

目 次

论 文

- 地基土水平抗力系数的比例系数 m 与桩顶水平位移相互关系研究.....
..... 李建光, 马培贤, 刘春来(3)
- 城市道路钢筋混凝土挡土墙优化设计.....张贵生, 朱彬, 娄中波, 沈可(8)
- 地面沉降的灰色 verhulst 预测方法..... 徐文贤, 杨文鸣, 邢献礼(12)
- 地基土质对水泥土搅拌桩强度的影响分析.....蒋敏敏, 蔡正银, 朱芝健, 卢增祥(18)
- 垫层载荷试验应注意的几个问题.....赵丽娟(23)
- 旋喷桩在软土地区既有地下管线加固中的应用..... 张贵生, 朱彬, 娄中波(26)
- 城市地下通道施工技术..... 包振毅, 沈进, 周霄(31)
- 钻孔混凝土灌注桩质量保证之探讨.....蔡伟峰, 张波, 袁文忠(37)
- 沉井射水掏土法在粉砂土中的应用.....王晗, 周霄(43)
- 绍兴县滨海区高层建筑基础选型研究..... 李征, 郭彪, 龚晓南(48)
- 上海市西藏南路地铁车站地下墙施工技术..... 黄仁杨, 应达贵, 章祥(53)
- 浅谈旋挖钻机设备的管理..... 张波, 袁文忠, 徐志超(59)

译 文

- TDR 法测定土壤含水率及电导率综述.....
.....K. Noborio, 万晓丽 译(62)

地基土水平抗力系数的比例系数 m 与桩顶水平位移相互关系研究*

李建光¹ 马培贤¹ 刘春来²

(1. 中航勘察设计研究院, 北京 100086; 2. 北京飞机维修工程有限公司, 北京 100621)

[摘要] 通过对灌注桩现场水平推力试验成果分析, 建立了地基土比例系数 m 与桩顶水平位移的关系曲线。依据地基土比例系数 m 值随桩顶水平位移的变化幅度, 将地基土比例系数 m 值的变化趋势划分为急速衰减、较快衰减、缓慢衰减、趋于平稳四个阶段, 为更加准确的估计地基土比例系数 m 的经验值提供了现场实测依据。

[关键词] 地基土比例系数 m ; 桩顶位移; m 值与桩顶位移关系

引言

地基土水平抗力系数的比例系数 m 取值是一个极其复杂而又非常重要的课题。《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94) 给出了表5.4.5当无静载试验资料时地基土水平抗力系数的比例系数 m 值^[1], 《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ024-85) 给出了附表6.5非岩石类土的比例系数 m 和 m_0 值^[2], 以上两个规范给出的比例系数 m 经验值范围较大, 较精确的确定比例系数 m 值非常困难。《建筑基坑支护技术规范》(JGJ120-99) 给出了每层土水平抗力系数的比例系数 m_i 的经验计算公式C.3.2^[3], 该公式建立了比例系数 m 与土层抗剪强度指标、基坑底面位移量关系, 但没有考虑支挡结构物的入土深度等因素。李俊等提出了根据动力触探击数获得土层变形模量, 然后计算得到地基土系数的比例系数 m 的方法^[4], 此方法有非常大的地区局限性。

本文借助现场单桩水平推力试验, 研究不同桩长情况下地基土水平抗力系数的比例系数 m 与桩顶水平位移的关系, 为今后没有试桩资料的情况下, 较精确确定比例系数 m 提供一定的参考依据。

* 收稿日期: 2007年7月

试验基本情况

1. 工程概况

某工程场地位于北京首都国际机场 T3 航站楼的北侧, 采用柱下群桩基础。桩基础采用混凝土灌注桩, 施工工艺为反循环水下灌注。

2. 场地地基土

工程场地地层分布如下:

粉质粘土素填土①层: 黄褐色, 稍湿~湿, 松散~稍密, 平均厚度1.0m。

粉质粘土②层: 暗黄~褐黄色, 可塑, 平均厚度2.5m。

粉质粘土③层: 褐灰色, 软塑~可塑, 平均厚度9.0m。

粘质粉土④层: 浅灰色~黄灰色, 湿, 中密~密实, 平均厚度3.0m。

粉质粘土⑤层: 褐灰色, 可塑, 平均厚度3.5m。

细砂⑥层: 浅灰~褐灰色, 饱和, 中密~密实, 平均厚度2.0m。

粉质粘土⑦层: 褐黄~褐灰色, 可塑, 平均厚度6.5m。

细砂⑧层: 褐灰色, 饱和, 密实, 平均厚度2.0m。

粉质粘土⑨层: 深灰色, 可塑, 平均厚度6.5m。

重粉质粘土一粘土⑩层: 褐灰色, 可塑, 平均厚度6.5m。

中砂⑪层: 褐灰色, 饱和, 密实, 平均厚度10.0m。

3. 试验桩特征参数

本次试验共随机抽取 9 根试验桩, 试验桩均为工程桩。试验桩特征参数详见表 1。

试验结果与分析

1. 现场试验及成果

现场单桩水平推力试验中采用了RS-JYC型静力载荷测试仪, 通过压力传感器和位移传感器由计算机直接记录试验结果, 保证了试验数据的真实可靠。

水平推力采用分级加荷, 桩顶水平最大位移控制在10mm左右。试验结果详见表2、表3、表4,

试验桩特征参数

表1

桩号	直径 (mm)	长度 (m)	桩身强度	桩端持力层
H41-2	800	27.9	C25	细砂⑧层
L1-7	800	28.2	C25	细砂⑧层
M3-2	800	34.5	C25	中砂⑩层
M9-1	800	34.5	C25	中砂⑩层
M21-1	800	34.5	C25	中砂⑩层
A21-10	800	38.9	C25	中砂⑩层
A21-26	800	38.9	C25	中砂⑩层
A21-50	800	38.9	C25	中砂⑩层
A41-11	800	38.9	C25	中砂⑩层

其中H为水平推力， x 为相应水平推力H时的累计桩顶水平位移。

27.9米和28.2米桩水平试验结果 表2

桩号	L1-7		H41-2	
	H (kN)	x (mm)	H (kN)	x (mm)
1	85.00	0.43	85.00	0.70
2	128.00	0.65	128.00	1.27
3	171.00	1.10	171.00	2.45
4	214.00	1.98	214.00	4.72
5	257.00	2.87	257.00	7.47
6	300.00	4.75	300.00	11.02
7	343.00	8.85	257.00	10.88
8	386.00	11.35	171.00	9.28
9	343.00	10.91	85.00	6.33
10	257.00	9.90		
11	171.00	8.14		
12	85.00	5.77		

34.5米桩水平试验结果

表3

桩号	M21-1		M9-1		M3-2	
	H (kN)	x (mm)	H (kN)	x (mm)	H (kN)	x (mm)
1	85.00	0.46	85.00	0.56	85.00	0.58
2	128.00	0.78	128.00	1.01	128.00	1.01
3	171.00	1.31	171.00	1.77	171.00	1.62
4	214.00	1.87	214.00	2.88	214.00	3.26
5	257.00	3.14	257.00	4.91	257.00	5.23
6	300.00	5.27	300.00	7.83	300.00	8.19
7	343.00	9.10	343.00	10.22	343.00	12.11
8	386.00	11.64	257.00	9.62	257.00	11.73
9	300.00	11.37	171.00	7.97	171.00	9.90
10	214.00	10.42	85.00	5.45	85.00	6.77
11	128.00	8.36				
12	86.00	7.06				

38.9米桩水平试验结果

表4

桩号	A41-11		A21-50		A21-26		A21-10	
	H (kN)	x(mm)	H (kN)	x (mm)	H (kN)	x (mm)	H (kN)	x (mm)
1	85.00	0.43	85.00	0.50	94.00	1.17	94.00	2.32
2	128.00	0.90	128.00	1.18	141.00	1.89	141.00	3.49
3	171.00	1.48	171.00	2.76	188.00	3.28	188.00	4.71
4	214.00	2.54	214.00	5.68	236.00	5.51	236.00	6.78
5	257.00	3.86	257.00	9.66	283.00	8.54	283.00	9.92
6	300.00	6.71	300.00	12.52	330.00	12.17	330.00	13.37
7	343.00	10.18	214.00	11.72	236.00	11.74	283.00	12.95
8	257.00	9.47	128.00	9.87	141.00	9.64	188.00	12.03
9	171.00	7.74	43.00	5.82	47.00	5.67	94.00	9.52
10	85.00	5.55						

2. 试验成果分析

根据《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)附录E中地基土比例系数 m 的计算方法,由表2、表3、表4的试验结果计算出的比例系数 m 与桩顶水平位移 x 的关系曲线详见图1、图2、图3。地基土比例系数 m 的计算主要涉及《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)第E-1式和第5.4.5式:

$$m = \frac{\left(X \frac{H}{x} v_x \right)^{5/3}}{b_0 (EI)^{2/3}} \quad (1)$$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} \quad (2)$$

依据试算结果, α 均大于4, 取 $\alpha = 4$, $v_x = 2.441$ 。公式中参数代表含义详见《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)相关内容。

通过对图1~图3中的曲线分析,不同桩长的桩顶水平位移 x 与比例系数 m 关系曲线均可划分被为四个阶段(其中桩A21-26和A21-10试验数据变化较小):

- (1) 当桩顶位移 x 在0~2mm时,比例系数 m 处在一个急速衰减阶段;
- (2) 当桩顶位移 x 在2~5mm时,比例系数 m 处在一个较快衰减阶段;
- (3) 当桩顶位移 x 在5~10mm时,比例系数 m 处在一个缓慢衰减阶段;
- (4) 当桩顶位移 x 在大于10mm之后,比例系数 m 处在一个趋于平稳阶段。

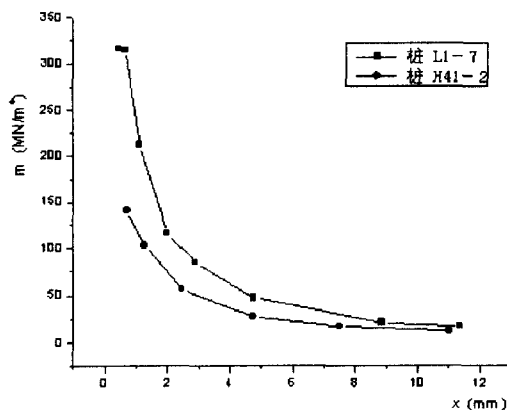


图1 27.9米和28.2米桩桩顶水平位移 x 与比例系数 m 关系曲线

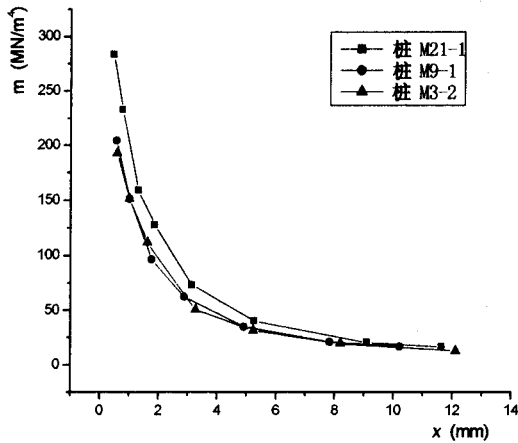


图2 34.5米桩桩顶水平位移 x
与比例系数 m 关系曲线

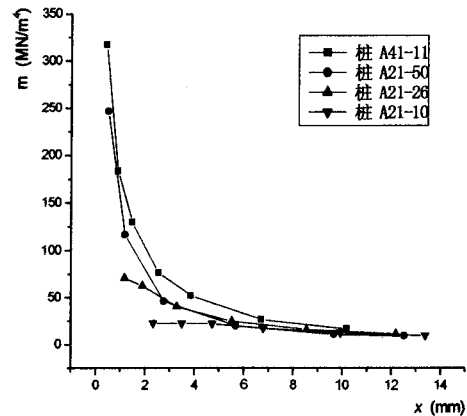


图3 38.9米桩桩顶水平位移 x
与比例系数 m 关系曲线

《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)表 5.4.5 给出了灌注桩桩顶水平位移在 1.5~12.0mm 范围内,地基土水平抗力系数的比例系数 m 的经验值。但根据本次试验成果分析,灌注桩桩顶水平位移在 0~12.0mm 范围内,比例系数 m 值会经历一个急速衰减、较快衰减、缓慢衰减、趋于平稳四个阶段,每个阶段间比例系数 m 值变化程度相差悬殊。因此在利用《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)表 5.4.5 中比例系数 m 值时,应根据灌注桩的不同桩顶水平位移慎重选取比例系数 m 经验值。

结论及建议

(1)通过本次试验成果分析,灌注桩随着桩顶水平位移的增加,比例系数 m 值会经历一个急速衰减、较快衰减、缓慢衰减、趋于平稳四个阶段,每个阶段间比例系数 m 值变化程度各不相同。

(2)建议要根据灌注桩桩顶水平位移慎重选取地基土比例系数 m 经验值。

(3)本文结论是建立在同一建筑场地内不同桩长的试验结果基础之上的研究成果,对于不同建筑场地可能有不同的结论。

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] JTJ024-85. 公路桥涵地基与基础设计规范, [S]. 北京:人民交通出版社, 1985.
- [3] JGJ120-99. 建筑基坑支护技术规范, [S]. 北京:中国建筑工业出版社, 1999.
- [4] 李俊, 强士中, 李小真. 地基系数的比例系数 m 的确定, [S]. 铁道标准设计, 2004(11)

城市道路钢筋混凝土挡土墙优化设计*

张贵生 朱彬 姜中波 沈可

(天津市市政工程设计研究院 天津 300051)

[摘要] 通过唐山中心城区环线一期、二期挡土墙设计,对遇到的挡土墙墙趾与排水管冲突、墙高超过5m等一系列问题提出一些切实可行的解决方案;利用EXCEL强大的计算功能,通过编制自定义VBA函数,以实现挡土墙设计的自动化,避免人为选择挡土墙尺寸、钢筋直径、间距及钢筋、混凝土碎石等工程量计算的繁琐,提高工作效率。

[关键词] 城市道路;钢筋混凝土挡土墙;EXCEL,自定义VBA函数

引言

挡土墙是为了实现较大的地势高差而增加的构筑物。据不完全统计,在我国丘陵、山区地带的建筑场地中,有55%需修建挡土墙^[1]。近年来,随着我国经济的迅速发展,城市道路中新建大型立交、大量路口平交改立交的实施,钢筋混凝土挡土墙被大量使用。因此,钢筋混凝土挡土墙的设计优化应引起充分的重视。

钢筋混凝土挡土墙的设计过程一般为:拟定墙身截面尺寸、荷载计算(土压力、墙身自重、填土重力)、抗倾覆稳定验算、抗滑稳定验算、地基承载力验算、结构设计(根据设计弯矩布置立壁、底板主筋)、最大裂缝宽度验算。由于墙高一般为连续变化的值,所以应根据墙身所受荷载、墙后填土参数、地质状况,拟定一组随墙高变化的挡土墙尺寸、配筋表格,按该表格分段进行挡土墙设计。

本文以唐山中心城区环线一期、二期挡土墙设计实践探讨一下城市道路钢筋混凝土挡土墙的优化设计。

工程概况

唐山市中心城区环线工程一期工程起于唐山市北出口立交(A节点),终点接现状唐胥路(F节点),路线全长约19.7Km。挡土墙长度:C~D节点间7045.933m,E~F节点间1272.939m、Z2线318.8m,共计:8637.672m。唐山市中心城区环线工程二期工程起于F节点(规划西电

* 收稿日期:2007年8月

路, 马庄以南), 终点接 A 节点 (唐山北出口立交), 路线全长约 30.5 Km 挡土墙长度为: 1940.795m。

优化设计

唐山市中心城区环线工程一期、二期共约 10 公里长的挡土墙, 设计任务繁重。拟通过钢筋混凝土尺寸拟定、工程量自动计算二方面来进行优化设计。

1. 尺寸优化

参考《路基》^[3]并结合以往设计经验, 确定的挡土墙横断面结构图见图 1。

初步设计及施工图优化后采用的挡土墙结构尺寸见表 1。从表 1 中可以看出, 初步设计阶段中趾板宽度都较宽。趾板过宽会出现一系列的弊端。城市道路二侧设路肩式挡墙 (如地道二侧挡土墙、立交引路挡土墙) 时, 一般要在道路二侧设收水井。收水井一般设在道路最低点, 而该点往往是挡土墙墙高最高点。这就要求趾板宽度不宜太宽, 一般不宜超过 0.5m。

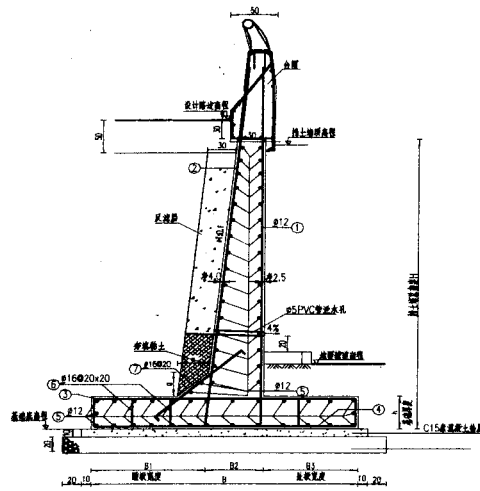


图 1 挡墙横断面结构图

挡土墙尺寸优化前后对比

表 1

墙总高 (m)	初步设计尺寸			施工图优化后尺寸		
	基础厚度 h(m)	踵板宽度 B1(m)	趾板宽度 B3(m)	基础厚度 h(m)	踵板宽度 B1(m)	趾板宽度 B3(m)
2.0	0.3	0.7	0.6	0.3	0.8	0.5
2.4	0.4	0.8	0.7	0.4	1.0	0.5
2.8	0.4	1.0	0.8	0.4	1.3	0.5
3.2	0.4	1.1	0.9	0.4	1.5	0.5
3.6	0.4	1.3	1.0	0.4	1.8	0.5
4.1	0.5	1.4	1.2	0.5	2.1	0.5
4.5	0.5	1.5	1.3	0.5	2.3	0.5
4.9	0.5	1.7	1.4	0.5	2.6	0.5
5.3	0.5	1.8	1.5	0.5	2.8	0.5
5.6	0.6	2.4	1.8	0.6	3.7	0.5
5.9	0.6	2.5	2.1	0.6	4.1	0.5
6.5	0.7	2.8	2.3	0.7	4.6	0.5
7.0	0.7	3.1	2.4	0.7	5.0	0.5
7.5	0.8	3.1	2.4	0.8	5.0	0.5

注：计算主要参数为：地震烈度8级；墙后填土：C=5kPa， $\phi=35^\circ$ ，重度20kN/m³；基底摩擦系数0.5。地基承载力150kPa。

除应特别关注趾板宽度外，还应该注意趾板、踵板及壁厚比例的协调，应满足《路基》中推荐的比例。本次优化，大幅度减小趾板宽度，减小后的趾板长度均为0.5m，符合《路基》中要求的比例，结构尺寸更合理。同时这个宽度也不侵入行车道范围，通车运营后，不会受到行车荷载影响。也不会影响收水井的施做，同时保证了挡土墙基础的连续性，有利于挡土墙结构受力。

2. 工程量自动计算优化

以往的钢筋混凝土挡土墙设计，一般根据挡土墙所受荷载，结合墙后填土物理力学参数、地基承载力、地基类型等因素，利用挡土墙设计软件（如理正软件）验算拟定的各墙高挡土墙的抗倾覆稳定、抗滑稳定、地基承载力、各截面强度、裂缝等，得出一系列随墙高变化的挡墙尺寸。根据道路设计软件（如纬地、DICAD）批量查高命令，查得线路设计标高，结合辅道（或地面）标高、埋深，定出墙顶、墙底标高，得出墙高。根据拟定的挡墙尺寸及配筋，手工填入设计表挡土墙各部位尺寸，并手工选择各墙高所配钢筋直径、间距等，并针对每一墙高编制公式计算工程量。

常规设计方法，对每一墙高均需单独编制钢筋、混凝土、排水管、碎石等工程量的计算公式，编制过程复杂，对每一墙高，挡土墙尺寸、钢筋直径、间距等参数均不同，计算时容易出错，又繁琐。

按挡土墙墙高分一系列区段，对每一区段内的挡土墙，当墙高高于该区段下限时，按该段上限尺寸及配筋计算。当墙高分段不超过七段时，以墙高为自变量，可以利用EXCEL中的IF语句嵌套来分别自动得出趾板宽度、踵板宽度、基础厚度、钢筋直径、间距及混凝土、钢筋、碎石、排水管等数量。如遇区段超过七段时，已经超过EXCEL中IF语句嵌套层数，必须通过EXCEL数组来实现自动选择。如自动选择基础厚度可以采用如下VBA公式来实现：

```
Function jchd(x, y)
    y = 1
    Dim downnum As Variant, upnum As Variant, dqjchd As Variant
    downnum = Array(0, 1.2, 1.6, 2, 2.4, 2.8, 3.2, 3.6, 4.1, 4.5, 4.9, 5.3, 5.6, 5.9, 6.5, 7) '定义累进
    区间下限
    upnum = Array(1.2, 1.6, 2, 2.4, 2.8, 3.2, 3.6, 4.1, 4.5, 4.9, 5.3, 5.6, 5.9, 6.5, 7, 8.5) '定义累进区
    间上限
    dqjchd = Array(0.3, 0.3, 0.3, 0.4, 0.4, 0.4, 0.4, 0.5, 0.5, 0.5, 0.5, 0.6, 0.6,
    0.7, 0.7, 0.8) '定义挡墙基础厚度
    If x <= 0 Then
        jchd = 0
    End If
    For i = 0 To UBound(downnum)
        If x > downnum(i) And x <= upnum(i) Then
```

```
jchd = dqjchd(i)
```

```
End If
```

```
Next i
```

```
End Function
```

如挡土墙荷载、墙后填土参数、基底地质状况改变,可根据修正计算结果,直接修改公式,所有 EXCEL 中的计算结果会自动更新,避免重复工作。

3. 墙高超过 5m 采用加筋处理

由于《公路路基设计规范》^[4]规定:悬臂式挡土墙适用条件为:宜在石料缺乏、地基承载力较低的填方地段采用,墙高不宜超过 5m。本次设计,对墙高超过 4.9m 的挡土墙,采用墙背加钢塑筋带的补强措施来处理,以保证墙体整体稳定性。挡土墙背墙加筋结构图见图 2,第一层钢塑筋带从背墙加腋上 20cm 处起铺,沿墙高方向 50cm。线路方向 100cm,设拉钩一道,铺至路面或地坪下 90cm 止,沿墙高方向间距可适当调整,但不大于 50cm,保证筋带层数。

这种结构相当于钢筋混凝土挡土墙与加筋土挡土墙组合在一起的组合挡土墙,分别利用二种挡土墙的优点,使墙体较高时结构受力更为合理。

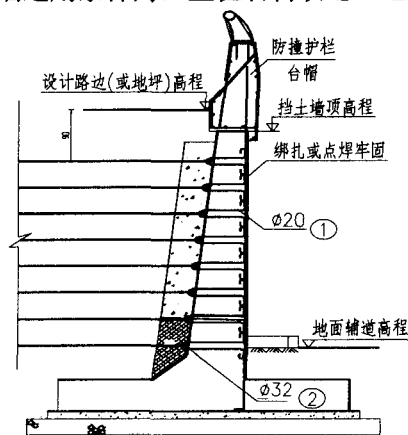


图 2 挡土墙背墙加筋结构图

效果评价

经尺寸优化后,仅 C~D 节点互通立交就节省 HRB335 钢筋 100.5 吨,占其总量的 4%; C30 混凝土节约 1350m³,占其总量 7%; C15 混凝土节约 190m³,占其总量 9%。经济效益显著。

在 EXCEL 中采用自编 VBA 函数后,只需根据道路设计软件(如纬地、DICAD)线形数据文件批量查取设计高,通过辅道(或地面)内插点高得到墙顶及墙底高程,进而得到挡土墙墙高。其余所有挡土墙尺寸、工程量计算均可交由 EXCEL 来自动计算,大大提高挡土墙设计的工作效率。

参考文献

- [1] 陆健,挡土墙的设计优化[J].中国市政工程,第5期(总第123期),2006年10月.
- [2] 李海光等,新型支挡结构设计与工程实践[M].人民交通出版社,2004年2月.
- [3] 交通部第二公路勘察设计院,公路设计手册路基(第二版)[M].人民交通出版社,1996年5月.
- [4] 中交第二公路勘察设计院,公路路基设计规范(JTG D30-2004)[S].人民交通出版社,北京,2004年.

地面沉降的灰色 verhulst 预测方法*

徐文贤¹

(1. 桐庐江城水利基础工程有限公司 桐庐 3115000)

杨文鸣²

邢献礼³

(2. 桐庐县建设局 桐庐 311500) (3. 杭州盛元房地产开发有限公司 杭州 311201)

[摘要] 根据灰色系统理论,在全面分析地面全过程沉降量与时间关系的基础上,建立了灰色 verhulst 预测模型,并给出了该模型的适用条件。利用编制的计算机程序对具体地面沉降实例的分析表明,灰色 verhulst 模型的预测方法性能良好,且为地面沉降的长期预测和控制提供了有效可行的方法。

[关键词] 地面沉降; 灰色 verhulst 预测模型; 沉降量与时间的关系; 灰色系统理论; verhulst 理论

前言

沉降计算是岩土工程中主要问题之一。由于沉降一般不可能短时间内完成,故计算时要考虑沉降的时间效应问题。就目前而言计算沉降有两类方法:(1)理论法。即通过固结理论,结合各种土的本构模型,采取一定的数值计算方法(有限元、有限差分等)来建立的,如大变形固结有限元法、比奥固结有限元法。但在考虑非线性弹性模型及弹塑性模型的基础上建立的数值计算方法,需要的计算参数较多,且一般需通过三轴试验确定,因此很难普遍应用于实际工程中。(2)经验公式法。即根据实测资料建立沉降与时间的关系式并推测最终沉降量,如双曲线法、指数曲线法等^[1]。事实上,这类方法难以反映全过程的地面沉降量与时间的关系,如双曲线法和指数法仅适合短期内的沉降预测。而本文建立的灰色 verhulst 预测模型能较好地反映地面沉降量与时间的关系,并能预测最终沉降量。

地面沉降的机理分析

开采地下水所致的地面沉降,目前普遍采用有效应力原理进行解释。承压含水层地下水大量开采,地下水位下降,相邻各粘土层孔隙水向含水层释水,孔隙水压力降低,土层浮力效果减弱甚至消失,有效应力增大,粘土层被压缩。水体流动、渗透力作用及重力场变化,

* 收稿日期: 2007年8月

使粘土层颗粒重新排列、结构变形或破坏,并发展侧向移动,造成土层压密;抽水作用使砂砾石含水层颗粒排列紧密,间隙减小。上述三者共同作用,造成地面沉降^{[5][6]}。

瞬时沉降在短时间内发生的,可认为与时间无关。由粘土层释水与土层压缩共同引起地面沉降随着时间变化而变化,如图1所示,一般可分四段:

(1) 直线段 ab (弹性阶段)。在刚抽水时,土体处于弹性或近似弹性状态。

(2) 变化率增大的曲线段 bc。随着抽水量的不断加大,土层内的有效应力不断增加,土体进入弹塑性状态,且随着塑性区的不断开展,土体的沉降速率也在不断增加,直至有效应力不再增加。

(3) 变化率减少的曲线段 cd。当地下水位不再变化或者稍有增加时,由于固结尚未完成以及土体的流变,土体的沉降随着时间的推移而不断地增加,但沉降速率递减。

(4) 新的直线段 de (稳定阶段)。当时间为无限大时,沉降达到极限状态,此时沉降将不随时间发生变化。

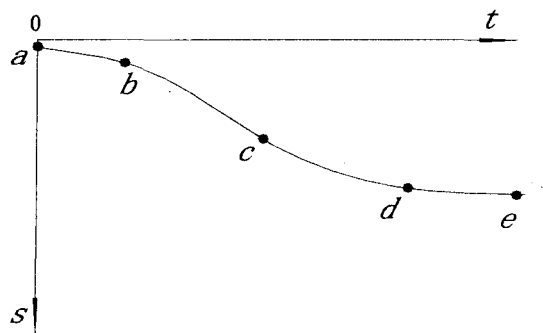


图1 S-t曲线

综合以上分析,全过程的地面沉降量与时间的关系曲线为不过原点的“S”形曲线。

灰色 verhulst 预测模型及其特点

灰色 verhulst 预测模型是在 verhulst 理论的基础上,利用灰色系统建模所需要贫信息、小样本的优势及其特定的建模方法而形成的,是描述一个系统趋向饱和状态的“S”形曲线。

1. 灰色 verhulst 预测模型^{[4][5]}

记原始沉降观测数据序列为:

$$S^{(1)} = \{S^{(1)}(1), S^{(1)}(2), \dots, S^{(1)}(n)\} \quad (1)$$

记原始沉降所对应的时间序列为:

$$t^{(1)} = \{t^{(1)}(1), t^{(1)}(2), \dots, t^{(1)}(n)\} \quad (2)$$

其第一次累减生成序列记为:

$$S^{(0)} = \{S^{(0)}(1), S^{(0)}(2), \dots, S^{(0)}(n)\} \quad (3)$$

$$t^{(0)} = \{t^{(0)}(1), t^{(0)}(2), \dots, t^{(0)}(n)\} \quad (4)$$

按照灰色系统的建模方法,可以得到一个一阶非线性动态微分方程式,也就是 verhulst 模型:

$$\frac{dS^{(1)}}{dt} + aS^{(1)} = b(S^{(1)})^2 \quad (5)$$

式中: a 为发展系数, b 为灰作用量
 a, b 值可用最小二乘法估计为:

$$\begin{Bmatrix} a \\ b \end{Bmatrix} = (B^T B)^{-1} B^T Y \quad (6)$$

$$\text{式中: } B = \begin{bmatrix} t^{(0)}(2) & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & t^{(0)}(3) & \cdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & \cdots & t^{(0)}(n) \end{bmatrix}, \quad Y = \begin{bmatrix} S^{(0)}(2) \\ S^{(0)}(3) \\ \vdots \\ S^{(0)}(n) \end{bmatrix}$$

$$Z^{(1)}(i) = \frac{1}{2} [S^{(1)}(i-1) + S^{(1)}(i)], \quad i = 2, 3, \dots, n$$

求解微分方程式 (5) 得:

$$S^{(1)}(t) = \frac{aS^{(1)}(1)}{bS^{(1)}(1) + (a - bS^{(1)}(1))e^{at}} \quad (7)$$

把式 (7) 离散化即得灰色 verhulst 模型的时间响应式:

$$\hat{S}^{(1)}(k+1) = \frac{aS^{(1)}(1)}{bS^{(1)}(1) + (a - bS^{(1)}(1))e^{a(t^{(0)}(k+1) - t^{(0)}(1))}} \quad (8)$$

由式 (8) 知, 由任意时刻的时间 t 就可以求出所对应的沉降 S 。

2. 灰色 verhulst 预测模型的特点

灰色 verhulst 预测模型的微分方程式 (5) 可变换为:

$$\frac{dS}{dt} = bS^2 - aS \quad (9)$$

一般来讲, 对于具有饱和状态的过程即“S”形曲线, 参数 a, b 的值是小于零的。故式

$$(9) \text{ 可变为: } \frac{dS}{dt} = |a|S - |b|S^2 \quad (10)$$

由式 (10) 可以看出:

(1) 刚抽水时, 沉降 S 甚小, 即 $S^2 \ll S$, 这时 $\frac{dS}{dt}$ 近似为一常数, 因此此时的沉降与时间的关系按照线性或近似线性发展。如图 1 中的 ab 段。

(2) 随着抽水量的增大, 沉降 S 也在增加, 即 $|a|S - |b|S^2 > 0$, 因此变化率 $\frac{dS}{dt}$ 也在不断的增大, 当 $S = \frac{a}{2b}$, $\frac{dS}{dt}$ 达到极值, 此时曲线的斜率为最大值, 即图 1 中的 c 点。

(3)当抽水量不变或者回灌量的增大时,由于土体的流变,沉降 S 继续增长,即 $S > \frac{a}{2b}$ 时,

$\frac{dS}{dt}$ 的值在递减,但还是大于零的,如图中的 cd 段。

(4)当 S 增大到一定的程度,使 $|a|S - |b|S^2 = 0$ 时, $\frac{dS}{dt} = 0$ 即 S 不再随时间发生变化,

即达到稳定阶段,如图 1 中的 de 段。

由灰色 verhulst 预测模型的特点可以看出,灰色 verhulst 预测模型所反映的变化规律和全过程的沉降量与时间的关系相一致,均呈现出“S”形变化。

地下沉降预测实例分析 ^{[6][7][8]}

上海浅层土的工程地质情况 表 1

上海地区在第四纪地质历史时期沉积了厚达 300 余米的海陆交互相松散沉积物。

深度 (m)	柱状图	岩性	工程地质层
7		亚粘土	表土层
45		淤泥质亚粘土	第 I 压缩层
		淤泥质粘土夹砂	第 II 压缩层
		硬粘土	硬土层
75		细砂	第一含水层
		亚粘土	第 III 压缩层

1. 上海劳动公园的地面沉降量预测

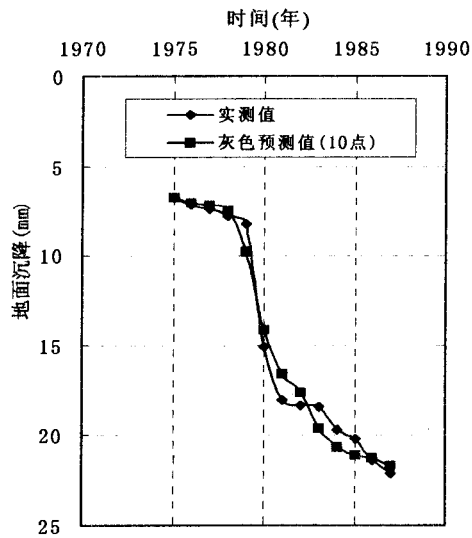
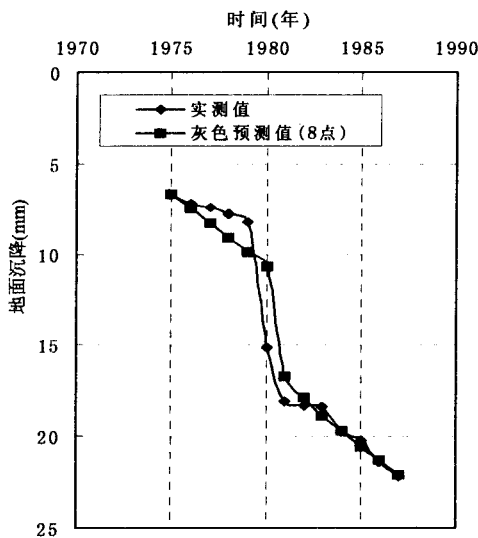


图 2 不同点数的预测沉降量 S 与时间 T 的关系 (上海劳动公园)

2.上海市高桥区的地面沉降量预测

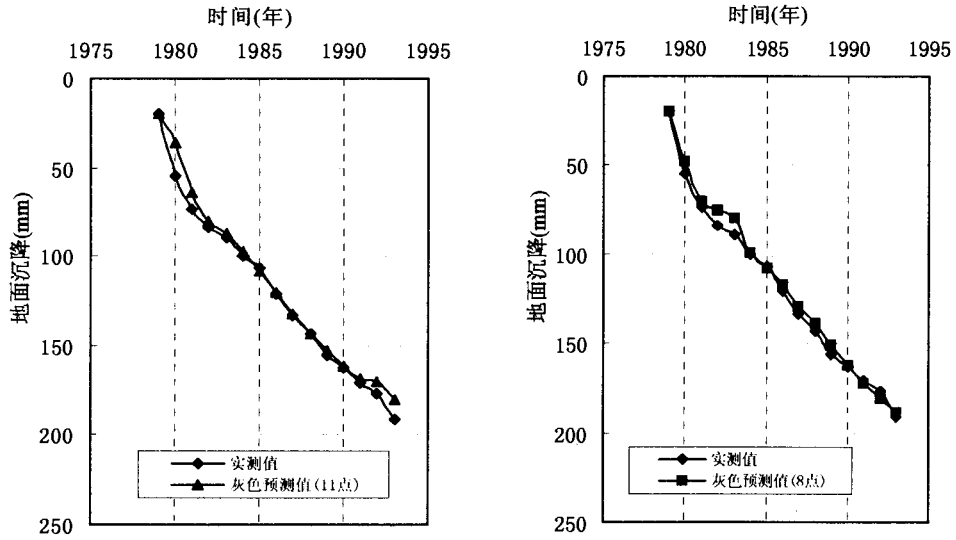


图 3 不同点数的预测沉降量 S 与时间 T 的关系 (上海高桥地区)

3.不同地面沉降量预测方法对比分析

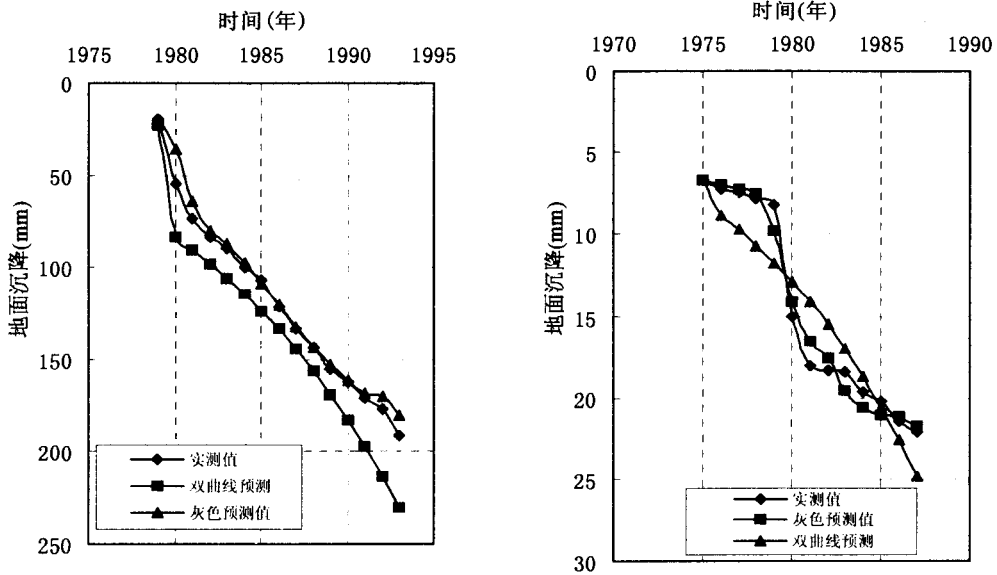


图 4 不同预测方法的比较 (上海劳动公园) 图 5 不同预测方法的比较 (上海高桥地区)

运用建立的灰色 verhulst 模型, 选用不同的点数对沉降量与时间的关系进行预测, 如图 2 及图 3 所示, 实测和灰色 Verhulst 模型的预测结果是近似一致的。从图 4 及图 5 可以看出, 灰色 Verhulst 模型的沉降预测结果较双曲线模型更为合理。

结语

地面沉降是一个复杂的工程问题,存在着许多不确定的因素,从系统方面看属于灰色系统。因此运用灰色 verhulst 预测模型来对沉降量进行预测是可行的,和其它预测沉降量的方法相比有如下特点:

(1) 灰色 verhulst 预测模型所模拟的沉降量与时间的关系曲线和实测变化规律相一致,都呈“S”形,因此能够反映全过程的沉降量与时间的关系。

(2) 和其它预测方法相比,灰色 verhulst 模型具有精度可靠,所需的观测数据少等优点。而且能随着监测资料的不断增加,预测模型还可不断地更新、优化。

参考文献

- [1] 张阿根,刘毅,龚士良. 国际地面沉降研究综述[J]. 上海地质, 2000, (4): 1-7
- [2] 顾晓鲁,钱鸿缙等. 地基与基础[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1993.
- [3] 郑铤鑫,武强,吴孟杰,侯艳声. 地面沉降研究现状与展望[R]. 上海, 2004.
- [4] 邓聚龙. 灰色系统理论教程[M]. 武汉: 华中理工大学出版社, 1990.
- [5] 刘思峰,郭天榜,党耀国等. 灰色系统理论及其应用[M]. 北京: 科学出版社, 1999.
- [6] 刘毅,龚士良. 上海市地面沉降泊松旋回长期预测[J]. 中国地质灾害与防治学报, 1998, 9(2), 75-80.
- [7] 张先林. 上海市地面沉降动态分析与灰色预测[J]. 上海地质, 1991, 37, 42-46.
- [8] 陈崇希,斐顺平. 地下水开采—地面沉降模型研究[J]. 水文地质工程地质, 2001, 28(2), 5-8.

第一届全国岩土工程实例学术会议第一号通知

由中国岩石力学与工程学会工程实例专业委员会主办的,广东宏大爆破工程有限公司、中国水利水电科学研究院岩土工程研究所承办的“第一届全国岩土工程实例学术会议”,将于2007年12月15~16日在海南三亚召开。会议议题包括:边坡失稳实例及滑坡登录;岩土工程失稳和破坏(包括地基开挖、地下工程开挖等);岩土工程反分析研究;岩土工程现场监测资料分析与整理方法;岩土工程监测手段的最新进展;环境岩土工程实例分析;与地震有关的岩土工程实例;XML数据库在岩土工程实例登录的应用。

重要安排日期

2007年9月15日: 提交论文全文截止日
2007年10月15日: 论文评审结果送交作者
2007年10月30日: 提交修改后论文截止日
会议秘书处
广州市中山四路16号四楼
广东宏大爆破工程有限公司
邮编: 510055
中国岩石力学与工程学会工程实例委员会
联系人: 罗勇 (13570384258),
陆华 (13560178119), 刘翼 (13360561201)
电话/传真: 020-83862529/83862461
E-mail: yongluo@ustc.edu
Megan-lu@163.com
liuyi9517109@sohu.com

(转载)

地基土质对水泥土搅拌桩强度的影响分析*

蒋敏敏 蔡正银

(南京水利科学研究院岩土工程研究所 南京 210024)

朱芝健 卢增祥

(江苏省大丰市水利局万盈水利站 盐城 224128)

[摘要] 根据室内无侧限抗压强度试验和现场轻型圆锥动力触探试验、标准贯入试验和现场取芯检测等方法,分析了地基土质条件对水泥土搅拌桩强度的影响。分析认为一般粘性土层中的水泥土搅拌桩强度形成比软弱土层中早,且强度比软弱土层中高很多。

[关键词] 地基土质; 水泥土搅拌法; 强度

引言

水泥土搅拌法是深层搅拌法的一种,以其施工便捷、费用适中、处理效果明显等,而被广泛应用于建筑物、高速公路、铁道、机场和大量堆场等工程的软土地基处理中。

水泥土的强度增长包括水泥的水解和水化反应、离子交换和团粒化作用、硬凝反应和碳酸化作用^[1]。关于水泥土搅拌桩强度方面的研究成果已经有很多,主要集中在水泥掺入比、龄期、土样含水率等方面的研究^[2,3]。针对土质类别等方面对水泥土搅拌桩强度影响的研究较少。

本文根据高速公路水泥土搅拌桩试验段的现场和室内桩身强度试验,主要分析了不同地基土质对水泥土搅拌桩桩身强度的影响。

工程概况

连云港至盐城高速公路^[4]位于江苏省东部沿海地区,与在建的盐城至南通高速公路相接,是交通部规划的国家重点干线公路网的一部分,也是江苏省规划的“四纵四横四联”高速公路网中“纵一”的重要组成部分。

* 收稿日期: 2007年8月

连盐高速公路盐城段沿线主要地基土层分布为：上部为粘土层，以下为淤泥或淤泥质粘土，软土下卧层一般为亚粘土层。软弱土层主要为淤泥及淤泥质粘土，具有天然含水量高、孔隙比大、压缩性大、凝聚力小、强度低的特点。软弱土层埋深在3m左右，厚度为9~12m。主要土层土体平均物理力学性质见表1。根据工程沿线地质条件，本工程中的软土地基处理主要采用水泥土搅拌法。

土体物理力学性质

表1

土类	天然状态土的物理指标						界限含水率				压缩系数 a_{1-2}	压缩模量 E_s	固结快剪	
	含水率 w	密度 ρ	干密度 ρ_d	比重 G_s	孔隙比 e_0	饱和度 S_r	液限 w_L	塑限 w_P	塑性指数 I_p	液性指数 I_L			粘聚力 c	内摩擦角 φ
	%	g/cm ³	g/cm ³			%	%	%					kPa	度
粘土	45.2	1.76	1.22	2.76	1.283	97.3	49.7	28.5	21.2	0.77	0.92	2.63	22	7.6
淤泥	55.5	1.66	1.07	2.76	1.588	96.5	51.0	30.7	20.4	1.23	1.26	1.88	17	7.1
淤泥质粘土	49.0	1.72	1.15	2.75	1.390	97	45.1	26.7	18.4	1.14	0.88	2.68	22.2	7.7

桩身强度的室内试验及分析

文献5中认为90天龄期强度 q_{u90} 可作为水泥土的标准强度^[5]，根据水泥土无侧限抗压强度与龄期之间的经验关系：

$$\frac{q_{u1}}{q_{u2}} = \left(\frac{T_1}{T_2} \right)^{0.6} \quad (1)$$

公式(1)适用龄期是15~90天。则15天龄期水泥土强度 q_{u15} 约为 $0.34q_{u90}$ ，28天龄期水泥土强度 q_{u28} 约为 $0.5q_{u90}$ ，32天龄期水泥土强度 q_{u32} 约为 $0.54q_{u90}$ 。

在场地1进行了7天龄期桩身取样，进行无侧限抗压强度试验。场地1土层0~3m为粘土层，3~16m为淤泥质粘土层。7天龄期桩身取样的无侧限抗压强度结果见图1，图中a点（○点）系代表粘土层试验结果，b点（△点）系代表淤泥质粘土层试验结果。图1中可见上层粘土搅拌形成的水泥土强度比淤泥质粘土层搅拌形成的水泥土的强度高4~5倍。

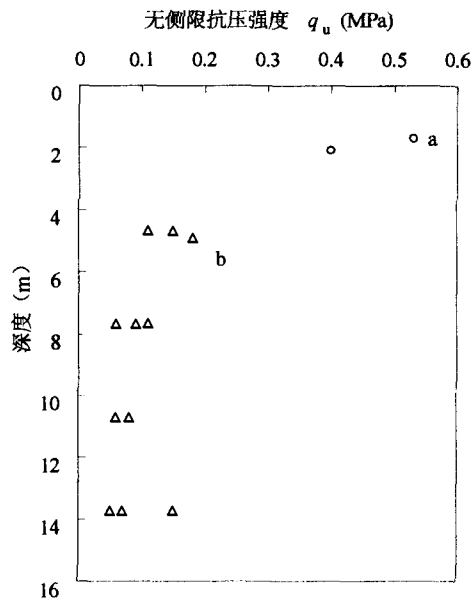


图1 7天龄期桩身取样的无侧限抗压强度

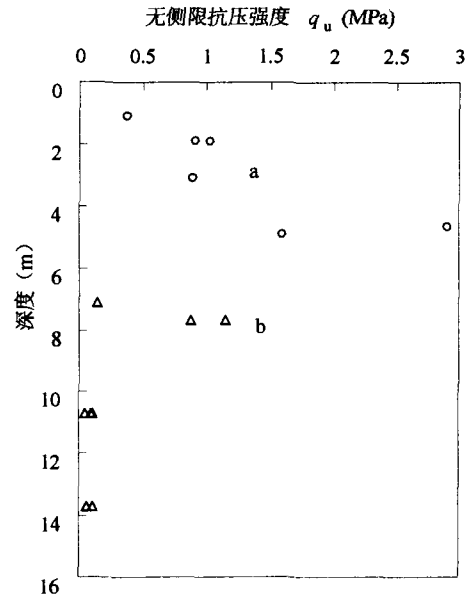


图2 28天龄期桩身取样的无侧限抗压强度

在场地2进行了28天龄期桩身取样,进行无侧限抗压强度试验。场地2土层0~5m为粘土层,5~16m为淤泥质粘土层。28天龄期桩身取样的无侧限抗压强度结果见图2,图中a点(○点)系代表粘土层试验结果,b点(△点)系代表淤泥质粘土层试验结果。图2中可见,粘土层的水泥搅拌土强度增长较大,10米以上淤泥质粘土的水泥搅拌土强度也增长较大,而10米以下水泥土强度增长较小,可能是由于埋深较大的原因。粘土层中的水泥土平均强度约为淤泥质粘土层中的水泥土平均强度的3~4倍。

根据室内无侧限抗压强度的试验可见,在一般粘性土层中的水泥搅拌桩强度要比软弱土层中的水泥搅拌桩强度高,水泥土搅拌法对于加固深层软弱土层的效果可能会较差。

桩身强度的现场原位试验及分析

对1天龄期的水泥土搅拌桩桩身进行轻型圆锥动力触探试验,7天龄期、28天龄期、32天龄期分别进行了桩身取芯检测,并对32天龄期桩身进行了标准贯入试验。以分析水泥土桩强度的增长情况。

分别对7天龄期、28天龄期、32天龄期进行桩身取芯检测,检测结果见表2。从取芯检测结果可见,水泥土搅拌桩的处理深度为14m,在2m深度范围内(粘土层)桩身强度形成较早,7天龄期已经达到坚硬状态,2m以下深度(主要为淤泥质粘土)水泥土在7天龄期时还均为可塑状态。28天龄期水泥土在2.5m深度以上达到稍硬状态,2.5~7m深度范围内达到硬塑状态,7m以下仍为可塑状态。32天龄期水泥土在3.5m深度以上达到坚硬状态,3.5~9.5m深度范围

内达到硬塑状态, 9.5m 以下仍为可塑状态。通过取芯检测可见, 0~2m 或 0~3.5m 范围内的粘土层水泥土强度形成较早, 淤泥质粘土层水泥土强度形成较晚, 且强度比粘土层中的低很多。

水泥土搅拌桩取芯检测结果

表 2

7 天龄期取芯检测			28 天龄期取芯检测			32 天龄期取芯检测		
层底深度(m)	芯样名称	状态	层底深度(m)	芯样名称	状态	层底深度(m)	芯样名称	状态
2	水泥土	坚硬	1	水泥土	稍硬	2	水泥土	坚硬
4	水泥土	可塑	2.5	水泥土	稍硬	3.5	水泥土	坚硬
6	水泥土	可塑	4	水泥土	硬塑	5	水泥土	硬塑
8	水泥土	可塑	5.5	水泥土	硬塑	6.5	水泥土	硬塑
10	水泥土	可塑	7	水泥土	硬塑	8	水泥土	硬塑
12	水泥土	可塑	8.5	水泥土	可塑	9.5	水泥土	硬塑
14	水泥土	可塑	10	水泥土	可塑	11	水泥土	可塑
14.5	土	软-可塑	11.5	水泥土	可塑	12.5	水泥土	可塑
-	-	-	13	水泥土	可-硬塑	14	水泥土	可塑
-	-	-	14	水泥土	可-硬塑	15	土	软-可塑

1 天龄期桩身强度的轻型圆锥动力触探结果见图 3, 图中 a、b、c 分别为三个试验点的结果。3m 深度以下各试验点试验结果较接近, N_{10} 平均在 38.6~42.9 击之间。0~3m 范围内试验结果离散较大, 但平均值要比 3m 以下的大。

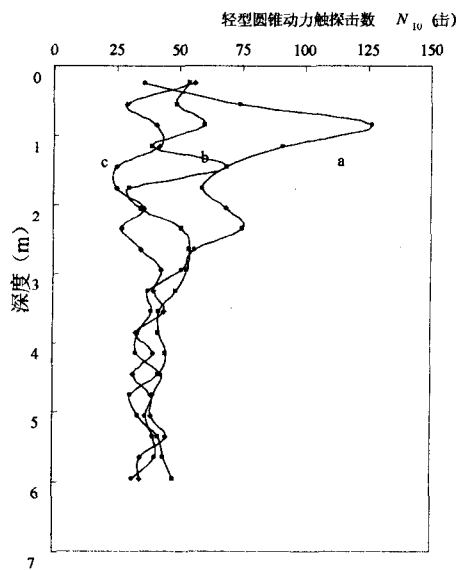


图 3 1 天龄期桩身强度的轻型圆锥动力触探试验

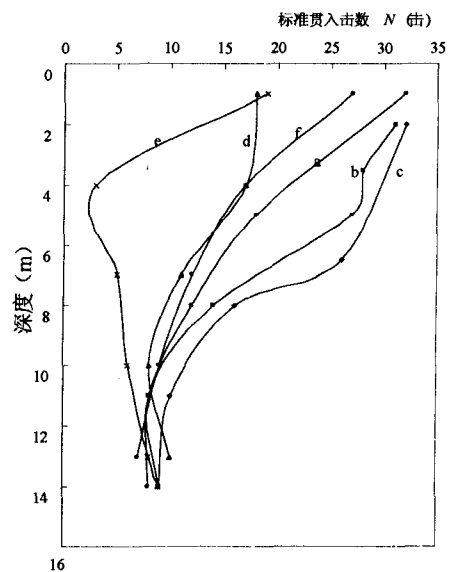


图 4 32 天龄期桩身强度的标准贯入试验

32天龄期水泥土桩桩身强度的标准贯入试验结果见图4。32天龄期水泥土已有一定的强度。0~4m范围内水泥土的强度最高,4~10m范围内水泥土的强度随深度增大而降低,10m以下强度最低。

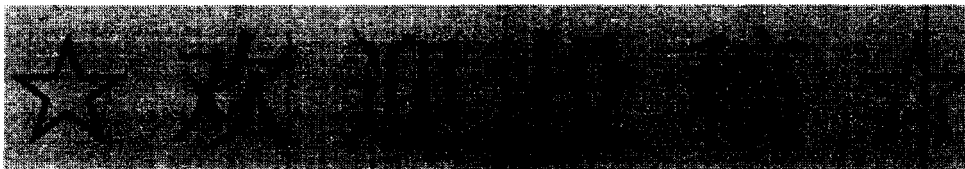
结论

通过对连盐高速盐城段水泥土搅拌桩桩身强度室内和现场试验得到以下结论:

1. 软弱土层中水泥土搅拌桩强度形成较一般粘性土层中慢,且埋深越大强度形成越慢,10m以下32天龄期下水泥土仍为可塑状。
2. 一般粘性土层中水泥搅拌桩强度比软弱土层中的高很多,根据32天龄期试验结果,粘性土中水泥搅拌桩强度约是软弱土层中强度的2倍。
3. 使用水泥土搅拌法处理软土地基,应根据不同地基土质条件,确定处理深度、堆载时间等方面。

参考文献

- [1] 蒋敏敏,洪宝宁,胡昕,等.地基土层与含水率变化对湿喷桩成桩质量的影响[J].防灾减灾工程学报,2007,27(1):107-111.
- [2] 徐超,董天林,叶观宝,等.水泥土搅拌桩桩身强度影响因素的正交层次分析[J].公路交通科技,2006,23(4):49-52.
- [3] 张天红,周易平,叶阳升,等.水泥土的强度及影响因素初探[J].中国铁道科学,2003,24(6):53-56
- [4] 项晓晴,洪宝宁,李洪安,等.地场温度及土层变化对湿喷桩成桩质量影响研究[R].盐城:盐城市高速公路建设指挥部,2006.
- [5] 地基处理手册(第二版)编写委员会.地基处理手册[M].北京:中国建筑工业出版社,2000.



垫层载荷试验应注意的几个问题*

赵丽娟

(天津市地质工程勘察院 天津 300000)

前言

在城市改造和建设中,地基是工程构筑物的直接载体,地基质量的优劣程度直接影响构筑物的正常使用和经济造价。天津地区地层在一定深度内广泛分布淤泥质软土,在工程实践中,常用垫层法对软土地基进行处理,使其与下伏的软土地层形成双层地基,而双层地基的承载力均通过现场载荷试验确定,由于不同工程其下卧软弱土层性质差别较大,双层地基的破坏模式又很复杂,现行规范中对于垫层上的载荷试验确定地基承载力又无明确的规定。在大量的工程实例中,通过载荷试验确定的地基承载力均满足设计要求,有些工程构筑物建成后能够安全使用,未出现隐患,而有些构筑物建成后出现了较大的沉降、倾斜、开裂等重大的工程隐患,因此,有些双层地基仅通过载荷试验确定的承载力未必可靠,本文通过工程实例对不同类型垫层上的载荷试验应注意的问题做一些简单的分析和探讨,这对于通过载荷试验确定双层地基承载力具有一定的实际意义。

垫层上载荷试验的类型

通过大量的工程实践,按照双层地基垫层的厚度及其软弱下卧层土质的不同,将垫层上的载荷试验大致划分为以下三种类型:

①. 双层地基的垫层厚度(h)较薄,一般小于(或等于)试验所用载荷板的宽度或直径(d),垫层的长度(A)和宽度(B)远大于载荷板的宽度或直径(d),其下卧层为工程地质条件差的软塑~流塑状态的粘土或淤泥质土层。

②. 双层地基的垫层厚度(h)较薄,小于(或等于)载荷板的宽度或直径(d),垫层的长度(A)和垫层的宽度(B)远远大于载荷板的宽度或直径(d),其下卧层为工程地质条件一般的可塑状态的粘土或粉质粘土地层。

* 收稿日期: 2007年7月

③. 双层地基的垫层厚度 (h) 较大, 远大于载荷板宽度或直径 (d), 其下卧层可为任何较软弱地层, 如可塑状态的粘土或粉质粘土、软塑~流塑状态的粘土或淤泥质地层。

工程举例及简要分析

对于前面谈到的实际工程中常遇到的几种垫层载荷试验类型, 举两个典型的工程实例对垫层地基应用简况及载荷试验结果进行介绍, 并分别对其工程问题进行分析。

例一. 天津开发区××工程

①××工程应用垫层地基及载荷试验简况:

××工程位于天津经济技术开发区, 为一座六层公寓式宿舍楼, 拟采用筏片基础。因地基土层软弱, 上部10米左右均为软塑~流塑状态的淤泥质土, 该工程首先采用水泥粉喷桩加固处理, 由于该场地水、土环境均不适于粉喷桩, 加固后的土层与原状土层几乎没多大改变, 1m^2 板载荷试验结果复合地基承载力标准值为 80kPa , 不能满足设计要求。经研究采用换填法, 在水泥粉喷桩复合地基上换填石屑, 换填垫层厚度 50cm , 分层夯实。后采用 1m^2 载荷板在垫层上做载荷试验, 结果地基承载力标准值达到 120kPa , 满足设计要求, 然后进行下步施工。该工程竣工一年后, 整体出现较大下沉而且发生倾斜 (据甲方提供资料, 最大下沉量已达到 393mm)。严重影响了建筑物的使用安全, 造成不可弥补的失败。

②工程问题分析:

该工程垫层载荷试验属于前面谈到几种类型中的第 I 类。垫层厚度远远小于基础宽度, 且稍小于载荷板宽度, 其下为工程地质条件差的软弱下卧层。按垫层厚度 0.5 米, 上部荷载 96kPa , 进行沉降验算以及软弱下卧层强度验算。

软弱下卧层强度验算:

由于 $P_Z + P_{CZ} = 110\text{kPa}$

$$f_z = 80\text{kPa}$$

$$P_Z + P_{CZ} > f_z$$

故软弱下卧层不能满足强度验算要求。

建筑物沉降验算:

按公式 $S = m_s \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_{si}} (Z_i C_i - Z_{i-1} C_{i-1})$ 计算建筑物基础最终沉降量为 355mm , 不能满

足建筑物沉降要求。

例二. 天津市区××工程

①××工程应用垫层地基及载荷试验简况:

××工程位于天津市红桥区, 为一座6层住宅楼, 拟采用筏片基础。因土层较软弱, 天然地基持力层不能满足设计要求, 该工程首先采用微型预制方桩复合地基, 由于该场地上部无较好持力层, 不适于微型预制方桩发挥其承载能力, 采用 1m^2 载荷板静载试验结果, 复合

地基承载力标准值为115kPa, 不能满足设计要求。经研究采用换填法, 在微型预制方桩复合地基上换填石屑, 换填垫层厚度50cm, 按规范要求夯实。后采用1m²荷载板在垫层上做荷载试验, 结果地基承载力标准值达到130kPa, 满足设计要求, 然后进行下步施工。该工程主体竣工后建筑物沉降较小。(据甲方提供资料, 主体竣工后建筑物沉降30mm, 该工程竣工一年后最大下沉量为179mm)。

②工程问题分析: 该工程垫层荷载试验属于前面谈到几种类型中的第Ⅱ类。垫层厚度远远小于基础宽度, 且稍小于荷载板宽度, 其下为工程地质条件一般的下卧层。按垫层厚度0.5米, 上部荷载96kPa, 进行沉降验算以及下卧层强度验算。

下卧层强度验算:

由于 $P_Z + P_{CZ} = 110\text{kPa}$

$f_Z = 115\text{kPa}$

$P_Z + P_{CZ} < f_Z$

故下卧层能满足强度验算要求。

建筑物沉降验算:

按公式 $S = m_s \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_{si}} (Z_i C_i - Z_{i-1} C_{i-1})$ 计算建筑物基础最终沉降量为185mm, 能满足建

筑物沉降要求。

结论

1. 实际工程中常遇到的垫层荷载试验, 当垫层厚度远远小于基础宽度, 且稍小于荷载板宽度。若下卧层较软弱, 则1m²板荷载试验结果往往不能代表地基承载力, 必须对软弱下卧层强度及变形进行验算; 若下卧层强度一般, 则1m²板荷载试验结果往往能代表地基承载力, 然而最好对下卧层强度及变形进行一下验算较为妥当。对于荷载试验第Ⅲ种类型, 由于垫层厚度较大, 1m²板荷载试验结果基本为垫层的承载力值。

2. 特别需要注意的是对于开发区这类软土地基, 由于其具有高孔隙比、高含水量、高粘度、高压缩性等特点, 其变形稳定需要的时间较长, 往往工程都在竣工一年或更长时间以后仍出现问题, 而荷载试验的时间相对很短, 所以软土地基垫层荷载试验应考虑变形缓慢这一因素。

旋喷桩在软土地区既有地下 管线加固中的应用*

张贵生 朱彬 娄中波

(天津市政工程设计研究院 天津 300051)

[摘要] 通过津汉公路-机场大道立交桥设计中,既有地下管线加固的设计过程,介绍旋喷桩的加固机理及作用,为旋喷桩在类似工程中的应用提供了参考。

[关键词] 旋喷桩; 深层搅拌法; 单桩承载力; 复合地基

引言

随着我国国民经济的持续、快速、稳定发展,越来越多的新建立交和对原有平交口进行改造的改建立交开始实施。立交实施过程中,不可避免地会遇到道路范围内既有地下管线的拆改。对有些既有地下管线,如大直径自来水管线、高压电缆等拆改困难的段落,必须采取一定的保护措施。本文介绍一种滨海地区行之有效的保护既有地下管线的加固措施—旋喷桩,为旋喷桩在类似工程中的应用提供了参考。

旋喷桩特点

利用钻机把带有喷嘴的注浆管钻进土层的预定位置后,利用高压设备将水泥或石灰浆液或水以20~40MPa的高压射流从喷嘴中喷射出,冲击破坏土体,同时钻杆以一定速度渐渐向上提升,将浆液与土粒强制搅拌混合,浆液凝固后,在土中形成一个固结体,即旋喷桩。

旋喷桩特别适宜在施工场地狭窄、净空低、上部土质坚硬下部软弱,施工时不能停止施工运营,不能中断行车,不能对周围环境产生公害和不能影响邻近建筑物时采用^[1]。

旋喷桩应用范围广泛,既可用于工程新建之前,又能可用于竣工后的托换工程(不仅可以不损坏上部结构,而且可以使上部结构物在施工时保持正常使用功能)。本文详细介绍旋喷桩用于地下既有管线加固的工程设计。

高压旋喷桩具有成桩效率高,成本低、内在质量有保证、在地基加固过程中无振动,无噪音、对环境无污染、对土无侧向挤压、对邻近建筑物影响小、复合地基承载力大、工后沉

* 收稿日期: 2007年8月

降小,施工工期短、相对工程造价合理等优点,在实际工程应用中取得良好效果,值得推广^[2]。

旋喷桩加固机理

水泥加固土由于水泥用量少,水泥水化反应完全是在土的围绕下产生的,凝结速度比混凝土慢。水泥与软土拌和后,水泥矿物和土中的水分发生强烈的水解和水化反应,生成氢氧化钙、含水硅酸钙、含水铝酸钙、及含水铁酸钙。水泥的各种水化物生成后,有的继续形成水泥石骨架,有的则与周围具有一定活性的粘土颗粒发生反应。使土颗粒固结、结团,颗粒间形成坚固的连接,并具有一定的强度,形成水泥土网格结构。

工程实例

1. 工程概况

津汉公路一机场大道立交桥位于天津滨海国际机场北出口,为机场扩建的配套工程,与机场建设同步进行。

拟建场地位于天津市东丽区空港物流加工区以西,外环线以东,紧临京津塘高速。

既有地下自来水管线横穿津汉公路一机场大道立交匝道D、匝道G、辅道N,管径 $\Phi 1.0\text{m}$ 。由于管径较大,拆改困难,涉及到众多居民的饮水中断,同时拆改费用较高。由于结构荷载较大(140kPa),下部地基强度较低(拟处理范围内最小为100kPa),经研究拟采用旋喷桩加固处理措施。旋喷桩加固地下自来水管线示意图见图1,处理横断面图见图2。

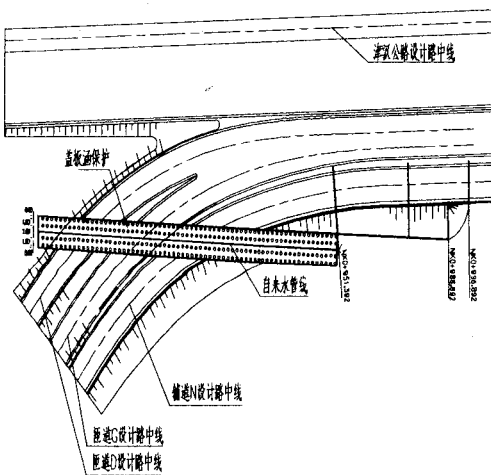


图1 旋喷桩加固地下自来水管线示意图

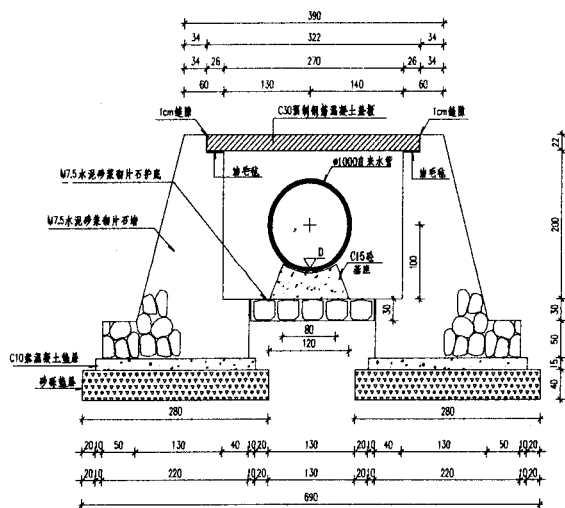


图2 旋喷桩处理既有地下管线横断面图

2. 地质状况

在该工程所在位置打设深度为55m的地质钻探孔。该孔提示的地质状况由上而下为:素

填土层 2.6m, 承载力标准值 110kPa; 全新统上组第一陆相层亚粘土层厚 2.6m, 黄褐色, 含铁质及腐殖质, 软塑, 中压缩性土, 侧阻力特征值为 30kPa, 承载力标准值 105kPa; 全新统一中组第 I 海相层层厚 7m, 主要由亚粘土组成, 夹淤泥质土薄层, 砂粘互层, 砂性大, 含贝壳, 属中等压缩性土, 侧阻力特征值为 20kPa, 承载力标准值 100kPa; 全新统下组第 II 陆相沼泽相沉积层层厚 2m, 软可塑, 顶部含有大量有机质, 含蚌壳, 属中等压缩性土, 局部夹粘土透镜体, 侧阻力特征值为 43kPa, 承载力标准值 120kPa; 全新统下组第 II 陆相河床~河漫滩相沉积层亚砂土层厚 2.8m, 黄褐色, 饱和, 中密, 含铁质和蚌壳, 属中低压缩性土, 侧阻力特征值为 50kPa, 承载力标准值 150kPa; 全新统下组第 II 陆相河床~河漫滩相沉积层亚粘土层厚 3.4m, 黄褐色, 可塑, 含铁质及少量姜石, 属中压缩性土, 水平方向分布连续, 局部地区夹粘土透镜体, 侧阻力特征值为 50kPa, 承载力标准值 140kPa。

3. 设计计算

(1) 单桩竖向承载力特征值计算

根据《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002, 单桩竖向承载力特征值采用下二式进行估算, 取其中较小值:

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (1)$$

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

式中 μ —桩身强度折减系数, 可取 0.33;

f_{cu} —与旋喷桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块 (边长为 70.7mm 的立方体) 在标准养护条件下 28d 龄期的立方体抗压强度平均值 (kPa);

A_p —桩的截面积;

u_p —桩周长;

η —桩长范围内所划分的土层数;

q_{si} —桩周第 i 层土的侧阻力特征值 (kPa), 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002 有关规定或地区经验确定;

l_i —桩周第 i 层土的厚度 (m);

q_p —桩端地基土未经修正的承载力特征值 (kPa), 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002 有关规定或地区经验确定^[3];

根据公式 (1), 确定单桩承载力。桩身强度: 当普通硅酸盐水泥 425# 掺入量不少于 200kg/m 时, 28 天龄期,

$$f_{cu} \geq 9Mpa。$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p = 0.33 \times 9 \times 10^3 \times \frac{\pi \times 0.5^2}{4} = 583.2kN \text{ 根据公式 (2) 确定单桩承载力:}$$

C30 预制钢筋混凝土盖板顶距地面 1.23m, 浆砌片石墙、素混凝土、砂砾垫层共厚 3.57m, 即旋喷桩桩顶位于地面下 4.8m。

桩长按 6m 计算, 承载力为:

$$\begin{aligned} R_a &= u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + q_p A_p \\ &= \pi \times 0.5 \times (0.4 \times 30 + 5.6 \times 20) + 100 \times \frac{\pi \times 0.5^2}{4} \\ &= 214.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

单桩竖向承载力特征值取 $R_a=214.4\text{kN}$ 。

(2) 桩的面积置换率

综合考虑作用在路基上的车辆荷载、路基填土高度、既有自来水管埋深、浆砌片石墙、素混凝土、砂砾垫层高度, 复合地基承载力: $f_{spk}=140\text{kPa}$ 。取桩间土容许承载力: $f_{sk}=100\text{kPa}$ 。复合地基置换率:

$$m = \frac{f_{spk} - \beta f_{sk}}{\frac{R_a}{A_p} - \beta f_{sk}} \quad (3)$$

f_{spk} —复合地基承载力特征值 (kPa);

f_{sk} —处理后桩间土承载力特征值 (kPa), 宜按当地经验取值, 如无经验时, 可取天然地基承载力特征值;

β —桩间土承载力折减系数, 宜按地区经验取值, 如无经验时可取 0~0.5, 天然地基承载力较高时取大值, 这里取 0.4;

R_a —单桩竖向承载力特征值 (kN);

A_p —桩的截面积 (m^2);

$$m = \frac{140 - 0.4 \times 100}{\frac{214.4}{\frac{\pi}{4} \times 0.5^2} - 0.4 \times 100} = 0.095$$

(3) 布桩设计

$$m = \frac{\frac{\pi}{4} \times d^2}{\frac{\pi}{4} \times d_e^2} = \frac{d^2}{d_e^2} \quad (4)$$

$$d_e = 1.13s \quad (5)$$

由(4)、(5)得到:
$$s = \frac{d}{1.13\sqrt{m}} \quad (6)$$

d_e —一根桩分担的处理地基面积的等效圆直径;
 d —桩身直径; s —桩间距;

拟采用正方形布桩, 则桩间距:
$$s = \frac{0.5}{1.13\sqrt{0.095}} = 1.436m$$

取 $s=1.4m$, 则:

$$m = \frac{d^2}{d_e^2} = \frac{d^2}{(1.13s)^2} = \frac{0.5^2}{(1.13 \times 1.4)^2} = 0.1$$

$$\begin{aligned} f_{spk} &= m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} \\ &= 0.1 \times \frac{214.4}{\frac{\pi}{4} \times 0.5^2} + 0.4 \times (1-0.1) \times 100 \\ &= 145.2kN > 140kN, \text{满足设计要求。} \end{aligned}$$

(4) 桩基测试

根据工程要求采用开挖检查、取芯(常规取芯)、标准贯入试验、载荷试验等方法进行检验,并结合工程测试、观测资料及实际效果综合评价加固效果。

每段落(10m)桩基完成后随机抽取桩总数 1%进行动测检验桩的承载力情况,取总数的 15%进行桩质量情况的检验。承载力采用单桩承载力试验。经检验承载力在 152-163kPa 之间,均满足设计承载力要求。同时应用应力及反射法对桩的质量进行检验,大多数桩测试信号正常,有明显的桩底反射,认为桩身是较为密实均匀的,质量良好。个别桩测试信号异常时,采取复喷补桩处理。

(5) 效果评价

该工程采用旋喷桩进行既有地下管线的加固,使加固后的复合地基,整体刚度好,总沉降与工后沉降均较小,充分挖掘地基潜力。同时又不破坏既有地下管线,对于难以拆改的地下管线,加固效果好,而且能大大节约拆改投资,提高投资效益。

实践证明,采用旋喷桩加固既有地下管线地基,技术上是可行、合理的,使用上是可靠的。在滨海新区已成为较广泛应用的软土地基加固手段之一,具有广阔的发展前景。

参考文献

- [1] 陈冠雄,黄国宜,洪宝宁.广东省高速公路软基处理实用技术 [M]. 人民交通出版社,2005.
- [2] 王宇,程颖,毛化冰,张少晨.粉喷桩在地基加固中的应用 [J]. 城市道桥与防洪,2004年5月,第3期.
- [3] 建筑地基处理技术规范 JGJ79-2002 [S]. 中国建筑工业出版社,2002,北京

城市地下通道施工技术*

包振毅 沈进

周霄

(杭州市建设工程质量安全监督总站 杭州 310000) (杭州天恒投资建设管理有限公司 杭州 310000)

[摘要] 本文根据西湖大道/南山路过街地道工程的建设,结合市政工程的特点,介绍在软弱土层中进行地下过街通道的施工实践。

[关键词] 地下通道;浅埋暗挖;超前支护

前言

随着城市建设的发展,城市地下工程的施工日趋普遍并呈增加趋势。在城市内施工,特别是采用浅埋暗挖法施工,控制地面沉降,防止地面建筑、地下管线的变形、损坏、和控制由降水而带来的土层变形是施工过程的关键和难点。

工程概况

1. 地理位置

西湖大道/南山路过街地道工程位于杭州市上城区西湖大道、南山路交叉口,南侧为索菲特西湖大酒店,北侧为西湖天地二期开发用地,西侧为西湖涌金公园。

2. 地质条件

区域内地下管线纵横交错,种类繁多,拟建场区基本为现状道路,高程在7.94~8.49米之间,场区地势较平坦,属杭嘉湖冲海积平原。

根据现有勘探地基土的岩性、埋藏分布特征、物理力学性质,将勘探深度内地基土划分为8个工程地质层,自上而下分层描述如下:

(1)杂填土①:杂色~灰褐色,湿表层为厚10~20cm的混凝土地坪及沥青面层,顶部作为路基经碾压后呈稍密~中密状,往下则结构松散,性质不均,土性主要为砾砂、碎石,夹含有较多石块及少量粘性土和建筑垃圾等。

(2)粘质粉土②-1:灰色,很湿,稍密,无光泽反应,摇振反应中等,干强度低,韧性低;

* 收稿日期: 2007年7月

含云母和氧化铁。 $f_k=120\text{kPa}$, $E_s=5\text{MPa}$ 。

(3)粉质粘土②-2: 灰色, 可塑, 切面稍有光滑, 无摇振反应, 干强度中等, 韧性中等, 含云母和铁质氧化物。 $f_k=120\text{kPa}$, $E_s=4.5\text{MPa}$ 。

(4)粘质粉土③: 灰色, 很湿, 稍密~中密, 无光泽反应, 摇振反应中等, 干强度低, 韧性低; 含云母、氧化铁和有机质。 $f_k=125\text{kPa}$, $E_s=5.5\text{MPa}$ 。

(5)淤泥质粉质粘土④: 灰色, 流塑, 切面稍有光滑, 干强度中等, 韧性中等, 含云母、有机质和腐殖质, 夹薄层粘质粘土, 局部为淤泥。 $f_k=70\text{kPa}$, $E_s=2.2\text{MPa}$ 。

(6)淤泥质粉质粘土⑥: 灰色, 流塑, 切面稍有光滑, 干强度中等, 韧性中等, 含云母、有机质和腐殖质, 夹薄层粘质粘土。 $f_k=75\text{kPa}$, $E_s=2.3\text{MPa}$ 。

(7)粉质粘土⑦-1: 灰色, 软塑, 切面稍有光滑, 干强度中等, 韧性中等; 含云母和氧化铁。 $f_k=130\text{kPa}$, $E_s=4.0\text{MPa}$ 。

(8)粉质粘土⑦-2: 灰绿色, 灰黄色, 可塑, 切面稍有光滑, 干强度中等, 韧性中等; 含云母和铁锰质氧化物。 $f_k=200\text{kPa}$, $E_s=7.5\text{MPa}$ 。

3. 水文地质

本场地地下水为潜水类型, 赋存于场地内各土层中(以①层杂填土为主), 主要接受大气降水和地面排水的补给, 潜水埋藏较浅, 地下水位高程在 6.60~6.88 米之间, 该层潜水受气候变化影响明显, 地下水位随季节性有所变化, 年变化幅度在 1.00 米~2.00 米之间。

4. 工程特点

(1)工程周边环境复杂, 紧邻建筑物, 施工场地狭窄。(2)交通量大, 施工干扰因素多。(3)工程所处位置现有配套管线众多且保护要求高。(4)地质条件差, 地下水位高。(5)埋深浅地质差, 开挖防坍、地表控沉难度大。(6)结构防水质量要求高。(7)地层固结技术难度大。(8)工期紧, 施工组织要求高。

主要分项工程施工方法与技术措施

1. 基坑围护结构施工

(1) 施工方法概述

本工程围护结构均采用 $\phi 800\text{mm}$ 钻孔灌注桩和 $\phi 800\text{mm}$ 旋喷桩, 钻孔灌注桩相邻桩中心间距 900mm; 桩间设 $\phi 800\text{mm}$ 旋喷桩止水, 旋喷桩桩中心距 500mm, 见图 1。

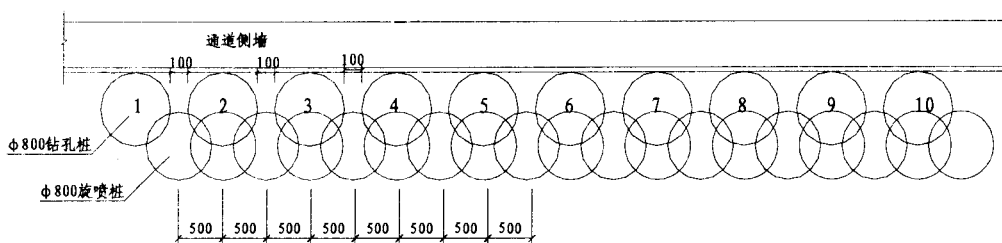


图1 钻孔桩施工平面布置图

(2) 钻孔桩施工

为满足工程围护结构质量、环保、工期的要求,结合现场施工场地狭小的情况,钻孔灌注桩施工拟采用反循环回转钻机成孔,导管法灌注成桩工艺。

(3) 钻孔桩施工工艺流程

根据以往的工程经验,并考虑到本工程的地质特点,钻孔灌注桩采用泵吸反循环钻进成孔, $\phi 800\text{mm}$ 旋喷桩施工拟采用双重管法施工。

2. 地层固结及降水施工

(1) 地层固结施工

地层固结施工包括基坑围护部分旋喷桩与暗洞进洞口处的旋喷桩施工,对三个竖井的四个暗洞进洞口处宽3m,长16m,深14m的土层进行旋喷桩固结。

(2) 基坑降水

明挖出入口基坑开挖前在基坑内设置降排水措施,共设置6口 $\phi 700$ 降水井,每个出入口设1口,每个竖井设置1口降水井;降水井的深度随着基坑的深度的变化而不同。施工采用回转钻机成孔,钻孔径为 $\phi 800\text{mm}$,泥浆护壁,滤管采用 $\phi 400\text{mm}$ 钢筋笼外裹铁丝网+细眼纱网,滤管四周回填砾砂。

3. 出入口施工

(1) 基坑开挖

明挖基坑土石方开挖遵循“超前降水,竖向分层,先支后挖,减少扰动”的施工原则,拟采用人工配合小型反铲自上而下分层开挖,纵向沿梯道下坡方向开挖,汽吊配合提升出土。开挖过程中结合钢管支撑标高,随挖随撑,及时施作钢管支撑维护基坑稳定。

(2) 基坑支撑体系

明挖基坑土石方开挖后,结构钢筋砼施作前,采用内支撑体系维护基坑的稳定,内支撑体系由钢腰梁、水平钢管支撑和钢牛腿三部分组成。

(3) 明挖出入口主体结构施工

主体结构为现浇钢筋混凝土结构,各信道平行作业,施工遵循“纵向分段,竖向分层,从下至上”的施工原则。本工程主体结构施作以信道中间位置变形缝为界分两段进行施工,竖向从通道底板开始自上而下施作,即:底板→墙、柱→顶板。主体结构施工前,应先作好基槽验收及基础垫层砼,以及底板结构外防水层等工作。

4. 竖井施工

本工程根据出入口位置不同共设1#、2#、3#三座竖井,作为暗挖主通道施工的工作井。竖井设计围护结构采用 $\phi 800$ 钻孔灌注桩+ $\phi 800$ 高压旋喷桩止水。钻孔灌注桩桩中心距900mm,桩顶设圈梁。高压旋喷桩中心距500mm,相互咬合,咬合厚度300mm。钻孔灌注桩与高压旋喷桩桩中心距500mm,相互咬合,咬合厚度300mm。结构为现浇钢筋砼结构,底板和内衬厚度为60cm,顶板厚度为55cm。采用明挖顺作法施工。基坑设置4道支撑,第一道为钢筋砼支撑(600×800),其余均为 $\phi 609 \times 16$ 钢管支撑。

5. 通道浅埋暗挖施工

暗挖段采用复合式衬砌,封闭式柔性防水卷材防水。拱部超前支护体系采用 $\phi 108 \times 5$ 管

棚+超前小导管注浆加固地层;管棚间隙采用水平旋喷桩加固;初期支护体系采用格栅拱架喷射30cm厚C25混凝土;二次衬砌采用C30钢筋防水混凝土;防水层采用400g/m²无纺布+1.5mm厚EVA防水隔离层+400g/m²无纺布。采用CRD工法施工,其施工步骤见图2。

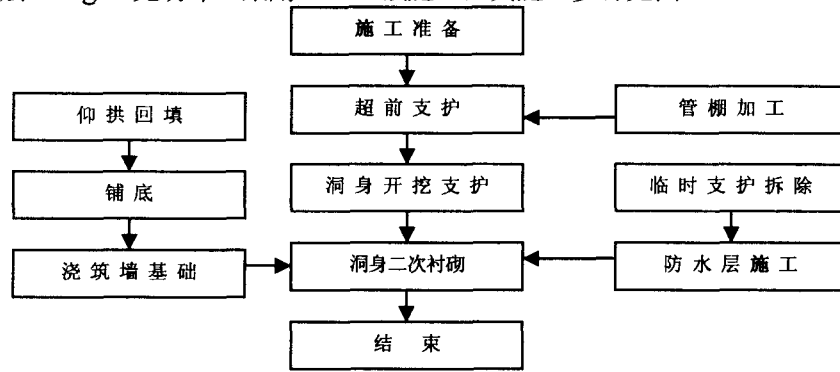


图2 暗挖段施工步骤图

(1) 进洞口施工

竖井基坑围护结构采用钻孔桩,暗挖隧道进、出洞施作超前支护管棚时必须破坏明挖基坑的围护体系。因此,必须对洞口进行加固处理,防止明挖基坑围护结构被破坏后不会引起边坡滑坍。

(2) 洞身开挖

a. 土方开挖

信道开挖采用“CRD”法施工,拟分四个台阶平行推进,左下导坑(3部)滞后于左上导坑(1部)3~5m,右上导坑(5部)滞后于左下导坑(3部)3~5m,右下导坑(7部)滞后于右上导坑(5部)3~5m。开挖过程中每循环进尺0.5m。施工断面见图3。

洞身开挖过程中采用人工手持风镐开挖。单导坑沿周边开挖出环状空间,以便于安设钢拱架,中间预留核心土,核心土与掌子面平行推进,核心土退后该导坑立拱处1.0~1.5m左右,开挖后及时架设钢格栅和初喷5cm 砼封掌子面及岩面,施作超前小导管,复喷混凝土。

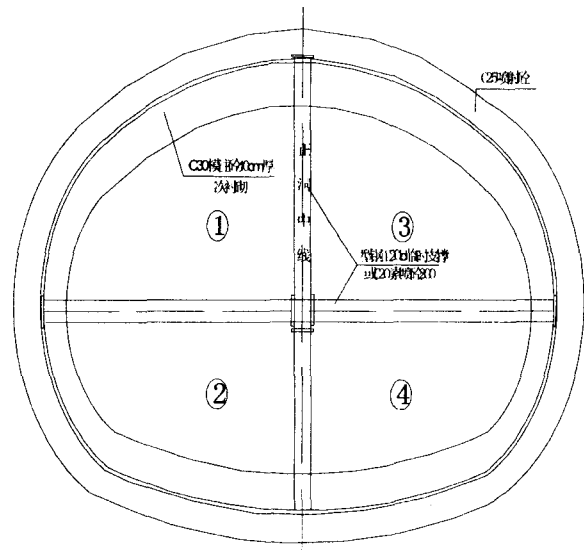


图3 暗挖通道施工横剖面图

开挖时注意单侧或双侧交错开挖,避免使同一榀拱处于悬空状态。

b. 出碴

因隧道较短,且两端相对开挖,洞内出碴拟采用人工手推胶轮车运输,经洞口龙门架配

10.0t 电动葫芦提升 1.0m^3 吊斗到地面存渣坑, 最后用自卸汽车外运至弃渣场。

(3) 超前支护与初期支护

超前支护采用 $\phi 108 \times 5$ 管棚辅以 $\phi 42$ 小导管注水泥浆加固, 管棚间隙采用水平旋喷桩加固; $\phi 108$ 管棚环向间距 0.4m, 暗挖通道两端长管棚在明挖基坑开挖至管棚位置时, 利用基坑内土方作为平台施工; $\phi 42$ 小导管随着洞身开挖 3 米一循环, 管长 5.0m。

为减少前方土体滑移引起掌子面失稳, 加剧结构变形和地表沉降, 故掌子面设计采用水平旋喷桩加固, 桩间距为 1m, 桩长 15m, 横向加固范围为整个掌子面。

① 水平旋喷桩施工

管棚外围加固设计采用水平旋喷桩, 桩径为 600mm, 环向间距为 300mm, 相邻加固体咬合厚度 300mm; 成孔外插角为 $5 \sim 8$ 度, 成孔深度为 15m。为减少周边破桩工作量, 桩尾 3m 只成孔, 实际成桩长度为 12m。

② 管棚设计参数

钢管规格为 $\phi 108$ 普通钢管; 壁厚 $\delta = 5\text{mm}$, 节长 3m 和 4m; 环向间隔 0.4m, 管节间连接采用内丝扣连接, 水平打入, 管棚一循环施工 15m。为使管棚方向正确无误, 设置管棚导向套拱; 同时为了避开因施工误差对地下管线造成影响, 管棚长度可根据管线位置进行调整或调整管棚施工起始位置。

(4) 全断面小导管注浆技术措施

由于本工程地质条件较差, 主要为粘土层和淤泥层, 自稳性差, 施工中掌子面土体极易失稳坍塌。根据本工程设计图纸, 暗挖通道开挖掌子面加固采用全断面水平旋喷桩+全断面小导管注浆双重加固。施工时先进行水平旋喷桩施工, 在水平旋喷桩间隙施工小导管注浆, 注浆管呈梅花型布置, 间距 1m。水平旋喷桩每循环 15m, 开挖 12m; 小导管每循环施作 5m, 纵向搭接 2m。为确保加固效果。

由于通道主要埋置在粉性土层中, 且地面交通繁忙, 而且地表沉降控制严。因此采用长管棚结合小导管注浆超前支护措施, 在超前管棚与注浆固结体形成的支护保护圈下进行开挖, 以防止土体失稳坍塌, 引起地层损失过大而造成地表沉降。同时受上覆土层厚度小影响, 注浆范围必须得到有效控制。

(5) 格栅钢架

永久支护部分及临时支护部分采用格栅拱架, 拱架间距 0.5m, 并用 $\phi 22$ 钢筋连接、环间距 1.0m; 格栅拱架的钢筋或节点板焊接时, 必须严格按照规范要求进行。为保证下一步施工的顺利进行, 纵向连接筋必须留够纵向搭接长度, 搭接长度不小于 $10d$ (d 为钢筋直径)。

(6) 衬砌施工

洞身二次衬砌分段整体衬砌, 开挖支护贯通后, 根据监控量测信息反馈、分析, 待初期支护沉降基本稳定后进行衬砌。

工程体会

本工程规模不大, 但分项工序较多, 有围护结构、明挖结构、暗挖结构、超前支护、注

浆加固、施工降水等，施工过程中必须合理组织施工，保证各工序顺利衔接。

基坑开挖、支护及管线安全控制

由于工程所处地质条件差，确保基坑稳定是本工程安全工作的一个重点。采取如下对策：

①确保围护结构的质量

围护结构的抗侧压能力、抗渗能力、插入比是基坑稳定的关键，施工过程中要对钻孔灌注桩的垂直度、桩距、桩径、桩底标高、钢筋笼质量、混凝土密实度、主筋保护层厚度和砼坍落度及砼灌注导管提升等进行严格的控制；对旋喷桩止水帷幕施工加强水泥参量、注浆压力、注浆深度等参数控制，确保围护结构不渗漏。

②确保基坑降水的质量

为加快降水进度，确保降水质量，采用真空深井井点降水，并切实做到：每个井点承担的降水面积不得过大，开挖前降水时间不得少于10天，并通过观测井进行水位观测，确认基坑内地下水位已降至基坑开挖面以下1m后才能进行基坑土方开挖。

③处理好开挖和支撑的关系

在开挖过程中掌握好“分层、分步、对称、平衡、限时”五个要点，遵循“竖向分层、纵向分区分段、先支后挖、随挖随撑、快速封底”的原则，处理好开挖和支撑的关系。

④及时抽排基坑内的明水

基坑开挖遇到雨季施工，要随时注意抽排干基坑内地表的明水，防止地表水渗入土中软化土体。

⑤及时施作垫层和底板混凝土

基坑开挖到底后应及时施作垫层混凝土封底，不允许长时间暴露，并应在最短的时间内将结构底板施作完毕，只有当结构底板混凝土有了一定的强度后，基坑安全才真正有了保障。

⑥处理好拆支撑、换支撑和结构混凝土施工的关系

结构钢筋混凝土按照从下至上顺序逐层施工，为配合结构施工支撑也需从下至上逐层拆除或换撑，此时应处理好拆支撑、换支撑和结构混凝土施工的关系，施工中应注意：必须待结构混凝土有了足够的强度后才能拆除或替换支撑。

⑦加强监测，及时反馈信息指导施工

“监测是施工的眼睛”，深基坑施工的全过程都必须在严密的监测下进行，以便及时发现问题及时处理，将事故制止在萌芽状态。我们拟进行：支撑轴力、围护结构位移、土体位移、地下水位、地表沉降、周围管线及建筑物的沉降和变形等多项监测，确保基坑和周边环境的安全。

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

钻孔混凝土注桩质量保证之探讨*

蔡伟峰 张波 袁文忠

(浙江省大成建设集团有限公司 杭州 310012)

[摘要] 混凝土质量保证的关键环节在于地基承载力的鉴定、桩身强度的保证、沉渣量的保证等,着重注意施工工艺是否合理,掌握桩缺陷的防治措施。

[关键词] 混凝土桩质量保证; 施工工艺; 防治措施

前言

灌注桩(这里主要探讨钻孔灌注桩并指端承桩,下文简称桩)质量保证从规范及相关理论来看十分简单,无非是地基承载力的鉴定、钢筋笼的检查与桩混凝土质量的判定,但由于地下工程不可见的因素很多,因此判定起来比较难以准确。笔者依据多年的工作经验及理论知识,分以下三个问题进行探讨:从桩的承载机理看质量保证的关键,桩的缺陷与防治措施,桩质量的判定。

从桩承载机理看质量保证的关键

端承桩的承载机理是桩把荷载传递到桩的底部,它支承在坚固的岩土层上,不难得出桩的承载力取决于桩身强度与地基承载力。

当桩身强度 $>$ 地基承载力,桩的承载力=地基承载力;反之,桩身强度 $<$ 地基承载力,桩的承载力=桩身强度。

前面公式在孔底没有沉渣前提下成立。但沉渣量过大,桩受荷时发生大量沉降,桩将失效。

1. 桩质量保证关键之一——地基承载力的鉴定

从桩的施工程序来讲,首先确保地基承载力符合设计要求,否则将使桩失效。

地基承载力取决岩层的构造情况、桩嵌入岩石的深度、岩石单轴饱和抗压强度。

* 收稿日期: 2007年7月

如果施工地区处于断裂带,在施工中就要注意夹层的存在,如杭州某房产桩基工程,钻孔灌注端承桩21号桩,经抽芯检验,发现该桩的桩底座落于软土上。因为该工程落在地震大断裂带上,存在夹层,在孔钻至夹层上破碎岩石时,施工过程中以为已到微风化岩石,而在此破碎岩石层下,由于地震构造运动破碎层下面还有一层软夹层,致使抽芯时,发现桩底座落于软土上,桩承载力达不到设计要求。由于夹层的存在致使桩底没有支承在岩基上。在很多钻孔灌注桩工程存在薄坚硬基岩下卧松散软土层的现象,勘察,设计及施工过程中都要引起重视。

2. 桩质量保证关键之二——桩身强度的保证(在于施工工艺)

地基承载力符合设计要求,如桩身强度不足,桩的承载力亦得不到保证,桩身强度是桩质量保证的另一关键。

桩身质量保证主要在于保证混凝土的质量,桩身强度取决于钢筋笼的制作质量与混凝土质量。钢筋笼的制作检查,简单明了;而影响混凝土质量因素则很多,有些是可见的,有些是不可见的。在工程实践中,不少桩由于混凝土质量问题而使桩身强度达不到设计要求,因此桩身质量的保证主要在于保证混凝土的质量。

混凝土的缺陷往往是由于施工工艺不合理引起,因此必须对桩基工程的施工工艺、质量保证措施进行严格的监督,否则,起不到质量保证效果。工程验收时,对工程质量如何,将没有把握,检测出现的问题亦无从分析。

钻孔桩混凝土质量不仅与浇注工艺有关,还与成孔工艺有很大的关系。要确保桩孔成孔质量与灌注工艺的合理性,操作得当。钻孔桩成孔质量在于:桩径不小于设计桩径,护壁可靠;关系到混凝土质量的灌注工艺主要是:

a.控制好混凝土质量的和易性,防止出现堵管、埋管,引起断桩事故。

b.控制导管埋深,控制导管埋深2~4m,使混凝土面处于垂直顶升状,不使浮浆、泥浆卷入混凝土,防止提漏引起断桩事故。

3. 对于钻孔灌注桩质量保证另一个关键——沉渣量的保证

对摩擦桩来说,由于其受力机理是通过桩表面和周围土壤之间的摩擦力或依附力,逐渐把荷载从桩顶传递到周围的土体中,如果在设计中端部反力不大,端部的沉渣量对桩承载力亦影响不大;而对于钻孔端承桩,如果沉渣量过大,势必造成桩受荷时发生大量沉降,同样使桩的承载力失效。如杭州某房产桩基工程××单位施工的44号桩,桩设计承载力为2000kN,实施荷载试验时,当外荷载加至1400kN,桩就出现大量沉降,经多方面证实是因为桩端沉渣量过多,导致该桩失效,亦影响其它桩的评定。因此钻孔灌注桩另一个质量保证的关键还在于沉渣量符合要求。

总而言之,钻孔灌注桩的关键不仅在于施工工艺与地基承载力,还在于沉渣量是否符合规范要求。钻孔灌注桩检验不合格,就可能是桩底沉渣量过大,或混凝土有缺陷,或没有钻到持力层,或兼而有之。

钻孔混凝土灌注桩基础缺陷及防治措施

★桩底地基承载力不足

原因：桩端没有支承在持力层上面。

防治措施：

这种情况一般出现在复杂地层，勘察、设计必须要认真确认，再者这种地层一般最好取芯检验，如不能孔孔取芯，要参照邻近取芯情况、钻速、泥浆返上的岩屑及钻进情况（一般钻进至微风化岩时，钻头不蹩钻，主动钻杆振动不很厉害，钻进声音感觉较好）、工程地质资料进行综合考虑。

★缩径（孔径小于设计孔径）

原因：塑性土膨胀。

防治措施：

成孔时，应加大泵量，加快成孔速度，快速通过，在成孔一段时间，孔壁形成泥皮，孔壁不会渗水，亦不会引起膨胀，如出现缩径，采用上下反复扫孔的办法，以扩大孔径。

★桩底沉渣量过大

原因：泥浆性能没有达到要求，一次清孔不符合要求或没有进行二次清孔，清孔不干净。

防治措施：

- (1) 认真检查，泥浆性能要达到要求；
- (2) 一次清孔后，不符合要求，要采取措施：如改善泥浆性能，延长清孔时间等进行清孔。在下完钢筋笼后，再检查沉渣量，如沉渣量超过规范要求，应进行二次清孔。二次清孔优点：及时有效保证桩底干净。

★钢筋笼上浮

原因：

- 1、当混凝土灌注至钢筋笼下，若此时提升导管，导管底端距离钢筋笼仅有 1m 左右的距离时，由于浇注的混凝土自导管流出后冲击力较大，推动了钢筋笼上浮；
- 2、由于混凝土灌注过钢筋笼且导管埋深较大时，其上层混凝土因浇注时间较长，已近初凝，表面形成硬壳，混凝土与钢筋笼有一定握裹力，如果此时导管底端未及时提到钢筋底部以上，混凝土在导管流出后将以一定的速度向上顶升，同时也带动钢筋笼上移。

防治措施：

- (1) 灌注混凝土过程中，应随时掌握混凝土浇注标高及导管埋深，当混凝土埋过钢筋笼底端 2~3m 时，应及时将导管提至钢筋笼底端以上；
- (2) 当发现钢筋笼开始上浮时，应立即停止浇注，并准确计算导管埋深和已浇混凝土标高，提升导管后再进行浇注，上浮现象即可消除。

笔者在参加杭州某房产桩基工程施工时，其中 189 号桩钢筋笼就出现上浮现象，是因为本次商品混凝土和易性差，并且桩机的操作工人在这根桩灌注时临时换人，工人操作不熟练，提管的卷扬机不灵活，出现第一斗剪球时，混凝土下不去经反复活动敲击导管，混凝土才下注，又注了好几斗，就发现在灌注中钢筋笼自然上升，将导管上提离孔底合适高度，钢筋笼才彻底止住上浮。

★断桩与夹泥层

原因:

1. 泥浆过稠,增加了浇注混凝土的阻力,如泥浆比重大且泥浆中含较大的泥块,在施工中经常发生导管堵塞、流动不畅等现象,有时甚至灌满导管还是不行,最后只好提取导管上下振击,由于导管内储存大量混凝土,一旦流出其势甚猛,在混凝土流出导管后,即冲破泥浆最薄弱处急速返上,并将泥浆夹裹于桩内,造成夹泥层;

2. 灌注混凝土过程中,因导管漏水或导管提漏而二次下球也是造成夹泥层和断桩的原因。导管提漏有两种原因:a.当导管堵塞时,一般采用上下振击法,使混凝土强行流出,但如此时导管埋深很少,极易提漏。b.因泥浆过稠,如果估算或测混凝土面难,在测量导管埋深时,对混凝土浇注高度判断错误,而在卸管时多提,使导管提高混凝土面,也就产生提漏,引起断桩;

3. 灌注时间过长,而上部混凝土已接近初凝,形成硬壳,而且随时间增长,泥浆中渣将不断沉淀,从而加厚了积聚在混凝土表面的沉淀物,造成混凝土灌注极为困难,造成堵管与导管拔不上来,引发断桩事故;

4. 导管埋得太深,拔出时底部已接近初凝,导管拔上后混凝土不能及时冲填,造成泥浆填入。

防治方法:

(1) 认真做好清孔,防止孔壁坍塌;

(2) 尽可能提高混凝土浇注速度:a.开始浇混凝土时尽量积累大量混凝土,产生极大的冲击力可以克服泥浆阻力。b.快速连续浇注,使混凝土和泥浆一直保持流动状态,可防导管堵塞;

(3) 提升导管要准确可靠,灌注混凝土过程中随时测量导管埋深,并严格遵守操作规程;

(4) 灌注水下混凝土前检查导管是否漏水、弯曲等缺陷,发现问题要及时更换。

混凝土灌注桩质量判定之探讨

1. 中微风化岩承载力判定

影响桩底承载力的因素有:结构情况、桩底嵌入岩石深度、岩石单轴抗压强度。

一般承载力的判定方法是依据岩样的单轴抗压强度乘以回归系数,换算成岩石单轴饱和抗压强度标准值。

$$f = \gamma f_{rk}$$

式中 f ——岩石地基承载力的设计值(kPa);

γ ——折减系数;

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值(kPa)。

上述的式子是规范中判定地基承载力的公式,该公式只反映所取岩样水化能力与单轴饱和抗压强度,在单轴抗压强度相同的情况下,由于岩石围岩压力阻碍了桩底岩石的破坏,因此桩嵌入岩石的长度越长,桩底地基承载力越高;在岩石段,桩周摩擦阻力非常大,使得岩

石对桩的承载力大增强；当然构造上的问题影响更大。

在桩基基底验收时，桩承载力的判定：

岩石构造只能参照工程地质勘察报告，与钻进情况（如钻进基岩时，钻杆不会异常振动，孔底钻头研磨岩石声音均匀，说明岩石层比较完整，反之，岩石裂隙比较发育）。

要判断岩石承载力，必须作适量抽芯检验，对于没有取芯的桩孔，依下列几个方面进行综合考虑：

- (1) 邻近孔的取芯情况；
- (2) 泥浆循环返上来的岩屑；
- (3) 钻进情况；
- (4) 工程地质勘察报告。

对于嵌入岩石比较深的桩，要考虑岩石的围压作用，但是对于桩周摩擦阻力，则不可过高计算在内。因为机械成孔大部分靠泥浆护壁，泥浆循环在孔壁岩石上形成一层坚硬润滑泥皮，由于在桩体与孔壁之间存在这层润滑泥皮，使得桩在该段岩石的摩擦阻力大大降低，甚至没有存在，因此在判定钻孔桩底地基承载力时应着重考虑取上岩样本身构造情况、力学性能、物理性能、围压作用，不宜考虑桩周摩擦力；虽然机械湿孔作业的摩擦桩主要靠摩擦力承载，但由于其桩长比较大，整体桩不规则外形，使其具有较大的桩周摩擦力。

2. 桩身混凝土质量判定

比较准确判断桩身混凝土质量的是静载与抽芯，但是由于静载、抽芯为损伤性检验，且费用高、时间长，所以常常采用动测法判定桩身混凝土的质量，而动测法具有一定的局限性，动测结果不能作为桩基工程竣工的验收依据，用于普查质量仅供验收参考。

判断混凝土质量首先要求混凝土供应商保证混凝土的质量，及时做好试块，其次掌握施工过程实际情况与施工记录。主要依据：掌握施工过程情况与施工记录。了解施工工艺是否适合于施工的实际情况，采取了什么质量保证措施。钻孔桩钢筋笼如没有设置混凝土保护层垫块，再检查一下灌完桩钢筋笼的位置情况，可推定保护层是否严重不足。

对施工记录进行审查，要求施工队伍认真做好成孔记录与灌注记录，认真分析记录中出现的机械故障及孔内异常情况、事故等，并进行推断。比如：在成孔记录中没有发现塌孔现象，而桩的充盈系数又大，说明在浇注的过程中有塌孔现象，必然导致桩底沉渣量过多或桩身混凝土夹砂、夹泥，桩体形成“大肚子”；如果在施工过程中曾发生过堵管事故，拔管后进行二次灌注，就会存在断桩或夹泥层。但缺陷的严重程度还要分析其事故具体处理措施而得知。笔者曾在福州火电厂罐基础桩施工时，其中的一个桩孔混凝土灌了一段，因机械出现故障，导管很难拔上来，最后强行拔上，由于底部泥浆很浓，冲洗孔底孔壁会坍塌，泥浆循环渣不能彻底清除，该孔再进行二次灌注肯定出现断桩，因此该桩孔报废。如用套管护壁就可以把孔底清洗干净，再二次灌混凝土。

总之，质量保证中，桩混凝土质量的判定，要掌握现场施工实际情况与工艺情况、准确的现场施工记录，并了解施工队伍素质，方可比较准确判定混凝土灌注质量。

综上所述，混凝土桩质量保证的关键环节在于地基承载力的鉴定，着重注意混凝土施工工艺是否合理，掌握桩缺陷的防治措施。这样才能对混凝土桩质量进行控制，达到质量保证

的目的。

参考文献

- [1] 卢循等,《建筑施工技术》[M]. 同济大学出版社, 1999
- [2] 《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1989
- [3] 《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997
- [4] 王钊, 侍傅.《基础工程原理》[M]. 武汉大学出版社, 2001

“浙江大学曾国熙讲座基金”成立

2007年5月22日上午,我国著名岩土工程专家、浙江大学岩土工程创始人曾国熙教授90寿辰及从教62周年庆典暨“浙江大学曾国熙讲座基金”成立仪式在杭州浙江大学紫金港校区国际会议中心隆重举行。

曾国熙先生于1953年院系调整来到浙江大学,以先生为首的团队在浙江大学开创了岩土工程学科,倡导基本理论、试验研究和工程实践相结合的治学方法,在长达半个多世纪的高校教学和科研工作中,为我国岩土工程学科发展做出了杰出贡献,培养了我国岩土工程第一位博士,造就了一大批岩土工程专业骨干力量和高级人才,带出了一支有良好学风的教学、科研队伍,取得许多优秀的科研成果,耄耋之年仍笔耕不辍并继续指导学生。

为弘扬曾国熙先生的学术思想和治学精神,传承先生优良品质和道德风范,促进浙江大学岩土工程学科教育发展和学科建设,值先生90寿辰之际,浙江大学决定成立“浙江大学曾国熙讲座基金”,每年邀请国内外著名学者前来讲学,促进学科发展,加强国际科技交流与合作。

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会、清华大学、同济大学、河海大学、中国矿业大学、中国水利水电科学研究院、南京水利科学研究院、铁道科学研究院、浙江省土木建筑学会等19家单位及业内人士纷纷发来贺电、贺信,并赠送贺礼,先生多年的老朋友卢肇钧院士、周镜院士也特地发来贺电,庆祝曾国熙教授90大寿。

加拿大工程院院士D G Fredlund教授和中国科学院院士陈祖煜教授做了2007浙江大学曾国熙基金讲座,报告题目分别为Slope stability hazard management systems(滑坡灾害评估与防治)和The limit equilibrium and limit analysis methods——Towards a mature discipline of Geomechanics(极限平衡与极限分析——走向成熟的一门岩土力学分支)。

(浙江大学岩土工程研究所 供稿)

沉井射水掏土法在粉砂土中的应用*

王晗 周霄

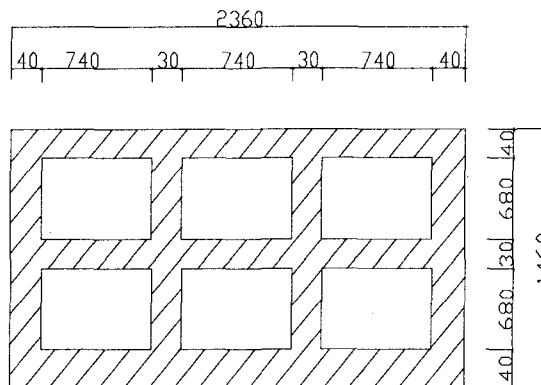
(杭州天恒投资建设管理有限公司 杭州 310000)

[摘要] 在目前的沉井下沉施工中,采用机械挖掘和人工配合的较多。但在粉砂性土中,一般地质情况复杂,大多基坑有管涌、流砂等现象发生,较深地基且有丰富的地下水,施工就很困难,也不经济。在九堡泵站沉井施工中,靠沉井自重下沉,用射水掏土法,解决了在粉砂性土内深基坑沉井难的问题,取得了很好的效果,经过一个沉井的施工实践,不断总结提高,形成了此方法。可供市政工程沉井施工借鉴。

[关键词] 沉井;射水掏土法;砂质粉土

工程概况

本工程设计钢筋砼沉井长为23.6m,宽为14.6m,深为11.5m(如右图)。地质情况以砂质粉土为主。地下水位1~1.5m。粉沙土质欠密,但透水性较好,易于处理。



泵站平面图

①素填土:灰黄、灰色,湿,松散,含少量碎砖屑及植物根茎,粘质粉土性为主。层厚1.3m,局部分布。

②砂质粉土:黄灰色,含云母碎屑,摇振反应中等,切面粗糙,无光泽反应,干强度低,韧性低。层厚1.2~3.5m,全线分布。

③-③砂质粉土:黄灰色,饱和,中密,含少量云母碎屑,摇振反应迅速,切面粗糙,无光泽反应,干强度低。韧性低。层厚4.00~6.70m,全线分部。

④砂质粉土:灰色,饱和,中密,含少量云母碎屑,摇振反应,迅速,切面粗糙,无光泽反应,干强度低。层厚3.00~9.00m,局部缺失。

* 收稿日期:2007年8月

本工程沉井拟定在③1土层上制作,该层土的允许承载力为120kPa,沉井的自重为13.5kPa/m。

施工特点

①施工方便,所用机具设备少,②方法简便,易于控制,安全可靠;③施工速度快,一天可下沉1米左右。

下沉前检查

1. 下沉前应根据勘测报告计算极限承载力,计算沉井下沉的分段摩阻力及下沉系数作为判断每个阶段可否下沉、是否会出现突沉,以确定下沉方法及采取措施的依据;应保证地基及其自身稳定性。

沉井下沉验算: $K=Q-B/T+R$

式中 K ——下沉安全系数

Q ——沉井自重

B ——井壁排水,当排水下沉时, $B=0$

T ——沉井的摩擦

R ——刃脚的反力

$$T = \pi D (H - 2.5) f$$

本工程施工时,刃脚采取底面掏空下沉,故 $R=0$

$$\begin{aligned} K &= 16711 + 4.85 \times 0.65 \times 79.2 \times 25 / 3.14 \times 79.2 (11.25 - 4.70 - 2.5) \times 18 \\ &= 22953 / 18129 = 1.26 > 1.15 \quad \text{可以下沉;} \end{aligned}$$

2. 下沉前应进行沉井结构外观检查,检查混凝土强度与抗渗等级,混凝土达到设计强度的100%,方可下沉;

3. 下沉前应在沉井周围设置深井降水,以降低地下水位,地下水位一般控制在沉井底1.5m以下;一方面可使沉井内保持干燥,便于高压水枪冲土;一方面可防止沉井内管涌、流砂等现象的发生;

4. 下沉前应布置监测点,对周围环境、建筑结构、地面沉降等变化情况的监控。

确定下沉方法及采取措施

1. 自重下沉射水掏土法

通过人工用高压泥浆泵冲水,将土层冲破并稀释成泥浆,然后通过泥浆泵抽取泥浆的方法。

先冲井底中央部位,使井底形成锅底状,再由刃脚边部向刃脚方向逐层全面、对称、均匀的冲削薄土层,每次削5~10cm,当土层经不住刃脚的挤压而破裂,沉井便靠自重作用下均匀垂直挤土下沉在密实土层中,并根据实际下沉的情况变化进行调整,当一端下沉的速度不均匀时,可以在不均匀的对面一端加大下沉速度的方法来调整。在沉井下沉外壁1.5m外四周设置井点降水机,用于控制调整沉井下沉时土质的含水量,下沉速度快时及时启动,速度慢时可暂停,为防止沉井下沉困难,井壁浇捣时在外侧埋设 $\Phi 25\text{mm}$ 的PVC高强塑料管,其间距3米,模板拆除后用电钻钻 $\Phi 10\text{mm}$ 小孔,间距1.0m,当下沉困难时,用触变泥浆进行调节下沉的速度。下沉过程中尽量保持沉井平稳,注意下沉是否均匀,并及时观察和控制土质含水量和下沉的速度,确保沉井不倾斜,均匀下沉,有效地提高工作效率。沉井下沉配套机械:7.5KW泥浆泵四台套,经纬仪、水准仪和相配套的设备工具,指挥、管理施工人员到位,沉井在下沉前应对沉井外壁原沟槽间的空隙及时用粉砂土回填密实,周边回填的作用能保证沉井壁垂直而不倾斜。在下沉井过程时采用人工密切配合,施工技术人员及时观察高程,控制下沉时的平稳度,井周四侧均匀一致。

2. 下沉注意事项

①沉井下沉位置的保证,下沉过程中随时用经纬仪观察,发现偏差,立即纠正。

②在沉井开始下沉和将沉至设计标高时,周边掏土深度应小于30cm或更薄一些,避免发生倾斜。在离设计标高30cm左右应停止取土,依自重下沉至设计标高。

③沉井下沉过程中,还要经常检查构件情况。检测深井降水情况,检查周围建筑物沉降变化情况。

④施工中要有专人观测、检查,防止意外事故发生。

3. 土方运输方法

自重下沉射水掏土法施工时,在离沉井50m外可能的地方挖一沉砂池,待抽取的泥浆沉淀后,再用挖掘机挖掘装进泥浆车内运走。

下沉位置与标高控制要点

沉井位置标高的控制,是在沉井外部地面及井壁顶部四面设置纵横十字中心控制线、水准基点,以控制位置和标高。沉井垂直度的控制,是在井筒内按4或8等分标出垂直轴线,各吊线坠一个对准下部标板来控制,并定时用两台经纬仪进行垂直偏差观测。掏土时,随时观测垂直度,当线坠离墨线达30mm,或四种标高不一致时,即应纠正。沉井下沉的控制,系在井筒壁周围弹水平线,或在井外壁上两侧画出标尺,用水平尺或水准仪来观测沉降。沉井下沉中应加强位置、垂直度和标高(沉降值)的观测,接近设计标高时应加强观测,每2h一次,预防超沉。由专人负责并做好记录,使偏差控制在允许范围以内。做好周围建筑物的沉降观测,由专人负责并做好记录,发现问题及时采取措施。

沉井封底控制

当沉井下沉到距设计标高 0.3m 时, 应停止井内取土和抽水, 使其靠自重下沉至设计或接近设计标高, 再经 2~3 天下沉稳定, 当观测在 8h 内累计下沉量不大于 10mm 时, 即可进行沉井封底。

沉井下沉施工常遇问题分析及处理方法

1. 下沉困难(沉井被搁置中悬挂, 下沉极慢或不下沉)

原因分析: 1) 井壁与土壁间的摩阻力过大。2) 沉井自重不够, 下沉系数过小。3) 遇有障碍物。4) 遇流砂、管涌。

预防措施及处理方法: ①为增加沉井重量, 在井顶均匀加铁块或其他荷重。②挖除刃脚下的土, 或在井内继续进行第二层碗形破土。③在井壁与土壤间灌入触变泥浆或黄土, 降低摩阻力, 泥浆槽距刃脚高度不宜小于 3m。④清除障碍物。⑤加强降水控制措施。

2. 下沉过快(沉井下沉速度超过挖土速度, 出现异常情况)

原因分析: 1) 遇软弱土层, 土的耐压强度小, 使下沉速度超过掏土速度。2) 长期因砂的流动, 使井壁与土间摩阻力减少。3) 沉井外部土体液化。

预防措施及处理方法: ①可用木刹在定位垫架处给以支承, 并重新高速取土, 在刃脚下不取或部分不取土。②将排水法下沉改为不排水法下沉, 增加浮力。③在沉井外壁间填粗糙材料, 加大摩阻力, 如沉井外部的土液化发生虚坑时, 可填碎石处理。

3. 突沉(沉井下沉失去控制, 出现突然下沉现象)

原因分析: 1) 取土不注意, 将锅底取得太深, 沉井暂时被外壁摩阻力和刃脚托住, 使处于相对稳定状态, 当继续挖土时, 土壁摩阻力达至极限值, 井壁阻力因土的触变性而突然下降, 发生突沉。2) 流砂大量涌入井内。

预防措施及处理方法: ①控制取土, 锅底不要掏太深, 刃脚下避免掏空过多。②在沉井梁中设置一定数量的支架, 以承受一部分土反力。③加强降水控制流砂现象发生。

4. 倾斜(沉井垂直度出现歪斜, 超过允许限度)

原因分析: 1) 沉井刃脚下的土软、硬不均匀。2) 井外四周的回填土夯实不均。3) 没有均匀掏土, 使井内土面高差悬殊。4) 刃脚下掏空过多, 沉井突然下沉, 易于产生倾斜。5) 刃脚一侧被障碍物搁住, 未及时发现和处理。6) 排水局部不到位时, 井内一侧涌砂。

预防措施及理方法: ①加强沉井过程中的观测和资料分析, 发现倾斜要及时纠正。②及时用砂及砾石填夯实。③在刃脚高的一侧加强取土, 待纠正位后再均匀分层取土。④在刃脚低的一侧适当回填砂石或石块, 延缓下沉速度。⑤在井外深挖倾斜反面的土方, 回填到倾斜一面, 增加倾斜面的摩阻力。⑥加强降水控制措施。

5. 偏移(沉井轴线与设计轴线不重合, 产生一定的位移)

原因分析: 1) 大多由于倾斜引起的, 当发生倾斜和纠正倾斜时, 井身常向倾斜一侧下部产生一个较大压力, 因而伴随产生一定的位移。2) 测量定位差错。

预防措施及处理方法: ①控制沉井不再向偏移方向倾斜。②有意使沉井向偏位的相反方向倾斜, 当几次倾斜纠正后, 即可恢复到正确位置。③加强测量的检查复合工作。

6. 遇障碍物(沉井被地下障碍物搁置或卡住, 出现不能下沉的现象)

原因分析: 沉井下沉局部遇孤石、大块卵石、地下沟道、圪工、管线、钢筋、树根等, 暂成沉井搁置、悬挂, 难以下沉。

预防措施及处理方法: ①遇较小孤石, 可将四周土掏空后取出, 较大块石、地下沟道、圪工等, 可用风转工具或松动爆破方法破碎成小块取出, 炮孔距刃脚不少于 50cm, 其方向须与刃脚斜面平行, 药量不得超过 200g, 并设钢板防护; 钢管、钢筋、树根等可用氧气烧断后取出。

工程效益分析

本沉井下沉施工顺序、下沉操作、技术方法控制得当, 并综合考虑井体结构受力情况及地基的承载能力。沉井下沉时, 井内抽泥, 井外装运, 互不干扰, 施工安全便利, 施工速度快。与机械挖掘人工配合相比较, 采用此方法, 可节省大吨位吊机一辆和一台挖掘机, 减少了大量的取土吊装过程, 从而大大加快了工期, 经济效益也比较显著。节省工天约 10 个, 工期可提前 8~10 天。

工程体会

1. 在沉井下沉过程中, 现场施工各方应将全部精力放在“抢时间, 促进度”上, 特别是施工中的薄弱点, 如本工程对东侧电力管线的保护, 由于泵站离管线仅 2 米左右, 除用角钢及工字钢焊接支护外, 还在两端用支墩支撑钢架。

2. 采用信息化施工, 进行全方位的监测, 掌握沉井及沉井周边的环境变化和安全动态, 十分必要和重要。本工程对周边房屋设置位移和沉降观测点, 由于沉井下沉时间控制较短, 沉降位移均控制在 2cm 内(二十天)。

参考文献

- [1] 曾国熙. 地基处理手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1988. 9.

绍兴县滨海区高层建筑基础选型研究*

李征^{1,2} 郭彪¹ 龚晓南¹

(1.浙江大学岩土所 杭州 310027)

(2.中国电力工程顾问集团西北电力设计院)

[摘要] 本文对绍兴县滨海区高层建筑基础型式的选用进行了研究,并对各持力层进行了评价进行了研究,对绍兴县滨海区工程建设有一定的参考价值。

[关键词] 滨海区;基础型式;地基

概况

滨海工业区位于绍兴县北部滨海平原,东至曹娥江,南至杭甬高速公路,西邻萧山区,北至钱塘江,区内土地系滩涂围垦而成,地势平坦,滨海区为第四系滨海区—海湾相沉积地层,目前,建筑物主要为工业厂房及相应的综合楼、职工宿舍楼,滨海区地基土一般十几米以内以砂质粉土、粉砂为主,地基承载力较高。滨海区为新兴开发区,且现有的建筑物以四层以下居多,高层建筑极少。本文探讨了小高层建筑及高层建筑基础选型,对绍兴县滨海区工程建设有一定的参考价值。滨海区地基土如下表所示。

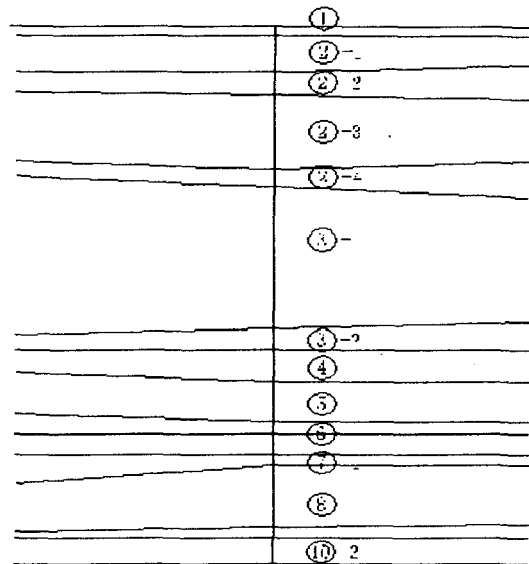


图1 滨海区典型地质剖面图

* 收稿日期: 2007年7月

地基土指标设计参数表

表 1

层序号	地基土名称	状态	厚度 (m)	预应力管桩		钻孔灌注桩	
				q_{sik} (kPa)	q_{pk} (kPa)	q_{sik} (kPa)	q_{pk} (kPa)
①	粘质粉土	稍密	0.90~2.50	25		22	
②-1	砂质粉土	稍密	4.51~2.18	45		28	
②-2	砂质粉土	中密	2.40~9.30	60	2000	40	
②-3	粉砂夹砂质粉土	中密~ 密实	6.10~16.50	65	2600	42	
②-4	粘质粉土	中密	0.60~6.40	48		30	
③-1	淤泥质粉质粘土	流塑	0.80~26.50	15		13	
③-2	粘土	流塑	0.70~14.30	19		16	
④	粉质粘土	软塑	0.40~9.20	48		30	
⑤	粉质粘土	软塑状	0.40~9.20	21		18	
⑥-1	粉质粘土	可塑	0.3~12.40	60	1000	40	620
⑥-2	粉砂	中密	0.4~7.30	65	1300	42	900
⑥-3	砾砂	中密	0.2~7.10	88	2000	65	1500
⑦-1	粉质粘土	可塑	0.50~8.10	60	750	38	600
⑦-1a	圆砾	中密	0.2~2.40	90	2800	60	1000
⑦-2	粉质粘土	可塑	2.0~11.30	60	750	38	600
⑧-1	粉砂	中密	0.50~6.40	80	2000	45	1000
⑧-2	砾砂	中密	1.0~11.5	90	3000	65	1800
⑧-3	粉质粘土	可~硬 可塑	0.50~8.30	25		48	780
⑨	含砾砂粘土	硬塑	0.60~14.40	45		70	1300
⑩-1	强风化基岩		0.3~13.50	60	2000	100	2500
⑩-2	中风化基岩		0.5	65	2600	250	6000

高层建筑基础选型分析

1. 十五层高层建筑基础选型分析

在滨海区典型地质地基土上建设十五层民用建筑,上部结构竖向荷载总和 184056kN,结构宽 17.9m,长 45.7m,高 49.2m。

(1) $\Phi 600\text{mm}$ 预应力管桩,选用⑥号层作为桩基持力层

基桩竖向承载力设计值 $R_1 = 2591.56 \text{ kN}$;

基础所需桩数 $n_1 = 72$ 根;

平面布桩系数为 $M = 2.48\% < 3.0\%$ (满足要求)。

共需 $\Phi 600\text{mm}$ 预应力管桩的米工作量为 $L_1 = 4688.64\text{m}$ 。

则桩基费用为 $M_1 = 195 \times 4688.64 = 914284$ 元。

(2) $\Phi 800\text{mm}$ 钻孔灌注桩, 选用⑥号层作为桩基持力层

基桩竖向承载力设计值 $R_2 = 2484.23 \text{ kN}$;

基础所需桩数 $n_2 = 75$ 根;

共需 $\Phi 800\text{mm}$ 钻孔灌注桩工作量为 $V_2 = 1.1 \times 59.4 \times 0.5024 \times 75 = 2462.01 \text{ m}^3$;

桩基费用为 $M_2 = 700 \times 2010.50 = 1723408$ 元。

(3) $\Phi 1000\text{mm}$ 钻孔灌注桩, 选用⑧号层作为桩基持力层

基桩竖向承载力设计值 $R_3 = 4353.95 \text{ kN}$;

基础所需桩数 $n_3 = 43$ 根;

共需 $\Phi 1000\text{mm}$ 钻孔灌注桩工作量为 $V_3 = 1.1 \times 66.0 \times 0.785 \times 43 = 2450.61 \text{ m}^3$ 。

则桩基费用为 $M_3 = 800 \times 2450.61 = 1960490$ 元。

(4) 分析与评价

十五层的小高层建议采用 $\Phi 600\text{mm}$ 预应力管桩, 选用⑥号层作为桩基持力层, 将取得较好的经济效益。

基础型式对比表

表 2

	桩数	工程量	费用比值
$\Phi 600\text{mm}$, 空管桩, ⑥	72	4688.64m	1.00
$\Phi 800\text{mm}$, 灌注桩, ⑧	75	2462.01m ³	1.88
$\Phi 1000\text{mm}$, 灌注桩, ⑩-2	43	2450.61m ³	2.14

注: 设 $\Phi 600\text{mm}$ 以⑥号层为持力层的预应力管桩桩基费用为基数 1.00。

管桩接桩过多, 将会对管桩的承载力造成较大的影响; 根据桩身不产生压曲失稳和考虑施工现场条件, 浙江省标准 (DB 33 / 1001-2003) 建筑地基基础设计规范第 9.5.1.2 条对钢筋混凝土预制桩的长径比作出规定, 规定指出, 以摩擦为主的桩长径比不宜大于 100, 故桩径为 $\Phi 600\text{mm}$ 预应力混凝土管桩, 桩长不宜大于 60m。若⑧号层埋藏较深, 可选用钻孔灌注桩以⑧号土层作为桩基持力层。

2. 三十层高层建筑基础选型分析

在滨海区典型地质土上建设三十层民用建筑, 上部结构竖向荷载总和 394110kN, 结构宽 15.1m, 长 58.0m, 高 99.7m。

(1) $\Phi 1200\text{mm}$ 钻孔灌注桩, 选用⑧号层作为桩基持力层

基桩竖向承载力设计值 $R_4 = 5452.88 \text{ kN}$;

基础所需桩数 $n_4 = 73$ 根;

共需 $\Phi 1200\text{mm}$ 钻孔灌注桩工作量为 $V_4 = 1.1 \times 66.0 \times 1.1304 \times 73 = 5990.89 \text{ m}^3$;

则桩基费用为 $M_1=800 \times 2767.90=4792715$ 元。

(2) $\Phi 1200\text{mm}$ 钻孔灌注桩, 选用⑩号层作为桩基持力层

基桩竖向承载力设计值 $R_5=9940.41$ kN;

基础所需桩数 $n_5=40$ 根;

共需 $\Phi 1200\text{mm}$ 钻孔灌注桩工作量为 $V_5=1.1 \times 75.9 \times 1.1304 \times 40=3775.08 \text{ m}^3$;

则桩基费用为 $M_3=900 \times 3775.08=3397575$ 元。

(3) 分析与评价

三十层的高层建议采用 $\Phi 1200\text{mm}$ 钻孔灌注桩, 选用⑩号层作为桩基持力层, 将取得较好的经济效益。

基础型式对比表

表 3

	桩数	工程量	费用比值
$\Phi 1200\text{mm}$, 灌注桩, ⑧	73	5590.89 m^3	1.41
$\Phi 1200\text{mm}$, 灌注桩 ⑩-2	40	3775.08 m^3	1.00

注: 设 $\Phi 1200\text{mm}$ 以⑩-2号层为持力层的钻孔灌注桩桩基费用为基数 1.00。

持力层分别⑥、⑧、⑩号土层所提供的钻孔灌注桩每立方米承载力如下表所示。

持力层——每立方米承载力

表 4

每立方米承载力 持力层	$\Phi 800\text{mm}$ 钻孔灌 注桩 (kN/m^3)	$\Phi 1200\text{mm}$ 钻孔 灌注桩 (kN/m^3)	$\Phi 1500\text{mm}$ 钻孔灌 注桩 (kN/m^3)
⑥号土	83.24	57.98	47.88
⑧号土	100.46	73.09	62.14
⑩号土	149.83	115.86	102.27

由表 4 可知, ⑩号土层所提供的钻孔灌注桩的每立方米承载力比⑧号土层和⑥号土层所提供的每立方米承载力大, ⑧号土层所提供的钻孔灌注桩的每立方米承载力比⑥号土层所提供的每立方米承载力大, 若各持力层均能满足要求, 相比于⑥号土层, 推荐⑧号土层, 相比于⑧号土层, 推荐⑩号土层做桩基持力层。由于⑩号土层埋藏过深, 会带来一系列施工问题, 如施工难度加大, 应认真考虑。

结论

1. 十五层的小高层建议采用 $\Phi 600\text{mm}$ 预应力管桩, 选用⑥号层作为桩基持力层;
2. 三十层的高层建议采用 $\Phi 1200\text{mm}$ 钻孔灌注桩, 选用⑩号层作为桩基持力层。

参考文献

- [1] 桩基工程手册编写委员会. 桩基工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995
- [2] 周群愉. 高层住宅预应力管桩的设计及施工[J]. 建筑技术开发, 2002年06期
- [3] 徐至钧、李智宇. 预应力混凝土管桩基础设计与施工[M]. 北京: 机械工业出版社, 2005.04
- [4] 张明义. 静力压入桩的研究与应用[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2004.11
- [5] 高层建筑混凝土结构设计技术规范(JGJ 3-2002) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- [6] 浙江省标准建筑地基基础设计规范(DB 33 / 1001-2003) [S]. 杭州: 浙江大学出版社, 2003
- [7] 鹿群. 成层地基中静压桩挤土效应及防治措施[D]. 浙江大学博士学位论文 2006.12
- [8] 李雪超. 超高强预应力混凝土管桩(PHC 桩)施工技术[J]. 建筑技术, 2000年03期
- [9] 江正荣. 建筑地基与基础施工手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005
- [10] 郭继武. 建筑地基基础[M]. 北京: 机械工业出版社, 2005.08
- [11] 顾晓鲁, 钱鸿缙. 地基与基础[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.05
- [12] 华南理工大学等四院校合编. 地基及基础(第三版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997
- [13] 建筑地基基础设计规范(GBJ7—89) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1989
- [14] 建筑桩基技术规范(GBJ94—94) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995

推荐一本好书

《岩土工程 20 讲——岩土漫话》

岩土工程是一门很特殊的学科。它建立在“理论基础”、“实测数据”和“工程经验”这三个必不可少的支柱之上。岩土工程师不可能像别的工程师那样搞“批量生产”或“标准图”。每一项岩土工程都会遇到不同的具体问题需要具体对待。也可以这么说, 岩土工程的成功与否在很大程度上取决于思想认识的正确与否。而思想认识的根本就是哲学。

清华大学李广信教授“岩土工程 20 讲——岩土漫话”这本书最大的特点就是从小哲学的高度提醒教导岩土工程师: 首先要掌握正确的思想方法, 要学会和运用辩证法。这正是当今岩土工程界需要认真思考的大问题。岩土工程不能迷恋于那些“貌似深奥”的时尚新潮, 也不能热衷于计算技术的超级软件。绝对不能有了电脑而不用人脑。在今天, 李教授的大声疾呼和谆谆善导可以让我们的头脑变得清醒一些、务实一些。

李教授的这本书还有一个鲜明的特色就是“寓教于趣”。一些很重要很基本的岩土工程问题, 读者往往被李教授那特别风趣易懂甚至像讲故事一样的语言牢牢地吸引住了, 从而得到了启发和感悟。所以有些年轻人说, 听李教授讲课, 或看李教授的文章, 觉得很生动, 一点也不累。

李教授有着非常坚实的理论基础, 又有敏锐睿智的思维能力。洞察世态, 切中时弊。可以比较有肯定地说, 这是所有岩土工程师, 甚至是所有土木工程师不得不读的一本难得好书。

机械工业勘察设计研究院 张苏民

(本刊转载)

上海市西藏南路地铁车站 地下墙施工技术*

黄仁杨 应达贵 章祥

(浙江省大成建设集团有限公司 杭州 310012)

[摘要] 在超宽、超深地下墙施工过程中,采用了技术措施,解决了成槽稳定和大量钢筋笼起吊和锁口管安放、起拔等施工难题,为在闹市区超深地下墙施工提供了经验。

[关键字] 地下连续墙;锁口管;成槽机;钢筋笼;起吊

工程概况

本工程位于上海市黄浦区上海轨道交通9号线西藏南路与M8线进行十字换乘车站,东接中华路站,西至马当路站,位于陆家浜路下,骑跨西藏南路,车站外包总长162.2m,标准段外包宽度22.9m,为地下三层结构。地下一层为站厅层,地下二层为设备层,地下三层为站台层,站台宽度为12.5m,车站结构高度约为19.6m,基坑开挖深度为22.8m,顶板覆土厚度2.91m,车站两端各设一座端头井,端头井平面内净尺寸为12.2m×23.9m,基坑开挖深度约为24.5m,东端头井上、下行线盾构进洞,西端头井上行线盾构进洞后调头,下行线盾构进洞。

地下连续墙东、西端头井各12幅,深44m,标准段共计36幅,均深41.5m,厚度均为1000mm,顶标高均为绝对标高+3.8m,接头形式为普通锁口管柔性接头,设计要求43m长钢筋笼分两节吊装。

根据《地质勘察报告》表明:场地地基土分布特征为,上部有较厚的杂填土,第①层成分复杂,结构松散,含多量碎石,还夹有较大的混凝土石块,随后土层多为粘土层,地下墙墙趾插入到⑦-2层粉细砂。

施工技术难点

* 收稿日期:2007年8月

(1) 地质土以粘性土层为主,但在深40~45为第⑦-2层粉细砂,该土的N值大于50,土质非常硬,采用常规成槽机成槽会非常困难。

(2) 西侧、东侧端头井地下墙通过地下污水管($\Phi 1650\text{mm}$),东区南侧11万伏高压电缆距地下墙仅0.5m,西藏南路地下管线多,保护要求高,而且地面交通相当繁忙,车辆行走产生的震动对地下墙的稳定产生不利的影响,尤其是超宽、超深地下墙更是不利。

(3) 钢筋笼宽度为0.88m,长度为44m,重量将近40T,为保证将钢筋笼起吊安全,钢管笼需分节起吊,分节部位需采用可靠的连接等,给吊车的配置、吊装工艺及吊装管理都带来一定的难度。

(4) 地下墙采用普通锁口管接头,圆形锁口管的直径 $\Phi 1000\text{mm}$,自重达35T,它与混凝土接触面1570mm,比 ∞ 字形锁口管要多出20%。如果同样制作直径1000mm的地下接头桩,则会因接头桩太重而使现场仅有的150T吊车无法起吊,如采用更大吨位太重而使现场施工条件不允许,而且不经济。另外使用接头还会因接缝多而增加连续墙接缝漏水的可能,再说接头桩拼接时间长而使成槽暴露时间过长也不利于成槽稳定。所以单根锁口管在超深、超宽的地下墙施工过程中,如何保证锁口管安全起拔是地下墙施工成功与否的关键。

相应的技术措施

1. 保证成槽效率的技术措施

采用“两钻一抓”的施工工艺成槽,以提高成槽效率,即在成槽液压抓斗全部张开(抓斗张开后宽度为3.00m)后的两端各钻一个导向孔,采用GPS-20型钻机,钻孔深度44m(同成槽深度相同),并确保钻孔垂直度 $<1/500$ 。通过钻导向孔可以使液压抓斗斗齿在成槽时伸入已钻孔的两孔之中并夹住两孔之间的土直接将土体抓出,大大降低了成槽过程中土体对液压抓斗产生的阻力,提高了成槽速度,特别是解决了在⑦-2层粉细砂土层中土质硬的成槽难题,缩短整幅槽段的施工时间,提高了施工效率,结合本工程实际情况的需要,采用进口利勃海尔成槽机,该成槽机械能通过自身的先进探测设备探测出成槽过程中墙身垂直度,并能做到随时随地采用纠偏装置纠正,成槽结束后能对每幅槽段进行超声波检测,确保每整幅墙体端头、墙体垂直度。

2. 防止成槽坍方,保证周边管线安全的技术措施

在地下连续墙施工时,必须防止槽壁在挖槽过程中发生严重坍塌,否则,成槽坍方会引起周围地表沉降,直接影响周边管线的安全。

为防止成槽坍方,在邻近西藏南路侧的地下墙施工工艺以及有关参数做了适当的调整。

(1) 原地下墙分幅宽度均在6米左右,而抓斗全部张开后的宽度为3.00m,这样完成一幅6米的槽段(锁口管直径 $\Phi 1000\text{mm}$)需要在三个位置进行成槽,而每一个位置成槽44m深度需要12h左右,经过修改使邻近西藏南路侧段分幅宽度减少至5m以内,这样完成一幅槽段仅需要在二个位置上成槽,一幅槽段缩短了1/3成槽时间,降低了成槽坍方的可能性。

(2) 采用高导墙,提高泥浆液面:根据槽段稳定性计算,泥浆比重大于1.15时,才能

保证成槽稳定,而泥浆比重大于1.15又超过了规范要求,为此经研究决定采用提高泥浆液面高度的措施,加高导墙70cm(高导墙配筋见图1),以增大泥浆对槽壁的抗水平侧压力。导墙加高70cm后,泥浆比重控制在1.1,就能保证成槽稳定,从而避免槽壁坍塌引起地面沉降的同时也符合了施工规范的要求,保证了周边管线的安全。

(3)加强施工管理,禁止在槽段两侧堆放土方、钢筋、锁口管等重物或停置、通行起重机、搅拌车重型施工机械。

采用以上措施后,效果良好,在地下墙施工过程中,施工起重机械设备行走时,距离导墙中心线3m以上,周围地表最大沉降控制在5mm以内,确保了周边管线的安全。

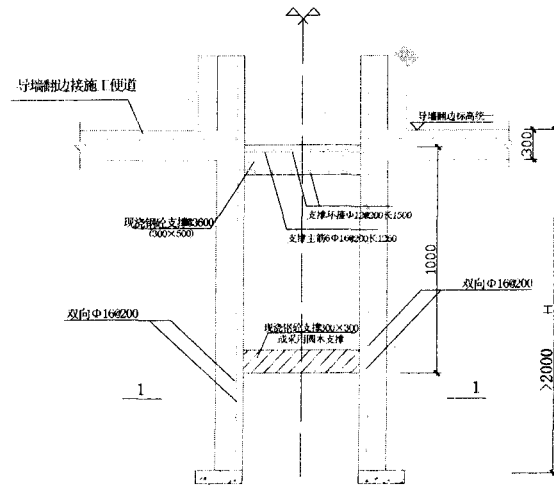


图1:高导墙钢筋配筋详图

保证钢筋笼起吊的技术措施

1. 钢筋笼起吊技术措施

由于地下墙钢筋笼的刚度较差,起吊时极易变形散架,发生安全事故,根据以往成功经验和现场实际情况,采取以下技术措施,以确保钢筋笼的安全吊装。

(1)合理设置钢筋笼纵、横向桁架、拉结筋、吊点等施工用筋位置及数量,以保证钢筋笼起吊的整体刚度(见图2)。

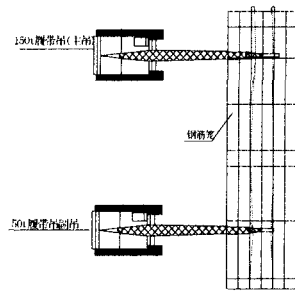


图2a: 钢筋笼吊点吊钩示意图

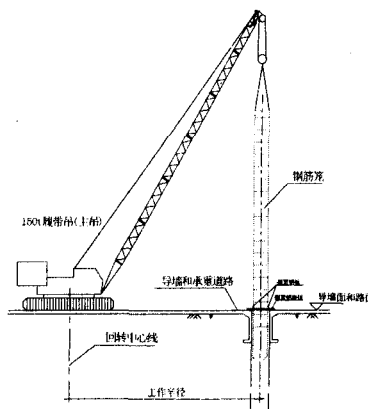


图2b: 钢筋笼吊起示意图

(2)确保钢筋吊点分布及起重设备的选择(见图3)。

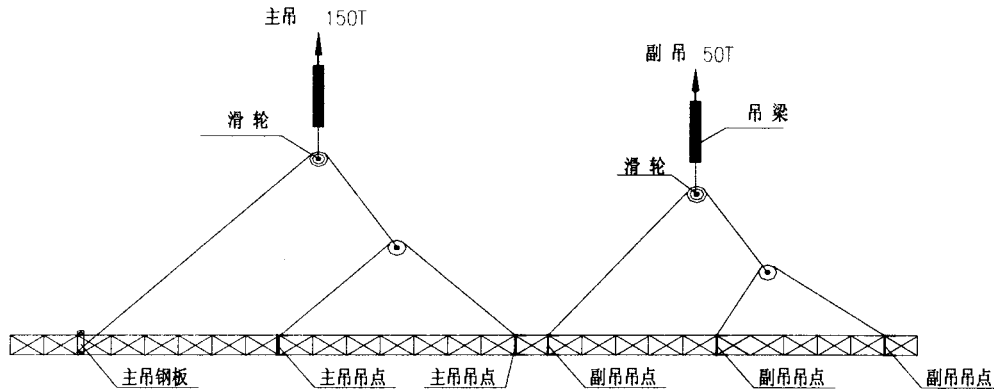


图3 钢筋笼吊点示意图

2. 异型幅钢筋笼吊装

对于拐角幅钢筋笼除设置纵、横向起吊桁架和吊点之外,另要增设“人字”桁架和斜拉杆进行加筋,以防钢筋笼在空中翻转角度时发生变形(见图4)。

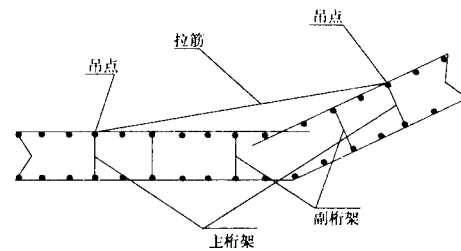


图4 异型幅钢筋笼吊装示意图

3. 钢筋笼的起吊方法

钢筋笼分两节起吊采用1台、150T履带式起重机和1台50T履带式起重机进行双机抬吊法(见图5)。

钢筋笼对接采用直螺纹接驳器连接,要求对钢筋笼起吊垂直度要求较高,针对施工过程中可能发现个别钢筋对接困难,可采用加长接驳器的有效长度,满足主筋的受力要求(见图6)。

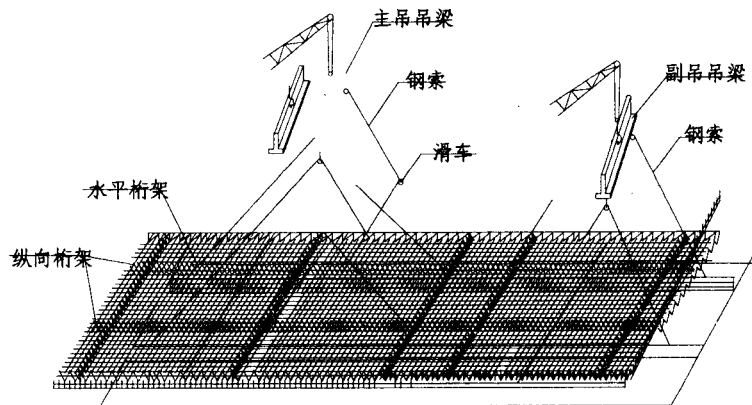


图5 钢筋笼抬吊方法示意图

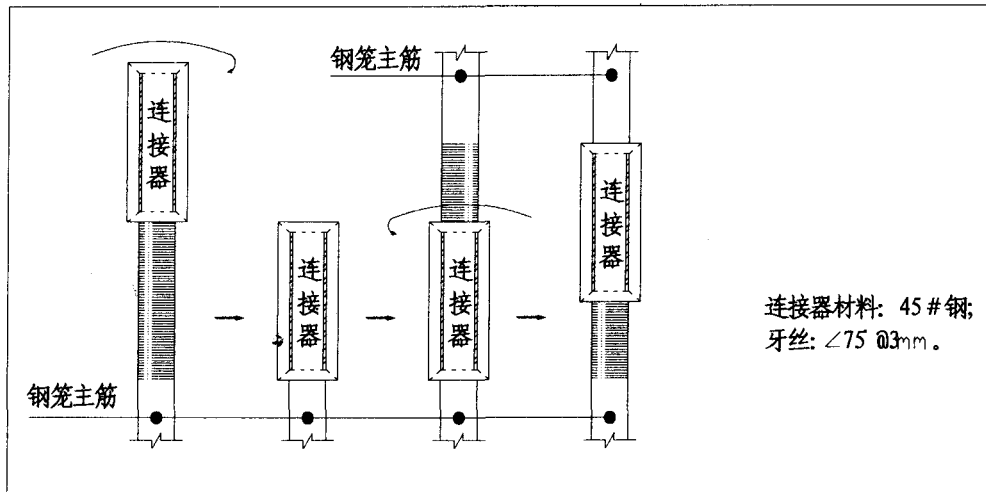


图6 钢筋笼对接示意图

深 44m, $\Phi 1000\text{mm}$ 锁口管起拔技术措施

1. 采取先钻导孔的措施

在锁口管的位置采用 GPS20 型钻机, 先钻好导向孔, 钻孔深度比成槽深度深 30CM, 钻孔精度要求不少于 1/500, 钻孔泥浆护壁采用普通膨润土泥浆。

2. 在锁口管上涂抹隔膜剂的措施

在锁口管上涂抹隔膜剂减少锁口管顶拔过程中的摩阻力, 涂抹隔膜剂由专人负责, 严格按照规定进行配制和涂抹, 锁口管必须在干燥的情况下全部涂抹, 锁口管上涂抹的隔膜剂只能使用一次, 锁口管拔除后清除锁口管上粘附的淤泥、及水泥浆, 并重新涂抹隔膜剂后方可再使用。为了保证抱箍式液压锁口管顶拔机的顶拔力, 在上节锁口管 (大约 12m 左右) 不涂抹减摩剂。

3. 在锁口管背侧回填石子的措施

锁口管安放后在管背侧留有空隙处采用回填石子的措施, 石子的规格为 5~40mm, 锁口管安放完成后并立即回填石子, 并直至导墙 2m 范围, 以避免混凝土的绕流。造成下一幅段成槽困难及钢筋笼下放不到位。

4. 控制混凝土浇灌速度的措施

为减轻后期锁口管顶拔的难度, 需要正确控制混凝土浇灌的速度。

(1) 底部 15m 范围混凝土浇灌时间不得少于 8h, 这样可确保在混凝土浇灌完成后马上拔出底部 15m 范围的锁口管, 为此锁口管连接必须是: (底部) 9m→10m→10m→10m→3m→10m→5m (上部)。

(2) 中部 20m 范围混凝土浇灌时间需放慢, 控制在 3~4m/h, 以延长整幅槽段混凝土浇灌时间, 保证了上节 15m 锁口管按时起拔。

(3) 顶部 10m 范围混凝土按照现场实际情况以正常速度浇灌, 并调节控制混凝土的浇灌时间不少于 8h。

5. 控制锁口管顶拔时间

(1) 在混凝土浇灌 4h 后开始顶拔锁口管, 每 5min 顶拔一次, 每次顶拔的高度在 5~10cm 之间, 在完成混凝土浇灌后将第一节 15m 锁口管拔出, 但要保证底部 15m 范围的混凝土凝结时间不少于 6h。同时现场留有混凝土试块, 观察试块凝固程度, 以此评定槽壁下部混凝土是否凝结和锁口管起拔高度。

(2) 根据混凝土浇灌的速度继续不断的顶松锁口管, 保持每 5min 顶松一次, 并最终将锁口管全部拔出。每一根锁口管的顶拔力始终保持在 1000kN 左右, 最初最大顶拔力也未超过 1800kN, 效果很好。

体会

1. 只要施工技术措施得当, 就完全能保证超宽、超深槽壁的单根锁口管的顺利起拔回收。因此, 在深度不大于 45m、厚度不大于 1.2m 的地下连续墙施工中。可不需要再采用钢筋混凝土预制接头桩, 这样既确保质量又节约成本。

2. 在以粘性土层为主的地下墙中, 一般成槽稳定性较好。但是在超深槽壁施工中, 由于各道工序时间较长, 沉渣容易积累且不易清除, 所以必须要等成槽完毕后停置至少 1h, 在确保沉渣基本沉淀后再用抓斗清孔的办法, 对提高地下连续墙的成墙质量是有利的。

3. 超长钢筋笼制作、起吊要经过严密计算, 合理设置纵、横向桁架、吊点位置, 起吊过程保证钢筋笼的垂直度, 确保入槽顺利、下放到位。

建设部关于发布行业标准

《载体桩设计规程》的公告

2007 年 6 月 4 日建设部发布公告, 批准《载体桩设计规程》为行业标准, 编号为 JGJ135-2007, 自 2007 年 10 月 1 日起实施。其中, 第 4.51、4.5.4 条为强制性条文, 必须严格执行。原行业标准《复合载体夯扩桩设计规程》JGJ/T135-2001 同时废止。

本规程由建设部标准定额研究所组织中国建筑工业出版社出版发行。

(转载)

浅谈旋挖钻机设备的管理*

张波 袁文忠

徐志超

(浙江省大成建设集团有限公司 杭州 310012) (吉林东煤建筑基础工程公司第五工程处)

[摘要] 旋挖钻机设备管理是企业或投资者管理的重要领域,是提高设备投资效益的重要环节,是保值升值的有效途径。

[关键词] 旋挖钻机的维护和保养,故障的分析和解决

前言

随着我国经济的快速增长,基础设施建设投入的不断增长,自从青藏铁路建成之后,基础施工行业发生了很大的变化,具体表现之一就是优质、高效、环保的高端成孔设备——旋挖钻机的大量出现和投入使用。目前的高速铁路、高速公路、电塔等大型项目施工现场,桩基础施工主要首选设备基本都是旋挖钻机,旋挖钻机的所有者已经从原来的大型企业、集体单位转变到现在的个人投资者,而且个人所有数量迅速增加。

国产旋挖钻机的大量下线,以价格的优势同进口旋挖钻机形成竞争,目前国内国产钻机数量已经占据上风,进口旋挖钻机多数已经达到寿命的中后期。无论是国产还是进口的旋挖钻机,对于任何所有者来说都是一笔不小的资产,如何使其发挥最大的优势,创造更多的价值,这是我们在设备管理方面应该思考的问题。

旋挖钻机的钻机结构组成基本上是这样的:动力系统一般采用康明斯或者卡特比勒等进口发动机,一般故障率比较低;液压系统多数采用力士乐元件,质量比较可靠;底盘分为进口挖机底盘和自行生产的专用地盘,各有优势,都比较成熟;机械系统多数都是自己生产,或采用国内的配件,一般小故障多发;钻具钻杆基本全部采用国内厂家的产品,质量比较可靠,但是多数产品材质不是很理想,磨损比较快。

以上各个系统和环节,在我们钻机使用过程中,都可能发生这样那样的故障甚至事故,使用过程分为如下几个环节:

钻机日常生产施工过程

* 收稿日期: 2007年8月

这个过程中钻机的运行状态能够给我们很多故障信号,注意观察就能避免很多事故的发生,广东某工地,一台山河智能20型旋挖,生产过程中发动机底壳的放油螺母脱落,机油流光,造成发动机内的所有零件报废,维修时采用的国产件代替,花费近十万元,耗时十余天,这样的事故是绝对不该发生的,但是现实情况下可能不仅仅是这样一例。

设备定期的维护和保养

设备维修保养的原则主要应该是适时,不按照这个原则执行,就会发生和多故障甚至事故,郑西铁路河南段某工地,一台山河智能20型旋挖,其发动机从出厂第一次保养之后,基本没有做过保养,整机报废,整体更换了一台发动机,直接损失二十余万元;也是在同一工地,一台山河智能22型旋挖出现卡钻事故,地质情况并不复杂,终孔阶段有一米多卵石层,最后一钻钻头卡住,不能回转亦不能提升,分析造成事故的原因:应该是首先钻斗边齿过度磨损未及时更换或补焊,边齿过度磨损导致钻斗外圆柱与钻斗直径等大,孔径缩小直至无孔壁间隙,然后当钻进下面的卵石层时,当钻具回转至打孔壁,转速过快钻斗带动泥浆冲刷孔壁或回次超深,钻斗内的卵砾石从排水孔挤出甩至孔壁间隙造成卡钻。

旋挖钻机施工出现故障时的分析和解决

对故障做出正确的分析和及时做出方案进行果断的处理,是减少损失的最好途径,如果处理不好不但不能减少损失而且还有可能增加损失,上述卡钻的事故,处理过程中使用了很多方法:50吨吊车辅助主卷扬起吊、空压机冲、千斤顶顶、重锤(圆钢)砸(重锤又卡在孔内)、最后将钻头的方头爆破后提出钻杆,钻杆维修和孔内钻头用冲击钻处理又花费十余万元,整个处理过程耗时二十余天。

以上列举了一些钻机故障,发生这些故障的原因,多数是人为或是自身经验不足造成的,作为工程机械,由于材料、工艺、零件老化和人为因素等影响,在使用过程中不可避免地会出现各种各样的故障。但是,如果能够正确地分析各种故障原因,采取有效的、针对性强的防范措施,尽量减慢机械零部件的损伤速度,是可以有效地防止机械故障,延长机械使用寿命的。

首先我们要采取正确的技术措施和组织管理措施,一要注意保证机械在运输及保管过程中防止机械的损伤、变形、腐蚀等;二要严格机械的日常维护工作,做好日常运行状态及维护记录,使机械处于良好的技术状态;三是要教育操作人员正确的使用和操作机械,尽量做到钻机操作人员或负责人固定不变,增加其对机械的了解和熟悉程度,减少和防止人为失误引起的机械故障;四要精心保养机械,要做到正确合理地进行定期与不定期保养,保持机械的清洁、干净,定期检查机械的技术状态,发现异常及时处理,对于松动和失调的零部件及时紧固和调整,对一些易损件进行预防性的更换等。

第二要保证对机械的合理润滑和适时维修,据统计,工程机械的故障有一半以上是由润

滑不良引起的。由于工程机械个零部件配合的精密性，良好的润滑可以使其保持正常的工作间隙和合适的工作温度，从而降低零件的磨损程度，减少机械故障。正常合理的润滑时减少机械故障的有效措施之一。为此一是要合理选用润滑剂，根据机械的要求选用合适的质量等级，根据机械的工作环境和不同的季节选择合适的润滑剂牌号。使用中，既不可使用低等级的润滑剂，也不可其他种类的润滑剂代替，更不可使用劣质产品。二是要经常检查润滑剂的数量和质量。数量不足要及时补充，质量不佳要及时更换。应急条件下使用不同种类及牌号润滑剂代用者，事后一定对润滑系统进行清洗并及时地更换正常的润滑剂；机械在使用过程中必然会出现各种各样的故障，在这些故障中，有些故障对机械设备的影响可能是很微小的，有些是比较严重的，甚至会造成机毁人亡的大事故。经验表明，严重机械故障往往是由一些较小的故障引发的。究其原因，就在于忽视了对小故障的及时处置。因此，对于机械故障，无论大小都应及时地进行排除，这样才能保持机械的正常性能，减少引发更大故障的可能性。从某种意义上来说，对出现的故障及时进行处理，就是减少和防止故障的一种有效措施。所谓适时进行处理一是要按照维修保养规程，对机械进行定期的保养与维修，各种机组的保养与维修必须按要求进行。现有的各种保养与维修规程是多年实践经验的总结，是有其科学性与合理性的，在没有重大的技术进步与革新的情况下，这些规程对工程机械维修与保养的指导是绝对性的，必须遵照执行。二是在使用过程中要加强对工程机械的定期与不定期检查，及时了解机械的运行情况，对临时出现的故障，要及时进行处理，不要因故障小、不影响使用而延误维修时机，酿成更大故障。

第三要保证正常的工作载荷尽量减少有害因素的影响，工程机械工作载荷的大小和性质对机械的损耗过程有着重要的影响，一般来说，零件的磨损随负荷的增加而成比例地增加。所以在使用过程中，一要注意不能在超过机械所能承受的最大负荷下进行工作，要在力所能及的情况下使用机械；二要尽量保证机械负荷的均匀增减，使机械处于较为平缓的负荷变动，具体地说，就是要较为均匀地加减油门，防止发动机、工作装置动作的大起大落；减少有害因素的影响主要有减少温度的影响和减少机械杂质的影响，温度的影响是指：一、防止低温下进行超负荷运转，保证低速预热阶段的正常进行，使机械达到规定温度后再进行工作，不要因为当时不出现问题而忽视其重要作用；二、防止机械在高温下运转，机械运行过程中要经常检查各种温度表上的数值，发现问题立即停机进行检查，发现故障及时排除。机械杂质影响是指：一、要用优质、配套的零部件及润滑油、润滑脂，堵住有害杂质的源头，二、要做好工作现场的机械防护工作，保证相应机构能正常工作，防止各种杂质进入机械内部。

总之，旋挖钻机设备管理是企业或投资者管理的重要领域，是提高设备投资效益的重要环节，是保值升值的有效途径。克服自我，走出误区，用系统的思维对待发展的问题，与时俱进，提高自身竞争能力和发展能力，是工程机械设备管理的工作内涵。

参考文献

- [1] 设备故障诊断手册[M]. 徐敏等著, 西安交通大学出版社, 1998.
- [2] 设备故障诊断原理技术及应用[M]. 黄文虎著, 科学出版社, 1997.
- [3] 建设机械技术与管理. 2005. 3.

TDR 法测定土壤含水率及电导率综述*

K. Noborio

万晓丽摘译自 *Computer and electronics in agriculture* 2001, 31, 213 ~ 237.

[摘要] 多年来我们一直希望找到土壤含水率及电导率的无损检测方法, 时域反射技术(TDR)的发展使得我们可以仅靠一个探头就能同时测定出土壤含水率及电导率, 而且测定时对土壤干扰极小。近些年来 TDR 技术被越来越多的用于研究多孔介质中里水及水中溶解物的输送。本文介绍了含水率和电导率测定的一般理论知识及各种探测方法的特点, 对于应用 TDR 法测定土中含水率和溶液浓度时所存在的局限性也有提及。本文旨在向科研和技术人员介绍 TDR 的背景知识以便该技术在化学及与水有关方向的研究可以更好发展。

[关键词] 方法时域; 反射技术; 含水率; 电导率; 土壤

前言

多孔介质中含水率的测定方法是许多学科都很关心的课题, 本文主要研究土壤中含水率的测定。采用称重法测量土中含水率最为准确, 但是有一个缺点就是测量过程中需要将土样从大量土体中取出, 所以现在广为接受的原位测试方法是射线法, 诸如: 中子散射法(Gardner and Kirkham, 1951)和伽马射线衰减法(Reginato and van Bavel, 1964)。这些方法准确度高而且对土体无干扰, 但是需要每次校准还要特别注意避免测试时可能造成的健康危害。除以上方法外可供采用的无干扰测定方法是时域反射系统(TDR)测定法, 该方法是 Davis 和 Chudobiak 基于 Fellner - Feldegg (1969) 的理论于 1975 年提出。

TDR 法原理是通过将电极插入被测物测出其介电常数。Topp et al. 于 1980 年提出了介电常数与各类土壤含水率的经验关系。Dalton et al., 于 1984 年提出 TDR 的先进之处在于它可以仅用一根探头同时测定出土的含水率和介电常数。Topp et al., 于 1980 年发现 TDR 测试含水率时受容积密度(对于无膨胀土), 温度和盐度的影响极小。Sabburg et al., (1997) 发现对膨胀土来说其体积含水率依赖于土壤体积密度。仅靠极小的维护就建立起自动的多元化 TDR 系统相对容易(Baker and Allmaras, 1990; Heimovaara and Bouten, 1990; Herkelrath et al., 1991)。成品的电缆测试器(如: 1502/B/C (Tektronix, Inc., Beaverton, OR)) 原来用于检测电话和电视的电缆损坏或短路位置。后来被广泛的用于土的含水率和土中溶液浓度的测试。同样地, 其他商用 TDR 测试系统使得 TDR 技术被应用到很多领域, 如: TRASE Systems (Soilmoisture Equipment Corp., Santa Barbara, CA), TRIME (IMKO GmBH,

* 收稿日期: 2007年3月

Ettlingen, Germany), Moisture Point (ESI EnvironmentalSensors Inc., Victoria, BC, Canada), Theta Probe (Delta - T Devices Ltd., Burwell, Cambridge, England) 1, 及其他方面, 特别用于土壤含水率及溶液浓度监测。

本文介绍了 TDR 测定土壤含水率及溶液浓度的理论背景以及探头几何尺寸及特征的影响。

理论

介电常数 (略)

含水率

由于水的介电常数与其他土中元素相比要大的多 (表 1), 因此通过测量湿土的表观介电常数来推导其含水率的方法是可行的 (Hoekstra and Delaney, 1974)。根据上述式 (4) 我们可以利用由 TDR 探测器接收到的波信号代入式 (4) 求出介电常数。

均匀土的体积含水率 θ ($\text{m}^3 \text{m}^{-3}$) 可以通过 Topp et al., (1980) 提出的经验公式 (式 5) 来确定:

$$\theta = -5.3 \times 10^{-2} + 2.92 \times 10^{-2} \kappa - 5.5 \times 10^{-4} \kappa^2 + 4.3 \times 10^{-6} \kappa^3 \quad (5)$$

土的各种主要构成成分的介电常数 (Curtis and Defandorf, 1929) 表 1

物质名称	介电常数
空气	1
水	80 (20℃时)
冰	3 (-5℃时)
玄武岩	12
花岗岩	7—9
砂岩	9—11
干的砂性土	3.5
干砂	2.5

他们发现温度 (10—36℃时)、土的类型 (介于粘土到砂性土的范围)、土的体积密度 (对于密度处于 $1.14 - 1.44 \text{mg m}^{-3}$ 范围无膨胀土) 以及可溶解盐类含量 (对比被去离子水、0.01N CaSO_4 、2000ppm NaCl 溶液分别润湿的土) 对土的表观介电常数 κ 影响不大。当砂土和粘土的温度从 1℃ 上升到 40℃ 时, 其介电常数 κ 仅仅上升 10% (Davis and Chudobiak, 1975)。Halbertsma et al. (1995) 提出温度对于具有定向结构的较湿润土体的 κ 值 (由 TDR 测定) 有较大影响, 就如 Pepin et al. (1995) 认为温度对于结构较细的较湿润土体的 κ 值 (由 TDR 测定) 有较大影响。Pepin et al. (1995) 大胆提出温度对于受自由水控制的结构较细的湿润土体的巨大影响应该归因于其中所含的结合水, 因为结合水与 κ 的温度相关性没有自由水的强。温度对于不同结构土体的 TDR 测定 κ 值的影响问题令人费解, 1999 年 Wraith 和 Or 对此进行了试验研究并建立理论。他们认为由粘土矿物和土粒状况决定的结合水含量对温度影响问题有作用。Keng 和 Topp (1983) 认为式 (5) 中的土粒结构影响因素不可忽略。Topp et al. (1980)、Horino 和 Maruyama (1993) 提出对于玻璃珠和砂土式 (5) 没有滞后效应。

由式(5)得到的有机土和蛭石的体积含水率偏低,而在玻璃珠(Topp et al., 1980)和粘土中(Bridge et al., 1996)由式(5)得到的含水率偏高。Herkelrath et al., (1991)也发现由式(5)得到的含有一定有机质的砂性土体积含水率 θ 偏低。同样的, Pepin et al., (1992)发现由式(5)得到的 $\kappa > 17$ 的泥炭的 θ 值偏低。然而 Malicki et al., (1996)提出可以通过考虑体积密度和孔隙率的影响来避免由式(5)得到的偏差(如式(6))。

Dalton et al., (1990)和 Noborto et al., (1994)发现由式(5)得出的经离子水浸润过的土壤的含水率 θ 偏高。根据对粘性土到离子水浸润过的粗砂进行实验, Wyseure et al., (1997)提出了一个针对离子水浸润影响的表观介电常数测定的新公式。土中存在磁铁矿(干土中 $> 15\%$ 或湿土中 $> 5\%$)将引起式(4)中 L_a 值偏大,若是存在赤铁矿或针铁矿对 L_a 值的影响较小(Robinson et al., 1994)。

Topp et al., (1980)建立的公式已经被许多学者验证过,包括 Patterson 和 Smith (1981)对粉砂土和粘土甚至是含冰情况下的验证; Topp et al., (1982b)对粉砂土的验证; Smith 和 Patterson (1984)对砂质到粘质壤土甚至是含冰情况下的验证; Topp et al., (1984)对细砂壤土的验证; Topp 和 Davis (1985a)对含粘粒砂性土的验证; Drungil et al., (1989)对砂土和含有多种砾石的砂性土的验证; Grantz et al., (1990)对富铁火山土的验证; Naddler et al., (1991)对无盐和含盐水湿润过的分层淤泥质肥土的验证; Reeves 和 Elgezawi, (1992)对性质优良的砂性肥土与含油质的固体废弃物的混合物的验证。鉴于冰的介电常数和干土的相似(表1), Patterson 和 Smith (1981), Hayhoe et al., (1983), Stein 和 Kane (1983), Smith 和 Patterson (1984), Spaans 和 Baker (1995)及 Seyfried 和 Murdock (1996)对冻土中的液态水含量也作了研究。

尽管 Topp et al., (1980)的公式被成功的应用到许多情况下,也有人依据 θ 和 $\kappa^{0.5}$ 之间的线性关系而提出的其他公式(Ledieu et al., (1986); Alharthi 和 Lange (1987); Herkelrath et al., (1991); Ferre et al., (1996); Malicki et al., (1996); Topp et al., (1996))。当使用 Ferre et al., (1996)的具体系数时, Topp et al., (1980)的公式和 $\theta-\kappa^{0.5}$ 的关系相等。对于具有细粒结构的土,诸如:粉砂土和砂性土, Yu et al., (1997)提出了更为普遍的关系式 $\theta-\kappa^\gamma$, 这里 γ 代表标准指数,用来校正当 $\kappa < 5$ 时使用 $\theta-\kappa^{0.5}$ 造成的 θ 值高估。

土壤各种构成成分的介电常数和混合电介质模型的含水率 θ 之间的理论关系已经被 Ansoult et al., (1985), Alharthi 和 Lange (1987), Roth et al., (1990), Dasberg 和 Hopmans (1992), Dirksen 和 Dasberg (1993), Firedman (1997) 和 Weitz et al., (1997) 检验过。泥炭和碎石灰石的混合试样的 θ 值与通过 TDR 测得的 θ 值相吻合。Jacobsen 和 Schjonning (1995)概括了通过各种经验公式和混合模型确定的 θ 值(由 TDR 估计)的准确性。他们建议当精确度要求在 $\pm 0.02 - 0.02\text{m}^3\text{m}^{-3}$ 范围内时 Topp et al., (1980)的公式是首选。

Malicki et al., (1996)提出了一个包含土壤体积密度的具有普遍适应性的新方程:

$$\theta = \frac{(\kappa^{0.5} - 0.819 - 0.168\rho_b - 0.159\rho_b^2)}{(7.17 + 1.18\rho_b)} \quad (6)$$

θ ——土的体积含水率 (m^3m^{-3});

κ ——土的介电常数;

ρ_b ——土的体积密度 (Mgm^{-3})。

他们对式(6)进行了一系列土样成分(有机质土到砂土)、体积密度(0.13 -

2.67Mgm⁻³) 和有机质含量 (0—487gkg⁻¹) 的检验。他们的新方程在估算含水率方面与没有考虑体积密度的方程相比减少了大约 1/15 的偏差。Schaap et al., (1996) 通过对无收缩性的森林落叶层土的实验室试验验证了式 (6) 在 $\kappa \geq 4$ 时的准确性。当 $\kappa < 4$ 时被束缚在土粒子表面的水将对式 (6) 引起偏差, 因为结合水的介电常数比自由水的小, 而且在 $\kappa < 4$ 时结合水的影响占主导地位。Jacobsen 和 Schjonning (1993a, b) 提出他们的考虑体积密度的方程可以提高 TDR 的实验室 θ 估算值的准确性, 但是对原位测试准确性没有提高。

对于非匀质土用 TDR 测定含水率的理论和经验方法已经被 Topp et al., (1982a, b) 研究过。

当将 TDR 探头垂直插入非匀质土中时, TDR 测得的各层含水率与剖面的受重力影响的平均含水率成线性关系。Topp et al., (1982a) 表述受重力影响的平均含水率 θ (m³m⁻³) 如式 (7):

$$\theta = \frac{\sum_{i=1}^n Z_i \theta_i}{\sum_{i=1}^n Z_i} \quad (7)$$

n ——土层数;

Z_i ——第 i 层土厚度;

θ_i ——第 i 层土的体积含水率。

尽管当在很干的土上面覆盖很湿的土时对 TDR 的波形解释与 Dasberg 和 Hopmans (1992) 的不同, Nadler et al., (1991) 还是证明了式 (7) 和 TDR 测定法之间的关系。当将 TDR 探头垂直插入非匀质土中时, 通过 TDR 估测的 θ 值主要依赖于干土的含水率 (Hokett et al., 1992a)。

3.1 土体或电解质溶液的电导率

Fellner - Feldegg, (1969) 提出电解质溶液的电导率 (EC) (Sm⁻¹) 可以看作是 TDR 波形在 $t=0$ 时的反射系数对时间求导的函数。此后, 许多研究者对通过 TDR 波形确定 EC 值提出了其他方案 (Dalton et al., 1984; Topp et al., 1988; Zegelin et al., 1989; van Loon et al., 1990; Nadler et al., 1991)。Nadler et al., (1991) 通过对大多数方法比较得出结

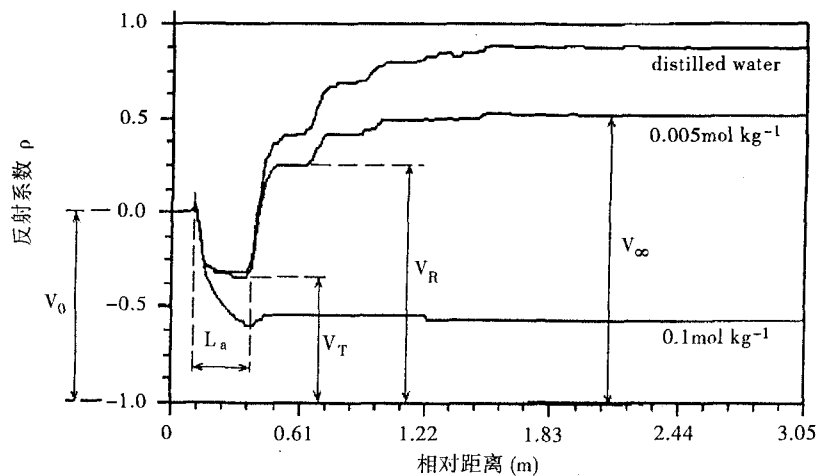


图3 利用三针探头测得 NaCl 溶液和蒸馏水中 TDR 波形

随着溶液浓度增加, 电磁波信号衰减导致反射信号振幅减少。对于浓度 $> 0.1 \text{ mol/kg}^{-1}$ 的 NaCl 溶液就没有明显的反射信号

论认为: 他们的方法及 Dalton et al., (1984) 的方法对使用 TDR 标定 EC 值最适合, 且此结论对于层状土也同样适用。

Dalton et al., (1984) 表述插入电介质中的探头信号振幅关系为:

$$(V_R - V_T) = V_T \text{e}^{\alpha L} \quad (8)$$

V_T ——从探头始端经过部分反射的信号振幅;

V_R ——从探头末端经过反射的信号振幅;

α ——衰减系数。

衰减系数可表示为:

$$\alpha = \frac{60\pi\sigma}{\kappa^{0.5}} \quad (9)$$

Dalton et al., (1984) 结合式 (8) 和式 (9) 得到介质 EC (σ_D) 的表达式:

$$\sigma_D = \frac{\kappa^{0.5}}{(120\pi L) \ln [V_T / (V_R - V_T)]} \quad (10)$$

反射信号 V_R 值需要通过适当分析曲线上的分割点、水平线和梯度来确定。有些情况下反射信号不容易分辨, 因为高频部分的传输损耗使得波形发生变化。这种变化产生的部分原因是探头和电缆的阻抗不匹配 (Noborio et al., 1994) 或电缆太长造成信号衰减 (Heimovaara, 1993)。式 (10) 可以通过观测波形和探头长度来测定电导率 (不需要经验值), 所以获得明显的反射信号 V_R 成为该方法的决定性因素。

Nadler et al., (1991) 提出了一种可以不使用反射信号 V_R 即可求出电导率的方法。此后, Heimovaara (1992) 及 Baker 和 Spaans (1993) 发现 Nadler et al., (1991) 的方法与 Topp et al., (1988) 的 Giese - Tiemann (G - T) 法有异曲同工之妙。G - T 法测定 EC (σ_{G-T}) 值的表达式为:

$$\sigma_{G-T} = \left(\frac{K}{Z^U}\right) \left(\frac{1 - \rho_\infty}{1 + \rho_\infty}\right) \quad (11)$$

K ——探头的几何常量 (m^{-1});

Z^U ——电缆的阻抗特性 (Ω);

ρ_∞ ——从第一次反射点到最远点的反射系数。

ρ_∞ 可由式 $\rho_\infty = (V_\infty - V_0) / V_0$ 确定。其中 V_∞ 是最远点的信号振幅 (如: V_∞ 约比 L_s 值大 10 倍), V_0 是从 TDR 测试器得到的信号振幅。如图 3 所示 V_∞ 的大小随着介质浓度的增大而减小。除了与介质的浓度有关外, 电解质溶液的 V_∞ 值的减小还与探头的物理性质有关。几何常量 K 可以通过在 T°C 时将探头插入已知电导率 σ_T 的溶液中来标定 (Dalton et al., 1990), 或者可以通过式 (12) 确定 (Spaans 和 Baker, 1993):

$$K = \left(\frac{\epsilon_0 c}{L}\right) Z_0 \quad (12)$$

ϵ_0 ——自由空间的介电系数 ($8.9 \times 10^{-12} \text{ Fm}^{-1}$);

c ——自由空间的光速 ($3 \times 10^8 \text{ ms}^{-1}$);

L ——TDR 探头的长度 (m);

Z_0 ——探头的阻抗特性 (Ω)。

探头的 Z_0 值可以通过将探头插入无电导性的介质 (如: 去离子水) 中来标定 (Baker 和 Spaans, 1993):

$$Z_0 = Z_U \kappa_{\text{ref}}^{0.5} \left(\frac{1 + \rho_0}{1 - \rho_0} \right) \quad (13)$$

κ_{ref} ——无电导性的介质的参考电导率;

水的参考电导率 κ_{water} 是温度的函数 (Hasted, 1973):

$$\kappa_{\text{water}} = 84.740 - 0.40008T + 9.398 \times 10^{-4}T^2 - 1.410 \times 10^{-6}T^3 \quad (14)$$

T ——介于 $0-100^\circ\text{C}$ 的水温。

3.2 土中空隙水的电导率

通过一个探头 TDR 可以同时测定体积含水率 θ 和土的表现或体积电导率 σ_a , 其中 θ 由式 (4) 和式 (5) 得到, σ_a 由式 (4) 和式 (10) 通过 σ_D 和 σ_{G-T} 表示。对于被盐水浸润过的细砂土, Dasberg 和 Dalton (1985) 发现通过 TDR 测得的 σ_a 值和通过四极电阻法 (Rhoades 和 Shilfgaarde, 1976) 测得的 σ_a 值一致, 而通过 TDR 测得的 θ 值和通过中子散射法测得的 θ 值一致。Nadker et al., (1984) 通过由 TDR 测得的含水率和体积 EC 估算了土中空隙水的电导率:

$$\sigma_{\text{w25}} = f_T (\sigma_a - \delta\sigma_s) F(\theta) \quad (15)$$

σ_{w25} —— 25°C 时土中空隙水的电导率 (电导率一般在 25°C 时测量);

σ_a ——由式 (10) 或式 (11) 得到的土的表现或体积电导率 (Sm^{-1});

σ_s ——整体电导率 (Sm^{-1});

δ ——经验参数;

$F(\theta)$ ——用于解释电流扭曲的函数;

温度修正函数 f_T 为: $f_T = 1.00 + (25 - T) / 49.7 + (25 - T)^2 / 3728$ (针对 $20 \leq T \leq 47^\circ\text{C}$ 时, 数据从位于美国 Sakinity 图书馆的工作人员处获得, 1954), 其中 T 指土中空隙水的温度 ($^\circ\text{C}$)。

Heimovaara et al., (1995) 发现 σ_a 对温度的从属关系和溶液对温度的从属关系相似。对于确定 $F(\theta)$, Noborio et al., (1994) 和 Risler et al., (1996) 使用了由 Rhoades et al., (1976) 提出的传输系数来表述:

$$F(\theta) = \frac{1}{\theta \xi(\theta)} \quad (16)$$

$\xi(\theta)$ ——传输系数, 可根据 $\xi(\theta) = a\theta + b$ 计算 (经验常数 a 和 b 由土质决定)。Rhoades et al., 最初于 1976 年提出式 (15) 中 $\delta = 1$, 但是他们在 1989 年时又对当 $\delta_{\text{ws}} > 0.2 - 0.4$ 和 $\delta_s < 0.15 \text{ Sm}^{-1}$ 情况下的 δ 值和 $F(\theta)$ 值进行了以下修正:

$$\delta = \frac{(\phi_s + \theta_{ws})^2}{\phi_s} \quad (17)$$

$$F(\theta) = \frac{1}{(\theta - \theta_{ws})} \quad (18)$$

ϕ_s ——土中固体物质的体积含量 ($\text{m}^3 \text{m}^{-3}$);

σ_{ws} ——固定水的电导率 (Sm^{-1});

θ_{ws} ——固定水的含量 ($\text{m}^3 \text{m}^{-3}$);

θ ——水的总含量 ($\text{m}^3 \text{m}^{-3}$) (包括流动水和固定水)。

当式(15)中使用 $\delta = 1$ 时, Noborio et al., (1994) 发现 TDR 测定的 σ_{wzs} 与原位土层中的有 $\pm 0.1 \text{Sm}^{-1}$ 的误差。Risler et al., (1996) 指出在实验室测试中式(17)和式(18)对 σ_w 的估算效果和和式(15)中使用 $\delta = 1$ 时的效果一样好。近来, Nissen et al., (1998b) 通过 $\theta - \sigma_a - \sigma_w$ 的关系依据由 TDR 测试到的 θ 和 σ_a 值来估测 σ_w 的实验室测试质(误差在 $\pm 0.1 \text{Sm}^{-1}$ 内)。这种关系最初由 Vogeler et al., 于 1996 年提出, 和 Rhoades et al., 于 1976 年提出的原始公式相似。针对 $\sigma_{ws} < 0.2 \text{Sm}^{-1}$ 的情况, Rhoades et al., 于 1989 年提出了一个更为复杂的模型, 但是这个模型并没有经过 TDR 的检验。Mallants et al., 于 1996 年观测发现当总含水率增长时, δ 值的增长依赖于 θ_{ws} 值的增长。

Heimovaara et al., (1995) 通过使用由 Mualem 和 Friedman (1991) 提出的扭曲因素来替代传输系数, 该扭曲因素是建立在水的滞留函数(式(19))基础上的。

$$F(\theta) = \theta_{\text{eff}} \beta \frac{(\int_0^{\theta} [1/h(x)] dx)^2}{\int_0^{\theta} [1/h(x)^2] dx} \quad (19)$$

θ_{eff} ——电流可通过的有效体积含水率;

β ——标定指数;

$h(x)$ ——水的滞留函数;

Θ ——相对饱和系数。

Heimovaara et al., (1995) 使用对 $h(x)$ 的 van Genuchten 方程 (van Genuchten, 1980) 并忽略 σ_a 的影响从而得到式(15)中的 $\delta = 0$ 。虽然通过式(15)基本方程估算 σ_w 的值和土壤渗出液、样本溶液及具有近似结构的土的渗出物的 σ_w 值相比基本一致 (Noborio et al., 1994; Heimovaara et al., 1995; Risler et al., 1996; Nadler, 1997; Persson, 1997), Nadler 还是于 1997 年发现在粘土中这种方法的测定结果有较大出入。Vogeler et al., (1997) 指出对于结构联系较强的粉砂土 TDR 测得的 σ_w 和渗出液的 σ_w 基本一致, 但是对于结构联系较弱的粉砂土和结构状况较弱砂性土两种方法测得的 σ_w 值相差较大。相反的, Nadler, (1991) 发现土体结构对 TDR 测得的 σ_a 值影响很小。然而, 模型的传输系数和扭曲因素对土体结构的变化很敏感 (Mallants et al., 1996; Persson, 1997)。因此, Mallants et al., (1996) 和 Persson, (1997) 提出具体的 σ_a 和 σ_w 的比率关系需要标定, 特别是对非匀质土。用 TDR 测定 σ_w (Nadler, 1997) 及用四极电阻法测 σ_a 值 (Bottraud 和 Rhoades, 1985) 时的滞后性可以忽略不计。

式(15)可以简化成以下简单形式(Kachanoski et al., 1992; Ward et al., 1994; Vogeler et al., 1997):

$$\sigma_w = f_0(\theta) + f_1(\theta) \sigma_a \quad (20)$$

式中 $f_0(\theta)$ 和 $f_1(\theta)$ 是经验常数。Persson, (1997) 将式(20)添加成为一个四阶多项式方程。Kachanoski et al., (1992) 直接使用由 TDR 探测器上读得的阻抗数来替代通过研究土中溶液传输得到的土体体积 EC(σ_a) 绝对值。1502/B/C 通过式(21)自动的测得阻抗值:

$$Z_L = Z_U \frac{(1+\rho)}{(1-\rho)} \quad (21)$$

Z_L ——阻抗负荷 (Ω);

ρ ——所求点的反射系数, 如图3中确定 ρ_{∞} 值。

Hamlen, (1997) 将式(20)中的 σ_a 和式(21)中的 Z_L^{-1} 代入式(22)得到 θ 时的驻留密度 C (kgm^{-3})。式(22)的建立依赖于 Kachanoski et al., (1992) 和 Ward et al., (1994, 1995) 的工作:

$$C = \epsilon(\theta) + \gamma(\theta) Z_L^{-1} \quad (22)$$

其中 $\epsilon(\theta)$ 和 $\gamma(\theta)$ 是 θ 的经验函数。另外, 由于需要测定的是溶液的相对质量而不是溶液的绝对密度, 所以经验参数诸如: 式(11)中的 K 、式(20)中的 $f_0(\theta)$ 和 $f_1(\theta)$ 及式(22)中的 $\epsilon(\theta)$ 和 $\gamma(\theta)$ 不需要测定(Kachanoski et al., 1992)。Heimovaara et al., (1995) 提出引入电缆的阻抗值以便增加 C 和的线性关系得的范围。式(22)可被修改成:

$$C = \epsilon(\theta) + \gamma(\theta) (Z_{\text{tot}} - Z_{\text{cable}})^{-1} \quad (23)$$

Z_{tot} ——探测器、同轴电缆和 TDR 插入试样的探头部分的电阻抗之和 (Ω);

Z_{cable} ——同轴电缆、连接部分和探测器的串联电阻抗 (Ω)。

结语

应用 TDR 测定土壤含水率和电导率的技术在近二十年里发展很快。很多诸如: 1502/B/C (Tektronx, Inc.), TRASE Systems (Soilmoisture Equipment Corp.), TRIME (IMKO GmbH), Moisture Point (ESI Environmental Sensors Inc.), Theta Probe (Delta-T Devices Ltd.) 等依靠时域反射系统的仪器也因运而生, 以至于我们现在有更大的自由空间来选择合适的仪器。选择主要依靠探头的尺寸和仪器中固有软件对波形的反映情况。然而现在广受欢迎的 TDR 测试系统由于受频带宽度的限制 ($< 2.5\text{GHz}$) 需要置于探头很近的范围内, 大约 20m 左右。如果 TDR 测试系统可以距探头较远一些, 如使用高频 TDR 仪器或使用多元遥感勘测探头就可以准确地测出分水岭地区 (高达几千米) 的土体含水率及介电常数的位置分布图。另外, 由于从探头出来的反射波含有比含水率和电导率更多的信息, 就如 Heimovaara (1994) 的论证, 所以还需要进一步的研究来找出其他的有用信息。土体中不均匀分布的水, 溶液和固体颗粒对波形的影响还没有被完全研究出来, 而这项研究对于弄清不均匀介质中电磁波的性质很有价值。将来更多的使用 TDR 技术能够从理论和试验中更彻底地了解土中水和溶液的性质。