

目 次

论 文

门架式围护结构的设计与计算.....王哲, 龚晓南, 金凤礼, 周永祥(3)

真空预压侧向变形影响因素的研究.....朱继伟, 闫澍旺, 孙万禾(12)

高压旋喷注浆在谢桥煤矿济河铁路中桥地基加固中的应用.....
.....张清峰, 王东权, 于广云, 夏军武(19)

地铁车站基坑旋喷加固对邻近构筑物的影响.....郑锐, 张志勇(24)

粉喷桩在高速公路软基处理中的应用研究.....林理其, 洪宝宁(31)

地基病害治理可靠方法工程实例.....陈国政, 陈守平, 刘海洲(36)

某桩基础工程质量事故分析与处理.....黄舜涛(43)

铁路防沙设计浅谈.....祁延录(49)

地基遇枯井、墓穴、沟道的一些处理方法.....任振甲(60)

一题一议

饱和土的渗透力.....陈津民(63)

真空预压场地形状系数的定义.....岑仰润, 温晓贵(66)

门架式围护结构的设计与计算*

王哲 龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

金凤礼 周永祥

(宁夏地球物理地球化学勘查院)

【摘要】本文介绍了门架式基坑围护结构,该结构具有不同的内支撑,施工方便,挡土结构受力好等优点。文章重点探讨了门架式围护结构的几种计算模型,分别给出了各种模型下的土压力计算公式,其次介绍了门架式围护结构的结构设计方法并以两个实例说明之。

前言

门架式围护桩体系是在双排桩基础上发展形成的一种围护结构型式,它是由两排平行的钢筋混凝土桩以及在桩顶的压顶梁和联系梁形成的空间组合围护结构。支护结构如图1所示。

这种结构侧向强度大,侧向变形小,围护深度比一般悬臂式围护结构深得多。且具有不用设置内支撑,施工方便,挡土结构受力好等优点,目前在实际工程得到了广泛的应用。

计算模型

根据计算土压力及嵌固端位置不同,分为以下多种计算模型:

1 文科尔计算模型

这种模型为目前双排桩分析计算中大多数学者认同的。该模型以机构内力分析所采用的门式框架分析基本方法为基础,考虑了土与桩的共同作用。

1.1 开挖后的桩侧土压力

基底以上部分,假定后排桩底桩背土压力为主动土压力;将基底以上部分的桩间土看作受侧向约束的无限长土体,应用平面应变的物理方程,桩间土的侧压力:

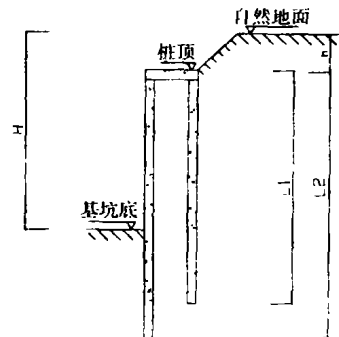


图1 门架式围护结构的平面形式

* 收稿日期:2003年10月

$$p_1 = \frac{\mu}{1-\mu} \gamma y, p_2 = b_0 K_h x, \mu \text{ 为土的泊桑比}$$

基底以下部分,土对桩的侧向抗力为:

$$p_x = b_0 K_h x$$

式中 b_0 - 桩的计算宽度;

K_h - 地基水平基床系数,按"m"法计算: $K_h = my$;

x - 侧向位移。

这一假设的实质是将地基土看作彼此独立的弹簧来模拟其变形性质。

1.2 计算模型

将上述土压力分布相互叠加,得出双排围护桩计算模型。该模型采用文科尔假设,能较好地反映双排桩的受力性状。但从实际角度出发,应用弹性地基梁解答比较复杂,一般工程中采用先假设土压力按某种形式分布,然后假定开挖面下某一深度为固定端的简化计算模型,如图2所示。

对于文科尔假定的计算模型,在解法上将双排桩分为前排、后排桩及联系梁三部分。分别建立前、后排桩侧向受载下的微分方程,引入桩尖不能承受集中剪力与集中弯矩的边界条件,同时利用前、后排桩与联系梁连接部位的变形协调及内力关系,联合求解桩顶内力及位移,进而得到整个双排桩的解。

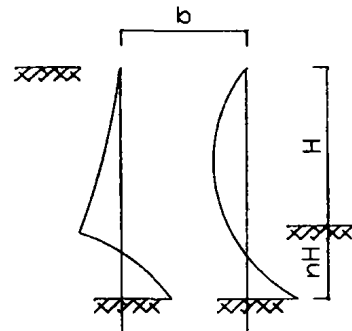


图2 简化计算模型

2 根据经典土压力理论确定土压力的计算模型

2.1 模型之一

假定前排桩受被动土压力,后排桩桩后受主动土压力,桩间土压力为静止土压力,以此可求得门架的弯矩及轴向力。这种设想最为简单,但反映的影响因素少,计算结构误差较大。

2.2 模型之二

(1) 基本假定

1) 将前后排桩与桩顶联系梁看作一个底端嵌固的钢架结构。联系梁与前后排桩节点视为直角刚结点。

2) 联系梁为绝对刚体,不产生压缩和拉伸变形,只能平移而不产生转角。

(2) 通常双排桩分为梅花形排列和前后排矩形排列,如图3所示。根据不同的排列情况,分别求作用的土压力。

1) 梅花形排列

如图3a所示,考虑桩间土对土压力的传递作用。基坑开挖后,前排桩和后排桩的土体一侧均作用有主动土压力 σ_a ,桩间土对前后排桩产生相等的土压力 $\Delta\sigma_a$,则:

$$p_{ab} = \sigma_a - \Delta\sigma_a$$

$$p_{af} = \sigma_a + \Delta\sigma_a$$

假定不同深度下 $\Delta\sigma_a$ 与 σ_a 的比值相同,即

$\alpha = \frac{\Delta\sigma_a}{\sigma_a}$, a 为比例常数, 代入上式, 则:

$$p_{ab} = \sigma_a - \Delta\sigma_a = (1 - \alpha)\sigma_a$$

$$p_{af} = \sigma_a + \Delta\sigma_a = (1 + \alpha)\sigma_a$$

前后排桩距 $b < 4d$ (d 为桩径) 时, 门架空间效应差, 类似于悬臂式单排桩的特性; $b > 8d$ 时, 后排桩对前排桩类似于拉锚桩特性, 空间效应也很差, 设计中应特别注意。

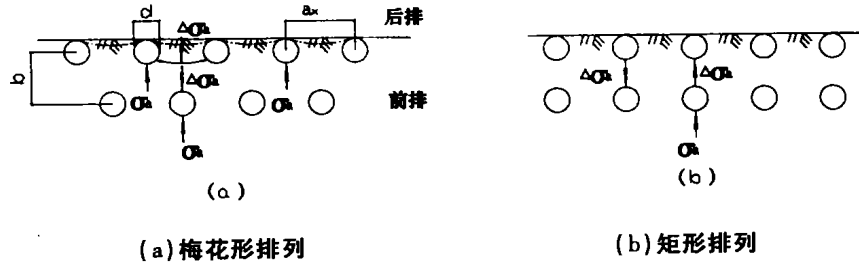


图 3 双排桩土压力的传递

2) 前后排矩形排列

如图 3b, 由于前后排桩相对, 假定主动土压力仅作用在后排桩上, 此时:

$$p_{ab} = (1 - \alpha)\sigma_a$$

$$p_{af} = \Delta\sigma_a = \alpha\sigma_a$$

2.3 模型之三

考虑后排桩的影响。后排桩的存在改变了土体剪切破坏面。

(1) 主动土压力

假定后排桩连续分布, 此时根据经典的朗肯土压力理论, 桩间土为独立的刚塑性体进行分析, 前后排桩间的土体及受力状态如图 4 所示。

后排桩的存在, 将使剪切破坏面发生变化, 使剪切角 η 发生改变; 桩间距 b 对 η 值的影响导致主动土压力的变化是显著的。

1) 基本方程

根据极限平衡方程, 每延米土体的总重量为(图 4)

$$W = \gamma b(z - \frac{b}{2}\tan\eta)$$

土体主动土压力合力 E_a 为:

$$E_a = \gamma b(z - \frac{b}{2}\tan\eta)\tan(\eta - \varphi)$$

则当墙高为 z 时, 主动土压力分布强度 e_a 为:

$$e_a = dE_a/dz$$

- 式中
- γ - 土的重度, kN/m^3 ;
 - b - 前排桩与后排桩的距离, m ;
 - z - 计算点深度, m ;
 - η - 滑动破坏面与水平面间夹角, $^\circ$;

φ - 土的内摩擦角, $^{\circ}$ 。

2) 破坏面

由极限平衡理论, 破坏面是从墙底开始的, 沿角 $\eta = 45^{\circ} + \frac{\varphi}{2}$ 展开的剪切面。此时, $e_{a\text{前}}$
 $= \gamma z \tan^2(45^{\circ} - \frac{\varphi}{2})$

当考虑后排桩共同作用时, 土体的边界条件已改变, 剪切破坏面发生了改变, η 角改变。定义深宽比 ζ :

$$\zeta = \frac{z}{b}$$

由图4的几何关系可知, 当 $\zeta \leq \tan(45^{\circ} + \frac{\varphi}{2})$ 时填土不受护坡桩影响, 即后排桩不对前排桩起作用, 前排桩主动土压力计算完全与经典土压力计算公式一致; 当 $\zeta > \tan(45^{\circ} + \frac{\varphi}{2})$ 时, 后排桩影响起作用。 $\zeta =$

$\tan(45^{\circ} + \frac{\varphi}{2})$ 时 ζ_c 称为临界深宽比。应用数值解法, 求解 $\zeta - \varphi - \eta$ 的值。

3) 侧向土压力分布强度

滑动体的破坏面夹角 η 是个变量, 表达式为:

$$\eta = f(\zeta, \varphi)$$

引入后排桩影响系数 i_c , 定义为:

$$i_c = \frac{e_a}{e_{a\text{前}}}$$

前后排桩间主动土压力计算公式为:

$$e_a = \begin{cases} k\zeta & \zeta \leq \zeta_c \\ ki_c\zeta & \zeta > \zeta_c \end{cases}$$

式中

$$k = \gamma b \tan^2(45^{\circ} - \frac{\varphi}{2})$$

$$i_c = 1 - \frac{\zeta - \zeta_c}{a + c(\zeta - \zeta_c)}$$

$$\zeta_c = \tan^2(45^{\circ} + \frac{\varphi}{2})$$

上式中: a 、 c 常数, 可根据 φ 值查表得, (见参考文献^[1])

4) 双排桩土压力计算

进行双排桩土压力计算时, 考虑后排桩间距的影响。

如图4, 桩身直径 d , 桩间距 a , 显然后排桩布桩间距直接影响前后排桩的计算主动土

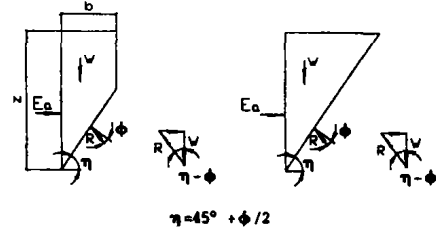


图4 双排桩内土体受力分析

压力值。假定前、后排桩的作用土压力之和为朗肯主动土压力,即

$$e_{\text{朗}} = e_{\text{a}} + e_{\text{a后}}$$

并以 β_1 、 β_2 分别考虑非连续布桩的影响:

$$e_{\text{a前}} = \beta_1 i_c e_{\text{a朗}}$$

$$e_{\text{a后}} = \beta_2 (1 - i_c) e_{\text{a朗}}$$

根据以上分析,可假定后排桩布桩间距影响系数 β_2 为:

$$\beta_2 = \frac{d}{a_x}, \text{求得 } \beta_1 = \frac{1 - \frac{d}{a_x}(1 - i_c)}{i_c}$$

a. 前后排桩主动土压力分布

考虑前后排桩布桩间距时主动土压力分布:

$$e_{\text{a前}} = \begin{cases} e_{\text{a朗}} & \zeta \leq \zeta_c \\ \left[\left(1 - \frac{d}{a_x}\right) + \frac{d}{a_x} i_c \right] e_{\text{a朗}} & \zeta > \zeta_c \end{cases}$$

$$e_{\text{a后}} = \begin{cases} 0 & \zeta \leq \zeta_c \\ (1 - i_c) \frac{d}{a_x} e_{\text{a朗}} & \zeta > \zeta_c \end{cases}$$

b. 前后排桩主动土压力

对上两式沿深度积分可得主动土压力 $E_{\text{a前}}$ 及 $E_{\text{a后}}$ 为:

$$E_{\text{a前}} = \begin{cases} E_{\text{a朗}} & \zeta \leq \zeta_c \\ i_{E\text{前}} E_{\text{a朗}} & \zeta > \zeta_c \end{cases}$$

$$E_{\text{a后}} = \begin{cases} 0 & \zeta \leq \zeta_c \\ i_{E\text{后}} E_{\text{a朗}} & \zeta > \zeta_c \end{cases}$$

式中
$$i_{E\text{前}} = \left(1 - \frac{d}{a_x}\right) + \frac{d}{a_x} i_c$$

$$i_{E\text{后}} = (1 - i_c) \frac{d}{a_x}$$

c. 前后排桩主动土压力合力作用点

土压力在桩身断面(深度 z 处)取矩可求出合力作用点的位置:

$$\bar{z}_{\text{前}} = z_{\text{朗}} i_{z\text{前}} = \frac{2}{3} z i_{z\text{前}}$$

$$\bar{z}_{\text{后}} = z_{\text{朗}} i_{z\text{后}} = \frac{2}{3} z i_{z\text{后}}$$

式中
$$i_{z\text{前}} = \left(1 - \frac{d}{a_x}\right) + \frac{d}{a_x} i_z$$

$$i_{z\text{后}} = \frac{d}{a_x} (1 - i_z)$$

d. 前后排桩任一断面弯矩

任一深度由于前、后排桩主动土压力产生的弯矩 $M_{\text{前}}$ 及 $M_{\text{后}}$ 为:

$$M_{前} = i_{M前} M_{朗}$$

$$M_{后} = i_{M后} M_{朗}$$

式中 $i_{M前} = i_{E前}(3 - 2i_{E前})$

$$i_{M后} = 1 - i_{M前}$$

(2) 被动土压力

假定前后排桩的被动土压力分配系数根据主动土压力合力影响系数确定,即

$$e_{p前} = i_{E前} e_{p朗}$$

$$e_{p后} = i_{E后} e_{p朗}$$

综上所述,双排桩围护结构的前后排桩土压力分布如图5所示。

结构设计

双排桩的结构设计主要包括围护桩桩身、压顶梁和联系梁的截面设计。

1. 维护桩桩身截面设计

当围护桩沿周边均匀配筋时,可按钢筋混凝土圆形截面受弯构件进行配筋计算,采用《钢筋混凝土结构设计规范》(GBJ10-89)规定计算,即

$$\alpha f_{cm} A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha}\right) + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s \geq 0$$

$$\frac{2}{3} f_{cm} r^3 \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + f_y A_s r \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t}{\pi} \geq M$$

相应参数参看上述规范。采用迭代法计算值。

钻孔灌注桩的最小配筋率为0.42%,且钢筋数量不小于6根,主筋保护层厚度不应小于50mm。箍筋采用Φ6~Φ8螺旋筋,间距一般为150~300mm,每隔1000~2000mm应布置一根直径不小于12mm的焊接加强钢筋。钢筋笼一般离孔底200~500mm。

2. 压顶梁截面设计

压顶梁底弯矩可按受均布荷载作用下的等跨连续梁计算。均布荷载为联系梁的拉力,跨度为联系梁的间距。计算出最大弯矩后按矩形截面受弯构件配筋。

3. 联系梁截面设计

联系梁根据计算出的弯矩和拉力乘以联系梁间距后,按矩形截面偏心受拉构件计算钢筋用量。

工程实例

下面以两个实例介绍门架式围护结构的应用。

1. 山西省国税局综合楼深基坑工程门架式围护结构

山西省国税局综合楼位于太原市水西门街中段。该工程占地面积4650m²,总建筑面积

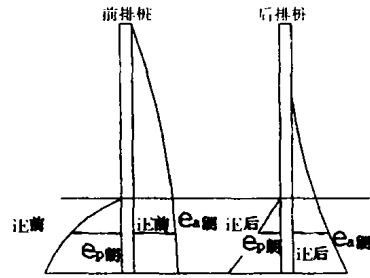


图5 双排桩土压力分布图

约4万m²,基础埋深12.1m。工程所处场地在南面为交通干线水西门街,距坑壁最小距离6m,道路下面是复杂的城市管网系统;在东侧共3幢宿舍楼,南一幢最近距离基坑4.8m,东、西侧楼房距基坑均未超过8m,周围地下管线埋深均未超过-4.5m;西侧为燕兴商场和一6层住宅楼,距基坑边缘4.5m,且住宅楼沉降严重,已经被定为危楼。该场地位于太原盆地冲击平原汾河阶地,场地地下水属于孔隙潜水,静止水位1.80~2.50m,土层分布及主要物理力学指标见表1。

各土层物理力学性质指标

表1

层序	地层名称	平均层厚	C(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	重度 γ (kN/m ³)
①	杂填土	8.90	10	15	18
②-1	粘质粉土	3.20	18.6	11.5	19
②-2	粉土	1.80	28.5	26.5	20
③	中、砾砂	2.60	0	35	20
④	粉土	1.70	20	20	20
⑤-1	粉细砂	5.90	0	35	20
⑤-2	中砂	10.90	0	35	20

1.1 围护结构设计方案

(1) 围护结构方案概况

由于深基坑周围有较厚的杂填土层,地下水位高且总工期短,结合工程实际要求,本工程采用双排门架式钻孔灌注桩结合高压旋喷桩止水帷幕为主,管井降水和管井回灌降水为辅的基坑围护系统。

(2) 围护结构技术参数

1) 钻孔灌注桩:双排灌注桩梅花形布桩,排距东侧为2000mm,其余为2400mm,桩间距均为1400mm。

前排桩径 Φ 800mm,桩长16.50m;后排东侧桩径 Φ 1000mm,桩长21m,其余侧 Φ 800mm,桩长20m。混凝土强度C25。

2) 高压旋喷桩:桩径 Φ 700mm,桩长16m,桩距与排距550mm。

3) 钢筋混凝土压顶梁:截面1000 \times 500mm,每隔2.8m设纵向拉梁一道,截面800 \times 500mm,混凝土强度C25。

1.2 监测结果

本工程降水时间长达8个月,东、西侧建筑物发生较大沉降,沉降值在42~78mm之间,燕兴宿舍楼西侧观测点最大为78mm,但是差异沉降均小于36mm。可以看出门架式围护结构空间整体效应作用,有效地控制了基坑的变形和沉降。

2 杭州金潮大厦基坑门架式围护结构金潮大厦位于杭州市南星桥,该工程占地面积达6000多平方米,总建筑面积约10.5万平方米。工程所处场地在南面有一直径2m的杭州市钢筋混凝土输水总管道,距坑壁最小距离4m;在东侧距坑壁最近处6m为一公路;西南面为二层施工临时用房。工程地质条件见表2。场地浅部地下水属潜水,由于①层土质较松散,地下水位随季节变化较明显,水位变动较大,在勘察期间地下水位埋深在0.50~0.80m之间。

各土层物理力学性质指标

表2

层序	土名	含水量 w (%)	重度 (kN/m ³)	直剪		三轴不排水剪		渗透系数	
				φ (°)	C(kPa)	φ (°)	C(kPa)	垂直(cm/s)	水平(cm/s)
①-2	素填土	31.3	19.0	32.2	13			5.27×10^{-5}	
②	粘质粉土	27.8	19.5	31.5	14	5.23	45.5	7.82×10^{-5}	1.19×10^{-5}
③	砂质粉土 夹粘土	32.2	18.8	31.7	13	1.72	46	1.18×10^{-5}	2.0×10^{-5}
④-1	砂质粉土	30.4	19.1	31.6	12	1.51	49.2	2.16×10^{-5}	6.34×10^{-5}
④-2	粉砂夹粉 土	24.1	19.9	33.7	12	1.93	27.5		

2.1 围护结构设计方案

(1) 围护结构方案概况本工程采用双排门架式钻孔灌注桩结合高压旋喷桩止水帷幕为主,挖土卸载、挖土卸载、坑内井点降水为辅的基坑围护系统。

(2) 围护结构技术参数

1) 钻孔灌注桩: 桩径 $\Phi 600$ 、 $\Phi 800$ mm, 排桩间距有@1000、@1200、@2000 三种, 前后排桩距为4000mm, 桩长平均16m左右, 桩端入④-1层, 混凝土采用C25。

2) 高压旋喷桩: 桩径 $\Phi 800$ mm, 水泥掺量为15%。

3) 钢筋混凝土压顶梁: 宽400~800mm, 高400~500mm, 混凝土强度C25。

2.2 施工检测结果本工程作了深层水平位移测量、输水管沉降观测及压顶梁沉降观测。在基坑四周布置6个测斜孔, 测斜管埋深26m, 至出稿日最大位移有157mm, 最小位移68mm。在城市输水管顶布置7个沉降观测点, 在压顶梁周边均匀布置33个沉降观测点, 至出稿日输水管最大沉降值为21mm, 压顶梁最大沉降值为26mm。可以看出门架式围护结构空间整体效应作用, 有效地控制了基坑的变形和沉降。

结论

双排桩门形刚架在土质较好, 门架桩脚支撑有保障的情况下, 这种围护体系具有很大的抗侧刚度, 具有变形小, 受力合理, 节省支撑, 缩短施工工期的优点。在设计中应注意以下几点:

- ①一定的嵌固深度, 能有效地控制桩身侧向变形, 但是超过一定的人土深度后, 嵌固深度的增加对抑制桩身变形的效果并不明显, 反而会增加桩身折断的可能性。
- ②被动土体加固能有效地减小侧向变形, 尤其能提高围护结构的稳定性及抗隆起能力。
- ③前后排桩距在4~8倍桩径时, 门架式围护结构的空间效应发挥充分。

参考文献

- [1] 龚晓南主编. 深基坑工程设计施工手册. 北京. 中国建筑工业出版社, 1998: 438 ~ 451
[2] 蔡袁强等. 软土地基深基坑双排桩围护结构有限元分析. 浙江大学学报(自然科学版), 1997, 31(4): 442 ~ 448

Design and Caclulation of Door Frame Type bracing structure

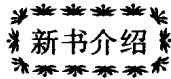
Wang Zhe Gong Xiaonan

(Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou, 310027)

Jin Fengli Zhou yongxiang

(NingXia Geophysical And Geochemical Exploration Institute)

[**Abstract**] The paper introduces the door frame type bracing structure, which doesnt brace inside and could constructs easily and whose retaining structure could support force better. The emphasis of the paper discusses several calculating models of the bracing structure and corresponding calculating formulas is given. Then the design method of the bracing structure is introduced. At last, the paper gives an example.



《复合地基设计和施工指南》出版发行

由浙江大学教授龚晓南博士主编,全国十余名从事复合地基理论研究和实践的专家撰写的《复合地基设计和施工指南》已由人民交通出版社出版发行。全书分15章,包括:总论,复合地基承载力和沉降计算概论,复合地基设计若干问题,水泥搅拌桩复合地基,夯实水泥土桩复合地基,振冲碎石桩复合地基,振动挤密砂石桩复合地基,夯扩挤密桩复合地基,强夯置换碎石桩复合地基,灰土桩复合地基,低强度桩复合地基,以沉降量为控制指标的复合桩基设计,长短桩复合地基,加筋土地基,复合地基技术发展展望。本书可供土建、交通、市政和水利等部门的设计和施工人员使用,也可供上述领域的科研、教学和管理人员参考。

真空预压侧向变形影响因素的研究*

朱继伟

(广州港南沙工程办公室 广州 510700)

闫澍旺

孙万禾

(天津大学岩土所 天津 300072)(天津港湾工程研究所 天津 300222)

【摘要】本文依据大量工程实测资料以及比奥(Biot)固结理论为基础的有限元分析结果,对固结系数、排水板打设间距、真空度、预压面积等因素对采用真空预压处理地基的侧向变形的影响进行了研究,并通过分析证明了巴隆轴对称固结理论单井假设的合理性。

前言

用抽真空来加固软土地基的方法,一般称为真空预压法,最早是由瑞典皇家地质学院杰尔曼教授(W. Kjellman)于1952年提出的。其后国内外都做了不少室内和现场试验^[1-3],并对真空预压的机理进行了深入的研究^[1-5]。自80年代以来,该法在我国得到了大面积的推广和应用。采用真空预压法加固软土地基,在固结过程中土体不仅产生垂直沉降,侧向也会产生向着负压源的水平位移,使加固区边缘地表处产生裂缝。当在真空预压的影响范围内有地下管道、危墙及其它建筑物或预压区临近高速公路时,使用该法会使结构物的地基土体产生侧向变形。若变形过大,则会危及上部结构物的安全,甚至会出现管道断裂、危墙倒塌、路堤被毁等重大工程事故。因此,研究真空预压侧向变形的影响因素并消除其不利影响具有重要的现实意义。

目前,国内外对真空预压的作用机理及沉降的设计计算方法已进行了较多的研究^[6],但对侧向变形的大小及其影响因素尚缺乏系统的研究。为研究各种因素对真空预压侧向变形的影响,我们收集了90年代以来采用真空预压法加固软土地基工程的实测资料。根据这些资料及采用比奥(Biot)固结理论编制的有限元程序,分析计算了不同预压条件及土性条件时侧向位移的大小,确定了各种因素对侧向变形的影响。面积因素的计算结果间接证明了巴隆(Barron)轴对称固结理论单井假设的合理性。

计算原理及方法

* 收稿日期:2003年8月

土的固结沉降及其孔压的消散过程需采用相应的固结理论来求解。比奥(Biot)从严格的固结机理出发提出了准确反映孔隙水压力消散和土骨架变形相互关系的三维固结方程。

在土体中任取一微分体,根据有效应力原理和弹性理论可得到:

$$\begin{aligned} -G \nabla^2 \omega_x - \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \omega_x}{\partial x} + \frac{\partial \omega_y}{\partial y} + \frac{\partial \omega_z}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ -G \nabla^2 \omega_y - \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \omega_x}{\partial x} + \frac{\partial \omega_y}{\partial y} + \frac{\partial \omega_z}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial y} &= 0 \\ -G \nabla^2 \omega_z - \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \omega_x}{\partial x} + \frac{\partial \omega_y}{\partial y} + \frac{\partial \omega_z}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial z} &= 0 \end{aligned}$$

由达西(Darcy)定律及饱和土体的连续性得到如下的连续方程:

$$-\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial \omega_x}{\partial x} + \frac{\partial \omega_y}{\partial y} + \frac{\partial \omega_z}{\partial z} \right) + \left(\frac{k_x}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{k_y}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{k_z}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = 0$$

式中 ω_x 、 ω_y 、 ω_z —分别为 x、y、z 方向上的位移;
 k_x 、 k_y 、 k_z —分别为 x、y、z 方向上的渗透系数;
 G 、 ν —分别为剪切模量和泊松比;
 u —土体中的孔隙水压力;
 γ_w —水的容重;

$$\nabla^2 = \frac{\partial}{\partial x^2} + \frac{\partial}{\partial y^2} + \frac{\partial}{\partial z^2}, \text{拉普拉斯算子。}$$

对平面应变问题,比奥(Biot)固结理论可简化为:

$$\begin{aligned} -G \nabla^2 \omega_x + \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \varepsilon_v + \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ -G \nabla^2 \omega_z + \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \varepsilon_v + \frac{\partial u}{\partial z} &= -\nu \\ \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + \left(\frac{k_x}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{k_z}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) &= 0 \end{aligned}$$

其中: $\nabla^2 = \frac{\partial}{\partial x^2} + \frac{\partial}{\partial z^2}$,拉普拉斯算子;

$$\varepsilon_v = - \left(\frac{\partial \omega_x}{\partial x} + \frac{\partial \omega_z}{\partial z} \right), \text{体应变。}$$

为对此方程进行求解,可采用有限单元法进行分析计算^[1]。在时间上用位移差分以后,已有的适用于正压作用的有限单元公式对负压问题同样适用。本文采用的离散方程为:对于 i 结点,可列出平衡方程式

$$\sum_e \sum_{n=i,j,m} [K_{in}^1] \{\delta_n\}_i + \sum_e \sum_{n=i,j,m} [K_{in}^2] \beta_n = \{R_i\}$$

以及连续方程式

$$\sum_e \sum_{n=i,j,m} [K_{in}^3] \{\delta_n\}_i + \sum_e \sum_{n=i,j,m} [K_{in}^4] \beta_n = \sum_e \sum_{n=i,j,m} [K_{in}^5] \{\delta_n\}_{i-\Delta t}$$

式中 K_{in}^1 —通常的弹性力学的单元刚度系数;
 K_{in}^2 —结点单位孔隙水应力变化引起的力;

- K_{in}^3 — 结点单位位移引起的体积改变量；
 K_{in}^4 — 结点孔隙水应力差形成的水力坡降在 t 时间内引起的排水量；
 $\{\delta_n\}_t$ — t 时刻位移；
 $\{\delta_n\}_{t-\Delta t}$ — 前一时刻位移，为已知量；
 β_n — 结点孔隙水应力系数；
 $\{R_n\}$ — 结点荷载。

根据以上公式，编制适合求解负压作用下地基固结问题的有限单元法程序，并用该程序对实际工程的加固效果进行了计算。为减小由于单元形状不规则而引起的误差，程序采用四结点等参元。

程序的验证

某公司液化石油气储备站位于典型的软土地区，采用真空预压法进行加固。该工程 I 区加固面积为 $220 \times 135.8 \text{m}^2$ ，塑料排水板打设深度为 20 米，间距 1 米，呈正方形排列，抽真空后薄膜下砂垫层中平均真空压力为 80kPa，预压加固时间 1996.4.30—1996.8.30，共 122 天。加固区的天然地基属典型的海相沉积软土层，后吹填成陆地，天然强度较低。为满足施工需要，在吹填土上又回填了 2 米左右的非饱和软粘土。根据现场勘测和室内试验结果，该地基加固范围内土体大致分成五个土层，土的物理、力学性质指标详见表一。

土的物理、力学性质指标

表 1

土体名称	土层厚度 (m)	容重 γ (kN/m)	孔隙比 e	含水量 ω (%)	塑性指数 I_p (%)	液性指数 I_L
粘性土	2	19.1	0.812	28.2	14.9	0.638
淤泥质土	4	17.86	1.211	44.42	18.66	1.291
亚粘土	4	19.15	0.841	30.28	13.2	0.906
淤泥质土和粘土	8	17.55	1.483	46.76	23.81	1.013
亚粘土	14	19.25	0.82	29	15.4	0.662

采用程序进行计算时，土的力学指标由现场及室内试验获得。另外，因真空预压时地基中的排水板布置较密，所以，当加固区上覆薄膜的两向尺寸相差较大时，可以假定排水板在纵向连成一平面，将三维空间问题按平面问题处理。故可只取一半按平面应变问题计算，并将排水板简化成一条直线。计算模型宽度方向每 0.5 米一个网格，即相邻排水板间分两个网格，计算宽度取 130 米，其中预压宽度 110 米；深度方向取 24 米，每 2 米一格，其中预压深度 20 米。

由上述计算所得的中心点沉降过程与实测沉降过程比较示于图 1。由图可见，计算结果基本符合工程实测值。预压开始阶段计算值比实测值略大是因为程序认为在抽气的瞬间，砂垫层及排水板中立即达到相同的负压值，且保持不变。计算得到的 120 天时最大侧向位移为 41 厘米，位于加固区边缘地表处，方向向着负压源。工程实测所得最大侧向位移值为 40 厘米，与理论计算的方向一致，大小接近。应该说明，实测位移是假定测斜仪下端固定时

从测斜仪观测结果推算的,不是通过边桩位移观测直接得到的。计算结果也与实际的变形趋势一致,即真空区内土体的变形主要是收缩变形,真空区以外则以垂直向收缩而水平向伸长的剪切变形为主。两者在定性及定量两方面的吻合说明采用该程序计算真空预压加固后土体的沉降和侧向位移是合理的,其结果是可信的,可将其推广使用于不同加固面积时加固效果的计算及侧向位移大小的研究。

侧向变形的影响因素分析

从采用真空预压加固地基的实际工程资料分析得到,影响侧向变形的因素不外有以下几种:(1)预压条件,包括真空度的大小、排水板打设间距、排水板打设深度;(2)土体性质。为较全面反映土体的固结特性,选取固结系数为反映各土层平均性质的指标。(3)加固区面积的大小。下文将根据实测资料和有限元程序计算的结果进行讨论。

1. 固结系数的影响

固结系数综合反映了土的渗透性和压缩性,因此固结系数的变化更全面地反映了土性的变化。由于打设排水板后,土体的固结以水平向固结为主,为此仅对水平向固结系数 C_H 进行分析。根据已有工程的勘察资料,预压土层的水平向固结系数 C_H 及侧向变形最大值如表 2 所示。

水平向固结系数 C_H 及侧向变形表

表 2

工程名称	工程 1	工程 2	工程 3	工程 4	工程 5	工程 6	工程 7	工程 8
$C_H (10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s})$	1.66	1.99	0.91	0.64	0.71	0.91	8	0.72
$L_s (\text{mm})$	317	147	345	570	425	330	200	455

由上表已知值,选取其它预压条件均相同的工程(真空度 80kPa,排水板间距 1 米,打设深度 20 米),绘制相应的 $\text{Lg}C_H \sim \text{Lg}L_s$ 关系曲线如图 2 所示。从表 2 及图 2 中可以看到,随固结系数的减小,土体的压缩性增大,最大水平位移相应增大。且 $\text{Lg}C_H \sim \text{Lg}L_s$ 在一定范围内近似为一条直线,两者基本成线性关系。

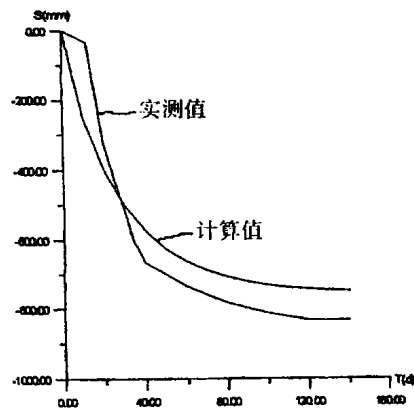


图 1 中心点沉降比较图

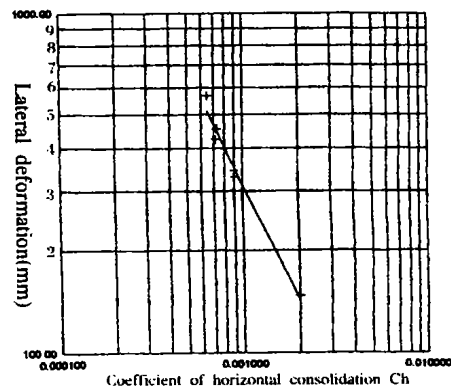


图 2 $\text{Lg}C_H \sim \text{Lg}L_s$ 关系曲线

2. 预压条件的影响

膜下真空度的大小在极大程度上决定了加固效果的好坏。采用有限元程序,保持其它条件不变,不考虑真空度在深度方向的损失,计算当真空度从 70kPa 到 90kPa 时,侧向变形的最大值如图 3 所示。由图可知,侧向变形与真空度近似成正比关系。真空度增加,侧向变形值也按比例增大。

当其它条件不变时,排水板打设深度从 10 米到 20 米,每隔两米计算一次,计算结果示于图 4。从图中可以看到,排水板打设深度对侧向变形也有很大影响。当排水板打设深度从 10 米增加到 20 米时,侧向变形最大值从 328 毫米增加到 411 毫米。对软土层较厚的东南沿海地区,排水板一般打设到 20 米。

排水板间距分别取 0.7 米、1 米、1.2 米、1.3 米,其它条件相同时,侧向变形的结果示于图 5。从计算结果可知,随着排水板间距的减小,侧向变形值增大。尽管排水板间距减小可以缩短固结时间,但地基土体的侧向变形增大。对于对侧向变形比较敏感的情况,应引起注意。

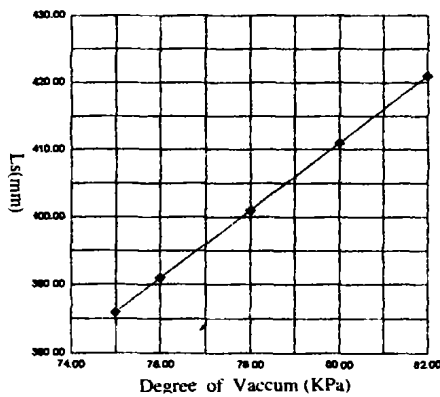


图 3 真空度 - 侧向变形曲线

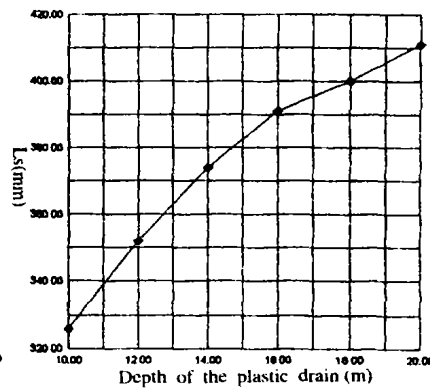


图 4 深度 - 侧向变形曲线

3. 面积因素的影响

为分析真空预压过程中面积因素对侧向变形的影响,假定在其它各计算条件(土性指标、排水板间距及深度、网格大小、膜下真空度、边界条件等)都保持不变的情况下,仅改变预压区的面积,利用上述程序进行计算,如图 6 所示。因为是平面应变问题,预压边缘距中心点 B 的变化即可反映面积因素对侧向变形的影响。现将预压边缘距中心点的距离 B 分别取为 2 米、3 米、5 米、10 米、20 米、30 米、56 米、76 米、96 米,相应的计算宽度分别取 4 米、6 米、10 米、20 米、30 米、50 米、76 米、96 米和 116 米。当计算时间为 120 天时,加固区边缘最大侧向位移 Ls 及中心点最终沉降 S 的计算结果如表 3 所示。

加固区宽度与沉降及侧向变形关系

表 3

B(m)	2	3	5	10	20	30	56	76	96
Ls (mm)	368	384	402	411	411	411	411	411	411
S (mm)	586	666	725	748	750	750	750	750	750

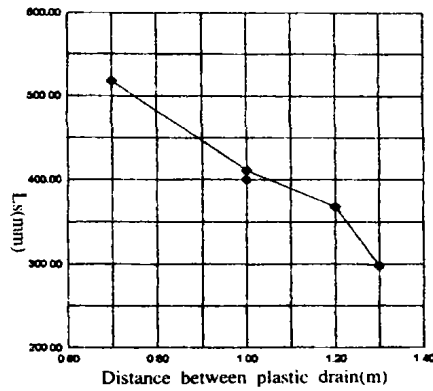


图 5 间距侧向变形曲线

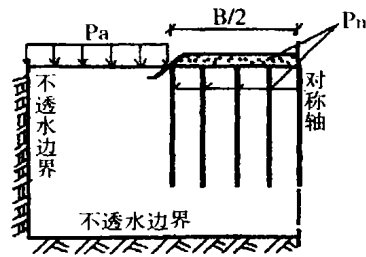


图 6 真空预压示意图

最大侧向位移及沉降随预压宽度变化的规律如图 7、图 8 所示。由图分析可知,真空预压加固面积改变,其它条件均不变时,因结完成后的最大侧向位移值并无太大变化,一直稳定在 411 左右。仅当加固区长度小于 10 米时,最大侧向位移值及中心点最终沉降才随加固面积的减小而减小。但在实际工程中,加固面积一般均远远大于此值,因此 $B < 10$ 米已无实际工程意义,可不予考虑。

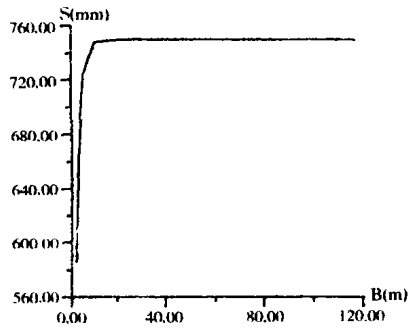


图 7 预压宽度 - 中心点沉降曲线

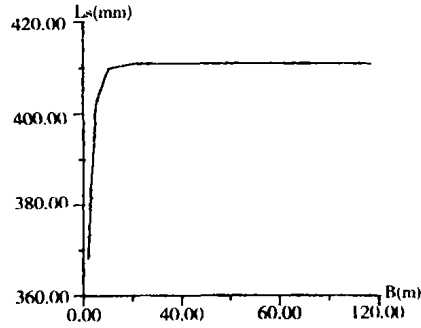


图 8 预压宽度 - 侧向变形曲线

与巴隆 (Barron) 单井固结理论比较

巴隆 (Barron) 假定在大面积垂直荷载作用下每根砂井对加固范围内的土体单独作用,互不影响,各井之间的相对位移可忽略不计。基于上述假设,在计算时即可只取单根砂井。他在太沙基单向固结理论的基础上,建立了单根砂井的轴对称固结基本微分方程,并导出了其解析解,从而建立了巴隆 (Barron) 单井固结理论。尽管轴对称固结巴隆 (Barron) 解析解在砂井地基设计中已经得到了广泛的应用,但并无合理的理论依据来支持其计算时只取单井的假设。通常认为,各砂井对立体的作用效果是相互叠加的,相邻砂井是相互影响的。

近年来,工程实践中常采用塑料排水板代替袋装砂井来加快土体的固结。两者除材料不同外,加固机理及计算方法均完全相同,排水板在计算时可等效为砂井。因此根据排水板计算得出的上述结论对袋装砂井同样适用,即可认为在土体固结过程中,砂井引起影响范围内土体均产生向着砂井的径向渗流及垂直向的沉降。根据巴隆 (Barron) 理论,每根砂井及其周围的等效圆柱体都具有相同的轴对称边界条件及受力条件。因此砂井间的土体除了竖

向压缩外,没有其它相对位移。每根砂井对其周围的土体都近似于单独作用,可不计周围砂井的影响,故在计算时可将群井简化为单井。当 B 大于 10 米时采用比奥 (Boit) 理论计算得出的前述结论与巴隆 (Barron) 解析解的单井假设近似一致。这为巴隆 (Barron) 轴对称固结解析解提供了合理的理论依据,证明了其假设的合理性。

结论

1. 按平面应变问题根据实测土体资料采用程序计算出的沉降及侧向位移与工程实测结果基本吻合,这证明了程序的正确性和合理性,说明可用该程序进行真空预压加固效果的计算。

2. 将实际工程资料和程序计算结果相结合,可以得到:(1)真空预压中土体的最终侧向变形是由排水板打设间距、深度、真空度、土体性质等因素综合决定的,可认为与预压面积因素基本无关。(2)由不同加固面积所得的计算结果可知,在实际工程中真空预压加固面积的改变对土体的最终侧向变形基本无影响。当 B 大于 10 米时面积增大,侧向位移并不随之增大,而是近似保持常数。(3)侧向位移的最大值与膜下真空度成正比,随排水板间距的减小而增大,排水板打设越深,侧向变形也越大。土体水平向固结系数 C_H 对侧向变形影响很大,随 C_H 值的减小, L_s 增大, $LgC_H \sim LgL_s$ 曲线近似为一直线。

3. 在大面积加荷时,除加固区边缘(10 米内)外,依据比奥理论所得的计算结果证明了巴隆 (Barron) 轴对称固结解析解假设是合理的,即认为土体固结时可假定为仅由单井作用,完善了该方法的理论基础,为其单井假设提供了合理的理论依据。

参考文献

- [1] 钱家欢等,土工原理与计算(第二版),中国水利水电出版社,1996 年
- [2] 陈仲颐等,土力学,清华大学出版社,1994 年
- [3] 侯钊等,天津软土地基,天津科学技术出版社,1995 年
- [4] 陈环等,真空预压加固软土地基的机理研究,真空预压加固软土地基论文汇编,1986 年
- [5] 闫澍旺等,用真空加固软土地基的机制与方法,岩土工程学报,1986 年第 2 期
- [6] 沈珠江等,软土地基真空排水预压的固结变形分析,岩土工程学报,1986 年第 3 期
- [7] 张诚厚,真空排水加固软土地基技术,水利水运科学研究,1989 年第 3 期
- [8] 高志义,真空预压法的机理分析,岩土工程学报,1989 年第 4 期

[**Abstract**] Based on a large number of data determined from practical projects treated by method of preloading and the result of finite element analysis on the basis of Biot's Consolidation theory, the factors which determine the lateral deformation of the foundation treated by vacuum method of preloading such as coefficient of consolidation, depth of the plastic drain, distance between the plastic drain, degree of vacuum and the preloading area, are studied. The hypothesis of single well in Barron's theory of axially symmetric consolidation is also proved to be reasonable.

高压旋喷注浆 在谢桥煤矿济河铁路中桥地基加固中的应用*

张清峰 王东权 于广云 夏军武
(中国矿业大学建筑工程学院 徐州 221008)

【摘要】高压旋喷注浆法在谢桥煤矿济河铁路中桥地基加固中得到成功应用。本文主要介绍了该工程的概况、地基加固设计、成桩质量和加固效果。

工程概况

谢桥煤矿济河铁路中桥位于谢桥矿首采区,作为煤炭运输的专用线,该桥是保证谢桥煤矿正常生产和运输的必要条件。该桥是由合肥煤炭设计院设计,于1996年竣工、1997年3月投入使用。该桥总长72.2m,总宽18.1m, ($\alpha = 10^\circ$)如图1所示:由18个箱形框架组成,箱形框架之间设0.05m的沉降缝。每个框架纵向长12m,框架横向宽6m,框架总高8m或9m。其中底板厚1.2m,顶板厚1.1m,两边侧壁厚1.0m,箱形框架下为1.2m厚的毛石基础,其下为0.3m厚的碎石垫层。由于地下开采的原因,该桥地表处已产生较大的沉陷及不均匀沉陷。根据沉陷预计,该桥处地表最大下沉为8.248m,现桥体最大下沉量已达到1.063m,不均匀沉降量为0.423m。为保证在开采沉陷过程中不中断铁路运输,设计上采用了一系列的加固改造措施进行沉陷治理。其中,对原桥进行了在箱型框架结构的垮中加支撑墙的结构加固,在原桥体上又新加11.8m×5.8m×7.2m的箱形框架结构。根据工程地质勘探报告,桥下地质状况如表1所示。

桥下工程地质状况

表1

层数	名称	厚度	承载力	压缩模量
1	素填土	0m ~ -0.6m	150kPa	6.8MPa
2	粘土	-0.6m ~ -3.4m	280kPa	10.9MPa
3	砂粘土	-3.4m ~ -6.50m	220kPa	7.8MPa
4	粘砂土	-6.50m ~ -9.10m	160kPa	7.0MPa
5	粘土	-9.10m ~ -10.00m	230kPa	7.9MPa
6	砂粘土	-10.00m ~ -14.00m	240kPa	8.2MPa

* 收稿日期:2003年9月

地基加固设计

1. 地基加固方案

箱形框架结构没加高前,原桥基的承载能力是满足要求的。但是,根据沉陷治理方案,箱形框架加高后,地基承载能力设计要求 $f_k = 300\text{kPa}$ 。根据桥下工程地质资料可看出,目前桥下地基承载能力不满足要求,必须对桥下地基进行加固。就目前的地基加固方法看,桥基加固方案有钻孔灌注桩、深层搅拌桩、粉喷桩、高压旋喷桩等。钻孔灌注桩、深层搅拌桩、粉喷桩在箱形框架桥内施工困难,施工时会大范围破坏箱形框架桥底板,影响其承载能力,故不采用。高压旋喷注浆法具有对箱形框架结构损伤小、加固费用低、施工工艺简单、施工进度快、施工过程中煤炭运输可以正常进行、加固质量和效果可靠等优点,故采用高压旋喷桩方案加固地基。

2. 高压旋喷注浆加固地基原理

高压喷射注浆法创始于日本,是利用钻机钻孔,把带有喷嘴的注浆管插至土层的预定位置后,以高压设备使浆液成为 20MPa 以上的高压射流,从喷嘴中喷射出来冲击破坏土体。当能量大,速度快呈脉动状的喷射动压超过土体结构时,土粒便从土体上剥落下来。一部分细小的土料随着浆液冒出水面,其余土粒在喷射流的冲击力,离心力和重力等作用下,与浆液搅拌混合。浆液凝固后,便在土中形成一个固结体与桩间土一起构成复合地基,从而提高地基承载力,减少地基的变形,达到地基加固的目的^[1,2]。

3. 旋喷桩设计^[2]

根据目前高压旋喷桩成熟的工艺,决定采用中等直径的高压旋喷桩进行桥基加固,选第 6 层粘土层作为持力层,加固深度为 10m,旋喷桩的有效直径设计为 0.6m。单桩竖向承载力取式(1)和式(2)的低值。

$$R_k^d = \pi d \sum_{i=1}^n q_{si} h_i + A_p q_p \tag{1}$$

$$R_k^d = \eta f_{cu,k} \cdot A_p \tag{2}$$

式中: η —旋喷桩强度折减系数,0.35~0.5,取 $\eta = 0.45$;

$f_{cu,k}$ —桩身试块无侧限抗压强度平均值,3~8MPa,取 $f_{cu,k} = 4.5\text{MPa}$;

A_p —桩有效面积, $A_p = 0.283\text{m}^2$;

D —桩有效直径, $D = 0.6\text{m}$;

h_i —桩周第 i 层土的厚度;

q_p —桩端天然地基土承载能力标准值,取 $q_p = 240\text{kPa}$;

q_{si} —桩周第 i 层土的摩擦力的标准值^[3],取值见表 2。

桩周第 i 层土摩擦力的标准值

表 2

土层	2	3	4	5	6
q_{si} (kPa)	80	70	85	70	80

经计算得: $R_k^d = 573\text{kN}$

复合地基承载力

$$f_{spk} = \frac{1}{A_c} [R_k^d + \beta f_{sk} (A_c - A_p)] \quad (3)$$

式中: f_{spk} — 复合地基承载力标准值, ;

A_c — 一根桩承担的处理面积, $A_c = 2.57 \text{ m}^2$;

β — 桩间天然地基土承载力折减系数, 无试验资料时, 可在 0.2 ~ 0.6 之间取值, 本工程取 $\beta = 0.5$;

f_{sk} — 桩间天然地基土承载力, 取 $f_{sk} = 220 \text{ kPa}$ 。将上述数据代入式(3)得:

$$f_{spk} = 321 \text{ kPa} > f_k = 300 \text{ kPa}$$

加固后的地基承载力满足设计要求。

4. 旋喷桩布置方式

根据谢桥煤矿济河铁路中桥的建筑结构, 箱形框架外两侧按 1.5m 间距各布置 2 排高压旋喷桩, 旋喷桩排距 1.5m, 距离桥底板外边缘为 1m。在原桥基础箱体内以 1.5m 的间距均匀布置桩, 总共布置 706 根旋喷桩。单箱旋喷桩平面布置图见图 1:

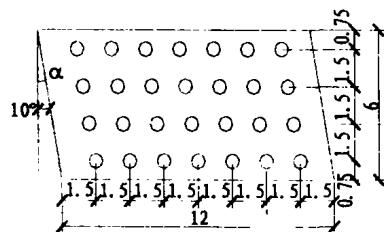


图 1 单箱旋喷桩平面布置图

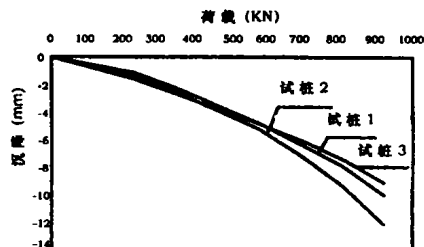


图 2 荷载与沉降关系曲线(P-S)

施工工艺流程^[1]

本工程采用单管法进行施工, 其施工工艺流程为: 确定孔位 → 钻机就位 → 钻进成孔 → 旋喷注浆 → 清洗机具 → 封孔;

(1) 确定孔位: 为了保证桩位的准确性, 按照设计图纸要求, 用测量仪确定孔位, 并用红油漆标注。

(2) 钻机就位: 钻机应按设计桩位准确定位应保持垂直, 并做水平校正, 钻杆头对准桩位, 其偏差不应大于 50mm。

(3) 钻凿混凝土孔: 成孔偏斜率, 不应大于 15%。

(4) 高压旋喷桩施工: 当喷射管插入预定深度后, 应及时按设计配合比 1: 1 制备好水泥浆液, 并按下列步骤进行操作: ①以转速 20 ~ 25 转/min 原地旋转喷管; ②按边旋转边提升的旋喷方法以 60L/min 输入水泥浆液, 待泵压升至于 20MPa 时维持不变; ③按 200 ~ 250mm/min 的速度提升旋喷管, 进行由下而上的旋喷注浆作业。喷射时必须随时检查浆液初凝时间, 注浆流量、压力、旋转提升速度等参数是否符合设计要求。

(5) 清理钻凿混凝土孔: 喷射注浆施工完毕后, 应把注浆管等机具设备冲洗干净, 管内机

内不得残存水泥浆。

(6) 封堵钻凿混凝土孔:旋喷桩施工完毕后,,为了保证旋喷桩顶部喷射质量,保护箱形框架底板,用 C40 混凝土封堵箱涵底板钻孔。

成桩质量和加固效果

按业主及设计要求,施工细节和施工参数由监理工程师监控。为检验旋喷桩单桩承载力是否满足设计值(573kN)的要求,对现场布置的3根桩进行了单桩垂直静载荷试验。为了检查旋喷桩成桩质量,掌握旋喷桩在地基加固中的效果情况,用钻芯取样进行了3根旋喷桩的无侧限抗压强度检验。

1. 旋喷桩单桩垂直静载荷试验

(1) 试验依据及方法

试验按照《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)、《粉体喷搅法加固软弱土层技术规范》(TB10113-96)进行。试验采用近似于实际工作条件的“慢速维持荷载法”。

(2) 试验结果分析

三根试验桩的静荷载试验结果见表3,其荷载与沉降(P-S)关系曲线如图2所示:

静荷载试验结果表

表3

旋喷桩的无侧限抗压强度结果表

表4

荷载 (KN)	桩顶沉降(mm)			取样编号及位置	换算强度 (MPa)	强度平均值 (MPa)
	试桩1	试桩2	试桩3			
230	1.116	1.400	1.587	B-194#1(8.0m)	16.3	
345	2.220	2.510	2.670	B-194#2(8.0m)	15.3	17.4
460	3.500	2.880	3.750	B-194#3(8.0m)	20.6	
575	4.793	5.230	4.850	B-195#1(6.0m)	8.5	
690	6.348	7.140	6.010	B-195#2(6.0m)	7.8	8.4
805	7.913	9.350	7.410	B-195#3(6.0m)	8.8	
920	10.01	12.11	9.120	B-196#1(4.0m)	4.9	
				B-196#2(4.0m)	4.5	4.7
				B-196#3(4.0m)	4.6	

在整个试验加载过程中,沉降速率无明显增大现象,考虑到该场地对沉降要求过高,按沉降不超过10mm计算,试桩1的单桩承载力为920kN,试桩2的单桩承载能力840kN,试桩3的单桩承载能力超过920kN。可见,3根试验桩的单桩承载力均满足573kN的设计要求。

2. 旋喷桩的无侧限抗压强度检验

根据施工单位提供的施工记录和资料,选取的3根桩桩号分别为B-194#、B-195#、B-196#,均于2003年1月5日施工完成。用钻芯法取3个试样为一组,芯样直径均为55mm,共取三组,取三个试样的平均值作为一个统计值。检测结果如表4所示:

从表4可以看出,桩体最大强度为20.6MPa,最小强度为4.5MPa,平均强度为10.1MPa;桩体的强度随桩的纵向深度而改变,在桩位为8m时平均抗压强度为17.4MPa,在桩

位为 6m 时平均抗压强度为 8.4MPa,在桩位为 4m 时平均抗压强度为 4.7MPa,但都满足桩身无侧限抗压强度平均值大于 4.5MPa 的设计要求。通过所钻取的芯样也可看出,桩体水泥土搅拌均匀,固结良好。

结束语

(1)从桩身强度及静荷载试验结果看,桥下地基土经高压旋喷加固处理后,其强度和承载能力均有明显的提高,说明采用上述参数符合设计要求和工程目的。

(2)从现有的观测资料看,在开采过程中,桥处地表不再产生不均匀沉陷,说明设计合理,加固效果良好,得到了甲方的一致好评。

(3)采用高压旋喷注浆技术加固箱形框架桥地基是成功的。和其他方法比较,它不仅对箱形框架结构造成的损伤最小;施工工艺流程简单;而且,施工过程中不影响煤炭运输。因此,高压旋喷桩在加固箱形框架桥地基,具有技术优势,可为其他类似的已竣工箱形框架桥地基处理提供借鉴。

参考文献

- [1]牛志荣,李宏,穆建春等,复合地基处理及其工程实例[M],北京,中国建材工业出版社,2000
- [2]叶观宝,叶书麟,地基加固新技术[M]术,北京,机械工业出版社,1999
- [3]JGJ79-97,建筑桩基技术规范[S]

Application of grouting technology of high pressure rotatine spout for foundation reinforcing of Jihe railway bridge of Xieqiao mine

Zhang Qingfeng Wang Dongquan Yu Guangyun Xia Junwu
(Architecture Engineering institute, China University of Mining
and Technology, Xuzhou, jiangsu, 221008, China)

[**Abstract**]grouting technology of high pressure rotatine spout had successfully used in the Jinhe railway bridge of Xieqiao mine. This paper mainly introduced the general engineering situation, the design of foundation reinforce and the reinforcement effect.

地铁车站基坑旋喷加固对邻近构筑物的影响*

郑锐

(上海宏波建设工程监理有限公司 上海 200232)

张志勇

(上海城建集团公司工程总承包部 上海 200023)

【提要】本文结合上海市轨道交通明珠线二期张杨路车站西端头井内外旋喷加固工程,首先阐述了其加固的机理以及施工技术参数等,然后分析坑外旋喷施工对地下墙变形的影响,提出了墙体变形的时滞回复效应概念;最后分析了坑内外旋喷施工对邻近东方路车站结构变形的影响。

前言

上海市轨道交通明珠线二期张杨路车站和已投入运营的上海地铁二号线东方路车站平行换乘,是我国轨道交通建设中第一个平行换乘枢纽车站。平行换乘枢纽车站的设计与施工中,关键技术是邻近地铁车站结构的相互影响,因为后建车站不同于一般的车站,必须在设计时就考虑到邻近已运营车站的安全,从而采取相应的技术措施;同时,后建车站每道工序在施工过程中必然会对邻近已运营车站结构变形产生影响,这种影响程度到底有多大?在施工中又如何减小对邻近地铁结构的影响?诸如此类问题深为工程界与学术界的广泛关注。而地基加固是地铁车站施工中一道非常重要的工序,本文着重介绍了后建地铁车站基坑西端头井内外旋喷加固技术以及对本身基坑墙体变形和对东方路地铁车站结构变形的影响,以期对于以后类似工程提供借鉴。

工程概况与地质条件

1. 工程概况

上海市明珠线二期张杨路车站位于地铁二号线东方路车站北侧,两车站间最大距离仅5.4m。东方路车站为地下两层车站,开挖深度约14m,围护结构采用深26m的地下连续墙,而张杨路车站为地下三层,最大开挖深度22.866m,围护结构为深35m的地下连续墙,西端头井南侧利用东方路车站围护结构的连续墙。

2. 地质条件

* 收稿日期:2003年8月

车站施工场地平坦,地面标高为 +3.9m 左右(后文中除特别指出外,标高均以地面标高为 ±0.000m)。本场地的典型地质剖面详见图 1。

西端头井内外旋喷加固施工

1. 旋喷加固机理分析

旋喷注浆加固就是利用钻机把带有喷嘴的注浆管钻进至土层预定深度后,用设备使水射流(30~40MPa)从喷嘴喷射出来,冲击并破坏土体,使土颗粒从土体剥落下来。一部分细小的土粒随浆液冒出地面,其余土粒在喷射流的冲击力和重力等的作用下,与水泥浆液搅拌混合,并按一定的浆土比例和质量大小有规律地重新排列。浆液凝固后,便在土中形成一个强度较高的固结体,从而提高其强度和抵抗变形的能力。

2. 旋喷桩施工主要技术参数

本工程旋喷加固采用三重管法,旋喷桩施工主要技术参数详见表 1。

技术参数表

表 1

	主要参数	参数值范围
桩径	m	1.5
空压机压力	MPa	0.6~0.7
空压机流量	m ³ /min	0.8~1.0
泥浆泵	MPa	≥0.3
泥浆泵流量	L/min	70~80
水泵压力	MPa	≥35
水泵流量	L/min	75
旋喷机提升速度	cm/min	8~10
水泥用量	kg/m ³	360~400
水灰比		1:1
水泥浆比重	g/cm ³	≥1.5

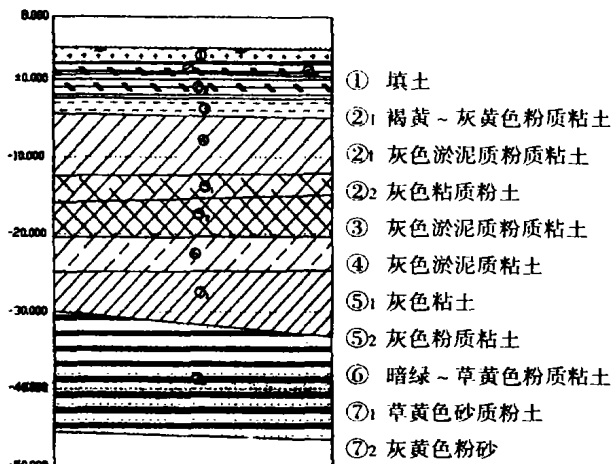


图 1 西端头井典型地质剖面图

3. 旋喷加固范围与桩位布置

坑内旋喷加固遵循重点部位重点加固的原则,即在重点部位旋喷桩间搭接距离增加,桩的长度增加;反之,次要部位则桩间搭接距离相应减小,桩长缩短。

西端头井内外旋喷桩加固范围详见图 2。

坑底至 -24.400m 满堂加固;坑上至 -12.350m 抽条加固;近东方路车站侧 4m 范围内布置 4 排旋喷桩,桩间距与排间距均为 900mm,加固深度范围为 -31.50m ~ -7.8m。B~F

轴区域内采用长桩与短桩相结合的纵向抽条加固,旋喷桩排距为1410mm,列距为1200mm。长桩加固深度范围为 $-12.7 \sim -24.4\text{m}$;短桩加固深度范围为 $-22.5 \sim -24.4\text{m}$ 。F~G轴间采用旋喷桩抽条加固,桩间距横向为1500mm,纵向为1150mm,加固深度范围为 $-12.7 \sim -16.7\text{m}$ 。

西端头井外盾构进出洞土体加固深度范围为 $-11.0 \sim -23.50\text{m}$ 。

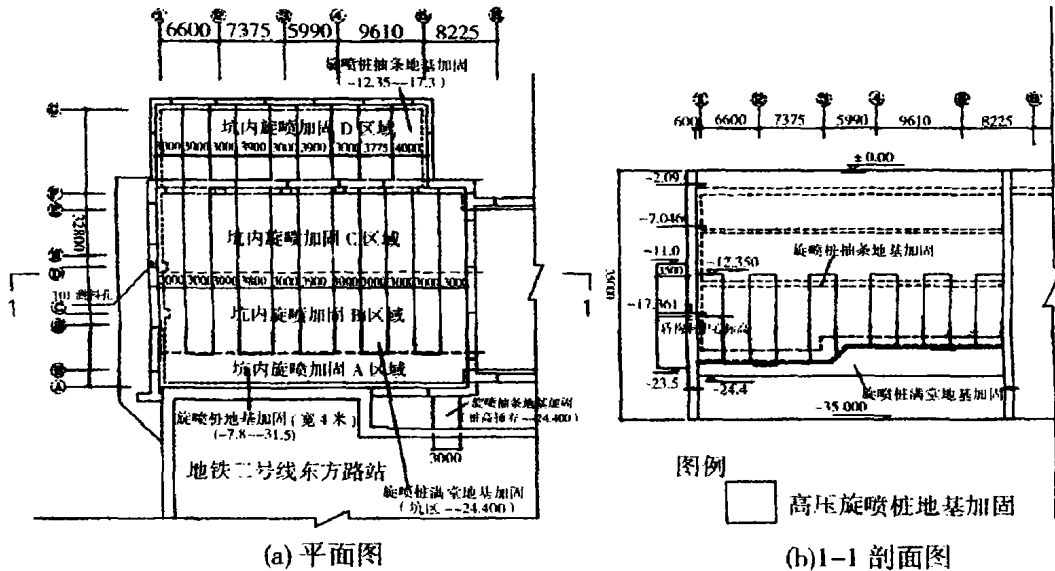


图2 西端头井内上旋喷加固平、剖面示意图

4. 旋喷施工

由于东方路车站风井(埋深7.8m的箱形结构)影响到张杨路西端头井坑内旋喷施工,故先要将风井结构凿除,实际上相当于先开挖地下7.8m,并加上两道支撑,然后进行坑内外的旋喷施工。

旋喷施工的流程如下:

- (1) 按设计图纸准确放样,要求孔位偏差小于5cm;
- (2) 采用GXY-1B型工程钻机钻孔,钻机垂直度控制在1%范围内;
- (3) 旋喷机将带有喷头的三重管放入到设计标高深度;
- (4) 开启清水泵、注浆泵、和空压机,检查各施工参数是否符合设计要求;开启提升装置,提升注浆管至设计顶部高度,卸管后继续喷浆时就复喷10cm,确保桩身搭接质量;
- (5) 将三重管提出地表清洗,并将旋喷机移至下一桩位,重复以上步骤。

5. 旋喷桩施工顺序

旋喷加固时,为了施工方便以及减小对东方路站墙体结构的挤压,将坑内旋喷加固分为四个区域,从南到北依次为A、B、C、D,先施工C区域,接着A区域,然后分别进行B和D区域旋喷桩施工(参见图2)。

具体到每一个施工区域,旋喷桩采用间隔分序施工,即先施工1、3、5、……号桩,再施工2、4、6、……号桩。对于近东方路站的4排旋喷桩,相继施工的桩间隔加大,按1、5、9、……的

顺序施工,减小对东方路车站的影响。

坑外旋喷加固对基坑墙体变形的影响

图 3 为西端头井西侧墙体 I01 处墙体水平位移(测斜)在坑内开挖至 7.8m(已架设两道支撑)以及坑外旋喷加固工况下的变化规律。

从图 3 中可以看出,墙体最大水平位移出现在地面下 10 ~ 11.5m 范围内,最大值已达到 22.57mm,因此,后续施工中已经采取了相应措施,如增大支撑的预加应力并根据监测轴力的变化及时复加预应力;而且在坑内旋喷时,有意识的利用旋喷施工对土体的挤压作用,使得墙体向坑外变形,从而控制墙体变形的发展。可以认为墙体较大的水平变形是由于坑内土体部分卸载以及坑外旋喷加固对土体和墙体的巨大扰动和挤压两个因素共同造成的。

图 4 为西侧 I01 处墙体水平位移最大值随上述工况的变化曲线。

从图 4 中可以看出,西侧墙体最大水平位移受坑外旋喷的影响很大。10 月 9 日开始坑外旋喷施工,墙体即向坑内位移,3 日后测到的最大值已经达到 8.83mm,因此,立即采取停止旋喷的

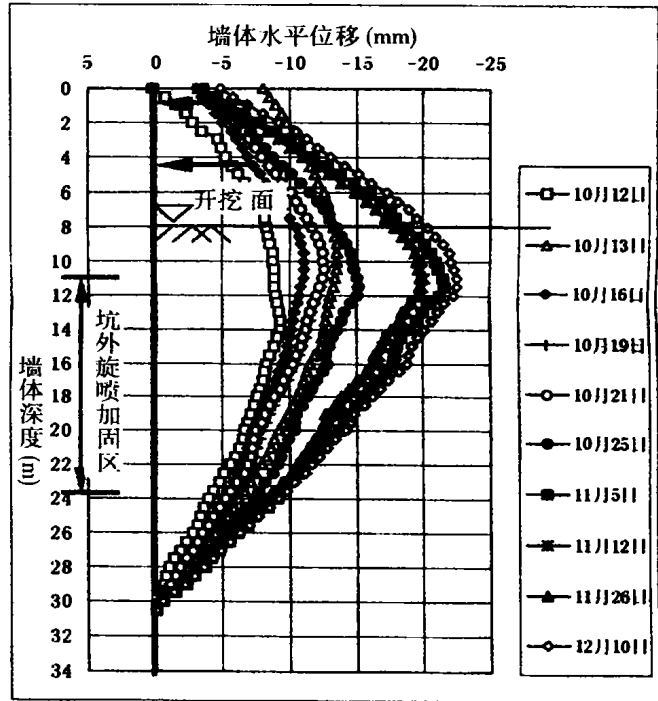


图 3 西侧 I01 处墙体水平位移变化曲线

工,墙体即向坑内位移,3 日后测到的最大值已经达到 8.83mm,因此,立即采取停止旋喷的

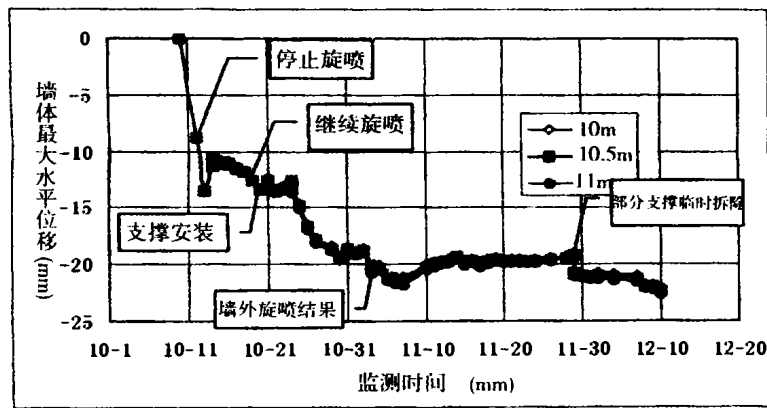


图 4 西侧 I01 处墙体水平位移最大值变化曲线

措施,但墙体最大水平位移继续增大至 13.5mm;随后,墙体向坑外出现一定程度的回复,减小至 10.97mm,减小幅度为 18.7%;然后重新开始旋喷,墙体变形又继续增大,再次停止旋喷,并安装了第二道钢支撑,并按设计要求施加了预应力,支撑架设后,墙体位移向坑外回复了 0.86mm,但随着旋喷加固施工的继续进行,墙体最大变形继续增大,11月7日变形达到 21.87mm(坑外旋喷加固施工已于 11月2日结束),随后墙体变形又向坑外回复至 19.37mm,回复幅度为 11.43%。但由于 11月29日坑内一根支撑临时拆除(影响到坑内旋喷加固)后,变形突然增大至 20.8mm,其后缓慢增长至 22.57mm。这说明在这样的工况下,坑外旋喷及支撑的安装与否是影响墙体变形的主要因素。另外,坑外旋喷对墙体变形的影响有一个明显的特征:时滞回复效应,即旋喷停止后,墙体变形还会继续增长(时滞效应),一段时间后又出现一定程度的减小(回复效应),减小幅度为 11.43%~18.7%。这与旋喷加固机理及支撑受力特性密切相关,因为旋喷施工时,巨大的水流压力(可达 35MPa)会对周围土体产生很大的扰动和挤压作用,使得墙体变形不断增大;当旋喷停止后,巨大的水流压力虽已不存在,但旋喷到土体中的浆液会逐渐凝固从而还会对土体有一定的挤压效应,使得墙体变形继续增大;但当变形继续增大时,坑内支撑上的轴力也会继续显著增大,加上地下墙本身(厚 1m)的刚度较大,使得墙体变形出现一定程度的回复。

旋喷施工对周围环境的影响

西端头井旋喷施工对东方路车站会产生一定程度的影响,故在施工时对东方路车站进行监测,监测内容主要包括:(1)东方路车站道床沉降监测;(2)东方路车站侧墙自动沉降监测;(3)东方路车站道床水平倾斜监测。测点布置详见图 5。

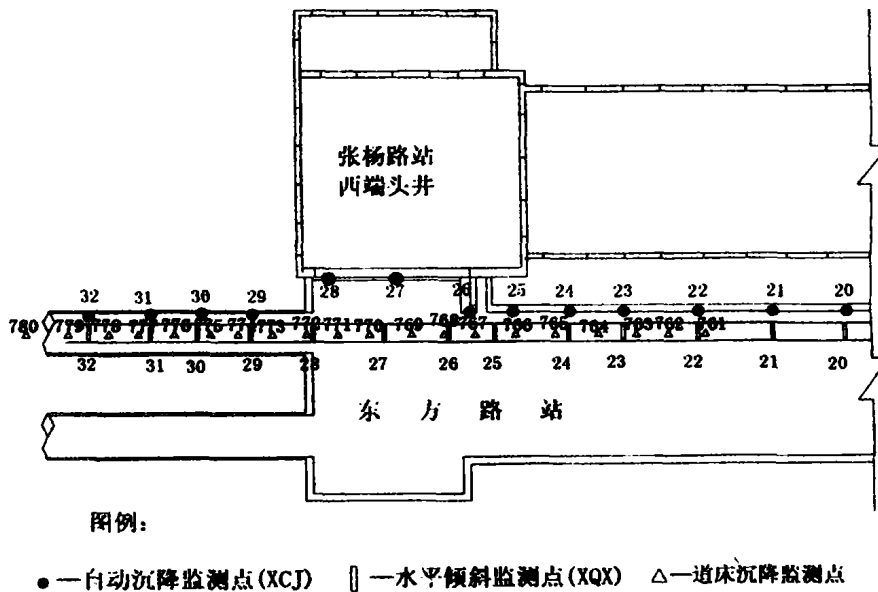


图 5 东方路车站测点布置示意图

1. 对东方路车站道床沉降的影响

旋喷施工前,西端头井内已开挖至地下 7.8m,造成了邻近地铁结构道床出现了整体式下沉。最大下沉区域(测点 764 至 768)正好位于已开挖区域的中间地带,这显然与邻近基坑开挖卸载有关,但在邻近坑外加固区域的道床却反而出现上抬的趋势,相对上台量已达 1.96mm。坑外旋喷加固深度达到 -23.5m,而东方路车站底板的深度为 -14m,在 -14 ~ -23.5m 范围内的旋喷加固产生的巨大压力以及对土体加固挤密作用,使得道床出现一定程度的上抬。这说明西端头井外旋喷加固对东方路车站及区间隧道道床沉降影响很大。

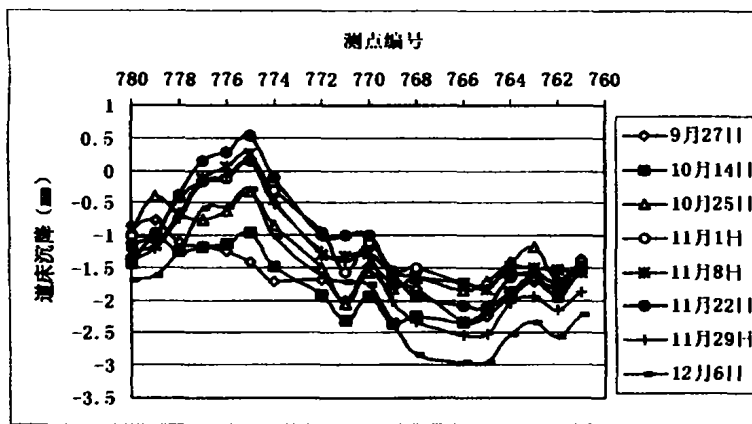


图 6 东方路车站道床沉降变化曲线

2. 旋喷施工对东方路车站侧墙沉降的影响

图 7 为东方路车站侧墙沉降随西端头井内外旋喷加固施工的变化曲线。从图 7 中可以看出,侧墙的沉降与道床的沉降有一定的相关性。即与坑内相对应的东方路车站侧墙沉降表现为下沉。而与坑外对应侧墙沉降则表现出一定的上抬趋势,最大相对上抬量达到 2.32mm(测点 31),最大绝对上抬量也达到了 1.23mm。这主要是由于一边在卸载,而另一边在旋喷加固并挤压,从而导致一边下沉一边上抬的趋势。另外,坑内 A 区域旋喷加固也导致

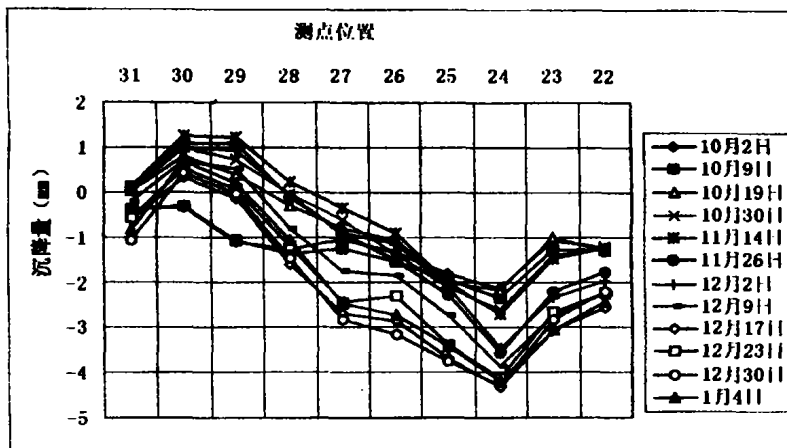


图 7 东方路车站侧墙沉降变化曲线

侧墙出现上抬的趋势。另外,坑内 A 区域旋喷加固也导致侧墙出现上抬的趋势,如测点 26 点 12 月 17 日沉降值为 -2.87mm ,而 12 月 23 日则上抬为 -2.31mm ,上抬量为 0.56mm ,但旋喷施工完成后,则继续下沉。

3. 旋喷施工对东方路车站道床水平倾斜的影响

图 8 为东方路车站道床水平倾斜随西端头井旋喷施工等工序影响的变化规律。从图 8 中可以看出,与坑内相对应的东方路车站道床倾斜相对较小,最大水平倾斜达到 0.21mm (测点 28);而坑外对应部分则相对较大,最大水平倾斜量达到 0.42mm (测点 31 处)。说明坑外加固对东方路车站道床水平倾斜影响较大,而坑内开挖卸载引起的道床水平倾斜影响较小。

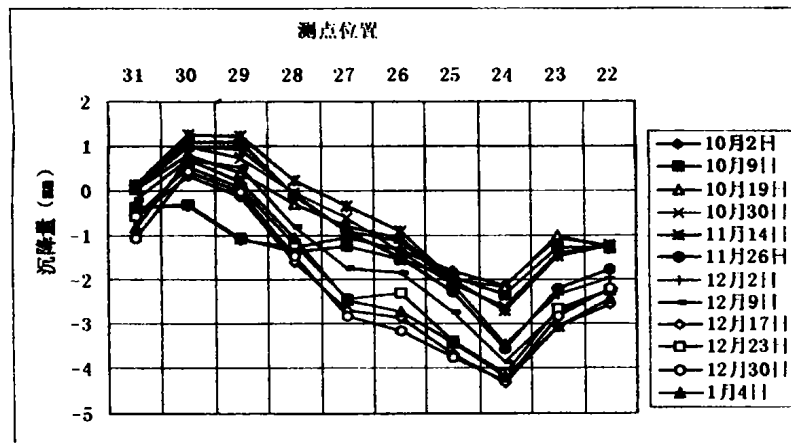


图 8 东方路车站道床水平倾斜变化曲线

结语

根据以上分析,可以得出以下结论:

- (1) 坑外旋喷加固施工对部分卸载的地下墙变形影响很大,因此,施工时应合理安排施工顺序,避免上述两种工况同时出现,从而避免两种工况不利结果的叠加;
- (2) 坑外旋喷加固施工及坑内部分卸载的地下墙变形表现时滞回复效应;
- (3) 坑内外旋喷加固对东方路车站道床沉降、道床水平倾斜以及侧墙沉降均产生了一定程度的影响,坑内外深范围旋喷加固会导致邻近地铁结构出现上抬的趋势;
- (4) 道床沉降与道床水平倾斜、侧墙沉降的变化规律表现出较强的相关性。

参考文献

- [1] 刘建航,侯学渊,基坑工程手册,北京,中国建筑工业出版社,1997
- [2] 上海市市政工程管理局,《上海地铁基坑工程规程》(SZ-08-2000)
- [3] Ing Hieng Wong and Teoh Yaw Poh. Effects of Jet grouting on adjacent ground and structures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 123, No. 3, March, 2000. pp247-256.

粉喷桩在高速公路软基处理中的应用研究*

林理其

洪宝宁

(广东省路桥建设发展有限公司 广州 510032)(河海大学岩土工程研究所 南京 210024)

【摘要】在高速公路软基处理中,粉喷桩复合地基是结构物地基、桥头过渡段等最常用的处理方法。本文通过对大量实际工程的总结和分析,较系统的论述了现阶段粉喷桩在高速公路软基处理应用中存在的不足,并对粉喷桩在高速公路软基处理中常见问题进行剖析,提出了一些防范措施。针对粉喷桩在高速公路软基处理应用中亟待解决的问题,提出了合理的建议。

粉喷桩于20世纪60年代后期,最先由瑞典和日本分别提出、开发、推广和应用。80年代初期我国引入此项技术,并率先在我国沿海地区和长江中下游得到广泛应用,取得了良好的社会效益和经济效益。粉喷桩(DJM粉体喷射搅拌桩)属于深层搅拌桩的范畴,即在钻孔的过程中利用水泥、石灰等材料作为固化剂,使用特制的深层搅拌机械将粉状固化剂喷入软土地基中,经搅拌使原位土与固化剂均匀混合并发生一系列物理化学反应,使软土硬化固结成有整体性、水稳定性和一定强度的桩体。在这种地基中,粉喷桩与周围的土体相互影响、共同作用承担上部荷载,故称为粉喷桩复合地基。粉喷桩复合地基具有以下一些特点:

(1)粉喷桩施工速度快,施工周期短。一个台班,一个机组最快可制0.5m直径、长5m的粉喷桩70根。处理软基时,采用粉喷桩的工期是采用挖除置换法工期的一半。

(2)以软土自身作为桩料,加入的水泥、石灰加固料费用低廉,尤其对较深厚的软土加固成本比较低廉,并能取得一定的效果。

(3)粉喷桩施工机械体积小,操作简便、施工安全。施工场面所需人员不多,劳动强度较小。此外,粉喷还具有适用性广、对周围环境影响小等优点。

粉喷桩在高速公路软基处理中的应用

粉喷桩可以用来:(1)提高软土地基承载力;(2)减小软土地基的沉降和不均匀沉降;(3)增加土质边坡的稳定;(4)作为基坑开挖中的结构支护;(5)阻止地下水的渗透等。根据粉喷桩所能解决的问题,可以将粉喷桩在高速公路中的应用范围归纳为如下三种类型。

1. 加固高速公路软土地基

粉喷桩用于加固软土地基,是利用本身和桩间土的共同作用提高地基承载力的。因此设计是主要计算加固后的复合地基承载力,并验算下卧层的地基承载力。

* 收稿日期:2003年7月

2. 加固高速公路软土边坡

当粉喷桩墙体用于加固高速公路软土边坡时,为了提高效果、确保墙自身的安全,一般应采用高标号的水泥作固化剂。同时,粉喷桩互相搭接宽度以10cm为宜,搭接太小,墙体强度和稳定不够;搭接过大,则浪费桩身材料。在这类问题设计时,主要应计算墙体关键部位的强度,伸入基底的深度及整体稳定性。

3. 高速公路防渗工程

采用水泥作固化剂的粉喷桩是较密实的水泥土体,其湿密度比原位土的湿密度可增加5%~10%,渗透系数明显降低,将这种粉喷桩互相搭接而成为一个完整的地下连续墙,可有效的起到阻水作用,在地下水位较高地区进行基坑开挖,采用粉喷桩护墙,同时可具有支护和防渗两种功能。当地基存在隔水层时,如将粉喷桩插入基底下的隔水层中,截断了地下水渗入的途径,可大大减少排水量。

粉喷桩在高速公路软基处理应用中存在的不足

1. 粉喷桩应用的局限性

粉喷桩主要适用于天然含水量大于30%的淤泥质土、粘性土和粉性土地基,当地基土PH值小于4或天然含水量大于70%时不宜采用。粉喷桩加固深度不宜大于15m,因桩有一定的柔性,太长加固效果很难保证,但也不能太短,以免失效。

2. 粉喷桩成桩质量上存在的不足

(1)目前,施工文件只规定做一定比例的大桩头足尺试验,深部质量不规定其检测方法,导致少数施工单位的少数桩只注重浅部数米的施工质量,使浅部喷粉量较大超过强度要求,而深部则容易忽视。另一方面,地层上复土压力使得深部喷粉阻力增大,同样压力喷粉,桩下部含灰量不如中上部,因此,粉喷桩具有含灰不匀、强度不均的特点。虽然设计文件规定了每米喷粉量,但根据抽查部分桩统计,从上到下完全是水泥土且强度全部达到桩头足尺试验要求的抗压强度(1.2MPa)的桩不多。

(2)桩身上部2~3m相对不密实,常见的是由于原土含水量太大,呈蜂窝状孔洞,强度一般为0.5~2.0MPa(28d);中部一般结构较紧密,强度最高;下部含灰量相对少,强度相对较低。

(3)粉喷桩桩体由一系列水泥微薄层同心圆构成,桩心存在盲区,越向外强度越高,轻便触探试验发现,触探锥头容易向桩心软弱处偏移,桩心盲区随着浓度加大逐渐趋于减弱。

(4)粉喷桩的存在,客观上阻碍了水的横向流动,从而使超孔隙水压力的消散较慢,因此,粉喷桩复合地基的固结时间较长,不利于沉降稳定。

3. 粉喷桩施工影响因素

根据大量试桩的结果,粉喷桩施工影响因素主要有以下几种:

(1)成桩下钻和提升速度。当采用慢速时,水泥土搅拌较均匀,水泥的效果发挥得好,但速度太慢时(各0.5m/min档),施工效率降低,可采用0.8m/min的中档速度。

(2)灰罐压力和气流压力,灰罐压力不足,则中途发生停灰,如桩中断灰,影响施工质量,

灰罐压力太大则不易控制气流压力。管道压力由灰罐压力和气流压力混合而成,下钻时用气压力控制钻进,提升喷粉由灰罐阀门和气流阀操作,保持一定压力喷粉。气流压力太大,能使淤泥向周围挤压,破坏周围土体结构,形成空洞;气流压力太小,则易堵塞灰口。由于气流压力和管道压力全由喷灰工手动控制,没有仪表显示。因此粉喷桩的质量与喷灰工的技术水平和工作责任心有很大关系。

(3)喷灰均匀程度。由于粉喷桩要进行桩头检测,加之地层浅部喷灰阻力小于深部,一般粉喷桩喷灰容易造成下欠上超,由于淤泥土性质较差,液性指数大,土质经扰动呈现流塑状态。一般管道长度60~80m,灰土管道内还有一段行程,钻具提升即使能同步送灰,灰在管道内还有一段行程时间,可能造成断灰或灰量不足。

(4)钻头的类型和形状。试桩用的钻头呈螺旋形式,尤其出土口部尺寸较窄,小于螺纹中上部螺距,在工作时易造成出土不畅。在淤泥层中钻进时呈蒜头将桩四周土搅拌成空腔,易引起桩下沉,在现场每次下钻前均发现该钻头片内部都有塞紧的泥土需要铲除。用该钻头钻进往往发生桩下沉,如采用改进的开口螺片状钻头后,桩下沉现象即大有改善,说明钻头型式对成桩有很大影响。

软土因抗剪强度低、天然含水量高、可压缩性大等特点而成为高速公路修建中令人头疼的问题,处理不好,将会严重影响后续的路面基层和面层的施工,产生路面沉陷、裂缝等病害,严重影响和降低高速公路的使用性能,造成巨大的经济损失。因此在采用粉喷桩复合地基处理软基时,一定要注意每一个环节,扬长避短提高质量。

粉喷桩在高速公路软基处理中常见问题与防范措施

1. 现场问题的防治与处理

高速公路应用粉喷桩属地下隐蔽工程,虽然处理路段都具有地质勘察的相关资料,但实际情况与设计资料不符的情况仍时有发生,另外,施工中由于人为因素较大,而控制的参数较多,因此,施工过程中常会发生一些问题。

1) 设计范围内未到达持力层

粉喷桩应穿透软弱土层到达强度相对较高的硬土层或称持力层,并深入硬土层50cm为止;持力层深度除根据地质资料外,还应根据钻进电流表的读数变化确定。当钻进电流表的读数明显上升,表明已进入持力层。在确定桩长时应遵循以下原则:

(1)如达到设计桩长而仍未穿透软弱土层时,应继续钻进,直至深入下卧硬层50cm为止;

(2)如未达到设计桩长,但电流表读数已明显增大的情况下,表明确已钻至硬土层,此时就继续钻进深入硬土层至少1m;

(3)当施工桩长与设计桩长不符时,应及时记录,上报。如出现大面积桩长不符时,应立即停止施工,待重新确认后再行施工。

2) 施工过程中夹层断桩问题

粉喷桩施工过程中出现夹层断桩的问题,其产生的原因主要有:

(1)储灰罐内的水泥喷完后没有察觉,钻杆继续提升搅拌,而喷粉已中断;

- (2) 灰罐阀门打开后,未等水泥送至喷粉口即开始提钻;
- (3) 水泥潮湿结块或有异物堵管,管道漏气或供气不足,喷粉口被粘土堵塞等。

为防止夹层断桩的产生,保证粉喷桩的施工质量,应重点注意以下工作:

- (1) 注意控制喷粉与提钻的速度和时间,宜先喷粉1~2min后再提钻搅拌;
- (2) 计算出灰罐内每根所需的水泥用量,并略有富余;
- (3) 水泥应有防潮措施,喷粉时严格过筛;
- (4) 粉喷桩机应配有电子计量装置,并注意观察;
- (5) 严格检查喷粉时的管道压力。

对于产生的夹层断桩情况,要求在12h内采取补喷措施。被喷重叠长度应不小于1.0m,特别困难时以电流表读数明显变化为准,否则应重新打设,新桩距报废桩的距离不能大于设计桩距的15%,并填报在施工记录中备查,所有接桩补桩都必须报监理工程师认可。

3) 桩身强度不均匀

施工过程中,桩身强度不均匀的情况时有发生,其产生的原因主要有:

- (1) 钻杆提升速度不均;
- (2) 喷粉管路轻微堵塞,造成气压不稳,灰流量时高时低,喷灰不均;
- (3) 遇局部松散软土,造成粉体流失,使桩体水泥含量不足:遇粘土搅拌不均匀。

为防止桩身强度不均匀的情况,保证粉喷桩的整体施工质量,应重点注意以下工作:

- (1) 控制提升搅拌速度;
- (2) 经常观察电子计量装置,进行调整和控制;
- (3) 水泥严格过筛,防止管路堵塞;
- (4) 遇松散软土或粘土时低速钻进搅拌,使水泥与土充分搅拌均匀。

2. 材料问题与防治

1) 水泥用量

粉喷桩加固处理公路软基是由粉喷桩与桩间土形成的复合地基,它是利用粉喷桩与桩间土共同承受地面以上的荷载,因此,不能将粉喷桩看成桩基而一味增大水泥用量。这样,虽然粉喷桩的强度有所增强,但它却忽略了土体的承载能力,造成资源和经济的浪费。设计时要根据地质条件、路堤填土高度等具体情况,合理选择水泥用量。

2) 水泥喷入量

在施工设计文件中,一般要求粉喷桩的水泥要均匀喷入。但是,从复合地基的应力分析来看,越往地基深处其应力越小,因此,水泥喷入量并不应强求上下一致,而是在保证水泥喷入总量一定的条件下,采用上多下少方式将水泥喷入。

由于粉喷桩加固高速公路软土地基属地下隐蔽工程,施工过程需控制的参数较多,人为影响的因素较大,事后检测亦困难,施工质量不易保证,因而必须对施工过程进行全方位、全过程、全天候的严格管理,加强质量意识,防止质量事故,确保工程质量。

粉喷桩在高速公路软基处理应用中亟待解决的几个问题的建议

1. 亟待解决的问题

(1) 勘察资料不全

一些公路的地质勘察报告对复杂软土地基的调查、勘探和测试,远不能满足粉喷桩设计的需要,工程详细勘察间距偏大,报告中缺少粉喷桩复杂软土地基勘察评价或评价内容不全。

(2) 现场试验资料缺乏

在一些高速公路软基处理中,粉喷桩工程设计缺少现场试验资料;设计参数未经试桩、工艺试验桩检验;缺乏桩身水泥土配合比试配,难以保证粉喷桩的工程可靠性、耐久性、适用及抗震性能。粉喷桩设计简单。

(3) 施工质量难以控制

一些高速公路的粉喷桩施工质量差,缺乏工艺试验桩资料,施工记录不全;对施工中易发生桩体疏松、桩身水泥土强度低、空心桩、夹层、断桩、桩径缩小,桩身位移等质量通病难以控制。

2. 建议

(1) 适用范围应予限制

针对上述粉喷桩在高速公路软基处理中的问题,应尽快制定相应规定,以规范其适用范围。建议对复杂软土地基、抗震设防区、应限制使用粉喷桩。

(2) 加强检测和监测

完善粉喷桩的勘察、设计、施工和质量检查,桩的完整性及承载力检测,应在小应变动测的基础上,进行有代表性抽样,做单桩复合地基载荷试验。其次,对粉喷桩的沉降监测也应明确规定。沉降监测期限应超过2年,期间若发现沉降变形超出规范要求,且沉降继续进行,应立即作为危险工程进行处理。

(3) 建立完备的质量保证措施

粉喷桩软土地基处理的质量检查一般包括以下内容:开挖检查与检测成桩质量;粉喷桩复合地基承载力检测;桩身成桩质量与完整性的检验与检测;粉喷桩地基加固效果的整体评价;粉喷桩地建筑物沉降,位移监测等。但是,目前粉喷桩质量检查均缺乏上述内容,仅采取随机抽样、用单桩复合地基载荷试验或单桩载荷试验对粉喷桩进行质量验收,对于深层土质复杂的粉喷桩土地基,往往难以评定其粉喷桩工程的整体性状。

粉喷桩复杂软土地基单桩承载力的确定,不应忽略相邻桩间的沉降差。桩间沉降差较大,应考虑进行加固处理。由于目前相应规范不完备,对粉喷桩存在的夹层、断桩、空心桩、桩头疏松等属于有严重缺陷的桩,没有相应处理标准,给工程埋下了极大隐患。此外,粉喷桩工程竣工后,在一年左右产生明显沉降变形,但由于没有相应规范规定,竣工后的沉降监测也就无法进行。

参考文献

- [1] 叶书麟,地基处理工程实例应用手册,中国建筑工业出版社,北京,2000.9
- [2] 牛志荣、李宏等,复合地基处理及其工程实例,中国建筑工业出版社,北京,2000.6
- [3] 周金鹏,粉喷桩加固高速公路软土路基的机理与设计,南京理工大学硕士论文,南京,2003.3

地基病害治理可靠方法工程实例*

陈国政 陈守平

(中国有色金属工业西安勘察院基础托换工程公司 西安 710054)

刘海洲

(陕西省渭南地质工程公司 陕西 714000)

【摘要】本文通过工程实例,介绍了预压桩托换技术的设计方法、施工程序与成果。通过成果分析,表明地基保持稳定,墙体裂缝闭合。该工程经治理后使用至今已有七年多,地基未出现异常,墙体完好无裂缝。实践证明,该项技术对既有建筑出现地基病害的治理方法有效可靠,值得推广。

工程概况

陕西省渭南供销纺织厂南门面房楼房,设计二层,砖混结构,基础埋深1.35米,为砖砌大放脚条形基础,其下0.45米厚3:7灰土垫层,设有地圈梁,基础下持力层为湿陷性黄土承载力低。

该楼房1995年6月建成,经使用不到一年,于1996年春节假日里发现楼房北半部纵墙突然下沉开裂,裂缝宽度20mm~30mm。仅隔2天观察发现,裂缝宽达100mm~120mm,长度大于2.0米(参见图5),超过层高1/2。裂缝呈水平向和斜向,由底层延伸至顶层,造成门窗错位,裂缝内外通透。地面开裂塌陷,地梁悬空扭曲和断裂,并出现1~2mm裂缝。建筑物面临倒塌危险,严重威胁生命财产安全,人员被迫撤离脱险。按《危险房屋鉴定标准》(JGJ25-99)判定,实属危房。

为保证结构安全,业主提出:要紧急采取有效的方法进行处理,达到地基稳定,恢复使用功能。要求对墙体裂缝闭合并确保安全,要工期短,经济效果可靠。

地质条件简述

根据《岩土工程勘察报告》资料,场地地基土分四层,自上而下为:

1. 杂填土 (Q_4^{2ml}):厚度0.30~1.10m。
2. 黄土状土 (Q_4^{2el}):厚度2.40~4.20m,压缩系数 $a_{1-2} = 0.69\text{MPa}^{-1}$,属高压缩性土;

* 收稿日期:2003年7月

3. 黄土状土 (Q_4^{1eol}): 厚度 1.90 ~ 4.80m, $a_{1-2} = 0.37 \text{MPa}^{-1}$ 为中等偏高压缩性, 湿陷系数 $a_{1-2} = 0.016$, 属于中等湿陷性。 $f_k = 120 \text{kPa}$

4. 黄土 (Q_3^{2eol}): 揭露最大厚度 8.20m, 未钻穿该层, $a_{1-2} = 0.33 \text{MPa}^{-1}$, $f_k = 150 \text{kPa}$ 勘察期间地下稳定水位埋深 7.00 ~ 7.60m, 场地湿陷类型, 属于非自重湿陷性场地。

地基病害根源

据调查 1996 年在春节假日里, 为方便生活用水将北侧靠近墙体的水管开放, 让用户自由取水, 因管理不善无人关闭, 水箱注满后长时间溢水, 附近正是低洼地带, 因排水不畅, 大量集水倒灌, 使地基土被水严重浸泡湿陷, 结构破坏, 承载力大幅度降低, 故导致地基过量不均匀沉降, 造成结构墙体严重开裂。

地基治理方案与设计

1. 地基治理方法

经现场调查, 地基土浸水湿陷是造成建筑物损坏的根源。方案选择首先必须尽快控制地基稳定性, 而后恢复结构安全。

经多种方案对比分析认为: 预压桩基础托换地基加固补强为最佳可行方案。其突出特点: 设备小巧, 借上部结构荷载作反力, 基础中心下垂直压桩, 加固机理明确, 反映起直观, 人为的易控施压, 效果可靠。托换后有效组织桩顶回弹, 并形成反力, 顶升上抬基础, 使墙体裂缝达到闭合, 维持结构稳定快, 且施工工期短, 造价低, 符合业主提出的, 安全、可靠、经济、恢复使用功能要求, 故而被采用。

2. 地基治理设计

基础托换方案设计如下:

1) 在沉降较大, 墙体开裂较严重部位基础下布桩 24 根, 桩间距 0.8 ~ 1.6m, 平面位置参见图 1。

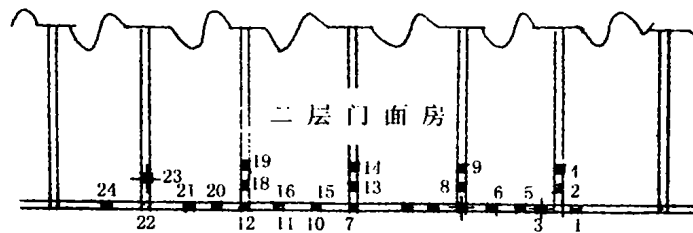


图 1 预压桩托换地基加固平面布置示意图

■ - 静压桩 ◼ - 单桩静载荷试验

2) 桩型, 采用钢筋混凝土方桩, 截面尺寸 $20 \times 20 \text{cm}$ 。

3) 每节桩长分别为: 1.0m、1.2m 平桩和 1.2m 尖桩, 锥角为 60° , 桩身混凝土强度 C30

4) 据结构荷载计算, 单桩承载力标准值 $R_k = 150 \text{kN}$ 。

5) 每根桩入土深度约 9.0m, 但主要以 R_k 压桩力控制。压桩终止压力满足规范^[1]要求 $P = 1.5 \times R_k$, 即 $\geq 230\text{kN}$ 。

6) 托换压力 $P \geq 1.5 \times R_k$, 要保持恒压后再进行托换上抬基础达到墙体裂缝闭合为准。

7) 为可靠的对地基评价, 选择三根代表性工程桩, 做单桩静载荷试验(以后简称试桩)。

8) 桩顶托换钢管 $\Phi = 159\text{mm}$, 壁厚 6mm。

9) 桩位平面偏差不得大于 $\pm 20\text{mm}$, 桩节垂直度偏差小于 1% 的桩节长。

10) 对墙体裂缝要闭合。

施工试验

施工顺序与方法为^[2]:

1) 挖操作坑。按平面布桩位置贴近墙体挖竖向操作坑, 深达 1.8m 后向地梁底面扩展凿洞截面尺寸以能达到操作为准。

2) 安全支护, 在操作坑两侧先安全支护, 后于中间进行压桩。

3) 压桩, 地面采用电动泵控制施压, 观测桩尖入土深度与压桩阻力关系, 坑下操作压桩, 采用电焊接桩。

4) 恒压, 试桩, 当压桩力达到设计要求时, 取下压桩千斤顶, 将两开式托换支架置于桩顶并用螺栓拧紧牢固, 其上安置带有压力表 500kN 千斤顶, 支顶加压达到压桩终止压力, 并保持恒压稳定后卸荷为零, 这时将桩顶下方固定好两块对称百分表, 并照现行规范采用快速维持荷载法, 以上部结构荷载作反力逐级加压, 观测各级荷载下相应沉降量。

5) 阻止桩顶回弹与反力试验, 试验装置如图 2 所示, 压桩结束卸荷为零, 再加压至压桩终止压力保持恒压稳定后, 将同吨位二台带有压力表千斤顶置于支架两侧同步加压当二者合力等于压桩终止压力时, 中间千斤顶降压至零, 暂不动代替托换楔紧钢管, 此时两侧千斤顶同步卸荷至零, 观测中间千斤顶压力表数就是桩顶反力, 桩顶下方百分表读数便是桩顶回弹。该法既能测得桩顶反力又能测定回弹量^[3]。

6) 托换阻止桩顶回弹试验

压桩结束, 移去压桩千斤顶, 在托换支架两侧安置两台同吨位千斤顶, 加压至压桩终止压力经恒压稳定后, 于地梁底面与桩顶间塞入楔紧钢管, 然后对二台千斤顶卸荷至零, 观测桩顶下百分表, 可直接观测得桩顶回弹(图 3), 托换完毕, 拆除全部装置, 随后托换钢管两端用电焊接牢固。该试验得不出桩顶反力, 但可通过试桩测得压力与回弹曲线查出。



图 2 试桩与阻止桩顶回弹反力试验装置全景



图 3 阻止桩顶回弹试验装置外观

7) 墙体裂缝闭合

按设计要求,为使墙体裂缝闭合,于最大水平向裂缝基础下密布桩不少于 3 根,间距 1.0 ~ 1.5m,压桩结束,选择小于压桩终止压力而后按要求施压。

为防止竣工后裂缝产生松动,要跳跃式进行,对裂缝严重部位两侧桩先逐级加压,支顶上抬地梁同时托换,而中间桩千斤顶相应加压支顶裂缝紧密闭合时再托换。托换完后拆除全部装置。

8) 回填夯实导坑,按要求回填至桩顶下 0.2 ~ 0.4m。

9) 支模浇灌混凝土承台,强度 C20。采用振动棒捣实并将桩头包裹起来,与基础连接成整体。

10) 恢复地面,对挖掘导坑破坏地面散水,用 C15 混凝土恢复原貌。

预压桩托换成果分析与评价

根据本工程施工试验所获得资料,经整理计算统计,有关主要成果分析评价如下:

1. 预压桩

压桩结果数据列入表 1,压桩力 P —桩尖入土深度 H 关系典型曲线见图 4。

压桩结果及水浸程度汇总表

表 1

0 桩编号	桩尖入土深度 H (m)		压桩终止压力 P (kN)		水浸程度
	范围值	平均值	范围值	平均值	
2. 11. 15. 16. 21. 23	4.24 ~ 6.66	5.40	213.6 ~ 309.0	266.3	较微
1. 3. 4. 6. 9. 12 ~ 14. 17. 20. 24	7.69 ~ 8.86	8.28	195.5 ~ 356.3	292.3	严重
5. 7. 8. 10. 22	9.06 ~ 11.65	9.85	272.7 ~ 286.4	268.3	最严重

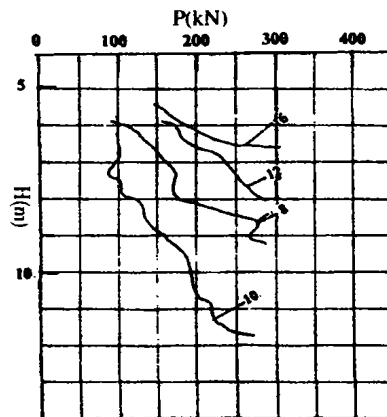


图 4 压桩力 P —桩尖入土深度 H 关系曲线
(图中编码为桩编号)

由表1和图4可得出:

- 1) 压桩终止压力 P 达 266.3 ~ 292.3kN, 大于 $1.5R_k$ 表明满足设计要求。
- 2) 压桩力 P 随着桩尖入土深度增加而增大, 但不成比例, 有时出现反常现象。
- 3) 压桩入土深度相同, 而压桩力明显发生变化如 $H = 8.0\text{m}$ 时, 编号 12, $P = 290\text{kN}$; 编号 8 $P = 200\text{kN}$; 编号 10, $P = 125\text{kN}$ 。
- 4) 压桩力相同, 桩尖入土深度有区别, 如当 $P = 280\text{kN}$ 时, 编号 16、8、10, 分别为 6.66m、9.06m 及 11.56m。

相比编号 10 随桩尖入土深度增加, 桩阻力增加较慢是受水浸严重部位, 编号 16 增加最快为水浸较轻部位。综合上述分析, 压桩力与桩尖入土深度变化与土层性质软硬有关。

2. 试桩

根据三根试桩资料, 结果列入表 2, $P-S$ 曲线图见图 5

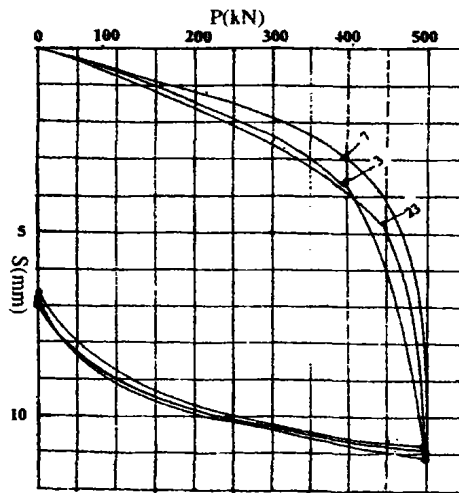


图5 基础下试桩 $P-S$ 关系曲线
(图中编码为桩编号)

试桩结果表

表 2

桩编号	桩尖入土深度 $H(\text{m})$	试桩终止压力 $P(\text{kN})$	比例界限 $P_0(\text{kN})$	与 P_0 相对应沉降 $S(\text{mm})$	总沉降量 $\Sigma S(\text{mm})$	总回弹量 $\Sigma \Delta S(\text{mm})$	托换回弹 $\Delta S(\text{mm})$	压桩力 $P(\text{kN})$	桩顶形成反力 $P_{\uparrow}(\text{kN})$
3	8.11	250	200	3.72	10.94	4.09	1.12	280	85
7	9.14	250	200	3.06	11.22	4.25	1.82	282	55
23	5.18	250	225	4.72	11.09	4.01	1.60	300	76

由上述结果得出:

比例界限 $P_0 = 200 \sim 225\text{kN}$, 相对沉降 $S = 3.06 \sim 4.72\text{mm}$, 平均 3.81mm , 而测得回弹量 $\Sigma\Delta S = 4.01 \sim 4.25$, 平均 4.12mm 小于桩顶容许沉降 $S = 5.0\text{mm}$, 故承载力标准值确定, 从安全角度考虑, 取 P_0 低值为 $R_k = 200\text{kN}$ 。

由试桩确定的 R_k 值是设计值 ($R_k = 150\text{kN}$) 1.33 倍, 满足设计要求。

3. 托换桩顶回弹与反力试验

由表 2 得知:

压桩结束测得桩顶回弹 $S_{\text{上}} = 1.12 \sim 1.82\text{mm}$ 平均 1.51mm , 按试桩卸荷至零时, 总回弹 $\Sigma\Delta S = 4.12\text{mm}$, 有效阻止桩顶回弹 ΔS 达 63.3%。而桩顶反力 $P_{\text{上}}$ 为 $55 \sim 85\text{kN}$, 平均 72kN , 从而增大承载力有效控制地基不再产生新的沉降。

4. 墙体裂缝闭合结果对比

本工程由于出现地基病害导致结构墙体严重开裂, 但经采用基础下预压桩托换法, 墙体裂缝得到闭合, 在其他危房工程中亦遇到类似情况, 为说明问题, 实例结果对比见图 6 - 11 (危房墙体开裂与闭合情况对比)。

① 渭南绵织厂二层危房



图 6 地基治理前外墙底层呈斜水平裂开, 缝宽 5 - 12cm 长度大于 2.0m



图 7 地基治理后经顶升托换墙体裂缝闭合实况

② 西安祭台村 6 层危房



图 8 地基治理前外墙底层呈斜水平裂开, 缝宽 8 - 14cm 长度大于 2.0m



图 9 地基治理后经顶升托换墙体裂缝闭合实况

③ 甘肃红会四矿教学塔楼三层危房



图 10 地基治理前内墙顶层呈斜水平向与斜向裂开, 缝宽 3 - 15cm 长度大于 2.0 - 2.5m



图 11 地基治理后经顶升托换墙体裂缝闭合实况

上述资料得出:

- 1)地基加固后墙体裂缝基本闭合,是非常理想的,有利于对裂缝修补。
- 2)墙体裂缝闭合后,表面看有痕迹,象征着未合原貌,这是因为裂缝充塞破坏碎颗粒之故,托换后虽被压实不可能达到原来状态,对裂缝进行修补后,不会再次开裂。
- 3)实践验证上述危房经治理至今使用长达7年之久一直正常使用,未发现墙体出现重复裂缝。

对比结果表明,预压桩托换法治理,对墙体裂缝闭合是唯一可行的好方法,值得推广应用。

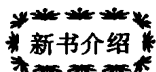
结语

经过综合分析得出以下几点:

1. 该项工程竣工至今已使用七年多,经沉降观测,地基变形稳定,墙体完好未出现裂缝,证明采用预压桩托换技术治理是成功的。
2. 试桩确定值 R_k 是设计值 1.33 倍,说明地基治理补强效果安全可靠。
3. 本工程托换后有效阻止桩顶回弹达 63.3% 桩顶反力为 72kN,它是增大承载力控制地基不再产生新的沉降可靠方法。
4. 实践证明预压托换技术,具有机理明确,直观可知并易控,墙体开裂严重部位经托换顶升上抬裂缝可基本闭合,它非常适用危房抢险工程,效果可靠。
5. 在托换顶升上抬合缝时,多个托换顶升点至关重要,先根据裂缝长、宽,上部结构荷载采用同步逐级施压上抬并保持恒压,控制裂缝只能减小,不能增大,会获得理想结果。

参考文献

- [1]《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-91),北京,中国计划出版社 1992
- [2]叶书麟等编著:《地基处理与托换技术》(第二版)中国工业出版社,1994. 12
- [3]陈国政《桩式托换柱基纠偏与顶升工程实例》,岩土工程学报 V01,15,NO.2,1993



《复合地基理论及工程应用》

由浙江大学教授龚晓南编著的《复合地基理论及工程应用》已在中国建筑工业出版社出版。该书较全面介绍了龚晓南教授和他的学生在复合地基理论和实践方面的研究成果,对作者已出版的《复合地基》一书中形成的复合地基理论框架作了补充和完善,较全面地介绍了复合地基技术的新发展和工程应用,对发展中存在的问题也作了论述。全书分十章:绪论,土和复合地基性状,桩体复合地基承载力,水平向增强体复合地基承载力,复合地基沉降计算,复合地基优化设计和按沉降控制设计,基础刚度对复合地基性状影响,复合地基在地基基础工程中的地位和评价,复合地基振动反应和地震响应,复合地基工程应用及实例。如需购买可到各地建筑书店或《地基处理》编辑部购买。

地址:浙江大学玉泉校区土木系《地基处理》编辑部 邮编 310027
电话:0571-87952077,总价 20 元/册(包括邮费)。

某桩基础工程质量事故分析与处理*

黄舜涛

(广东省潮州市建筑工程质量检测站 潮州 521011)

【摘要】本文通过对某工程人工挖孔灌注桩基础质量事故原因的分析,结合本工程场地的岩土特点和工程的实际情况,对该基础工程进行补强处理提出一种新的尝试性技术措施。

工程实例

某拟建外资厂房为六层框架结构,基础为单桩单柱形式,采用直径为 $\Phi 1200\text{mm}$ 和 $\Phi 1400\text{mm}$ 的人工挖孔灌注桩,设计桩身混凝土强度等级C25,单桩竖向承载力设计值为 $\Phi 1200\text{mm} = 5300\text{kN}$ 、 $\Phi 1400\text{mm} = 6800\text{kN}$,要求桩端嵌入持力层(中风化炭质泥岩)不少于0.5米,施工过程中在每根桩终孔后灌注混凝土前必须对孔底地质情况进行验收。

桩基施工完成,桩身混凝土达到规定龄期后,采用低应变反射波法对桩身结构完整性进行全面普查。该工程共有工程桩34根,低应变完整性测试结果是I类桩8根,占工程桩总数的23%,II类桩14根,占工程桩总数的41%,III类桩共12根,占工程桩总数的35%,没有IV类桩。从缺陷的情况看,有一根III类桩其缺陷位置位于桩身3.9米处,其余III类桩缺陷位置均位于桩底,大部分II类桩缺陷位置也位于近桩底处。根据反射波理论,嵌岩良好的工程桩其反射波曲线应如图1所示,但本工程大部分工程桩实测反射波曲线如图2所示。由此可见,本工程主要质量问题在于桩端部分。

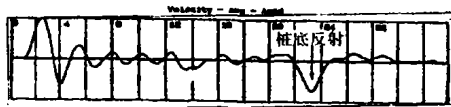


图1 典型嵌岩桩反射波法曲线图

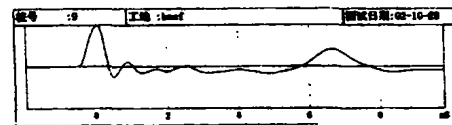


图2 D3#桩反射波法实测曲线图

为进一步查明事故原因,并为以后的补强处理提供详细可靠的技术依据,经研究决定采取更全面的方案对本基础工程进行检测:首先,在低应变普查的基础上选择比较有代表性的4根桩进行竖向抗压静载试验(静载试验结果见表1);其次,再对已做静载试验的4根桩进行钻孔取芯检验,钻孔深度须进入持力层(即中风化泥岩)不少于 $3.0D$ 处(基桩钻孔取芯检验结果见表2);另外对该工程场地进行全面的补充勘探,即在每根工程桩近桩身处补充勘

* 收稿日期:2003年7月

探孔一个,要求孔底应进入中风化基岩不少于3D。

质量事故及原因分析

综合上文桩基检测 results 和补充岩土工程勘察情况看,本工程质量问题有以下特点:

(1)缺陷性质看:本工程大部分工程桩其桩身混凝土结构完整性基本良好,只有D6#桩在3.9米左右存在明显缺陷,但大部分工程桩桩端持力层较差,不仅没有按设计要求嵌入中风化基岩,而且不少工程桩桩底存在程度不同的软弱夹层,使基桩处于虚悬状态。从补充勘探结果看,所有的Ⅱ类桩和Ⅲ类桩持力层质量都较差,存在厚度不同的软弱夹层,尤其是Ⅲ类桩,软弱夹层可厚达数米(如D3#桩,软弱夹层厚达3.8米)。

(2)从基桩缺陷性质对其竖向承载力的影响情况看:C4#桩低应变检测为Ⅰ类桩,竖向抗压静载试验结果合格。D6#、D3#桩低应变检测均为Ⅲ类桩,两者区别在于D6#桩明显缺陷位置在桩身3.9米处,桩底情况基本良好,钻芯检验也证明桩端支承在中风化泥岩上,因此该桩静载试验合格;而D3#桩虽然桩身混凝土结构基本完整,但近桩底存在明显缺陷,因此静载试验不合格(荷载仅加至3180kN即沉降量急剧增大,应建设单位要求,试验过程中,多次重装百分表并反复加载直至沉降量达到680mm仍未稳定)。钻芯检验也证明桩端以下存在厚达3.8米的软弱夹层。由此可见,本工程中对基桩竖向抗压承载力起决定性作用的是桩端持力层。

第一次静载试验结果汇总表

表1

桩号	桩长	桩径	单桩承载力设计值	要求最大试验荷载	试验终止荷载	竖向极限承载力	累积沉降量	残余沉降量	低应变类别	完整性描述
#	m	m	kN	kN	kN	kN	mm	mm		
D6	10.0	1.20	5300	10600	10600	10600	36.69	21.95	Ⅲ	3.9米左右明显缺陷
A5	13.3	1.20	5300	10600	9540	8480	>76.93		Ⅱ	近桩底一般性缺陷
D3	11.9	1.20	5300	10600	3180	2120	>680.00		Ⅲ	桩底明显缺陷
C4	9.60	1.20	5300	10600	10600	10600	33.87	20.11	Ⅰ	桩身基本完整

基桩钻孔取芯检验结果汇总表

表2

桩号	桩长	钻孔深度	桩身砼强度值	桩身砼质量描述	桩端持力层描述
#	m	m	MPa		

D6	10.0	13.7	上:22.3 中:17.3 下:28.8	0.90~3.75m,表面粗糙,胶结一般~稍差; 3.75~4.30m,节短,破碎,表面粗糙,胶结较差,气孔明显; 4.30~10.0m,砼结构完整,胶结良好	0.0~9.80m,桩身砼 9.80~13.7m,中风化炭质泥岩
A5	13.3	17.2	上:23.9 中:22.8 下:27.7	砼结构完整,胶结良好,均匀性较好;局部胶结稍差,表面略粗糙。	0.0~13.15m,桩身砼 13.15~13.55m,强风化炭质泥岩,局部破碎,遇水软化,强度低 13.55~17.20m,中风化炭质泥岩
D3	11.9	19.7	上:24.0 中:30.3 下:26.9	砼结构完整,胶结良好,均匀性较好;局部胶结稍差,表面略粗糙。	0.0~11.80m,桩身砼 11.80~12.25m,成分杂,松散,主要为强风化炭质泥岩,破碎,遇水软化,强度低 12.25~16.05m,粉质粘土~淤泥质粘土,湿,可塑,中等~高压缩性 16.05~19.70m,中风化炭质泥岩
C4	9.6	13.2	上:25.6 中:30.7 下:31.1	砼结构完整,胶结良好,均匀性较好;局部胶结稍差,表面略粗糙。	0.0~9.55m,桩身砼 9.55~13.20m,中风化炭质泥岩

结合施工过程的情况分析,造成本工程质事故的原因主要有如下三方面:

(1)施工管理不当,孔底验收时把关不严,没有查明基底地层的真实性状,导致大部分工程桩桩底存在厚度不等的软弱夹层,使基桩处于虚悬状态,没有实现设计要求的嵌岩,因此承载力远远达不到工程使用要求。国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007-2002)第10.1.6条是强制性条文:人工挖孔桩终孔时,应进行桩端持力层检验。单桩单柱的大直径嵌岩桩,应视岩性检验桩底下3d或5m深度范围内有无空洞、破碎带、软弱夹层等不良地质条件。本工程如能按规范要求采用超前钻逐孔对孔底地质情况进行检验,就可以查明孔底地层真实性状,及时发现未揭示的软弱夹层,确保桩端支承在基岩中,避免出现重大质量问题。

(2)不了解持力层岩性特点,忽略了地下水的影响。作为本工程桩端持力层的中风化炭质泥岩属于软质岩石,具有较高吸水率和较强的压缩性,遇水浸泡后会严重地软化膨胀。据有关各方事后回忆,施工过程中,每根桩成孔后并未立即验收基底并马上进入下道工序施工——浇灌混凝土,所有的桩成孔至浇灌混凝土的时间间隔少则数天,多至十几天,而这正是人工挖孔灌注桩的大忌。因为地下水的存在,这种做法常引起塌孔而造成安全质量事故,而在本工程则由于基底软质岩层遭受长时间浸泡而软化膨胀,大大地降低其承载能力。因此部分工程桩虽然桩端已进入设计要求的中风化基岩,但竖向抗压承载力仍然偏低。

处理方案

综合上文所述,本工程桩基础质量问题主要在于持力层,而桩身混凝土结构完整性基本良好(仅有一根Ⅲ类桩是由于桩身混凝土局部离析引起的,但该桩静载试验合格,取芯验证桩身结构也未破坏)。因此,本工程原有桩基础仍可充分利用,补强处理方案的关键在于解决桩端软弱层的问题。

可供选择的方案有两个,传统的做法是对桩底存在缺陷的问题桩进行抽芯钻孔,通过抽芯孔对桩底进行后压注浆补强;第二种方案是采用大吨位静力压桩机将原有灌注桩逐根压进,再在原桩位旁边补打一定数量的预应力管桩,两者共同组合起来作为承台基础。

经对两个方案的技术难度、工程造价、施工工期、质量控制等因素的反复比较,最终决定采用第二个方案。基础补强处理方案如图3所示。要求经处理后原有灌注桩和新打的预应力管桩其竖向极限承载力标准值分别是4800kN和3200kN。

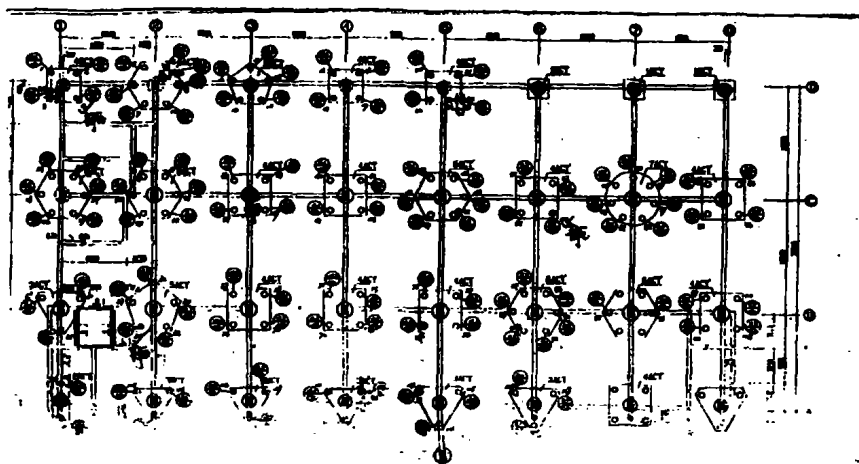


图3 基础补强处理方案平面图

图中:■为原有灌注桩桩位 ○为补打管桩桩位

据了解,该方案在施工技术上是一个新的尝试,其可行性首先得益于大吨位全液压静力压桩机在工程上的应用。目前在广东,应用于桩基础施工的全液压静力压桩机其最大吨位已达到750吨。其次,从前后两次岩土工程勘察成果看,基桩穿越的地层主要是粉质粘土和淤泥,属于软弱地层,标贯击数较低,也基本没有硬夹层,适宜预制桩的静压施工。另外,静压桩机既可以施工预应力管桩,也可以复压原有的灌注桩,同时,施工过程中又可以利用终止压力值对所有工程桩进行初步的质量控制,最后,还可以利用静压桩机作为静载试验的荷重物,使静载试验既快速高效,且节省费用,实在是一举三得。

具体的施工方案分成三部分:

(1) 原有灌注桩复打:把原有的灌注桩当成已施工的预制桩,桩顶凿除浮浆疏松层,再切除钢筋笼,桩顶面力求平整,以作为压桩时的受力面;施打时采用750吨静压桩机对原有灌注桩进行下压,压桩时其终压值须达到7200kN,并复压三次,每次稳压时间须持续5秒钟。因为原有灌注桩设计混凝土强度等级仅为C25,为确保桩顶面不会出现局部应力集中造成破坏,须对压桩机的送桩器进行改造,即把送桩器下端接上一个上小下大的锥体,以扩大与

桩身的接触面,同时压桩时在被压桩顶面放置一块厚度10cm的方形铁板,以对灌注桩桩头起到进一步保护作用。

(2) 部分灌注桩因桩端软弱层较厚,经复压之后,沉降量较大,桩顶面已低于设计使用标高。为此须在原有基桩上重新驳接同一规格钢筋笼,并浇注与原桩相同强度等级的混凝土。经接驳后的桩顶面须达到设计要求标高,驳接质量采用低应变反射波法进行全面检测。

(3) 根据不同桩位的受力情况,在原桩位旁边补打 $\Phi 500\text{mm}$ 的PHC管桩3~7根,原有灌注桩和补打的管桩两者共同组成为多桩承台。要求以中风化泥岩作为桩端持力层,终止压桩力达到4200kN。

处理工作完成后,再采用竖向抗压静载试验方法对处理结果重新进行检测,以确定经补强处理后竖向承载力能否满足设计要求。第二次静载试验结果见表3。为节省试验费用、缩短试验时间,静载试验利用静压桩机作为荷重物。试验时各被试验桩距施打时间均已达到或超过13天(灌注桩是指其复打后的时间),即各被试验桩其被扰动的桩周土已经过了休止期。第二次静载试验分别抽取灌注桩4根和管桩3根,其中A5#、D3#两根工程桩处理(复打)前经静载试验承载力不合格,经静压复打后,两根桩的贯入度分别为0.15米和3.2米。

从表3的静载试验结果看,经试验的7根工程桩竖向承载力全部满足设计要求,而且其最终沉降量都不大,回弹率却较高,说明补强处理方案达到预期目标,是成功的。

第二次静荷载试验结果汇总表

表3

桩号	桩型	桩长	桩径	终止 压桩力	桩入土 时间	最大试 验荷载	竖向极限 承载力	累积 沉降量	残余 沉降量	回弹率
#		m	m	kN	天	kN	kN	mm	mm	%
A5	灌注桩	14.8	1.2	7200	22	4800	≥ 4800	12.55	5.39	57.1
D3	灌注桩	15.1	1.2	7200	16	4800	≥ 4800	16.43	7.93	51.7
B6	灌注桩	17.2	1.2	7200	19	4800	≥ 4800	13.30	6.09	54.0
C3	灌注桩	11.9	1.4	7200	17	4800	≥ 4800	9.66	4.53	53.1
65	管桩	15.0	0.5	4800	13	3200	≥ 3200	13.24	5.26	60.3
54	管桩	14.7	0.5	4800	13	3200	≥ 3200	8.21	2.43	70.4
4	管桩	18.0	0.5	4800	15	3200	≥ 3200	12.18	4.24	65.2

结论

(1) 人工挖孔灌注桩多是一种桩端嵌岩的高承载力端承桩,常用于基岩埋藏浅、地下水位低的地质环境,地貌上多属于复杂多变的山前地带。工程实践中常出现因勘察不准、施工操作不当、基底验收疏忽等因素而导致桩端虚悬等质量问题。为此,场地的岩土工程勘察资料的准确性和施工时基底地质情况的严格复检对确保桩基础工程质量至关重要。只有真正实现嵌岩、不出现桩端虚悬的现象,才能充分体现挖孔灌注桩单位承载力高的经济及技术优势。

(2) 对于因地质勘察疏漏或基底质量控制不严而导致桩端虚悬的挖孔灌注桩基础,因桩端以下软弱层厚薄不均,采用桩身钻孔后压注浆进行补强处理不仅工期长、造价高,技术难

度也较大。随着大吨位全液压静力压桩机在施工实践中的成功应用,采用大吨位静压桩机对原有灌注桩进行复压,以充分提高原有灌注桩的端承力,再补打少量管桩,两者共同组成承台基础这样一种的处理方案,不失为一种有益的技术尝试。本文旨在抛砖引玉,期望广大同行专家批评指正,使之在工程实践中能更加切实可行。

参考文献

- [1] JGJ 94 - 94 建筑桩基技术规范
- [2] GB 50007 - 2002 建筑地基基础设计规范
- [3] GB 50021 - 2002 岩土工程勘察规范
- [4] 广东省标准静压桩基础技术规程编制组 静压桩基础技术规程(讨论稿)2001

第三届全国基坑工程学术讨论会通知 (第一号)

为总结交流基坑工程领域在理论与实践方面的新经验,促进技术进步,继1998年和2000年分别在济南和温州成功召开第一届和第二届基坑工程学术讨论会后,中国建筑学会基坑工程专业委员会决定于2004年5月在广州举办第三届全国基坑工程学术讨论会。本次会议将在中国建筑学会基坑工程专业委员会主办,广东省土木建筑学会、广东省岩石力学与工程学会协办,广东省水利水电科学研究院承办。

会议主题如下:

- 1、基坑支护技术和设计理论的新发展
- 2、大型复杂基坑工程实例报道
- 3、基坑工程事故分析
- 4、禁止超越建筑红线条件下的基坑支护新技术
- 5、基坑工程监测、监理和管理的新经验
- 6、我国加入WTO之后基坑工程面临的新形势
- 7、基坑工程领域的专利保护及对策

现围绕上述主题开始广泛征集论文,欢迎全国各地从事基坑工程勘察、设计、施工、监理和科研的技术和管理人员踊跃投稿。会议将正式出版论文集,并将约请有关专家作专题报告。

准备提交论文的作者请于2003年11月底以前将稿件或详细摘要(2000字以上)寄给:

100084 北京清华大学土木工程系 刘华北 博士

联系电话:010-62785681

对论文的审查意见及对论文打印格式的要求将在今年12月第二号通知中告知。

中国建筑学会基坑工程专业委员会
(挂靠单位清华大学土木工程系代章)

2003年9月1日

铁路防沙设计浅谈*

祁延录

(铁道第一勘察设计院新疆分院 乌鲁木齐 830011)

【提要】阐述风沙地区的特点、产生原因及风沙对铁路的影响和危害,提出治理沙害的特殊性和必要性,从而介绍了多种有效的防沙措施,并逐一进行剖析,设计时应结合当地自然条件,因地制宜合理采用。

概述

1. 沙漠地区自然条件的主要特征

(1) 气候干旱、雨量稀少

沙漠地区降水量大致自西向东递减,绝大部分地区年降水量在400mm以下,但也有局部差异。沙漠地区不仅雨量稀少,而且蒸发量很大,一般为1400~3000mm,沙漠内部达3000~3800mm。

(2) 温差大

沙漠地区平均年温差一般为30~50℃,绝对温差达50~60℃以上。日温差一般为10~20℃,最大可达30℃,特别是沙漠地表温度变化尤为剧烈,夏秋午间可达60~80℃,夜间则又降至10℃以下。

(3) 风沙频繁

沙漠地区风力较大,加之地表大部分为疏松的沙,所以在冬春风季沙质地表受风力吹扬,造成风沙弥漫,沙暴频繁,特别是在植物稀少的流沙地区。沙漠地区的风沙日,每年一般在20~100天左右。

(4) 植物稀疏低矮

沙漠地区绝大部分地区生长草本及灌木,特别是在流动沙丘地区,植物更为稀少。沙漠地区不仅植物低矮稀疏,而且为了适应干旱的气候,他们的叶子都缩的很小,或者变成棒状和针刺状,象梭梭和沙拐枣等。

(5) 沙漠地表为沙丘所覆盖

沙漠地区的地表为沙丘覆盖,致使地面起伏,一般在10~25m。这些沙丘除固定和半固定者外,一般在风力作用下都有显著的顺主风向向前移动的现象。移动的速度,在同一风向同一自然条件下,和沙丘本身的体积大小有关,即沙丘愈高大,移动速度愈慢。在水分植物

* 收稿日期:2003年9月

条件较好的地区,沙丘大部分为植物所固定,迁移则不很显著。

2. 沙丘的类型

根据沙丘活动的程度,一般可分为三种不同的类型。第一种为固定沙丘,植被覆盖率一般在40%以上,丘表风沙活动不很显著,表面结有硬壳一层,不易遭风力破坏,植物以禾本科和蒿属植物为主。第二种为半固定沙丘,植被覆盖率为15~40%,丘表流沙呈斑点状分布,有显著的风沙活动,植物以柠条、油蒿为主。第三种为流动沙丘,植被稀少,植被覆盖率在15%以下,甚至丘表完全裸露,在迎风坡下部和背风坡脚,有少量的花棒和籽蒿生长,风沙活动极为显著,因为这类沙丘的流动性大,对铁路的危害性也最严重,需采取有力的措施、就地固定,防止危害。

风沙对铁路的危害

1. 危害的类型

风沙对铁路的危害可归纳为路基风蚀和线路积沙两种类型。当风力达到起沙风速而作用于路基时,沙粒被吹走,产生路基风蚀。风蚀过程中形成的风沙流不断撞击地表,又继续将沙粒扬起,纳入运动的气流之中,使风蚀过程逐渐扩展。另外,路基本身又是风沙流运行的障碍物,导致风速降低,在线路上形成漩涡,丧失其前进速度,因而所携带的沙粒在线路上沉落,引起线路发生积沙现象。

(1) 风蚀

在风沙地区修筑铁路沙质路基,因细沙或粗粒物质疏松,结合力差,在风沙流的的撞击和磨蚀作用下,容易遭受风蚀。在路堤上,以路肩部分风蚀最为严重(这是因为在迎风坡路肩外的风速最大而背坡由于涡流作用产生掏蚀所致),坡面次之,坡脚一般不被风蚀,反而有积沙现象。因此,在风蚀路基边坡上形成明显的上部风蚀带、下部堆积带、中部过渡带三个地段。遭受风蚀的路基,边坡变缓,路肩棱角磨成浑圆状,路肩宽度变小,坡面出现风蚀槽痕。背风坡在漩涡的掏蚀作用下,常出现凹槽和小坑,呈鱼鳞状,路肩上部相继松动滑落而使路肩宽度变小,枕木外露,危及行车安全。路基因风蚀而宽度不足,每年线路维修土方量很大。

在路堑地段,作用于路堑顶及路堑两端的风力往往较大,加上堑壁容易风化,在风力刷蚀的路堑表面薄弱部分使堑顶形成浑圆状或不规则形。当大风带走堑壁松软的夹层(如卵石、砾石、松散砂岩)时,在堑壁上形成风蚀洞,常常造成塌方现象,堵塞线路,影响行车安全。

(2) 积沙

积沙是风沙危害铁路的一种普遍现象。一为风沙流受阻,致使沙粒在线路上沉积而形成积沙;一为沙丘体前移,埋压道床。积沙的形式有以下三种:

1) 舌状积沙

主要发生在线路横切沙丘走向或路堑两端有斜向风吹入的风口地带,以及路边有灌丛沙堆及防护措施局部破坏等地方。风沙流顺着风向或风口掠过路基时,沉积的沙粒前低后高,形如舌状,横跨线路延伸,掩埋道床和钢轨,长度可达十米,高出轨面几十厘米到2~3

米。这种沙害在大风时20~30分钟就能埋没钢轨,因此大风时应加强巡视,及时清除,以保行车安全。

2) 片状积沙

这是铁路沿线积沙最普遍的形式。由于风沙流活动受到线路及附近微地形的影响,所携带的沙粒受到阻碍,沉积在道床之内,形成比较均匀的片状积沙。在路堤情况下,初期道床片状积沙并不严重。但因风沙流通过路面时,除在道床沉积一部分细沙外,在线路两侧也会有流沙堆积,这些积沙在风力作用下沿坡面上爬,逐渐覆盖路肩,继而掩埋道床和钢轨造成严重的片状积沙。在路堑地段,因气流的漩涡作用,堑顶和侧沟经常堆积大量的流沙,一刮大风,风沙流便倾向道心。这种沙害往往延长至几百米乃至十几公里,轻时道床积沙、严重时掩埋钢轨。片状积沙不仅出现在沙丘地段,而且也出现在无流动沙丘分布的风沙流地区。这种沙害初期对行车安全影响不大,但对线路养护造成困难,后期则易掩埋钢轨,影响行车安全,清除时需大量的人力物力。

3) 堆状积沙

这种堆积发生在流动沙丘和灌丛沙丘前移的前哨地段。由于沙丘体前移,流沙成堆状停积在线路上,造成危害。这种沙害能够预测,如已形成,容易造成险情;而且积沙量大,清除积沙工作艰巨。

2. 风沙对铁路运营养护的危害

风沙对铁路运营养护的危害主要表现为:

(1) 脱轨

当道床积沙掩埋轨面时,常使车轮爬越钢轨,造成机车车轮脱轨。一般来说,积沙厚度一旦超过轨面20cm,产度在2~3m以上时,就可能首先引起机车导轮脱轨事故。机车导轮脱轨后,即使紧急刹车,由于惯性滑动,也要使几百米甚至1~2公里的线路受到损坏,甚至造成翻车事故。

(2) 停车及运缓

当钢轨被积沙掩埋而列车难以通过时,司机不得不紧急刹车,减速缓行,这种现象较脱轨事故出现多。有时线路积沙地段过长,不能及时清除,就会造成停运现象。在风蚀地段,大风吹蚀路基边坡,造成边坡坍塌,也会造成列车运行中断。

(3) 拱道

道床积沙后,由于列车通过时产生震动,沙粒透过道碴向下渗透,聚集在道床底部,将道碴挤向道床表面,使枕木及钢轨抬高,造成线路拱道病害。由于抬高的程度不均,轨面产生三角坑,列车各车轮的踏面不能同时与轨面接触,造成车辆摇摆,行车不稳,严重时造成断钩甚至脱轨事故。为保持线路质量,需要经常筛道碴,清除积沙,这就需要消耗很多人力和财力。

(4) 低接头

道床积沙后,细沙沿道床空隙下渗,增加道碴的含沙量,在清除道床积沙的过程中,往往带走一部分道碴,使道床石碴逐渐减少,影响道床捣固不实。因在钢轨接头处车轮对钢轨的冲击力较大,捣固不实使接头处下沉,导致产生低接头现象。

(5) 钢轨垂直磨耗严重

风沙危害促使钢轨垂直磨耗加剧。根据调查,在戈壁风沙流地区铺设14~15年的钢轨,无沙害地段垂直磨耗仅1mm,而沙害地段则达4~9mm,并使轨面加宽到85~91mm(标准轨面宽70mm)造成飞边现象。

(6) 腐蚀枕木

由于道碴充满细沙,引起排水不良,道床湿度加大,这就容易使枕木腐朽,大大缩短了枕木的使用年限。

(7) 堵塞桥涵

风沙线路地段的桥涵,经常被流沙堵塞,一旦出现暴雨洪水,就不能畅通排除,致使冲毁线路,造成严重后果。

此外,道床积沙后排水不良,容易发生线路翻浆及冻害。沙粒进入机车和车辆设备的机械部分、混凝土轨枕扣件胶垫下面,也会使这些设备产生严重磨损。风沙流期间气流中产生静电,或因风沙压力,电线伸长变细,容易发生碰线或混线。风沙使通讯设备磨耗加大,对通讯发生干扰。风沙还使检查巡道不便、增加维修工时定额,影响维修计划。

3. 产生危害的原因

铁路受风沙危害的原因,有自然条件和人为因素两个方面。在自然条件下,主要是风和沙源。强劲的风是造成风沙危害的动力,沙源是形成风沙危害的物质基础。人为因素是指人为破坏铁路沿线植被,如垦荒种地、砍柴烧炭、放牧等等,以及由于工程技术措施不当而引起的沙害。

我国大部分沙区偏西风和西北风特别强劲,流动沙丘通过摆动方式沿着风向移动。而沙害线路两侧广泛分布着大面积流沙,零星流动沙丘、固定和半固定沙堆、戈壁、沙质干河床、平坦沙地、沙荒及沙质草原等,沙源又及其丰富。风和沙源是造成铁路沙害的根本原因。一般说来,如风沙对铁路的危害,主要发生在流动沙区和天然植被不足以控制风沙的轻质土壤地区,则显然是自然因素起主导作用。但若在固定沙丘地区和植被比较稠密的沙质草原地区发生沙害,那就往往是由于人为活动破坏了天然植被,使自然因素发生了作用,引起沙害日益加剧。在这种情况下,人为因素是主要的,应该特别引起注意。

4. 铁路防治沙害的一般要点

我们要防治风沙对铁路的危害,就必须对发生沙害的地段进行周密的调查研究,查明各该地段的自然条件和其他有关因素,分析产生沙害的根本原因,掌握风沙对铁路危害的规律,从而因地制宜,采取有效的措施加以处理。在防治铁路沙害时,一般应考虑以下几点:

(1) 防治沙害,应从积极地消除发生沙害的原因入手,首先要防止人为破坏引起新的沙源。

(2) 采取的防沙措施,可以是单项的,也可以是同时采取几项措施进行综合整治。

(3) 采取的措施,以就地取材为原则。

(4) 铁路防沙,应尽量与地方的防沙措施和防沙规划相配合,取长补短,扩大防沙效果。

路基本体防护及沙障防护

1. 路基本体防护

风沙地区的铁路路基容易遭受风蚀,产生病害,必须加以防护。防护的措施一般如下:

(1) 栽砌碎石和卵石

碎石和卵石,坚固耐久,不受风蚀,是一种优质的防护材料。路基栽砌碎石和卵石,适用于戈壁大风地区及当地有碎石或卵石出产的地方。兰新线等都采用了这种防护。具体做法是,用直径10~15cm的石子在路基边坡上栽砌成 1×1 m或 1.5×1.5 m的方格,格内平铺直径7~8cm的碎石或卵石,即形成美观结实的护面。如图1所示。

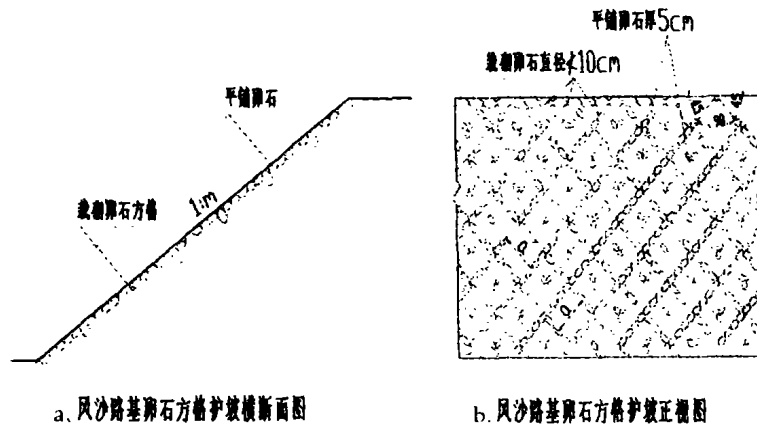


图1 风沙路基卵石方格护坡

(2) 路肩栽砌片石

适用于风力大、路堤高以及填料抗风力弱的地区。一般当路堤高度大于6m时,自路肩以下防护2m;路堤高度小于6m时,自路肩以下防护1m;或在路堤高的 $\frac{2}{3}$ 以上都进行栽砌片石。

(3) 平铺砾石

在路堤高度小于2m的情况下,可平铺砾石,一般覆盖厚度7~8cm。使用的石块最好少带棱角,粒径均匀以免溜塌。路堑因较为避风,边坡坡面防护可稍薄,坡顶设1.5m护道以防风蚀。

(4) 加宽路基面

路基宽度可比标准设计适当加宽,预留被风吹蚀的部分。

(5) 黏土包坡

黏土是一种经济适用的防护材料,但较易剥蚀和受暴雨冲刷,故要求有相当厚度,并加以夯实。若掺入25%的沙子或20%的碎石,可以加强防风蚀性能。

(6) 泥糊抹面

在铁路沿线有泥灰岩的地区,可用泥灰岩风化碎屑加水浸软后,掺入50~70%的卵、砾石作为骨料,拌成糊状物,涂抹路堤坡面,厚度15cm左右,具有显著的抗风蚀能力。

(7) 铺草皮砖

用甸子地或沼泽地的草皮砖防护路基边坡,是我国干草原风沙地区效果良好的防护措

施。一般砖长25~30cm,宽20~25cm,厚8~10cm。铺设时一定要使草皮根部与湿沙层接触,砖与砖之间密接,防止透风,以利草类成活生长。

(8) 芦苇防护

用芦苇编制成 $1.0 \times 1.5 \times 0.05\text{m}$ 的苇排,铺设于路基边坡上,苇排衔接处重叠0.3m,并用3cm粗、0.4m长的树枝插入钉牢,不被大风掀起。

(9) 沥青混合物护坡将沙子和熬热的沥青(沙占86~88%,沥青占14~12%)混合在一起,直接在边坡上平铺,整平拍实,防护层厚约5~7cm。

2. 沙障防护

设置沙障的目的在于稳定表层流沙,抑制沙粒沿地表向前滚动,使路基不致受到流沙的侵袭,保护铁路,同时,为植物生长创造条件。

沙障虽有立即生效的功能,但经过一段时间即将腐朽或被风吹蚀而失去效用。所以,它是一种临时的固沙方法。最好以植物固沙为主,沙障固沙为辅。但如果起初不以沙障固沙,铁路则有时被风沙埋没的危险;同时,如无沙障,植物固沙也难以迅速获得成功。因此铁路两侧固定流沙首先要依靠沙障,这是固沙措施中不可缺少的一个环节。不同类型的沙障设置方法和固沙效能如下:

(1) 半隐蔽式草方格沙障

草方格沙障是用麦草、稻草或野生草等材料,在流动沙丘或沙地上扎设的方格状低立式沙障。它的优点是就地取材,施工方便,成本较低(每亩用草量350~500kg),固沙效果显著。

1) 设置方法:半隐蔽式草方格沙障的规格,一般采用 $1 \times 1\text{m}$ 或 $1 \times 2\text{m}$ 为宜。根据多年经验应最好从迎风坡下部开始,迎风坡设置沙障时,应先设主带(与常年主导风向垂直),后设副带,以免先设副带后设置主带时有缺口,降低防护效能。在坡度较陡的背风坡设置沙障时,应先顺坡设置副带,而后横坡设置主带(设置主带时要由上而下);此外在铺设主、副带时,要求铺草均匀,每行顺直,锹扎时直立向下,然后拥沙扶直。如下图所示。

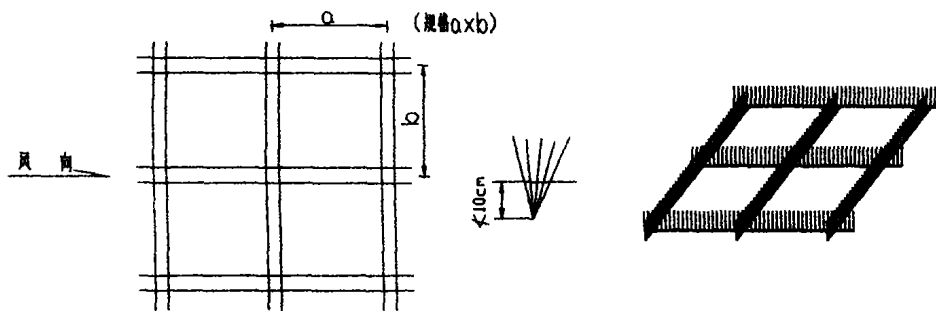


图2 草方格沙障示意图

2) 提高草方格沙障固沙效能的几种有效措施

① 设置适宜宽度的草方格沙障,铺设的地段若过宽,则用料及劳力过大;若铺设过窄,则路基容易积沙,危及行车安全。一般设置宽度以保持300~400m为宜。

② 在设计规定范围内要全面铺设沙障,不可空留,如若一处有空,四周即会受到影响,容易造成风蚀和沙埋。

③在设计范围内的沙障铺设截至处,如遇到迎风坡或丘顶时,应向外延伸或缩短到落沙坡脚,不要受设置宽度的限制,这样可使沙障的边缘不在风口处,能保持沙障边缘的牢固,以免受到损坏。

④加强沙障验收,达到质量标准要求。

3) 格状沙障的防风固沙效果

①草方格沙障对降低地表风速的作用在沿线铁路两侧的沙害地段铺设沙障的主要目的,是控制风沙流的产生,使沙粒不再向前滚动,避免路基积沙。为了了解方格沙障对降低风速的作用,通过观测结果如下表所列。

1×1米方格沙障对降低风速的观测记录

表1

观测部位	裸露沙丘的风速	1×1m方格沙障中心处风速	备注
丘顶	6.5m/s	1.0m/s	6次平均值
	7.0m/s	1.4m/s	最高
	6.0m/s	0.8m/s	最高

通过观测显而易见,由于沙障的阻力,使风速降低,风沙流不会产生,沙粒不再移动,路基即可没有积沙现象。

②草方格沙障与植物固沙的关系

因沙障的使用年限并不很长,故须在设置沙障的同时,进行植物固沙,两者相辅相成,达到永久固沙的目的。

③草方格的有效年限

草方格的耐久年限是人们所关心的问题。方格沙障有效年限与铺设位置、宽度、质量、规格、沙地类型、气象等因素有密切关系。在靠近裸露沙丘边缘的方格沙障破坏较快,一般设置宽度在400m的草方格带,有效年限为5~7年左右,沙障方格小,使用年限长,反之则短;沙丘高大、坡陡处的草方格容易破坏,沙丘低而平缓处则轻微。

(2) 高立式防沙栅栏

这种栅栏沙障高度一般分为1.8m、1.5m、1.2m三种;又分为透风式与不透风式两种。

线路在沙漠的边缘部分或平缓的沙地通过,或经过往返移动的流动沙丘地区以及确实没有造林条件的风沙地区,在迎风的一侧,均可设置高立式防沙栅栏。在线路与主导风向交角大于60度或近于垂直时,因流沙移动快,需要设置两排1.5m高的栅栏,排间距离10m;另在背风一侧设置一排1.2m高的栅栏。如下图所示。

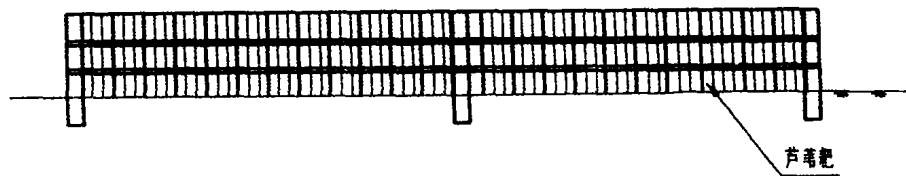


图3 高立式沙障正面图

栅栏位置距路基中心约30~50m,这种栅栏机械阻沙作用大,在铁路两侧设置1~2排,

使栅栏节节相连,截住外面吹来的流沙。设置栅栏最好在下雨之后进行,因降雨后沙地潮湿,便于挖坑,无干沙流入坑内。为防止栅栏根部的风蚀,每排栅栏宜设置成交角约为 120° ~ 150° 的折线形。

(3) 黏土沙障

这种沙障是以黏土筑成较低的方格形土埂来防风固沙,一般在有丰富黏土的地区使用,特别是在缺乏半灌木及草本等沙障材料时可以使用,优点是成本低,效果好。设置黏土沙障,首先要根据风向和沙丘的类型,确定障埂的方向和设置形式,然后进行取土堆设。沙障土埂的方向应垂直,根据经验,土埂与主导风向的夹角宁可稍大不宜偏小。黏土沙障要在迎风坡 $2/3$ 以下部位沿等高线成行设置,土埂高 $15\sim 20\text{cm}$,宽 20cm ,行距 $1.5\sim 2\text{m}$ 。沙障设置的形式,在起沙风单一方向为主的地方,多采用行列式;在侧向风较多的地方,采用格状或品字形。

植物固沙

植物固沙是永久性的铁路固沙方法,是目前防治铁路沙害最经济、最根本的措施。

营造防风林带,利用植物固沙,主要是可以降低风速,削弱风沙流的活动;而且沙生植物具有发达的根系,能固定周围的沙层,枯枝落叶腐烂后能增加地表风沙的黏性,还可能促进微生物的活动,使地面逐渐结皮,改善土壤性质。林带长成后,不仅能长久固定流沙,制止风沙危害,还可以绿化环境、维持生态平衡。植物固沙的养护和管理费用也比较节省。

1. 固沙植物的选择

沙漠环境条件特殊,气候干旱,流沙移动性大,温度变化剧烈,土壤贫瘠,只有沙生植物和旱生植物才能生长。一个好的固沙树种应具有下列特点:

- (1) 生长快;
- (2) 根系大,冠幅大;
- (3) 不怕风蚀、沙埋,不怕酷热和严寒;
- (4) 容易取得种苗,容易繁殖、栽培,容易成活、抚育。

实际上,任何一个好的固沙树种,要完全具备以上这些优点是不可能的,但这些条件可作为选择沙生植物的重要依据。

2. 几种主要固沙植物简介

(1) 小叶杨:杨柳科

小叶杨是我国西北地区,特别是沙区附近的主要乔木树种。它的生长速度较快,树冠较大,根系水平分布,材质较其他杨柳科树种坚实。能抗严寒和风沙,抗旱能力和抗病虫害能力也较强。适于在丘间低地和地下水为高的流沙地区栽植。在有灌溉条件下的流沙地区,小叶杨是营造防沙林带较好的乔木树种。

小叶杨一般多采用播种育苗,进行繁殖,不会因无性繁殖而引起退化。是我国西北沙区主要的固沙乔木树种。

(2) 沙枣:胡颓子科

沙枣是我国西北干旱地区及沙区分布较广的小乔木。它的抗旱、抗风沙、抗寒和耐盐碱能力都很强。它根系上附有根瘤菌,可以天然固定空气中的氮素来供给自身生长,因此极耐瘠薄。是我国西北地区营造防沙林带的主要乔木树种。

繁殖方法主要采用种子繁殖,秋季和春季均可育苗,但春季育苗,播种前必须用温水或湿沙埋藏法将种子进行催芽处理。

(3)花棒:豆科

花棒是腾格里沙漠上特有的野生灌木,植株高大,抗逆力强,特别是抗旱和抗风沙的能力强,生长速度在沙生灌木树种中很快,寿命也最长,一般均可达到15年以上。

它的花色粉红鲜艳,极为美观。一般多采用种育苗后栽植,但在水分条件较好的沙区,直播造林也很成功。近年来,我国各沙区均自腾格里沙漠引种栽培,深受沙区广大群众欢迎,是优良的固沙树种。

(4)柠条:豆科

柠条是我国西北地区分布较广的一种沙生灌木树种。枝条丛生,抗旱和抗风沙的能力很强。固定沙面,防止沙丘移动的效能较大。生长速度较花棒稍慢,分蘖力强,寿命也较长,可达20年以上。植苗或直播造林均可。

(5)小叶锦鸡儿:豆科

小叶锦鸡儿主要分布在陕西北部的沙漠上,因此又名陕北柠条。它的特性以及固沙效能和柠条相似。

小叶锦鸡儿的枝条和叶片呈绿色,生长速度比柠条慢,植株比柠条小,植树或直播造林均可。它的种源充足,是固沙的优良树种之一。

(6)沙拐枣:蓼科

沙拐枣的变种很多,有:乔木状、头状、蒙古沙拐枣。

它们原产于新疆、内蒙、以及中亚西亚的沙漠上,是各种沙生灌木植物中抗旱能力最强的一个树种。遇到多雨年份,栽在容易积水的沙坑中的植株,往往会因沙层水分过多而造成地上部分死亡。适于在沙丘迎风坡和丘顶造林。

沙拐枣的种籽多呈毛球状,也有的呈金翅状,一旦成熟,立即脱落,随风飞扬,因此必须适时采种。播种育苗最好在秋季,如春播必须事先进行催芽处理,也可进行扦插繁殖。

(7)梭梭:蓼科

梭梭又分为:黑梭梭、白梭梭

它原产于我国新疆和甘肃西部的沙漠中,植株高大,寿命很长。其树形可达到一般小乔木的外观。

(8)紫穗槐:豆科

紫穗槐原来不是沙漠上野生的灌木树种,根系附有根瘤菌,能固定空气中的氮素来供给自身生长。因此能耐贫瘠的沙地。在水分条件较好的沙地生长旺盛。

除上述介绍的树种外,在治沙中经常采用的树种还有:白杨、榆树、沙柳、沙冬青、沙木蓼、蒿属等。

引水造林和平沙造田

1. 引水造林

我国铁路沙害比较严重的地区,水是比较宝贵的。它是植物生长的关键,是加速流沙固定和线路旁绿化的重要因素。因而,在有条件的地区,应尽可能利用水利资源,营造铁路防护林带,根治沙害。引水治沙的优点是:见效快、永久性强,固定流沙的基础上还可起到绿化环境,美化铁路的目的,虽然它是一次投资较大,但可收到较长较大的效益。根据近年来的经验证明,引水治沙是一种比较好的铁路防沙措施。

2. 平沙造田

平沙造田的目的就在于合理地利用水资源,尽量减少蒸发和不必要的渗漏,使灌入林带中的水更多地供给林木生长和发育的需要。因此在防沙林带营造之前,首先要因地制宜地平沙造田,特别是在起伏变化很大的沙漠上,通过平整沙丘而造出近似水平面的田面以后,就可以大大减少灌水的净面积,并能使林带的树木均匀地得到等量的水分。平沙造田的方式很多,应根据当地的条件和不同的灌水方式来确定。

防沙林带的营造

1. 防沙林带的配置

(1) 林木的组成

凡由一个树种组成的林带叫作纯林、由两个及两个以上树种组成的林带叫作混交林。

林带营造的目的在于固定铁路两旁的流沙,防止流沙侵入道心、路肩、平台,减少钢轨磨损和尘沙扬入车厢;在引水治沙区段内,保护沙田,防止积沙和风蚀。为此,营造林带应力求达到生长速度快,固沙和防风效能强。这样,除正确选用营林树种外,还应就林带的组成加以考虑。

1) 纯林

在铁路两侧的沙田宽度不大的条件下(单侧宽度在50~60 m之间),而水量又不能充分供应时,最好在一个区段内营造一个树种,以防止种间竞争而相互影响彼此的生长和发育。这种情况一般适用于大沙漠上。但在靠近铁路的平台两侧,沙田以及沙田的外缘,为了增加固沙效果,也可以在由纯林组成的林带以外,配置一些其他树种。

2) 混交林

混交林多用于戈壁滩及沙荒地上铁路两侧的大型防沙林带中,它的优点是:

①由于不同树种的根系在土中分布的情况不同,因而可以充分吸收和利用土中的水分养分。

②不同树种的高低不等,可以防风,也可以固定地表沙土流动。

③采用乔木灌木混交时,灌木落叶量大,并且容易风化腐烂,在沙田表面形成结皮。它不但可以很快改变沙田的土壤结构、并且可以增加贫瘠沙层中的养分,来供给本身的乔木的生长。

④两种以上树种混交时,如利用灌木作为林带的下木、可以覆盖沙面,不但可以增加固沙效能,同时也可以大大减少水分的蒸发。

⑤如果采用豆科树种和基他科的树种混交,如与杨柳科的树种混交时,由于豆科树种根系上的根瘤菌所固定到土壤中的空气氮素,可以使贫瘠沙层中的氮素充实起来,这对于其他树种的生长非常有利,可以大大增加当年的年生长量及早成林。

⑥混交林可以增加抵抗病虫害的能力。

在混交林中,还应确定主栽树种、配栽树种和下木树种。在营造铁路防沙林带时,选择主栽树种的条件首先是适应当地的自然条件、成林快和防风固沙的效能强。配栽树种是为了补充主栽树种的缺点,如果用沙枣作为主栽树种,为了克服它树冠低的缺点,适当配置几行大乔木,就可以大大增加防风能力。下木多采用灌木树种,用来固定表层的流沙。

(2) 树种混交的方法

树种混交的方法主要有:

- 1) 条状(单行式)混交法
- 2) 带状(多行式)混交法
- 3) 块状混交法
- 4) 单株掺杂混交法

结束语

风沙地区铁路设计必须以防治危害为重点,对沙害产生的根本原因进行详细调查,结合当地的自然条件和其他有关因素,从而就地取材、因地制宜,有效地通过路基本体和路基两侧防沙体系,综合治理,不留后患。

参考文献:

- [1] 铁道部《铁路路基设计规范》(TB 1001-99)·北京:中国铁道出版社·1999
- [2] 铁路工程设计技术手册《路基》·北京:中国铁道出版社·1992

《土质边坡稳定分析—原理方法程序》一书出版

本书全面阐述对土质边坡进行稳定分析的原理和方法,介绍有关程序和使用说明,主要内容包括:边坡稳定分析的通用条分法及各种简化方法,使用最优化方法搜索圆弧和任意形状滑裂面的最小安全系数的原理和方法,土的抗剪强度和确定土的孔隙水压力方面的有关问题以及有效应力法和总应力法的原理。本书讨论了对挡土墙、加筋土、土锚钉等各种边坡加固措施的设计计算方法和边坡稳定风险分析的原理和方法,并介绍边坡稳定分析程序的结构和程序设计方法,附以主要源程序。本收记载了 STAB 程序完成的 13 个供水利、水电、土建、交通、矿山等领域的科研、设计和施工人员使用。

本书由中国水利水电科学研究院陈祖煜编著,中国水利水电出版社 2003 年出版。读者可以向出版社或作者联系购阅。

(本书作者 供稿)

地基遇枯井、墓穴、沟道的一些处理方法*

任振甲

(邢台市建筑设计研究院 邢台 054000)

【摘要】本文结合当地工程实践,总结了地基遇枯井、墓穴、沟道的一些处理方法,并对有关问题进行了分析。在多层民用建筑及工业建筑地基中,有的遇有枯井、墓穴、沟道之类的空洞,或被杂填土、素填土回填的沟道。有的是通过工程地质勘察发现;有的是在施工中开槽挖出,或基坑开挖完成后进行钎探时发现的;也有的是由建设单位在开工前提供的一些线索。这些空洞或沟道,无论建筑场地地基承载力较高,或遇软弱地基,都需要进行处理。只有正确处理,才能确保地基的均匀性和稳定性。

概况

邢台市是座古城,除杂填土、素填土或其它软弱土层分布较广外,有些建筑物的地基经常遇有枯井,这些枯井有的废弃多年不用,上面盖有井盖,多数是被虚土掩埋,也有的水井还在使用。枯井的构造也不一样,有纯土井,有砖砌井,也有下部用砖,上部为土井的。墓穴则极不一致,有简易土穴,也有用砖砌的,并有砖拱旋的砖穴,其大小不等,埋深不一。沟道主要是废除的下水道,这些沟道均为过去形成,已基本不再使用的。有的已被杂土填充,亦必须进行处理。

工程地质勘察,由于布孔有限,有些空洞通过钻探发现较少,多数是在基槽开挖过程中或钎探槽底中发现;也有的是由建设单位事先提供,根据提供情况,局部增加钻孔而找到的。有的建筑场地在开挖基槽或基坑后,既有枯井,又有墓穴,还遇有过去的小河道,场地地基较复杂。这类问题的处理一般都较急迫,为不影响施工,笔者根据多年的实践经验,概括各种情况,总结出一套适合多层民用建筑及一般工业建筑地基中遇枯井、墓穴、沟道及其它空洞的常用的处理方法。这种情况,可以考虑选择其中的一种方法。

处理方法

1. 夯填法。对枯井这类的深坑一般应摸清井底的情况,对于虚土掩埋的,应将虚土清除,用灰土夯填密实;对于井底有污泥或有水的,应先抛入石块挤密,再用灰土夯填。夯填土应注意与周围土层一致,不可过硬,避免局部处理不当,引起地基不均匀,夯填法示意如图1。

* 收稿日期:2003年7月

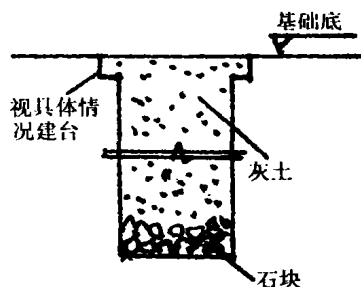


图1 枯井夯填

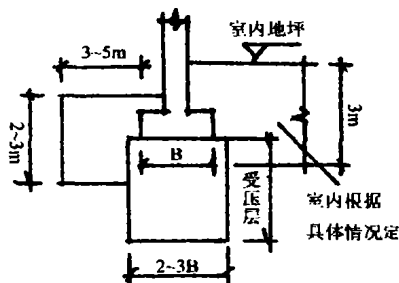


图2 墓坑处理范围

2. 开挖夯填法。对埋深较浅的墓穴或一些沟道,可将其挖开,用素土或灰土夯填密实,此法处理快捷,处理效果亦较好。对于墓穴应注意处理范围,一般要处理3~5m,深到受压层底,具体见图2。

3. 灰砂桩挤密法。对于枯井、沟道之类的坑、沟,遇已被填土填实,但强度较低,除可用开挖填土方法外,亦可用灰砂桩等挤密桩局部挤密。此法不用再挖除填土,施工快捷,亦应注意挤密部分与场地地基应均匀一致,不可局部过硬。

4. 梁、板跨越法。遇枯井、墓穴较深,用素土或灰土夯填工程量较大;遇埋深较深,且现场开挖条件又受限制时,可采用梁、板跨越法。一般枯井、墓穴多用板跨越,板可为矩形或圆形,视空洞情况而定,如跨越较大时,亦可用梁跨越。梁、板的计算长度视具体支承条件而定,一般支撑处基础局部承压,应适当予以加强。还有时遇到一些土井,或上部砌体已损坏的井,或其它较深的土坑,用梁、板跨越,其支撑长度更应考虑支撑处土质松软的不利情况而予以加长。如图3所示。

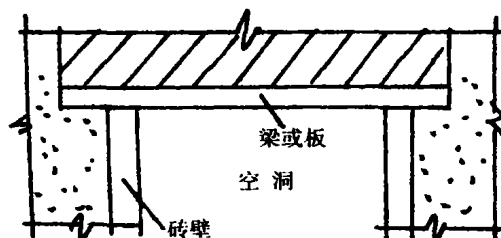


图3 梁板跨越

5. 基础加深法。当沟道穿越建筑物又无法避开时,除可处理沟道地基外,尚可采取局部加深基础法。如某住宅楼,北外纵墙坐在旧河沟上,河沟底-3.56m,即将北外纵墙基础加深至河沟底,南外纵墙基础埋深取值-2.00m,南北基础高差通过内横墙基础连系。这种做法使基础全部坐落到承载力较高的地基上,如图4所示。有的墓穴靠近建筑物,且埋置较深,也可以不处理墓穴将基础局部加深,以保证该处基础正常传力。

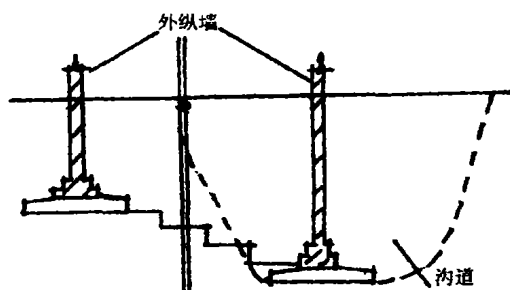


图4 基础加深法示意

6. 局部设地下室法。有的建筑物局部地下有枯井、墓穴或其它空洞,本应处理,但建设单位将计就计,对该局部做成地下室,这样可省去处理地基的费用,又为建筑物增加部分地

下使用面积。但由于局部地下室对抗震不利,故应对基础选型、埋深及上部结构通盘考虑,使地基、基础及上部结构协同工作,防止地基变形引起墙体裂缝。

7. 沟道保留,并做防水处理法。有些工业建筑,由于工艺要求确定的建筑场地,遇厂区通过的下水道,又不能移位,此种情况下,对下水道暂停用或暂时改道,作防水处理后再使用。这种留在地下的有水的空洞,除柱子避开压空洞外,最关键问题是防止渗漏。如某厂一车间的室内保留的主下水道就是这样处理的,通过多年使用,效果尚较好,这也是一种处理有水空洞的方法。

8. 加强上部结构或设沉降缝断开法。有的场地枯井、墓穴或其它空洞较多,且地基又较软虽经采用上述处理方法处理后,但因建筑物较长,为避免由于处理空洞数量较多,面积过大,土质不均匀,引起地基不均匀变形,可采取将建筑物用沉降缝断开法。若建筑物不太长,亦可加强上部结构的整体刚度,以适应由于地基中存在空洞,使地基承载力不均匀,基础产生不均匀沉降。应把地基,基础及上部结构视为一整体进行考虑。

分析

1. 枯井、墓穴、沟道及其它空洞的处理要根据场地具体条件确定,要查清空洞、沟道的位置、埋深、走向、覆盖土情况及周围地质情况,以及自身结构情况,要掌握工程地质勘察资料,结合建筑物上部结构及基础形式,综合分析后,确定处理方法。

2. 要注意对处理的空洞、沟道局部地基与建筑场地大面积地基要基本均匀一致,不可局部过硬,否则造成地基不均匀。

3. 要重视对空洞及沟道的处理。要将空洞及沟道处理视为地基处理的重要组成部分。局部处理要与全部地基处理相结合,使处理后的地基均匀一致。同时,且不可只依赖加大基础断面而忽视地基处理。一些工程实例说明,只顾加大基础断面,不顾及地基处理,特别是局部空洞及沟道的处理,其结果导致出现工程质量问题。

4. 要重视工程地质勘察,对于地质情况较复杂的地基,一定要适当多布一些钻孔,要彻底查清场地地质情况,以便与处理空洞及沟道提供可靠依据,避免事先做一般勘察,开槽后才发现问题,临时确定处理方法,既费工费时,又延误工期,且有时处理结果还不够理想。

参考文献

- [1]《地基处理手册》编委会,地基处理手册,北京,中国建筑工业出版社,1988
- [2]华南工学院等四校,地基与基础,北京,中国建筑工业出版社,1983

一题一议 主持人: 龚晓南

饱和土的渗透力*

陈津氏

(成都理工大学环工学院 成都 610059)

非饱和土也有渗流问题,但要复杂得多,本文只讨论饱和土渗流时的渗透力。渗透力又称为渗流力、渗流压力或动水压力。

渗透力是土内部渗流水和土骨架之间的相互作用力,渗透力对于土来说是内力,这是土力学公认的。按理论力学的常识,在受力分析时,以土为研究对象是无法求出内力的,因此,必须把渗流水和土骨架分开来研究,才能求出渗透力。遗憾的是众多土力学书中,在求渗透力时,以渗流水为研究对象的书非常少,文献^[1]就是以渗流水为研究对象的少数书之一。

文献^[1]第52、53页:“渗透压力也称动水压力。当地下水渗流时,对土的颗粒骨架产生的压力,称动水压力。用 G_d 表示,是体积力(单位为 kN/m^3)。渗流的水受到土的颗粒骨架的阻力,其大小 $T = -G_d$,也是体积力。

如图1所示,在水头差($H_1 - H_2$)的作用下,层流中的一条水线由B到A,设想BA是一个水柱,长度为L,断面为F。在忽略渗流水惯性力的情况下水柱作用着4个力,即 $f_1 = \gamma_w h_1 F$, $f_2 = \gamma_w h_2 F$, BA水柱的自重沿流线方向上的分力 $f_3 = \gamma_w L F \cos \alpha$, $\cos \alpha = (z_1 - z_2)/L$,土的颗粒骨架对渗流水阻力 $f_4 = TL$ 。根据力的极限平衡原理,在假想的渗流水柱BA上各力的平衡关系式为

$$\gamma_w h_1 F + \gamma_w L F \cos \alpha - \gamma_w h_2 F - TFL = 0 \quad (1)$$

在方程(1)中消去公因子F,将 $\cos \alpha = (z_1 - z_2)/L$ 代入,整理后得到

$$\gamma_w h_1 + \gamma_w (z_1 - z_2) - \gamma_w h_2 - TL = 0 \quad (2)$$

在式(2)中进一步演变,注意到 $z_1 + h_1 = H_1$, $z_2 + h_2 = H_2$, $i = (H_1 - H_2)/L$,则经演变整理后得

$$T = \gamma_w i$$

即动水压力 G_d 的大小为

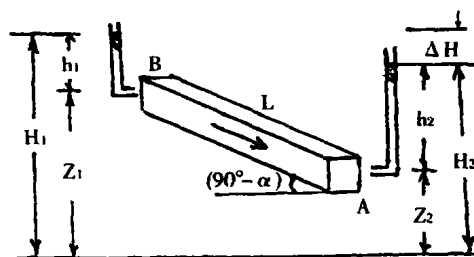


图1 渗透装置示意图

* 收稿日期:2003年9月

$$G_d = \gamma_w i \tag{3}$$

动水压力的方向和渗流方向一致。由式(3)可知是体积力。

文献^[1]的优点:

- 1) 以体积为 LF 的渗流水柱为研究对象进行受力分析符合理论力学求内力的法则;
- 2) 明确渗透力是土骨架对渗流水的阻力 f_4 的反作用力;
- 3) 阻力 $f_4 = TLF$, 而 LF 是水体积, 则渗透力是单位水体积的力, 而不是单位土。

文献^[1]存在的问题:

文献^[1]把渗流水简化成在等截面管道中流动的水, 水和管道之间的法向作用力和渗流方向正交而对渗流方向的平衡不起作用。这样和土的实际情况不符合, 无法完整地表达渗流水和土骨架之间的相互作用力。

本文的渗透力推导:

土的微结构如图(a), 在工程中取微渗流水如图(b), 两个半土颗粒合在一起为微土骨架, 如图(c)所示, 中间的颗粒用虚线表示, 代表有很多颗粒, 其长度为 L 。同理微渗流水的

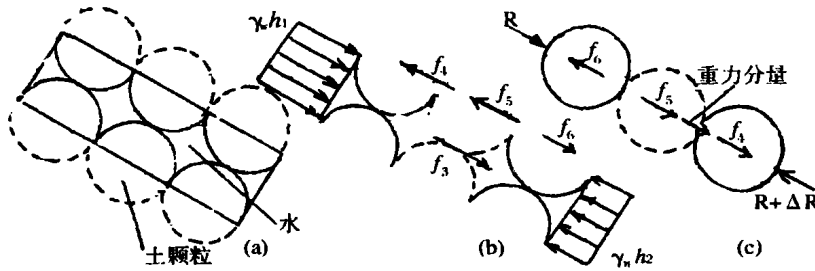


图2

长度也是 L 。微渗流水的总和就是全部渗流水, 其端面积为 A , 就是土的断面积, 渗流水的体积为 V_w 。微土骨架的总和就是全部土骨架, 其端面积为零, 而体积为 V_s 。前三个力 f_1 、 f_2 和 f_3 和文献^[1]类似, 只是本文端面积和平均截面积是不同概念, 图2(b)中求端面水压强的合力 f_1 和 f_2 时, 用端面积 A , 而求渗流水体积时用平均截面积 A_w , 即文献^[1]中的 F 。三个力分别为

$$\begin{aligned} f_1 &= \gamma_w h_1 A \\ f_2 &= \gamma_w h_2 A \\ f_3 &= \gamma_w A_w L \cos \alpha = \gamma_w V_w \cos \alpha \end{aligned}$$

渗流水和土骨架之间的相互作用力比文献^[1]复杂得多, 对土骨架表面来说, 受到渗流水的法向力和切向力的作用, 法向力又分为静水法向力和超静水法向力, 静水法向力的合力的大小为 $A_s L \gamma_w = V_s \gamma_w$, 方向朝上, 就是通常所说的浮力, 其在渗流方向的分力为 $V_s \gamma_w \cos \alpha$, 用 f_6 表示。超静水法向力的合力的大小为 $\gamma_w V_w \Delta h / L = \gamma_w V_w i$, 方向为渗流方向, 用 f_5 表示。切向力的合力为 f_4 , 对于一维渗流, 其方向为渗流方向。 f_4 、 f_5 和 f_6 都是渗流水和土骨架之间的相互作用力, 但只有 f_4 是土骨架对渗流水的阻力, 也只有 f_4 对渗流水做负功造成能量损失, 因此只有 f_4 是渗透力。

将 f_4 、 f_5 和 f_6 反作用在渗流水上, 以渗流水为研究对象, 在渗流方向建立平衡方程

$$\gamma_w h_1 A - \gamma_w h_2 A + \gamma_w V_o \cos \alpha + \gamma_w V_i \cos \alpha - \gamma_w V_i i - f_4 = 0$$

其中

$$\gamma_w (V_o + V_i) \cos \alpha = \gamma_w V \cos \alpha = \gamma_w V \frac{Z_1 - Z_2}{L}$$

$$\gamma_w A (h_1 - h_2) = \gamma_w \frac{AL}{L} (h_1 - h_2) = \gamma_w V \frac{h_1 - h_2}{L}$$

前四项之和为

$$\gamma_w V \left(\frac{z_1 - z_2}{L} + \frac{h_1 - h_2}{L} \right) = \gamma_w V \frac{(z_1 + h_1) - (z_2 + h_2)}{L} = \gamma_w V \frac{H_1 - H_2}{L} = \gamma_w V i$$

最后得

$$f_4 = \gamma_w V i - \gamma_w V_i i = \gamma_w V_o i \quad (4)$$

f_4 就是总渗透力, 上式两边同除以水体积 V_o 得单位体积的渗透力

$$G_d = \frac{f_4}{V_o} = i \gamma_w \quad (5)$$

显然求得的结果和文献^[1]完全相同, G_d 是单位水体积的力, 而不是单位体积的力。

图 2(c) 中的 R 和 $R + \Delta R$ 是土颗粒之间的固体接触力, 是求有效应力用的。

参考文献

- [1] 赵树德主编, 土力学, 高等教育出版社, 2001
 [2] 龚晓南, 高等土力学, 浙江大学出版社, 1996

新版 《简明岩土工程勘察设计手册》 《简明岩土工程监理手册》

《岩土工程界》编辑部策划, 林宗元主编

由本刊编辑部策划, 工程勘察大师林宗元主编的《简明岩土工程勘察设计手册》(包括工程勘察分册与工程设计分册)和《简明岩土工程监理手册》(含 2003 年注册岩土工程执业资格考试大纲要求的工程经济与管理内容)即将出版。全套书 280 余万字。

这一套图书是在林宗元主编的《岩土工程丛书》的基础上, 根据最新的标准规范, 吸收了最新的工程实践成果, 并针对注册岩土工程师执业资格考试, 广泛吸收“注考”方面以及岩土工程各领域的专家学者参与编写而成的权威性较强的专业性手册。同时, 这套图书也是注册岩土工程师执业资格考试的不可多得的参考用书。该书于 2003 年 7 月初出版, 售价 245 元/套(含邮资)。欢迎广大读者向我刊编辑部联系订购。订购编号 SC01。

邮局汇款请寄: 北京市安贞里二区 11 楼一层 《岩土工程界》编辑部收 邮编: 100029

电话: 010-64447778 010-64417951 传真: 010-64417951 联系人: 李猛

开户行: 北京农行双北桥分理处 帐号: 041901040004632 收款人: 《岩土工程界》编辑部

※一题一议※ 主持人: 龚晓南

真空预压场地形状系数的定义*

岑仰润

温晓贵

(杭州市勘测设计研究院 杭州 310012)(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

【摘要】本文在以往学者对真空预压场地形状系数的定义公式基础上,分析了真空预压场地形状系数的物理意义,提出了一个新的定义方法,并应用于若干工程实例的分析,结果表明,新定义的场地形状系数物理意义明确,更适合于实际应用,可定性评价场地面积和形状对真空预压加固地基效果的影响。

在同一区域,相同土质条件下,真空预压场地面积大小和形状对真空预压最终效果产生影响。真空预压面积越大,形状越接近正方形,预压效果越好。场地面积与形状对真空预压加固效果的影响已得到工程界的普遍认同,但到目前为止对此仍没有一个统一的表征,以下是一些学者提出的真空预压加固地基场地形状系数的定义:

$$\text{上海市《地基基础设计规范》提出的场地形状系数: } \alpha = \frac{F}{S} \quad (1)$$

$$\text{姜炎(1990)提出的场地形状系数: } \beta = \frac{F}{n} \quad (2)$$

式中: F —加固区面积;

S —加固区周长;

n —加固区长宽比, $n = a/b$ (长/宽)。

(1)式和(2)式确定的场地形状系数均没有实现量纲平衡,在同样面积下, α 和 β 可以表征加固区形状与正方形的近似程度,但均不能反映不同面积不同形状对加固效果的综合影响情况。

真空预压加固地基场地形状系数应该包含两方面的物理含义:一是加固区的形状,理论上最优形状应该是圆形,但工程上加固区面积一般都比较规则,故宜以正方形为标准,表征的意义就是加固区场地形状与正方形的近似程度;二是加固区的绝对面积,加固区绝对面积越大,加固效果就越好。根据现在工程实践情况,不妨以加固区绝对面积 F_0 为 10000m^2 为标准,表征的意义就是加固区绝对面积与 F_0 的对比程度。由此定义真空预压加固地基场地形状系数如式(3)所示,显然式(3)实现了量纲的平衡。

* 收稿日期:2003年9月

$$\gamma = \frac{4\sqrt{F}}{S} \times \frac{F}{F_0} \quad (3)$$

膜下真空度与场地形状系数的关系(引自上海市《地基基础设计规范》)

表1

加固面积 F(m ²)	264	900	1250	2500	3000	4000	10000	20000
周边长度 S(m)	70	120	143	205	205	260	500	900
形状系数 α	3.77	7.5	8.74	12.2	13.04	15.38	20	22.2
形状系数 γ	0.025	0.090	0.124	0.244	0.321	0.389	0.800	1.257
膜下真空度 P _v (mmHg)	515	530	600	610	630	650	680	730

连云港碱厂真空预压加固地基场地形状系数对加固效果的影响(引自娄炎(2002))

表2

加固区名称	加固面积 F(m ²)	周边长度 S(m)	长宽比 n	形状系数 α	形状系数 γ	平均沉降量 (mm)	平均强度增长 (kPa)	抽真空天数(d)	
办公楼	a	983.68	135.2	2.19	449.2	0.091	66.0	-	145
	b	970.96	134.0	2.16	449.5	0.090	66.0	-	157
	c	812.04	148.0	4.52	179.6	0.063	66.0	-	170
	d	1142.32	148.4	2.40	476.0	0.104	66.0	-	157
D	5006.64	346.1	3.70	1353.1	0.409	66.5	9.0	122	
E	6570.0	326.0	1.23	5341.5	0.653	65.0	13.3	103	
C	6298.6	317.6	1.06	5942.1	0.630	65.2	15.7	102	

深圳河一期工程堤坝边坡区场地形状系数对加固效果的影响(引自魏元友、张旋明(1997))

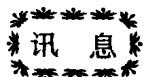
表3

边坡区	加固面积 F(m ²)	周边长度 S(m)	长宽比 n	形状系数 α	形状系数 γ	平均沉降量 (cm)	膜下真空度 (kPa)
I	3968.4	370.3	6.48	612.4	0.270	18.0	59.0
II	3623.5	342.3	5.92	612.1	0.255	53.5	52.5
III	4752	431.5	7.72	615.5	0.304	58.9	62.0
IV	4727.3	431.5	7.72	612.3	0.301	47.2	75.0
I'	3182.2	306.7	5.2	612.0	0.234	16.0	62.0
II'	4692.5	428.7	7.66	612.6	0.300	54.0	60.0
III'	4776.8	431.5	7.72	618.8	0.306	50.7	77.0
IV'	4727.3	431.5	7.72	612.3	0.301	46.92	70.0

表1显示了膜下真空度与场地形状系数的关系,表2显示了连云港碱厂真空预压场地形状系数对加固效果的影响,表3显示了深圳河一期工程堤坝边坡区场地形状系数对真空预压加固效果的影响。从表中可以看出场地形状系数越大,气密性越好,膜下真空度越高,真空预压效果就越好。当然场地形状系数与真空预压加固地基效果的关系基本上还是定性的,并不能作为定量判断的依据。

参考文献

- [1] 娄炎, 真空排水预压法的加固机理及其特征的应力路径分析, 水利水运科学研究, 1990, NO. 1 99 - 106
- [2] 上海市工程建设规范, 地基基础设计规范(DGJ08 - 11 - 1999), 1999, 上海
- [3] 娄炎编著, 真空排水预压法加固软土技术, 北京: 人民交通出版社, 2002
- [4] 魏元友, 张旋明, 堤坝边坡区真空排水预压加固效果分析, 第五届全国地基处理学术讨论会论文集, 1997, 51 - 62



第八届全国地基处理学术讨论会征文通知

(第1号)

为了总结、交流地基处理工程勘察、设计计算、施工技术、施工监理、现场监测、施工机械以及理论研究方面的新鲜经验, 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会定于2004年10月下旬在湖南长沙召开第八届全国地基处理学术讨论会, 会议由湖南大学土木工程学院协办。会议期间将举行中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会成立二十周年庆祝活动。现将会议论文征集工作有关事项通知如下:

1. 征文范围

应征学术论文和工程实录范围:

(1) 已有各种地基处理技术新发展; (2) 地基处理新技术的开发和应用; (3) 地基处理工程勘察技术、设计计算理论、施工工艺及机具、质量检验等方面的新发展; (4) 复合地基理论与实践方面的新发展; (5) 地基处理其它方面的发展。

2. 征文要求

应征论文应未在国内刊物或论文集上发表过, 论文字数请控制在6000~8000字(包括图表)。论文字迹要求清楚、端正, 图表齐全, 并注明作者详细通讯地址及联系电话。

3. 征文时间安排

征文截止日期: 2004年1月31日。

应征论文将由论文编审委员会决定是否录用。录用论文按要求规格于2004年3月30日前提交(具体要求将在第2号通知中说明)。入选论文将正式出版论文集。

应征论文一式二份请寄:

310027 杭州玉古路浙江大学玉泉校区土木工程学系 俞建霖博士

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会
地基处理学术委员会