

目 次

论 文

门式水泥搅拌墙处理桥头跳车新技术的研究应用.....  
..... 唐晓武, 牛犇, 姚远, 申昊, 甘鹏路 (3)

强夯法处理吹填细砂地基试验研究.....侯华梁 (15)

强夯法处理天津港地区杂填土地基.....朱福明, 郭林坪, 闫澍旺 (22)

水泥浆固结强度的研究.....李连营, 丁月双, 张学飞 (32)

砂砾石层灌浆室内模型试验研究.....秦鹏飞 (40)

宜州市拉稿大桥 4#墩桩底基础溶洞灌浆加固处理.....  
.....韦兴标, 李月玲, 欧阳富, 刘跃荫 (46)

地基处理新技术

微生物技术在地基处理中的应用研究.....刘松玉, 曾玲玲 (53)

译 文

电动土工合成材料在水力工程中的应用(二).....陶艳丽 译;周建 校(63)

# 门式水泥搅拌墙处理桥头跳车新技术的研究应用

唐晓武<sup>1</sup>, 牛犇<sup>1</sup>, 姚远<sup>2</sup>, 申昊<sup>3</sup>, 甘鹏路<sup>1</sup>

(1.浙江大学滨海与城市岩土工程研究中心, 杭州 310058; 2. 浙江公路技师学院, 杭州 310023; 3. Laboratory of Geotechnics, Ghent University, Belgium 9052)

**摘要:** 桥头跳车现象缩短了交通工具的使用寿命, 影响交通安全, 降低行驶舒适度, 长期已成为国际公认的公路交通技术难题。目前桥头跳车问题的防治措施主要是通过提高路堤和地基的刚度, 以减小最终沉降量为第一控制目标, 但因费用昂贵, 在工程应用中受到很大限制。国内外对桥头跳车的修复方法主要是加铺沥青混凝土, 更换填料等。这些修复方法能暂时满足沉降差要求, 但由于修复材料比重较大, 随着一次又一次地修复, 导致地基沉降也越来越大。本文提出了一种利用门式水泥搅拌墙处理桥头跳车问题的新技术, 通过搅拌墙达到延缓固结时间和提供部分侧向支撑, 利用门式构造使沉降平滑过渡, 同时具有施工简单、造价低廉特点, 为桥头跳车问题的解决提供了一种有效可行的工法。

**关键词:** 门式水泥搅拌墙; 桥头跳车; 延缓固结; 沉降

## 1 背景意义

目前我国沿海地区高速公路网密集, 地质条件除山东部分地段外, 大部分海岸线为淤泥质海岸。因此, 沿海特别是大江、大河河口附近多为河相、海相或泻湖相沉积层, 在地质上属第四纪全新纪  $Q_4$  土层, 多属于饱和正常压密黏土<sup>[1]</sup>。土的类别多为淤泥、淤泥质黏土, 这类地基具有高含水量、大孔隙、低密度、低强度、高压缩性、低透水性、具有一定灵敏度等特点, 导致压缩量大, 排水固结缓慢, 地基稳定性差。在软黏土地基上建造建(构)筑物普遍存在稳定及变形等问题, 高速公路也不例外, 但高速公路有其自身的特点。一般路堤高度不高, 约 3~4 米, 稳定问题不突出, 但对沉降要求特别高, 根据公路路基设计规范 (JTG D30-2004) 对高速公路桥梁、通道、涵洞等构筑物与路堤相接处的工后沉降规定, 见表 1:

表 1 桥梁、通道、涵洞等构筑物与路堤相接处的工后沉降规定<sup>[1]</sup>

道路等级	工程位置		
	桥台与路堤相邻处	涵洞或箱型通道处	一般路段
高速公路	≤ 0.10 m	≤ 0.20 m	≤ 0.30 m

收稿日期: 2014 年 1 月

工后沉降主要由两部分组成：一是原路面以上填筑路堤的沉陷，由于路堤在施工过程中已经过压实，路堤沉降主要是由于车辆超载引起，路面车轮行驶位置沉陷较深，在横断面上形成不均匀沉降，这种不均匀沉降主要影响行车的舒适性，对安全性影响不大，并且主要通过路面处理来加以改善，不在本文研究之列。二是原路面以下路基的沉降。由于桥台下为桩基础，直接打至持力层，所以工后沉降可近似地看成零，而路面由于会产生较大的工后沉降，导致桥台与桥背填土之间会产生一定沉降差，桥头跳车问题由此而来。桥头跳车危害很大，它制约了公路快速、舒适、安全整体功能的发挥，甚至导致车毁人亡等重大交通事故。

目前当桥台路堤高差达 10cm 以后主要采用填筑重度较高的沥青混凝土填料来解决，然而新增荷载又会增加新的沉降。此外常见的方法还有：在路桥搭接处设置搭板，以使路桥过渡段的平顺过度，但长期使用后搭板容易与下部地基脱离，发生脱空现象，桥头搭板出现破坏<sup>[1]</sup>；在接近桥头处铺设土工格栅，土工格栅有着良好的抗变形能力，可减少桥背填土的沉降使路桥差异沉降缓慢过渡<sup>[1]</sup>；为增加地基整体刚度及承载力，通常采用打桩的方法对天然地基土体进行加固，如沈水龙等<sup>[1]</sup>采用的变桩长 CA 工法，但由于水泥搅拌桩为满堂打设，建设经济性得不到保证。

针对目前实际高速公路沉降情况，克服现有技术不足，本文提出一种新型处理方式，即门式水泥搅拌墙，该方法可以控制沉降，延长维修年限的间隔，在一个大修周期内将沉降控制在 10cm 之内，既满足使用期的要求，又能节约维修成本，从而改变目前 1~3 年需要一大修的现状，使得维修周期能延长到 5~10 年，带来良好的社会效益。

## 2 实施原理

门式水泥搅拌墙处理方案的布置简图如图 1-3 所示，主要工法为在原有路堤的两侧和与桥头接壤的 II 形区域，打设门式水泥搅拌墙<sup>[1]</sup>。

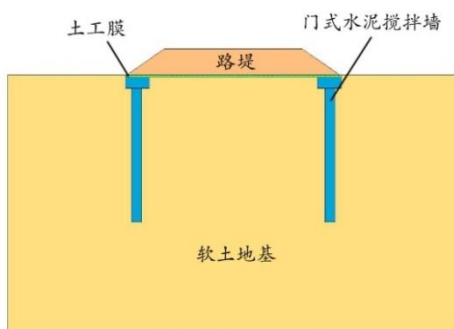


图 1 门式水泥搅拌墙横断面

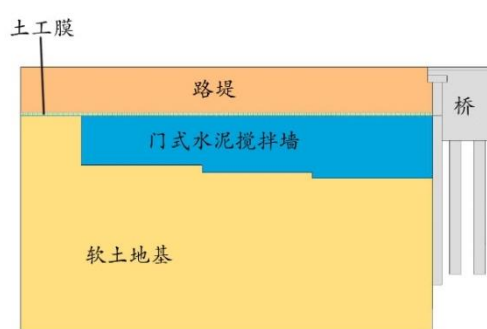


图 2 门式水泥搅拌墙纵断面

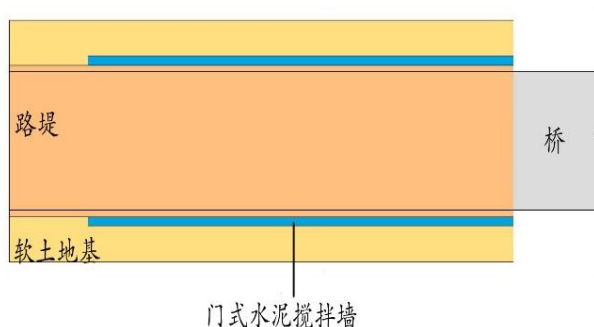


图 3 门式水泥搅拌墙平面图

门式水泥搅拌墙的布置主要有如下特点：

- (1) 在桥台两端的公路两侧打设连续水泥搅拌桩；
- (2) 水泥搅拌桩桩长按沿桥台越远水泥搅拌桩桩长分阶段逐步减小设计；
- (3) 在连续水泥搅拌桩之间的路基底部密封铺设土工膜。

其原理主要有下面三个方面：

(1) 延长了排水路径，延缓固结。通过设置水泥搅拌墙截断软基中孔隙水短距离的径向排水，使孔隙水只能绕水泥搅拌墙底部和远离桥台段排除，从而延长了排水路径，延缓固结，降低路基的沉降速率。

(2) 形成平缓过渡。在四个方向上限制了土体的水平和竖直渗流，导致桥台处沉降最小沿桥背方向逐渐加大，形成桥台路面沉降差的平缓过渡。

(3) 减少路基侧向水平位移。水泥搅拌墙相比周围的软土而言，能提供一定的侧向刚度，在一定深度内可以很好地减小侧向位移。在设计中可不计因侧向水平位移的减少导致竖向沉降的减少，但可作为安全储备。

### 3 施工设计方案

本文提出具有一定普遍意义的门式水泥搅拌墙设计施工方案：

(1) 在桥台两端公路的两侧打设连续水泥搅拌桩，对于地基为软土，设计桩长为 10~20m，桩径为 500~1000mm，相邻桩搭接长度为 100~500mm，单排或者多排打设；对于地基为非软土，设计桩长为 5~15m，桩径为 500~1000mm，相邻桩搭接长度为 100~500mm，单排或多排打；

(2) 水泥搅拌墙布置按照离桥台越远桩长分阶段逐步减小的方式进行打设，桩长逐步减小分为 2~5 个阶段，依次每个阶段桩长减小 1~3m；

(3) 在连续水泥搅拌墙之间路基底部密封铺设土工膜，土工膜材料选择聚乙烯或聚氯乙烯，土工膜厚度为 0.5~2mm。

图4为基于门式水泥搅拌墙处理桥头跳车方法的公路与桥台相邻处的平面图，图5为 A-A剖面，图6为B-B剖面图。图中1为桥台，2是第一水泥搅拌墙处理路段，3为第二水泥

搅拌墙处理路段，4为第三水泥搅拌墙处理路段，5是一般路段，6为路面，7为路基填料，8为土工膜，9为地基，10为桥台桩基础，11为门式水泥搅拌墙处理范围，12为门式水泥搅拌墙。

固结是土体在压力作用下，孔隙水逐渐排出，土体积逐渐减小的过程。一般的思路是通过缩短排水路径，加快固结速度，使沉降尽快完成。本发明与一般思路相反，通过公路两侧设置门式水泥搅拌墙12，与路基底部的水平防渗层8，以及桥台1，从四个方向限制了地基孔隙水的消散路径。孔隙水的消散只能绕过门式水泥搅拌墙底部排出或者向背离桥台方向排出，消散路径得到了极大地延长，有效地减缓了沉降的发展。

在桥台与路堤相邻处，工后5年沉降可控制在50~90mm，满足工后差异沉降100mm的要求。在大修时通过对路面的修补，又可以保证下一大修周期内高速公路桥头处的正常使用。

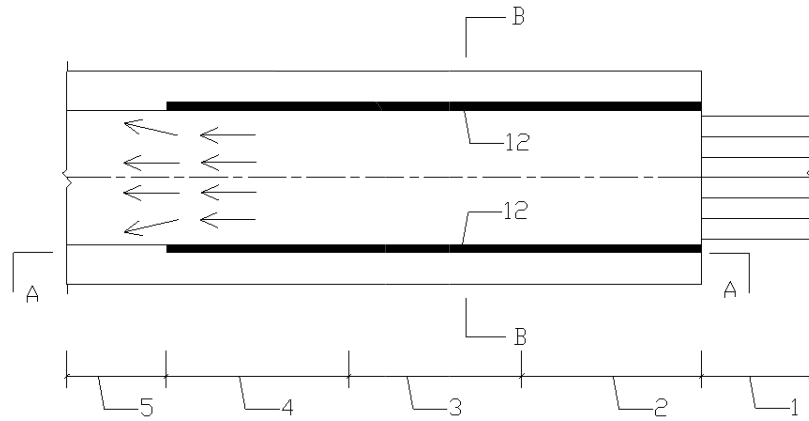


图4 门式水泥搅拌墙处理桥头跳车方法平面图

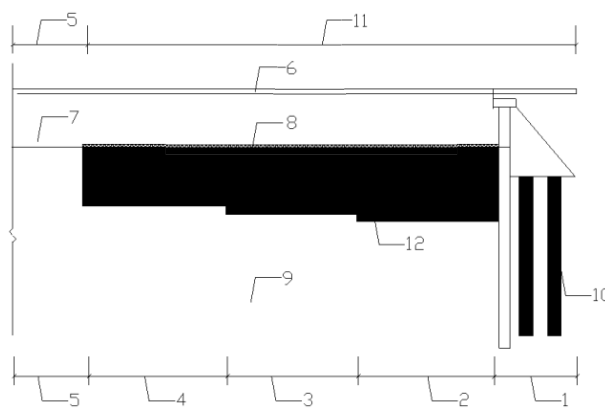


图5 门式水泥搅拌墙处理桥头跳车方法 A-A 剖面图

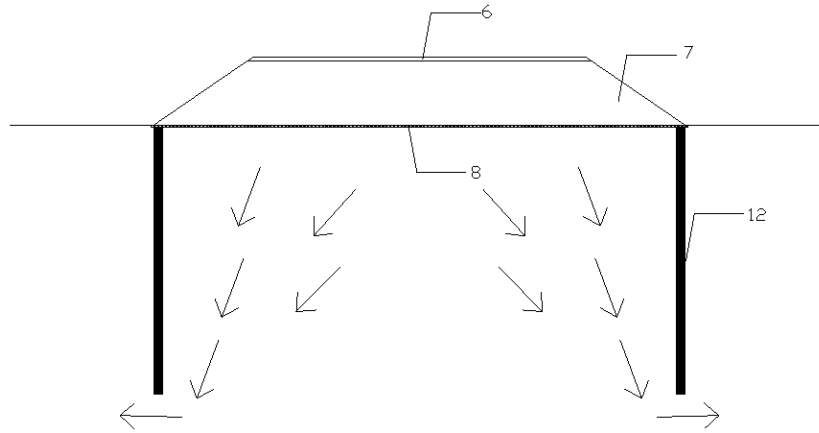


图 6 门式水泥搅拌墙处理桥头跳车方法 B-B 剖面图

## 4 依托工程实施方案

### 4.1 宁波象山港公路大桥及接线工程

宁波象山港公路大桥及接线工程是浙江省水路交通“十一五”期间规划建设的沿海高速公路(甬台温复线)和宁波市高速公路网的重要组成部分。路线起点位于鄞州区云龙镇,与宁波绕城高速公路云龙枢纽互通立交相接,向南经鄞州区栎斜、管江、里蔡,在横山码头和西泽码头西侧以桥梁方式跨越象山港,经象山县小蔚庄、大斜桥、黄避岙,过白墩港、桃湾、洋北,止于戴港,接规划中的浙江沿海高速公路(象山至台山段)。全长长 46.929 公里,其中,象山港公路大桥长 6.761 公里,北接线长 25.098 公里,南接线长 15.070 公里。全线在云龙、栎斜、管江、里蔡、黄避岙、戴港设置 6 处互通式立交。全线采用双向四车道高速公路标准建设,设计速度采用 100 公里/小时,路基宽度 26 米,象山港公路大桥宽度采用 25.5 米(不含布索区)。全线桥涵设计汽车荷载等级采用公路-I 级。技术指标按《公路工程技术标准》(JGT B01-2003)执行。

### 4.2 施工处情况

依托工程的施工单位为杭州交通工程集团有限公司,该公司具有建设部核准的公路工程施工总承包壹级资质,交通部核准的施工企业资质壹级等级。本次依托工程为宁波象山公路大桥及接线工程第 3 合同段管江互通立交 AK0+181.00 匝道桥,匝道桥的纵断面图如图 7 所示。匝道桥左接 71 省道,右接高速公路收费站。公路与匝道桥连接处地下土层主要有三种土层:粉质粘土层、细砂层、卵石层。

(1) 粉质粘土层:黄褐色,层状分布,摇振反应无,稍有光泽,干强度中等,韧性中等,可塑。该层分布基本连续,层厚大约为 2 米。

(2) 细砂层:黄、灰黄、灰色,主要成分为石英、长石、云母等,偶含少量角砾,混砾结构,局部含薄层粘土,稍湿,饱和,密实。该层分布连续,最大揭露厚度 12.5 米。

(3) 卵石层: 灰色, 中密, 饱和, 卵石含量 85%左右, 含少量漂石, 漂石最大粒径 40cm, 砂砾充填, 卵石及漂石成分以灰岩, 石英岩及石英砂为主, 磨圆度及分选性好。最大揭露厚度为 18.0m。

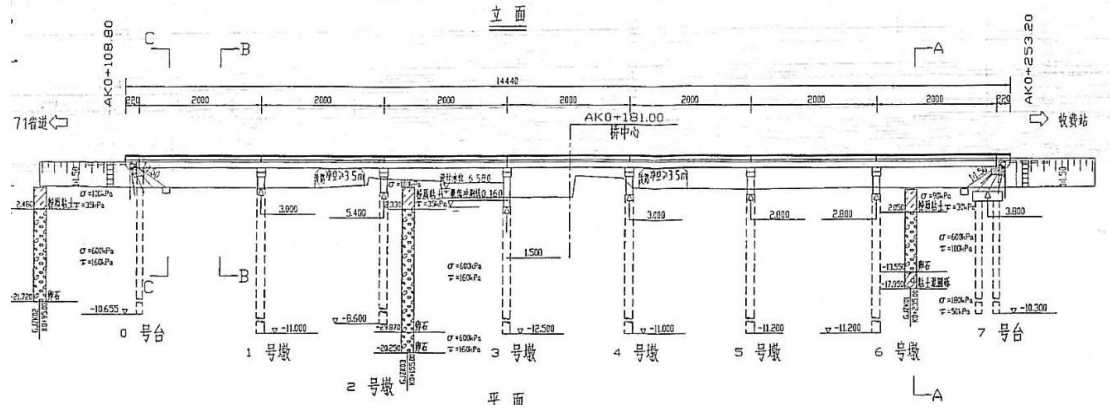


图 7 AK0+181.00 闸道桥纵断面图

根据地质勘察报告, 各土层代表性的土质参数如表 2 所示:

表 2 土质参数表

土层名称	重度 $\gamma/\text{kN/m}^3$	粘聚力 $c/\text{kPa}$	内摩擦角 $\varphi / ^\circ$	渗透系数/cm/s
粉质粘土层	18.8	44	11	5.0E-06
砂土层	18.1	9	33	6.0E-03
卵石层	18.9	6	29	6.0E-03

由于闸道桥桥墩打在持力层上, 桥台工后沉降十分小, 而收费站一侧路面因为没有采取处理措施, 在路堤堆载作用下会产生长期工后固结沉降, 出现桥头跳车现象, 因此有必要对路面 5 年内的固结沉降作出预测。

Terzaghi 固结方程的解答为:

$$u(z,t) = p \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{Mz}{H} e^{-M^2 T_v} \quad (1)$$

式中  $u$ ——地基任一时刻深度处的超静孔压, kPa 或 MPa;  $M = \frac{2m-1}{2} \pi$ ,  $m = 1, 2,$

$T_v$ ——时间因子, 与竖向固结系数、土层厚度和时间有关。

平均固结度可以表示为:

$$U = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (2)$$

当  $U \geq 30\%$ ，可在式 (2) 级数中仅取首项 ( $m=1$ ) 计算，即：

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} \quad (3)$$

地基的最终主固结变形 ( $t=\infty$ ) 为：

$$S_{c\infty} = \int_0^{H_s} \frac{\sigma_z}{E_s} dz \quad (4)$$

利用上述理论分别计算各土层的固结沉降值：

#### (1) 粉质粘土层

固结系数为： $c_v = 7.5 \times 10^6 \text{ cm}^2 / \text{年}$ ， $t=5$  年，时间因子为： $T_v = \frac{c_v t}{H^2} = \frac{7.5 \times 10^6 \times 5}{200^2} = 937.5$ ，

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} = 1 - 0.81 \times e^{-2313} = 1。$$

可以看到，5 年后粉质黏土层已经完全固结，其沉降量就是最终的主固结变形。由于路堤堆载高 5m，土体重度为  $20 \text{ kN/m}^3$ ，路面的附加应力为  $p_0 = 100 \text{ kPa}$

假设路基附加应力沿深度均布，因为粉质粘土层的压缩模量为  $10 \text{ MPa}$ ，该层土的最终固结沉降量为：

$$S_{c\infty} = \int_0^{H_s} \frac{\sigma_z}{E_s} dz = \frac{p_0 H}{E_s} = \frac{100 \times 2000}{10000} = 20 \text{ mm} \quad (5)$$

#### (2) 砂土层

由于砂土层渗透系数远大于粉质粘土层，其 5 年后固结度也为 100%，因为砂土层的压缩模量为  $8.6 \text{ MPa}$ ，其最终固结沉降量为：

$$S_{c\infty} = \int_0^{H_s} \frac{\sigma_z}{E_s} dz = \frac{p_0 H}{E_s} = \frac{100 \times 10500}{8600} = 122 \text{ mm} \quad (6)$$

#### (3) 卵石层

同砂土层，5 年后该层土体固结度达到 100%，由于卵石层的压缩模量为  $7.9 \text{ MPa}$ ，其最终固结沉降量为：

$$S_{c\infty} = \int_0^{H_s} \frac{\sigma_z}{E_s} dz = \frac{p_0 H}{E_s} = \frac{100 \times 5500}{7900} = 70 \text{ mm} \quad (7)$$

利用 Terzaghi 一维固结理论可以估算 18 米厚复合土层在上面填筑路堤后产生的沉降量。5 年后土层完全固结，地表沉降量达到  $20 \text{ mm} + 122 \text{ mm} + 70 \text{ mm} = 212 \text{ mm} = 21.2 \text{ cm}$ ，远大于规范中 5 年大修的界限值，需要采取本文提出的门式水泥搅拌墙进行处理。

### 4.3 门式水泥搅拌墙处理施工方案

AK0+181.00 闸道桥处平面图如图 8 所示，计划在 A 闸道桥与 B 闸道桥两处进行门式水泥搅拌墙处理，以减桥头跳车现象。



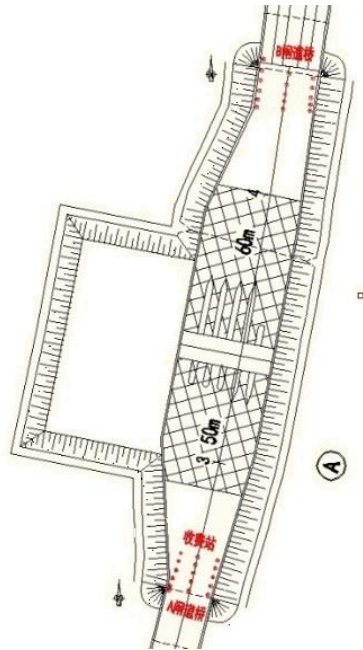


图 8 AK0+181.00 闸道桥处平面图

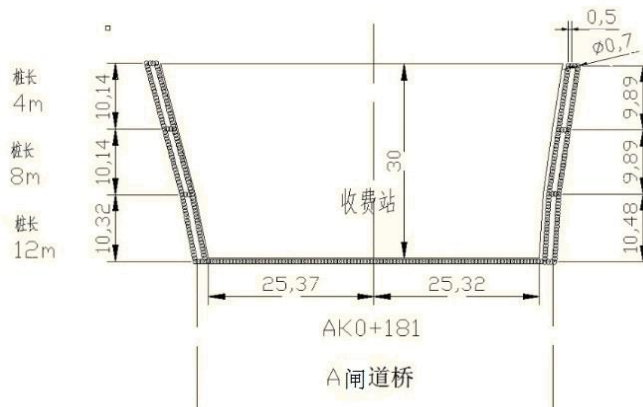


图 9 门式搅拌墙布置图

在匝道桥头与路面连接处布置施工门式搅拌墙，布置情况如图 10 所示。实际施工过程中，分别在 A 闸道桥与 B 闸道桥之间布设施工由高压旋喷桩构成的门式搅拌墙，并在施工结束后对桥头与路面的连接处进行后续监测，以探讨门式水泥搅拌墙的实际效果。

根据现场踏勘，原方案拟用的水泥搅拌桩实际操作难度较大，主要是搅拌桩设备较大（6m×4m）需要很大的工作面，开挖较为困难且对已成型的路基不利。建议采用设备较小的单重管旋喷桩工艺，其设备只有 1m×2m，施工较灵活。但工程造价要比搅拌桩高，因总工程量较小，总体造价增加也不是很多。打桩施工需要的必要条件：场地工作面要平整，

桩位上的石块等要挖除，水电具备。

(1) 单重管高压旋喷桩施工技术参数拟定为：

桩径：700mm，桩长 12m，桩间距 0.5m

高压浆：压力 20MPa，流量 80L/min

浆液水灰比：0.8~1.0

水泥掺入量：25%（土体密度取 1.8、 $\Phi 700$  桩 173kg/m）

提升速度：15cm~20cm/min

水泥强度等级：42.5MPa。

(2) 工程造价：

总工程量大约为 2000 米，其中水泥： $2000 \times 173 \times 550 = 19$  万；工费： $2000 \times 55 = 11$  万。

共计：30 万

#### 4.4 沉降观测情况

为了研究门式水泥搅拌墙处理桥头跳车的效果，分别在 A 闸道桥与收费站路面和 B 闸道桥与收费站路面分别布置了 3 列 16 个沉降监测点，每一列监测点间距为 2m，如图 10 所示。图 11 为工作人员正在布置监测点。

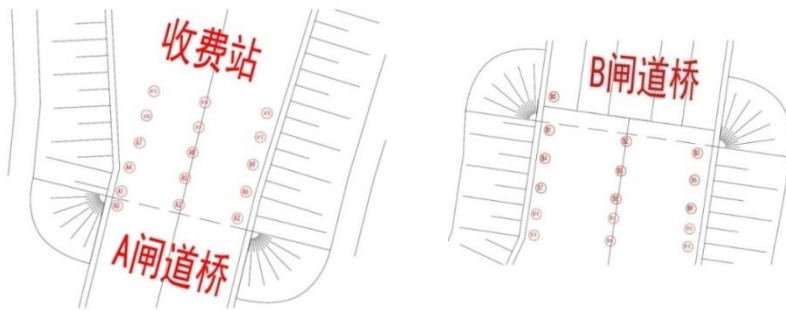


图 10 闸道桥监测点布置图



图 11 工作人员安装布置监测点

对桥头沉降的监测起始于2013年1月初,在竣工后30天内,每7天监测一次;200天内,每20天监测一次;200天后,每60天监测一次。监测点记录了地表累积沉降量,在大量监测数据中选取A闸道桥中轴线上5个监测点A2、A5、A8、A11、A14,B闸道桥中轴线上5个监测点B2、B5、B8、B11、B14,将监测的桥头沉降数据绘制成沉降-时间曲线,详见图12和14,其余各列测点反映的沉降规律与图示测点沉降规律类似。

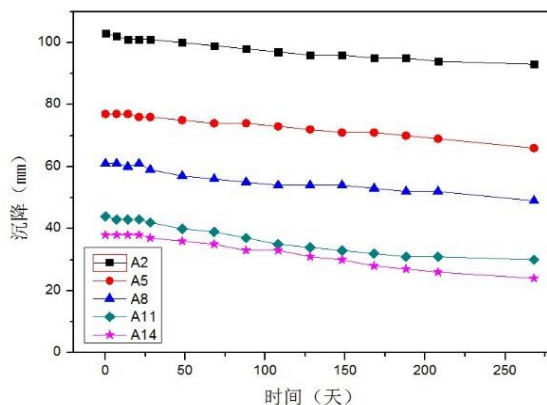


图12 A 闸道桥监测点沉降值随时间变化情况

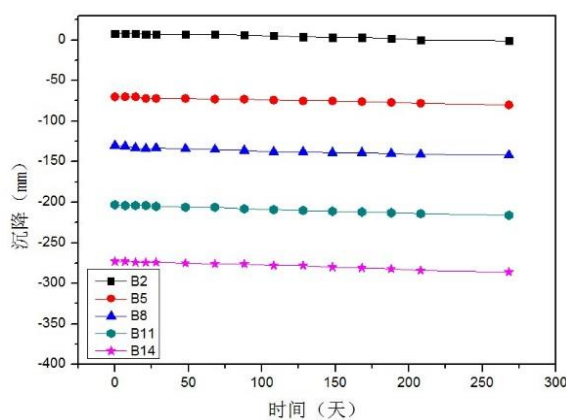


图13 B 闸道桥监测点沉降值随时间变化情况

图12和13中沉降-时间曲线反映了竣工后260多天的桥头沉降情况。从图12中可以看出,监测点A2、A5、A8、A11、A14在260天内总沉降值分别为1.0cm、1.1cm、1.2cm、1.4cm和1.4cm,其中靠近门式搅拌墙的监测点(A2)沉降量较小,距离门式搅拌墙较远的监测点(A14)沉降量较大。因此门式搅拌墙对其附近区域的沉降控制效果最好,路面沉降得到了平缓的过渡。图13中,监测点B2、B5、B8、B11、B14的总沉降值分别为0.9cm、1.0cm、1.2cm、1.3cm、1.3cm,同样可以看到门式水泥搅拌墙处理范围内沉降得到了渐变式的控制,即靠近桥头处沉降较小,背离桥头方向沉降逐渐增大。

另一方面, A、B 闸道桥中轴线 5 个监测点沉降随着时间增加缓慢增长, 沉降发展速率比较平缓, 平均速率分别为 0.038~0.054mm/天和 0.0035~0.0050mm/天, 说明门式搅拌墙在 A、B 两个闸道桥位置很好地限制了孔隙水的渗流速度, 减慢了孔压消散的速率, 与路基未处路基时相比, 降低了同一时间段的固结沉降值, 达到了预期效果。如果沉降按照监测中的平缓速度继续发展, 那么 5 年后总沉降值为 5cm~9cm, 小于大修要求的 10cm, 能够满足 5 年内不进行大修的初期设想。如果不进行门式搅拌墙处理, 由于桥头连接处主要为砂性土和卵石组成的透水性较高地层, 在 260 天路面沉降将远远超过 10cm, 不到一年时间就需要进行大修。可见门式搅拌墙在处理桥头跳车问题, 能发挥良好的功效。

## 5 结论

本文阐述了门式水泥搅拌墙处理桥头跳车问题的原理、具体施工的方法及系统各个部分的参数, 并将该新技术应用于实际工程, 并得到了良好的效果。得到以下主要结论:

(1) 本文提出了一种利用门式水泥搅拌墙处理桥头跳车问题的新技术, 通过搅拌墙达到延缓固结时间和提供部分侧向支撑, 利用门式构造使沉降平滑过渡, 同时具有其施工简单、造价低廉特点, 为桥头跳车问题的解决提供了一种有效可行的方法。

(2) 象山港公路大桥及接线工程的成功实施, 体现了门式水泥搅拌墙技术在处理桥头跳车问题上具有传统技术所不能达到的效果。明显地降低了路面沉降, 能够达到 5 年不大修的目标, 并且预期渐变式沉降也得到监测数据的证实。

## 参考文献

- [1] 李锋. 高速公路软土地基处治技术发展分析[J]. 中国新技术新产品, 2009(15): 100.
- [2] 中华人民共和国交通部. 路基设计规范, JTG D30, 2004.
- [3] Kwak H-G, Filippou F. Nonlinear FE analysis of RC structures under monotonic loads [J]. Computers & structures, 1997, 65(1): 1-16.
- [4] 陈永福, 高燕希. Netlon 土工网在高等级公路桥台跳车处理中的试验研究[J]. 土木工程学报, 1996, 29(1): 41-47.
- [5] 王初生, 王园, 唐辉明. 土工织物加筋柔性桥台合理间距的模型试验对比研究[J]. 公路交通科技, 2004, 21(5): 36-38.
- [6] 沈水龙, 石名磊, 杜守继. 软土地基上道路桥头跳车缓解工法的设计与工程实践[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(007): 1173-1177.
- [7] 唐晓武, 申昊, 姚远. 一种基于门式水泥搅拌墙处理桥头跳车的方法: 中国, ZL 201110187794.3 [P], 2013 年 7 月 10 日.

# Research and application of a new technology of method for solving bump of vehicle at bridge head on basis of door type cement mixing wall

Tang Xiao-wu<sup>1</sup>, Niu Ben<sup>1</sup>, Yao Yuan<sup>2</sup>, Shen Hao<sup>3</sup>, Gan Peng-lu<sup>1</sup>

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058; 2. Zhejiang Highway Technicians College, Hangzhou 310023; 3. Laboratory of Geotechnics, Ghent University, Belgium 9052)

**Abstract:** The bump of vehicle at bridge head phenomenon appears to shorten the life of the vehicle, make trouble to the traffic safety, and it has become an internationally recognized road traffic technical problem. Current issue of bridge head bump prevention measures at home and abroad are mainly through strengthening the embankment and foundation stiffness to reduce the final settlement as the first control target. But because of the high cost of the embankment and foundation stiffness improvement, the practical application of this method has been greatly restricted. Common fixing methods of damage by bump of vehicle at bridge head at home and abroad are mainly through overlay asphalt concrete, replace the packing, etc. These methods can be temporarily used to meet settlement requirements, but due to a larger proportion of repair materials, with the repair again and again, resulting in foundation settlement is also growing. This paper presents a new technology for solving bump of vehicle at bridge head on basis of door type cement mixing wall. Its simple construction and low cost provide an effective and feasible method to solve the problem.

**Key words:** door type cement mixing wall; bump of vehicle at bridge head; delaying consolidation; settlement

# 强夯法处理吹填细砂地基的试验研究

侯华梁

(黄河勘测规划设计有限公司, 河南, 洛阳, 471002)

**摘要:** 本文介绍了强夯法处理吹填细砂地基的设计及施工, 并对孔隙水压力和夯坑沉降量的监测结果进行分析, 通过室内土工试验、扁铲侧胀试验、静力触探试验、标准贯入试验及载荷试验对强夯加固效果进行检测分析。

**关键词:** 强夯法; 处理; 吹填细砂

## 1 引言

强夯法作为一种浅层的地基加固处理方法, 已经得到普遍的推广与应用, 由于对其加固机理尚缺乏深入研究, 所以尚无成熟的设计计算方法<sup>[1, 2]</sup>, 本文结合工程实例, 对强夯法处理吹填细砂地基进行相关的试验研究。

## 2 工程概况

某港区陆域通过吹填长江细砂形成。天然地基承载力 70kPa~100kPa, 满足不了使用承载力 150kPa~200kPa 的要求。为解决原地基承载力低、变形大及吹填砂易液化的问题, 选用强夯法加固港区陆域地基。港区内地貌单元单一, 属长江漫滩。根据勘察单位的勘察显示, 本工程陆域范围内土层主要为第四纪松散堆积层, 各层土性见表 1。

表 1 工程地质情况表

编号	土层名称	土层描述
①-1	吹填砂	夹大量夯填山皮石, 山皮石含石量为 30%, 土含量为 70%, 块石颗粒粒径 < 250mm
①-2	粉质粘土	稍湿~饱和、可塑为主、以粉质粘土为主, 局部为软质粘土, 局部表层 15~20cm 含少量植物根系, 层厚 0.5~2.5m
②-1	粉质粘土	饱和、可塑~软塑状, 具有层理, 稍有光泽, 干强度低, 层厚 0.5~4.8m
③-1	淤泥质粉质粘土	饱和、可塑~软塑状, 具有层理, 稍有光泽, 干强度低, 层厚 0.5~4.8m
③-2	粘质粉土	饱和、松散、稍有光泽, 干强度及韧性低, 层厚 1.5~6.30m
④-1	粉砂	饱和、松散, 层厚 1.0~12.0m
④-2	粉砂夹细砂	饱和、稍密, 层厚 0.5~11.0m
⑤-1	细砂	饱和、中密, 层厚 1.65~21.45m

收稿日期: 2013年5月

从上述各土层性质来分析,其中③-1层淤泥质粉质粘土具有高含水量,高压缩性,低强度等特征,工程地质性能差,可视为拟建场地天然地基下卧软弱层及主要压缩层,是控制地基承载力和沉降量的关键。③-1层以下为粉砂,粉细砂层和细砂层,均为良好的地基持力层。

### 3 强夯试验方案

根据地质情况以及上部荷载的不同,选取具有代表性的一块作为试验区。试验区的面积均 $36\times 30\text{m}^2$ ,通过采用变换夯击能量、夯击击数和夯击遍数等方式进行强夯试验,并进行实时的跟踪测试。起吊设备选用 $500\text{kN}$ 履带式吊机,采用自动脱钩装置;夯锤选用锤重 $150\text{KN}$ ,夯锤底面积取 $4.0\text{m}^2$ ,锤底为圆形。为取得良好的夯击效果,夯击试验前先将原地面整平并回填 $50\text{cm}$ 厚山皮石,夯击试验参数见表2。

表2 强夯试验参数表

山皮石含石量/%	强夯遍数	夯击形式	单击能量/kJ	单点击数	夯点间距/m	夯点布置
70	第一遍	点夯	2500	6	$3\times 3$	正方形
70	第二遍	点夯	2000	7	$3\times 3$	正方形
70	第三遍	普夯	1500	2	---	互压 $1/4$ 锤径

### 4 现场监测试验

本工程主要采取的现场监测试验方法为孔隙水压力和夯坑沉降量的监测。

#### 4.1 夯击沉降量的分析

夯击沉降量是强夯施工中最宏观、最为直接的一种表征,用夯坑深度来描述。夯击沉降量的大小在一定程度上决定了强夯加固效果的好坏。通过沉降量的分析我们可以得到最佳夯击能和夯击次数等,见图1。

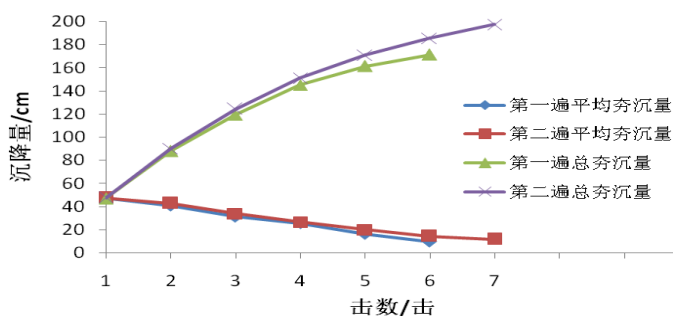


图1 夯击次数与夯击沉降量关系图

从图 1 可以看出: 各点平均夯击沉降量随着夯击次数的增加逐渐减少, 最后趋于收敛。累计夯沉量都随着夯击次数的增加而增大, 增加的幅度逐渐减小, 趋于平缓, 累计夯沉量在第 6 击左右即可达到停锤后总沉降量的 90%。

### 4.2 孔隙水压力的监测及分析

对于长江漫滩强夯加固来说, 由于地基土为饱和土, 因此孔隙水压力是一个关键的参数, 通过对孔隙水压力增长与消散的测定, 可以确定强夯施工过程中不同的夯击遍数之间的间隔时间, 确定最佳夯击遍数, 了解地基土体的固结情况, 确定质量检测的时间等。本工程孔隙水压力监测 2~3 组, 观测次数为施工间隙每天 1~2 次。孔压消散图见图 2、3。

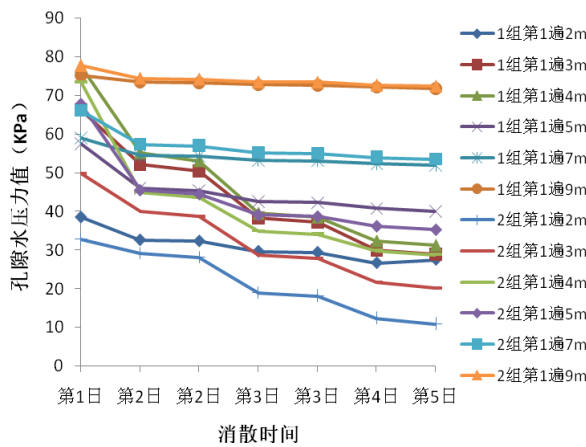


图 2 第 1 遍夯击孔压消散图

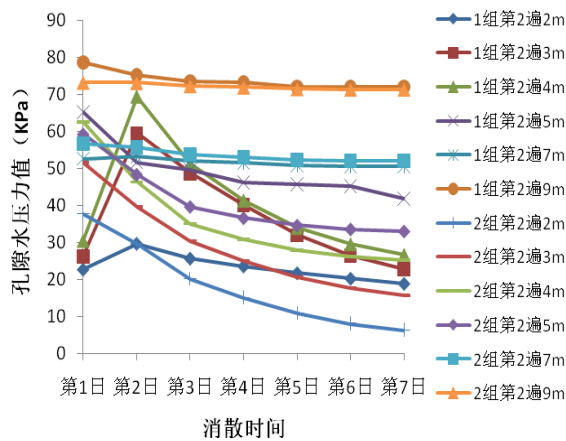


图 3 第 2 遍夯击孔压消散图



由孔隙水压力的变化图可以看出：同一位置不同遍数的孔隙水压力的消散具有相似性，孔隙水压力变化较大的区域是地表下 2.00m~5.00m 之间的粘质粉土层中，夯击引起的超静孔隙水压力基本上在 3~4 天左右消散完毕，因此两遍夯击之间的间隔时间不应小于 4 天，对地基处理效果检测的时间应在施工完成 4 天以后进行。

## 5 室内土工试验

在强夯试验后，对试验区域内进行地质钻探，取土样做常规土工试验，钻孔深度 20.00m。夯前的钻孔利用原勘察报告钻孔资料，试验后试验区钻孔数为：夯点和夯点间各两个钻孔，共 4 个钻孔，钻孔取样时间在试夯结束 14 天后进行。

根据该场地土层的分布情况，10.00m 以内取土间距为 1.00m，10.00m 以下取土间距为 2.00~3.00m，保证每层土取样个数不少于 6 个。试验结果见表 3。

表 3 区强夯前后地基土主要物理力学指标对比表

土层 序号	含水量 $W/\%$			天然重度 $\gamma/\text{kN/m}^3$			孔隙比 $e$			压缩模量 $E_{s1-2}/\text{MPa}$		
	夯前	夯后	变化/ $\%$	夯前	夯后	变化/ $\%$	夯前	夯后	变化/ $\%$	夯前	夯后	变化/ $\%$
②-1	33.0	27.6	-16.36	18.9	19.40	2.65	0.922	0.782	-15.14	4.57	4.69	2.64
③-2	34.2	31.5	-7.78	18.8	19.08	1.49	0.928	0.880	-5.19	5.44	5.77	6.05
④-1	32.4	27.4	-15.31	18.7	19.25	2.94	0.926	0.782	-15.54	10.50	12.50	19.03
④-2	30.0	29.5	-1.54	19.0	18.80	-1.05	0.868	0.862	-0.72	11.65	11.40	-2.12

由表 3 可见：(1) 地表下 1.00m~3.00m 左右的②-1 粉质粘土层含水量降低了 16.36%，孔隙比降低了 15.14%，压缩模量增加了 2.64%；(2) 地面下 2.50m~7.50m 左右的③-2 粘质粉土层含水量降低了 7.78%，孔隙比降低了 5.19%，压缩模量增加了 6.05%；(3) 地面下 7.50m~12.00m 左右的④-1 粉砂层含水量降低了 15.31%，孔隙比降低了 15.54%，压缩模量增加了 19.03%；(4) 由室内土工试验的数据及对其分析可以看出，强夯后加固效果显著，有效加固深度为 8m 左右。强夯后地基土的孔隙比的减小表明土颗粒间排列趋于紧密。压缩模量普遍提高，表明强夯后地基的压缩性明显降低，地基的压缩量将有显著的减小，工程性质得到改善。

## 6 原位测试试验

为检验强夯试验的加固效果，在本次试验前后采用的原位测试方法有：扁铲侧胀试验、静力触探试验、标准贯入试验及载荷试验。

### 6.1 扁铲侧胀试验结果及分析

本工程试验区完成扁铲侧胀试验 3 个试验孔，其中夯后 2 个试验孔，夯前一个试验

孔。扁铲试验深度 7.0~9.0 米, 间距 20cm 读数。强夯前后竖向压缩模量  $M_{DMT}$  的对比曲线, 见图 4。

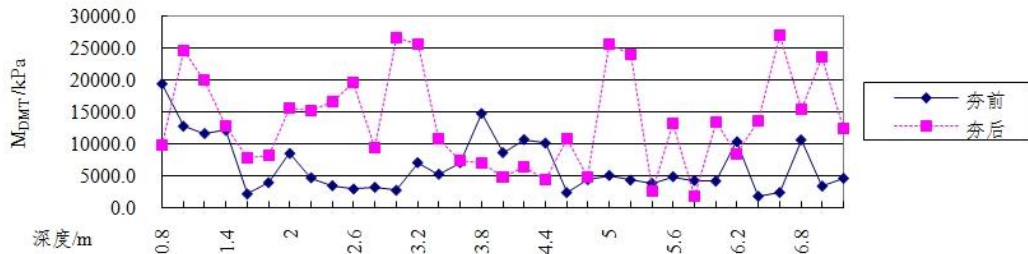


图 4 强夯处理前后  $M_{DMT}$  曲线图

从图 4 的对比可以很明显的看出：(1) 地表下 0.00m~2.20m 左右的粉质粘土，夯前竖向压缩模量  $M_{DMT}$  平均值在 9403.7kPa 左右，夯后  $M_{DMT}$  平均值在 14250.5kPa 左右，较夯前提高 1.52 倍；(2) 地表下 2.20m~6.60m 左右的粘质粉土层，其夯前竖向压缩模量  $M_{DMT}$  平均值在 5789.0kPa 左右，夯后  $M_{DMT}$  平均值在 12225.5kPa 左右，较夯前提高 2.11 倍；(3) 地表 6.60 米以下的粉土层，因为贯入阻力较大，获得的数据不多，仅有三点，在此不做统计分析；(4) 从曲线的对比分析中可以看出： $M_{DMT}$  适用于强夯效果的检验，对比效果十分明显，但不足之处在于其数据比较离散。

### 6.2 静力触探试验结果及分析

试验区共布置四个静力触探孔，夯点和夯点间各两个，孔深为 12 米，夯后进行静力触探试验的时间为在试夯结束 14 天后进行。试验结果如图 5、6 所示。

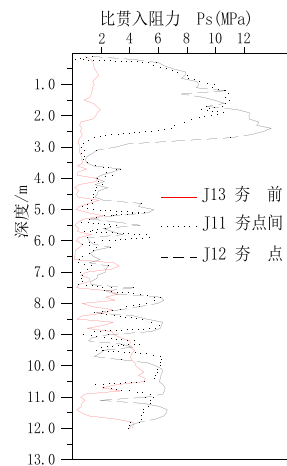


图 5 夯前夯后静探 Ps 曲线图

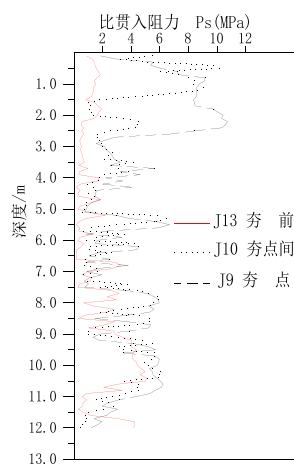


图 6 夯前夯后静探 Ps 曲线图

从图 5、6 我们可以看出：(1) 试验区山皮石和吹填砂的厚度在 1.00m~2.30m 左右；(2) 地表下 1.00~3.00 左右为粉质粘土，夯前比贯入阻力  $P_s$  平均值在 1.5MPa 左右，夯后  $P_s$  平均值在 7.5MPa 左右，较夯前提高 400%左右；(3) 地表下 2.50m~7.50m 左右为粘质粉土层，其夯前比贯入阻力  $P_s$  平均值在 0.69MPa 左右，夯后  $P_s$  平均值在 2.07MPa 左右，较夯前提高 200%左右；(4) 地表下 7.50m~12.00m 左右为粉砂层，其夯前比贯入阻力  $P_s$  平均值在 2.77MPa 左右，夯后  $P_s$  平均值在 4.25MPa 左右，较夯前提高 50%左右；(5) 夯前夯后  $P_s$  数据反映，试验区强夯影响深度大于地表下 9 米左右。

### 6.3 标准贯入试验结果及分析

本工程标贯试验的方案为：夯后标准贯入试验在取土孔中进行，间距为 1~3 米。试验区夯后进行 2 孔的标准贯入试验。具体的试验结果见表 4。

表 4 强夯前、后标准贯入试验结果表

层号	土层	夯前标准贯入试验击数	夯后标准贯入试验击数
②-1	粉质粘土	5	9
③-2	粘质粉土	/	6
④-1	粉砂	6	8
⑤-1	细砂	10	12

由表 4 可以看出：(1) 试验区夯击后山皮石和吹填砂的厚度在 1.00m~2.30m 左右；(2) 地表下 1.00~3.00m 左右为粉质粘土，其夯前标贯击数在 5 击左右，夯后标贯击数值达到 9 击，较夯前提高 80%左右；(3) 地表下 2.50m~7.50m 左右为粘质粉土层，其夯前该试验区无标贯击数，夯后粘质粉土层标贯击数值达到 6 击；(4) 地表下 7.50m~12.00m 左右为粉砂层，其夯前标贯击数在 6 击左右，夯后标贯击数值达到 8 击，较夯前提高 33%左右；(5) 夯前夯后标贯击数数据反映，强夯加固效果显著，试验区强夯影响深度大于地表下 8m。

### 6.4 载荷试验结果及分析

在试验区采用压路机碾压整平后进行载荷试验，载荷板面积为 1.50m×1.50m，测定沉降为 0.01B、0.02B、0.03B 时的地基承载力，试验区夯后各布置载荷试验 2 个，一个在夯点上，另一个在夯点间，并提出地基允许承载力的建议值。试验时间在试夯结束 14 天后进行。试验区二组载荷试验 P~S 曲线见图 7、8。

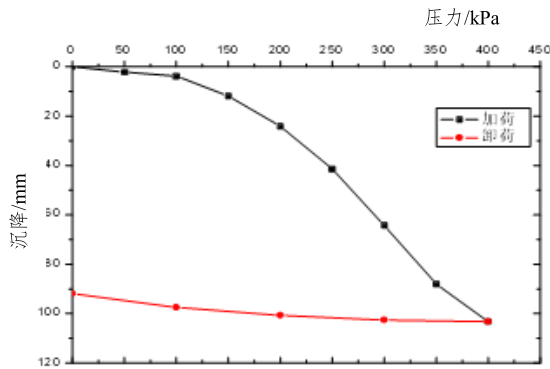


图7 静载荷试验 P-s 曲线图

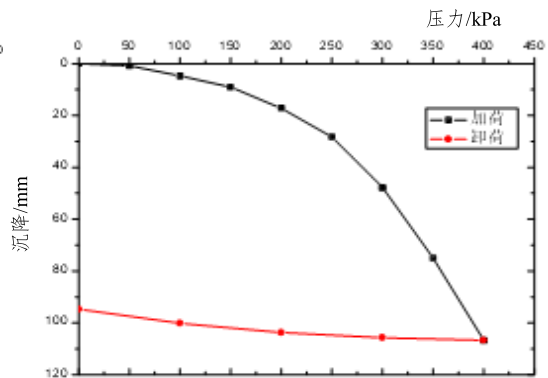


图8 静载荷试验 P-s 曲线图

由图7、8可知: 夯点最大试验荷载 400kPa, 为设计承载力的 2.22 倍, 最大沉降量为 103.3mm, 大于 0.06B。夯点间最大试验荷载 400kPa, 为设计承载力的 2.22 倍, 最大沉降量为 106.7mm, 大于 0.06B; 二组载荷试验总沉降量均大于 0.06B, 地基土破坏, 极限承载力按 0.06B 取值夯点和夯点间分别为 370kPa 和 375kPa。强夯后地基承载力按 0.02B 取值, 夯点和夯点间分别为 250kPa 和 225kPa, 均满足设计要求。

## 7 结语

- (1) 强夯后地基的现场综合检测结果表明强夯法处理吹填细砂地基加固效果显著, 经过强夯后地基力学指标明显得到提高, 地基土的力学特征和均匀性得到了提高。
- (2) 强夯有效影响深度大于地表下 8m; 总夯击能量在 12500kJ~15000kJ 左右时趋于饱和; 取 0.02B 所对应的载荷试验荷载为地基承载力, 其平均值为 238kPa。
- (3) 根据检测结果, 3.00m×3.00m 的正方形夯点布置是合理的; 点夯采用隔行跳打的施工顺序, 可有效防止地基土向夯坑挤出, 提高有效夯击率。
- (4) 强夯引起的超静孔隙水压力在 4~5 天时间内基本消散完毕, 遍与遍之间的间歇时间应不小于 5 天。
- (5) 据夯后效果的检验数据分析, 大面积的夯后效果可采用三项检测内容: 载荷试验: 每小区 2 组, 以 3 倍设计荷载为标准; 静力触探试验: 每小区 5 组, 深度 12~15m; 钻探、标贯及室内土工试验: 每小区 4 组, 深度 12~15m。

## 参考文献:

- [1] 王铁宏, 水伟厚. 强夯技术与节能环保[J]. 节能环保, 2005, 11: 6-9.
- [2] 袁灿勤, 王旭东. 岩土工程勘察[M]. 河海大学出版社, 2003, 12.

# 强夯法处理天津港地区杂填土地基

朱福明<sup>1</sup>, 郭林坪<sup>2</sup>, 闫澍旺<sup>2</sup>

(1. 天津港建设公司, 天津, 300456; 2. 天津大学建筑工程学院, 天津, 300072)

**摘要:** 依托实际工程进行大型的现场试验, 考察强夯法处理之后的杂填土地基能否达到散货堆场的使用要求。结果表明, 不同土质的地基土在强夯后孔隙水压力消散速率不一, 渗透性强的土层, 孔隙水压力消散快, 且对强夯反应敏感; 对于无法进行真空预压且已经一段时间晾晒的上部排水条件较好的场区, 强夯法是既能保证使用要求又能够节省资金, 缩短工期的一个优选的设计施工方法。

**关键字:** 天津港; 杂填土地基; 强夯; 真空预压; 散货堆场

## 1. 绪论

在国内强夯最早用于软粘土<sup>[1]</sup>。韩文喜(1999)<sup>[2]</sup>, 范维垣(1980)<sup>[3]</sup>, 费香泽(2002)<sup>[4]</sup>, 赵抚民(2006)<sup>[5]</sup>, 周健(2006)<sup>[6]</sup>等人在强夯加固机理方面做了较多的研究, 取得了较多有价值的成果。我国引入强夯法至今 20 多年来已经进行了上千项工程的强夯施工, 工程数量之多, 居世界第一。实践证明, 绝大多数工程采用强夯法处理地基均获得了成功, 不仅处理效果明显, 而且取得了显著的经济效益和社会效益。总之, 强夯法在某种程度上比其他处理方法应用的更为广泛, 更为有效和更为经济, 已成为我国最常用的地基处理方法之一。

最近日本一些学者试验并应用了一些新的强夯技术。T. Nakaoka 等<sup>[7]</sup>针对强夯由于能量衰减可能导致浅部过量夯实和深部夯实不足的问题, 发展并采用一种类似沉管桩的称为“地基夯实动力打桩工法”(Dynamic Pile Driving Method For Ground Compacting, 简称DCOM 法)。应用表明, 该法能使较大深度范围的土体达到相当均匀的改良程度。M. Kanatani, Y. shida 等<sup>[8]</sup>提出了一种“旋转式强夯法”, 该法综合利用夯锤的势能和转动动能, 可提高加固效果, 但其仅在室内进行过模型试验, 尚未用于工程实践。

虽然强夯法在国内外工程中得到了广泛的应用, 但是, 目前用强夯法处理杂填土地基的工程实例相对较少。

滨海地区地基多存在上部为杂填土下部为吹填软土的情况, 不易进行真空预压加固, 部分土体为欠固结的软土。具有含水量大, 孔隙比高, 压缩性大, 承载力低等特性<sup>[9]</sup>。目前在天津港对这种杂填土地基处理一般采用换填后真空预压加固或直接换填山皮土。但真空预压加固地基, 成本较高, 且施工周期很长; 而换填山皮土, 不仅成本高, 且资源贫乏, 此外, 挖除杂填土、回填山皮土不仅工期长, 消耗人力资源, 且挖除的杂填土的处理也是问题。为了降低消耗, 节省成本, 同时又要减轻对周边环境的影响, 就需要采用适宜的地基

处理方法, 使杂填土和下部软土形成复合地基, 以达到使土体稳定、减小后期残余沉降的目的。

综上所述, 对强夯法处理杂填土地基的研究不仅是十分必要的, 也是当前解决建筑垃圾在地基处理问题中迫切需要的。

## 2 强夯法加固机理

强夯法处理地基是利用夯锤自由落下产生的冲击波使地基密实<sup>[10-12]</sup>。强夯法又叫动力固结法, 是法国 Menard 技术公司于 1969 年首创的一种地基加固方法, 它通过一般 8~20t 的重锤 (最重可达 200t) 提升至空中, 以 8~20m (最高可达 40m) 的落距自由下落, 对地基土施加巨大冲击能, 一般能量为 500~8000kN/m。在地基土中所产生的冲击波和动应力, 可降低土体的孔隙率, 减小土的压缩性, 改善砂土的抗液化条件以及消除湿陷性黄土的湿陷性、提高地基土的强度等。强夯法适用于处理砂土、碎石土、低饱和度的粉土与粘性土、湿陷性黄土、杂填土、素填土等地基。

## 3 依托试验工程

### 3.1 工程概况

天津港焦炭码头有限公司焦炭、焦煤堆场地基处理工程位于天津港南疆港区, 地基处理总面积约 481406.5m<sup>2</sup>。其中, 大部分的地基处理方式为真空预压, 考虑到部分地区的地质条件复杂 (上部回填山皮土做过临时工地建筑) 及后续工程的使用要求, 对其进行强夯处理。为确保地基加固的效果, 对该项目地基处理加固过程进行监测, 并在此基础上展开相应研究工作。

强夯法施工流程如图 1 所示。

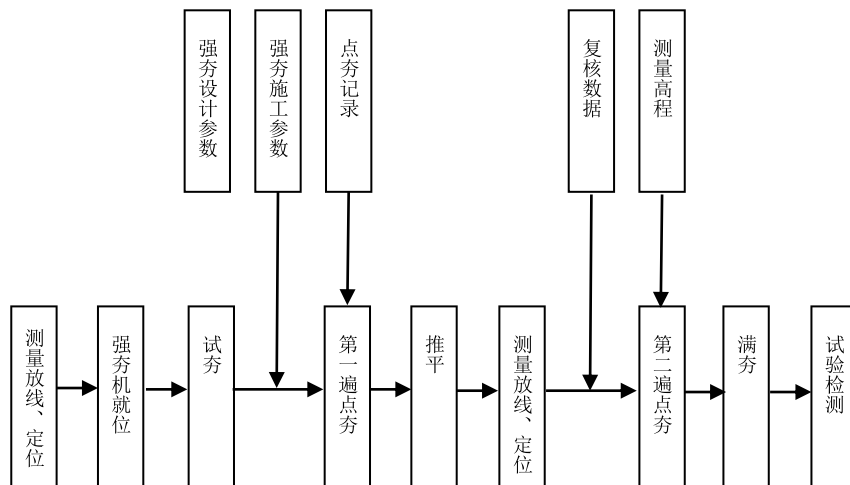
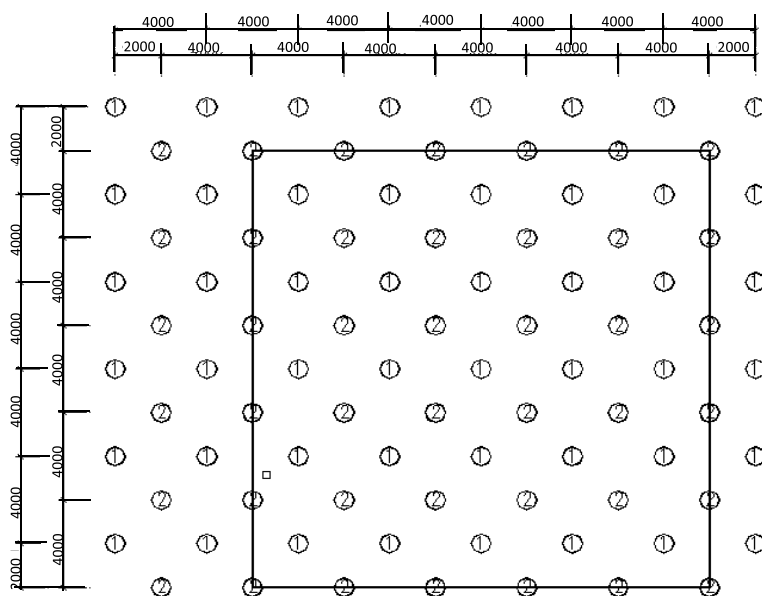


图 1 强夯施工工艺流程图

通过试夯点施工,根据现场测量数据,比较各点施工参数,确定夯击技术参数。本工程中的点夯单击夯击能为  $1500\text{kN}\cdot\text{m}^{[12]}$ 。

本工程采用正方形的布点方法,进行点夯2遍,满夯2遍。点夯第一遍,单点连续夯击3~4击。两遍强夯之间的时间间隔为2周,再夯第二遍,完成后回填山皮土至+5.2m标高,整平。然后满夯,单击夯击能为  $500\text{kN}\cdot\text{m}$ ,锤印相互搭接1/4锤底面积,满夯2遍,每点累积夯击3~4击。具体参数如图2所示。



①<sub>1</sub> 为第一遍夯点; ②<sub>2</sub> 为第二遍夯点; 图中尺寸: mm

图2 强夯工艺夯点布置示意图

现场施工情况如图3所示。



(a) 强夯区施工现场-1



(b) 强夯区施工现场-2

图3 强夯现场施工情况

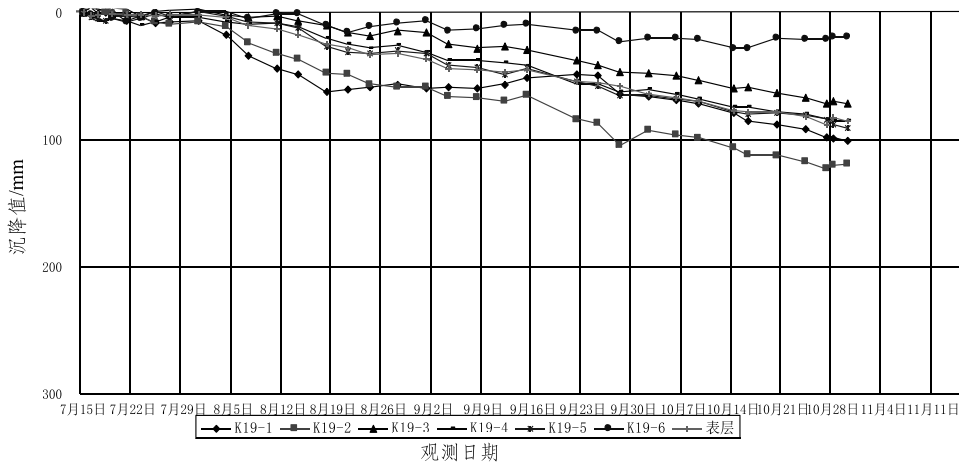
强夯加固后, 回填、找平至+5.2m 标高, 其上再用振动力 200kN 的振动压路机碾压 3~5 遍, 达到无明显轮迹为止。

### 3.3 加固效果监测

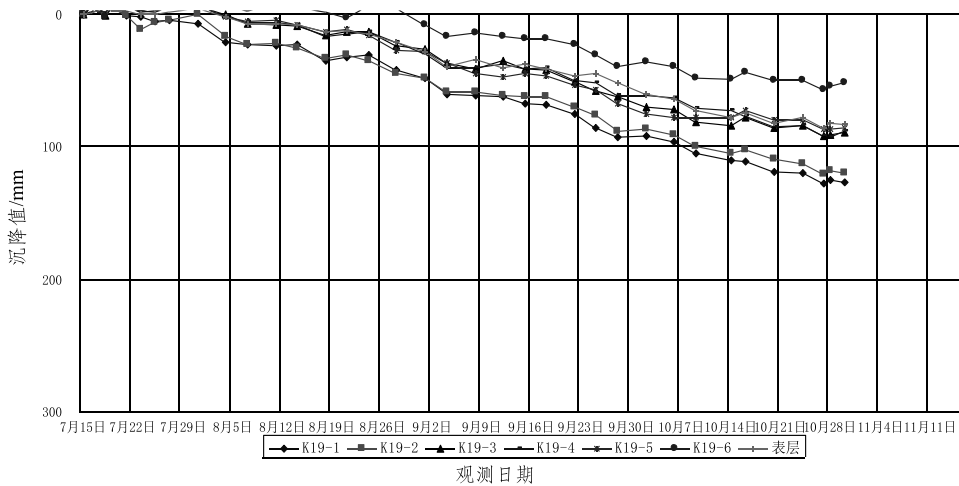
根据设计要求, 在地基处理过程中, 布置了一些监测项目, 包括地表沉降观测、孔隙水压力观测以及原位载荷试验。

#### (1) 分层沉降观测

强夯加固区沉降观测结果如图 4 所示。

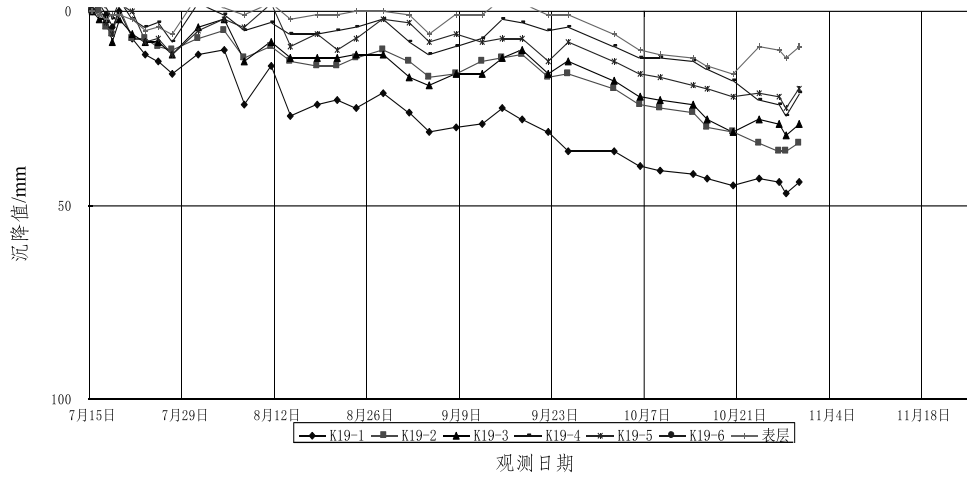


(a) 1#强夯区分层沉降与时间关系曲线



(b) 2#强夯区分层沉降与时间关系曲线





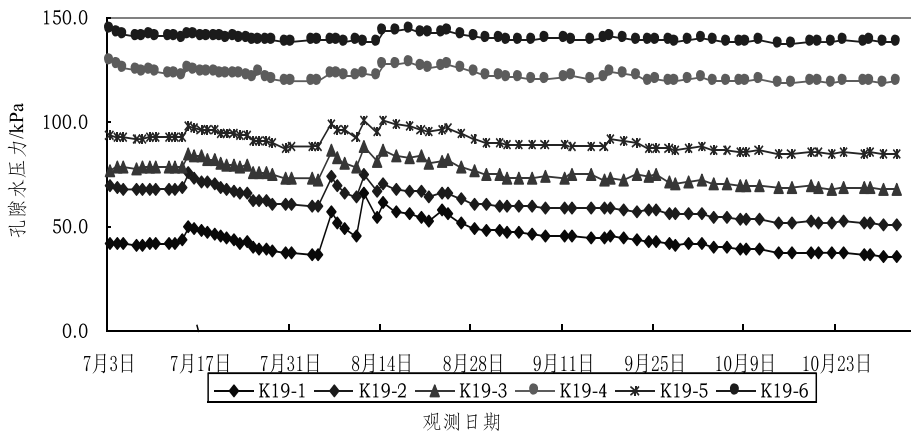
(c) 3#强夯区分层沉降与时间关系曲线

图4 强夯加固区沉降观测结果

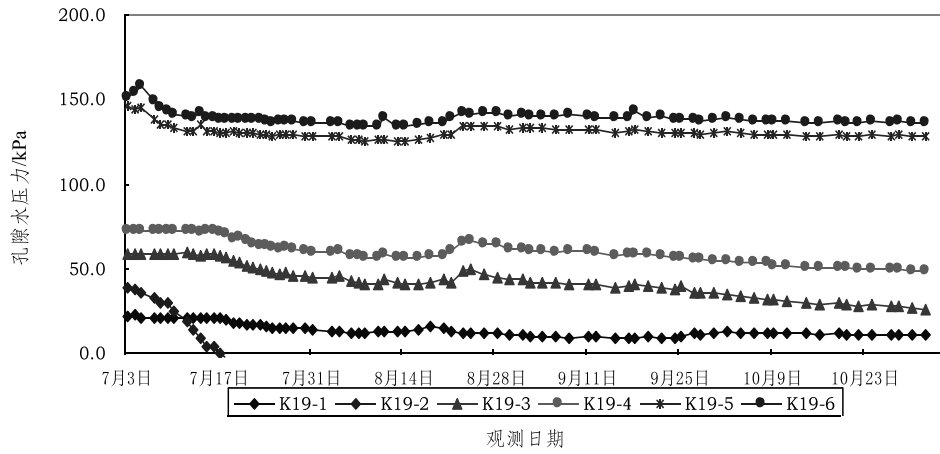
由沉降观测的结果发现, 随着时间的延长, 沉降逐渐趋于稳定; 距离地表越深的位置, 沉降量越小, 标高为-8.9m的位置沉降累计值最小。在强夯加固之后, 沉降累积值在 0.5~1.2m 之间。

### (2) 孔隙水压力观测

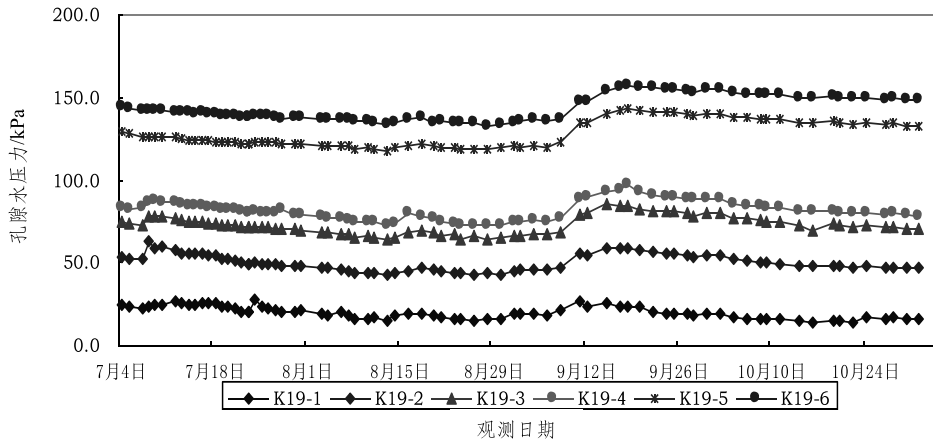
强夯加固区孔隙水压力观测结果如图 5 所示。



(a) 1#强夯区孔隙水压力与时间关系曲线



(b) 2#强夯区孔隙水压力与时间关系曲线



(c) 3#强夯区孔隙水压力与时间关系曲线

图 5 强夯加固区孔隙水压力观测结果

从曲线上可以看出,在第一遍强夯后孔隙水压力值骤然增加,3~5 天后逐渐回复平缓,孔隙水压力值基本趋于稳定,恢复到强夯前的状态。由于土质等条件的不同,各测头的消散速率不一,消散值也有差异。渗透性强的土层,孔隙水压力消散快,且对强夯反应敏感。粘性土中的孔隙水压力消散则相对较慢,对强夯的反应相对滞后。

(3) 原位载荷试验<sup>[13]</sup>

用于检测强夯加固效果的平板载荷试验采用的承压板面积为 1.0m<sup>2</sup> (边长 1000mm 的方形板)。最大加载到 240kPa,分 10 级加载,每级 24kPa,首级加载 48kPa。试验采用慢速维持荷载法,每级加载前后各读一次沉降,以后每隔半小时测读一次沉降量,当 1 小时内沉降量小于 0.1mm 时,则认为已经趋于稳定,可加下一级荷载。

地基承载力特征值按  $s=0.01d$  对应的荷载值取值并不大于最大加荷量的一半，测试曲线见图 6~8。

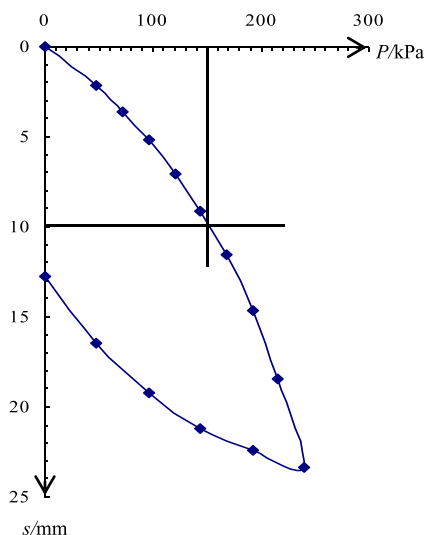


图 6 1#荷载试验点检测结果

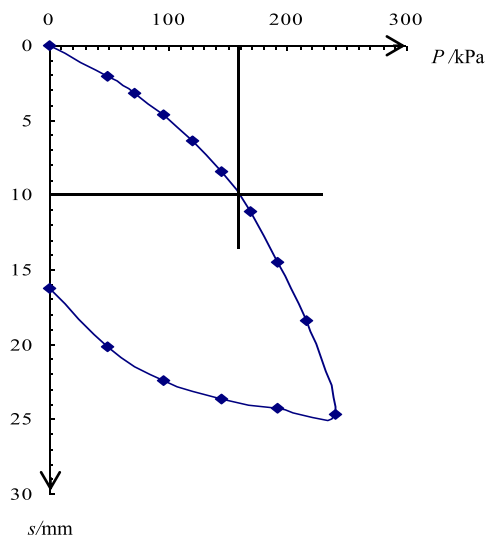


图 7 2#荷载试验点检测结果

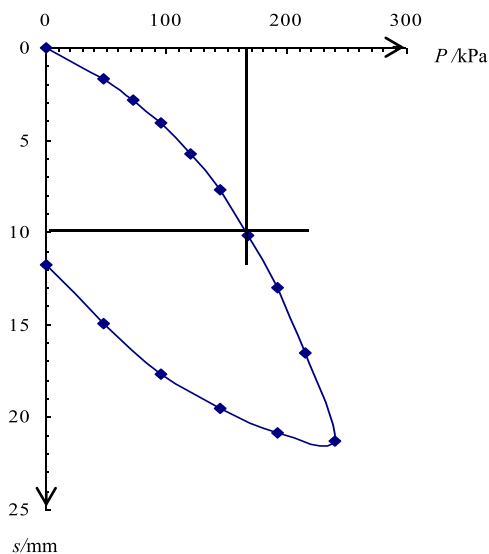


图 8 3#荷载试验点检测结果

依据  $s=0.01$ ,  $D=10\text{mm}$  对应的荷载值及不超过最大加荷量一半的控制标准, 可由  $P-s$  曲线确定此荷载试验确定的地基承载力为 120 kPa。

除依据  $P-s$  曲线求得极限承载力外, 我们还依据  $s-lgt$  曲线确定了加固后的地基极限承载力, 即取  $s-lgt$  曲线尾部出现明显向下弯曲的前一级荷载值为极限承载力值, 与  $P-s$  曲线求得的结果较吻合。

故所测试的 3 个点最大加载量、对应的沉降量以及承载力取值结果如表 1 所示。

表 1 天津港焦炭码头有限公司焦炭、焦煤堆场地基处理工程强夯区检测结果

测点编号	最大加荷量/kPa	最终沉降量/mm	地基承载力特征值 $f_0$ /kPa
1 (荷载板位于地表)	240	23.35	120
2 (荷载板位于地表)	240	24.62	120
3 (荷载板位于地表)	240	21.30	120

可以看出：地基加固效果较好，达到了预期的目的，根据实验分析结果，地基承载力不小于 120 kPa，满足散货堆场设计要求。

### 3.4 经济效益分析

本次项目采用强夯及强夯置换总面积约 1.76 万  $m^2$ ，根据施工单位的中标价格进行分析，本次强夯施工中标价约为 304 万元，直接工程费用约 173 元/ $m^2$ 。

若采用真空预压工艺，需先将表层杂填土挖除，深度按 2.2m 考虑，该直接工程费用约 33 元/ $m^2$ 。然后再进行真空预压施工，单纯的真空预压施工（铺设中粗砂垫层+打设排水板+抽气）工程费用约为 147 元/ $m^2$ 。根据场地条件需要回填素土或吹填粉细砂，满足工作垫层的要求，另外为满足交地标高要求，需采用吹填粉细砂方案进行补标高，该部分费用约为 221 元/ $m^2$ 。合计总费用约为 401 元/ $m^2$ 。

从以上分析可以看出，采用强夯工艺比采用换填后进行真空预压施工每平方米节省约 228 元，则总工程费用可节省约 400 万元，经济效益明显。

另外采用该工艺，也保证了项目的顺利实施，如采用换填后进行真空预压施工，则工期相应增加，影响堆场的运营。

### 3.5 堆场使用效果分析

由前述分析可知，堆场地基的承载力能够满足堆场正常使用的要求，对于堆场的沉降是否满足要求，还须进行计算分析。堆场的沉降使用要求为：在正常堆载情况下，地基在 15 年内的沉降值不超过 30cm。

通过规范中的方法计算得知，强夯加固之后，15 年后地基的总沉降量为 55.8cm。图 9 中给出了地基沉降的发展情况。

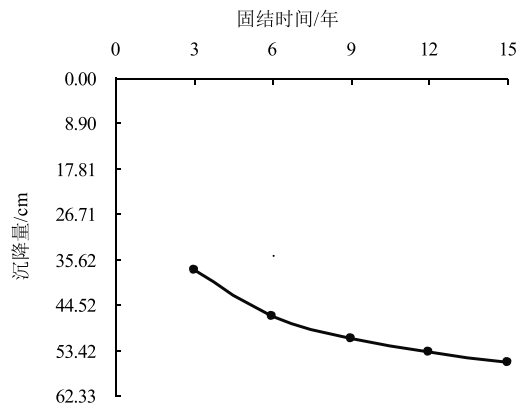


图 9 荷载作用下强夯加固后的地基沉降量随时间的发展过程

由图9可知,在荷载作用下,强夯加固后的地基在短时间内的沉降量较大,随时间延长,沉降速率逐渐降低,最终将趋于稳定。

## 4 结论

通过对天津港焦炭码头散货堆场软土地基进行强夯加固处理,并利用现场取样进行室内土工试验以及平板载荷试验等方法对加固效果进行检验,通过研究得出以下结论与成果:

(1) 不同土质的地基土在强夯后孔隙水压力消散速率不一,渗透性强的土层,孔隙水压力消散快,且对强夯反应敏感;

(2) 在设计荷载作用下,强夯加固之后的地基15年期间会发生55.8cm的沉降量。但是,施工结束后强夯加固地基承载力已经能够保证堆场安全使用,且强夯加固之后的地基沉降量在可以接受的范围内,所以本工程在填土地基无法进行真空预压情况下,采用强夯及强夯置换法加固地基是可行的。

(4) 对于无法进行真空预压且已经一段时间晾晒的上部排水条件较好的场区,强夯法及强夯置换法处理堆场地基,能够节省资金,缩短工期,是一个可选的设计施工方法。

研究结果及工程经验有助于完善适用于天津地区软土地基处理方法,也为类似场地的地基处理提供了有效的经验。强夯法的利用既可以解决大规模城市建设所产生的建筑垃圾带来的环境污染问题,也可减少换土回填所造成的自然环境的破坏,还可以为工程节省投资并缩短工期。所以在满足使用要求的前提条件下,强夯是在填土地基无法进行真空预压情况下,加固地基的可行方法之一。

### 参考文献:

- [1] 陆新,郑颖人,周良忠.软粘土地基强夯加固机理计算与推广应用[J].四川建筑科学研究,2002,28(1): 50-52.
- [2] 韩文喜,张悼元,傅小敏.饱和土的强夯模拟试验[J].地质灾害与环境保护,1999,10(3): 31-36.
- [3] 范维垣,史美药,裘以惠.关于强夯法加固地基的几个问题[C].1980年地基处理学术会议论文集.北京:中国建筑学会地基基础学术委员会,1980.
- [4] 费香泽,王钊,周正兵.强夯加固深度的试验研究[J].四川大学学报(工程科学版),2002,34(4): 56-59
- [5] 赵抚民,李晓路.强夯击数对强夯效果的作用分析[J].南昌大学学报(工学版),2002,24(3): 71-74.
- [6] 周健,张思峰,贾敏才等.强夯理论的研究现状及最新技术进展[J].地下空间与工程学报,2006,2(3): 510-515.
- [7] T. Nakaoka, A. Mochizuki et al. Field Compaction Test at a Fill of Weathered Granite Compaction Method. Ground Improvement Geosynthetics. Thomas Telford, London, 1997, 83-88.
- [8] M. Kanatani, Y. shida. Model Tests on Densification of Sandy Ground by Dynamic Consolidation Method with Rotational Ram, 61-75.
- [9] 候钊等.天津软土地基[M].天津,天津科学技术出版社.1987.

- [10] 左名麒, 朱树森. 强夯法地基加固[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1990.
- [11] 张庆国, 毕秀丽. 强夯法加固机理与应用[M]. 济南: 山东科学技术出版社, 2003.
- [12] 吴邦颖, 张师德, 陈绪禄. 软土地基处理[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1995.
- [13] 南京水利科学研究院土工研究所. 土工试验技术手册[S]. 北京, 人民交通出版社, 2003.



简讯

## 中国建筑学会地基基础分会 2014 年学术年会一号通知

本次会议旨在展示和交流近年来全国在岩土工程勘察、土的基本性质、天然地基、桩基础、地基处理、基坑(边坡)支护、特殊土地基、地下空间工程等地基基础领域理论与实践方面的最新研究成果、发展趋势及热点难点问题。

**主办单位:**

中国建筑学会地基基础分会

**承办单位:**

中国建筑西南勘察设计研究院

**协办单位:**

《岩土力学》杂志社、《建筑科学》杂志社、《地下空间与工程学报》杂志社

**征文内容:**

①地基基础设计理论研究; ②模型试验研究; ③数值模拟与分析方法; ④设计方法与工程实践; ⑤基坑工程; ⑥施工技术; ⑦边坡及地质灾害治理; ⑧检验与监测技术; ⑨地下空间开发设计与施工新技术; ⑩地基基础规范编制修订研究。

**论文格式:**

请按《岩土力学》论文体例, 论文模板请登录《岩土力学》网站下载中心下载。网站地址: <http://ytlx.whrsm.ac.cn/>

**重要日期:**

提交全文截止日期: 2014 年 5 月 15 日

全文录用截止日期: 2014 年 6 月 30 日

修改稿提交截止日期: 2014 年 7 月 30 日

会议时间: 2014 年 10 月

**论文投稿及联系方式:**

康景文: 028-83220415/13608053247

郑文华: 010-64517820/13488783714

宫剑飞: 010-64517232/13501172090

地址: 北京市北三环东路 30 号中国建筑科学研究院地基所

投稿邮箱: wenhuacabr@163.com 或 kangjingwen007@163.com

# 水泥浆固结强度的研究

李连营, 丁月双, 张学飞  
(天津市勘察院, 天津, 300191)

**摘要:** 水泥浆液是地基注浆加固、桩底(侧)注浆加固等的主要材料, 本文通过对水泥成分及性质、水泥浆液泌水性、水泥浆与水玻璃试验反应、水泥浆液固结强度等方面进行了大量的室内试验及研究, 对水泥浆液的性质进行总结, 并分析了其适用性。

**关键词:** 水泥; 水泥浆; 泌水性; 固结强度

## 1 前言

在进行松散或软弱地基土加固及钻孔灌注桩后压浆时, 一般采用水泥浆作为加固材料<sup>[1, 2]</sup>, 并要求在注浆加固设计前, 应进行室内浆液配比试验和现场注浆试验, 确定设计参数<sup>[1]</sup>。本文根据室内配比试验及施工经验, 对水泥浆液的性质进行阐述。

## 2 水泥成份及性质

### 2.1 水泥成份

注浆工程应用最广的是普通硅酸盐水泥, 是把石灰石和粘土等生料烧制成熟料, 并加入石膏后磨细而成的水硬性胶结材料其矿物成分主要包括硅酸三钙、硅酸二钙、铝酸三钙、铁铝酸四钙<sup>[3]</sup>, 其化学成份主要包括氧化钙、二氧化硅、氧化硅、氧化镁, 含氢氧化钙离子(游离钙)0.5~2.0%。

### 2.2 水泥密度

水泥密度表示水泥单位体积的质量, 水泥密度的单位是  $\text{g/cm}^3$ 。测定水泥密度的方法是: 将水泥倒入装有一定量液体介质的李氏瓶内, 并使液体介质充分地浸透水泥颗粒(不含任何孔隙)。根据阿基米德定律, 水泥的体积等于它所排开的液体体积, 从而算出水泥单位体积的质量即为密度, 为使测定的水泥不产生水化反应, 液体介质采用无水煤油。不同品牌水泥密度如表1。

表1 不同品牌水泥密度表

项目	硅酸盐水泥	普通水泥	矿渣水泥	火山灰水泥	粉煤灰水泥
密度 ( $\text{g/cm}^3$ )	3.0~3.15	3.0~3.15	2.9~3.1	2.8~3.0	2.8~3.0

收稿日期: 2014年1月

### 2.3 水泥出厂强度

#### (1) 水泥材料用量

水泥强度是厂家用标准石英砂按规范做出的, 水泥出厂强度试验配方比值为 1:0.5:3。已知 1 立方米体积中各项材料用量分别如下:

水泥: 450 公斤; 水: 225 公斤; 石英砂: 1350 公斤; 水灰比: 0.5; 砂粒级别: 单级砂 0.25~0.65mm; 材料总重量:  $450+225+1350=2025\text{kg}$ ; 配方材料容重:  $2025\text{kg} \div 1\text{m}^3=2025\text{kg/m}^3$ 。

#### (2) 计算配方材料容积

- a) 水泥体积:  $450 \div 3100=0.145\text{m}^3$
- b) 用水体积:  $225 \div 1000=0.225\text{m}^3$
- c) 用砂体积:  $1-0.145-0.225=0.63\text{m}^3$
- d) 总容积:  $0.145+0.225+0.63=1\text{m}^3$

#### (3) 标养与抗压试验

放入  $4 \times 4 \times 4\text{cm}$  试模, 经振台振实放入标养室养护, 达到龄期进行抗压试验。用素水泥单一配制的浆液沉淀固结体抗压强度很难达到相应的水泥标号。各类水泥标号的强度等级详见表 2。

表 2 水泥强度等级与水泥标号对照表

水泥标号	强度等级
325 <sup>#</sup>	--
425 <sup>#</sup>	32.5MPa
525 <sup>#</sup>	42.5MPa
625 <sup>#</sup>	52.5MPa

### 2.4 硅酸盐水泥的水化方式<sup>[4]</sup>

关于硅酸盐水泥的水化方式历来有两种观点:

(1) 认为水泥加水后水泥熟料表面首先接触水而水化, 由于水化的进行使其原来表面存在裂纹或缺陷的水泥颗粒崩溃而进一步分散于水中继续水化。当溶液饱和后, 如果水化继续进行就会析出结晶、微晶或沉淀。

(2) 认为水泥的水化无溶解过程, 而是水和离子直接进入熟料表面产生固相反应。

实际上, 水泥加水后不是稀浆水化物溶解—沉淀的过程, 至少在溶液很快达到饱和后熟料颗粒的进一步水化以固相为主。水泥与水接触后水泥中的铝酸三钙 (C3A) 在有石膏 (CSH<sub>2</sub>) 的水中迅速水化, 首先形成钙矾石 (Aft) 微晶; 铝酸盐的水化速度和水化产物与铝酸盐的碱度有关。在硅酸盐水泥及普通硅酸盐水泥中的铝酸盐主要是铝酸三钙 (C3A)。铝酸三钙 (C3A) 的晶格是具有很大孔隙率的晶格结构, 水分很容易进入晶格, 同时每个铝酸三钙 (C3A) 晶格中含有 4 和 6 两种配位数的铝原子, 配位数为 4 的价键不饱和, 容易接受两个水分子或氢氧根离子而形成更为稳定的配位。因此, 铝酸三钙 (C3A)



遇水能很快发生剧烈的水化反应。

### 3 水泥浆液泌水性

水泥的泌水性是表示水泥加水后至水泥浆体形成稳定的凝聚结构前，过剩的水分从水泥浆体中析出的难易程度。在建筑领域使用素水泥搅拌的膏状物，主要用于固结体的强度。素水泥浆稠度标准水灰比为 0.30~0.32，此时固结体积最小，密度最大。当水泥浆稠度标准水灰比 $\geq 0.47$ 时，多余水量与水泥颗粒不发生胶凝并开始泌出多于水份，此时水泥浆强度最底。根据室内试验结果，水泥浆液泌水性具有比较明显的特点。

#### 3.1 水泥浆液泌水验算

- (1) 水泥表观密度测定：  
重 280g $\div$ 自然沉淀体积 250=1.12 g/cm<sup>3</sup>  
重 280g $\div$ 人工压实体积 225=1.24 g/cm<sup>3</sup>
- (2) 浆液体积计算：  
280 $\div$ 3+280=373 $\times$ 1.07=399ml
- (3) 泌出水量计算：  
浆液体积 399-沉淀体积 250=149ml  
水泥重 280 $\times$ (1-47%)=148ml
- (4) 固凝湿重用水比：  
(435-280) $\div$ 280=0.55  
固凝干重用水比：  
(385-280) $\div$ 280=0.38  
平均固凝用水比：  
(0.38+0.55) $\div$ 2=0.46

#### 3.2 浆液配制参数计算

- (1) 已知浆液体积和水灰比，求水泥用量：  
(水泥比重 $\times$ 配制浆液体积) $\times$ (1+水泥比重 $\times$ 水灰比)
- (2) 已知水灰比和水泥用量，求浆液体积  
水泥用量 $\div$ 3+水泥用量 $\times$ 用水比
- (3) 沉淀固凝体积计算=水泥用量 $\div$ 水泥表观密度
- (4) 泌出水量计算=水泥用量 $\times$ (1-47%)

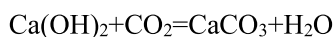
#### 3.3 泌水中游离钙化学特点

(1) 水泥自固结用水量为水泥质量的 47%时，水泥进行搅拌时富裕水量将水泥中的游离钙析出并生成氢氧化钙（熟石灰溶液）：

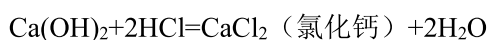
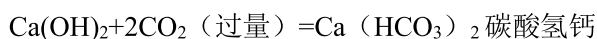


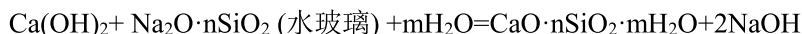
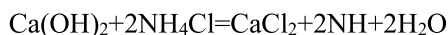
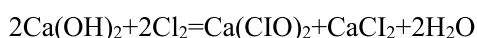
(2) 含氢氧化钙的水呈浅绿色，真溶液 PH 值 $> 11$ ，呈碱性，向水中吹入二氧化碳变成白色混浊液，沉淀成碳酸钙固体颗粒物。

(3) 当含氢氧化钙水体渗透到土体的颗粒间，并与土中空气及水中的二氧化碳发生反应生成碳酸钙。使土粒间增加固化胶结的凝聚力：



(4) 当水中含有氢氧化钙时，可与土中其它物质生成盐类的化学反应式：





### 3.4 泌水中游离钙物理特点

(1) 泌出水与粘土泥浆搅拌后, 泥浆发生絮凝并快速使泥浆中土粒沉淀, 沉淀后的清水 PH 值介于 6、7 (基本呈中性)。当继续加入超量的泌出水重新沉淀的清水 PH 值介于 10、11, 沉淀后的泥浆受到扰动可迅速发生混浊; 该种情况在钻孔灌注桩后压浆注浆时必须要与新施工的钻孔灌注桩有一定的间隔距离, 否则会造成正在施工的钻孔内泥浆快速沉淀, 导致钻孔量测沉渣过厚或量测深度不够;

(2) 当水泥重量  $\geq$  泥浆中粘土重量, 搅拌后沉淀的颗粒物受到扰动与清水不再发生混浊, 向水中吹入二氧化碳变成白色混浊液, 沉淀后的泥浆如同豆腐脑, 经压缩土粒中多余水份可自由排出无流塑蠕变现象; 当过多加入水玻璃后, 泥浆则呈粥浊状不发生乳凝, 且粘粒沉淀速度放慢, 沉淀的清水呈碱性;

(3) 泌出的水加入氯化钙固体, 当溶解后吹入二氧化碳, 发生白色固体沉淀物。加入稀释的水玻璃液体马上反应生成白色胶状物, 沉淀物干燥后呈白色固体, 沉淀的清水 PH 值介于 7、8;

(4) 在泌出的清水加入水玻璃反应生成白色胶状物, 再加入水泥搅拌后沉淀物 24 小时内不发生凝固, 沉淀物随液体摇动可再次发生混浊;

(5) 在泌出的清水加入水泥浆液, 沉淀物发生固凝;

(6) 在加入水玻璃的泌水中再加入水泥, 其颗粒沉淀速度慢, 最终两者沉淀体积相差 1/2;

(7) 当土体水中含过量的水玻璃成份, 后期注入的水泥颗粒与硅酸钠反应生成硅酸钙呈悬浮颗粒状态, 水泥颗粒之间不再发生固凝。

### 3.5 施工中的应用

(1) 在施工中利用含游离钙的真溶液可渗透较远, 可与土中盐类物质发生固化凝聚。利用水玻璃与含游离钙真溶液反应生成白色胶状物这一特点, 可对土颗粒间的孔隙起到胶凝堵塞效果达到止水目的;

(2) 在施工中如果以防渗为主的注浆, 可在钻机成孔用水中加入一定水玻璃预先改变土粒间孔隙水的 PH 值;

(3) 如果注浆直接用于挡土墙并兼顾止水设计时, 需先施工一排纯水泥浆孔对土体进行抗剪加固;

(4) 如果注浆以加固土体为主, 注入的浆液固凝后具有一定强度的, 应严禁加入水玻璃;

(5) 当地下含重碳酸钙类型水和熟白灰颗粒时, 水泥长时间不发生固凝, 需增加水泥用量。

## 4 水泥浆与水玻璃反应特征

### 4.1 采用自来水试验结果

根据室内试验结果，水泥浆与水玻璃反应特征有以下特点：

(1) 纯水泥浆在停止搅拌 1~3 分钟后，水泥颗粒开始分离沉淀，随着水泥品牌不同，全部沉淀后初凝需 7 小时；

(2) 水灰比  $>0.5$ ，加入水泥重量  $\leq 5\%$  的水玻璃，搅拌时水泥颗粒不发生沉淀，具有一定稠度和可泵性；

(3) 水灰比为  $\leq 1:1$ 、水玻璃体积比为 1:1 时，单位时间内  $<1$  分钟速凝。固凝后体积 = 浆液体积 + 水玻璃体积

(4) 不同水灰比按水泥重量掺入水玻璃比的固结体试验结果见表 3：

表 3 水泥掺入水玻璃比的固结体试验结果

水灰比	水泥/g		水/ml		计算体积/ml		水玻璃掺	水泥固结体积/ml		固凝前 液体状态
	重量	重量	重量	体积	浆液容积	固结体积	入量/g	固结体积	膨胀率	
1: 1.0	255	255	255	255	340	227	1%~2.5	340	50%	可流动
1: 1.5	200	300	300	300	367	178	3%~6.0	350	98%	可流动
1: 2.0	200	400	400	400	467	178	3%~6.0	350	98%	可流动
1: 1.2	250	290	290	290	383	223	8%~20.0	稠度	大	1分钟稠
1: 0.7	250	175	300	300	258	223	300 体比	558	2.5 倍	速凝

注 1. 水温 22 度、水泥 P.O.42.5，水泥比重 3、表观密度  $1.15 \text{ g/cm}^3$  计算；

2. 水玻璃模数 2.6—2.8（密度为  $1.45 \sim 1.50 \text{ g/cm}^3$ ），相当波美度 38.4~48.3。

(5) 双液凝固时间与两者体积比有关，最大临界比为 1:1。两者体积比为 1:1 时，水泥浆中的水灰比越小，发生固凝时间越短，固结体强度越高；

(6) 当水玻璃体积  $>$  水泥浆体积，搅拌时水泥颗粒与水玻璃迅速生成砂状水泥团粒，两者瞬时完成化学平衡后不再发生胶凝，富余水玻璃泌出；当水玻璃体积  $<$  水泥浆体积，两种物质反应充分且固凝时间短。

### 4.2 海水与水玻璃反应特征

(1) 长年存积海水呈蓝色透明状，滴入少量水玻璃后反应成少量的白色乳状物；加入清水可稀释但白色乳状物不分解；

(2) 海水样按水灰比 1:1 加入水泥，搅拌后泌出水 PH 值介于 8~9。沉淀物固凝速度慢，需 24 小时达到初凝且固凝体强度较低；

(3) 海水样按水灰比 1:1 配制水泥浆液，水玻璃体积按浆液体积 1:1 混合，两者不到 1 分钟发生固凝，固结体积是两种液体的和。

## 5 水泥浆液固结体强度

相关资料表明, 素水泥浆形成最大固结强度用水比为 0.32~0.47, 注浆用并具有可泵流动性时的水灰比 $\geq 0.5$ 。

### 5.1 素水泥浆最大固结强度

(1) 采用 P.O 42.5 普通硅酸水泥, 水灰比分别采用 0.5~0.6, 在不掺入任何外掺剂和震捣情况下各配制出三组试块, 脱模后进行标养, 经 28 天养护后进行抗压试验, 试验结果如表 4:

(2) 当水泥浆水灰比为 1:1 时, 结石抗压强度在 19N/mm<sup>2</sup>。

表 4 不同龄期抗压强度检测结果

试验组号	龄期/d	单块破坏荷载/kN	单块抗压强度/MPa	单组抗压强度/MPa	平均抗压强度/MPa
1	28	164	32.8	30.8	31.2
		148	29.6		
		150	30.0		
		158	31.6		
2	28	142	28.4	31.5	
		172	34.4		

注: 试块尺寸为 70.7×70.7×70.7mm。

### 5.2 素水泥浆外掺剂配置

(1) 采用 P.O 52.5 普通硅酸水泥、P.O 42.5 普通硅酸水泥, 经室内配比试验确定其水灰胶容比必须 $\leq 0.39$ , 其水泥浆液配方比: 水泥: 水: 膨胀剂: 高效减水剂=1: 0.39: 0.111: 0.022。在掺入外掺剂和震捣情况下配制出试块, 脱模后进行标养, 经 7 天、28 天养护后进行抗压试验, 试验结果如下表:

表 5 不同龄期抗压强度检测结果

试验组号	龄期/d	单块破坏荷载/kN	单块抗压强度/MPa	单组抗压强度/MPa	备注
1	7	146	39.4	40.3	P.O 52.5 普通 硅酸水泥
		150	40.5		
		152	41.0		
		196	52.9		
2	28	204	55.1	53.3	
		192	51.9		
3	7			23.0	P.O 42.5 普通
4	28			44.9	硅酸水泥

注: 试块尺寸为 70.7×70.7×70.7mm。

(2) 根据配方用 1000kg 水泥, 按比例换算各种材料用量并测定出体积和容重。

水泥体积:  $1000\text{kg} \div 3100\text{kg/m}^3 = 0.32\text{m}^3$

用水体积:  $390\text{kg} \div 1000\text{kg/m}^3 = 0.39\text{m}^3$

外掺剂体积:  $(111+22) \div 3100 = 0.043\text{m}^3$

计算容重:  $1523 \div 0.763\text{m}^3 = 1996\text{kg/m}^3$

(3) 浇模验证计算参数

总试模体积:  $70.7 \times 70.7 \times 70.7\text{mm} = 353 \text{ cm}^3 \times 7 \text{ 块} = 2471\text{cm}^3$

总投料重量:  $2471 \div 1000000 \times 1996 = 4932\text{g}$

(4) 计算各项材料用量:

比值和:  $1+0.39+0.111+0.02=1.521$

水泥量:  $4932 \times (1 \div 1.521) = 3242\text{g}$

用水量:  $3242 \times 0.39 = 1265\text{g}$

膨胀剂:  $3242 \times 0.111 = 360\text{g}$

减水剂:  $3242 \times 0.02 = 65\text{g}$

合计重:  $932\text{g}$

(5) 实际浇模总体积:  $353\text{cm}^3 \times 6 \text{ 块} + 325 \text{ cm}^3 = 2443\text{cm}^3$

(6) 拆模湿重:  $690 \text{ 克/单} \times 7 \text{ 块} = 4830\text{g}$  (不含损耗)  $\approx 4932\text{g}$

(7) 换算胶容比:  $0.39 \times (1-0.16) = 0.39 \times 0.84 = 0.327$

(8) 浆液特点: 浆液搅拌后具有流动性, 但稠度大不易泵送。浇模后泌出少量清水 (相当自固结最低用水量  $< 0.39$ )。

## 6 结论

(1) 采用水泥浆作为加固材料进行松散或软弱地基土加固及钻孔灌注桩后压浆是可行的, 但宜在注浆加固设计前进行室内浆液配比试验;

(2) 水泥的泌水性是表示水泥加水后至水泥浆体形成稳定的凝聚结构前, 过剩的水分从水泥浆体中析出的难易程度, 加固施工时水灰比采用 0.47 效果最好;

(3) 在施工中利用含游离钙的真溶液与水玻璃反应生成白色胶状物这一特点, 可对土颗粒间的孔隙起到胶凝堵塞效果达到止水目的;

(4) 在钻孔灌注桩后压浆注浆时必须要与新施工的钻孔灌注桩有一定的间隔距离, 否则水泥浆泌出水与钻孔泥浆搅拌后会造正在施工的钻孔内泥浆快速沉淀, 导致钻孔量测沉渣过厚或量测深度不够;

(5) 双液凝固时间与两者体积比有关, 水泥浆中的水灰比越小, 发生固凝时间越短, 固结体强度越高;

(6) 对强度要求较高的素水泥浆固结体, 经室内配比试验确定其水灰胶容比必须  $\leq 0.39$ , 泵送时需掺入一定量减水剂来改善浆液的流动性。

**参考文献:**

- [1] 建设部标准.《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2012). 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.
- [2] 建设部标准.《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008).北京: 中国建筑工业出版社, 2008. 99-101.
- [3] 龚晓楠主编.《地基处理手册》(第三版).北京: 中国建筑工业出版社, 2008. 366-368.
- [4] 唐磊, 冯林. 关于水泥强度形成的探讨.《山西建筑》2007. 4: 25-26.

简讯**第二届全国岩土多场相互作用及环境土工学术研讨会**

为进一步推动岩土多场相互作用及环境土工领域的发展, 促进学术成果的交流, 在全国岩土多场相互作用及环境土工学术研讨会成功召开首届(2012年, 杭州)的基础上和国家有关部门以及上级学会支持下, 第二届全国岩土多场相互作用及环境土工学术研讨会将于2014年10月31日-11月2日在上海召开。

**主办单位:**

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会环境土工专业委员会  
中国城市环境卫生协会  
中国土工合成材料协会  
中国地质学会工程地质专业委员会  
中国岩石力学与工程学会地下废物处置专业委员会

**会议专题:**

岩土体多场相互作用理论及环境土力学、环境土力学试验与地下环境监测、城市固体废物物力学及填埋处置、工业固体废物工程特性及填埋处置、废弃泥的工程特性、工程处置及资源化利用、地下水土污染评价、控制与修复、矿区环境岩土工程问题及尾矿处置、土工合成材料在环境土工中应用、固体废物资源化利用、深地质处置中围岩、缓冲/回填材料研究的最新成果、CO<sub>2</sub> 存储研究的最新发展趋势、岩土环境风险评价、管理和可持续发展

**论文征集及重要日期:**

论文格式按《岩土力学》编排, 篇幅一般不超过6页。全文于2014年5月30日以前电子邮件发到大会议秘书处, 经专家审稿遴选的优秀论文将推荐到《岩土力学》期刊发表。

2014年5月30日前提交论文初稿, 2014年7月30日前提交修改后的论文。

**大会秘书处联系方式:**

上海市四平路1239号, 同济大学地下建筑与工程系(邮编: 200092)。

联系人: 陈永贵, 陈宝

联系电话: 021-65981286, 65982252

传真: 021-65985210

E-Mail: cyg@tongji.edu.cn; chenbao@tongji.edu.cn

# 砂砾石层灌浆室内模型试验研究

秦鹏飞

(中国水利水电科学研究院 北京 100038)

**摘要:** 砂砾石层是水利工程兴建中经常遇到的地层, 对我国某广泛分布的砂砾石层进行了颗粒试配, 并在试验室内开展了室内灌浆试验研究。分析了水泥浆液的扩散半径、灌后砂石体的透水率及结石体强度等参数及其变化情况, 为砂砾石层灌浆提供了初步有益的探索, 可用来指导灌浆工程实践。

**关键词:** 砂砾石层; 灌浆; 室内试验; 研究

## 1 前言

砂砾石层是第四纪沉积物中的一种具有鲜明特征的松散粗碎屑堆积层, 在我国分布非常广泛。随着水利工程的兴起和地下建筑工程规模的不断扩大, 大坝等建(构)筑物地基对砂砾石地层的利用要求越来越多, 可以说砂砾石地层与工农业生产和国计民生的关系越来越密切<sup>[1]</sup>。通过灌浆可以显著改变砂砾地层的承载性能、变形性能和渗透性能, 充分发挥和利用砂砾层的潜力, 能够带来巨大的经济效益和社会效益<sup>[2]</sup>, 因此开展砂砾石层灌浆方面的研究工作具有非常重要的实际意义和工程价值。

杨坪等<sup>[3]</sup>通过砂卵(砾)石层的注浆试验, 研究分析了注浆压力  $p$ 、注浆时间  $t$ 、浆液水灰比  $m$ 、地层渗透系数  $k$ 、孔隙度  $n$  等因素对浆液的扩散半径  $R$ 、结石体抗压强度  $P$  的影响关系。其试验结果表明  $R$  随  $p$ 、 $t$ 、 $k$ 、 $m$  的增加而增大, 显著影响因素是  $p$ ;  $P$  随  $p$ 、 $t$ 、 $n$  的增加而增大, 随  $m$  的增加而减小, 显著影响因素是  $m$ ; 宁博等<sup>[4]</sup>对有渗流作用和无渗流作用下砂砾石层灌浆效果进行了对比试验研究, 分析了水灰比、灌浆压力、渗透比降等因素对浆液扩散范围的影响。其结果表明无渗流作用时, 浆液的扩散范围随浆液水灰比(变化范围为 0.6:1~0.9:1)的增加而增大; 有无渗流作用情况下灌浆压力与浆液扩散范围均呈现良好的线性关系, 两者没有明显差异; 有渗流作用时, 不同灌浆压力条件下渗流强度与浆液扩散范围之间呈明显的非线性关系; 杨秀竹等<sup>[5]</sup>推导出了宾汉体浆液在砂土中进行渗透注浆时有效扩散半径的计算公式, 并提出了求解方法, 与 Maag 公式相比, 发现达到同样扩散半径所需的注浆压力, Maag 公式的计算结果明显偏小; 等。

本文针对我国西北、西南地区沉积较密实的某种砂砾石层灌浆开展了一些室内试验研究工作, 同时考虑了砂石料的颗粒级配、渗透系数、孔隙率及可灌比等因素对灌后浆液的扩散距离及结石体强度等参数的影响, 并得出了一些初步有益的结论。

## 2 试验砂料及其参数

由于砂砾石层属于第四纪沉积层, 是对岩石进行物理、化学风化和水流侵蚀, 并经冰川、流水和风力等搬运堆积而成的, 其渗透系数变化较大。本文的室内灌浆试验研究工作是针对我国西北、西南某地区沉积较密实的某种砂砾石层开展的。现场工程地质勘察报告显示, 该地层的渗透系数  $k$  约为 0.05-0.5cm/s, 孔隙率  $n$  约为 0.2~0.4。由于该地层在西北、西南地区分布相当广泛, 很具有代表性, 因此很有必要开展该种地层的灌浆试验研究工作。

### 2.1 砂料试配

为了准确模拟该砂砾石地层的灌浆效果, 对其颗粒级配情况进行了反复试配, 最终确定的某组砂料颗粒级配情况及其级配曲线请见表 1 和图 1。

表 1 某砂砾石地层颗粒级配情况

粒径/mm	小于某粒径的质量百分数/%	质量比/%	质量/g
0.075	0	0	0
0.15	9	9	90
0.3	10	1	10
0.6	11	1	10
1.18	12	1	10
2.36	22	10	100
4.75	90	68	680
9.5	98	8	80
26.5	100	2	20

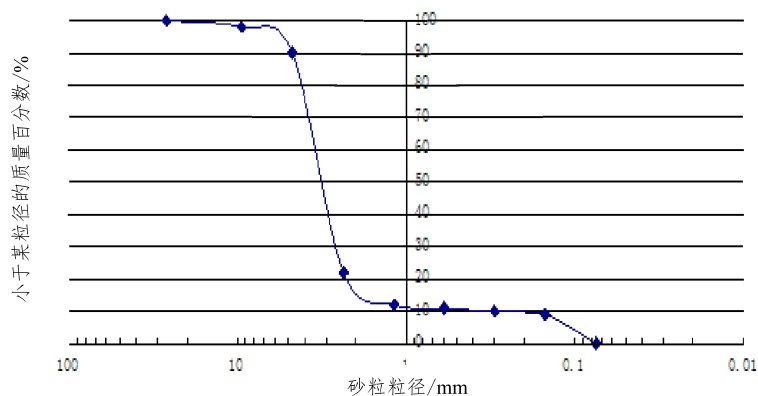


图 1 某砂砾石地层颗粒级配曲线



根据可灌比(Groutability ratio)的定义  $GR=D_{15}/D_{85}$ , 经计算该砂砾石层的可灌比约为40, 属于可灌性较好的地层。

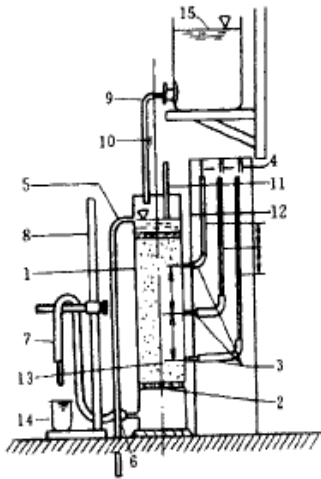
## 2.2 渗透系数及孔隙率的控制及实现

为了准确测出该种砂砾石地层的渗透系数等相关参数指标, 课题组参考了《土工试验方法标准 (GB/T50123-1999)》<sup>[6]</sup>的相关内容。《标准 (GB/T50123-1999)》给出的常水头渗透试验装置请见图 2 (a), 仿照此模型我们在实验室内自制加工了一套渗透装置, 见图 2 (b)。

严格按照《标准 (GB/T50123-1999)》的操作步骤, 对所配制的砂石料进行了渗透系数的测试。其操作步骤大致是: 将筛分称量好的砂石料搅拌混合, 分层装入封底 PVC 塑料圆桶中, 注入水流, 计时测出渗出水的水量, 并依照公式 (1) 进行渗透系数的计算。

$$k = \frac{QL}{AHt} \quad (1)$$

试验结果表明, 该砂石料的渗透系数随其相对密实度改变很大。砂料呈松散状态装入时其渗透系数可达 2cm/s 以上。为了使砂石料的渗透系数更接近工程实际要求, 在分层装入干料时采取了击实措施, 即每装入一层干料用击实锤锤击 20~30 次, 这样测得的渗透系数  $k$  约为 0.24cm/s。渗透试验结束后将砂样烘干, 由含水率等参数计算出该渗透系数对应的孔隙率约为 0.33, 基本接近预定的目标和要求。



5 溢水孔; 6 渗水孔; 7 调节管; 8 滑动架;  
9 供水管; 10 止水夹; 11 温度计; 12 砾石层  
13 试样; 14 量杯; 15 供水瓶

(a) 《标准》中的渗透装置示意图



(b) 自制的渗透装置

图2 渗透装置示意图

### 3 浆液性能基本参数

本次试验所选用的水泥为早强型普通硅酸盐水泥, 强度等级为 P.O42.5R。所配置的水泥浆液水灰比分别为 0.6:1、0.8:1 和 1:1, 分加膨润土和未加膨润土两种。水泥浆液的基本物理力学性能指标请见表 2。

表 2 室内试验水泥浆液基本性能

水灰比	膨润土掺量 /%	比重 /g/cm <sup>3</sup>	析水率	流变参数		初凝时间 /h	终凝时间 /h
				屈服强度/Pa	塑性粘度/MPa·s		
0.6:1	0	1.84	0.15	2.99	18.84	4.5	9
0.8:1	0	1.58	0.31	0.29	8.70	6	11
1:1	0	1.35	0.52	0.04	4.80	7	13
0.6:1	5	1.77	-	6.48	29.83	5	10
0.8:1	5	1.54	-	5.54	25.26	7	13
1:1	5	1.36	0.01	0.04	9.39	8	15

由上表可以看出: (1) 所配制的水泥浆液中, 水灰比越大浆液的流动性能越好; (2) 与未加膨润土的水泥浆液相比, 加膨润土的水泥浆液几乎无水分析出, 流动性变差, 即加入膨润土后水泥浆液形成了稳定浆液。

不同配比和组分的浆液其性能差别较大, 浆液的这些性能将直接影响到其在砂砾石层中的灌入能力。

## 4 室内灌浆试验研究

### 4.1 主要试验设备

本次室内试验采用的主要试验设备为: 手摇泵 (最大量程 3.2MPa); 搅拌机; 台秤; 标准电动震动筛及烘箱等。

### 4.2 试验步骤及方法

将筛分称量好的砂石料分层装入自制的灌浆模型中, 灌浆模型见图 3。装样时采取的是总量控制法 (即在 1.2 节测渗透系数时, 装入封底 PVC 塑料圆桶的砂料长度为 50cm, 重量约为 8kg, 而在室内灌浆模型中装入同种规格塑料圆桶中同种级配的砂石料 100cm, 重量约为 16kg), 这样能保证砂料的相对密实度及渗透系数等相关指标符合预期要求。

分别将不同水灰比的水泥浆液压入到自制的模型中, 手摇泵最大控制压力为 1MPa。待凝一段时间后观察分析试验结果。



图3 室内灌浆试验图示



图4 结石体

### 4.3 试验结果分析

#### (1) 透水率分析

待凝 3d 后分别对各模型采取了灌后压水措施。压水时间约为 30min，经检测各模型出水端均没有水流流出。这表明灌浆后的砂砾石胶结形成了密实的结石体，有效地起到了防渗作用。

#### (2) 扩散半径及结石体强度

不同配比和组分的水泥浆液在模型中的扩散距离及结石体强度请见表 3。

表 3 不同浆液的扩散距离（扩散半径）及结石体强度

水灰比	膨润土掺量/%	最大控制灌浆压力/MPa	扩散半径/cm	结石体强度/MPa	
				3d	7d
0.6:1	0	0.6	19	0.42	0.81
0.8:1	0	1	57	0.33	0.72
1:1	0	1	45	0.31	0.66
0.6:1	5	0.5	43	0.47	0.80
0.8:1	5	0.5	70	0.36	0.75
1:1	5	0.5	48	0.32	0.60

从表中可以看出，浆液的水灰比越大浆液的扩散半径越大（即扩散距离越远）。由于试验操作的偶然性或个别步骤的不规范性，使得试验数据出现一定的波动，但是整体上还是能体现出这一规律。灌浆压力的大小对浆液的扩散半径起到显著的控制作用。

砂石的结石体强度基本上取决于水灰比，即水灰比越小结石体强度越高。结石体强度基本上与灌浆压力的大小、是否掺有膨润土等因素无关。

## 5 结语

对我国某广泛分布的砂砾石层进行了颗粒试配, 并在试验室内开展了室内灌浆试验研究。试验结果表明, 浆液的水灰比越大浆液的扩散半径越大, 灌浆压力的大小对浆液的扩散半径起到显著的控制作用; 而砂卵石的结石体强度基本上取决于水灰比, 结石体强度基本上与灌浆压力的大小、是否掺有膨润土等因素无关。

### 参考文献:

- [1] 张顺金. 砂砾地层渗透注浆的可注性及应用研究[D]. 中南大学硕士学位论文, 2007.
- [2] 李振钢. 砂砾层渗透注浆机理研究与工程应用[D]. 中南大学硕士学位论文, 2008.
- [3] 杨坪, 唐益群, 彭振斌, 等. 砂卵(砾)石层中注浆模拟试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(12): 2134-2138.
- [4] 宁博, 吴时强, 谢兴华, 等. 渗流作用对砂砾石层灌浆的影响试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(增): 285-289.
- [5] 杨秀竹, 王星华, 雷金山. 宾汉体浆液扩散半径的研究及应用[J]. 水利学报, 2004(6): 75-79.
- [6] 中华人民共和国水利部. 土工试验方法标准(GB/T50123-1999).

# 宜州市拉稿大桥 4#墩桩底基础溶洞灌浆 加固处理

韦兴标, 李月玲, 欧阳富, 刘跃荫

(广西水文地质工程地质勘察院, 广西柳州, 545006)

**摘 要:** 本文结合宜州市拉稿大桥 4#墩基础溶洞灌浆加固工程施工实际情况, 介绍采取高压喷射切割方法对桥墩基础底部溶洞内流塑~软塑状碎石粘土进行清洗和清洗后对其灌浆加固施工技术。

**关键词:** 桥墩基础溶洞; 高压喷射切割清洗; 灌浆加固处理; 复合地基承载力提高

## 1 前言

宜州市拉稿大桥设计 7 跨, 桥面宽 6.00m, 总长 126.00m, 桥墩采用桩基础, 每桥墩基础采用 2 根  $\phi 1500\text{mm}$  钻孔灌注桩基础, 桩中心距为 4.00m, 目前完成钻孔灌注桩施工; 钻芯法对桥基钻孔灌注桩的桩长、桩身混凝土强度、桩底沉渣厚度和桩身完整性进行检测时, 发现 4#墩 4-2#桩桩端以下 1.00m 处存在充填溶洞, 洞内充填物为流塑~软塑状碎石粘土。该充填溶洞顶板埋深 14.20m, 底板埋深 18.10m, 洞高 3.90m。受宜州市交通局委托, 我院承担 4#桥墩 4-2#桩桩底基岩溶洞进行灌浆加固处理。我院 2011 年 4 月 2 日进场施工, 4 月 28 日完成施工任务; 本次灌浆加固处理共完成灌浆孔 6 个, 检测孔(灌浆补强效果自检) 2 个, 累计钻灌进尺 16.50m; 灌浆消耗水泥约 34t, 水玻璃约 3.5t。4-2#桩桩底基岩溶洞经高压喷射切割清洗及灌浆加固处理后, 建设单位委托检测单位采用钻探取芯和标准贯入试验等原位测试手段进行检测, 该桩承载力特征值  $f_{ak} \geq 500\text{kPa}$ , 满足设计要求。

## 2 工程概况

### 2.1 场地内工程地质条件

依据工程地质勘察资料, 场地内工程地质条件较简单, 地基岩(土)自上而下可分为三层:

(1) 新近回填土层 ( $Q_4^{ml}$ ): 场地浅层为施工回填的砂卵石, 卵石含量 55~60%, 磨圆度较好, 其余为砾砂及少量粘土, 结构松散, 层厚 0.00~2.50m。

(2) 圆砾石层 ( $Q_4^{al}$ ): 中部为河床堆积的砂卵石层, 稍密, 卵石含量 55~60%, 磨圆度较好, 其余为砾砂及少量粘土, 卵石砾砂互层, 分选性差, 层厚 2.50~7.80m。

(3) 灰岩 (C<sub>2d</sub>): 下伏基岩为灰色棕红色角砾状灰岩, 岩石微风化, 节理裂隙一般发育, 岩石较坚硬, 钻探揭露层厚 7.80~22.50m, 未钻穿。

## 2.2 场地内水文地质条件

桥位区主要为地下水径流排泄区, 地下水位小环江河水影响, 埋深一般为 0.00~0.50m, 浅层回填砂卵石层及中部河床堆积砂卵石层透水性强, 底部灰岩钻进时全返水。

## 2.3 桩底基岩溶洞

依据检测单位提供的《检测报告》, 检测结果: 发现 4-2#桩桩底以下 1.00m 处有洞高 3.90m 的充填溶洞, 洞内充填物为流塑~软塑状碎石粘土。

## 2.4 现场施工条件

该大桥位于拉稿村东边小环江上, 场地原为河床水面, 水深 2.00~5.00m。因桥梁施工所需要, 施工单位采取围堰筑岛法施工, 并在上游沿桥梁铺设施工便道; 桥墩基础及连系梁高出地面 1.50~2.00m, 需要搭设满堂红脚手架工作平台才能施工, 钻机等机械设备需要挖掘机吊装就位, 施工材料运输困难, 施工现场缺乏动力电源, 施工机械必须采取自带柴油动力, 作业条件艰苦。

# 3 桩底灌浆加固处理的设计要求

桩端以下基岩溶洞经高压喷射切割清洗后, 采取灌浆方法进行加固处理, 使桥墩地基承载力特征值  $f_{ak} \geq 500\text{kPa}$ , 以满足设计要求。

# 4 桩底灌浆加固施工技术

## 4.1 桩底灌浆加固施工工艺流程

(1) 为确保桥墩基础底部基岩溶洞灌浆加固处理效果, 先应查明桥墩基础底部基岩溶洞分布范围。

(2) 对基岩溶洞内流塑~软塑状碎石粘土进行高压喷射切割清洗; 在高压喷射切割清洗时, 应自上而下依次进行, 无法随冲洗液排出桩外的碎石、细砂和粘土会落入钻孔内。

(3) 采取空压机送风气举反循环方法清除落入钻孔内的碎石、细砂和粘土。

(4) 待桩底基岩溶洞清洗干净后, 将配制好的水泥浆液和水玻璃溶液分别用泵送孔内, 浆液经高压胶管和灌浆管, 在孔底混合形成混合液; 混合液在泵压作用下, 经扩散、渗透、挤密等作用, 与未排除桩外的碎石和细砂等胶结、硬化, 形成结构稳定、压缩性低、承载力高的复合地基。

(5) 采取钻探取芯、标准贯入试验等原位测试方法对桩底基岩溶洞的灌浆效果进行检测。检测合格, 交付建设单位使用; 如发现局部地段出现薄弱环节, 应当及时采取补强措施, 直到满足设计要求。

## 4.2 桩底地基灌浆加固处理机理

桩底地基灌浆加固处理机理：因建设单位对桩底基岩溶洞灌浆加固处理要求高，必须采取高压喷射切割清洗桩底基岩溶洞内流塑~软塑状碎石粘土，待基岩溶洞内流塑~软塑状碎石粘土完成高压喷射切割清洗和气举反循环清孔后，将配制好的水泥浆液和水玻璃溶液分别用泵送孔内，浆液经高压胶管和灌浆管，在孔底混合形成混合液；混合液在泵压作用下，经扩散、渗透、挤密等作用，与未排除桩外的碎石和细砂等胶结、硬化，形成结构稳定、压缩性低、承载力高的复合地基土，以满足设计要求。

## 4.3 钻孔勘探，查明桥墩基岩溶洞分布范围

为查明 4-2#桩端基岩溶洞分布范围，在桩内增加 2 个勘察孔，在距桩外 1m 处的北、东、南三个方向各增加 1 个勘察孔。开孔直径  $\Phi 150\text{mm}$ ，终孔直径  $\Phi 130\text{mm}$ 。勘察结果：桩内 2 个钻孔遇溶洞，而桩外均未遇溶洞；其中 1 个勘察孔中发现孔深 14.10~15.20m 和 15.50~16.80m 及 18.10~19.50m 存在串珠溶洞，洞高分别为 1.10m、1.30m 和 1.40m；另一个勘察孔在孔深 14.70~16.90m 遇溶洞，洞高 1.20m。

## 4.4 高压喷射清洗桩底基岩溶洞充填物

### (1) 高压喷射切割清洗桩底溶洞充填物

为确保桩底基岩溶洞灌浆加固处理效果，利用 4-2#桩上检查孔和后来勘察孔，用 BW250/20 变量泵提供的压力 20MPa、水量 250L/min 的清水对溶洞内流塑~软塑状碎石粘土进行高压喷嘴切割、冲洗。高压清水经高压胶管和钻杆，通过  $\Phi 3\text{mm}$  高压喷嘴在桩底溶洞孔段进行上下活动和回转对桩底溶洞内流塑~软塑状碎石粘土进行喷射切割，喷射切割下来的粘土、细砂和碎石部分随冲洗液排出桩外，部分落入孔底。待该孔高压喷射切割完后，相继在其余 2 个孔内进行喷射切割，直到喷射切割完桩底溶洞充填物为止。喷射切割时，主动钻具上下提升速度应控制在 0.10~0.30m/min，回转速度控制在 15~20rpm。

### (2) 气举反循环清除孔底沉渣

桩底溶洞内流塑~软塑状碎石粘土在高压喷射切割过程中，高压喷射切割部分粘土、细砂和碎石随冲洗液排出桩外，但仍有相当部分粘土、细砂和碎石落入孔底，形成孔底沉渣。为确保桩底溶洞充填物的高压喷射切割清洗效果，利用空压机送风气举反循环清除孔底沉渣、碎石和粘土。即在桩上其中 1 个钻孔下入  $\Phi 110\text{mm}$  工作管至距孔底 1.0~2.0m，并在工作管内下入  $\Phi 25\text{mm}$  风管，风管下入深度应考虑沉没比，同时风管底部 1m 范围内应设置多排  $\Phi 6\text{mm}$  小孔，以便送入空气在此形成气水混合室，以达到气举反循环清除孔底沉渣的目的。在空压机送风的同时，应采用水泵从其余钻孔送清水，形成气举反循环；孔底沉渣、碎石和粘土会被水携带出孔外。为提高清洗效果，在气举反循环清孔过程中，应当上下反复活动钻具；上下活动工作管时，要做到“上提要慢、稳，下放要快”上提速度应控制在 0.50~1.00m/min，下放速度应控制在 3.00~5.00m/min；气举反循环清除孔底沉渣、碎石和粘土时，应当注意观察从工作管口返出气水混合物情况，注意及时从邻近钻孔注水，预防因供水不足，出现气举反循环清渣不连续。当返出水不含细砂、粘土等固体颗粒时，可认为该孔内沉渣已基本清理干净，可移至另外 2 个钻孔，同样方法清除该孔内沉渣。

在高压喷射切割桩底溶洞流塑~软塑状碎石粘土及气举反循环清孔过程中,应当采取有效措施收集排除至桩外的细砂、粘土和碎石的数量,结合勘察情况进行对比分析,判断桩底基岩溶洞充填物是否喷射切割完或者孔内沉渣是否清理干净。

#### 4.5 桩底灌浆加固处理

##### (1) 灌浆量的控制

灌浆量  $Q$  可以按下式进行确定:

$$Q = KVn\beta \quad (1)$$

式中:  $V$ —受灌地层的加固体积;  $K$ —浆液的损耗系数;  $K$  取 1.10~1.20;  $n$ —受灌地层的孔隙率;  $\beta$ —有效充填系数,  $\beta$  取 0.85~0.95。

##### (2) 灌浆压力的选择与控制

①灌浆压力的选择: 灌浆压力大小, 主要与灌浆段顶部深度、浆液扩散半径、盖板厚度和地层渗透系数等因素有关。灌浆压力的大小理论上可按下式进行计算, 并应通过现场试验后确定。

$$P = \frac{1}{10} \times \beta_c \times \gamma \times T + K \times \lambda \times h \quad (2)$$

式中:  $P$ —容许灌浆压力 10N/cm<sup>2</sup>;  $T$ —覆盖层或盖板的厚度;  $\beta_c$ —浆液粘度对水的粘度比,  $\beta_c$  值在 1~3 范围选择;  $\gamma$ —圆砾层之上的覆盖层或盖板的容重, t/m<sup>3</sup>;  $K$ —与灌浆方法有关的系数, 自下而上,  $K=0.6$ ;  $\lambda$ —与砂砾石层结构性质有关系数:  $\lambda$  取值 0.5~1.5; 结构疏松, 渗透性强的,  $\lambda$  取小值; 结构紧密, 渗透性差的,  $\lambda$  取大值;  $h$ —盖板底部至灌浆段顶部的深度, m。

本次灌浆加固补强施工用灌浆压力选择 0.50~0.60MPa, 实际施工应据此进行调整。

②灌浆压力控制: 灌浆过程中灌浆压力控制采用逐级加压方法, 每一级浆液保持一定的压力, 并持续一段时间(通常为 30min 左右)后, 改为下一级配的浆液进行灌浆, 采用控制灌浆量的方法来控制灌浆压力。当地层吸浆量接近或达到设计灌浆量时, 采用浓浆进行闭浆 30min。灌浆过程中若遇到压力陡升或突降时, 应查明原因或排除故障后方能继续灌浆。

##### (3) 浆液的配制

水泥浆: 采用现场机械搅拌, 搅拌均匀。根据桩底基岩溶洞充填物性质, 采用级配的浆液, 采用水灰比为: 1.5:1; 1:1; 0.8:1; 0.6:1 四种级配的浆液四种; 同时施工现场应根据地层吸浆量的大小和压力变化及时做相应的调整。水玻璃溶液掺入量应根据受灌地层预计灌浆量确定。当溶洞内某一灌浆段吸浆量超过预计灌浆量时, 为有效控制水泥浆液的无效扩散半径, 适当掺入水玻璃, 其掺量为水泥用量的 10%~20%。

##### (4) 终灌标准

①当实际灌浆量达到设计灌浆量的 1.2 倍, 或者地面冒浆;

②当灌浆压力达到设计灌浆压力且地层吸浆量 30L/h 并保持 30min;



③当桩及其上部承台的抬升量超过预计的抬升量。

#### (5) 灌浆加固处理施工注意事项

①测量跟踪观测：为确保桩底基岩溶洞灌浆加固处理施工安全，避免因灌浆引起4-2#桩及其上部承台基础抬升。在灌浆加固处理施工前，应当在距桩10~15m、通视效果好的位置埋桩设点，建立合理的测量控制点和监测网。在灌浆加固处理施工过程中，对4-2#桩及其上部承台基础进行测量跟踪观测，如发现桩或承台抬升量过大，应当立即停止灌浆，待查明原因后，采取有效预防措施后再进行施工。桩或承台抬升量应当控制在5mm/台班，施工期间累计抬升量应当控制在50mm以内。

②合理控制灌浆量：在每一灌浆段初始灌浆时，应采用稀浆、少掺水玻璃，先让浆液扩散充填，当地层吸浆量达到一定量后逐步采取增加水玻璃用量或浓浆，控制浆液的无效扩散半径，提高灌浆压力，使地层得到进一步挤密、劈裂等作用，从而达到其承载力的目的。

③合理控制灌浆压力：依据理论计算，本次灌浆加固处理的灌浆压力为0.5~0.6MPa，实际施工过程中，应依据灌浆加固施工实际情况，适当调整灌浆压力，避免因灌浆压力过大，造成桩及其承台抬动。

④冒浆事故的处理：灌浆加固对象是桩底基岩溶洞，但因溶洞与其上部的圆砾层存在较好的水力联系，故在灌浆过程中，常发现浆液容易上窜形成冒浆现象。为避免冒浆现象，应采取间歇性灌浆，以减少原材料的浪费，降低工程成本。

⑤灌浆加固补强措施：灌浆加固处理完成后，应及时布孔检测灌浆加固效果。如发现某段存在薄弱环节，应及时采取灌浆加固补强措施，直到满足设计要求为止。

## 5 灌浆加固效果的检测

桩底灌浆加固处理完成7天后，应及时在桩上布置钻孔，检查桩底基岩溶洞灌浆加固处理效果。检测采用钻探取芯、标准贯入试验等原位测试方法进行。从钻探取上的岩芯看，岩芯呈柱状、团块状，大部分纯水泥，少部分为水泥夹碎石，水泥柱长5~12cm。钻探取芯结果表明：经高压喷射切割冲洗、灌浆加固后，基岩溶洞内几乎被纯水泥浆充填。标准贯入试验实际锤击数为25~40击/10cm，溶洞复合地基土的承载力特征值 $f_{ak} \geq 500\text{kPa}$ ，满足设计要求。

## 6 结束语

(1) 在岩溶发育地区修建重要建筑物，如桥梁、高层建筑物和重要工业厂房，应当进行“一桩一孔”勘察，必须查明基础底部以下3倍桩径范围内是否存在溶洞、溶沟或溶槽等不良地质条件，确保桩端嵌入完整基岩并保证桩底以下3倍桩径范围内无溶洞、溶沟或溶槽等不良地质条件。

(2) 采取高压喷射切割清洗方法能够有效清除桩底基岩溶洞内流塑~软塑状碎石粘

土,采用灌浆加固方法能有效处理桩底基岩溶洞等不良地基土,形成桩底基岩溶洞复合地基土并提高其承载力。

(3)与其采取在原桩位重新冲击成孔成桩相比,采取灌浆加固方法处理桩底基岩溶洞,具有技术可行、操作简单、工程成本低等优点。



## 简讯

### 第十三届全国地基处理学术讨论会一号通知

#### 一. 前言

随着我国现代化建设的发展,高速公路、铁路、港口码头以及高层建筑等基础设施建设日新月异,地基处理技术得到了广泛应用和快速发展。为加强地基处理技术的学术交流,提供新理论、新技术、新理念、新设备的探讨平台,中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会将于2014年10月下旬在西安举办第十三届全国地基处理学术讨论会。本次大会旨在展示地基处理领域的最新研究成果与发展趋势。

组委会诚邀您参加会议,届时您将有机会与全国各地的同仁们就技术方面共同关心的问题进行交流 and 研讨。会议还将特邀国内外著名专家学者做学术报告并出版正式论文集。

#### 主办单位:

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会

#### 承办单位:

长安大学

#### 协办单位:

机械工业勘察设计研究院、西北综合勘察设计院研究、中交第一公路勘察设计研究院有限公司、陕西省交通规划设计研究院、西安公路研究院、山西省交通科学研究院、中北工程设计咨询有限公司、西安市地下铁道有限责任公司、中铁第一勘察设计院集团有限公司、西安交通大学、西安理工大学、西安建筑科技大学、西北农林科技大学、西安铁路局科学技术研究所、陕西省建筑科学研究院

#### 二. 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会

顾问: 冯国栋 叶书麟 蒋国澄 卢肇钧 曾国熙

主任: 龚晓南

副主任: 侯伟生 刘波 史存林 滕延京 杨晓东 叶观宝 周国然 谢永利

资深委员: 陈国靖 方永凯 冯光愈 龚一鸣 霍启联 贾庆山 罗宇生 潘秋元

彭大用 涂光祉 王吉望 王盛源 叶柏荣 袁内镇 张永钧 张咏梅

张作镛 朱象清

委员: 常璐 陈轮 陈高鲁 陈景雅 陈如桂 陈文华 陈振建 高宏兴

顾湘生 韩晓雷 何新东 姜传斌 康景文 赖正发 李光范 李贤军

李学志 李耀良 梁仁旺 刘国楠 刘吉福 刘松玉 陆 新 马华明  
 孟庆山 裘慰伦 饶锡保 施建勇 苏振明 孙瑞民 滕文川 王 梅  
 王 园 王 钊 王明森 王占雷 吴如军 吴延杰 夏可风 项 枫  
 徐 超 薛 炜 闫明礼 杨成斌 杨 军 杨守华 杨素春 杨志银  
 叶阳升 曾昭礼 张 敬 张金接 赵明华 赵维炳 郑 刚 郑尔康  
 郑建国 周国钧 周洪涛 周虎鑫 周载阳 朱延鹏 杨晓华 冯忠居

**秘 书:** 俞建霖 周 建

### 三. 第十三届全国地基处理学术讨论会组织委员会

**主 任:** 沙爱民 谢永利

**副 主 任:** 俞建霖 郭应时 杨晓华 冯忠居

**委 员:** 郑建国 徐张建 张留俊 石飞荣 梁武星 赵队家 李志国 杨晓强  
 王可峰 廖红建 党发宁 韩晓雷 张爱军 刘小正 范 文 刘保健  
 王启耀

### 四. 论文征集

#### 征文内容:

现有地基处理技术进展;地基处理新技术的开发和应用;复合地基理论与实践新发展;地基处理工程勘察技术、设计计算、施工设备、质量检测等方面的新发展;地基处理其他方面的发展。

#### 格式要求:

1. 应征论文要求内容具体、明确、严谨、未公开发表过、文责自负且不涉及保密内容,论文字数一般不超过 8000 字(包括图标和公式),具有创新性以及充分尊重事实的论文将被优先采纳;
2. 论文格式请按《岩土工程学报》论文体例;
3. 请务必注明作者详细通讯地址、邮编、联系电话及 E-mail 地址;
4. 应征论文一式 3 份,2 份打印稿和 1 份电子稿。

**论文集:** 会议论文集将收录大会主题报告及所有被录用的论文,并出版正式论文集。

#### 重要日期:

提交全文截止日期:2014 年 5 月 30 日;全文录用截止日期:2014 年 6 月 30 日;  
 修改稿提交截止日期:2014 年 7 月 30 日。

**会议时间:** 2014 年 10 月下旬

#### 论文投稿及其他事宜请联系:

晏长根、来弘鹏、张莎莎、宋 飞

电话:029-62630052 传真:029-62630052

地址:西安市南二环中段长安大学校本部公路学院岩土与隧道工程研究所

邮编:710064

投稿邮箱:dijichuli2014@126.com

详情见网站:<http://highway.chd.edu.cn/>

**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,分别介绍了《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》、《污染地基处理新技术》及《基于气压劈裂原理的地基处理新技术》。今年将继续这一专题,介绍刘松玉老师和其他作者的研究成果。

# 微生物技术在地基处理中的应用研究

刘松玉<sup>1</sup>, 曾玲玲<sup>2</sup>

(1.东南大学岩土工程研究所,南京 210096; 2.福州大学土木工程学院,350108)

**摘要:** 本文介绍了微生物技术在地基处理方面的应用发展。阐述了微生物诱发生成方解石的作用机理,及其在裂缝修复、土体渗流通道堵塞、松散砂加固等工程应用方面的研究。并介绍了微生物在土壤修复中的不同处理方式和土壤中不同典型污染物的修复机理及其作用,包括重金属污染修复、石油污染物修复等方面的研究进展。

**关键词:** 地基处理; 微生物; 加固机理; 污染土;

## 1 前言

岩土工程工作者通常视土体为无机非生命物质进行力学特性研究,但土体中往往存在大量的微生物及其生命活动,很多学者包括生物学和生态学的研究者已对微生物在土体中的各种作用及其对天然土体性质的影响开展了研究,但岩土工程工作者在这方面所做的研究甚少,岩土工程中很少考虑微生物的重要性及其可利用性。近几年生物技术作为一门新兴技术飞速发展,成为 21 世纪带动人类社会经济发展的关键技术之一。微生物技术在岩土工程中的应用也开始引起了关注,James K. Mitchell<sup>[1]</sup>(2005)在“Biological Considerations in Geotechnical Engineering”一文中首次较全面展望了生物技术在岩土工程中应用。

本文简要介绍微生物技术在地基处理领域的应用,包括微生物对土颗粒的胶结作用、微观结构沉积发作用、渗流通道的堵塞作用、土体强度和刚度的影响、土壤的修复作用等。

## 2 微生物对土粒的胶结作用

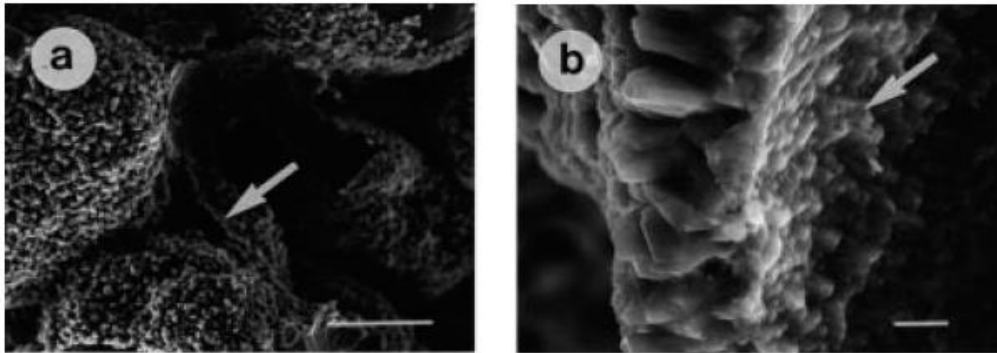
### 2.1 微生物胶结机理

微生物的代谢活动会在细胞内或细胞外产生一些较难溶的有机和无机化合物,相当多的这些化合物具有一定的胶结作用。一些微生物会在其细胞壁上形成多糖-蛋白质复合物,这些物质在微生物死后仍然存留在环境当中,并与其它无机化合物相互胶结,例如磷灰石、碳酸盐、硅酸盐、铁锰氧化物<sup>[2-7]</sup>。这些胶结性物质在石油、地质、土木工程中有重要的作用。

土体溶液中存在成千上万的细菌, Konhauser & Urrutia<sup>[8]</sup> (1999) 研究表明微生物对土中粒状颗粒及粘性矿物质的形成有着重要的作用。矿物表面可以迅速形成连续的细菌单层,连续的生物膜在孔隙水中与阳离子结合会促进晶核形成,即使在低离子浓度的孔隙水中也能使得结晶胶体不断扩展。

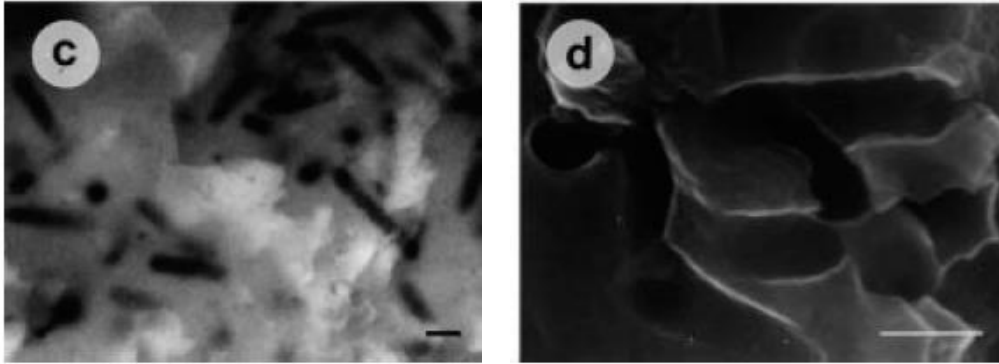
细菌的代谢活动会使 pH 值增大至碳酸钙絮凝剂合成的最佳环境。Bachmeier<sup>[9]</sup> (2002) 研究表明天然土体 pH 值能升高可能是由于尿素在尿素酶的催化作用下水解成氨水,大部分的微生物和植物都能产生尿素酶;环境中的 pH 值升高,能促使  $\text{Ca}^{2+}$  和  $\text{CO}_3^{2-}$  合成  $\text{CaCO}_3$ , 原位 pH 值的升高也使得细菌本身称为结晶成核的位置。

Stocks-Fischer<sup>[10]</sup> 等同样对芽孢杆菌 (*pasteurii*) 诱发形成的促使  $\text{CaCO}_3$  化学和物理性质进行了研究,这种细菌是 *alkalophilic* 土中的一种微生物。用 X 射线衍射分析了砂中沉积的矿物,主要是  $\text{CaCO}_3$  结晶形成的方解石,并用电子显微镜检验出在这种方解石晶体的中心位置存在芽孢杆菌,即结晶成核的位置。这种细菌不仅使得方解石成核,通过化学动力学研究还表明尿霉素活性及其与尿素良好的亲和力和能形成高 pH 值环境,该环境促使方解石的进一步生成。图 1 为电子显微镜扫描得到的砂柱中胶结材料晶体内部细菌的放大图<sup>[10]</sup>。



(a) SEI,柱体裂缝中的砂颗粒表面形成方解石晶体;

(b) SEI,a图中箭头所示位置的方解石晶体结构放大详图;



(c) BSEI.b图中箭头所示位置的放大图像,  
黑色圆柱物即为晶体中的pasteurii;

(d) SEI.c图中某一部位的放大图。

图1<sup>[11]</sup> 砂柱中胶结材料晶体内部细菌的放大图

Keri L. Bachmeier<sup>[11]</sup> (2002) 研究了利用芽孢杆菌 *B. pasteurii* 和两种基因重组的大肠埃希氏菌 *Escherichia (E. coli)* HB101) 尿素酶引起方解石沉积的功能。研究表明大肠埃希氏菌 *E. coli* 合成方解石沉淀的能力虽然不及芽孢杆菌 *B. pasteurii*, 但该细菌的研究仍有重要意义, 微量浓度的镍离子, 在尿素酶的辅助作用下, 可以大大加强大肠埃希氏菌 *E. coli* 合成方解石沉淀的作用。芽孢杆菌 *B. pasteurii* 和大肠埃希氏菌 *E. coli* 合成方解石沉淀的作用会因为尿酸酶活性抑制剂乙酰氧肟酸 (AHA) 受到抑制。通过基因重组细菌尿酸酶的研究证实尿酸酶的活性是影响微生物合成方解石沉积物的关键因素。

## 2.2 微生物胶结作用对土体强度特性的影响

经微生物处理后的土体其应力应变强度特性是微生物对土体力学效应影响的重要方面, Perkins<sup>[12]</sup> (2000) 研究了生物膜对砂土力学特性的影响。通过三轴和压缩试验研究了生物膜对 Ottawa 砂的应力-应变-时间关系的影响, 结果表明生物膜对砂土的强度和硬度并无显著的影响, 但是生物膜会加大蠕变变形的发展。

Jason T. DeJong 课题组<sup>[13]</sup> 通过三轴不排水剪切试验研究了芽孢杆菌加固松散砂作用效果。细菌通过液相介质与尿素和溶解的钙离子一起掺入砂样中, 随后发生胶结作用, 砂颗粒凝固效果不增断强。通过弯曲元波速测试对比评价了微生物加固和石膏加固试样的效果。通过一系列的等向固结三轴不排水压缩试验研究表明: 经微生物加固的松散砂样表现为应变软化特性, 相对于不处理的试样具有更高的初始剪切刚度和最终剪切强度, 该特性与常规石膏加固松散砂试样得到的结果是类似的。通过电子显微镜扫描证实胶结成块的砂体颗粒与颗粒之间存在方解石沉积浓缩的骨架结构。

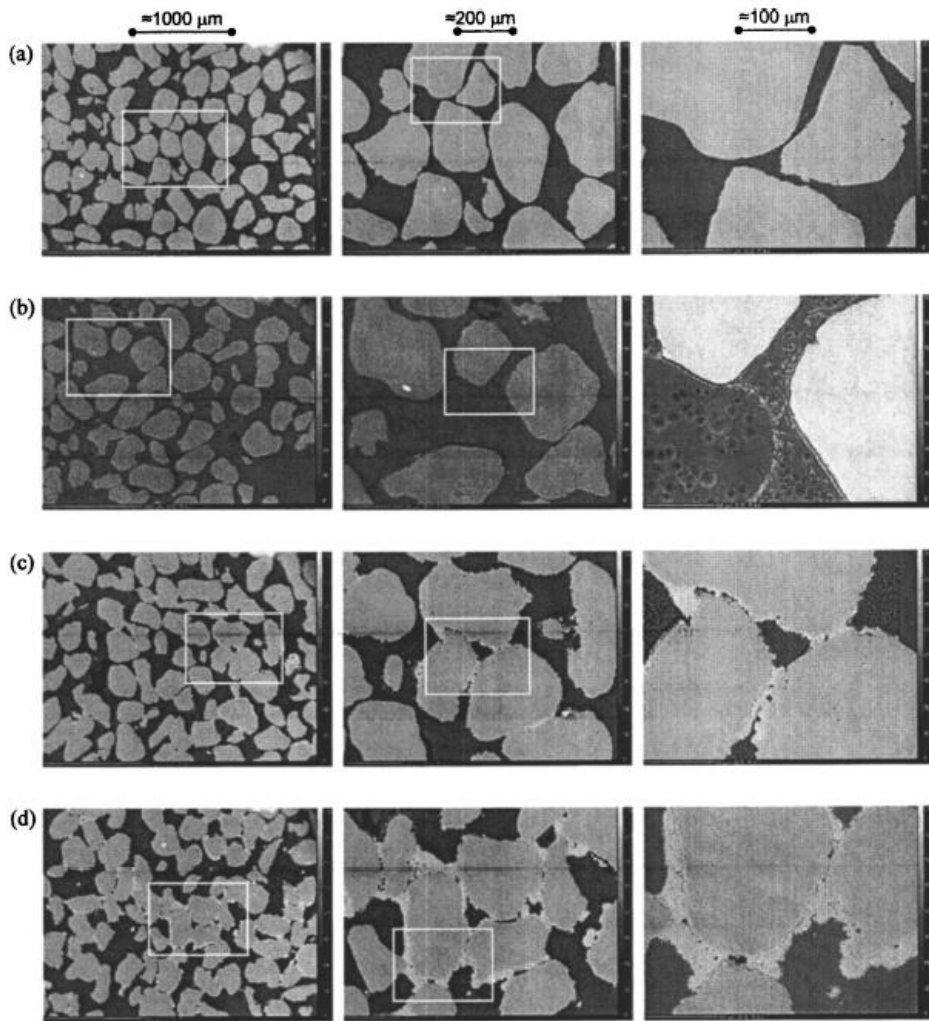


图2 (a) 未胶结砂粒 (b) 石膏胶结砂粒 (c) 细菌微弱胶结砂粒 (d) 细菌强胶结砂粒

### 2.3 微生物对土体渗透性的影响

早期对微生物能诱发生方解石处理技术的研究并没涉及其对砂体等土颗粒的强度力学特性影响的研究,更主要的是关注将该处理技术用于降低多孔介质渗透性的研究。微生物及其诱发生成的产物早在50年前就开始利用于提高储存石油的采收率或是用于清除井壁<sup>[14]</sup>,其方法是利用细菌堵塞渗透性沉积土体,封锁含水层来提高出油的产量。

Ferris, Frederick G; Stehmeier, Lester G.等<sup>[15]</sup>(1996)提出了细菌矿物封堵技术,利用细菌加速碳酸钙絮凝沉淀,生成一种矿物堵塞剂和胶结剂。该研究通过在高渗透含水通道中注入当地的微生物产生自生矿物沉淀,从而形成微生物矿物堵塞剂。用于提高储油器中的石油的采收率、地下松散砂的胶结、控制地下水中污染物的流动,并于2003年申请了细菌矿物封堵技术专利(U.S. Patent No. 5,143,155)。

## 2.4 微生物胶结作用在裂缝修复中的应用

微生物促使产生的方解石胶结剂可以用于降低多孔介质的渗透性, 有学者便开始研究是否可以将该处理技术用于结构裂缝的修复。V. Ramakrishnan<sup>[16]</sup>探讨了用芽孢杆菌 (*pasteurii*) 和细菌 (*Sporosarcina*) 与砂混合成填充材料用于人工制成的标准配比混凝土块裂缝的修复。通过对比试验研究得出掺混了生物胶粘剂的混凝土裂缝修复效果非常好, 抗压强度明显提高。并通过试验得到了裂缝修复的最佳深度和最大抗压强度的细菌密度。试验结果还表明, 通过加载破坏后的试样砂粒是粘结成块的, 这说明微生物产生的碳酸盐胶粒使得砂粒能够胶结在一起并修复裂缝。通过电子显微镜对被生物胶粘剂填充的裂缝的典型样品进行扫描得出: 砂粒之间、砂粒和裂缝都布满了由方解石凝结成的骨架结构, 由能量弥散 X 射线分光光度探测器分析得出这种由细菌产生的方解石凝固剂的主要成分是  $\text{CaCO}_3$ 。

## 3 微生物在污染地基修复中的应用

### 3.1 污染土生物修复技术

土体污染是重要的环境问题之一。污染土的修复技术近二十年才开始有显著的进展, 同时污染地基的评价和修复理论也得到了发展。对污染地基进行壤修复的主要途径有: 移除或破坏污染物; 改变污染物的性质, 降低其毒性、化学性质的活跃性; 对污染物进行隔离或固定, 切断其向外扩散的途径。生物修复的目的是将污染物降解为无害的中间产物或最终产物<sup>[17]</sup>。最终产物是将污染物完全矿化为二氧化碳、水、和简单的无机化合物。大量的有机污染物可以通过微生物进行降解, 通过天然土体中微生物群落的降解修复污染土成为生物处理技术中优化选择。微生物修复技术根据其处理方式的不同可以分为异地处理技术和现场处理技术以及厌氧处理和好氧处理。为了同时能处理污染土和地下水, 生物处理会结合其它处理技术以达更好的处理效果。

### 3.2 重金属污染土的生物修复技术

土壤重金属污染是一个难以解决的全球性的棘手问题。由于土壤中重金属污染是一个不可逆的过程, 且土壤中的重金属具有非降解性及难以清除性, 因此, 采用传统的淋滤法、客土法和吸附固定法等物理方法及络合浸提法等化学方法修复重金属污染土壤, 造价较高<sup>[18]</sup>。近年来, 微生物、植物等生物修复技术成为土壤重金属污染修复研究的热点。其原理包括

#### (1) 生物的吸附富集作用

土壤微生物本身及其代谢产物都能吸附和转化重金属。微生物对重金属的生物积累机理主要表现在胞外络合作用、胞外沉淀作用以及胞内积累三种形式。微生物可通过带电荷的细胞表面吸附重金属离子, 或通过摄取必要的营养元素主动吸收重金属离子, 将重金属离子富集在细胞表面或内部<sup>[19]</sup>。微生物表面结构对重金属的吸附起着重要的作用, 微生物细胞壁和黏液层能直接吸收或吸附重金属。微生物表面即带正电荷, 又带负电荷, 但大多数微生物所带的是阴离子基团, 有利于对重金属的吸附。



微生物对重金属积累和吸着的作用方式有以下几种：a.金属磷酸盐、金属硫化物沉淀；b.细菌胞外多聚体；c.金属硫蛋白、植物螯合肽和其他金属结合蛋白；d.铁载体；e.真菌来源物质对金属的去除；f. 衍生、诱导或分泌的微生物产物与金属去除。

#### (2) 微生物对重金属的氧化—还原作用

微生物可通过直接的氧化作用或还原作用，改变重金属的价态，金属价态的改变会影响到金属的溶解性、移动性以及生态毒性<sup>[20]</sup>。微生物能氧化土壤中多种重金属元素，某些自养细菌如硫2铁杆菌类(*Thiobacillus ferrobacillus*)能氧化 $As^{3+}$ 、 $Cu^+$ 、 $Mn^{4+}$ 和 $Fe^{2+}$ 等，假单胞杆菌(*Pseudomonas*)能使 $As^{3+}$ 、 $Fe^{2+}$ 和 $Mn^{2+}$ 等发生氧化，微生物的氧化作用能使这些重金属元素的活性降低。硫还原细菌可通过两种途径将硫酸盐还原成硫化物，一是在呼吸过程中硫酸盐作为电子受体被还原，另一是在同化过程中利用硫酸盐合成氨基酸，如胱氨酸和蛋氨酸，再通过脱硫作用使 $S^{2-}$ 分泌于体外。 $S^{2-}$ 可以和重金属 $Cd^{2+}$ 形成沉淀，这一过程在重金属污染治理方面有重要的意义。可溶的 $Hg^{2+}$ 在环境中可以被好氧细菌还原为可挥发的 $HgO$ ，并释放到空气中，可使用汞还原菌促使 $Hg^{2+}$ 还原和挥发，以达到对汞污染土壤生物修复的目的。就Cr元素而言， $Cr^{6+}$ 毒性和水溶性都很强， $Cr^{3+}$ 毒性和水溶性都低，在土壤中移动性差。所以通过还原作用可以使Cr的生态毒性及在土壤中的移动性降低，达到污染治理的目的。青霉菌能还原 $Cr^{6+}$ 为 $Cr^{3+}$ ，其还原是非诱导性的，但在 $Hg^{2+}$ 、 $Cu^{2+}$ 、 $Co^{2+}$ 、 $Cd^{2+}$ 和 $Ni^{2+}$ 离子的存在下，对 $Cr^{6+}$ 还原有明显的抑制作用。在土壤中分布有多种可以使铬酸盐和重铬酸盐还原的细菌，如产碱菌属(*Alcaligenes*)、芽孢杆菌属、棒杆菌属(*Corynebacterium*)、肠杆菌属、假单胞菌属和微球菌属(*Micrococcus*)等，这些菌能将高毒性的 $Cr^{6+}$ 还原为低毒性的 $Cr^{3+}$ 。

#### (3) 微生物成矿沉淀作用<sup>[21]</sup>

一些细菌可向胞外分泌 $S^{2-}$ 和磷酸等物质，沉淀环境中的重金属离子，或者在细菌的成矿过程中伴随有重金属的共沉淀。Bang等将沙门氏菌(*Salmonella enterica* Serovar Typhimurium)中的硫还原酶基因 $phsABC$ 植人大肠杆菌(*E. coli*)中，得到大肠杆菌(*E. coli*) DH5 $\alpha$ ，该菌株在有氧及无氧条件下均有较强的硫还原活性，产生大量 $H_2S$ 沉淀溶液中的 $Cd^{2+}$ ，当溶液中总Cd浓度为 $150\mu mol/L$ 时，去除率为98%。

#### (4) 淋滤作用<sup>[22]</sup>

氧化硫杆菌、氧化亚铁杆菌等可以通过提高氧化还原电位、降低酸度等作用，滤除污泥、土壤和沉积物中的重金属，不同种类的细菌对重金属的淋溶效果也不同，一般来讲，嗜酸细菌(*Acidophilic*)>嗜中胜细菌(*Neutrophilic*)，氧化亚铁杆菌+氧化硫杆菌>氧化亚铁杆菌>土著微生物。Seidel等报道，硫杆菌(*Thiobacillus* spp)可以生物淋滤污染沉积物中的重金属，加入硫杆菌28d后，有超过60%的重金属离子溶出，就单一重金属离子而言，Zn和Cd约80%，Ni、Mn和Co约70%，Cu约28%，而Cr、Pb和As几乎不能溶出。

#### (4) 微生物的菌根作用<sup>[23]</sup>

菌根是植物根系和真菌形成的一种共生体，菌根与土壤的交互作用形成了菌根际。对根际的研究结果表明，根际环境的改变直接影响了重金属在土壤-植物系统中的迁移、转化及生物有效性。微生物、菌根对重金属的生物有效性的影响是多方面的，利用菌根根际的

作用可提高生物修复的效率。菌根对于植物吸收Cu、Zn和Pb等重金属有着调控的作用,这可能与菌根对重金属的生物吸附和富集,或者由于菌根促进磷酸根离子的吸收使其与重金属形成多聚磷酸盐在根部累积有关。在重金属污染土壤上培育对重金属具有降毒能力的微生物,有些微生物具有嗜重金属性,利用特异微生物有效地吸收土壤中的重金属,使污染区净化。

### 3.3 有机污染土生物修复技术

各种石油制品的挥发沉降排放引起了一系列土壤石油污染问题。研究表明利用微生物促进有毒、有害物质降解,利用活的有机体去打破污染有毒害作用的大分子结构,最终把石油污染物转化成无毒性的形式,从而使石油类污染物在微生物的新陈代谢循环中得到转化和去除,该处理方法费用低、效果好、无二次污染的特点而具有很好的应用前景<sup>[24-26]</sup>,是世界上许多发达国家正在研究和实践的石油污染土壤的处理方法。

城市生活垃圾是人们日常生活产生的废弃物,若得不到合理的处置,将严重威胁人类居住环境。近年来,城市生活垃圾的无害化、资源化处理愈来愈受到国内外学者的高度重视,各国均致力于新的垃圾处理方法的研究<sup>[27]</sup>。日本的科研人员经过多年的研究试验,从自然界中筛选到几种能快速分解厨房废弃物的有益微生物,这些微生物具有纤维素、脂类、蛋白类和甲壳质等物质的分解能力,在45~60℃高温条件下,可将厨房剩余物,如菜叶、米饭、鱼骨、蛋壳和果皮等有机物分解成H<sub>2</sub>O、CO<sub>2</sub>和灰质,消纳率高达90%以上,减少了有机生活垃圾总量,且经微生物分解后的少量残渣是高效的有机生物肥料,能明显地促进农作物的生长,增强农作物抗病能力,此有机肥料来源于无毒害的有机生活原料及自然中存在的微生物,不会造成环境污染,真正实现了垃圾的无公害和资源化处理。我国学者也纷纷开始了这一处理技术的研究,但目前所分离并采用的微生物品种比较少,垃圾分解效果有限。朱晓慧、唐宝英<sup>[28]</sup>等采用多种培养基,对广泛收集的菌种、相关土样进行分离、筛选,得到了八株有效微生物,其产生的蛋白酶、脂肪酶、淀粉酶和纤维素酶等酶系可使大分子物质分解成低分子物质,微生物摄取这些低分子物质后,将其转变成二氧化碳、水和少量氨气并释放能量,剩余的少量固体残渣可作为生物肥料。

土体中存在大量降解氯代芳香族污染物的微生物类群<sup>[29]</sup>,它们对氯代芳香族污染物(如氯苯、氯苯酚、PCBs、2,4-D、PCDD/Fs等)的降解主要依靠两种途径:即好氧脱氯和厌氧脱氯。通常情况下,高氯代联苯是以厌氧还原脱氯为主<sup>[30]</sup>,而低氯代多氯联苯的脱氯降解主要是在好氧条件下发生<sup>[31]</sup>。中国科学院南京土壤研究所土壤与环境生物修复研究中心<sup>[32]</sup>也研究发现了PCBs复合污染土壤中存在部分优势革兰氏阴性降解菌,如鞘氨醇单胞菌属(*Sphingomonas*)、伯克霍尔德菌属(*Burkholderia*)以及假单胞菌属(*Pseudomonas*),而且土壤中还大量尚未被发现的PCBs降解性微生物。如何发挥和挖掘高氯代和低氯代PCBs复合污染土壤中土著微生物的降解修复潜力,已经成为持久性有机污染物(POPs)污染土壤修复的重要途径和研究思路。其中土壤环境条件是影响POPs污染土壤微生物修复的重要因素,营造一个合适的土壤物理、化学环境,以保持较多数量的降解菌及其较高的生物活性,亦成为该类污染土壤微生物修复技术发展的主攻方向。

## 4 结论与展望

微生物的作用会影响岩石的风化、成矿作用、土体的形成和结构,以及土颗粒的表面特性,微生物在岩土工程领域中的应用研究还处于起步阶段,微生物其庞大的种类和数量及其在岩石、土体和建筑材料中的作用,需要深入认识和研究,其主要方向有:

- (1) 微生物在岩石和土体中的作用机制与影响因素;
- (2) 对土体和建筑材料进行加固防渗作用的有效菌种;
- (3) 微生物对土体渗流、变形、强度等力学特性的影响规律。

(4) 微生物修复土壤污染国外研究已较成熟,但经济有效的施工工艺与设备、微生物的活性保护等方面还需进一步研究。

### 参考文献:

- [1] James K, Mitchell, Hon, J. Carlos Santamarina. Biological Considerations in Geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005, 131(10): 1222-1233
- [2] Beveridge, T.J., Meloche, J.D., Fyfe, W.S., Murray, R.G.E., Diagenesis of metals chemically complexed to bacteria: laboratory formation of metal phosphates, sulfides, and organic condensates in artificial sediments. *Applied and Environmental Microbiology* 45: 1094-1108, 1983.
- [3] Ghiorse, W.C.. Biology of iron-and manganese-depositing bacteria. *Annual Review of Microbiology*. 1984,38: 515-550.
- [4] Knoll, A.H.. The distribution and evolution of microbial life in the late proterozoic era. *Annual Review of Microbiology*.1985, 39: 391-417.
- [5] Lappin-Scott, H.M., Cusack, F., Costerton, J.W.. Nutrient resuscitation and growth of starved cells in sandstone cores: a novel approach to enhanced oil recovery. *Applied and Environmental Microbiology*, 1988, 54: 1373-1382.
- [6] MacLeod, F.A., Lappin-Scott, H.M., Costerton, J.W. Plugging of a model rock system by using starved bacteria. *Applied and Environmental Microbiology*, 1988, 54: 1365-1372.
- [7] Rivadeneyra, M.A., Delgado, R., Quesada, E., Ramos-Cormenzana, A. Precipitation of calcium carbonate by *Deleya halophila* in media containing NaCl as sole salt. *Current Microbiology*, 1991, 22: 185-190.
- [8] Konhauser, K. O., and Urrutia, M. M. Bacterial clay authigenesis:A common biogeochemical process. *Chem. Geol.*, 1999,161: 399-413.
- [9] Bachmeier, K. L., Williams, A. E., Warmington, J. R., and Bang, S. S. Urease activity in microbiologically-induced calcite precipitation. *J. Biotechnol.*, 2002. 93: 171-181.
- [10] Stocks-Fisher, S., Galinat, J. K., and Bang, S. S. Microbiological precipitation of CaCO<sub>3</sub>. *Soil Biol. Biochem.*, 1999. 31(11):1563-1571.
- [11] Keri L. Bachmeier a, Amy E. Williams a, John R. Warmington b,Sookie S. Bang. Urease activity in microbiologically-induced calcite precipitation. *Journal of Biotechnology* 93 (2002): 171-181.

- [12] Perkins, S. W., Gyr, P., and James, G., The Influence of Biofilm on the Mechanical Behavior of Sand. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, 2000, 23(3): 300-312.
- [13] Jason T. DeJong<sup>1</sup>; Michael B. Fritzges<sup>2</sup>; and Klaus Nüsslein. Microbially Induced Cementation to Control Sand Response to Undrained Shear *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2006, 132 . (11): 1381-1392.
- [14] Kantzas, A., Stehmeier, L., Marentette, D. F., Ferris, F. G., Jha, K. N., and Mourtis, F. M.. A novel method of sand consolidation through bacteriogenic mineral plugging. *CIM Annual Technical Conf.*, Calgary, 1992
- [15] Ferris, F. G., Stehmeier, L. G., Kantzas, A., and Mourits, F. M.. Bacteriogenic Mineral Plugging. *J. Can. Pet. Technol*, 1996, 35(8): 56-61
- [16] Ramakrishnan, V., Bang, S. S., and Deo, K. S. A novel technique for repairing cracks in high performance concrete using bacteria. *Proc. of the Int. Conf. on HPHSC*, Perth, Australia, 1998, 597-618.
- [17] R.E.Hester and R.M.Harrison. Contaminated Land and its Reclamation [M]. The Royal Society of Chemistry
- [18] Ebbs S.D., Lasat M.M., Brady D.J., et al. Phytoextraction of cadmium and zinc from a contaminated soil. *Environ. Qual.*, 1997, 26: 1424-1430.
- [19] Beveridge T.J., Koval S1F. Binding of metals to cell envelopes of *Escherichia coli* K212. *Appl. Environ. Microbiol.*, 1981, 42 (2):325-335.
- [20] 周启星, 宋玉芳. 污染土壤修复原理与方法. 北京: 科学出版社, 2004
- [21] Sharma PK, Balkwill DL, Frenkel A, Vairavamurthy MA.A. A new *Klebsiella planticola* strain (Cd-1)grows anaerobically at high Cadmium concentrations and precipitates Cadmium sulfide. *Appl Environ Microbiol*, 2000, 66: 3083-3087.
- [22] 莫测辉, 蔡全英, 吴启堂, 桂荣. 微生物方法降低城市污泥的重金属含量研究进展. *应用与环境生物学报*, 2001, 7(5) : 511-515.
- [23] 李红, 张爱云. 微生物在采矿工程环境保护中的作用. *国外金属矿选矿*, 1998, (4): 41-42.
- [24] 李培军, 郭书海, 孙铁珩. 不同类型原油污染土壤生物修复技术研究. *应用生态学报*, 2002, 13(11): 1455-1458.
- [25] 孙东平, 胡凌燕, 周伶俐, 李亚维, 杨家志. 微生物混合堆制法处理油污土壤的净化效果. *生态环境*, 2007, 16(3): 871-874.
- [26] 牛明芬, 郭书海, 李风梅, 杨雪莲, 冷延慧, 牛之欣. 稠油污染土壤的生物修复应用研究. *沈阳建筑大学学报(自然科学版)*, 2006. 22(16): 968-971.
- [27] 姜昌亮, 孙铁珩, 李培军等. 石油污染土壤长料堆式异位生物修复技术研究. *应用生态学报*. 2001, 12 (2): 279-282.
- [28] 朱晓慧, 唐宝英, 刘佳. 有机生活垃圾微生物处理剂的研究. *环境污染治理技术与设备*, 5(5):
- [29] 沈德中编著. 污染环境的生物修复. 北京: 化学工业出版社, 2002.
- [30] Quensen JF, Mousa MA, Boyd SA. Reduction of aryl hydrocarbon receptor-mediated activity of polychlorinated biphenyl mixtures due to anaerobic microbial dechlorination. *Environmental Toxicology and Chemistry*, 1998, 17: 806-813.
- [31] Komancova M, Jurcova I, Kochankova L. Metabolic pathways of polychlorinated biphenyls degradation by

*Pseudomonas* sp. 2. Chemosphere, 2003, 50: 537-543.

[32] 滕应. 复合污染土壤的微生物多样性和微生物修复研究(博士后出站报告). 南京: 中国科学院南京土壤研究所, 2005: 49-70.

## Research on the application of microbial technology in ground treatment

LIU Song-yu, ZENG Ling-ling

(1.Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096; 2.College of Civil Engineering of FuZhou University, FuZhou, 350108)

Abstract: The microbiologically soil improvement technology developed recently is reviewed in this paper. The mechanism of microbiologically-induced calcite precipitation and its application in cementation of cohesionless sands, cracks repairing and permeable channels sealing are stated. The microbiologically Reclamation of contaminated soil including heavy mental and oil pollution is then discussed. Some suggestions for the further research are finally presented.

Key words: microbial; soil improvement; mechanism; contaminated soil.



# 电动土工合成材料在水力工程中的应用

(第二部分)

## Electrokinetic geosynthetics in hydraulic applications

作者: Colin J.F.P. Jones<sup>1</sup>, John Lamont-Black<sup>1</sup>, Stephanie Glendinning<sup>2</sup>, 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

### 4 EKG 的应用

EKG材料的应用范围比传统的土工材料要大得多。如表5显示, EKG多用于水力工程或与之密切相关的领域。如土木工程领域, 主要采用EKG固结软弱土以及加固地基和开凿(Pugh, 2002; Chew 等, 2004; Kulathilaka 等, 2004; Glendinning等, 2005; Jones等, 2006; Lamont-Black & Weltman, 2010)。在采矿业中, EKG主要用于废水的处理和回收(Pavlakisi 等, 2002; Fourie等, 2002, 2004a, b, 2007; Lamont-Black等, 2007a,b)。在水工程中, EKG的应用包括污泥的及时脱水和淤泥泻湖的固结(Lamont-Black等, 2005; Glendinning等, 2006)。更多详细的关于EKG应用形式和实例的介绍如下。

#### 4.1 电动固结

传统的固结基于塑料排水板(PVDs)和超载, 是水力流的函数, 可采用达西定律表示如下:

$$Q = K_h i_h A \quad (2)$$

其中 $K_h$ 为水力渗透系数,  $i_h$ 为超载引起的水力梯度,  $A$ 为面积。

电渗固结可采用类似的公式表示:

$$Q = K_e i_e A \quad (3)$$

其中 $K_e$ 为电渗渗透系数,  $i_e$ 为与超载对应的电势梯度。

细粒土的电渗和常规水力固结的效果也可通过比较其电渗和水力渗透系数来反映, 如图2(见第一部分)所示。

图7为低渗透性土体电渗固结的示意图。当对一不渗透且排水条件合理(阳极关闭阴极可自由排水)的土体施加电势差时, 土体中会产生负孔隙水压:

$$u = K_e \gamma_w V / K_h \quad (4)$$

其中 $V$ 为电势。

表 5 现有 EKG 的应用和发展行业、领域、部门

行业	领域	作用	EKG 产品
水	废水处理	排水机械	EKG 带式压滤机 EKG 板式压滤机
		堆载	ePD 系统
	水处理	脱水	EKG 过滤袋
		脱水	EKG 板式压滤机
		固结	ePVD 系统
食品	食品和饮料加工	脱水	EKG 带式压滤机、EKG 袋
采矿	镀铜	脱水	ePVDs
	钻石	脱水	EKG 带式压滤机
	铁矿石	脱水	ePVDs
	瓷土	产品排水	EKG 板式压滤机
	煤、煤渣	脱水	EKG 带式压滤机、真空压带机
	稳定尾矿泻湖	脱水	ePVDs
	抗液化	稳定	ePVDs 及（或）电动土钉
土木工程	地基工程	排水	EKG 过滤袋 EKG 带式压滤机
		淤泥排水	EKG 过滤袋
	水道工程	路基稳定	ePVDs 和电动土钉
		边坡和路基稳定	ePVDs 及电动土钉
	铁路和公路养护	土体强化	REKG
		地基固结	ePVD
	棕色地带开发 / 土地开垦	地基固结	ePVDs
		废料固化	EKG 过滤排水帘幕
	公路养护和排水沟废料	废料固化	EKG 过滤袋
体育	施工	足球	ePD 垫系统
		板球	eMat 双垫层系统
		高尔夫	eMat 及 ePD 系统
(园艺)	修护	足球	eRibbon 和 ePD 系统
环境岩土工程	排污 / 棕色地带开发	环保	ePD 系统

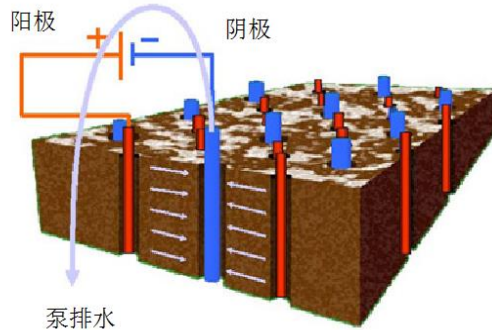


图 7 电渗固结示意图

由于总应力 ( $\sigma$ ) 恒定, 负孔隙水压 ( $u$ ) 势必使得有效应力 ( $\sigma'$ ) 上升:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (5)$$

有效应力的增加又会导致土体颗粒联系得更为紧密, 也即固结。一维情况下, 有效应力的增加等同于给土体施加了一表面荷载, 此荷载引起有效应力上升并进而使得土体发生沉降。

一般认为电渗过程中, 当使得水向阳极回流的水压力与驱动水流向阴极的动力平衡时, 沉降即不再发展, 所能达到的固结度取决于土壤的压缩性和有效应力的变化。电渗法不能有效用于超固结土, 除非有效应力的增加大到使得土壤回复其原始压缩曲线。

已有文献表明电渗引起的最小负孔隙水压力约为-100kPa, 可采用传统的固结理论计算其产生的沉降大小和分布。

相对常规采用塑料排水板 (PVDs) 的固结方法, 基于ePVDs的电动固结法具有无需上部堆载、减少固结时间 (约一个数量级) 以及消除扭结和污点等优点, 后者会降低PVDs的效果 (Satibi, 2001)。污泥泻湖上无法施加堆载, 因此只能采用ePVDs进行脱水处理。

Jones 等 (2006) 在其文献中对土壤的电动固结进行了详细设计和分析。

#### 4.2 斜坡和开凿的加固

图8为采用EKG加固土坡的示意图, 图中电极所插方向可防止潜在滑动面的发展。电渗处理会直接降低孔隙水压, 加速土坡排水, 进而提高土体抗剪强度、减少滑动面发展引致的风险。另外, 电渗处理后, 这里的电极还可继续承担被动排水和加固 (土钉) 作用。采用EKG加固另一优势之处就是可使加固体与土体的联系更为紧密 (Hamir 等, 2001)。对土坡和开凿的加固或稳定的设计和分析参见 Lamont-Black & Weltman (2010) 的文章。



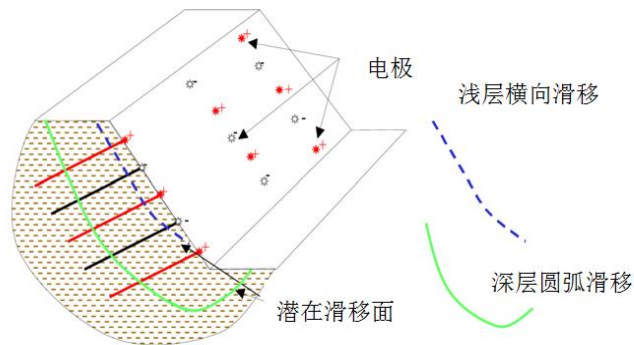


图8 土坡的电动加固

### (1) 实例：某铁路地基的加固

在英国高速公路和铁路网沿线有20000km的土工建筑物（主要为开凿和路堤），其中铁路路堤和开凿大多建于维多利亚时期（1840-1900），并不符合现有的岩土工程标准。气候条件的变化使得需要定期对这些铁路设施进行维修和整治，这也已成为重大的工程难题。特别地对于高速公路路堤，气候变化会加大超孔隙水压力和其它不利情况发展导致其失效的风险。

一般采用趾部加重或斜坡削缓来处理斜坡问题，但这两种方法均不能考虑每年植被变化引起的土体收缩-膨胀问题，而这个问题对铁路或孔隙水压变化有着重要影响，也决定了这两种方法只能推迟失效的发生，并不能从根本上规避。此外，这些方法的运用会消耗大量的粗骨料和能量，使得其可行性受到更多的质疑。

电动法地基处理是一个新的土坡加固方法，其特点在于：

- a) 加固土坡；
- b) 反映孔隙水压变化；
- c) 反映土体的收缩-膨胀性能；
- d) 无需实时监控；
- e) 能耗较低。

英国铁路网曾于2009年在伦敦建了一9m高维多利亚堤。该路堤是通过将风化的伦敦粘土和其它材料如砖块、石块的混合料一端倾倒在冲积土和砾石阶地之上（如图9所示）而建成，评估结果显示其多处表现出不稳定性。路堤上部的测斜管读数还表明滑移面约处于深度2.5m处，这可能是一浅层横向滑动面，也可能仅是某深层圆弧滑动面的一部分。稳定性分析得到该路堤斜坡的安全系数为1.0。

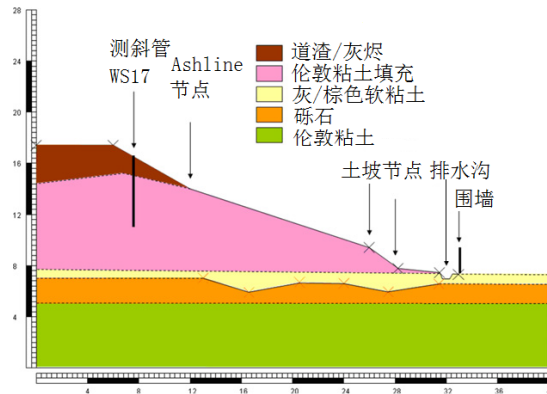


图 9 土坡假定破坏面断面图

以防止可能的失效模式为宗旨对电动加固法进行设计。外面一排EKG电极中心距为2m, 充当阳极, 且组成一棋盘式六边形, 在其中中心放置阴极。坡顶电极近乎水平插入, 其它电极与坡面垂直。整个电极的安装过程花了一两人小队10天的时间(如图10所示)。之后, 施加直流电压(60-80V), 阳极附近的水流向阴极。处理时间为6周, 得到以下结果:

- a) 阴极排水量是控制排水管的25倍多;
- b) 阳离子交换使得土体塑形和收缩性降低;
- c) 地下水温从10° C上升到20° C。
- d) 电能消耗为每立方米土体11.5kWh。
- e) 抗剪强度指标 ( $c'$  和  $\Phi'$  ) 得到改善。
- f) 阳极与土体的粘结强度得到263%的提高(如图11所示)。
- g) 处理后土坡滑动的可能性趋近于0。

电动处理后, 阳极留在土体中作为永久的土钉, 水平的阴极同样继续存留充当永久的排水管。

电动处理前后对土坡进行了稳定性分析, 其中抗剪强度参数和粘结强度均采用监测到的最小值。分析结果如表6所示。

表 6 土坡稳定分析结果

分析	加强作用	安全系数 (ULS)
处理前	否	0.96
处理后	是	1.47
处理后	是	1.71



图 10 采用 P45 钻机安装 EKG 电极

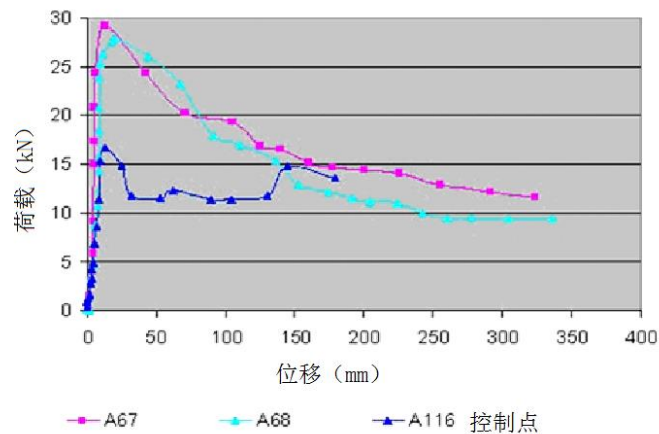


图 11 阳极拔出试验结果

## (2) 加固效果的永久性

EKG对土坡的加固效果是永久的，主要表现在以下几个方面：

- a) 电动处理使得软弱路堤产生固结，抗剪强度得到提高，且这里的固结是永久性的。另外，电动法对稳定要求较高的材料最为适合，也就是说可根据材料的性能评估电动法的适用性；
- b) 在电渗流的作用下粘土化学性能如粘结性和塑形产生变化，这种变化是永久不可逆的；
- c) 土体与加筋体间粘结强度的增长是永久性的；

d) 电渗后斜坡中存有被动排水（由未拔除的阴极引起）。

### (3) 成本和碳排放量

对EKG法和传统基于金属护栏和放坡的方法进行成本分析比较，结果表明EKG法能节省26%的费用，碳排放量也比传统处理法要小47%。

### (4) 感应电流

采用电动法中可能会产生“偏离”电流，且对周围信号系统具有重要影响。这里的“偏离”指的是未在预期之中的电流，可能由下列因素引起：

- a) 直接导电；
- b) 感应电流。

相关分析表明电动法应用中“偏离”电流可以忽略。

## 4.3 污泥的脱水

现如今污泥的处理已成为影响废水处理的重大问题之一。自来水公司一般在非工用泻湖中处理大量的污泥，这也是成本最低的方法。但是需要指出的是，泻湖并不能真正处理污泥，而是仅能延缓时间到其必须得到合理处置。已有研究表明采用电动法对这些老泻湖进行处理是可行且经济的。

表 7 图 12 相应的处理成本的比较 (Mclaughlin, 2005)

	传统带式压滤机	EKG 带式压滤机
荷载 (干土质量 kg/小时)	540	540
处理时间 (小时)	8000	8000
土块干物质含量 (%)	19	31
处理成本 (£/m <sup>3</sup> )	15	15
处理成本 (£/kg)	340500	208500
EKG 节约成本 (£/年/单个机器)		132000

原污水的处理会产生固体颗粒含量1~3%的污泥，有效地对其进行脱水一直以来都是所有自来水公司要解决的复杂问题。常规的污泥脱水方法使用带式过滤机或者离心机降低污泥含水量，当固体颗粒含量高于25~30%时处理效果最好。一般来说，采用带式过滤机所能达到淤泥块的固体颗粒含量为16~20%，而离心机能达到的含量则超过25%。

通过将带式过滤机技术与EKG结合使得淤泥电渗脱水而不仅仅是水力排水，处理效果得到大大提高。这方面适合采用二维编织而成的聚酯薄片作为EKG材料，同时具有过滤、加固、围堵和电渗的功能（如图6所示）。

图12显示了Thames自来水公司（伦敦）采用EKG技术处理污水的结果，同样的结果在德国也有得到。图12（a）表明当固体颗粒含量为19%时，材料仍处于液态且难以运输，需要混合以稻草来维持稳态。若采用燃烧法进行处理，还需要在污泥中加入燃油以提高其热函。

采用EKG法处理时，污泥最终固体颗粒含量为31%，此时污泥不再是液态，不需要另

加入其它材料即可成形。另外，处理后污泥的体积降低了39%。当固体颗粒含量大于30%时，大多数淤泥块本身可充当可燃物。



(a) 常规处理方法，达到 19%固体颗粒含量；

(b) EKG 加固法，达到 31%固体颗粒含量和 39%的体积降低

图 12 常规处理方法和 EKG 加固法的比较

#### 4.4 尾矿的脱水和回收

对金伯利岩进行冶金加工以获取钻石过程中将水用作加工和运输的媒介，这个过程会产生两大类废弃物，粗磨粉 (>75 $\mu\text{m}$ ) 和煤泥 (<75 $\mu\text{m}$ )。采矿业中，随着废水的可持续利用得到愈来愈多的重视，粘贴和浓缩尾矿 (P&TTD) 等技术也得到更多的应用。较之废水治理，废水回收具有可再利用、所需设施尺寸较小以及延长给定设施使用寿命的优势 (Fourie 等, 2004a,b, 2007)。



图 13 金伯利岩煤泥的处理



图 14 电动压带机



图 15 尾矿脱水后的干物质

P&TTD处理污泥的同时还能回收废水，但其中缺乏有效的排水过程，这就意味着需要用高压、容积式泵将稠状尾矿或糊剂泵送到处理场地（如图13所示）。在金伯利（南非）的一项采用电动压带机的全尺寸室内试验表明电动法主要能节省处理的能耗成本、减少需处理的废物量、回收废水以及大大减少碳（CO<sub>2</sub>）排放量（如图14所示）。经脱水后的尾矿可用传送带运输到处理场地，如图15所示。该试验其它结果还包括：

- (1) CO<sub>2</sub>含量降低55%，含量单位TCO<sub>2</sub>/yr；
- (2) 能耗降低55%，能耗单位MWhr/yr；
- (3) 废水量降低67%，回收废水1.75MT/yr；
- (4) 尾矿体积降低49%；
- (5) 建立尾矿堤坝的需求降低。

## 5 结论

EKG 材料的主动作用大大拓展了土工材料的应用范围，其与常规土工材料的根本不同之处在于对所处理对象的性质和组成具有影响。大多 EKG 材料或方法的应用中均观察到水流现象，且细粒土中也不例外，这是常规土工材料无法达到的。EKG 的应用也涉及到一系列限制条件，如规范要求、天气变化、降低碳排放量的需要、水和废料的回收利用。随着各大洲对 EKG 研究的日益增多，电动技术必将迎来飞速发展。

## 《地基处理》2013年总目录

## 第24卷第1期(总90期)2013年3月

- 公路工后沉降组成与计算.....刘吉福(3)
- 新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩抗压性状研究.....杨森(13)
- 强夯振动对加筋土挡墙的影响研究.....黄磊 周建 龚晓南(31)
- 刚柔性区块桩体复合地基的组合设计.....何广讷 曲作源 刘莹莹(37)
- 拉森钢板桩在杭州软土基坑支护中的应用.....岑仰润 刘恒新 赖小勇(43)
- 换填法在古河床软弱地基土加固处理中的应用.....欧阳伯文 韦兴标(49)
- 碳化搅拌桩技术及其研究进展.....刘松玉 易耀林 李晨(52)
- 粘土快速荷载试验分析方法的比较(一).....宁孝梁 译 陶燕丽 校(62)

## 第24卷第2期(总91期)2013年6月

- 吹填地基的固结度与沉降计算.....高志义 侯晋芳(3)
- 止水帷幕对基坑三维渗流场的影响分析.....崔王洪 童小东 樊有维 金雪莲(12)
- 软基中搅拌桩施工产生超静孔压测试.....刘吉福(20)
- 塑料排水板通水量特性研究综述.....邓岳保 谢康和(30)
- 软土已建场地钉型双向搅拌桩现场试验性施工研究.....邹立垒 张莉(41)
- 液化地基处理的振杆密实技术开发与应用.....刘松玉 程远(53)
- 粘土快速荷载试验分析方法的比较(二).....宁孝梁 译 陶燕丽 校(63)

## 第24卷第3期(总92期)2013年9月

- 填土路堤复合地基的若干问题.....刘国楠(3)
- 古驿站夯土城台的整体稳定性原位试验研究.....谷海敏 丁伟 李佩(18)
- 处理地基的工作性状及其工程控制方法.....滕延京(28)
- 高层建筑长短桩复合地基数值分析.....葛忻声 翟晓力 杨勇(34)
- 天津地区某SMW工法深基坑支护失稳的原因分析及探讨.....唐海明 曹会 符亚兵 陈小娟(48)
- 污染地基处理新技术.....刘松玉 杜延军 范日东(53)
- 用生物聚合物改进砂的力学特性.....宁孝梁 译 周建 校(64)

## 第24卷第4期(总93期)2013年12月

- 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)
- 基于气压劈裂原理的地基处理新技术.....刘松玉 章定文(48)
- 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)