

目 次

论 文

- 电渗法加固软基的现状及其展望.....李瑛, 龚晓南 (3)
- 化学灌浆在岩溶地区软弱地基加固处理中的应用.....韦兴标, 黄祖勇 (12)
- 后压浆技术在高层建筑基础桩中的试验对比分析.....郭克诚, 陈磊 (17)
- 长螺旋钻孔压灌砼旋喷扩孔桩(简称 WZ 桩)介绍一种新的桩基础施工方法.....王景军 (24)
- 基坑围护桩(墙)设计探讨.....郑邦岩, 陈国平 (29)
- 饱和软土地基强夯置换加固处理.....石建明, 陆新 (39)
- 浅谈几种挤密桩的应用.....任振甲 (43)
- 浅述深圳地铁 5#线兴东站深基坑围护结构工程设计、施工、监测技术.....陈磊 (47)
- 强夯法施工与常见问题及预防处理.....廖培涛 (59)

译 文

- 水泥土桩施工引起地基水平位移的预测方法
- Improved Prediction of Lateral Deformations due to Installation of Soil-Cement Columns,**
Jinchun Chai; John P.Carter; Norihiko Miura; Hehua Zhu
-严佳佳 译; 周建 校 (65)

电渗法加固软基的现状及其展望*

李瑛 龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310030)

[摘要] 总结了电渗在土木工程中应用的历史,并从电渗机理、设计计算方法和能量效率等三方面对电渗法在软基处理中的现状进行了归纳,也指出已有研究的不足和需要进行进一步研究的地方。

[关键词] 电渗;软基加固;机理;设计计算方法;能量效率

引言

电渗法是通过在插入土体中的电极上施加低压直流电来加速排水固结的一种地基处理方法。在直流电场的作用下,土体中的水从阳极流向阴极,并在阴极排出。不同于真空预压和堆载预压等传统力学加固方法,电渗法排水的速率与土体的水力渗透系数(通常所说的渗透系数)无关,而与其电渗渗透系数有关。不同种类土的水力渗透系数相差很大,其值可以从细砂中的 10^{-4} cm/s 变化到粘土中的 10^{-8} cm/s;但是电渗渗透系数随土的性质变化很小,大致为 5.0×10^{-5} cm²/sV^[1]。因此电渗法特别适合于处理低渗透性和高含水量的淤泥和粘土。近年来随着沿海吹填造陆工程和河道疏浚淤泥的增多^[2],电渗法在地基处理工程中得到了越来越多的重视,对电渗排水的研究也成为国内外岩土界的热点之一。

人类对电渗现象的认识和利用已经有很长一段历史。Reuss^[3]于1809年在试验中首次发现电渗现象:将一电位差施加在有孔介质上,其孔隙水将通过毛细管移向阴极;若切断电流,孔隙水的流动也立即停止。1879年, Helmholtz^[4]用双电层模型对电渗现象进行了理论解释,电渗流形成的本质原因是带负电的土颗粒周围的双电层扩散层中水化阳离子的数目多于阴离子的数目。Cassagrande^[5]在1939年首次将电渗法引入土木工程,即将电渗法成功应用于德国某铁路挖方边坡工程中。此后,电渗法被尝试应用于不同种类软土的各种工程中,如地基加固、堤坝稳定、提高桩的承载力、环境岩土等,其中最著名的莫过于作为比萨斜塔纠偏方案的一种^[6]。国内对电渗的研究开展得较早。汪闻韶^[7]和曾国熙^[8]在上世纪50年代末就对电渗降水和加固进行了研究;浙江大学地基与基础教研组于1959年完成了软粘土的“电化学加固研究报告”,其中的某些结论对今天的湿软地基加固仍然其借鉴作用;60~70年代电渗陷于低谷;80年代以后,上海和广东两地进行了若干电渗现场应用并取得满意效果,如上海铁道学院沉井工程^[9]、宝钢铁水包基坑工程^[10]、珠江电厂循环水泵房工程^[11]、佛山一环路地基加固工程^[12]等。

* 收稿日期:2010年5月

在成功解决各种工程难题的同时,电渗法也展现出了自身的复杂和缺陷,这促使许多研究者们从理论和试验方面对其展开研究。经过近七十年的研究,岩土工作者对电渗已经有了一定的认识,然而直至今日电渗还是没能成为常用的地基处理方法,偶尔的出现也是作为最后的手段。究其原因,一方面是因为电渗是电场、渗流场、应力场和化学场等多场极端非线性耦合的过程,机理和设计计算方法有许多待完善的地方;另一方面则是电渗消耗的能量一直过高,没有很好的经济效益。

研究现状

1. 电渗机理

早期的研究者试图用各种模型来描述电渗过程^[13]。由 Helmholtz 提出并经 Smoluchowski 修正的 H-S 模型是最早用于电渗过程描述的理论之一,并且至今仍在广泛应用。根据该理论可以得到电渗渗透系数与孔径无关的结论,此后若干年的试验也证实了这一点。但是 H-S 模型是建立在土体孔隙半径相对土颗粒周围扩散双电层的厚度很大的假设上,因此它只对被水或稀电解质溶液饱和的大孔隙土有效。针对 H-S 模型不适用的细粒物质, Schmid 提出另一种模型,用于平衡带负电土颗粒的反离子被假定在孔隙横截面上均匀分布。根据双电层理论,越靠近土颗粒表面处的反离子密度越大,即关于反离子的假设是不对的。Esrig 提出的模型兼顾了 H-S 模型和 Schmid 模型,此两者是其特殊情况。其后 Spiegler 提出的模型虽能解释超滤现象,但是用于实际分析需要长时间的试验测量和计算。鉴于上述四个模型并不能提供电渗排水量和土体基本物理力学参数,如含水率、阳离子交换量、电解质浓度等,之间简单而实用的关系, Gray 基于不可逆热动力学原理和用于胶体系统离子分布的 Donnan 理论推导出单位电荷排水量和土体含水率之间的关系,并且给出了单位电荷排水量和电渗能量消耗之间的关系。单位电荷排水量被证明对计算电渗能量效率和评估电渗排水的适宜性非常重要。

其后对电渗机理的研究转向通过室内试验研究某个因素对电渗的影响。Lockhart 以澳洲尾矿为试验对象开展了大量的试验, Vijn^[14]对其成果进行了整理并归纳出电渗过程中的 13 个显著特征。Shang^[15]在系统分析美国和澳大利亚尾矿处理资料的基础上,总结出影响电渗性状的七个因素,粘土粒径和矿物类型、孔隙水盐分、土体 pH 值、水力渗透系数、电流密度、电极材料和结构、电极排布形式等。Pugh^[16]通过对已有工程实例和试验资料的研究给出了适宜使用电渗加固的土体的主要参数的范围,包括含水率、液塑限、抗剪强度、渗透性、电导率等。Pugh 未列举的化学因素随后得到了其他研究者的补充。Alshawabkeh^[17]从电化学和力学的角度对电渗进行了详细的分析,并通过室内试验研究了电极附近酸碱环境对电渗的影响,表明了拟制阳极过度酸化的重要性。Reddy^[18]通过在土样中添加不同浓度和种类的添加剂来研究土体 pH 值对电渗的影响。Rediar^[19]和周加祥^[20]也进行了类似的研究。

土体性质在影响电渗的同时,电渗也不断改变土体的性质。除了对含水率和不排水抗剪强度的明显改变外,电渗还会导致液塑限、压缩性和灵敏度等物理力学性质发生变化。Bjerrum^[21]报道,电渗的作用使得阳极附近土体的液限从初始的 21%增大到 30%,塑限却没有太大变化;阴极附近土体的液限和塑限基本上都没变化。导致流粘土塑性增大的原因被认

为是阳极附近的酸性环境导致粘土矿物类型发生变化,从钠-钙质转变为铝质。Lo 和 Ho^[22]从更微观的角度解释了土体液限经电渗增大的原因,盐分的增大和阳离子交换能力(CEC)的降低导致双电层厚度变薄。他们的试验结果还显示土体的灵敏度在电渗后也会降低,而且初始灵敏度越大电渗后降低的越多。在 Bjerrum^[21]的报道中,阳极附近土体的灵敏度更是从通电前的 100 减少到断电后的 2。Lo 和 Ho 的试验结果还表明电渗导致土体抗剪强度的增大是因为先期固结压力的增大和有效应力包线的扩张,因而是永久的。曾国熙^[8]除了观测到先期固结压力的增大和土体压缩性的降低外,还用浸水试验证明了电渗加固效果的永久性。Milligan^[23]对 16.5 米长 H 型钢桩的试验更能说明加固的永久性,钢桩的承载力历经 33 年而保持不变。

2. 电渗设计计算方法

Esrig^[24]建立了电渗一维固结理论,求解出的孔压分布得到了文献中试验资料的验证。Wan 和 Mithcell^[25]在 Esrig 理论的基础上,考虑了加载和电极反转的影响,计算结果表明电极反转能够使得电极之间土体的处理效果更为均匀,而电渗和加载的联合应用可以加快加载产生的超静孔压的消散。Shang^[26]推导出竖直方向的二维固结理论,虽然计算结果和 Bjerrum 的实测数据很吻合,但是他的土体水平渗透系数和竖直渗透系数相等的假设明显不适用于粘土。苏金强^[27]利用分块处理的办法建立了水平方向的二维固结理论,并给出了三种不同排水情况的解析解,计算结果表明电渗引起的超静孔压的分布与电势的分布和边界条件有关,而和初始条件无关。此外苏金强的解能够退化到 Esrig 和 Wan 的解。

要注意到,上述的固结理论都是建立土体均匀各向同性和饱和的假设的基础上,并且忽略电化学反应的影响,不考虑浓度差和热差对水流的移动,假设土体的渗透性不随时间变化。实际情况却要复杂得多,电渗的不断进行使得电极之间土体的性质很不均匀。阳极附近的土体含水率低,电阻率大,处于非饱和状态;阴极附近的土体含水率高,电阻率小,且仍然处于饱和状态。土体性质的不均匀还会导致实际用于电渗的电压或电流只占电源输出值的一小部分,电极之间的电场杂乱无章。因此以上的固结理论只适用于电渗开始后的较短时间。电渗计算问题的复杂性使得部分研究者将目光投向数值计算。Lewis^[28]比较早地将数值计算方法引入电渗领域,然而他的工作主要集中在电渗井点上,对电渗加固帮助不大。Rittirong^[29]用数值模型研究了软土地基中的电渗,有限差分法被用来计算电渗引起的沉降和抗剪强度的增长。他的模型能够考虑电极尺寸、土-电极界面上的电阻和负孔压的非均布对电渗的影响,数值计算结果也得到了现场试验的验证,然而在控制方程的建立中仍然使用了土体饱和的假设。为了摆脱对土体饱和假设的依赖,庄艳峰^[30]在对边坡电渗模型进行数值模拟时采用了能量分析方法。电渗过程中出现的非饱和状态限制了解析法和数值法的应用。只有当电渗土体上部有足够大的荷载作用时才可假设土体在电渗过程中一直处于饱和状态。李瑛^[31]以此为基础建立了堆载和电渗联合作用下的耦合固结理论,但是尚待试验验证。

解析理论和数值计算都是为了能为电渗的设计提供帮助。考虑到这两种方法的局限性太大,有些研究者试图依靠经验和简单的估算来完成电渗的设计。Bjerrum^[21]在用电渗加固挪威流粘土边坡上的基坑时提出了电渗设计计算方法和步骤。加固工程的成功充分肯定了其设计

思想,因此被后来的电渗设计者所效仿。Gray^[32]认为当土体中的电流密度超过 $50\text{A}/\text{m}^2$ 时发热和电能损失会非常大。Cassagrande^[33]对电渗在现场应用的设计和施工细节(包括参数选定)进行了详细的总结,并认为电压过高时土中有效应力并不能相应地成比例增大,但电流损耗很大。侯学渊^[34]对电渗井点施工中的参数进行了详细总结,这些数据也可用于指导软基的电渗处理。邹维列^[35]将 Bjerrum 的方法推广到以电动土工合成材料为电极的电渗设计中。王甦达^[36]在用电渗法处理云南某高速公路的过湿填料时也参照了此方法,同时也将庄艳峰^[37]的界面电阻理论融入其中。

无论是在固结理论,还是在数值计算和电渗设计,电极之间的电场分布始终是值得关注的内容,因为它是渗流场、应力场和化学场的驱动力。一般假设电极之间的电场是均匀的;一维情况下直接等于施加在电极上的电源电压和电极间距的商。但是平面上点电荷的分布特性和土-电极接触面上的界面电阻使得电极附近的电势降较大,实际用于电渗的电势要比预期的小。李瑛^[38]采用各向同性假设推导出电极长方形布置时的三维电场计算式,同性电极间距为异性电极间距的一半时的计算结果表明刚通电时电极之间实际用于电渗的电势梯度只有电源电压和电极间距之商的 0.37 倍。鉴于电极的布设参数对电场分布有着重要影响,研究者希望能够通过各种方法了解不同电极排布形式下的电场分布特性,找出其中的规律,进而实现对电场的合理简化。王协群^[39]用室内模型试验研究了电极长方形布置时同性电极间距和异性电极间距的相对大小对电场强度和电势分布的影响,结果表明缩小同性电极间距可以使电场分布更均匀,但是相邻异性电极的影响在试验中没有考虑。Alshawabkeh^[40]在数值计算结果的基础上,提出了电极之间电场的简化方法,基本思想为相邻两对电极之间无效电场的区域为以同性电极间距为斜边的等腰直角三角形的面积。这说明电极间距越小,有效电场面积越大,电极之间的电场越接近匀强电场。

3. 电渗能量效率

电渗的高能耗一度使得其在工程实践中销声匿迹。金属电极固有的不足是造成能耗过大的主要原因。Kalumba^[41]对传统金属电极的缺点进行了总结,主要有电解反应导致的阳极腐蚀、排气困难、电极和土体接触不良、电极的生产成本较高等。电极的这些缺点在 Bjerrum^[21]报道的工程实例中得到了显现。电渗结束后阳极的腐蚀量高达 37%;电渗过程中有相当大比例的电势损失在阳极附近;6~8 米以下的土体因为气体排出不畅而没有得到加固;电极成本占电渗处理总费用的 40%左右。因此有相当一部分研究者将注意力集中在改善电极性能以降低能量消耗和提高电渗效率上。

传统金属电极的问题可以用耐腐蚀并且能够提供排水排气功能的材料来克服。Jones^[42]提出电动土工合成材料(EKG)的概念,并将它定义为具备过滤、排水、加筋和导电功能的一类合成材料。EKG 可以采用完全导电的聚合物制成,也可以在有机聚合物中加入导电物质制成复合材料。导电材料主要碳纤维、碳黑、导电的填充聚合物、金属纤维等。Jones 进行了一系列的试验来评价 EKG 在电渗固结中使用的可能性,试验结果表明 EKG 充当电极的表现和铜相当。Nettleton^[43]继续 Jones 的工作,并且建议在路堤的固结、生物修复和含水率控制中带状形式的电极是最合适的。王协群^[44]对电动土工合成材料的特性和应用进行了总结。Chew^[45]

将铜丝插入塑料排水板后用作电极加固新加坡海相粘土,可惜由于土体盐分过高导致效果不佳。Glending^{[46][47]}将 EKG 的使用范围推广到处理污泥和填筑路堤,都取得了较好的效果。胡俞晨^[48]进行了 EKG 加固软土地基的试验研究,在探讨电渗有效的同时也指出了其不足。Kalumba^[41]试验研究了 EKG 加固隧道开挖时形成的淤泥的性状,指出了电势梯度、电流密度和电极尺寸对电渗加固的影响。总的来说,对 EKG 的研究集中在探明其在电渗加固中的可能性和有效性,对其工程实用性和经济性鲜有研究。也正因为如此,理论上具有巨大潜力的 EKG 至今并未应用于实际工程。

在金属电极外面涂覆防腐层也是改善电极性能的一种方法。Mohamedelhassan 和 Shang^[49]发现在金属表层涂抹碳层虽可抑制电极的电极,但是也会导致较大的电势降出现在土-电极接触面上。Abiera^[50]和 Bergado^[51]都尝试将金属棒或碳棒插入塑料排水板来提高电极的表现,然而金属的腐蚀问题依然存在,碳电极开始表现较好,但是会随时间逐渐分解。此外,LeFebvre 和 Burnotte^{[52][53]}通过在阳极注入化学溶液来增强土-电极的接触,室内试验和现场试验的结果都证实该方法能有效减小损失在阳极处的电势。

提高电渗的能量效率也可以通过改变通电方式和与其他加载方式联合加固来实现。可利用的通电方式主要有间断通电和电极反转两种。间断通电是指在电渗过程中不断地在通电一段时间后关闭电源并连接阴极和阳极一段时间。曾国熙^[8]发现间断通电后再通电时电路中的电流明显增大,其在试验中采用的白天通电晚上断电的间断方式也被以后的研究者和工程人员效仿。可是 Gopalakrishnan^[54]发现每次通电时间和断电时间不宜太长,因为通电时间太长会导致阳极附近土体酸化明显,进而使得双电层厚度变薄;断电时间太长虽则有利于土体酸碱不平衡的中和,但是也会导致水因毛细作用向阳极回流。对斑脱土而言,Gopalakrishnan 发现其最佳间断安排为通电 30 秒后间断 0.1 秒。Micic^[55]用试验证明间断通电能够实现海相粘土电渗中能耗的降低和电极腐蚀的减少。

电渗过程中存在三种不利于排水固结的不平衡,电解反应造成的酸碱不平衡,电荷定向聚集导致的反向电势,阳极附近负孔压导致的反向水力梯度。而且这三者会随着连续通电时间的加长而不断增大。间断通电正是通过不断停电和使电极短路来减弱或消除这三种不平衡,进而达到提高电渗能量效率的目的。电极反转的原理与此类似,而且它还可以使得电渗后电极之间土体的性质提高均匀。Wan^[25]通过理论分析和有限的试验数据证明了电极反转能增强电渗固结,并使得平均固结压力增大和电渗后电极之间土体的含水率和强度分布更为均匀。Gray^[56]以稳流输出的电渗试验数据为基础,认为电极反转提高能量效率的原因是拟制了温度的升高和电压的增大。王协群^[57]在湖相软粘土中的电渗排水试验结果确认了 Wan^[25]的理论分析结果,由于采用电极反转技术处理后土样的含水率分布和抗剪强度提高更均匀,而且发现在试验中以较短的反转时间为好。

在近几年国内的软基电渗处理工程中,电渗一般不会单独使用,通常和真空预压或低能量强夯相结合。高志义^[58]的模型试验结果显示,相比于单独的真空预压,真空预压和电渗的联合能够使沉降量增大 30%,土体强度增大 2~5 倍,但是费用也要多 50%。房营光^[59]对于碱渣土的真空-电渗联合试验的结果表明,二者的联合可以提高排水速率和排水量。刘风东^[60]和蔡羽^[61]分别通过工程实例详细介绍了电渗真空法和电渗低能量强夯法加固软基的施工流

程。目前对电渗和低能量强夯联合固结的研究较少。由于真空预压和加载对土体产生的效果相似,对电渗真空法的研究可以用实验室更方便操作的电渗和堆载的联合作用来替代。Nicholls^[62]在改进的固结仪中研究了不同加载压力和电势梯度对电渗-加载联合作用的影响,并发现电渗排水导致的土样竖向应变的增大与施加的压力无关。洪何清^[63]认为只有在合适的电压作用下,加载和电渗的联合才能有效加固固结和提高排水量。

展望

通过对已有文献资料的总结分析,并结合自己近三年来对电渗的理论和试验研究,作者认为用于软基处理中的电渗法尚有以下几点待研究:

1. 虽然影响电渗的因素众多,但都可以归结为内因和外因两方面,即土体性质和电流密度或电势梯度。经过众多研究者的大量试验和理论研究,电流密度或电势梯度对电渗排水固结的影响已经基本探明。但是土体性质如何影响电渗尚未完全清楚。矿物类型,孔隙水盐分,土体 pH 值都是通过改变土颗粒周围双电层的性质来影响电渗。因此对电渗机理的研究必须从微观层面的双电层入手。

2. 已有的电渗固结理论都是建立在土体在电渗过程中饱和的假设的基础上,并且忽略了电化学反应的影响,故只能应用于电渗刚开始后很短的一段时间内。随着土体水在直流电场作用下的不断排出,电极之间土体性质呈现不均匀分布,阳极附近土体含水量低,处于非饱和状态,而阴极附近土体含水率高,但是离子强度增大。土体性质引起的电阻率不均匀分布会导致电场分布复杂。此外,电极反应还使得相当大比例的电势损失在土-电极接触面上。这些已经使得用于电渗固结理论推导的假设变得不合理。能够用于实际计算和设计的电渗固结理论必须能够兼顾土体的饱和状态和非饱和状态,而且还要能考虑电场随时间和空间变化的特性。

3. 电渗和真空预压或低能量强夯联合加固相对于单独的电渗的优势已经被工程实践所证明。对电渗和真空预压的联合加固已有部分研究资料,并且可以近似地用更方便操作的电渗联合堆载来替代。但是目前对电渗和低能量强夯联合固结的研究很少,只有少量的工程资料,几乎没有试验和理论方面的文献。考虑到电渗和低能量强夯联合能够实现更快的排水速率和更好的加固效果,对其开展研究具有较直接的经济效益。

4. 电动土工合成材料能够克服传统金属电极的诸多不足,在理论上具有巨大的发展潜力。目前仅应用于室内试验的现状说明进一步对其工程适用性和经济性进行评估。相应地,利用塑料排水板的资料,为其寻找合适有效的施工设备和施工方法也是应该重视的内容。

5. 电渗过程的复杂性使得精确的计算必须借助数值计算方法。现有的商业有限元软件既不能考虑电渗流和水流的叠加,也不能完全模拟电渗过程中主要参数的变化过程,这使得有必要为电渗专门编制程序。

参考文献

- [1] 俞调梅, 曹名葆, 等译. 岩土工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1986.
- [2] 韩选江. 大型围海造地吹填土地基处理技术原理及应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [3] 赵成刚, 白冰, 王运霞. 土力学原理[M]. 北京: 清华大学出版社, 北京交通大学出版社, 2004.
- [4] MITCHELL J K. Fundamentals of Soil Behavior[M]. New York: John Wiley&Sons, Inc, 1997.
- [5] CAASAGRANDE L. Electro-Osmosis in soils[J]. Geotechnique, 1948, 1:159~177
- [6] Mitchell J K. Conductive phenomena: from theory to geotechnical practice. Geotechnique, 1991, 41(3):299~340.
- [7] 汪闻韶院士土工问题论文选集[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [8] 曾国熙, 高有潮. 软粘土的电化学加固[J]. 浙江大学学报, 1956, 8: 12~35.
- [9] 奚正修. 电渗喷射井点对淤泥质粘土深层降水的作用[J]. 施工技术, 1983, 5:7~12.
- [10] 陈幼雄. 对宝钢工程深层电渗井点降水的分析[J]. 第四届全国土力学与基础工程学术会议论文集, 1982.
- [11] 郭典塔, 吕文龙, 石汉生, 房营光. 广州南沙软基处理方法分析及改进探讨[J]. 广东土木与建筑, 2007, 9: 26~28.
- [12] 胡勇前. 高等级公路电渗法软基处理试验研究[J]. 城市道路与防洪, 2004, 7: 127~129.
- [13] GRAY D H, MITCHELL J K. Fundamental Aspects of Electro-Osmosis in Soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1967, 93(SM6):209~236.
- [14] VIJH A K. Salient Experimental Observation on the Electroosmotic Dewatering(EOD) of Clays and Sludges and their interpretation[J]. Drying Technology, 1999, 17(3):575~584.
- [15] SHANG J Q, LO K Y. Electrokinetic dewatering of a phosphate clay[J]. Journal of Hazardous Materials, 1997, 55:117~133.
- [16] Pugh R C. The Application of Electrokinetic Geosynthetic Material to Uses in the Construction Industry[D]. UK, University of Newcastle upon Tyne, 2002.
- [17] ALSHAWABKEH A N, SHEAHAN T C, WU XingZhi. Coupling of Electrochemical and Mechanics Processes in Soils under DC Fields[J]. Mechanics of Material, 2004, 36: 453~465.
- [18] Krishna R R, Adam U, Amid P K. Electroosmotic Dewatering of Dredged Sediments: Bench-scale Investigation[J]. Journal of Environmental Management, 2006, 78:200~208.
- [19] Karim Beddiar, Teddy Fen-Chong, Andre Dupas, Yves Berthaud and Patrick Dangla. Role of pH in Electro-Osmosis: Experimental Study on NaCl-Water Saturated Kaolinite[J]. Transport in Porous Media, 2005, 61: 93~107.
- [20] 周加祥, 余鹏, 刘铮, 等. 水平电场污泥脱水过程[J]. 化工学报, 2001, 52(7): 635~638.
- [21] BJERRUM L, MOUM J, EIDE O. Application of Electro-Osmosis to a Foundation Problem in a Norwegian Quick Clay[J]. Geotechnique, 1967, 17:214~235.
- [22] LO K Y, HO K S. The Effects of Electroosmotic Field Treatment on the Soil Properties of a Soft Sensitive Clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1991, 28: 763~770.
- [23] MILLIGAN V. First Application of Electro-osmosis to Improve Friction Capacity—Three Decades Later[J]. Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanism and Foundation Engineering, 1994, 5:1~5.
- [24] ESRIG M I. Pore Pressure, Consolidation and Electrokinetics[J]. Journal of the Mechanics and Foundations

- Division, ASCE, 1968,94(SM4): 899 ~ 921.
- [25] WAN T Y and MITCHELL J K. Electro-osmotic Consolidation of Soils[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1976, GT5 (5): 473~491.
- [26] SHANG J Q. Electroosmosis-enhanced Preloading Consolidation via Vertical Drains[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, 35(3): 491~499.
- [27] 苏金强, 王钊. 电渗的二维固结理论[J]. 岩土力学, 2004, 25(1): 125~131.
- [28] Lewis R W, Humpheson C. Numerical Analysis of Electro-Osmotic Flow in Soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1973, 99(SM8):603~616.
- [29] Rittirong A, Shang J Q. Numerical Analysis for Electro-Osmotic Consolidation in Two-Dimensional Electric Field[J]. Proceedings of the 18th(2008) International Offshore and Polar Engineering Conference, 566~?
- [30] 庄艳峰, 王钊, 陈轮. 边坡电渗模型试验及能量分析法数值模拟[J]. 岩土力学, 2008, 29(9):2409~2414.
- [31] 李瑛, 龚晓南, 卢萌盟, 郭彪. 堆载-电渗联合作用下的耦合固结理论[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(1), 77~82.
- [32] Gray D H. Electrochemical Hardening of Clay Soil[J]. Geotechnique, 1970, 20(1): 81~93
- [33] CASSAGRANDE L. Stabilization of Soils by means of Electroosmotic State-of-art[J]. Journal of Boston Society of Civil Engineering, ASCE, 1983, 69(3):255~302.
- [34] 侯学渊, 钱达仁, 杨林德. 软土工程施工新技术[M]. 合肥: 安徽科学技术出版社, 1999.
- [35] 邹维列, 杨金鑫, 王钊. 电动土工合成材料用于固结和加筋设计[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(3):319~322.
- [36] 王甦达. 多雨潮湿地区电渗法处理过湿填料技术研究[D]. 昆明: 昆明理工大学, 2007.
- [37] 庄艳峰, 王钊. 电渗固结中的界面电阻问题[J]. 岩土力学, 2004, 25(1):117~120.
- [38] 李瑛, 龚晓南, 郭彪. 电渗电极参数优化研究[J]. 工业建筑, 2010, 40(2): 92~96.
- [39] 王协群. 电渗排水法加固软土的研究[D]. 武汉: 武汉水力水电大学, 1996.
- [40] Alshawabkeh A N, Gale R J, Ozsu-Acar E, et al. Optimization of 2-D electrode Configuration for Electrokinetic Remediation[J]. Journal of Soil Contamination, 1999, 8(6): 617 ~ 638.
- [41] KALUMBA D, GLENDINNING S, ROGERS C D F, etc. Dewatering of Tunneling Slurry Waste Using Electrokinetic Geosynthetics[J]. Journal of Environmental Engineering, ASCE, 2009, 135(11): 1227~1236.
- [42] JONES C J F P, FAKHER A, HAMIR R, et al. Geosynthetic Material with Improved Reinforcement Capabilities[J]. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, 1996, 2:865~883.
- [43] NETTLTON I M, JONES C J F P, CLARKE B G, et al. Electrokinetic Geosynthetic and Their Application[J]. Proceedings of the 16th International Conference on Geosynthetic, 1998, 2:871~876.
- [44] 王协群, 邹维列. 电动土工合成材料的特性及应用[J]. 武汉理工大学学报, 2002, 24(6):63~65.
- [45] CHEW S H, KARUNARATNE G P, KUMA V M, etc. A Field Trial for Soft Clay Consolidation using Electric Vertical Drains[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2004, 22: 17~35.
- [46] Glendinning S, JONES C J F P, Pugh R C. Reinforced Soil Using Cohesive Fill and Electrokinetic Geosynthetics[J]. International Journal of GeoMechanics, ASCE, 2005, 5(2):138~146.
- [47] Glendinning S, Lamont-Black J, JONES C J F P. Treatment of sewage sludge using electrokinetic geosynthetics[J]. Journal of Hazardous Materials, 2007, A139:491~499.
- [48] 胡俞晨, 王钊, 庄艳峰. 电动土工合成材料加固软土地基实验研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(5):582~586.
- [49] MOHAMED ELHASSAN E, SHANG J Q. Feasibility Assessment of Electroosmotic Consolidation on Marine Sediment[J]. Ground Improvement, 2002, 6(4):145~152.

- [50] ABIERA H O, MIURA N, BERGADO D T, et al. Effects of Using Electroconductive PVD in the consolidation of Reconstituted Ariake Clay[J]. *Geotechnical Engineering Journal*, 1999, 30(2):67~83.
- [51] BERGADO D T, SASANAKUL I, HORPIBULSUK S. Electroosmotic Consolidation of Soft Bangkok Clay Using Copper and Carbon Electrodes with PVD[J]. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 2003, 26(3):277~288.
- [52] LEFEBVRE G, BURNOTTE F. Improvements of Electroosmotic Consolidation of Soft Clays by Minimizing Power Loss at Electrodes[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2002, 39(2):399~408.
- [53] Burnotte f, Lefebvre g, and Gilles Grondin. A Case Record of Electroosmotic Consolidation of Soft Clay with Improved Soil-electrode Contact[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2004, 41(6):1038~1053.
- [54] GOPALAKRISHNAN S, MUJUNDAR A S, WEBER M E. Optimal Off-time in Interrupted Electroosmotic Dewatering[J]. *Separations Technology*, 1996, 6: 197~200.
- [55] MICIC S, SHANG J Q, LO K Y, etc. Electrokinetic Strengthening of a Marine Sediment Using Intermittent Current[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2001, 38: 287 ~ 302.
- [56] GRAY D H, SOMOGYI F. Electro-Osmotic Dewatering with Polarity Reversals[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1977, 103(1): 51~54.
- [57] 王协群, 邹维列. 电渗排水法加固湖相软粘土的试验研究[J]. *武汉理工大学学报*, 2007, 29(2): 95~99.
- [58] 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.
- [59] 房营光, 徐敏, 朱忠伟. 碱渣土的真空-电渗联合排水固结特性试验研究[J]. *华南理工大学学报(自然科学版)*, 2006, 34(11):70~75.
- [60] 刘凤松, 刘耘东. 真空-电渗降水-低能量强夯联合软弱地基加固技术在软土地基加固中的应用[J]. *中国港湾建设*, 2008, 157(5): 43~47.
- [61] 蔡羽. 软土地基处理的真空电渗法[J]. *土工基础*, 2009, 23(2):35~37.
- [62] NICHOLLS R L, HERBST R L. Consolidation Under Electrical-Pressure Gradient[J]. *Journal of the Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 1967, 93(SM5), 139~151.
- [63] 洪何清, 胡黎明, GLENDINNING S, 吴伟令. 外荷载作用下的软粘土电渗试验[J]. *清华大学学报(自然科学版)*, 2009, 49(6):808~812.

Actuality and Expectation in the Research of Electro-osmotic Reinforcement of Soft Foundation

Li Ying, Gong Xiaonan

(Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058)

Abstract: The history of application of electro-osmotic consolidation in the civil engineering was summarized in this paper. And the actuality of electro-osmosis for soft foundation treatment was summed up from three aspects including mechanism, method of design and calculation, and energy efficiency. The lack in the literature was also pointed out for further study.

Keyword: electro-osmosis; reinforcement; mechanism; method of design and calculation; energy efficiency

化学灌浆在岩溶地区软弱地基加固处理中的应用*

韦兴标 黄祖勇

(广西水文地质工程地质勘察院 柳州 545006)

[摘要] 本文结合工程实例,介绍广西来宾永鑫糖业有限公司在该厂区内东侧拟建 10000t/d 技改工程蒸发工段和过滤车间遭遇浅层溶洞或溶槽和裂隙发育等软弱地基土,采用化学灌浆加固处理后,其复合地基土承载力特征值满足设计要求和化学灌浆加固施工技术。

[关键词] 浅层溶洞或溶槽和裂隙发育; 软弱地基土; 化学灌浆加固; 复合地基土; 承载力提高; 施工技术

前言

广西来宾永鑫糖业有限公司在该厂区内东侧拟建 10000t/d 技改工程蒸发工段和过滤车间,占地面积约 1550 m²,楼高 5 层,由柳州市有色工程地质勘察公司提供《岩土工程详细勘察报告》,其中 ZK2、ZK3、ZK17、ZK26、ZK32~ZK34、ZK46 等 8 个勘察孔遇浅层溶洞或溶槽和裂隙发育等复杂地质条件。建设单位召集由勘察、设计、施工单位参加的专题会议,设计单位提出以下方案供建设单位选择:(1)采用人工挖孔灌注桩或钻(冲)孔灌注桩,持力层为微风化泥质灰岩夹泥岩;(2)以坚硬~硬塑状含次生红粘土为持力层的浅埋筏板基础,但必须对筏板基础以下的浅层溶洞或溶槽和裂隙发育等软弱地基土进行化学灌浆加固处理,要求处理后的蒸发工段和过滤车间复合地基土承载力特征值分别为 200kPa 和 150kPa。经建设单位决定,采用方案(2)技术上可行,经济上节约,工期短。受建设单位委托,我院承担该场地内的浅层溶洞和裂隙发育等软弱地基土加固处理,经过 20 天施工,共完成化学灌浆孔 38 个,累计进尺 252.95m,灌浆消耗普通硅酸盐水泥 280.50t,水玻璃 58.65t;经检测单位检测,经化学灌浆加固处理后的蒸发工段和过滤车间复合地基土承载力特征值分别为 220kPa 和 200kPa,完全满足设计要求。

工程概况

1. 场地内工程地质特征及水文地质条件

(1) 场地内工程地质特征

根据《岩土工程详细勘察报告》,场地内岩土层主要为人工堆积填土(Q^{ml})、残坡积成因含砾次生红粘土(Q^{el+dl})和沉积成因泥质灰岩夹泥岩(P_{1q})组成,自上而下分别为:

- a. 填土(第①层 Q^{ml}): 灰黄色、灰色,结构松散,表层大部分为混凝土,底层以粘性

* 收稿日期: 2010年2月

土为主, 欠固结, 新近堆填。该层厚 0.00 ~ 3.10m, 场地内大部分有分布。

b. 坚硬 ~ 硬塑状含砾次生红粘土 (第④-2层 Q^{el+dl}): 深黄色, 局部灰黄色, 结构致密, 呈坚硬 ~ 硬塑状, 含少量角砾, 主要成份为硅质岩、灰岩, 棱角状, 出露无规律, 粒径不均匀, 局部较密集, 列粘土胶结较好。该层土属中压缩性土, 埋深 0.00 ~ 2.30m, 层厚 0.00 ~ 9.60m, 层厚变化大, 主要分布于蒸发工段东侧和南侧。该层土地基承载力特征值 $fak=200KPa$ 。

c. 可塑状次生红粘土 (第⑤层 Q^{el+dl}): 深黄色 ~ 灰黄色, 土体结构稍密 ~ 致密, 土质较软, 局部含少量风化角砾。本层土呈可塑状, 属中压缩性土, 埋深 0.20 ~ 2.70m, 层厚 0.00 ~ 4.10m, 层厚变化较大。

d. 强风化泥质灰岩夹泥岩 (第⑦层 P_1q): 灰黄 ~ 灰黑色, 岩体呈泥质结构为主, 局部为微晶结构, 以泥质灰岩为主, 夹杂泥岩、薄层状层间页岩。易机械破碎, 岩芯呈粉末状及碎块状, 埋深 0.00 ~ 5.00m, 层厚 0.00 ~ 4.60m, 主要分布于过滤车间北侧及蒸发工段西侧。该层土地基承载力特征值 $fak=150KPa$ 。

e. 微风化泥质灰岩夹泥岩 (第⑧层 P_1q): 灰 ~ 灰黑色, 岩体呈泥质结构, 细晶结构, 岩芯呈短柱状及碎块状, 具纹理层, 常见裂隙及方解石脉, 以泥岩灰岩为主, 夹泥岩及层间页岩。本层溶洞较发育, 以溶洞为主, 局部为断裂破碎带。溶洞单体横向延伸约 9.00m, 洞高达 2.60m, 走向为南北向, 其充填物以松散状 ~ 稍密状粘性土为主, 埋深 0.40 ~ 13.00m, 未钻穿。

(2) 场地内水文地质条件

场地内地下水属上层滞水, 主要来源为生产用水及大气降水, 水质对钢筋混凝土结构无侵蚀性, 对钢筋及混凝土结构无腐蚀性。

2. 场地内溶洞和溶槽的特征

场地内浅层岩溶较发育, 在 65 个勘察孔中, 有 35 个孔遭遇溶洞, 遇溶洞率达 54%。洞内充填物为可塑 ~ 软塑状粘土, 呈半充填 ~ 全充填状, 标准贯入试验锤击数 2 ~ 4 击, 其承载力特征值 $fak=80 \sim 110KPa$ 。其中需要进行化学灌浆加固处理范围内的浅层岩溶发育特征详见表 1。

浅层岩溶发育特征

表 1

孔号	溶 洞				充填情况		溶洞 顶板 稳定性	
	顶板埋深 (m)	底板埋深 (m)	洞高 (m)	顶板厚度 (m)		充填 程度		充填 物特 征
				强风化	微风化			
ZK2	5.80	7.30	1.50		5.40	半充填 ~ 全充填	可 塑 ~ 软塑 状粘 土	较好
ZK3	6.40	9.00	2.60	1.90	3.40			差
ZK17	5.40	7.80	2.40		3.30			差
ZK26	8.60	10.00	1.40	2.20	5.70			较好
ZK32	7.40	10.00	2.60		7.00			较好
ZK33	3.00	3.30	0.30		0.40			较差
	4.90	5.60	0.70		1.60			较差
	7.30	7.80	0.50		1.70			较好
ZK34	4.70	5.10	0.40		0.90			较差
ZK46	4.40	7.00	2.60		3.90			较差

3. 加固处理要求

加固处理要求：加固处理后，蒸发工段的复合地基土承载力特征值 $f_{ak} \geq 200 \text{kPa}$ ；过滤车间复合地基土承载力特征值 $f_{ak} \geq 150 \text{kPa}$ 。

4. 施工现场环境条件

场地已开挖深 1.80m 的基坑，基坑底部较平坦，有简易临时道路进入施工现场，施工用材料运输便利，水源和电源已接到施工现场。

化学灌浆加固施工技术

1. 化学灌浆加固施工顺序

依据勘察资料，沿浅层溶洞或溶槽发育的走向，先进行其外围的化学灌浆加固处理，待外围形成灌浆帷幕后，再进行中间部分的化学灌浆加固处理，确保化学灌浆加固效果。

2. 化学灌浆孔布置

依据浅层溶洞或溶槽发育情况和走向，在浅层溶洞或溶槽分布范围内布置灌浆孔 3~6 个，孔间距 0.70m~1.00m。

3. 化学灌浆孔成孔技术

成孔施工技术，土层采用冲击取土法成孔，孔径 $\phi 110 \text{ mm} \sim \phi 130 \text{ mm}$ ；基岩采用硬质合金回转钻进工艺成孔，钻孔应当钻至溶洞底板 0.50m 以上，钻孔直径 $\phi 91 \text{ mm}$ 。

4. 化学灌浆方法与灌浆加固机理

本工程化学灌浆采用双液法、自下而上逐段拔管灌浆的方法进行，即灌浆孔钻至设计要求的孔深后，安放 $\phi 50 \text{ mm}$ 铁质水管作为水泥浆液的输送管，同时作为灌浆管，基底部长 1.00m 范围内布设 $\phi 8 \text{ mm}$ 小孔作为出浆孔；而在 $\phi 50 \text{ mm}$ 灌浆管内再安装 $\phi 20 \text{ mm}$ 铁质水管作为水玻璃溶液的灌浆管。用 BW-150 型变量泵分别抽送配制好的水泥浆液和水玻璃溶液，经两条高压管，分别进入 $\phi 50 \text{ mm}$ 和 $\phi 20 \text{ mm}$ 的灌浆管，并于 $\phi 20 \text{ mm}$ 的灌浆管底部混合，形成混合液。混合液在泵压作用下，经扩散充填、渗透、挤密、劈裂等作用，扩散充填和渗透到溶洞等空隙中，经挤密、劈裂等作用，排出水和空气，与洞内充填物的土体颗粒胶结、硬化固结，形成结构稳定、承载力高的复合地基土。当某孔段灌浆满足设计要求后，应当将灌浆管往上提 0.50~0.80m，继续进行化学灌浆加固处理，直到溶洞顶板以上 1.00m 部分。

5. 化学灌浆量的确定

预计化学灌浆量 Q 可以按下式进行确定： $Q=KVn\alpha\beta$

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； α —浆液的结石率， α 取 0.90~0.95； β —有效充填系数， β 取 0.85~0.95。

6. 化学灌浆压力控制

(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式进行计算, 并应通过现场试验后确定。

$$P=1/10 \times \beta_c \times \gamma \times T + K \times \lambda \times h,$$

式中 P —容许灌浆压力 ($10\text{N}/\text{cm}^2$);

T —覆盖层或盖板的厚度;

β_c —浆液粘度对水的粘度比, β_c 值在 1~3 范围选择;

γ —圆砾层之上的覆盖层或盖板的容重, (t/m^3);

K —与灌浆方法有关的系数, 自下而上, $K=0.6$;

λ —与砂砾石层结构性质有关系数: λ 值取 0.5~1.5; 结构疏松, 渗透性强的, λ 取小值; 结构紧密, 渗透性差的, λ 取大值;

h —覆盖层或盖板底部至灌浆段顶部的深度 (m)。

(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, 本工程灌浆压力控制 0.80~1.00MPa。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可继续灌浆。

7. 浆液的配制

水泥浆: 采用现场机械搅拌, 搅拌均匀。应当根据受灌地层的结构性质, 采用级配的浆液。对于结构疏松、吸浆量大的灌浆段, 采用水灰比为: 1.5:1; 1:1; 0.8:1; 0.6:1 四种级配的浆液; 对于结构紧密、吸浆量不大的灌浆段, 采用水灰比为: 2:1; 1.5:1; 1:1 和 0.8:1 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。水玻璃溶液应当根据现场施工实际情况, 确定其浓度和掺入量; 当发现灌浆孔串浆或地面冒浆时, 应当按水泥浆灌入量的 10%~30% 掺入, 有效控制浆液扩散半径, 减少水泥和水玻璃等原材料的浪费, 降低工程成本。

8. 终灌标准

在灌浆过程中, 当某灌浆段的灌浆量满足预计灌浆量的 1.3 倍, 或其灌浆压力满足设计灌浆压力并保持稳定, 吸浆量小于 0.50L/min, 持续 30 min, 可结束该灌浆段灌浆。

9. 化学灌浆加固补强

在灌浆加固处理施工过程中, 应当及时对灌浆加固效果进行自检, 如发现薄弱环节, 应当及时增加钻孔进行灌浆加固补强, 直到满足设计要求为止; 本工程曾对勘察孔 ZK17 和 ZK32 的浅层溶洞等软弱地基土, 各增加 1 个灌浆孔进行化学灌浆加固补强, 最后其承载力满足设计要求。

化学灌浆效果检测

加固处理完成后7天,由建设单位委托有相应检测资质的检测单位进行检测,采用标准贯入试验或动力触探等原位测试和钻探取芯等方法对化学灌浆加固后的浅层溶洞或溶槽和裂隙发育等软弱地基土进行检测。从取上岩芯看,水泥浆呈脉状、薄层状、短柱状贯穿于溶洞或溶槽和裂隙的可塑~软塑状红粘土的充填物之中,局部呈长柱状纯水泥浆,主要分布在溶洞的空洞部分。从标准贯入试验看,实测锤击数11~15击/10cm,局部孔段达25击/10cm,修正后统计,锤击数为7.8~9.2击/10cm,其承载力特征值 $f_{ak} \geq 200\text{kPa}$ 和 $f_{ak} \geq 220\text{kPa}$,满足设计要求。

结束语

1. 在岩溶发育地区,采用化学灌浆加固处理的方法对存在的浅层溶洞或溶槽及裂隙等软弱地基土进行加固处理,其承载力特征值由原来的80~110kPa提高到200~220kPa,承载力得到大幅度提高。

2. 采用化学灌浆加固处理方法,与钻(冲)孔灌注桩施工相比,具有技术可行、操作简单、工程成本低和施工工期短等优点。

3. 在本次化学灌浆加固施工中,因缺乏对浆液扩散有效的监控手段,仅靠灌浆孔附近的钻孔是否串浆,或地面是否出现冒浆现象对浆液扩散进行监测,浆液无效扩散半径较大,造成灌浆材料的浪费,如何节约材料是今后类似工程施工提出的探索技术难题。

欢迎投稿!

后压浆技术在高层建筑基础桩中的试验对比分析*

郭克诚 陈磊

(武汉谦诚岩土工程有限责任公司 武汉 430062)

[摘要] 灌注桩后压浆技术在黄河冲积平原高层建筑基础桩中的应用已有十几年的历史,以其施工简便、承载力提高幅度大、造价低的特点,已得到普遍应用。通过工程实例的现场试桩,分析对比其压浆和不压浆的受力变形特性。

[关键词] 钻孔灌注桩;后压浆;持力层;单桩承载力

前言

钻孔灌注桩后压浆是通过向半成品桩体内预埋的高压注浆管压入水泥浆的工艺,使水泥浆对半成品桩侧周泥皮、土层和桩端的沉渣、土层起到充实、劈裂和压密的效果。通过注浆,改善了桩与土层间的结合效果,增加了桩体与土层的受力面积,从而增大了桩端部的侧摩阻力和端阻力,尤其是后压浆可使桩端部改变而达到“扩底桩”的效果,从而大大提高了单桩承载力。

后压浆工艺及作用原理简介

钻孔灌注桩后压浆是一项旨在提高桩基承载力、减少建筑物沉降的灌注桩后处理技术。它的基本原理是成桩3-7天后,通过预埋在钢筋笼上的桩底压浆底阀,向桩底压入一定量的水泥浆,通过翻浆,固结桩底沉渣和桩侧泥皮,而提高钻孔灌注桩的承载力。其作用原理由以下几种方式:

1. 渗透固结作用

在渗透性较强、可灌性好、空隙率较大的粉质粘土、粉土、粉砂中,浆液在较小的压力下渗入桩底和桩侧土体中一定距离,形成一个结构性强、强度高的结石体,增大了桩端的承载面积和桩侧的摩阻力,从而提高桩的承载力。

2. 胶结泥皮作用

因工艺因素的影响,钻孔灌注桩成桩后,在桩土界面附有一层结构松散、强度较低的泥皮,使桩侧摩阻力程度降低,影响桩承载力的发挥。压浆时,浆液在压力作用下破坏泥皮结构并与其混合在一起,重新固结后形成强度较高的水泥土。浆液沿桩土界面上升的高度与土的可灌性、注浆压力等因素有关。在可灌性好的土层中,浆液在土层中容易扩散,则沿桩土

* 收稿日期:2009年10月

界面上升的高度较小；在可灌性差的土层中，浆液在土层中不易扩散，就沿强度较低的桩土界面渗透，上升高度较大。

3. 充填挤密作用

浆液在压力作用下沿桩土界面向上运动，在破坏泥皮结构的同时，对应力释放和受扰动后强度降低的土层进行加固，主要表现为充填空隙和一定的挤密作用，从而提高桩侧摩阻力。

4. 劈裂加筋作用

当注浆压力较高，能克服土体阻力时，会产生劈裂效应，浆液在土中形成网状结石，对土体起到加筋作用。在不同的条件下，后压浆的加固机理会表现出不同的形式，在可灌性好的粉土、粉砂地层中，一般以渗透固结作用为主；在粘性土层中，往往由胶结泥皮、填充挤密及劈裂加筋综合作用。

工程实例概况

黄河冲积平原某市图书音像大厦是一座高层建筑，其基础桩拟采用钻孔灌注桩后压浆工艺。在未设计布桩以前先做试验桩，根据设计要求，对音像大厦钻孔灌注桩桩基工程的四组试验桩进行静载荷试验。按照设计要求提供单桩竖向(抗压)极限承载力，桩规格为 $\phi 600\text{mm}\times L24.00\text{m}$ ，试桩编号为 $S_1^\#$ 、 $152^\#$ 、 $102^\#$ 、 $S_2^\#$ 桩，其中 $S_1^\#$ 、 $152^\#$ 为后压浆试桩， $102^\#$ 、 $S_2^\#$ 为未后压浆试桩，取得试验数据将有关参数提交设计部门作为布桩依据。

工程地质概况

依据工程勘察报告(详勘)，知该场地地形较平坦，所在地貌单元属黄河冲积平原，分述如下：

1. 素填土：以粉土为主，杂色、湿松散，含少量砖块、煤渣、粉粘团块等；
2. 粉土：黄褐色、松散、饱和水、见云母碎片含黄色锈染；
3. 粉质粘土：棕红~灰褐色，湿、较致密、可塑；
4. 粉土：黄褐色、松散、见云母碎片、含黄色锈染；
5. 粉质粘土：灰褐色、湿、较致密、可塑；
6. 粉土：黄褐色、松散、见云母碎片含黄色锈染；
7. 粉质粘土：棕红色、湿、较致密、可塑、见黄色锈染及绿色条纹、微含钙核；
8. 粉土：黄褐色、稍密、饱和水、见云母碎片、含黄色锈染及绿色条纹；
9. 粉质粘土：黄褐~灰褐色、湿、较致密、可塑；
10. 粉土：黄褐色、松散、饱和水、见云母碎片、含黄色锈染、主要成分为石英、长石；
11. 粉质粘土：棕红色、湿、较致密、可塑、含黄色锈染及绿色条纹，局部夹粉粘薄层；
12. 粉砂：黄色稍密~密实、饱和水、见云母碎片、含黄色锈染；
13. 粉质粘土：浅褐色、湿、较致密、硬塑，下部粉粒含量高；

14. 粉细砂：黄褐色、稍密、饱和水、见云母碎片，主要成分为石英、长石，上部粉粒含量高，21.2~21.4米处夹粉粘薄层；
15. 粉质粘土：稍湿、可~硬塑，见灰绿色条纹；
16. 粉土：黄褐色、密实、饱和水、见云母碎片、含黄色锈染、砂粒含量高；

钻孔灌注桩后压浆施工

1. 压浆工艺选择及压浆管布置

根据本场地土层特点、桩基设计要求和后压浆设计要求，采用桩端压浆工艺。

(1) 压浆管选用内径为25mm长6m的焊接钢管，采用丝扣连接。加工前应检查制作压浆管的钢管是否有裂缝、孔洞、堵塞等缺陷。每根桩按轴心对称布置2根压浆管，每节压浆管连接丝扣加工长度应不少于30mm，并保证丝扣的正直，以确保压浆管连接牢固和垂直。压浆管底端头比桩端长300mm，钻4排 $\phi 5\text{mm}$ 出浆孔，花孔在注浆管上双向开孔，孔上下间距50mm，钻孔完毕应将管内套丝铁屑清理干净，以免将注浆孔堵塞。出浆孔由防水胶带、橡皮带等包裹，包裹橡皮带时一定要保证严密，橡皮带缠裹要拉紧，并用16#铁丝每隔50mm间距固定一道。压浆管的长度根据桩深确定，一般高出地面100mm左右。

(2) 压浆管沿钢筋笼通长布置，绑扎于钢筋笼上，随钢筋笼下放，逐根拧紧，在下放过程中注入清水并检查连接密封情况。钢筋笼到位后，随时降压浆管上端头用丝堵封堵。

(3) 下笼、下管结束，安装混凝土导管洗孔，洗孔完毕浇注混凝土之前，填入30cm厚碎石（20~40mm碎石），将注浆管开孔端填埋，避免混凝土封堵。同时保证压浆时管路的畅通。

(4) 桩浇注后3~7天开始注浆。注浆前先用清水打开管路，使注浆管下端部畅通，保证水泥浆能顺利通过。

2. 压浆控制原则

根据设计要求，主要对注浆水泥用量进行控制，同时观察压力表变化情况，辅助注浆工作开展，按时准确记录注浆压力和注浆量。

(1) 水泥用量：根据设计要求，每根桩要求水泥用量为2.0吨左右，达到2.0吨应停止注浆，注浆量已满足设计要求。

(2) 水灰比：施工水灰比为1:0.4~0.6。

(3) 注浆压力：注浆压力主要辅助注浆工作，根据以往经验，注浆压力控制在2.0~3.0MPa以内，达到设计要求应停止注浆，此时注浆量已满足设计要求。

(4) 注浆时若出现冒浆、串浆情况，应停止压浆，间歇20~30分钟，继续压浆。

(5) 试桩最终注浆量为： $S_1^{\#}$ 1.5T； $S_2^{\#}$ 2.2T。

(6) 具体施工见下面后压浆施工流程。

钻孔成孔（钢筋笼、注浆管加工制作）→预埋注浆管→清孔→浇灌混凝土→配制水泥浆（按设计水灰比）→安装高压注浆泵等设备（试运行、水压试验）→第一根管注浆→观测、记录注浆压力和注浆量→第二根管注浆→注浆压力或注浆量满足设计要求后结束→桩身检测合格后交工验收。

试验桩结果分析

1. 试验方法: 以锚桩横梁作反力装置, 利用分级加荷方法进行, 应用慢速维持荷载法, 即逐级加载, 本试验每级分别按 380kN、292kN 加载。每级荷载下达到相对稳定后加下一级荷载。

试验工作于 1999 年元月 4 日起至 9 日结束, 共进行了 4 组试桩的试验。

2. 试验结果综述

(1) 终止加荷情况:

- a. $S_1^{\#}$ 桩加载至 3800kN 时, 锚桩受拉钢筋已达到最大抗拉力, 故停止加荷。
- b. $152^{\#}$ 桩加载至 3800kN 时, 锚桩受拉钢筋已达到最大抗拉力, 故停止加荷。
- c. $102^{\#}$ 桩加载至 2920kN 时, 桩顶急剧沉降, 此级沉降量超过上一级的五倍, 故停止加荷。
- d. $S_2^{\#}$ 桩加载至 2628kN 时, 桩顶急剧沉降, 此级沉降量超过上一级的五倍, 故停止加荷。

(2) 试验结果

试验资料经整理后综合分析确定结果如下:

表 1

序号	桩号	Q-S(kN)	S-Lgt (kN)	S-LgQ(kN)	试验确定值
1	$S_1^{\#}$	3800	3800	3800	3800
2	$152^{\#}$	3800	3800	3800	3800
3	$102^{\#}$	2628	2628	2628	2628
4	$S_2^{\#}$	2336	2336	2336	2336

3. 单桩竖向抗压静载数据汇总和成果曲线

(1) $S_1^{\#}$ 试桩荷载沉降关系表

表 2

荷载 (KN)	0	760	1140	1520	1900	2280	2660	3040	3420	3800	
沉 降 (mm)	加载过程	0	0.74	1.46	2.07	3.09	6.48	7.73	9.25	10.33	12.54
	卸载过程	6.93	9.13		10.79		12.03		12.46		

(2) $152^{\#}$ 试桩荷载沉降关系表

表 3

荷载 (KN)	0	760	1140	1520	1900	2280	2660	3040	3420	3800	
沉 降 (mm)	加载过程	0	0.93	1.38	2.67	4.13	5.87	7.81	9.92	12.26	14.18
	卸载过程	7.83	9.77		11.85		14.12		14.21		

(3) $102^{\#}$ 试桩荷载沉降关系表

表 4

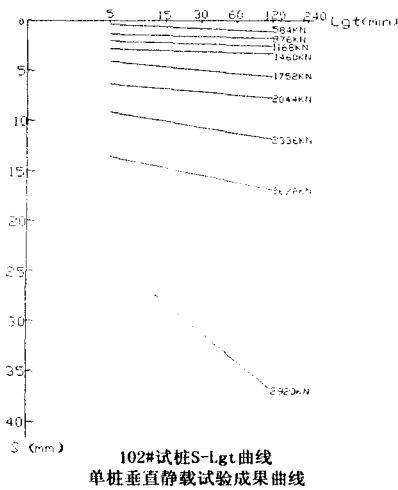
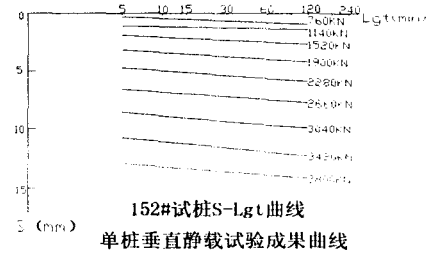
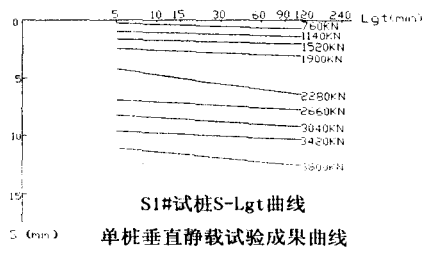
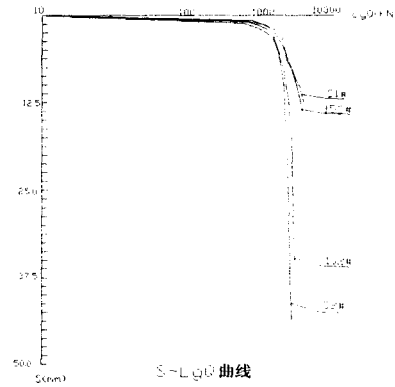
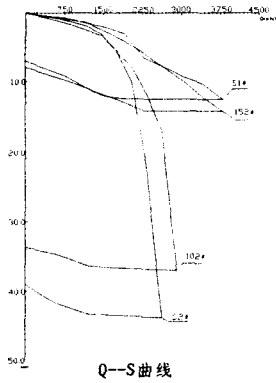
荷载 (KN)	0	584	876	1168	1460	1752	2044	2336	2628	2920	
沉 降 (mm)	加载过程	0	1.13	1.77	2.57	3.29	5.63	7.75	11.85	16.89	36.92
	卸载过程	33.65	34.61		35.87		36.23		36.59		

(4) $S_2^{\#}$ 试桩荷载沉降关系表

表5

荷载 (KN)		0	584	876	1168	1460	1752	2044	2336	2628
沉 降 (mm)	加载过程	0	0.79	1.32	1.97	3.08	5.39	10.00	22.1	43.77
	卸载过程	39.06	41.67		42.07		43.25			

(5) 四组试桩成果 Q-S、S-Lgt、S-Lgt 曲线



根据所做的四组试验桩成果曲线分析,压浆和不压浆的静载试验对比总结如下:

(6) 桩侧土摩阻力、端阻大大提高

根据四组试桩测试成果曲线来看,采用钻孔灌注桩后压浆技术,桩侧土体摩阻力是该场区地质勘察报告提供的参考取值的近 2 倍,这说明通过桩端压浆不仅在桩端形成扩大头,增大桩端承压面积,提高桩端持力层土体强度。而且在注浆压力作用下,水泥浆液沿桩侧周上返,对桩侧周土体与桩身施加一定预应力,使桩与土体紧密结合,原有土层因成孔被释放的内应力摩阻力得到恢复,从而大大提高桩周土体侧摩阻力,使侧摩阻力得到充分发挥。

从成果曲线 $S \sim LgQ$ 上得知:当 $S=12.5mm$ 时, $S_1^{\#}Q$ 值=3780KN, $152^{\#}Q$ 值=3480KN, $102^{\#}Q$ 值=2360KN, $S_2^{\#}Q$ 值=2180KN,经过计算、分析后压浆比不压浆端承可提高 37.47%。

(7) 稳定性提高,减少沉降量

采用钻孔灌注桩后压浆技术,设计桩长可以减小,桩的长径比值增大,桩身弯曲变形小,沉降小于常规钻孔灌注桩,残余变形量小,回弹率高,桩身稳定性得到提高。同时根据压机理分析,压浆浆液沿桩身与桩周土体间隙纵向上升和横向渗透,使成孔过程中被扰动软化的土体得到重新固结,形成水泥复合土体,模糊桩身与桩周土体界限,相当于增大桩径或提高土体阻力,从而使桩的刚度增大,桩稳定性提高。

(8) 承载力提高,节约工程造价

从表 1 可以看出,钻孔灌注桩后压浆试验达到了提高单桩承载力的目的,常规钻孔灌注桩 $102^{\#}$ 、 $S_2^{\#}$ 与后压浆桩 $S_1^{\#}$ 、 $152^{\#}$ 比较,在承载力基本相同的情况下,后压浆桩可减少设计桩长,节约砼量,占单桩总砼量的 25%~30%左右。同时根据压浆前后的试压结果比较,在相同设计桩长情况下,提高承载力 40%左右,而且桩承载力未达到极限。单桩成本费用比较,可节约工程造价 20%以上,同时设计桩长可减短,桩数减少,相应缩短工期,提高投资回报率。

4. 需注意加强的几项工作

(1) 地质资料分析

钻孔灌注桩后压浆技术的应用,具有一定的适应性和选择性,并不是所有的地层都能大幅度地提高承载力,有关试验资料分析说明,选择不同的地层作为持力层进行后压浆,若其提高的幅度仅在 20%左右,不很合算。为此在进行后压浆设计时,应认真分析场区内地质勘察报告,选择侧压浆位置和桩端持力层,必要时对选择的持力层等重要部位的土层进行颗粒分析,测定地层渗透系数,并进行可灌性压浆试验。同时应结合本地区土体孔隙率、充填率、压缩系数等进行综合分析。

(2) 水泥浆液配制和压浆速度控制

在配制水泥浆过程中,必须使用新鲜、不结块的水泥,水泥标号 $\geq P.O32.5$,搅拌好的水泥浆液必须进行过滤,在渗透性较差的土层中注浆,水泥浆液颗粒必须进行细化处理或使用超细水泥。压浆过程中,其压浆注入速度要控制在一定的范围之内,不易过大过快,防止在高压力作用下影响注浆效果,当压浆量达到设计要求的指标为合格。

(3) 压浆器制作与管路安装

该工序是保证压浆顺利进行的关键工序,制作和安装过程中,必须做到压浆喷头花管底部为锥形,并设计有注浆单向逆流阀装置。压浆管采用接箍螺纹连接,同时需进行压水试验,保证注浆浆液注入到设计位置。

5. 类似工程单桩竖向抗压静载数据汇总表

黄河冲积平原某市后压浆钻孔灌注桩单桩荷载试验成果汇总表

表 6

工程名称	试桩编号	有效桩长 (m)	桩径 (m)	单桩竖向承载力特征值 (kN)	单桩竖向承载力特征值对应的沉降 (mm)	最大加载值 (kN)	最大加载值对应的沉降 (mm)	备注
某小区 D 楼	S ₁ (140 [#])	21.0	0.6	2000	4.25	4000	36.00	
	S ₂ (8 [#])	21.0	0.6	2000	5.78	4000	34.13	
	S ₃ (74 [#])	21.0	0.6	2000	3.85	4000	16.77	
某小区 1 [#] 楼	S ₁ (35 [#])	18.5	0.6	2000	2.32	4000	11.76	
	S ₂ (131 [#])	18.5	0.6	2000	2.46	4000	12.77	
	S ₃ (216 [#])	18.5	0.6	2000	3.99	4000	14.77	
某图书发行中心主楼	8-14 [#]	26.0	0.8	2250	2.44	4500	6.22	
	8-15 [#]	26.0	0.8	2250	1.96	4500	8.27	
	8-16 [#]	26.0	0.8	2250	2.61	4500	8.86	
某新城综合楼	1 [#]	28.0	0.6	1645	3.05	3290	14.40	
	2 [#]	28.0	0.6	1645	3.29	3100	15.20	
	3 [#]	28.0	0.6	1645	4.28	3480	17.10	

结语

的机理有待更进一步的分析和总结,同时必须进一步改进和完善后压浆工艺和操作规程,以促进该项技术的应用和发展。钻孔灌注桩后压浆技术在黄河冲积平原地区基础桩基中的应用证明,该技术适用于黄河冲积平原地区的地质条件,可提高单桩承载力、增大桩身刚度和稳定性、减少桩的沉降量,增强桩群整体性,减小变形。提高钻孔灌注桩施工质量,同时可降低材料消耗,缩短施工工期,节约成本,提高经济效益。此项技术的推广和应用,还需做大量的工作,特别是结合黄河冲积平原地区的地质条件和地层物理特征,在第四系沉积地层中进行后压浆提高承载力。

参考文献

- [1] 龚晓南《地基处理手册》(第三版)[M]. 中国建筑工业出版社 2008
- [2] 陈磊 钻孔灌注桩在超高层建筑中的应用[J].《地基处理》2008.3 第1期

长螺旋钻孔压灌砼旋喷扩孔桩 (简称 WZ 桩) 介绍一种新的桩基础施工方法*

王景军

(黑龙江省桩基础工程公司 150036 哈尔滨)

[摘要] 介绍长螺旋钻孔压灌砼旋喷扩孔桩 (简称 WZ 桩) 的施工方法、施工设备、工艺流程, 设计所采用的公式、桩侧、桩端阻力提高系数, 特点。

[关键词] 高压喷射; WZ; 扩大头; 水泥浆; 桩侧; 桩端阻力提高系数

目前桩基础施工的工法主要有: 泥浆护壁钻孔灌注桩、预应力静压管桩、长螺旋中心压灌砼桩、钻孔压浆桩、夯扩桩、DX 桩等, 每一种桩都有实用于一定的地质条件, 特性及优缺点。那么有没有一种桩型既能适应地质条件广泛, 操作性强, 又能提供较高的承载力值, 同时又能环保, 节省工程造价的桩型呢? “WZ”桩就满足了上述要求。

为了提高基桩承载力值, 多年来我们一直在探索, 最近几年来相继出现了夯扩桩、DX 桩、桩端、桩侧后压浆桩、静压管桩等等, 为使单桩能够提供较大的承载力值主要就是增加桩长, 增大桩径, 改变桩的形状, 挤土或压浆来增加桩身的侧壁摩擦系数, 及桩端的 QPk 值。

“WZ”桩是一种摩擦加端承桩, 它有效地解决了桩端的虚土问题, 同时通过水泥浆在桩端桩侧射流旋喷的渗透加固土体更使得桩的承载力得到了极大的提高, 从试桩的曲线上可以看到的是一个缓抛物线, 拐点特征非常不明显, 证明桩端发挥了作用。在大庆的粘性土质到哈尔滨、齐齐哈尔、佳木斯的砂性土质中的四十多例工程可以验证, 该桩以其较小的砼量得到了较大的承载力值, 节省了资金, 因该桩的砼强度高, 所以“WZ”桩具有极强的推广和实用价值。

“WZ”桩特点:

1. 适应地层广泛, 可适用于含水层、粘性土层、砂层、砾石层、卵石层。
2. 桩端无虚土, 承载力值极高。
3. 成桩速度快, 成桩质量好, 无朔径断桩现象。
4. 施工工艺简单, 可操作性能好。
5. 绿色环保, 无泥浆污染, 现场干净。

* 收稿日期: 2010 年 1 月

6. 工程造价低, 降低成本(照比其他桩型可降低30%左右), 可给业主节省大量资金

桩基计算

1. 单桩竖向承载力特征值 R_a 应按下式确定:

$$R_a = Q_{uk} / K$$

式中 Q_{uk} —单桩竖向极限承载力标准值;

K —安全系数, 取 $K=2$ 。

2. 设计采用的单桩竖向极限承载力标准值

应符合下列规定:

- (1) 设计等级为甲级的建筑桩基, 应通过单桩静载试验确定;
- (2) 设计等级为乙级的建筑桩基, 当地质条件简单时, 可参照地质条件相同的试桩资料, 结合静力触探等原位测试和经验参数综合确定; 其余均应通过单桩静载试验确定;
- (3) 设计等级为丙级的建筑桩基, 可根据原位测试和经验参数确定;
- (4) 设计时, 单桩竖向极限承载力标准值可按下式估算:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum q_{sik} l_i t_{si} + \psi_p q_{pk} A_p t_p \quad (2.4)$$

式中 Q_{uk} —单桩竖向极限承载力标准值;

Q_{sk} 、 Q_{pk} —分别为总极限侧阻力标准值和总极限端阻力标准值;

q_{sik} —桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值, 由《岩土工程勘察报告》给定, 或参考《建筑桩基技术规范附录 A 取值》;

q_{pk} —极限端阻力标准值, 由《岩土工程勘察报告》给定, 或参考《建筑桩基技术规范》附录 A 取值;

A_p —旋喷扩底后的桩底端横截面面积;

u —桩身周长;

l_i —桩周第 i 层土的厚度;

t_{si} —桩侧第 i 层土的侧阻力提高系数, 可按表 1 取值;

ψ_p —扩底直径 $\geq 800\text{mm}$ 时的端阻尺寸效应系数, 可按表 2 取值。

“WZ” 桩侧阻力、端阻力提高系数

表 1

土的名称	t_i	t_p
淤泥、淤泥质土	1.05 ~ 1.10	
粘性土	1.05 ~ 1.10	1.10
粉土	1.10 ~ 1.20	1.20
粉砂	1.15 ~ 1.25	1.25
细砂	1.20 ~ 1.30	1.40

中砂	1.30 ~ 1.40	1.60
粗砂	1.40 ~ 1.50	1.80
砾砂、砾石	1.40 ~ 1.50	1.80

端阻尺寸效应系数 ψ_p

表 2

土类别	粘性土、粉土	砂土、碎石类土
ψ_p	$\left(\frac{0.8}{D}\right)^{1/4}$	$\left(\frac{0.8}{D}\right)^{1/3}$

3. 扩头尺寸可按设计需要选定, 扩头直径可比桩身直径增大 200~600mm, 扩大端高度 h 应 $\geq 1.0\text{m}$, 底部扩大端侧面的斜率宜为 45° (见图 1)。扩底尺寸与工艺参数的选定见表 3。

扩底尺寸与工艺参数对照表

表 3

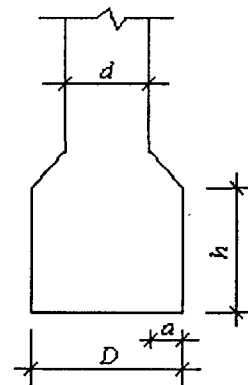
土类别	扩底尺寸 a (mm)	钻机转数 (r/min)	提升(下降) 速度 (cm/min)	旋喷压力 (MPa)	喷嘴直径 (mm)
粘性土	100	20~40	45~60	8~10	2.5~3
	150		45~60	10~12	
	200		45~60	12~15	
	300		45~60 (复喷 1 次)	12~15	
粉土、 砂土	100	20~40	45~60	3~4	3~5
	150			4~5	
	200			5~7	
碎石土	100	20~40	45~60	4~5	3~5
	150			5~6	
	200			6~8	

注: 碎石土包括卵石、碎石、圆砾和角砾。

执行标准

该桩于 2005 年列为建设部科技发展促进中心“建设系统新技术与新产品推广选用手册”。中心于 2006 年组织有关专家通过“WZ”桩技术论证并于 2007 年列为《建设事业“十一五”技术公告》技术与产品

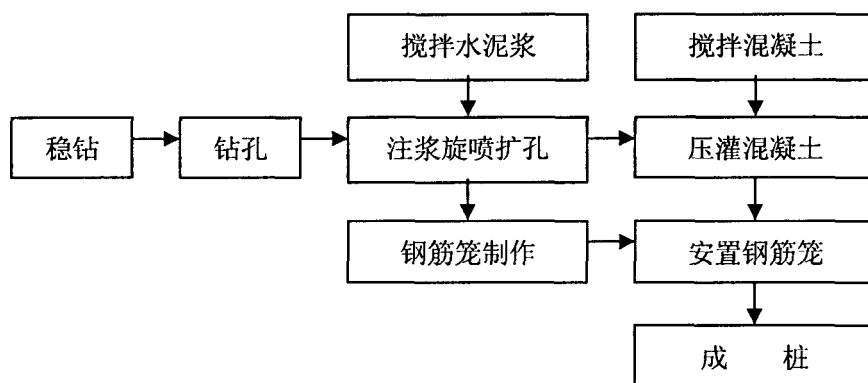
选用手册。黑龙江省技术监督局、黑龙江省住房和城乡建设厅于 2008 年 9 月联合发布了黑龙江省地方标准《长螺旋钻孔压灌混凝土旋喷扩孔桩基础设计与施工技术规程》DB23/T1320-2008。



施工工艺

用长螺旋机钻至设计深度，在旋转和提升钻具时从钻头上设置的喷嘴中以高压喷射出预先配制好的水泥浆。具有高能量的水泥浆喷射切割破坏土层使钻孔底部或某一段扩大，形成扩大头。水泥浆一般采用普通硅酸盐水泥浆，水灰比为 0.6—1.2，水泥为强度等级为 PC（32.5—52.5）普通复合硅酸盐水泥。水泥浆的注浆压力根据施工地点的地质条件不同而选定在（3—15）MPa 之间，钻具提升速度应保证高压水泥浆切割土层的效果，提升速度一般在（45-100）cm/min 范围，当扩大头形成达到设计指标后下放钻具，用砼输送泵以一定压力通过中空的钻杆由钻具底部的出料口向孔内压灌混凝土，使扩大头的部分充满砼。提升钻具时灌注混凝土至桩头标高或孔口。混凝土泵送量应保证充盈系数不小于 1.0，最后将钢筋笼插入灌满混凝土的孔中即可成桩。

施工工艺流程：长螺旋钻孔压灌混凝土旋喷扩孔桩施工由稳钻、钻孔、旋喷扩孔、泵灌混凝土、安放钢筋笼等主要工序以及混凝土制备、水泥浆制备和钢筋笼制作辅助工序组成。



长螺旋钻孔压灌混凝土旋喷扩孔桩工艺流程图（图二）

本工艺选用的混凝土塌落度根据地层不同可选择在（18—25）cm，它是由普通硅酸盐水泥，粒径 5-20mm 的石子，中粗砂和水组成，可加入粉煤灰或外加剂。

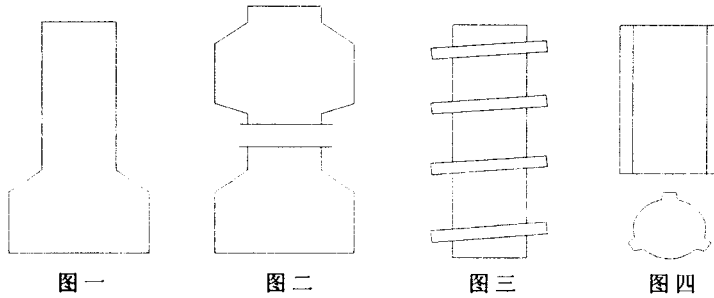
本工艺选用的设备

长螺旋钻机、高压注浆泵、混凝土输送泵、旋喷装置。

所形成的桩型如下（附图）：

1. 在孔底进行旋喷形成桩端扩大头。（图一）
2. 按设计要求在钻具提升至某一高度实施喷扩使钻孔变成似糖葫芦状型桩，（图二）
3. 钻机在旋转匀速提升状态下进行旋喷切割使孔壁形成螺旋线型槽的罗丝型桩，（图三）

4. 在钻具不旋转只提升情况下由钻头上的几个喷嘴同时喷射高压水泥浆把钻孔侧表面开出几个长槽。使钻孔变成带 1-4 个侧翼的异型桩。(图四)



图一

图二

图三

图四

参考文献

- [1] 《建筑桩基技术规范》JGJ94-2008[S], 中华人民共和国行业标准
- [2] 《地基处理手册》[M]. 中国建筑工业出版社
- [3] 王景军等《长螺旋钻孔压灌混凝土旋喷扩孔桩基础设计与施工技术规程》DB23/T1320-2008[S]. 黑龙江省地方标准

简讯

第十一届全国地基处理学术讨论会

(CGIS2010)

一号通知

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 2010 年 11 月在“热带海滨度假胜地”海南举办第十一届全国地基处理学术讨论会。

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:** 海南大学土木建筑工程学院。**协办单位:** 海南省岩土工程学会; 海南省力学学会; 深圳勘察设计院海南分院。

会议征文内容: ①现有地基处理技术进展; ②地基处理新技术的开发和应用; ③复合地基理论与实践新发展; ④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; ⑤地基处理其他方面的发展。

论文格式要求: 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, 详见附件; 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论文一式 3 份, 2 份打印和一份电子版。

论文集: 会议论文集将收录大会主题报告及所有被学术委员录用的论文, 并由出版社正式出版。

重要日期: 提交全文截止日期: 2010 年 5 月 15 日, 全文录用截止日期: 2010 年 6 月 15 日, 修改稿提交截止日期: 2010 年 7 月 30 日, 会议时间: 2010 年 11 月。

论文投稿及其他事宜请联系: 胡伟博士。地址: 海南省海南大学土木建筑工程学院, 邮编: 570228, 电话: 0898-66278116, 13136023680, E-mail: dijichuli_11@163.com。会议网址: <http://www.hainu.edu.cn/stmjianzhu/20091030/10257138.shtml>。

基坑围护桩(墙)设计探讨*

郑邦岩 陈国平

(三门县建筑业行业协会 台州 317103)

【摘要】基坑围护桩(墙)设计,应按桩(墙)实际工况,分析可能发生的各种受力状态进行内力计算,然后取其最不利种效应组合的内力对桩(墙)身的总长度、强度和变形验算。

【关键词】基坑围护桩(墙)受力状况; 内力分析; 强度; 变形验算

前言

基坑的围护方案选择,根据地下室的埋深、土质状况、基坑周边环境情况和施工条件等因素确定:浅基坑可采用加固基坑周边土体,如水泥搅拌桩、土钉墙等复合土体和钢筋砼钻孔灌悬臂桩等为围护结构,当基坑较深时,一般采用钢筋砼灌注桩(或连续墙)坑内设水平支撑围护结构,现仅讨论采用钢筋砼灌注桩(墙)坑内设水平支撑的围护结构;它实际可能发生的受力状况和内力分析方法;受力状况分别为:

1. 当基坑内水平支撑下土方开挖后,桩身坑外侧是主动土压力作用,支撑是偏心受压构件,桩(墙)是受弯构件;

2. 在某种特殊受力状况下,水平支撑下土方开挖后,在基坑一边桩顶反力 R 远大于另一边,反力差通过水平支撑传递到另一边围护桩共同承担,当反力差大于其桩顶反力时,此时,其桩顶有一水平力 P_i 作用,桩身外侧土体改变为被动土压力 P_i ; P_i 值可根据变形协调和平衡原理求解。桩顶反力 $P_i = \frac{i_{kj}}{\sum i_{kj}} \cdot R$ 。

3. 拆除水平支撑后,达到设计强度的转换支撑起作用,桩(墙)为一悬臂结构;其悬臂部分的计算长度 $l_0 = h + 0.4b$ (h 为桩顶至地下室底板或楼面板处的高度, b 为底板或楼面板的厚度,即转换支撑厚度)。

所以,在基坑围护桩设计时,应综合考虑上述的三种受力状况进行内力分析,取其最不利种效应组合内力后,对桩身的强度、变形和桩插入坑底土体内长度验算。第一种受力状况,

* 收稿日期: 2010年5月

内力分析、强度、变形等验算,目前均有软件通过计算机分析。(但选择相关输入参数需尽量符合实际工况,必要时对局部可用手算校核);第三种状况,桩(墙)上部按悬臂结构分析内力即可,下面仅讨论第二种受力状况和内力分析。

桩(墙)受力机理分析

当桩(墙)顶有一水平力 P 向外作用时,基坑外侧土体为被动土压力,此时,考虑地面无附加荷载 q 作用,被动土压力见图1-1(a)示,为便于计算,被动土压力可近似简化成如图1-1(b)示, $h_1(h_2)$ 可根据土质状况和桩顶作用力大小近似用下式计算:

$$h_1 = \left[\left(\frac{2\bar{C}_i}{r\sqrt{K_p}} \right)^2 + \left(\frac{3P}{r_{kp}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{2\bar{C}_i}{rK_p} \right); \quad h_2 = \frac{1}{2}h_1 \quad (1)$$

$$E_{p1} = \frac{1}{4} [10\bar{C}_i\sqrt{K_p} + 3rK_p h_1] h_1 \quad (2)$$

当计算 $h_1 < \frac{2}{3}H$ 时,取 $h'_1 = h_1 = \frac{2}{3}H$, $h'_2 = \frac{1}{3}H$; 基坑底B点处为土压力零点,

$$\text{则: } e'_{B1P} = \frac{3h_1}{2H} e_{c1p} = \frac{3h_1}{2H} (e_{AP} + rK_p h_1) \quad (3)$$

$$e'_{AP} = \frac{3h_1}{2H} e_{AP}, \quad E'_{p1} = E_{p1} \quad (4)$$

当 $h_1 > \frac{2}{3}H$ 时,此时土压应力C点为零点,反弯点在C点,按等值梁等原理,由

$\sum V_i = 0$, 得:

$$V_c^\perp = \sum E_{pi} - P \quad (5)$$

取 \overline{CD} 段桩,由 $\sum M_D = 0$,有: $V_c^\perp h_3 - \frac{1}{3} \sum E_{pi} h_3 = 0$

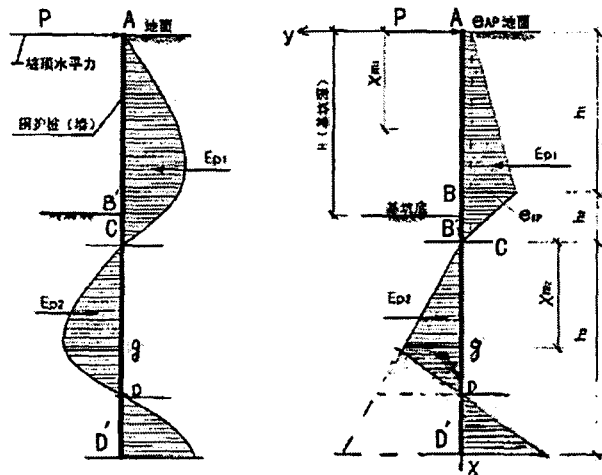
$$V_c^\perp = V_c^\perp = E_{p1} - P (\text{方向相反})$$

$$\sum E_{pi} = \frac{1}{2} [2K_c + K_r h_3] h_3 \quad (6)$$

$$\text{得: } \frac{1}{2} h_3^2 + \frac{K_c h_3}{K_r} - \frac{3V_c^\perp}{K_r} = 0$$

$$h_3 = \left[\left(\frac{K_c}{K_r} \right)^2 + \frac{6V_C^{\text{下}}}{K_r} \right]^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{K_c}{K_r} \right) \quad (7)$$

式中: $K_r = \bar{r}(K_p - K_a)$ $K_c = \bar{C}_i(\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a})$



(a) 被动土压力分布图

(b) 简化后被动土压力分布图

图 1-1

桩（墙）总长度验算及内力分析（见图1-1(b)示）

1. 土压力计算:

当 $h_1 > \frac{2}{3}H$ 时, 土应力按下列式计算

$$e_{Ap} = 2C_i\sqrt{K_p}$$

$$e_{Bp} = 2\bar{C}_i\sqrt{K_p} + rh_1K_p$$

$$e_{Dp} = 2\bar{C}_i(\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) + rh_3(Kp - Ka) = 2K_c + h_3 \cdot K_r$$

上列式中:

$K_a \cdot K_p$ 分别为主动和被动土压力系数, 分别用下式计算:

$$K_a = tg^2(45 - \frac{\bar{\varphi}_i}{2}); K_p = tg^2(45 + \frac{\bar{\varphi}_i}{2}) = \frac{1}{K_a}$$

\bar{C}_i 、 $\bar{\varphi}_i$ 分别为土的内聚力和内摩擦角的加权平均值, 用下式计算:

$$\bar{C}_i = \frac{\sum C_i x_i}{\sum x_i}, \quad \bar{\varphi}_i = \frac{\sum \varphi_i x_i}{\sum x_i}, \quad x_i \text{ 为土层厚度。}$$

$$\bar{r} \text{—土加权平均容重; } \bar{r} = \frac{\sum r_i x_i}{\sum x_i}。$$

当为砂性土时, 取 $C_i = 0$ 。

2. 桩(墙)总长度验算:

桩的总长度 L 为:

$$L = h_1 + h_2 + Kh_3 \quad (8)$$

取安全系数 $K = 1.20$, (水土合算时, 粘性土取 $r = 20 \text{ kN/m}^2$, 砂性土取 $r = 23 \text{ kN/m}^3$)。

3. 桩(墙)身内力分析

由图 1-1b 示的简化后土压分布, 根据静力平衡条件。有:

$$\text{最大剪力 } V_{\max} = P - \frac{1}{2}[(e_{AP} + e_{BP})h_1 + e_{BP}h_2] \quad (9)$$

最大弯矩 M_{\max} 在桩身 \overline{AC} 段或 \overline{CD} 段: 由 $\sum V_i = 0$ 求解:

\overline{AC} 段: $0 < x_{m1} \leq h_1$

$$\sum V_i = 0, \quad P - 2\bar{C}_i \sqrt{K_p} x_{m1} - \frac{1}{2} r K_p \cdot x_{m1}^2 = 0$$

$$\text{解得: } x_{m1} = \sqrt{\left(\frac{2\bar{C}_i}{r\sqrt{K_p}} + \frac{2P}{rK_p} - \frac{2\bar{C}_i}{r\sqrt{K_p}}\right)} \quad (0 < x \leq h_1) \quad (10)$$

$$\text{当砂性土时, } C = 0, x_{m1} = \sqrt{\frac{2P}{rK_p}} \quad (11)$$

$$M_{\max}^1 = P \cdot x_{m1} - \bar{C}_i \sqrt{K_p} x_{m1}^2 - \frac{1}{6} r K_p x_{m1}^3 \quad (12)$$

\overline{CD} 段: $(0 < x_{m2} < h_3)$, $\sum V_2 = 0$ 。

$$V_C^{\text{F}} - \frac{1}{2}(2K_c + K_r x_{m2})x_{m2} = 0$$

$$\frac{1}{2}x_{m2}^2 + \frac{K_c}{K_r}x_{m2} - \frac{V_C^{\text{F}}}{K_r} = 0$$

$$x_{m2} = \left[\left(\frac{K_c}{K_r} \right)^2 + \frac{2V_C^{\text{F}}}{K_r} \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{K_c}{K_r} \quad (13)$$

$$M_{\max} = V_C^{\text{F}} \cdot x_{m2} - \frac{1}{6} [2K_c + K_r x_{m2}] x_{m2}^2 \quad (14)$$

C_i 、 φ_i 宜用总应力法快剪的试验值。浮容重 r' 可用下式计算:

$$r' = \frac{r(G-1)}{G(1+W)}, K_r' = r'(K_p - K_a) \quad (15)$$

坑边土体整体稳定、桩顶变形, 土体滑移和桩抗剪强度验算

1. 基坑边的土体整体稳定, 按图 1-1(b)所示受力状况, 可参考相关文献或建筑基坑支护技术规程中的条分法验算;

2. 桩顶变形(水平、竖向)可参照有关规程(或要关文献)按图 1-1(b)的受力状况分析计算, 其变形值应满足设计要求;

3. 当某种特殊状况, 即被动土压力区土体厚度较薄时, 应验算抗滑移(桩底处)和桩身抗剪强度验算。

实例

某基坑采用钢筋砼钻孔灌

注桩，桩顶设一道水平钢筋砼，桁架式支撑，基坑挖土深 $h_1 = 3.90\text{m}$ ，图 4-1 示，地下水位 -6.40m 。

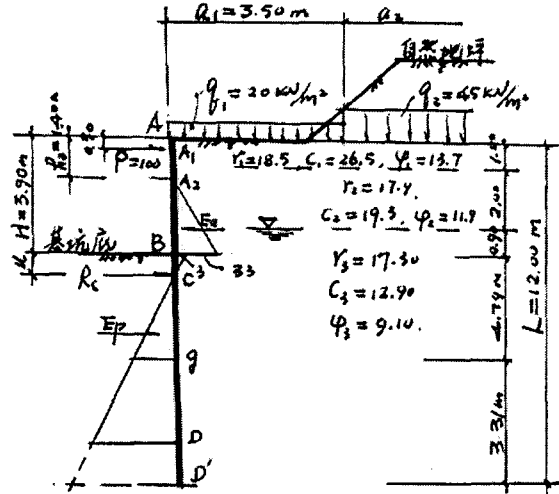


图 4-1

1. 第一种受力状况

(1) 土压力计算:

主动土压力采用水土合算,

$$\text{取 } r = 20 \text{ kN/m}^3, \bar{r} = 18.60 \text{ kN/m}^3。$$

$$\bar{C}_i = \frac{26.5 \times 1.0 + 19.3 \times 2 + 12.9 \times 0.9}{1.0 + 2.0 + 0.9}$$

$$= 19.67$$

$$\bar{\varphi}_i = \frac{13.7 \times 1 + 11.9 \times 2 + 9.1 \times 0.9}{3.90} = 11.72$$

\bar{C}_i 、 $\bar{\varphi}_i$ 为基坑底上部土的内聚力 C_i 和内摩擦角 φ_i 的加权平均值。

$$K_{a1} = \text{tg}^2\left(45 - \frac{\bar{\varphi}_i}{2}\right) = 0.813^2 = 0.66, \quad \sqrt{K_{a1}} = 0.813, \quad K_{p1} = 1.864,$$

$$\sqrt{K_{p1}} = 1.230$$

$$\text{基坑底以下: } K_{a2} = \text{tg}^2\left(45 - \frac{9.1}{2}\right) = 0.853^2 = 0.728, \quad \sqrt{K_{a2}} = 0.853$$

$$K_{p2} = tg^2(45 + \frac{9.1}{2}) = 1.173^2 = 1.376, \sqrt{K_{p2}} = 1.173$$

当地面荷载 a_1 段 $q_1 = 20 \text{ kN/m}^2$, a_2 段 $q_2 = 45 \text{ kN/m}^2$, $h_0 = 1.40 \text{ m}$, $\mu = 0.33 \text{ m}$,

土压力分布见图 4-1 示。

(2) 用等值梁法计算内力结果为:

$$R_{A1} = 12.31 \text{ kN/m}, R_C = 29.54 \text{ kN/m}, M_{\max} = 45.23 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

2. 第二种受力状况

该种受力状态, 考虑地面无附加荷载即 $q = 0$; 桩顶反力差 $P = 100 \text{ kN/m}$, 由另一边桩

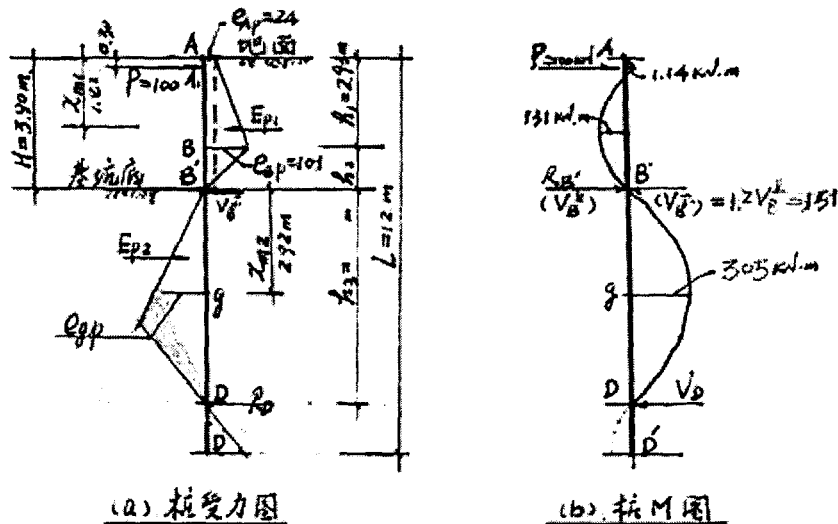


图 4-2

顶反力 R_1 通过水平支撑传递, 图 4-2 示 (地下水位-6.40 处)。

(1) 土压力计算:

在施工时, 被动区土体扰动后, 第一层土 $C_1 = 0$, 而对下二层土 C_i, φ_i , 进行折减。

$$\text{则: } \bar{C}_i = \frac{0 \times 1.0 + 19.3 \times 2 + 12.9 \times 0.9}{1 + 2 + 0.9} = 13.0$$

$$\bar{r} = 18.60 \text{ kN/m}^2$$

$$C_i = 0.8\bar{C}_i = 0.8 \times 13 = 10.4$$

$$\varphi_i = 0.9\bar{\varphi}_i = 0.9 \times 11.72 = 10.5$$

$$K_a = 0.69, \quad \sqrt{K_a} = 0.83$$

$$K_p = 1.44, \quad \sqrt{K_p} = 1.20$$

$$\begin{aligned} \text{由(1)式: } h_1 &= \left[\left(\frac{2 \times 10.4}{18.6 \times 1.20} \right)^2 + \left(\frac{3 \times 100}{18.6 \times 1.44} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{2 \times 10.4}{18.6 \times 1.20} \right) \\ &= \sqrt{0.93^2 + 11.2} - 0.93 = 2.54 \text{ m} \end{aligned}$$

$$h_2 = \frac{1}{2} h_1 = \frac{1}{2} \times 2.54 = 1.27 \text{ m}$$

$$h_1 + h_2 = 2.54 + 1.27 = 3.81 \text{ m} < H = 3.90 \text{ m}$$

$$E'_{p1} = E_{p1} = \frac{1}{4} [10 \times 10.4 \times 1.20 + 3 \times 18.60 \times 1.44 \times 2.54] \times 2.54 = 209 \text{ kN}$$

$$V_C^{\pm} = R_C = 209 - 100 = 109 \text{ kN}$$

h_3 由(7)式求解: 此时基坑底部土体的 C_i 、 φ_i 不折减, $C_i = 12.9$, $\varphi_i = 9.1$ 。

$$K_p = tg^2 \left(45 + \frac{9.1}{2} \right) = 1.173^2 = 1.378, \quad \sqrt{K_p} = 1.173$$

$$K_a = tg^2 \left(45 - \frac{9.1}{2} \right) = 0.728。$$

$$K_r = 20 \times (1.378 - 0.728) = 13 \quad K_c = 12.9 \times (1.173 + 0.853) = 26$$

$$\begin{aligned} \text{则: } h_3 &= \left[\left(\frac{26}{13} \right)^2 + \left(\frac{6 \times 109}{13} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{26}{13} \right) \\ &= \sqrt{2.0^2 + 50.3} - 2 = 5.37 \text{ m} \end{aligned}$$

(2) 桩的总长度 L :

$$L = h_1 + h_2 + Kh_3 = 3.90 + 1.20 \times 5.37 = 10.3m。取 L_s = 12m (可)$$

(3) 桩身内力计算:

最大弯矩发生 $V_i = 0$ 处, 该例桩身分二段, \overline{AB} 段和 \overline{CD} 段, 图 4-2(a) 示:

$$\overline{AC} \text{ 段: 最大剪力 } V_{\max} = V_c^{\pm} = 109 \quad (V_{A1} = 90kN)$$

$\sum V_1 = 0$, ($0 < x_{m1} \leq h_1$), 由(10)式:

$$\text{有: } x_{m1} = \left[\left(\frac{2 \times 10.4}{18.6 \times 1.20} \right)^2 + \left(\frac{2 \times 90}{18.6 \times 1.44} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{2 \times 10.4}{18.6 \times 1.20} \right) = 1.82m < h_1 = 2.30m$$

符合。

由 (12) 式

$$\begin{aligned} M_{1\max} &= 90 \times 1.82 - 10.4 \times 1.20 \times (1.82 + 0.3)^2 - \frac{1}{6} \times 18.6 \times 1.44 \times (1.82 + 0.30)^3 \\ &= 230 - 56 - 43 = 131kN \cdot m \end{aligned}$$

\overline{CD} 段桩: $\sum V_2 = 0$, $V_c^{\mp} = V_c^{\pm} = 109kN$, ($0 < x_{m2} < h_3$)

$$\begin{aligned} x_{m2} &= \left[\left(\frac{26}{13} \right)^2 + \left(\frac{2 \times 109}{13} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{26}{13} \right) \\ &= \sqrt{2.0^2 + 16.8} - 2 = 2.56m, < h_3 = 5.37m \text{ 符合。} \end{aligned}$$

由(14)式:

$$\begin{aligned} M_{2\max} &= 109 \times 2.56 - \frac{1}{6} (2 \times 26 + 13 \times 2.56) \times 2.56^2 \\ &= 279 - 93 = 186kN \cdot m \end{aligned}$$

桩身最大弯矩发生在 g 点心处, $M_g = M_{\max} = 186kN \cdot m$, 见图 4-2(b) 示。

3. 第三种受力状况:

桩身在拆除水平支撑后, 转换支撑认为刚性铰支承(在基坑底板或楼面板处), 桩身上部为一悬臂结构图 4-1 示 \overline{AB} 段, 此悬臂段的计算长度 $l_0 = h + 0.4b$, 当 b 地下室底板厚 0.4m 时, 本列, $h = 3.10m$, $l_0 = 3.10 + 0.4 \times 0.4 = 3.26m$; 最大弯矩和最大剪力 M_{\max} 、 V_{\max}

均发生转换支撑的中心线处。本列考虑有换土回填砂性土等因素,取 $C = 0$ 计算主动土压力,计算结果: $M_{\max} = 99.5kN \cdot m$, $V_{\max} = 91.80kN$, $R = 183.60kN$ 。

结束语

通过实例分析表明,在基坑围护结构设计时,要考虑围护结构的实际受力状态,分析各种可能发生的荷载来分析计算围护结构内力,并应进行最不利效应组合,以控制内力验算围护结构的强度、变形。如本实例:第一种桩身受力状况最大弯矩 $M_{1\max} = 45.23 \frac{kN}{m}$;第二种受力状态 $M_{2\max} = 186kN \cdot m$;第三种受力状况 $M_{3\max} = 99.55kN \cdot m$,而弯矩最大点的位置和受拉面也不同,发生变形方向也不一样,所以在设计时必须注意,否则不安全,甚至引起围护结构倒塌。

参考文献

- [1] 顾慰慈主编《挡土墙土压力计算手册》[M]. 中国建筑工业出版社
- [2] 美 H·F 温特科恩主编《基础工程手册》[M]. 中国建筑工业出版社
- [3] 《建筑基坑支护技术规程》JGJ120-99[S].

简 讯

《岩土工程纵横谈》介绍

《岩土工程纵横谈》作者:苗国航;书号:978-7-114-07557-5;定价:50.00元;页码:309页。

本书荟萃了34位岩土工程专家,钱正英、沈珠江、郑守仁、黄熙龄、孙钧、钱七虎、王思敬、王梦恕、张在明、冯叔瑜、刘宝琛、陈梦熊、刘广志、郑颖人、陈祖煜、李广信、顾宝和、张苏民、张悼元、谢定义、龚晓南、程良奎、王吉望、刘金砺、侯学渊、张旷成、杜嘉鸿、高大钊、殷宗泽、林宗元、史佩栋、欧晋德、陈斗生、莫若楫,近50篇富含哲理和智慧的访谈、专题文章,以及他们的小传,阐述了大师们弥足珍贵的经验和思想方法,以及他们的岩土人生,读者必有启迪。

这本书包括三部分内容,除了专家小传和一部分专家学者撰写的论文之外,很大一部分便是《岩土工程界》对专家和大师访谈的记录,接受访谈和参与撰文的院士有15位,国家工程勘察大师4位,还有一些大家公认的著名学者教授。书中内容丰富,设计岩土行业政策变革、新技术发展趋势、重大工程技术成果、理论研究创新、人才培养、成就事业之道、为人的修炼,等等。书中既有对几十年来历史的反思,又有真诚的告诫和对未来的展望。

这本书里没有生硬的说教,有的是利用生动的实例诠释深奥的道理,有的是探索学科的发展道路,有的是和大家一起讨论治学方法乃至人生的真谛,充满了“艺术”的思考。

本书值得所有岩土工程师一读。

(人民交通出版社 供稿)

饱和软土地基强夯置换加固处理*

石建明¹ 陆新²

(1.重庆建工市政交通工程有限责任公司; 2.后勤工程学院 重庆 400041)

【摘要】强夯法处理山区填土地基应用越来越普遍,在山区填土地基中采用强夯法处理,具有处理效果好、施工方便、经济有效。但在山区填土地基中有时会遇到软土层或填土料为软土,处理效果并不理想,如能采用强夯置换法作进一步加固,能取得一定的效果。本文介绍的工程实例,在山区填土地上采用强夯法与强夯置换法处理,经加固处理后,地基承载力能达到设计要求,经地基处理后的修建的建筑物已使用了多年,效果很好。

【关键词】山区填土地基;软粘土;强夯法;强夯置换法

工程概况

长泰汽车零部件生产基地厂房位于重庆科技产业园区内,拟建筑物长128m、宽48m,设计地坪标高405.00m,该建筑物为1-2层,安全等级为二级。东侧2层建筑物为框架结构,地基为挖方区,基础为独立柱基。西侧为单层轻型钢结构厂房,场地为山谷填土地基,根据地勘资料显示,该场地属浅丘地貌,场区原始地形为一冲沟,建设时已经被回填,回填时间为1年左右,回填土主要为砂岩、泥岩块碎石及粉质粘土组成,块碎石呈强~中等风化状态,块石粒径20~60cm,个别最大达100cm,级配不均,结构松散,局部存在架空现象,粉质粘土多为泥岩风化崩解形成,粘性差,含泥岩角砾,土石比4:6~3:7,为场坪时山体开挖后随意回填,未作任何处理,主要分布在场地表层区域,填土层厚度3~21m不等。为提高地基承载力,满足荷载要求,采用强夯法对该区域填土地基进行加固处理[1]。设计要求经强夯处理后的地基承载力标准值不小于200kPa。经强夯处理后建筑物基础采用独立柱基。

施工参数及施工情况

在山区填土地基中采用强夯法处理,具有处理效果好、施工方便、经济有效。重庆地区存在许多山区填土地基,强夯法处理山区填土地基的技术在重庆市的应用越来越普遍。在重庆市有许多成功应用的例子[2-6]。该工程经过对工程地质条件,厂房对地基承载力的要求等综合考虑,采用强夯法处理。

* 收稿日期:2009年10月

强夯施工分三遍进行：第一、二遍为 1200kN.m 夯击能点夯，击数为 8 击，夯点间距为 4×4m，梅花型布点，前两遍为插点跳夯；第三遍为 600kN.m 低能满夯。

在强夯施工过程中，施工情况总体良好，对填土料为砂岩、泥岩块碎石区域，施工情况正常，能满足设计要求，加固效果好。在地基强夯加固处理施工中发现，场内回填土中有约 12×24m 的区域内回填土属饱和软土层，为场平时抛填，堆积厚度 1~3m 不等的淤泥质粘土层。在高能量夯击时，该区域总沉降量较大，各夯击点的沉降量在 1.1m~1.4m 左右（其它区域夯点沉降量约为 0.6~0.75m 之间），当最后二击沉降量在 70~100mm 时，夯坑周围出现 150~250mm 的隆起现象，该土质具有饱和软土特征，加固效果较差。

强夯地基检测与结果

为了检验经强夯处理后地基的加固效果，检验厂区地基土经强夯处理后的地基承载力及土密实度是否达到设计要求，由业主委托，后勤工程学院检测中心对强夯处理后的地基进行了 3 组静载荷试验和 6 点地基土密实度试验，试验位置由监理及甲方代表确定，其中静载荷试验以场地内填土层最厚、有沟的部位及柱基荷载最大等最不利位置确定，分别布置于：1#、2#、3#（在饱和软土区域）点。

地基静载荷试验：载荷板尺寸为 0.707m×0.707m，面积为 0.5m²。设计要求经处理后的地基承载力标准值不小于 200kPa，地基的极限荷载按地基承载力标准值的 2 倍考虑，不小于 400 kPa。因此，试验时最大加载为 400 kPa。堆载量为加载量的 1.2 倍，即 240 kN，承压板置于基础持力层标高处，即场地以下-0.9m 处，基坑平面尺寸为 2.5m×3.6m，达到基坑宽度不小于压板宽度三倍的要求。基坑开挖过程中发现填料不均匀土石比不稳定，此类填土地基处理难度大，质量检测结果离散性大。试验前及试验过程中均存在降雨，场地潮湿，部分有积水现象。特别是 3#测试点在试验过程中基坑积水，严重影响了试验进程，试验结果较另两点偏低。

静载荷试验采用慢速维持静载荷法，试验方法与试验结果评定按现行规范进行[7]。3 个试验点历时 6 天，试验时强夯休置间隙时间为 8 天。

试验结果汇总表：

试验组号	试验日期	终止载荷 (kN)	累计沉降 (mm)	承载力基本值 (kPa)		变形模量 (MPa)
				S/b=0.01	S/b=0.015	
1#	10/23~24	200	9.35	320	≥400	22.69
2#	10/25~26	200	8.41	335	≥400	25.23
3#	10/27~28	200	24.19	150	205	8.77

由试验数据可知：1#、2#点地基承载力已达到 200 kPa 的设计要求，3#点的地基承载力、变形模量偏低，未能满足设计要求。

密实度试验采用现场灌砂法，室内击实试验采用重型击实仪。测试标高位于-0.7m 处。测试试验结果为，经强夯处理后的地基土的压实系数为 0.96-0.98。

从试验结果知道，对于填料类型较好的砂岩、泥岩块碎石等填土地基，采用强夯法能起

到很好的加固作用。但对填料为软粘土的地基,采用一般的强夯法,加固效果差,不能达到理想的加固目的与效果,因此对于本工程填料为软粘土的局部区域还应采用强夯置换法处理。

强夯置换法施工参数与施工过程

饱和土体由固体颗粒土和孔隙水组成,在压力作用下土颗粒的体积变化与土体体积变化相比甚微,故可忽略土粒和水的压缩,可以认为动力固结就是使土体孔隙体积缩小和孔隙水的排出。饱和土体在冲击荷载作用下,土体中孔隙水不能及时排出,侧向土不能约束加固土,土体体积变化不大,只发生侧向变形,因此饱和和软土在夯击时造成侧向隆起,在重复夯击时形成“橡皮土”。

因场内饱和和软土层区域地基承载力未能满足设计要求,故对3#点区域的饱和和软土层进行块、碎石强夯置换加固处理。利用强夯的冲击力,强行将块、碎石挤填到饱和软土中,将块、碎石夯实至硬土层上,淤泥大部分被挤走,少量留在石缝中。同时,形成强夯置换的块、碎石层,利用石块之间相互接触,提高地基承载力。块、碎石层作为下卧层软土的良好排水通道,由此缩短了软土的排水固结时间,加速下卧层土的排水固结,提高了下卧层的强度。

强夯置换施工分三遍进行:第一、二遍为1200kN.m夯击能点夯,击数为10-12击,采用梅花形布点,第一遍高能主夯夯点间距为6m×6m,第二遍高能主夯夯点布置在第一遍主夯点之间;夯击时按最后二击夯沉量之差不大于50mm;夯点周围地面最大隆起高度不大于100mm的二个条件进行控制;第三遍为1000kN.m低能满夯,低能满夯锤印搭接为夯锤直径的1/3d。

强夯施工时,夯机采用QU-25履带式起重机,最大起重能力为25t。夯锤采用 ϕ 2m,重量为10t的圆柱锤。锤底静压力为32kPa。强夯置换施工时,填料类型选用粒径20~30cm砂质块石,当夯击面每下沉30cm左右时,铺垫一层块石。

强夯置换施工按以下施工步骤进行:

1. 起重机就位,将夯锤对准夯点位置,测量夯锤顶标高。
2. 将夯锤起吊到12m高度,夯锤自由脱钩下落夯击,测量夯锤顶高。
3. 当夯击面每下沉30cm左右时,铺垫一层块石。
4. 重复步骤(2)~(3),当最后两击平均夯沉量小于5cm时,完成一个夯点的夯击,记录原始数据。
5. 重复步骤(1)~(4),完成第一遍全部夯点的夯击。
6. 用推土机对夯坑进行平整后,测量场地高程,并在第一遍夯点之间布置第二遍夯点。
7. 重复步骤(1)~(4),完成第二遍全部夯点的夯击。
8. 用推土机对夯坑进行平整后,进行低能满夯,将场地表层松土夯实。

经强夯置换加固处理后,为检验强夯置换加固效果,对该区域又进行了静载荷试验,试验结果为:

试验组号	试验日期	终止荷载 (kN)	累计沉降 (mm)	承载力基本值(kPa)		变形模量 (MPa)
				S/b=0.01	S/b=0.015	
3#-2	11/8-9	200	8.95	330	≥400	23.75

试验结论:试验中所加荷载未达到极限破坏荷载,该地基极限荷载超过400 kPa,地基承载力大于200 kPa,符合设计要求。该地基经强夯法及强夯置换法加固处理,经地基承载力检验合格后,修建了工业厂房,该厂房经过近八年的使用,其厂房地基未出现沉降等异常现象,表明长泰汽车零部件生产基地厂房地基经强夯加固处理达到了预期的效果。

结论

通过长泰汽车零部件生产基地厂房地基强夯加固处理过程中,对饱和软土层强夯置换的过程和结果表明,饱和软土在未进行填土换填不宜直接通过强夯等方式进行地基加固处理,应通过采用强夯置换法等措施,使饱和软土的强度、地基的承载力的提高,形成具有良好的处理效果的复合地基,才能应用于工业与民用建筑、公路、码头等地基加固处理工程中。通过本工程实例,我们认为:

1. 山区填土地基采用强夯法处理越来越普遍,在山区填土地基处理中能起到了较好的效果。
2. 在山区填土地基中遇到软土地基时,采用强夯置换法处理能起到加固软土地基的作用。

参考文献

- [1] 中华人民共和国行业标准,《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2002)[S].北京:中国建筑工业出版社,2002
- [2] 陆新、丁振洲、郑颖人,山区填土地基处理技术与检测方法探讨[C],第八届全国地基处理学术讨论会论文集,2004年长沙
- [3] 陆新,朱松林,强夯处理地基的检测技术研究[J],施工技术,2005年5月
- [4] 付焜、孟国民等,重庆某工程地基基础强夯工艺设计与评价[J],重庆建筑,2006年4期
- [5] 孔凡林、熊启东,块(碎)石填土地基强夯工程质量检测与评定方法[J],重庆建筑,2007年9期
- [6] 陆新等,强夯法处理山区填土地基的试验研究[J],地基处理,2007年12月
- [7] 中华人民共和国国家标准,《建筑地基设计规范》(GB50007-2002)[S].北京:中国建筑工业出版社,2002

浅谈几种挤密桩的应用*

任振甲

(河北邢台市建筑设计研究院 邢台 054000)

【摘要】通过多年来工程实践,对灰砂桩、垃圾桩、水泥土桩及碎石桩的应用情况、特点及应用范围进行了总结,并对有关问题进行了分析。

【关键词】挤密桩; 应用

由于人工或机械完成的桩体和被挤密的桩间土组成的共同工作的地基称为复合地基。以生石灰为主要原料,掺加砂、碎石、粉煤灰等材料的挤密桩复合地基,其机理是:生石灰吸水分解、膨胀、桩间土被挤密、脱水,强度提高。同样,以建筑垃圾为住,适当掺加生石灰的垃圾挤密桩;以水泥和土拌合夯实的水泥土桩;以及干振碎石桩等组成的复合地基,由于桩体是变直径的,它根据地基应软而变化,所以从整体看,它比天然地基还均匀。挤密桩复合地基的研究应用,主要是对软弱地基进行处理,以提高地基承载力,减少地基沉降量,从而节省基础材料确保建筑物安全。

概述

我市应用多种挤密桩处理软弱地基已有较长历史,应用范围亦相当广泛从处理局部发展到全部地基处理,从民用建筑发展到工业建筑以及构筑物。在多年实践的基础上,为系统总结,深入研究,1993年取得科研成果,通过专家技术鉴定,并获得科技进步奖。这项课题研究,始终与工程实践紧密结合,边实践边研究,取得的科研究,又边速转化为生产力。

我市是是座古城,杂填土、软弱土层分布较广,在新建工程中,约有近一半的地基需要处理。过去,对地基处理认识不足,多注意加强基础设计,不注意对基础的处理,结果有的建筑物就出现了基础下沉,墙体裂缝。

几种挤密桩的应用

1. 灰砂桩。在大量处理的软弱地基中,采用灰砂桩最多,也采用了较多的其他的桩法,如灰砂碎石桩,由于增加了骨料,而提高了桩的承载能力,但它的挤密桩间土的效果不及灰

* 收稿日期:2009年4月

砂桩；灰砂粉煤灰桩作为灰砂桩的改进，达到了砂填充灰快孔隙，而粉煤灰又填充砂孔隙，级配更加合理，可达到更加理想的强度。灰砂桩中增加了粉煤灰，由于粉煤灰活性材料及游离的 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 向桩周围扩散，使桩周围土一部分变硬，实际等于扩大了桩径，提高了复合地基的承载能力。纯生石灰桩容易形成桩芯软化及自身孔隙消耗能量，特别是含水量高的地基难以达到理想效果，我们一般较少采用。在地下水位较高的情况下，擦用生石灰粉煤灰即双灰桩能较好地硬结，提高桩的质量。

灰砂桩等挤密桩主要适用于处理承载力在 100kPa 以下软弱地基，强度提高较火，效果较显著；对于地基承载力在 100kPa 以上也采用，则挤密效果不理想，强度提高较少。

灰砂桩等一般适用于短桩，通常多为 2~3m 深，也有达到 4m 者，过深则挤密效果差，且不经济。挤密桩有他的适用条件和范围，应综合考虑后采用。

2. 垃圾桩。重锤冲孔夯扩垃圾挤密桩是利用柱型重锤夯扩 填垃圾或染素土形成桩体与桩周围土共同工作形成复合地基，以提高地基承载力，减少地基变形量。它具有少开挖土方，施工速度快等有点，且为于作业，施工不受季节限制。古老城市杂填土或软弱土质分布较广，在一些工程采用重锤冲孔夯扩垃圾可就地消化拆迁垃圾及在素土，减少土方的往返运输，是旧城改造地基处理和软弱地基处理较为理想的方法。复合地基承受上部结构荷载，按变形一致的原则，由压缩性小的桩体承受大部分上部荷载，桩间土承受一部分荷载，这样就减轻了桩间土的荷载，提高了地基承载能力，减少了地基变形。

重锤冲孔夯扩垃圾桩按不同土类分为挤密法和置换法两类，前者适用于处理杂填土、粉土、非流塑状态粘性土、粘性杂填土及湿陷性黄土地基，后者适用于处理地下水位以下的流塑状态粘性土、粘性素填土等地基。对于厚度大于 3m 的淤泥和淤泥质土，应通过试验，确定其适用性，地基处理深度宜小于 6m。

3. 水泥土桩。水泥土桩、水泥灰土桩是利用成孔机械成孔，夯实机械将分层填料夯实，桩与桩间土共同组成复合地基，由于机械成孔不出土，孔内土被挤密至周围，通过分层夯实填料。孔壁又被再次挤压扩孔桩间土通过两次挤密，其强度较高，且成桩均匀密实。因此，复合地基承载力提高较多，地基变形量降低较多。近年末，在几条街成片拆迁新建住宅楼群及公建楼房中，大量工程采用了水泥土桩或水泥灰土桩，其机械化程度较高，施工速度快，工程质量高，经多项工程检测，各项指标均达到设计要求。

水泥土桩，水泥灰土桩一般适用于地下水位以上，处理深度一般为 3~10m。过浅易引起桩间土体隆起，降低挤密效果，影响地基承载力的提高。在处理深度范围的遇地下水时，我们采用水泥深度搅拌桩，俗称 粉桩，水泥土桩、水泥灰土桩与水泥深层搅拌桩配合使用，对地下水位上下的软弱土层均能进行有效地处理。

4. 碎石桩。干振碎石桩是用振冲成孔器成孔，原由孔位土体在成孔过程中被挤密到周围土体中去，即从孔中不出土，成孔后分层灌入一定级配的碎石，用振冲器振冲密实，即形成密而坚硬的碎石桩和被挤密的土体共同组成复合地基。复合地基在水平力作用下产生径向位移，使碎石桩周围形成非常密实的挤密区，土反过来起约束作用，由于桩体的变形模量大，

应力集中被挤密的土承载力也高于天然地基,因此复合地基承载力大为提高。干振碎石桩主要适用于上部结构荷载较大,地基软弱,需较大幅度提高地基承载力,以适应基础造型及上部结构要求。同时,遇地下水位较浅,可在水下作业成桩,遇杂填土层及流砂层,产生塌孔,施工采取措施后,同样可成桩。

根据有关文献介绍,通过电镜观察,发现振动引起桩间的密实效果,是随土的深度的增加而递减的,地应力是随深度的增大,振动影响的减弱衰减很快。因此,桩长对复合地基的作用是有限的,一般情况下,桩的长度不宜过深,以7~8m为宜,特殊情况下,可适当加深,较短的桩可为4~6m,再短则应采用灰砂挤密桩。采用干振碎石桩组成复合地基,某些工程可取代钢筋混凝土桩基,加快施工进度,降低造价。

几点分析

1. 正确选择桩型。根据上部结构对地基承载及地基变形的要求,以及建筑场地工程地质实际情况,正确选择挤密桩桩型至关重要。以上在几种挤密桩的应用中,已分别对各种桩型的特点及适用范围作了阐述,但在实际工程中,桩型选择不当,地基处理不好的工程实例还是有的,如灰砂桩适用于短桩处理的软弱地基,但有的遇地下水仍用灰砂桩,不得不人工降低地下水位,费工费时,且不经济。如碎石桩在一些住宅楼地基处理中也选用。上部荷载并不大。地基又未遇地下水,选用碎石桩处理,实际造成浪费。又如,垃圾桩适用于拆迁工程,可就地取材,如果是非拆迁工程,再从外地运进建筑垃圾,则无此必要。

2. 桩型的联合应用。上述各种桩型各有其特点,但也有不足之处,为取长补短,各自发挥优势,除单独使用桩型外,尚可联合使用。如在一些工程中,建筑场地为软弱地基,但局部遇地下水或滞留水层,如全部采用灰砂桩,则地下水部分地基不易处理,如全部采用碎石桩,则对无滞留水部分地基采用碎石桩处理,滞留水以上,则与整个场地一样,全部采用灰砂桩处理,这样就形成场地大部分为灰砂桩复合地基,局部为碎石桩及灰砂桩联合应用组成的复合地基。

3. 试验问题。挤密桩,特别是灰砂桩及垃圾桩应坚持在正式地基处理前先做试验,得出确切数据后再据此处理地基,试验复合地基达不到要求,尚应修改处理方案。实际工程中,不少工程事先不搞试验,而是在处理好的复合地基上试验,这种做法,如果试验数据符合要求尚可,否则再采取补救措施,则造成被动。对于有些工程先做试验,后处理地基,时间上不允许,并可按平时处理类似地基积累的资料和施工经验,确定地基处理,处理后及时在处理的地上做试验以校正经验数据,做到经验与检验相结合。

4. 发展前景。复合地基概念的提出是对某些地基加固大的飞跃,复合地基理论比传统的桩基理论更复合某些人工地基的情况,因为复合地基的出发点是考虑桩与桩间土共同工作,在设计上充分利用了桩间土的承载力。挤密桩所用的材料多数是廉价的土产材料,甚至是工业废料,应此造低,是一种很有发展前景的地基处理方法。但是,复合地基的理论还处在发展阶段,因此,紧密结合当地地质条件及当时材料情况,研究各种桩型的成孔,成桩配合实

用机具,并强化试验,检测手段,以适应这一技术的日益发展和完善的安。

参考文献

- [1] 龚晓南,复合地基理论及工程应用[M].北京:中国建筑工业出版社,2002
[2] 叶书麟,地基处理工程实例应用手册[M].北京:中国建筑工业出版社,1998

简讯

2010 中国北京国际建筑科技大会征文通知

为推动土木工程领域的科技自主创新、促进土木工程建设事业可持续发展,主办单位拟围绕低碳经济与土木工程科技创新联合举办“2010 中国北京国际建筑科技大会”。

一. 会议主题

低碳经济与土木工程科技创新

二. 会议主办、承办单位

主办单位:中国土木工程学会;中国工程院土木水利与建筑工程学部;国家自然科学基金委员会工程与材料科学部;北京工业大学。

承办单位:北京工业大学建筑工程学院。

三. 主要议题(征文内容)

①低碳理念下的规划、建筑设计新理论、新方法、新技术、新材料;②低碳理念下的工程结构设计(含全寿命设计)新理论、新方法、新技术、新材料;③绿色施工新技术和新工艺;④工程质量、安全、耐久与风险管理;⑤工程防灾减灾技术;⑥工程监测与检测技术;⑦生态、环保、可再生资源技术及应用;⑧水资源循环利用与节水技术;⑨地下交通、物流、商业街道等地下空间开发与城市可持续发展。

四. 征文要求

1. 时间要求

提交论文全文的截止日期:2010年7月30日

通知论文录用的截止日期:2010年8月30日

2. 内容要求

论文内容要围绕大会主题,论点明确突出,论据详实可靠,语言精炼能顺,层次合理清楚,提倡实用性、创新性和前瞻性,且未曾在国内外学术期刊或会议上发表过。

3. 格式要求

①作者姓名、单位、城市、邮编;②100~150字的摘要,3~6个关键词;③附作者简介(姓名、性别、出生年、职称、职务、研究领域、联系方式)。论文格式请参照《土木工程学报》。

此次会议欢迎投英文稿。

4. 提交方式:

请采用电子文档方式提交论文全文。会议报名、摘要与论文提交及详细情况可以登陆网站:
<http://m309.meeting163.com>。

本次会议论文集拟由科学出版社出版。

五. 联系方式

中国土木工程学会

联系人:杨群、李丹、文捷、李应斌;E-mail:ccesdaa@163.com, cces.china@263.net。

北京工业大学建筑工程学院

联系人:许成顺、赵旭、路德春;E-mail: xuchengshun@bjut.edu.cn, zhaoxu@bjut.edu.cn

(《土木工程学报》编辑部 供稿)

浅述深圳地铁5[#]线兴东站深基坑围护结构工程设计、施工、监测技术*

陈磊

(武汉谦诚岩土工程有限责任公司 武汉 430062)

[摘要] 本文介绍深圳地铁5[#]线兴东站(原同乐站)深基坑围护结构工程设计、施工、监测过程,施工场地及周边环境复杂,基坑为超深基坑,围护结构采用钻孔灌注桩加高压旋喷桩、桩间止水的排桩围护结构,内支撑设竖向三道钢管支撑,钻孔灌注桩顶设一道帽梁。该基坑支护从设计、施工到监测都取得了较满意的支护效果;基坑变形各项指标均在设计和规范的控制标准之内,可供类似工程参考和借鉴。

[关键词] 超深基坑;施工工艺;内支撑;变形控制

前言

在众多的深基坑开挖的施工过程中,基坑内外的土体应力状态将发生改变,即由原来的静止土压力状态向被动或主动土压力状态转变,其改变将引起围护结构承受荷载并导致围护结构和土体的变形,围护结构的内力与变形中的任一量值超过容许范围,都将造成基坑的失稳破坏和使周围邻近建筑物及设施失效或破坏。因此基坑稳定及变形对周围已有建筑物的安全有着至关重要的作用,控制基坑变形尤其是复杂环境中的基坑变形成为工程界急需解决的一个难题。深圳地铁5[#]线兴东站(原同乐站)深基坑围护结构工程就是其中一例。

工程概况

深圳地铁5[#]线是该市的地铁中环线,前期建设起点宝安区前海湾站(宝安区政府前)沿创业二路到兴东站,下穿金威啤酒厂、西乡变电站到留仙大道留仙洞站,过西丽大学城等拐往龙华龙岗布吉到黄贝岭站,本期工程全长42km,基本上顺深圳特区二线关外连通宝安区、南山区、龙岗区、福田区、罗湖区等区。此工程是世界大学生运动会配套工程(2011年7月于深圳举行,提前一个月正式运营),沿线工程地质复杂,施工难度大。我公司承担兴东站和留仙洞站(原深职院站)深基坑维护结构施工任务,此次主要介绍有代表性的兴东站基坑围护情况,因为兴东站是集各类施工难点于一身的工地:场地狭小,各类管线众多,涉及管线改迁和横吊保护,地表软层厚,地下岩层变化多,长距离交通疏解。要多次倒边施工。对

* 收稿日期:2009年4月

工程项目部施工组织流水作业和施工工艺是极大的挑战和考验。

兴东站是深圳地铁5#线工程第8站,位于深圳市宝安区同乐村,创业二路北端,宝安区金威啤酒厂西侧,车站为地下两层,岛式站台,车站中心里程为CK7+708,明挖段起点右线里程为CK7+534.91,终点里程为CK7+801.26。明挖段长266.35m,宽19.1~21.45m,站台宽10.0m,线间距13.2m。采用明挖法施工。

基坑深度17.2~18.8m,围护结构采用 $\Phi 1200@1300$ 钻孔桩加 $\Phi 600$ 高压旋喷桩桩间止水,内支撑采用竖向三道 $\Phi 600$, $t=12\text{mm}$ (16)钢管支撑。

工程地质

兴东站位于宝安区同乐村,创业二路北端,所在地区为冲洪积平原,地形略有起伏。地面高程14.04~16.21m。主要建筑物为该站东侧金威啤酒厂及创业二路两侧建筑,场地存在密集的电力、电信、雨水、上水、污水、燃气、路灯等地下电缆、管线、管道,地下管线管道的走向与道路平行,局部斜交。

场区为珠江三角洲冲洪积平原,地层自上而下依次为;第四系全新统人工回填土,冲洪积粘土,粉质粘土、局部有粗砂、砂砾、圆砾、第四系残积砾质粘性土,砂质粘性土,全风化、强风化、中风化、微风化花岗岩。主要土层的物理力学性质指标如下表₁:

水文地质

本场地地下水按赋存条件主要分为松散岩类孔隙水及基岩裂隙水。孔隙水主要赋存在第四系砂层、粘性土及残积层中,砂层地下水略具承压性。基岩裂隙水主要赋存在花岗岩强~中等风化层中,略具承压性。地质勘察期间地下水埋深1.9~3.2m,水位高程7.55~14.31m,水位变幅0.5~1.5m。

表1

土层名称	土层状态	厚度(m)	γ (kn/m^3)	C(kpa)	ϕ ($^\circ$)	N(击)	f_{ak} (kpa)
素填土	褐红、灰黄色,稍密	1.1~3.5	18.1	17.5	12.5	4	125
粉质粘土	灰、褐灰色,可塑~硬塑	1.7~12.0	19.4	21.5	16.5	7.5	160
中粗砂	灰、灰黄色,稍密	0.5~3.5	16.8	5.8	6.5	18.5	190
砂质粘土	褐黄、褐红色,可塑	3.4~12.5	18.5	18.8	7.8	21.0	210

残积层中地下水及钻孔混层水对砼结构无腐蚀性;对钢筋砼结构中钢筋无腐蚀性;对钢结构具弱腐蚀性。基岩裂隙水对混凝土结构具侵蚀性 CO_2 强腐蚀性、pH弱腐蚀性;对钢筋混凝土结构中钢筋无腐蚀性;对钢结构具弱腐蚀性。地下水总矿化度为0.142~0.168g/l,为淡水。

地下水总的径流方向为由北东向南西。地下水的排泄途径主要是蒸发和以径流方式流入河水。补给来源主要为大气降水及地表水的渗透。

围护结构设计方案及主要技术要求

1. 基坑设计方案

(1) 本段基坑长266.35m, 宽19.1~21.45m, 基坑深度17.2~18.8m。

(2) 围护结构采用 $\phi 1200@1300$ 钻孔灌注桩, 钻孔灌注桩的嵌固深度应满足基坑整体稳定、抗倾覆、抗管涌、抗隆起要求。经计算, 标准段桩的嵌固深度为7.5m, 部分进入全风化花岗岩段嵌固深度为5.0m, 盾构井段的嵌固深度为8m。

(3) 高压旋喷桩与钻孔灌注桩有200mm的咬合, 桩径为600mm, 嵌固深度不小于基坑以下2m, 其抗渗系数 $<10^{-6}$ cm/s。采用42.5级普通硅酸盐水泥, 水灰比取1.0, 注浆压力值应通过现场成桩试验确定;

(4) 内支撑、围檩的设置

a. 钢管内支撑(基坑竖向设三道@3000mm): $\phi 600$ mm, $t=12, 16$ mm

b. 钢围檩: I45c组合腰梁(两根加缀板焊接), 采用Q235钢

2. 主要技术要求

(1) 钻孔灌注桩, 桩底嵌入总深度5~8m或进入中风化 >2 m双控。以先满足者为准。

(2) 桩后旋喷桩孔深短于围护桩1m。两端及局部加固旋喷桩要求深于砂层 >2 m。

(3) 重点采取措施, 防止桩位偏斜, 加大旋喷半径, 防止基坑渗透水。

(4) 严控围护桩垂直度, 桩底偏差小于20mm, 严控围护桩中心距为1300mm(1000mm), 偏差小于20mm。

基坑支护施工技术

1. 主要施工步骤

(1) 施工准备;

(2) 钻孔灌注桩及旋喷桩施工: 钻孔成孔→清底→吊放钢筋笼→吊放导管灌注水下混凝土→高压旋喷桩施工。

(3) 基坑内降水开挖;

(4) 基坑开挖至每道支撑设计位置下0.5m, 架设钢支撑后施加预应力, 随开挖随支撑, 直至开挖至基坑底面;

(5) 施作接地网、底板垫层砼, 地板及部分边墙结构、防水层;

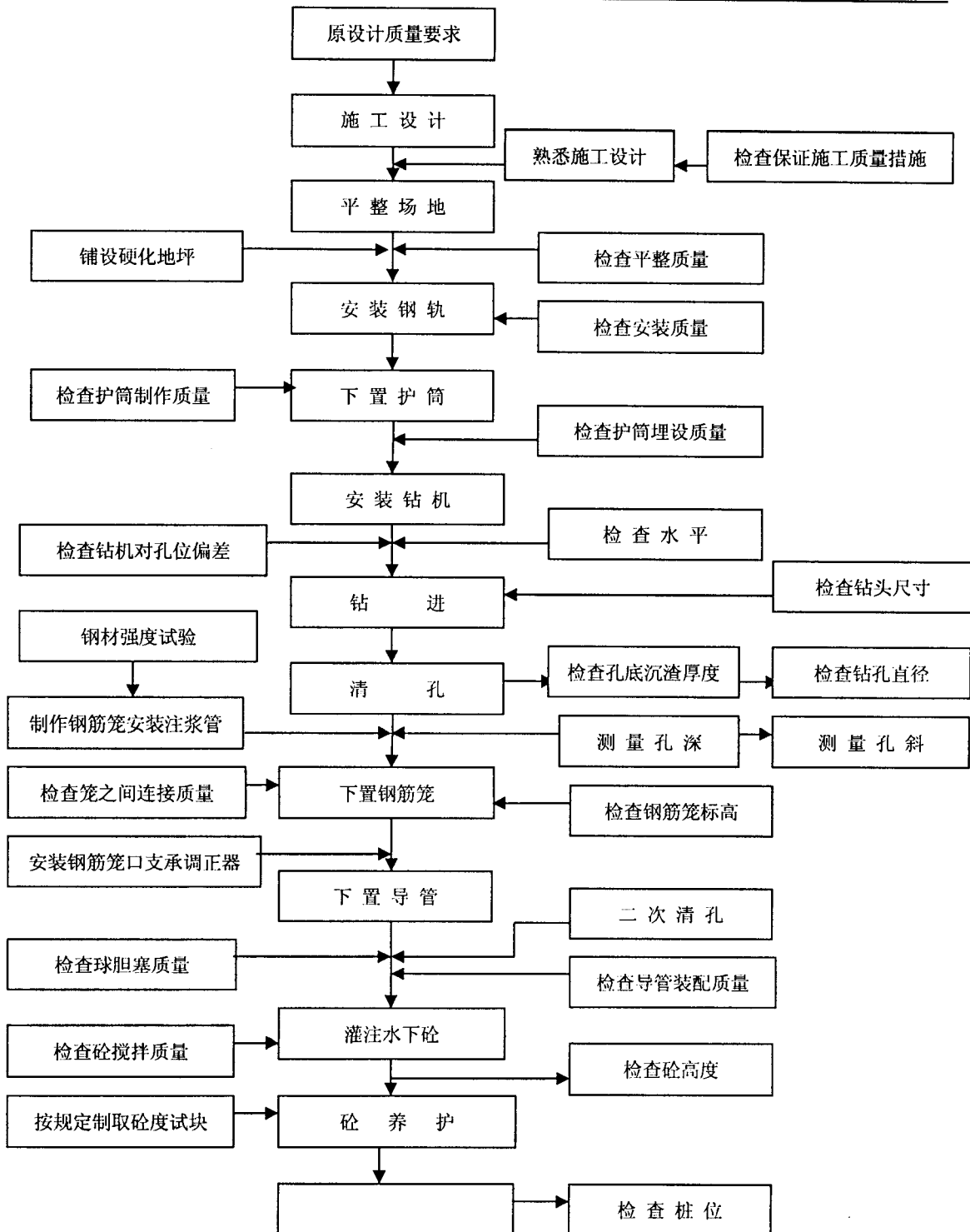
(6) 待砼达到设计强度的90%后, 拆除第三道支撑, 铺设地下二层侧墙防水层, 施做地下二层侧墙、中板结构;

(7) 待中板达到设计强度的90%后, 拆出第二道支撑, 从下至上铺设地下一层侧墙防水层, 施做地下一层侧墙、顶板结构; 待砼达到设计强度100%后, 拆除第一道支撑, 施做顶板防水层和砼保护层, 待顶板砼达到设计强度后, 回填覆土, 恢复路面;

(8) 主体结构应纵向分段浇注, 合理组织施工, 加强监测, 确保拆换支撑的安全。

2. 施工注意事项及技术要求

2、施工注意事项及技术要求



图， 钻孔灌注桩施工工序质量检查流程图

(1) 钻孔灌注桩、旋喷桩施工

钻孔灌注桩施工放线应根据围护桩平面布置图定位轴线、控制点坐标及施工图相关尺寸进行,并应考虑桩位允许偏差50mm、垂直度允许偏差1/300(不允许侵入车站主体结构)、排桩最大水平位移20mm等外放。钻孔桩终孔后,经监理工程师检验后安装钢筋笼、灌注桩身混凝土。钻孔灌注桩施工工序质量检查详见流程图₁。

高压旋喷桩施工前进行场地平整,挖好排浆沟,做好钻机定位,采用单管高压旋喷桩工艺。要求钻机安放保持水平,钻杆保持垂直,其倾斜度不得大于1.5%。详见下图₂:

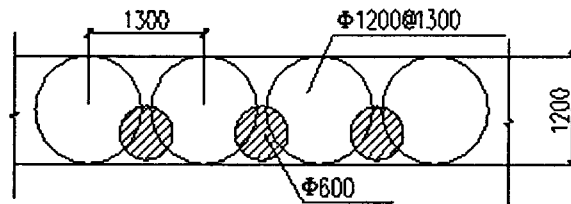


图2 围护桩大样

(2) 架、拆支撑及土方开挖

a. 基坑开挖时应分层、分段对称平衡开挖,基坑四周需预留三角土护坡,每层挖土厚度不宜超过3m,并应由人工开挖支撑沟槽,开挖沟槽底至支撑下0.5m处及时架设腰梁及支撑,遵循先撑后挖的原则,钢支撑的安装偏心应小于20mm,在支撑未达到正常使用前,不得超挖下层土方。开挖至距坑底300mm时应由人工开挖、找平并对坑底进行及时封闭,基坑底应考虑-20mm施工误差。

b. 基坑开挖施工时,围护结构周围的地面堆载不得大于20Kpa,且基坑周边2m范围内不得堆放建材和设备。

c. 对各道支撑必须采取可靠的吊拉措施,防止因桩身变形和施工撞击而发生支撑脱落。

d. 钢管支撑采用Φ600 t=12、16mm两种规格,不同规格的钢管支撑必须按设计进行布设,不得有误。

e. 支撑系统仅承担轴力,施工期间不得施加其它荷载,以免支撑系统因超载过大造成失稳。

(3) 基坑降、排水

a. 采用管井井点进行基坑内降水。基坑开挖前半个月必须进行场地降水,将地下水位降至基坑开挖面以下1.0m,开挖至基底时,也须保证地下水位降至基坑底面以下1.0m。降水过程应伴随主体结构施工过程的始终,待顶板覆土后封闭降水井点管,灌注微膨胀混凝土,并加焊钢板封闭。

b. 基坑开挖过程中,应做好基坑内的排水工作,如在雨季施工,必须准备足够的抽水设备,并做好基坑外的排水、截水工作。

(4) 止水补浆作法

基坑在开挖过程中若旋喷桩止水效果欠佳时,可在桩间打设注浆锚管,注水泥水玻璃双浆液进行止水。钢围檩施工时,应保证围檩与围护桩之间的紧密,降低安全隐患。

(5) 管线保护和改移

兴东位于宝安区同乐村, 创业二路北端, 场地地下原有密集的电力、电信、雨水、上水、污水、燃气、路灯等地下电缆管线管道, 地下管线管道的走向与道路平行, 局部交叉。在施工前对基坑范围内的管线进行详细调查, 确保基坑围护桩及基坑土方开挖期间管线的安全。若施工时发现现场管线保护和管线改移与设计图纸不符时, 需立即通知相关设计单位, 以及时采取相应的措施。

对于留仙二路上横跨车站5000×1800雨水管线的保护方案需和基坑开挖方案进行详细配合, 确保管线的安全。具体管线改移和保护图纸详见管线设计单位图纸。

3. 围护桩施工要点

微风化花岗岩岩性坚硬, 强度达到 $f_{ak}=3000\text{Kpa}$, 因而确定场区围护桩施工方法如下:

(1) 桩底高程位于粉质粘土、粘土层和强风化花岗岩的采用旋挖桩施工场区地层, 岩层起伏, 部分支护桩桩底将进入微风化花岗岩。

(2) 桩底高程位于中、微风化花岗岩中的采用冲击钻进施工。

(3) 高压旋喷桩采用 $\phi 600\text{mm}$ 单管旋喷法。

(4) 止水有关部位的搅拌桩采用PH-5型搅拌桩机施工, 桩径 $\phi 500\text{mm}$ 。

(5) 桩间凹陷面采用喷浆机以C20混凝土喷射至平。

4. 精心组织围护桩的施工

兴东是5#线的试验段, 2007年12月21日进行围护桩的试桩, 钻孔桩桩端进入中、微风化花岗岩岩层, 嵌固基坑底部不小于5.0m(入微风化1.5m)。在创业二路主干道上施工, 交通必须保持畅通, 根据施工顺序多次倒边施工, 顺留仙二路有一个5m×1.8m雨水管涵, 其他位置有4根供水管、16根雨水管、4根生活污水管、6根高压电缆线、2根燃气管、15根通讯电缆线、4根红绿灯电缆线等等, 杂乱地密布在施工场地内。

为保证工程顺利完成, 我公司从思想、组织、技术、施工控制、经济共五个方面入手, 对工程质量采取多渠道、多方式、层层把关。根据施工进度, 对已完分项、分部、单位工程质量及时评定、反馈, 推广确保工程质量的经验, 克服不足, 使工程质量逐步提高。

根据实际情况并考虑到工期紧、场地狭小, 上两台套RS-220旋挖钻机成孔, 35T汽吊下钢筋笼, 施工完灌注桩后在桩间再进行高压旋喷桩施工。桩端部分较硬的岩层先用冲击钻机成孔, 共上冲击钻机14台套, 冲孔有孤石、中微风化岩等部位。于08年5月10日进两台套高压旋喷桩机进行止水桩施工, 围护桩于08年12月20日施工完毕。

5. 施工中遇到的问题及处理方法

(1) 兴东是老城区, 地下不明电缆、不明各类管线多, 前期施工过程中损伤电缆、光缆3次, 等待电缆和管线拆迁耽误近4个月工期。根据现场实际情况采取用人工先探挖3m, 避免损伤各类不明管线, 已探明的管线加强保护, 设立标记, 组织全员到现场记下管线位置, 从而避免了损伤管线。

(2) 因施工场地狭小, 故将车站围护结构场地分割成4块宽8m, 长70m, 根据设备工艺需要需在场地内倒边施工, 每次施工完上道工序要全退出施工设备, 停放在场地外, 等下道设备进场地内施工, 如此反复, 虽然确保了工程质量和施工顺序, 但浪费了大量人力、设备资源并延误了工期。

(3) 因地层原因钻孔灌注桩存在不规则的扩孔, 施工桩间高压旋喷桩离灌注桩近还需咬合, 下钻旋喷较困难, 若离桩远不能咬合则不能形成封闭的止水帷幕。再者地下强风化层含大量砾石, 旋喷钻头碰上它就会偏移, 底部不能形成封闭帷幕。经我们在现场多次研究总结并摸索出适用的参数, 先后采用地质钻机预引孔、泥浆护壁, 然后再用XP-50型旋喷桩机加高压注射泵进行旋喷, 取得了准确的咬合尺寸和良好的止水效果。

基坑开挖原则、注意事项

基坑开挖前应预先进行坑内降水, 要求基坑水位降至车站基坑底1.0m处。

1. 基坑开挖总原则

- (1) 基坑土方开挖应分段、分层、对称平衡开挖。使地下土层应力释放均衡。
- (2) 以机械开挖土方为主, 人工开挖为辅, 采取措施避免碰撞。
- (3) 开挖至支撑位置高程处时, 由人工开挖支撑沟槽, 安设支撑后, 再进行下层土方开挖。
- (4) 坑底以上300mm厚土层采用人工开挖找平, 并通知有关单位验收后, 立即进行接地网和混凝土垫层的施工, 以保证基底土层不被扰动。要求开挖一块, 清一块; 清完一块, 垫层施工紧跟一块。

(5) 挖掘机撑下作业时, 严禁碰、刮内支撑和井点。

(6) 基坑分段开挖施工时, 应根据地质情况确定安全的纵向放坡坡度, 雨天或长时间不开挖时应做护坡处理。应严防基坑内发生纵向滑坡。

2. 开挖注意事项:

- (1) 土方开挖必须严格按照设计要求及施工流程进行施工, 施工组织方案应通过相关部门评审。并且在土方开挖后及时完成支撑安装并按设计要求施加预加力。
- (2) 土方开挖过程中必须随时查看监测资料, 发现情况应及时与监理、设计单位联系, 采取切实可行的有效措施, 确保基坑安全。
- (3) 分段开挖时, 须保证每一施工分段内设有一集水井, 确保及时排除基坑渗水。
- (4) 开挖必须在冠梁混凝土强度达到设计强度后进行。

基坑监测

1. 监控量测是施工的重要组成部分。通过监测掌握支护结构、内支撑体系、地表的动态, 及时预测和反馈, 用其成果调整设计、指导施工。为此, 施工中必须严格按照设计要求进行监测工作。

支护结构与周围环境的监测主要分为应力监测与变形监测。监测的主要项目有：桩顶位移、钢支撑轴力、桩身倾斜、水位观测、地面沉降等。通过动态信息管理，对监测数据及时处理并反馈以指导施工。发现钻孔桩异常情况应立即做施工处理，防止发生工程事故。当监测数据接近警戒值时，应加密监测频率，并作日报表；当监测数据接近控制值时，应立即报告监理，会同设计分析原因，并及时提交应对措施报告。

2. 监测注意事项：

(1) 基坑监测应以获得定量数据的专门仪器测量或专用测试元件监测为主，以现场目测检查为辅。

(2) 各监测项目在基坑支护施工前应测得稳定的初始值，且不小于两次。

(3) 各项监测工作的时间间隔根据施工进度确定，在开挖卸载急剧时段，间隔时间不应超过1天，其余情况下可延至3~5天。当变形超过有关标准或场地条件变化较大时，应加密观测。当有危险事故征兆时，则需进行连续监测。

(4) 量测数据必须完整、可靠，对施工工况应有详细描述，使之真正能达到施工监控的目的，为设计和施工提供依据。

(5) 所有测点均应反映施工中该测点受力或变形等随时间的变化，即从施工开始到完成、测试数据趋于稳定为止。

(6) 应及时编制量测报告，内容包括：测点布置、测试方法、经整理的量测资料、反分析的主要成果、结论及建议、量测记录汇总等，施工过程中根据监测资料判断支护状态。

3. 本站基坑总长265.1m，基坑宽19.1m~21.45m，基坑深约17.2m~18.76m。基坑的安全等级为一级，基坑侧壁的重要性系数为1.1。车站结构的设计使用年限为100年。

4. 当监测数据接近警戒值时，应加密监测频率，并作日报表；当监测数据接近控制值时，应立即报告监理，会同设计分析原因，并及时提交应对措施报告。

5. 本工程根据施工现场具体情况对测点进行布置，详见图3、表2和图4。

6. 兴东站基坑监测参照表2实际做了以下项目和点次：

- (1) 测土压力 96个点；
- (2) 水位监测孔 12个点；
- (3) 桩顶位移 26个点；
- (4) 桩体变形（测斜管）12个点；
- (5) 沉降、位移 100个点；
- (6) 支撑轴力 51个点。

环境保护、劳动安全

随着人类社会的进步和发展,环境保护工作越来越重要,受到国家及各级政府和广大人民群众的关注。地铁基坑围护结构工程施工其污染源以岩粉、泥浆污水和噪音为主,稍有疏漏,将会对环境造成损坏和污染;地铁车站施工,由于工程地质、水文地质复杂多变,安全隐患、施工环境和劳动条件差,因此施工中必须加强监测,及时采取措施消除隐患,确保施工安全。因此必须十分重视施工中的环境保护、劳动安全工作。为确保环境保护、劳动安全,促进施工顺利进行,特编制详细的实施方案和应急预案,采取有效的环保、安全措施。并把环境保护、劳动安全工作作为施工组织设计中的重要组成部分,并认真贯彻执行于施工全过程。

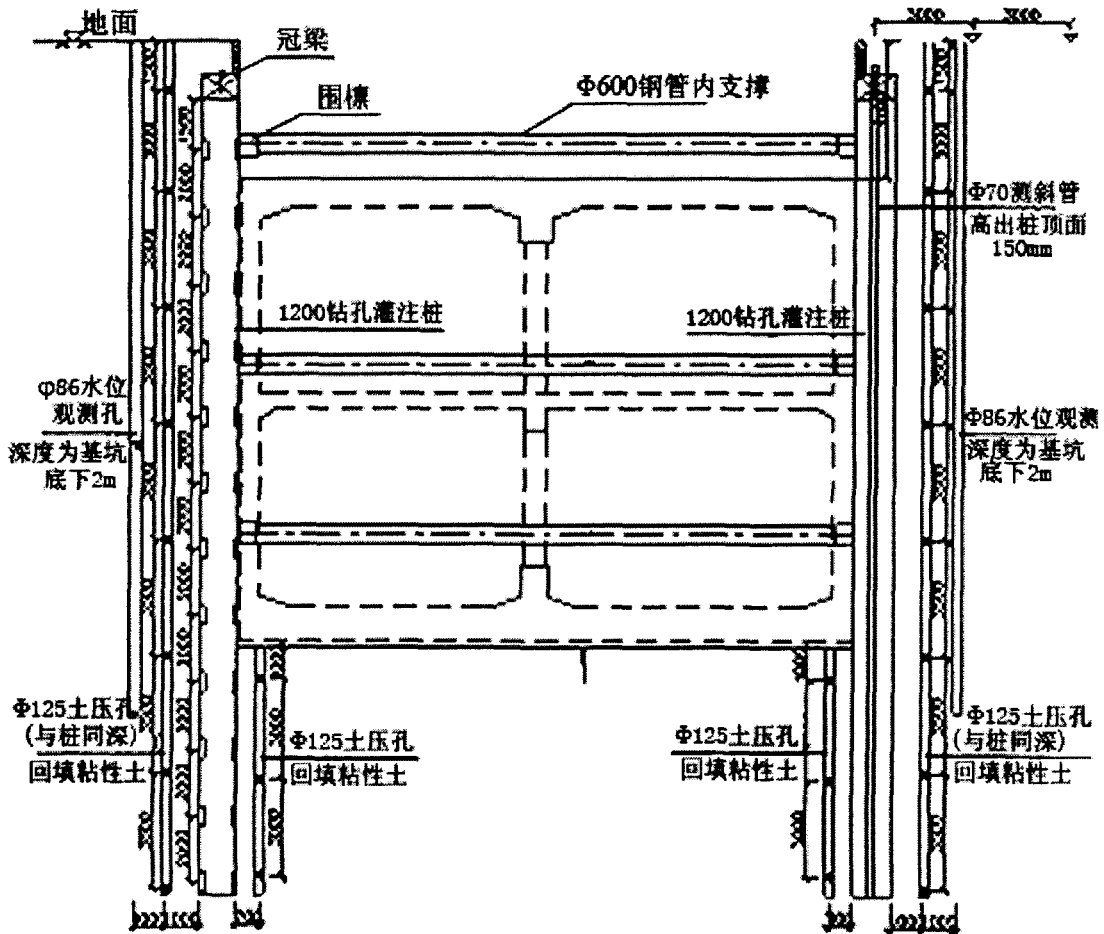
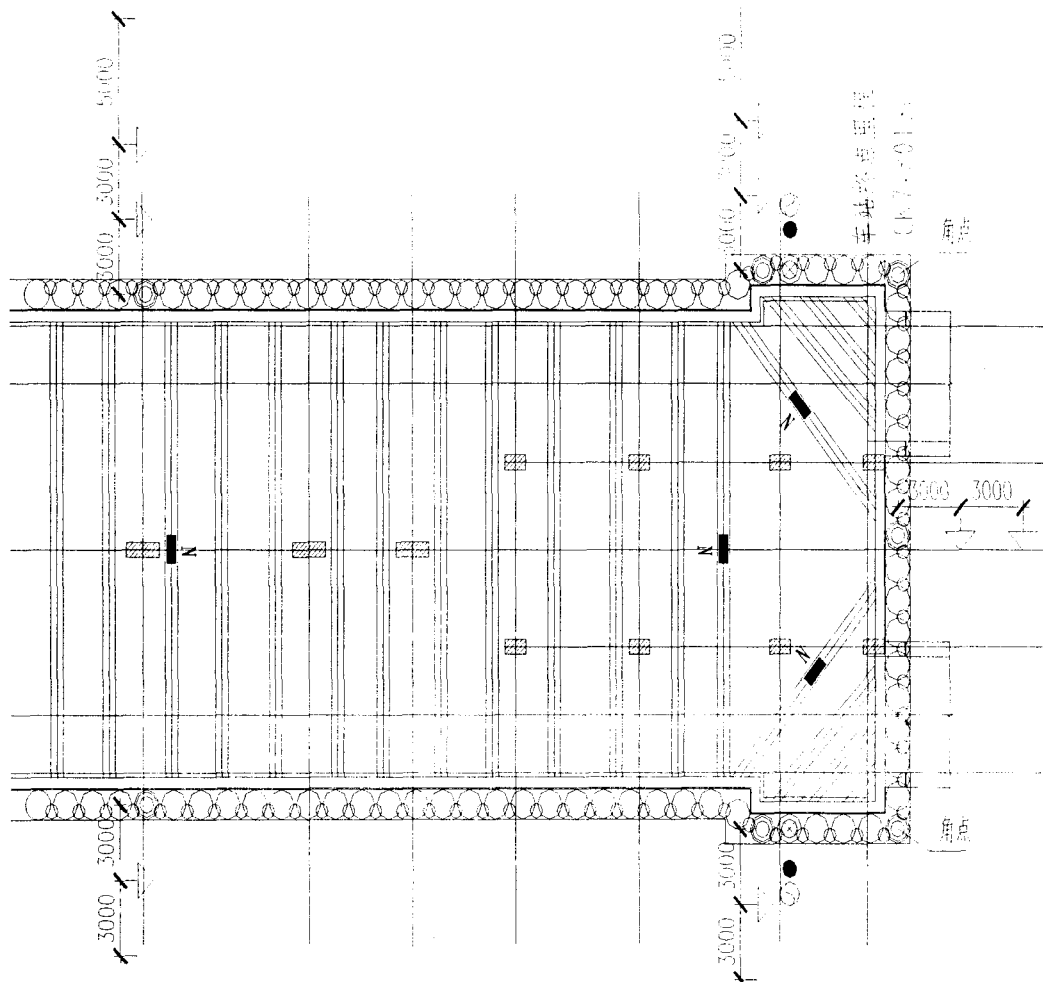


图3 施工检测立面布置图



图例

- 原土压力 ●
- 支撑轴心 ■
- 桩顶位移 ⊙
- 沉降、位移监测 ▽
- 桩体变形 ⊗
- 水位监测孔 ⊖

图4 基坑施工监测点总平面布设部分图

监测项目一览表

表 2

类别	序号	监测项目	方法及仪器	测点布置	量测频率	监测精度	监测项目警戒值	监测项目控制值
A类必测项目	1	地层及支护情况观察	现场观察及地质描述	随时进行				
	2	桩顶位移	经纬仪	围护结构的每个角点短边中点，沿基坑长度方向间距30m	基坑开挖期间，2次/天，基本稳定后1次/2天。	1.0mm	0.20%基坑开挖深度	0.25%基坑开挖深度
	3	支撑轴力	轴力计	每道钢支撑，每隔10根布置1轴力测点	1次/天	<1/100(F.S)	按80%设计轴力值	按100%设计轴力值
	4	桩体变形	测斜管	短边中点，沿基坑长度方向间距60m（钢筋砼桩）	基坑开挖期间，2次/天，基本稳定后1次/2天。	1.0mm	0.20%基坑开挖深度	0.25%基坑开挖深度
B类必测项目	5	桩内钢筋应力应变	钢筋计	短边中点，沿基坑长度方向间距60m（钢筋砼桩）	全过程，1次/天	<1/100(F.S)	按80%设计内力值	按100%设计内力值
	6	地下水位	水准仪、经纬仪	测点布置见“基坑施工监测设计图（一）”	降水期间1次/天	1.0mm		
	7	沉降、位移监测点	精密水准仪	短边中点，沿基坑长度方向间距30m，临时立柱桩处	基坑开挖期间，2次/天	1.0mm		
	8	侧土压力	土压力计	围护结构迎土侧及嵌固段基坑侧，短边中点，沿基坑长度方向间距60m	基坑开挖期间2次/天，主体结构施工前1次/周，主体结构施期间1次/2天	<1/100(F.S)		
	9	基坑回弹	沉降管、沉降仪	基坑中心线，沿基坑长度方向间距30m	全过程，1次/天	1.0mm		

结语

1. 围护桩的钻孔灌注桩、高压旋喷桩桩身完整性检测采用:

(1) 钻孔砼灌注桩做低应变动测随机抽 5 根, 波速在 4200 ~ 4500m/s 之间均为一类桩;

(2) 钻芯法抽验, 两种桩型各抽 3 根和 5 根做抽芯检测, 经检验砼、水泥土无侧限抗压强度完全符合设计要求。

2. 基坑开挖后围护止水完全达到设计要求, 兴东站基坑围护结构全部监测控量项目均达到设计、使用要求;其中围护桩桩顶位移最大值为 6.2mm, 而围护桩沉降最大值为 4.8mm, 均在规定范围内。由于篇幅所限, 有关基坑监测的总平面布置图、基坑深层位移图、各工况下的位移曲线、基坑位移监测点成果图表等均已满足设计要求不再表述。

3. 综上所述该基坑围护结构方案是成功的, 不但将基坑位移及沉降控制在有效范围内, 而且也给今后同类工程的超深基坑围护设计、施工、监测提供了参考和借鉴, 并有较好的推广价值和广阔的应用前景。

参考文献

- [1] 龚晓南等; 深基坑工程设计施工手册[M]; 中国建筑工业出版社 1998
- [2] 《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-99) [S]. 中国建筑工业出版社 1999
- [3] 陈 磊; 超高层建筑深基坑施工应急预案的安全施工技术[J]. 《地基处理》2008 第 1 期
- [4] 深圳地铁 5' 线工程施工图设计[R]. 中铁工程设计咨询集团有限公司 2007 年 12 月
- [5] 陈 磊; 钻孔灌注桩在超高层建筑中的应用[J]. 《地基处理》2008 第 1 期
- [6] 郭克诚、唐玉凌、陈磊等; 深圳地铁 5' 线兴东站深基坑围护结构工程施工技术[J]. 《铁道建筑》2010 年第 3 期

欢 迎 投 稿!

强夯法施工与常见问题及预防处理*

廖培涛

(广西水文地质工程地质勘察院 柳州 545006)

【摘要】 本文结合我院近期完成的柳州市阳和工业园区的汽车座椅联联合厂房强夯法加固软弱地基等工程实际情况,总结强夯法施工在软弱地基加固处理中的施工经验,介绍强夯法施工工艺,强夯法施工技术参数的选择与确定及施工中的常见问题的预防与处理方法。

【关键词】 强夯法施工;软弱地基加固处理;总结经验;施工工艺及技术参数确定;常见问题;预防处理

前言

近期我院相继完成:柳州市阳和工业园区的汽车座椅联联合厂房和上海延康汽车零部件有限公司柳州汽车内饰和座椅生产基地建设项目等10多项强夯法加固软弱地基工程,为更好推广强夯法施工,结合工程生产实际情况,积极总结强夯法施工经验教训,为开展今后类似工程强夯法在软弱地基土加固施工中积累经验,同时为同仁在强夯法加固软弱地基土施工中提供借鉴。

强夯法加固软弱地基土机理是:利用机械设备提升,将重10~30t的夯锤提升至10~30m后,夯锤自动脱钩装置作用下脱钩,从高处自由落下,给软弱地基土以强大冲击能量的夯击,使土中产生冲击波和应力,迫使土体中孔隙压缩,排除土体中的水和空气,使土体颗粒重新排列,迅速固结,从而提高软弱地基土的承载力,降低其压缩性。因强夯法施工适用于处理碎石土、砂土、湿陷性黄土、杂填土及素填土等地基。与其他软弱地基土加固处理相比,强夯法加固软弱地基土具有以下优点:(1)适用加固土质范围广,施工机械设备简单,加固效果好;(2)施工速度快,工效高;(3)原材料节约,工程成本低。因而强夯法在一定程度上比其他软弱地基土加固处理方法使用更广泛,更有效。

强夯参数的确定

1. 锤重和落距的确定

夯锤重量和落距是影响夯击能和强夯加固深度的重要因素。通常情况下,锤重和落距越大,强夯加固效果越好。整个加固场地的总夯击能量(即锤重×落距×总夯击次数)除以加固

* 收稿日期:2009年10月

面积称为单击夯击能；单击夯击能应考虑地基土类别、设计承载力和设计要求处理深度等因素，并通过现场试验后确定。通常情况下，对于粗颗粒土，单击夯击能可取 $1000 \sim 3000 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}^2$ ；对于细颗粒土，单击夯击能可取 $1500 \sim 4000 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}^2$ 。

2. 夯点的设置

(1) 夯点布置：夯点可根据建筑物结构和类型，按照三角形、等腰三角形或正方形布置。

(2) 夯点间距的确定：通常情况下应当根据地基土性质和设计要求加固处理深度等平确定夯点间距。对于加固处理深度在或者单击夯击能较大的工程，率一遍夯点间距应当适当增大，避免因夯点间距小而形成的硬层。

3. 夯击数与夯击遍数的确定

(1) 夯点的夯击数的确定：应根据现场试夯得到的夯击数和夯沉量关系进行确定，且应当同时满足以下条件：①最后两击的平均夯沉量不大于 50 mm ；②夯坑四周不发生过大的隆起；③不因夯坑过深而发生起锤困难。

(2) 夯击遍数的确定：夯击遍数应根据现场地基土的性质确定，一般对于透水性弱的细颗粒土层和加固要求高的工程，夯击遍数应适当增加。一般情况下，可采取 $2 \sim 5$ 遍，前 $2 \sim 3$ 遍为“间夯”，最后一遍应以低能量“满夯”一遍。

4. 两遍夯击的间歇时间的确定

间歇时间是指两遍夯击之间的时间间隔。两遍间的间歇时间取决于加固土层中的孔隙水压力消散所需时间；当夯击后的孔隙水压力消散、地基稳定后，即可进行新的夯击作业。一般情况下，对于透水性强的砂性土或含水量少的碎石土，孔隙水压力消散较快，间歇时间为 $1 \sim 2\text{d}$ ；对于粘性土或冲积土，孔隙水压力消散慢，间歇时间为 $21 \sim 28\text{d}$ 。

5. 强夯加固影响深度的确定

强夯法的有效加固深度，应当根据现场试夯或当地经验确定。在缺少试验资料时，可参考表 1。

强夯法的有效加固深度

表 1

单击夯击能 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	碎石土、砂土等 (m)	粉土、粘性土、湿陷性黄土等 (m)
1000	5.00 ~ 6.00	4.00 ~ 5.00
2000	6.00 ~ 7.00	5.00 ~ 6.00
3000	7.00 ~ 8.00	6.00 ~ 7.00
4000	8.00 ~ 9.00	7.00 ~ 8.00
5000	9.00 ~ 9.50	8.00 ~ 8.50

强夯法施工机械设备

强夯法施工的主要机械设备有：夯锤、起重机和脱钩装置三个部分。

1. 夯锤：材料多采用以钢板为外壳、内部焊接骨架后浇灌混凝土。夯锤底面形状一般为圆形或正方形。因圆形不易旋转，定位方便，重合性好，应用较多。夯锤底面积应当根据土的性质确定：对于砂性土一般为 $3\sim 4\text{ m}^2$ ，对于粘性土不应小于 6 m^2 。夯锤的底面应当对称设置若干个与顶面贯通的排气孔，排气孔直径应当在 $\phi 25\sim \phi 30\text{ mm}$ ，以减少起吊夯锤时的吸力和夯锤着地前的瞬时气垫的上托力。

2. 起重设备：多采用带有自动脱钩装置的履带式起重机或采用三角架作为起重设备。采用履带式起重机时，应当在臂杆端部设置门架，或者采取其他安全装置，防止落锤时机架倾覆。起重机的起重能力：当采用自动脱钩装置时，起重能力应当大于夯锤的1.50倍。

3. 脱钩装置：当锤重超出起重机的起重能力时，不能使用单缆锤施工工艺，只能采取滑轮组并借助脱钩装置来起落夯锤。自动脱钩装置必须具有足够的强度，同时施工时要求操作灵活。

强夯法施工技术

1. 强夯法施工

(1) 标高测量：采用测量仪器按 $10\text{ m}\times 10\text{ m}$ 的方格网，测出平整场地后的强夯区域的地坪标高并计算出平均值；

(2) 第一遍夯点放样：以各区角点控制桩为基准点，按经设计院批准的夯点平面布置图，用经纬仪和 50 m 的钢卷尺施放出第一遍夯点，误差控制在 $\pm 2\text{ cm}$ ；

(3) 第一遍夯点夯击

1) 放样后，组织强夯机械和夯锤及施工人员就位：选用2台W1001型的40T履带式强夯机，配 $130\text{ kN}\sim 150\text{ kN}$ 的夯锤3个。

2) 司机在指挥人员的指挥下将夯锤对准第一个夯点的中心，对点误差控制在 $\pm 15\text{ cm}$ 内。

3) 测量人员用水准仪测出夯锤锤顶标高，夯点周围土的标高（即标尺读数），将其数据记录在《强夯施工记录表》上。

4) 司机在指挥人员的指挥下提升夯锤至设计要求的高度后，脱钩器自动脱钩，夯锤自由下落。

5) 夯锤落下后，测量人员用水准仪测出锤顶标高（在《强夯施工记录》上记下标尺读数），并计算出第1击的夯沉量，填入表内。

6) 按照第1击的施工方法进行第2击、第3击……的施工。当夯沉量出现逐渐收敛并最后两击平均夯沉量不大于 5 cm ，则完成了对该点的夯击。

7) 测量员计算出该夯点的最后两击平均夯沉量和累计夯沉量,填入记录表内。强夯机提锤移至下一夯点按第1点的施工方法依次进行施工。第一遍点夯全部结束后,用水准仪测出周围土的隆起高度。

(4) 第一遍夯坑整平:采用1台推土机配合夯坑推平,测量场地标高,并计算出平均值;

(5) 第二遍夯点放样:以各区角点控制桩为基准点,按经设计院批准的夯点平面布置图,用经纬仪和50m的钢卷尺施放出第二遍夯点,误差控制在 $\pm 5\text{cm}$;

(6) 第二遍点夯施工,同(3);

(7) 第二遍夯坑整平,同(4);

(8) 第三~五遍点夯施工重复以上步骤,直到满足设计要求为止;

(9) 平整场地,进行一遍低能量满夯施工,满夯布点相互重叠1/4面积。

2. 强夯质量控制

(1) 施工前,应当对强夯区进行工程地质勘察,并根据强夯地基的设计要求,通过现场试夯、测试后确定强夯施工技术参数。

(2) 夯击前应当先平整场地,强夯区四周做好排水沟,并应先对夯点测量放线,确定夯点位置,标出第一遍夯点位置。

(3) 起重机就位安装时,夯锤应当对准夯点位置。如发现坑底倾斜面造成夯锤歪斜时,应当及时将坑底整平。

(4) 夯坑底如出现积水时,应采取人工降低地下水位,或者铺垫一层松散性材料(如砂石),同时应当及时排除夯坑内积水。

(5) 强夯施工前,应当检查夯锤重量和落距,确保单击夯击能量符合设计要求;

(6) 每遍夯击前,应当对夯点测量放线复核,夯完后应当检查夯坑位置,如发现偏差或漏夯,应当及时纠正或补夯;

(7) 应当根据设计要求,检查各夯点的夯击数和每击的夯沉量,尤其是最后两击的夯沉量;

(8) 施工过程中,应当对强夯技术参数和施工实际情况进行详细记录;

(9) 强夯地基的质量检验标准:在强夯法施工时,应当按照以下质量标准进行控制:

①夯击点中心位移允许偏差 $\leq 150\text{mm}$; ②顶面标高 $\pm 20\text{mm}$; ③表面平整度 $\leq 30\text{mm}$ 。

3. 安全技术措施

(1) 当强夯施工所产生的振动,对附近既有建(构)筑物或设备产生有害影响时,应当采取防振或隔振措施,如开挖防振沟,避免因强夯施工产生的振动对既有建(构)筑物或设备造成的有害影响;

(2) 为防止飞石伤人,施工现场工作人员必须戴好安全帽;在夯击时所有人员必须退到安全线以外。

强夯法施工常见问题及处理方法

在强夯法加固软弱地基土施工过程中, 常见的问题有: (1) 下沉量达不到控制指标, 即强夯最后二击的下沉量超过规定的下沉量指标; (2) 强夯加固影响深度不够, 即强夯后, 实际加固深度局部或大部分达不到要求的影响深度, 加固后的地基强度达不到设计要求; (3) 强夯后表面松散不密实, 即强夯后表层土松散不密实, 漫水后产生下陷现象等。

1. 下沉量达不到控制指标

(1) 产生原因分析

- a. 在饱和淤泥、淤泥质土和粉砂土中进行强夯时, 易产生液化流动;
- b. 地下水水位高或者地基土中含水量过大, 强夯时易产生侧向挤出现象。

(2) 预防措施与处理方法

- a. 在饱和淤泥、淤泥质土和粉砂土及含水量过大的土层中进行强夯时, 应当先铺设 0.50~1.50m 的砂石或碎石后, 才进行强夯施工;
- b. 在强夯施工时, 应适当降低夯击能量, 或采用低落距轻锤分层强夯;
- c. 在强夯施工前, 采取人工降低地下水水位后再进行强夯施工。

2. 强夯加固影响深度不够

(1) 产生原因分析

a. 强夯区内土质不均匀, 下部有砂卵石夹层或回填土中夹杂块石层, 造成部分夯击能被吸收;

b. 强夯区内遇地下障碍物, 孤石等; 如在柳州市阳和工业园区的汽车座椅联联合厂房强夯法施工中遇孤石。

c. 夯击点过密, 在浅处叠加而形成硬层, 减弱夯击能向深部传递;

d. 选用锤重、落距或夯击遍数、击数不够, 夯击能过小; 或者选用的夯击能过大, 地基土产生流动、隆起量增大, 造成土体破坏, 下部土体没有挤密;

e. 两遍之间间歇时间不够, 或没有间隔, 土层内孔隙水压力没有消散, 影响强夯强度的提高。如柳州市某造纸厂强夯法施工时, 地基土含水量过大, 甲方要求工期紧, 两遍之间间歇时间不够, 在土层内孔隙水压力没有消散的情况下进行强夯施工, 结果强夯施工后地基土承载力不满足设计要求。

(2) 预防措施与处理方法

a. 强夯前, 应当探明地质情况; 对存在砂卵石夹层, 应当适当提高夯击能量, 遇地下障碍物, 应当及时清除;

b. 锤重、落距、夯击遍数、击数、夯点间距等强夯参数的选择, 应当根据工程实际情况, 在强夯施工前通过试夯、测试后确定, 并应当根据强夯施工实际情况进行调整;

c. 发现强夯影响深度不够时, 应当适当增加夯击遍数;

d. 两遍强夯之间应当间隔一定时间, 方能进行连续夯击。对于地下水或地下水位在 5m 以下, 含水量较少的碎石土或透水性强的砂性土, 可间隔 1~2d; 而对于粘性土或冲积土,

因其孔隙水压力消散较慢,需要间隔 21 ~ 28d。

3. 强夯后表面松散不密实

(1) 产生原因分析

- a. 强夯后没有进行场地整平,或没有采取低能夯锤对场地进行满夯拍实一遍;
- b. 强夯整平场地被机械行驶扰动。

(2) 预防措施与处理方法

- a. 强夯完成应当填平凹坑,并用落距 5 ~ 6m、低能量夯锤满夯一遍,使表层土密实;
- b. 强夯处应当禁止重型机械行驶,避免产生扰动。

简 讯

《岩土工程师手册》(上、下册)介绍

《岩土工程师手册》(上、下册) (“十一五”国家重点图书出版规划项目),主编,钱七虎;副主编方鸿琪,张在明,龚晓南,曾宪明(常务);书号:978-7-114-07893-4;定价:258.00元(上、下册);页码:1606页。本手册是我国岩土工程师必备的案头工具书,“十一五”国家规划重点图书

本手册依据最近发布的国家和行业技术标准、新近发表的经鉴定和审查的科研成果,以及新材料、新方法、新产品和新技术进行编写,同时保留和吸收国内外可靠的经验和做法。

本手册共十篇,第1篇岩土工程勘察,第2篇浅基础设计计算,第3篇深基础,第4篇地基基础与复合地基,第5篇锚固类结构,第6篇边坡与挡土结构,第7篇深基坑工程,第8篇地下工程,第9篇地质灾害与防治,第10篇地震工程。

与国内外已出版的相关书籍相比,本书具有以下特点:

(1) 该书是建国以来岩土工程领域第一部系统总结该领域成果和实践经验的大型专用技术工具书,就岩土工程技术科学学科而言,具有重要的理论意义和工程实践价值。

(2) 该书首次提出了锚固类结构、锚固类结构临界锚固长度、耐久性与使用寿命,以及诸界面剪切力相互作用关系等新颖概念和设计计算方法,这些工作反映了我国改革开放以来在岩土工程研究与应用方面所取得的新进展。

(3) 该书充分展示了土钉支护法和具有中国特色的复合土钉支护法在岩土边坡、隧道、地基加固支护工程方面的研究与应用成果,上述工法在国内目前现有技术标准不建议、不推荐应用的大量软土、强膨胀土、厚填土、流沙和砾石层介质中,获得了大量成功应用,为我国工程建设做出了重要贡献,将这方面的研究成果和实践经验编入手册,是该书与同类著作相比的一大特色。

本书既充分总结了数十年来特别是最近十余年来我国在岩土工程界方面所取得的重要科研成果和宝贵实践经验,有积极反映了诸多国外的成熟技术方法,是一部在岩土工程方面的集现有技术大成之作。该书实用性强,应用范围广泛,技术先进,成熟,可靠。

本手册可供广大岩土工程师及岩土工程勘察、设计、施工监理、质检等专业技术人员和大专院校师生参考使用。

(人民交通出版社 供稿)

译文

水泥土桩施工引起地基水平位移的预测方法*

Improved Prediction of Lateral Deformations due to Installation of Soil-Cement Columns

Jinchun Chai; John P. Carter; Norihiko Miura; Hehua Zhu

严佳佳译; 周建校

译自: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, December, 2009, Vol.135, Issue 12, 1836-1845

[摘要] 本文提出了一种预测水泥土桩施工引起地基土水平位移的修正方法。该方法结合了原有基于无限介质中柱孔扩张理论提出的方法和可以考虑有限桩长影响的修正函数。对比单桩施工时球孔扩张理论和柱孔扩张理论的解得到修正函数。选取已有文献中一个在粘性土中的例子,分别使用原有方法和修正方法进行计算,并对计算值和实测值进行对比,证明了修正方法的优越性。最后用修正法对松砂地基中的例子进行计算,计算结果表明:考虑水泥土桩周土体塑性区体应变的情况下,该修正方法也可以用于砂土地基。

[关键词] 水泥; 搅拌; 水平位移; 成孔; 土体稳定; 桩; 施工

前言

水泥土桩是应用非常广泛的软土地基处理方法,它是在现场将地基中的粘土和水泥进行深层搅拌而形成的。水泥土桩的施工可以分为干法和湿法,施工时通过压力将水泥浆(湿法)或者水泥灰(干法)注入地基土中,该压力会引起桩周土体的变形。在城市中这种变形会影响周围已有建筑,所以这种变形值得重视,预测和控制水泥土桩施工引起地基水平位移也是设计中必须考虑的重要因素。

Chai 等人(2005, 2007)基于无限土体中无限长柱孔扩张理论,提出了水泥土桩施工引起土体水平位移的一种预测方法,并在日本左贺县的四个工程中得到很好地应用。但是,实际工程中水泥土桩的长度有限,所以这种方法通常会高估桩端附近土体的变形:当桩打设至地面时,桩端处计算误差最大;当仅在土体深处成桩,桩顶和桩端处的计算误差也很明显,这是因为桩上部或下部土层的约束,使桩两端的水平位移减小。Chai 等人提出的方法没有考虑这一因素的影响。实际工程中很多情况都只在土体深部打设水泥土桩,桩身并不延伸至地面,例如基坑开挖前对坑底土体进行加固。

本文提出用修正函数来考虑有限桩长的影响。在 Chai 等人提出的原有方法基础上,结合修正函数,得到修正方法。下面先简要回顾 Chai 等人提出的方法,然后阐述修正函数的推导过程,最后介绍原有方法和修正方法在粘土和砂土地基中的应用。

* 收稿日期: 2010年5月

原方法回顾

Chai 等人提出的方法是建立在 Vesic 无限介质中柱孔扩张理论基础上的。Vesic 假设线弹性-理想塑性土体服从摩尔-库伦屈服准则,并给出了无限土体中柱孔和球孔扩张的解析解。自从 Vesic 提出了这一方法后,又出现了很多复杂的孔扩张理论,比如:Prevost 和 Hoeg (1975) 在此基础上考虑了土体应变硬化和软化;Carter (1988) 考虑了土体的固结;Yu 和 Houlsby (1991) 考虑了土体的剪胀, Collins 和 Yu (1996) 采用了土体极限状态的本构模型。本文讨论的是软粘土和饱和松砂,加载时粘土地基可近似为不排水条件,松砂则更接近于部分排水条件。如果选择合适的土体参数,则忽略土体的剪胀、应变硬化和软化等特性不会引起很大误差。因此,为了简化本文采用 Vesic 最初给出的解答。

表 1 给出了根据 Vesic 解答得到的土体水平位移计算公式。式(1a)、(1b)到(6a)和(6b)都是针对摩擦角 $\phi=0$ 和塑性区体应变 $\Delta=0$ 的情况。特别要指出的是式(5a)不是严格解,求解二次方程可以得到式(5a)的精确解,但是,为了得到打设单排桩引起水平位移的计算方程,采用了近似表达式。此外,该式是用 R_u 、 R_p 、 r 等参数的初值得到的,当位移较大时会引起误差。误差大小取决于参数 r 、 R_p 、 δ_p 的值, r 值越小, R_p 、 δ_p 值越大时,误差就越大。Chai 等人给出的例子中, R_p 的范围为 1.5m~5m, δ_p 的范围为 0.015~0.05m (湿法施工取大值)。图 1 中取 $R_p=5.0\text{m}$, $\delta_p=0.05\text{m}$, $r \geq 0.5\text{m}$, 对塑性区水平位移的计算值进行了对比。从图中可以看到最大误差为 9% 左右。式(5b)也是由 R_u 、 R_p 、 r 等参数的初值得到的,但它是准确解。

表 2 中公式(7)~(9)由柱孔扩张理论得到,可以计算粘土中单排水泥土桩施工引起 x 方向上 A 点处的位移(如图 2)。为了推导表 2 中的式子,采用了叠加法。严格来说,叠加法只适用于线弹性材料。对线弹性-理想塑性土体,

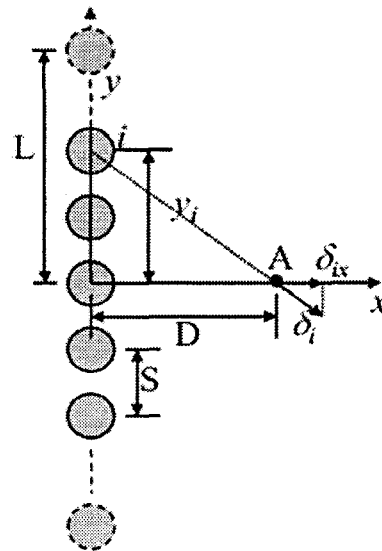
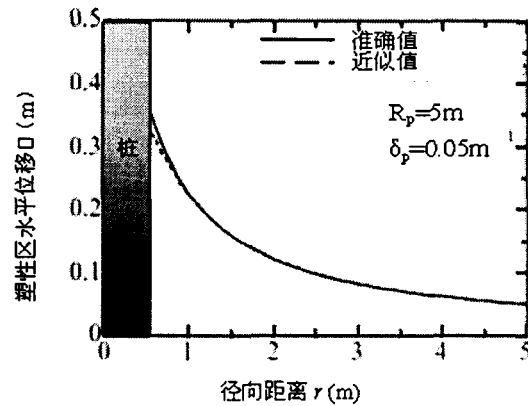


图 2 单排桩施工引起 X 方向的水平位移平面示意图

柱孔和球孔扩张引起的水平位移计算公式

表1

公式序号	内容	柱孔 (a)	球孔 (b)	文献
(1)	塑性区半径 R_p	$R_p / R_u = \sqrt{I_r}$ $I_r = \frac{E}{2(1+\nu)S_u} = \frac{G}{S_u}$	$R_p / R_u = \sqrt[3]{I_r}$ $I_r = \frac{E}{2(1+\nu)S_u} = \frac{G}{S_u}$	Vesic 1972
(2)	孔内压力极值 p_u	$p = S_u \cdot F_c + p_0 \cdot F_q$ $F_q = 1.0$ $F_c = \ln(I_r) + 1(2a)$	$p = S_u \cdot F_c + p_0 \cdot F_q$ $F_q = 1.0$ $F_c = \frac{4}{3}[\ln(I_r) + 1] (2b)$	
(3)	$r=R_p$ 处压力 σ_p	$\sigma_p = p_u - 2S_u \ln\left(\frac{R_p}{R_u}\right)$	$\sigma_p = p_u - 4S_u \ln\left(\frac{R_p}{R_u}\right)$	
(4)	$r=R_p$ 处位移	$\delta_p = \frac{1+\nu}{E} R_p (\sigma_p - p_0)$ $= \frac{1+\nu}{E} R_p S_u$	$\delta_p = \frac{1+\nu}{2E} R_p (\sigma_p - p_0)$ $= \frac{2(1+\nu)}{3E} R_p S_u$	Chai 等人 提出 了柱 孔扩 张的 解, 本文 推导 了球 孔扩 张的 解。
(5)	塑性区位移 δ ($R_u \leq r \leq R_p$)	$\delta \approx \frac{2R_p + \delta_p}{2r + \delta_p R_p / r} \delta_p$	$\delta = \frac{1}{R_p^2 / R_u^2 - 1} \left[\frac{R_p^2}{R_u^2} \delta_p - \delta_u + (\delta_u - \delta_p) \frac{R_p^2}{r^2} \right]$	
(6)	弹性区位移 δ ($R_u \leq r$)	$\delta = \frac{R_p}{r} \delta_p = \frac{R_u^2}{2r}$	$\delta = \frac{R_p^2}{r^2} \delta_p = \frac{R_u^3}{3r^2}$	

注: R_u 为孔径; δ_u 为 R_u 处的位移; r 为到孔中心的距离; E 为杨氏模量; G 为土体剪切模量; S_u 为土体不排水抗剪强度; ν 为泊松比; p_0 为地基平均初始应力; F_c, F_q 为孔扩张因子; I_r 为刚度指数
在塑性区用叠加法计算会产生误差(水平位移值偏大)。文中也用叠加法考虑多排水泥土桩施工的相互影响。

从控制方程可以看到除了几何条件外, R_p 和 δ_p 也是水平位移的控制参数。 R_p 和 δ_p 都是 I_r 和 R_u 的函数(式(1)和(4))。刚度指数 I_r 是土体的基本参数,它是土体刚度和强度的比值。孔径 R_u 是控制水平位移量的另一重要参数。水泥土桩的施工过程既不控制位移也不控制压力,只是在一定压力下将一定量的水泥浆或水泥灰注入到地基中,灌入量和喷灌压力都在施

工前设定,但不一定能准确控制。例如,用深层搅拌法(CDM)和浆喷法(WJM)施工,将相同量的水泥注入地基中,后者使用的喷灌压力较高,两者引起的水平位移也不同。因此,影响 R_u 值的因素较多。首先是将混合物灌入地基的喷灌压力 p 。其次是单位桩长范围内灌入混合物的有效体积(Δvol),该值有时也包括灌入混合物前喷入的水的体积。有效体积是指灌入地基中混合物的总体积,它等于总的混合物减去水泥土弃物。影响 R_u 的因素还包括土体的不排水抗剪强度 S_u 和模量 E 。目前还没有足够的的数据得到考虑所有影响因素的 R_u 理论计算式,Chai等人(2005)给出了估算 R_u 的经验公式。

通过反算孔径 R_{u0} 也可以间接考虑喷灌压力的影响,该影响与混合物的灌入量和土体条件(尤其是土体的模量 E_0)等有关。下列经验公式可以考虑 S_u 和 E 对 R_u 的影响。对大部分软粘土地基,土体模量 E 可以用 S_u 的线性函数表示,这样经验公式中只有 E 是变量,于是可以选用以下指数函数的形式:

$$R_u = R_{u0} \left(\frac{E_0}{E} \right)^{1/3} \quad (10)$$

式中 R_{u0} 是土体模量为 E_0 时的塑性区半径。

在日本水泥土桩的施工方法主要有:深层搅拌法(CDM)、粉喷法(DJM)和浆喷法(WJM)等三种。Chai等人(2005)提到的水泥浆二次搅拌法也是深层搅拌法的一种。这三种方法所使用的喷灌压力通常是不同的。Chai等人对日本左贺县三个场地的实测数据进行拟合,给出了以上三种方法的 R_{u0} 值,以及相应的 p 、 Δvol 和 E_0 值,如表3所示。

每种施工方法,可以在体积相同的条件下估算有效体积 Δvol 变化对 R_{u0} 的影响。假设相应于 Δvol_1 的 R_{u0} 值是 R_{u01} ,则相应于 Δvol_2 的 R_{u0} 值可近似表示为:

$$R_{u02} = R_{u01} - \frac{\Delta vol_1 - \Delta vol_2}{2\pi R_{u01}} \quad (11)$$

单排桩施工引起的水平位移计算公式

表2

公式序号	条件	水平位移
(7)	$D < R_p$ 且 $D^2 + L^2 > R_p^2$ $D < R_p$ 且 $D^2 + L^2 \leq R_p^2$	$\delta_{xA} = \frac{2D(2R_p + \delta_p)\delta_p}{S\sqrt{4D^2 + 2R_p\delta_p}} \tan^{-1} \sqrt{\frac{2(R_p^2 - D^2)}{2D^2 + R_p\delta_p}}$ $+ \frac{2R_p}{S} \delta_p \left(\tan^{-1} \frac{L}{D} - \tan^{-1} \sqrt{\frac{R_p^2}{D^2} - 1} \right)$
(8)	$D \geq R_p$	$\delta_{xA} = \frac{2D(2R_p + \delta_p)\delta_p}{S\sqrt{4D^2 + 2R_p\delta_p}} \tan^{-1} \sqrt{\frac{2L^2}{2D^2 + R_p\delta_p}}$
(9)		$\delta_{xA} = \frac{2R_p}{S} \delta_p \tan^{-1} \frac{L}{D}$

注： D 为计算点到排桩中心的距离； S 为排桩中相邻桩的间距； L 为排桩宽度的一半；表中的式子是假设计算点在排桩的垂直平分线上时得到的，当计算点不在平分线上，需要以不同的 L 值（到两端的距离不同）进行两次计算，然后取两者的平均值。

修正函数推导

对比单桩施工时球孔理论解和柱孔理论解可以得到修正函数。原有方法基于无限介质中无限长柱孔扩张理论，所得的解不是半空间解，意味着该方法不满足自由面上的应力条件，也不能考虑自由面在施工时的竖向位移。考虑到表2中式(7)~(9)的简单形式以及关键参数 R_u 是由经验法确定的，自由面边界条件的不满足可以认为是合理的近似。

但是，将有限长度桩的施工模拟为一连串的球孔扩张时，必须要考虑自由表面的影响。Keer等人(1998)给出了半空间中单个球孔扩张的理论解。理论上利用叠加法可以得到一连串球孔扩张引起水平位移的近似解。实际上，求解积分很困难，很难得到准确的理论解。为了简化，采用虚拟镜像法近似考虑自由表面的影响，如图3所示。采用无限空间中球孔扩张理论，意味着地表面存在着无限厚的土层，它会约束球孔扩张引起的水平位移，而实际上不存在这一约束。所以，使用虚拟镜像法主要就是为了消除该水平位移的“假想约束”。将无限空间中实际的球孔扩张和虚拟的球孔扩张引起的水平位移进行叠加，此时，在自由面上施加竖向位移为0的条件，但自由面上剪应力为0的条件不能严格满足，这样的近似处理与原方法一致。

如图3所示，假设水泥土桩是由一连串间距为 S_s 的球孔沿直线扩张形成的。由第 i 个和 i_m 个球孔扩张引起A点处沿 x 方向的水平位移可以按下式计算：

$$\delta_{ix} = \delta_i \frac{D_r}{\sqrt{D_r^2 + z_i^2}} + \delta_{im} \frac{D_r}{\sqrt{D_r^2 + D_{im}^2}} \quad (12)$$

式中： D_r 为桩中心点与A点的水平距离； z_i 和 z_{im} 分别为A点到第 i 个实际球孔和第 i_m 个虚拟球孔的竖向距离。 δ_i 和 δ_{im} 是A点处沿球孔中心到A点方向上的位移分量。于是单桩施工引起的A点沿 x 方向的总位移量可以通过积分得到：

$$\delta_{xA} = \frac{D_r}{S_s} \int_{H_2}^{H_1} \frac{\delta}{\sqrt{D_r^2 + z^2}} dz + \frac{D_r}{S_s} \int_{2Z_0+H_2}^{2Z_0+H_2+H} \frac{\delta}{\sqrt{D_r^2 + z^2}} dz \quad (13)$$

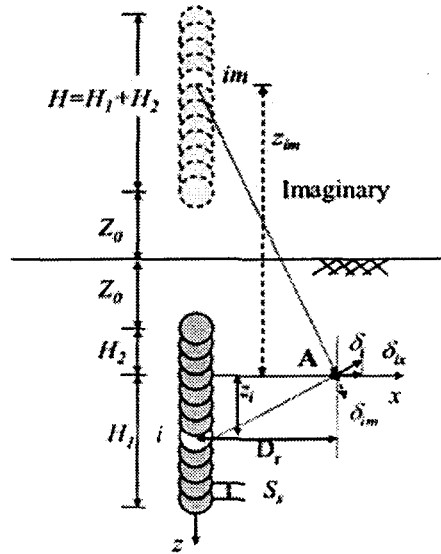


图2 单排水泥土桩施工引起X方向的水平位移平面示意图

式中： S_s 为单桩中两个相邻球孔的中心间距； H 为桩长； H_1 和 H_2 分别为从 A 点到桩底和桩顶的竖向距离； Z_0 为地表到桩顶的竖向距离。当径向距离 $r = \sqrt{(D_r^2 + z^2)} > R_p$ 时，上式中 δ 可以由表 1 中的弹性解（式(6)）来计算，则上式的积分结果可表示为：

$$\delta_{xA} = \frac{R_p^2 \delta_p}{S_s D_r} \left[\frac{H_1}{\sqrt{D_r^2 + H_1^2}} + \frac{H_2}{\sqrt{D_r^2 + H_2^2}} + \frac{2Z_0 + H_2 + H}{\sqrt{D_r^2 + (2Z_0 + H_2 + H)^2}} - \frac{2Z_0 + H_2}{\sqrt{D_r^2 + (2Z_0 + H_2)^2}} \right] \quad (14)$$

当桩长趋于无穷大 ($H \rightarrow \infty$)，则上式退化为：

$$\delta_{xA} = \frac{2R_p^2 \delta_p}{S_s \cdot D_r} \quad (15)$$

假设柱孔和球孔周围形成的塑性区半径相等，如果式(15)表示的水平位移和表 1 中式(6a)表示的位移相等， $D_r = r$ ， $(\delta_p)_{spherical} = 2(\delta_p)_{cylindrical} / 3$ （由表 1 中式(4a)和(4b)计算得到，下标 spherical 和 cylindrical 分别表示球孔扩张和柱孔扩张），则得到 S_s 的表达式：

$$S_s = \frac{4}{3} R_p \quad (16)$$

S_s 的计算步骤如图 4 所示。

反算的经验值

表 3

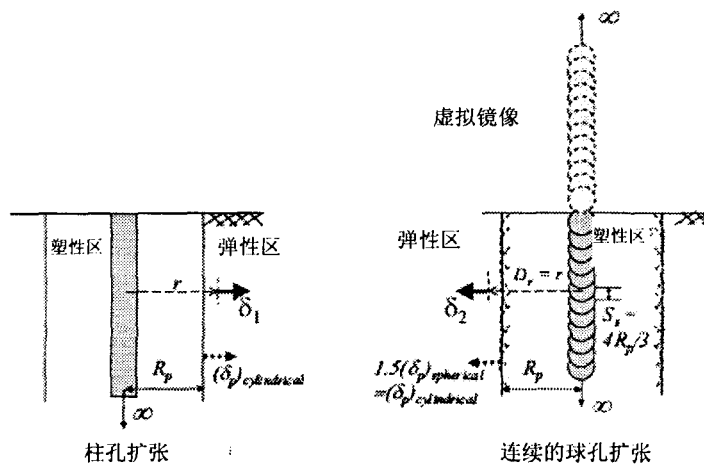
搅拌方法	灌喷压力 p (MPa)	灌喷体积 Δvol (m^3/m)	半径 R_{r0} (m)($E_0=2250kPa$)
CDM	0.1-0.2	0.146	0.21
DJM	0.5-0.7	0.036	0.46
WJM	~20	0.146	0.58

如表 1 中式(1)所示，柱孔和球孔的塑性区半径与孔径的比值是不同的。假设两者的塑性区半径相等就意味着球孔的半径要大于柱孔的半径，此时球孔和柱孔的半径比 R_{sc} 可以表示为土体刚性指数的函数：

$$R_{sc} = I_r^{1/6} \quad (17)$$

如图 5 所示， R_{sc} 随 I_r 的增加而增加，当 I_r 取 10 ~ 200 时， R_{sc} 的值在 1.5 ~ 2.4 左右。

将式(16)代入式(14)



由 $\square_1 = \square_2$ 得到 $S_s = 4R_p/3$

图 4 S_s 计算式的推导条件

得到水平位移表达式, 再与表1中的式(6a)进行对比, 则有限桩长引起水平位移和无限长柱孔扩张引起水平位移的比值(RLD)可表示为:

$$RLD = \frac{1}{2} \left[\frac{H_1}{\sqrt{D_r^2 + H_1^2}} + \frac{H_2}{\sqrt{D_r^2 + H_2^2}} + \frac{2Z_0 + H_2 + H}{\sqrt{D_r^2 + (2Z_0 + H_2 + H)^2}} - \frac{2Z_0 + H_2}{\sqrt{D_r^2 + (2Z_0 + H_2)^2}} \right] \quad (18)$$

对单桩而言, 式(18)给出了水平径向距离 D_r 、桩长 H 以及计算点所在位置 (Z_0, H_1, H_2) 对 RLD 值的影响。图6表示的是两种情况下距桩中心水平距离为5m处的RLD值随深度的变化。第一种情况水泥土桩打设在地面以下5m到15m范围内, 第二种情况水泥土桩长为15m并打设至地面。前者的RLD值在桩身中间处最大, 并向两端减小; 而后者RLD值随深度逐渐减小。图7表示第二种情况下桩身中部土体RLD值随与桩身之间距离的变化情况。如图7所示, RLD值随与桩身之间距离的增加而显著减小。需要指出的是式(18)是假设所讨论的点位于桩周土体的弹性区内得到的。考虑到式(18)给出了简单的几何修正因子, 为了分析的方便, 认为用该式计算塑性区内的点也有足够的精度。

在工程应用中, 水泥土桩通常是单排或多排的。对于单排桩, 每个桩到计算点的距离不同, 所以式(18)不能直接用于表2的式子中。利用叠加原理, 单排有限长度桩施工引起的水平位移可以由下式表示:

$$\delta_{xA} = \frac{2D}{S} \int_0^L \frac{\delta}{\sqrt{D^2 + y^2}} RLD(\sqrt{D^2 + y^2}) dy \quad (19)$$

式中 $RLD\sqrt{(D^2+y^2)}$ 是式(18)以 $D_r = \sqrt{(D^2+y^2)}$ 为变量的函数形式, 其他参数的含义如图2所示。式(19)的积分很复杂, 且无法进行显式积分。但是可以用数值法进行积分。由式(19)的数值解以及表2中单排无限长柱孔扩张的式子计算的水平位移值可以估算单排桩的RLD

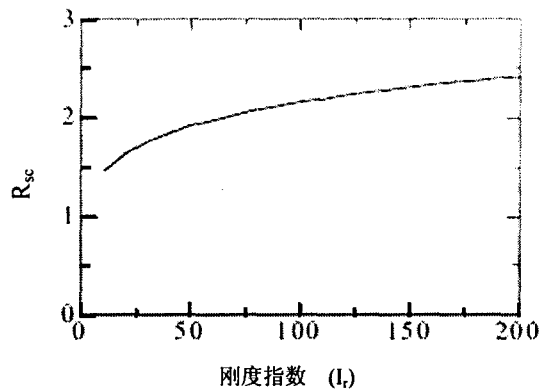


图5 R_{sc} 随 I_r 的变化曲线

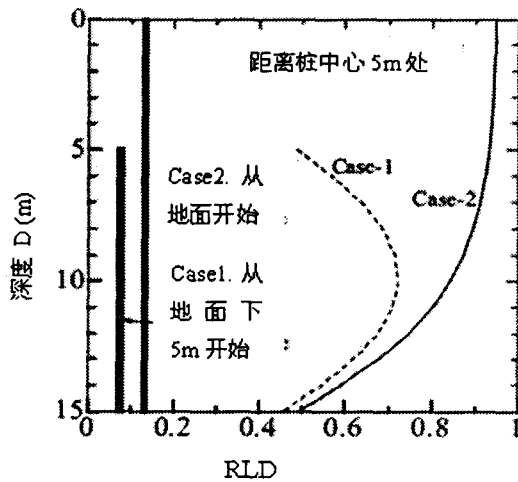


图6 单桩条件下RLD值随深度变化的例子

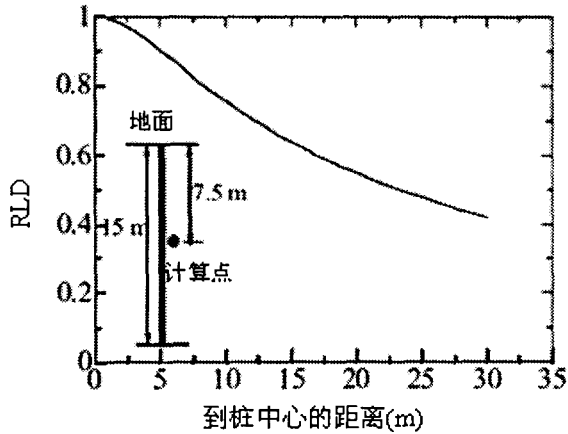
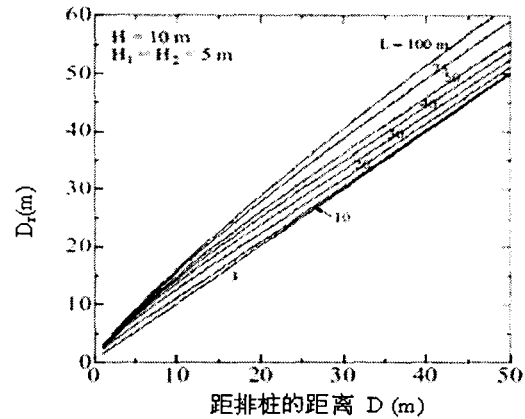


图7 单桩条件下 RLD 值随径向距离变化例子

图8 径向距离 D_r 为 D 和 L 的函数

值（随深度变化）。 L 为计算点到排桩两端的距离，当计算点位于排桩的垂直平分线上时， L 为排桩宽度的一半，见图 2。当计算点不在平分线上，需要以不同的 L 值（到两端的距离不同）进行两次计算，然后取两者的平均值。数值计算结果表明由式(19)积分得到的弹性区 D_r 的代表值不仅与 D （深度）和 L 的值有关，还与桩长 H 和计算点的位置 (H_1 , H_2 , Z_0) 有关。图 8 所示的结果是取

$H=10\text{m}$, $H_1=H_2=5\text{m}$, $Z_0=0$ 得到的，取 H 为 5~30m, Z_0 为 0~10m, 得到的 D_r 值如图 8 所示，有限的数值分析表明， $D=1\text{m}$ 时， D_r 估算值的最大误差为 15% 左右，由此引起 RLD 值的误差为 3% 左右。且这种误差随 D 值的增加而迅速减小（如图 1）。

修正函数由式(18)和图 8 中的径向距离代表值 D_r 得到。将表 2 中式(7)~(9)计算得到的水平位移值乘以修正函数，即可得到计算软土中水泥土桩施工引起水平位移的修正方法。

（待续）