

目 次

论 文

场地形状系数对真空预压加固软弱地基效果的影响分析.....
..... 叶观宝, 孙海龙, 许智伟, 张振, 孙鸽梅 (3)
真空预压法加固深度的分析.....高志义 (13)
可拆芯锚杆新技术的研究应用.....周建明, 陆晓明, 杜明祥 (23)
大面积近距离侧穿大型公建灌注桩性状监测分析.....傅晓蓉, 刘世明 (31)
山区粗粒土高填方沉降分析.....赵帅军, 陆新, 熊志鹏 (41)

地基处理新技术

基于气压劈裂原理的地基处理新技术.....刘松玉, 章定文 (48)

译 文

电动土工合成材料在水力工程中的应用(一).....陶艳丽 译; 周建 校 (61)

场地形状系数对真空预压加固软基效果的影响分析

叶观宝^{1,2}, 孙海龙^{1,2}, 许智伟³, 张振^{1,2}, 孙鸽梅⁴

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 3. 上海缘合建设工程检测有限公司, 上海 201108; 4. 上海同济建设工程质量检测站, 上海 200092)

摘要: 真空预压处理软土地基时, 场地的边界效应是影响加固效果的重要因素之一。由于真空度在加固区边界的损失以及向区外的扩散, 加固区会形成中间大边缘小的沉降漏斗, 而区外地基会产生不均匀沉降。在考虑场地的边界效应时, 加固区的面积和形状是评价边界效应的重要指标, 通常用场地形状系数来表示。本文以上海某场地形成工程为背景, 场地采用真空预压结合双轴水泥黏土搅拌桩密封墙作为边界处理手段, 计算了不同区块的形状系数, 并且通过与现场监测数据的对比分析, 探讨了形状系数对真空预压处理效果影响, 为真空预压处理软土地基工程场区的划分和优化提供理论指导。

关键词: 真空预压; 形状系数; 边界效应; 沉降; 密封墙

1 前言

真空预压法通过在软土地基中打设塑料排水板, 在地面铺设砂垫层和密封膜, 通过抽真空使得膜内外产生气压差, 这部分气压差就变成作用于地基上的荷载, 使地基产生固结沉降。真空预压法具有工艺简单、造价低和环境影响小等优点, 且由于在真空预压下地基土不会发生剪切破坏, 对于软土地基的处理是有利的。因此, 在我国沿海软土地区得到了广泛的应用。

自上世纪 80 年代以来, 真空预压工法在实践应用和理论研究方面都取得了较大的发展, 研究成果层出不穷: 陈环^[1]采用 10 m 长的袋装砂井作为竖向排水体进行真空预压试验, 发现真空度在井底损失了 25%; 高志义^[2]进行了真空预压加固软土的离心模型试验; 张诚厚^[3]通过室内模型试验研究了真空作用面位置及排水管间距对预压效果的影响; 娄炎^[4]利用有效应力路径法对真空预压法的加固机理和加固特征进行了详细分析; 朱建才^[5]结合现场监测结果, 探讨了地下水位线等因素对真空度分布的影响, 结果表明, 地下水位线对真空度的分布起阻挡作用; 温晓贵^[6]通过真空预压现场试验, 得到了真空度的传递规律; 张仪萍^[7]发现真空预压法与堆载预压法的区别在于它们使土体产生的体积变形的机理不同; 孙立强^[8]针对真空预压法加固后由于超软土发生较大的压缩变形, 导致排水板产生严重的扭曲变形和排水效率降低的问题, 设计了二次插板再加固试验, 提高了地基土的加固效果。

收稿日期: 2013 年 11 月

在其诸多影响真空预压处理软土地基效果的因素中,真空度、密封性、排水板长度及间距得到较为深入的研究。然而,对于边界效应对真空预压效果影响的研究则较少。在考虑场地的边界效应时,在其他条件都相似的情况下,加固区的面积和形状是评价边界效应的重要指标,通常用场地形状系数来表示。场地边界效应的大小将直接影响到加固区的加固效果。因而,有必要对如何考虑形状系数进行进一步的研究。

本文以上海某场地形成工程为背景,场地采用真空预压结合双轴水泥黏土搅拌桩密封墙作为边界处理手段。通过采用多种现有理论计算了各个区块的形状系数,并且与现场监测数据进行对比分析,探讨了形状系数对真空预压处理效果的影响以及不同形状系数公式的适应性,为真空预压处理软土地基工程场区的划分和优化提供理论指导。

2 场地形状系数

在进行真空预压处理软土地基时,由于受到施工技术条件和工艺的制约,不能保证加固区边界的膜面及深层土体的绝对密封,导致在边界处真空负压的损失和向加固区外的扩散,称之为真空预压的边界效应。这种真空负压的损失不仅对加固区边缘有影响,对整个场地加固效果的影响也是显著的。同时向外扩散的真空负压将使加固区外产生不均匀沉降,进而对周边环境造成不良的影响。图1为上海某场地形成工程加固区真空预压处理后的沉降等值线图。从图中可以看出,由于边界效应的影响,处理区沉降表现出明显的中心大边缘小的沉降漏斗特征,最大差异沉降达到100 mm。

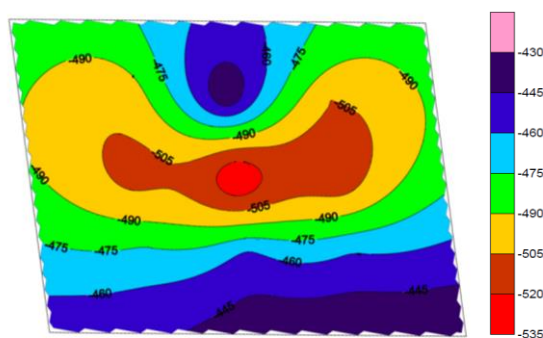


图1 地块累积沉降等值线图 (单位: mm)

当考虑真空预压的边界效应时,加固区块的面积和形状是影响边界效应的重要指标之一,用形状系数来表示。但到目前为止,国内外对于形状系数的定义并没有统一的表征。上海市《地基基础设计规范》^[9]提出的场地形状系数为:

$$\alpha_1 = \frac{F}{S} \quad (1)$$

姜炎^[4]提出的场地形状系数为:

$$\alpha_2 = \frac{F}{A/B} \quad (2)$$

上式中: F 为加固区面积; S 为加固区周长; A 为加固区长边; B 为加固区短边。

王海鹏^[10]的研究表明, 形状系数与加固效果成正比。但式(1)与式(2)不能完全反应加固区形状对加固效果的影响。如对于 $100 \times 100 \text{ m}^2$ 和 $200 \times 100 \text{ m}^2$ 的加固区, 采用式(2)计算得到的形状系数相同, 则表明两块场地的加固效果相同。但根据边界效应理论可知, 边界越长, 真空负压在边界区域的损失就越大。因此, $200 \times 100 \text{ m}^2$ 加固区的加固效果应差于 $100 \times 100 \text{ m}^2$ 的加固区。为改进公式(1)和公式(2)所存在的不足, 王海鹏^[10]在此基础上提出了新的形状系数的表达式:

$$\alpha_3 = \frac{B^2}{2(A+B)} \quad (3)$$

然而, 以上公式都没有实现量纲的平衡。岑仰润^[11]指出, 形状系数有两个物理意义: 真空预压场区一般为规则几何形状, 形状系数表征的意义在于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。基于以上分析并考虑量纲的平衡, 岑仰润^[11]提出的形状系数为:

$$\alpha_4 = \frac{4\sqrt{F}}{S} \times \frac{F}{F_0} \quad (4)$$

上式中, F_0 为标准加固区的面积, 一般取 10000 m^2 。式(4)所计算的形状系数越大, 即表明相同面积条件下周长越短, 则边界效应越不明显, 预压效果就越好。同时与标准加固区的面积比值越大, 加固效果越好。接下来, 本文将以上海某场地形成工程为背景, 探讨不同形状系数表征真空预压加固效果的适应性。

3 工程背景

3.1 工程概况

上海某场地形成工程位于浦东新区川沙黄楼镇, 用地面积 7 平方公里。该场地形成工程主要包括清表、障碍物清除、明暗浜处理、场地填筑、地基处理、大面积平整和附属河道、密封沟等附属设计。拟建场属于典型的滨海相软土地区, 其软弱地层的厚度大、压缩性大、含水量高、渗透性低。为有效降低工后残余沉降和差异沉降, 采用真空预压法进行地基处理。膜下真空度要求稳定在 80 kPa 以上, 密封墙采用两排双轴水泥黏土搅拌桩, 搅拌桩直径 700 mm , 搭接宽度 200 mm , 桩长为 10 m 。

3.2 场地工程地质条件

本工程场地范围内地层为第四纪全新世至上更新世长江三角洲滨海平原型沉积土层, 主要由黏性土、粉性土及砂土组成。按地层沉积年代、成因类型及其物理力学性质指标的

差异,场地土层自上而下分为7个主要土层,其地基土层资料及土工参数如表1所示。从表中可知,该场地分布有10 m多厚的淤泥土和淤泥质土,处于流塑状态,其物理力学性质极差,属于主要的处理地层。

表1 地层物理力学参数表

| 土层 编号 | 土层名称 | 层厚 /m | 状态 | 重度 /kN/m ³ | 孔隙比 | 压缩模量 /MPa |
|------------------|--------------|------------|-------|--------------------------|-------|--------------|
| ① ₁ | 填土 | 0.20~6.00 | — | — | — | — |
| ① ₂ | 淤泥 | 1.00~2.20 | 流塑 | — | — | — |
| ② | 粉质黏土 | 0.70~3.20 | 可塑~软塑 | 18.5 | 0.900 | 4.81 |
| ③ | 淤泥质粉质黏土 | 0.30~6.40 | 流塑 | 17.4 | 1.143 | 3.26 |
| ③ _夹 | 黏质粉土夹淤泥质粉质黏土 | 0.40~4.20 | — | 18.1 | 0.984 | 7.45 |
| ④ | 淤泥质黏土 | 6.40~10.00 | 流塑 | 16.7 | 1.440 | 2.25 |
| ⑤ ₁ | 黏土 | 6.00~11.00 | 软塑 | 17.5 | 1.167 | 3.15 |
| ⑥ | 粉质黏土 | 1.10~4.00 | 可塑 | 19.3 | 0.756 | 7.10 |
| ⑦ ₁₋₁ | 黏质粉土夹粉质黏土 | 0.80~6.70 | — | 18.6 | 0.805 | 8.69 |
| ⑦ ₁₋₂ | 砂质粉土 | 0.70~6.50 | — | 18.7 | 0.780 | 10.58 |

场地除部分区域地处平原型古河道沉积区外,其余区域均位于滨海平原型正常沉积区。正常沉积区勘察深度范围内土层分布基本稳定。古河道沉积区25 m以上地基土层分布基本稳定,25 m以下地基土层分布及性质变化较大。现场监测表明,25 m以下深度土层真空负压较低,影响较小。因此,认为各区块地质条件基本相同,那么在施工条件相同的情况下,场地几何尺寸就成了重要的影响因素。接下来,本文将对真空预压处理效果及场地形状系数对加固效果的影响进行分析研究。

4 分析与讨论

4.1 加固效果评价

图2为典型场地平均沉降随时间变化曲线。从沉降监测数据可以发现,整个场地的固结沉降与真空加压关系密切,抽真空初期(约5~7天)地表沉降速率最大,随着真空度上升并趋于稳定后,地表沉降速率逐渐减小,抽真空维持90天后,沉降已基本达到稳定。真空预压对于消除软土地基的沉降效果明显,90天的地基沉降达到约800 mm。

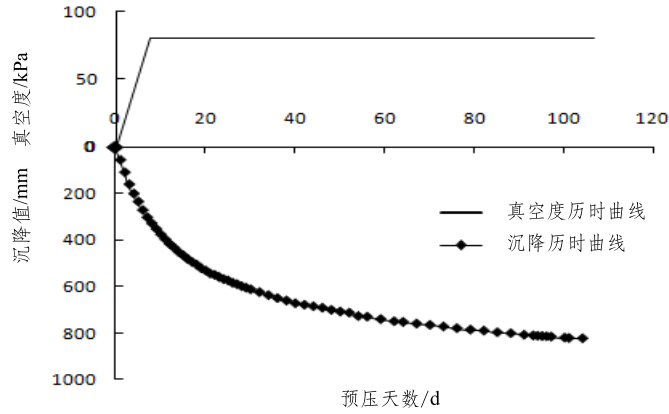


图 2 沉降及真空度历时曲线图

为了评估真空预压地基处理对土体强度和变形指标的影响, 处理完成后对地块进行了一系列原位试验, 如静力触探试验、标准贯入试验等, 并与处理前的勘察结果进行对比。图 3 和图 4 为处理前后比贯入阻力 p_s 平均值和标贯击数 $N_{63.5}$ 沿深度的变化规律。从静力触探试验结果可以看出, 处理后土体 p_s 值较处理前有所提高, 且浅部土体提高较明显; 地表 17 m 深度以下土体 p_s 值处理前后基本吻合, 针对于该场地, 真空预压法的加固深度基本在 17 m 左右。

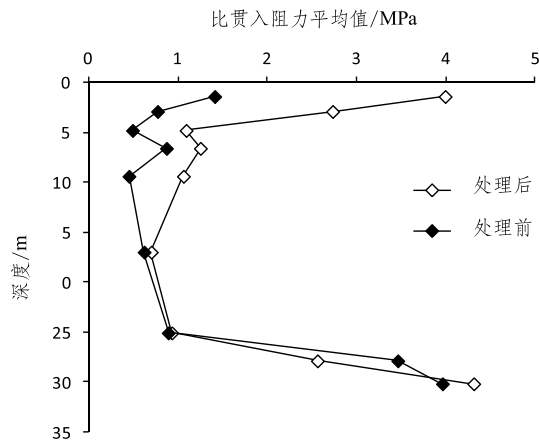


图 3 加固前后场地 p_s 平均值沿深度变化

由于加固前土层范围内的标准贯入试验深度的较少, 并不能很好地评价整个土层范围内加固效果的变化。就现有数据而言, 土层 5 m 以上范围内, 试验前后平均标贯击数 $N_{63.5}$ 提高明显, 可见真空预压后土体上部强度有了显著提高, 对于 25 m 以下的深部土体处理

前后标贯击数变化不大。标贯击数的试验结果与静力触探试验结果基本吻合，真空预压处理后的场地上部土体强度提高明显，而深部土体特性变化不大。

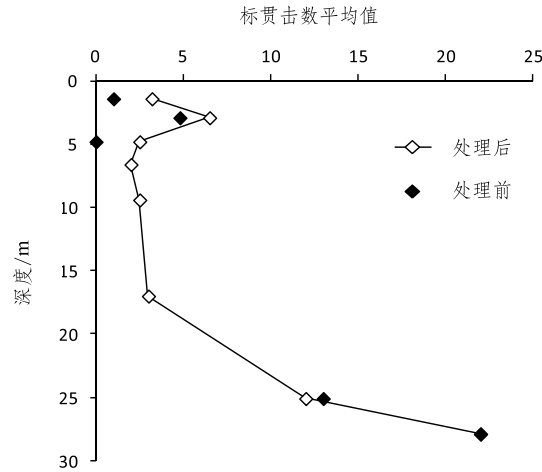


图4 加固前后标贯击数沿深度变化

4.2 形状系数对加固效果的影响分析

本文介绍了常用的4种形状系数的计算方法，为研究不同形状系数计算方法与加固效果的关系，选取场地各地块中沉降平均值在550~600mm范围内的场地进行分析。表2列出了各地块的几何形状参数及采用不同形状系数计算公式获得的形状系数。表中前4块场地的周长较为接近，下面首先选取这4块场地进行分析，讨论考虑周长因素下形状系数对加固效果的影响。

表2 各区块形状系数与加固效果

| 地块 | A/m | B/m | F/m ² | S/m | α_1 | α_2 | α_3 | α_4 | 预压天数/d | 平均沉降值/mm |
|----|-------|-------|------------------|-----|------------|------------|------------|------------|--------|----------|
| 1 | 255.7 | 150.5 | 38487 | 815 | 47.2 | 22663 | 27.8 | 3.7 | 54 | 599 |
| 2 | 276.9 | 137.8 | 38157 | 829 | 46.0 | 18989 | 22.9 | 3.6 | 54 | 573 |
| 3 | 269.3 | 146.6 | 39475 | 828 | 47.7 | 21479 | 25.9 | 3.8 | 39 | 560 |
| 4 | 189.5 | 217.9 | 41283 | 828 | 49.8 | 47462 | 57.3 | 4.1 | 26 | 562 |
| 5 | 204.7 | 150.4 | 30784 | 739 | 41.6 | 22624 | 30.6 | 2.9 | 66 | 562 |
| 6 | 240.1 | 162.1 | 38926 | 797 | 48.8 | 26279 | 33.0 | 3.8 | 51 | 588 |
| 7 | 219.7 | 174.3 | 38288 | 787 | 48.6 | 30380 | 38.6 | 3.8 | 34 | 589 |
| 8 | 209.7 | 147.9 | 31016 | 706 | 43.9 | 21868 | 31.0 | 3.1 | 106 | 575 |

注：由于有些区块的形状不规则，表中地块长度与宽度为将区块拟合成长方形后得到的数据，面积与周长则为实测值。

图5为地块编号1~4的形状系数与预压天数的相关关系，即考虑周长因素对形状系

数的影响。由图中看出,基本上形状系数与预压天数具有相关关系,形状系数越大,其预压天数有越短的趋势,换言之,形状系数越大,其真空预压进行越快,处理效果越好。形状系数 α_1 和 α_4 与预压天数基本上表现为线性关系。且通过地块1与地块2加固效果比较发现,地块形状越接近正方形,加固效果越好。

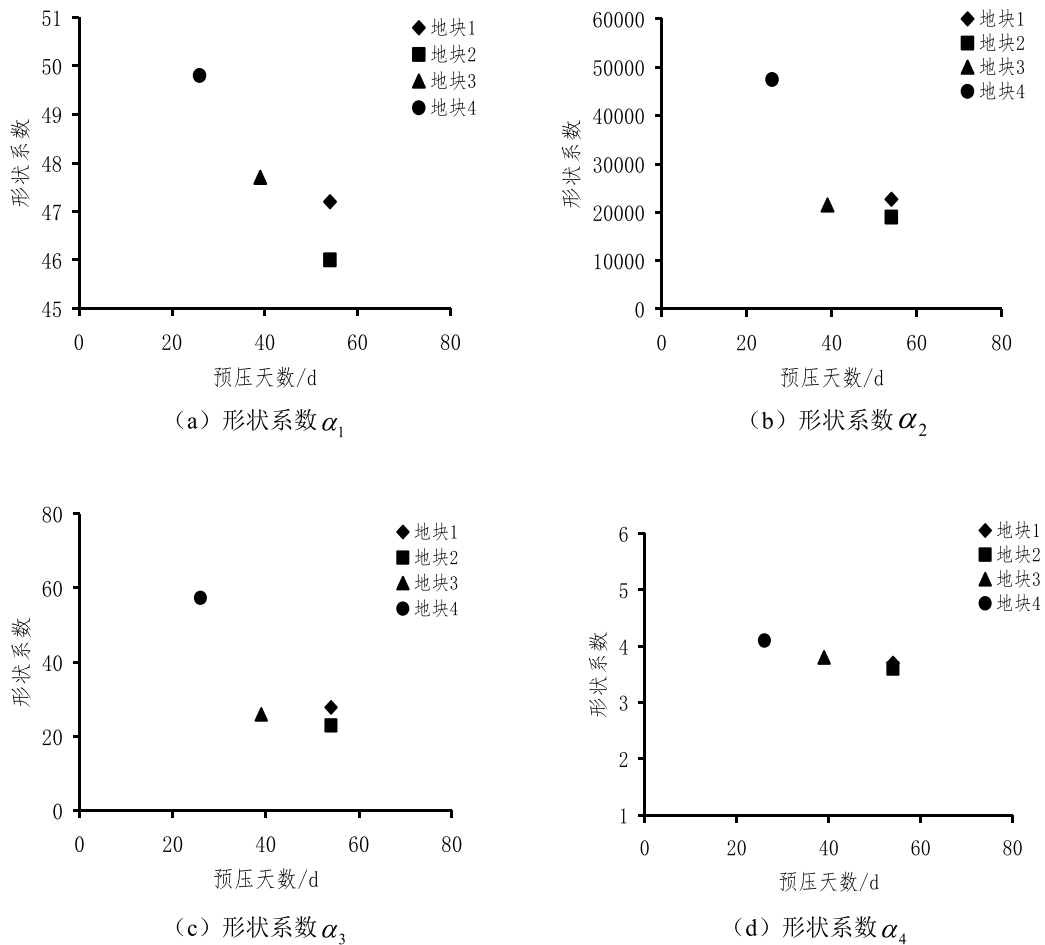


图5 考虑周长因素下形状系数与预压天数的相关关系

图6所示为不考虑周长因素,即表2中所有地块形状系数与加固效果的相关关系。从图中可以看出,形状系数 α_1 和 α_4 与预压天数具有较好的相关性,但与考虑周长因素不同,其相关性表现为非线性分布。形状系数越大,预压天数有越短的趋势。形状系数 α_2 和 α_3 的数据分布则较为离散,相关性较差。

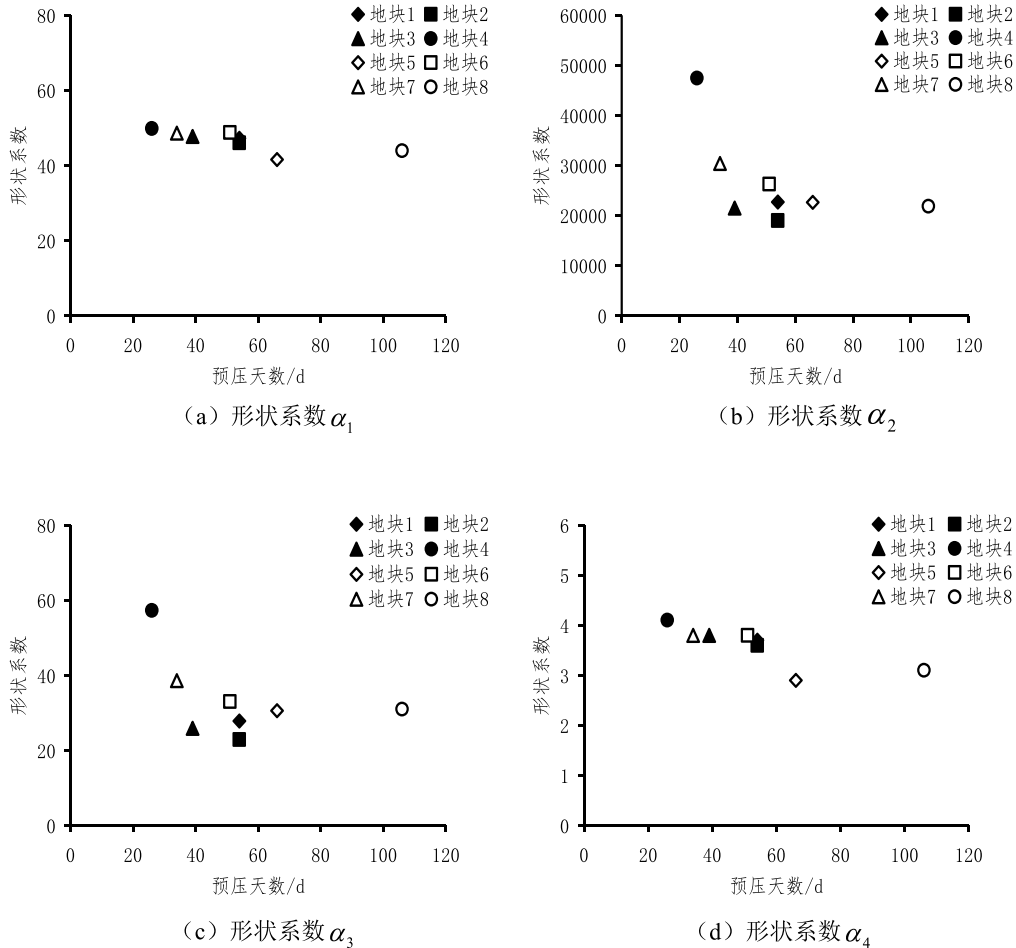


图6 不考虑周长因素下形状系数与预压天数的相关关系

综合各形状系数的定义及工程监测数据分析,规范^[9]提出的形状系数 α_1 意义明确,形式简洁,但它没有实现量纲的平衡。娄炎^[4]提出的形状系数 α_2 ,由于涉及到长宽比,而实际工程因为场地的限制往往呈不规则形状,很难确定长宽比;并且如场地为矩形时,其公式可直接化简为 $\alpha_2=B^2$,即场地边界效应仅与其短边长度有关,这显然不符合实际情况。王海鹏^[10]所提出的形状系数 α_3 ,在应用于实际工程后,与实际加固效果的对比发现其离散性较大。综合来看,岑仰润^[11]所提出的形状系数 α_4 形式较为简单,意义明确,将形状和面积因素分开来考虑,因而可以应用于不同形状不同面积的场地边界效应的比较,并且与加固效果的相关关系较好。但是其仍存在一定的不足,其公式中将形状和面积因素分开计算,再直接相乘的方式,表明了形状和面积两个影响因子对边界效应的影响程度是一致的,但周长和面积对于边界效应的影响权重还需做进一步的分析研究。

还需值得注意的是,目前形状系数的应用仅局限于不同处理区块的比较,由于场地复

杂地质条件和不同施工因素的制约,这些因素无法定量的衡量,形状系数无法应用于对预压处理工期乃至效果进行有效的预测,但其仍可以辅助对施工区块进行合理分区以及区块形状的优化设计。

5 结论

本文采用不同形状系数的计算方法,计算了某真空预压场地形成工程的形状系数,并且通过与现场监测数据的对比分析,探讨了形状系数对真空预压处理效果影响。通过研究,可以得到以下结论:

(1) 边界效应是影响场区真空预压加固效果的重要因素之一,在不考虑密封措施、施工条件等因素时,加固区的面积和形状是衡量边界效应的重要指标,通常可用形状系数来表示。到目前为止仍没有统一的形状系数的表达形式;

(2) 真空预压在某场地形成工程的应用中取得了较好的加固效果。场地沉降 90 天左右基本趋于稳定,且检测结果表明,场地上部土层强度提高明显,深部土体基本变化不大,加固深度在 17 m 范围左右;

(3) 在形状系数的计算方法中,娄炎^[4]和王海鹏^[10]所提出的形状系数表达式,与加固效果的对比离散性较大;岑仰润^[11]提出的形状系数在理论上更为严谨,与加固效果的相关关系较好。在其他条件相似情况下,形状系数越大,工期越短,加固效果越好;

(4) 形状系数的应用,目前虽然无法应用于对预压处理工期乃至效果进行有效的预测,但其仍可以辅助对施工区块进行合理分区以及区块形状的优化设计。

参考文献:

- [1] 陈环,鲍秀清. 负压条件下土的固结有效应力[J]. 岩土工程学报, 1984, 6(5): 39-47.
- [2] 高志义,张美燕,张健. 真空预压联合电渗法室内模型试验研究[J]. 中国港湾建设, 2000, 5: 58-61.
- [3] 张诚厚,王伯衍,曹永琅. 真空作用面位置及排水管间距对预压效果的影响[J]. 岩土工程学报, 1990.12(1): 45-52.
- [4] 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[J]. 南京水利科学研究院水利水运科学研究, 1990. 3(1): 99-106.
- [5] 朱建才,温晓贵,龚晓南等. 真空排水预压法中真空度分布的影响因素分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2003, 35(11): 1400-1404.
- [6] 温晓贵,朱建才,龚晓南. 真空堆载联合预压加固软基机理的试验研究[J]. 工业建筑, 2004, 4(5): 40-43.
- [7] 张仪萍,严露,俞亚南等. 真空预压加固软土地基变形与固结计算研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(1): 149-154.
- [8] 孙立强,闫澎旺,李伟等. 超软土真空预压室内模拟试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(4): 984-990.

- [9] DGJ08-11-2010 上海市工程建设规范 地基基础设计规范[S]. 2010, 上海.
- [10] 王海鹏. 真空预压加固区域形状对加固效果的影响研究[J]. 科学技术与工程, 2008, 8(14): 4013-4015.
- [11] 岑仰润. 真空预压加固地基的试验及理论研究[D]. 杭州, 浙江大学, 2003.

Influence analysis of geometric coefficient on improvement effect of soft soils improved by vacuum preloading method

YE Guan-bao^{1,2}, SUN Hai-long^{1,2}, XU Zhi-wei³, ZHANG Zhen^{1,2}, SUN Ge-mei⁴

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Shanghai Yuanhe Construction Engineering Testing Co., Ltd., Shanghai 201108, China; 4. Shanghai Tongji Construction Quality Inspection Station, Shanghai 200092, China)

Abstract: When using vacuum preloading method to improve the soft soil, the boundary effect is one of the controlling factors influencing the improvement effect. Due to the loss of vacuum degree on the boundary and the diffusion of vacuum degree towards the outer improvement area, the improvement area would settle more in the center while less on the boundary in a form of hopper. Meanwhile, the outer improved area would generate differential settlements. When considering the boundary effect on the vacuum preloading, the size and the shape are the important factors to evaluate the boundary effect, which is commonly defined by the geometric coefficient. Based on a certain site formation project in shanghai, the vacuum preloading method combined with the dual-axial deep mixing column as the approach of sealing wall was used to improve the soft ground. In this paper, the geometric coefficients were calculated based on the different improvement areas. The effect of the geometric coefficient on the vacuum preloading was analyzed through the comparison with the measured data. The results are helpful to the partition and optimization of the area improved by vacuum preloading method.

Key words: Vacuum preloading; geometric coefficient; boundary effect; settlement; sealing wall

真空预压法加固深度的分析

高志义

(中交天津港湾工程研究院有限公司, 天津, 300222)

摘要: 通过对真空预压与井点降水的受力分析, 表明两者的受力状态、性质与作用均不相同, 从而证明了真空预压加固深度并不受井点极限提水高度 10.33m 的限制, 负压可向上传递很深处; 文中论证了真空预压的加固深度主要由四个决定因素来确定, 同时又因为受到另外两个因素的影响, 会减缓真空预压加固的深度和强度大小。

关键词: 加固深度; 真空预压; 地基加固深度; 井点降水

1 引言

真空预压法的加固深度是真空预压法必须回答与解决的问题之一, 因为它不仅关系到真空预压的设计加固深度和拓宽应用, 而且也直接影响到真空预压法的加固机理。所以, 对这一问题的讨论是很有必要的。当上部土层透水性好, 或某层为透水土层时, 则需要打设密封墙。遇到吹填土大变形情况排水板会产生折曲变形时, 则需二次真空预压等。上述情况达到正常真空预压状态后, 为本文讨论的内容。

2 真空预压与井点降水的受力分析

现今虽然人们对真空预压加固深度与井点极限提水高度相同的观点, 已不认同。也有学者推导出真空预压影响深度为 16.25m^[1]。实际上地基下数百米以上的水都可提取到地面上供人们利用, 其主要原因是受力状态的不同。为此对两者的受力状态进行分析, 以更深入地认识这一问题。

2.1 井点抽水时的应力分析

如图 1 (a) 所示, 大气压力 P_a 的大小为坐标零点, 即为相对压力坐标系。抽水泵与抽水管为密封连接, 假设抽水泵压力达到极限状态, 即为一个负大气压力 $-P_a$, 则抽水管表面 0-0' 压力为 $-P_a$ 。根据帕斯卡定律, 0-0' 面上 $-P_a$ 压力均等地传递到抽水管内各点, 其压力分布如图 (b) 中长方形 00'a'a, 且均为负压; 抽水管中各点水的自重为 $\gamma_w Z$, 如任意断面 b-b' 的压力为 $\gamma_w Z_b$ ($Z_b=0b$), 其压力分布如图 (b) 中的三角形 0aa', 且均为正压力; 抽水管中真空压力与水的自重压力两者之和, 为倒三角形 00'a 压力分布, 其方向为负的向上压力。按 $-P_a$ 换算 a-a' 面的压力为 0, 且高度等于 10.33m。因为是井点提水问题, 所以 a-a'

面以上水体为向上的负压力，故 a-a' 面以上水体可以向上抽水。

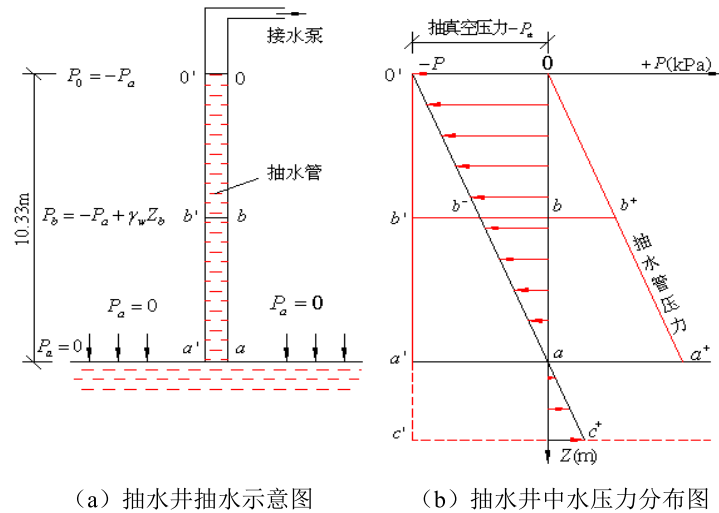


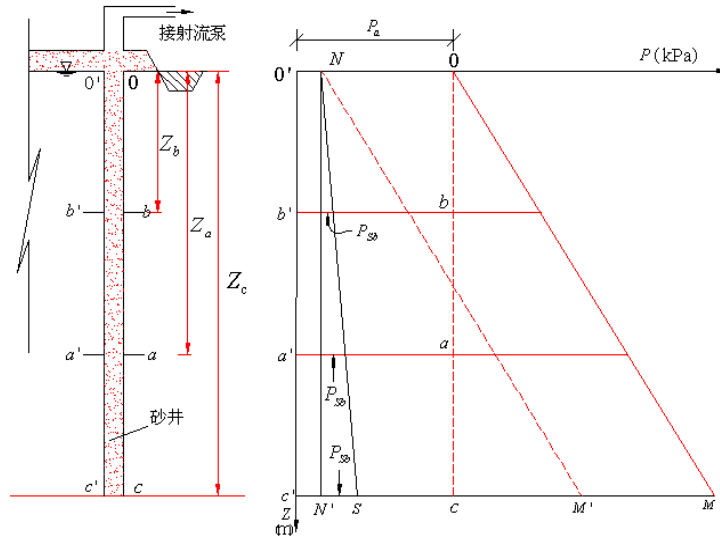
图1 抽水井应力分析图

a-a' 面以上水体向上抽水后，水柱被拉断，负压无法向下传递。故 a-a' 面以下只有水的自重正压力。a-a' 面始终也在大气压力作用下，即 $P_a=0$ 。这一点是井点抽水与真空预压在受力状态上的根本区别。所以，a-a' 面以下水抽不上来，故井点极限提水高度为 10.33m；而且 a-a' 面上 $P_a=0$ ，并非像文献 2 上述，a-a' 面上为绝对真空状态（即为绝对压力零点），水将汽化^[2]。

2.2 真空预压时的应力分析

真空预压时采用绝对压力坐标系进行应力分析更为简便，故在图 2 中采用绝对压力坐标系，即以 0' 作为坐标零点。抽真空前任意深度上的初始孔隙水压力 $u_0=P_a+\gamma_w Z$ ，沿深度分布为 (00'0'0+0cM)。

实际真空预压工程中 P_a 不可能降至绝对压力零点，假设 P_a 降至 P_N ， P_N 为残余孔压力。因为负压在竖向排水通道中传递有一定的阻力，如 b-b' 断面的井阻力为 P_{Sb} 、a-a' 为 P_{Sa} 、c-c' 为 P_{Sc} ，如图 (b) 假设井阻为线性分布，则井阻沿深度分布为 NS 线。孔隙水自重压力沿深度分布为 0M 线；真空预压结束时孔隙水压力沿深度有三种分布：残余孔压 P_N 为矩形 N0'c'N' 分布、砂井阻力 P_S 为三角形 NN'S、孔隙水自重压力不变为三角形 0cM^[3]。使 SM'=cM，0M 线移至 NM'，三者移至一起，更容易看出三者之和为梯形 N0'c'M' 分布。b-b' 断面合力为 $P_N+P_{Sb}+\gamma_w Z_b$ 、a-a' 断面为 $P_N+P_{Sa}+\gamma_w Z_a$ 、c-c' 断面为 $P_N+P_{Sc}+\gamma_w Z_c$ 。从而看出，三者合力 c-c' 断面 > a-a' 断面 > b-b' 断面。真空预压时在射流泵的作用下，作为竖向排水通道的砂井，起到渗流排水的作用。因靠下面的断面与其上的断面存在压力差，并大于其上的压力，所以渗流就不断地产生，其加固深度也不受 10.33m 高度的限制。



(a) 真空预压砂井渗流示意图 (b) 真空预压中孔压分布

图2 真空预压时孔隙水压力分析图

从图 b) 知, 孔隙水压力的降低量 $0NSc$, 即为有效应力的增加量, 也是土体固结的有效应力值。因此只要井阻 P_S 足够小, 孔隙水压力的降低量一直存在, 真空负压可以一直向下传递。所以, 竖向排水通道的井阻大小, 是决定真空预压加固深度的内在因素。

2.3 真空预压加固深度与井点提水高度是不同的

两者的水体虽然都是在压力差的作用下而流动, 但两者有很大差异, 如表 1 所示。

表 1 真空预压排水与井点提水的差异

| 项目 | 井点提水 | 真空预压排水 |
|---------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| 受力状态 | 被抽水面与大气相连接, 受力状态如图 1 | 加固土体中孔隙水面与大气隔绝, 水体全部被密封, 受力状态如图 2 |
| 水面上受力性质 | 水面上受正压 (受大气压力作用) | 水面上受负压 (受射流泵负压作用) |
| 负压传递范围 | 负压仅在抽水管内传递, 其它水体全为正压 | 负压在全部影响到的孔隙水内传递 |
| 水流性质 | 为一般水中抽水 | 为土体中孔隙水的渗流排水 |
| 水流动范围 | 水面以上 | 水面上下 |
| 结果 | 提水水柱高度与一个负大气压力相平衡为止, 极限提水高度为 10.33m | 传递深度可达到竖向排水通道底部, 砂井阻力较小时竖向排水通道可打至很深处 |

3 真空预压加固深度的决定因素

真空预压加固深度有以下四个决定因素：

3.1 竖向排水通道打设深度是确定真空预压加固深度的先决条件

竖向和水平向排水通道，既作为预压加固的排水通道，也是真空预压负压传递的通道。所以，竖向排水通道也是真空预压负压传递的边界条件。一般认为，竖向排水通道打设的深度加上半个竖向排水通道的间距，即为真空预压的加固深度。如汕头港杂货码头后方集装箱堆场加固工程^[4]，排水板从+3m打设至-21.9m，间距1.0m，正方形布置，加固面积57248.0m²。排水板打设深度24.9m加上半个间距，即真空预压加固深度为25.4m。膜下真空度为-85kPa，排水板底真空度为-71.6kPa，真空度损失，即排水板阻力13.4kPa。-21.9m处加固后含水量由47.2%变为31.3%，孔隙比由1.33变为1.01，压缩系数由0.65 MPa⁻¹变为0.40 MPa⁻¹。说明排水板底加固效果是很有效的。

笔者1980年真空预压现场探索性试验中，进行了(11 m×24 m) 264m²不打设竖向排水通道、但铺设砂垫层、真空滤管和密封膜的现场试验。试验表明，在开始抽真空十多天内，地表沉降3.2cm，继续抽真空60天，实测地表沉降4cm，计算固结度 $U=8.2\%$ 。这一试验结果表明，真空预压时必须打设竖向排水通道，否则真空度很难向下传递。从上述正反两个例子可以出，竖向排水通道的打设深度是真空预压加固深度的先决条件。

因塑料排水板比袋装砂井通水能力强，故井阻也比袋装砂井小。表2为塑料排水板真空或真空联合堆载预压工程实例，其中最大打设深度为32.7m。这些工程真空预压后，在排水板打设深度范围内，土体都得到了有效加固。说明真空预压加固深度至少可达32.7m。

表2 真空预压、真空联合堆载预压塑料排水板打设深度实例

| 序号 | 工程名称 | 塑料排水板深度 | | 施工年份 |
|----|--|-----------|---------|-----------|
| | | /m | 间距/m | |
| 1 | 天津港北疆东突堤码头堆场 48 万 m ² 超软基加固 | 20.2 | 1.3 | 1987~1989 |
| 2 | 天津港东突堤南侧码头 C-C 断面后方软基加固 | 23.0 | 0.65 | 1989~1990 |
| 3 | 珠海发电厂地基处理工程 | 20~21.5 | 1.0 | 1993~1997 |
| 4 | 汕头多用途泊位后方集装箱堆场软基加固 | 24.9 | 1.0 | 1994~1995 |
| 5 | 天津港煤码头软基处理工程 | 20.5 | 0.9、1.3 | 1997~1998 |
| 6 | 天津港南疆通用散货泊位后方堆场软基加固 | 19.7 | 0.8 | 2002~2003 |
| 7 | 番禺南沙海堤护岸工程后方软基处理加固 | 16.2~32.7 | 1.0 | 2003 |
| 8 | 天津港集装箱物流中心东区 C 区地基处理 | 19.5 | 1.0 | 2005 |
| 9 | 连云港港口中云物流园区地基处理 | 10~19 | 0.8 | 2006 |
| 10 | 天津港北港池集装箱码头三期工程地基处理 | 20.7 | 0.8 | 2007 |

3.2 井阻是确定真空预压加固深度的内在决定因素

从以下五个方面讨论与分析:

(1) 井阻对真空预压加固深度的影响

图2中真空预压时膜下孔隙水压力的降低值为 $(P_a - P_N)$,即真空度。它在竖向排水通道中传递时产生摩阻力 P_S (简称井阻),其孔隙水压力降低到 $(P_a - P_N - P_S)$ 。 P_S 又随着竖向排水体的深度增加而增加,当增加到一定深度后真空度达不到工程需要的程度时,此时的深度即为真空预压的加固深度。因为 $(P_a - P_N - P_S)$ 的大小,即是转化为有效加固应力值的大小。故而,井阻 P_S 是确定真空预压加固深度的内在决定因素。

(2) 袋装砂井井阻分析

以直径为7cm的袋装砂井为例,陈环等(1994)实测10m深袋装砂井井底真空度损失25%^[5];赵维炳等(1999)在9m深处实测真空度降低了63%,同一工程、同一深度塑料排水板时降低了21%^[6];严驰(1984)用Hamsbo理论计算袋装砂井^[7],抽真空66天时,当砂的渗透系数为 $1 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ 井阻为74%,当为 $1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ 时井阻为8%。

从而得知,砂料的渗透系数对井阻影响相当大。所以袋装砂井的砂料应选择中粗砂、级配性能差、含泥量 $< 3\%$,以达到井阻最小。且砂料的渗透系数尽量达到 $1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ 。

(3) 塑料排水板井阻分析

塑料排水板相比袋装砂井具有可工厂化生产、质量有保障、运输与打设方便、效率高等优点,而且井阻也比袋装砂井小;排水材料应满足塑料排水板规程中质量要求外,其单孔排水截面面积应尽量大,使其排水阻力减小。同时单根总排水截面面积应满足加固初期(约10天)单位时间内最大排水量的要求;利用孔隙水压力测头测量测竖向排水通道内压力减少量时,一定消除孔压测头的六点影响因素^[3],才可测到符合实际的压力减少量。

井阻因子 G 以公式(1)表示:

$$G = \frac{q_h}{q_w / F_s} \times \frac{L}{4d_w} \quad (1)$$

其中 $q_h = K_h \pi \cdot d_w L$,将 q_h 式代入 G 的表达式,得 $G = \pi L^2 K_h F_s / 4q_h$,该式中 π 、排水板打设深度 L 、水平向渗透系数 K_h 、排水板通水能力降低的折减系数 F_s 、排水板有效直径 d_w 均为常数。所以,井阻因子 G 与排水板的通水能力 q_h 呈反比。故需增大通水能力 q_h 才可减少井阻。

(4) 塑料排水板井阻试验

为研究真空预压在塑料排水板中压力分布和井阻损失,我们在天津港东疆港区物流加固区一期工程真空预压中,如表3选用B型、C型和D型三种类型塑料排水板,分别打设深度为25m、35m和50m,排水板内设置小型孔隙水压力测头,进行负超静孔隙压力沿排水板不同深度传递规律的现场试验。每种类型排水板都打设三根,每根排水板内均间隔5m安放一个孔压测头(仅D型板的10m、20m深处各少安装一个孔压测头)。地下水位与地面齐平。抽气15天膜下真空度为-80kPa。前期波动较大,以后基本稳定在-80kPa。取三组平均值,抽真空76天时塑料排水板内负超静孔隙压力沿塑料板深度分布图,如图3和表4。

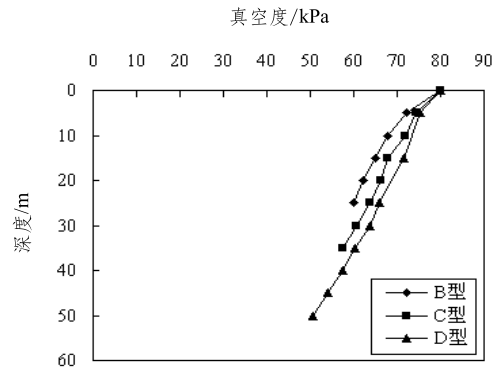


图3 三种板型真空度沿深度分佈图

表3 塑料排水板主要性能指标

| 项目 | 单位 | 型号 | | |
|-------------------------|--------------------|----------------------|-----|-----|
| | | B | C | D |
| 适用打设深度 | m | ≤25 | ≤35 | ≤50 |
| 截面尺寸 | 厚度 | 4 | 4.5 | 5 |
| | 宽度 | 100 | 100 | 100 |
| 纵向通水量* | cm ³ /s | 35 | 45 | 55 |
| 渗透系数 K ₃₀ ** | cm/s | 4.6×10 ⁻³ | | |
| 实际打设深度 | m | 25 | 35 | 50 |

* 侧压 350kPa; ** 试件在水中泡 24h。

表4 真空预压、真空联合堆载预压塑料排水板打设深度实例

| 位置 (深度) | 实测真空度值 | | | 与膜下真空度相比 | | | 与膜下真空度相比 | | | 单位排水板长度真空度 | | |
|------------|---------|---------|---------|----------|---------|---------|----------|---------|---------|------------|---------|---------|
| | /kPa | | | 降低值/kPa | | | 损失率/% | | | 降低百分比%/m | | |
| | B 型板 | C 型板 | D 型板 | B 型板 | C 型板 | D 型板 | B 型板 | C 型板 | D 型板 | B 型板 | C 型板 | D 型板 |
| 5m | 72.30 | 74.30 | 75.20 | 7.70 | 5.70 | 4.80 | 9.63 | 7.13 | 6.00 | 1.93 | 1.43 | 1.20 |
| 10m | 67.80 | 71.80 | / | 12.20 | 8.20 | / | 15.25 | 10.25 | / | 1.13 | 0.63 | / |
| 15m | 65.05 | 67.84 | 71.49 | 14.95 | 12.16 | 8.51 | 18.69 | 15.20 | 10.64 | 0.69 | 0.99 | 0.39 |
| 20m | 62.27 | 66.21 | / | 17.73 | 13.79 | / | 22.16 | 17.24 | / | 0.70 | 0.41 | / |
| 25m | 59.94 | 63.79 | 66.00 | 20.06 | 16.21 | 14.00 | 25.08 | 20.26 | 17.50 | 0.56 | 0.60 | 0.69 |
| 30m | | 60.74 | 63.80 | | 19.26 | 16.20 | | 24.08 | 20.25 | | 0.76 | 0.55 |
| 35m | | 57.60 | 60.20 | | 22.40 | 19.80 | | 28.00 | 24.75 | | 0.79 | 0.90 |
| 40m | | | 57.40 | | | 22.60 | | | 28.25 | | | 0.70 |
| 45m | | | 54.00 | | | 26.00 | | | 32.50 | | | 0.85 |
| 50m | | | 50.70 | | | 29.30 | | | 36.63 | | | 0.83 |

从而可得出以下结论:

① 深 50m 处真空度为-50.7kPa, 说明排水板井阻很小, 真空度可传递很深处;

② 从图 3 和表 4 得知, 不同型号排水板井阻大小: D 型板<C 型板<B 型。该试验结果也说明: 纵向通水量越大井阻越小;

③ 从图 3 看出, 5m 深以下真空度随深度基本上呈线性变化。

(5) 塑料排水板井阻的工程实例

以下为两个塑料排水板井阻的现场工程实例的测试结果:

① 天津港北疆东突堤码头堆场 48 万 m^2 超软基国际招标工程^[8], 以真空联合堆载 44 区为例。塑料排水板(+6.2m~-14.0m) 20.2m 深, 板距 1.3m, 真空压力为 80kPa, 联合堆载 17kPa, 共 189 天实测沉降 222.8cm。共埋设 6 个测头, 最上面测头位于+1.5m, 最下面测头位于-13.5m, 两者相距 15m, 实测结果如图 4 所示。以图中 5 次测试结果, 最上面的测头 5 次平均为-85.3kPa, 最下面的测头 5 次平均-80kPa, 15m 损失 5.3kPa, 则 10m 损失 4.14%;

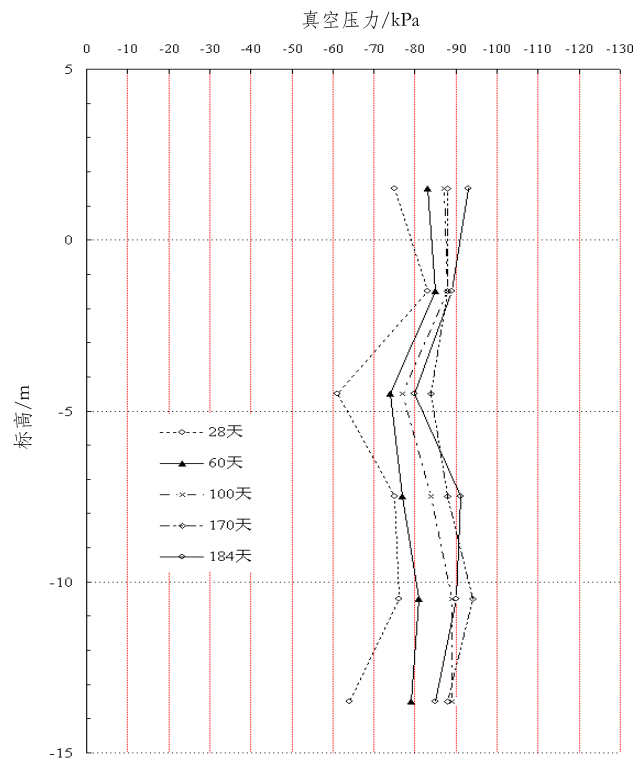


图 4 真空压力沿深度分布

② 真空联合堆载预压法在汕头港杂货码头后方集装箱堆场加固工程中的应用^[4], 塑料排水板(自+3.0到-21.9m) 24.9m 深, 共埋设 6 个孔压测头。最上面的测头位于-1.0m, 最下测头位于-21.9m, 如图 5 所示, 在 20.9m 范围内真空度从-87.6kPa 降至-71.6kPa, 损失

18.26%，10m深损失8.74%。上述两例说明，10m深塑料排水板真空度损失为4.14%~8.74%，说明塑料排水板的井阻比袋装砂井略小些。

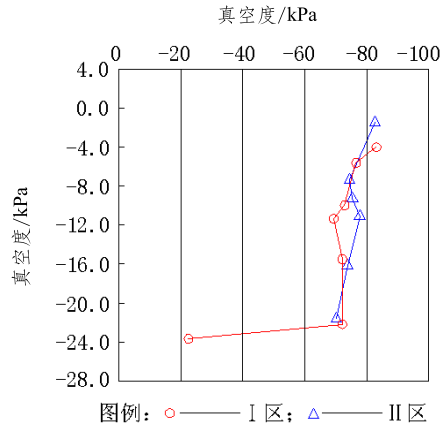


图5 真空度沿深度分布曲线

3.3 “膜下真空度”是决定真空预压加固深度的必要因素

真空预压过程中孔隙水压力降低值越大，真空度越高，加固效果越好，真空度向下传递的越深。反映孔隙水压力降低大小，即真空强度高低的指标采用“膜下真空度”来量测。真空预压时“膜下真空度”是由射流泵的质量和该工程的系统密封质量所决定的。所谓射流泵的质量是指射流泵出口处的真空度需要达到-98kPa以上，并且长期稳定在这一数据上；所谓该工程的系统密封质量，包括密封膜、密封沟、上部土层等等全部密封的性能都很好，才能达到系统的密封性高，从而保障膜下真空度也高。只有膜下真空度高才能保障真空度传递的深度深。

3.4 射流泵的台数是决定真空预压加固深度不可忽视的因素

射流泵台数的确定，不仅仅与加固面积有关，严格意义上讲，它主要与加固体积更有关系。如一台泵均承担1000m²的加固面积，其它条件相同时，如若排水板深度分别为10m与20m两种情况下，后者的加固体积为前者的一倍，则两者加固效果绝对不会相同，20m深者效果一定会差些。

膜下真空度，工程上有时误认为，它是反映加固土的整体真空度指标。实质它是反映加固土体上部，特别是砂垫层的真空度指标，它并不能反映加固土体中、下部的真空度。故在工程的后期，关闭一定数量的射流泵，这时膜下真空度仍然保持原来的大小而不下降。但是，此时中、下部的真空度实际上已经下降，只是没有进行观测而已。因此，交通运输部“真空预压加固软土地基技术规程”（JTS 147-2-2009）中，在5.5.2节增加了对塑料排水板内部的真空压力的监控内容。这样就可以监控到关闭一部分射流泵时，对排水板中、下部负孔压力下降的影响。真空预压后期关闭部分射流泵作法，不仅影响了真空度向下传递，而且减缓了后期沉降速率，本来未达到卸荷标准，而人为地催生达到了卸荷标准，从而降低了真空预压加固效果；反之，某工程后期增加射流泵的台数，膜下真空度未变，但

出水量和沉降均有所增加。这说明总能量增加提高了中下部的负孔压力,必然会增加真空度传递深度;反之,后期减少射流泵台数,也必然会降低真空度传递的深度。

4 真空预压加固深度的影响因素

真空预压加固深度有以下两个影响因素。

4.1 加固区成层土中存在漏气层或承压水

如真空预压成层土中存在漏气层或承压水,一般应打设密封墙。若未打设密封墙或密封墙质量差,则真空压力在竖向排水通道中传递到漏气层或承压水时,负压会在此两种土层中慢慢降低,并影响向下传递。所以,漏气层或承压水层是真空预压加固深度的一个重要影响因素。所以,上述情况达到正常真空预压状态后,为本文讨论的内容。

4.2 土层固结系数过小的影响

假如地基较深土层的固结系数很小,导致该土层加固后的固结度很低。这并非是传递到该土层处的竖向排水通道内真空度低所造成的,而是由于该土层的固结系数很小所导致的。如文献8中,原地基-6m~-10m土层的固结系数仅为 $0.632 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$,真空联合堆载44区加固沉降为222.8cm。加固后该土层标高约变为-7m~-10.5m,加固后的固结度在-8.29m处为46.26%, -10.29m处为67.04%,而-14.0m处的固结度已为94.96%。再从上述图3中看,塑料排水板中真空度在-7m~-10.5m范围内为-85kPa, -14m处约为-80kPa。从而得知, -7m~-10.5m土层加固后固结度很低,并非由于传递到该土层处的竖向排水通道内真空度低所造成的,而是由于该土层固结系数过低所影响。

5 结论

(1) 井点提水的抽水面是一个与大气压相连的零压面,其性质为水体中抽水,负压传递不到零压面以下,其下的水体全部承受正压力,故井点极限提水高度为10.33m;真空预压加固中的孔隙水体全部被密封,连同水面全部与大气相隔绝,其性质为孔隙水的渗流排水,负压一直传递到很深处,全部孔隙水承受负压作用。因此,两者的受力状态、性能与作用均不相同。所以真空预压的负压传递与排水不受井点极限提水高度10.33m的限制,当竖向排水体井阻很小时,负压可向下传递到很深处;

(2) 真空预压加固深度,主要由竖向排水通道的打设深度、井阻大小、膜下真空度大小及射流泵台数多少有关,四因素决定负压传递的深浅和强度大小;

(3) 真空预压的加固深度,主要受加固区成层土中漏气层和承压水层的强弱、土层的固结系数大小影响,两影响因素减缓或增加负压向下传递深度的多少和强度大小;

(4) 从上述四个决定因素和两个影响因素可知,真空预压为一系统工程,其中有诸多因素决定着真空预压的加固深度。并且每个因素又由多个子因素所决定,如井阻就与排水板芯和滤膜的质量、有效直径、深度、井径比、土的渗透系数、通水能力的折减系数等

因素所决定；真空预压加固深度一方面与真空度传递深度有关，另一方面也和真空度与土的自重压力之比有关，即两者之比较小时加固效果也差。虽然在 50m 深处仍有较大真空度，但此处土的自重压力也较大，两者比值较小，加固效果也不会太理想。故一般工程加固深度到 35m 通常即可满足要求，此时应采用 C 型板；加固深度 $\leq 25\text{m}$ 时采用 B 型板；吹填土的粘粒与胶粒含量较大时，最好采用防淤排水板，以便达到预期的加固效果。

参考文献：

- [1] 孟昭即. 对真空预压影响深度的探讨[J]. 地基处理, 2003, 5(3): 44-48.
- [2] 陈环. 真空预压法机理研究十年[J]. 港口工程, 1991, 4: 17-26.
- [3] 高志义, 侯晋芳, 梁爱华. 真空预压法地下水位分析及其测试方法[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(zk2): 684-688
- [4] 于志强, 朱耀庭. 真空联合堆载预压法在汕头港 1#2#泊位后方堆场工程中的应用[J]. 港口工程, 1996, 6: 35-40.
- [5] 陈环等. 负压作用下土的固结应力分析[C]. 全国第一届地基处理学术会议论文集, 1980, 西安.
- [6] 赵维炳等. 塑料排水板在真空预压加固软基中的作用[C]. 第四届塑料排水法加固软基技术研讨会论文集. 南京, 河海大学出版社, 1999.
- [7] 严驰. 砂井阻力计算分析[R]. 天津大学水利系, 1984, 5.
- [8] 杨国强, 杨玉玺, 杨京方. 真空预压法在 48 万平方米超软基加固工程中的应用[R]. 天津港湾工程研究所, 1991.

Reinforced depth of vacuum preloading method

Gao Zhi-yi

(Tianjin Port Engineering Institute Ltd. of CCCC First Harbor Engineering Company Ltd., Tianjin, 300222)

Abstract: In this paper, the work behaviors of the ground soil during the process of vacuum preloading and well point precipitation are analyzed. It is shown that the stress state, properties and function are different within the two methods above. It further proves that the reinforced depth of vacuum preloading is not restricted by the limit of 10.33m, which is just the limit height of well point. The negative pressure can be transferred deeply. The paper also demonstrates that the reinforced depth is mainly determined by four factors. In the meanwhile, there are another two influential factors that can decrease the reinforced depth and strength of vacuum preloading.

Key words: reinforced depth; vacuum preloading; ground reinforcement depth; well point precipitation

可拆芯锚杆新技术的研究应用

周建明, 陆晓明, 杜明祥

(苏州市能工基础工程有限责任公司, 苏州, 215011)

摘要:锚杆支护作为一种安全、经济的技术,在边坡、隧道、地下洞室、基坑围护、抗倾及抗浮等岩土锚固工程中得到了大量使用,取得了非常好的使用效果,但是通常应用的锚杆都是一次性使用,且使用完后锚杆杆体遗留在土层中,不仅浪费材料,还对后续工程构成了严重的隐患,在相当多的工程实例中,邻近建筑物在后续的施工中因为钢筋、钢绞线或钢丝的影响,不得不采取特殊的施工措施,大大增加了开发时处理地下障碍物的难度和费用。可拆芯锚杆的研究,成为锚杆技术领域的一项重要课题,国内外对锚杆拆芯回收技术研究不多,且回收率普遍较低,本文介绍一种新型锚杆拆芯回收技术。

关键词: 岩土锚固; 锚杆; 可拆芯; 热熔锚具; 新技术

1 前言

锚杆支护技术结构简单、施工方便、成本低廉、稳定性好、适用性强,相较于传统的使用混凝土材料的支护体系,锚杆技术在成本、工期、适用性方面的优势较明显,尤其是临时性的支护设施,而随着城市化进程的推进,地下停车场、地下行人通道、地下商业街、地下铁道、高大建筑物地下室等工程越来越多,工程条件愈加复杂,锚杆工艺成本低、工期短、施工噪音小,比传统的支护方式更符合城市岩土锚固的高要求,但一次性支护锚杆会在土体中遗留钢筋、钢绞线、钢丝等材料,浪费材料的同时还对以后的规划工程造成较大影响,因此对锚杆拆芯回收的高标准要求迫在眉睫。

目前国内外对锚杆拆芯技术基本上分为三类,即机械式、回转式和热熔式。

机械式即通过机械方式控制锚杆锚固段中承载体的物理形态来调节锚杆与锚固体的连接方式,在锚杆锚固阶段,承载体与锚固体紧密相连,通过端承力和摩擦力提供锚杆的锚固力,在锚杆拆芯回收阶段,通过人工调控,缩小承载体体积,使端承力大幅减小,从而将锚杆杆体抽出。但通常使用情况下,锚杆张拉锁定一段时间后,很难通过人工调控缩小承载体体积,锚杆拆芯回收的比率较低。

回转式指的是无粘结杆体在锚固体内呈回转型,锚杆使用结束后通过张拉回转杆体的一端,回收锚杆杆体,国内研究和应用较有成效的有程良奎教授和苏州市能工基础工程有限责任公司分别研制的回转型可拆芯锚杆,拆芯回收率均比较高,但由于杆体拆芯回收时在承载体内均有较大弯折,回收出的杆体基本上无法重复使用。

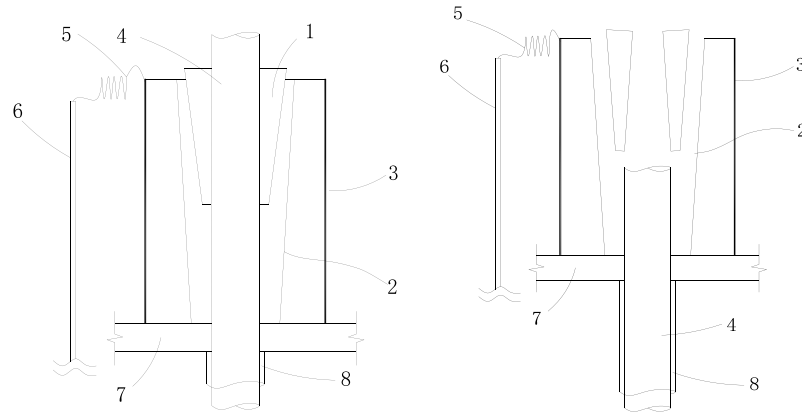
热熔式技术指的是锚杆杆体全长或锚固段通过热熔材料与锚固体粘结在一起,锚杆使

用结束后,通过对锚杆杆体加热或对预埋在热熔材料内的散热片加热,使热熔材料由固态转换为半固态甚至液态,从而减小锚杆杆体所受摩擦力,回收出锚杆杆体,但这种方法稳定性较差,通常锚杆成孔时,孔径均不大,热熔材料与土体之间的粘结效果差,造成锚杆抗拔力偏小,且锚杆杆体通电热熔时,杆体的热传导性能不稳定,一般锚杆杆体较短时,杆体的热扩散性尚可,锚杆杆体偏长时,热熔材料的熔化效果不甚理想。

对此我单位结合专业理论与实际,研究出在锚具内部合理置放热熔材料的方法,改进后的锚具可以像普通金属锚具一样将锚杆锁定,锚杆使用阶段结束后,将锚具内部热熔材料熔化,拆除锚杆杆体,显著提高杆体的拆芯回收率,且回收的杆体可重复使用。

2 热熔锚杆拆芯回收机理分析

热熔锚具结构如下图所示:



1—金属夹片, 2—内嵌热熔材料的锚具, 3—电加热环, 4—预应力筋, 5—导线, 6—护线管, 7—压板, 8—护套管

(a) 锚杆锁定阶段

(b) 锚杆拆芯阶段

图 1 热熔锚具结构图

可以方便拆芯回收的热熔锚具锚杆的基本机理,是通过调控对钢绞线进行锁定和解除锁定的锚具,从而实现钢绞线的张拉锁定和拆芯回收,锚具包括金属锚环和嵌套在金属锚环的锚孔内的金属夹片,金属夹片的外形基本呈圆台形,金属夹片的中间形成用于插入预应力筋的螺纹通孔;预应力筋的一端插入到螺纹通孔内被金属夹片夹紧时,金属夹片的外表面与圆台形通孔的内表面形成过盈配合。锚孔的内壁紧贴设有由可熔材料制成的衬套,衬套的中心形成有与金属夹片的外形相匹配的圆台形通孔,金属夹片插入圆台形通孔内并与衬套紧贴,金属锚环的外壁裹贴有电加热环,电加热环上连接有通往混凝土或岩土外面的导线。当预应力筋的一端插入螺纹通孔时被金属夹片夹紧,当预应力筋功能使用完成后,通过地面装置给导线通电,电加热环产生热量加热金属锚环使衬套软化或熔化,从而给钢绞线解除束缚,使钢绞线可比较容易的取出。

3 热熔锚杆拆芯回收技术的优点

热熔锚杆拆芯回收技术有如下优点:

(1) 锚杆杆体的一端插入到金属夹片中心的螺纹通孔内时, 衬套压迫金属夹片对预应力筋夹紧; 尤其是在金属夹片与衬套进一步形成过盈配合时, 衬套压迫金属夹片对预应力筋形成的夹紧力就更大, 完全满足预应力筋与夹片之间的锚固性能要求; 而且受限于金属锚环的大小, 衬套尺寸较小, 可以在金属锚环的锚孔内更好地被封闭, 从而减少衬套在预应力筋受拉时产生的变形量, 进而提高整个锚具和预应力筋组合后的极限拉力。

(2) 金属锚环的外壁裹贴有电加热环, 因此当需要回收时, 可利用导线通电使电加热环发热, 由于衬套尺寸较小, 因此经金属锚环传热后可以迅速有效地将衬套软化或熔化, 从而实现预应力筋从金属夹片中顺利抽出回收。

(3) 锚孔的内壁制有环槽, 让衬套填满环槽, 因此在衬套被加热软化或熔化时使金属夹片有足够的空间进行分离, 从而进一步确保预应力筋从金属夹片中顺利抽出回收。

总之, 基于以上优点, 热熔锚具在保证杆体具有很大抗拉强度的同时, 真正实现了在实际工程中快速方便地回收杆体。

4 热熔锚具的检测

由于热熔锚具是一种新的工艺产品, 故需要对其进行较为严谨的产品测试, 以确定其是否可以在实际工程中运用。2013年6月至9月, 我单位委托国家工业构筑物质量安全监督检验中心对热熔锚具进行了检测, 检测结果显示, 热熔锚具的周期荷载性能、静载锚固性能、疲劳性能均满足《预应力筋用锚具、夹具和连接器》(GB/T14370-2007)和《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》(JGJ85-2010)规范要求, 见图2。



(a) 检测报告封面

| | | 编号: 2011003205Z 试验编号: 2013-00142 委托编号: 2013-04974 | | | | | |
|--|---------------|--|---------------|-------------------------|------|------------------|--------|
| 工程名称及部位: 产品检验 委托单位: 苏州市能工基础工程有限公司 委托人: 陆尧明 送检数量: 3套 依据标准: GB/T14370-2007, JGJ85-2010 检验设备: UEH-200A | | 锚具型号: 15.2-(单孔热熔锚具) 产地: / 代表数量: / 预应力筋: 1860MPa 采样日期: 2013-6-24 试验日期: 2013-6-25 | | | | | |
| 试验结果 | | | | | | | |
| 试样编号 | 预应力筋公称直径 (mm) | 锚固长度 (mm) | 效率系数 η_a | 总应变 ϵ_{su} (%) | 断口位置 | | 断后锚具检查 |
| | | | | | 锚固长度 | 斜口根数 | |
| 1 | 288.0 | 265.6 | 0.99 | 4.4 | 断锚LI | / | / |
| 2 | 288.0 | 286.0 | 0.98 | 2.8 | 断锚LI | / | / |
| 3 | 288.0 | 264.9 | 0.99 | 4.5 | 断锚LI | / | / |
| 结论: 依据GB/T14370-2007, JGJ85-2010标准, 所检项目符合要求。 | | | | | | | |
| 批准: 刘建东 | | 审核: 王忠平 | | 试验: 王忠平 | | 报告日期: 2013年6月25日 | |

(b) 静载锚固性能检测报告

| | | 编号: 2011003205Z 试验编号: 2013-05113 委托编号: 2013-05113 | | | | | |
|--|---------------|---|-------------|------------|------------|-----------------|------|
| 工程名称及部位: 产品检验 委托单位: 苏州市能工基础工程有限公司 委托人: 陆尧明 送检数量: 3套 依据标准: GB/T14370-2007, JGJ85-2010 检验设备: UEH-200A | | 锚具型号: 热熔锚具(单孔) 锚具产地: --- 代表数量: --- 预应力筋: 1860MPa 采样日期: 2013.06.24 试验日期: 2013.07.02 | | | | | |
| 试验结果 | | | | | | | |
| 试样编号 | 预应力筋公称直径 (mm) | 公称面积 (mm ²) | 破断力标准值 (kN) | 试验力上限 (kN) | 试验力下限 (kN) | 循环次数 (次) | 破断情况 |
| | | | | | | | |
| 1 | 15.20 | 140 | 260 | 208 | 104 | 50 | 完好 |
| 2 | 15.20 | 140 | 260 | 208 | 104 | 50 | 完好 |
| 3 | 15.20 | 140 | 260 | 208 | 104 | 50 | 完好 |
| 结论: 依据GB/T14370-2007, JGJ85-2010标准, 周期荷载性能符合要求。 | | | | | | | |
| 负责人: 刘建东 | | 审核: 王忠平 | | 试验: 王忠平 | | 报告日期: 2013年7月2日 | |

(c) 周期荷载性能检测报告

| 疲劳性能试验报告 | | 试验编号: JC2013070093 委托编号: 2013-06583 | | | | | | | | |
|--|---------------|---|---------|---------------------|---------------------|----------------------|-----------|--------------------------|------|------|
| 委托单位: 苏州市能工基础工程有限公司 工程名称: 产品检验 检验设备: UHS-1000kN交变疲劳试验机 | | 试样名称: 单孔热熔锚具 加载方式: 拉-拉 室温: 23~25℃ 表面状况: 良好 委托人: 陆尧明 | | | | | | | | |
| 委托日期: 2013.07.23 试验日期: 2013.08.24~09.05 | | | | | | | | | | |
| 试样编号 | 直径 d_s (mm) | 面积 A (mm ²) | 荷载比 R | 最大荷载 F_{max} (kN) | 最小荷载 F_{min} (kN) | 荷载范围 ΔF (kN) | 试验频率 (Hz) | 疲劳次数 $N \times 10^4$ (次) | 断裂情况 | 断口位置 |
| 1 | 15.20 | 140 | 0.90 | 169.0 | 152.5 | 16.5 | 8.33 | 201.7 | 未断 | --- |
| 2 | 15.20 | 140 | 0.90 | 169.0 | 152.5 | 16.5 | 8.33 | 200.1 | 未断 | --- |
| 3 | 15.20 | 140 | 0.90 | 169.0 | 152.5 | 16.5 | 8.33 | 203.1 | 未断 | --- |
| 结论: 依据GB/T14370-2007标准, 疲劳性能符合要求。 | | | | | | | | | | |
| 负责人: 刘建东 | | 审核: 王忠平 | | 试验: 王忠平 | | 报告日期: 2013年9月6日 | | | | |

(d) 疲劳性能检测报告

图2 热熔锚具检测报告图片

上述检测报告表明热熔锚具已经满足永久性锚杆的使用要求, 其应用将更加广泛。

5 热熔旋喷型锚杆拆芯回收技术实验

5.1 实验目的

本次实验拟达到以下两个目的:

- (1) 使用热熔锚具的旋喷型锚杆的锚固力检验。
- (2) 使用热熔锚具的旋喷型锚杆的拆芯回收检验。

5.2 实验场地地质情况

场地位于太仓市城厢镇县府西街北侧、小北门街东侧, 原太仓市市政府所在地, 地貌上隶属长江三角洲冲积平原, 浅地基土主要由粉质粘土、淤泥质粉质粘土、稍密~中密状粉土及粉砂组成, 地下水发育, 稳定水位在天然地面下 1.3 米左右。

5.3 实验技术参数

实验技术参数如下:

- (1) 使用热熔锚具的旋喷型锚杆的锚固力实验

试件分两组, 第一组共 3 个试件, 使用普通锚具, 每个试件采用 4 根 $\phi 15.2\text{mm}$ 无粘结钢绞线, 钢绞线端部与承托板采用普通锚具连接, 锚杆长 18 米, 倾角 25 度。

第二组共 3 个试件, 使用热熔锚具, 每个试件采用 4 根 $\phi 15.2\text{mm}$ 无粘结钢绞线, 钢绞线端部与承托板采用热熔锚具连接, 锚杆长 18 米, 倾角 25 度。

- (2) 使用热熔锚具的旋喷型锚杆的拆芯回收实验

共 3 个试件, 使用热熔锚具, 每个试件采用 4 根 $\phi 15.2\text{mm}$ 无粘结钢绞线, 钢绞线端部与承托板采用热熔锚具连接, 锚杆长 18 米, 倾角 25 度。

5.4 实验方法及步骤

- (1) 锚固力实验依据

- ① 《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-2012)
- ② 《高压喷射扩大头锚杆技术规程》(JG/T282-2012)
- ③ 《岩土锚杆(索)技术规程》(CECS22:2005)

- (2) 锚杆施工

实验锚杆分三组施工, 工艺参数见上。

- (3) 锚杆张拉实验

第一组、第二组锚杆均进行基本实验部分, 锚杆张拉前应对张拉设备进行标定。参照有关的规范规程, 锚杆的实验方法与步骤如下:

a) 安放千斤顶前, 在反力台座上做支架保证千斤顶坐落稳定; 测高仪固定在斜向钢管上。

b) 检测千斤顶伸缩性能, 确保千斤顶伸缩状态完好。

c) 根据设计资料, 基本实验锚杆由 4 根直径 15.2mm 的普通钢绞线组成, 单根钢绞线强度标准值: $f_{pk}=1860\text{N/mm}^2$, 根据设计要求基本实验的实验荷载为 $140 \times 4 \times 1860=1041.6\text{kN}$, 实验荷载取 1040 kN。

d) 采用循环加荷方法进行实验, 初始荷载、各级荷载及观测时间见表 1。

表 1 锚杆实验各级荷载及观测时间

| 观测时间/min | 5 | 5 | 5 | 10 | 5 | 5 | 5 |
|----------|----|----|----|----|----|----|----|
| 初始荷载 | — | — | — | 10 | — | — | — |
| 第一循环 | 10 | | — | 30 | — | | 10 |
| 加荷 | 10 | 30 | | 40 | | 30 | 10 |
| 增量 | 10 | 30 | 40 | 50 | 40 | 30 | 10 |
| 1040kN/% | 10 | 40 | 50 | 60 | 50 | 40 | 10 |
| 第五循环 | 10 | 50 | 60 | 70 | 60 | 50 | 10 |
| 第六循环 | 10 | 60 | 70 | 80 | 70 | 60 | 10 |

e) 位移测试采用钢尺配合测高仪进行量测, 配备一个测高仪。

f) 第五循环前加荷速率为 100kN/min, 第六循环的加荷速率为 50kN/min, 每级加荷等级观测时间内测读位移不应少于 3 次。

g) 在每级加荷等级观测时间内, 锚头位移增量小于 0.1mm 时, 可施加下一级荷载, 否则应延长观测时间, 直至锚头位移增量在 2h 内小于 2.0mm 时, 方可施加下一级荷载。

h) 锚杆破坏标准: 当出现下列情况之一时, 认为锚杆破坏可停止本根锚杆的实验。

- ①后一级荷载产生的锚头位移增量达到或超过前一级荷载产生的锚头位移的 2 倍;
- ②锚头位移持续增长;
- ③锚杆杆体破坏。

(4) 使用热熔锚具的旋喷型锚杆的拆芯回收检验

先对锚杆进行张拉锁定, 锁定力为 400kN, 48 小时后, 解除锁定, 使用低压电对热熔锚具通电加热, 通电时间为 50 分钟, 通电结束后, 使用回收千斤顶回收钢绞线。

5.5 实验结果整理

(1) 锚杆极限抗拔实验结果汇总见表 3。

表 3 锚杆极限抗拔实验结果

| 锚具类型 | 锚杆编号 | 极限抗拔力/kN | 最大位移量/mm | 抗拔力平均值/kN |
|------|------|----------|----------|-----------|
| 普通锚具 | ① | 801 | 210.78 | 805 |
| | ② | 810 | 116.26 | |
| | ③ | 805 | 207.41 | |
| 热熔锚具 | ④ | 801 | 164.73 | 798 |
| | ⑤ | 790 | 183.49 | |
| | ⑥ | 805 | 167.15 | |

(2) 使用热熔锚具的旋喷型锚杆的拆芯回收结果汇总见表 4。

表 4 使用热熔锚具的旋喷型锚杆的拆芯回收结果

| 锚具类型 | 锚杆编号 | 张拉锁定力/kN | 张拉锁定时间/h | 通电时间/min | 拆芯回收状态 |
|------|------|----------|----------|----------|--------|
| 热熔锚具 | ⑦ | 400 | 48 | 50 | 成功拆芯回收 |
| | ⑧ | 400 | 48 | 50 | 成功拆芯回收 |
| | ⑨ | 400 | 48 | 50 | 成功拆芯回收 |

5.6 实验结论

(1) 使用热熔锚具的锚杆的极限抗拔力与使用普通锚具的锚杆的极限抗拔力基本相同, 锚杆的极限抗拔力基本由杆体强度决定, 热熔材料的强度完全满足要求。

(2) 使用热熔锚具的锚杆, 拆芯回收比率高达 100%, 拆芯回收稳定性较好。

6 结束语

热熔锚具技术大大降低了可拆芯锚杆的回收成本、显著提高了可拆芯锚杆的回收率, 并且回收的锚杆杆体可以重复使用, 节约施工成本, 一定会得到更广泛的应用, 此外, 根据热熔锚具的作用机理, 我公司正研究热熔锚具在压力集中型单锚、压力集中型囊式锚、压力分散型注浆锚的应用, 希望能够和更多的专业人士合作研究和交流, 使热熔锚具能够更广泛的应用在各类锚杆中, 真正做到岩土锚固技术的绿色、便捷。目前, 热熔锚具已经申请国际专利, 若这项技术能够广泛用于临时性支护结构, 那每年将为我们国家和行业节约非常巨大的建筑材料, 且为以后的建筑规划和施工提供显著的便利。

参考文献:

- [1] 程良奎. 岩土锚固的现状与发展 [J]. 土木工程学报, 2001, 34(3): 7-12.
- [2] 程良奎. 深基坑锚杆支护的新进展 [A]. 岩土锚固新技术 [C]. 北京: 人民交通出版社, 1998, 66-76.
- [3] 程良奎, 韩军. 单孔复合锚固法的理论和实践 [J]. 工业建筑, 2001, 31(5): 35-38.
- [4] 中华人民共和国行业标准编写组. 《高压喷射扩大头锚杆技术规程》(JGJ/282-2012)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [5] 中国建筑科学研究院. 《预应力筋用锚具、夹具和连接器》(GB/T14370-2007)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
- [6] 中华人民共和国行业标准编写组. 《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》(JGJ85-2007)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [7] 顾亮. 压力型锚杆的抗拔试验 [J]. 工程勘察, 1999, 1: 10-15.

Research and application of a new technology of removable core bolt

ZHOU Jian-ming, LU Xiao-ming, DU Ming-xiang

(Suzhou Nenggong Foundation Engineering Co., LTD, Suzhou, 215011)

Abstract: As a safe and economical technology, anchor bolt support is widely used in geotechnical engineering such as slope, tunnel, underground chamber, foundation pit support, overturning and floating, and has achieved big success. However, normally the bolt is used only once and will be left in the soil, which causes big waste and serious hidden problem for the follow-up project. A large number of projects were influenced by the remained steel bars, steel strands and steel wires. Therefore, particular methods had to be taken to deal with the situation, which caused considerable additional difficulty and expense. In view of this, research on removable core bolt has become important in geotechnical anchoring, but so far this kind of research is very limited. Moreover most of the existing methods have low recycling rate and high cost, and cannot solve the problem efficiently. In this paper, a new method for removing and recycling the bolt is proposed.

Key words: geotechnical anchorage; bolt; removable core; hot melt anchorage; new method

勘 误

2013 年第 2 期（总 91 期）《塑料排水板通水量特性研究综述》一文第 31 页：图 1 中的图示文字有误，应为：（a）无土约束试验(SL/T235-2012)；（b）有土约束试验(Chai & Miura, 1999)；（c）大型模型试验装置(Kim et al., 2011)。

特此勘误。

（本刊编辑部）

大面积近距离侧穿大型公建灌注桩性状监测分析

傅晓蓉, 刘世明

(中国水电顾问集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310014)

摘要: 杭州地铁建设过程中, 地铁 1#、4#线 4 条隧道先后在富水地层中近距离侧穿火车东站东广场 2、3 层地下室工程桩。为保护工程桩安全, 在盾构侧穿期间进行了大规模的桩身钢筋应力与测斜原位监测, 以控制施工参数, 指导盾构施工。本文就所开展的监测内容与成果进行分析总结。

关键词: 地铁盾构; 灌注桩; 钢筋应力; 桩侧向位移

1 引言

经济的快速发展和人民生活水平提高的期盼, 催生和推动着城市化进程, 促进着地下空间开发利用的发展, 推动着诸如轨道交通和其它大型地下设施的开发建设, 同时也提出了如何科学有效地解决地下设施建设过程中对环境的保护课题。因此, 如何分析评估工程活动对其周边环境的影响以及是否需要采取相应措施颇受建设相关各方的关注和重视。通过原位监测掌握工程建设活动所带来的环境效应, 据此分析判断及制定和实施相应技术措施是常用和有效的手段和方法。

杭州东广场综合体为一大型公建, 设有二、三层地下室, 建设过程中, 底板施工完成后, 其下方近距离先后有杭州地铁 1#、4#线上下行 4 条盾构隧道近距离侧穿该地下室工程桩, 为保护工程桩安全, 在盾构穿越过程中, 对桩身测斜与钢筋应力做了大规模长达约一年的原位监测。本文对其监测成果作一介绍和总结。

2 工程概况

2.1 工程面貌

杭州东广场综合体为杭州东站和城东新城核心区进行交通连结的重要枢纽, 是以交通集散为核心、以整合国铁、地铁、出租和社会车辆等多种交通方式的换乘, 实现无缝衔接的交通综合体, 其规划用地 12.33 万平米, 总建筑面积 37.08 万平米, 其中地下面积为 21.19 万平米。东广场整个地下室分为地下二层和三层, 为钻孔灌注桩基础。工程±0.000 相对高程标高为 7.15m, 地下三层底板相对高程为-13.85m, 绝对标高为-6.7m, 地下二层

底板相对标高为-9.65m，绝对标高为-2.5m。

如图1所示，杭州地铁1#线火车站~彭埠站区间盾构隧道自彭埠站西端头井始发自右向左下穿火车东站东广场后到达火车东站东端头井。其左线长755.994米，右线长743.724米。区间采用单圆盾构法施工，盾构直径6.2米，两台盾构同方向推进，其中右线比左线晚始发一个月。地铁4#线火车东站~彭埠站区间也下穿火车东站东广场，由彭埠站始发下穿东广场后到达火车东站，4#线掘进后于1#线，其左线长748.922米，右线长752.407米，均为单元盾构隧道，直径6.2米，右线先于左线2个月掘进，工程面貌部分如图1所示，其中数字为桩承台编号。

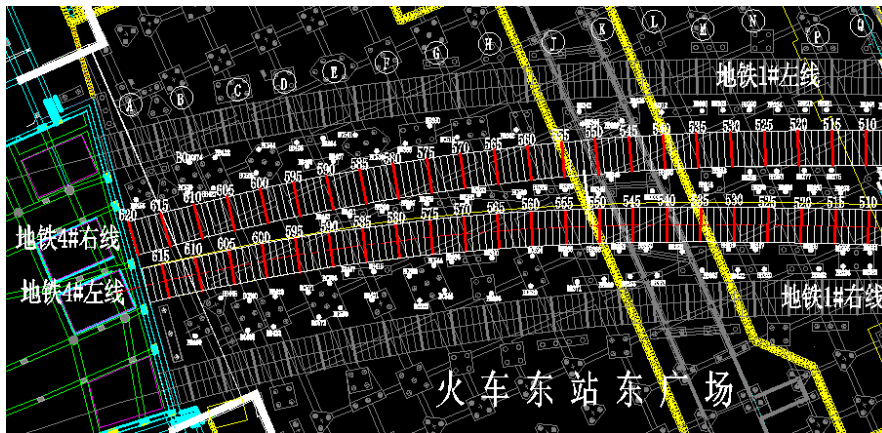


图1 工程平面概貌

地铁1#、4#线在东广场28轴~39轴间下穿。隧道两侧近邻东广场 $\phi 800$ 工程钻孔灌注桩，桩身混凝土强度等级C30，桩顶标高-11.05~-14.85m，有效桩长38~45m，桩端进入中风化凝灰岩0.8~1.5米，主筋为22 $\phi 25$ 。

地铁盾构推进时，东广场地下室底板已浇筑并到设计龄期。

2.2 地质条件

表1 土层物理力学指标

| 土层号 | 土层 | 含水量/% | 天然重度 /kN/m ³ | 地基承载 力特征值 /kPa | 渗透系数 /10 ⁻⁴ cm/s | 孔隙比 | 固快凝 聚力 /kPa | 固快内 摩擦角/ $^{\circ}$ |
|-----|---------|-------|----------------------------|----------------------|--------------------------------|-------|-------------------|------------------------|
| ① | 杂填土 | | | | | | 10 | 12 |
| ②-1 | 粘质粉土 | 29.4 | 18.3 | 130 | 1.4 | 0.910 | 16.0 | 28.7 |
| ②-2 | 砂质粉土 | 28.1 | 18.6 | 170 | 5.1 | 0.863 | 15.0 | 29.3 |
| ②-3 | 砂质粉土 | 25.5 | 18.8 | 190 | 3.1 | 0.804 | 12.8 | 31.0 |
| ③-1 | 淤泥质粉质粘土 | 42.6 | 17.1 | 90 | 2.2 | 1.276 | 14.2 | 7.0 |
| ③-2 | 粘土 | 43.9 | 16.9 | 110 | 5.1 | 1.331 | 19.0 | 8.5 |

根据地质勘测报告, 自上而下各主要土层分布如下:

①杂填土: 松散, 主要由粉性土组成; ②-1 粘质粉土, 稍密; ②-2 砂质粉土, 稍~中密; ②-3 砂质粉土; ③-1 淤泥质粉质粘土, 流塑; ③-2 粘土, 流软塑状。

各土层物理力学性质指标见表 1。

3 监测内容与监测点布置

由于地铁隧道离东广场工程桩较近, 在整个盾构推进期间, 对工程桩钢筋应力与桩体侧向位移(水平位移)进行全程监测, 实行动态化管理与信息化施工, 以有效指导施工, 及时调整施工参数, 确保地铁盾构施工期间东广场地下结构安全。

3.1 监测点布置

部分监测范围如图 1 所示。监测内容为桩基钢筋应力及桩身测斜, 桩上钢筋应力监测点布置如图 2 所示。

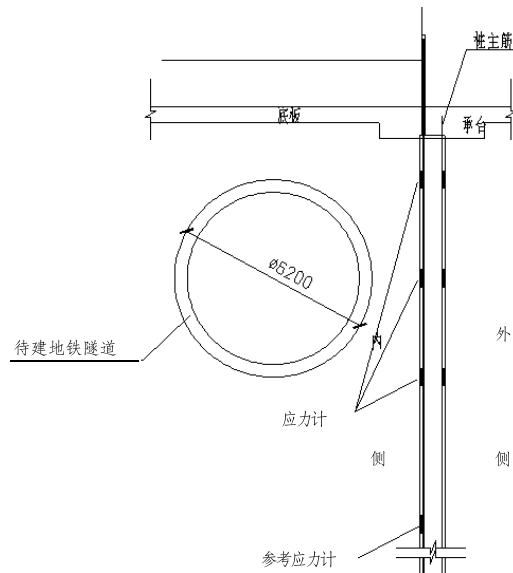


图 2 桩身钢筋应力计位置示意

3.2 监测设施安设

测斜和钢筋应力通过将测斜管和钢筋应力计分别绑扎和焊接在灌注桩钢筋笼主筋上, 具体方向通过控制钢筋笼位置实现。

钢筋计有选择地埋设, 具体为在与隧道相邻每个承台中选择 1~2 根桩, 在隧道顶标高、中心标高及底标高处各设钢筋应力观测断面, 每个观测断面在距隧道最近、最远部位布设钢筋计。1#线隧道中心绝对标高约-12.0m, 钢筋计安装标高-9m、-12m 和-15m 左右, 随隧道轴线高程变化而变化。每根桩安装 3 个断面(6 只钢筋计)另加一只参考应力计, 参考

应力计埋设标高在-21 m 左右。

3.3 监测报警标准

桩体水平位移（盾构施工时）累计值小于等于 6mm。

桩体钢筋应力（盾构施工时）小于等于 $120\text{N}/\text{mm}^2$ 。

4 监测成果与分析

4.1 桩体测斜

桩体侧向位移包括垂直和平行于盾构推进方向两种，其沿深度的分布形状相近，随时间发展大致相同，盾构通过后的位移恢复大小不一，大的大部分恢复，小的大部分未恢复。平行和垂直盾构推进方向的测斜沿深度分布形式基本相同，与地质条件、端头约束条件、测试仪器精度等有关，当测斜数值小时，数据离散性大，规律性差，其分布曲线形态随机性大。监测数据表明测斜数据大于 5 毫米时，规律性较强。舍弃离散数据后桩体侧向位移沿深度的分布形式，取决于盾构隧道距地下室底板距离，可大致归纳为二种：

(1) 牙型

如图 3 所示。隧道离东广场地下室底板近，受底板约束，桩顶部基本不动，位移曲线形似“牙”状。

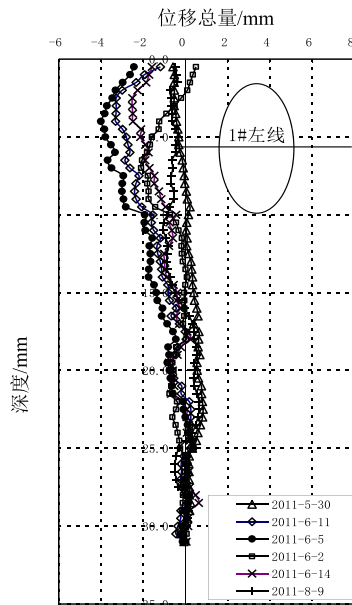


图 3 J 轴-BB342[#]桩内侧斜孔位移-深度曲线（垂直于隧道轴线）

(2) 弓型

如图 4 所示。位移小时，无规律，大时接近弓型。以盾构中心为中线，上下近为半弓。受地下室底板约束，上端基本垂直于结构底板，几乎无水平位移。

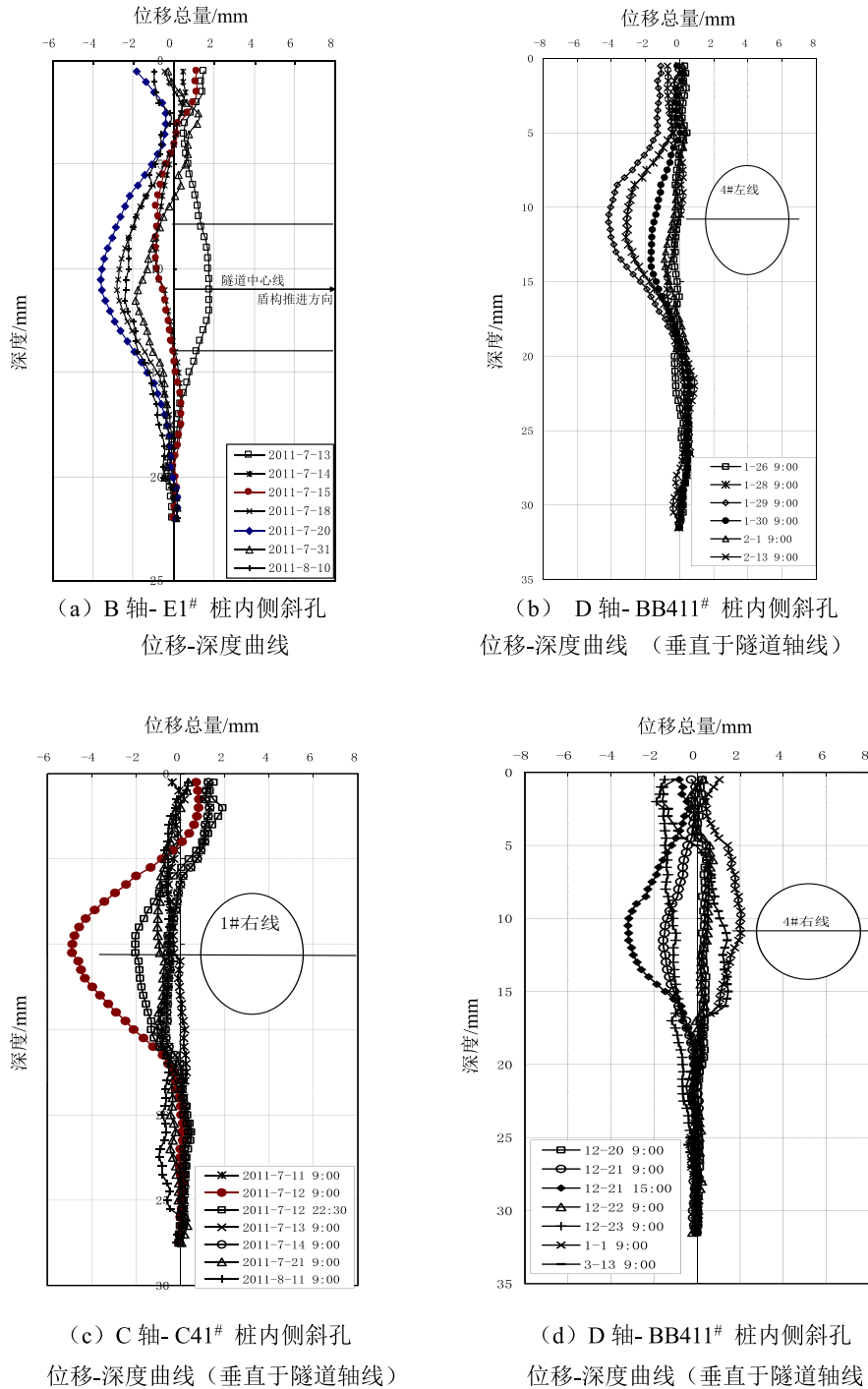


图 4 桩体位移沿深度分布

4.2 桩身钢筋应力

盾构近距离侧穿桩基时, 桩体因周围土体和地下室底板约束及其本身抗变形能力, 在抵挡盾构推进的同时受到挤压产生变形, 在其内部产生应力, 形成钢筋应力。钢筋应力的形成及大小与多种因素有关: 盾构机由远而近掘进过程中, 钢筋应力不断增加, 直到峰值; 之后随着盾构机远去, 施工推力撤去, 钢筋应力回落; 盾构通过后进行二次注浆, 其所产生的压力传递到桩上, 产生附加应力, 影响或改变桩身钢筋应力随时间变化的曲线形态; 诸如地下室墙体和上部结构的施工等其它工程活动增大了作用在桩基上的力和钢筋应力。此外, 由于钢筋应力的监控非连续进行, 所测到的峰值多为相对峰值。实测钢筋应力时程曲线多数有峰值, 峰值越大, 回落也越快。钢筋应力的大小与地质条件和盾构推进速度及盾构刀盘推力等等因数有关, 推进速度快, 推力和钢筋应力大。

经分析比较, 根据钢筋应力随时间的变化特点, 钢筋应力时程曲线可归纳成如下几种。

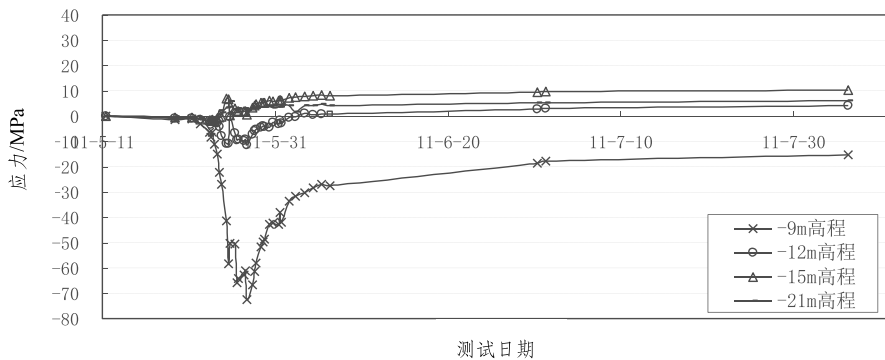


图5 14#盾构北侧-BB257#工程桩外侧钢筋应力~时间变化曲线

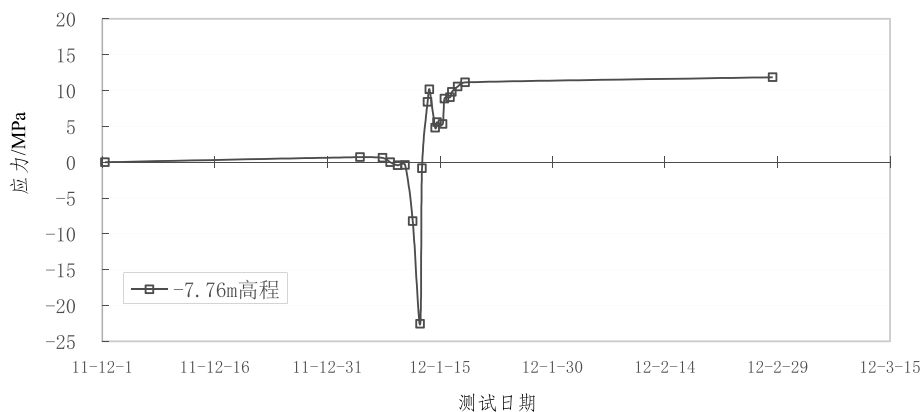


图6 4#线 15#盾构北侧-BB278 工程桩外侧钢筋应力~时间变化曲线

(1) 普遍型

典型钢筋应力时程曲线如图5和图6所示。钢筋应力因盾构通过先升高后回落, 有些由于盾构通过后的二次注浆所产生的附加应力超过其应力回落, 钢筋应力有一定回升。峰

值小, 回落少。此外, 如图 6 所示, 有些钢筋应力表现出拉压转换现象, 即盾构推进由远及近接近测试断面时, 一定高程范围内的内侧钢筋应力(外侧相反)为压应力, 盾构通过后转为拉应力。这种现象除了与真实应力变化有关外, 可能含有一定测试误差。

(2) 台阶型

图 7 为钢筋应力随时间增加呈现台阶式上升形态, 盾构通过一段时间后, 于 1 月 28 日前后钢筋应力趋稳后复又增加。经分析, 当时盾构机即将进洞, 出于安全考虑, 盾构机处待机状态, 期间对隧洞周围土体进行注浆加固所致。

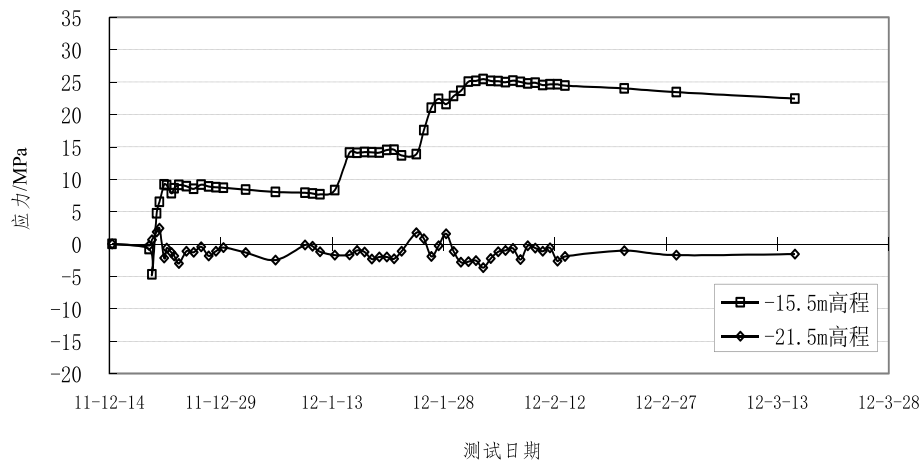


图 7 4#线 14#盾构南侧-BB386 工程桩外侧钢筋应力~时间变化曲线

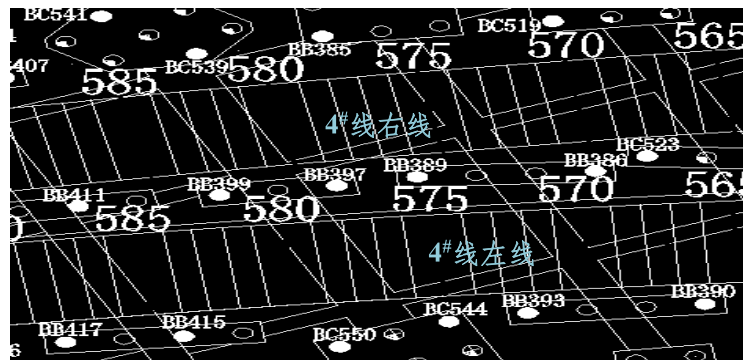


图 8 4#线上、下行线(左、右线)与桩和承台平面位置关系

(3) 反峰型

图 1 和 8 所示, 杭州火车站~彭埠路站之间, 建有 1#线和 4#线地铁, 两侧为 1#线, 中间为 4#线, 先施工 1#线, 后施工 4#线, 4#线的上下行线中间布置有一、二排工程桩, 以英文与数字编号, 离 4#线较近。4#上行线(右线)先施工, 下行线后一个月施工。在推进过程中均对其中间的工程桩产生较大影响, 在桩的内外侧产生压应力或拉应力, 形成叠加

或对冲效应，如图9所示。图上可见，内侧-10.26m高程观测点，先期在11年12月期间盾构右线侧穿时产生拉应力，到了12年2月份左线侧穿时则为压应力，形成对冲。而外侧-10.26m则相反为叠加。

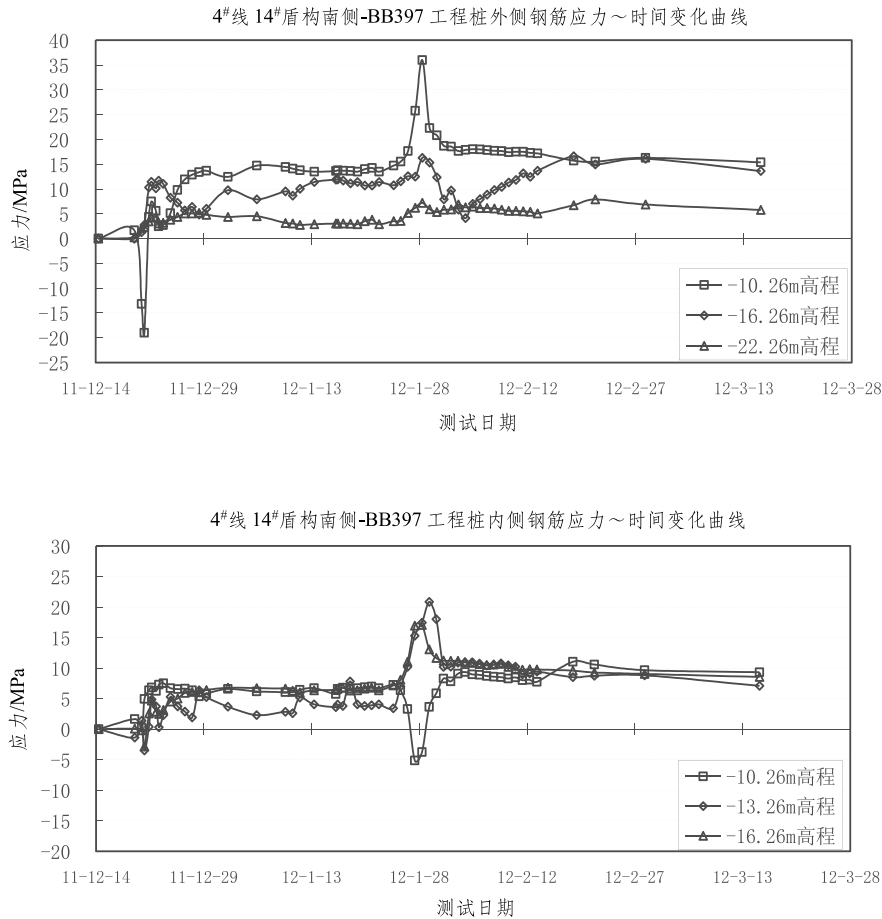


图9 钢筋应力随时间变化

5 施工效应影响范围

为了解盾构施工对工程桩的影响范围，于6月15日至8月9日期间，选取了14#盾构南侧位于D轴线距离隧道中心线不同距离范围内的BB406、BB409、BB413、BB417、BB421桩，进行了研究性监测，监测点平面位置如图10所示。监测结果见表2和图11。图上为6月18日~6月22日期间，14#盾构侧穿期间，各监测桩三个高程监测值平均值随距离的变化。监测结果显示，盾构施工仅对与隧道相邻的第一根工程桩内钢筋应力有轻微影响。

6 结论

(1) 盾构推进过程中对近距离地下结构工程桩产生的垂直于盾构推进方向的水平位移沿深度的分布, 在地质条件相对均匀条件下, 绝大多数情况接近于弓型, 距底板近时, 受底板约束, 分布曲线呈现出上部垂直底板, 近于“牙”型。

(2) 盾构推进过程中所产生的钢筋应力, 盾构接近到达和通过时, 急剧增加, 通过后迅速回落, 应力峰值及残余应力大小与地层条件、盾构推进速度及二次注浆有关, 盾构推进越快, 峰值越大, 应力回落越快。

(3) 盾构近距离于桩两侧先后侧穿时, 不同深度的钢筋应力明显呈现出叠加和抵消的反向效应现象。

(4) 监测数据表明盾构施工产生的钢筋应力随距离迅速衰减, 正常推进情况下其在第二排桩上所产生的钢筋应力可忽略不计。

Steel bar stresses and lateral displacements of cast-in-place piles due to adjacent excavation of a metro shield

LIU Shi-ming FU Xiao-rong

(HydroChina Huadong Engineering Corporation, Hangzhou, 310014)

Abstract: The left and right tunnels of metro line 1 and line 4 in Hangzhou, pass laterally and closely through the cast-in-place piled foundations (located in the East Square of Hang Zhou East Railway Station) with two-floor and three-floor basements in the muddy and water-rich stratum. During the process of construction, the monitoring of steel bar stresses and lateral displacements of the cast-in-place piles were conducted widely in order to control the speed of shield tunneling. This paper describes and analyzes the monitoring results of steel bar stresses and lateral displacements.

Key words: Metro shield tunneling; cast-in-place piles; steel bar stress; lateral displacement

山区粗粒土高填方沉降分析

赵帅军^{1,2}, 陆新^{1,2}, 熊志鹏³

(1. 后勤工程学院土木工程系, 重庆 401311; 2. 后勤工程学院岩土力学与地质环境保护重庆市重点实验室, 重庆 401311; 3. 92474 部队, 三亚)

摘要: 基于山区粗粒土高填方前期沉降监测数据, 运用双曲线模型进行预测, 预测结果与填方后期沉降变形情况吻合较好。根据所得填方沉降预测曲线定量分析了时间和填土深度两个因素对粗粒土高填方沉降量的影响, 得出此填方工程在填方完成后需一年半左右时间完成大体变形; 最终沉降量随填方深度的增加而增加, 填方深度和最终沉降量之间的关系可大致用式 $S=0.0015H(m)$ 来表示。

关键词: 粗粒土; 高填方; 双曲线模型; 沉降预测

1 前言

现在, 开山采石、深挖高填现象在山区工程十分普遍^[1]。粗粒土具有压实性能好、抗剪剪强度高、透水性强、承载力高等优良的工程特性, 是山区高填方最常用的填料^[2]。虽然如此, 粗粒土填筑的高填方沉降问题仍然没有得到很好解决。在高填方沉降方面得出的很多具有较高应用价值的成果多以细粒土为研究对象^[3,4,5], 而关于粗粒土的却鲜见报道。而细粒土和粗粒土的工程特性差异很大, 如粗粒土透水性强, 固结排水时间与细粒土相比短很多, 如果把细粒土高填方的研究成果直接应用于粗粒土高填方肯定会带来较大误差。因此专门开展对粗粒土高填方沉降变形研究很有必要。

影响粗粒土高填方沉降变形的因素主要有填料的差异、地基处理方法、时间、地下水埋深、填筑深度及加载方式和加载速率等^[6,7], 其中时间和填土深度是两个最基本的影响因素。本文结合高填方工程沉降监测过程运用双曲线模型对粗粒土高填方工程沉降变形发展进行预测, 在此基础上定量分析了时间和填土深度对粗粒土填方沉降的影响, 这些工作能为山区粗粒土高填方沉降问题的解决提供一些指导性的建议。

2 粗粒土高填方沉降监测及预测

2.1 工程概况

本课题依托的某高填方工程所在地块原为山间沟谷, 现有的前期工程弃土, 厚度为 34.63m, 分布不均, 并留有一深坑, 深坑内设计最大后期填土厚度为 24.98m, 前、后期的填土总厚度最大值为 45.3m。场地内有第四系全新统素填土(Q_4^{ml})、粉质粘土(Q_4^{el+dl})和

侏罗纪系中统沙溪庙组 (J_{2s}) 的泥岩和砂岩, 易发生较大沉降和不均匀沉降。

高填方填料为场区内挖方区的土石混合料, 粒径不大于 80cm, 粒径大于 2cm 的颗粒质量超过总质量的 50%, 级配良好。

该高填方工程采用分层强夯的方式进行地基处理。分层虚铺厚度不超过 4m, 强夯能级为 3000kN·m。处理之后要求土石方填筑干密度不小于 2.1g/cm³, 固体体积率不小于 83%; 剪切波速大于 185m/s; 变形模量不低于 20MPa; 重型动力触探击数当量值不低于 10 击; 填筑体顶面承载力特征值不低于 200kPa。

2.2 沉降监测

为了掌握填方完成后到上部结构施工前地基的变形规律和发展趋势, 该工程严格按《建筑变形测量规范 (JG78-2007)》的二级精度要求对高填方沉降进行监测, 沉降监测点位置主要选择在代表性地段和重点变形区域。对填方厚度大于等于 5m 的区域, 在土基顶面以间距 50m 的原则进行监测点的平面布设, 采用 N3 水准仪进行观测。

2.3 沉降预测

高填方沉降预测是一个比较复杂的高度非线性土体问题, 为了能够从有限的沉降监测数据中得到沉降变形规律, 及时为工程后期施工提供指导, 常常采用显式函数对典型监测点的沉降观测数据进行回归分析, 得到函数的拟合参数, 进而对工后沉降变形进行预测^[6]。使用双曲线进行填方沉降预测是工程中常用的方法^[8], 这里采用双曲线拟合对该工程填方沉降进行预测。

双曲线数学表达式为:

$$S = \frac{t}{(A + Bt)} \quad (1)$$

沉降速率:

$$S' = \frac{A}{(A + Bt)^2} \quad (2)$$

最终沉降量:

$$S_{\infty} = \frac{1}{B} \quad (3)$$

式中: S 为预测沉降量, A 、 B 为双曲线拟合参数。

现以 DZ27, DZ113, DZ16, DZ104, DZ35 五个监测点为研究对象进行回归分析。这五个监测点的填土深度分别为 10m, 18m, 24m, 32m, 34m。选择这五个点进行沉降分析是由于它们在相应填土深度下沉降变化最大并且趋势较为明显。其中 DZ27, DZ113, DZ16 三个点没有前期工程填土, DZ104, DZ35 有前期工程填土。该工程前期填土厚度已完成近 20 年, 经历了若干雨季, 可认为固结沉降已完成。在后期填土荷载施加以后, 前期固结土必然将发生沉降变形, 故此处将前期填土厚度的一半折算为后期填土厚度。限于篇幅, 以 DZ27 监测点为例进行说明, 其余监测点计算方法相同。DZ27 监测点填土厚度为 10m, 其不同监测阶段的沉降观测数据见表 1。

表1 DZ27 各阶段沉降观测数据

| 点号 | H/mm | 日期 | 沉降量/mm | 点号 | H/mm | 日期 | 沉降量/mm |
|------|----------|------------|--------|------|----------|------------|--------|
| DZ27 | 415.3098 | 2009-10-05 | 0.0 | DZ27 | 415.2997 | 2010-01-19 | 10.1 |
| DZ27 | 415.3097 | 2009-10-20 | 0.1 | DZ27 | 415.2995 | 2010-02-03 | 10.3 |
| DZ27 | 415.3066 | 2009-11-03 | 3.2 | DZ27 | 415.2994 | 2010-02-18 | 10.4 |
| DZ27 | 415.3052 | 2009-11-08 | 4.6 | DZ27 | 415.2998 | 2010-03-05 | 10.0 |
| DZ27 | 415.3044 | 2009-11-18 | 5.4 | DZ27 | 415.2964 | 2010-03-20 | 13.4 |
| DZ27 | 415.3034 | 2009-11-22 | 6.4 | DZ27 | 415.2946 | 2010-04-04 | 15.2 |
| DZ27 | 415.3032 | 2009-12-05 | 6.6 | DZ27 | 415.2938 | 2010-04-19 | 16.0 |
| DZ27 | 415.3021 | 2009-12-20 | 7.7 | DZ27 | 415.2948 | 2010-05-04 | 15.0 |
| DZ27 | 415.3029 | 2010-01-04 | 6.9 | DZ27 | 415.2948 | 2010-05-19 | 15.0 |

从表1中选取有代表性的十个时间节点的沉降观测数据,组成2009.11.03-2010.03.05、2009.11.08-2010.03.20、2009.11.18-2010.04.04、2009.12.05-2010.05.04、2009.12.20-2010.05.19五个时间段分别进行双曲线回归计算,通过求解二元一次方程组得到式(1)中的参数*A*和*B*,由式(3)可知1/*B*便是该点运用双曲线回归得到的最终沉降值。计算结果见表2。表中,*S*₁(mm)为前一时间点沉降观测值,*S*₂(mm)为后一时间点沉降观测值,*t*₁(d)为前一时间点所经历监测时间,*t*₂(d)为后一时间点所经历监测时间,*S*(mm)为双曲线回归计算得到的最终沉降值。

表2 DZ27 双曲线模型计算结果

| 时间段 | <i>S</i> ₁ | <i>t</i> ₁ | <i>S</i> ₂ | <i>t</i> ₂ | <i>A</i> | <i>B</i> | <i>S</i> |
|-------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|----------|----------|----------|
| 09.11.03-10.03.05 | 3.2 | 28 | 10.0 | 161 | 7.95557 | 0.04731 | 21.13537 |
| 09.11.08-10.03.20 | 4.6 | 33 | 13.4 | 175 | 6.33176 | 0.03648 | 17.40950 |
| 09.11.18-10.04.04 | 5.4 | 43 | 15.2 | 181 | 7.15057 | 0.02628 | 18.04663 |
| 09.12.05-10.05.04 | 6.6 | 71 | 15.0 | 220 | 7.28056 | 0.03216 | 16.09296 |
| 09.12.20-10.05.19 | 7.7 | 85 | 15.0 | 283 | 7.23721 | 0.03464 | 15.86538 |
| 平均值 | | | | | 7.19113 | 0.03537 | 17.70996 |

利用表2中得到的参数*A*和*B*,代入式(1)中得到对应于DZ27点的双曲线拟合表达式(4):

$$S = \frac{t}{(7.19113 + 0.03537t)} \quad (4)$$

由式(4)便可预测未来不同时间点的填方沉降量。将使用双曲线回归计算得到的沉降预测值与工程监测值进行对比。如图1所示。

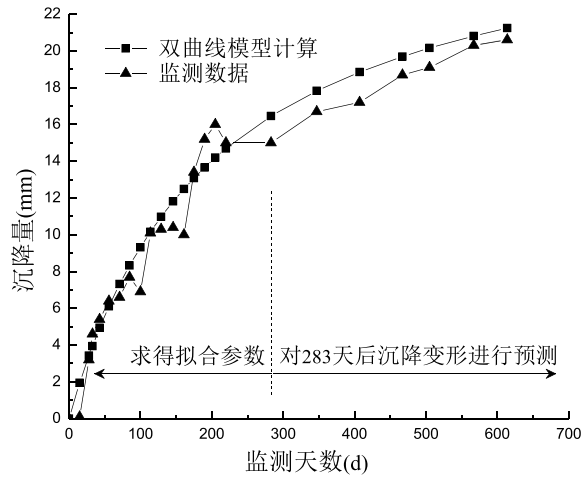


图1 DZ27 双曲线模型计算值与监测值对比

从图1中可以看出通过前期沉降监测数据得到的双曲线预测模型对2010.05.19后的沉降变形进行预测,得到的沉降变化发展趋势和实测结果一致,而且预测值和实际监测值较为接近。表明使用双曲线回归模型能够对粗粒土高填方沉降进行有效的预测。利用相同方法对其余四个点进行计算,并和工程监测数据对比,预测效果都较好。

3 时间和填土深度对粗粒土高填方沉降影响分析

3.1 时间对粗粒土高填方沉降的影响

考察时间对沉降变形的影响,主要是考察地基处理多长时间之后,可以满足上部荷载施工要求;历时多久粗粒土高填方沉降变形趋于稳定;经历多长时间,高填方会产生多大的沉降量。为了研究时间对该高填方沉降变形的影响,绘出对DZ27点使用双曲线模型回归得到的沉降量-时间曲线。如图2所示。

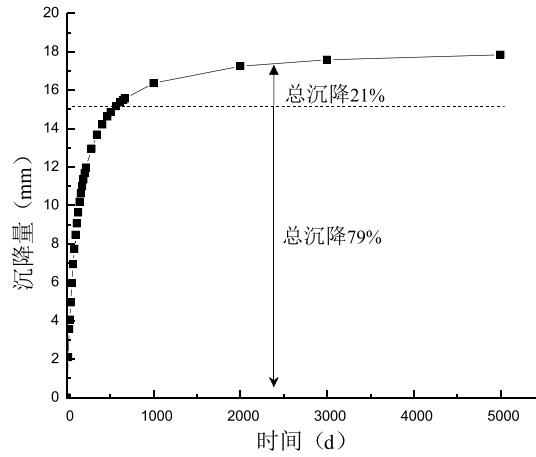


图2 点DZ27的沉降量-时间曲线(双曲线模型)

从图2可以看出,高填方初期沉降速率大,后期沉降速率逐渐减小并最终趋于稳定;由于回填量较大,填筑体在施工完成后沉降变形将持续较长时间;沉降变形将在土体回填施工完成近一年半的时间内才能完成总沉降的79%,之后曲线逐渐趋于平缓。

3.2 填土深度对粗粒土高填方沉降的影响

为了考察填土深度对高填方沉降的影响,将其它几个典型监测点的沉降量-时间曲线汇总于图3中。从图3可以看出:各个典型监测点的沉降变化趋势基本一致;随着填土深度的增加,沉降量-时间曲线趋于平缓所经历的时间更长,即填筑体完成主体沉降所用的时间更长。

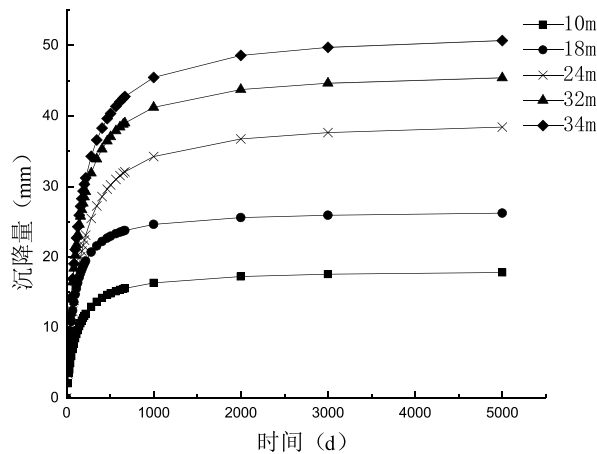


图3 典型监测点的沉降量-时间曲线(双曲线模型)

进一步将各典型监测点的工后最终沉降与填土深度关系进行总结，如表3所示。

表3 双曲线回归模型下最终沉降值与填土深度的关系

| 填土深度 | 最终沉降双曲线模型回归值 |
|------|--------------|
| 10m | 17.83mm |
| 18m | 26.23mm |
| 24m | 38.43mm |
| 32m | 45.42mm |
| 34m | 50.69mm |

从表3中数据可以明确看出，填土深度越大，其最终沉降量越大。作出填土深度与工后最终沉降量的关系曲线，并进行拟合，如图4所示。大致得到该工程最终沉降量与填土深度的函数关系为 $S=0.0015H$ (m)，可以粗略估计该工程不同填土深度处的工后最终沉降量，从而为基础选型和上部结构设计提供帮助。

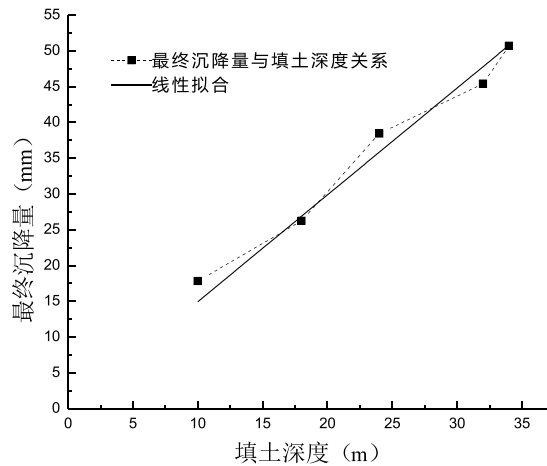


图4 最终沉降量和填土深度的关系（双曲线模型）

4 结论

本文运用双曲线模型对粗粒土高填方工程沉降进行预测，并在预测曲线的基础上考察时间和填土深度两个因素对粗粒土高填方沉降变形的影响。得到以下结论：

- (1) 双曲线模型能较好地用于粗粒土高填方沉降预测。
- (2) 该工程中，对于不同填土深度的监测点，沉降发展趋势是基本一致的。并在填方完成后一年半左右完成大体沉降。因而在回填工程完成后放置至少一年，经历一个雨季

之后才可以进行上部结构基础的施工。

(3)高填方填土深度越大,沉降量越大,因此建议通过控制填土深度来控制高填方沉降量。该工程填方深度和最终沉降量之间的关系可大致用式 $S=0.0015H$ (m)来表示,对于估测填方不同深度处的沉降变形有一定参考价值。

参考文献:

- [1] 周立新,黄晓波,周虎鑫.高填方工程中复杂填料压实特性研究[J].路基工程,2009,5:54-55.
- [2] [3] 曹海莹,窦远明,刘熙媛等.影响软基沉降因素的分析与研究[J].河北工业大学学报,2005,34(6):82-86.
- [4] 薛祥,宋连亮,贾亮.高速公路软土路基工后沉降预测新方法[J].岩土工程学报,2011,33(8):126-130.
- [5] 韩亮.高速公路软土路基沉降变形研究[J].交通标准化,2008,180(8):49-52.
- [6] 朱才辉,李宁,刘明振等.吕梁机场黄土高填方地基工后沉降时空规律分析[J].岩土工程学报,2013,35(27):293-400.
- [7] 马丽慧,韩文喜,李阳.BP网络在高填方地基沉降预测中的应用[J].土工基础,2013,27(1):14-16.
- [8] 杨涛,李国维,杨伟清.基于双曲线法的分级填筑路堤沉降预测[J].岩土力学,2004,5(10):1551-1554.

Settlement of high-fill ground of coarse-grained soil in mountainous areas

ZHAO Shuai-jun^{1,2}, LU Xin^{1,2}, XIONG Zhi-peng³

(1.Department of Civil Engineering, Logistical Engineering University, Chongqing401311, China; 2.Chongqing Key Laboratory of Geomechanics & Geoenvironment Protection, Logistical Engineering University, Chongqing401311, China; 3. 92474Unit, Sanya)

Abstract: With the previous settlement monitoring data, the settlement of high-fill ground of coarse-grained soil in mountainous areas is predicted by using the hyperbolic curve model, and the conditions of later settlement and deformation agree well with the prediction. On the basis of the settlement prediction curve, the effects that time and filling depth have on the high-fill ground of coarse-grained soil are quantitatively analyzed. Some conclusions are reached: it requires nearly one year and a half after filling to complete the general settlement; the ultimate settlement is positively associated with the filling depth, which can be the approximately described by an equation of $S=0.0015H$ (m).

Keywords: coarse-grained soil; high fill; hyperbolic curve model; settlement prediction

**地基处理
新技术**

近年来,随着我国工程建设的发展,很多高校和企业开发研究了不少地基处理新技术,并在工程中得到了应用。但受到规范和专利以及体制等限制,新技术的研制,推广应用还不够,特别是产学研合作,协同创新不够!从2013年第一期起,特别邀请东南大学刘松玉教授开辟专栏,重点介绍近年来出现的地基处理新技术,介绍了《碳化搅拌桩技术及其研究进展》、《液化地基处理的振杆密实技术开发与应用》及《污染地基处理新技术》,本期继续刊登刘松玉教授的《基于气压劈裂原理的地基处理新技术》。

基于气压劈裂原理的地基处理新技术

刘松玉, 章定文

(东南大学岩土工程研究所, 江苏南京 210096)

摘要: 气压劈裂是采用高压气体在岩土体内形成裂隙并使裂隙扩展的一种现象。本文在总结国内外地基处理领域气压劈裂现象的基础上,分析了土体中气压劈裂的机理、裂隙扩展特性及其对土体渗透性影响的力学效应,介绍了基于气压劈裂原理的排水粉喷桩复合地基和气压劈裂真空预压法新技术,结合工程实例,分析了这两种新技术的加固机理与技术优势。

关键词: 气压劈裂; 地基处理; 排水粉喷桩; 劈裂真空预压

1 概述

土体劈裂通常是指土体在高压液体或高压气体作用下产生裂隙并发展的过程。工程上采用的劈裂技术主要有三种:水力劈裂、气压劈裂及爆破劈裂。较前两种方法而言,爆破劈裂在工程中应用较少。水力劈裂和气压劈裂分别采用高压液体和高压气体在岩土体内形成裂隙并使裂隙扩展,两者既有类似之处也有显著不同。国内外对水力劈裂理论及其工程应用已进行了深入系统的研究,但是对气压劈裂理论及其工程应用的研究甚少。

气压劈裂是美国NJIT (New Jersey Institute of Technology) 的HSMRC (Hazardous substance Management Research Center) 于1988年提出,其目的是通过向岩土体中注入高压气体形成裂隙,增加流体的流动通道,增加低渗透性土体的渗透系数,进而联合其它的污染物处置方法(如蒸气浸提法、生物修复法、热处理法等),以提高清除污染物的清除效率^[1]。该技术自1988年提出以后,在室内试验、现场试验、理论模型及数值模拟等方面都得到了一定研究。为了评价气压劈裂法提高细粒土渗透性可行性,Apanicolaou和Shah进行了气压劈裂的室内模拟试验。室内模拟试验对比了有无气压劈裂情况下,蒸气浸提技术(Soil vapor extraction)清除污染物的清除效率差异,试验结果表明,采用气压劈裂后,

收稿日期: 2013年11月

污染物的清除效率较无劈裂条件下的清除效率提高了170%~360%^[1]。令人鼓舞的室内模拟试验成果加速了现场试验的实施,现场试验主要是分析气压劈裂的试验参数(如劈裂注气压力、注气速率和不同的地层条件等)对裂隙特征(如长度、宽度等)及污染物清除效率的影响。系列的现场试验进一步完善了气压劈裂装置、操作流程及施工参数的优化,并促进气压劈裂技术于1993年开始进入商业运作阶段。美国环保署(EPA)对一现场采用气压劈裂法清除污染物的工程进行评价,现场试验结果表明,实施气压劈裂后,土体中的空气流速和污染物运移速率提高了600%^[2]。自气压劈裂的现场试验开展以来,对气压劈裂的理论模型研究也随之开始,King^[1]分析了岩体和土体中的气压劈裂机理,根据压力-时间曲线将气压劈裂过程分为开始劈裂、裂隙扩展、裂隙维持和残余裂隙等几个阶段,并在现场试验数据统计分析的基础上提出了气压劈裂起劈压力和维持压力的预测公式;Nautiyal^[3]提出了离散裂隙内可压缩流体的运移模式;Ding^[4]采用双重介质模型分析了污染物在裂隙土体内的运移模型,模型中假定裂隙宽度为常数,裂隙上下面的气体运移速率对称,Ding还分析了计算模型中几个关键参数(如延滞系数、扩散系数以及裂隙尺寸等)的确定方法,最后通过可靠度理论分析了上述参数对气压劈裂提高污染物清除效率的影响程度^[5];McGonigal研究了含裂隙的粗粒土内粒状介质的运移模式,Puppala在此基础上,探讨了液体和粒状介质在离散裂隙内的运移模式^[6]。目前气压劈裂的应用范围主要集中在环境岩土工程方面,其他方面的应用研究甚少。

在岩土工程地基处理领域的工程实践中,国内外一些学者已经注意到了土中超静孔隙水压力升高,甚至导致土体劈裂的客观现象,并进行了观测分析。如Miura等^[7]和Shen^[8]指出,湿喷桩施工时的喷浆压力和叶片剪切力引起的桩周土体中超静孔压超过了土体的劈裂压力,桩周土中产生裂隙,超过50%的超静孔压通过裂隙迅速消散,加速桩周土强度的增长;Johansson^[9]曾报道在石灰桩施工时,当喷气压力为420kPa~450kPa时,石灰桩施工引起的桩周土中最大超静孔隙水压力会达到静水压力的1.5倍;Vriend^[10]曾测到在离粉喷桩施工5.5m处的最大超静孔隙水压力达到130kPa,超静孔压的影响距离能达到14m;Larsson等^[11]在石灰-水泥搅拌桩施工过程中观测到明显的土体土劈裂现象,施工过程中灰罐压力为350kPa~500kPa,在桩体周围存在1~3条辐射状的竖向裂隙,其宽度为10mm左右,长约0.5m;吴燕开^[12]在粉喷桩室内模拟试验中也观测到了土体劈裂现象;沈水龙^[13]也报道了深层搅拌桩施工在桩周土中产生较大的超静孔隙水压力在土体中形成裂隙,超过50%的超静孔压通过裂隙迅速消散。

2 土体气压劈裂原理

2.1 土体气压劈裂的压力-时间曲线分析

典型的气压劈裂压力-时间曲线如图1所示,气压劈裂和水力劈裂的压力-时间曲线相似,可以分为开始劈裂、裂隙扩展、裂隙维持、残余裂隙和重新劈裂等阶段^[1]。

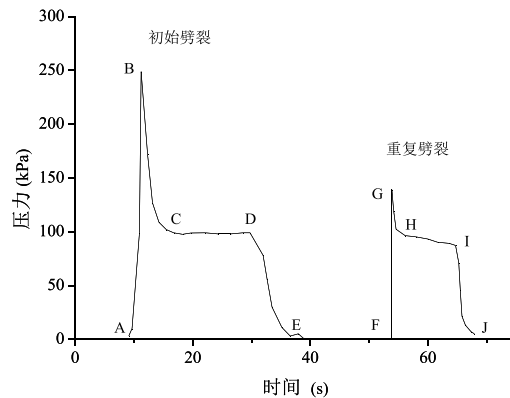


图1 气压劈裂的压力—时间曲线 (King^[1])

开始劈裂: 如图1中曲线AB阶段所示, 由于土体的低渗透性, 气体压力快速增加, 其持续时间一般为2~3s, 当其压力值超过土体的起劈压力就在土体内形成裂隙。岩土体的起劈压力与劈裂点的应力状态及土体的强度有关。

裂隙扩展: 如图1中曲线BC阶段所示, 土体开始劈裂以后, 裂隙迅速扩展, 压力也随之迅速衰减, 当注入的气体体积等于气体向土中的渗漏量且气体压力等于土体的起劈压力时, 裂隙停止扩展, 裂隙的扩展时间较短, 一般仅有数秒。

裂隙维持: 如图1中的CD段所示, 裂隙停止扩展以后一段时间内, 注入的气体体积等于气体向土中的渗漏量且气体压力等于土体起劈压力, 此时裂隙处于维持阶段。裂隙上覆土体悬覆于气体之上, 此时尽管裂隙并不继续扩展, 但是维持一段时间是有益的; 在裂隙的维持阶段, 注入的气体可以清除裂隙内的残余物质, 从而有效的增加裂隙宽度, 显著地提高裂隙内流体的运移速率(流体的流速与裂隙宽度的立方成比例)。

残余裂隙: 如图1中的DE段所示, 停止向土体中注入气体后, 气体继续向周围土体中渗漏, 因此气压随之降低, 当气压降低到零时裂隙并不会完全闭合, 仍存在一定的残余裂隙。已有研究表明, 气压劈裂形成的裂隙具有一定的“自支撑型(self-propping)”, 这主要是由于气压劈裂过程中形成的裂隙表面并非完全光滑, 具有一定的粗糙度, 且裂隙上下面的岩土体会发生一定量的水平位移, 因此裂隙不能完全闭合。

重新劈裂: 裂隙闭合后, 再次向裂隙中注入气压, 裂隙将会重新张开。裂隙重新劈裂过程的压力—时间曲线形态和首次劈裂的类似, 但是压力幅值大小具有以下几点特征: 重新劈裂的起劈压力小于首次劈裂的起劈压力(图中FG段); 重新劈裂的维持压力小于重新劈裂的起劈压力; 随着重新劈裂次数的增加, 维持压力也随之降低。

2.2 土体气压劈裂起劈压力计算

土体气压劈裂与水力劈裂类似, 都是通过高压流体在土体内形成裂隙。Alfaro 等进行了水力劈裂和气压劈裂的对比试验, 实测结果表明两者的起劈压力并没有本质差异^[4]。土体中水力劈裂的破坏机理存在两种观点: 张拉破坏机理和剪切破坏机理。张拉破坏机理主要是基于当有效小主应力成为负值且超过土体的抗拉强度时, 则发生土体劈裂。有学者认为当土体单元的应力状态满足屈服准则(如 Mohr-Coulomb 屈服准则)时发生水力劈裂,

并采用初始屈服理论计算水力劈裂起劈压力。

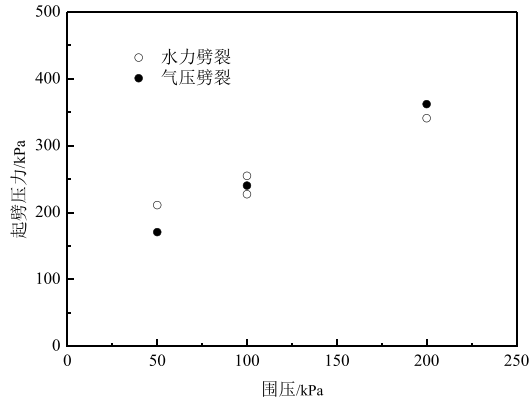


图 2 气压劈裂与水力劈裂的起劈压力对比 (Alfaro 等^[14])

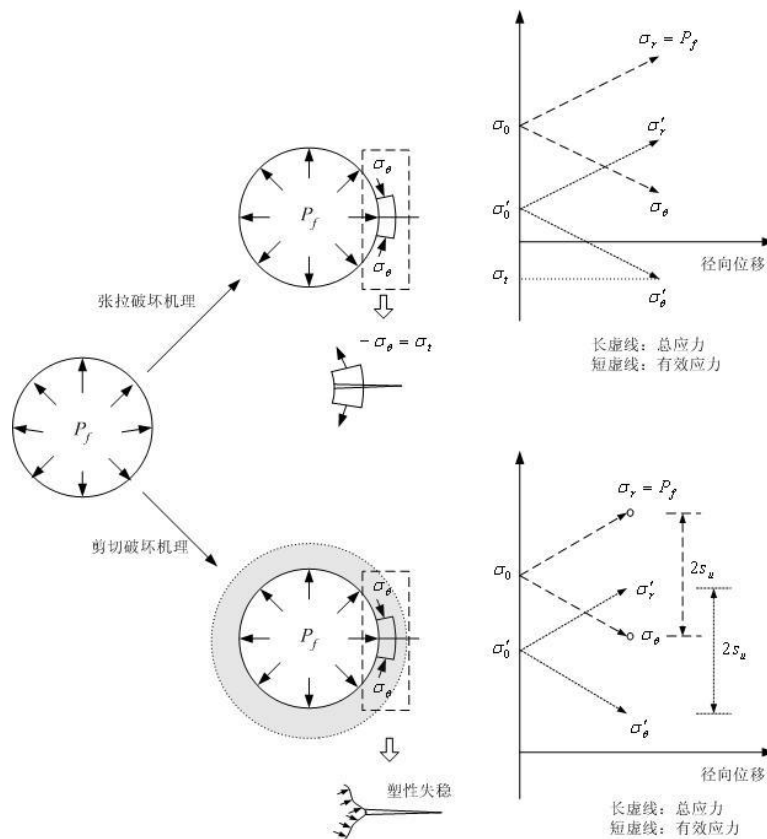


图 3 土体气压劈裂机理^[15]

Mitchell 等对土体的劈裂机理进行了概括(如图3所示^[15]),土体的初始应力为 σ_0 ,在内压力作用下圆孔扩张,孔周土体单元应力发生变化,径向应力 σ_r 增加,切向应力 σ_θ 降低,同时生成孔隙水压力 Δu 。如果土体的初始应力水平较低,土体单元的有效切向应力 σ'_θ 可能达到负值,其绝对值超过土体的抗拉强度,则土体发生张拉破坏,生成裂隙;如果土体的初始应力水平较高,土体单元的切向应力有效切向应力 σ'_θ 一直为正值,当满足屈服准则时,土体发生塑性失稳,此时土体的劈裂机理收剪切破坏机理控制。

应该指出的是,上述土体张拉劈裂破坏机理的分析中,假定土体为线弹性体,但是实际工程中土体应力应变关系具有非弹性、非线性、剪胀性且受应力历史影响等特点,因此宜采用更为全面反映土体特性的本构模型和数值分析方法计算实际圆孔扩展引起的孔周土体应力变化,计算圆孔扩张后孔周土体的应力状态。这也就是说,图3中土体应力的变化过程并不是线性变化的,因此采用了虚线表示。

另外,还应该指出的是,以上分析中均假定高压气体或高压液体的加压速率很快,土体为不排水的,但实际工程中加压速率可能并不如此。针对加压速率对破坏机理的影响,Soga等^[16]对通过室内模拟劈裂注浆后指出,当加压速率很快时,注入的液体或气体来不及渗透到土体中的微裂隙中形成张拉裂隙,也来不及渗入土体孔隙中弱化土体强度,因此,此时土体为剪切破坏而不是张拉破坏。如果加压速率较慢时,注入的液体或气体可以渗透到土体中的微裂隙中,则形成张拉裂隙。

2.3 土体气压劈裂裂隙扩展特性

土体的应力历史、应力状态及土层成层性均会影响裂隙的扩展方向。现有的研究成果对裂隙扩展方向的认识是一致的,裂隙的扩展方向垂直于最小主应力方向(图4),当最小主应力为水平向时,裂隙为竖向裂隙;当最小主应力为竖向时,裂隙为水平裂隙^[17]。

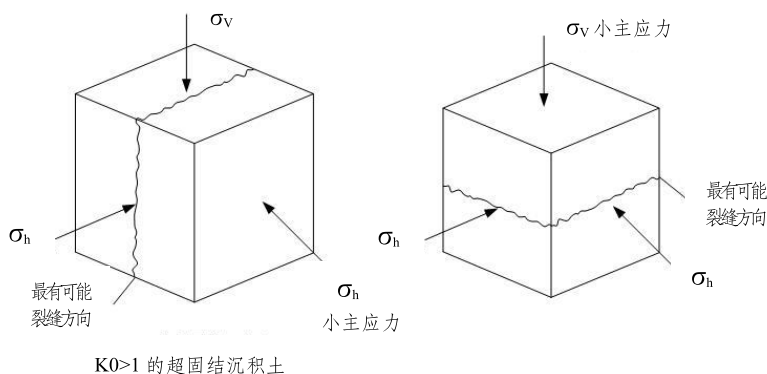


图4 土体的应力状态对裂隙扩展方向的影响(Suthersan^[17])

大多数情况下,现场浅层土为超固结土,最小主应力为竖向方向,因此浅层的气压劈裂多产生水平的裂状裂隙,随着深度的增加,发生竖向裂隙的可能性也随之增加,在预劈裂深度处开槽的方法可以在范围内形成水平裂隙。

土体现场的应力状态是控制裂隙传播方向的最主要因素,因此可以通过改变现场应力场的方法来在一定程度上控制裂隙的扩展方向,例如,Suthersan^[17]报道了采用人为施加的

地表荷载(如车辆等)成功的控制裂隙传播方向的实例。

2.4 土体气压劈裂的力学效应

岩土体对气压劈裂的响应及气压劈裂的作用与岩土体的性质相关^[9],对细粒土而言,气压劈裂形成的裂纹提供了排水或排气通道,缩短排水或排气距离,流体的运移模式从劈裂前的扩散模式转化为劈裂后的扩散+对流模式,因此提高土体的渗透性;对粗粒土而言,其原有的渗透性较高,气压劈裂对其渗透性的提高幅度有限,但是气压劈裂能改善粗粒土层的通气条件,这对于采用生物法等修复污染场地是很有益的;对于岩体而言,气压劈裂可以进一步扩展原生裂隙或形成新的裂隙,并清理原生裂隙中的填充物,提供良好的排水排气通道,提高其渗透性。在软土地基加固工程中,主要是采用气压劈裂技术形成的裂隙提供排水或排气通道,缩短排水或排气距离,从而提高土体的渗透性(图5)。建立气压劈裂裂隙对土体渗透性影响的数学模型是很困难的,为满足工程实用,可以采用宏观渗透系数描述土体劈裂生成的裂隙对土体渗透性的提高效应。宏观渗透系数是指将裂隙对土体渗透性效应平均到整个土体中,然后根据固结度相等利用Terzaghi固结理论或Boit固结理论反演得到的渗透系数。

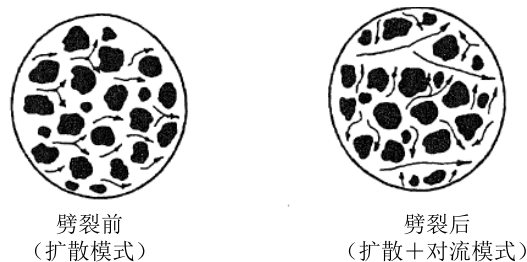


图5 细粒土中的气压劈裂(King^[9])

图6为淮盐高速公路试验段粉喷桩施工引起的超静孔压消散曲线,孔压计埋设在距粉喷桩桩边1.0m,埋深10.5m处。从图中可以很明显看出,施工结束时,超静孔压达到最大值。此后,超静孔压消散曲线可以分为两段,第一段孔压快速消散,这是因为粉喷桩施工引起的超静孔压在土体中形成了裂隙,裂隙为桩周土中孔压消散提高了排水通道,因此孔压消散速率明显增加。但是随之孔压的消散,裂隙闭合,孔压消散速率也就随之降低,此时孔压消散为受桩周土的渗透系数控制。第一阶段的超静孔压消散速率为第二阶段的消散速率的10.8倍。本文根据Terzaghi固结理论反演宏观渗透系数。研究表明,当固结度 U 小于60%时, U 与时间因数 T_v 的关系可以表示为

$$T_v = \frac{\pi}{4} U^2 \quad (1)$$

根据固结度和时间因数的定义,可知渗透系数 k 与超静孔压消散速率的平方成比例。也就是说,考虑裂隙排水效应的宏观渗透系数为土体渗透系数的116倍。

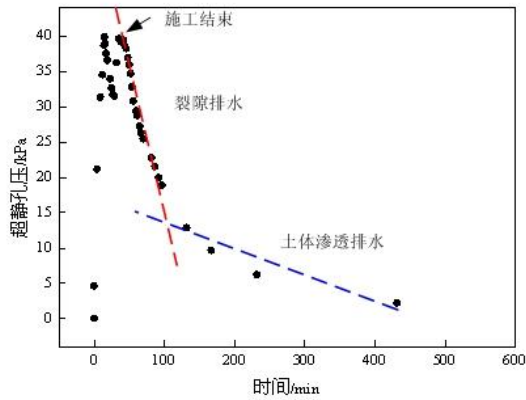


图6 排水粉喷桩施工引起的超静孔压消散曲线

根据上述分析可知，气压劈裂形成的裂隙为土体提供了排水或排气通道，缩短了排水或排气距离，从而提高土体的渗透性。实例分析表明，土体劈裂后的宏观渗透系数可以提高2~3个数量级。

3 排水粉喷桩复合地基新技术

粉喷桩是利用气压向土中传输水泥粉并使之与原位土体搅拌形成的水泥石桩体。多年的工程实践经验表明，虽然粉喷桩加固软土地基具有明显的优点，但也出现了一些问题，如引起地面开裂、边坡失稳、构筑物受损、桩体深部质量差和桩体下沉等^[21]。诱发这些问题的原因都与粉喷桩施工时压缩空气对周围土体施加的一种短时侧向压力有关，导致桩周土中超静孔隙水压力增加，甚至土体产生劈裂；这种短时侧向压力至今很少被人们所完全认识，更没有被人们利用。作者在分析粉喷桩施工与上述气压劈裂概念的基础上，发明了一种新的地基处理工法——排水粉喷桩复合地基工法（2D工法）^[22]。该工法是先打排水板（PVD），后嵌打粉喷桩（DJM），将粉喷桩与传统的排水固结法二种独立的方法有机地结合起来，充分利用粉喷桩施工时产生的超静孔隙水压力及其产生的气压劈裂裂隙，由裂隙和竖向排水板组成排水导气网络，以加速粉喷桩施工中残余气体和超静孔隙水压力的消散，进而使得粉喷桩粉喷更加舒畅，搅拌阻力减小，搅拌更加均匀，提高搅拌桩桩身质量；另一方面，通过排水固结作用，在提高粉喷桩周围土体强度的基础上更有效地提高粉喷桩复合地基的强度，形成一种全新的软土地基处理技术（图7）。

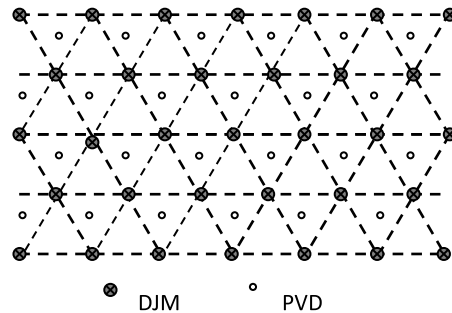


图7 排水粉喷桩复合地基工法平面示意图

归纳起来, 2D 工法有下列优点, 并在软土地基处理工程中得到了推广应用^[8]:

- (1) 施工简单, 粉喷桩和排水板施工分别采用已有成熟设备和工艺, 易于推广;
- (2) 充分利用粉喷桩施工时的侧向压力, 通过排水板排水, 提高桩周土的强度;
- (3) 利用排水板的排水排气作用, 增强粉喷桩的搅拌均匀性和喷灰均匀性, 提高桩身强度;
- (4) 利用粉喷桩施工时的扩张作用, 产生劈裂, 增大桩周土的渗透性, 加快复合地基强度的提高;
- (5) 由于排水板的排水排气作用, 可使粉喷桩有效施工深度加大至 20 m 以上;
- (6) 由于桩身和桩周土强度的提高, 可较大幅度加大粉喷桩间距, 可节省工程投资 30% 左右。

4 气压劈裂真空预压法

4.1 技术原理

真空预压法是一种广泛使用的软基处理技术, 它通过抽真空装置将密封膜下土体中的空气和水抽出, 使土体得以排水固结, 同时提高土体强度, 达到加固的目的。大量工程实践表明, 真空预压法具有造价低、易施工、加固效果明显等优势, 已在公路、港口、水利等工程中得到大规模应用, 取得了良好的经济效益和社会效益。但是传统的真空预压法存在排水固结时间长、真空荷载沿深度快速衰减、加固深度有限等问题。作者提出了利用气压劈裂联合真空预压法加固软土地基的新技术(以下简称劈裂真空法)。该新技术在传统真空预压技术的基础上, 增加一套气压劈裂系统(图8)。即在地表施加真空荷载的同时, 还在土体内部间歇性施加高压气体, 当高压气体压力超过某一临界值以后, 土体发生劈裂产生裂隙, 这些裂隙与塑料排水板组成排水导气网络, 一方面可提高深部土体的渗透性、加速深部超静孔压的消散, 加快土体固结, 以缩短预压时间和有效控制工后沉降; 另一方面可以减少排水板的淤堵效应, 提高真空荷载向深层土体的传递效率, 有效克服真空荷载随深度快速衰减的局限性, 提高加固深度, 以达到经济、高效加固深厚软土地基之目的。

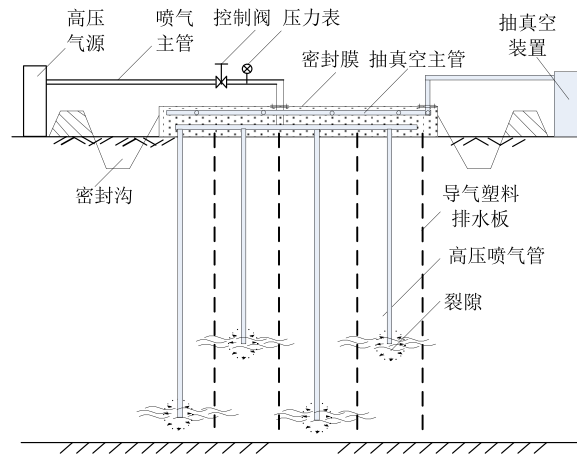


图8 气压劈裂真空法预压加固软土原理示意图

劈裂真空法的主要技术优势有^[19]:

(1) 较传统真空预压法, 劈裂真空法中由气压劈裂裂隙和塑料排水板组成的排水导气网络可以提高土体宏观渗透系数, 从而提高软土地基的固结速率, 加速地基沉降, 减少工后沉降; 该技术可缩短软基处理工期近 30%;

(2) 排水导气网络还可以提高真空荷载向深层地基的传递效率, 提高深层软土的加固效果, 有效拓展真空预压法技术的有效加固深度。工程实践表明, 气压劈裂真空预压法的有效加固深度可达 30m 以上。

4.2 劈裂真空法应用实例

结合江苏省江海高速公路地基处理工程, 在 CK0+810~CK0+887 段进行了现场试验研究。根据现场勘察, 该段位于里下河沼积平原。场地地层自上而下分述如下:

- ①层为素填土, 灰色, 松散, 含较多植物根系, 层底埋深为 0.7~1.2m。
- ②-1 层为粉质黏土, 灰色, 软塑, 中等压缩性, 含少量腐殖质, 层底埋深为 4.0~4.4m。
- ②-2 层为黏土, 灰色, 软塑, 高压缩性, 含少量腐殖质, 层底埋深为 6.5~7.0m。
- ③层为黏土, 灰色, 软塑-硬塑, 中等压缩性, 含少量灰兰色斑点, 层底埋深为 9.3~9.9m。
- ④层为粉质砂土, 灰兰灰色, 夹亚黏土薄层, 层底埋深为 11.4~12.5m。
- ⑤层为淤泥质黏土, 灰色, 流塑, 高孔隙比, 高压缩性, 含少量黑色有机质浸染, 层底埋深为 21~21.7m。

⑥层为黏土, 灰绿色-灰黄色, 硬塑, 中偏低压缩性, 含少量贝壳碎片及钙质结核, 核径约 20mm, 局部含少量有机质浸染, 未揭穿。

试验段土层②-2 和土层⑤为软土层, 含水量高、孔隙比大、高压缩性、粘粒含量高、强度低。其中⑤层软土位于地表下 12m~22m 左右, 其上覆有一层 2~3m 厚的粉质砂土, 根据沉降控制要求, 需对该层进行加固处理。

现场试验段分为两个试验区, CK0+810~CK0+849 段落采用劈裂真空法进行处理; CK0+849~CK0+887 为对比试验段, 采用常规的真空预压法处理。两试验区塑料排水板均

按梅花形布置, 间距为 1.2 m, 排水板打设深度为 23 m, 砂垫层厚度为 40 cm; 劈裂真空段中的喷气管按正三角形布置, 间距为 4.8 m, 打设深度分别为 14、16、18、20 m, 与塑料排水板嵌打; 在两试验段地表下粉砂层分布范围 8~14m 深度均打设了直径 500mm 的高压旋喷桩作为帷幕系统。

在两试验段各埋设了一组孔隙水压力计, 埋设深度分别为 4m, 8m, 12m, 14m, 16m, 18m 和 20m。2009 年 7 月 1 日至 2009 年 8 月 20 日期间测得的超静孔隙水压力如图 9 所示。

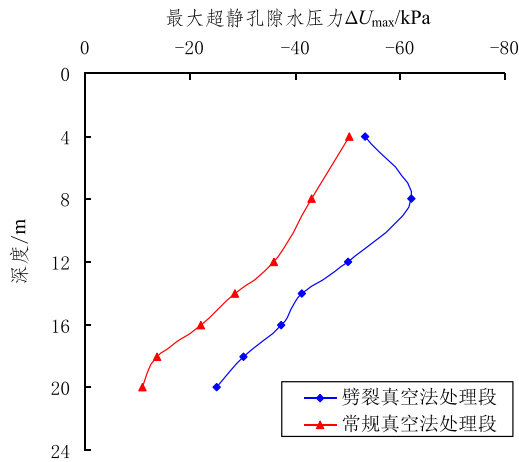


图 9 真空荷载沿深部传递效果

加固区沉降随时间变化如图 10 所示。由图可知, 在整个加固期内, 劈裂真空段地表沉降均大于常规真空预压段; 在抽真空初期, 劈裂真空段地基沉降速率高达 25 mm/d, 而常规真空预压处理段地基沉降速率最高为 12 mm/d, 且加固前期劈裂真空区沉降速率大于常规真空预压区。

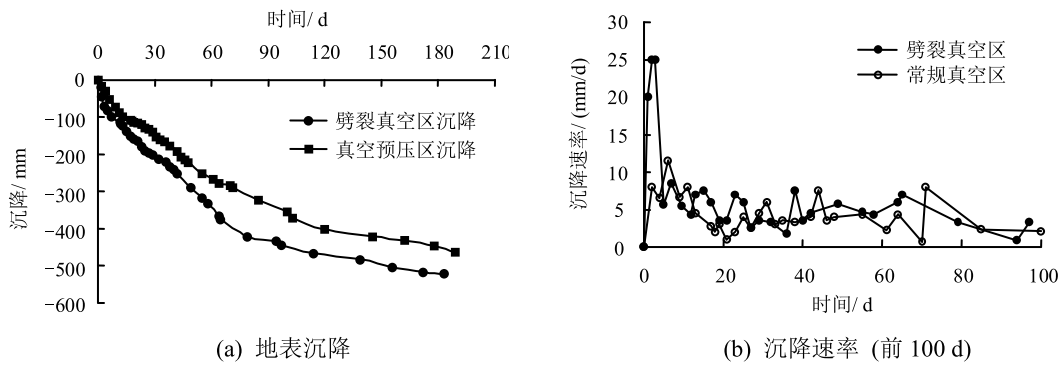


图 10 沉降和沉降速率随时间变化曲线

地基处理前后分别在劈裂真空区和常规真空区取样进行了静力触探试验和室内物理力学指标对比分析。图 11 可知: 劈裂真空区和常规真空区加固前的地基条件较为一致,

两个区域土体物理力学指标基本相同；加固前后土体的含水率、无侧限抗压强度等发生了较大的变化，总体而言，劈裂真空区土体的物理力学性质改善程度明显优于常规真空预压区，尤其是深部软土土层⑤表现更为明显。这说明劈裂真空法加固软土地基时，可以克服常规真空预压法加固深层软土时深层部位加固效果欠佳的局限性；改善深层软土的加固效果，提高真空预压的处理深度。

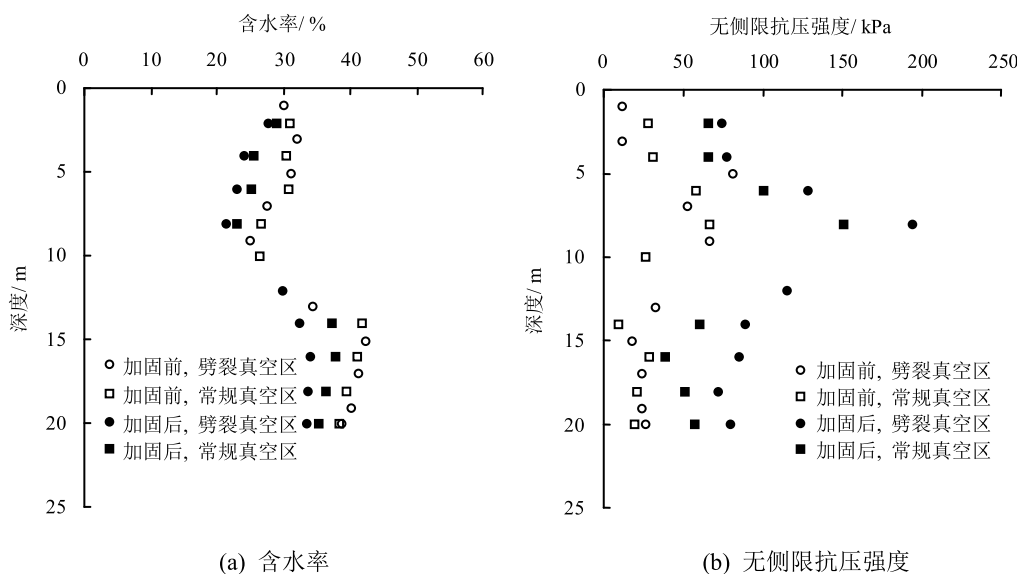


图 11 加固前后物理力学指标对比

5 展望

气压劈裂技术可以在土体中产生裂隙，增大其渗透性，跟排水板、砂井等结合能形成排水导气网路，可以衍生出一类新型地基处理技术。

本文介绍的排水粉喷桩复合地基技术（2D 工法）充分利用粉喷桩和排水固结法的优点，将二者有机地结合起来，充分利用粉喷桩施工时的气压，使粉喷桩周边土体发生排水固结，同时利用排水导气作用，提高粉喷桩喷灰顺畅性，从而提高桩身质量和处理深度，并有效地提高粉喷桩复合地基的强度；劈裂真空法可以加速地基固结，缩短真空预压时间，提高真空荷载向深层土体的传递效率，加大真空预压法的有效处理深度。工程应用表明，这些方法可以有效加固深厚软土，且施工方便、造价经济，具有广阔的工程应用前景。

在环境岩土工程领域，将高压气体注入污染土中，以增加土体中的裂隙，改善其渗透性，通过气压劈裂法和其它污染物清除方法（如气提法、生物法等）的结合，加速污染土的修复速度，提高加固效果，同样具有推广应用前景。

此外，气压劈裂原理还可跟其他方法结合，如疏干井排水法加固吹填土地基、基坑降水等，可以大大提高疏干井排水效率和处理深度。

参考文献:

- [1] King T C. Mechanism of Pneumatic fracturing[D]: New Jersey Institute of Technology, 1993.
- [2] Suthersan S S. Remediation engineering: design concepts[M]. Boca Raton: CRC Press LLC, 1999. 238-239.
- [3] Nautiyal D. Fluid flow modeling for pneumatically fractured formations[D]: New Jersey Institute of Technology, 1994.
- [4] Yuan Ding, John R Schuring, Paul C Chan. Engineering solution for predicting contaminant removal by pneumatic fracturing[J]. Practice Periodical of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste Management, 1999, 3(3): 101-106.
- [5] Yuan Ding, John R Schuring, Paul C Chan. Engineering reliability assessment of contaminant removal by pneumatic fracturing[J]. Practice Periodical of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste Management, 2000, 4(1): 24-29.
- [6] Puppala S. Pneumatic fracture propagation and particulate transport in geologic formations[D]: [PhD thesis]. New Jersey Institute of Technology, 1998.
- [7] Miura N, Shen S L, Koga K, Nakamura R. Strengthen change of the clay in the vicinity of soil cement column[J]. Journal of Geotechnical Engineering, Japanese Society of Civil Engineers, 1998, 596(III-43): 209-221.
- [8] Shen S L. Soil fracturing of the surrounding clay during deep mixing column installation[J]. Soil and Foundation, Japanese Geotechnical Society, 1999, 39(5): 13-22.
- [9] Johansson A W. Observation of pore pressure and soil movements during lime column installation[A]. In: Bredenberg H, Holm G, Broms B B, eds. Dry Mix Method for Deep Soil Stabilization[C]. Stockholm: 1999. 252-258.
- [10] Vriend C, Kort J C M, Colmorgen E. Soil improvement at the Botlek Railway Tunnel Project Rotterdam[A]. In: Hanson J L, Termaat R J, eds. Soft Ground Technology[C]. ASCE GSP No.112, 2001: 472-483.
- [11] Larsson S, Stille H, Olsson L. On horizontal variability in lime-cement columns in deep mixing[J]. Géotechnique, 2005, 55(1): 33-44.
- [12] 吴燕开. 排水粉喷桩(2D工法)加固软土地基原理与应用研究[D]: 南京: 东南大学, 2005.
- [13] 沈水龙, 蔡丰锡, 顾伟华. 有明黏土中搅拌桩施工时的孔隙水压力[J]. 岩土力学, 2006, 27(4): 648-652.
- [14] Alfaro M C, Wong R C K. Laboratory studies on fracturing of low-permeability soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, 38(2): 303-315.
- [15] Mitchell J K, Soga K. Fundamentals of soil behavior[M]. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, 2005. 510-512.
- [16] Soga K, Au S K A, Bolton M D. Effect of injection rate on the clay-grout behaviour for compensation grouting[A]. In: Johnsen L F, Bruce D A, Byle M J, eds. Third International Conference on Grouting and Ground Treatment[C]. ASCE GSP, No.120, 2003, 845-856.
- [17] Suthersan S S. Remediation engineering: design concepts[M]. Boca Raton: CRC Press LLC, 1999. 238-239.
- [18] 刘松玉, 杜广印, 洪振舜, 吴燕开. 排水粉喷桩加固软土地基(2D工法)的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(8): 869-875.

[19] 刘松玉, 韩文君, 章定文, 杜广印. 劈裂真空法加固软土地基试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(4): 591-599.

New technologies based on pneumatic fracturing theory for soft soil improvement

LIU Song-yu, ZHANG Ding-wen

Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China

Abstract: Pneumatic fracturing is the process of generation or extension of fractures by injecting high pressure air into soils. Its principle, fracturing mechanism and criterion are introduced in this paper. Based on this principle, two remarkable soil improvement technologies were developed by the authors. one is the dry deep mixing combined with vertical drain system(2D), another is the vacuum preloading combined with pneumatic fracturing (VPF) . It is shown from the pilot projects that these two technologies are effective, economical, promising methods for deep soft ground improvement .

Key words: pneumatic fracturing; vacuum preloading; dry deep mixing; soft soil improvement



电动土工合成材料在水力工程中的应用

(第一部分)

Electrokinetic geosynthetics in hydraulic applications

作者: Colin J.F.P. Jones¹, John Lamont-Black¹, Stephanie Glendinning², 选自 *Geotextiles and Geomembranes*, 2011, 29: 381-390.

(1. 电动科技有限公司, Drummond 大楼, 纽卡斯尔大学. 泰恩河, NE1 7RU, 英国; 2. 纽卡斯尔大学, Drummond 大楼, 泰恩河, NE1 7RU, 英国)

译: 陶燕丽 校: 周建

摘要: 土工合成材料使用中大多承担被动角色, 除发挥基本功能之外, 若能主动激发所在土体发生生物、化学或者物理变化, 将能推广其工程应用。通过将电渗、电泳以及电解等电动现象与传统土工合成材料所具有的排水、过滤、围堵以及加固等功能相结合, 制成电动土工合成材料 (EKG) 可使其发挥主动作用。电动土工合成材料可由机织织物、无纺布、针织织物、挤出或层积材料单独制成, 也可由其中的两种或多种联合组成, 具有 2D 和 3D 两种结构形式。

EKG 多用于水力工程或与之相关的领域, 具体细分的话有土木工程、采矿业和水利工程。本文详细介绍了电动土工合成材料的概念和应用, 还给出了几个工程实例。

关键词: 电动土工合成材料; EKG 材料; 加固土坡; 水力应用

1 引言

土工合成材料使用中大多承担被动角色, 如用作土工屏障隔断液体流过; 用作增强体提供抗拉强度, 但仅在产生初始应变后才具有抗拉强度; 用作排水板可提供排水通道, 但不会促进水体流动。除了这些基本功能, 土工合成材料若能主动地引起所在土体的生物、化学或者物理变化, 将能促进其工程应用, 将传统土工合成材料与电渗、电泳以及电解等电动现象结合, 形成电动土工合成材料 (EKG) 就是其中之一 (Nettleton et al., 1998; Hamir et al., 2001)。

电动土工合成材料 (EKG) 是一项平台技术, 集合了多种材料, 可实现对土壤、淤泥、尾矿以及堆肥的排水、加固和改良等不同作用。已有文献也报道了其在多种行业中的应用, 如水资源、采矿业、土木环境工程、食品以及体育等。表 1 列出了 EKG 技术的主要组成部分, 表 2 给出了更进一步的说明。

由表 1 可知, 电动和土工合成材料共有 14 项作用。不同作用的结合会形成具有不同

性能的 EKG 材料，可基于以下几点对其进行选择和控制：

- (1) EKG 的材料组成和设置；
- (2) EKG 的力学和化学设计；
- (3) EKG 的电控制和操作；
- (4) EKG 相关边界条件的管理。

表 1 工程应用中 EKG 的功能

| | 作用 | 效应 |
|------|--------|-----------------------|
| 电动作用 | 1 电渗 | 水流 孔压变化 体积变化 |
| | 2 电泳 | 土颗粒移动 土颗粒定向排列 |
| | 3 离子迁移 | 溶质移动 |
| | 4 电解水 | 生成氧气 生成氢气 pH 变化 |
| | 5 发热 | 焦耳热（电极） 电阻发热（土壤） |
| | 6 氧化反应 | 土壤黏结 土壤塑性降低 |
| | 7 还原反应 | 金属离子的电解冶炼 生成氨气 |
| 土工作用 | 1 排水 | 水流 生成气体 |
| | 2 加固 | 抗拉强度 面内刚度 |
| | 3 过滤 | 防止土体随水排出 |
| | 4 分离 | 加固同时防止土水混合 |
| | 5 围堵 | 机械围堵 |
| | 6 薄膜作用 | 阻碍水流（对水流有围堵作用） |
| | 7 吸附 | 得到溶液或溶解物 |

2 电动现象

传统的土工合成材料和工业纺织品被广泛用于土木、矿业、环境和废水处理等行业，其作用主要有排水、加固、防渗、分离、围堵、密封和吸附，这些功能的实现或多或少都

会受到水流速度的影响或限制。

水流一般由水头差引起，材料的渗透性决定了流速，渗透性又与材料颗粒大小直接相关。粗颗粒材料，如砂土和砂砾土，往往水力渗透性较高，而细颗粒材料，如粉土、粘土或淤泥，水力渗透性较低。那么，对于粉土和粘土等材料，水就难以流进、流出或在其中流动。不同行业中需要控制材料中的含水量或水流以满足其对强度、体积以及液相含量，如污染物或细菌含量等要求。

电动是水和带电颗粒在电势作用下移动的现象。通过在电极上施加电势将直接引起下列效应：发热，水的电解以及其它电化学反应。如图1所示，直流电压作用下，电渗水从阳极流向阴极。若将积聚在阴极的水不断排出，材料的强度势必提高(对基础工程有帮助)，体积也会减少(对固体废物处理有帮助)。除此以外，其它过程还包括(表2)：

- (1) 正负离子的移动(土壤改良或去污)；
- (2) 水中颗粒的移动(如清除病菌)；
- (3) 阳极反应产生氧气(肥堆和体育场草坪修整)；
- (4) 阴极氨的转化(污水处理减少氮含量)；
- (5) PH的变化(调节足球场草坪的过度酸化)；
- (6) 氧化反应或土壤的电化学加固(边坡稳定)。

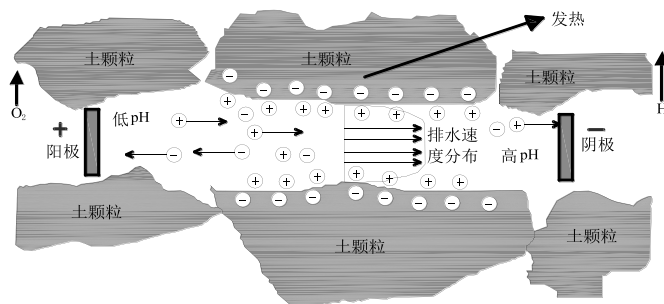


图1 土壤中电渗作用示意图

表2 主要电动作用的关键参数及其影响

| 电动作用 | 参数 | 效应 | 可能应用 |
|------|-----------------------------|----------|----------------|
| 电渗 | 水流速度 $Q=K_e V/LA$ | 排水量和含水量 | 促进细粒介质中水体流动 |
| | 孔隙水压 $u=(K_e/K_f)V/L$ | 固结或解压 | 促进可压缩介质发生固结 |
| 电解 | $\Delta pH=f(U/A)$ | 酸性或碱性变化 | 可实现对 pH 的控制 |
| | $\Delta[O_2], [H_2]=f(U/A)$ | 氧化作用 | 促进土壤微生物的生长 |
| 电动加固 | f pH; CEC; 电极构成 | 土壤或废料的硬化 | 土坡和尾矿的加固 |
| 焦耳热 | $f=I^2R$, 热传导系数 (Ts) | 发热 | 提高化学反应速率和微生物活性 |

电渗是 EKG 所能引起的最为有效的电动过程，这是因为电势的作用克服了细粒、低渗透性材料(粉土和粘土等)水力流速很低且有时近乎为零的不足之处。由图 2 可以看出，水力渗透性与颗粒大小息息相关，而电渗渗透性与其相关性并不明显，这也表明对于细粒材料电渗流速可达水力流速的 100~10000 倍。由于材料的强度、体积以及污染物或营养物的移动与含水量直接相关，其水分的有效运移能力就尤为重要。另外，还需指出的是图 2 仅为原理图，电渗流还有众多影响因素 (Jones, 2008)。

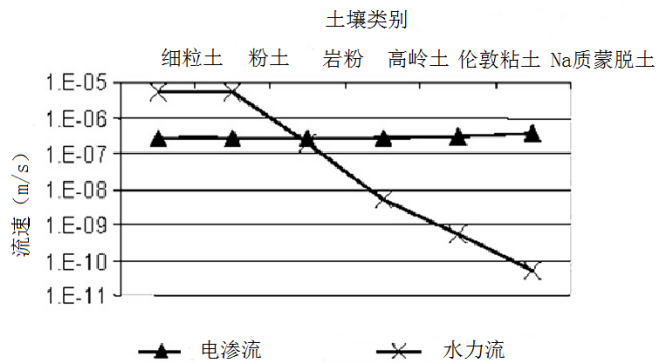


图 2 电渗流速和水力流速比较

2.1 电渗流

对于具有合理电渗透系数 K_e 的介质，在有效的电势梯度作用下就会产生电渗流。很多材料中，如粘土中，固体颗粒表面由于晶格内部缺陷以及替换作用 (如 Al^{3+} 替换 Si^{4+} 或 Ca^{2+} 替换 Al^{3+}) 而具有负电性。孔隙水中既有正电荷也有负电荷，其中正电荷与周围水分子被颗粒表面负电荷吸引向其聚集，形成边界层，边界层又由内固定层 (Stern 层) 和外活动层组成，各层交界面的电势差即为动电电势 (如图 3 所示)。

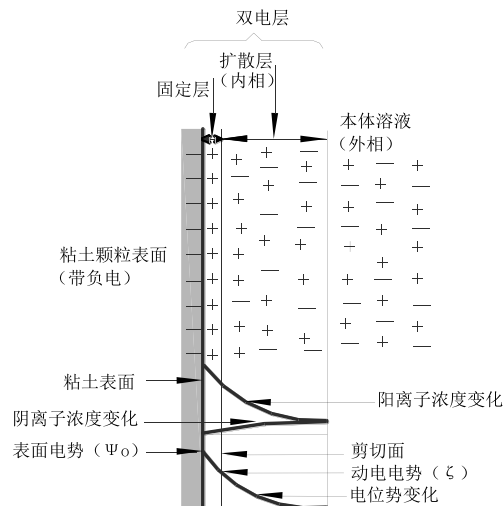


图 3 土水界面双电层结构概念图

描述电渗现象最广泛的是 Helmholtz-Schmoluchowski 理论 (Smoluchowski, 1914)。Helmholtz-Schmoluchowski 理论认为, 在电势梯度作用下 Stern 层表面产生静电力并使得正离子拖拽周围水分子向阴极移动。边界层中水的流动又会带动孔隙中水分子移动, 水流速度大小取决于水流引起的电动力与阻碍水流运动的摩擦力的平衡 (Shang, 1997)。

边界层水流是电渗流的基本组成部分, 一般发生在具有合适 K_e 值的介质中, 但 K_e 值和上述的电动电势都无法通过标准实验测定, 需借助其它参数进行估算。另外, 仅当电渗流大于水力流时, 也即 $Q_h < Q_e$, 电渗流才会被观察到。若 $Q_h > Q_e$, 理论上电渗流将被水力流中和, 除非阳极和阴极都有自由水流, 也就是说不存在水头差。电渗流 Q_e 的公式为:

$$Q_e = K_e V / LA \quad (1)$$

其中: $K_e = n \varepsilon_w \zeta / u$, n 为孔隙比, ε_w 为水的介电常数 (F/m), ζ 为动电电势 (V), u 为粘度 (Ns/m²)。

由此可见, 面积一定时 Q_e 会随着电势梯度和 K_e 值的增大而增大。表 3 也给出了已有文献中典型土壤的 K_e 值。

表 3 K_e 值 (Mitchell, 1993)

| 材料 | 含水量/% | $K_e \times 10^{-9} / \text{m}^2 / \text{sV}$ | 土壤渗透系数/m/s |
|----------------------|-------|---|---------------------------|
| London 粘土 | 52.3 | 5.8 | 10^{-10} |
| Boston 蓝粘土 | 50.8 | 5.1 | 10^{-10} |
| 高岭土 | 67.7 | 5.7 | 10^{-9} |
| 粘质粉土 | 31.7 | 5.0 | 10^{-8} |
| 岩粉 | 27.2 | 4.5 | 10^{-9} |
| 云母粉 | 49.7 | 6.9 | 10^{-7} |
| 细粒砂 | 26.0 | 4.1 | 10^{-6} |
| 石英粉 | 26.5 | 4.3 | 10^{-6} |
| 类流粘土 | 31.0 | 2.0-2.5 | 2.0×10^{-10} |
| Bootlegger 河湾粘土 | 30.0 | 2.4-5.0 | 2.0×10^{-10} |
| 粉质粘土, West Branch 大坝 | 32.0 | 3.0-6.0 | $1.2-6.5 \times 10^{-10}$ |

2.2 电渗效率

电渗效率被定义为单位电量转移的水分多少, 与 K_e 值 (以及影响 K_e 的因素) 成正比, 与导电率 σ (以及影响 σ 的因素) 成反比。从矿物学角度分析对电渗有益的因素有: 含水量 w_c 高; 阳离子交换量 (CEC) 低的粘土矿物; 低阶交换阳离子; 表面电荷密度和表面积均较高; 低含盐量; PH 高且单位体积孔隙对应的表面电荷密度低。

当粘土的矿物组分无法获悉时, 可借助颗分曲线估算其组分。还需指出的是, 有文献报道电渗流并不仅仅发生在粘土中, 还可存在于石英粉、岩粉、赭石和铝盐污泥以及包含

腐殖的、厌氧的、具有活性的初沉淤泥中。电渗过程中，最关键的影响因素为粘土颗粒表面负电荷和孔隙水含盐量，含盐量高会压缩双电层，使之厚度变薄，进而导致表面电荷活性降低。

中国学者 (Zhuang & Wang, 2007) 通过研究指出电极的电导率比土壤小得多时，电渗能耗主要受电极电导率影响，且界面电阻与电极和土壤导电面积的比值成反比。

2.3 成本耗费

降低电渗成本是研发 EKG 技术的初衷。除此之外，电动法的应用还可能涉及到其它工法，其总成本包括运输和处理费用，后者在电动法处理污泥和尾矿中多有介绍 (McLaughlin, 2005; Huntley et al., 2006)。

3 EKG 材料的发展

图 4 给出了已有或在研的 EKG 的功能组成。从图 4 可以看出，已有 EKG 材料均是由电渗、电阻发热、离子迁移等电动效应以及排水、渗滤和加固等土工作用组成。



图 4 用于泥浆或污泥脱水以及开凿或斜坡加固的 EKG 电极

常规土工膜可由机织织物、无纺布、针织织物、挤出或层积材料单独制成，也可由其中的两种或多种联合组成，具有 2D 和 3D 两种结构形式。电动土工膜由可导电的机织织物、编织物、针织物以及挤出或层积材料制成，其结构形式沿用常规土工膜。

所有的电动材料首先需满足设计功能要求，EKG 材料也不例外。尤其是在水力应用中，某些 EKG 材料开始时发挥短暂的主动作用，随后才发挥长期的被动作用，这就要求材料能满足这些要求，特别是保证主动和被动作用的服役年限。属于此类的 EKG 有 eSN、sFCB 和 ePDs (如表 4 所示)。

图 4~6 为某些具有水力作用的 EKG 示意图。

表 4 已有含电动和土工作用的 EKG 材料

| EKG 作用 | EKG 类型 | G | | | | | |
|--------|--------|--------|--------|------|--------------------|------|--|
| | | 土工作用 | | | | | |
| | | 排水 | 加固 | 渗滤 | 分离 | 围堵 | |
| 电动作用 | 电渗 | ePVD | REKG | ePVD | eMat | eFCP | |
| | | eMat | eSN | REKG | | | |
| | | eStrip | eMat | ePD | | | |
| | | Rekg | | eFDC | | | |
| | | ePD | | eBFP | | | |
| | | eFDC | | ePFP | | | |
| | | eBFP | | | | | |
| | | ePFP | | | | | |
| | | eFCP | | | | | |
| | | eBFP | | ePVD | | | |
| | | 离子迁移 | ePVD | eSN | ePVD,eBFP, ePFP | | |
| | | 电解水 | eMat | | | eMat | |
| | | | eStrip | | | | |
| | | 加热 | eMat | | eMat | eMat | |
| | eStrip | | | | | | |
| 氧化反应 | ePVD | eSN | | | | | |
| 还原反应 | eBFP | | eBFP | | eFCP | | |



图 5 EKG 滤布和 EK 排水袋



图6 用于体育场草坪整修或农业的EKG电极

(未完待续)

简讯

第二届全国岩土本构理论研讨会

2008年11月中国力学学会岩土力学专业委员会和中国土木工程学会土力学及岩土工程分会联合在北京召开了第一届全国岩土本构理论研讨会,有力地推动了我国的岩土本构理论研究。鉴于第一届全国岩土本构理论研讨会已有五年和近年我国不少学者在岩土材料的本构理论及其应用方面有许多创新性研究成果,专业委员会决定于2014年5月在上海大学召开第二届全国岩土本构理论研讨会。

征文范围: 岩土材料的本构理论及其应用、岩土材料的力学特性、岩土材料的力学特性测定方法

主办单位: 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会土的本构关系及强度理论专业委员会、中国力学学会岩土力学专业委员会

承办单位: 上海大学

协办单位: 同济大学、上海交通大学、北京航空航天大学、北京工业大学、上海理工大学

会议时间: 2014年5月23~25日(周末)

会议地点: 上海市(上海大学宝山校区)

论文截稿日期: 2014年2月30日; 论文格式按照《岩土力学》。

联系方式: 通信地址: 上海市闸北区延长路149号上海大学土木工程系 邮编: 200072;

联系人: 孙文静 021-56331676(O), 18049963719; 秦爱芳 13701657961

E-mail: wjsun@shu.edu.cn(孙文静, 投稿邮箱) qinaifang@shu.edu.cn(秦爱芳)