

目次

论 文

- 超载预压加固软粘土地基的若干工程问题.....朱向荣, 潘秋元, 谢康和(1)
- 温州电厂煤场袋装砂井预压测试.....章胜南, 朱伟江, 姜伴露, 章乐民(10)
- 现代灌浆技术与艺术述评.....熊厚金, 邝显光, 杜嘉鸿(23)
- 膨胀土地基的变形特性.....张世焯(30)
- 复合地基引论(一).....龚晓南(36)
- 桩基动测技术系列讲座(一).....陈龙珠, 范明均(43)

工程实录

- 珠江电厂软土地基处理的设计与实践.....黄培业(49)
- 沉井注浆加固纠偏的观测与分析.....吴星, 方元山(55)

超载预压加固软粘土地基的若干工程问题

朱向荣 潘秋元 谢康和

(浙江大学)

〔摘要〕宁波机场和温州机场是我国首次在深厚软土地基上建造的大型民用机场。其地基采用袋装砂井超载预压方法进行加固，满足了大型机场场道对地基的高标准要求。结合工程实践，本文简要总结超载预压加固软粘土地基的三个问题。(1)对土体固结度的两种表示方法进行了研究，论述了两者间的不同及应用条件。(2)研究了砂井的井阻与涂抹作用对土体固结速率的影响。(3)对卸载后地基的残余变形进行了研究并提出了一种设计超载预压与决定卸载的新方法。

一、前言

众所周知，在外荷载作用下软粘土的压缩性很高。而机场跑道在使用上对地基变形有十分严格的要求。随着生产的发展以及受其它条件的限制，包括机场、高速公路在内的许多重要的工程不得不建在软弱地基上。因此，如何在深厚的软土地基上既经济合理又安全可靠地建造机场引起了人们的兴趣。在深厚的软土地基上建造大型机场在国际上并不多见。宁波机场和温州机场是我国首次在这种地基上建造的大型民用机场。

宁波机场跑道长3000m，宽45m。设计要求在宽210m的飞行区内均需不同程度的回填，其中跑道中心线设计高程比原地面高出1.70m左右。除了跑道长为2400m以外，温州机场与宁波机场的情况基本相同。

该两机场场址地质条件复杂，软土层厚达30余米，且分布很不均匀。图1为宁波机场场道地质剖面图。表1给出了这两个机场地基主要土层的有关物理力学性质指标。

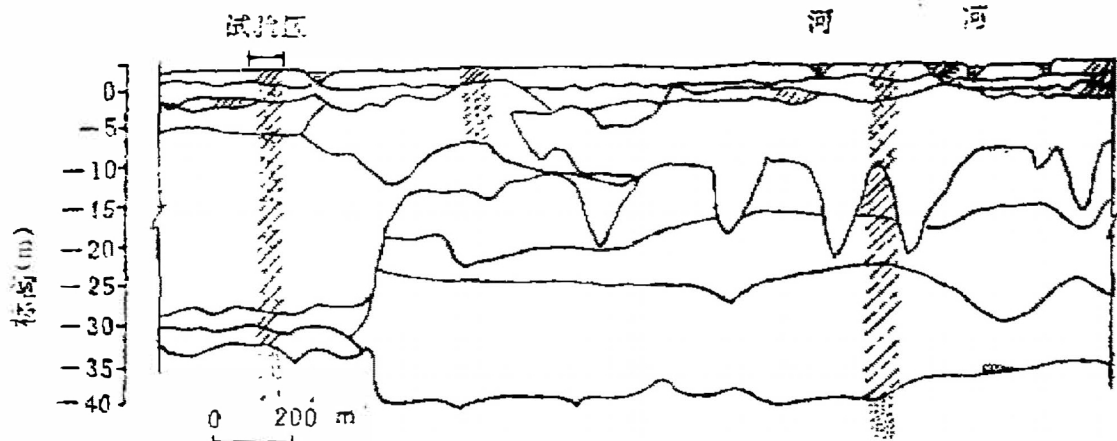


图1 宁波机场场道地质剖面图

主要土层的物理力学性质指标 表1

工程名称	ω (%)	ρ (g/cm ³)	e_0	ω_L (%)	I_p (%)	I_L (%)	f_{1-3} (kp)
宁波机场	48.95	1.71	1.152	7.1	16.5	11.4	3.3
温州机场	58.40	1.75	1.105	9.4	21.1	15.7	1.77

两个机场场道地基均采用袋装砂井超载预压方法进行加固处理。其中试验区砂井直径7cm, 间距1.4m, 入土深20m。对宁波机场, 试验区堆载高3.95m, 超载占预压荷载的37%, 全场地基共打入砂井计158900根。温州机场堆载高4.5m, 共打入砂井111000根。该两机场工程已于1990年6月底前完工并投入了正常使用。

堆载预压的目的是为了减小工后地基沉降, 使之满足机场的正常使用要求。砂井超载预压不仅可使地基在预压期间完成使用荷载下的主固结沉降, 而且还可完成使用阶段的部分或大部分次固结沉降^[1], 从而在使用时的沉降能减小到允许值以下, 满足要求。

结合在宁波机场和温州机场的实践, 本文将讨论与超载预压有关的若干问题。

二、关于土体的固结度

根据太沙基的一维固结理论, 地基中任意点的固结度 U_z 被表示为有效应力 σ' 与起始静孔隙水压力之比, 即

$$U_z = \sigma' / u_0 \quad (1)$$

地基压缩层的平均固结度 \bar{U}_z 被表示为有效应力面积与起始超静孔隙水压力面积之比,

$$\bar{U}_z = \frac{\int_0^{H_1} \sigma' dz}{\int_0^{H_1} u_0 dz} \quad (2)$$

式中, H_1 为压缩层厚度。

然而, 固结度又常常以另一形式来表示, 即:

$$U_z = e_{z,t} / e_c \quad (3)$$

式中 $e_{z,t}$ 为单位厚土层历时 t 的固结变形量; e_c 为单位厚土层最终主固结变形量。

压缩层土体的平均固结度表示成:

$$\bar{U}_z = S_{z,t} / S_c \quad (4)$$

式中 $S_{z,t}$ 为压缩层历时 t 的固结沉降; S_c 为压缩层最终主固结沉降。

因此, 固结度有两种定义方法, 即: 按应力定义的固结度 U_z 和按应变定义的固结度 $U_{z,t}$ 。由于土的应力—应变关系是非线性的, 所以, 一般来说, U_z 并不等于 $U_{z,t}$, \bar{U}_z 也不

与 \bar{U}_s 相等。

根据土的三相图, 方程(3)能被改写为上式:

$$U_s = \frac{\Delta e_{cs}}{\Delta e_c} \quad (5)$$

正如人们所熟悉的那样, 粘土的原始压缩曲线在半对数坐标纸上($e \sim \log \sigma'$ 曲线)是一条直线, 其斜率为 C_c 。因此, 根据这关系可计算得到孔隙比变化量 Δe_{cs} 和 Δe_c :

$$\Delta e_{cs} = C_c [\log(\sigma_c + \sigma') - \log \sigma_c]$$

$$\Delta e_c = C_c [\log(\sigma_c + u_c) - \log \sigma_c]$$

所以, 方程(5)成为下式:

$$U_s = \frac{\log \left(1 + \frac{\sigma'}{\sigma_c} \right)}{\log \left(1 + \frac{u_c}{\sigma_c} \right)} = \frac{\log \left(1 + U_s \frac{u_c}{\sigma_c} \right)}{\log \left(1 + \frac{u_c}{\sigma_c} \right)} \quad (6)$$

式中 σ_c 为深度 z 处土体的前期固结压力, 对正常固结土, 即为土自重应力。

假定地基土是均质、均匀的, 则可得到按应变定义的地基压缩层的平均固结度 \bar{U}_s , 如方程(7)示。

$$\bar{U}_s = \frac{\int_0^{H_s} \log \left(1 + \frac{\sigma'}{\sigma_c} \right) dz}{\int_0^{H_s} \log \left(1 + \frac{u_c}{\sigma_c} \right) dz} = \frac{\int_0^{H_s} \log \left(1 + U_s \frac{u_c}{\sigma_c} \right) dz}{\int_0^{H_s} \log \left(1 + \frac{u_c}{\sigma_c} \right) dz} = \frac{S_{cs}}{S_c} \quad (7)$$

从方程(6)和方程(7)可以看到, 按应变定义的固结度不仅是有效应力 σ' 和起始超静孔隙水压力 u_c 的函数, 而且与土体的前期固结压力 σ_c 有关。显然, 在数值上 U_s 与 U_c 是不相等的, \bar{U}_s 与 \bar{U}_c 也是不同的。两种定义造成的差值可用下面方程表示:

$$\Delta U = U_s - U_c \quad (8)$$

$$\Delta \bar{U} = \bar{U}_s - \bar{U}_c \quad (9)$$

理论上可以证明, 除了在主固结开始和结束时的瞬间, 即除了 $U_c = 0$ 和 $U_c = 100\%$ 之外, 在固结的过程中, 按应变定义的固结度总是大于按应力定义的固结度, 即 $\Delta U > 0$ 和 $\Delta \bar{U} > 0$ 。

从方程(6)可得图2, 它表示按应变定义的固结图 U_s 随着应力比 u_c/σ_c 、固结度 U_c 的变化而变化的规律。从图可知, 随着应力比 u_c/σ_c 的增大 ΔU 将增大; 在固结的初始阶段, ΔU 随着 U_c 的增加而增加。随后, 随着 U_c 的增大 ΔU 反而减小。

计算结果表明, 地基压缩层平均固结度的差值 $\Delta \bar{U}$ 受地基排水条件的影响, 如图3示。然而, 无论是单面排水, 还是双面排水, 还是理想密封排水, $\Delta \bar{U}$ 总是应力面积比参数 α 的函数。 α 的定义为:

$$\alpha = A_s / (A_s + A_c) \quad (10)$$

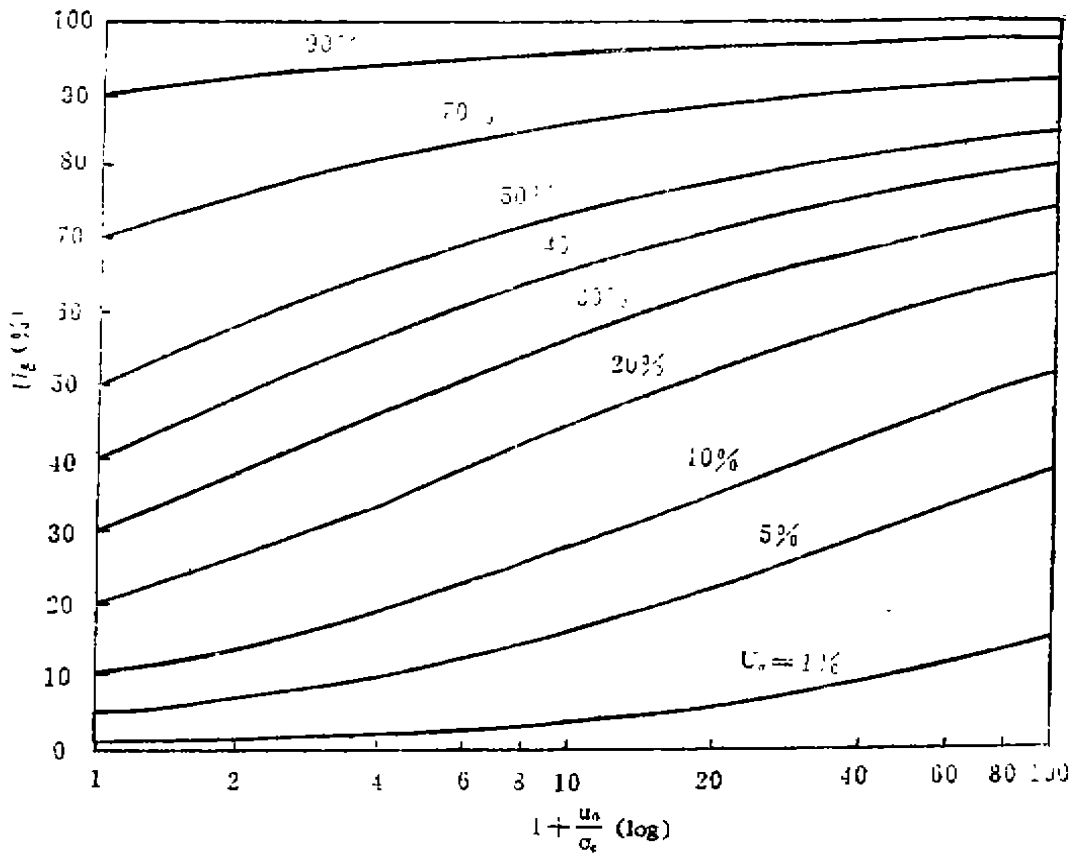


图2 U_s 、 U_o 和 u_o/σ_s 的关系

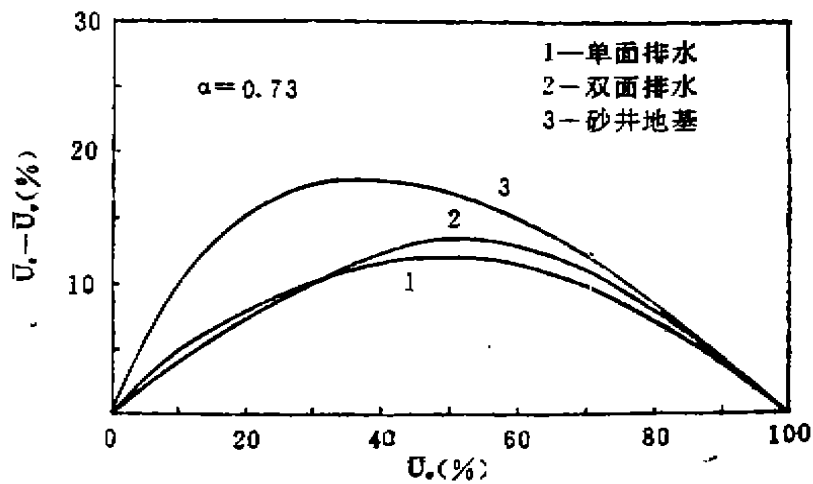


图3 $\alpha = 0.73$ 时排水条件对 ΔU 的影响

式中 A_2 为压缩层内附加应力面积； A_1 为压缩层内自重应力面积。

图4给出了单面排水条件下 ΔU 随 U_o 和 α 而变化的规律。从图可以看到，若 U_o 不变则 ΔU 将随着 α 的增大而增大；如果 α 不变，则随着 U_o 的变化 ΔU 有一最大值 ΔU_{max} 。在双面排

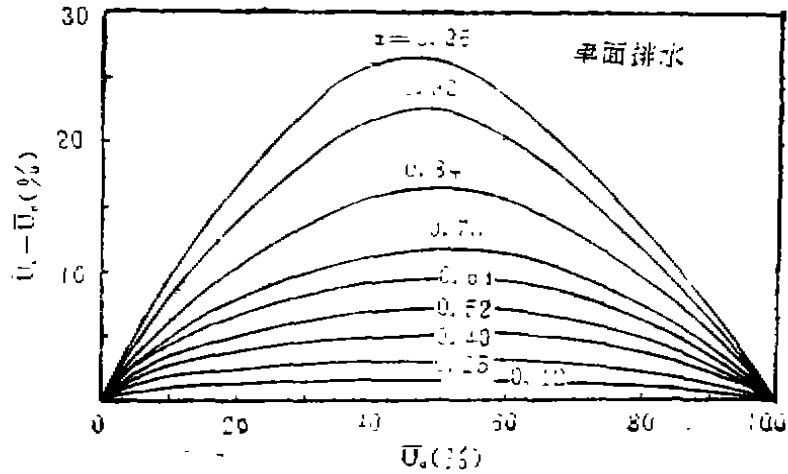


图4 单面排水时 ΔU 与 \bar{U}_0 、 α 的关系

水和理想砂井排水情况下也有类似关系。图5表示理想砂井排水情况下 $\Delta \bar{U}$ 与 \bar{U}_0 和 α 关系的

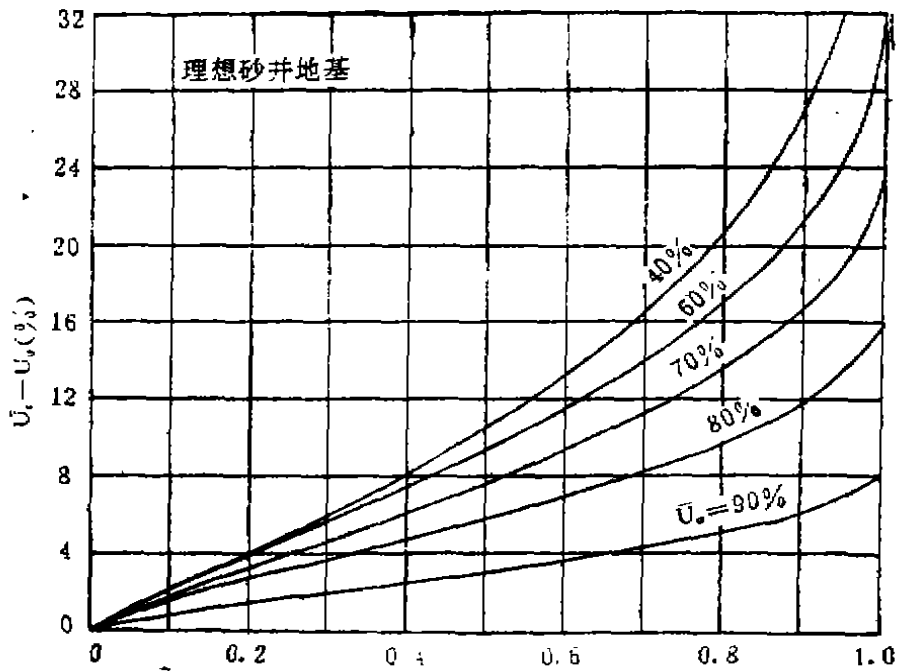


图5 砂井排水时 $\Delta \bar{U}$ 与 α 、 \bar{U}_0 的关系

另一种形式。从图可以看出，当 α 约小于 0.73 左右时，如果 \bar{U}_0 不变，则 $\Delta \bar{U}$ 与 α 有近似线性关系。因此，当 $\alpha \leq 0.73$ 时可用简化公式估算 $\Delta \bar{U}$ 。经大量计算分析及统计回归，得到估算 $\Delta \bar{U}$ 与 \bar{U}_0 的简化公式为：

$$\Delta \bar{U} = \alpha \bar{U}_0 (1 - \bar{U}_0) \tag{11}$$

$$\bar{U}_s = \alpha \bar{U}_0 (1 - \bar{U}_0) + \bar{U}_0 \tag{12}$$

式中 α 为与排水条件有关的系数, 对单面排水, $\alpha = 0.60$; 对双面排水, $\alpha = 0.64$; 对理想砂井地基, $\bar{U}_v > 50\%$ 时 $\alpha = 0.34$, $50\% > \bar{U}_v > 40\%$ 时 α 可取 0.95, $40\% > \bar{U}_v > 30\%$ 时 α 可取 1.06。

算例表明, 以上简化公式具有足够的精度, 可以在实际工程中应用。

对温州机场, 根据孔隙水压力的观测成果可以推算出卸载前的固结度 $U_v^{[2]}$, 如表 2 所示。并可求得平均固结度 \bar{U}_v 为 34.31%。根据方程(7)及表 2 可得相应的平均固结度 \bar{U}_v' 为

温州机场地基卸载前的固结度 U_v 表 2

测点埋深, m	3	9	12	15	21	24
U_v (%)	≈100	96.91	≈100	86.21	69.57	46.19

88.64%。根据沉降观测结果可推算得到地基平均固结度 \bar{U}_v' 为 92.84%。比较 \bar{U}_v' 与 \bar{U}_v 可知, 其差为 4.2%, 这除了计算过程与观测过程的误差外, 有限的孔隙水压力测点与连续的土体间存在的误差是个主要原因, 但可以相信, 卸载前与应变相关的地基平均固结度在 88.64% 与 92.84% 之间。

三、关于砂井井阻及涂抹作用

根据研究^[3], 考虑井阻和涂抹作用并只考虑径向排水的砂井地基平均固结度 \bar{U}_v' 可表示为:

$$\bar{U}_v' = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-B_m t} \quad (13)$$

式中 $B_m = 8c_v/d_w^2/(F_m + D)$, $D = 8G(n^2 - 1)/M^2/n^2$, $M = (2m + 1)\pi/2$, $m = 0, 1, 2, \dots$, $F_m = \frac{1}{n^2 - 1} [n^2 F + S^2 (1 - \frac{k_h}{k_s}) (1 - \frac{S^2}{4n^2}) + \frac{k_h}{k_s} (1 - \frac{1}{4n^2})]$; $F = \ln(n) + (\frac{k_h}{k_s} - 1) \ln(S) - \frac{3}{4}$, $S = \frac{r_w}{r_s}$, $n = \frac{d_s}{d_w}$, $G = \frac{k_h}{k_s} (\frac{H}{d_w})^2$, 为井阻因子; H 为垂直排水距离; r_w 为砂井半径; d_w 为砂井直径; d_s 为砂井涂抹区直径; r_s 为涂抹区半径; k_s 为原状土的水平渗透系数; k_w 为砂料渗透系数; k_t 为涂抹区土的渗透系数; C_h 为土的水平固结系数。

综合考虑竖向和径向排水的砂井地基平均固结度 \bar{U}_v' 可简化为:

$$\bar{U}_v' = 1 - \alpha e^{-\beta_{vz} t} \quad (14)$$

式中 $\alpha = 8/\pi^2$, $\beta_{vz} = 8c_v/(F + \pi G)/d_w^2 + \pi^2 c_v/4/H^2$; c_v 为土的竖向固结系数。

井阻与涂抹作用对固结速率的影响可用一非理想数 C_{wz} 来表示

$$C_{wz} = (k_h/k_s - 1) \ln(S) + \pi(k_h/k_w)(H/d_w)^2 \quad (15)$$

排水能力无限大且其施工对地基土无扰动的砂井称为理想砂井。对理想砂井地基, $C_{wz} = 0$ 。砂井的井阻与涂抹作用越大, C_{wz} 值越大, C_{wz} 反映了井阻与涂抹作用对固结的影响程度。一般来说, 当 $C_{wz} \geq 0.2$ 时就必须考虑井阻与涂抹作用的影响。

根据现场观测结果可以推算得到反映井阻与涂抹作用影响的土体固结参数 β' ，且有以下关系：

$$\beta' = 8c_v' / (F + C_{w'}) / d^2 \quad (16)$$

根据固结试验得到的固结系数 c_v ，可计算得到理想砂井地基的固结参数 β ，为

$$\beta = 8c_v / (Fd^2) \quad (17)$$

式中 $F = (2n\pi) - \frac{3}{4}$ ； c_v 为原位水平固结系数。

合并方程(16)和方程(17)并考虑原位水平固结系数一般总是大于室内实测的水平固结系数，即 $c_v/c_v' \geq 1$ ，可得：

$$C_{w'} = F[(\beta/\beta')(c_v/c_v') - 1] \geq F(\beta/\beta' - 1) \quad (18)$$

根据上述分析，可以计算得到宁波机场和温州机场砂井地基的非理想数，如表3示。

两个机场砂井地基的非理想化性状 表3

工程名称	β (1/day)	β' (1/day)	$C_{w'}$	t (day)	\bar{U}_t (%)	\bar{U}'_t (%)	\bar{U}'_t/\bar{U}_t
宁波机场	0.033	0.008	≥ 7.17	205	≈ 100	81.0	0.81
温州机场	0.043	0.010	≥ 7.57	210	≈ 100	88.0	0.88

从表可知，该两工程砂井的非理想数均大于7，远大于0.2。因此，宁波机场、温州机场砂井地基的非理想性是相当大的。对固结速率的影响也将是不可忽视的。对宁波机场，当堆载时间为205日时，考虑井阻与涂抹作用影响的地基实际平均固结度 \bar{U}'_t 是按理想砂井地基计算固结度 \bar{U}_t 的0.81倍。对温州机场， $t = 210$ 日时， \bar{U}'_t 是 \bar{U}_t 的0.88倍。由此可见，袋装砂井在实际工程中的井阻与涂抹作用是不容忽视的。

四、卸载后土体残余变形的研究与应用

一般说来，超载预压先通过施加比永久荷载大些的荷载对地基实施短期预压，待地基完成了永久荷载下的主固结沉降及部分次固结沉降后，再将大于永久荷载的那部分超载卸去。卸载后土体的残余变形能否满足要求是检验超载预压加固地基效果的标准之一。根据研究^{〔4〕}，卸载后土体的残余变形不仅与卸载前土体的平均固结度有关，而且取决于超载比的大小，即超载量与预压荷载之比的大小。图6为计算的4m厚土层20年内平均残余应变与卸载前

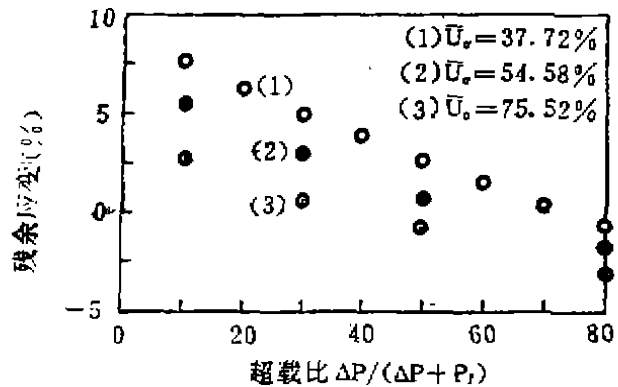


图6 U 不同时残余应变与超载比关系

平均固结度及超载比的关系。它是根据卸载前土层的孔压分布曲线和超载卸除后不同时间的孔压分布曲线，将土层分成许多薄层，计算每一薄层的应变，得出整个土层的残余应变并和卸载前土层的平均固结度及超载大小建立关系而得到的。从图可知，当卸载前平均固结度下变时，残余应变随超载比的增大而减小；当超载比不变时，残余应变随固结度的增大而减小。由此可见，在超载预压设计时和在决定卸载时必须同时考虑卸载前地基平均固结度和超载比对地基残余变形的作用与影响。

根据有效应力原理，上述两个因素可以归结为一个因素，称之为有效应力面积比 R 。它是压缩层内永久荷载下的总应力面积与卸载前预压荷载下的总有效应力面积之比。对于一维压缩情况，有效应力面积比 R 的简化公式为：

$$R = P_f / (\Delta P + P_f) / \bar{U}_0 \tag{19}$$

式中 P_f 为永久荷载； ΔP 为超载； \bar{U}_0 为卸载前压缩层的平均固结度。

图7表示20年内土体的残余应变与有效应力面积比的关系。它是图6按式(19)整理得到的。从图可知，对宁波机场上，当有效应力面积比约小于0.75时，在机场20年的使用期内，机场场道地基的沉降将很小。因此，在工程上可用有效应力面积比与残余应变的关系来进行超载预压设计和卸载控制。

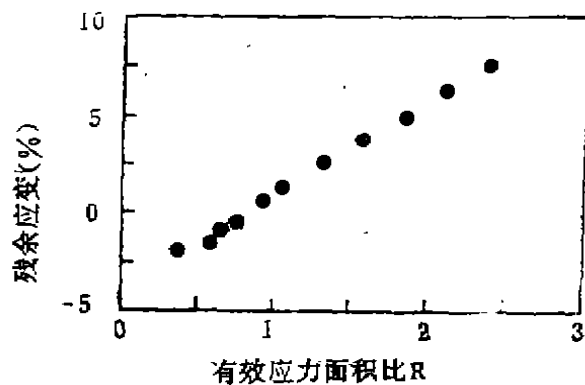


图7 残余应变与有效应力面积比的关系

用该方法设计超载或决定卸荷，首先应根据工程的具体情况，根据工

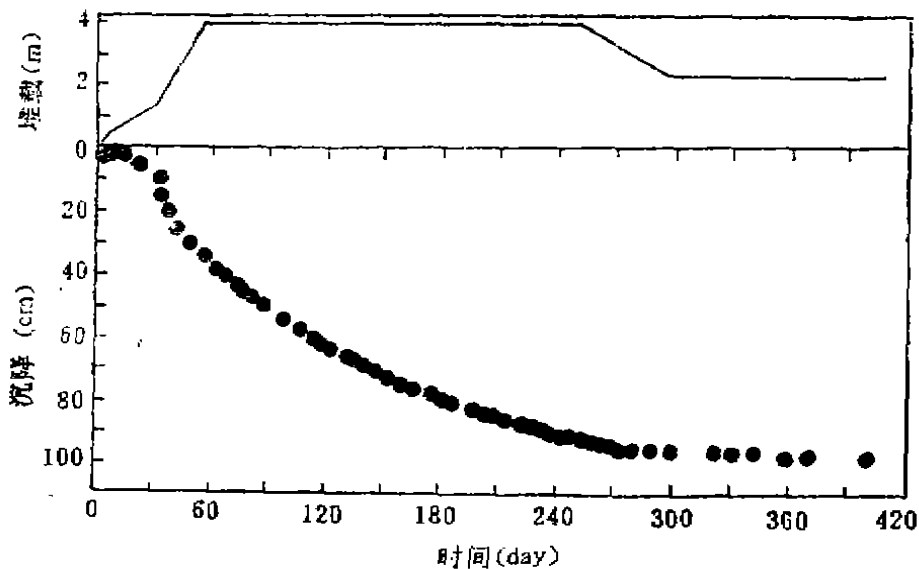


图8 宁波机场实测沉降与时间关系

程对工后残余变形的要求,在分析基础上选择一合适的有效应力面积比作为控制标准, R 标。由于所选的 R 标的大小直接影响工程投资与工期等,因此,在能满足工程对工后残余变形要求的前提下,以选择尽量大的有效应力面积比作为标准为宜,以节省投资,降低造价。

根据宁波机场和温州机场工程的具体情况,分别选择0.78和0.73作为两机场场道工程超载预压的控制标准。实践证明,效果良好^{[2][3]}。图8表示宁波机场地基沉降随时间的变化^[5]。从图可见,卸载后地基变形稳定,可以相信,在使用期内,地基变形将不大,可以满足使用要求。

五、结论与建议

1. 除了在固结开始与完成的瞬间外,根据应变定义的固结度总是大于根据应力定义的固结度,其差值在工程上足以不容忽视。
2. 在宁波机场和温州机场工程中,砂井的井阻与涂抹作用对固结速率的影响是大的。为了减小袋装砂井的井阻作用,建议采用具有良好渗透性的中粗砂作为砂井用砂。
3. 有效应力面积比与土体残余变形有直接关系。用该关系设计超载或决定卸载比常规只考虑卸载前固结度影响的方法更合理。在宁波机场、温州机场工程的实践表明,该方法具有在工程上推广的价值。

参考文献

- 1 Johnson, S.J., Precompression for improving foundation Soils. JSMFE, ASCE, 1970, 96, No. SM1.
- 2 潘秋元,卞守中,朱向荣等:温州机场软土地基袋装砂井超载预压试验研究报告,浙江大学土木系等,1989年。
- 3 谢康和:砂井地基:固结理论、数值分析和优化设计,浙江大学博士学位论文,1987年。
- 4 朱向荣,潘秋元:超载卸除后地基土的变形,浙江大学学报,1991年第2期。
- 5 潘秋元等:宁波机场软土地基袋装砂井超载预压试验研究报告,浙江大学土木系工学教研室,1988年。

温州电厂煤场袋装砂井预压测试

李胜南 朱伟江 姜伴露 章乐民

【摘要】温州电厂煤场袋装砂井预压测试保证了预压过程中地基的稳定，并达到其它预期的目的。本文通过实测结果的分析 and 理论计算表明，砂井的预压效果非常显著，并提出对下面一些问题的看法：(1) 沉降计算经验系数 ψ 取值；(2) 沉降和强度增长计算荷载的取值；(3) 大面积堆载对远距离二体的影响；(4) 孔压测头在埋设中存在的问题，以及因此而引起实测孔压的不能代表真实情况。

一、前言

温州电厂位于浙江省东南部乐清县境内，瓯江入海口的冲积平原上。厂区南濒瓯江，

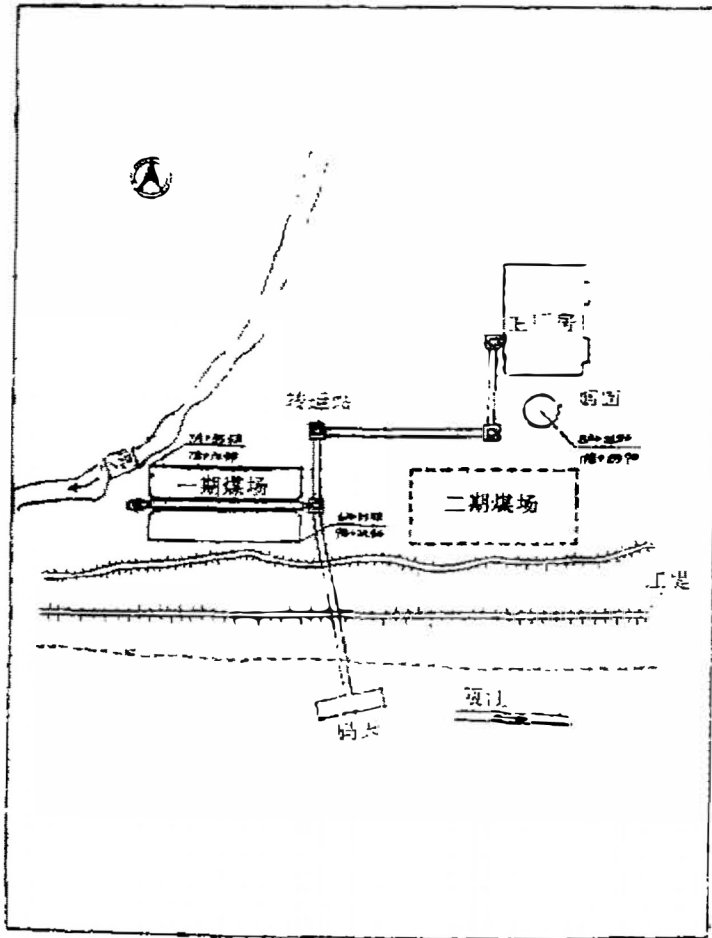


图1 煤场位置示意图

上部地基土主要为河海相沉积的饱和软粘土，具有含水量高、压缩性大和抗剪强度低等不良工程地质性质，其物理力学性质见表1。

电厂的一期工程煤场位于主厂房的西南端见图1，煤场面积约2万平方米，设计堆煤高度10米，计荷载107.8kpa（煤容重 10.78kN/m^3 ）。

煤场地基软弱，不能满足设计堆煤要求，经多方案比较后，采用“袋装砂井堆载预压”方案对地基进行处理。设计袋装砂井呈梅花形布置，直径7厘米，长17米，间距1.2米，荷载预压分五级，时间一年，最终预压荷载为110.9kPa（指设计地面标高以上荷载，未包括已沉入地下的荷载），砂井及堆载的剖面见图2。

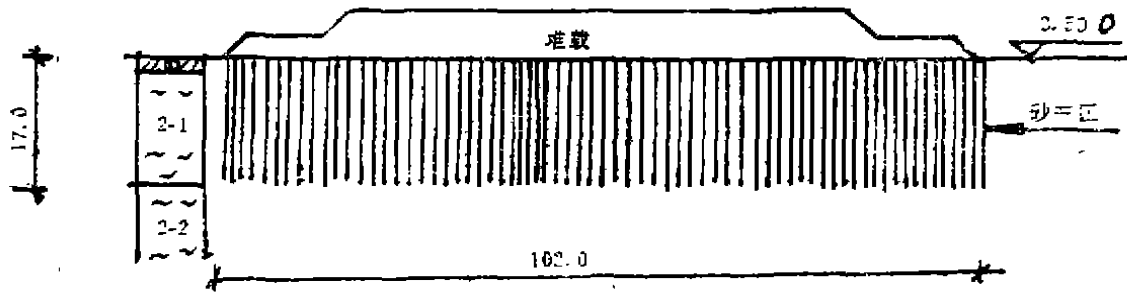


图2 煤场袋装砂井予压剖面

单位：米

为保证堆载预压过程中地基土的稳定，控制加荷速率，必须对地基土在堆载预压过程中的变化情况进行监测和测试。同时此项测试还须达到以下几个目的：

1. 煤场纵向中心线上布置有斗轮机，见图1，其基础采用长预制桩。由于预压不能完全消除沉降，而剩余沉降将给桩带来负摩擦力。因此必须测出预压完成后所剩余的剩余沉降，此值可用预压完成后的总平均固结度加以衡量。

2. 二期工程煤场北面边缘距一期烟囱50米，见图1。大面积的堆载预压对其是否会产生影响是一个要认真考虑的问题。因此我们在本次堆载预压体里面埋设了两根测斜管，测定在大面积荷载预压下此二处的深层水平位移，见图3 A—A剖面。

3. 通过实测资料，验证袋装砂井堆载预压的正确性，并提高对软土特性的认识。

二、测试项目的选择及布置

考虑到煤场东南面地基土稍差于其它地方，我们选择了其东南1/4区埋设观测设备和预留十字板试验孔、取土孔，见图3。

本次测试共有八个项目：孔隙水压力、地面沉降、深层沉降、地面水平位移、深层水平位移、大地监测、十字板试验，土工试验。

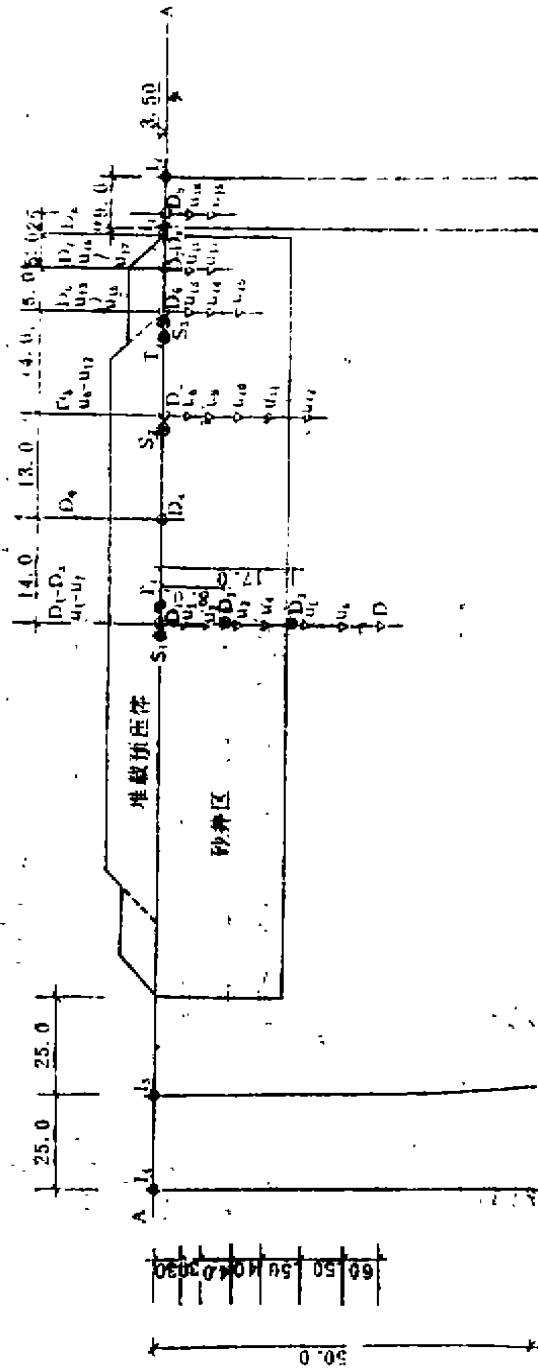


图2(b) 观测点剖面图(A-A'剖面)1:500 单位:米

三、预压过程的加荷速率控制

加荷速率控制不能只依据一项指标,而是要对几项指标作综合分析,这几项指标如下^[2]:

$$u/p \leq 0.5 \sim 0.6$$

$$\dot{S}_{\pi} \leq 10 \text{mm/d}$$

$$\dot{S}_{\text{水平}} \leq 1 \text{mm/d}$$

上几式中, u 指孔隙水压力测头所读数值, p 为施加的总荷载, \dot{S}_{π} 为沉降速率, $\dot{S}_{\text{水平}}$ 为地面水平位移速率。

现取预压体中心点处的孔隙水压力与荷载比值、沉降速率,及 b_0 边桩水平位移进行分析,其它测点情况类似。

孔压~荷载时间关系曲线见图4,沉降~荷载时间关系曲线见图5。

在整个预压过程中,几次孔隙水压力荷载比值最大值及对应时间的沉降速率和水平位移速率的数值见表2:

时间(年、月、日)	89、1、5	89、2、22	89、4、13	89、5、27	89、7、22	89、9、8	89、11、20
u/P	u_1	0.50	0.44	0.40	0.34	0.37	0.34
	u_2	0.66	0.59	0.58	0.46	0.47	0.42
	u_3	0.77	0.79	0.71	0.51	0.61	0.54
\dot{S}_{D_1} (mm/d)	2.0	2.0	6.0	3.0	7.0	5.0	7.0
\dot{S}_{b_0} (mm/d)	2.0	2.0	3.0	3.0	3.0	4.0	3.0

注:表中荷载 P 包括已沉入地下部分

从表2中可看出,在所有时间,沉降速率和水平位移速率均未超过控制值,而 u/p 值却有几次超过控制标准,但超出不多,根据综合分析判定的原则,证明地基是稳定的。

四、测试成果分析预压效果评价

煤场预压实际施加的总荷载为109.0kPa。

1. 孔压~荷载~时间曲线分析,见图4。

曲线的孔压荷载数值未包括砂垫层碎石垫层施工时的荷载。

(1)从图4上看,曲线呈现出良好的规律性。荷载施加,孔压急剧上升;荷载停止,孔压迅速下降,这也表明了砂井的良好排水性能。

(2)根据孔压荷载时间曲线反算孔压消散速率因子 β , β 值可由下式算得^[2]。

$$\frac{u_{t_1}}{u_{t_2}} = e^{\beta(t_2 - t_1)} \quad (1)$$

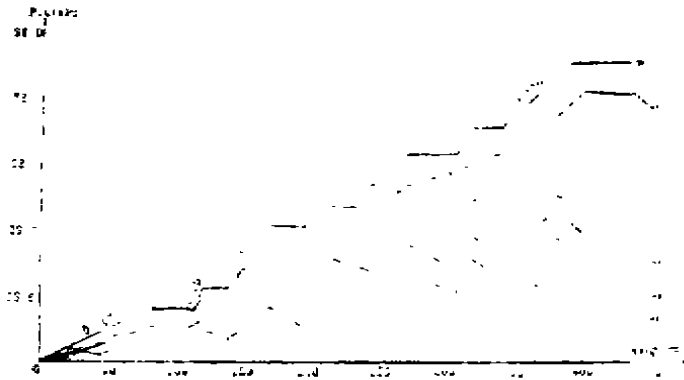


图4 孔隙水压力—荷载—时间关系曲线

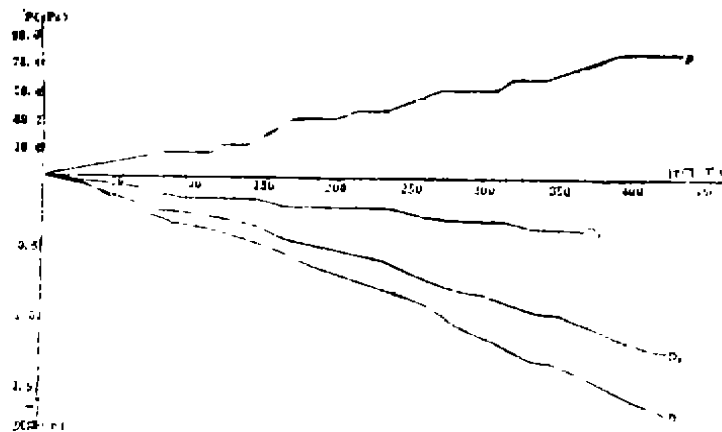


图5 沉降—荷载—时间曲线

式中 t_1 、 t_2 分别为停载时段内的时间(天)；

u_{t_1} 、 u_{t_2} 为对应 t_1 、 t_2 时间的各孔压测头的数值(kPa)；

β ：孔压消散速率因子(1/天)。

根据曲线算得的 u_2 、 u_3 和 u_4 测头的 β 值如下表：

各测头 β 值		表3	
测头编号	u_2	u_3	u_4
$\beta(1/\text{天})$	0.0136	0.0116	0.0102

(3) u_7 测头曲线的分析。从图4中看出， u_7 的数值随荷载的增大一直上升；在停载期没有消散的迹象，且还有略微升高。这是由于 u_7 位于(3—1)层淤泥质亚粘土中，远离排水通道，(离砂井底面13米，离其下透水层18米)故在整个加载过程中其孔压难于消散；又由于 u_7 埋深大，受影响的荷载范围大，故在其上地点停载而其它地点所加荷载仍能对其产生一定影响。

第七次预压荷载加完后 $u_7 = 79.9 \text{ kPa}$ ，加上未计入的砂垫层碎石垫层荷载在此点的竖

向应力18.4kPa, 则可达 $\sum u_i = 98.3\text{kPa}$, 而预压总荷载109.0kPa在此点的竖向应力 $\sigma_1 = 101.4\text{kPa}$, $\sum u_i / \sigma_1 = 97.3\%$, 因此可以看出, u_i 的孔压基本没有消散。

2. 沉降~荷载~时间关系曲线分析, 图5。

(1) 从图5可以看出, 沉降曲线表现出良好的曲线性。加载时, 曲线斜率增大, 停载后, 曲线斜率变小, 两者有明显的界限。煤场的最大沉降点是煤场中心点 D_1 , 在第七级荷载加完一个月后其沉降量为1.65米, 相应时间的砂井底部的 D_3 点总沉降量为0.37米。因而在砂井范围内的总压缩量为 $1.65 - 0.37 = 1.28$ 米, 占全部压缩量的78%, 而砂井区以下的压缩量只占总压缩量的22%。砂井大大加速了地基土的固结。

(2) 根据沉降荷载曲线估算最终沉降量 S_{∞} 和瞬时沉降量 S_d 。(未包括垫层引起的沉降)

S_{∞} 和 S_d 分别按下二式计算^[2],

$$S_{\infty} = \frac{S_2(S_2 - S_1) - S_1(S_3 - S_2)}{(S_2 - S_1) - (S_3 - S_2)} \quad (2)$$

式中 S_1 、 S_2 、 S_3 分别为停载时段对应于 t_1 、 t_2 、 t_3 时间的实测沉降量, 且满足 $t_2 - t_1 = t_3 - t_2$

$$S_d = \frac{S_t - S_{\infty}(1 - ae^{-\beta t})}{ae^{-\beta t} - 1} \quad (3)$$

式中 S_t 为停载后 t 时间的实测沉降量,

a 、 β 为不同排水条件下的参数, 在此 $a = 8/\pi^2$, β 取实测反算值(见下面计算,

$$\beta = 0.024 \text{ (1/天)}。$$

计算得到: $S_{\infty} = 1.75$ 米, $S_d = 0.10$ 米。

根据 $m_s = S_{\infty} / S_{\infty}^{(s)}$ (4)

式中 m_s 为沉降计算经验系数, $S_{\infty}^{(s)}$ 为由固结引起的最终沉降, $S_{\infty}^{(s)} = S_{\infty} - S_d$, 因而有

$$m_s = S_{\infty} / (S_{\infty} - S_d) = 1.75 / (1.75 - 0.10) = 1.06$$

(3) 最终固结沉降量的理论计算。根据分层总和法有

$$S_{\infty}^{\prime} = \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{1i}} \Delta h_i \quad (5)$$

式中 e_{0i} 为自重应力下的初始孔隙比;

e_{1i} 为附加应力与自重应力之和下孔隙比;

Δh_i 为各分层厚度。

经计算得: $S_{\infty}^{\prime} = 1.69$ 米。

因此 $m_s^{\prime} = S_{\infty} / S_{\infty}^{\prime} = 1.75 / 1.69 = 1.03$

对照 m_s 与 m_s^{\prime} 看出, 两者都接近于1.0。在大面积均布荷载作用下中心点的 m_s 接近于1.0这个现象在其它工程中也有报道^[4]。实际上, 大面积荷载作用下, 位于其中心点的受力状态, 接近于一维固结情况。这也是 m_s 实际接近于1.0的原因。此点在以后的工程设计

中应引起注意。

(4) 根据沉降荷载时间曲线反算 β 值。

由于实测沉降曲线全面地反映了地基的固结状况, 故根据实测沉降反算的 β 值比较接近于实际。 β 可按下列式计算:^[1]

$$e^{D_1 t_1 - \beta t_1} = \frac{S_2 - S_1}{S_3 - S_1} \quad (6)$$

式中各符号意义同式(1)、(2)。

计算得到 $\beta = 0.024$ (1/天)

再根据土工试验 C_u 、 C_v (见表1) 算得 β 为 0.023 (1/天)。

现将根据三种方法算得的 β 列于下表:

各种方法所得的 β 值

表4

计算方法	土工试验	据沉降曲线反算	按孔压曲线反算		
			u_2	u_3	u_4
β (1/天)	0.023	0.024	0.014	0.012	0.010

从表4可看出, 根据孔压曲线反算得到的 β 较其它二种方法的 β 约小一半。这是由于孔压测头的埋设和封孔等因素引起的。在以后的测试中应加以改进, 以使其反映真实情况。根据土工试验算得的 β 值与根据沉降曲线反算得到的 β 十分接近。

台州电厂煤场预压实测反算 $\beta = 0.021$ (1/天)^[2], 其砂井直径和间距同温州煤场。温州煤场实测反算 $\beta = 0.024$ (1/天), 两者很接近。随着进一步的工程实践, 逐步积累实测反算 β 值, 以便作为今后类似地区工程设计的参考, 是很有意义的。

(5) 煤场全场沉降分析, 见图6(a); 6(b)。

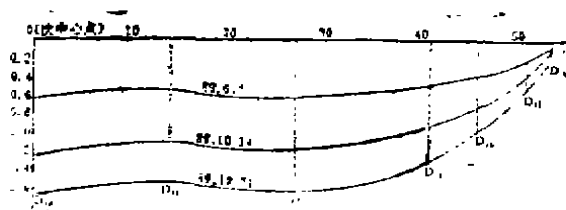


图6(a) 煤场A-A不同时间沉降剖面图

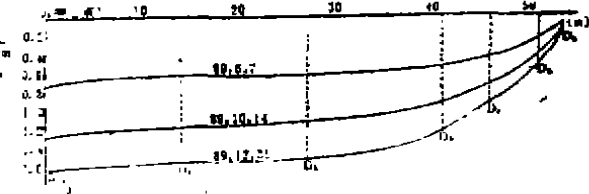


图6(b) 煤场B-B不同时间沉降剖面图

从图中可看出, 煤场大部分地区都有较大的沉降(大于1.3米), 只有在边载部分(南北二边各宽10米, 荷载49kPa)沉降较小, 且随离开煤场中心距离的增加而快速衰减。在边缘点沉降已很小, $S_{D_0} = 0.18$ 米, $S_{D_{10}} = 0.22$ 米, 煤场角点处沉降量 $S_{D_{10}} = 0.02$ 米, 几乎没有沉降发生。

3. 深层水平位移~深度~时间关系曲线分析, 见图7。

4 根测斜管在89年6月及89年10月的最大水平位移及其深度见下表:

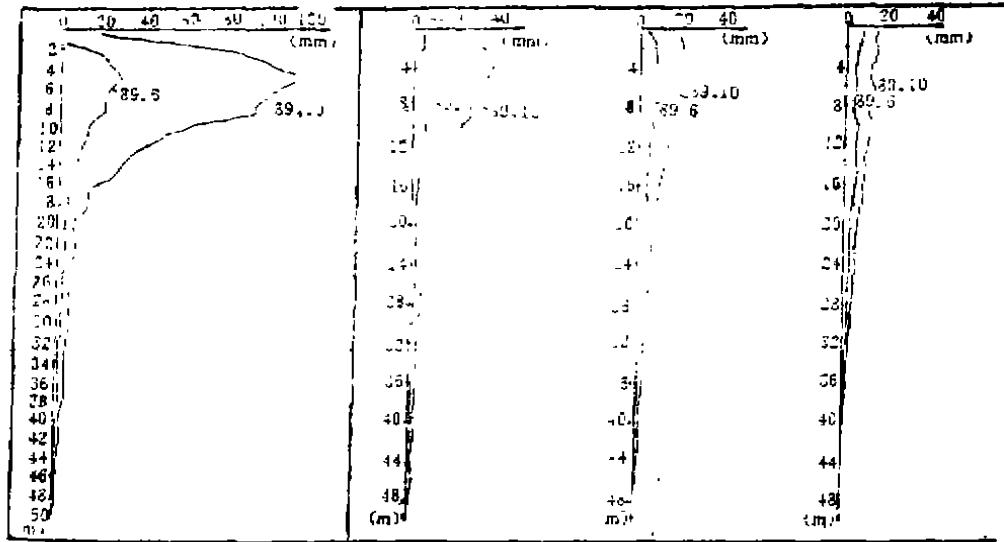


图7 测斜—深度—时间曲线

4根测斜管的最大水平位移及深度

表5

测 斜 管 编 号		I ₁	I ₂	I ₃	I ₄
89年6月	最大水平位移(mm)	29.0	7.0	8.0	5.0
	深度(m)	5.0	7.0	5.0	3.0
89年10月	最大水平位移(mm)	112.0	37.0	20.0	15.0
	深度(m)	5.0	4.0	5.0	3.0

从表5中和图7中可看出，由于堆载范围大，荷载同时也较大，虽然I₄远离堆载区，仍有一定的水平位移发生，且沿深度衰减缓慢。

因温州电厂二期煤场和一期烟囱相距50米，所以须考虑二期煤场堆载对烟囱基础可能造成的影响，对处于烟囱和堆载之间的建筑物基础的影响也须加以考虑。

5. 总平均固结度计算。

(1) 一次瞬时加荷条件下固结度 \bar{U}_{rs} 按下式计算^[2]：

$$\bar{U}_{rs} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\beta t} \tag{7}$$

式中：

$$\beta = \frac{8C_H}{F(n)de^2} + \frac{\pi^2 C_v}{4H^2} \quad (\text{对砂井地基})$$

其中： n 为井径比，本例 $n = 18$ ，

$$F(n) = \frac{\pi^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3\pi^2 - 1}{4n^2}$$

其中 H 为竖向排水距离, d_e 为砂井影响直径。

(2) 多级逐渐加荷条件下固结度的计算按下式^[2]：

$$\bar{U}_t = \sum_{n=1}^m \bar{U}_{r,t-t_{n+1}-t_n} \times \frac{\Delta P_n}{\sum \Delta P_n} \quad (8)$$

式中： \bar{U}_t 为多级等速加载条件下 t 时刻修正后的总平均固结度；

m 为荷载级数；

Δp_n 为第 n 级荷载增量；

t_n 、 t_{n+1} 为第 n 级荷载的始、终时间。

把根据沉降曲线反算得到的 $\beta = 0.024$ 代入(7)、(8)两式, 根据荷载曲线, 可求得卸载前(第七级堆载一个月后)的总平均固结度为90.2%。

用土工试验的 C_v 、 C_H 代入(7)、(8), 可得相应时间的总平均固结度为89.6%。

从求得的总平均固结和前面的沉降计算来看, 砂井预压的效果非常明显, 砂井区地基土的固结在预压期间绝大部分已完成, 达到了设计预期的目的。

6. 强度增长的实测与计算。

(1) 本次测试在预压前后共做4次十字板强度试验, 见图8。在砂井区内的各次实测

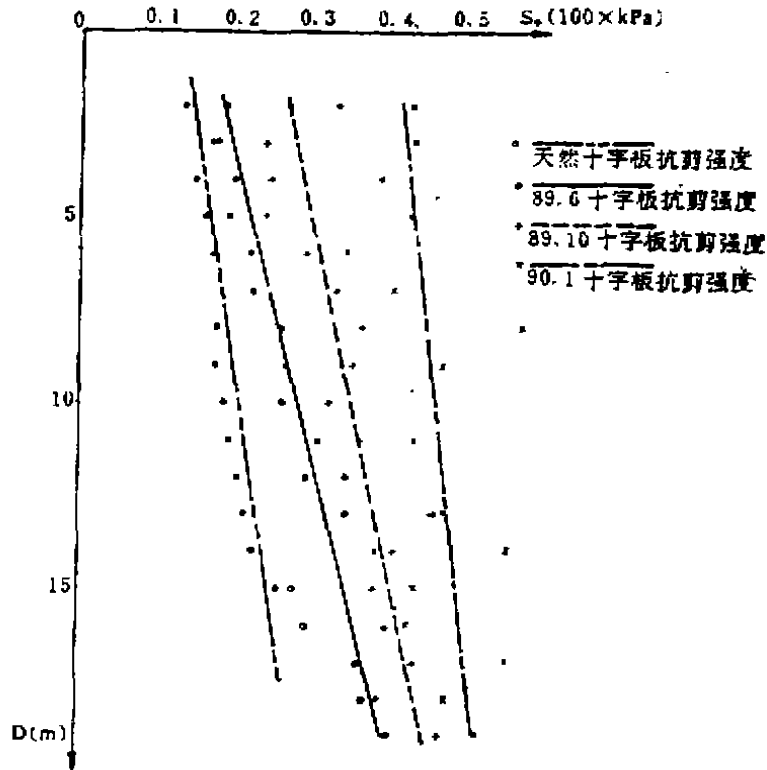


图8 预压前后各次实测十字板强度

平均强度及其增长量见表6 (S_1 孔)。

S₁孔实测十字板强度及计算值

表6

时 间	予 压 前	89年6月	89年10月	90年1月
实测强度(KPa)	19.01	34.50	38.61	45.86
计算强度(KPa)	19.01	34.59	37.63	44.20
实测强度增长(KPa)	/	15.49	19.60	26.85
计算强度增长(KPa)	/	15.58	18.62	25.19

(2) 强度增长的计算。强度增长值 ΔS 按下式计算:

$$\Delta S = k \cdot \bar{U}_v \cdot \Delta \sigma_v \quad (9)$$

式中:

$$k = \sin \phi' \cos \phi' / (1 - \sin \phi')$$

ϕ' 为三轴有效内摩擦角;

\bar{U}_v 意义同式(8);

$\Delta \sigma_v$ 为附加竖向总应力。

根据荷载曲线(见图4), 计算得到各时间的强度增长值及总强度见表6。 $\Delta \sigma_v$ 的计算考虑了地面上的荷载, 也考虑了已沉入地下的荷载。

(3) 从表6知, 地基土在砂井预压处理下, 砂井区内的强度有了极大的提高, 较原天然强度增大一倍多, 可见砂井预压的效果是非常显著的。

7. 地基土物理力学性质指标在预压过程中的变化。

本次测试在预留孔中做二次现场取土土工试验, 取土深度在地面以下25米。土工试验成果见7。从表中可知, 在砂井区内, 土的物理力学指标都有明显的改变, 尤以强度指标变化最为显著。砂井区以下未处理部分因紧靠砂井底面, 力学指标有微小的变化, 但物理指标没什么改变。从而也说明了砂井预压的显著效果。

予压前后地基土的物理、力学指标

表7

层号	时 间	$\omega(\%)$	γ (KN/m ³)	e	a_{1-2} MPa ⁻¹	三轴不排水剪		S_r (KPa)
						C (KPa)	$\phi_{(0)}$	
2-1 (砂井区)	天然	61.2	15.58	1.836	2.865	13.62	2.5	17.84
	89.6	58.1	16.07	1.654	1.978	34.50	2.6	28.91
	90.1	53.0	17.05	1.488	1.122	39.79	3.0	45.86
2-2	天然	56.8	16.17	1.602	0.897	38.61	1.5	
	89.6	56.5	16.27	1.602				
	90.1	56.4	16.46	1.598	0.897	44.39	0.0	

五、结论和建议

1. 本文分析表明, 监测中所获的大量数据是正确的, 设计中所用的一系列物理力学参数是准确的, 砂井堆载预压的效果很显著。

2. 监测保证了地基的稳定, 提供了斗轮机基础设计需要的固结度数据, 测量了大面积堆载对一定范围内建筑物的影响, 积累了大量有价值的原始数据, 达到了本次调试的目的。

3. m_s 取值问题: 本文和其它文章^[4]的实测结果分析表明, m_s 取值不但要考虑土的类型^[6], 而且还要考虑到荷载情况。对大面积均布荷载中心点的沉降计算, m_s 可取为1.0。

4. 对 u_r 孔压测头和强度增长的分析 and 计算表明, 计算沉降和强度增长时, 应考虑地面上的荷载, 同时也应考虑已沉入地下的荷载。

5. 大面积堆载对离堆载一定范围内的土体均产生一定的影响, 在以后的工程设计中, 这一点应引起注意。但对不同的堆载情况, 不同的土类所产生的影响, 还需进一步积累资料。

6. 针对本工程饱和软粘土实测得到 $\beta = 0.024$ (1/天)⁷与台州电厂煤场饱和软粘土实测 $\beta = 0.021$ (1/天)很接近^[8], 今后逐步积累这方面的资料, 以供今后类似地区工程设计参考。

7. 因孔压测头埋设封孔等影响, 根据实测孔压反算的 β 均小于根据实测沉降反算的 β 。因此, 孔压~荷载~时间曲线不能代表真实的情况。以后应改进埋设和封孔等方法, 使测得的孔压能真正反映实际情况。

参考文献

- 1 工业与民用建筑地基基础设计规范TJ7—74, 中国建筑工业出版社, 1974年
- 2 地基处理手册, 《地基处理手册》编写委员会, 中国建筑工业出版社, 1988年
- 3 地基与基础, 天津大学等, 中国建筑工业出版社, 1978年
- 4 宁波机场袋装砂井超载予压试验报告, 浙江大学等
- 5 台州发电厂煤场袋装砂井堆载予压试验研究总结, 浙江大学等, 1986年
- 6 工程地质手册, 《工程地质手册》编写组, 中国建筑工业出版社, 1982年

现代灌浆技术与艺术述评

——应用于不良地层加固及基础处理工程中的现代灌浆工艺

俞厚全

卞星光

杜嘉鸿

(中国科学院 广州化学研究所)

(东北工学院)

摘要 本文是《现代灌浆技术与艺术述评》系列论文之一，主要是对应用于不良地层中基础处理工程中的现代灌浆工艺作了简要的评述，并从灌浆的实质出发，论述了一些新的灌浆概念和工艺，对灌浆设计和应用有一定的参考价值。

文章的最后部分援引了几个用灌浆法稳定不良地层的工程实例。

引言

现代水电建设中许多大中型水工建筑物的兴建以及城市改造和发展中无数高层建筑群的耸立，使得条件良好的地基越来越难找到，而新建的许多建筑物不得不建于一个不良的地层中。例如，日本是一个岛国，坚实地基不可多得，城市几乎都集中于沿海属于软弱地基的冲积层上。这些现状使得岩土层加固以及基础处理技术特别是化学灌浆技术广泛地被应用。近三十年来，世界各国对灌浆工艺进行了大量的研究，取得了一系列新的进展。本文就应用于不良地层加固及基础处理工程中现代灌浆工艺作简要的评述。

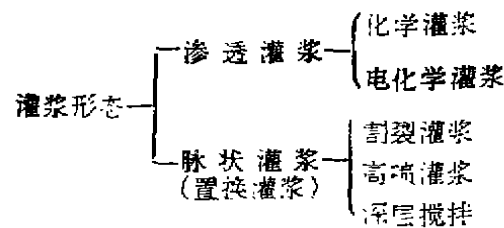
采用传统方法加固地层是处理软弱地基的主要手段，但在许多情况下灌浆法特别是化学灌浆法能够解决用传统方法难以解决的问题。用灌浆法处理不良地层时，灌浆法大致有渗透灌浆、脉状灌浆两大类，不同的方法采用不同的灌浆材料，而不同的灌浆材料又要求选择不同的灌浆工艺，所以灌浆工艺与灌浆材料是一个对立的统一体，是灌浆学科发展的两个方面。

概念和效应

——灌浆工艺的实质问题

就灌浆方法而言，可以概括为：从脉状式灌浆到渗透式灌浆，发展到成规整的几何体圆柱体、齿状板墙)的置换(或取代)式灌浆；从钻杆法过滤管法发展到双重过滤管法和多种形式的多重管瞬凝灌浆法；从气动压注发展到机械压注以及机械搅拌；从无定向压注发展到通电、抽水、压气与喷射、喷粉等多种形式的诱导灌浆法。

为了论述灌浆的实质，作如下图式：



一般的灌浆定义包括了灌浆形式、灌浆材料、作用机理、灌浆目的四个部分。灌浆是一种形式和内容的统一。灌浆方式有简单灌注、机械压注、气压、电动、喷射切割和机械搅拌等多种形式，浆料是灌注的内容，但不是实质。灌浆的核心和实质是浆液的胶结、凝固、固结以及与此有关的土体的密实，增强和稳定等。因此，在这方面它与另一学科——粘接与粘结剂(Adhesive)有异曲同工之处。在日本把灌浆称为“土质稳定”(Soil stabilization)，而欧美则称为“地基处理”(Soil Treatment)或“地基加固”(Soil Improvement)。

下面按照其灌浆形态和作用机理简单介绍几种常见的灌浆类型：

1. 渗透灌浆(Permeation Grouting)。借助于压力下浆液对土体的渗透作用孔隙中凝固而达到加固的一种灌浆法。浆液渗透于土孔隙中后，孔隙中的自由水和气体被排除，但浆液并未破坏土体的原有结构。

2. 割裂灌浆(Fracturing Grouting)，亦称劈裂灌浆，或脉状灌浆它是一种先破坏土体结构然后使其固化的灌浆方法。在压力作用下，浆液克服地层的初始应力和抗拉强度，引起土体结构的破坏和扰动，使地层中原有的裂隙或孔隙张开，形成新的裂隙或孔隙，促使浆液的可灌性和扩散距离增大而达到加固目的。还有一种称为挤密灌浆(Compaction Grouting)，是指用较高的压力向土层灌入浓度较大的化学水泥浆，挤压软土层、砂层，提高被灌土体的密实度。其实质与割裂灌浆相同。

3. 高喷灌浆(Jet Grouting)即高压喷射灌浆(High Pressure Jet Grouting)，系用超高压射流水(一般为30~60MPa)和空气切割地层，再把灌浆材料(主要是水泥浆)或浆材与土颗粒的混合物填充到被切割过的空隙中，固化后达到加固土层的目的，因此也称为“置换灌浆”。后又发展为高压旋喷灌浆法。

以上三种方法是目前采用较多的灌浆方法，在某些特殊情况下还可以应用基于如下灌浆机理的灌浆：

4. 电化学灌浆(Electrochemical Injection)这一方法是向软弱地层中打入电极并通以直流电，同时，分别在阴极和阳极灌注硅酸钠和氯化钙溶液或其他离子型溶液。由于电流促进溶液向土中渗透，可获得较好的加固效果。

顺便指出，上述几种灌浆机理在实际施工中有可能单独发生，也可能两种或几种作用同时发生，相辅相成。

不同概念产生不同的工艺，而不同的工艺导致不同的结果。

在灌浆技术发展初期，人们用粘土、石灰、水泥等悬浮型材料，对土层进行脉状灌浆，后来进一步谋求粒子间的渗透灌浆。基于“渗透”概念的灌浆，难以将浆液灌入粘土

地层,于是人们尽力探求超细粒的灌浆材料和高渗透性的灌浆材料,并在灌浆中严格控制压力,防止土层的扰动。后来发现,即使是渗透性很好的AM,对粘性土也难以渗透^[2]。一个“渗透”概念,使人们认为:渗透系数 $K \leq 10^{-9}$ cm/Sec的粘土层似乎成了灌浆工程的禁区。后来,正是由于概念的转变,打破了灌浆不能破坏原有结构的观念,从“渗透”走向“割裂”、“挤密”,进而走向“置换”,直到与土粒混合“搅拌”,渗透性差的淤泥,粘性土等软弱地层早已不是灌浆工程的禁区了。

第二种观念的转变表现在浆液的凝固时间上,按照马格(Maag)理论^[3]:

$$\text{浆液凝固时间}(\text{min}) > \frac{\text{每次灌浆量}(\text{l})}{\text{灌浆速度}(\text{l}/\text{min})}$$

如从这种概念出发,许多凝固时间较短的浆液无法得到应用,而现在,人们用特制的二重管,使瞬间固化的浆液得到充分应用。

另一概念的转变则表现在浆材的形态上,一般,被灌入的浆材是悬浮型的液体,或纯溶液型的液体,后来发展到用气体(CO_2 , NH_3 等)^[4],甚至为固体。例如,有用水泥、石灰、石膏等粉状喷射搅拌加固法^[5]。有用冷气固结土层的“冻结法”。有用暖气,向地层灌入 $1,000^\circ\text{C}$ 高温气体使其易吸水膨胀的蒙脱石变成干燥而稳定的伊利石的焙烧加固法。总之,这些方法的核心问题是:永久地或暂时地提高土层的强度,增大稳定性,减少渗透性。其实质也是胶结、固化的问题,因此我们把它们都列入了灌浆这个范畴。

灌浆工艺的型谱

在这一节里,我们为应用于不良地层加固及基础处理工程中的现代灌浆工艺提供一个大致完整的型谱。

1. 化学灌浆(Chemical Grouting)是以在土层中直接进行化学反应为基础以固结土体,胶结裂隙,增强密实性,提高强度为目的的灌浆方法。它应用极广,发展迅速,是现代灌浆技术发展的主流。化学灌浆应用于各种意想不到的领域,充分体现了灌浆的艺术性。

2. 高喷灌浆法(Jet Grouting)浆液在高压下通过灌浆管从喷嘴高速喷出,在射流的冲击、切削和搅拌作用下,浆液和原地土混为一体,凝固,形成一种新的固结体,这种加固方法称为高喷法。如在喷射过程中,喷射管以一定速度旋转和提升,则在地层中形成柱状混合体,称之为旋喷桩。一般用于加固地层,如喷射管只提升而不旋转,或只在小角度内摆动,则在土层中形成板状混合体,前者称为定喷,后者称为摆喷。一般用作地层的防渗处理。高喷技术发展相当迅速,其主要原因是该技术能够为工程设计和施工提供比较完整的技术参数及可靠的加固和防渗性能,因此,高喷技术的研究和应用受到广泛的重视。

高喷法包括直接用高压喷射切割的单管法,另外增加一条风管增强喷射切割效果的双管法,还有先以高压水开路,同时注入压缩空气和浆液的三管法。三种方法并存,各具特色,各施其法。此外,日本研制的能灌注砂子、混凝土,固结体桩径为6m,深为75m的超级高喷灌浆法将会有更多特殊的用途。

3. 深层搅拌法(Deep Mixing Consolidation)是通过机械强制搅拌代替上述的高压喷射切割土体,再灌入水泥、石灰或化学浆,并与土体强制拌和形成一系列水泥(或石灰,或

化学浆)土桩从而加固地基的一种新方法,如将胶结剂直接以粉末的输送形式喷入土内,则称为“粉末喷射搅拌加固法”。

4. Manchette管灌浆法。这项工艺能使在一个灌浆孔的同一段内多次进行灌浆(图1)。方法是主灌浆孔内放入一根套阀花管(Manchette)管,并采用泥浆护壁。Manchette管是为复杂地层而设计的,它是一种只能向管外出浆,不能从管外返浆的单向阀门装置。灌浆时,压力将小孔外的塞孔套冲开,浆液进入地层。如外部压力大于管内压力,则塞孔套自动闭合,将小孔封闭。灌浆管的顶端为一双阻塞的灌浆嘴,灌浆嘴的顶端有一φ6mm的小孔,被一个活动的φ8mm的钢球盖住。中间为根据不同需要制成的不同长度、不同孔型的各种花管,它的两端为阻塞器。阻塞器为几个相对的橡皮碗组成。在浆液的压力下,喇叭口张开,紧紧地压紧了套阀花管的内壁,达到阻塞的目的。双阻塞灌浆咀的中心对准出浆口单向阀门,形成一个密闭间。一般装四个橡皮碗,能承受2MPa的压力。在下灌浆管时,钻孔内的水把顶端的钢球顶开,以减少下管时的浮力。在灌浆时,浆液将球顶紧并从花管中喷出。冲向喇叭口,紧压两端的橡皮碗,因此浆液只能从套阀花管的小孔中喷出,冲出塞孔套进入地层。

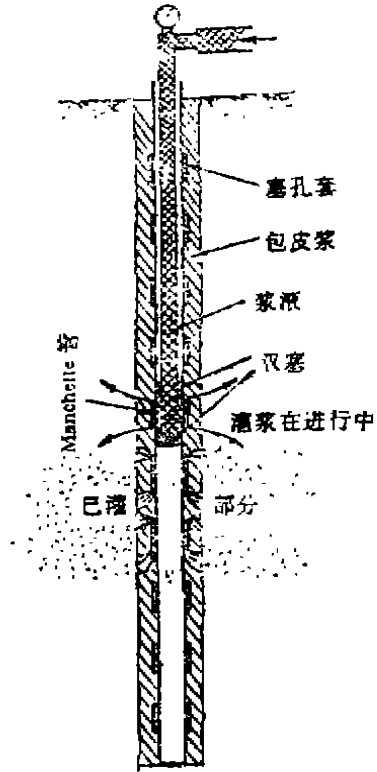


图1 Manchette管法灌浆

为使套阀花管与地基衔接,在管与地基的空隙中填充入一定的浆液,这就是所谓的固壁泥浆塑性层,这层填料通常被称为“包皮浆”(Annulus),它起着充填管与地层间的空隙,防止串浆、冒浆以及避免地层中的细小颗粒进入套阀花管中的作用。一般采用膨润土——水泥浆作“包皮”浆材。为防止“包皮”浆材在进浆部位形成坚硬壳层,阻止浆液穿透,在包皮浆液固化前(12小时内)向管内注水。

灌浆步骤如图2所示。

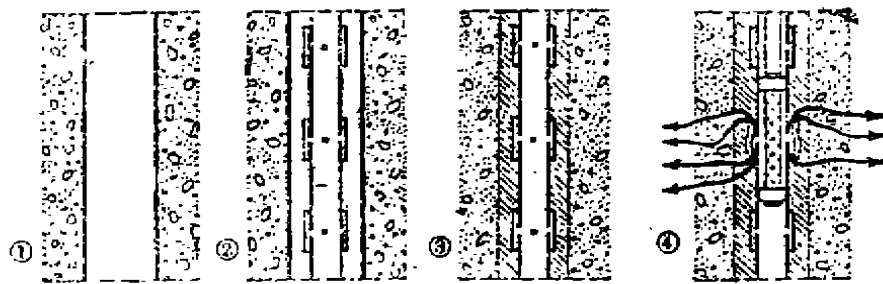


图2 套阀花管法灌浆程序

①钻孔井下套管 ②放入套阀花管 ③封填套阀,花管并拔出套管 ④利用双塞灌浆器灌浆

5. 复合灌浆(Composite Grouting)是分多次灌浆逐渐提高地层的均质性,最后使浆液进行渗透的灌浆。即首先用廉价、高强的悬浊浆液进行球状灌浆,充填空隙,提高地层的均质性,防止昂贵浆液的流失,然后用渗透性好,凝胶时间长的溶液型浆液谋求渗透灌浆,提高地层的致密性和强度,以获得技术上、经济上最佳的灌浆效果。

灌浆的艺术

有了灌浆技术,可以达到地层处理或加固的目的,但灌浆效果是否达到完美的标准,诸如灌浆范围的限定、浆液流失控制、环境污染的防止、施工速度的提高、灌浆成本的降低以及灌浆体特性的满足等都密切地与灌浆设计和施工的工艺有关。实践证明,灌浆工程的机动性特别高,采用不同的设计方案,选用不同的浆液和工艺,其效果和费用大不相同。因此,为了使灌浆技术臻于“完美”,必须重视灌浆的工艺,即注重灌浆的技巧。

1. 劈裂灌浆的艺术。高压灌浆工艺所取得的防渗和加固效果有赖于对原土层结构的破坏,但这种破坏是不可控的,它的程度和范围受着严格的约束。其实,浆液凝胶时间的控制,灌浆压力的限制、高压射流的采用,以及灌浆材料中表面活性剂的采用……这些在工程实践中已普遍应用。例如人们早已认识到在土坝内进行劈裂灌浆时,为确保坝体安全,灌浆的浆液是多次形成的,裂缝扩展也是多次进行的,每次劈裂宽度较小,应绝对避免一次劈裂很长和一次灌浆很多、很快。黄前水库土坝灌浆,由于采用了分序分次的灌浆工艺,在整个灌浆过程中,浆、坝互相挤压的现象反复出现,从而使泥浆和坝体都得到较为充实的压密。合理的灌浆工艺使得坝体有效应力增加和湿化变形稳定。劈裂灌浆解决了坝体充填式灌浆中难以避免劈裂的被动情况,主动劈裂,这就是灌浆的艺术。

北京西汉博物馆车马坑是至今二千多年的珍贵文物,内有棺廓、骏马骨骸及鎏金马车等文物一千二百多件,为使文物能原样保存下来,需在车马坑的底层灌筑一道隔水层,免受地下水侵蚀。由于该地层为含泥量较大的粉细砂层,不管是灌水还是灌比水还易渗透的化学浆液,都不能渗透到土层。但当我们发现了距车马坑底1.5m处存在一条细小的水平构造缝时,我们就充分利用了这条缝在坑底向底层垂直钻孔灌浆,扩大这条缝隙,利用灌浆压力冲刷割裂粉细砂层,使其迅速崩解液化并与浆液充分混合,浆液则迅速固化,就地构筑了一层厚40cm均匀的隔水层。该过程如此循环反复进行。灌浆既能冲刷砂层又能固结砂层。灌浆速度、灌浆压力和浆液凝固时间的控制,既要满足冲刷,又不破坏上层砂层和文物,恰到好处。

2. 灌浆设计的艺术 在灌浆工程中,除了应用通常的优化设计的技巧选用最优灌浆压力,最佳灌浆量以及最适宜的灌浆方法等以外,具有创造性的工程师们往往能在困难的逆境下显示出他们的“设计”工艺。作为例子,我们援引了日本青函海底隧道吉冈工区的灌浆^[9]来形象地说明设计工艺的奇妙。吉冈工区是负责北海道方面14.7km长的海底部分隧道的作业。为了解决塌方和漏水问题,采用开挖前先对地层进行灌浆然后再开挖的预注浆方法。主隧道灌浆段长为70m,以伞状辐射状布三序孔,开挖段长50m(图3)。这种灌浆方式,一是止住了漏水,二是顶住了海底高达2MPa的漏水压力,使衬砌不受水压。

伞形辐射状的布孔也巧妙地利用了灌浆工序的先后和辐射形式来达到防止浆液扩散，限定灌浆区域以及向衬砌外的地层加固的目的。

我们再举一个实际的例子，1982年12月30日，香港新界莲吉乡西部输水隧洞工程，在开挖过程中，突然出现的大量地下水侵入，造成塌方。该地段隧洞位置处于地层褶皱、挤压的断层破碎部位，地质复杂。土层为全风化的火山凝灰岩，含砂和砂砂土达95%以上，一旦被水浸泡，则迅速崩解。为使隧洞开挖正常进行，采用了Manchette管地层灌浆方法进行

固结处理，以密集的垂直钻孔分布于待掘进隧洞的轴向位置，达到了稳定地层的目的。尽管隧洞处于复盖层厚达30-40m，岩层破碎，而决策者却看到了更为可取的一面——施工空间广阔，能同时多二种平行作业，从而也就争取了时间，而更重要的是能较好地采用Manchette管法这种适于复杂地层的工艺条件和预期的良好效果：

3. 灌浆应用的艺术 灌浆的应用范围是十分广泛的，除应用于一般的地层加固、防渗漏外，更有其特殊的用途。日本将水溶性聚氨酯浆液以 2l/m^2 的量喷射在斜坡上，可以渗透固结约15mm的深度，以保护坡面免于水土流失，若和草籽一起喷洒，草籽则不会被雨水冲走和大风刮走，我国采用固结浆液使腐朽松散的木质文物脱胎换骨而不影响外部感观，煤矿采用灌浆隔绝空气扑灭煤层火灾和防止瓦斯爆炸，石油井灌浆堵水而不堵油以提高出油率等。更为奇妙的是我们在马王堆内发现墓道有大量的硫黄，在秦始皇墓上空有水银蒸气，是否我们的祖先通过灌注熔融硫黄或水银来隔绝空气，防止氧化，从而保存了举世闻名的马王堆女尸和秦始皇墓。如此这般的独辟新径的小技办大事的技艺可说是良好地运用了灌浆艺术。

4. 经费使用的艺术 灌浆的机动性特别高，采用不同的设计方案，选用不同类型的浆液和灌浆工艺，其费用有很大的差异。如上述的香港新界莲吉乡西部输水隧洞工程，在投标中价格彼此相差三、四倍。我国在处理世界隧道史上罕见的大塌方工程——南岭隧道流塑粘土大突泥 $11,000\text{m}^3$ ，灌浆仅用去36万元，四十天就灌筑了一道化学灌浆堵截墙，该方法与其他的固结方法相比较，可节省费用50%，而二期仅为其十分之一。灌浆，特别是化学灌浆就其单价而言，有时是昂贵的，但其综合经济效果是较好的。如大坝深基础的泥化夹层，现应用中国科学院广州化学所研制的“中化-798”浆液，使软弱的泥化夹层变得像岩石一样坚硬，这样的使用经费不管材料多么昂贵，但比起成千上亿方岩石开挖方案，所用的钱和时间都是微不足道的。这就是灌浆的艺术价值。

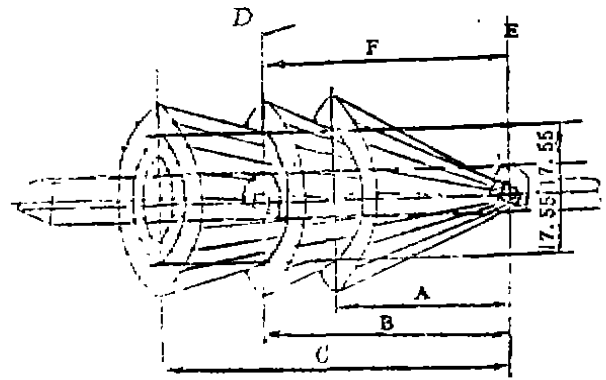


图3 灌浆概念图(青函海底隧道吉冈工事)
A: 第一步35m; B: 第二步50m; C: 第三步70m;
D: 再次灌浆之掘面; E: 首次灌浆掘面; F: 挖掘深30m.

参 考 文 献

- [1] 中国科学院广州化学研究所等(1980),《化学灌浆技术》,水利电力出版社,北京。
- [2] 杜嘉鸿等编译(1987),《国外化学灌浆材料》,水利电力出版社,北京
- [3] (日)伊地工博(1980)二重管ビット注人工法(聯結工法)基础工, NO.10, 61
- [4] (苏)B. E. 索柯罗维奇(1977),化学加固土的新方法,《土体化学加固文集》P47,西安铁路局科学技术研究所,西安
- [5] 周国钧(1988),深层搅拌法,《地基处理手册》第一版P438,中国建筑工业出版社,北京
- [6] 中国科学院化学灌浆材料考察组(1981)
日本化学灌浆材料考察,化学通讯, 1.55.
- [7] 熊厚金(1983),用灌浆法稳定不良地层,中国科学院广州化学研究所(内部资料)
- [8] 熊厚金等(1989),磷岩溶大突泥化学灌浆广州化学1, 60

征 订 启 示

欢迎续订和订阅1992年《地基处理》

《地基处理》由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与浙江大学土木工程学系联合主办。在浙江省新闻出版局登记。自1990年10月创刊,得到全国同行的支持和欢迎。主要内容为建筑、水利、交通、铁道等土木工程软弱不良地基处理技术,和工程补救技术,以及有关理论、试验研究、计算技术和检测、监护方法等方面的学术论文、研究报告、工程实录、经验总结、技术发展现状综述、规范编制内容介绍等,以及这些方面的译文、文摘和讨论等。本刊读者对象主要为与地基处理工作有关设计、施工、勘测、教学、科研工作者以及大专院校师生等。

本刊定为季刊,1992年将出版4期,一次预订,共收成本费(含邮费)12.00元。1990年至1991年各期(共5期)尚有余留,需要者,可购买,售完为止。

本刊总订购:浙江杭州浙江大学土木工程学系岩土工程研究所邱彩兰(浙江杭州玉泉邮政编码:310027)

膨胀土地基的变形特性

于世松

(广州军区后勤部建筑设计院)

概 述

膨胀土具有吸水膨胀、失水收缩的明显特性。许多室内试验证明，膨胀土的胀缩变形具有反复性(或称可逆性)，就是说，同一个试样，经过浸水膨胀失水干缩，然后再浸水膨胀再失水干缩的多次反复胀缩循环，其试验结果无论在试样的体积、高度和直径上都基本不变。图1是广西膨胀土试样进行6次的反复试验结果。

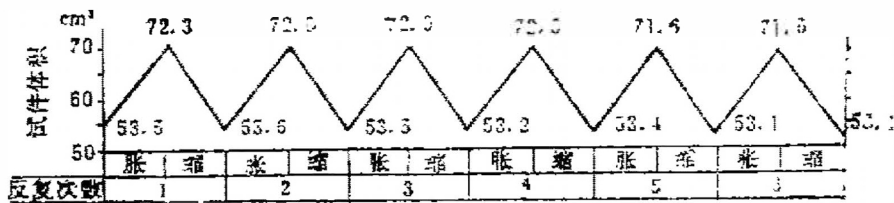


图1 广西膨胀土试样体积的反复胀缩试验结果

上述试验表明，膨胀土的反复胀缩变形不会由于循环次数或时间的增长而产生明显的衰减，也就是说，反复胀缩这一特性是长期的。图2及图3的试验结果同样足以证明这一点。

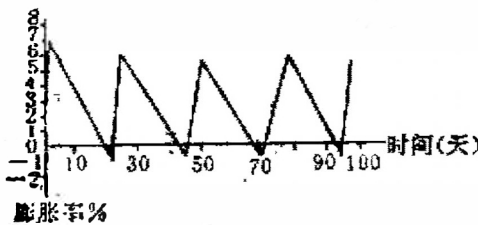


图2 云南个旧膨胀土反复胀缩试验结果

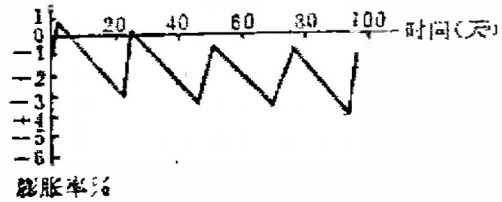


图3 湖北枝江膨胀土反复胀缩试验结果

如果说，以上室内试验所用的土样只是土体中的一个小单元，有其局限性，那么，作为膨胀土地基的胀缩变形又是怎样的呢？作者在广东韶关和广西南明两个试验场地进行了长期的土层升降变形观测，获得一些足以说明问题的数据。

基本情况

(一)韶关试样场地

韶关位于北纬 $24^{\circ}48'$ ，东经 $113^{\circ}35'$ ，海拔69.3m。常年平均降雨量为1523.2mm，每

年3~8月份月降雨量均超过100mm, 占全年降雨量的70%, 其余6个月的月降雨量均少于100mm, 雨季、旱季比较分明。全年蒸发量1579.2mm, 年降雨量和蒸发量基本上平衡(图4), 属半湿润区。

观测场地位于市区东北郊一医院的医疗大楼北面, 地貌特征是剥蚀残丘, 地形坡度较平缓, 共设三组分层深标, 每组观测的土层深度分别为0.5m、1.0m、1.5m、2.0m、3.0m、4.0m(图5)。

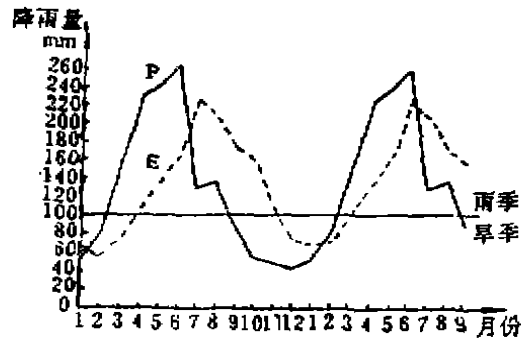


图4 韶关降雨量(P)和蒸发量(E)曲线图

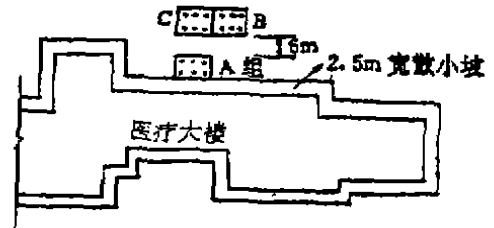


图5 韶关场地深标平面布置图

覆土层厚度不均匀, 观测场池5m以上为页岩残积粘土, 颜色以棕褐色及黄色为主, 夹有浅黄色及灰白色条纹, 硬塑, 有可见裂隙。土工试验指标见表1。

膨胀土的物理性及胀缩性指标 表1

地点名称	起始含水量(%)	液限(%)	塑性指数	膨胀率(%)	线缩率(%)	<5 μ m 颗粒含量(%)
韶 关	25~29	46~51	22~30	1.2~4.06	0.66~1.49	39~52
宁 明	25~26	52~56	29~24	8.87~12.16	6.15~6.28	59

(二) 宁明试验场地

宁明位于北纬22°08', 东经103°03', 海拔126.3m, 年平均降雨量1099.5mm, 蒸发量1748.1mm, 每年5~9月份降雨量都超过100mm, 占全年降雨量的80%, 其余的7个月降雨量均少于100mm, 干湿季也比较明显, 属半干旱区。

场地位于市南郊的丘陵地上, 邻近县医院山林场职工宿舍办公室大部分由于膨胀土地基升降变形而损坏开裂。

覆土层厚3.5m, 颜色为灰白色, 为页岩残积土, 试验指标见表1。

韶关医疗大楼地基处理举例说明

(一) 设计处理措施

1. 条形基础, 埋深1m, 基底垫砂1m, 基槽两侧回填砂。

垫砂粒径0.25~0.5mm,含水量15~20%,重度 14kN/m^3 。

2. 现浇楼(无)面板,设地圈梁及上圈梁,圈梁断面 $240\times 240\text{mm}$,配 $4\sim\phi 12$ 直筋,箍筋 $\phi 6\sim 300\text{c/c}$ 。

3. 散水坡1.5~2.5m。

变形缝用柔性防水材料嵌填,纵向每隔3~5m用变形缝隔断,防止混凝土面层开裂,散水坡与外墙接合处也用变形缝隔断,防止雨水渗入。面层用200号混凝土,厚80~100mm,基层用石灰三合土、灰土或砂石材料。

4. 环境整治

边坡用浆砌片石护坡,坡脚砌1~2m高挡土墙。山腰设拦洪沟,完善场地的排水系统。

室内科学植被,选择低矮,易修剪的树种,如枫树、花树等,严禁种植速生、蒸腾量大的树种,如桉树、木麻黄杨树等。空地多植草皮及绿篱,但浇水时要控制用水量。种树离房屋3~5m。

(二)施工要求

1. 医疗楼全长102m,用变形缝分隔为三段,分段挖基槽和砌基础;连续、快速施工,按设计要求验收砂垫层用料质量,严禁用水撼法往基槽内灌水。通过设计单位抽查质量,基本上符合要求。

2. 要求施工场地积水,房屋施工前半年完成平整场地的填挖土方并完成挡土墙、护坡及排水系统。实际施工中曾遇暴雨,组织人力及时疏通排水渠道,很快排除了场地的积水。

3. 基础工程完成后,及时封闭基槽两侧(用灰土夯实)。

4. 浇灌混凝土梁板时,垂直支撑顶柱下面垫一块长木板,并控制施工用水,浇灌后用草帘覆盖润湿保养。由于设计代表在现场检查,反复强调,没有发生支撑隆起,下陷及保养时浇水过量等现象。

观测结果

(一)韶关场地

医疗楼于1978年10月开工,1979年10月完成主体结构。变形观测从1979年9月7日开始,1983年前每年观测四次,以后每年雨季末及早季末各观测一次,到1989年上半年共历时九年多,整理出变形曲线见图16及图17。

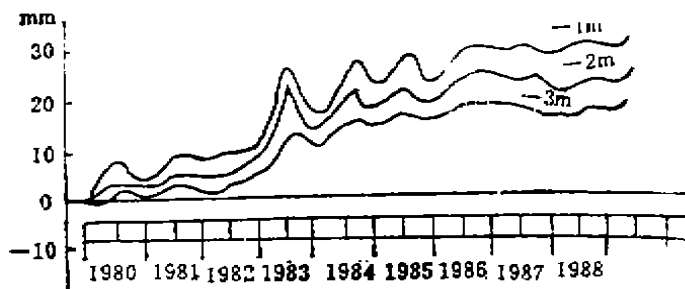


图6 不同深度的土层变形曲线

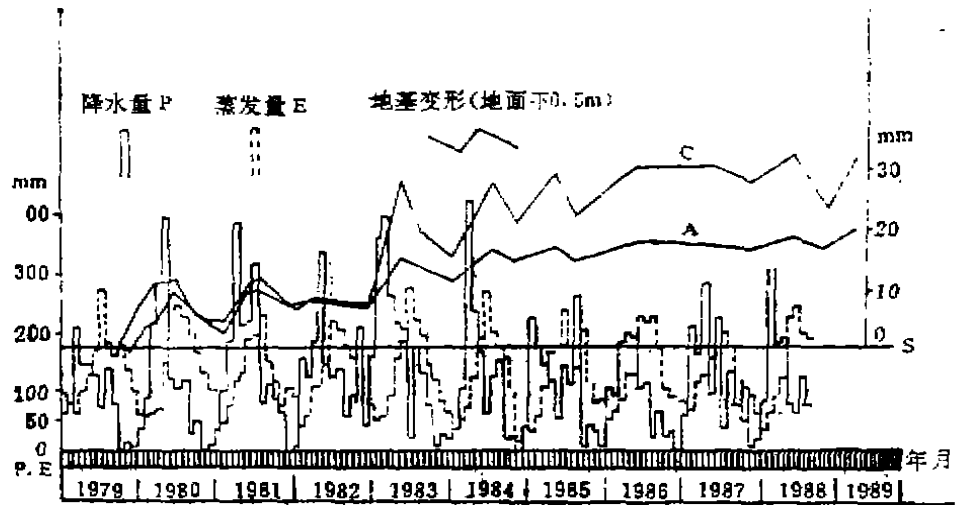


图7 地基变形与气候的关系

(二) 宁明场地

石灰灌浆试验房于1983年8月开始灌浆, 12月底试验房完工。深标观测工作从1984年9月开始到1988年末, 历时四年多, 前两年, 每年观测四次, 以后每年观测两次, 整理变形曲线见图8。

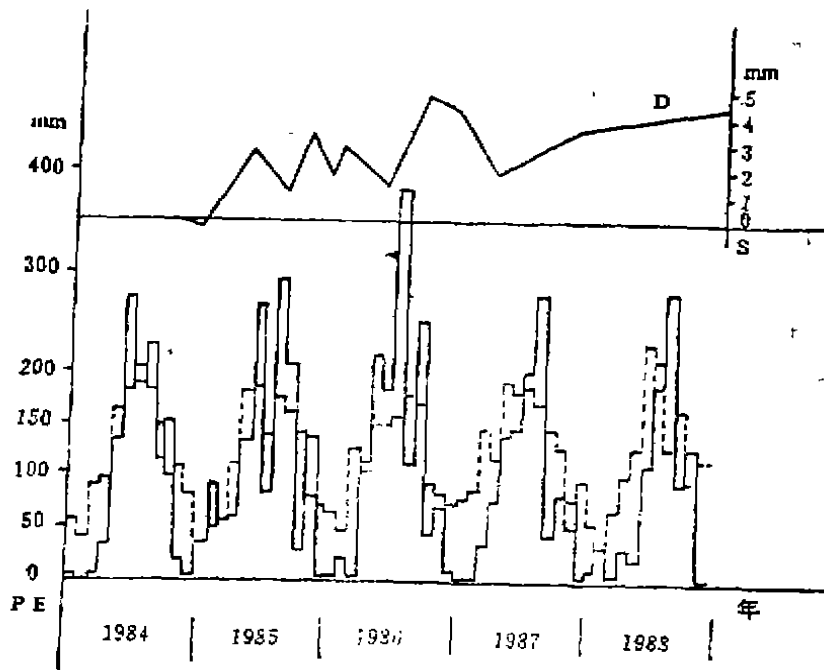


图8 宁明-0.5米土层变形曲线与气候的关系

成果分析

从图6~图18的变形曲线以及从图9初步调查膨胀土在全国分布情况,可以总结出膨胀土地基变形的一些特性。

(一)季节性

膨胀土地基的变形受气候条件的影响,雨季上升,旱季下降,而气候影响的强弱,随土层埋置深度、环境因素及土的物理性质而异。

1. 土层埋置深度

图6所示是同一组深标,不同土层深度的三条对比曲线。可以明显看出,变形随埋深增加而减小,但埋深3m的土层,其最大变形仍超过20mm。

2. 环境因素

图8的两条曲线,土层埋深都是0.5m,曲线C是C组深标,曲线A是A组深标(见图5)。A组深标南面紧靠建筑物的散水坡,是覆盖地面,而C组深标四面都是敞开的,地面水分的渗速和蒸发条件不同,故C组变形比A组变形大。

3. 土的物理性质

图8的一组深标,土层是经过石灰灌浆处理的。灌浆对地基起了预湿作用和堵塞裂隙通道,阻止水分在土层中运动,故变形明显减少。尽管韶关膨胀土的胀缩指标比宁明膨胀土低得多,但韶关地基土的最大变形幅度为29.04mm,宁明地基则只有5.07mm(均为四年的观测结果)。

(二)反复性

所有现场实例都证明,膨胀土地基变形具有明显的反复性,这是和室内试验的结论一致的。但地基土的含水量在气候因素影响下,变化幅度不象室内试验那样规律,反映出变形曲线的起伏坡度有较大差异。

(三)长期性

图7和图8都表明,膨胀土地基的变形是长期的。经过4~9年的实际观测,还没有出现变形稳定的趋势。

(四)渐增性

根据韶关地区的气象资料,2~4月份历年平均降雨量为459.3mm,1983年同期降雨量为1005.9mm,是历年平均降雨量的219%,因此,变形曲线出现上升的陡坡。同样,1986年宁明5~7月份降雨量790mm,是历年平均降雨量483.8mm的163%,变形曲线也出现陡坡。从1983年4月至1984年3月这一年间,韶关地区降雨量是历年平均降雨量的81%,比较接近,故变形曲线比较平缓。1988年3月降雨311.4mm,是历年平均降雨量(149.8mm)的209%,变形又以较大幅度上升。宁明地区也有类似的情况。因此,从两地的变形曲线看,变形曲线随着时间和气候的变化有升降起伏,但总的变形趋势是渐增的。

结 语

近十年来,我们在广东、广西和湖北处理了二十多万平方米建在膨胀土地基上的房屋,很重要的一条经验就是要根据场地的地形、地质及地区气候条件,采取不同的措施进行综合治理。不处理是后患无穷,会造成巨大浪费的;处理不当要增加建筑造价或使用效果欠佳。本实录所述的一些技术措施,是根据现场条件制定的。只能给同行们提供参考。

一九九一年至一九九六年土木工程主要国际会议

一、国际桥梁及结构工程协会主办的会议

《桥梁设计与施工技术关系学术会议》, 1991, 9.11—14, 苏联列宁格勒;

《土木工程的文明进步》, 国际桥协学术大会, 1992, 3.1—6, 印度新德里;

二、国际隧道协会学术活动

1992年5月16日—20日 墨西哥, 学术年会

1993年4月19—21日 荷兰, 学术年会

三、国际土力学及基础工程学会的活动

1993年 第12届国际土力学及基础工程学术大会 印度 新德里

1995年 第十届亚洲土力学及基础工程学术会议(地点待定)

1996年 第八届国际膨胀土会议(地点待定)

1996年 第七届国际滑坡学术会议(地点待定)

复合地基引论(一)

龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所)

复合地基的定义及分类

当天然地基不能满足结构物对地基的要求时,需要进行地基处理,形成人工地基,以保证结构物的安全与正常使用。经过各种地基处理方法处理的人工地基大致上可分为三类:均质地基、多层地基和复合地基。

人工地基中的均质地基是指天然地基在地基处理过程中加固区土体性质得到全面改善,加固区土体的物理力学性质基本上是相同的,而且加固区的宽度和厚度与荷载作用面积或者与其相应的地基持力层或压缩层厚度相比较都已满足一定要求。多层地基中,较简单也较常遇到的是双层地基。双层地基是指天然地基经地基处理形成的均质加固区厚度与荷载作用面积或者与其相应的持力层厚度或压缩层厚度相比较较小时,在荷载作用影响区内,地基由两层性质相差较大的土体组成。复合地基是指天然地基在地基处理过程中部分土体得到增强,或被置换,或在天然地基中设置加筋材料,加固区是由基体(天然地基土体)和增强体两部分组成的人工地基。加固区整体看是非均质的和各向异性的。

根据增强体的方向复合地基又可分为纵向增强体复合地基和横向增强体复合地基二类。横向增强体复合地基主要包括由各种加筋材料,如土工聚合物、金属材料格栅等形成的复合地基。纵向增强体习惯上称为桩。根据纵向增强体的性质桩体复合地基又可分为三类:散体材料桩复合地基、柔性桩复合地基和刚性桩复合地基。散体材料桩复合地基如碎石桩复合地基,砂桩复合地基等。其桩体是由散体材料组成的,只有依靠周围土体的围箍作用才能形成桩体。柔性桩复合地基如深层搅拌桩复合地基,旋喷桩复合地基等。其桩体刚度较小,与刚性桩相比,其荷载传递特性有较大区别。刚性桩复合地基如疏桩复合地基等。

复合地基工程应用

近年来,随着地基处理技术的普及、提高和发展,各类复合地基在土木工程中得到愈来愈多的应用。按施工方法分,复合地基工程主要有下述几种:

1. 碎石桩复合地基

按施工方法不同又可分为振冲碎石桩复合地基、干法振动挤密碎石桩复合地基、沉管碎石桩复合地基、射水成孔袋装碎石桩复合地基和强夯置换碎石桩复合地基等。

(1) 振冲碎石桩复合地基

按加固机理, 振冲法加固地基可分为二类: 振冲密实法和振冲置换法。振冲密实法的加固原理是一方面依靠振冲器的强力振动使饱和砂层发生液化, 砂颗粒重新排列, 孔隙减小, 另一方面依靠振冲器的水平振动力, 在加填料情况下还通过填料使砂层挤压加密。振冲置换的加固原理是利用振冲器在高压水流下边振边冲在软弱粘性土地基中成孔, 再在孔内分批填入碎石等坚硬材料, 制成一根根桩体, 碎石桩和原地基土构成碎石桩复合地基。

(2) 干法振动挤密碎石桩复合地基

干法振动加固地基工艺是先用干法振动成孔器成孔, 原桩孔位中的土体被挤到周围土体中去, 提起振动成孔器, 向孔内倒入碎石等坚硬材料并进行捣实, 然后提起振动成孔器, 继续倒碎石……, 直至碎石桩形成。碎石桩和挤密的桩间土形成碎石桩复合地基。

(3) 沉管碎石桩复合地基

采用沉管打桩机在地基中设置碎石桩, 形成复合地基。按施工方法又可分为下述几种: 管内投料重锤夯实法; 管内投料振实法和先拔管、后投料复打密实法等。除采用碎石制桩外, 近年来还采用钢渣、道渣、石屑等材料制桩以形成复合地基。

(4) 射水成孔袋装碎石桩复合地基

在高含水量的软粘土地基中, 采用射水器射水成孔, 用土工织物袋围护在地基中设置碎石桩, 形成袋装碎石桩复合地基。印度曾采用一种用竹板条外用粗金属丝分节捆扎维护的袋装碎石桩。袋装碎石桩主要为了增加碎石桩四周的约束力。

(5) 强夯置换碎石桩复合地基

强夯置换法近年来得到发展。利用重锤夯击成孔, 回填碎石等坚硬材料后夯击密实, 边夯边填碎石, 不断置换, 使之形成深度为3~6米, 直径为两米左右的碎石柱体, 与周围土体形成碎石桩复合地基。

各类碎石桩复合地基属散体材料桩复合地基。

2. 砂桩复合地基

砂桩法起初用于加固松砂地基, 按施工方法不同分为挤密砂桩和振密砂桩。后来也用来加固软粘土地基, 通过砂桩置换作用形成复合地基。对其进行加载预压, 也可加快地基固结。

砂桩复合地基属散体材料桩复合地基。

3. 深层搅拌桩复合地基

深层搅拌法是通过特制机械将固化剂按深度与地基土强制搅拌就地成桩加固地基的方法。当固化剂(水泥或石灰)为粉体时又称为粉体喷射深层搅拌法。

由深层搅拌法形成的水泥土桩或石灰土桩与原地基形成的搅拌桩复合地基属柔性桩复合地基。

4. 旋喷桩复合地基

高压喷射注浆法是将带有特殊喷嘴的注浆管置于土层预定深度, 以高压喷射流使固化

浆液与土体混合、凝固硬化加固地基的方法。若在喷射的同时,喷嘴以一定的速度旋转、提升,则形成浆液和土体混合的圆柱形桩体。通常称为旋喷桩。固化浆液种类很多,常用的基本浆液是水泥剂,视工程需要可掺入各种外加剂,如:水玻璃、氯化钙、三乙醇胺等。旋喷桩与桩间土形成旋喷桩复合地基。

旋喷桩复合地基属柔性桩复合地基。

3. 石灰桩复合地基

石灰桩法是指在桩孔中灌入生石灰,或在生石灰中掺入适量的水硬性掺合料(如粉煤灰等),形成桩体,与桩间土形成石灰桩复合地基。石灰桩复合地基加固机理包括:打设时挤密、石灰吸水、膨胀、升温、离子交换、胶凝、碳化 and 置换等。但基本加固作用可归纳为打桩挤密、桩周土脱水和桩身的置换作用。

石灰桩施工方法有下述几类:打孔投料法、挖孔投料法和管内投料法。

石灰桩复合地基属于柔性桩复合地基。与一般柔性桩复合地基不同,其桩间土性质与到桩体的距离有关。

6. 土桩与灰土桩复合地基

土桩与灰土桩复合地基施工工艺基本相同,即先成孔,再分段填料,分段夯实。成孔多采用沉管法,可采用锤击沉桩机,亦可采用振动沉桩机。土桩和灰土桩复合地基属于柔性桩复合地基。

7. 低标号砼桩复合地基

中国建筑科学研究院地基所开发的水泥粉煤灰碎石桩(CFG桩)复合地基和浙江省建筑科学研究所等单位开发的低强度水泥砂石桩复合地基可统称为低标号砼桩复合地基。

CFG桩的成桩工艺是将碎石、粉煤灰、石屑、水泥和水按一定的配比搅拌均匀,利用振动打桩机沉直径300~400mm桩管,在管内边填料、边振动,填满料后振动拔管,并分三次振动反插,直至拌和料表面出浆为止。低强度水泥砂石桩施工采用普通振动打桩机成孔灌注工艺,以砂石作为主要骨料,掺入少量水泥,有条件时也可掺入粉煤灰等工业废料。这类桩与碎石桩不同,桩体本身具有一定的刚度,不属于散体材料桩。与砼灌注桩相比,桩体强度和刚度要小,低强度水泥砂石桩桩体立方抗压强度为5MPa左右,静力受压弹性模量约为 0.88×10^4 MPa。

低标号砼桩复合地基属于柔性桩复合地基。

8. 小桩复合地基

小直径钻孔灌注桩又称钻孔喷灌微型桩,或称小桩,分垂直和斜型两种。垂直桩称微型桩,斜桩称树根桩。小直径钻孔灌注桩直径一般小于300mm,由于施工方便,无噪音、无振动,近年来发展较快。垂直桩和斜桩施工工序略有不同,垂直桩施工工序为:钻孔,下钢筋笼,下注浆管,投入石料,压力注浆。斜桩施工工艺为:随钻孔延深外层护壁套管相应延深护壁,下钢筋杆或钢丝索,下注浆管注浆,超拔套管。小直径钻孔灌注桩系由压

力注浆而成, 桩与土紧密结合, 桩土表面摩阻力较大。小直径钻孔灌注桩与桩间土组成复合地基, 共同承受荷载作用。

小桩复合地基属刚性桩复合地基。

9. 疏桩基础

疏桩基础一般指桩距较大、桩较短的钢筋混凝土桩基础, 桩的受力特性为摩擦桩。桩距大是指比按现行规范设计的桩距大。桩疏布置, 可减少桩数, 降低工程造价。疏桩基础可发挥桩间土作用, 桩土共同承受上部结构荷载作用。疏桩基础与其说是桩基础, 还不如归属于复合地基。疏桩基础中的桩与桩间土组成复合地基承受上部荷载。疏桩基础采用复合地基理论来分析计算较合理。疏桩基础可称为疏桩复合地基。

疏桩复合地基属于刚性桩复合地基。

10. 土工织物垫层

在地基的浅层沿水平方向设置土工织物加筋体, 可以铺设一层, 也可铺设几层, 两层间填粗颗粒土, 由土工织物加筋体与地基土形成复合土体作为基础垫层。土工织物垫层既可提高地基承载力, 又可改善地基的变形特性。近年来, 土工织物垫层在软弱地基上填筑路堤和软弱地基上修建油罐时用于地基加固取得良好的效果, 受到重视。近年来得到较多发展。土工织物垫层与砂井加固相结合可以加快地基固结, 取得更好的加固效果。

土工织物垫层属横向增强体复合地基。铺设土工格栅、金属拉筋以及柴排等形成的各种加筋体复合地基也属于横向增强体复合地基。

复合地基的效用

复合地基的增强体材料不同, 施工方法不同, 复合地基的效用也就不同。各种复合地基的效用都是为了达到提高地基承载力, 改善地基的变形特性, 减小在荷载作用下可能发生的沉降和不均匀沉降, 有时还为了改善地基的抗液化能力。综合各类复合地基的效用, 主要有五个方面。每种复合地基具备其中一种或几种效用。复合地基的五种效用包括: 桩体效用; 垫层效用; 排水效用; 挤密效用和加筋效用。

1. 桩体效用

桩体复合地基中桩体的刚度比桩间土体大, 在荷载作用下, 为了保持桩土变形协调, 在桩体产生应力集中现象。桩体中的竖向应力将大于桩间土中的竖向应力。在刚性基础下, 桩体和桩间土竖向位移相等, 比柔性基础下应力集中程度还要高。应力集中现象使桩体承担较大比例的荷载, 并通过桩体将荷载直接传递给较深的土层, 桩间土中应力相应减小。这样就使复合地基承载力较原地基承载力有所提高, 沉降量减小。各类纵向增强体复合地基都具有桩体效用。随着桩体刚度的提高, 其桩体效用发挥更加明显。

2. 垫层效用

复合地基中的复合土体, 宏观地看, 其力学性能比原地基好。在荷载作用下, 复合土

体能后到应力分布均匀,增大应力扩散角的作用。横向增强体复合地基、松散材料桩复合地基垫层作用更加明显。

3. 排水效用

不少横向增强体,如碎石桩、砂桩等,具有良好的透水性,是地基中的排水通道。在荷载作用下地基中产生的超孔隙水压力可通过排水固结得到消散。桩间土的固结有助于提高复合地基的承载力。地震荷载作用下,良好的排水通道有利于超孔隙水压力消散,防止或减轻地基液化。

4. 挤密效用

一些复合地基在施工过程中对桩间土体有挤密作用,如振冲挤密碎石桩复合地基,挤密砂桩复合地基等。采用振动沉桩施工的,对桩间土都有挤密作用。另外,石灰桩,粉体喷射深层搅拌桩中的生石灰,水泥浆具有吸水、发热、膨胀作用,对桩周土也有一定的挤密效果。

5. 加筋效用

在复合地基整体稳定分析中,复合地基中的增强体有加筋效用。土工织物垫层和加筋土中的加筋体具有明显的加筋效率。由于增强体的加筋效用,复合土体具有较高的抗剪强度。目前,深层搅拌桩复合土体和喷桩复合土体已用作基坑开挖时的支护。

上述三种效用使复合地基在提高地基承载力,减小建筑物沉降,改善地基抗液化性能等方面具有较大的潜力和灵活性,复合地基具有较大的生命力,日益受到重视,并得到愈来愈多的应用。也可根据上述五种效用,改进已有的复合地基施工方法,选用合理的增强体材料,开发新的复合地基技术。

复合地基的破坏形式

不同类型的复合地基具有不同的破坏模式,现分别加以介绍。

横向增强体复合地基通常的破坏模式是整体破坏。根据 Jean Binquent 等人(1975)的模型试验,大致有以下三种破坏形式,如图 1 所示。

1) 最上层加筋体以上的土体整体剪切破坏(图 1(a))。这种破坏形式多发生在第一层加筋体埋置较深,加筋体强度较大的情况。在这种情况下,上部土体中的剪切破坏无法穿过加筋体,破坏局限于加筋体上部土体。若基础宽度为 B , 第一层加筋体埋深为 u , 这种破坏形式多发生在 $u/B > 2/3$ 的情况。

2) 加筋体被拉出,或加筋体与土体间产生较大的相对滑动而产生破坏(图 1(b))。这种破坏形式多发生在加筋体埋置较浅,加筋层较少,或加筋体过短的情况。这种破坏形式多发生在 $u/B < 2/3$ 和加筋层数 N 小于 2 或 3 的情况。

3) 在整体剪切破坏过程中,加筋体被拉断(图 1(c))。这种破坏形式发生在加筋体埋置较浅,加筋层数较多,并且加筋体足够长时的情况。这种情况下,最上层加筋体首先被拉断,然后逐步向下发展。这种破坏形式多发生在 $u/B < 2/3$, 且加筋体较长,加筋层

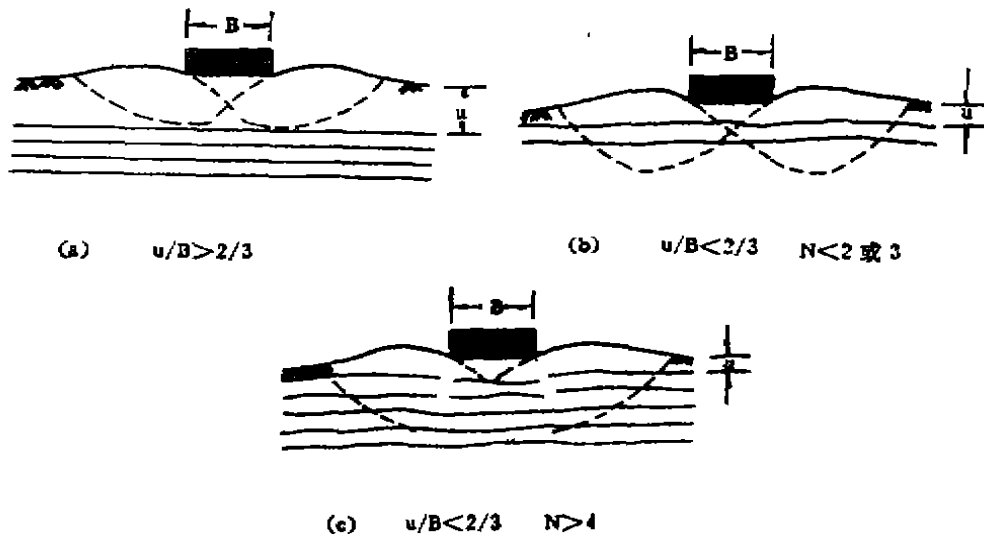


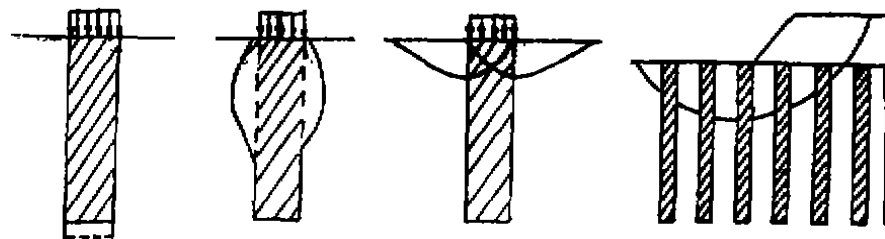
图1 横向增强体复合地基破坏模式

数 N 大于4的情况。

纵向增强体复合地基的破坏首先可以分成两种情况，桩间土先破坏引起复合地基破坏和桩体先破坏引起复合地基破坏。在实际工程中，桩间土和桩体同时达到破坏是很难遇到的。通常，大都是复合地基中桩体先破坏而引起复合地基破坏。下面介绍复合地基的破坏模式。

纵向增强体复合地基的破坏模式可能有四种：桩体刺入破坏、桩体膨胀破坏、整体剪切破坏和滑动破坏。如图2所示。

刚性桩复合地基中的桩最可能的破坏模式是刺入破坏(图2(a))。桩体发生刺入破坏而引起复合地基的整体破坏。散体材料桩复合地基中的桩体最可能的破坏模式是首先桩体发生膨胀破坏(图2(b))继而复合地基发生整体剪切破坏。也可能桩体与桩间土共同发生整体剪切破坏(图2(c))。柔性桩复合地基中的柔性桩体破坏模式与桩体强度，桩体的围压大小有关。桩体强度低，围压小，桩体可能发生膨胀破坏。桩体强度高，围压大，桩体可能发生刺入破坏。桩体复合地基的滑动破坏模式如图2(d)所示。各种复合地基均可能发生这种破坏形式。



(a) 桩体刺入破坏 (b) 桩体膨胀破坏 (c) 整体剪切破坏 (d) 滑动破坏

图2 纵向增强体破坏模式

一种复合地基可能产生的破坏形式不仅与其本身的结构有关,还与荷载形式,复合地基上基础结构形式有关。例如,片筏基础下的疏桩复合地基设计要求是由建筑物的沉降量控制的。疏桩复合地基中的桩体由于片筏基础的作用不可能发生桩体刺入破坏。同一种形式的复合地基,荷载条件不同,可能产生不同的破坏形式。(待续)

参 考 文 献

- 王吉望(1990), 复合地基的研究及计算原理, 岩土工程师, 第 1 期。
- 韩杰、叶书麟和周洪涛(1990), 复合地基的基本特性分析, 同济大学科技情报站。
- 龚晓南(1990), 复合地基引论, 浙江大学岩土工程研究所。
- 龚晓南、杨灿文(1991), 地基处理(综合报告), 第六届全国土力学及基础工程学会讨论论文集, 同济大学出版社和中国建筑工业出版社联合出版。
- 吴运杰(1990), 我国复合地基现状及其发展趋势, 复合地基论文集, 中国建筑学会地基基础学术委员会, 承德。

桩基动测技术系列讲座(一)

陈龙珠 范明均

(浙江大学土木工程结构振动室)

[序]桩基动测技术已引起广大工程科技人员的关注,为有助于开发和应用这一新技术,笔者根据文献资料并结合自己几年来科研和实践体会编写和发表本系列讲座稿。全稿订分为五讲:概论、机械阻抗法和共振法、动参数法和水电效应法、凯司法和波动方程分析法、锤击贯入法和打桩公式。本期刊出第一讲(概论)。对稿中不妥之处,敬请读者指正。

第一讲 概 论

一、桩基动测技术发展简况

桩基是各类建筑物基础的一种常用型式。随着工业的发展,重大工程项目日益增多,大尺寸和高承载力的桩基现已屡见不鲜;为了保护环境和节省投资,工程中就地灌注桩得到了广泛的应用。由于桩基处于地下,对整个工程的安全可靠性起着举足轻重的作用,人们对桩的施工质量以及承载力的检测十分重视。以往工程界主要是用静载荷试验确定单桩和群桩的承载力,而对灌注桩施工质量的检测则曾用过钻孔取芯法、超声波法和 γ 射线法。静载试验和钻孔取芯等方法耗时费资,而且由于试桩数较少而难以对整个工程用桩进行全面地评价。因此,几十年来国内外科技人员一直在寻求快速、简便和可靠的桩基测试方法。桩基动测技术就是在这种工程背景下得以提出和发展的。

桩基动测技术是根据瞬态冲击或稳态振动荷载作用下桩顶动力响应的特性来分析桩身介质的均匀性、估算桩的承载力以及评价打桩效率等问题的。打桩公式是桩基工程早期发展阶段预估桩承载力的动测方法,它建立于桩锤冲击能量会立刻传递到桩底(即刚性桩身)的假定之上,虽然打桩公式很多,但由于其基本假设与实际情况相差太大,其估算精度往往很差。1931年Isaacs首次指出了打桩能量传递应按波动理论进行分析而不是刚体动力学问题,这一思想由于当时受计算条件的限制而未能被广泛用于工程实践。本世纪五十年代,Smith对实际的桩锤~桩身~土体系采用了分离单元模式并应用电子计算机技术提出了容易处理的波动方程有限差分解答,可用来处理各种非常复杂的打桩问题。Smith法一经提出,从六十年代起许多工程技术和科研人员便试图加以应用,并且对锤垫和土体的物理力学模型等方面进行了改进,在一些国家还相继开展了关于这一动测方法的现场测试和分析系统的研制工作,其中比较著名的有美国GRL公司的PDA打桩分析仪和CAPWAP计算软件、荷兰TNO公司的桩基诊断系统和PDR打桩记录仪、瑞典的PID打桩分析仪等。与此同时,法国房屋建筑与市政工程研究试验中心(CEBTP)则提出了机械阻抗法,即对桩进行稳态振动、通过桩顶速度导纳曲线的特征参量来分析桩身质量。

在我国, 桩基动测技术的研究和应用已受到了广泛的重视, 并且在吸收外国技术的基础上提出了比较适合国情的测试方法和测试分析系统。七十年代四川建筑科学研究所等提出了锤击贯入法, 由锤击力与桩贯入量的关系转换成桩的静力 $P \sim S$ 曲线, 其结果在工程应用上相当直观, 湖南大学提出的动参数法通过实测桩的自振频率计算桩的动刚度, 再由相关系数来估算桩的承载力, 其现场测试过程十分简便。八十年代, 我国动测桩技术研究比较“热门”, 并且由西安公路研究所等单位开发出水电效应法, 它通过在桩顶水容器中放电对桩产生脉冲荷载, 其激振力大小可控、频率成份丰富, 使得桩身质量的检测结果精度有所改善, 在稳态振动法方面, 冶金部建筑科学研究总院和浙江大学等分别开发的共振法和机械阻抗法在预估单桩承载力等方面取得了可喜的进展, 已在许多工程中得到应用。总的来看, 我国桩基动测技术用得较多的是上述一些激振能量较低的方法, 它们不但用来评价桩身施工质量, 而且通过动、静试验对比得出相关系数, 由此预估单桩承载力。

经过几十年来的研究和实践, 动测技术已成为桩基测试的一类重要方法, 一些国家已将其纳入有关技术规范, 我国也已于 1989 年颁布了高应变法动力试桩暂行统一规定, 近期颁布实行的“浙江省工业与民用建筑软弱地基基础设计规程”已采用了桩基动测技术的几种较成熟的方法。尽管如此, 桩基动测技术仍属于一种新技术。从四年一度的国际应力波理论在桩基中应用学术会议论文集以及国内各部门举办的多次学术讨论会交流论文来看, 该技术在测试分析系统和测试原理等重要方面仍存在许多疑难问题, 需要理论研究和工程技术人员进行长期不懈地努力来逐步加以解决。

二、桩基动测技术的分类

在桩基测试技术中, 人们常称静载荷试验为直接测试法, 因为它可直接提供 $P \sim S$ 曲线并由此确定桩的承载力。从这一分类观点出发, 动测技术就具有两重性了: 一方面由于不能直接测得桩的静荷载沉降曲线或桩的承载力, 它应归属于间接测试方法; 另一方面, 由于能直接测得有关参数来说明桩身质量好坏, 它又可被当成为一种直接测试法。在此我们也可看出, 动测技术所提供桩承载力的结果比评价桩身质量有着更多的经验性。

桩基动测技术在工程上的应用主要是检验桩身质量和预估单桩承载力。在预估单桩承载力方面, 现往往根据在动测过程中桩土交界面是否产生塑性相对位移而将动测方法分成低应变法和高应变法两大类, 如机械阻抗法、动参数法等为低应变法, 而锤击贯入法、凯司法及波动方程分析法等则为高应变法。

也有按激振方式来对动测方法进行分类的: 用火箭、水中放电、落锤和手锤等激振的统称为瞬态法(动参数法、水电效应法、锤击贯入法等), 而用机械式或电磁式激振器进行稳态振动试验的则统称稳态振动法(共振法和机械阻抗法等)。另外, 还可根据信号分析方式的不同将动测方法分成时域法(分析桩顶响应时程曲线)和频域法(分析桩顶响应的频率特性或机械阻抗曲线)。

从以上介绍的情况看, 人们尚难对桩基动测技术进行较严格地分类, 似乎按激振方式和分析原理来分类更加合适一些。顺便指出, 已有应用较广泛的动测方法大多也是根据激振方式或分析原理的特点来命名的, 如水电效应法和锤击贯入法等是按激振方式命名的, 而共振法、机械阻抗法和波动方程分析法是按分析原理命名的。但在近些年里, 尽管所开发应用的桩基动测技术与已有的大同小异, 一些单位却也另取新名, 给应用单位带来了不

便,对推广应用动测技术是有不利之处的。

为便于大家了解桩基动测技术,现将各种常见方法的基本情况列于表一。

桩基动测技术中常用方法一览表

表一

方 法	激振方式	测试物理量	分 析 原 理 简 述	承载力估算可能误差来源
动参数法	瞬 态 (低能量)	桩顶速度信号 有时也测力信号	对记录的时程信号进行频谱分析以确定桩的基频,由基频计算桩的动刚度,再由此和动静对比资料估算桩的承载力。	1.动刚度计算; 2.动-静对比;
振 动 法 (机械阻抗法)	稳 态 (低能量)	桩顶速度导纳	由导纳曲线低频段斜率确定桩的动刚度,由此估算桩承载力;由曲线较高频段相邻峰频差,平均导纳值以及桩动刚度分析桩长、横截面积、桩标号以及其它桩身质量指标。	1.动-静对比
	瞬 态 (低能量)	桩顶力和速度 时程信号	由信号处理仪器计算桩顶速度导纳曲线,在此之后,桩身质量和承载力分析方法同上述稳态法。	1.动刚度计算; 2.动-静对比。
共 振 法	稳 态 (低能量)	桩顶模块振幅 频率曲线	由共振频率和模块质量计算桩的动刚度,再估算桩的承载力;由振幅频率曲线上相邻峰频差分析桩身质量。	1.动-静对比。
水电效应法	瞬 态 (能量可大可小)	桩顶速度和 力时程信号	据信号反射波和频谱曲线特征分析桩身质量,由激振力大小估算桩承载力。	1.动-静对比
凯 司 法 (CASE法)	瞬 态 (高能量)	桩顶速度和 力时程信号	由时程曲线上第一峰点及其 $2L/C$ 时延点力和速度值估算桩的承载力,由反射波特征分析桩身质量。	1.力信号(由应变计测得); 2.公式推导所用力学模型; 3.动-静对比。
波动方程 分析法	瞬 态 (高能量)	桩顶速度和 力时程信号	将力信号作为输入,调整桩-土模型参数使计算和实测速度信号一致,由此模型参数和经验系数估算桩的P-S曲线和承载力等;由反射波特征分析桩身质量	1.力信号(由应变计测得); 2.计算用力学模型; 3.拟合算法; 4.动-静对比。
锤击贯入法	瞬 态 (高能量)	力和桩顶贯入量	将动力P~S曲线转化成静力P~S曲线,由此确定桩的承载力。	1.动-静对比
打桩公式法	瞬 态 (高能量)	桩顶塑性贯入量	由实测贯入量和打桩能量按公式估算桩承载力	1.公式推导所用模型; 2.动-静对比。

三、桩基动测技术存在的问题

桩基动测技术具有快速、简便、经济和无破损等优点,并且已在测试原理、试验仪器设备和分析方法等方面形成了一定的体系,解决了大量的工程疑难问题。然而,由于桩土体系的复杂性,这一测试新技术在检验桩身质量和预估承载力两个主要方面均尚需进一步研究。

1. 桩身质量检测

大家知道, 对于一根缺陷桩或事故桩, 只有了解了缺陷类型、位置以及缺陷程度这三个主要因素, 工程技术人员才有可能正确地分析这根桩今后的工作性状并采用有效的补救措施。现有的动测方法虽大多能对桩身浅部是否有缺陷以及缺陷类型和位置作出回答, 但对缺陷程度定量描述的精度至今仍未达到令人满意的水平。可以说, 机械阻抗法在定量描述桩身质量方面是目前最理想的, 但它也难以用于长度比较宽的深部缺陷探测, 并且无法对全截面贯穿断裂面以下的桩身质量或多数缺陷进行连续的测定; 另外, 由实测轴向机械导纳点线幅频差 Δf 和平均导纳值 N 两个量来计算桩长 L 、桩身波速 C 和桩横截面积 A ($\Delta f = C/2L$, $N = 1/\rho dC$, ρ 是桩的质量密度), 即使是对全截面的就地灌注桩, 其解也是不唯一的。

2. 单桩承载力预估

是否能用动测技术预估单桩承载力和是否能用低应变法来预估单桩承载力是前些年里广泛讨论的两个问题。国内外一些学者和工程技术人员曾认为只有使桩周土强度得以充分发挥的高应变法才有可能用来估算单桩的承载力。事实上, 无论低应变法还是高应变法, 均是采用了以往与静力试验数据对比的经验相关系数来估算单桩静承载力的, 尽管在计算过程中所用模型的正确性有高低, 但它们的最终结果同样都带有经验性。对此, 下面再作一些分析说明。

就摩擦桩而言, 桩的承载力与周围土体产生大应变时的强度特性密切相关, 而低应变法只有使桩周土产生较小的弹性变形, 看上去两种状态毫不相干。但在另一方面, 常识告诉我们, 土体弹性模量越大, 其抗剪强度就越高。大量室内外土力学试验结果表明, 土的弹性剪切模量(剪应变 $\gamma \leq 10^{-4}$)与其抗剪强度之间具有很强的相关性(如图1所示一例)。可见, 利用低应变法测定桩承载力还是有一定的土力学依据的, 人们似不能从简单的概念分析来对这一实用方法加以否定。

用高应变法测定桩的承载力在概念上比低应变法更容易被人接受。但应注意的是, 方法在概念上有合理性并不说明它能对问题作较精确地定量描述, 两者之间不能混为一谈。土的静力应力应变关系至今尚未被很好地加以定量描述, 动力应力应变关系及其与静力特性间的差别人们了解得更少。在这种条件下, 对高应变动测数据应用波动方程分析法来确定桩承载力时无疑要经验地描述土的基本特性; 在利用桩的动力 $P \sim S$ 曲线进行分析的高应变法中, 由于现尚难较精确地从中消除应变速率的影响和考虑土体的排水固结效应, 它也只能和低应变法一样根据动静相关系数来估算桩的承载力。所以, 高应变法由于不能很好地定量描述土的基本特性, 也应被归属于经验方法的范畴。

既然低应变法和高应变法同属于经验性方法, 其测试结果的可靠性就可从计算参数的

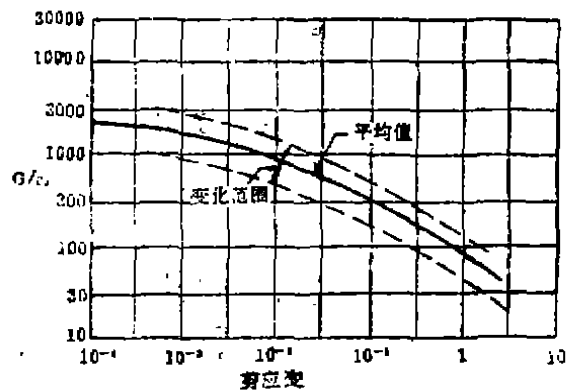


图1 饱和粘土的原位剪切模量

稳定性对比作初步分析。由图1可知,土的动剪模量与不排水抗剪强度之比是随应变的变化而变化的。在高应变法中,桩周土体所处的实际应变水平几乎是未知的,不同的激振能量可使同一土体产生不同的大应变或同一激振能量可使不同土体产生不同的大应变,而由动测数据推算桩承载力时往往难以对此加以考虑,其计算参数就不免具有一定的离散性。而在各种低应变法中,尽管激振能量也有大小之分,但桩土体系基本上都处于弹性状态,其动测结果与桩承载力间的相关系数便具有较小的离散性。

由于动测技术在预估桩承载力方面存在经验性并且这种状态在近期内难有较大的改观,在应用中必须注意计算参数或相关系数的适用范围,不应过分夸大试验结果的精度,对缺陷桩尤其如此。

四、桩基动测技术近期发展的几个特点

为了逐步减小测试结果的经验性,充分发挥动测技术的长处,国内外桩基动测技术在如下几方面近期有着较重要的发展。

1. 计算机测试分析系统的应用日益增多

由于桩土体系的极其复杂性,人们须从多方面考察才能对其较好地加以认识,这就要求信号记录和分析仪器的工作速度和精度应有所提高。显然,信号采集和分析整个过程的数字化对提高桩基动测技术水平是十分有益的,而电子计算机技术的发展和普及已为此提供了良好的条件。目前,国内外均已开发应用了桩基动测技术计算机辅助测试分析系统,它们以微型快速计算机为中心,配以适当的外围设备和仪器,用人机对话方式同时采集和贮存多道动测信号,可在测试现场或室内快速进行各种时、频域信号处理以及桩土体系工程力学性状分析,并且能编辑和打印试验报告。此外,计算机仍用来进行其它科学计算。因此,这类测试分析系统的功能较全,使用上比常规专用仪器要灵活得多,价格也比较便宜。

2. 桩土体系分析模型逐步改进

动测方法预估桩承载力实际上是一种反演问题,即由实测资料和桩土体系模型通过一定的数学拟合方法推算桩土体系的物理力学参数,再由此估算桩的承载力。在分析计算中,若选用简单的桩土体系模型,则参数个数和相应的计算工作量少,但其推算结果的离散性以致估算承载力的经验性便增大;若选用较完善的模型,则其中参数个数和计算量大,但参数的物理力学会更明确,计算结果的精度会有所改善(当然,参数的确定也是一个比较复杂的问题)。目前,微型计算机容量和速度已显著提高,为人们采用更完善的桩土体系模型提供了可能性。

桩土体系分析模型的改进主要在于采用更好的土体本构关系和更全面地考虑桩~土动力相互作用的影响。美国GRL公司90年推出的波动方程分析软件新版本已将原来土的一组弹簧、阻尼器和摩擦元件模型增加到两组。在我国,也有一些单位近些年来试图将土动力学成果和桩土动力相互作用模型用于桩基动测技术,其中主要采用具有明确物理力学意义和可测的本构关系参数,可以同时考虑桩、土间应力和应变连续条件,并能反映土的惯性效应。

3. 桩基动测技术的应用逐渐合理化

在桩基动测技术研究和应用的早期阶段曾出现过两种极端情况:一是从事这项技术开

发应用的人过分夸大动测方法的作用,甚至有“一锤定乾坤”之说,似乎动测方法现可完全取代静荷载试验;而另外有一些不太熟悉振动力学的科技人员则从动、静概念上的不同出发否定动测技术特别是低应变法的作用。然而,随着研究的深入和应用范围的增大,了解桩基动测技术的人愈来愈多,对其作用的评价也趋于客观了。动测技术的快速、经济和无破损的优点为人们普查或按高比例抽样检测提供了方便,这十分有利于正确评价整个工程用桩的施工质量和承载能力情况,也为工程采用比较先进的可靠度设计方法提供了可能性。但是,因桩基动测技术固有的局限性,它们很难完全取代常规静载试验。在没有积累足够丰富经验的地区或对于新桩型和大中型工程,仅进行动测是不够的,还应参照动测结果做少量必要的静载试验。人们已趋于将动、静测试技术有机地加以结合,由此获得更佳的技术和经济效益。(待续)

一九九二年土木工程部分国际会议

会议名称	主要内容	主办单位	日期	地点
灌浆、土质改良和地织物会议	地基加固、土质改良中地织物的应用,灌浆材料和技术、隧道围岩处理等	美国土木工程师学会	2月 25日至28日	美国 新奥尔良
第十四届国际桥梁及结构工程协会会议	结构工程的新方向、近海固定结构和漂浮结构、高层建筑、减灾结构	国际桥梁及结构工程协会	3月 1日至6日	印度 新德里
国际海洋工程施工、规划、设计会议	海岸工程的规划、设计、施工和评估	美国土木工程师学会	3月 8日至12日	美国 长滩
国际隧道工程会议	隧道工程的新发展	国际隧道工程协会	5月 16日至20日	墨西哥 阿卡普尔科
边坡、河堤稳定与性能会议	材料性能选择与边坡加固、变形分析和计算机应用等	美国土木工程师学会	6月 29日至7月1日	英国 伯克利

珠江电厂软土地基处理的设计与实践

黄培业

(广东电力勘测设计院)

〔摘要〕 本文介绍利用打插塑料排水板大面积处理珠江电厂软土地基, 加快在软土地基上填筑土方时淤泥土体的排水固结, 提高地基的抗剪强度, 确保吹填过程中地基稳定性的设计和施工经验。文中还通过分析吹填过程的沉降观测纪录, 推算出吹填工作状态时淤泥土体的水平固结系数和沉降修正系数。文中还提供吹填过程中典型测点的实际吹填厚度的变化曲线、实测的沉降曲线和理论计算的沉降曲线。

前 言

珠江电厂位于珠江的冲积岸滩上。岸滩0.3~1m厚的耕土下面存在很厚的淤泥层, 其厚度一般在10~20m左右, 有的深达30m。根据施勘室内试验资料分析, 淤泥土体的物理力学性质如下:

含水量 $W = 89.795\%$; 天然重度 $\gamma = 14.53\text{kN/m}^3$, 比重 $G = 2.697$, 孔隙比 $e = 2.557$, 液限 $W_L = 52.22\%$, 塑性指数 $I_p = 24.64$, 压缩模量 $E_s = 1.419\text{MPa}$, 垂直向压缩系数 $a_{1-2} = 2.304\text{MPa}^{-1}$, 水平方向压缩系数 $a_{1-2} = 2.000\text{MPa}^{-1}$, 天然快剪 $C = 2.427\text{kPa}$, 无侧限抗压强度 $P_u = 10.75\text{kPa}$, 灵敏度 $S_r = 2.58$, 压力为100kPa时固结系数: 水平向 $C_r = 1.22 \times 10^{-3}\text{cm}^2/\text{s}$, 垂直向 $C_v = 0.73 \times 10^{-3}\text{cm}^2/\text{s}$ 。

十字板抗剪强度: 10m深以内 $\tau = 0.006\text{MPa}$, 10~20m深 $\tau = 0.012\text{MPa}$ 。

电厂厂区软土地基自然地面标高平均为珠基零米, 厂区设计地坪标高为3.3m, 估计平均沉降量约1.2m; 即实际填土厚度约4.5m。通过理论分析, 此填土厚度已大大超过该软土地基的临界堆填高度。如果不采取措施, 必然引起地基的失稳, 所以决定采用排水固结法对珠江电厂软土地基进行处理。即吹填前在软土地区设置竖向和水平向的排水通道, 然后分层吹填, 淤泥土体在先期吹填土的重力作用下排水固结, 提高地基的抗剪强度, 以适应后继吹填层的荷重作用, 避免淤泥土体的滑动。另外, 淤泥土体在填土自重作用下沉降的早日完成, 有利于场地的利用。

珠江电厂软基处理面积近10万 m^2 , 插打塑料排水板约200万m。

软基处理的设计和施工

1. 竖向排水体的选择: 由于地基比较软弱, 所以优先选用适应变形能力强, 不容易折断的塑料排水板和袋装砂井两种材料, 并通过对比试验选择其中一种。试验表明, 在孔隙水压的消散、沉降速度以及十字板抗剪强度增长等方面, 塑料排水板略胜于袋装砂井;

砂垫层土工试验资料

表1

样面 编号	渗透系数 k (10^{-4} cm/s)		含泥 量 %	颗 粒 组 成 %					
	控制密度 $\gamma_c = 15.0 \text{ kN/m}^3$	控制密度 $\gamma_c = 16.0 \text{ kN/m}^3$		0.5	0.25	0.075	0.025	0.0075	<0.0025
1	7.45	4.26	2.4	0.2	13.3	37.0	23.0	1.3	0.2
2	12.28	9.25	1.1	0.3	11.2	63.0	25.3	1.0	0.2
3	9.17	7.22	1.4	0.2	11.3	60.0	31.0	4.0	0.1
4	5.46	2.17	3.8	1.0	9.5	46.5	39.0	6.5	0.5
5	8.91	5.19	0.8	1.0	13.0	61.0	14.5	5.4	0.1
6	8.64	5.39	1.4	1.0	13.0	59.0	16.0	5.9	0.1
7	14.79	11.12	1.4	0.2	17.3	60.5	18.2	3.7	0.1
8	6.10	5.90	0.6	1.2	13.3	59.0	20.0	<0.25 6.5	
9	7.99	4.42	1.0	0.5	15.3	56.0	20.5	7.4	0.2
10	7.88	4.23	1.6	0.5	14.7	62.3	17.0	6.4	0.1
11	10.26	7.34	0.6	1.0	17.0	62.0	16.2	3.8	
12	9.22	4.24	0.8	0.8	10.7	52.7	25.8	9.8	0.2
13	8.26	6.69	2.2	2.0	15.0	56.8	19.2	6.9	0.1
14	12.36	5.19	4.6	1.0	11.0	58.0	23.5	6.2	0.3
15	14.15	9.46	2.6	1.0	12.5	60.5	20.3	5.2	0.3
16	11.77	8.3	1.0	1.3	12.4	52.3	26.3	7.0	0.5
17	6.28	3.43	3.9	0.3	10.7	59.5	22.5	6.0	0.5
18	16.07	12.8	0.9	2.5	17.5	57.0	18.0	4.5	0.5
19	3.89	2.44	4.3	0.5	7.0	57.5	28.0	5.0	2.0
20	6.17	5.01	1.4	2.5	15.5	52.5	22.5	6.7	0.3

在施工工艺、工期以及造价方面塑料排水板也比袋装砂井优越些。最后选定塑料排水板作为竖向排水体。

塑料排水板采用南京塑料研制厂生产的SPB-1型和SPB-1B型两种型号。当淤泥厚度 $\leq 15\text{m}$ 时,采用SPB-1型;当淤泥厚度 $> 15\text{m}$ 时,采用SPB-1B型。

2. 塑料排水板打入深度:淤泥深度小于 20m 时打穿淤泥层,淤泥深度大于 20m 时,打入深度为 20m 。采用这一打设深度的主要原因是淤泥深度大于 20m 地区不很多,而现有的插板机仅能打设 20m 深的塑料排水板。

3. 塑料排水板的布置:采用正方形布置,板距根据场地的位置和使用要求而不同。

煤场区靠近珠江河边,淤泥深度一般在20m左右;使用期堆煤高度12m,为了保证在煤场投入使用后地基的稳定性和减少地基的沉降,需堆载予压,为缩短施工周期,采用间距为1.5m,估计三个月左右固结度可达80%。其他软土地区(离河岸50m地区除外)塑料排水板的中距采用1.8m,预计固结度达到80%时,约需半年时间。

4. 水平排水通道的设置:以满铺于自然地面,厚度为0.5m含泥量不超过3%的中粗砂垫层作为水平排水通道。中粗砂取于珠江河中,并在洗砂船上冲洗干净使含泥量达到设计要求后运至现场,用皮带输送机输送上岸,然后用铲车、自卸汽车和推土机等进行推铺。对砂料质量进行分区随机取样检测,检测结果见表1,试验资料表明,砂垫层砂料为中粗砂或砾质粗砂,含泥量均在5%以内。

5. 塑料排水板的插设:插设塑料排水板所用的机械有锤击式和震动式两种。锤击式插板机的锤重为6~7kN的自由落锤。震动式插板机是由震动式打桩机改成,震动锤重30kN。插板机所用导管大多数为圆形,断面为 $\phi 127 \times 10 \sim \phi 168 \times 10 \text{mm}$ 。

7. 吹填计划:场地填筑采用水力吹填。材料为中粗砂,并要求粒径 $\leq 0.075 \text{mm}$ 的粉粒含量以干容重计不得大于15%。吹填分层进行,时间间隔为60天。利用 Fellenius 的临界堆高公式和有效应力法地基抗剪强度增长的公式,计算确定每层吹填的厚度,见图1和图2。

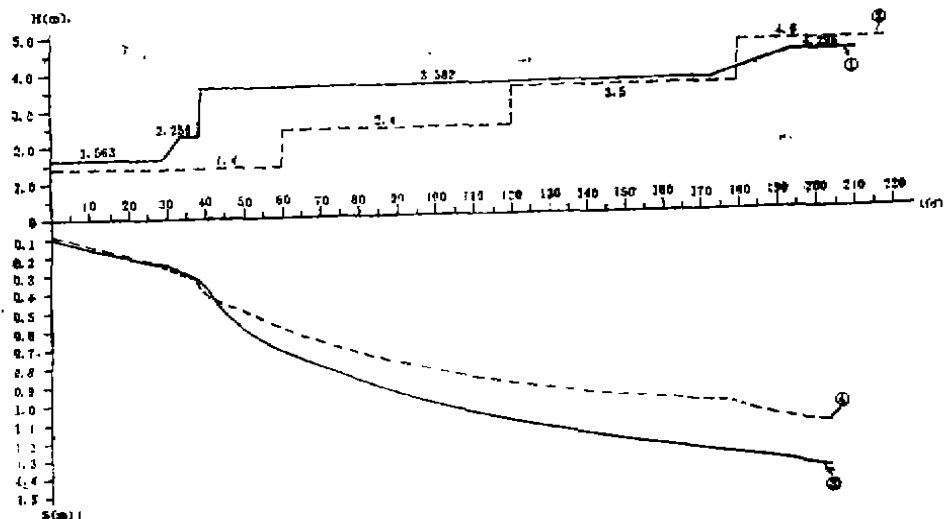


图1 测点1的吹填曲线和沉降曲线

①实际的吹填曲线; ②设计的吹填曲线; ③实际的沉降曲线; ④理论的沉降曲线

8. 沉降速度的控制,设计中除了对每层吹填厚度作了明确规定外,对吹填过程中日沉降速度作了控制。设计规定垂直沉降速度第一层吹填时为 $\leq 3 \text{cm/d}$,以后各层为 $\leq 2 \text{cm/d}$,边桩水平位移速度控制为 $\leq 5 \text{mm/d}$ 。

9. 沉降观测点的设置:为了测定吹填过程中软土地基的沉降量和沉降速度,在吹填场地上按 $100 \times 100 \text{m}$ 的方格网设置了沉降观测点,此外沿吹填边界还设置了边桩和沉降观测点。以利于对整个场地吹填计划执行情况和软基的处理质量进行评价,也有利于工程吹填方量的结算。

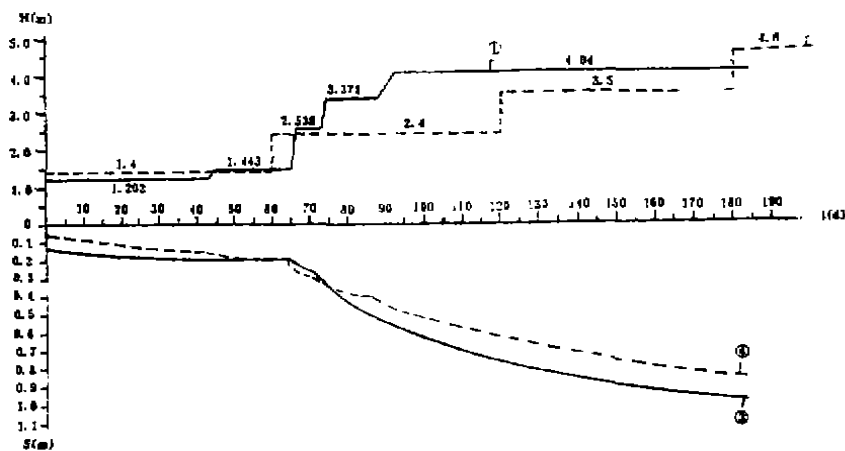


图2 测点18的吹填曲线和沉降曲线

①实测的吹填曲线； ②设计的吹填曲线； ③实测的沉降曲线； ④理论的沉降曲线

实践的检验

珠江电厂的软基处理计划按设计要求进行，但吹填速度的控制没有严格按照设计要求实现。从沉降观测点1和18实测的吹填速度曲线（见图1及图2）可以看出，吹填速度大于设计的要求。测点1中测得在第二层和第三层吹填时最大的日沉降速度为3.4cm，测点18中测得吹填到厚度为3.371m时，最大的日沉降速度为4.1cm，均大于设计日沉降速度2.0cm的要求。由于场地吹填速度大于设计要求，除了日沉降量大于设计要求外，个别尚没有吹填或吹填土很小的测点出现隆起现象，如测点17曾测得有38.3cm的隆起，说明地基接近破坏或破坏。由于吹填速度过快，吹填围堰局部地段出现浅层滑动。虽然如此，由于竖向排水体采用了塑料排水板，它具有较好的抗拉强度和适应抗剪变形的能力，竖向排水通道始终保持畅通。

大面积沉降观测从1989年6月26日开始，并于1990年2月26日结束。各沉降观测点测出的填土厚度和总沉降量见表2。从表2可得出，到1990年2月26日止，场地平均吹填厚度为4.059m（未包括0.5m厚砂垫层），场地平均沉降量为1.163m。这充分表明，经过处理后的地基对加快淤泥土体在填土自重作用下的排水固结、加快地基沉降的早日完成是有效的。

利用浙江大学提出的方法，对沉降观测点1，2，3，4，11，16，18，22的沉降资料进行整理（1~4测点处塑料排水板间距1.5m，其余间距为1.8m），推算出淤泥土体水平固结系数 C_h 的平均值为 $1.791 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$ ，沉降修正系数 m 的平均值为1.21，与设计采用值 $C_h = 1.615 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$ ， $m = 1.4$ 是比较接近的。说明完全达到设计的预期效果。

在图1和图2中给出测点1，18在吹填过程中实测的沉降曲线和按实际加荷曲线求出的理论沉降曲线。

表3中列出淤泥物力学性质的变化。可见经过排水固结后，淤泥物力学性质有较

大的改善。

填土厚度与总沉降量

表2

测编 点号	淤厚 泥度 (m)	吹填土 厚度 (m)	总降 沉量	测编 点号	淤厚 泥度 (m)	吹填土 厚度 (m)	总降 沉量	测编 点号	淤厚 泥度 (m)	吹填土 厚度 (m)	总降 沉量
1	20.6	4.934	1.503	10	15.0	3.698	1.105	19	14.2	4.209	1.216
2	16.1	3.808	1.059	11	19.2	3.729	1.588	20	6.6	3.283	0.628
3	8.6	4.303	1.102	12	13.2	3.894	1.036	22	11.3	3.83	1.266
4	22.4	5.08	1.541	13	17.1	3.987	0.888	25	5.5	3.679	0.628
5	23.7	4.056	1.756	14	17.4	3.917	0.819	26	11.8	4.105	1.226
6	18.2	4.333	1.488	15	7.4	3.782	1.076	28	16.5	3.224	0.669
7	20.2	4.493	1.430	16	14.0	4.077	1.264	29	9.5	3.803	0.868
8	17.0	4.407	1.547	17	23.6	3.17	0.815	30	11.9	3.652	1.067
9	15.6	6.533	1.553	18	18.0	3.725	1.093				

淤泥物理力学性质变化表

表3

测 试 阶 段	天然含 水量 w %	天 然 重 度 kN/m ³	白 然 孔隙比 e	压 缩 系 数 M _p ⁻¹		压 缩 模 量 M _p	十字板 Cu kp.
				垂 直	水 平		
吹填前	89.795	14.86	2.432	2.304	2.000	1.419	9.0
吹填后1990年4月	72.604	15.81	2.013	1.493	1.383	2.085	20.65
吹填后1990年11月	65.34	15.94	1.846	1.401	1.236	2.138	21.00

结 语

通过珠江电厂软基处理的实践, 得到如下的体会:

1. 在软土地基上进行水力填筑时, 填筑前在软土地基上插设塑料排水板, 对加快水力填筑过程中淤泥土体的排水固结是有效的。
2. 水力填筑时, 除注意地表水及时排出外, 还应注意地下水的及时排除, 否则会给排水固结效果带来不良影响。
3. 围堰宜具有良好的透水性能, 围堰处应适当加密塑料排水板的间距。

首届全国岩土力学与工程青年工作者学术讨论会 征文通知(第一号通知)

中国力学学会岩土力学专业委员会与中国土木工程学会土力学及基础工程学会联合举办首届全国岩土力学与工程青年工作者学术讨论会。会议议题包括岩土力学与工程的基本理论、计算方法、室内外试验、工程实例等方面的新技术、新发展, 会议期间还将邀请一些著名学者作专题报告。会议定于1992年11月中旬在杭州召开, 委托浙江大学岩土工程研究所承办。应征论文将组织专家评审, 选用论文将由浙江大学出版社正式出版会议论文集。

征文要求如下: 1、第一作者年龄在35周岁以下(含35周岁); 2、应征论文不超过5000字(包括图表, 参考文献); 3、征文截止日期为1992年2月28日; 4、征文请寄: 310027浙江大学土木工程学系岩土工程研究所朱向荣。

会议筹备组组长: 朱向荣(浙江大学土木工程学系), 副组长: 李镜培(同济大学地下工程学系), 筹备组其他成员将邀请有关单位派代表参加。

会议顾问委员会:

曾国熙	周 镜	高大钊	陈仲颐	袁建新	钱家欢	黄熙龄
陈子荫	沈珠江	杨灿文	候学渊	龚晓南	顾尧章	余诗刚

沉井注浆加固纠偏的观测与分析

吴 星 方元山

(浙江省第二建筑工程公司) (浙江北仑港电厂工程公司)

[摘要] 本文针对沉井竣工后产生的不均匀下沉,叙述了采取注浆加固控制沉降差的方法,通过施工前后进行的观测与分析,阐明了注浆加固用于沉井纠偏的应用价值。

软土地基上对已竣工的沉井进行注浆加固控制沉降偏差是一种新的工艺方法,从沉井注浆加固施工前后到投产使用的全过程,进行观测与分析的结果表明,采用该方法确有推广应用价值。

工程概况

北仑港电厂一期工程循环水泵房位于浙江宁波江入海口南9km的沿海滩地,东与盾构工作井的联接段相连,西与 $\phi 3m$ 循环水管相接,北与检修间相连,地质条件见表1。泵房采用沉井法施工,沉井平面尺寸 $29.40m \times 25.50m$,深19m,设计下沉后的刃脚标高 $-12.50m$,自然地面标高 $+2.70m$,沉井结构施工后, $+6.50m$ 平台上将分别安装四台应式水泵,沉井自重约 $165000kN$ 。

沉井施工前,其地基土层受到旁侧盾构工作沉井下沉扰动及海底盾构水泵推进产生的后阻力扰动,致使沉井软土地基土体结构破坏,地基层部附加变形增大。沉井施工中,混凝土底板封底前,沉井内回填有 $300mm \sim 700mm$ 厚塘渣,封底完成后,在沉井荷载作用下,回填塘渣层与表面扰动软土层,受到压缩而造成了沉井产生附加沉降。沉井施工完成后,其沉井松土地基又受北侧相连检修间 $\phi 609$ 钢管桩基础施工震动和挤土影响,导致了沉井发生了不均匀沉降,沉井底板混凝土完成后170天时间,最大沉降量 $199mm$,最大差异

土层物理指标

表1

土层名称	土层厚度 (m)	w (%)	γ (kN/m^3)	R (MP_a)	e	C_u (MP_a)	E (MP_a)
1#亚粘土	0.7	40	18.0	0.1	1.15		4
2#淤泥质粘土	19.55	50	17.4	0.06	1.37	0.02	2
3#淤泥质粘土	4	40	18.1	0.1	1.15	0.04	4

沉降量达95mm, 平均沉降量168mm, 接近了设计要求的极限值, 而沉井仍以0.4mm/d的速度连续下沉, 沉降曲线分析也无平缓的趋势。为保证沉井上部设备安装, 沉井与盾构工作井之间8.30m长, -9.50m处联接段和二号机井顶板安全施工, 满足设备运转要求, 决定采用软土分层注浆纠偏加固工艺。

注浆加固方法

注浆加固地基, 就是将具有一定压力的浆液, 通过基土颗粒间的孔隙强行注入土中, 排挤出土层孔隙内部分或大部分自由水和空气, 从而加快基土的固结稳定, 提高基土的抗压、抗剪、抗震动液化能力, 阻止或控制建筑物不均匀沉降, 综合评价施工况, 注浆加固纠偏工艺分二部分进行, 如图1所示。

第一部分: 联接段至坑底部注浆的目的在于减少开挖时基坑底部土体回弹, 阻止坑底产生圆弧滑裂面的可能, 从而起到控制由于基坑开挖所引起循环水泵房沉井和盾构工作井的偏移沉降, 使沉井免受基坑开挖之影响。按注浆设计要求, 采用 $\phi 72$ 钻头, 钻孔深度16m共钻孔50只, 自下而上, 压注以水泥加粉煤灰为主的CB浆, 加固厚度8m, 注浆范围 210m^2 , 加固土体约 1680m^3 。

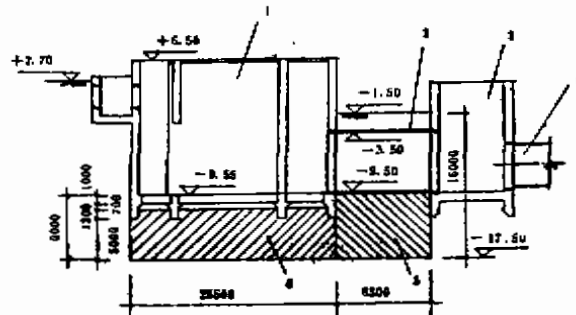


图1 加固示意图

1—循环泵房沉井; 2—联接段; 3—盾构工作井;
4— $\phi 5.7\text{m}$ 盾构, 5—联接段基坑注浆区; 6—沉井注浆区

第二部分: 循环水泵房沉井底板下的注浆加固为了控制沉井继续下沉, 改善沉井底板下土体的地质条件, 提高地基承载力, 同时采用压密注浆减少地基偏斜量, 调节沉井四角的高差, 按注浆设计要求, 首先采用 $\phi 91$ 钻头打穿混凝土沉井底板500, 然后用 $\phi 54$ 钻头成孔, 深度为8.9m, 共钻孔72只, 为加速浆液的凝固时间, 减少浆液收缩量, 采用自下而上分层互注水泥加粉煤灰为主的CB浆, 水泥加水玻璃及粉煤灰为主的HS浆, 加固厚度8.0m, 注浆范围 750m^2 , 加固土体 5600m^3 。

观测与分析

(一) 观测

根据设计要求, 从沉井制作开始在沉井四周角上布置了观测点, 并在沉井外沿较稳定的区域设置了 m_1 、 m_2 基准桩, 埋设符合三等水准要求, 每隔半年由附近II—15二等水准点进行联测校检, 误差均小于三等水准 $\pm 12\sqrt{L}$ 的要求。观测仪器选用DS₃型水准仪。

沉井注浆加固从1990年3月14日开工, 历时60天, 于5月14日竣工; 6月5日开始联接段钢筋混凝土板桩和 $\phi 500$ 钢管支撑挡土开挖, 于8月8日联接段混凝土浇筑完成; 11月24日设备安装完成; 11月27日沉井内通水, 设备运转加荷约5600t; 91年7月3日, 至投

产使用7个月,这一阶段观测成果见图2示,对联接段基坑内注浆前后的静力触探试验结果见图3。

(二) 分析

沉井注浆加固纠偏主要经过注浆加固;联接段施工和机器设备安装,试水投产三个阶段。

第一阶段,沉井注浆加固后,地基强度发生了变化,注浆软弱淤泥质粘土层改良为硬质粘土层,沉井地基土层受到压缩,沉井整体被抬高,平均抬高量67mm,改变了原偏向 E_2 、 E_3 侧的偏斜状态,考虑到 E_2A_2 侧向平台和设备尚未施工,特将该侧高于 E_3A_3 侧5~10mm,作为预留量。其联接段基坑的静力触探试验结果表明,加固土体的承载能力大为提高,其锥尖阻力是加固前的五倍以上,平均达5.6MPa,侧壁摩阻力达2.2MPa。从而防止了沉井基底土层的滑移,保证了联接段至坑开挖和沉井底部稳定。

第二阶段,联接段为钢筋混凝土板桩和 $\phi 609$ 钢管支撑挡土开挖,沉井 A_2E_2 侧向*1机设备安装,其间沉井结构的重心偏向*1机设备安装 E_3A_3 侧,总的呈现沉降趋势,以 E_3 角点沉降量最为显著,六个月的平均下沉速率0.47mm/d,尤以注浆完成后到联接段施工完毕三个月沉降量为大,除了未加固土层沉降原因外,主要有三方面因素,一是注浆完成后,加固土层浆液固结过程收缩引起的沉降;二是联接段开挖施工,减少了沉井 E_2E_3 侧面摩阻力,三是 E_3 角侧在开挖时,井壁流砂层影响,导致了 E_3 角沉降量较大。

第三阶段,通水投产后,沉井满荷载运行总重达221000kN,沉降量以通水一周内为最大,平均达1.1mm/d,通水2个月后,各测点的各数据表明,沉降量趋于基本稳定,沉降速率为0.38mm/d;通水八个月后,测得的各点数据表明,沉降趋于稳定状态,沉降速率仅为0.08mm/d,达到了预期的要求沉降量的80%以上,与注浆加固前的沉降高程相对照,平均沉降量为34mm;注浆完成后的平均沉降量为107mm。从通水投产后形成的平面沉降量看,最大的差异沉降量为 $\Delta H = 21\text{mm}$,按最大的非均匀沉降量计算最大倾斜度:

$$\frac{\Delta H}{L} = \frac{21}{\sqrt{29.4^2 + 25.5^2}} = 0.54\text{mm/m}$$

达到了设计允许基础倾斜度小于2.57mm/m的要求。

采用沉井注浆加固纠偏是成功的,但需要指出的是,从沉降曲线上反映的数据表明, A_2A_3 侧平均沉降量大于 E_2E_3 侧,按沉井对地基产生的剪切破坏线影响范围看,如能对沉井 A_2A_3 侧外沿6~7m范围,进行注浆加固,提高沉井外边缘的地基土体固结度,避免原加固

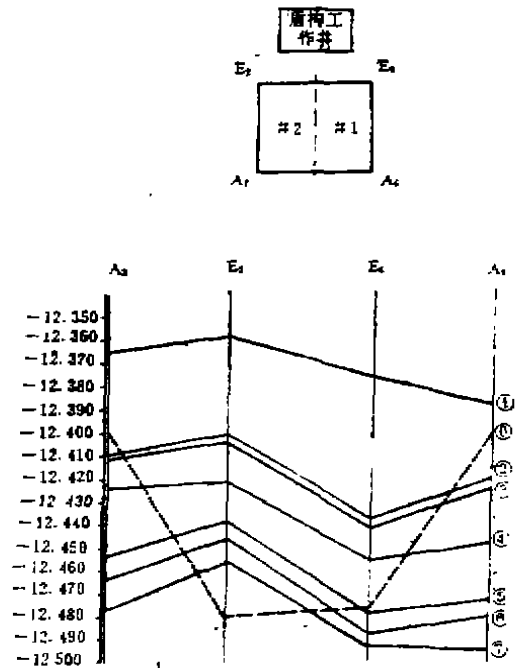


图2 沉井沉降曲线示意

- ① 90.2 注浆前, ④ 90.6 注浆完成后;
- ② 90.9 联接段施工完, ⑤ 90.11 设备安装完;
- ③ 90.12 进水加荷56000kN, ⑥ 91.2 设备正常运转;
- ⑦ 91.4 投产60天, ⑧ 91.7 投产150天

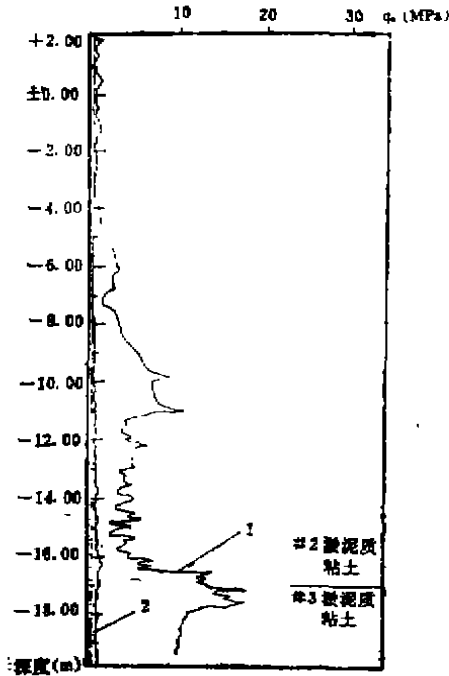


图3a 注浆加固前后静力触探变化曲线

1—加固后锥尖阻力, 2—加固前天然锥尖阻力

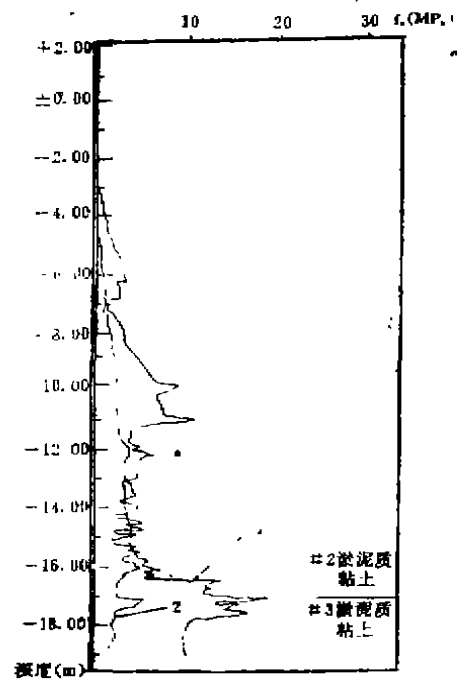


图3b 注浆加固静力触探变化曲线

1—加固后锥尖阻力; 2—加固前侧壁摩阻力

地基偏心而引起的沉井基底滑动边缘效应, 其效果将会更好。

结 语

沉井竣工后进行注浆加固纠偏成功的实践说明, 在软土地基上进行沉井施工, 可结合地质条件和现状, 采用注浆加固, 通过加固过程中的观测与分析, 沉井底板混凝土施工过程中, 可设置预留灌注孔, 待底板强度达到设计强度后, 进行地基注浆加固, 注浆结束后, 根据注浆液的凝固情况, 对地基进行一至二次再注浆处理, 以减少首次浆液收缩形成的沉降量, 同时对沉井四周土体进行注浆加固, 增加沉井并壁摩阻力, 减小沉井四周欠固结土体本身的固结沉降量影响。软弱土层沉井施工, 也可在沉井制作前, 进行沉井地基的注浆加固, 保证沉井安全下沉, 以达到控制到位后的沉降量的目的。

参 考 文 献

- [1] 《基础工》(日)1982, V10.No11, 28~34每久森“基础的加固及保护方法”, 江信伟摘译