和锚杆孔。压桩孔凿成上小下大的棱锥形 (见图2), 以利于基础抗冲剪。

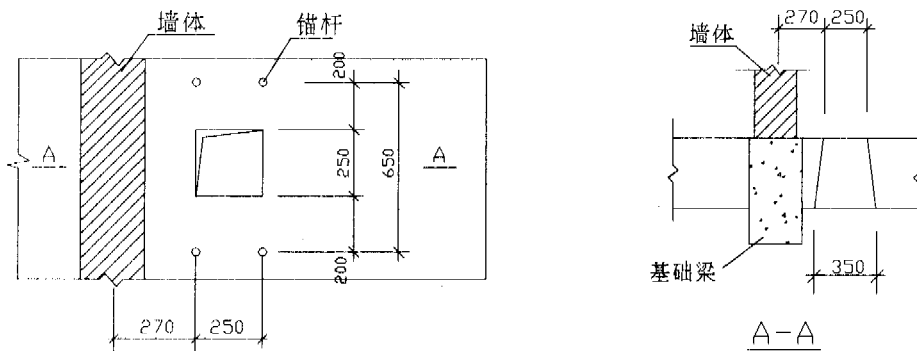


图2 压桩孔和锚杆孔

2. 锚杆埋设。凿孔完成, 锚杆孔清渣后, 用树脂砂浆固定M22锚杆, 养护后再安装反力架。

3. 采用电动千斤顶压桩。压桩过程中应保持桩段垂直且不能中途停顿过久。
4. 当每节桩段压至基础顶面时, 进行电焊接桩。
5. 封桩。当压桩力达到255kN, 并且进入持力层深度大于0.8m后可进行封桩。封桩前应将压桩孔内杂物清理干净, 并在桩顶用钢筋与锚杆对角交叉焊牢, 然后再浇筑C30早强微膨胀混凝土。

(二) 施工过程

锚杆静压桩施工实际压桩755根(9816节), 净压桩32天, 日平均24根, 高峰时近40根/天。在施工中要求先施工沉降较大一侧的桩, 压桩结束后马上进行封桩; 后施工沉降较小一侧的桩, 压桩结束后暂不封桩以适当调整不均匀沉降量。

1#楼平均桩长为20.8m, 平均压桩力为346kN, 最大压桩力为528kN; 2#楼平均桩长为19.4m, 平均压桩力为340kN, 最大压桩力为544kN; 3#楼平均桩长为21.6m, 平均压桩力为287kN, 最大压桩力为560kN; 4#楼平均桩长为19.6m, 平均压桩力为311kN, 最大压桩力为400kN; 5#楼平均桩长为17.0m, 平均压桩力为316kN, 最大压桩力为384kN。

由于该工程工期紧, 每天压桩数量大, 在施工过程中发现有三幢住宅楼发生上浮的现象, 其中2#楼最大上浮12.9mm, 4#楼最大上浮6.6mm, 5#楼最大上浮11.9mm, 由此说明由于压桩速度快, 地基土中超孔隙水压力很大。

沉降观测

为指导施工和检验地基加固效果, 业主委托专业测量单位进行了沉降观测, 共进行了11次沉降观测。各幢住宅加固前后的最大沉降速率见表2。由表2可见, 在施工期间1#、3#住宅楼沉降较大, 而2#、4#、5#住宅楼土质相对较好, 淤泥层较薄, 发生了上浮现象。在施工结束后的20天内, 五幢住宅楼的沉降速率较大, 但随时间增长, 沉降速率已明显下降, 并呈收敛趋势。因施工速度快, 土体土中超孔隙水压力很大, 因此沉降稳定的时间相对要长一些。

各幢住宅最大沉降速率变化过程

表2

住宅楼	地基加固前	锚杆静压桩施工期间	锚杆静压桩施工后 20 天	最近一次测量
1#	0.788	1.218	0.883	0.264
2#	0.577	-1.108	0.954	0.300
3#	0.619	0.946	1.338	0.327
4#	0.531	-0.600	0.969	0.209
5#	0.469	-1.082	0.669	0.209

注: 表中负号表示住宅楼上浮

结论

通过对本工程地基的处理, 有如下几点体会:

1. 锚杆静压桩施工作业面小,施工时无振动、无污染,对原有建筑物生活或生产秩序影响小,因此特别适合于对已有建筑物进行地基加固,而且技术比较可靠。
2. 在锚杆静压桩施工过程中应控制压桩速度和压桩顺序,以减小压桩对土体的扰动和土中的超孔隙水压力。这样可以减小压桩过程的附加沉降和工后沉降。
3. 在进行地基加固过程中应加强沉降观测,以指导施工和检验加固效果。

参考文献

- [1] 龚晓南著. 地基处理新技术[M]. 陕西: 陕西科学技术出版社, 1997.
- [2] 《地基处理手册》编写委员会. 地基处理手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1988.

第六届国际软土地下工程学术大会 (IS—Shanghai 2008)将在上海举行

第六届国际软土地下工程学术大会 (IS—Shanghai 2008) 定于 2008 年 4 月 10-12 日在上海举行, 由同济大学承办; 大会议题广泛, 覆盖当今勘察、设计及施工技术等方面的国内外最新进展和解决基础、地基处理、滑坡、深基坑开挖及隧道等方面的高难度的方法。大会的语言为英语。

国际学术委员会主席: R.Kastner (法);

秘书长: J.Standing (英)

地方组织委员会主席: 李永盛;

副主席: 黄宏伟 C.W.W.Ng 刘国彬

大会网站: www.tc28-shanghai.org;

www.tc28-shanghai.editorial.usk.hk。

大会论文集将由国际出版商出版。

需要更多信息与咨询, 请联系: 同济大学地下建筑与工程系 谢雄耀博士

电话/传真: 0086-21-65982986

复合桩基在软土地基多层建筑中的应用*

陈岳林

(温州市建筑设计研究院 温州 325000)

沈晓华

(桐乡市建设工程质量安全监督站 桐乡 314500)

[摘要] 根据温州深厚软土地基特点,经多方案比较,在多层建筑中采用复合桩基具有良好的经济效益。本文通过工程实例介绍复合桩基的设计方法及应注意的事项。

[关键词] 温州;软土;复合桩基;多层建筑

前言

温州地区是我国非常典型的软土地基,以软土层厚度大、含水量高、孔隙比大、高压缩性和低强度著称。一般地基浅层为硬壳层,厚度为0.8~2.0m;以下为深厚的淤泥层,厚度约20~40m。以下依次为淤泥质粘土、粘土(或粉质粘土)、卵石、风化基岩。可作为桩基持力层的有粘土(或粉质粘土)、卵石、风化基岩。对于目前农村地区建造较多的三至六层建筑来说,选取以上土层作为桩端持力层就使桩太长,造价太高,经济上难以承受。所以对于温州软土地基,多层建筑的基础设计是工程技术人员一直探索的问题。

考察目前已建的多层建筑,其基础一般采用天然基础或桩基础。天然基础利用表面的硬壳层作为持力层,其造价相对较低,但其沉降量大且持续时间长,一般沉降达几十公分甚至达一米多,严重的出现房屋倾斜、墙体过大裂缝。桩基础一般采用振动沉管灌注桩或预应力管桩,桩长约20~40m,桩端持力层为粘土(或粉质粘土),建成时基础沉降20~60mm左右,但其造价相对较高。其实对于常规桩基础,其设计理论是建立在满足承载力基础上的,即上部结构荷载完全由桩承受。显然采用这种传统的桩基础设计理论是过于保守,造成了过高的基础费用。若我们设计时利用桩与承台共同承受外荷载,即想象成利用桩基来减小天然基础沉降,在设计时由基础沉降控制值来确定桩数和桩长,这种桩基础型式称为复合桩基或疏桩基础^[1]。对于多层建筑,采用复合桩基沉降量略大于采用常规桩基础,但基础部分造价比相应常规桩基础节约20%~40%。下面通过工程实例介绍复合桩基的设计方法及应注意的事项。

* 收稿日期:2006年9月

工程概况

乐清市南塘镇某集资联建房,为五层混合结构,建筑底层店面、二层以上为居住的店连屋,共10个3.6米开间、进深为15米,屋面高度为12.5m,建筑面积2890m²。±0.00标高相当于黄海高程4.90m,室内外高差0.20m,场地自然地坪标高相当于黄海高程4.50m。经计算中间横墙线荷载标准值为167kN/m,准永久值为145kN/m,边横墙线荷载标准值为113kN/m,准永久值为102kN/m。工程所处场地土的主要物理力学性质指标见表1所示,稳定地下水位埋深为1.5m。

土的主要物理力学性质指标

表 1

层序	土层名称	层厚(m)	$\omega(\%)$	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$E_s(\text{MPa})$	$f_{ak}(\text{kPa})$	$q_{sa}(\text{kPa})$	$q_{pa}(\text{kPa})$
1	耕作土	0.6						
2	粘土	1.5	32	19.0	3.0	80	10	
3	淤泥	12.5	69	16.2	1.0	40	5	
4	淤泥	10.5	56	16.7	1.6	55	8	
5	粘土	14.5	38	19.5	3.2	85	12	350
6	粘土	5.5	31	20.0	4.0	100	15	420
7	粉质粘土	3.5		20.0	5.0	120	18	500

复合桩基的设计

1. 承台宽度的确定

承台采用墙下条形基础,承台持力层选择粘土(第2层)。一层为填土,基础埋深1.2m,小于1.5m,故地基承载力特征值不作修正,即 $f_a=f_{ak}=80\text{kPa}$ 。按天然地基承载力计算,确定中间横墙条基宽度为3.0m,边横墙条基宽度为2.0m。根据条基宽度,按准永久值组合下墙体的线荷载计算建筑沉降量,中横墙为304mm,边横墙为228mm,其值大于规范允许的最大沉降量。

为了减少基础沉降量,在条基下布置一定数量的桩。桩采用 $\Phi 377$ 振动沉管灌注桩,桩长25.3m,桩端进入粘土(第5层)1.0m。按照《地基基础设计规范》8.5.5-1式估算得到单桩承载力特征值为 $R_a=218\text{kN}$,取单桩极限承载力标准值 $R_{uk}=2R_a=436\text{kN}$ 。承台宽度初定为按天然地基确定的条基宽度的一半。即初定中间横墙条形承台宽度为1.5m,边横墙条形承台宽度为1.0m。

2. 计算不同桩数时复合桩基沉降^[2]

若作用在承台底面的荷载长期效应组合值 P_z 大于各单桩极限承载力标准值 R_{uk} 之和时,桩分担相当于各单桩极限承载力标准值之和的荷载,承台下地基土分担余下荷载。复合桩基沉降由两部分叠加组成,一部分是桩顶附加荷载作用下产生的沉降 S_1 ,另一部分是承台

底面附加荷载作用下产生的沉降 S_2 。复合桩基沉降量 $S=S_1+S_2$ 。

若作用在承台底面的荷载长期效应组合值 P_z 小于各单桩极限承载力标准值 R_{uk} 之和时,桩承担全部荷载。复合桩基沉降量 $S=S_1$ 。

根据上述沉降计算基本原则可计算不同桩数情况下复合桩基沉降量。下面用中间横墙条形承台下布置4根桩方案来说明计算过程。

承台底面处长期效应组合的竖向荷载:

$$P_z = F_z + G_k = 145 \times 15.25 + 1.5 \times 1.2 \times 20 \times 15.25 = 2760 \text{ kN}$$

承台底面处地基土的自重应力: $\sigma_c = 16 \text{ kPa}$

承台底面总的附加荷载: $P_z - \sigma_c A_c = 2394 \text{ kN}$

桩基中各单桩极限承载力标准值之和:

$$nR_{uk} = 4 \times 436 = 1744 \text{ kN} < P_z - \sigma_c A_c = 2394 \text{ kN}$$

承台下地基土承担的附加荷载: $P_z - \sigma_c A_c - nR_{uk} = 2394 - 1744 = 650 \text{ kN}$

按建筑桩基技术规范(JGJ94-94)推荐的等效作用法计算群桩在荷载1744kN作用下产生的沉降量 $S_1=21\text{mm}$ 。

用天然地基分层总和法计算在附加荷载650kN作用下产生的沉降量 $S_2=111\text{mm}$ 。

总沉降量 $S = S_1 + S_2 = 21 + 111 = 132 \text{ mm}$ 。

同理,中间横墙承台10根桩的沉降为20mm、8根桩的沉降为24mm、6根桩的沉降为30mm、无桩的沉降为387mm;边横墙承台8根桩的沉降为14mm、6根桩的沉降为18mm、4根桩的沉降为23mm、3根桩的沉降为77mm、无桩的沉降为263mm。

3. 确定桩数和桩位平面布置

根据不同桩数计算的沉降,就可绘制基础沉降与桩数的关系曲线如图1所示。

从图中可见,当中横墙采用4根时,计算沉降为132mm $<$ 200mm,符合规范要求。

考虑到条基之间的相互影响以及沉降计算的误差,取中横墙的桩数为6根,对应的沉降量为30mm。按同一方法确定边横墙桩数为4根,对应的沉降量为23mm。桩位布置见图2所示。

4. 整体承载力验算

基础设计中强度条件与变形条件是相互独立的、且是必须同时满足的条件。复合桩基的强度条件是传至承台底面处荷载效应的标准组合不大于承台下地基土承载力特征值和承台下桩基承载力特征值之和,即:

$$P_k \leq f_g A_c + nR_a$$

中横墙下承台承载力验算:

$$P_k = F_k + G_k = 167 \times 15.25 + 1.5 \times 1.2 \times 20 \times 15.25 = 3096 \text{ kN} \leq f_g A_c + nR_a$$

$$= 80 \times 1.5 \times 15.25 + 6 \times 218 = 3138 \text{ kN} \text{ 满足要求。}$$

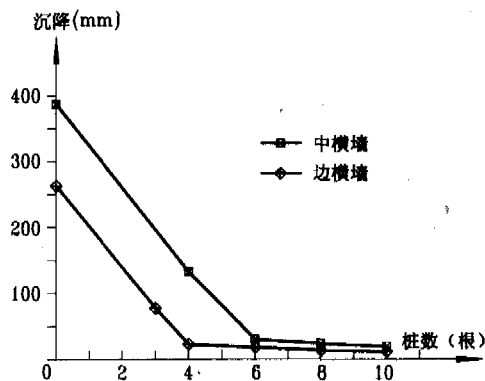


图1 桩数与沉降关系曲线

边横墙下承台承载力验算:

$$P_k = F_k + G_k = 113 \times 15.25 + 1.0 \times 1.1 \times 20 \times 15.25 = 2059 \text{ kN} \leq f_a A_c + n R_a$$

$$= 80 \times 1.0 \times 15.25 + 4 \times 218 = 2092 \text{ kN} \text{ 满足要求。}$$

复合桩基沉降观测

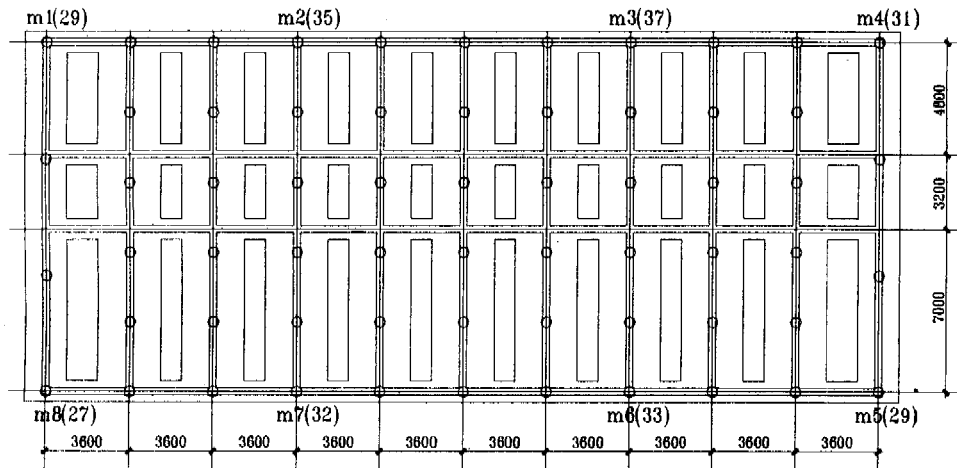


图2 桩位和沉降点布置图

该工程于2001年10月开始打桩,2002年7月竣工,工程共埋设8个沉降点,沉降点布置见图2所示,沉降点旁括号内给出了工程竣工时各测点的实测沉降值。由图可见,建筑基础的沉降差异很小,建筑竣工时基础的平均沉降为32mm,并考虑到建筑最终沉降特征推算,本工程最终沉降比计算值稍大。这主要有以下几方面原因:

- (1) 振动沉管灌注桩施工时对原状土的破坏和挤压而产生的隆起。
- (2) 桩基在接近极限承载力下工作,桩周与桩端一定范围内土体已进入塑性,即桩已进入弹塑性工作状态,却又采用弹性理论计算沉降,在理论上是有缺陷的^[3]。
- (3) 沉降计算时未考虑条基之间的相互影响。

经济比较

按常规桩基础设计,中横墙下桩数为13根,边横墙下桩数为9根,承台宽度为0.8m。计算该基础桩混凝土用量为381m³、承台混凝土用量为111 m³。按市场价桩490/ m³、承台500/ m³计算,该工程基础总造价为24.22万元。

按复合桩基设计,该基础桩混凝土用量为175 m³、承台混凝土用量为141 m³,按市场价计算,该工程基础总造价为15.63万元,比常规桩基础造价低35%。

结语

1. 采用桩-土共同作用的复合桩基设计计算理论先进, 工程实践表明安全可靠、节省桩基费用, 取得明显的经济效益与社会效益, 在新农村建设中具有推广价值。
2. 复合桩基适用于表面浅层覆有较高承载力的土层, 以下为深厚软土层的场地。在温州地区一般用于多层建筑, 也可用于体形简单具有较高整体刚度的小高层建筑。
3. 复合桩基的单桩为摩擦桩或端承作用较小的端承摩擦桩, 成桩方法为预制桩, 或为质量可靠的灌注桩, 布桩间距宜大于4倍桩径。
4. 桩的设计须保证在单桩极限承载力作用下不产生桩身结构强度破坏。
5. 桩基承台和地基梁构件设计应考虑在基础沉降未达稳定的很长时间内, 建筑物荷载作用在桩和土上的比例是变化的。

参考文献

- [1] 管自立. 疏桩基础设计实例分析与探讨(一)[J]. 建筑结构. 1993年第10期.
- [2] 上海现代建筑设计(集团)有限公司. 上海市工程建设规范《地基基础设计规范》(DGJ08-11-1999)[S]. 上海: 1999年.
- [3] 刘利民、舒翔、熊巨华. 桩基工程的理论进展与工程实践[M]. 中国建筑工业出版社. 2002年.
- [4] 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范(GB50007-2002)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社. 2002.
- [5] 中华人民共和国行业标准. 建筑桩基技术规范(JGJ94-94)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社. 1995.

致 谢

《地基处理》杂志创刊、出版、发行已近17年了。承蒙全国各地土木工程界、岩土工程界特别是地基处理专业广大同仁的大力支持, 帮助和指导。使本刊不断得到充实、提高和发展, 因而深受广大读者的欢迎, 在国内已具有一定的影响力。在此, 对所有本刊论文作者, 广大读者, 杂志社成员单位(理事单位), 各位顾问, 历届编委、审稿专家, 对所有支持, 关心本刊的朋友们, 表示衷心的感谢! 本刊热诚希望诸位一如既往给予大力支持和帮助, 积极组织、推荐、撰写稿件, 使本刊越办越好。

敬祝

各位2007年身体健康、工作顺利, 万事如意!

《地基处理》编辑部

2006年12月

爆扩桩基础的应用与分析*

任白玉

(邢台市建筑设计研究院 邢台 054000)

[摘要] 本文通过爆扩桩基础在实际工程中的应用,对其特点及有关问题进行了分析,并提出了改进意见。

爆扩桩基础,从东北地区的首先应用发展到土质极为复杂的西南地区,继而在我国辽阔的土地上广泛应用,至今已有40多年的历史。它不仅一般在一般粘土、粉土等较好土层中应用,也在杂土、软弱土层及夹有砂石土层中应用,不但应用于工业民用建筑,也应用于构筑物及设备基础中。爆扩桩基础的应用范围之所以这样广泛,是由于和一般条形基础、独立基础等相比,具有明显的优点,但通过大量工程实践,也存在一些问题,须认真总结经验。

概述

邢台市的爆扩桩应用技术起步较早,早在1970年在学习外地的应用经验及实用技术后,结合本地的实际情况和地质条件,率先应用于大型工业厂房及特种构筑物。这些工程结构复杂,质量要求较高,基础工程大量采用爆扩桩后,加快了施工进度。在广泛取得经验后,即在一般车间,仓库工程中普遍使用。由工业建筑使用成功,发展到使用于民用建筑。如办公楼、商业楼等。除应用于新建筑物的基础工程外,尚应用于增层建筑物的基础加固处理,也应用于建筑物加固处理的基础承载力加强。由于自身优点较多,很受设计部门和施工单位的欢迎,曾在较长时期推广使用较快。

不少使用爆扩桩的工程,至今已30余年,有些重要工程经检测,在承载、沉降及地基变形方面均达到设计要求,未出现什么问题。爆扩桩的设计、施工、试验等方面通过大量工程实践,均积累了一定经验,虽然在这方面可供参考资料不多,且地基基础规范也未收录,但爆扩桩应用技术仍在建筑工程的各个领域广泛应用,已取得显著成绩和较大的经济效益及良好的社会效益。

工程实例

1. 某厂主厂房,主跨24m,高18m,厂房内有部分设备平台,主跨为排架结构,与毗

* 收稿日期:2006年9月

邻的6层框架结构相连,厂房内设有检修吊车,由于厂房高大,且带通常天窗,故上部结构荷载较大。该厂房地质条件较好,桩基承台底-3.000m以下为粘土层,至-6.000m以下为砂层,承台底为爆扩桩,桩径300mm,大头直径1500mm不等,桩长3m,桩距1.5倍大头直径,爆扩桩大头底座在砂层上。由于扩大头呈球形曲面,扩大了支承面积,因而提高基础的承载能力。

2. 某厂联合厂房,系多跨单层排架结构,11×12m跨+2×18m跨共13跨,面积18000m²,厂房高6~8m。建筑场地地质条件较差,-4.400m上全为杂填土,-4.400m以下为粘土,独立桩基采用爆扩桩基础,承台底标高-2.000m,桩底标高-4.500m,桩径250mm,大头直径1000~1200mm。该工程从挖开试桩看,大头爆扩直径达到要求,桩径及大头混凝土浇注密实,混凝土强度达到要求。

3. 某办公楼,3层砖混结构,系单面外廊式。建筑场地为杂填土,采用爆扩桩基础,内外墙沿墙中心线布置爆扩桩,桩径250mm,大头直径1000mm,桩顶为通长地梁。开挖土方较少,仅为挖地梁的土方,该楼适值雨季施工,避免了总采用条形基础挖地槽后被地下水浸槽的弊端。

4. 某钢筋混凝土烟囱,高75m,烟囱顶出口直径3000mm,某大型冷却塔,高40m,两构筑物基础均为大面积整体平台板下爆扩桩基础,爆扩桩沿一定半径沿放射方向均匀布置,桩径300mm,大头直径1500mm,桩长3000mm,节省大量开挖土方,加快施工进度。

5. 某综合楼增层,某住宅基础加固,均属对既有建筑物的加固处理,前者由于增层,除对上部结构进行加固外,对基础由于增加荷载而须进行处理,后者系既有建筑物墙体裂缝,原基础偏小,承载不足,亦须对原基进行加强。

处理方法:某综合楼基础。在原砖砌灰土条形基础两侧,用增墙梁法将横梁穿过墙体,横梁两端为爆扩桩,上部增加的荷载通过增墙梁传至爆扩桩。某住宅楼在基础两侧增设爆扩桩,沿条形基础纵向设置,使爆扩桩与原基础共同承担上部结构荷载,以弥补原基础的承载不足。

几点分析

1. 爆扩桩法,从1963年大庆油田在工业建筑中首次使用钢管爆扩桩起,经过试验和大量工程实践,又采用了不带钢管的爆扩桩。从东北地区应用到地质较复杂的西南地区,爆扩桩应用技术亦有了长足的发展,得到广泛的应用。爆扩桩基础与一般条形基础,独立基础比较,具有许多明显的优点。诸如,减少了大量土方工程量,不少工程挖土较少,减少土方工程量达50~80%;加快施工进度,缩短工期40~50%;减轻劳动强度,一般节省劳力60%;降低基础工程造价的30%左右。

2. 爆扩桩的应用范围。爆扩桩的适应性较大,它除一般土质外,对于新填土、杂填土、软弱土层等同样适用,在复杂地质条件下,如砂、砾石层,亦可使用爆扩桩基础,这是按地质条件分。如按建筑类别分可适用于一般民用建筑、公共建筑、工业建筑、各种构筑物及设备基础中。爆扩桩适用于扩建、改进工程中,如扩建工程与原建筑物的衔接,增层建筑物的基础加固处理,既有建筑基础的加宽处理等,均可采用爆扩桩基础。

3. 爆扩桩对建筑物的振动影响问题。在新建工程或设备基础中,有时会遇到爆扩大头时对邻近建筑物的振动影响问题;在对既有建筑物增层改建时,也会遇到爆扩大头对本建

筑物的振动影响问题。通过大量工程实践证明,由于爆扩桩的爆扩大头埋置较深,药量不大的浅层爆破,它和一般爆破作用不同,不会产生爆炸冲击波及飞石对邻近建筑物的破坏作用,它主要是通过土的振动,地震波传播对邻近建筑物产生振动影响,但时间是极其短暂的,因此振动影响是很微小的。例如,某新建办公楼与既有建筑物山墙紧接除上部结构采用悬挑结构解决外,爆扩桩扩大头距老建筑基础边缘仅1.50m,爆扩桩大头底低于既有建筑物基础底1.00m。爆扩施工后检查,既有建筑物安然无恙,未出现墙体裂缝。又如某砖混结构综合楼,原为3层接建1层,在基础两侧加爆扩桩,桩顶加横梁,用抬墙梁法由爆扩桩承担部分增加的荷载。爆扩桩大头边缘基本接近既有建筑物基础边缘,采用较小直径 $\Phi 250\text{mm}$ 桩,扩大头直径亦较小仅500mm。通过爆扩检查,一切正常。

4. 施工中应注意的问题

(1) 为减小爆扩桩附邻近建筑物的振动影响,一般要求爆扩桩距邻近建筑物基础边缘的距离应大于两倍扩大头直径,并不小于2m,视邻近建筑物的坚固程度及整体性,此距离亦可适当再小些。在垂直方向尽量使扩大头的标高较邻近建筑物基础低1~1.5m以上。

(2) 在坚硬土质中爆扩时,可利用松土吸振的办法,即在邻近建筑物与爆扩桩之间钻几个孔底低于爆扩桩底的空孔,可起到一定的消振作用。若遇杂填土或较松软的土质,则应注意防止塌孔,一般爆扩后,除必要的检测外,应立即浇注混凝土。

(3) 爆扩桩施工中的安全问题至关重要,每根桩的扩大头必须保证爆扩,绝对不允许个别孔不爆扩,即行移位另钻,使不爆扩的桩底留有隐患。遇不爆扩桩应再放入炸药,使其引爆。为保证放入孔底炸药包爆炸,可放入两个雷管,大量工程实践证明,此法可避免出现“瞎炮”,从而可免去隐患,确保建筑物安全。

几点建议

爆扩桩基础虽然优点很多,也曾在各地大量推广使用,并取得较大的经济,但是,为什么近些年来,推广使用缓慢,在有些工程上不愿意使用爆扩桩。究其原因何在?笔者认为主要问题是由于爆扩桩完全隐蔽于地下,难于直观检查质量,如施工监督检查不力,易于留下隐患。为进一步推动爆扩桩基础的推广应用和提高,建议:

1. 进一步深入试验研究。对爆扩桩的受力状态及基本性能,应进一步深入研究,完善基础理论和计算方法。

2. 统一施工方法。成孔机械多种多样,选优劣次,基本定型;遇各种地质条件,有一套完善的施工方法,使施工有所遵循。

3. 检测和事故处理。要有一套完善的检测方法,以避出现断桩,缩颈、扩大头尺寸不准,“瞎炮”等,同时对各种事故的处理方法,须进一步完善总结,以指导施工。

参考文献

- [1] 任振甲. 增层加固房屋地基基础爆扩桩处理法, 地基基础工程[J], 1996. 1.
- [2] 任振甲. 爆扩桩质量问题的处理, 建筑工人[J], 2002. 9.

一题一议

主持人: 龚晓南

浅议复合地基的承载力*

何广讷

(大连理工大学、金波土木工程有限公司 大连 116023)

鉴于某些检验人员检验复合地基时,往往将复合土层从上至下,均以设计单位提出的承载力作为标准进行判定。可是对于软土夹层地基,经处理后虽上部复合土层的承载力大于设计提出的数值,而其下软土(如软粘性土或淤泥质土等)复合土层的承载力却常常不足。此时检验者即判定该复合地基不合格,需进行补救。须知复合地基和天然地基一样,设计单位提出的地基承载力是属地基持力层必须达到的承载力。但这并不意味着所有的复合土层都必须达到这一数值。只要能满足持力层在该设计荷载作用下,各下卧软弱段的复合土层可作为下卧软弱层对待,只要能达到相应需要的承载力即可。故必要进需进行下卧软弱复合土层的验算。举例说明如下:

一地基土层上为厚6m的松粉细砂,承载力特征值 $f_{sk1}=160\text{kPa}$,其下为4m厚的淤泥质粉土,承载力特征值 $f_{sk2}=80\text{kPa}$,再下为极厚的砾石层,承载力特征值 $f_{sk3}=350\text{kPa}$ 以上,地下水位距地表1.5m。该地基将受条形荷载,基础埋深1.5m,设计要求地基承载力 $f_{sp}=200\text{kPa}$ 。

由于该地基的上两层土的承载力都不满足设计要求,故采用了振冲碎石桩法处理。处理后粉细砂复合土层的承载力特征值 $f_{sk1}=250\text{kPa}$,粉细砂的湿重度 $\gamma=21\text{kN}$ 浮重度 $\gamma'=11\text{kN}$ 。淤泥质粉土复合地基的承载力特征值 $f_{sk2}=100\text{kPa}$ 。

该复合地基的验算结果为:

1. 持力层 $f_{sk1}=250\text{kPa}>200\text{kPa}$ 满足
2. 下卧淤泥质粉土复合土层: $f_{sk2}=100\text{kPa}$ 作为下卧软弱土层进行验算。

经计算该软层顶面的自重应力 $p_{cz}=81\text{kPa}$;

该软层顶面处的附加压力 $p_z=86.2\text{kPa}$;

经深度修正后该软层复合土的承载力特征值 $f_{sk2}=174.25\text{kPa}$

故 $p_z+p_{cz}=81+86.2=167.2\text{kPa}<f_{sk2}=174.25\text{kPa}$

验算表明该地基处理后,下卧软土复合土层的承载力特征值虽仅为100kPa,远小于设计的持力层承载力特征值200kPa。可是其为下卧层应按下卧软弱层验算的结果进行评定,则其完全满足了设计要求。若随意的将各段复合土层都按持力层承载力特征值进行评定合格与否,就不合理了,而且必造成较大浪费。

* 收稿日期: 2006年11月

译文

纤维加筋膨润土在大剪切位移下的性状*

By: Michéle Dal Toé Casagrande; Matthew Richard Coop; and Nilo Cesar Consoli, Ph.D, 张杰 译校

译自: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:11(1505)

[摘要] 通过正应力为20~400kPa下的系列环剪试验,研究了聚丙烯纤维加筋膨润土在大剪切位移下的性状。膨润土和聚丙烯纤维制成初始含水量170%的试样,纤维长12mm或24mm,厚0.023mm,在试样中干重含量为1.5%或3%。纤维在膨润土中随机分布,提高了试样的最大抗剪强度,但当变形继续增大时,加筋土的强度加剧变小,使得纤维加筋膨润土和素膨润土残余强度相似。纤维长度和含量的增加都会提高峰值剪切强度。试验结束后将纤维取出,发现纤维体出现拉长和破坏。

[关键词] 剪切;纤维加筋材料;膨润土;位移

引言

以前关于粘土中纤维加筋影响的研究,主要集中在高岭土,最高含水量在40%左右(Andersland和Khattak,1979; Maher和Ho,1994; Feuerharmel等,2000),这些研究和实际工程相去甚远。而且此前的研究主要基于无侧限压缩试验、三轴试验和直剪试验,所以通常剪切应变大约在20%左右。本文的主要工作是用环剪仪研究大剪切变形下,高初始含水量和高孔隙比的塑性土中纤维加筋的影响。

纤维加筋粘土可用于垃圾填埋场的衬垫层和覆盖层,来连接土工合成材料(土工膜、土工织物等)。纤维加筋粘土与粘土比,强度更高和应变软化减少,这使得开裂减少,即便产生更大沉降,也能采用较薄的垫层和覆盖层,所以,它十分适用于垃圾填埋场。既然衬垫层和覆盖层中采用高岭土不很可靠,就有必要研究塑性范围内纤维加筋粘土中纤维加筋的作用。

试验方法

本试验采用膨润土,粒径小于0.042mm的含量为95%,小于0.009mm的含量为85%,小于0.001的含量为77%。土的比重2.09,塑限55%,液限550%,塑性指数495。根据(美国

* 收稿日期:2006年11月

材料试验协会)的土分类标准(D 2487/93 ASTM 1993),属于高塑性无机粘土(CH)。

聚丙烯纤维长为12mm或24mm,直径0.023mm,比重0.91,抗拉强度120MPa,弹性模量3GPa,线性应变达到80%时破坏。最近关于纤维加筋作用的研究试验(Consoli等,2003,2005;Heineck等,2005)也采用了相似的纤维体。纤维的干重含量为1.5%或者3%。

把干的膨润土、水和纤维混合,制成初始含水量170%(孔隙比约为4.9)的样品。混合后,将样品直接放入侧限环中,达到试样需要高度为止。混合物粘稠,用这种方法制样不能确保试样均匀,但是由于仪器允许有限的竖向位移,所以对于压缩性土,这是唯一可行的制备方法。对同一试验,没有进行重复,但是不同试验间数据的连贯性表明,土样的不均匀性没有对结果造成显著影响。试验后将试样取出,观察发现,在剪切应力小的区域,纤维和土混合的比较均匀,纤维随机分布。与此对应,在局部剪切带,纤维趋向剪切方向。

Bishop等1971年完成了环剪仪试验。试样的内径和外径分别为4英寸(101.6mm)和6英寸(152.4mm),高1英寸(25.4mm)。在这种仪器中,剪切发生在试样中部,并可测出侧限环和试样上部的摩擦力,所以剪切平面上竖向应力是已知的。竖向应力的精度只取决于摩擦力测量的精度。对于本试验,估计在高应力试验中,正应力和剪应力的测量误差2%左右,不过在20kPa下的试验误差在2kPa左右。

准备好试样后,开始加载,并保持试样饱和。变形引起的固结完成后,将固定螺丝拿掉,上部和下部的侧限环之间的间隙大约在0.3mm到0.35mm之间,保持竖向应力不变,以0.05mm/min的速率对试样进行剪切。在这种环剪仪中,只有上部和下部侧限环之间不接触时,剪切应力才能测量准确,这就是在剪切前要它们分开的原因。但是过大的间隙将会引起土体损失。哪怕引起剪切中土体损失和压缩,预留间隙的大小也不能影响剪应力的测量,上下侧限环在整个试验过程中都要保持分离。剪切的速度的选择,根据某竖向应力下的固结参数,要求剪切位移达到1mm时,至少完成95%的固结。

试验结果和分析

图1所示,素膨润土和纤维加筋膨润土(纤维含量1.5%、长12mm)的试验结果。为了使曲线的前半部分更加清晰,采用半对数坐标。在任何应力水平下,纤维加筋的试样的峰值强度都明显高于素膨润土试样,前者的应变软化程度也大于后者。应变软化最初出现时,纤维加筋试样软化的速率和素膨润土试样相似,但水平位移达到40~60mm后,软化开始加速,在水平位移180mm左右,纤维加筋试样的强度和未加筋试样相近。在水平位移从小到中发展的过程中,由于纤维加筋提高的强度幅值,基本上保持不变。

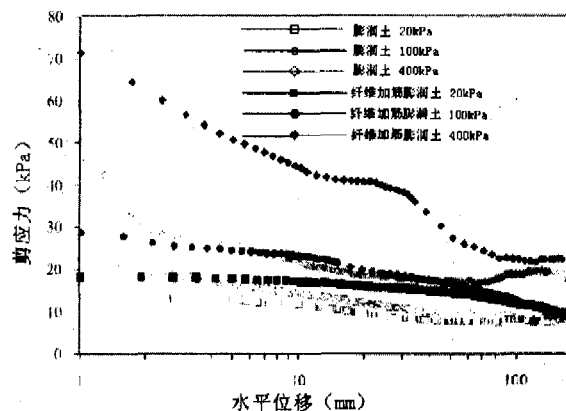


图1 剪应力和水平位移关系图(纤维含量1.5%、长12mm)

图2所示,未加筋和加筋试样(纤维含量1.5%、长12mm)峰值强度和残余强度的包线图。尽管名义上正应力为20kPa、100kPa、400kPa,但由于试样和上侧限环之间的摩擦力,

在图2上反映出来，剪切面上的有效应力降低。低应力下数据的离散是由于存在2kPa左右的误差。由于渐进破坏，环剪仪中试样沿宽度的应变不均匀，也会影响峰值强度的精度。但这些并不影响未加筋和加筋土样之间包络线的对比。

纤维加筋膨润土的峰值抗剪强度提高，但不像其他类土体（采用种类、数量和厚度相同的纤维）提高那么多。这可能是由于孔隙比大（ $e \sim 4.9$ ），单位体积的纤维数量比较低的原因。另外可能是由于纤维体表面和周围土体的剪切摩阻力比较小的原因。Heineck等（2005）做了不加筋和加筋淤泥质砂（ $e \sim 0.55$ ）和细砂（ $e \sim 0.65$ ）的环剪试验，在100kPa正应力下，峰值强度分别提高了115%和165%。而在相同的应力水平下，加筋膨润土只提高了约25%。

虽然由于剪应力小，导致试验数据比较分散，但还是可以看出，纤维体对大变形下残余剪切强度的影响很小。强度的增加是由于纤维体的插入作用，所以在在大剪切变形下会恶化。与膨润土数据形成对比的是，Heineck等（2005）做的纤维加筋淤泥质砂和细砂试验，在相同的大变形下，没出现强度降低的趋势，并且在试验结束时，剪应力仍有轻微的增加。这是由于膨润土的孔隙比大，膨润土颗粒在大水平位移下有重排列的趋势。

“峰值强度包线是曲线，可能是由于孔隙比和应力水平的原因为。残余强度包线也是曲线。

本实验采用的环剪仪，可以消除剪应力测量中摩擦力的影响。由于剪切发生在试样的中部，所以认为，在低正应力水平下，抗剪强度的摩擦角很大不是由摩擦力的造成的。Lupini等（1981）和 Kenney（1967）观测了粘土的残余强度包线的曲率，Mitchell（1993）把它归因于粘土颗粒在低应力下不适应。残余强度的数据在高应力区更可靠，这时的剪应力精度更高，400kPa剪切阻力下，残余强度摩擦角只有2.8°，这和Kenney（1967）年获得的钠型蒙脱石试验数据相似。

为了评价纤维长度的影响，图3给出了100kPa正应力下，纤维干重含量1.5%，长度分别为12mm和24mm时的试验数据，同时给出了无纤维加筋的试验结果。由图可见，纤维长度增加，最大剪切强度也稍微提高。可能是由于长度增加使纤维和周围土体摩阻力变大，提高了锚固作用。

图3还给出了100kPa正应力下，纤维长度12mm，干重含量分别为1.5%和3%的试验数

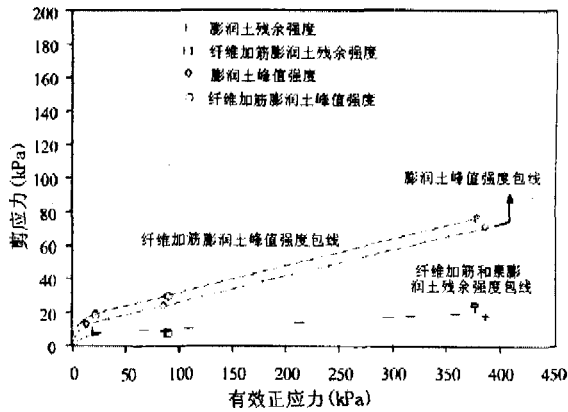


图2 强度包线图 (峰值强度和残余强度)

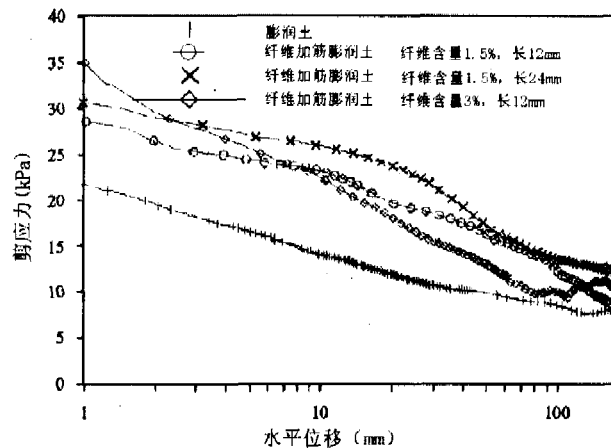


图3 纤维加筋膨润土和膨润土(剪应力-水平位移)对比图

据,对比纤维含量的影响。就最大剪切强度而言,含量3%的试样比无纤维加筋试样大,含量1.5%的试样也比无纤维加筋试样大,前两者之间的差值约是后两者之间差值的2倍。纤维含量高的试样,应变软化更快,可能是由于过多的纤维之间的接触,降低了应力从土向纤维体转移的效率。

做完100kPa正应力下,纤维干重含量1.5%,长度分别为12mm和24mm的试验后,从试样剪切区取出纤维体,并测量它们的长度,如图4。每个试验大约测量了100根纤维,约占使用总量的1%。没有测量试样剪切区以外土体中纤维的最终长度。图4(a)的数据分散,所以在图4(b)中做了平滑处理。

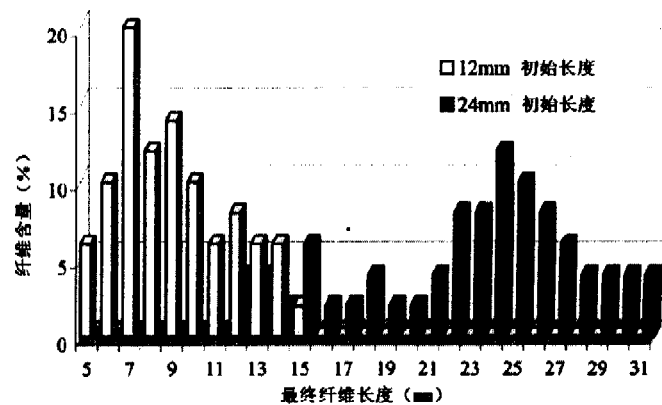
数据表明,剪切区中纤维出现塑性拉伸和破坏。也有些纤维和初始长度一样,但大多数已经拉长或者破坏,破坏的纤维占多数。无法得知有多少长度未变的纤维,是由于在延长和破坏的共同作用下,断裂后的长度刚好和初始长度相等。也无法得知,为何12mm纤维比24mm纤维破坏的多。

结论

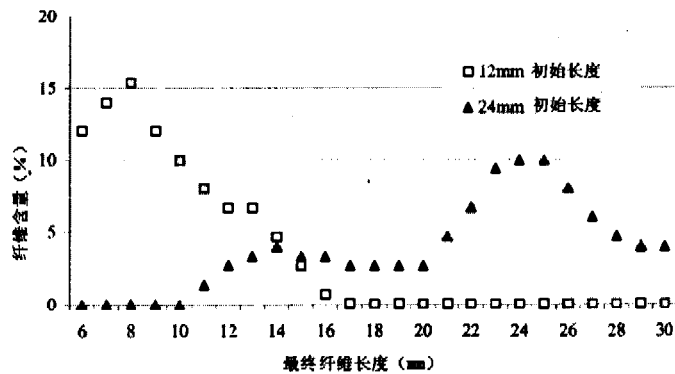
用聚丙烯纤维加筋的正常固结状态膨润土,当位移为1mm时出现最大峰值强度。纤维含量1.5%的试样,峰值强度后,由纤维引起的强度增量,保持为常量,直到位移达到50mm。大水平变形下,纤维的加强作用退化,剪切位移到达180mm时,加筋试样的强度和未加筋试样的强度相似。直到剪切位移为50mm时,膨润土中纤维的加强作用都有效。变形继续增大,纤维加强作用消失。试验后,发现纤维出现拉长和破坏,说明纤维体在破坏前承受塑性拉伸。纤维体的这些性状可能和应变速率有关,所以上述结论只对低应变速率试验有效。

致谢

感谢优秀中心支持计划 PRONEX/FAPERGS (No. 04/0841.0) 和 CNPq-巴西研究委员会对本研究进行的资金支持。



(a)



(b)

图4 环剪试验后的最终纤维长度