

目次

论 文

- 层状土中单支撑挡土结构变形及内力计算.....姜正晖, 谢康和 (3)
- 湿陷性黄土地基处理.....罗宇生 (7)
- 超深水泥搅拌桩处理大型油罐深厚软基的设计和监测..... 陈宝勤, 陈恭轼 (14)
- 怀洪新河杨庵闸, 天井湖引河闸水泥土抗剪强度室内试验成果初探.....  
..... 樊增楠, 彭皖生, 伍宛生 (29)
- 浅述灰土桩复合地基治理湿陷性黄土施工..... 施加成 (33)
- 用劈裂灌浆技术处理湿陷性黄土地基..... 张高宁 (37)

译 文

- 地下排水设计(续)..... 浙江大学岩土工程研究所编译 (42)

一题一议

- 议土的抗剪强度影响因素..... 龚晓南 (54)
- 基坑开挖时的土压力测试与计算..... 阳吉宝 (57)
- 关于基坑开挖中渗透破坏的误解..... 李广信 (59)
- 沉管灌注桩钢筋笼顶部严重变形的原因及预防措施..... 冯玉国 (62)

# 层状土中单支撑挡土结构变形及内力计算\*

姜正晖

谢康和

(浙江省交通设计院 杭州 310006) (浙江大学土木工程系 杭州 310027)

【摘要】 本文基于固定支承法对层状土中单支撑挡土结构的变形及内力计算进行了理论推导,编制了计算程序。分析了土的成层性及支撑位置变化对围护桩变形的影响。

## 引言

挡土结构在土建工程中已有了较长的发展和用史,但计算理论和设计方法仍处于半理论、半经验的水平。现有理论大多局限于均质土,并且只能考虑  $c=0$  或  $\varphi=0$  的两种情况。对于变形计算也没有十分合理的方法。为此,本文就层状土中单支撑挡土结构的变形与内力计算进行了推导,编制了计算程序 CBP。

## 分析与求解

采用如图 1 所示的计算简图,桩底固定,支撑力为一弹簧力。以朗肯土压力理论计算主被动土压力,可知对任意一土层其净土压力形式为图 2 所示中的一种

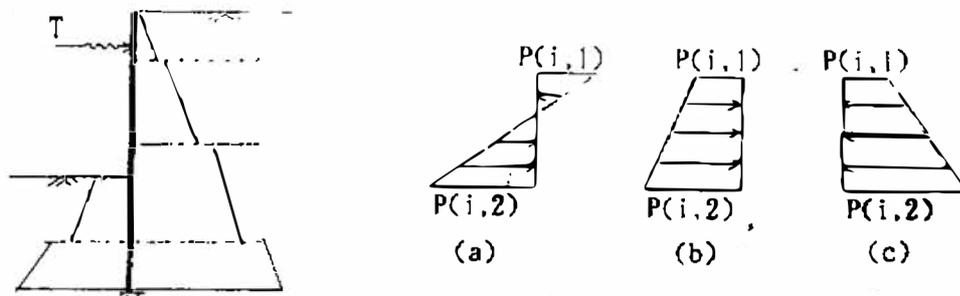


图 1

图 2

图中  $P(i,1)$ 、 $P(i,2)$  为第  $i$  层土顶面和底面处的土压力强度。以顺时针方向为正,记:  $h_i$  为地面至第  $i$  层土底面的距离,  $h_s$  为地面至支撑处的距离,  $r_i$  为第  $i$  层土压力合力,  $x_n$  为该合力至支撑点处的垂直距离(以下为正,以上为负),  $i_z$  为计算点所在层号。深度为  $z$  的计算点处的土压力强度为:

\* 收稿日期:1998年3月

$$P(z) = P(\bar{z}, 1) + \frac{z - h_{u-1}}{h_u - h_{u-1}} [P(\bar{z}, 2) - P(\bar{z}, 1)]$$

由  $\frac{dQ}{dz} = -P(z)$  积分可得  $z$  处的剪力为

$$Q(z) = \begin{cases} -\sum_{i=0}^{u-1} r_i - P(\bar{z}, 1)(z - h_{u-1}) - \frac{(z - h_{u-1})^2}{2(h_u - h_{u-1})} [P(\bar{z}, 2) - P(\bar{z}, 1)] & z \leq h_i^- \\ -\sum_{i=0}^{u-1} r_i - P(\bar{z}, 1)(z - h_{u-1}) - \frac{(z - h_{u-1})^2}{2(h_u - h_{u-1})} [P(\bar{z}, 2) - P(\bar{z}, 1)] + T & z > h_i^+ \end{cases}$$

以墙背受拉为正, 由  $\frac{dM}{dz} = -Q$  可得  $z$  处的弯矩为

$$M(z) = \begin{cases} \sum_{i=0}^{u-1} r_i(z - h_i - z_n) + \frac{1}{2} P(\bar{z}, 1)(z - h_{u-1})^2 + \frac{(z - h_{u-1})^3}{6(h_u - h_{u-1})} [P(\bar{z}, 2) - P(\bar{z}, 1)] & z \leq h_i^- \\ \sum_{i=0}^{u-1} r_i(z - h_i - z_n) + \frac{1}{2} P(\bar{z}, 1)(z - h_{u-1})^2 + \frac{(z - h_{u-1})^3}{6(h_u - h_{u-1})} [P(\bar{z}, 2) - P(\bar{z}, 1)] - T(z - h_i) & z > h_i^+ \end{cases}$$

设桩身水平位移为  $f(z)$ , 由  $EIf'' = M$  可得

$$f(z) = \frac{I}{EI} [ \int Mdz + \lambda 1 \times z + \lambda 2 ]$$

$$= \begin{cases} \frac{I}{EI} \left[ \sum_{i=0}^{u-1} \frac{1}{6} r_i(z - h_i - z_n)^3 + \frac{1}{24} P(\bar{z}, 1)(z - h_{u-1})^4 + \frac{(z - h_{u-1})^5}{120(h_u - h_{u-1})} [P(\bar{z}, 2) - P(\bar{z}, 1)] \right] & z \leq h_i^- \\ \frac{I}{EI} \left[ \sum_{i=0}^{u-1} \frac{1}{6} r_i(z - h_i - z_n)^3 + \frac{1}{24} P(\bar{z}, 1)(z - h_{u-1})^4 + \frac{(z - h_{u-1})^5}{120(h_u - h_{u-1})} [P(\bar{z}, 2) - P(\bar{z}, 1)] \right] & z > h_i^+ \\ -\frac{1}{6} T(z - h_i)^3 + \lambda 1 \times z + \lambda 2 & z > h_i^+ \end{cases}$$

求解此问题的边界条件为: (a) 支撑处变形协调; (b) 桩端水平位移为零; (c) 桩端转角为零。记: 支撑混凝土弹模为  $E_b$ , 截面积为  $A_b$ , 计算长度为  $L_b$ ,  $db$ 、 $dp$  分别为支撑及桩间距,  $L$  为桩长。则边界条件的数学描述为:

$$\begin{cases} f(h_i) = \frac{T \times db \times L_b}{E_b \times A_b \times dp} \\ f(L) = 0 \\ \theta(L) = f'(L) = 0 \end{cases}$$

显然只有三个未知数  $T$ 、 $\lambda 1$ 、 $\lambda 2$ , 可解。然后将所得的  $T$ 、 $\lambda 1$ 、 $\lambda 2$  代入前面求剪力、弯矩、变形的式子即得沿桩身的内力及变形分布。

## 程序简介与实例分析

根据以上推导过程及其结果, 用 FORTRAN 语言编制了计算程序 CBP。它考虑了土的实际土层分布; 适用于水土分算和水土合算两种情况下的分析; 也可代入加固后的参数指标对被动区加固进行分析。

图 3 是利用该程序分析支撑位置变化对桩身位移影响的结果, 可见, 其影响是非常明显的, 支撑表现出有一个最优位置。在此位置之上, 支撑越往下移, 桩身位移越小, 桩顶位移的变化则微乎其微; 在此位置之下, 随着支撑位置的下移, 桩顶位移有明显增长, 支撑作用明显

减小了。

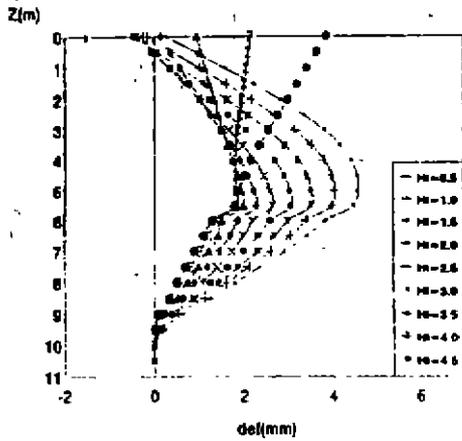


图 3

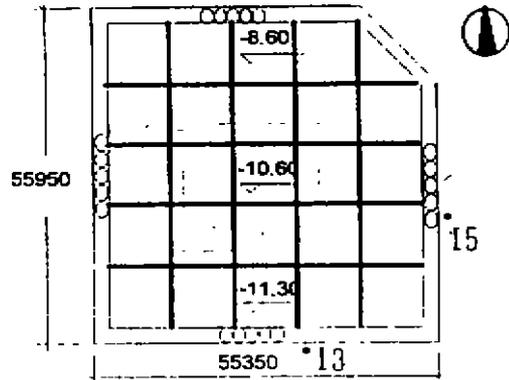


图 4

现进一步用该程序分析下面实际工程：

杭州市某基坑支护结构平面如图 4 所示，图中 I3、I5 为接近程序 CBP 计算条件的侧斜管布置点。该处土层分布主要为砂质粉土层或砂质粉土与粉砂土交互层。南北开挖深度为 11.30m 和 8.60m。二层地下室区桩径 700mm，间距 1m，桩长 16m；南侧三层地下室区分别为 800mm、1m 和 18m。混凝土内撑设在 -2.30m 处，截面为 450mm × 450mm。混凝土强度等级为 C25。由于地下水位较高，为抗管涌及防渗，还采用了内侧井点降水，外侧打高压旋喷桩作止水帷幕的措施。

图 5(a)、(b)为用 CBP 程序计算的结果与实际监测结果的比较。图中 CBP - JZ 表示将土层参数加权平均视作均质土后用 CBP 计算得到的结果。CBP - CC 则表示考虑土的层性的 CBP 计算结果。可见，后者的结果与实测符合较好。

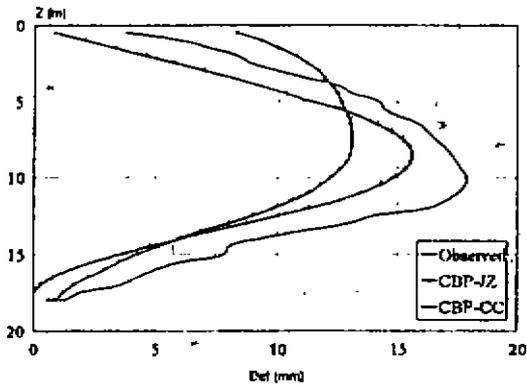


图 5(a) I3

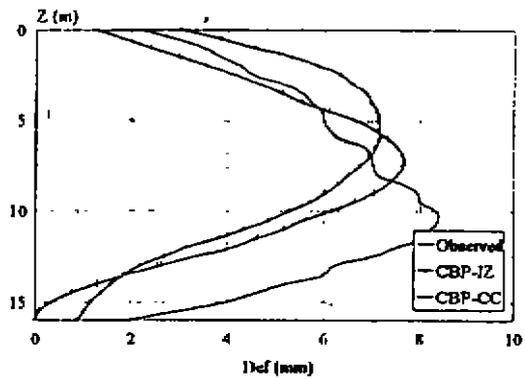


图 5(b) I5

### 结论

一、本文为实际工程中常见的层状土中单支撑挡土结构的变形及内力计算提供了分析

方法和可实用的程序。

二、对于层状土中单支撑挡土结构变形计算,采用实际的各土层参数较用近似的加权平均参数更为合理。

三、作为单支撑挡土结构,其支撑的设置位置对桩身位移的影响较大,选择合理的设置位置有利于发挥支撑作用和控制桩身位移。

#### 参考文献

- 1 姜正晖.层状土中单支撑挡土结构性状分析.浙江大学硕士学位论文,1997.1
- 2 Das. B. M., "Principles of Foundation Engineering", Monterey, California, 1987

---

## 中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会 地基处理新技术及基坑工程围护设计学习班 通 知

为了普及交流地基处理技术、基坑工程围护设计,介绍新鲜经验,中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会决定于98年10月在杭州西子湖畔举办地基处理新技术和基坑工程围护设计学习班,邀请浙江大学教授和浙江地区专家讲课,有关事项通知如下:

1. 时间 98年10月10日报到,10月11日至10月18日上课
  2. 教材(1)地基处理新技术,1997,龚晓南著,陕西科学技术出版社。  
(2)参考资料,第五届地基处理学术讨论会论文集,中国建筑工业出版社,1997。  
(3)其它自编讲义。
  3. 学费 820元(包括资料费120元,现场参观交通费)。
  4. 学员要求,从事地基处理设计、勘察、监理技术人员和管理人员。
  5. 住宿标准 二人间90元/日·床,三人间60元/日·床,食宿费自理。
  6. 地点 杭州市西湖区杭大路紫云饭店(黄龙饭店后面)。乘火车到杭州者从东站乘28路公交车,在杭大路下车。
  7. 欲来学习者请将回执寄浙江大学土木系欧阳晶泓(310027),并寄定金100元,(报到时退回学员),或将学习费用通过银行汇杭州农业银行浙大分社,70620113303974,中国土力学及基础工程学会地基处理学术委员会。预交学费者可不付定金。
  8. 要求发结业证书者请携带照片壹张。
- 欢迎来美丽的西子湖畔学习地基处理新技术。

中国土木工程学会土力学及基础工程学会  
1998年5月8日

## 湿陷性黄土地基处理<sup>\*</sup>

罗宇生

(陕西省建筑科学研究院 西安 710082)

**[提要]** 本文针对湿陷性黄土在压力作用下受水浸湿引起湿陷变形的特点,论述了湿陷性黄土地基处理的原则,并结合建筑物的不同类别,提出了消除地基全部湿陷量和部分湿陷量的处理厚度以及局部处理和整片处理的宽度及作用等问题。

### 前言

湿陷性黄土是一种非饱和的欠压密土,具有大孔和垂直节理,在一定压力下受水浸湿,土结构迅速破坏,并产生显著的附加下沉,对工程建设危害性大。因此,国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GBJ25-90规定,在湿陷性黄土地区进行建设,应根据湿陷性黄土的特点和工程要求,采取以地基处理为主的综合措施,防止地基受水浸湿引起湿陷,以保证建筑物的安全和正常使用。

湿陷性黄土地基处理,一般在其竖向或横向采用夯实挤密的方法,使处理范围内土的孔隙体积减小,干密度增大,压缩性降低,承载力提高,湿陷性消除。它与其它类土地基处理为了提高强度和减小压缩性的目的不完全相同,故其它类土地基处理方法,对湿陷性黄土地基不一定适用,同样,处理湿陷性黄土地基的方法,对其它类土地基也不一定适用。

### 湿陷性黄土地基处理的原则

湿陷性黄土在天然湿度下,其压缩性较低,强度较高,但遇水浸湿时,土则显著降低,在附加压力或在附加压力与土的饱和自重压力作用下引起的湿陷变形,是一种下沉量大、下沉速度快的失稳性变形。工程实践表明,当工业与民用建(构)筑物(以下统称建筑物)的地基不处理或处理不足时,建筑物在使用期间,由于各种原因的漏水或地下水位上升往往引起湿陷事故。因此,在湿陷性黄土地区进行建设,对建筑物地基需要采取处理措施,以改善土的物理力学性质,减小或消除湿陷性黄土地基因浸水引起湿陷变形,保证建筑物安全使用。

湿陷性黄土地基的变形,包括压缩变形和湿陷变形。压缩变形是地基土在天然湿度下由建筑物的荷载所引起,并随时间增长而逐渐减小,稳定较快,建筑物竣工后一年左右即趋于稳定。湿陷性黄土地区的年降雨量稀少(约300~500mm),蒸发量远大于年降雨量,属于

\* 收稿日期:1998年2月

干旱及半干旱气候地区,湿陷性黄土的天然湿度一般为 10~22%,其饱和度大都在 40~60% 以内。当基底压力不大于地基土的承载力设计值时,压缩变形值很小,通常不超过上部结构的容许变形值,对建筑物不致产生有害影响,故从压缩变形的角度考虑,除对压缩性较高、承载力较低的新近堆积黄土及高湿度黄土需要处理地基外,对压缩性较低、承载力较高的黄土可不采取措施处理地基。

湿陷变形是当地基的压缩变形还未稳定或稳定后,建筑物的荷载未改变,而是由于地基受水浸湿引起的附加(即湿陷)变形,它经常是局部和突然发生的,而且很不均匀,尤其是地基受水浸湿初期,一昼夜内往往可产生 15~25cm 的湿陷量,因而上部结构很难适应和抵抗这种量大、速率快及不均匀的地基变形,故对建筑物的破坏性较大,危害性较严重。

湿陷性黄土地基处理的目的:一是消除其全部湿陷量,使处理后的地基变为非湿陷性黄土地基,或采用深基础、桩基础穿透全部湿陷性土层,使上部荷载通过深基、桩基等转移至压缩性低的非湿陷性土(岩)层上,防止地基产生湿陷;二是消除地基的部分湿陷量,减小拟处理地基的总湿陷量,控制下部未处理湿陷性土层的剩余湿陷量不大于设计规定的数值。

基于甲类建筑的重要性,地基受水浸湿的可能性和使用上对不均匀沉降的严格限制等与其它建筑都有所不同,而且甲类建筑的投资规模大,工程造价高,一旦出问题,后果很严重,在政治上或经济上将会造成巨大影响和损失。为此不允许甲类建筑出现任何破坏性的变形,也不允许因变形而影响使用,故对其处理从严,要求消除地基的全部湿陷量。

乙、丙类建筑涉及面广,地基处理过严,将增加建设投资,不符合我国湿陷性黄土地区现有的技术经济水平,因此只要求消除其地基的部分湿陷量,然后根据地基处理的程度或剩余湿陷量的大小,采取相应的防水措施和结构措施,以弥补地基处理的不足,确保其整体稳定和主体结构的安全。

## 湿陷性黄土地基处理厚度的确定

湿陷性黄土地基的湿陷变形包括由基底附加压力与上覆土的饱和自重压力(以下简称外荷)引起的湿陷和仅由浸湿土体的饱和自重压力引起的湿陷两种。由外荷引起的湿陷,在基础底面上产生竖向位移的同时,还伴随着明显的侧向位移,并与基础型式、基底面积及其压力大小有关。测试结果表明,由外荷引起的湿陷,通常发生在基础底面下一定深度(即受力层)的湿陷性土层内,而由浸湿土体的饱和自重压力引起的自重湿陷,往往发生在全部湿陷性土层内,并与湿陷性土层的厚度及自重湿陷系数沿深度的分布有关。

湿陷性黄土地基的处理厚度,根据其变形范围,可分为处理湿陷变形范围内的全部湿陷性土层和处理湿陷变形范围内的部分湿陷性土层两种。前者在于消除建筑物地基的全部湿陷量,后者在于消除建筑物地基的部分湿陷量。

### 1. 消除建筑物地基全部湿陷量的处理厚度

试验研究成果表明,在非自重湿陷性黄土场地,仅在上覆土的自重压力下受水浸湿,往往不产生自重湿陷或自重湿陷量小于 7cm,在外荷作用下,建筑物地基受水浸湿后的湿陷变形范围,通常发生在基础底面以下各土层的湿陷起始压力值( $P_{sk}$ )小于或等于该层底面处的附加压力( $P_s$ )与土的自重压力( $P_{sw}$ )之和的全部湿陷性土层内,湿陷变形范围以下的湿陷性土层,由于附加应力很小,地基即使充分受水浸湿,也不会产生湿陷变形,故对非自重湿陷性

黄土地基,消除其全部湿陷量的处理厚度,应将基础底面以下附加压力与上覆土的饱和自重压力之和大于或等于湿陷起始压力的所有土层进行处理,即:

$$P_n + P_{\sigma} \geq P_{sk} \quad (1)$$

式中  $P_n$ ——地基处理后下卧层顶面的附加压力(kPa);

$P_{\sigma}$ ——地基处理后下卧层顶面的土自重压力(kPa);

$P_{sk}$ ——地基处理后下卧层顶面土的湿陷起始压力(kPa)。

当湿陷起始压力资料不能满足设计要求时,消除地基全部湿陷量的处理厚度,可按受压层深度的下限确定,处理至附加压力等于土自重压力20%(即  $P_n = 0.2P_{\sigma}$ )的土层深度止。

在自重湿陷性黄土场地,建筑物地基浸水时,外荷湿陷与自重湿陷往往同时产生,处理基础底面下部分湿陷性土层,只能减小地基的湿陷量,欲消除建筑物地基的全部湿陷量,应处理基础底面以下的全部湿陷性土层。

## 2. 消除建筑物地基部分湿陷量的处理厚度

根据湿陷性黄土地基允许受水浸湿后的湿陷变形范围,消除地基部分湿陷量,应主要处理基础底面以下湿陷性大( $\delta_s \geq 0.07$ 、 $\delta_{s0} \geq 0.05$ )及湿陷性较大( $\delta_s \geq 0.04$ 、 $\delta_{s0} \geq 0.03$ )的土层,因为贴近基底下的上述土层,附加应力大,并容易受管道和地沟等漏水引起湿陷,故对建筑物的危害性大。

工程实践表明,消除建筑物地基部分湿陷量的处理厚度太小时,一是地基处理后的剩余湿陷量大,二是防水效果不理想,难以做到阻止生产、生活用水以及大气降水渗入下部未处理的湿陷性土层,潜在的危害性未全部消除,因而不能保证建筑物不发生湿陷事故。

基底下拟处理的湿陷性土层厚度越大,传至下卧层顶面的附加应力越小,剩余的湿陷性土层和湿陷量则越小,建筑物在使用期间,地基受水浸湿的机率和产生湿陷变形的可能性也越小。

建筑物的调查资料也说明,当地基处理后的剩余湿陷量大于22cm时,建筑物在使用期间,地基受水浸湿均产生严重或较严重的湿陷事故;当地基处理后的剩余湿陷量介于22~13cm时,建筑物在使用期间,地基受水浸湿均产生轻微湿陷事故,见表1。

从上述调查资料的工程实例来看,国家现行规范“GBJ25-90规定乙、丙类建筑地基处理后的剩余湿陷量分别不应大于20cm和不宜大于30cm,显得偏大,不利于确保建筑物在有效期内安全使用。

考虑乙类除部分多层建筑外,还包括高度为24~40m的高层建筑,高度为50~100m的高耸结构以及地基受水浸湿可能性较大的重要建筑等,其重要性仅次于甲类建筑,基础之间的沉降差亦不宜过大,防止建筑物产生不允许的倾斜和裂缝。为此,对乙类建筑,要求消除其地基部分湿陷量的最小处理厚度:在非自重湿陷性黄土场地,不应小于受压层厚度的2/3,在自重湿陷性黄土场地不应小于湿陷性土层厚度的2/3,且下部未处理湿陷性土层的剩余湿陷量不宜大于10cm。

建筑物的湿陷事故和地基处理后剩余湿陷量的关系

表 1

单位名称	工程名称	总湿陷量 (cm)	处理厚度 (m)	剩余湿陷量 (cm)	浸水原因	损坏程度
兰石	第二分厂(西南角)	70	1.5	47	水管冻裂漏水	严重
兰石	锻钢车间(北跨)	46	1.0	37	地面和室外浸水	严重
兰石	锻铁车间	29	1.0	24	室内地面和管沟漏水	严重
兰机	空气压缩站	55	1.0	47	地沟漏水	严重
兰机	锻工车间	59	3.5	25	下水倒灌	较严重
兰铁	热处理车间	41	3.5	33	地沟漏水	严重
兰钢	二炼车间	40	2.0	30	电炉循环水浸入地基	严重
兰钢	三轧车间(副跨)	31	1.5	24	地沟漏水	严重
安宁某厂	1号厂房	30	1.0	24	下水堵塞、室内漏水	严重
兰棉	纺织车间	29	1.2	24	明沟漏水	较严重
兰机	大联合车间	50	3.5	22	室内下水倒灌	轻微
兰铁	锻工车间(主跨)	41	5.1	22	室外水管冻裂漏水	轻微
兰钢	二轧车间	27	1.5	20	明沟漏水	轻微
兰钢	15号厂房	40	3.0	17	下水管道漏水	轻微
兰钢	三轧车间(主跨)	24	1.5	16	室内明沟漏水	轻微
岷山厂	锻工车间	23	1.5	13	室外雨水浸入地基	轻微

注:剩余湿陷量是湿陷性黄土地基的总湿陷量减去基底下已处理土层的湿陷量。

当湿陷性黄土的厚度大或基底宽度大,处理 2/3 受压层或 2/3 湿陷性黄土厚度确有困难时,在建筑物范围内可采用整片处理。因为整片处理既能消除拟处理土层的湿陷量,又具有较好的防水、隔水作用。整片处理湿陷性黄土的厚度:在非自重湿陷性黄土场地,不应小于 4m;在自重湿陷性黄土场地,不应小于 6m,且下部未处理湿陷性土层的剩余湿陷量不应大于 15cm。

丙类建筑包括多层办公楼、住宅楼、教学楼等,建筑物的内外一般装有上、下水管,使用期间建筑物局部范围内存在漏水的可能性,消除地基部分湿陷量的最小处理厚度,可采用表 2 中的数值。

丙类建筑消除地基部分湿陷量的最小处理厚度(m)

表 2

地基湿陷等级	湿陷类型	
	非自重湿陷性黄土场地	自重湿陷性黄土场地
II	2.0	2.0
III	-	3.0
IV	-	4.0

在 III、IV 级自重湿陷性场地,对多层丙类建筑地基宜采用整片处理,且下部未处理土层

的剩余湿陷量不应大于 20cm。

### 3. 下卧层的验算

湿陷性黄土地基经处理后,土的干密度增大,压缩性降低,承载力提高。其提高的幅度与处理方法及处理前土的性质有关,并可通过现场静载荷试验、静力触探试验等方法确定,也可结合当地建筑经验确定,下卧层顶面的承载力应符合下式要求:

$$P_i + P_\sigma < f_i \quad (2)$$

式中  $P_i$ ——下卧层顶面的附加压力(kPa);

$P_\sigma$ ——下卧层顶面的土自重压力(kPa);

$f_i$ ——下卧层顶面经深度修正后的承载力设计值(kPa)。

地基处理后,下卧层顶面的附加压力  $P_i$ ,对条形基础和矩形基础,可分别按下列公式计算:

条形基础

$$P_i = \frac{b(P - P_c)}{b + 2Z\text{tg}\theta} \quad (3)$$

矩形基础

$$P_i = \frac{lb(P - P_c)}{(b + 2Z\text{tg}\theta)(l + 2Z\text{tg}\theta)} \quad (4)$$

式中  $b$ ——条形(或矩形)基础底边的宽度(m);

$l$ ——矩形基础底边的长度(m);

$P$ ——基础底面的平均压力设计值(kPa);

$Z$ ——基础底面至处理土层底面的距离(m);

$\theta$ ——地基压力扩散线与垂直线的夹角,一般为  $22^\circ \sim 30^\circ$ ,用素土处理宜取小值,用灰土处理宜取大值,当处理厚度小于基底短边长度的 1/4 时(即  $Z < 0.25b$ ),取  $\theta = 0$ 。

## 湿陷性黄土地基处理宽度的确定

建筑物的地基处理,在平面上可分为局部处理和整片处理。前者是在独立(方形或矩形)基础或条形基础底面下进行处理,使基底压力得以扩散,以减小下卧层顶面的附加应力;后者是在整个建筑物的平面范围内(包括基础底面以下)进行处理,以增强防水效果。

在未处理的湿陷性黄土地基上所作的浸水载荷试验结果表明,面积较小的独立基础和条形基础下,土的侧向位移约占总湿陷量 40~60%,其侧向位移范围一般发生在距基底边缘 0.5~0.75 倍的基础宽度内。因此,为防止或减小湿陷性黄土地基的湿陷变形,应将基础下可能发生侧向位移的所有土层包括在处理范围以内,以阻止其侧向挤出。局部处理超出基础底面的宽度;对非自重湿陷性黄土地基,每边不宜小于基础短边长度的 0.25 倍,并不应小于 0.5m;对自重湿陷性黄土地基,每边不宜小于基础短边长度的 0.75 倍,并不应小于 1.0m。也可分别按下式计算:

$$\text{非自重湿陷性黄土地基} \quad A = 1.5a(b + 0.5a) \quad (5)$$

$$\text{自重湿陷性黄土地基} \quad A = 2.5a(b + 1.5a) \quad (6)$$

式中  $A$ ——拟处理地基的面积( $\text{m}^2$ );

$a, b$ ——分别为基础底面短边和长边的长度(m)。

局部处理超出基础底面的宽度较小,地基处理后,地面水及管道漏水等仍可从基础侧向渗入下部未处理的湿陷性土层引起湿陷,对地基受水浸湿可能性大的建筑物,不宜采用局部处理。

整片处理超出建筑物外墙基础外缘的宽度,每边不宜小于拟处理土层厚度的  $1/2$ ,并不应小于  $2m$ 。整片处理兼有防水、隔水作用,在地下水位不可能上升的自重湿陷性黄土地,当未消除地基的全部湿陷量时,对地基受水浸湿可能性大或有严格防水要求的建筑物,宜采用整片处理;当地下水位有可能上升时,应考虑水位上升后,对下部未处理的湿陷性土层引起湿陷的可能性。

## 湿陷性黄土地基常用处理方法的选择

湿陷性黄土地基处理,应根据建筑物的类别、场地的湿陷类型、湿陷性黄土的厚度、湿陷系数、自重湿陷系数、湿陷起始压力沿土层深度的分布,并考虑因地制宜,就地取材、保护环境以及施工条件的可能性等因素,通过技术经济综合分析比较后,可选用表3中的一种或几种相结合的处理方法。

湿陷性黄土地基常用的处理方法

表3

名称		适用范围	一般可处理基础下的湿陷性土层厚度(m)
垫层法	素土	地下水位以上的湿陷性黄土,局部或整片处理	1~3
	灰土		
夯实法	强夯	$S_r \leq 60\%$ 的湿陷性黄土,局部或整片处理	3~9
	重夯		1~2
挤密法	成孔挤密	$\omega \leq 24\%$ , $S_r \leq 70\%$ 的湿陷性黄土,局部或整片处理	5~15
	孔内夯实挤密		5~20
预浸水法		Ⅲ、Ⅳ级自重湿陷性黄土地基,可消除地面下6m以下土层的湿陷性	地面下6m以上,可用土(或灰土)垫层法或夯实法处理
化学加固法	单液硅化法	一般用于加固地下水位以上的既有建筑物地基	$\leq 20$
	碱液加固法		$\leq 10$

地基处理施工前,对已选定的地基处理方法,宜在有代表性的场地上进行试验或试验性施工,通过必要的测试,以检验设计参数和处理效果,当不满足设计要求时,应查明原因采取措施或修改设计。

当采用垫层法、夯实法或挤密法处理湿陷性黄土地基时,应根据工程要求使用素土或灰土作填料,但不得使用砂、石等粗颗粒的透水性材料作填料,以防止浸湿未处理的湿陷性土层引起湿陷。在雨季、冬季选用上述方法,施工期间,应采取防雨、防冻措施,保护备好的土料和灰土不受雨水淋湿或冻结,并应防止地面水流入已处理和未处理的基坑或基槽内。

当基础荷载大,采用地基处理方法的承载力不能满足设计要求时,则应采用桩基础(包

括扩底或不扩底的灌注桩和静力压入或打入的预制桩)穿透湿陷性土层,使桩底端支承在压缩性低的非湿陷性土(岩)层中。这样,当桩周土受水浸湿,桩侧的正摩阻力转化为负摩阻力时,桩顶的上部荷载,便可由桩底端下部非湿陷性土(岩)层所承受,同时桩基地基也不致因浸水引起湿陷。

## 结语

近些年来,随着我国湿陷性黄土地区基本建设事业的发展,建设用地日趋紧张,许多大型工程建设项目不得不建造在大厚度的湿陷性黄土场地上,因而地基处理的深度和难度越来越大,而现有的地基处理方法(包括高能量强夯和孔内夯实挤密法等),一般只能消除基底下10~20m地基土的湿陷性,当基底下的湿陷性土层厚度大于20m时,往往需要采用桩基础穿透湿陷性土层予以处理,因而工程造价也越来越高,为了使处理后的地基技术先进、经济合理、确保质量,今后尚应研究和开发行之有效的处理大厚度湿陷性黄土地基的新方法,以满足高、重型建筑地基处理的需要。

### 参考资料

- 1 国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GBJ25-90,中国计划出版社,1991年1月
- 2 国家行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ79-91,中国计划出版社,1992年9月
- 3 湿陷性黄土地基.钱鸿缙等编著,中国建筑工业出版社,1985年9月

# 超深水泥搅拌桩处理 大型油罐深厚软基的设计和监测

陈宝勤 陈恭斌

(金陵石化公司南炼设计院 南京 210033)

[提要] 用水泥搅拌桩处理5万 $\text{m}^3$ 大型油罐深达27m的软弱地基,至今在国内还是首次。为了确保该项加固处理任务的成功,二年多来,我们进行了大量的试验、研究、计算和监测工作。在软土特性研究、离心模型试验、水泥土室内优化配比试验、搅拌桩设计、制桩工艺、桩体质量检验、复合地基安全监测等方面做了探讨,取得了很好的效果,这方面的经验,可供类似工程参考。

## 前言

金陵石化公司炼油厂石埠桥原油中转库在一期工程的基础上进行了二期工程的扩建,即在已建的5台2万 $\text{m}^3$ 油罐、4台5万 $\text{m}^3$ 油罐罐区的东部再建4台5万 $\text{m}^3$ 大型油罐,位置见图1。新罐区所处场地地质情况复杂,其地貌上属于长江下游河漫滩单元,地层为第四系全新统河流相冲积层,本场地地基土在勘探深度50m范围内为8层,剖面见图2。淤泥质粘土层是本场地地基中最软弱的土层,埋藏浅、厚度大,是油罐地基的主要受压层,这层饱和软粘土层的存在,构成了本场地地基最不利的工程地质条件,经计算在5万 $\text{m}^3$ 油罐充水及场地填土荷载作用下,天然地基沉降量从南到北达1.8~3.0m,沉降差达1.2m。基岩倾斜度超过10%。而大型油罐对地基沉降要求很严,仅沉降差就不得超过4‰,(本处为240mm)。所以该场地地基必须进行加固处理。根据目前掌握的资料适合本处场地地基加固的方法主要有四种:1. 钢筋混凝土预制桩或钢筋混凝土钻孔灌注桩。2. 振冲碎石桩或挤密碎石桩。3. 堆土预压排水固结法。4. 水泥搅拌桩复合地基。

对这四种方案按照符合场地实情、技术达标、造价经济、施工可行的要求,进行了对比。终因水泥搅拌桩可充分利用原土自然性能,形成复合地基,桩长可随软土的深度而变化,能有效解决淤泥质粘土层的沉降及沉降差的问题。造价适宜。而决定靠近一切工程罐区的两台油罐软基用水泥搅拌桩处理。

用此法处理存在的问题是:迄今为止国内尚无水泥搅拌桩深度超过20m的实例,也无水泥搅拌桩复合地基的强度超过200kPa的记录,而本处深度达27.5m,复合地基强度要达到240kPa,要把90%以上的软土沉降在施工期解决掉,必须进行一系列的试验研究工作。

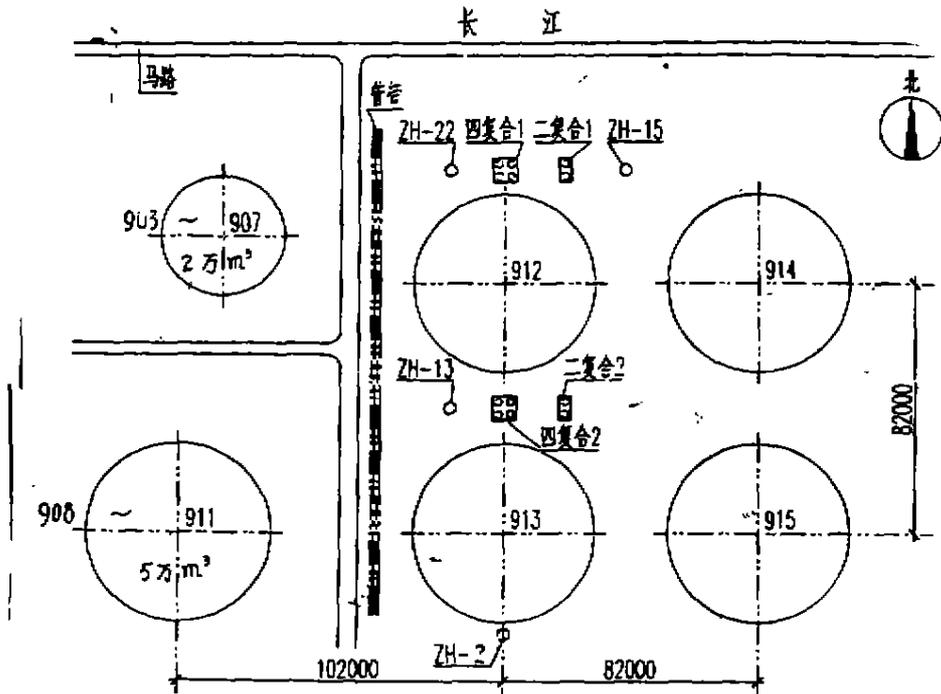


图1 平面图

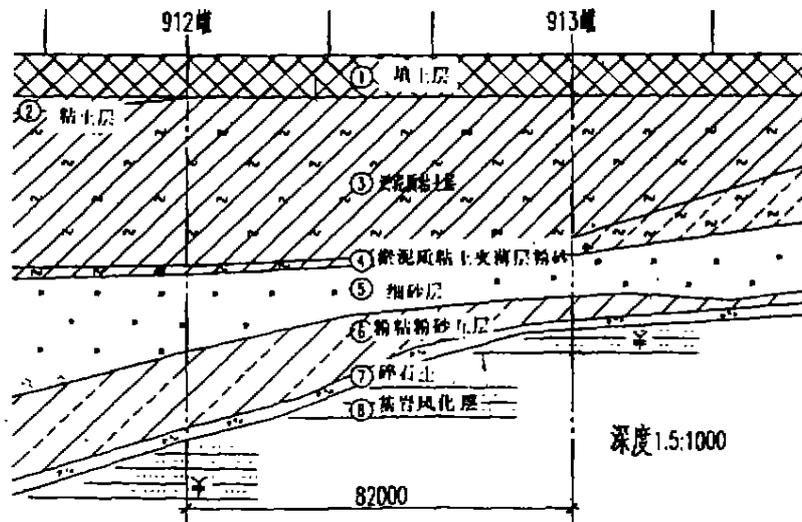
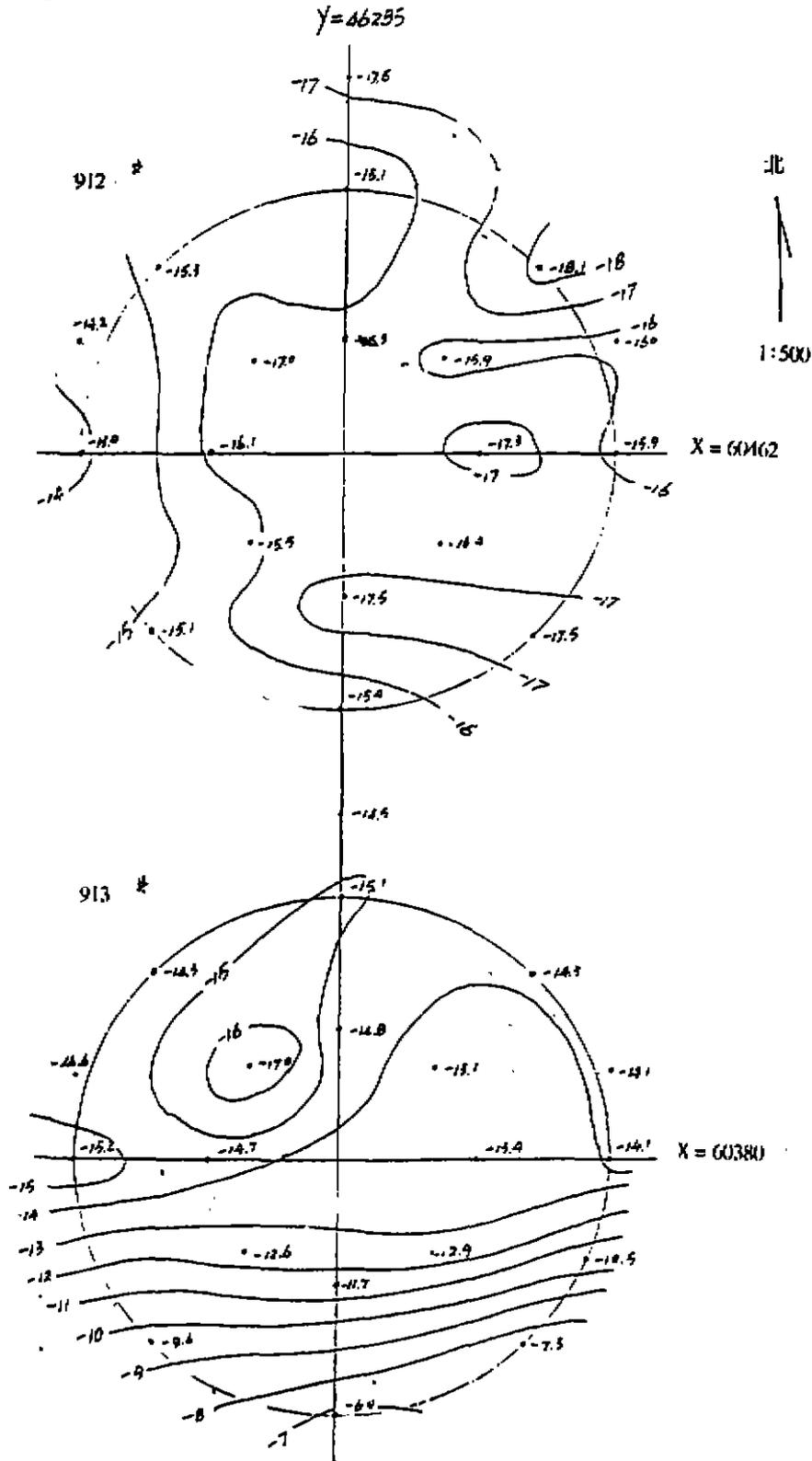


图2 地层剖面图

我们设计院同南京水利科学研究院土工所及东南大学岩土工程研究所从94年7月开始进行这项工作。到96年12月油罐顺利建成竣工投用,历时2年半,经过共同努力,获得成功。



## 试验研究工作

1. 全面准确掌握软土特性。是进行软基加固的依据。为了取得土层厚度的变化和淤泥质土层厚度,在每罐5个钻探点的基础上,又加17个触探点,中心一点,半圆周及罐壁圆周上各8个点,以便更准确的绘出油罐地基砂层顶面等高线图(见图3)。913号罐基从南到北淤泥质粘土层厚度由12m到20.1m,其中罐西北象限中部深达22m,倾斜度为22.5%,而且淤泥质粘土层又在浅层,上部仅覆盖5m左右厚的新近填土层及原粘土层。淤泥质粘土层孔隙比1.03~1.49,属高压缩性土。

该层土的化学成份 $\text{SiO}_2$ 占58.3%、 $\text{Al}_2\text{O}_3$ 占15.1%,有机质占3.0%,地下水PH值为6.7,弱酸性水中硫酸根离子含量60mg/L。矿物成份为水云母、长石、石英、蒙脱石等,这种成份的土和水泥反应后可生成强度较为理想的水泥土桩。

2. 水泥土优化配比试验。影响水泥土强度的主要因素有水泥掺合土、水泥种类和标号、养护龄期、土样含水量、土中有机质含量以及有机质种类、外掺剂以及土体围压等,这些因素是随地而异的,为找到一个适合本罐区土质条件使水泥土强度大幅度提高进行了室内优化配比试验。

根据地勘报告,两罐区在深度10m处软土强度最弱,于是土样就取10m深处的土。水泥用普通硅酸盐和矿渣硅酸盐水泥两种,一个配比、9种方案、3个平行试样及三种龄期的试验。经过100天的试验工作,得出结论:该场地用#525矿渣水泥加固要优于#525普通硅酸盐水泥,其无侧限抗压强度值,经室内试验可超过30%。15%的#525矿渣水泥、生石膏2%(水泥重)、木质素磺酸钙0.2%(水泥重),效果最佳,90天的无侧限抗压强度可达3MPa。

3. 用离心模型试验比较在深厚非均质软土上建大型油罐不同处理方法的效果。土工模型试验是依据模型相似律来制作模型、进行试验和分析结果的。它简单归纳起来可分为几何相似要求,内部模型材料性质相似要求和外部受力条件相似要求以及性状反应相似要求。经过试验,用碎石桩处理的油罐地基,罐中心沉降仍较大,有1104mm,并须扩大加固区范围以抑制侧向变形引起的垂直沉降,地基沉降稳定时间是500天。而用深层水泥搅拌桩形成的复合地基,罐中心沉降量236mm,沉降对加固区以外邻近场地的土体也没有大的影响,地基沉降稳定的时间是150天。

土工离心模型试验为大型油罐地基加固的设计提供参数和依据。但必须注意的是模拟条件的准确,模型尺寸与现场实际相似性越准确,试验的数据与将来的结果就越接近。

4. 水泥搅拌桩在垂直荷载下应力应变的现场试验研究。在现场进行了水泥搅拌桩实体试验,同时也试验施工机具及施工工艺。我们在罐区现场共布置27根试桩,桩直径700mm,其中罐区北部四桩承台一组,二桩承台一组,单桩7根,罐区中部四桩承台一组,二桩承台一组,单桩3根,罐区南部单桩5根。桩长21~27m。位置见图1。罐中部ZH-13号单桩沿桩身每隔2~3m埋设一块应力计以测定试桩时桩身各深度处的应力值。试验结果:复合地基承载力标准值在214~240kPa之间,平均为231kPa;单桩承载力标准值在250~300kN之间,平均267kN;见图4。桩土应力比在使用荷载240kPa时,在6~8之间;桩的摩阻力最大值为50kPa,位置在0.5~2m深处。桩体应力分布在深度方向是非线性的,桩体应力主要集中在7m以上部位,桩在接近极限荷载时(600kN)桩体应力传递深度为12m。

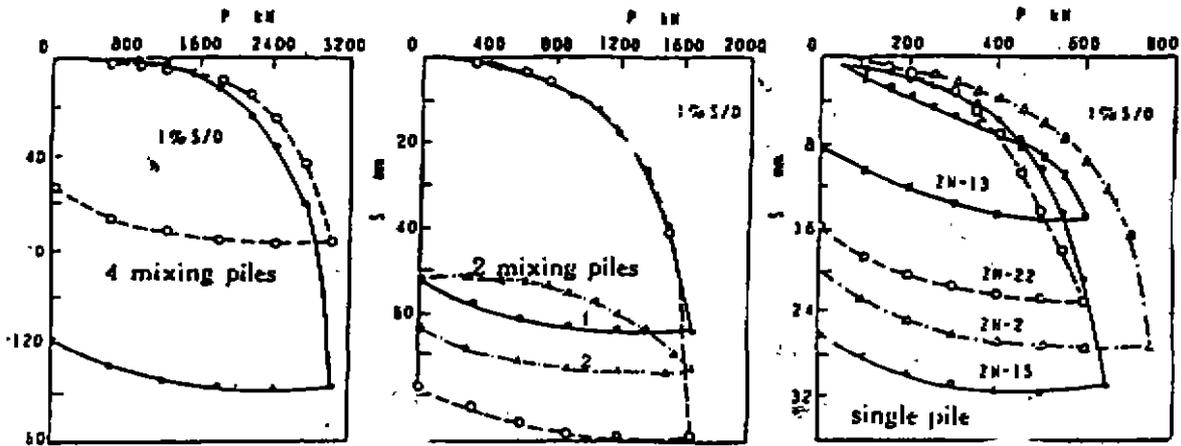


图4 P-S曲线

此组数据表明:水泥搅拌桩加固处理软基可以满足设计要求。在试桩过程中发现搅拌机机械电机功率偏小的问题,打直径700mm深27m的搅拌桩的机械用37.5千瓦的电机,功率嫌小;搅拌叶片2层4片也嫌少,因而出现了电流负荷过大,运转困难的现象,在桩体上表现为5m以下搅拌不均,局部水泥浆富集,局部少浆,导致深层的桩体强度不高。

### 水泥搅拌桩复合地基的设计、沉降计算、布桩形式及构造措施

1. 荷载计算:油罐内径  $D = 60\text{m}$ , 油罐壁高  $H = 19.35\text{m}$ , 罐体自重  $Q = 12000\text{kN}$ , 充水高度  $H = 17.5\text{m}$ , 设计场地地面标高 10.50m, 自然地面标高 9.0m。算得设计地面以上荷载 217kPa, 自然地面(即搅拌桩顶面)标高 9.0m 处平均压力 244kPa。

2. 复合地基承载力计算:桩径取 700mm, 桩中心距 1200mm, 置换率  $m = 0.267$ 。根据规范公式:  $f_{p,k} = mf_{p,k} + \beta(1-m)f_{s,k}$  算得  $f_{p,k} = 236\text{kPa}$ , 与试桩所得 231kPa 很接近。

3. 搅拌桩复合地基沉降计算:根据 JGJ79-91 规范第 9.2.5 条搅拌桩复合地基的变形包括复合土层的压缩变形和桩端以下未处理土层的压缩变形(即下卧层的压缩变形)。根据群桩体压缩模量的计算公式:  $E_{ps} = mE_p + (1-m)E_{sc}$  本处  $E_p$ —搅拌桩压缩模量取  $120f_{p,k}$ 。

$$\text{群桩体的压缩变形 } S_1 \text{ 按下式计算: } S_1 = \frac{(P_0 + P_\alpha)L}{2E_{ps}}$$

$P_0$ ——群桩体顶面处平均压力,取 244kPa;

$P_\alpha$ ——群桩体底面处的附加压力。

为便于计算,本处把搅拌桩与桩间土先假设为—实体深基础,不考虑沿桩身的压力扩散角,仅计算时减去实体深基础的周边摩阻力及罐底处底面积与群桩体底面积之比引起的附加压力的差值。

桩群体下卧层压缩变形  $S_2$  计算按 GBJ7-89 规范 5.2.5 公式,

$$S_2 = \varphi_s \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_{s_i}} (Z_i \alpha_i - Z_{i-1} \alpha_{i-1})。 \text{沉降计算经验系数 } \varphi_s \text{ 按规范公式计算,算得结果如下:}$$

912号罐			
方位	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S
东	58	166	224
南	57	131	188
西	54	169	233
北	57	144	201
中	60	281	341

913号罐			
方位	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S
东	54	19	73
南	38	43	81
西	56	21	77
北	56	61	117
中	53	83	136

另外,我们又把搅拌桩复合地基作为整个罐基的第一层土,细砂层作为第二层土,依次直算至基岩顶面,直接按分层总和法计算,沉降计算经验系数取1。计算结果如下:

912号罐						913号罐					
方位	东	南	西	北	中	方位	东	南	西	北	中
沉降量	188	171	193	191	312	沉降量	70	81	75	114	163

相邻罐体对沉降的影响计算,两罐体中心距为82m,为便于计算将圆形化为等效方形,按角点法计算,查规范附表10-2,算得两罐最靠近点影响应力为8.8kPa,这与桩群底附加应力相比所占比例很少,沉降影响可不考虑。

复合地基抗震及稳定经计算都满足要求。

4. 工程桩布桩形式:有环形,正三角形及正方形等形式。考虑到施工方便定位准确,决定用方形布桩。本处油罐直径为60m,沉降影响深度30多米,罐中心处和罐壁处应力相差1倍,地层剖面倾斜度大,若平面布桩全是均匀单桩布置,则加固地基整体刚度差,故在每台罐基东西及南北向直径和夹角为45度的两条直线方向上分别在相邻两根桩之间加一根桩,使两桩之间互相搭接100,从而形成四条连续长壁;再沿半径为3.6m、16.8m及30m圆环上桩间各加一根桩,形成三圆环壁,环墙下为双层壁,这样使整座罐基平面形成网络状,大大加强了复合地基的整体刚度,把原先的软土层加固处理成一座刚度很大的圆筒形实体垫层。这是本罐基处理的主要特色,平面布置见图5。

水泥搅拌桩桩顶上铺二层土工布,阻止搅拌桩可能对上部填土的楔入,使土和搅拌桩更协调地发挥各自作用,形成稳定的复合地基。

5. 设计对施工的要求:根据第一次试桩的经验,规定搅拌电机功率必须是55KW,搅拌轴转速不小于60转/分钟,提升速度不大于1m/分钟,搅拌叶片3层每层2片共6片,各层叶片径向水平投影夹角60度,层距300,每片叶片宽100mm,水平夹角30度,桩身内每点搅拌不少于30次。水泥搅拌桩的用料水泥、生石膏及减水剂都要严格计量,水灰比严格控制为0.5。喷浆方法再行工艺试桩观其效果后定,最好两次喷并变配比。每根桩必须搅至细砂层并入内300mm,控制方法是参考地勘剖面图及细砂层顶面标高等高线图,并用电机电流变化及搅拌轴进尺速度变化来复核。

## 水泥搅拌桩桩身质量检测

本工程确定用N<sub>63</sub>标贯检测法。通过击数判断桩身强度;通过取芯,直接观察到桩身搅

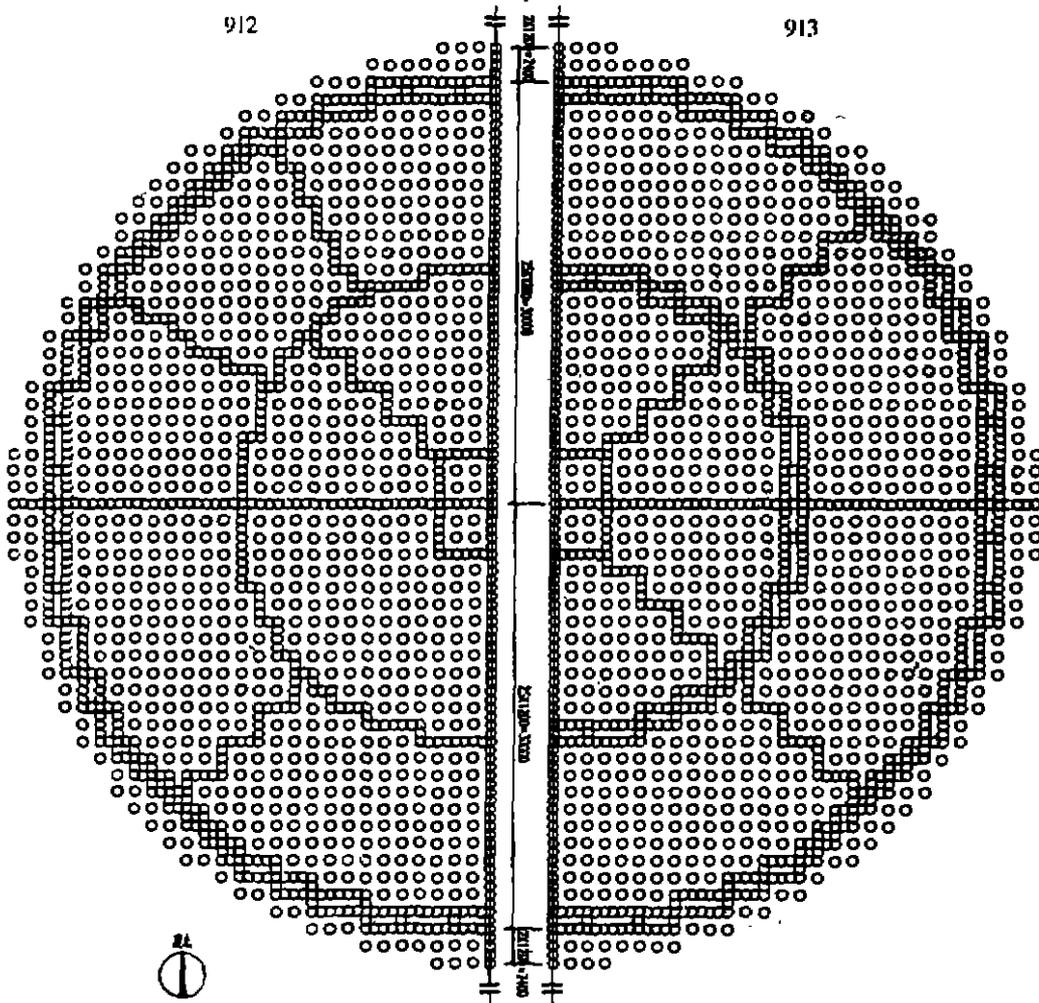


图5 搅拌桩布置图

拌均匀程度,做室内无侧限抗压强度试验。并可以进行全桩身检测,验证配比,以及时修订施工工艺,保证每一批桩都符合设计要求。

我们制定了深层水泥搅拌桩4级质量综合评定标准:

a. 优质级:桩柱体连续,水泥土搅拌均匀,水泥土坚硬,桩体垂直,检测桩长达到设计要求,10天龄期时每点标贯击数 $N$ 均大于15击,30天龄期时,每点的 $N \geq 20$ 击。

b. 良好级:桩柱体连续,水泥土搅拌均匀,个别点有水泥富集,水泥土硬塑~坚硬状态,桩体垂直,桩长达到设计要求,10天龄期时每点的 $N \geq 10$ 击,30天龄期时,每点 $N \geq 15$ 击。

c. 及格级:桩柱体存在局部水泥富集或呈可塑~软塑状态的桩段,累计长度 $< 2m$ ,连续长度 $< 1m$ ,10天龄期时,每点 $N \geq 10$ 击,桩体基本垂直,桩长大于 $24m$ 。

d. 不及格:水泥富集段或呈软塑状态,累计长度超过2m,10天龄期时,整个桩体有2点  $N < 10$  击,或桩体倾斜,至少有一点的  $N < 10$  击,桩长小于20m。

912号罐基共抽测检验70根桩,桩号皆随机确定。其中龄期10~12天的47根,14~20天的6根、30~32天的7根、23~60天的5根、龄期>110天的5根。完成钻孔进尺1737.8延米,孔位在桩上偏离中心120mm左右,每根桩进行7~8点标贯试验,点间距离约3m,共计进行543点。

913号罐基共抽测检验48根桩,其中10天龄期的有37根、30天龄期的4根、150天以上龄期的有7根桩。完成钻孔进尺1282延米,共打标贯321点。

图6为两罐基10天龄期标贯击数沿深度的分布情况,其中击数沿深度已作过修正。从图中看出:修正后的击数沿深度由大到小逐步衰减。表层2~3m,912号罐基  $N$  平均为32击,913号罐基  $N$  平均为40击。底层22~27m,912号罐基  $N$  平均16击,913号罐基  $N$  平均15击左右。标贯检测结果:912号罐基:优质桩占22%、良好桩占24%、及格桩占24%、不及格占18%,及格以上占82%。913号罐基:90%被标贯检测桩为及格以上,仅10%为不合格。不合格桩最差的一根仅桩身中有一点标贯击数为6击,其余均为每根桩中有一两个点为8击左右,桩位也很分散。对于912号罐不合格桩较集中的两个区段进行了补桩处理。

我们将搅拌均匀程度分为三个档次:

- 搅拌均匀、搅拌纹理清晰、无水泥粒块。
- 搅拌不够均匀或搅拌基本均匀,搅拌纹理不连续,含少量水泥粒块且颗粒直径  $< 20\text{mm}$ 。
- 搅拌不均匀,,无搅拌纹理,夹土块或夹较多水泥富集块,其直径  $> 20\text{mm}$ 。

现场取芯描述结果,两罐基都较好。以912号罐基为例,70根桩的搅拌均匀程度示于图7中。图中可见大部分的桩水泥搅拌均匀,在桩顶2m左右范围内普遍存在水泥富集现象,这主要由于这层是回填土。不少桩在13~15m深附近也存在不够均匀现象。

在标贯取芯描述的同时,请南京水科院土工所在913号罐基的16根桩上取芯(计54个样)回室内做无侧限抗压强度试验,由于取样位置在同点标贯位置上10cm左右,所以无侧限抗压强度值与该点的标贯试验值可认为是一一对应的。

图8是桩体强度随龄期的变化过程线,为便于比较,图中同时还列出了相同参数室内试验强度随龄期的过程线。从图中可以看出:桩体强度与室内试验强度随龄期的变化趋势是一致的,桩体强度与龄期的相互关系为:

$$\begin{aligned} q_{u30} &= 2.37 q_{u10} & q_{u60} &= 4.68 q_{u10} & q_{u150} &= 5.29 q_{u10} \\ q_{u90} &= 1.97 q_{u30} & q_{u150} &= 2.22 q_{u30} & q_{u150} &= 1.12 q_{u90} \end{aligned}$$

上述强度与龄期之间的相互关系与室内优化配比试验时,所得出的关系基本一致。在淤泥质粘土中,150天桩体强度已达2.5MPa。

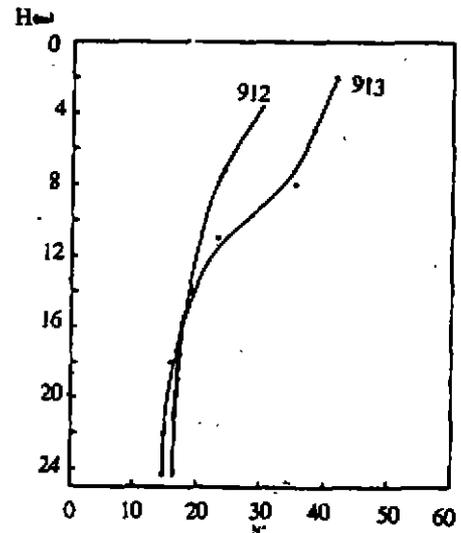


图6 10天龄期的现场桩身水泥土  $N-H$  图

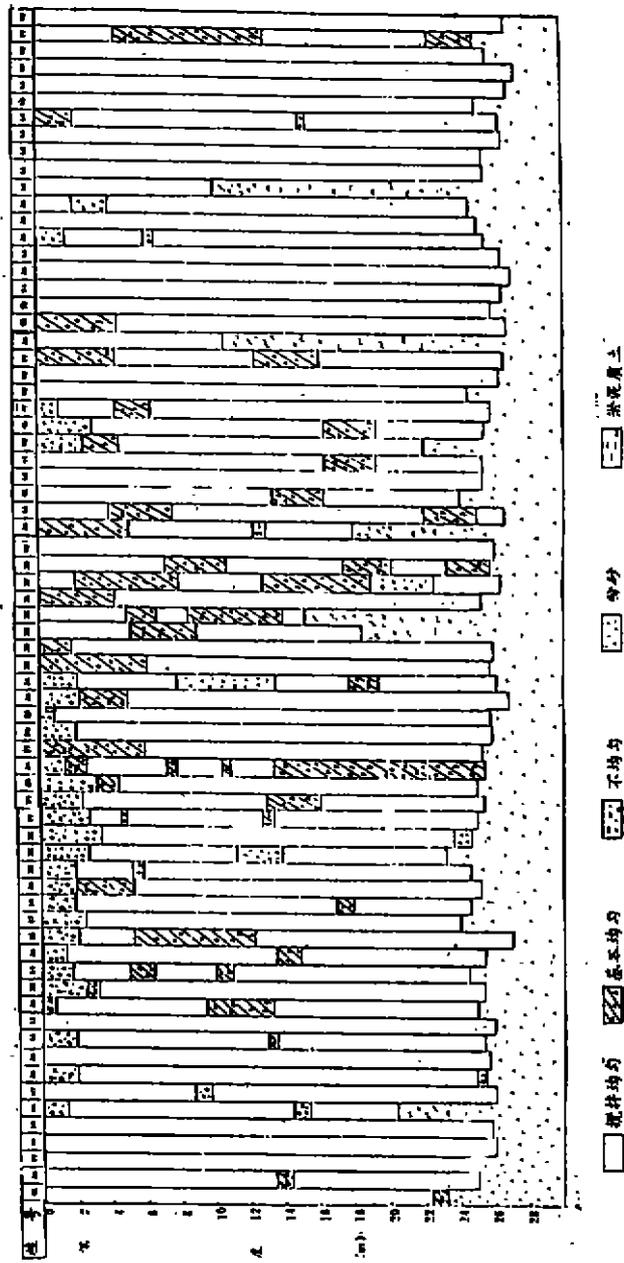


图7 70根桩搅拌均匀性示意图

不同深度的桩体强度分布与不同深度的标贯击数分布相类似,呈现:(1)桩身水泥土无侧限抗压强度随着龄期的增长而增大;(2)桩身水泥土无侧限抗压强度随深度增加而逐步递减。

桩体强度与  $N_{63.5}$  的关系,当标贯结束后,经统计,10天及30天龄期淤泥质粘土中桩体标贯检验的平均击数  $N$  分别为 22.3 击 32.9 击。10天、30天及150天对应的桩体平均强度分别为 480、1138、2522kPa。它们之间的相互关系为:  $q_u = N/46.5$ ,  $q_{u30} = N/28.9$ ,  $q_{u150} = N/18.9$  ( $q_u$  单位为 MPa)。  $N$  为修正后的标贯击数。

在本地基处理工程中淤泥质粘土里10天龄期的水泥土标贯击数平均为 22.3 击,无侧限抗压强度为 480kPa,90%的桩身的标贯击数大于 10 击。以 10 天龄期桩身水泥土标贯试验 10 击作为桩基合格标准是可行的。

水泥搅拌桩质量检验,采用  $N_{63.5}$  现场标贯和取芯室内强度试验相结合的办法是在本次工程中取得的一项重要成果,如果再能得到其它工程的验证,很具有推广使用价值。

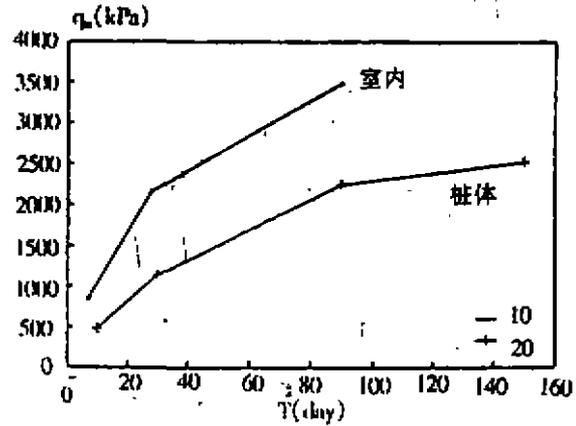


图8 搅拌桩取芯强度及室内试验强度

### 水泥搅拌桩加固地基安全监测结果

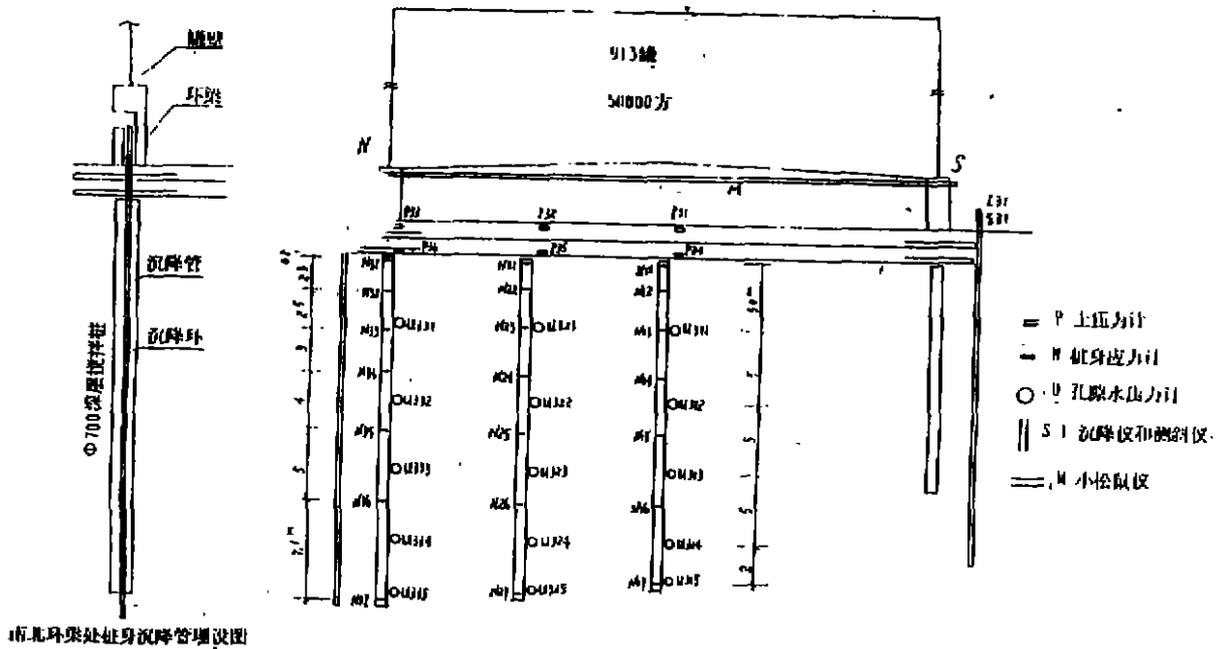
两台罐基都进行了环墙周边沉降、底板沉降、桩身应力、地基孔隙水压力、地基分层沉降、地基侧向变形等的测试。两罐基测试仪器的埋设见图 9。

测试结果两罐基都得到如下结论:

1. 用水泥搅拌桩处理大型油罐深厚软基是成功的,其复合地基强度、沉降差异都达到设计要求。912号罐竣工时环墙实测沉降 104~152mm,使用7个月后实测沉降分别为 135~192mm;913号罐竣工时环墙实测沉降 30~67mm,使用7个月后实测沉降分别为 38~88mm。沉降差分别为 0.8‰D、0.62‰D 和 1‰D,远小于规范限值 4‰D。油罐底板中心沉降都大于环墙处,912号罐底板中部沉 187mm,913号罐底板中部沉 150mm。环墙各点沉降见下表:时间、荷载、沉降见图 10~13。

912号罐环墙沉降				
方位	东	南	西	北
罐体竣工 充水15天	104	140	149	152
使用7个月 1997.7.27	135	184	186	192

913号罐环墙沉降				
方位	东	南	西	北
罐体竣工 充水15天	33	30	45	67
使用7个月 1997.7.27	43	39	59	88



2. 桩身应力: 两罐基各在圆心处、 $\frac{1}{2}$ 半径处及罐壁处各选择一根桩沿桩身每隔一定深度埋设一个桩身应力计, 测得罐基中心到罐边环墙在深度 20 多 m 处都有应力。912 号罐罐中点桩深 22m 处应力为 102kPa, 913 号罐罐中心深 22.6m 处桩身应力为 13kPa。桩身沿深度应力见下表:

桩深	桩位	
	罐中心桩	罐壁桩
2m	370	
5m	412	230
8m	435	
11m		188
14m	138	106
18m	105	87
22m	102	

桩深	桩位	
	罐中心桩	罐壁桩
0.2m	603	304
2m	530	260
4.5m	408	205
8m	312	166
12m	223	135
17m	130	96
22.6m	13	29

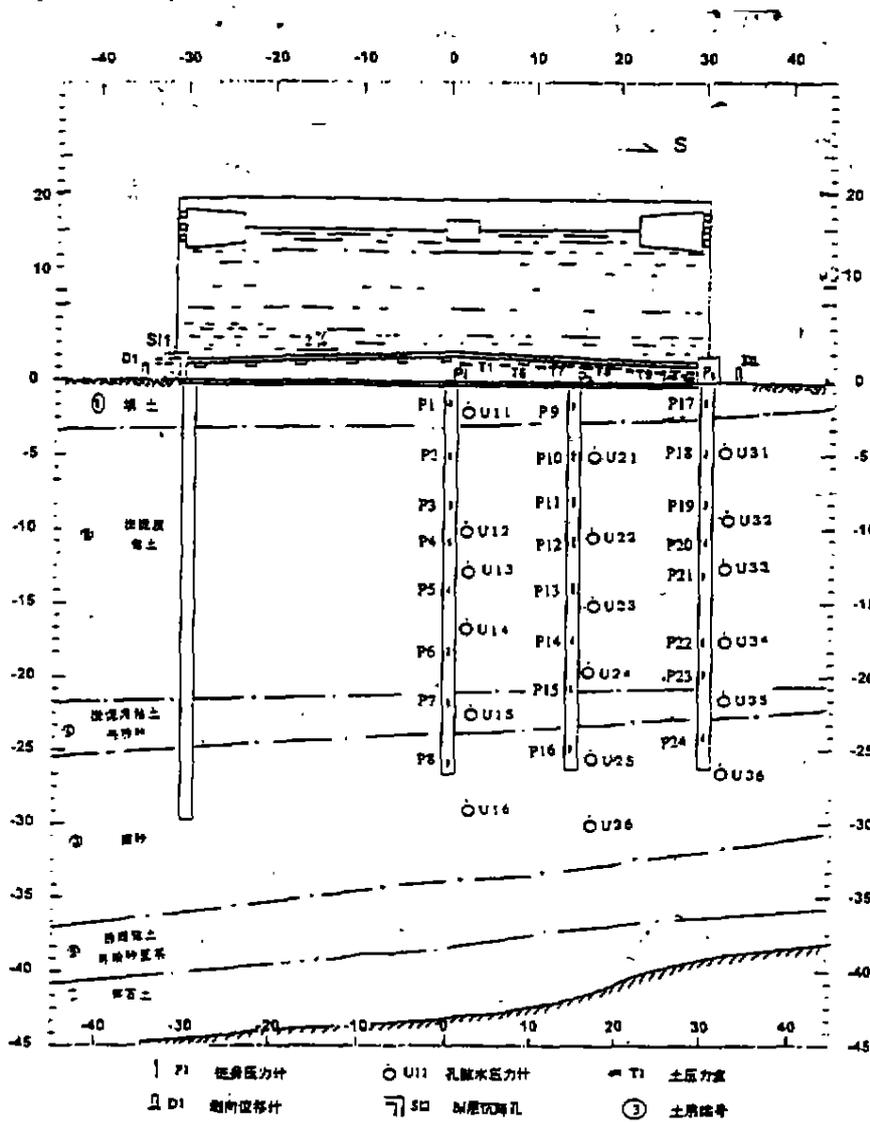


图 9-2 912 罐原位观测仪器剖面布置图

由于罐基测试仪器和所测桩桩身质量及周围土质情况的差异,桩身最大应力处在两罐基搅拌桩身位置略有差异。912号罐在桩身深8m处最大,数值为485kPa,上部略小,下部逐段衰减;913号罐在桩顶部最大,数值为603kPa,下部同样逐段衰减。这说明深层搅拌桩应力传递深度可达25m以上。有文献认为深层搅拌桩存在临界桩长,按此文献上介绍的公式计算本搅拌桩临界桩长为10m左右,但实测结果两罐基桩在10m深处都有较大的应力。在单桩试桩时,桩身应力测试结果传递深度与临界桩长公式计算值相差不大。但在大型油罐

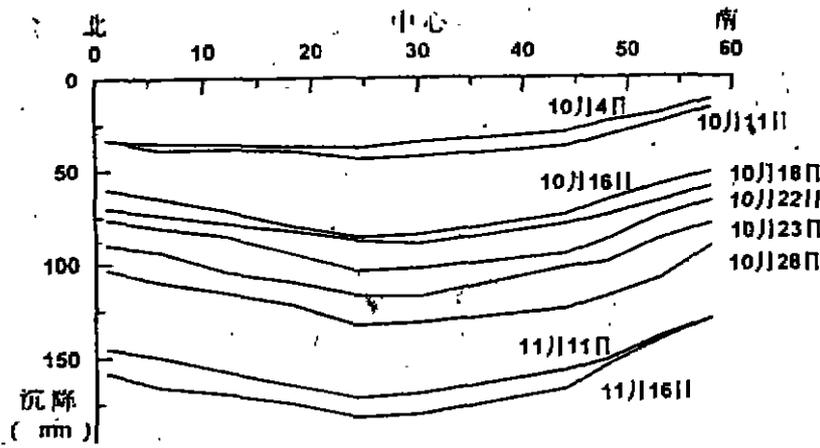


图 10 罐基沉降随时间的变化图

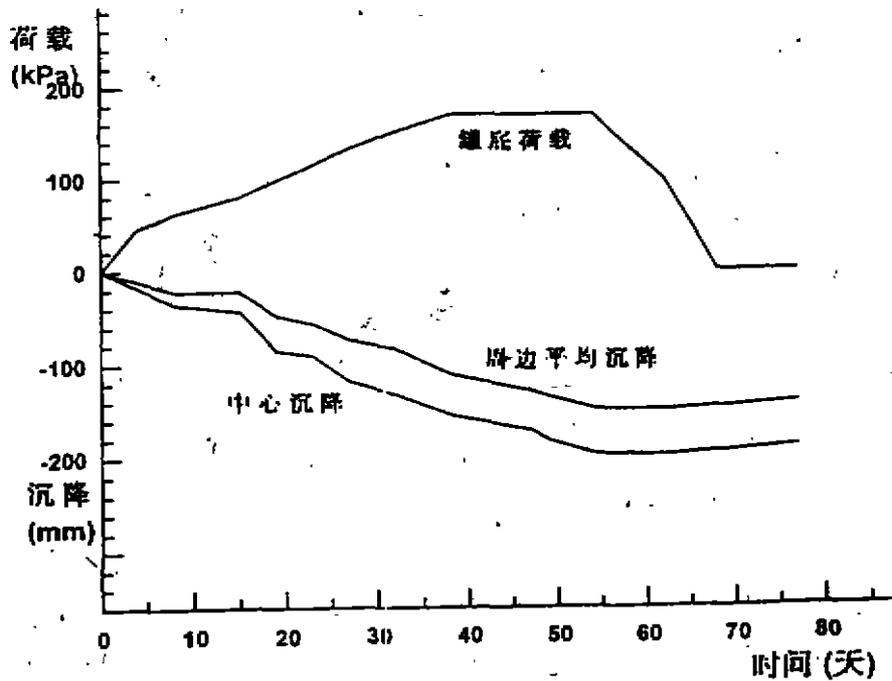


图 11 荷载—沉降—时间关系图

软基加固时,由于罐基面积大,又是群桩,应力影响深度大,所以搅拌桩长度按该公式计算有较大误差,加固深度最好达  $0.6D$  (罐径),若软土厚度小于  $0.6D$  时,则应将软土全部加固处理。另外,由于桩的底部应力较小,若考虑到尽量节约,可适当降低底部桩身强度和置换率。

3. 桩间土孔隙水压力的变化规律:两罐基测试结果都表明孔隙水压力随着荷载的增大而增大,在荷载维持期孔压消散较快;罐基中心处孔压大于罐边缘处;孔压随深度而逐渐增大,在桩深  $15 \sim 20\text{m}$  处达到最高为  $30\text{kPa}$  左右。孔隙水压力的变化情况,可以评价地基的稳定性。两罐基的孔隙水压力与荷载的比值基本为常数,未出现塑性情况,说明该处复合地基稳定性好。

4. 分层沉降特征:油罐复合地基各层沉降数值据分层沉降的测试结果,桩身压缩沉降

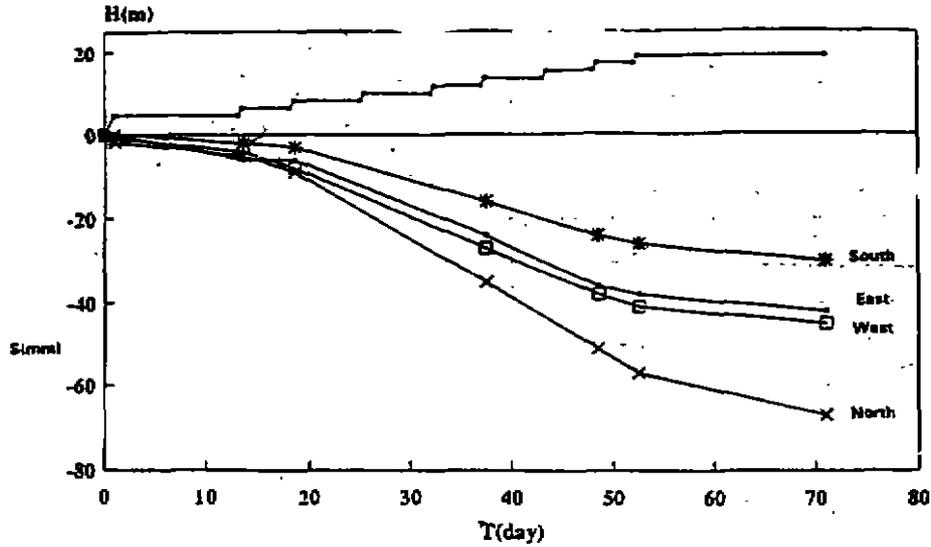


图 12 环梁沉降和充水高度随时间变化图

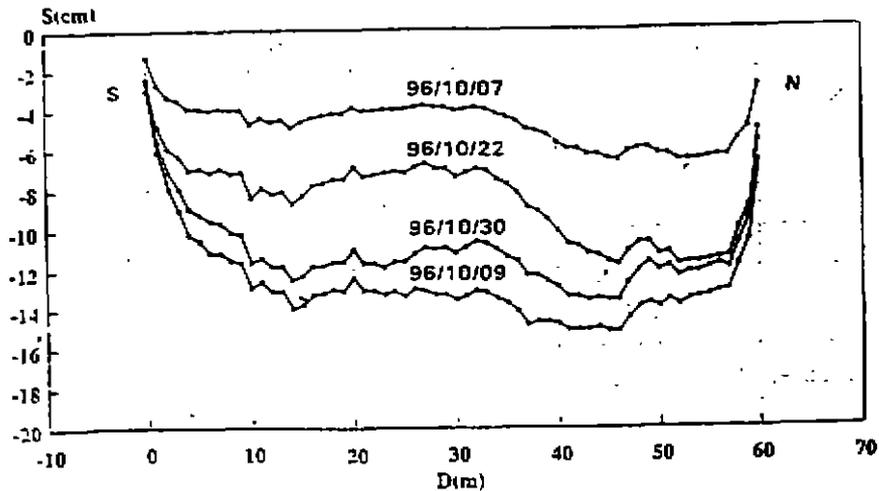


图 13 油罐底板沉降图

都比较小,地基沉降主要为下卧层沉降。912号罐基南端搅拌桩压缩沉降 20.6mm,北端搅拌桩压缩沉降 25.6mm。913号罐基南端搅拌桩压缩沉降 7mm,北端搅拌桩压缩沉降 9mm。

沉降实测结果与设计计算第二法即把搅拌桩复合地基作为整个罐基的第一层土,直接按分层总和法计算结果较为接近,按此法算得 912号罐搅拌桩身南端沉 27mm,北端沉 27mm。913号罐搅拌桩身南端沉 19mm,北端沉 27mm。而按实体深基础法搅拌桩身沉降要达 57mm和 38mm。所以大型油罐深层搅拌桩的沉降计算以直接分层总和法为佳。

5. 复合地基侧向变形:经两罐基南北两端测斜仪测得,912号罐基北侧最大位移 8.2mm,南侧最大位移 19.8mm;913号罐基南测最大位移 5mm,北侧最大位移 14mm。最大位移都是发生在桩深 15m左右处。这说明环墙下二层圆环壁状连桩非常成功地阻止了深厚

淤泥质软土的侧向位移。由此可见,今后设计时,环墙外两圈保护圈,可以再减少一圈甚至不设,以减少搅拌桩数量。

## 结束语

经过两年多的努力,在国内第一次用水泥搅拌桩处理 $5\text{万 m}^3$ 深达 $27\text{m}$ 的软弱地基获得成功。对水泥搅拌桩的特性有了更全面更深刻的认识。并取得了一系列水泥搅拌桩的配方及物理力学指标的数据,积累了设计、施工、检测方面的实践经验。证明了用水泥搅拌桩处理深厚软弱地基是一种可靠的方法。只要设计合理,施工质量控制严格,完全可以达到预想的目的。在本处把地基承载力标准值由 $70\text{kPa}$ 提高 $240\text{kPa}$ ,为 $3.5$ 倍,地基压缩模量由 $2.8\text{MPa}$ 提高到 $92\text{kPa}$ ,为 $30$ 多倍。地基沉降消除 $90\%$ ,天然地基沉降最大达 $2700\text{mm}$ ,而加固后沉降仅 $200\text{mm}$ 左右。工期也比较短,正式施工每台罐基仅需 $3$ 个多月。造价经工程决算:912号罐基 $501$ 万元、913号罐基 $430$ 万元(不含水泥差价)。水泥用量:912号罐基 $9300$ 吨、913号罐基 $8200$ 吨。水泥总差价约 $350$ 万元。这样两罐基加固费用比钢筋混凝土桩基节约 $1000$ 万元。

从本工程的实践中,我们认为今后尚需在下列三方面做进一步的研究和探讨:*a.* 在面积大荷载重的情况下桩身应力的传递规律。*b.* 水泥搅拌桩的标贯击数和无侧限抗压强度的关系式,本次有一定的离散性,故需在以后求取更切合实际的标贯击数与龄期,无侧限抗压强度及压缩模量的关系。*c.* 施工机械的自动控制及材料的准确计量。

## 参考文献

- 1 龚晓南. 深层搅拌法设计与施工. 中国铁道出版社, 1993年
- 2 《地基处理手册》编写委员会. 地基处理手册. 中国建筑工业出版社, 1985.8

# 怀洪新河杨庵闸、天井湖引河闸 水泥土抗剪强度室内试验成果初探

樊增楠 彭皖生 伍宪生

(安徽省、淮委水利科学研究院 蚌埠 233000)

**[提要]** 干粉混喷桩(简称粉喷桩)在水利工程中的应用不多见。怀洪新河杨庵闸工程、天井湖引河闸工程皆采用粉喷桩加固地基。为了取得粉喷桩加固设计参数,我院进行了水泥土试验研究。现就水泥土的抗剪强度室内试验成果,对水泥土的抗剪强度特性提出初步看法。

## 前言

怀洪新河杨庵闸、天井湖引河闸两个工程地质条件较差,下伏深厚淤泥质土,天然承载力较低,初步设计对该两个工程进行加固处理。针对天然含水量约为50%,有机质含量,可溶性盐含量均较小,水的pH值7.58为中性,因此用以水泥作为掺加剂的干粉混喷桩(简称粉喷桩)处理地基较为合适。为了取得粉喷桩设计参数,我院对两个工程进行了室内水泥土试验研究。现就水泥土室内抗剪强度试验成果,对水泥土的抗剪特性提出初步看法。

## 试验基本情况

土样为两工程地基土,含水量较高,其物理、力学指标见表1;水泥为425\*普通硅酸盐水泥。按任务书要求,采用掺入比分别为12%、15%、17%、20%四种,制成标准成型试件48小时后,切片成样,放入养护箱中养护,进行7天、28天、90天三种龄期的抗剪强度试验,仪器使用应力控制式直剪仪,快剪试验。

## 试验成果(Q试验)与分析

两个工程水泥土的快剪试验成果见表2,绘制水泥土在相同龄期、相同垂直荷重下,掺入比 $\alpha_w$ 与抗剪强度 $\tau$ 的关系曲线,如图1、图2;由图1、2绘制两个工程的水泥土在相同荷重、相同掺入比 $\alpha_w$ 下,抗剪强度 $\tau$ 与龄期的关系曲线,如图3、图4。由此可以看出水泥土抗剪强度有如下特点:

(1)杨庵闸地基土(以下称A土)、天井湖引河闸地基土(以下称B土)分别制成的水泥

• 收稿日期:1997年7月

表 1

原状土试验成果总表

工程名称	土样编号	物理指标				液限 %	塑限 %	塑性指数	液性指数	土粒组成 (粒径以毫米计)			力学指标		φ 度		
		含水率 %	密度		孔隙比					饱和度 %	砂 2-0.05 %	粉 0.05-0.008 %	粘 0.008 %	固结		快剪	
			湿 g/cm <sup>3</sup>	干 g/cm <sup>3</sup>										$e_{1-2}$ MPa <sup>-1</sup>			$E_s$ MPa
杨庵闸	杨 2-1	55.9	1.64	1.05	1.609	95.6	52.0 (64.5)	28.2	23.8	1.16	7.0	24.5	68.5	0.79	3.30	24	4.5
	杨 1-1	57.5	1.64	1.04	1.644	96.2	50.0 (61.0)	28.5	21.5	1.35	2.0	28.5	69.5	1.09	2.43	10	0.7
引河闸	引 2-2	34.4	1.85	1.38	0.986	95.5	39.0 (46.0)	23.0	16.0	0.71	5.0	46.5	48.5	0.41	4.84	35	1.5
	引 2-4	54.7	1.69	1.09	1.505	99.7	52.5 (64.0)	31.0	21.5	1.10	5.0	30.0	65.0	0.81	3.09	8	5.5

注:液限为 76g 圆锥入土深度 10mm 时对应含水量。  
括号内的值为入土深度 17mm 时对应含水量。

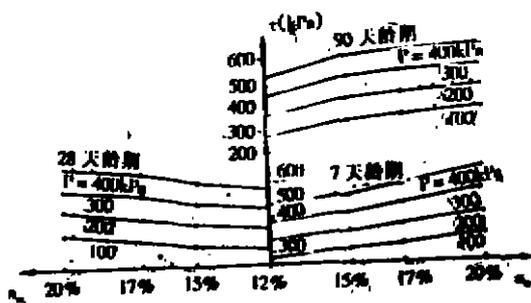


图1 杨庵闸掺入比  $\alpha_w$  与抗剪强度  $\tau$  关系曲线

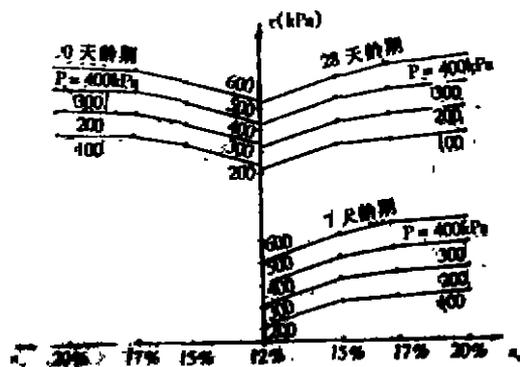


图2 引河闸掺入比  $\alpha_w$  与抗剪强度  $\tau$  关系曲线

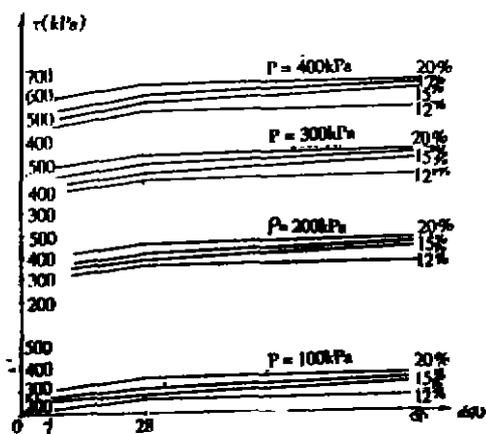


图3 杨庵闸抗剪强度  $\tau$  与龄期  $d$  关系曲线

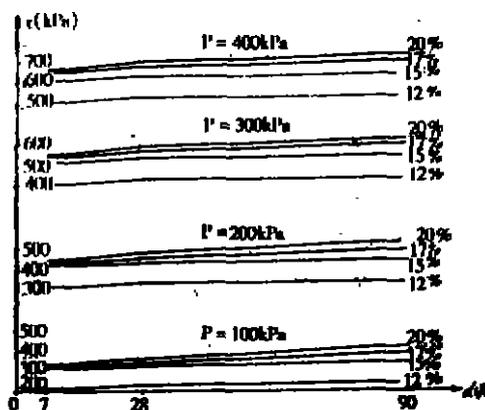


图4 引河闸抗剪强度  $\tau$  与龄期  $d$  关系曲线

土,在相同条件下,抗剪强度  $\tau$  的增长幅度不同。A 水泥土  $c$  值的增长幅度(从 142kPa 至 275kPa)小于 B 水泥土  $c$  值的增长幅度(从 118kPa 至 315kPa),且  $\tau_A$  普遍低于  $\tau_B$ 。见表 2。这与 A 土的粘粒含量高、容重小、含水量偏大等因素有关。

(2)两工程水泥土抗剪强度  $\tau$  随水泥掺入比增加的增长率不同。表 3 列出了两工程水泥土在荷重  $P = 400\text{kPa}$ , 90 天龄期的抗强度  $\tau$  在不同掺入比范围内,在增加单位掺入比(1%)时的增长量。由表中可以看出 A 水泥土的  $\tau$  随掺入比  $\alpha_w$  增加的增长率最大区段为 12% ~ 15%、次之为 17% ~ 20%; B 水泥土的最大区段为 15% ~ 17%,次之为 12% ~ 15%。

(3)两工程水泥土的  $c$  值随掺入比  $\alpha_w$ 、龄期  $d$  的增加而增加,其增长幅度不同,由于土的天然状态、土的结构构造、成份等不同,因而处理效果也不同;而内摩擦角  $\varphi$  没有随之增大的趋势,其值基本无明显变化。

(4)地基土中加入适量的固化剂——水泥,成为水泥土后对原状土的力学性能的改善和提高十分明显。A 水泥土、B 水泥土的凝聚力  $c$  分别是各自原状土的 11 ~ 16 倍和 8 ~ 16 倍。

(5)选择适当的掺入比很重要。所谓掺入比是指掺入的水泥质量与其所处理土的质量之比。由于所处理土的成份、结构、含水量等影响因素各不相同,水泥土强度随着掺入比、龄

期的增加而非呈不变的线性增大,掺入比高,水泥土的增长率不一定是较高的,见表3。因此,选择经济合理又能满足设计强度要求的最优掺入比是水泥土室内试验的首要问题。

水泥土室内抗剪强度试验成果表

表2

工程名称	天然含水量 $w$ %	天然密度 $r$ $g/cm^3$	水泥掺入比 $a_c$ %	抗剪强度					
				7天		28天		90天	
				$c$ kPa	$\varphi$ 度	$c$ kPa	$\varphi$ 度	$c$ kPa	$\varphi$ 度
杨庵闸	53.3	1.66	12	142	39.0	177	41.9	190	44.7
			15	180	38.7	185	43.5	240	44.1
			17	190	41.3	210	45.0	260	43.5
			20	200	45.6	250	45.0	275	44.1
引河闸	46.8	1.78	12	118	43.8	125	44.7	150	43.5
			15	210	44.1	220	45.0	250	43.5
			17	210	48.0	220	48.0	290	45.6
			20	220	48.0	245	48.0	315	46.1

水泥土抗剪强度  $\tau$  随掺入比增加的增长率

表3

工程名称	掺入比 $a_c$ %		
	12~15	15~17	17~20
杨庵闸	13.9	6.0	7.7
引河闸	33.3	34.5	10.7

(6) 水泥土在掺入比大于7%时所表现出的力学性质近似于硬土的性质,但不等同于硬土,它显示出脆性破坏性质,且破坏时无一定规律。这就要求试验人员在试验过程中一定要细致,注意加荷速度和荷载的大小,尽最大努力减小试验误差。

(7) A、B 两水泥土的抗剪强度  $\tau$  皆表现出28天龄期的增长率较高,28天至90天龄期抗剪强度仍有较大增长,但其增长率较前期为低,即水泥土抗剪强度显著提高主要在前期。从A、B两水泥土的抗剪强度  $\tau$  随龄期  $d$  的变化曲线上可以看出  $\frac{\tau_{28}}{\tau_{90}} \geq 80\%$ , 亦即28天水泥土的抗剪强度达到了90天龄期水泥土的抗剪强度的80%或以上。

(8) 水泥土直剪试验有一定的缺陷,其剪切面固定,非薄弱面,且  $\varphi$  角较三轴剪大,它们两者的区别有待进一步探讨。

## 浅述灰土桩复合地基治理湿陷性黄土施工

施加成

(明达化工地质有限责任公司 河北涿州 072754)

### 工程概述

河北省矾山磷矿位于河北省西北部,张家口所辖。矾山磷矿是河北省85、95重点工程,也是北方地区最大磷基地。总投资达6.4亿人民币。整个矿区均属湿陷性黄土,地层厚度及地质条件变化较大,湿陷等级不同,土质松散,天然地基不能满足设计要求,化学工业部化学矿山规划设计院决定对天然地基进行处理。

### 地基条件

场地位于东灵山山前,东灵山河二级阶地上,由于暂时性洪流,面流长期作用,而形成洪坡积成因的黄土状粉土。地形起伏不大,地面标高在727-732之间,湿陷厚度1.8-7.0m不等,有Ⅱ级自重湿陷、Ⅱ级非自重湿陷或Ⅰ级非自重湿陷。地层分为①新近沉积黄土状粉土;②自重湿陷性黄土状粉土;③非自重湿陷性黄土;④非湿陷性黄土。各层土的物理力学性质指标见表1。

工程地质岩性物理力学指标及地基标准承载力综合表

表1

层次	岩性名称	层厚(m)	状态	一般物理力学指标									标贯击数 $N_{60.5}$	$N_{10}$ 击数	地基承载力标准值 $f_k$ kPa
				$\omega$ %	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$e$	$S_r$ %	$I_p$	$I_L$	$E_s$ MPa	$C$ kPa	$\varphi$ 度			
1	新近沉积黄土状粉土	0.3-3	可塑	9.3	13.3	1.026	19	6-9	>0	5.3	14-21	19-26	1.2	4	80
2	自重湿陷性黄土	2-4	可塑	6.9	13.8	0.951	23	6-9	<0	11.5	18-33	22-28	2.4	9	100
3	非自重湿陷性黄土	3-6	可塑	8.4	13.7	0.967	24	6-9	<0	9.2	18-33	22-28	3.7	15	120
4	非湿陷性黄土	3-9	可塑	10	14.1	0.911	26	6-9	<0	24	18-33	22-28	3.8		140

• 收稿日期:1997年11月

## 灰土桩复合地基的设计

根据上部结构要求,结合条形基础形状对地基土进行分析、计算,为加固并消除黄土地层的湿陷性,根据该工程天然地基承载力为 80kPa,设计要求地基承载力值为 150kPa,设计中采用了双层地基计算模式。其灰土桩复合地基的计算方法和步骤如下:

### 1. 复合地基承载力的计算

$$f_{mk} = \eta_s \cdot f_k [1 + m(n-1)] \quad (1)$$

式中  $f_{mk}$ ——桩土复合地基承载力标准值;

$\eta_s$ ——桩间土承载力折减系数,一般取 0.9,当采用压板实测时取 1.0;

$f_k$ ——桩间土承载力值;

$m$ ——面积置换率;

$n$ ——桩土应力比,一般取 34,也可实测。

### 2. 下卧层地基承载力计算

$$\Delta P + P_s \leq f_a \quad (2)$$

式中  $f_a$ ——下卧层顶面处经深度修正后的承载力设计值(kPa);

$\Delta P$ ——下卧层顶面处附加应力值;

$P_s$ ——下卧层顶面处自重应力值。

### 3. 桩间距的确定

$$S = \sqrt{0.907 \eta_c \cdot \rho_{dmax} / (\eta_c \cdot \rho_{dmax} - \rho_d)} \cdot d \quad (3)$$

式中  $S$ ——孔心距(cm);

$d$ ——挤密孔的直径,一般为 3545cm;

$\rho_d$ ——地基挤密前各层土的平均干密度( $g/cm^3$ );

$\rho_{dmax}$ ——击实试验确定土的最大干密度( $g/cm^3$ )。

$\eta_c$  成孔后,三孔间的平均挤密系数,甲、乙类建筑物不小于 0.93,其它不小于 0.90。

$$\eta_{cdmin} = \rho_{d0} / \rho_{dmax} \geq 0.840.88 \quad (4)$$

式中  $\eta_{cdmin}$ ——土的最小挤密系数;

$\rho_{d0}$ ——成孔后三孔中心点处的干密度( $g/cm^3$ );

$\rho_{dmax}$ ——同前。

最后确定条基下采用有效桩长 4.24.7m,桩间距为 1.00r.,布桩平面形式为等边三角形。桩孔填料为 2:8 灰土。

## 设计措施

在复合桩基设计施工前必须对施工场地进行小范围试桩取得比较可靠的数据,才能用于设计和大面积施工,为企业节省物力、财力、确保施工质量和工期的顺利完成,从而赢得企业的信誉,更好的为用户服务。

## 灰土桩的施工

该场地地层含水量小于10%，地下水位埋深很大，湿陷系数较大  $\delta_s = 0.056 - 0.066$ ,  $\delta_{s_2} = 0.027 - 0.032$ ，地层厚度变化较大，一个地段既有自重，也有非自重湿陷黄土，为提高地基承载力，消除土层的湿陷性因此对地基土就更需要处理。由于桩土组合的复合地基有许多优越性，既能提高承载力又能消除湿陷性。根据国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GBJ25-90第2.3.6条的原则，本工程地基处理深度选用自地表56.5m，即基础下3.24.7m。根据土的特征，必须对场地预先进行浸水，让地基土达到最优含水量14.6%。为了保证土层湿度的均匀性，采取了在桩间处引孔浸水，引孔深度小于桩长1.0m。施工前23天浸一定量水达最优含水量。用长螺旋钻孔机成孔，孔径为430mm，用直径 $\Phi = 375\text{mm}$ 重800kg的橄榄锤在孔内自由落下夯实，要求灰土必须拌匀，如含有碎石杂物必须过筛，在夯实之前必须做击实试验，测干容重。填料量不得大于 $0.05\text{m}^3$ 也就是在孔内虚填高度不能大于0.5m，场地制桩共计1320根，进尺7920m，全部有效工期20天，在此地共完成同样工号九处。

为了保证桩的施工质量在施工中必须严格控制填料量、锤击数和锤体的自由落距。为了进一步确保灰土桩的质量钻孔必须垂直，孔径不得小于设计桩径(430mm)使锤在孔内充分自由落体，成孔采用隔排隔桩跳打，成桩直径 $\Phi = 470\sim 50\text{mm}$ 左右，由于底部落距相对较大夯击能力较强，锤体底部为60度尖形，对桩间的挤压作用充分发挥，桩为下大上小。

## 质量检验

灰土桩复合地基竣工半月后，开始对地基加固效果进行检测，对桩间土采用了取原状土样土工试验、标准贯入试验  $N_{63.5}$ 、轻探  $N_{10}$  对土进行了检测。为了反映出灰土桩复合地基加固前后土性的变化以及土的物理力学指标整理了几组数据分述如下：

### 1. 室内土工试验

该工程的实测资料列于表2。

加固前后土的变化

表2

层序	土名	含水量%		干容重 $\text{g}/\text{cm}^3$		孔隙比 $e$		压缩系数 $\text{MPa}^{-1}$		湿陷系数	
		加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后
1	新近沉积黄土状粉土	9.3	14.4	13.3	15.6	1.026	0.71	0.102	0.05	0.096	0.006
2	自重湿陷性黄土	6.9	13.1	13.8	15.9	0.951	0.659	0.408	0.08	0.066	0.004
3	非自重湿陷性黄土	8.4	13.9	13.7	16.7	0.967	0.625	0.286	0.12	0.096	0.001
4	非湿陷性黄土	10	9.8	14.1	17.3	0.911	0.625	0.108	0.06	0.028	0.001

## 2. 现场测试

桩间土标贯( $N_{63.5}$ )、轻便触探( $N_{10}$ )列于表3。

加固前后桩间土标贯的变化

表3

层序	土的名称	$N_{63.5}$		$N_{10}$		$f_k$ (kPa)	
		加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后
1	新近沉积黄土状粉土	1.2	2.6	4	>24	80	>130
2	自重湿陷性黄土	2.4	4.2	9	>26	100	>130
3	非自重湿陷性黄土	3.7	6.5	15	>36	120	>140
4	非湿陷性黄土	3.8			>36	140	>140

## 结束语

通过以上试验结果分析和比较对灰土桩复合地基承载特性和加固效果有以下几点认识:

1. 灰土桩复合地基承载力提高程度较大,消除黄土的湿陷性较显著。
2. 孔内重锤强夯对桩间土的挤密效果显著。
3. 桩与土组成的复合地基能充分发挥桩土作用。
4. 施工方便,质量容易掌握,适合小的勘察单位操作和实施。
5. 经济效益显著,比大口径混凝土桩设备简练,工期较短。

## 用劈裂灌浆技术处理湿陷性黄土地基

张高宁

(铁道部科学研究院西北分院 兰州 730000)

**[摘要]** 本文分析了湿陷性黄土地基事故的原因;并对劈裂灌浆的机理、劈裂灌浆在土体中运动的三个阶段、条形基础下地基土应力场特点以及劈裂灌浆的工艺过程进行了论述;最后根据灌浆前后地基承载力的变化及楼房变形情况论证了劈裂灌浆的加固效果。

### 概述

近年来,在兰州地区,建造于七十年代的楼房,其地基由于表水入浸,致使湿陷性黄土地基发生湿陷下沉,楼房墙体开裂、歪斜、圈梁断裂,不但影响了楼房的整体稳定性,也影响了住户的正常安全使用。采用劈裂灌浆技术,对上述地基问题进行了加固,根据工程实践证明,加固效果非常明显。

### 湿陷性黄土地基事故的原因

兰州处在黄土地带,七十年代建设的楼房大部分座落在黄土层上。黄土一个显著的特点是在天然状态下,未受水浸湿的黄土具有较高的强度,较小压缩性,但当遇水浸湿后,由于黄土大孔隙结构的破坏,产生了湿陷变形。

黄土的湿陷性是和它本身所具有的大孔隙结构及其所含的易溶盐等化学物质成份有关。大孔隙结构的四周由于有可溶盐浓缩所形成的胶结物质的存在,增强了土粒间抗滑移的能力,阻止了土体在上覆自重压力下的压密。另外,由于碳酸钙等物质的胶结作用,使颗粒间的联结强度增加,因而在天然含水量状态下,未受水浸湿的黄土具有较高的强度,较小压缩性。但当黄土受水浸湿后,结合水膜增厚,结合水联结消失,颗粒四周的胶结盐类也溶于水,因此颗粒间联结强度降低,在上部建筑物荷重作用下,大孔隙结构破坏,颗粒滑向大孔隙,孔隙体积减小,土体被压密,黄土则出现了湿陷变形。

由于黄土的湿陷性,使得地基产生了差异沉降,建筑物遭到了破坏。针对既有建筑物所出现的这种事故,要对地基进行处理,必须分两步进行。首先应找出使地基土湿陷的水源,截断水源;其次必须对已经湿陷的地基进行加固。采用经济、可靠的加固手段,使地基土的湿陷变形停止、承载力满足上部结构荷重的要求。劈裂灌浆技术是一种行之有效地处理湿陷性黄土地基的地基处理方法,通过在兰州地区数十栋楼房地基湿陷事故中的应用,效果非

常明显。

## 劈裂灌浆

### 1. 劈裂灌浆的机理

劈裂灌浆是利用水力劈裂原理和地基土中小主应力的分布规律,在一定的灌浆压力作用下,将浆液用高压泵压入到地层当中,以克服地层的初始应力和抗拉强度,使其沿垂直于小主应力的平面上发生劈裂,地层中的固有裂缝扩展变宽变长,然后浆液充填到了地层的所有裂缝当中,在地基中形成了许多树枝状或板状凝固体,而且在凝固体周围一定范围内的土体,由于浆液高压力的作用,使其挤密,从而形成了复合地基,使地基土的承载力提高,压缩性降低,湿陷性大幅度减小。

### 2. 劈裂注浆在土体中运动的三个阶段

a. 鼓泡压密阶段:浆液进入土体形成浆泡并向外扩张,使浆泡土体中引起复杂的径向和切向应力系统,紧靠浆泡处的土体遭受严重的破坏和剪切,并形成塑性变形区,使土体挤密;  
b. 劈裂阶段,浆液在注浆压力作用下,先后克服地层的初应力和抗拉强度,使其沿垂直于小主应力的平面上发生劈裂,浆液由此切入、挤密土体,并与土体发生物理和化学的作用,形成作为骨格的浆脉;  
c. 被动土压力阶段,通过前二阶段的作用,土体得到初步加固,土中的软弱面、孔隙及裂隙都被填充满,此时浆液在较高压力作用下,克服土的被动土压力,挤密土体使其固结,此时浆脉周围的土体也被压密,从而形成了浆脉网络为骨架的复合固结土体。

### 3. 楼房地基应力场特点

楼房基础下应力场由天然地基自重和楼房荷载两部分组成。

a. 均质土天然地基的自重应力应符合以下条件:

$$\begin{aligned}\sigma_z' &= \gamma \cdot Z \\ \sigma_x' &= \sigma_y' = \mu / (1 - \mu) \sigma_z' & \sigma_x' &= \xi \sigma_z' \\ \tau_{xy}' &= \tau_{yz}' = \tau_{zx}' = 0\end{aligned}$$

式中:  $\sigma_z'$ ——地面下深度  $Z$  处的垂直自重应力 ( $\text{kN/m}^2$ );

$\gamma$ ——土的天然容重,地下水位以下为浮容重 ( $\text{kN/m}^3$ );

$\sigma_x', \sigma_y'$ —— $Z$  处水平应力 ( $\text{kN/m}^2$ );

$\tau_{xy}', \tau_{yz}', \tau_{zx}'$ —— $Z$  深度  $XY, YZ, ZX$  平面上的剪应力 ( $\text{kN/m}^2$ );

$\mu, \xi$ ——土的泊松比和侧压力系数。

b. 天然地基承压后,荷载对地基所产生的附加应力。七十年代所建造的楼房基础为条形基础,其荷载可被看为是均布条形荷载。

$$\begin{aligned}\sigma_z'' &= k_z^i p \\ \sigma_x'' &= k_x^i p \\ \tau_{zx}'' &= k_{zx}^i p\end{aligned}$$

式中:  $\sigma_z'', \sigma_x'', \tau_{zx}''$ ——分别为附加荷载引起的垂直、水平、剪切应力 ( $\text{kN/m}^2$ );

$k_z^i, k_x^i, k_{zx}^i$ ——分别为  $\sigma_z'', \sigma_x'', \tau_{zx}''$  的应力系数。

根据以上两项内容,则可得出地基中的总应力为:

$$\sigma_z = \sigma_z' + \sigma_z'' = \gamma z + k_1' p$$

$$\sigma_x = \sigma_x' + \sigma_x'' = \xi \gamma z + k_1' p$$

$$\tau_{xz} = \tau_{xz}' + \tau_{xz}'' = k_2' p$$

c. 楼房地基中的主应力也由天然地基的自重应力和荷载产生的附加应力两部分组成。

①由天然地基自重产生的大、小主应力为:

$$\sigma_1' = \sigma_3' = \gamma z$$

$$\sigma_2' = \sigma_x' = \sigma_y' = \xi \gamma z$$

②由荷载引起的楼房地基中的附加大、小主应力为:

$$\sigma_1'' = p / \pi (2\beta + \sin 2\beta)$$

$$\sigma_3'' = p / \pi (2\beta - \sin 2\beta)$$

式中:  $p$ ——条形基础均布荷载

$2\beta$ ——视角(从计算点看条形荷载边缘时与视线所成的角度)

$\sigma_1''$ 、 $\sigma_3''$ 的等值线是过条形荷载边缘两点的圆弧。最大主应力方向为视角  $2\beta$  的分角线。最小主应力则与分角线垂直。在荷载对称轴上的各点,  $\sigma_1''$  即为最大主应力, 可见在楼房条形基础的对称轴上地基附加主应力为:

$$\sigma_1'' = \sigma_1'' = k_1'' p$$

$$\sigma_3'' = \sigma_3'' = k_2'' p$$

在楼房地基附加应力场内, 平面应变问题三面应力状态的中主应力为:

$$\sigma_2'' = \mu(\sigma_1'' + \sigma_3'') = \mu(k_1'' + k_2'') p$$

根据以上可得出如下结论: ①楼房条形基础下对称轴上的小主应力面是铅直的; ②由荷载引起的楼房地基应力场内满足  $\sigma_x > \sigma_y > \sigma_z$  条件。

#### 4. 劈裂灌浆的工艺过程

劈裂灌浆是在基础的外侧周围布设灰土桩作为帷幕, 然后在灰土桩的内侧靠近基础的一边布设灌浆孔。

灰土桩的作用有三个: ①起帷幕作用, 防止劈裂灌浆的浆液外窜, 使浆液能够进入到基础底下; ②与劈裂灌浆的浆液一起, 形成一道防渗墙, 阻止基础以外的水入浸地基; ③分担部分地基的附加应力, 提高地基承载力。

劈裂灌浆的浆液由水泥、黄土、粉煤灰和水所组成, 将其按一定的比例配制成浆液, 然后用高压泵将其压入到基础底下, 完成劈裂灌浆的全过程, 在基础底下形成复合地基, 提高地基的承载力, 降低压缩性, 大大地降低黄土的湿陷性。

## 劈裂灌浆加固效果分析

### a. 加固前后承载力的变化

表 1, 为兰州地区某楼房地基加固前后承载力的变化情况。

灌浆前在楼房四周布设四个试验孔, 用轻便静力触探试验测试其地基承载力。灌浆完成后不到一个月, 在相应的点附近用动力触探试验测试地基承载力。根据测试结果, 按地基规范计算出相应的承载力。根据表 1 可以看出, 加固以后, 承载力明显提高, 因为原设计地

基的承载力大约为 120~150kPa 之间,显然加固前地基的承载力偏低,加固后的承载力完全满足了要求。

兰州地区某楼房加固前后地基承载力对照表

表 1

试验孔号	灌浆前地基承载力 $\sigma$ (kPa)	灌浆后地基承载力 $\sigma$ (kPa)
1	112.0	202.0
2	112.0	257.0
3	130.0	275.0
4	225.0	258.0

#### b. 加固前后地基的变形情况

表 2 为兰州地区某楼房地基加固前后的沉降观测结果。从表中可以看出,加固前的半年时间内,地基的沉降量还是非常地可观,7 号点处的沉降值达 10.3cm,5 号点处上抬 3.6cm,这两个点之间的沉降差可达 13.9cm。灌浆完成后大约一个月进行观测,发现整个楼房略有上抬,以后连续三个月的观测表明,地基已没有什么明显的沉降变化,亦即地基处于稳定状态,楼房的加固达到了预期的目的。

兰州市某楼房地基加固前后地基沉降观测结果表

表 2

测点 沉降量 mm 日期	测点									备注
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
96年10月8日	0	0	0	0	0	0	0	0	0	前期勘测
97年4月20日	+22	-25	-39	-78	+36	-83	-103	-91	-84	灌浆前测
97年6月23日	+12	+5	+2	/	/	+6	+4	+6	+11	灌浆完后约一个月测
97年7月30日	+3	/	/	/	+3	-1	-1	-1	+2	灌浆完后约二个月测
97年8月31日	+2	+2	+1	+1	0	-1	-2	0	+1	灌浆完后约三个月测
97年9月28日	1	+1	0	0	+1	-1	0	+1	+2	灌浆完后约四个月测
说明	表中正值表示上升,负值表示下沉									

## 结论

1. 造成湿陷性黄土地基事故的主要原因是由于表水入浸地基,造成了黄土的湿陷,建筑物地基出现不均匀下沉。

2. 劈裂灌浆主要是沿着土中小主应力的平面发生劈裂。

3. 根据工程实践证明,用劈裂灌浆方法处理湿陷性的黄土地基,可以明显地提高地基承载力,降低压缩性,使湿陷性黄土的湿陷性大大地减少。

4. 劈裂灌浆所用的浆材为水泥、黄土、粉煤灰,取材方便,价格低廉,工程造价较小。

5. 劈裂灌浆作为一种地基处理方法,有较广阔的应用前景。

**参考文献**

- 1 《土力学及基础工程》地震出版社;
- 2 《地基处理手册》中国建筑工业出版社;
- 3 《兰州市山丹街 254-256 号住宅楼地基加固竣工报告》康尚炜、张高宁;
- 4 《中川机场跑道整修工程地基灌浆加固试验报告》裴章勤、凌均安;
- 5 《灰土桩处理既有建筑物湿陷事故实例分析》凌均安,《地基基础工程》;
- 6 《地基治理手册》林宗源;
- 7 《锚固与注浆全国首届学术会议论文集》新疆科技卫生出版社。

## 第八届全国土力学及岩土工程学术会议 征文通知(第一号通知)

第八届全国土力学及岩土工程学术会议将于 1999 年 10 月中上旬在南京召开。会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程学会主办,南京河海大学及南京水利科学研究院承办。现将征文有关事项通知如下:

一、征文内容包括以下六个方面

1. 土的基本特性、测试技术(包括室内及野外试验、原位测试、模型试验及土的本构关系等)。
2. 基础工程。
3. 土工构筑物、边坡(包括土坝、铁道、公路路基、机场跑道等)与环境土工。
4. 地基处理。
5. 土动力学及地震工程(包括地震、车辆动力、机器基础等)。
6. 基坑开挖与地下工程。

二、稿件请誊写在稿件上(必须是没有在国内外正式刊物上发表过的),字数(包括图表在内)不超过 6000 字,一式二份。

三、截稿时间:1998 年 12 月底将稿寄到北京 100081 西直门外铁道部科学研究院土力学与岩土工程学会并请注明第八届论文及作者、姓名、地址、单位。

四、论文经评审后如被八届学术会议采纳,将于 1999 年 3 月底通知第一作者,并将告知正式论文打印格式及各项要求。

五、八届会议联系人刘国楠、史存林、北京西直门外(邮编:100081)铁道部科学研究院铁建所土工室,电话 63249435,传真 62256572)。

中国土木工程学会  
土力学及岩土工程学会

1998 年 6 月

## 地下排水设计(续)

浙江大学岩土工程研究所编译

### 第三部分 可渗水的排水介质

#### 引言

渗透排水介质的作用是汇集土工织物反滤层内部的渗透水,并把它输送到预定的集水点或出水口。排水介质通常由团粒,团粒加渗水管,渗水管,排水板或排水板加渗水管构成。选用哪一种排水介质通常是基于经济原因,考虑水的输送条件及排水道的几何形状。

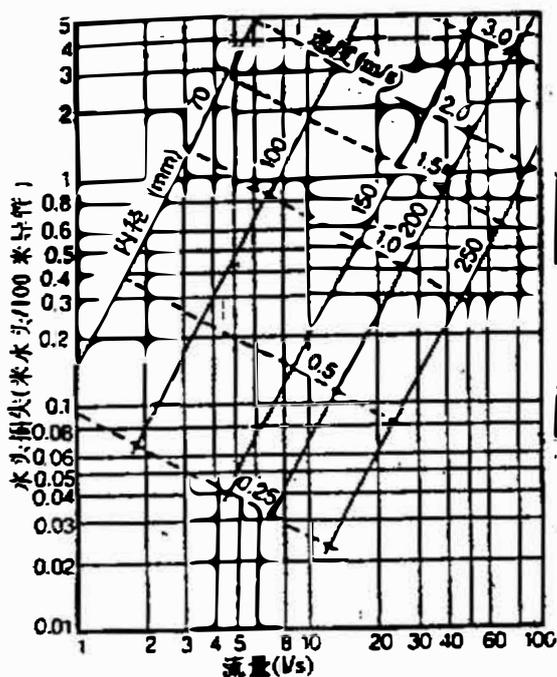


图16 平滑塑料管的全管渗出水头、流速、管径和水头损失之间的关系

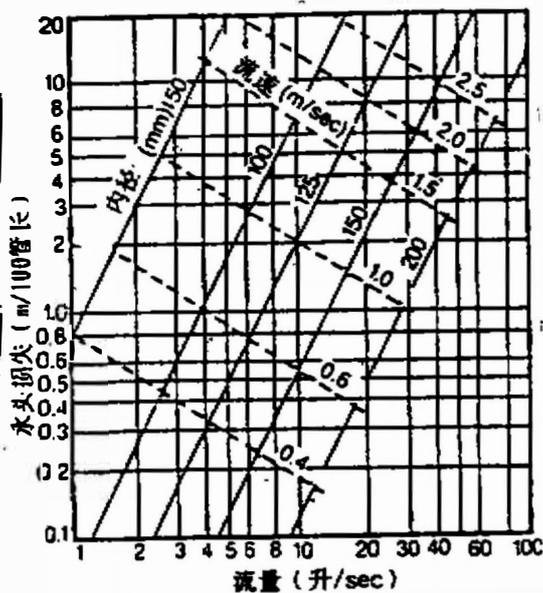


图17 波状塑料管中全管流量、流速、流量及水头之间的相互关系

为了评价各种类型排水材料的优点——水管,团粒和塑料排水板——和它们内在的不

同用途,需建立它们的水流特征。

### 排水管

地下排水用渗水管有以下好处:

·伴随较大开孔面积,它们的渗流阻力相对较低,所以它们能以最小水力梯度在较远距离内汇集,输出大量水。

·由于很容易过水,所以有助于排水道保养

·它们提供很好的排水道,使得地下排水道和坑道及人工洞连接相对简单。

有几种渗水管用于地下排水:平滑塑料管,褶皱塑料管,渗水混凝土管及敞开的接合粉土或混凝土管。所有这些,用得最普遍的是平滑塑料管和褶皱塑料管。

平滑塑料管通常由不可塑聚氯乙烯和高密聚乙烯制成。在以一定的间距在管上做出切口,使节管子开成孔洞,增加可以沿周长做出,但更多的是沿管轴做出,必须注意保证切口率不要太大,以不过度削弱管的压碎强度。

平滑塑料渗水管中的流量可用 Hazen - Williams 公式<sup>[10]</sup>(用硬度常数  $C = 155$ )确定。水头损失(等于水管梯度)、管径、流速与流出水量之间关系见图 16。需注意的是这些关系适用于水流满管的情况。

与平滑管一样,褶皱塑料管也用不可塑聚氯乙烯和高密度聚乙烯制造。为了使管能渗水,在褶皱开槽。槽的尺寸和频率决定了进入水管的水量。与平滑管一样,需注意开槽率不能太大,以不过多削弱管的挤碎强度。

水流在波状塑料管中运动可以用 Manning 力程描述。图 17 表示了水头损失(等于管的斜度)、管径、流速和流量之间的关系。与图 16 比较,图 17 应用于当管中完全充满水的情况。

当排水塑料管中水量达到设计流量时,在过去相当长一段时间内,水流象在具有自由表面的渠道运动。图 18 与图 16 及图 17 一起可以用来确定当管部分充水时,水流量、流速及缩减因子

#### 例 3

管经 100mm,管倾度 1%,管中充满水,试确定波管中水的流速及流量。

解

利用图 17,最大流量 4 升/S,流速 0.6m/S

#### 例 4

如果直径为 100mm 光滑塑料管以 1% 斜度安放,管中水深 40mm,试确定流速和流量。

解

利用图 16,直径为 100mm 的塑料管,其倾斜度为 1%,管中充满水时,流量和流速分别为 8 升/S,和 1.1m/S,考虑到图 18 中所示深度比

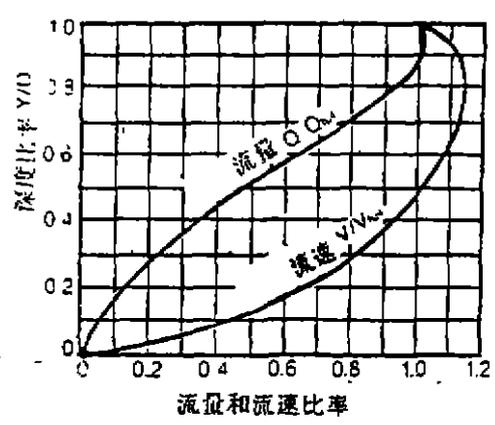
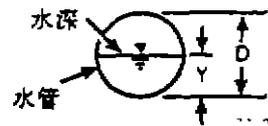


图 18 管中一定水深时, 流量及流速缩减因子

率为  $40\text{mm}/100\text{mm}=0.4$ 。流量和流速缩减因子分别为 0.3 和 0.09。因此,40mm 水深时流量为  $8 \times 0.3 = 2.4$  升/S,流速为  $1.1 \times 0.9 = 1.0\text{m/S}$ 。

### 集料

集料根据不同条件,在地下水排水系统中既可作为主要排水系统又可以作为次要排水系统,当作为主要排水介质时,土工织物过滤层中的水迁移到排水口时,距离相当长。当作为次要排水介质时,土工织物过滤层中水迁移到作为主要输水介质的多孔管时只需要较短路径。为了达到良好的效果,集料必须洁净、耐久、坚硬。除此之外,良好的分选性必须与其可保证排水能力相一致。

地下水在集料中运移可以用达西定律描述(方程 1 及 2)。假设多孔介质中“半紊流”(比如集料)是允许使用折扣的。流量、水头损失(等于排水梯度)及集料粒径的相互关系,如

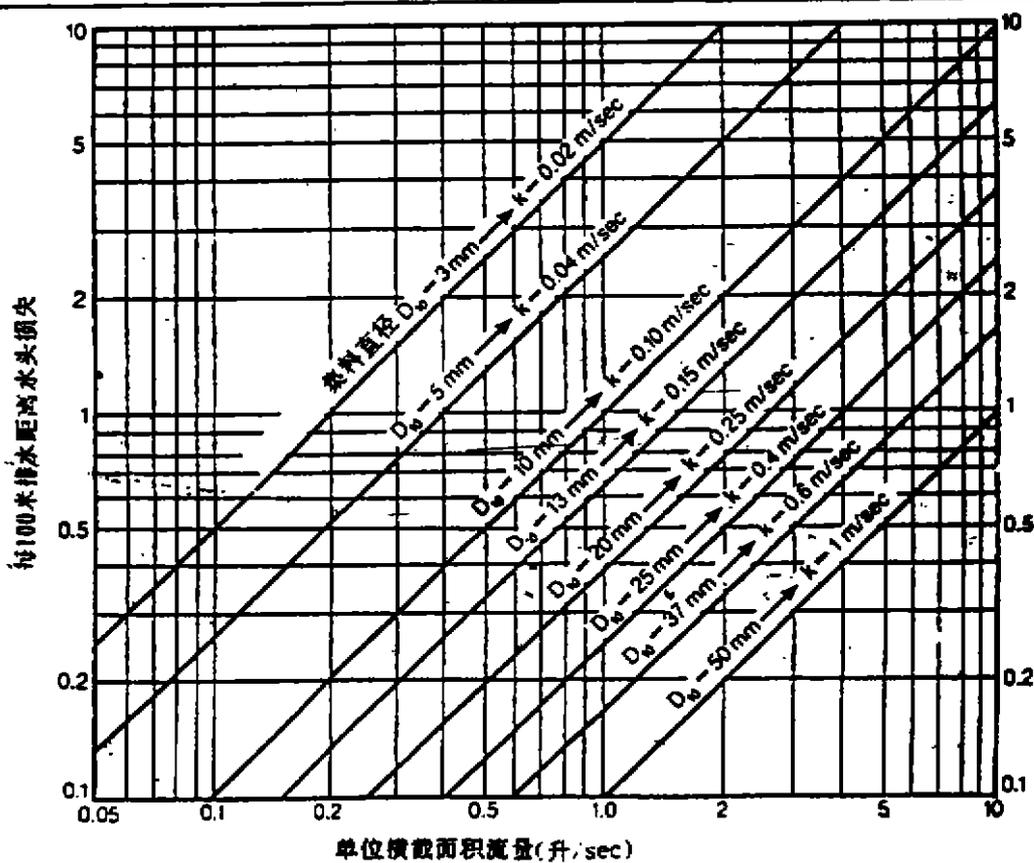
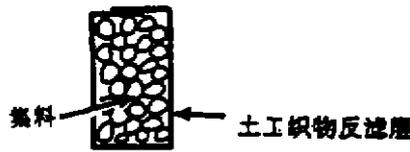


图 19 集料排水系统中流量,水头损失和集料直径相互关系

图 19 所示。该图中还列出了不同粒径大小集料的近似渗透系数。

#### 例 5

骨料排水设备铺设斜度为 1%，设计要求流量 0.2 升/秒，过排水断面限制在深 1m，宽 0.3m。试确定排水砾集料的砾径。

解

排水截面积为  $1 \times 0.3 = 0.3\text{m}^2$ ，单位横截面积(每平方米)排水量为  $0.2/0.3 = 0.6\text{t/S}$ ，利用图 19，次一级标准集料直径为  $D_{10} = 10\text{mm}$ ，因此，在排水条件中，最小集料砾径应为  $D_{10} = 10\text{mm}$ 。

另一种被用作集料是具有缺陷的混凝土，它具有渗透排水的特性。这种物质，主要是集料和水泥(具有低水灰比)的混合物，具张开性好的空隙结构。无论是现场浇注或者已制成的多孔块体都可立刻置于需要的地方。具有缺陷的混凝土都置在临近混凝土结构处(尤其挡土墙)，被广泛用作排水层。

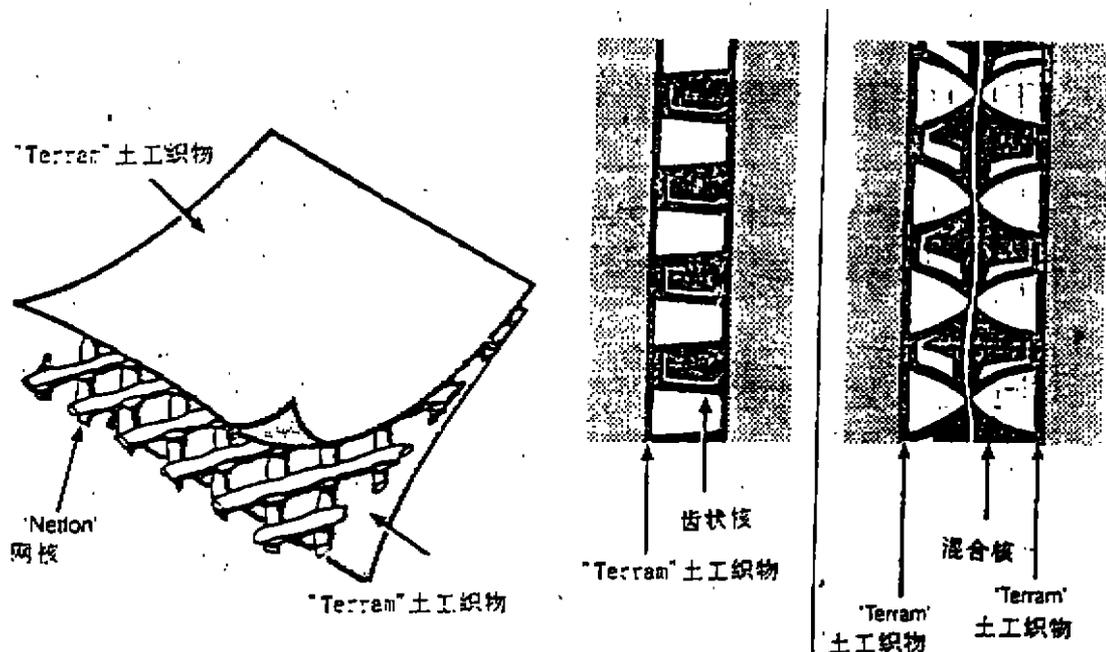


图 20 三种不同塑料板结构

## 塑料排水板

塑料板是排水板组成部分(核心)，正如第一部分提到的，塑料排水板是一种相对新的发明，主要应用于当传统排水材料(尤其是集料)作为主要排水介质被证明困难重重或价格昂贵时。一个常见的例子是混凝土挡土结构后垂直排水层的建造。

塑料排水板具有三维孔隙结构，它允许自由水流处在大会的限制压力(侧压力)作用下。确切而言，在选择合适的排水板时它的压缩性和水流特点是应考虑两个最基本方面。(见第 7 部分对排水板水流特征的讨论)。

为了获得大范围限制压力下，合适的水流特性，不同种类的塑料板得到使用。图 20 显

示三种最普通塑料板:网眼塑料板,混合结构塑料板,以及齿状结构塑料板。

塑料板被应用于各种环境条件不同限制压力下。表4列出需要的水流量,相应限制压力适用不同排水需要的合适塑料板。一些数据来自 Kotmer<sup>11</sup>,而其它数据来自SAS

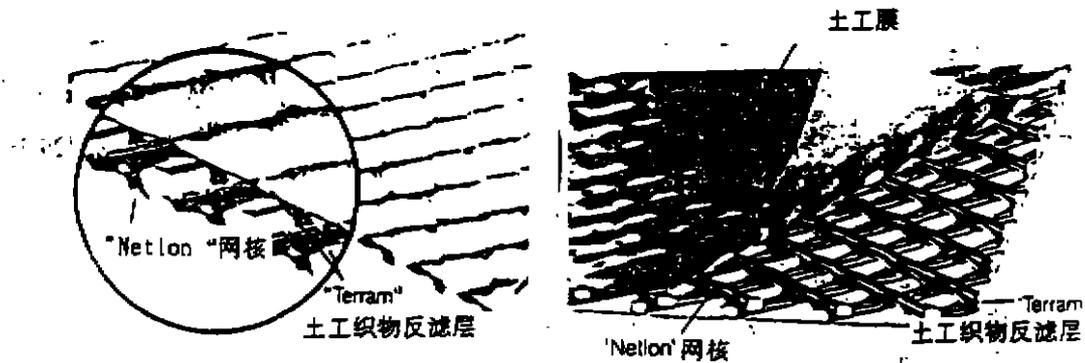


图 21a 夹于两层土工织物反滤层间  
网状塑料板

图 21b 夹于土工织物与土工膜间  
网状塑料板

图 21 使用网格板时两种可能排水板构形

塑料排水板不同限制压力及相应流量范围值

表 4

应用	相应最小流量(升/m/s)	限制压力范围(kN/m <sup>2</sup> )
路边排水	2-20	0-20
挡土墙	0.1-1	20-100-100
集水	0.1-1	40-400
拦截沟	0.1-1	20-100
盲沟	0.002-0.5	10-40
屋顶花园	0.5-5	5-10
泄漏监测	0.1-1	20-400

#### 参考文献

- 10 Brater E.F. and King H. W(1976), Handbook of Hydraulics, McGraw - Hill, Sixth Edition.
- 11 Koerner R. M. (1986), Resigning with Geosynthetics', Prentice - Hall, New York.

## 第四部分 地下排水的用途

### 引言

尽管地下排水形式多种多样(参看第五部分),但一直以来,它的任务总是解决下列四个主要问题的一个或几个方面。

1. 与地下水位控制有关的问题。
2. 与地下水竖向运动(来自地表及地下)有关的问题。
3. 与地下水横向运动(主要为水平运动)有关的问题。
4. 垂直取水构造物附近地下水排出问题。

采用地下排水技术处理这些问题最重要的是对可能发生的地下水流相对准确的预测。这是保证地下排水系统安放位置的正确性以及选择最合适材料的前提条件。在相对简单情况,流网理论能用于估计地下水流,在更加复杂情况,可以使用有限差分和有限元法。本文以流网理论为基础,建立地下水流关系,对于这里讨论的简单情况,这些将得到很好展现和证明。

### 地下水位的控制

地下水位的控制常常受地下排水设备安放的特定间距及深度的影响。在完装完毕之后,排水设备首先使初始水位降低,保持该水位不变。

在地下水位需要降低及控制的地区,采用排水系统通常处理土地疏水(例如农业的)以提供相对稳定不饱和湿润的环境,或者在相对干燥土中开挖。

地下排水系统的类型随这些不同的目的是可变的。它取决于特定的应用目的,需排水土的性质,以及不同排水材料的相对经济性。总之,采用沟槽排水,排水板和在土工织物多孔管排水管是优先选用的。

McClelland[12], Barber 和 Sawyer[13]导出了为降低地下水位,控制排水设备安放位置的关系,见图 12。应该说明是地下水位降低率与土的渗透性能及排水空间有关。

#### 例 6

设计要求降低地下水位 1m,设想抽水延续时间最多 7 天,排水层岩性为淤泥质砂土( $k_v = 1\text{m/d}$ )。试确定排水沟槽的深度及距离(地下水面以下)。

解

本例假定最小排水深度,那么,采用图 22,用  $d/D = 0.79$ ,因此  $D = 1/0.79 = 1.27\text{m}$ ,采用排水深度为 1.3m。

由图 22,因为  $d/D = 0.79$ ,  $t \cdot k_v \cdot D = 0.11y_1 \cdot w^2$

那么,  $y_1 w^2 = 7 \times 1 \times 1.3 / 0.11 = 83\text{m}^2$

由图 22,利用  $k_v = 1\text{m/天}$ ,得到  $y = 0.12$

因此,  $w^2 = 692\text{m}^2$ ,得到  $w = 26.3\text{m}$ (采用  $W = 26\text{m}$ )

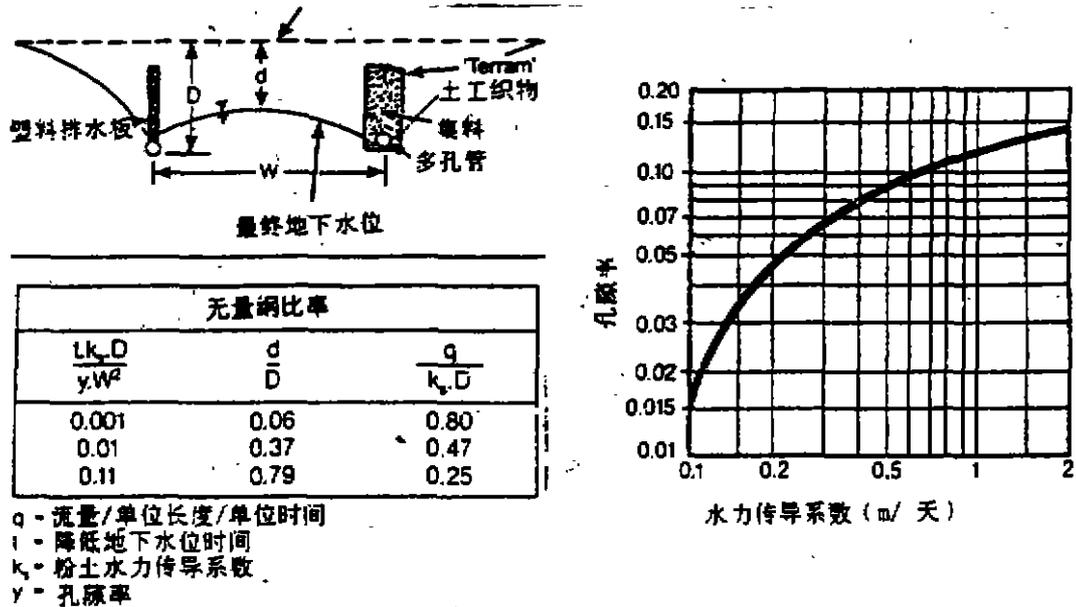


图 22

所以,为了满足要求,排水设施放入水面下 1.3m,排水设备之间的距离为 26m。

### 地下水垂直运动的控制

有两种情况控制地下水垂直运动是可以保证的。其一,大气降水为外给源,为了防止表层土长时间饱水,降水必须快速通过表层土的地区(例如:运动场),其二,地下水来自下卧层地区(地下水垂直上升),与地下水上升到地表之前必须排去(例如高速公路路堑),在第一种情况,重力是驱动力;在第二种情况,驱动力是超压力水头。

在大面积存在地下水渗流垂直运动的地区,毯状排水系统是最有效汇集水的系统,这种排水系统水宽度远大于深度,它由二层土工织物反滤层夹一层滑料组成(见图 23 及图 24)。

当渗透水进入毯状排水系统,再间接进入主要地下水传送系统。地下水传送系统由以一定距离排列,横贯毯状排水系统的沟槽组成(如图 23)。由于毯状排水系统通常水平设置,如果忽略重力影响,驱使地下水流动主要是渗透压力(不是好的情况)或者毯状排水系统本身具有的水力梯度。为了建造经济的层状排水层,最关键的是使毯状水层厚度最小(也即使用最少的集料)。然而,同时又需要有足够的厚度,产生适度的水力梯度使水排出。为了满足这两个矛盾双方的标准,通常要求毯状排水系统中排水通道的长度不超过 20m。

#### 表面降水的排泄

如果采用地表暴雨排水不是可以接受的方法,象在运动场,毯状排水系统可以用在地表下排走过多表面水。通常采用的结构如图 23 所示,图中还描述所要求的厚度与渗透系数的关系,沟槽排水设施(作为主要的导水介质)之间距离与设计降水量之间的关系。

在运动场地,这种技术的采用主要考虑在土工织物及反滤层之上选择回填合适的土。如果表层渗透性质极差,以至表面水不能以所需速率通过表土层,无论排水系统设置如何完

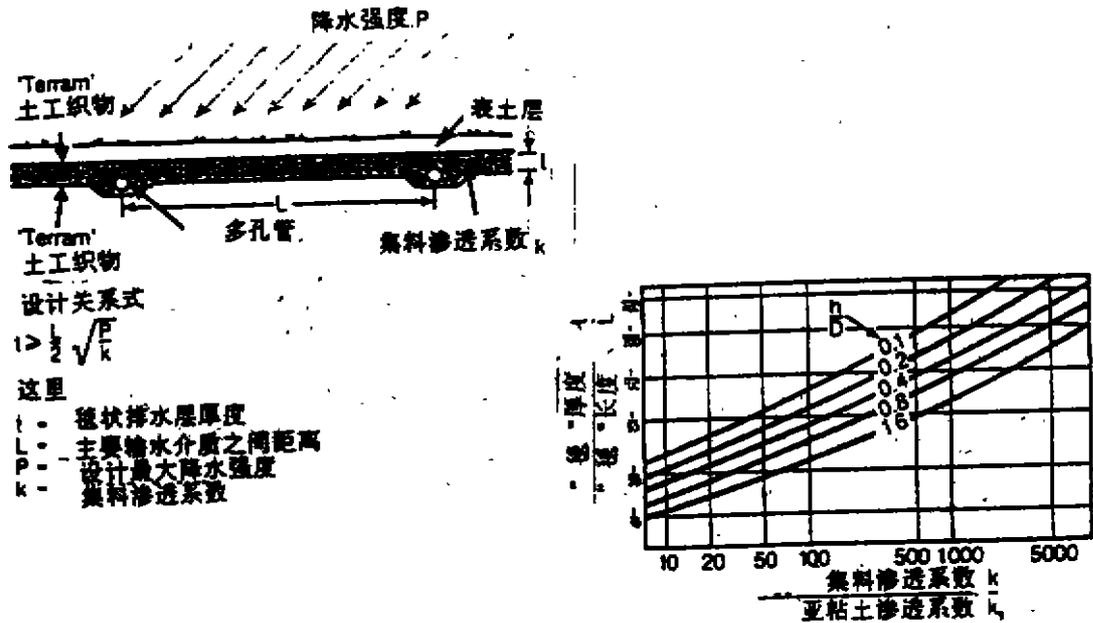


图 23 消除表面降水的排水毯的设计

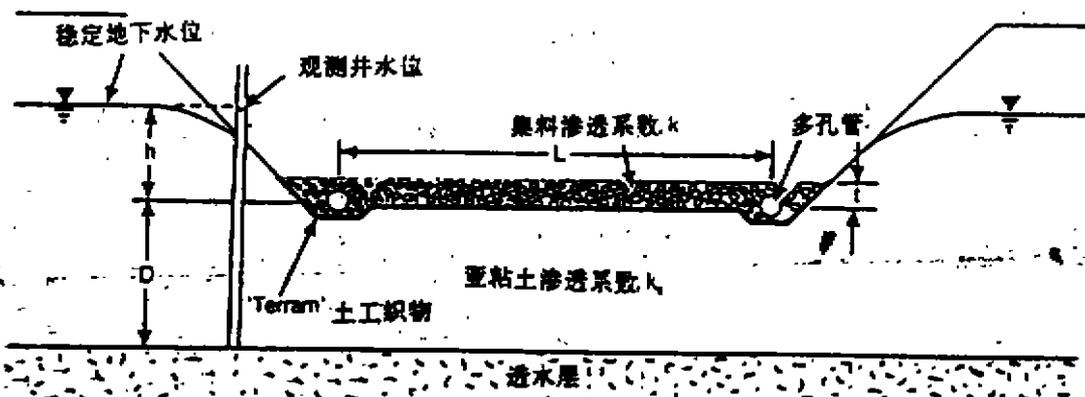


图 24 垂直渗流进入水平排水毯设计图表

善,都是毫无用处的。所以选择合适土壤必须在给定时间里排走需要排出的水量以及拥有保持使草正常生长所需的养份。

### 上升地下水的排泄

在某些情形,在自然水面之下,需要建造永久坑道。为了防止坑道底部积聚过分的静水压力,可以采用毯状排水系统,此种毯状排水系统的常规形态如图 24 所示,该图还给出确定合适的几何尺寸的方法。

在高速公路路堑处,地表回填土下面,以及建筑物基础的底部,为了阻止超静水压力水头的增加,可有效地使用毯状排状系统。

### 例 7

设计降水强度为  $5 \cdot 10^{-6}$  米/秒时,试确定运动场相应毯状排水系统厚度。骨料最经济直

径  $D_{10} = 5\text{mm}$ , 假设最经济的多孔管间距为  $30\text{m}$ .

解

利用图 19, 集料直径  $D_{10} = 50\text{mm}$ , 渗透系数大约为  $0.04\text{m/s}$  把以上这些值代表图 23 所列出的关系式中, 得到:

$$t \geq \frac{30}{2} \sqrt{\frac{5 \times 10^{-6}}{0.04}}$$

$$t \geq 0.17\text{m}$$

该值应该向上调接近  $50\text{mm}$ , 因此, 毯状排水系统厚度应该为  $200\text{mm}$ 。

例 8

当被用来消除上升水垂直渗流力梯度为  $0.2$ , 下部土层岩性为砂质粉土, 渗透系数为  $1 \times 10^{-5}\text{m/s}$ , 连续的排水沟槽之间距离为  $30\text{m}$ 。试确定石料最小尺寸和毯状排水系统的最小厚度。

解

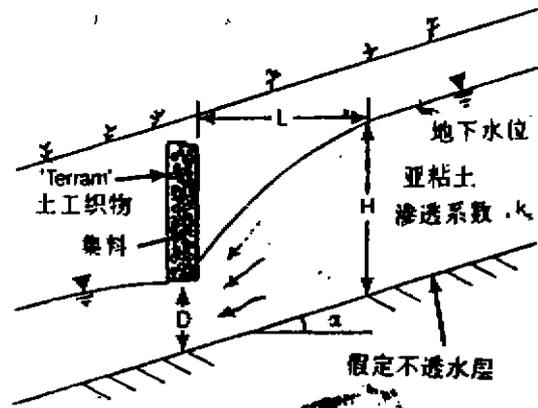
对这个例子建议采用直径  $D_{10} = 5\text{mm}$  集料。采用图 19, 查得这种集料的渗透系数为  $0.04\text{m/s}$

那么, 由图 24,  $K/k_s = 0.04 / (1 \times 10^{-5}) = 4000$

由  $h/D = 0.2, t/L = 1/350$

选取  $L = 30\text{m}, t = 35/350 = 0.086\text{m}$

采用安全因子为  $2$ , 毯状排水系统的厚度调整值应增加接近  $50\text{mm}$ , 因而得到所需毯状排水系统的厚度为  $200\text{mm}$ 。



进入集料排水井每米流量为:

$$q = \frac{k_s}{2L} [(H + L \tan \alpha)^2 - D^2]$$

这里:

$q$  - 进入集料排水井流量 ( $\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$ )

$k_s$  - 亚粘土渗透系数 ( $\text{m/s}$ )

$H$  - 没扰动地下水位 ( $\text{m}$ )

$D$  - 集料排水井底部至不透水层距离

$L$  - 集料排水井至没扰动地下水位水平距离 ( $\text{m}$ )

$\alpha$  - 不透水层倾角

当下水位达到平衡状态时,

$L$  可以用下式表示:

$$L = \frac{2000(H-D)k_s^{0.5}}{1 + 2000k_s^{0.5} \tan \alpha}$$

图 25 拦截沟流量及其关系式

## 地下水侧向运动的控制

在一定水力梯度下, 地下水侧向运动的发生在含水层下有相对不透水的隔水层存在时, 由于地形的变化, 或人工开挖, 使得地下水上升到地表。在这些地方, 可以形成表面径流, 或使土表结构失稳。

地下排水可分两种措施控制地下水的侧向运动, 这就是拦截沟或倾斜排水(或毯状排水)。

### 拦截沟

拦截沟目的是其排除距某位置或斜坡安全距离处土壤的水, 防止斜坡受到不适当的扰动。为了有效拦截, 排水沟必须插入水面下一定的深度。

为了拦截所有的地下渗流水, 拦截沟必须插至含水层底部。在含水层相当厚的地方, 单

个排水沟是不可能拦截 100% 的地下水的,在这样的情况,低于 100% 的地下水被拦截是可以接受的,或者采用连续拦截沟(按增加的相对深度)降低渗透水到预计的程度。例如,安装一种辅助排水系统(水平排水系统)排泄较深地下水。

图 25 给出计算拦截沟排水量的关系式,该关系式建立在 Sichard 公式和相应水位平衡条件基础上(水位变化以补偿排水沟水量)。随着排水沟的建成,进入排水沟的流量将大于平衡条件下,由于水位面下降相应的水量。因此,有关排水沟尺寸和所用材料的设计,应给定一些容许量。

用于建造拦截沟的物料为土工织物加骨料(有或没有多孔管)或者塑料排水板。塑料排水板由于安装经济方便受到广泛应用。

例 9

含水层厚度为 3m(砂质粉土渗透系数  $K_s = 1 \times 10^{-5} \text{m/s}$ ),位于一相对隔水层上,地下水埋深 0.5m,隔水层倾斜  $10^\circ$ 。试确定 2m 深拦截沟的排水量。

解

不透水层以上,地下水位 2.5m,拦截沟插入水位下 1.5m,因而拦截沟将获得  $1.5/2.5 = 60\%$  拦截量。

利用图 25,平衡条件下:

$$L = \frac{2000(2.5 - 1.0)(1 \times 10^{-5})^{0.5}}{1 + 2000(1 \times 10^{-5})^{0.5} + \tan 10^\circ}$$

$L = 4.5\text{m}$ , 因此

$q = 1.1 \times 10^{-5} \text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ , 单位长排水体排水量。

斜排水系统

斜排水系统通常背靠开挖边坡或填土边坡建造,也许采用斜排水系统最常见的例子是填土坝中的涵洞排水道。图 26 可用来确定斜排水系统的尺寸。

在斜排水系统中使用的渗透性排水介质可以是集料、无细料混凝土或塑料排水板。采用塑料排水板的鳍状排水系统因安装容易现在普遍使用。

例 10

排水颗粒  $D_{10} = 3\text{mm}$ , 建筑坡度为 2:1, 细沙的渗透系数为  $5 \times 10^{-4} \text{m}/\text{sce}$ , 在稳定平衡条件下地下水位与斜排水道交点处高 2m, 求斜排水道所需的最小厚度。

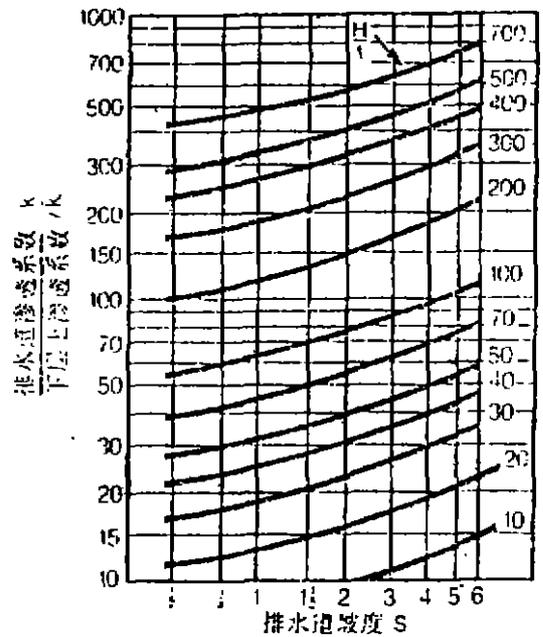
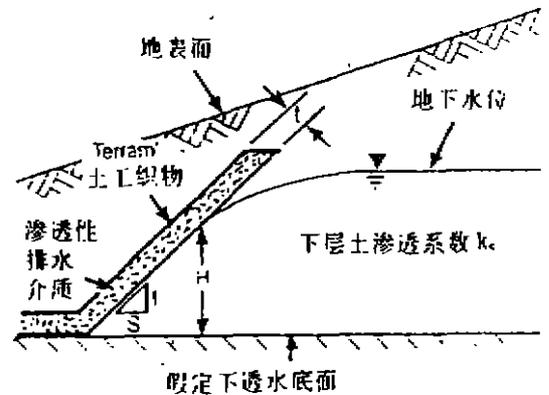


图 26 斜排水系统尺寸关系图[2]

解

由图 19 得,  $D_{10} = 3\text{mm}$  的排水颗粒的渗透系数为  $0.02\text{m/sec}$ ,  $k/k_s = 0.02/5 \times 10^{-4} = 40$ , 由  $S = 2$ , 根据图 26 得  $H/t \approx 50$ , 因  $H = 2\text{m}$ , 所以  $t = 2/50 = 40\text{mm}$ 。

在设计排水道厚度时, 取安全系数为 2, 则厚度为  $80\text{mm}$ 。这一数值圆整后应接近  $50\text{mm}$ , 因此厚度应为  $100\text{mm}$ 。

### 竖直结构附近地下水的控制

控制竖直挡土结构附近地下水可使设计相当经济。地下水不仅使结构的稳定性降低, 而且可以穿透挡土墙(处理地下室墙时要考虑这一因素)。

虽然在尽可能远离挡土墙的地方截断地下水一直是一种好的做法, 但有时还必须采用挡土墙邻近的地下排水系统作为排水预防措施。这种排水系统因为与混凝土结构(如挡土墙)联在一起, 所以通常叫“结构排水系统”。这种情况示于图 27。采用地下排水系统不仅阻止了地下水通过挡土墙, 而且很快降低了挡土墙附近的地下水位, 从而减小了作用在墙上的侧向压力。

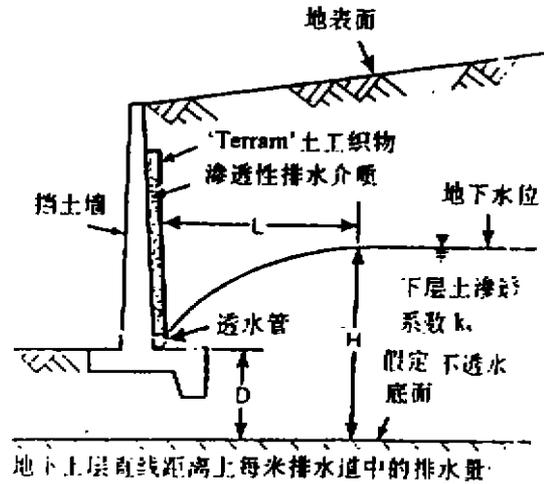
这种结构排水系统的设计取决于回填土中的地下水位和回填土的类型。图 27 给出了安装好排水系统地下水位达到平衡后, 流入结构排水系统中渗透水量的关系式。应注意到(在设计时应考虑到的)结构排水系统刚安装好后, 由于地下水位下降, 流入结构排水系统中的水量比地下水位达到平衡时要大。

在结构排水系统中经常使用的两种渗透性排水介质材料为: 无细料混凝土和鳍状塑料排水板(单一的集料因很难建成竖直的排水道一般不使用)。当用无细料混凝土时, 通常浇注在已完工的墙背上, 并允许在覆盖土工织物前固化。鳍状排水道以塑料排水板作为排水元件, 排水道因为已预制成形、经济实用、容易安装, 非常适用于结构排水系统。

#### 例 11

未受干扰地下水位离档土墙底面高  $3\text{m}$ , 墙底面离不排水地层高  $1.5\text{m}$ , 填土材料为细沙, 其渗透系数为  $1 \times 10^{-4}\text{m/sec}$ 。求结构排水系统中的排水量(在地下水位稳定条件下)。

解:



$$q \approx \frac{k_s}{2L}(H^2 - D^2)$$

式中:

$q$  = 排水道中的排水量( $\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$ )

$k_s$  = 地下土层的渗透系数( $\text{m}/\text{sec}$ )

$H$  = 离排水道  $L$  远处的地下水位离假定不排水地层的高度( $\text{m}$ )

$D$  = 排水道底面离假定不排水地层的高度( $\text{m}$ )

$L$  = 排水道到地下水位未受干扰处的水平距离( $\text{m}$ )

当地下水位达到稳定平衡时(排水系统安装好后), 距离  $L$  可用下式估计:

$$L \approx 2000(H - D)k_s^{0.5}$$

图 27 求竖直结构排水系统排水量的关系式

由图 27 得:

$$L = 2000 \times (4.5 - 1.5) \times (1 \times 10^{-4})^{0.5}$$

$$L = 60\text{m}$$

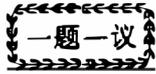
则,

$$q = \frac{1 \times 10^{-4}}{2 \times 60} (4.5^2 - 1.5^2)$$

$$q = 1.5 \times 10^{-5} \text{m}^3/\text{秒}/\text{延米}$$

#### 参考文献

- [12] McClelland B. (1943)' Large Scale Model Studies of Highway Subdrainage, Proceedings Highway Research Board, 23
- [13] Barber E. S. and Sawyer C. L. (1952)' Highway Subdrainage, Proceedings Highway Research Board, 31
- [14] Mansur C. E. and Kaufman R. E. (1962)' Dewatering, in Foundation Engineering, Edited by G. A. Leonards, McGraw-Hill



## 议土的抗剪强度影响因素

蔡晓南

(浙江大学土木工程学系 杭州 310027)

土的抗剪强度除与其组成成份、土体结构有关外,还与剪切时排水条件、应力路径、剪切速率和应力历史等因素有关。在讨论上述因素对抗剪强度影响前,先谈谈正常固结土、超固结土、正常固结状态和超固结状态的概念。

图1是由等向固结试验得到的 $e - \ln p'$ 。图中 $CD$ 是等向加载固结试验曲线,若在加载固结至 $P_A$ 、 $P_{A_1}$ 和 $P_{A_2}$ 时卸载,就可分别得到

卸载回弹曲线 $AB$ 、 $A_1B_1$ 和 $A_2B_2$ 。由 $A$ 点卸载至 $B$ 点后重新加载则沿卸载回弹曲线返回,当荷载达到 $P_A$ 时,则沿加载固结曲线 $AD$ 方向发展。图1中加载固结曲线斜率为 $\lambda$ ,卸载回弹曲线斜率为 $\kappa$ 。图1是理想化曲线,实际的卸载回弹曲线和重复加载曲线往往构成一滞回圈,这里为便于说明概念,简化为同一直线。当土样应力点落在 $CD$ 线上可称为处于正常固结状态,土样应力点落在回弹曲线上称为处于超固结状态。处于正常固结状态的土通过卸载成为超固结状态,处于超固结状态的土通过加载至历史上曾经受过的最大固结荷载时成为正常固结状态。

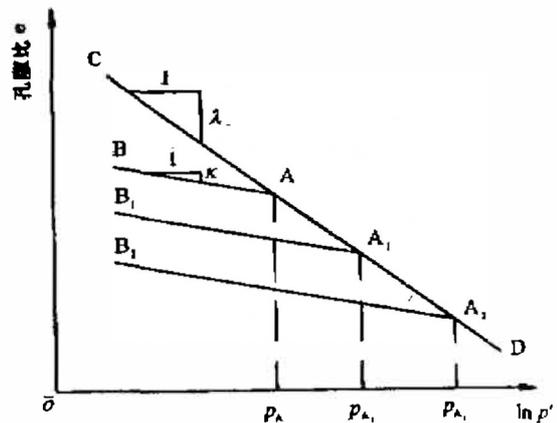


图1 理想 $e - \ln p'$ 曲线

处于正常固结状态的土可称为正常固结土,处于超固结状态的土可称为超固结土。正常固结状态与超固结状态可以通过加卸载相互转换,正常固结土和超固结土也同样可以通过加卸载相互转换。我们讨论地基土是属于超固结土还是正常固结土通常是指其上覆土重是小于还是等于其前期固结压力。当在上覆土重作用下土体固结尚未完成,则称之为欠固结土。土体是正常固结土还是超固结土是指土体在地基中的状态钻孔取样后土样围压释放,正常固结土和超固结土是指土体在地基中的状态。钻孔取样后土样围压释放,正常固结土和超固结土均处于超固结状态,也可以说均为超固结土,只不过超固结比不同而已。顺便指出,土体固结过程中形成其结构性,固结应力的大小,固结荷载作用时间的长短对其结构性产生明显影响。土体结构性的影响将另文讨论,这里

• 收稿日期:1998年5月

忽略其影响 弄清上述概念后,下面讨论应力路径和应力历史对土体抗剪强度的影响。

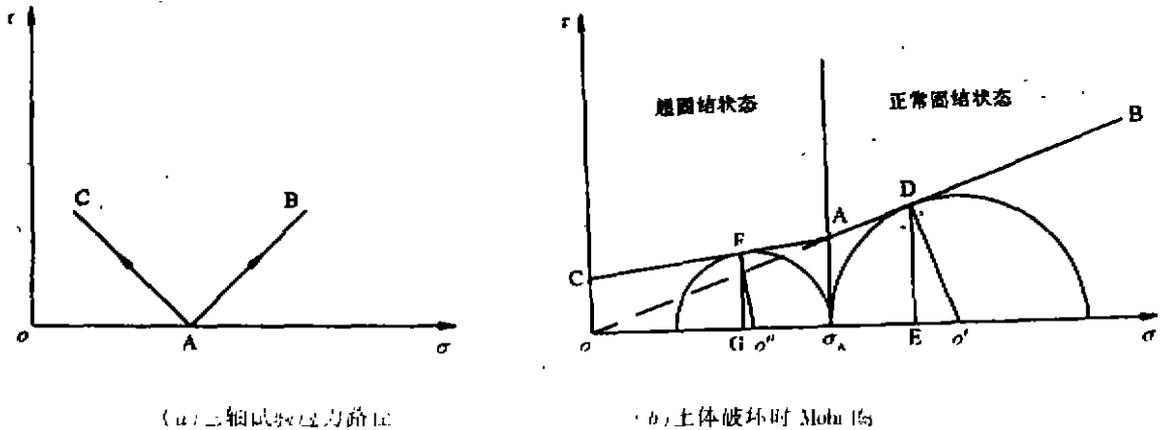


图2 正常固结土 CIU 试验

图2(b)为正常固结土样 CIU 试验沿图2(a)中应力路径 AB 和 AC 进行试验得到的破坏 Mohr 圆,剪切破坏面分别为  $O'D$  和  $O'F$ ,其抗剪强度分别为  $DE$  和  $FG$ 。沿应力路径 AB 土体处于正常固结状态,沿应力路径 AC 土体处于超固结状态。应力路径不同,土体抗剪强度值相差颇大。顺便指出固结应力为  $\sigma_A$  的正常固结土强度包线应是 CAB 折线,由 CA 和 AB 两段组成。天然地基中原状土强度包线都由两段组成。

土样 A 在  $\sigma_A$  作用下是处于正常固结状态,还是超固结状态,以及超固结大小对抗剪强度的影响可以从图3中看出。对土样进行 CIU 轴向压缩(图2(a)中应力路径 AB)试验,若土样处于正常固结状态,其破坏面为  $O'B$ ,抗剪强度为  $BC$ ;若土样处于超固结状态,当历史上最大固结应力  $\sigma_c''$  时,破坏面为  $O'D$ ,抗剪强度为  $DE$ ;当历史上最大固结应力为  $\sigma_c'''$  时,破坏面为  $O'F$ ,抗剪强度为  $FG$ 。

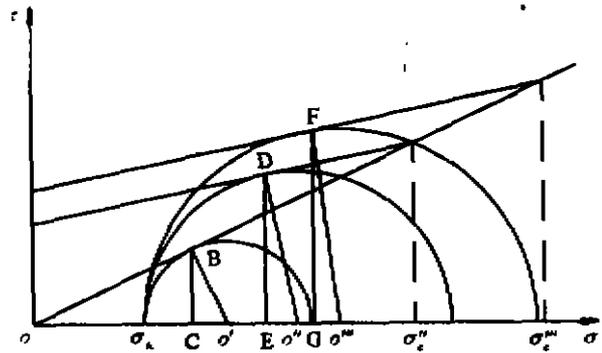


图3

剪切时排水条件对抗剪强度的影响

可以从图4中看出。正常固结土样进行等向固结排水剪切(CID)试验和不排水剪切(CIU)试验可以得到两个破坏 Mohr 圆,其破坏面分别为  $O'B$  和  $O'D$ ,其抗剪强度分别为  $BC$  和  $DE$ 。从图中可以看到排水条件对抗剪强度影响颇大。顺便指出在工程中很难遇到理想的排水条件和完全排水条件,实际状态均介于两者之间。

剪切速率对抗剪强度的影响也很明显。图5为不同速率条件下正常固结 CIU 试验得到的破坏 Mohr 圆。其抗剪强度分别为  $BC$  和  $DE$ ,剪切速率大,抗剪强度高。

上述因素对土体真实抗剪强度的影响究其源是由土的下述特性决定的;土是三相体,是自然、历史的产物,在形成过程中具有一定的结构性。土中三相分界并不明显,以饱和粘土

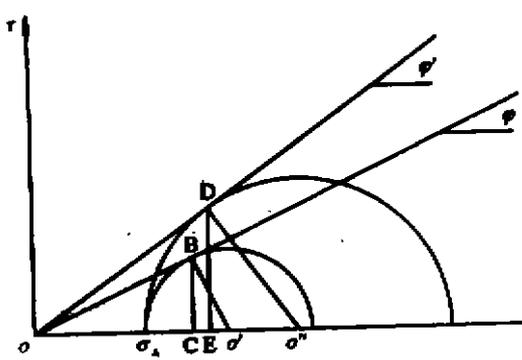


图4 CIU 和 CID 试验曲线

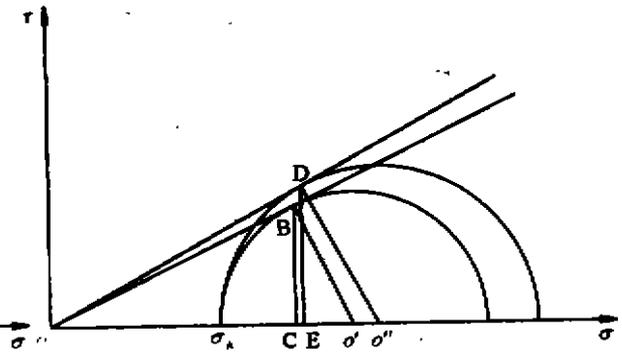


图5 剪切速率对抗剪强度影响

为例,土中水有自由水、弱结合水、强结合水,是否可以说固液两相是难以严格区分的。土同时具有弹性、粘性和塑性。这些特性决定了土的抗剪强度的复杂性。它需要多种名义抗剪强度来描述。荷载作用下地基中某土体的实际抗剪强度在不同条件下与各种名义抗剪强度值产生了偏移。这需要工程师去作正确的判别。



## 基坑开挖时的土压力测试与计算

阳吉

(上海市民防地基勘察院 上海 200232)

影响基坑围护结构内力计算的首要因素是土压力的合理取值。近年来,沿海地区的经济发展给基坑围护工程的理论研究实践提供了难得的机遇和挑战。在上海地区,设计基坑时就明确地存在一个问题:土压力计算时采用水土合算或水土分算。笔者在本文想对基坑开挖时土压力测试的有关问题进行简单的分析,并建议土压力计算应采用的模式。

### 土压力测试

基坑开挖时,通常采用埋设土压力盒来测试土压力,所测得的土压力实际上是作用于围护结构墙体上的压力,该压力包括狭义上的土压力和孔隙水压力。朗肯土压力计算理论等提出之时并未考虑地下水这个问题,现在土压力测试工作也没有对孔隙水压力进行测试。这里反复强调孔隙水压力而不是静水压力,是因为作用于围护结构体上的压力大小受土体的孔隙水压力而不是静水压力,是因为作用于围护结构体上的压力大小受土体的孔隙比大小的影响。可以这样说,墙体与土颗粒和孔隙接触面积的大小对实测的土压力有很大的影响。文献[1]对其做过研究工作,实测结果发现:作用于挡土结构体上的水压力应是孔隙水压力,孔隙水压力的大小不仅与地下水位有关,还与土体孔隙率有关,土体内地下水位变化1m引起孔隙水压力变化4.6kPa。所以,目前在进行土压力测试工作的同时,应测试相应土压力测点的孔隙水压力,这样才有利于分析地下水对围护结构体的压力作用。

### 土压力的水土合算

实测结果表明:采用水土压力合算比较接近测试结果。但从理论上说,人们很难接受对孔隙水压力也乘以主、被动土压力系数这一做法。现作一假定:用一底面积为 $1\text{m}^2$ 、高2m的容器盛1.5m高的干土体(土体内不含水),这时土体作用于容器底的压力为土干容重的1.5倍。现向容器注水到1m高,此时容器底压力增值不是水的重度乘以水位高度,而是注入水的重力除以容器底面积。显然,实际容器底压力增值小于水的重度乘以水位高度,压力增值大小取决于土体孔隙率,孔隙率越大,压力增值越大。容器底压力的正确计算值是与采用水

• 收稿日期:1998年5月

土合算的方法一致。容器底压力与侧压力有一定的对应关系。侧压力采用水土压力分算时,水位变化所引起的侧压力变化量为水位变化量乘以水的重度,这未考虑土体的孔隙率,因而计算结果偏大,与实测结果相差较大。所以基坑围护结构体的内力计算采用水土压力合算是合理的,值得推荐。对孔隙水压力的作用应进一步开展现场测试和理论研究,以便彻底弄清地下水的作用。

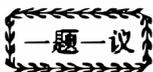
## 水文地质条件分析

以上海为例,浅部地层的地下水有潜水、微承压水、承压水,浅部地层的渗透性变化较大。土压力测试必须考虑水压力情况,也即必须分析地下水渗流条件,特别是那些墙体较长,涉及到的土体地下水条件变化较大的基坑,水压力对围护墙体的作用情况更为复杂,任何简单化处理都会带来一定的误差。这也是目前土压力测试与计算的误差来源之一。

以上讨论仅是定性的,定量分析需依赖于大量实测资料的分析 and 进一步的理论研究。在进行土压力测试时还必须进行水压力测试工作,这样才有利于分析水压力与土压力之间的关系。

### 参考文献

- 1 王渭漳、吴亚中. 墙背土压力分布计算的新理论及其工程应用. 北京:人民交通出版社,1996年
- 2 孙淑贤. 考虑渗透力的基坑涌砂分析. 工程勘察,1998年第2期



## 关于基坑开挖中渗透破坏的误解

李广信

(清华大学水利水电工程系 北京 100084)

在一些文献中,将两种渗透破坏(或称渗透变形)现象混为一谈或混淆不清已是屡见不鲜了<sup>[1][2]</sup>。这里对此进行讨论。

### 管涌(Piping)

管涌是指:在渗透水流作用下,土中细粒在粗粒所形成的孔隙通道中被移动,流失,土的孔隙不断扩大,渗流量也随之加大,最终导致土体内形成贯通的渗流通道,土体发生破坏的现象。一般讲,这是一个渐进破坏的过程,可以发生在任何方向渗流的逸出处,这时常见混水流出,或水中带细砂粒;也可以发生在土体的内部。在一定级配的(特别是级配不连续的)砂土中常常发生,其水力比降  $i=0.1\sim 0.4$ 。

### 流土(flowing Soil)

在向上的渗透水流作用下,表层局部范围的土体和土颗粒同时发生悬浮、移动的现象。原则上任何土均可发生流土,只要  $i = i_c = \gamma' / \gamma_w$ 。只不过有时砂土在流土的临界水力比降达到之前已先发生管涌破坏。所以对于砂土,不均匀系数  $C_u < 10$  的均匀土更多是发生流土。

有人认为在  $i = \gamma' / \gamma_w$  时,对于砂土发生的管涌,对于不透水层发生的是坑底冲溃<sup>[1]</sup>。这实在是误解。所谓不透水层是指渗透系数相对较小的土层,砂土与粘性土发生流土的机理及水力比降是完全一样的。表现有些不同:砂土表现为“砂沸”(boiling),而粘性土常是整块土隆起。

另一种现象叫流砂,这其实是一种广义的砂土液化现象;超静孔压使砂土抗剪强度降低到不足以抵抗现有的剪应力,砂土发生剪切破坏而流动,也称为流滑现象或稳态破坏。

#### 参考文献

- 1 黄强编著,深基坑支护工程设计技术,中国建材工业出版社,1995
- 2 王吉望等,“基础工程技术规范”介绍,面向二十一世纪的深基础工程,1997

收稿日期:1997年7月

## 首座用 PLPS 土工格栅加筋土技术 铁路桥桥墩投入使用

F. Tatsuoka, T. Uchimura and M. Tateyama

首座运用预加载预应力(Preloaded and Prestressed, 缩写为 PLPS)土工格栅加筋土(Geogrid-reinforced Soil, 缩写为 GRS)技术的桥墩 1996 年夏在日本国 Kyushu 岛 Fukuoka 市建成,用以支承两跨 16.5m 跨度的铁路桥的大梁(图 1 略,译者注)。该桥墩的地基土为软弱粘性土,在修建桥墩前用水泥搅拌桩进行加固处理。同时在其中一跨梁的另一侧修建了一座土工格栅加筋土(GRS)桥台,该桥台的构造与 PLPS 土工格栅加筋土桥台类似。决定建造这种加筋土结构来代替传统的支承于桩基之上的钢筋混凝土结构,是基于它的更优越的性能价格比。该工程所用填料是级配良好的砂岩碎石,经充分压实。加筋材料用片状的土工格栅,层间的平均竖向间距为 15cm,每个碎石层的四周都用装填碎石的土工织物袋围住。

建造完成之后,立即施加了 2400kN 的竖向预荷载,也就是说施加了竖向 200kPa 的表面均布压力。预荷载是通过顶部反力块用四个液压千斤顶连接四根锚杆来施加于桥墩的。此时,观察到 8mm 的压缩量。然后卸载至总竖向荷载 970kN,将四根锚杆的顶端与桥墩顶部的钢筋混凝土反力块固定在一起,使得桥墩处于受压状态。随后就可以浇筑整体的包裹桥台四周的钢筋混凝土刚性面板(图 2 略,译者注)。

经过以上的步骤,处于较高压力下的桥墩的填料,在它再次被加载时,将表现出几乎是弹性的性质,具有很高的刚度,且没有蠕变变形。由安放两根简支大梁而施加于桥墩的 211kN 荷载引起的压缩量非常之小(只有 0.08mm),在这之后的约一年的时间内锚杆中拉力的松弛是微不足道的。作为比较,未经 PLPS 工艺的土工格栅加筋土桥台在施加单根大梁一端传来的 105kN 荷载时,产生了 0.5mm 的瞬时变形,并且在相同的时间内(约一年,译者注)产生了 1.5mm 的蠕变沉降。PLPS 加筋土的工作原理及至目前为止有关该桥墩及桥台的详细使用及观测情况作者已有另文介绍。

1997 年 7 月 19 日,一辆 65 吨重的内燃机车在该铁路桥上通过了 6 次,观测到的桥墩的残余压缩量为 0.02mm,而桥台的残余压缩量为 0.52mm。该桥梁于 1997 年 8 月 3 日正式投入使用,通行旅客列车。每节车厢的自重为 30~40 吨,平均每天有 125 列旅客列车通过这座桥梁,每列列车有 2~4 节车厢。当第一列列车通过时,位移和锚杆的拉力的时间序列都被详细地记录了下来。桥墩的最大压缩量只有大约 0.02mm,没有明显的残余压缩。相比较而言,桥台表现出大得多的最大沉降和残余沉降。为了减轻桥台的大残余压缩(带来的危

害)需要加强养护工作。另一方面,桥墩没有明显的压缩,而且观测到的锚杆中的拉力也没有明显的减小。

预加载预应力土工格栅加筋土(PLPS GRS)桥墩的性能是非常令人满意的。希望该工程的实践能有助于这种新方法的发展完善并能推广这项技术在其它项目中应用。

杨晓军 译自《IGS NEWS》,Nov. 1997

龚晓南 王铁儒校

## 塑料排水板与碎石桩综合处理 5 万 m<sup>3</sup> 油罐 软基设计与试验研究在上海通过部级技术鉴定

由上海高桥石油化工设计院、中国石化勘察设计院等单位开发的“塑料排水板与碎石桩综合处理 5 万 m<sup>3</sup> 油罐软基新技术,在上海高桥石化公司炼油厂海滨油库两座 5 万 m<sup>3</sup> 油罐工程中应用成功。经中国石化总公司组织的技术鉴定,专家们一致认为,该项技术成果具有创新性且先进实用,达到了国际先进水平。

鉴定会于 1998 年 3 月 31 日在上海举行,出席会议的有中国建筑科学研究院、上海建筑设计研究院、中国船舶总公司勘察院、南京水利科学研究院、同济大学、上海特种基础工程研究所、上海港湾工程设计院及中国石化总公司所属的设计、施工、勘察等来自全国各行业的十几个单位的地基专家、学者。

该项目负责人贾庆山等人在总结建造大型油罐软基处理经验的基础上,结合油罐工程特点,充分发挥各种地基处理方法的优点,完成了塑料排水板与碎石桩处理 5 万 m<sup>3</sup> 油罐软基,并进行充水预压加固的综合地基处理新技术课题。

该项成果根据油罐区地质条件复杂,软土层厚度大,土层分布又不均匀,地基承载力低,采用塑料排水板与碎石桩充水预压加固的综合地基处理方案,加快软土固结,提高地基土强度,消除地基土液化,减少后期沉降,投产两年多生产使用效果良好。该项综合地基处理方法具有创新性,可推广应用。

该油罐工程采用综合地基处理方案与以往采用桩基方案比较,可降低工程造价,节约三材,提高经济效益,该项工程两座 5 万 m<sup>3</sup> 浮顶油缸地基节约投资 400 余万元,这项新技术还应用于 4 座 2 万 m<sup>3</sup> 油罐地基处理工程,总共节约投资 1000 余万元。由此可见,该技术成果的经济效益是显著的,社会效益也是相当可观的。

与会专家们还认为,该项试验研究成果可供大型油罐建设和修订国家行业标准、上海市地基规范借鉴。该项成果为油罐地基处理开辟了一条新途径。也是一种有广泛应用前景的地基处理新技术。

(上海高桥石油化工设计院 贾庆山 供稿)

# 沉管灌注桩钢筋笼顶部严重变形的原因及预防措施

冯玉国

(山东岩土工程勘察总公司 济南 250014)

沉管灌注桩因其不需要排泥浆、成桩效率高和成本低等特点在松软地层有着较为广泛的应用。但是,由于沉管灌注桩钢筋笼主筋直径小,施工工艺与钻孔灌注桩有较大差别,成桩质量问题较多。其中之一是钢筋笼顶部严重变形,给后继工程施工带来困难。某沉管灌注桩工程桩顶相对标高为 $-2.00m$ ,桩顶开挖后出现大面积钢筋笼顶部严重变形,主筋靠拢在一起,甚至变成一束,无法接上部承台钢筋,只得将上部混凝土凿去后人工校正才得以解决,造成了人力、物力、财力的浪费和不良社会影响。

## 1 原因分析

- (1)加劲筋单面焊接不牢固,搭接长度不够,强度低,混凝土下落后被砸开变形而使主筋靠在一侧;
- (2)石子粒径大(最大 $\geq 50mm$ ),沉管灌注桩要求的混凝土坍落度小( $7cm$ ),混凝土在 $6\sim 7m$ 的空中投落,冲击力大,将加劲筋砸扁或脱开;
- (3)钢筋笼上部第一道加劲筋距笼顶低,笼顶锚筋刚性差,易倒向一侧;
- (4)主筋直径小,钢筋材质差,强度低,易变形;
- (5)受地层条件影响,采用复打或反插时易撞击笼顶变形;
- (6)桩间距小,因挤土效应使笼顶部挤向一侧;
- (7)笼外径与桩管内壁间隙偏小,石子粒径大,拔管时带动笼上浮,反插时造成笼解体;
- (8)笼不直,吊筋不对称,悬挂不正,拔管速度快,下笼遇阻,提上后填料强行再下造成笼变形。

在竣工平面图上,这些缺陷桩分布均匀。通过对所有缺陷桩进行统计分析可知,采用单打法和复打法出现的钢筋笼顶部变形数量几乎相等,这说明与地层条件无关。从钢筋材质检验报告可知,钢筋强度也符合要求。主筋直径小是沉管灌注桩直径小决定的,不能作为一个主要原因。下笼遇阻的钢筋笼毕竟是少数,不可能造成大面积的缺陷桩。因此,这些原因应都可以排除。

## 2 预防措施

- (1)加劲筋采用双面焊接,搭接长度 $> 10d$ ( $d$ 为钢筋直径),并保证焊接质量;
- (2)提高钢筋笼上部第一道加劲筋的位置,且在其上多焊一道加劲筋,以免将第一道砸扁时保留第二道;
- (3)采用符合规范要求的石子,适当加大混凝土的坍落度至 $10cm$ ,投放混凝土时放慢速度;
- (4)设专人检查验收把关,不合格的钢筋笼严禁吊放;
- (5)及时开挖检查,出现问题及时解决,以免造成重大经济损失。

## 3 结束语

沉管灌注桩钢筋笼顶部严重变形是一类并不常见的质量问题,但一旦出现,均暴露无遗,不仅造成直接经济损失,而且影响施工单位的形象,因此,对这类问题必须采取有效的预防措施,以防患于未然。