

第二十章 高压旋喷桩的设计与施工

20.1 概述

喷射注浆法又称旋喷法,是从 20 世纪 70 年代初期最先由日本开发的地基加固技术。传统的注浆方法是在浆液的压力作用下通过对土体的劈裂、渗透、压实达到注浆加固的目的,传统注浆技术已有悠久的历史以及广泛的用途。但是对于细颗粒砂性土通过劈裂难以达到一些工程的要求(难以形成较好质量的加固体,包括均匀性强度和渗透性)。喷射注浆法是通过高速喷射流切割土体并使水泥与土搅拌混合,形成水泥土体加固的做法,恰好弥补上述的不足,同时,由于用喷射流形成的加固体形状灵活,适用多种加固要求,因此当这种方法开发成功后,也就是自 70 年代中期以后,在世界范围内得到很快的传播。我国自 70 年代末起在建筑物基础托换,工业建筑的基坑工程以及水利建设工程得到应用。90 年代起随着我国大规模建设工程的发展,在上海、广州、北京等大城市的地下工程建设中以及长江三峡等重大水利工程中的应用,使这种技术在我国的应用范围有了迅速扩大,成为世界上喷射注浆法应用工程量最大的国家之一。在施工机具方面,由于工程机械制造水平的限制,长期以来我国应用最多的是三管法,自 90 年代后期,二管法的应用得到发展。配套机械的性能也有所提高。现在,喷射注浆法已列入国家行业规范建筑地基处理技术规范。

十余年来,旋喷工法的进步主要表现在施工技术的进步和应用范围的扩大。

从七十年代末起,由于工业建设和市政工程的发展,一些深的基坑需要开挖,在开挖过程中为了防止涌土涌水,开始有的基坑采用旋喷加固,并采用三管法。

九十年代起,随着地铁、隧道、高层建筑地下室等地下工程的发展,旋喷工法的应用也随之增加,使用高压泥浆泵的二管法也开始得到应用,但更多的仍然是三管法。桩的直径通常二管法采用 0.8~1.0m,而三管法为 1.0~1.5m。2004 年由于工程需要进一步加大桩径,开始采用类似于 RJP 工法的双高压旋喷法,即高压水和高压泥浆均采用 25Mpa 以上的压力,桩的直径达到 1.8~2.3m。

除了桩径的变化,加固深度不断加深也是显著特点,由于地下工程深度的不断加深,起初旋喷桩长度一般小于 20m,而此后加固深度逐步延深到 30m、40m、50m,目前最大加固深度达到 55m。

在施工机械的制造、组合方面虽也有变化,但基本上均是中国的产品。

近十余年工程应用范围的扩大是另一个主要的特点,九十年代以来,大量兴建地铁车站,在车站建设中主要用于车站基坑坑底和侧壁的加固。在地铁隧道和其他交通隧道建设中主要用于盾构机工作井和进洞、出洞的工作面加固。在建筑物基坑的加固中多与保护相邻地铁车站、隧道,地下主要管线等有关。

用于形成挡水墙或底板以阻止基坑侧壁或基坑底部地下水的涌入是旋喷加固的又一重要用途,随着基坑开挖深度的增加,更多的砂层在基坑侧壁或基坑底部出现,因而必须形成可靠的挡水墙或隔水底板,现在已先后完成基坑深 40m 侧壁的挡水以及深基坑的大面积水平封底,并获得成功。

在国外除日本以外,欧洲、美国、东南亚、中东以及中国台湾和香港特别行政区均有大量工程应用的实例。日本在原有的单管法、双管法和三管法的基础上,后来又开发了一系列新的工法,例如多管法、超级旋喷法、双高压法以及和深层搅拌法相结合的多种喷射搅拌法。欧洲在引进日本喷射工法的技术后,在施工机械方面有其自身的特点,例如在隧道工程中有不少采用水平旋喷加固的工程实例,在欧洲也已形成了喷射注浆技术标准。东南亚的泰国和新加坡都是喷射注浆在地下工程中应用较多的国家。在中东,埃及开罗的地铁建设中大量使用喷射注浆加固法,成为世界上单项工程中使用喷射注浆加固工程量最大的项目之一。美国

从日本引进喷射注浆技术之后，也有一个发展的过程，自 20 世纪 90 年代引进超级旋喷工法之后，应用范围有进一步的扩大。喷射注浆法在美国基础托换工程，隧道工程，水利工程中均有应用，而且有的单项工程中使用规模很大。

十余年来旋喷工法的应用范围不断扩大，表明了这种方法在解决各种地基加固中的使用价值，和在一些工程条件下的优越性，即可以节省工程成本，缩短工期，并确保地下工程的安全。虽然已在大量工程中应用，但是旋喷工法在技术上也仍然存在不少问题，有待于进一步解决。这其中主要原因在于旋喷加固的积累在地下形成的加固体范围和强度及其分布情况，虽然通过取芯可以取得强度的数据，但是加固直径和强度分布情况只有通过开挖才可得到较详细的数据，而直接开挖在许多情况下难以实现，因此比许地基加固技术的经验积累更加困难。除此之外，地下工程地质条件的多变和各种工程对旋喷的要求有很大的差别，甚至不具有重复性，因此增加了经验积累的困难。

因此，如何进一步解决判断桩的加固范围（桩强）和强度分布仍是本项工法的努力方向。

除此之外，旋喷桩的质量与施工参数的选择和施工过程的对施工参数的控制密切相关，因此正确选择施工参数和在施工过程中全程记录施工参数就成为确保加固质量的关键。这也是今后需要继续完成的工作。

大量的地下工程实践证明旋喷是一种用途广泛的地基加固技术，在基坑工程中用于挡水和减少地基变形效果显著，解决了许多复杂基坑、隧道工程中难题，确保了工程安全，并且降低了工程造价和加快了施工进度。

但是，旋喷法又是地基加固中许多方法中技术上不确定因素更多的方法之一。因此，施工者的经验和管理就成了防止加大失败的关键。

20.2 基本概念

20.2.1 基本概念

地基加固通常分为两种类型：结构物的地基加固和施工期间地基加固。前者属永久性加固，后者是施工期间的临时加固。

地基加固按加固目的有以下不同特点：

(1) 强度特性的改良，即提高抗剪强度。通过土体强度的改良，以提高地基承载力，提高斜坡稳定性，防止基坑涌土。

(2) 降低土体压缩性。主要是减少土体压缩变形，或减少土体侧向位移引起的地基下沉。

(3) 改善透水性。通过加固减少土的透水性以形成防水帷幕，阻止渗水或防止流砂、管涌的发生。

(4) 改善动力特性。对松散砂进行地基加固，可防止地基液化，改善抵抗振动荷载的性能。

根据加固所起的作用，旋喷桩设计可以分为下列不同的目的：

- (1) 止水，形成防水帷幕，切断地下水的渗流。
- (2) 防止坑底部软粘土失稳或砂性土管涌以及基坑被动土压力区的加固。
- (3) 对相邻构筑物或地下埋设物的保护。
- (4) 旧有构造物地基的补强。
- (5) 桩基础的补强。
- (6) 地下盾构法等顶管施工始末端的加固。
- (7) 其他。

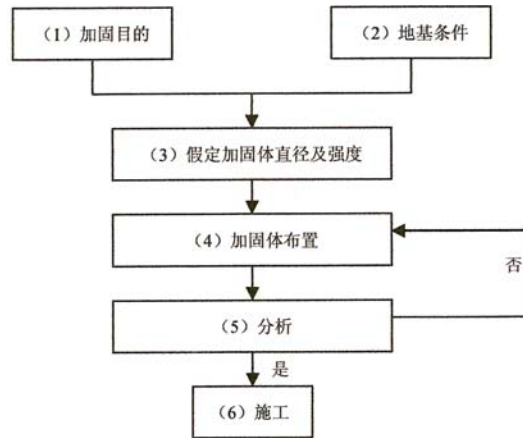


图 20—1 喷射注浆法设计程序

设计的一般程序参见图 20—1。图中所示的地质条件，是指土的性质。一般来说，对松散、软弱的土层，其加固范围大，即桩径大或喷射距离长；反之，对坚硬的土层其切割的范围小，桩径也较小。砂性土易于分散，故与硬化剂混合均匀、充分，而粘性土较难分离，则搅拌均匀度较差。

一般来说，下列土质的加固效果较佳。

砂性土： $N < 15$ ；

粘性土： $N < 10$ ；

填土：不含或含少量砾石。

下列土质条件则需要慎重考虑：

坚硬土层： $N > 50$ 的砂质土以及 $N > 10$ 的粘性土；

人工填土层：填筑时间很短的人工填土，尤其是堆积松散，含有块石、存在大裂隙的人工填土；

砾砂层：含有卵石的砾砂层，因浆液喷射不到卵石后侧，故常需通过现场试验。

20.2.2 加固原理和加固方法

一、加固原理

喷射注浆法加固地基通常分成两个阶段。第一阶段为成孔阶段，即采用普通的（或专用的）钻机预成孔或者驱动密封良好的喷射杆和带有一个或两个横向喷嘴的特制喷射头进行成孔。成孔时采用钻孔的方法，使喷射头达到顶定的深度。

第二阶段为喷射加固阶段，即用高压水泥浆（或其他硬化剂），以通常为 15Mpa 以上的压力，通过喷射管由喷射头上的直径约为 2mm 的横向喷嘴向土中喷射。与此同时，钻杆一边旋转，一边向上提升。由于高压细喷射流有强大切削能力，因此喷射的水泥浆一边切削四周土体，一边与之搅拌混合，形成圆柱状的水泥与土混合的加固体，即是目前通常所说的“旋喷桩”（图 20-2）

有时，根据工程需要，也可形成“片状”加固体，例如隔水帷幕。此时，只要在喷射高压水泥浆时，钻杆只提升，而不旋转，即所谓定向喷射。这种情况下，常常采用一个喷嘴或两个喷嘴进行喷射。

此外，也可只在一个限定的角度范围内(如 120°)往复喷射，即所谓“摆喷”。

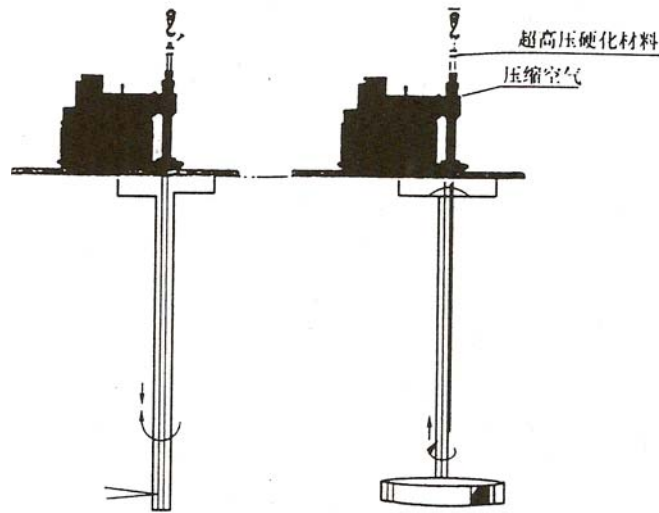


图 20-2 旋喷桩施工方法

喷射注浆法的加固半径 R_0 和许多因素有关，其中包括喷射压力 P 、提升速度 S 、现场土的剪切强度 τ 、喷嘴直径 d 和浆液稠度 B 等。

$$R_0 = f(P, S, \tau, d, B, \dots)$$

加固范围与喷射压力 P 、喷嘴直径 d 成正比，而与提升速度 S 、土的剪切强度 τ 和浆液稠度 B 成反比。

加固强度与单位加固体中的水泥含量、水泥浆稠度和土质有关。单位加固体中的水泥浆含量愈高，喷射的浆液愈稠，则加固强度愈高。此外，在砂性土中的加固强度显然比在软弱黏性土中的加固强度高。

喷射注浆加固是在地基中进行的，四周介质是水和土，因此，虽然钻机喷嘴处具有很大的喷射压力，衰减仍然很快，切削范围较小。为了扩大喷射注浆的加固范围，又开发了一种将水泥浆与压缩空气同时喷射的方法。即在喷射液体的喷嘴周围，形成一个环状的气体喷射环，当两者同时喷射时，在液体喷射流的周围就形成空气的保护膜。这种喷射方法用在土或液体介质中喷射时，可减少喷射压力的衰减，使之尽可能接近在空气中喷射时的压力衰减率，从而扩大喷射半径。

但是，喷射注浆尚存在着一些有待改进的问题：

- (1) 施工质量控制受人为主观因素较多，尤其在质量检验尚不能全部用仪表控制。
- (2) 设计计算不确定的因素较多，需要设计，施工人员有经验才能取得较好的结果。
- (3) 质量检验方法有待进一步完善。

此外，由于这种方法适用的范围和用途十分广泛，例如它可以作为提高建筑物地基承载力，又可用于基坑工程土质加固，减小基坑位移，防止涌土或隔水，还可以用于地下管线保护和水利工程中防止管涌等，在土质方面它既可适用于粗颗粒砂砾性土，还可使用于黏性土等各种土质。此外，喷射注浆法本身又可根据工艺的不同分为单管、双管和三管法。由于上述的原因，使得喷射注浆法工程应用表现出很强的“个性”，也就是说尽管有许多工程应用，但是因具体条件、目标各异，并常遇到新的问题。

同时，喷射注浆法由于它自身的特性，与桩基或一些其他的加固方法不同的是，加固的效果常常难以准确的检验和评价。

上述诸多因素，就使得在喷射法浆加周中，工程经验显得十分突出，也就是说，喷射注浆法成功的应用，除了要依赖人们对这项技术(包括工艺、材料)准确的掌握之外，还要依赖其工程经验，这种工作经验既包括自身的，也包括国内外他人经验的收集、分析。

二、加固方法

1. 单管法、二管法和三管法

单管法、二管法和三管法是目前使用最多的方法。其加固原理基本是一致的，施工工艺流程概括图 20-3 所示。

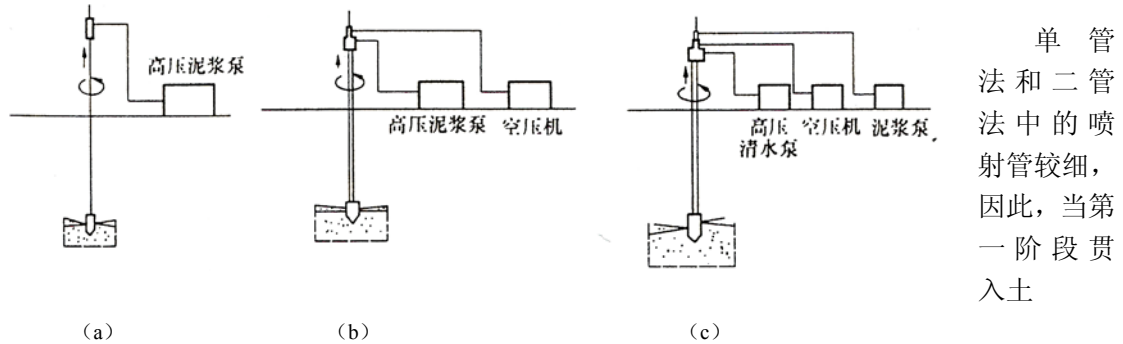


图 20-3 喷射注浆法施工工艺流程

(a) 单管法；(b) 二管法；(c) 三管法

中时，可借助喷射管本身喷射，只是在必要时，才在地基中预先成孔(孔径为 $\Phi 6\sim 10\text{cm}$)，然后放入喷射管进行喷射加固。采用三管法时，喷射管直径通常是 $7\sim 9\text{cm}$ 。结构复杂，因此有时需要预先钻一个直径为 15cm 的孔，然后置入三喷射管进行加固。成孔可以采用一般钻探机械，也可采用振动机。

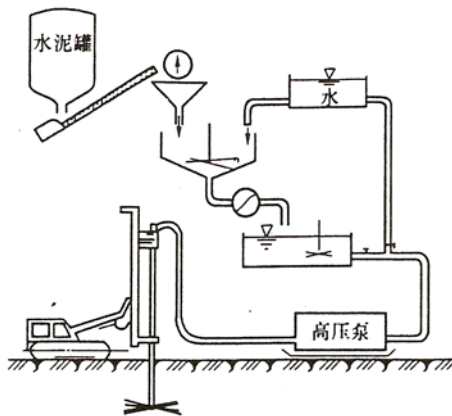


图 20-4 单管法施工

各种加固法，均可根据具体条件，采用不同类型的机具和仪表，

单管法施工的一种工艺布置如图 20-4 所示。其中，水泥、水和膨润土采用称量系统，并二次进行搅拌、混合，然后输入到高压泵。

三种方法的常用施工参数如表 20-1 所示。

2. RJP 工，

RJP 工法全称为 Rodin Jet Pile 工法，是在三管工法基础上开发出来的。它仍使用三管，分别输送水、气、浆，与原三管工法不同的地方是，水泥浆用高压喷射，并在其外围环绕空气流，进行

第二次冲击切削土体。RJP 工法固结体直径大于三管工法。该工法的示意图如图 20-5 所示。

3. SSS-MAN 工法

SSS-MAN 工法需要先打入一个导孔置入多重管，利用压力大于或等于 40MPpa 的高压水射流，旋转运动切削破坏土体，被冲下来的土、砂和砾石等，立即用真空泵从管中抽到地面，如此反复冲切土体和抽泥，并以自身的泥浆护壁，便在土中冲出一个较大的空洞，依靠土中自身的泥浆的重力和喷射余压使空洞不坍塌。装在喷头上的超声波传感器已及时测出空洞的直径和形状，由电脑绘出空洞图形。当空洞的形状、大小和高低符合设计要求后，立即通过多重管充填穴洞。填充的材料根据工程需要随意选用，水泥浆、水泥砂浆、混凝土等均可。本工法提升速度很慢，固结体的直径大，在砂层中可达 $\Phi 4.0\text{m}$ ，并做到信息化管理，施工人员可掌握固结体的直径和质量。

喷射注浆法分类

表 20-1

分类方法	单管法	二重管法	三重管法
喷射方法	浆液喷射	浆液、空气喷射	水、空气喷射、浆液注入
硬化剂	水泥浆	水泥浆	水泥浆
常用压力 (Mpa)	15.0~20.0	15.0~20.0	高压 20.0~40.0 低压 0.5~3.0
喷射量(L/min)	60~70	60~70	60~70 80~150
压缩空气 (kpa)	不使用	500~700	500~700
旋转速度 (rpm)	16~20	5~16	5~16
桩径 (cm)	30~60	60~150	80~200
提升速度 (cm/min)	15~25	7~20	5~20

4. MJS 工法

MJS 工法是一种多孔管的工法，以高压水泥浆加四周环绕空气流的复合喷射流，冲击切削破坏土体，并从管中抽出泥浆，固结体的直径较大。浆液凝固时间的长短可通过速凝剂喷嘴注入速凝液量调控，最短凝固时间可做到瞬时凝固。施工时根据地压的变化，调整喷射压力、喷射量、空气压力和空气量，就可增大固结效果和减小对周边的影响。固结体的形状不但可做成圆形，还可作成半圆形。水平施工示意图 20-6

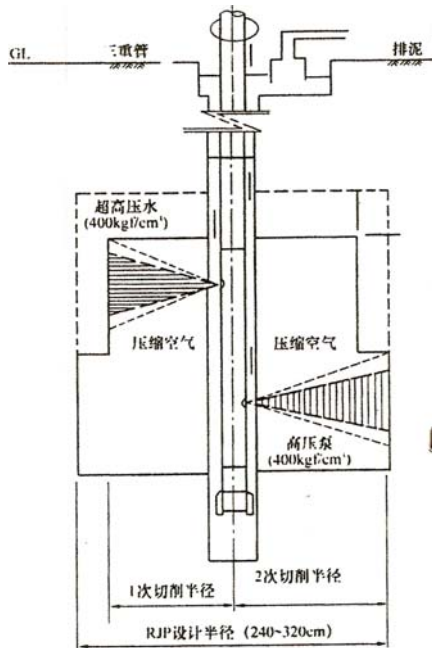


图 20-5 RJP 工法示意图

20.2.3 喷射流特性

喷射流是指加固过程中由小直径喷嘴喷出的水流、水泥浆射流。如日常消防用的喷射水和冲洗汽车等使用的喷射水均为喷射流。当输送水流的泵压加大时，喷射的速度也随之增加。当在一个密闭的容器中施加的压力为 P 时，射出水流的喷射速度 v 和压力 P 关系为：

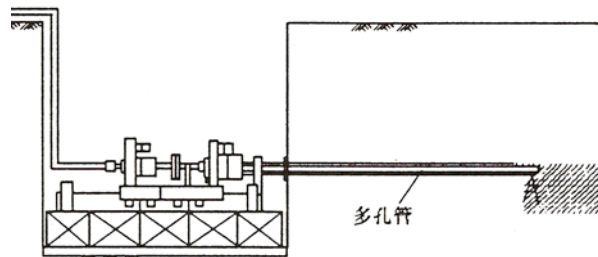


图 20-6 MJS 工法的施工概要图（水平施工）

$$D = \frac{1}{2} \rho v^2 \tag{20-1}$$

$$V = \sqrt{\frac{2D}{\rho}} \tag{20-2}$$

式中 ρ —— 水的密度

在喷射注浆加固地基中，通常采用的压力 P 为 5~40MPa，其喷射速度 v 为 100m/s 以上。

一、气体及水中的喷射流构造

在空气中喷射水时，随着流速的增加，水流的性质按水滴→层流→絮流→喷雾流变化。

高压作用下的喷射流，其起始部分是能量很大的射流水。

在空气中高压喷射水时，其射流构造如图 20-7 所示，在喷嘴的中心轴线上，可区分为初 A 段，主要区 B 段和终期区 C 段。

初期区 A 段为保持出口处压力 P_0 不变的区域，主要区 B 段为主要发挥喷射流切削、冲击作用的区域，C 段成为不连续的喷射流，切削效果不能很好发挥。也就是说，在一定射程内，射流可保持很高的速度和动压力，而随着离喷嘴距离的增加，速度和压力将逐渐减小。

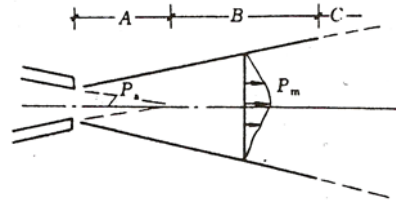


图 20-7 喷射流压力变化特性

根据试验结果，当喷嘴出口压力为 10~30MPa 时，在喷射流轴线上离喷嘴不同距离的压力水头用下式表示：

$$H_l = 8.3d_2^{\frac{1}{2}} \frac{H_0^0}{L^{0.4}} \quad (20-3)$$

式中： H_l ——距离喷嘴出口为 L 时的轴流压力水头(m)

H_0 ——喷嘴出口的压力水头(m)

d ——喷嘴直径

L ——离喷嘴出口的距离，L 段为(50~300)d(m)

当在水中喷射时，其压力就迅速衰减：

$$H_l = 0.016d_2^{\frac{1}{2}} \frac{H_0^0}{L^{2.4}} \quad (20-4)$$

二、气膜保护下的水中喷射时的喷射流性质

如前所述，喷射流在水中喷射与在空气中喷射相比，其喷射速度或动压力衰减程度要大得多，因此在地基中喷射时，喷射能量的迅速降低是必然的。

为此，日本八寻辉夫等人研究了一种在喷射水流孔的周围采用同心环状喷嘴同时喷射水和空气的方法。在不同条件下喷射时的试验表明，水中喷射与空气中喷射相比，喷射距离显著减小，而采用水、气同轴在水中喷射时的喷射距离为两者之间。

水与压缩空气在水中同轴喷射时的射流构造如图 20-8 所示。初期区 A 段的水射流是在空气射流的约束下进行的，这个区段的压力基本上保持不变。在这以后，由于喷射水流和压缩空气的互相干扰，水流宽度就增加，导致喷射水流与空气混合而进入主要区 B 段。此后，空气和喷射水流进一步与周围液体混合，速度进一步衰减，而进入终期区 C 段。此时的初期区 A 段，大于同样喷射条件下水喷射的初期阶段。

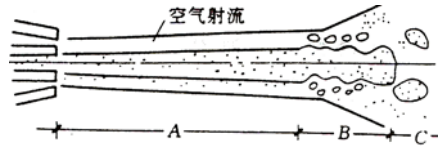


图 20-8 水、气同轴喷射流特性

图 20-9 所示在喷射出口压力为 40MPa、喷嘴直径为 2mm 条件下，通过实验获得的压力与距离的关系。图中三根曲线分别表示在空气中、在水中和水、气同轴在水中喷射时的 $P-L$ 关系曲线。如图所示，当在水中喷射时，压力衰减十分显著；当空气与水在水中同轴喷射时，则压力衰减降低，喷射距离加大。这也就是采用二管法和三管法加固直径增加的原因所在。

三、喷射流的初速与流量

从喷嘴喷出的喷射流初速根据所施加的水压力确定。圆形喷嘴的出口压力为 P_0 ，流速为 v_1 ，则喷射速度 v 用 (20-5) 式表示：

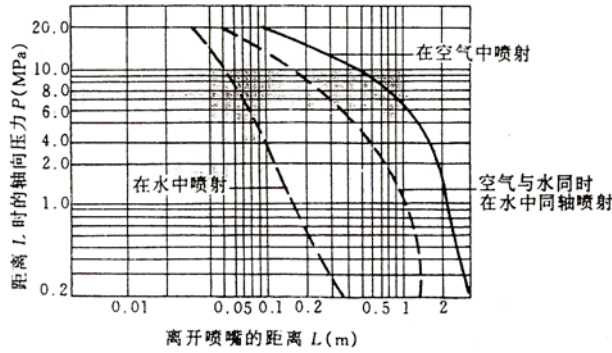


图 20-9 几种喷射流的 P - L 曲线

$$v = C_v \sqrt{2g \frac{P_0}{\gamma} + v_1^2} \quad (20-5)$$

式中 C_v 为射流体阻力产生的速度减少比例系数, $C_v=0.96\sim 0.98$, 即

$$v = K \sqrt{\frac{2gP_0}{\gamma}} \quad (20-6)$$

式中 γ ——流体密度;

K ——流量系数, 当喷嘴直径为 2mm, 压力为 40.0MPa 时, $K=0.92$ 。

喷嘴喷射的流量为

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} \times 0.92 \sqrt{\frac{2gP_0}{\gamma}} \quad (20-7)$$

当喷射的流体为清水时, 则

$$Q = 60.7 \sqrt{P_0} d^2 \quad (20-8)$$

图 20-10 所示为压力与速度的关系曲线。随着压力增长, 喷嘴出口速度明显增长。

图 20-11 所示为不同喷嘴直径在不同喷射压力下的流量。例如在喷嘴直径为 2mm 压力为 40.0MPa 时, 流量则为 49L/min; 但当喷嘴直径为 2.8mm 时, 在相同压力下的流量就增加到 95L/min。

20.2.4 影响喷射流切削效果的因素

高速喷射流切削破坏土体或岩石, 通常有两种形式, 即穿孔形式(图 20-12a)和切削形式(图 20-12b)

穿孔形式是将喷嘴固定在一定的位置上喷射, 形成一个孔洞。而切削形式是逐渐移动喷嘴的位置和方向, 达到较大面积切削土体的目的。喷射加固地基采用切削形式。

喷射流对土体的切削作用是一个复杂的过程, 通常认为其主要作用包括射流的动压力作用、射流的脉冲压力、水滴的冲击力以及“水楔”效应等。所谓水楔效应, 是指射流的作用力使垂直于喷流轴线方向的土体向两侧挤开, 如同“楔子”贯入土中一样。

上述这些作用, 只能定性地说明射流导致土体被切削, 破坏的几种因素。它们不一定同时发生, 也难以定量地确定其大小, 因为这些作用的发生及其影响大小与喷射的压力、流量、喷嘴形式等均有复杂的关系。

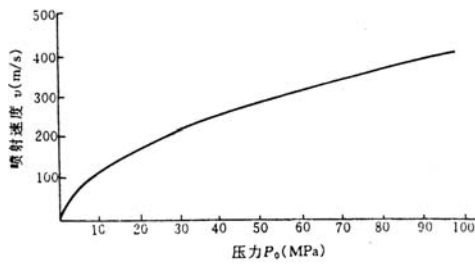


图 20-10 喷射压力与喷射流速关系

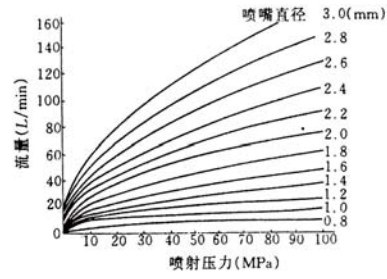


图 20-11 喷嘴直径与流量关系

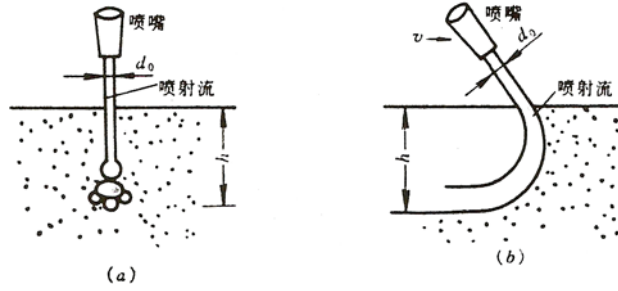


图 20-12 喷射切削类型

(a) 穿孔形式；(b) 切削形式

切削效果的影响因素更是多方面的。根据目前已有的研究成果，主要影响因素包括下列几个方面：

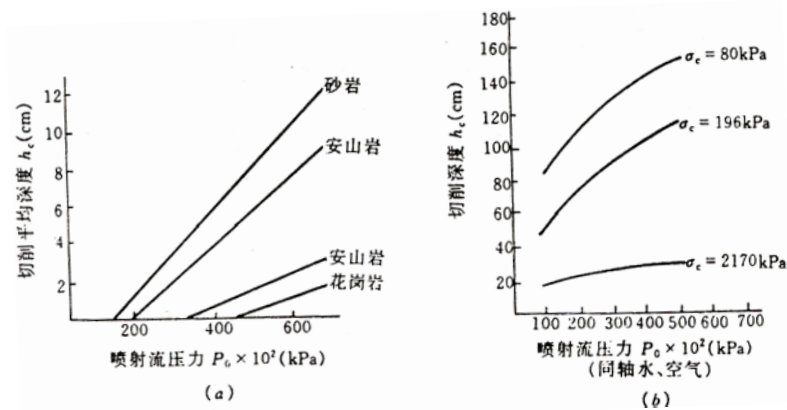


图 20-13 喷射流压力与切削深度的关系

(a) 切削岩石；(b) 切削土及软岩； σ_c 为土与软岩的抗压强度

1. 喷射流的喷射压力；
2. 喷嘴的直径；
3. 喷嘴的形状；
4. 喷嘴的移动速度；
5. 土体(或岩体)的特性；
6. 喷射口处的静水压力；
7. 喷射口与土体的距离。

高速喷射流用于切削岩石时，其最大的压力可高达 500MPa，而切削比较软弱的土时，则使用的压力也有达到 70MPa 的。一般，随着喷射压力的提高，在相同喷射条件下的切削深度也随之增加。(图 20-14) 所示在不同压力下切削不同岩石(砂岩、花岗岩等)及土和软岩中的沟槽深度。在上述切削过程中，喷嘴与试样的距离、喷嘴直径、喷嘴移动的速度和往返

的次数都保持不变。在岩石中切削的深度与压力呈线性关系，而在土和软岩中两者呈指数关系。

如果其它喷射条件相同，而仅仅改变喷嘴直径，则切削深度随着喷嘴直径的增加而增加(图 20-13)。

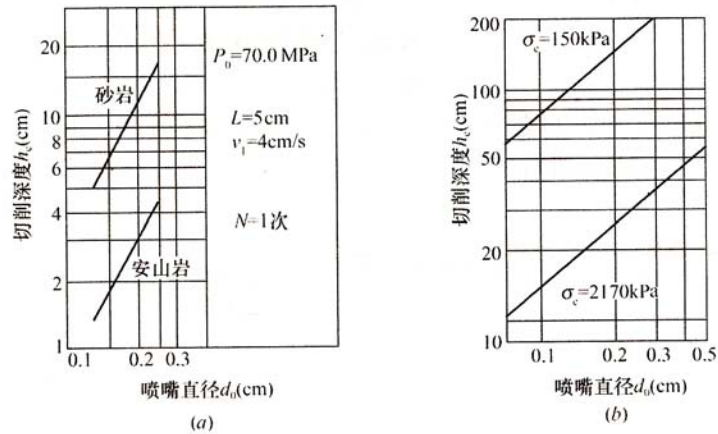


图 20-14 喷嘴直径与切削深度的关系

(a) 切削岩石；(b) 切削土及软岩

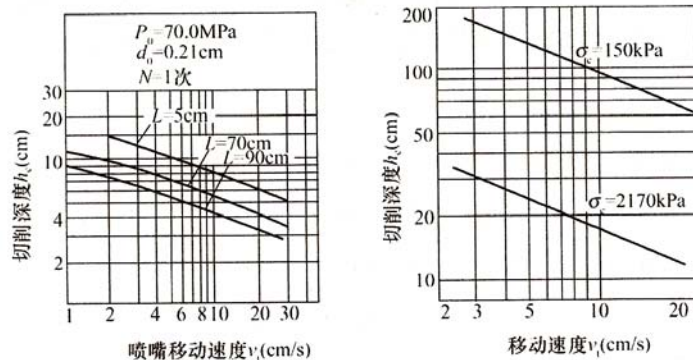


图 20-15 喷嘴移动速度与切削深度的关系

如果喷嘴直径和压力不变，而只改变喷嘴移动的速度，则切削深度随着移动速度的提高而逐渐降低(图 20-15)。如果将移动速度 v_t 和切削深度 h_c 的积定义为沟槽形成的特征值 F_0 ，则

$$F_0 = v_t h_c \quad (20-9)$$

根据实验结果，即可得到 F_0 与 v_t 的关系曲线，这根曲线的最大值应被认为是“最佳速度”。由于使用中的切削对象多种多样，以及其他许多条件的限制，因此，实际应用中并不能够选用“最佳速度”。

喷嘴形状对喷射效果的影响，已有不少试验结果。图 20-16 所示为一种比较好的喷嘴构造。喷嘴的直部分 L 和喷嘴的总长度 l 均可按喷嘴直径的比例确定。如果长度不足，则形成絮流。

此外，喷嘴的角度和加工精度，对喷射流的特性均有显著影响。

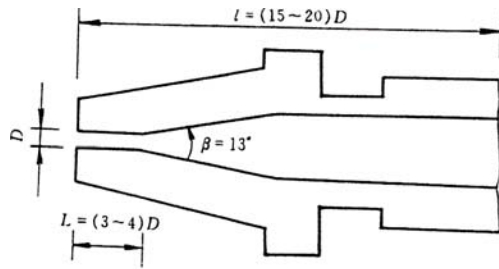


图 20-16 喷嘴的合理形状

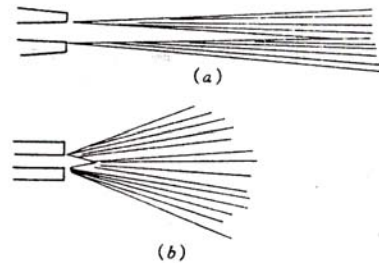


图 20-17 喷嘴加工质量对喷射流的影响

(a) 喷嘴良好; (b) 喷嘴不好

图 20-16 所示为两种加工质量不同的喷嘴, 在相同的喷射压力下形成的不同射流。当喷嘴加工质量良好时(图 20-17a), 可以形成良好的水束, 反之则不能形成水束(图 20-17b)。土体切削效果也不理想。由此可见, 形状合理、加工精密的优质喷嘴, 对喷射加固的范围有着重要的影响。

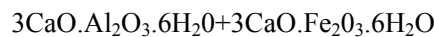
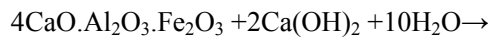
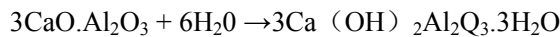
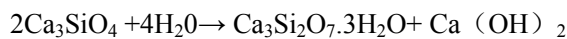
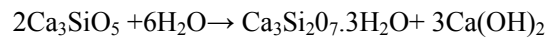
20.3 旋喷桩特性

20.3.1 水泥土强度形成机理及增长规律

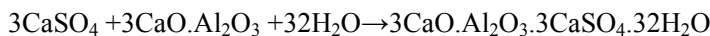
喷射注浆法加固土质所采用的硬化剂, 我国目前主要用水泥浆, 并增添防止沉淀或加速凝结的外加剂。地基为砂质土时, 用水泥浆与砂混合显然可以得到较高的强度, 在理论和实践上均已得到证实, 但当土质为软弱粘性土时, 水泥浆与土混合后强度形成的特性则有所不同。

一、水泥的水化硬化作用

众所周知, 水泥的 4 种基本矿物熟料与水产生如下的化学反应:



另外在水泥熟料中加入 CaSO_4 与 C3A, 水化时的反应如下:



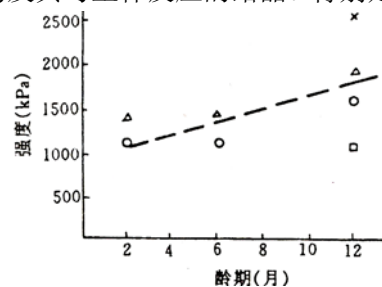
上述反应产生一系列结晶, 水泥水化产生的结晶物, 在加固土体中也同样产生, 因此, 它既是水泥石强度的主要来源, 也是高压喷射法加固土体强度的主要组成部分。

二、水泥-土空间结构的形成

在高压喷射过程中, 水泥和土混合在一起, 水泥水化后形成的各种水化物在土颗粒周围结晶出来。

7 天龄期的土颗粒周围充满了水泥的胶凝体, 并能发现少量的水化物结晶; 14 天龄期时, 结晶生长, 延伸并填充土体的空隙; 28 天龄期时, 土体已完全被水泥水化物及其与土体间的化合物所包围, 形成密簇构造; 两个月龄期的照片放大了 1000 倍, 可清楚地显示出这种构造中的一些细节, 其中大块的是土体, 空隙中长满了水化物及其与土体反应的结晶。特别是钙矾石针状结晶的很块生长, 并交织在一起, 形成了空间网络结构。土体被包围在水泥构成的网络之中, 形成一种特殊的水泥—土骨架结构, 从而大大改善了土体的强度。从某种意义上来说, 可以把喷射加固体中水泥与土的关系视为混凝土中水泥与砂、石的关系。

三、水泥与土之间的长期物理、化学变化



砂性土与粘性土中喷射加固体，在强度增长方面有所不同。前者与砂浆、混凝土强度增长规律相似，后者的强度增长延续时间明显增加。

试验表明，喷射加固体强度在两个月至一年的期间仍然有所增长(图 20-18)。由于单纯的水泥水硬化过程并不具有这种特征，因此这种增长还必然包含着其他构成强度增长的物理与化学反应过程。这种变化与土体的矿物成分、置换能力及水泥的矿物成分等有关，淤泥质粘性土及所采用水泥的矿物成分如表 20-2

化学成分表

表 20-2

名称	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	MgO ₂	K ₂ O	NaO ₂	TiO ₂
土	65.86	4.42	7.94	3.99	2.87	23.16	3.46	0.33
水泥	20.50	3.70	3.38	61.23	3.34	—	—	0.23

岩相及 x 衍射分析的结果表明，土的主要成分为石英、高岭石、钙长石、云母、白垩和绿泥石。

利用 JURM-62X 衍射仪对不同龄期的加固体(土、水泥)，其中包括天然砂性土和粘性土两种土，分别按照喷射加固的实际比例制作试样进行分析，同时也对纯水泥，纯土进行了分析，图 20-19 所示为纯水泥、纯淤泥质粘性土以及两者按喷射加固体一定比例混合的水泥加固体的 X 衍射谱图。

对比几根 X 衍射谱曲线可以看出，土和水泥本身包含着系列矿物，如高岭石、云母等，混合之后，加固体中起初仍然只保持着原有的矿物成分（即在初期的衍射的衍射谱线上无新矿物），但是龄期达几个月时，在加固体中出现了新的矿物衍射峰角为 6.75° 处的 C₃ACaCO₃·12H₂O(Tetracalcium aluminata Carbomate 12-bydrate)。与此同时，对于水泥与砂土混合的 X 衍射谱（图 20-20），即使龄期很长也没有发现有新的矿物成分存在。从而进一步证明了喷射注浆加固地基中，采用水泥浆作为硬化剂，在粘性土中与砂性土中强度形成的机理和特性是有所区别的。

一般说，粘性土和水泥水化物之间的物理、化学反应是以吸附和化学附着的相互作用形式产生的，并且是不可逆地吸收水泥水解作用的个别产物。水泥水化后产生的氢氧化钙，使游离着的水分带有碱性，这种碱性的水溶液促使土中

的碳酸钙、二氧化硅、三氧化二铝、三氧化二铁的某些成分溶解并与氢氧化钙发生反应。通过上述试验获得的新矿物结晶证明这类反应的存在：

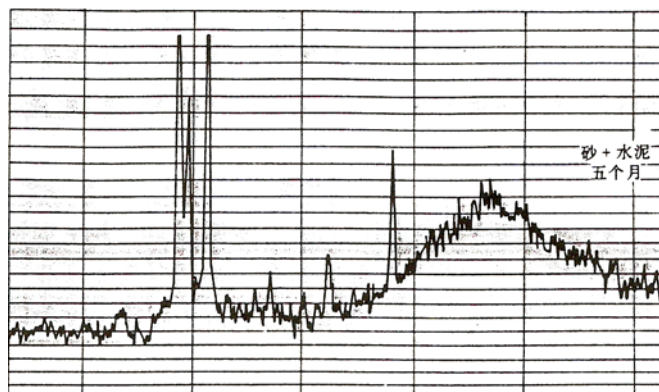
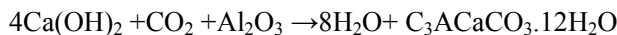


图 20-18 喷射加固体强度随龄期增长的情况

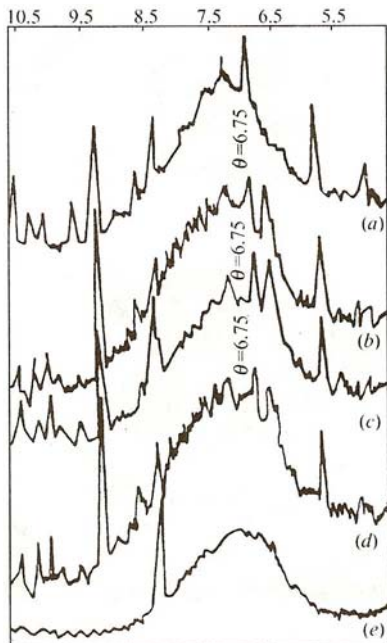


图 20-19 水泥—粘土 X 衍射图
 (a) 土 (b) 水泥土 (W/C=0.93,5 个月)
 (c) 水泥土 (W/C=0.88,5 个月)
 (d) 水泥土 (W/C=0.88,8 个月) (e) 纯水泥

图 20-20 水泥—砂土 X 衍射图

除此以外，水泥水化后氢氧化钙溶液中 Ca^{2+} 和土体表面水膜中低价阳离子的置换作用以及碳酸化作用，均在一定程度上促进了加固体强度的形成和发展。

上述反应的过程较缓慢，因此在粘性土旋喷桩的强度发展过程中就出现了后期强度较长时间持续上升的特征。

20.3.2 应力-应变特性

在以往的桩基工程中，混凝土被视为弹性体。这是因为混凝土的弹性模量与土体的压缩模量相差悬殊，这样的假定是合理的。但是，对于由水泥组成的加固体，强度通常比混凝土低得多，其应力-应变特性需要进行进一步的研究。

试验表明，水泥土的应力-应变关系接近于双曲线，即呈现出明显的非线性关系，图 20-21 所示为不同水泥含量、不同围压 σ_3 条件下，水泥土三轴试验结果。

根据邓肯-张(Duncan-Chang)的非线性弹性模型，在三向应力作用下，土的切向弹性模

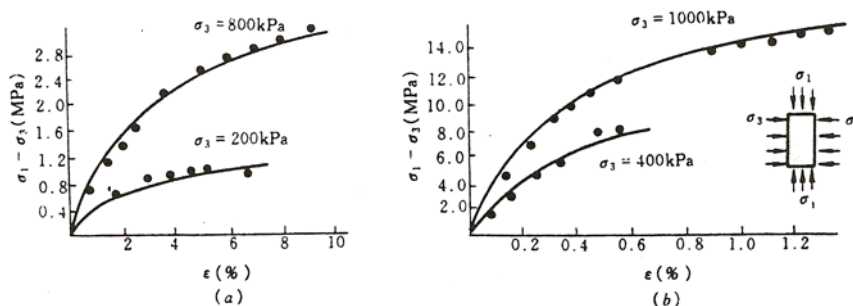


图 20-21 水泥土的应力—应变关系

(a) 水泥含量为 5% (b) 水泥含量为 15%

(引自刘金钟“旋喷桩复合地基的研究”)

量与应力关系用下式表示：

$$E_t = E_i \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin\varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2C \cdot \cos\varphi + 2\sigma_3 \sin\varphi} \right] \quad (20-10)$$

式中 E_t ——任一点的切线弹性模量；

E_i ——初始切线模量；

R_f ——破坏比；

σ_1 ——垂直主应力；

σ_3 ——水平主应力；

c ——粘聚力；

φ ——土的内摩擦角。

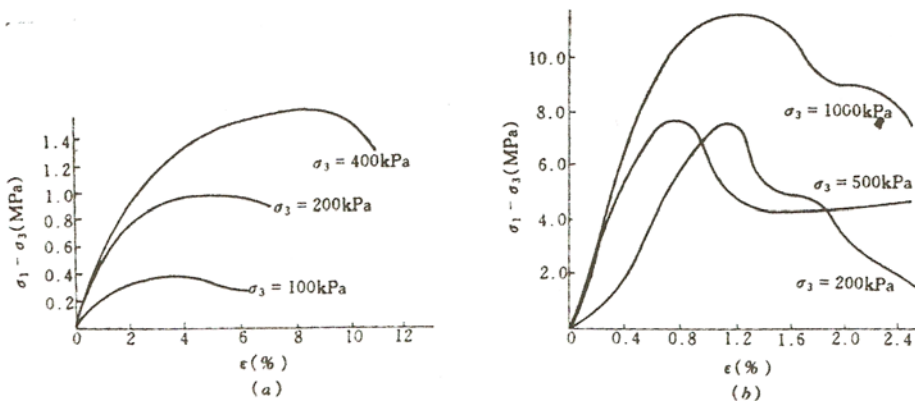


图 20-22 不同水泥含量水泥土的应力—应变曲线

(a) 水泥含量为 5% (b) 水泥含量为 25%

理论计算值与实测值是十分接近的(图 20-22)。尤其是强度较低的桩,在很低的压力下,即已呈现出明显的非线性特性。这在研究喷射注浆加固地基中应予注意。

喷射注浆加固体的强度变化幅度是很大的,可由 1MPa 直到约 10Mpa。应力-应变特性也存在差别。图 20-22 中,水泥含量低(5%)的情况下,试样达到很大应变值之后才出现破坏峰值,而且曲线比较平缓;反之,当水泥含量较高(25%)时,试样在应变很小的情况下,强度就达到峰值,并且曲线骤然下降,呈现明显的“脆性”特性。

20.4 野外及室内试验

野外试验基本上可概括为两个部分。第一部分为成桩试验,包括桩径或定向喷射距离的试验,通过试验确定喷射参数。第二部分是在第一部分成桩试验的基础上进行加固体各部分的物理、力学性能试验,包括加固体的承载力,透水性的试验。试验的方法可以采用多种手段,其中包括开挖、钻孔取样、荷载试验、现场透水试验等。而室内试验主要进行不同硬化剂的配方和配合比、不同龄期强度以及化学分析、电镜、x 衍射等微观分析,以补充野外试验的不足。

20.4.1 成桩试验

通常先选择几种参数加以变换进行现场加固体的成桩试验,为了减少试验工作量,应参照同类工程使用过的经验,选择尽可能少的几个参数加以变化。

通常成桩试验在浅层中进行。但是在浅层中进行单桩试验有利于现场进行开挖检验,开挖检验能准确直观地施工效果和质量。缺点是浅层土与深层土中的土压力、土的密实度等物



图 20-23 浅层旋喷桩开挖检验情况

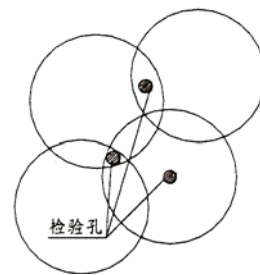


图 20-24 检测孔布置图

理力学指标可能存在一定的差异,因此形成桩的加固效果也会有所差别。图 20-23 所示为某工程在粉质粘土层中试验结果,取相对标高-8~-4 米范围进行加固试验。

深层桩的桩径检验比较困难,只能通过钻孔取芯等方法间接测定。由于旋喷桩及检测孔均存在倾斜因素,不可能精确测定旋喷桩直径,只能通过检测旋喷桩之间的搭接情况,据此判断旋喷桩大致的直径范围。取芯时检验孔分别布置在旋喷桩中心、两桩之间及三根桩之间。取芯孔位布置见图 20-24:

取芯共完成取芯孔 3 个,取芯约 30m,各段取芯率均在 70% 以上,所取芯样见图 20-25

深层旋喷桩试验在布桩形式上,以组合桩的形式布置,相邻桩间距为 1300mm。为确保相邻三根桩能够相互搭接,成孔过程中需对每个钻孔进行测斜。

在深度上根据场区土层分布以及该工程实施方案需要加固的深度,在三个不同的试验标高(相对)段进行加固试验,自下而上依次为: -36.0~-30.0m、-26.0~-24.0m、-22.0~-20.0m。

将所取芯样加工成 $\Phi 95$ 的圆柱体试块(图 20-26),进行无侧限抗压强度试验,所有试块抗压强度见表 20-3

圆柱体试块抗压强度 表 20-3

试验方法	取样深度	土层	抗压强度
普通三管法	20~22	粉质粘土	1.5
	24~26	粉质粘土	1.6
	30~36	砂质粘土	1.8

在一些深基坑的加固工程中，如果加固区在开挖深度范围之内，那么，在开挖过程中通



图 20-25 芯样



图 20-26 $\Phi 95$ 的圆柱体试块



图 20-27 试验桩暴露开挖情况（深度 15~18m）



图 20-28 试验桩暴露开挖情况（深度 18~22m）

过深层的试验桩或者工程桩的检验是获得深层加固直径和强度的很有价值的方法。如图（20-27）图（20-28）所示为某工程在基坑开挖过程中获得的不同深度加固桩径的图片。

开挖显示, 在深度 15~18m 范围内, 桩径大于 2m, 桩体强度为 1.2~1.5Mpa。

毫无疑问, 现场的试验, 无论是浅层的, 尤其是深层的, 对加固设计的经验积累和工程加固效果的判断具有十分重要的意义。

在另一个工程中, 用定向喷射形成薄壁帷幕。由于定向喷射的目的是为了形成连续的地下板墙用以防水, 因此加固体的连续性是十分重要的。为了试验定向喷射板墙互相连接的效果, 采用了直线和折线等不同形式的试验(图 20-29a)。同时, 也有对导孔(图 20-29) 和无导孔(图 20-29b~20-29d)的喷射情况进行了对比。

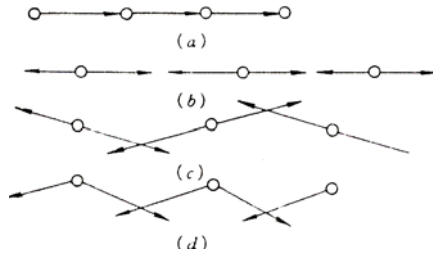


图 20-29 定向喷射的形式

试验结果表明, 在有效长度内板墙首尾相连, 直线分布可以最大限度地利用定向喷射的有效长度, 喷孔的间距可以最大, 但是不易控制喷射过程中的喷射方向, 容易脱开。而折线的喷射就可以克服这一缺点, 并可增加板墙的刚度。

关于导孔的设置问题, 一般比较广泛采用有导孔形式, 但有些国家的试验结果表明, 不设置导孔的定向喷射比有导孔的效果更好。

当然, 并不要求所有的工程都要进行如上所述的多种参数的试验, 在取得较多的经验之后, 试验工作量则可以逐步减小。

20.4.2 透水性试验

现场的透水性试验可以采用抽水和孔内压力送水两种方法。

现场抽水法试验可以在防水帷幕的两侧进行(图 20-30), 即在帷幕的一侧设置抽水井, 并同时观察在帷幕前、后的观测孔的水位。显然, 这种试验方法要求帷幕应有足够的长度, 不致使水流由帷幕的端部大量地绕流过来, 也可以采用“围井”的方法进行试验, 如(图 20-31)所示。为检验定向喷射帷幕的防水性能, 用定向喷射的方法形成四周密闭的“围井”, 试验时抽水, 并观测围井内的水位变化, 据以计算板墙的渗透系数。如某围井水位降低, 测定其总渗流量, 则通过计算可得出加固体的渗透系数。

孔内压力送水试验是在桩体形成的帷幕钻孔注水(图 20-32), 这个方法比较简单实用, 并且可以沿深度方向的不同区域任意变换位置。

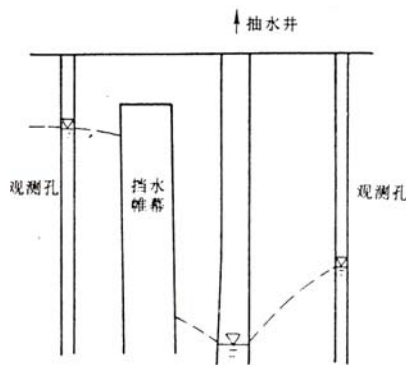


图 20-30 抽水试验

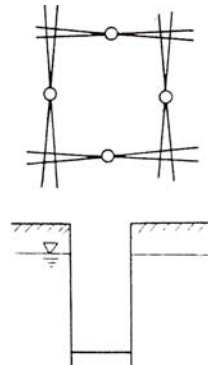


图 20-31 围井试验

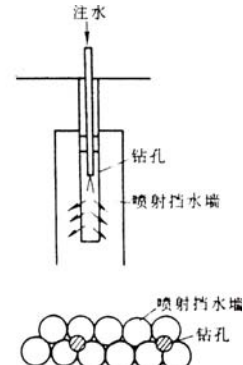


图 20-32 钻孔注水试验

20.4.3 室内试验

室内试验是喷射注浆法的主要组成部分之一, 其主要试验内容包括加固体的强度试验, 浆液配方试验、化学分析、岩相及电镜分析。其中通常以强度试验和浆液配方试验为主, 其他的室内试验则根据土质的特点和工程需要进行。

一、室内强度试验

旋喷桩体的强度试验包括立方体强度试验和三轴、单轴试验。

立方体强度试验采用 $7\text{cm} \times 7\text{cm} \times 7\text{cm}$ 的立方体试块, 用材料压力机进行。在试验室按照喷射注浆施工参数和土质条件制作的试块, 可得出在不同水泥含量 A 时的各龄期的强度变化。

由实际施工的桩体取样切割成 $7\text{cm} \times 7\text{cm} \times 7\text{cm}$ 的试块的强度曲线与室内制样试验的结果对比表明, 野外取样试验结果的离散性比室内制样试验的离散性大, 这主要是因为两者搅拌均匀程度等有所不同。室内与野外试验结果的相互关系可近似地用下列公式表示:

$$R = aR_1 \quad (20-11)$$

式中 R ——野外桩体强度 (Mpa);

R_1 ——室内制样的桩体强度(MPa);

a ——折减系数, $a = 0.5 \sim 0.9$

室内三轴试验和单轴试验也可以由现场取样或者在试验室按旋喷桩的实际配合比制样。但钻探取样须用与试样直径相同的取样器, 以便取得的试样可直接进行试验。否则, 则需要将取得的试样加以修整, 这样就比较麻烦。通过单轴和三轴试验, 可以得到桩体的无侧限抗压强度和 c 、 φ 伊等值。

在实验室内配制试样时, 其配合比必须与实际旋喷桩的配合比相符。因此, 需要根据实际采用的喷射参数计算出单位深度中水泥浆的用量及水的用量。并根据桩径计算出单位体积中各种成分即水泥(硬化剂)、干土和水的比例。各种成分含量计算如下:

1. 干土重 G_1 (kN/m^3)

$$G_1 = \gamma_0 \quad (20-12)$$

式中 γ_0 ——土的干重度 (kN/m^3)

2. 水泥重 G_2 (kN/m^3)

$$G_2 = q_1 t A / V \quad (20-13)$$

式中 q_1 ——单位时间水泥浆喷射量(m^3/min);

t ——提升 1m 所需的时间(min);

A ——单位体积水泥浆中水泥用量(kN/m^3), 水泥浆的水灰比为 $1:1$ 时, $A = 7.5\text{kN/m}^3$;
水灰比为 $1.5:1$ 时, $A = 5.5\text{kN/m}^3$ 。

V ——每延米旋喷桩的体积 (m^3)

3. 水量 G_3 (kN/m^3)

$$G_3 = G_{3a} + G_{3b} + G_{3c} \quad (20-14)$$

G_{3a} ——水泥浆中水的含量, $G_{3a} = q_1 t B / V$;

G_{3b} ——单位体积天然土中水的含量;

G_{3c} ——高压泵流量, $G_{3c} = q_2 t B / V$;

B ——单位体积水泥浆中水的含量, 当水灰比为 $1:1$ 时, $B = 7.5\text{kN/m}^3$; 当水灰比为 $1.5:1$ 时, $B = 8.3\text{kN/m}^3$;

q_2 ——三管法的高压泵排量 (m^3/min)

上述计算的基本出发点是喷射的硬化剂和土体均匀混合, 亦即认为桩身和由地面冒出的浆液成分是相同或相近的。试验结果表明。在单管法中, 桩身与冒浆的水泥含量和强度是相近的, 而在三管法中, 冒浆的水泥含量和强度低于桩身的水泥含量和强度。上述假定与三管法的施工条件就不完全相符, 应乘以适当的修正系数。

此外, 在试块配制中还应添加与工程实际应用相一致的其他外加剂掺量。

室内制作的每一种试块, 其配合比都相当于某一种特定的喷射注浆施工条件, 用这样的方法就要以判断不同喷射条件下的加固体强度, 以及选用适当的参数, 以满足预期的设计要求。

二、浆液配方试验

浆液配方试验包括不同性质硬化剂试验，即水泥系、水玻璃系以及其他防沉淀剂、速凝剂等外加剂的试验。

对于不同的土质和不同的加固目的，采用不同的硬化剂可以取得较好的效果，例如在透水条件良好的条件下，用作防水帷幕的浆液要求有速凝的特性，而用作永久性建筑物基础的加固，则要求浆液有可靠的耐久性，浆液配方试验需要在试验室的条件下进行。

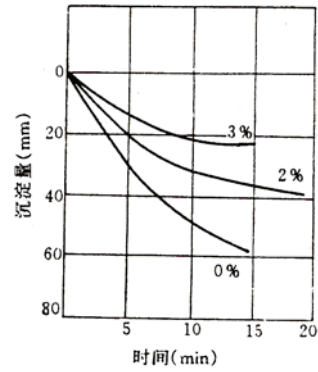


图 20-33 不同掺量外加剂时的沉淀曲线

浆液配方试验中的另一项是掺加防沉淀剂的试验。纯水泥浆在制作过程中易于沉淀，不仅是堵塞泵体、管道，同时还将明显地影响实际喷射的水泥浆水灰比。(图 20-33) 显示了添加防沉淀外加剂(陶土、碱)后减少沉淀的效果。试验结果表明，当防沉淀外加剂含量为水泥量的 3% 左右时，沉淀显著减少，过高的防沉淀外加剂含量将使浆液的稠度增大。根据试验结果，施工中采用的防沉淀外加剂掺量一般为 2%~3%。

三、化学分析

由于高压喷射法工艺上的特点，桩体中的水泥含量是不均匀的。在施工中尚不能准确控制水泥量的情况下，测定桩体水泥含量是检验桩体强度及其均匀性的重要手段之一。水泥含量是从实际的桩体上取样，通过化学分析测定的。

由于水泥浆中的主要成分是二氧化硅、氧化钙、氧化镁等，故应分别测定水泥和土的二氧化硅、氧化钙、氧化镁等含量，以其所占的百分数表示，再与室内已知含量的水泥土分析结果对照。例如用氧化钙的百分数计算，即为

$$\text{水泥含量} = \frac{\text{水泥土中CaO}(\%) - \text{土体中CaO}(\%)}{\text{水泥中CaO}(\%) - \text{土体中CaO}(\%)}$$

正如前面所述，根据实测结果，单管法中(也包括二管法)的桩体强度和钻孔中冒浆硬化后强度是相近的。因此，在这种情况下，可根据冒浆取样测定其强度和水泥含量，这种取样十分方便，是一种实用的辅助方法。

20.5 旋喷桩设计

20.5.1 工程应用范围及特点

由于旋喷桩成桩的特殊性，使得它在一些工程中用其他桩基工法和地基处理工法难以完成的情况下，成为工程中的最佳选择。因此，在工程中的应用十分广泛，并且随着城市建筑、市政建设和水利、港湾工程的演变，对地基处理的要求也不断演变，提出更难和更复杂的要求，这样，客观上又促进了旋喷法的应用范围的继续扩大，也促进了该工法的发展和进步。

旋喷法的应用范围大体上可以分为三个部分。第一部分为基坑开挖工程；第二部分为隧道、盾构工程；第三部分为建筑、港湾和水利等结构工程的地基加固。

在基坑工程中使用旋喷桩的目的通常有几种不同的目标，第一：阻止地下水从基坑侧面或基坑底部涌入；第二：减小基坑开挖过程中的变形，从而达到保护基坑围护和支撑系统的安全，以及保护邻近建筑或地下工程、管道的安全；第三：作为独立的挡土结构，为此，可以采用重力式挡墙的形式或者在旋喷桩中插入型钢的形式。

在隧道的盾构工程应用中，多用于盾构机工作井外侧盾构机进洞或出洞范围加固，以保证盾构机进出洞时土体可靠的自立性和不透水性。此外，隧道间旁通道的施工加固，以及隧道地下穿越时对相邻建筑和地下工程的保护。

在建筑物基础加固中，多用于对已有建筑、结构基础的补强。在水利工程中则用于结构的地下防渗体或围堰坝体的防渗体。

(图 20-34) 所示为在基坑工程、隧道工程、建筑、港湾、水利结构工程中应用的若干种常用的型式。

由于土质条件的多变，特别是旋喷加固的目的常常多种多样，因此，旋喷加固的范围、强度、以及加固型式多种多样是这种方法与其他一些加固方法的重要区别。

除此之外，在上述确定加固范围和形式等方面，有时难以准确用理论精确计算确定。这是旋喷法在应用中又一特点。

因此，由于根据工程要求反映在应用上的多变性，以及在设计、施工中理论计算方法的不确定性，使得旋喷桩在应用中，设计、施工工程师的经验和判断具有重要的作用。

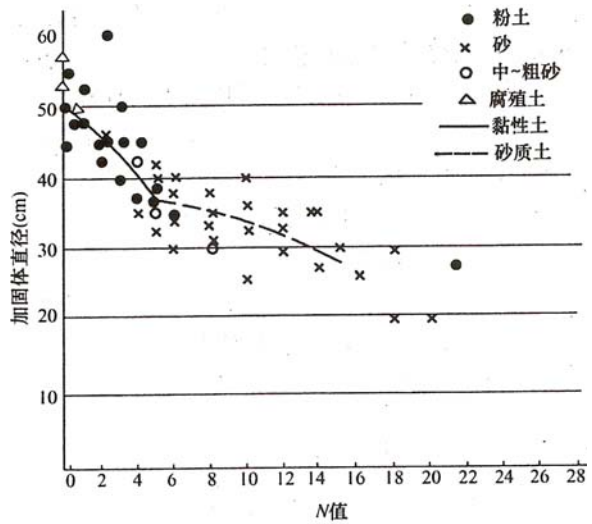


图 20-35 单管法桩径

20.5.2 加固体直径的设定

加固体直径与土质、施工方法等有密切关系，日本根据以往的试验和工程实例加以确定。单管法的桩径如(图 20-35)所示

也可用下列近似式计算：

$$\text{黏性土} \quad D=0.5-0.005N^2 \quad (20-15)$$

式中 N——黏性土的标贯击数值；

$$\text{砂性土} \quad D=0.001(350+10N-N^2) \quad 5 \leq N < 15 \quad (20-16)$$

日本对于二管法的加固直径建议如表(20-4)。对三管法的加固直径建议如表(20-5)

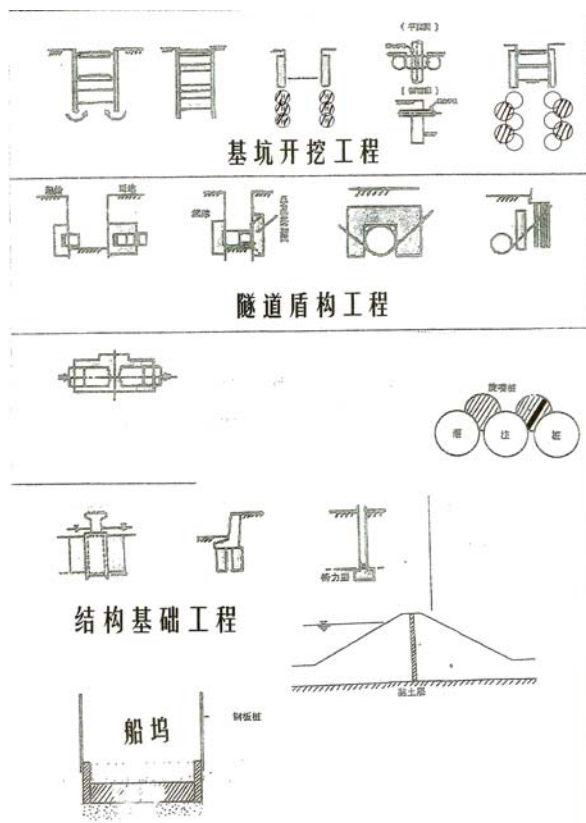


图 20-34

二管法加固直径表 (20-4)

土名	土质条件	加固体直径 (mm)
砂砾	$N < 30$	80 ± 20
砂质土	$N < 10$ $10 \leq N < 20$ $20 \leq N < 30$ $30 \leq N < 50$	180 ± 20 140 ± 20 100 ± 20 80 ± 20
黏性土	$N < 1$ $1 \leq N < 3$ $3 \leq N < 5$	160 ± 20 130 ± 20 100 ± 20
有机质土		110 ± 30

需要指出，表中所列的数值系在一定的施工条件下获得的，即相应于一定的喷射压力、

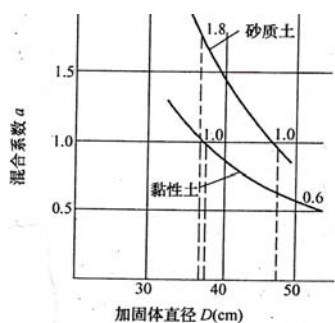


图 20-36 单管法桩径与混合系数

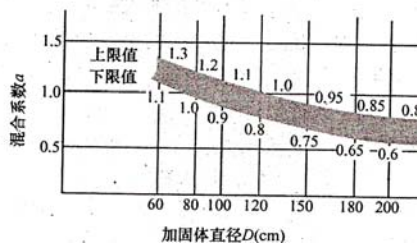


图 20-37 二管法桩径与混合系数

喷嘴直径和提升速度。当上述条件变化时，其值选用也应作相应的调整。

近年来在工程中已经获得应用的双高压 RJP 工法和超级旋喷法(Super Jet)在日本和美国桩径达到约 2~3.5m。这些工程应用的桩通常需要通过现场试验后确定桩径。

20.5.3 硬化剂用量的确定

三管法加固直径

表 (20-5)

		A	B	C	D	E
N值	砂质土 黏性土	$N < 30$	$30 \leq N < 5$ $N < 5$	$50 \leq N < 100$ $5 \leq N < 7$	$150 \leq N < 175$ $7 \leq N < 9$	$200 \leq N$ $N = 10$
加固体直径 (m)		2.0	2.0	1.8	1.4	1.0
提升速度	(m/min)	0.0625	0.05	0.05	0.4	0.04
	(min/m)	16	20	20	25	25
浆液量	喷射量 (m^3/min)	0.18	0.18	0.18	0.12	0.10
	总量 (m^3/m)	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7

硬化剂(浆液)的用量可以按下式计算

$$Q = 1/4\pi d^2 H \alpha (1 + \beta) \quad (20-17)$$

式中 Q ——硬化剂的用量(m^3);

D ——设计的加固直径(m)

H ——设计桩长(m)

α ——混合系数, $\alpha = 0.6 \sim 1.8$; 与加固直径和土质有关, 单管法和二管法的 α 分别如图 20-36 和图 20-37 所示;

β ——作业损失系数。

根据国外一些工程的统计资料, 单管法和二管法的实际硬化剂用量分别如表 (20-6)、表 (20-7) 所示。

单管法加固体直径、浆液量施工			表 (20-6)
土名	土质条件	加固体直径 (cm)	浆液量 (L/m)
砾石层	$k \geq 1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$	50~60	150
砂粒层	$k \geq 1 \times 10^{-3} \text{cm/s}$	35~45	130
有机土层	$\omega \geq 150\%$	40~45	130

二重管法加固体直径、浆液量施工例				表 (20-7)
加固体直径 (cm)	浆液量 (L/m)	加固体直径 (cm)	浆液量 (L/m)	
60	340~400	150	1460~1850	
80	550~660	180	1820~2380	
100	780~950	200	2070~2350	
120	990~1240			

此外, 浆液的用量也可根据下式确定:

$$Q = qt(1 + \beta) \quad (20-18)$$

式中 q ——单位时间的喷射量;

t ——每根桩的喷射时间;

β ——损失系数, $\beta = 0.1 \sim 0.2$

20.5.4 加固体的强度

加固体的强度与土质和施工方法有着密切关系。施工工艺的不同和土质的多变, 使加固体强度有很大的离散性。

单管法在砂质土中的加固体强度一般为 $2.0 \sim 7.0 \text{MPa}$, 在黏性土中的加固体强度一般为 $1.0 \sim 5.0 \text{MPa}$, 三管法在砂质土中的加固体强度为 $1.5 \sim 15.0 \text{MPa}$, 在黏性土中的加固体强度通常为 $0.8 \sim 5.0 \text{MPa}$ 。

在一定土质条件下, 通过调节浆液的水灰比和单位时间的喷射量或改变提升速度等措施, 可适当提高或降低加固体强度。

设计中对加固强度的确定需要根据土质条件和加固体所要求的强度综合考虑,并且还可以用调节加固范围的方法满足设计要求。

20.5.5 桩的平面布置

桩的平面布置需根据加固的目的给予具体考虑。作为独立承重的桩,其平面布置与钢筋混凝土桩的布置相似,作为桩群加固土体时,其平面布置也可有所不同,如图 20-38 所示。分离布置的单桩可用于基础的承重,排桩、板墙可用作防水帷幕,整体加固则常用于防止基坑底部的涌土或提高土体的稳定性,水平封闭桩可用于形成地基中的水平隔水层。

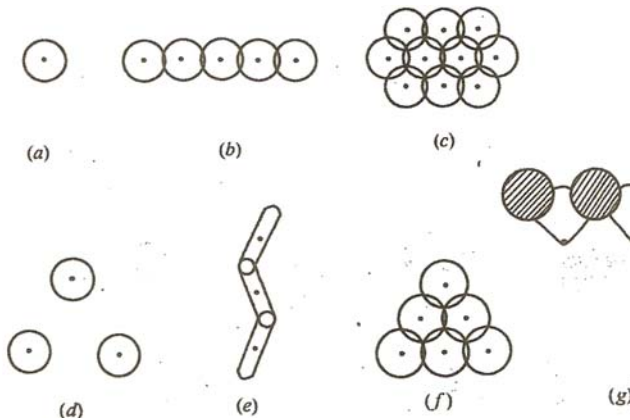


图 20-38 桩的平面布置

(a) 单桩; (b) 排桩; (c) 整体加固; (d) 加固地基的分离桩;
(e) 防渗板墙; (f) 水平封闭桩; (g) 摆喷作桩间防水

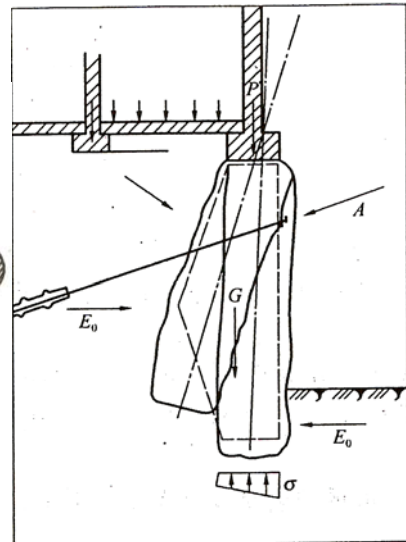


图 20-39 加固地基实例

当采用整体加固或排桩形式时,桩的间距不仅取决于桩的直径,还取决于桩施工时的垂直度。

相邻桩的搭接应根据工程要求和条件确定,根据现行国家行业规范,相邻桩的搭接不应小于 30cm,对于用作基坑挡水时,相互搭接应有更多的安全储备,为此有时需要采用双排甚至三排桩,而对基坑内部主要用作减少基坑变形的加固,相互搭接可适当放宽。

图 20-39 和图 20-40 分别为两个布置实例。对旧有建筑基础的加固,桩可采用不同的方向,相邻桩较大范围内是重合的。

图 20-40 所示为一种拱形布置的方案,各个工程应根据土质条件和工程要求确定加固范围、布置的形式和范围。

基坑工程中旋喷加固的范围与土质及工程要求密切相关。用于挡水的需要在侧面或底部形成隔水墙或板块;用于减小基坑变形的多在坑内形成块状或条状加固;用于防止基坑滑动的根据抗滑稳定性的要求确定。坑内加固范围往往需要理论计算分析和工程师的经验相结合。如图(20-41)所示是目前已形成的常用的一些基坑加固范围的布置。

20.5.6 旋喷桩的计算

旋喷桩的计算理论仍然是从土力学的基本理论为基础。但是由于工程地质条件的多变性以及加固后水泥土的特殊性质,除此之外,在基坑工程中加固范围的特殊性质,使得理论计算的准确性受到很大影响。因此既要以土力学基本理论为基础,同时还要求工程经验的积累,并把两者结合起来。

20.5.6.1 土压力计算

在深基坑开挖确定板桩及地下连续墙打入深度,以及用加固的方法减少对邻近已存建筑物的土压力时,通常需要进行土压力计算。土压力的计算采用朗肯 (Rankine)理论。

$$\text{主动土压力 } P_a = (q_1 + \gamma t H) \tan^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \cot(45^\circ - \varphi/2) \quad (20-19)$$

$$\text{被动土压力 } P_p = (q_2 + \gamma t) \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \cot(45^\circ + \varphi/2) \quad (20-20)$$

式中 P_a ——主动土压力;

P_p ——被动土压力;

H ——主动土压力一侧基坑底面至地基表面的距离;

γ ——土的重度;

q_1 ——主动土压力一侧的地面单位面积上荷载;

q_2 ——被动土压力一侧的地面单位面积上荷载 J

t ——被动土压力一侧基坑底面至地基表面的距离;

c ——土的黏聚力

φ ——土的内摩擦角。

地基进行喷射注浆加固后，土的强度增大，即主动土压力减少，被动土压力增大。

图 20-43 所示为一个深基坑，其基坑底部进行喷射注浆加固，根据土压力的平衡条件，计算板桩的插入深度 x 。

土的物理及力学性质指标及基坑最下一道支撑位置如图 20-43 所示。加固土的黏聚力 $c=300\text{kPa}$ ，无侧限抗压强度 $q_u=1000\text{kPa}$ 。计算得到：

$$\text{土压系数 } K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = 1$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$$\text{主动土压力 (20-44) } P_{a1} = \sum \gamma t H - 2C = 116\text{kPa}$$

$$P_{a2} = 140\text{ kPa}$$

$$P_{a3} = 0.6x + 140\text{ kPa}$$

$$\text{水压力 } P_{w1} = 130\text{ kPa}$$

$$P_{w2} = 170\text{ kPa}$$

$$P_{w3} = 0$$

$$\text{被动土压力 } P_{p1} = 2C = 600\text{ kPa}$$

$$P_{p2} = 0.6x + 600\text{ kPa}$$

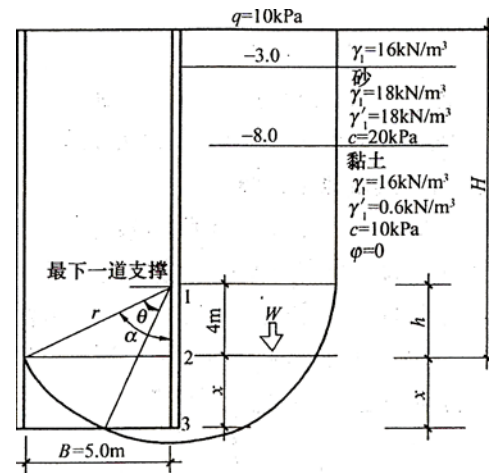


图 20-43 深基坑底部的旋喷加固

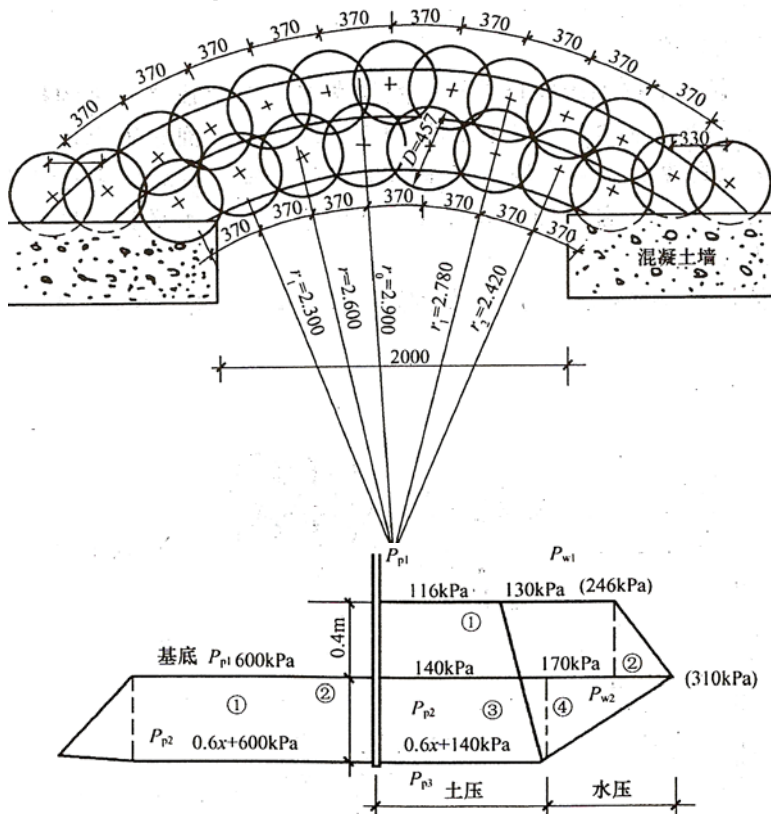


图 20-43 深基坑底部的旋喷加固

图 20-44 加固范围的土压力计算

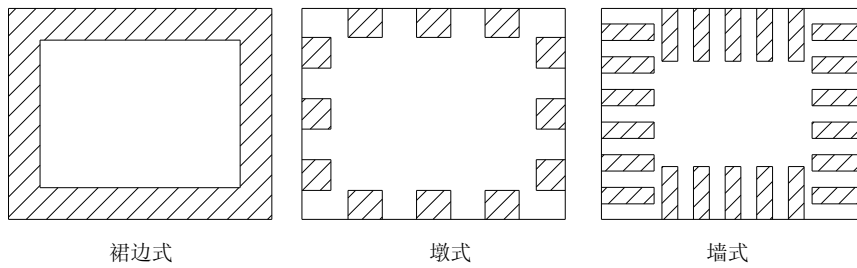
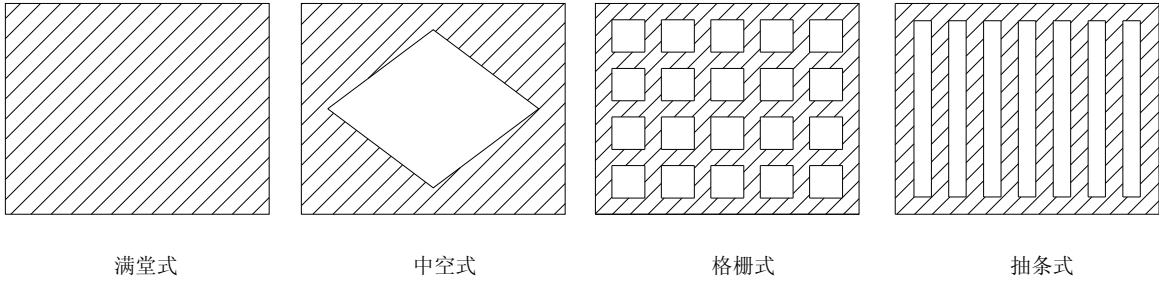


图 20-41 坑内加固的平面设计形式

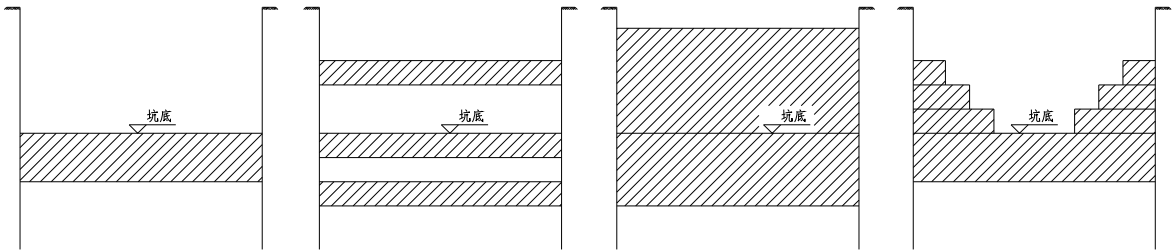


图 20-42 坑内加固的竖向设计形式

以最下一道支撑为支点计算弯矩:

主动弯矩: (按图中①~④块计算)

$$M_a①=1928\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_a②=334\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_a③=0.3x^3+9.4x^2+56x$$

$$M_a④=0.1x^3+4x^2+34x$$

$$\Sigma M_a=0.4x^3+13.4x^2+90x+230.9$$

被动弯矩

$$M_p①=30x^2+240x$$

$$M_p②=0.2x^3+1.2x^2$$

$$\Sigma M_p=0.2x^3+31.2x^2+240x$$

根据 $\Sigma M_a = \Sigma M_p$, 求解 x , 得 $x=1.33\text{m}$

则根据加固厚度 $t=1.33K$, 若 K 取 1.5, 则 $t\approx 2.0\text{m}$

20.5.6.2 基坑涌土计算

在软弱黏性土层中开挖深基坑时，基坑底部将产生涌土现象(图 20-45)，即基坑底部产生滑动。将基坑底部一定厚度内的土质加固，即可防止这种滑动现象产生。

基坑底部稳定性计算有几种不同方法;实际工作中需对不同计算结果进行综合考虑

1. 太沙基和派克法(Terzaghi and Peck) (图 20-46)

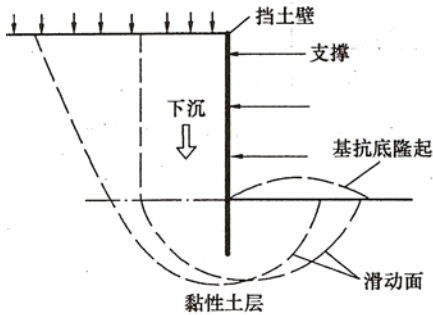


图 20-45 基坑底部涌土

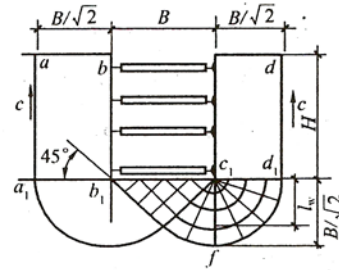


图 20-46 基坑滑动计算(太沙基法)

设黏性土的内摩擦角 $\varphi=0$ ，则在 c_1d_1 面上总荷载为

$$P = \frac{B}{\sqrt{2}} \gamma_t H - cH \quad (20-21)$$

式中 γ_t ——土的天然重度

c ——土的黏聚力

B ——基坑的宽度，

H ——基坑的深度。

则作用在 c_1d_1 面上的荷载强度为

$$P_v = \gamma_t H - \frac{\sqrt{2}cH}{B} \quad (20-22)$$

根据太沙基强度理论，黏聚力为 c 的黏性土的地基($\varphi \approx 0$)的极限承载力 $q_u = 5.71c$ 则基坑抗涌土的安全系数 F 为

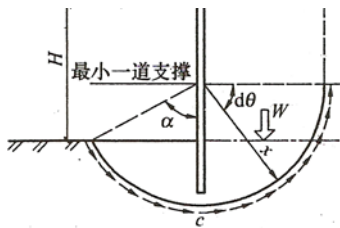


图 20-47 基坑滑动计算

(日本建筑法规)

$$F = \frac{q_u}{P_v} = \frac{5.7c}{\gamma_t H - \frac{\sqrt{2}cH}{B}} \quad (20-23)$$

太沙基建议 $F \geq 1.5$

2. 日本建筑法规推荐的方法

破坏图形是以最下一道支撑点为中心的圆滑动面(图 20-47)。安全系数为

$$F = \frac{M_t}{M_d} = \frac{\int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} x \int c_u x d\theta}{W \cdot \frac{x^2}{2}} \quad (\alpha < \frac{\pi}{2}) \quad (20-24)$$

式中 F ——安全系数，建议取 1.2 以上；

M_t ——抵抗力矩
 M_d ——转动力矩
 c_u ——基坑底面以下土的不排水抗剪强度;
 W ——土重。

在均质的土层中, 上式可以写成

$$F = \frac{M_t}{M_d} = \frac{x\left(\frac{\pi}{2} + \alpha\right)c_u}{(\gamma H + q)x \cdot \frac{x}{2}} = \frac{(\pi + 2\alpha)c_u}{\gamma H + q} \quad (20-25)$$

3. 伯努姆-埃第(Bjerrumand Eide)方法

对于软弱及坚硬的黏土, 由剪切强度控制的基坑底面的安全系数按下式计算(图 20-48)

$$F = \frac{N_c c_u}{\gamma H + q} \quad (20-26)$$

式中 c_u ——基坑底面以下土的不排水剪切强度;

N_c ——稳定系数, 取决于基础的几何形状 B/L (图 20-49)。 B 为基础宽度, L 为基础长度。

当基坑的安全系数减少时, 则基坑的不稳定性增加。当基坑以下存在软弱土层时, 更应减少地面荷载, 以提高安全系数。

按上述计算不能满足稳定性要求时, 则需要考虑地基的加固。

【例】某基坑如图 20-50 所示, 地基为软弱黏性土, 基坑深度为 $H=12\text{m}$, 基础宽 $B=20\text{m}$, 长 $L=30\text{m}$, 软土层的抗剪强度 c_u 取 $1/2$ 无侧限抗压强度 q_u

(1)按太沙基和派克法计算

$$F = \frac{5.7c}{\gamma H + q - \frac{\sqrt{2}cH}{B}} = \frac{5.7 \times 2.5}{1.6 \times 12 + 1 - \frac{\sqrt{2} \times 2.5 \times 12}{20}} = 0.79 < 1.5$$

(2)按日本建筑法规推荐的方法计算, 即按下一道支点为中心计算弯矩的平衡(图 20-51)

$$F = c_u(\pi + 2\alpha) / (\gamma H + q)$$

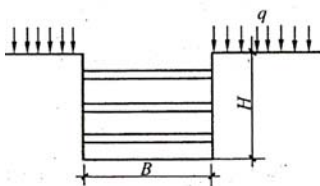


图 20-48 基坑滑动计算
(伯努姆-埃第法)

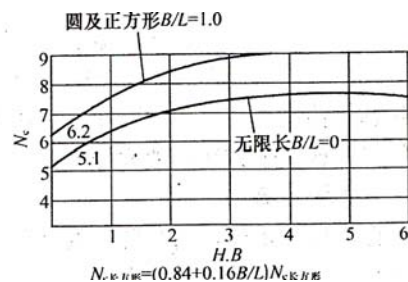


图 20-49 滑动计算的稳定系数

若 $x=20\text{m}$, 则 $\alpha=81.4^\circ$, 即为 1.42rad

$$F = 2.5 \times (3.14 + 2 \times 0.92) / (1.6 \times 12 + 1.0) = 0.62 < 1.2$$

若 $x=5\text{m}$, 则 $\alpha=53.1^\circ$, 即为 0.92rad

$$F=2.5 \times (3.14+2 \times 1.42) / (1.6 \times 12+1.0) = 0.74 < 1.2$$

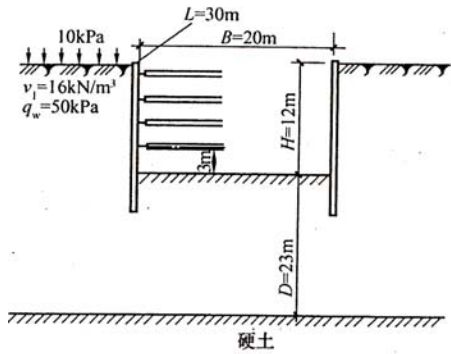


图 20-50 滑动计算举例

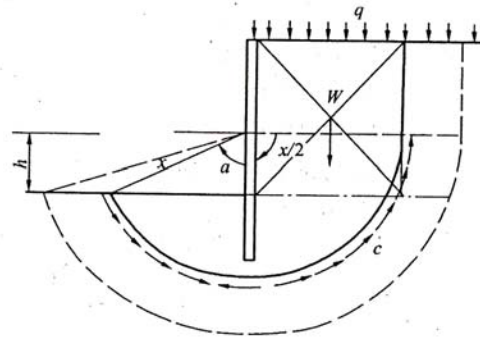


图 20-51 滑动计算举例按日本建筑法规法计算

(3)伯努姆-埃第法计算: 根据基坑深度 H 和宽度 B 之比 H/B 以及基坑平面的宽长比 B/L 确定。在同样情况下, 基坑愈狭窄, 宽长比愈接近 1 则愈安全。

$$H/B=12/20=0.6 \quad B/L=20/30=0.67$$

$$F=N_c c_u / (\gamma H + q)$$

N_c 根据 $H/B=0.6$ 时, 查得 N_c 为 7.1

$$N_{c \text{ 长方形}} = (0.84 + 0.16B/L) N_c = 6.73$$

$$\text{所以 } F=6.73 \times 2.5 / (1.6 \times 12 + 1) = 0.83 < 1.2$$

根据上述计算结果, 表明在基坑底部可能会丧失稳定, 产生涌土现象, 因此需要进行喷射注浆(或其他方法)加固处理。

20.5.6.3 管涌计算

在深基坑开挖中, 当基坑底面有砂性土层, 并存在着向上渗流的地下水, 如果向上的渗透力超过砂的有效重量, 则这种向上的水流可使砂土发生类似沸腾的现象, 从而导致基坑底的破坏, 这种现象称之为“管涌”

在挡土壁前后存在较大的水头差时, 就可能出现管涌(图 20-52)。除此之外, 在黏性土下面埋置带有承压水头的砂层时, 也可能产生管涌(图 20-53)。

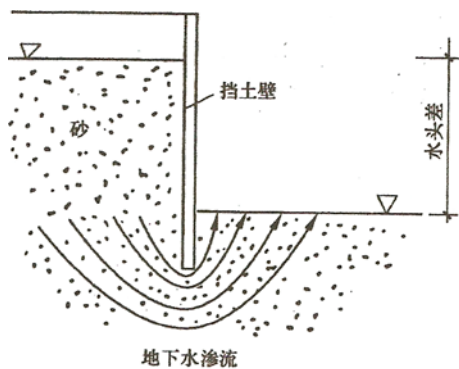


图 20-52 基坑管涌

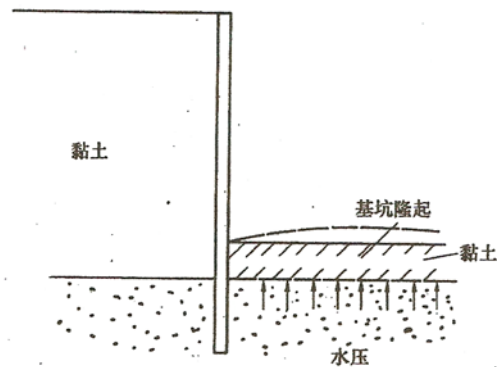


图 20-53 黏性土基坑隆起

因此, 当在板桩附近存在上述含水的砂层时, 就必须考虑相应措施, 以降低水压力。

当开挖底面的土为松散砂质时, 向上的渗透压力取决于动力水坡度。砂质地基的极限动力水坡度按下式计算:

$$i_e = (G_s - 1) / (1 + e) \quad (20-27)$$

式中 i_e ——极限动力水坡度;

G_s ——土的比重;

e ——土的孔隙比。

如果水力坡度大于此值，则砂粒处于悬浮状态，坑底就丧失稳定性。

【例】如图 20-54 所示的深基坑的地下水位很高，坑底为较松的砂层，基坑深 14m，基坑以下地下水位为 -0.5m，坑内用集水井抽水（ -14m ），故基坑内外水头差为 $h_w=14-0.5=13.5\text{m}$

管涌的极限动力水坡度为

$$i_e=(G_s-1)/(1+e)=(2.7-1)/(1+0.8)=0.96$$

通常，当不绘制流网线时，采用近似方法验算极限动力水坡降。在本例题中，计算最短的流线长度 L 时，不考虑渗透系数很大的砂砾层长度。流线总长度 $L=6.4+13.5+6.4=26.3\text{m}$ ，则 $L=26.3-6.4=19.9$ 。这样，就可以近似地按下列方法计算动力水坡降。

板桩前后的水头差 $h_w=13.5\text{m}$ ，产生水头损失的流线长度 $l=19.9\text{m}$ ，动力水坡降为 $i_e=h_w/L=13.5/19.9=0.68<i_e=0.96$

所以在基坑以下砂层中不会产生管涌。

当计算不能满足安全要求时，需要在基坑底部采取加固措施。加固厚度应根据地下水的上浮力计算。即地下水产生的上浮力应与加固体和板桩之间的摩擦力以及加固体重相平衡（图 20-55）：

$$F_s=(W+F/u), F=2(a+b)zf \quad (20-28)$$

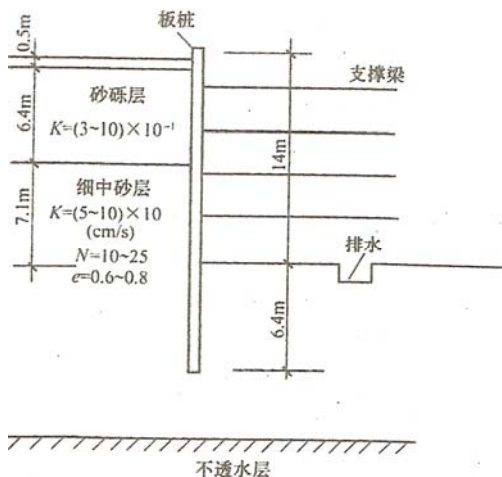


图 20-54 基坑管涌计算举例

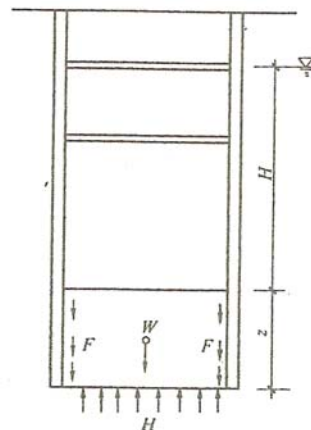


图 20-55 地下水上浮力计算

式中 W ——加固体重；

F ——板桩与加固体之间的摩擦力；

u ——上浮力，

F_s ——安全系数， $F_s=1.5$

A ——基坑底面积， $A=ab$

f ——加固体与钢板桩之间的摩擦系数，可采用 $f=c/3$ 。

当然，增加板桩的打入深度，以减少动力水坡降也是防止管涌的另一个途径。除此之外，加固厚度尚应满足抗弯和剪切强度的计算。

20.5.7.1 桩的承载力

桩的承载力取决于土的阻力和桩体强度两部分。由于旋喷桩的桩身强度通常比钢筋混凝土桩低，因此在计算桩的承载力时必须验算桩身强度，并应注意防止因桩身强度过低，致使与土体阻力构成的桩的承载力相差太大，土体的承载力不能充分发挥。

单桩竖向承载力特征值可通过现场单桩载荷试验确定。也可按式(20-29)和(20-30)估算，取其中较小值：

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (20-29)$$

$$R_a = u_p \sum q_{si} l_i + q_p A_p \quad (20-30)$$

式中 f_{cu} ——与旋喷桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块(边长为 70.7mm 的立方体)在标准养护条件下 28d 龄期的立方体抗压强度平均值 (kPa);

η ——桩身强度折减系数, 可取 0.33

n ——桩长范围内所划分的土层数;

l_i ——桩周第 i 层土的厚度(m),

q_{si} ——桩周第 i 层土的侧阻力特征值(kPa), 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定或地区经验确定

q_p ——桩端地基土未经修正的承载力特征值(kPa), 可按现行国家标准(建筑地基基础设计规范) GB 50007 有关规定或地区经验确定。

静载荷试验采用接近于桩的实际工作条件, 以确定单桩轴向受压承载力, 是一种比较可靠的确定承载力的方法。鉴于目前旋喷桩的理论计算尚待进一步研究, 因此, 通过静载荷试验来确定承载力对于旋喷桩, 有着更重要的作用。

20.6 旋喷桩施工

20.6.1 分类

喷射注浆法施工可分为单管法、二管法、三管法。除此之外, 又在此基础上发展为多重管法和与搅拌法相结合的方法, 但其加固原理是一致的。

单管法和二管法中的喷射管较细, 因此, 当第一阶段贯入土中时, 可借助喷射管本身的喷射或振动贯入, 只是在必要时, 才在地基中预先成孔(孔径为 $\Phi 6 \sim 10\text{cm}$), 然后放入喷射管进行喷射加固。采用三管法时, 喷射管直径通常为 7~9cm, 结构复杂, 因此有时需要预先钻一个直径为 15cm 的孔, 然后置入三管喷射进行加固。成多采用一般钻探机械。

各种加固法, 均可根据具体条件, 采用不同类型的机具和仪表。

单管法施工, 其中, 水泥、水和膨润土采用称量系统, 并二次进行搅拌、混合, 然后输入到高压泵。水可输送到搅拌器与水泥混合, 也可直接输送到高压泵(图 20-4)。二管法施工, 将水泥浆和压缩空气同时喷射(图 20-56)

三管法施工中专门设置了水泥仓、水箱和称量系统。此外, 在输送水泥浆、高压水、压缩空气的过程中, 设置了监测装置, 以保证施工质量。施工中冒浆可用污水泵及时吸收, 并将其输送到场地以外(图 20-57)

由于喷射注浆法尚没有系统的专用机具, 因此施工机具需因地制宜地加以选择。

20.6.2 主要施工机具

喷射注浆法施工的主要机具有以下几种。

1. 高压泵

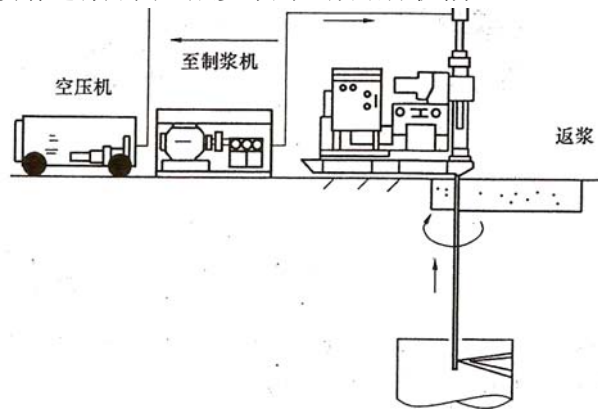


图 20-56 二管法施工

高压泵包括高压泥浆泵和高压清水泵。国内多用高压泥浆泵或柱塞泵(清水泵)

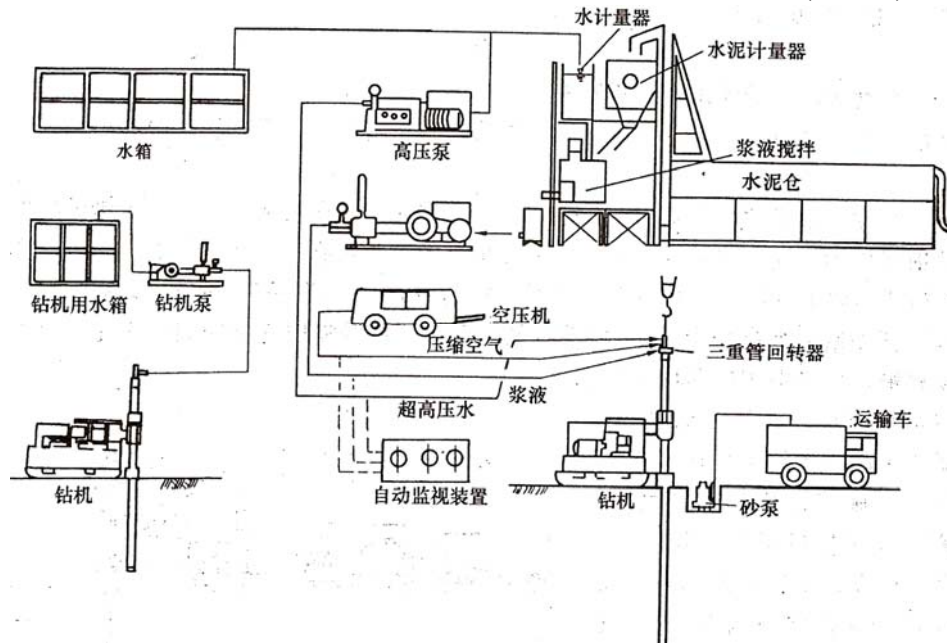


图 20-57 三管法施工

高压泵的压力通常要求能在 15.0MPa 以上,有的泵压高达 40.0~60.0MPa。一个好的高压泵应能在高压下持续工作,设备的主体结构 and 密封系统应有良好的耐久性。否则,高压泥浆泵输送水泥时,就会经常发生故障,给施工带来很大困难。除此之外,高压泵在流量和压力方面还应具有适当的调节范围,以利于施工中选用。

高压泵一般可分为柴油机和电动机带动两大类。前者不受电力的限制,但压力往往不很稳定;而後者的压力较稳定。仅用于喷射清水的高压柱塞泵,一般不像高压泥浆泵那样容易损坏。国产的这类泵已有系列产品,用户可以方便地选用。

2. 喷射机及钻机

喷射注浆法采用的喷射机,通常是专用特制的,有时,也可对一般勘探用钻机,根据喷射工艺的要求(提升速度和旋喷速度)加以适当改制。但机械的灵活性及功能对喷射注浆法的施工工艺起着重要作用。

日本、德国、意大利等国一些专业施工公司,均也开发采用各具特色的旋喷钻机。当在一些情况下需要形成水平的旋喷桩时,钻机和整个工艺系统均要作相应的调整。

3. 其他机具

(1) 喷射管:其构造根据所采用的单管法、二管法和三管法和多重管法有所不同。

单管法的喷射管仅喷射高压泥浆。而二管法的喷射管则同时输送高压水泥浆和压缩空气,而压缩空气是通过围绕浆液喷嘴四周的环状喷嘴喷出的。三管法的喷射管要同时输送水、压缩空气和水泥浆,而这三种介质均有不同的压力,因此,喷射管必须保持不漏、不串、不堵,加工精度严格,否则将难以保证施工质量。三管法的喷射管可以由独立的三根构成,这种结构在加工制作上难度较小。

1) 单管

单管是实现单管喷射工艺的主要设备,其内部输送一种高压浆液。它由单管导流器、钻杆和喷头三部分组成。

a. 单管导流器

单管导流器是浆液进入单管的总进口,安装在钻杆的顶部。其作用是把静止的高压胶管和旋转的钻杆喷头连接起来,并且把高压浆液无渗漏地从胶管输送给钻杆、喷头。它在结构强度上,要能承受一定的拉力,又能承受下钻杆时的冲击力,同时能保持钻杆在转动过程中

有良好的高压密封性。

常用的导流器见图 20-58

b.单管钻杆

单管钻杆是以普通 $\Phi 50\text{mm}$ 或 $\Phi 42\text{mm}$ 地质钻管代用。每根长 1.0~3.5m，钻杆的上下连接用方扣螺纹。

c.单管喷头

单管的喷头装在钻杆的最下端。喷头的顶端做成圆锥形。喷头上装有 2 个喷嘴，喷嘴装在喷头的两侧。使高压射流横向射入地层破坏土体。喷嘴的直径一般 2.0mm 左右。

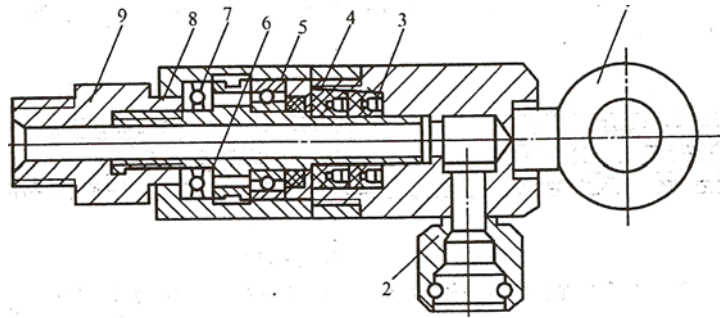


图 20-58 单旋喷管导流器结构图

1—提升环；2—卡口接头；3—上壳；4—密封圈；5—向心球轴承；
6—推力球轴承；7—下壳；8—毡封；9—活接头

2)二管

二管是由导流器、钻杆和喷头三部分组成。

a.二管导流器

二管导流器的作用是将高压泥浆泵送来的高压浆液和空气压缩机输送来的压缩空气从两个通道分别输送到钻杆内，导流器由外壳和芯管组成，全长 406mm。外壳上装有两个铠装可拆式卡口接头，通过橡胶软管分别与高压泥浆泵和空压机连接。旋喷作业时，外壳不动，芯管随钻杆转动(图 20-59)

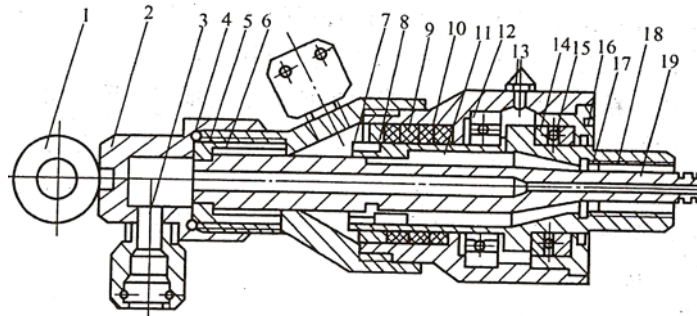


图 20-59 二旋喷管导流器结构图

1—吊环；2—上壳；3—插头插座；4—“O”形密封圈；5—上压盖；6—“V”形密封圈；
7—“O”形密封圈；8—中壳；9—“Y”形密封圈；10—“Y”形密封圈；11—下壳；
12—向心轴承；13—黄油嘴；14—推力轴承；15—下盖；16—毡油封；17—定位环；
18—外管；19—内管；

b.二钻杆

二钻杆是两种介质的通道，它上接导流器，下连喷头，使二旋喷管组成一个整体。详细结构见图 20-60

在制造二钻杆时，应特别注意内管和外管的同心度及橡胶密封圈接触面的光洁度

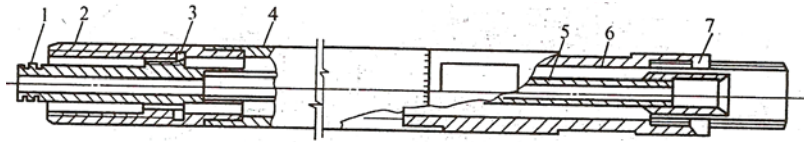


图 20-60 二钻杆结构

- 1—“O”形橡胶管；2—外管母接头；3—定位圈；4— $\Phi 42$ 地质钻杆；
5—内管；6—卡口管；7—外管公接头

c.二喷头

二喷头是实现浆气同轴喷射和钻进的装置。在喷头的侧面设置一个或两个浆气同轴喷射的喷嘴，气的喷嘴成环状，套在高压浆液喷嘴外面(图 20-61)

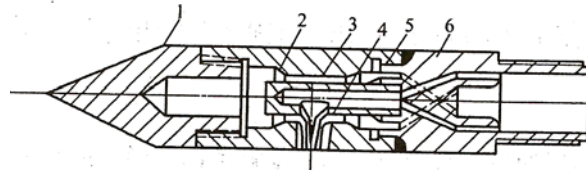


图 20-61 二喷头结构

- 1—管尖；2—内管；3—内喷头；4—外喷头；5—外管；6—外管公接头

3)三管

a..三管导流器

三管呈流器由外壳及芯管两部分组成。三旋喷管导流器结构如图 20-62

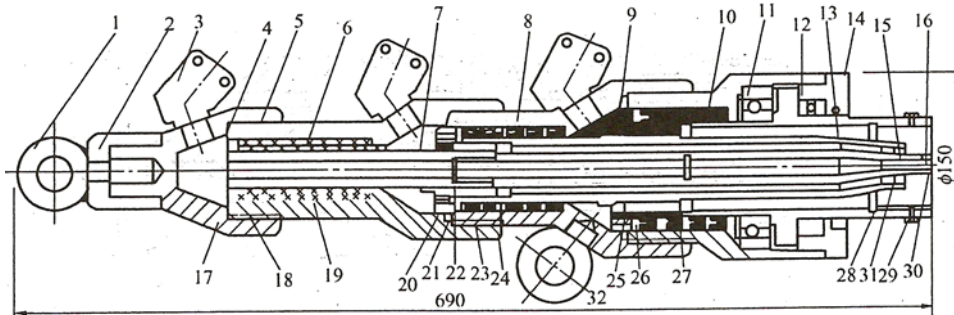


图 20-62 三管导流器结构图

- 1—吊环；2—螺帽；3—卡口式接头；4—“O”形橡胶密封圈；5—上壳；6—中壳；7—内管；8—下壳；9—压紧螺母；10—底壳；11—向心球轴承；12—推力球轴承；13—毡封；14—底盖；15— $\Phi 19$ “O”形橡胶圈；16— $\Phi 38$ “O”形橡胶圈；17—压紧螺母；18—“V”形橡胶环；19—支撑环；20—压紧螺母；

- 21—“O”形橡胶圈；22—支撑环；23—“Y”形橡胶圈；24—固定环；25—“O”形橡胶圈；26—支撑环；27—“Y”形橡胶圈；28—定位器；29—挡圈；30—螺纹；31—挡圈；32—定位环

b.三钻杆

三钻杆是由内、中、外管组成，三根管子按直径大小套在一起，轴线重合。其结构详见图 20-63

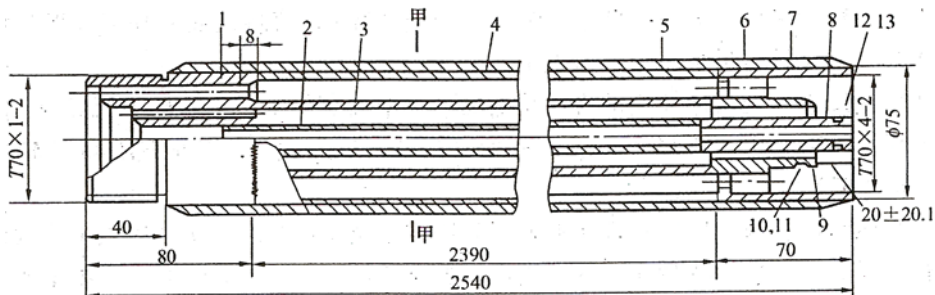


图 20-63 三钻杆结构图

1—内母接头；2—内管；3—中管；4—外管；5—扁钢；6—内公接头；7—外管内接头；8—内管公接头；9—定位器；10—挡圈；11—“O”形密封圈；12—挡圈；13—“O”形密封圈

c.三喷头

三喷头是实现水气同轴喷射和浆液注入的装置，上接三钻杆，是三旋喷管最底部的构件。三喷头是由芯管、喷嘴和钻头组成。

4)多重管

多重管的功能不但要输送高压水，而且还要同时将冲下来的土、石抽出地面。因此管子的外径较大，达到 $\Phi 300\text{mm}$ 。它由导流器、钻杆和喷头组成。在喷嘴的上方设置传感器；电缆线装在多重管内。

(2) 喷嘴

喷嘴是将高压泵输送来的液体压能最大限度地转换成射流动能的装置，它安装在喷头侧面，其轴线与钻杆轴线成 90° 或 120° 角。喷嘴是直接影响射流质量的主要因素之一。根据流体力学的理论，射流破坏土体冲击力的大小与流速平方成正比，而流速的大小除和液体出喷嘴前的压力有关外，喷嘴的结构对射流特性值的影响是很大的。

高压液体射流喷嘴通常有圆柱形，收敛圆锥形和流线形三种，如图 20-65 所示。

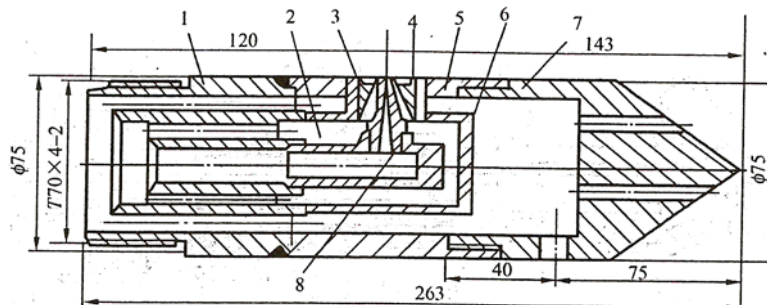


图 20-64 圆锥形喷头结构图

1—内母接头；2—内管总成；3—内管喷嘴；4—中管喷嘴；5—外管；
6—中管总成；7—圆锥钻头；8—内喷嘴座

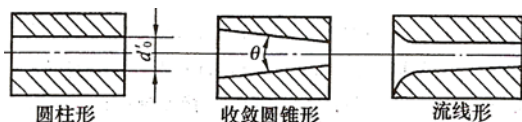


图 20-65 三类喷嘴形状示意图

试验结果表明，流线形喷嘴的射流特性最好，但这种喷嘴极难加工，在实际工作中很少采用。而收敛圆锥形喷嘴的流速系数 φ 、流量系数 μ 和流线形喷嘴相比较所差无几，又比较流线形喷嘴形状图容易加工，经常被采用。

在实际应用中，圆锥形喷嘴的进口端增加了一个渐变的喇叭口形的圆弧角 θ ，使其更接近于流线形喷嘴，出口端增加一段圆柱形导流孔，通过试验，其射流收敛性较好（图 20-64、图 20-65）

(3) 其他仪表：施工质量管理在喷射注浆法中是至关重要的。多采用人工读数记录方法。工程实践表明，采用各种相应的仪表进行控制和记录是十分必要的。其中主要有记录泵的压力、流量和空压机的送风量。。

应该指出，良好的机具系统必须要经常维护。为了保持喷射管管道的畅通，及时冲洗是十分必要的，绝对不能让水泥浆在管道中硬化。因此，每一节喷射管、每一个泵和接头的部位都要仔细冲洗干净。只有这样，才能保持施工机具连续正常使用。

20.6.3 检验

旋喷固结体系在地层下直接形成,属于隐蔽工程,因而不能直接观察到旋喷桩体的质量。必须用比较切合实际的各种检查方法来鉴定其加固效果。限于目前我国技术条件喷射质量的检查有开挖检查、室内试验、钻孔检查、载荷试验。

一.开挖检查

旋喷完毕,待凝固具有一定强度后,即可开挖。这种检查方法,因开挖工作量很大,一般限于浅层。由于固结体完全暴露出来,因此能比较全面地检查喷射固结体质量,也是检查固结体垂直度和固结形状的良好方法,这是当前较好的一种检查质量方法。

二.室内试验

在设计过程中,先进行现场地质调查,并取得现场地基土,以标准稠度求得理论旋喷固结体的配合比,在室内制作标准试件,进行各种力学物理性的试验,以求得设计所需的理论配合比。施工时可依此作为浆液配方,先作现场旋喷试验,开挖观察并制作标准试件进行各种力学物理性试验,与理论配合比较,是否符合一致,它是现场实验的一种补充试验。

三.钻孔检查

(一) 钻取旋喷加固体的岩芯

可在已旋喷好的加固体中钻取岩芯来观察判断其固结整体性,并将所取岩芯做成标准试件进行室内力学物理性试验,以求得其强度特性,鉴定其是否符合设计要求。取芯时的龄期根据具体情况确定,有时采用在未凝固的状态下“软取芯”

(二) 渗透试验

现场渗透试验,测定其抗渗能力一般有钻孔压力注水和抽水观测两种。

四.载荷试验

在对旋喷固结体进行载荷试验之前,应对固结体的加载部位,进行加强处理,以防加载时固结体受力不均匀而损坏。

20.6.4 安全管理

喷射注浆法是在高压下进行的,存在着一定的危险性。因此,高压液体和压缩空气管道的耐久性以及管道连接的可靠性都是不可忽视的,否则,接头断开,软管破裂,将会导致浆液飞散、软管甩出等安全事故。

喷射浆自喷嘴喷出时,具有很高的能量,因此,人体与喷嘴之间的距离不应小于 60cm,另外,在地基中喷射一般不会对喷嘴附近的管道产生破坏现象,但钻孔时应事先作好调查,以免地下埋设物受到损坏。

喷射注浆法的浆液,目前一般以采用水泥浆为主,但有时也采用其他化学添加剂。一般说,浆液硬化后对人畜均无害,但如果硬化前的液体进到眼睛里时,就必须进行充分清洗,并及时到医院治疗。

喷射注浆法施工中必须配置合格的配电装置,合适的电缆等。由于施工场地常有泥泞,所有的电缆线必须予以保护,根据需要将电缆架空或埋于地下等。通过上述措施确保施工过程中用电安全。

喷射注浆法施工需要使用各种泵、钻机等多种施工机械。有时需要操作人员登高。因此,必须由有经验的工人严格按操作规程操作,避免在施工过程中造成安全事故。

为了确保施工安全,必须形成安全管理体系,在施工开始前进行安全教育,在施工过程中予以管理和监督。

20.7 工程实例

【实例 20-1】上海地铁站(1)

该车站长 220.16m，宽 35.5m，深度比相邻运行中的站深 6.9m。

该工程旋喷加固分以下三个部分：

- ① 西端头井外盾构洞口旋喷加固。
- ② 东端头井外盾构洞口旋喷加固。
- ③ 车站东、西端头井坑内旋喷加固。

该工程位于交通繁忙地区，周围为商业聚集区，加固区施工范围内有电缆线、自来水管、排污管、煤气管等多条地下管线，增加了施工难度。

工程场地地势较为平坦，地面标高一般为 3.90m 左右。属滨海平原地貌类型。勘察所揭示的 80.45m 范围内土层按其成因类型分为 7 层，地层分布较稳定，约 17.00m 以上除表层 ①填土层⑤₁ 褐黄~灰黄色粉质黏土层、⑤₂ 灰色黏质粉土层外，均为淤泥质黏性土层外，17.00m 以下为软塑状的灰色黏性土。第⑥层硬土层层面埋深约为 23.40~24.50m。第②层砂土层层面埋深约 28.5m。约 28.5 以下直至终孔 80.45m 均为巨厚层，第⑦、⑨层砂土层。缺失第⑧层软黏土层。

车站范围内年平均地下水位在地面以下 0.5m 左右。本车站所在地层含承压水，埋藏于 ⑦层砂质粉土~粉砂层中。承压水水位埋深为地面以下 8.5m (标高一 4.43m)。

基坑内旋喷加固区在西端头井近正在运营车站一侧土体加固是加固的重点部位，对保证基坑开挖过程中围护结构的稳定性，保证地铁二号线的正常运行起着关键作用，对这一部位的加固必须做到对二号线运营没有影响(图 20-66)。

旋喷桩施工过程中加强了对运营中车站的监测，监测频率从每周两次提到每天一次，并根据监测数据不断调整施工顺序、参数，将旋喷桩施工对东方路车站的影响减小到最低，确保相邻车站的安全。

根据监测数据，除西端头井地下墙中的一个测点位移较大外（因西端头井已开挖至一 8.0m），正常的旋喷进出洞加固对端头井地下墙影响很小。通过对 1#线灰方路站地下墙的监测，旋喷桩施工对原有东方路地下墙的影响也很小，仅 2mm 左右。

【实例 20-2】上海地铁站(2)

本车站主体结构为地下二层三跨结构，覆土厚度 3.5m。

车站总长约 301.7m，宽约 21.6m，车站标准段基坑开挖深度约 15.8m，端头井开挖深度约为 17.6m。

本工程基坑深度范围内涉及土层属流塑~软塑状的淤泥质黏土和粉质黏土。加之本工程正好处于高架路下，基坑开挖过程中若导致围护结构产生较大变形，就有可能影响高架桥基础安全。

基坑工程施工范围的地层主要如下：

①杂填土：厚度 2.5~2.7m，层底标高 1.50~1.47m，上部含较多的碎石、砖块等杂质，下部以黏性土为主；

②粉质黏土：厚度 0.5~0.8m，层底标高 1.00~0.67m，含氧化铁锈斑及铁锰结核，土质自上而下逐渐变软，可塑~软塑

③淤泥质粉质黏土：厚度 4.5~4.35m，层底标高一 3.50~-3.68m，含云母、少量有机质，局部夹多量薄层粉砂，土质不均匀，流塑；

④淤泥质黏土：厚度 9.5~10.0m、层底标高一 13.00~-13.68m，含云母、有机质，夹少量薄层粉砂，底部夹多量贝壳碎屑，土质均匀，流塑；

⑤黏土：层厚度 7.2~5.55m，层底标高一 20.20~-19.23m，含云母、有机质，夹泥、钙质结核和半腐烂植物根茎，土质自上而下变好，软塑；

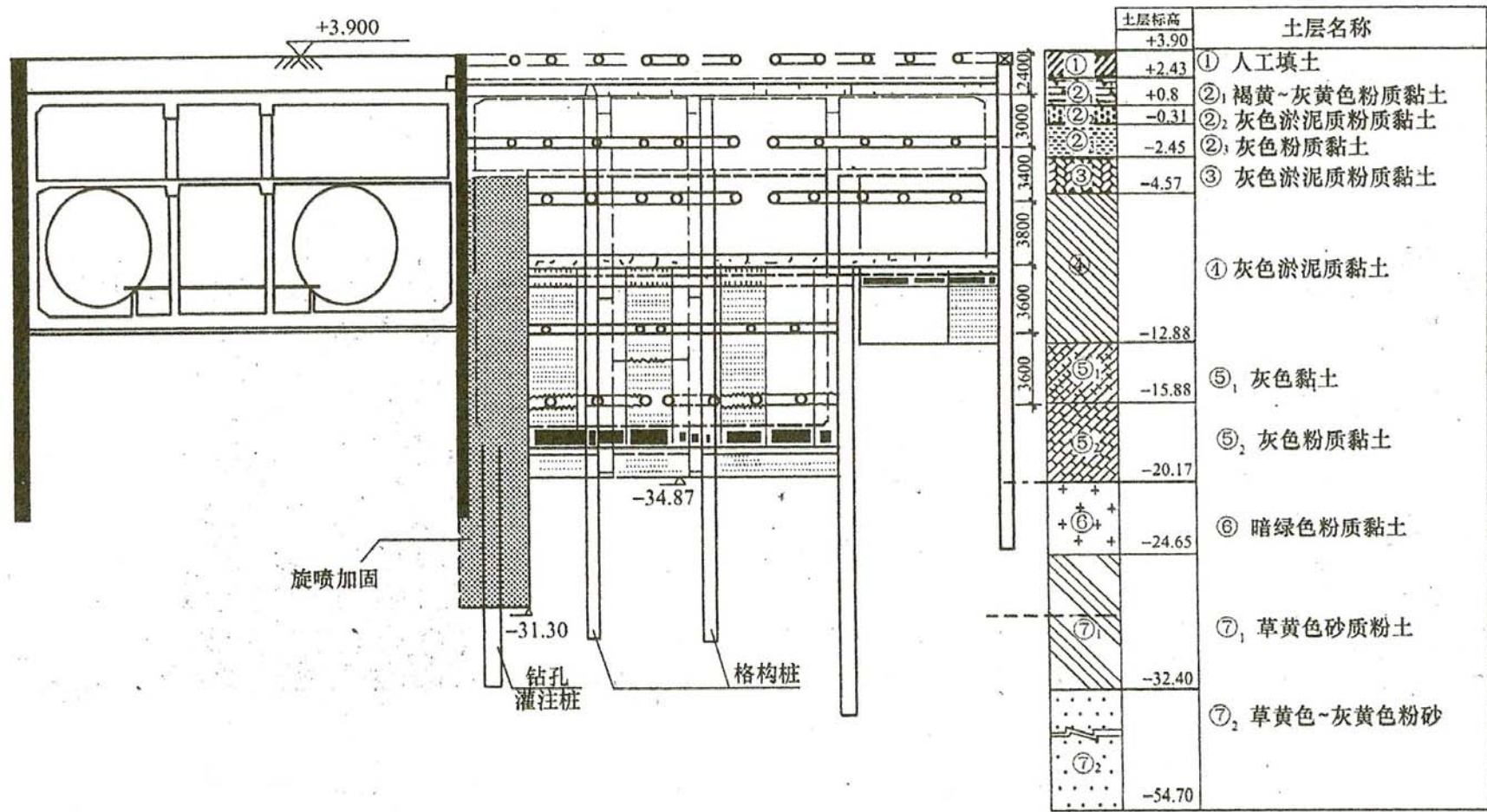
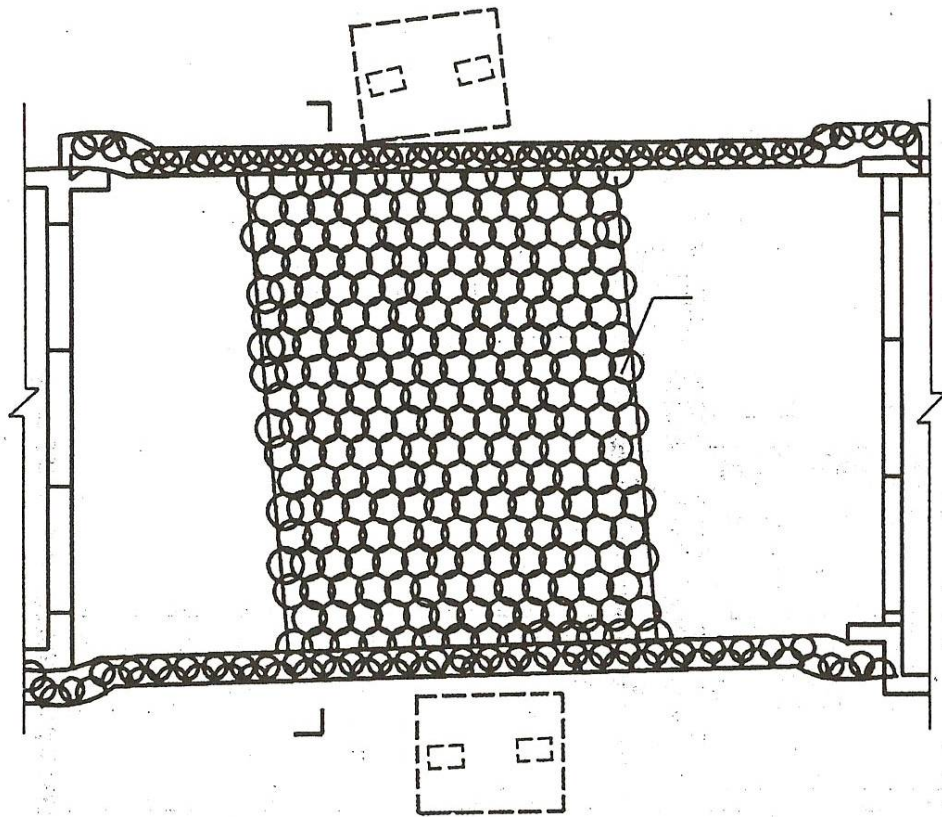
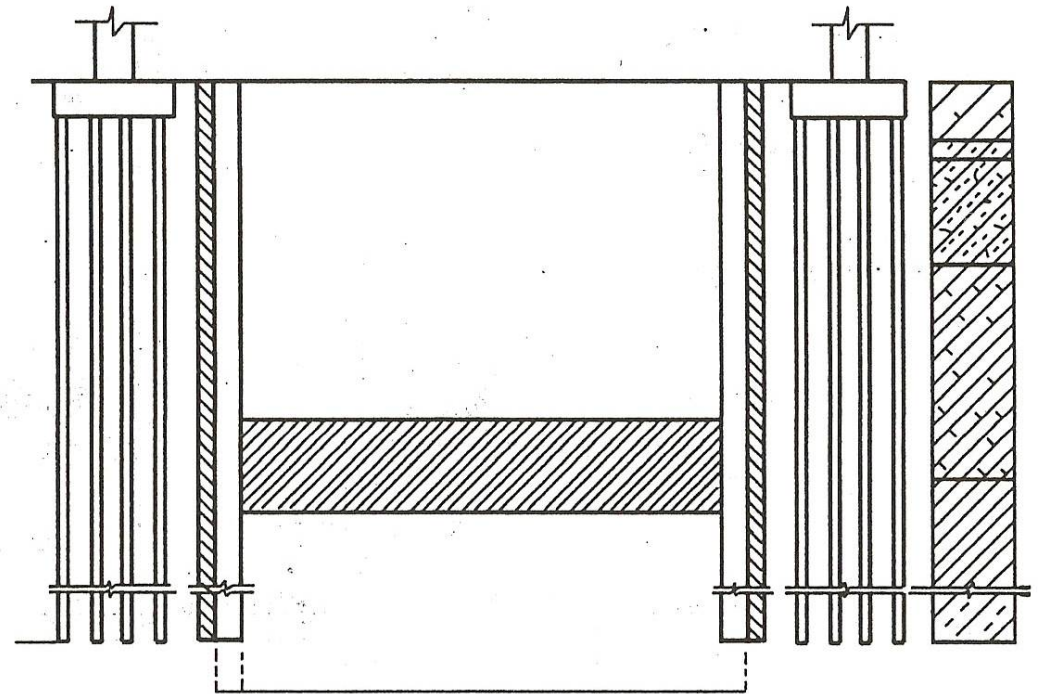


图 20-66 端头井内加固剖面图



旋喷桩平面布置图



基坑横剖面1-1

图 20-67 地基加固图

⑥粉质黏土：厚度 8.8~7.5m，层底标高— 29.00~— 26.73m，含云母、有机质，夹少量和半腐烂植物根茎，局部夹薄层粉砂，土质较均，可塑~软塑；

⑦粉质黏土：本区范围缺失；

⑧粉质黏土：厚度 2.5~2.95m，层低标高— 31.50~— 29.68m，含铁锰结核，土质均匀且致密，可塑~软塑；

⑨粉细砂：厚度未钻穿，层底标高未钻穿，颗粒成分以石英、长石、云母为主，土质较为均匀且致密。

车站位于上海市交通繁忙地段的老城区，旋喷桩加固区域处于内环线高架路下。

旋喷桩桩位布置见图（20-67）

加固体强度指标：要求 28d 无侧限抗压强度 $q_u \geq 1.5\text{MPa}$ 。

旋喷桩施工过程中，紧贴高架基础的旋喷桩施工也没有造成对附近高架承台造成影响。根据现场监测资料，施工期间，高架承台累计沉降量为 1m m。

【实例 20-3】上海越江隧道超深基坑

本工程建址处地质情况总表（20-9）如下：

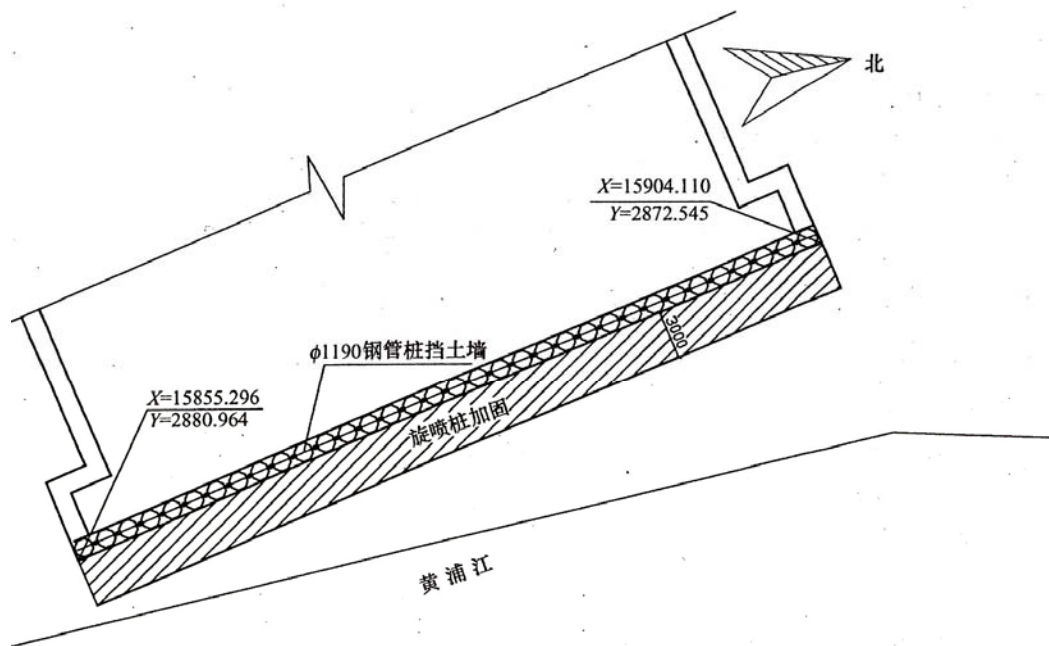
本工程基坑开挖深度约 30m，宽度约 50m。基坑东侧紧临黄浦江，加固区域南端距黄浦江仅几米之隔。该区域附近基坑采用 $\Phi 1190$ 的钢管桩作支护，钢管桩长 40m，每根钢管桩标高— 22.50m 以下为灌注桩。钢管桩相邻锁口从上至下插入扣紧连接。钢管桩以下由灌注桩延长约 10m，桩径 1.1m，桩距 1.47m，在沉管进出洞及基坑开挖过程中，为防止地下水的涌入，提高附近地基土的稳定性，在钢管桩和灌注桩外侧进行旋喷加固及防漏，以保证该基坑的顺利施工。

表 20-9

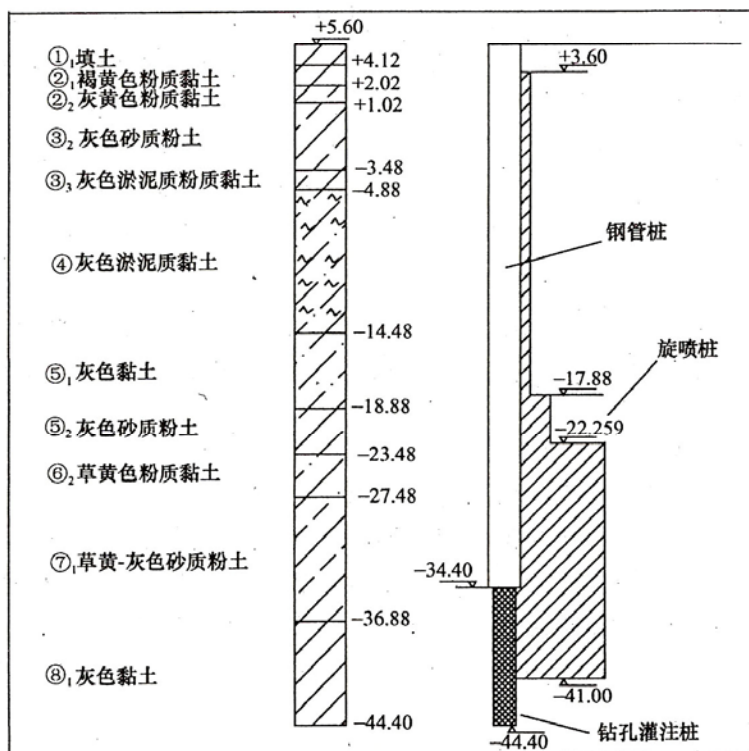
层序	土层名称	层底埋深 (m)	层厚 (m)	含水量 (%)	孔隙比	压缩系数 a_{v1-2} (Mpa^{-1})	压缩模量 E_{s1-2} (Mpa)	快剪强度0.7值	
								黏聚力 c (kpa)	内摩擦角 ϕ (°)
①	人工填土	0.8~3.1	0.8~3.1						
② ₁	褐黄色粉质黏土	2.0~5.0	0.0~2.1	30.7	0.87	0.41	4.37	13.5	14
② ₂	灰黄色粉质黏土	2.9~4.5	0.0~1.5	35.1	0.97	0.49	3.78	13	10
③ ₂₋₁	灰色砂质粉土	6.4~10.4	2.1~8.4	29.6	0.84	0.21	8.61	3.7	25
③ ₃	灰色淤泥质粉质黏土	9.4~14.5	1.4~4.7	42.1	1.2	0.7	2.93	11.5	8.5
④	灰色淤泥质黏土	18.0~21.0	6.0~10.0	49.3	1.39	1	2.23	10.6	6.2
⑤ ₁	灰色黏土	22.6~26.5	2.9~6.3	40	1.18	0.7	2.98	13.1	8.4
⑤ ₂	灰色砂质粉土	26.5~31.0	2.0~6.5	30.5	0.9	0.19	9.31	4.6	22.7
⑥	暗绿色粉质黏土	28.5~30.8	0.0~6.0	24.8	0.71	0.23	7.2	32	14.8

加固后土体的无侧限抗压强度大于 1.5MPa。在该加固区域内布置旋喷桩图 20-68

在该基坑的施工过程中，未发生一次侧向漏水和坑底涌水，证明采用旋喷法挡水是成功的。



设计方案



A-A剖面图

图 20-68 基坑临江侧地基加固

【实例 20-5】国外工程应用实录

1. 日本基坑抽条加固

日本在基坑工程中的旋喷加固应用很多，图 20-69 所示，深 21.5m 基坑，在砂土层中，采用分层抽条加固方案，桩径 2.0m，桩间距 1.41m，搭接约 60cm

3. 西班牙 Las Arenas 地铁 1#线

车站总长 1038m，在砂土地基上。基坑深度约 7m，基坑两侧为 0.6m 厚的地下墙，坑底用旋喷加固(图 20-70)，封底加固的厚度为 2~3.5m，成拱形，加固后取芯强度很高，不少在 6MPa 以上，但开挖后多处位置漏水，在 250m 底板上有 27 处漏水，后来，调整并减小了桩距，不再产生漏水，从而以为，在正确确定旋喷桩的直径和长度条件下，在砂质地基上用旋喷桩封底是非常有效的方法。由于工程中曾发生多处漏水，因而也认为钻孔深度超过 12m，并存在强透水层时，隔水层出现漏水的风险明显增加。

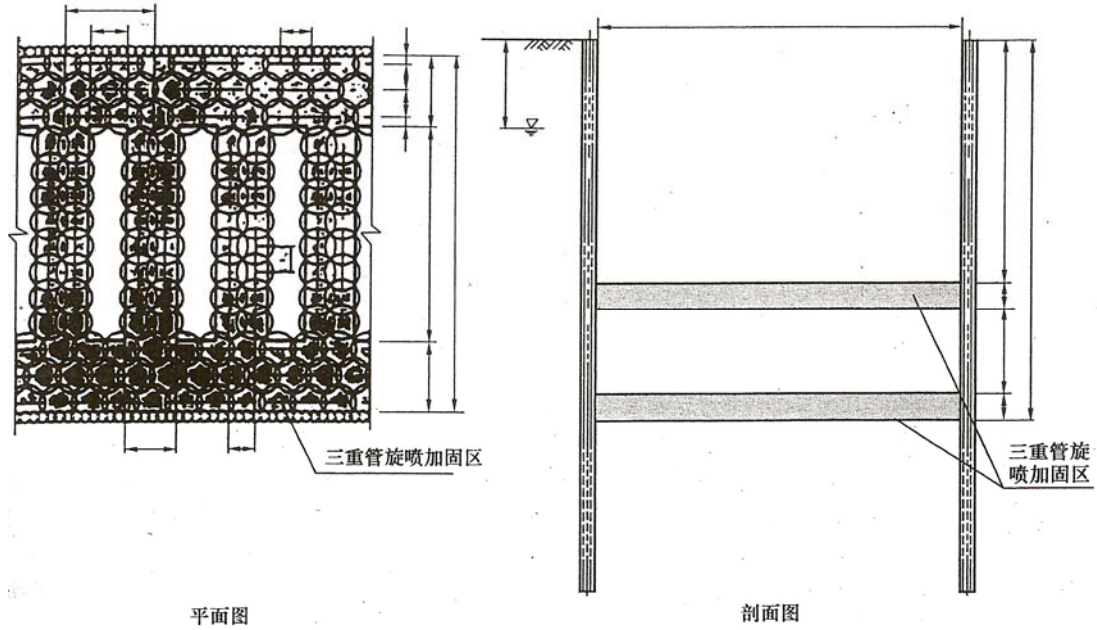


图 20-69 基坑加固

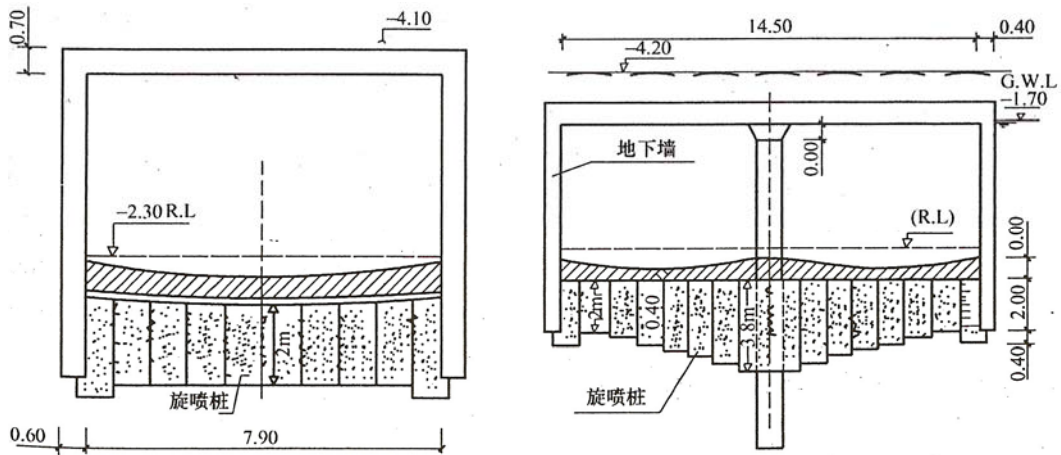


图 20-70 地铁车站基坑加固

参 考 文 献

- [1] 王吉望、张毓敏. 高压喷射桩加固土地基. 建筑结构学报, Vol. 6, 1981.
- [2] 曾国熙等. 地基处理手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1988.
- [3] Wang Jiwang, Niu Hong, Li Shuyan. High-Pressure Dry Soilcreting. A New Technology for Soil Improvement, The XIth ICSMFE Proceeding, 1989.
- [4] Wang Jiwang. Research and Development of Composite Ground. Sino-Japan Joint Symposium on Improvement of Weak Ground Proceeding, 1989.
- [5] 朱庆林等. 旋喷注浆加固地基技术. 北京: 中国铁道出版社, 1984.
- [6] 王吉望、周国均、胡同安. 喷射注浆法与深层搅拌桩法. 北京: 冶金工业出版社, 1989.
- [7] 刘钟. 旋喷桩特性及复合地基研究. 北京: 冶金工业部建筑研究总院, 1985.
- [8] 叶书麟. 地基处理. 北京: 中国建筑工业出版社, 1988.
- [9] 孙更生、郑大同. 软土地基及地下工程. 北京: 中国建筑工业出版社, 1988.
- [10] 八寻晔夫、吉田宏、西谦治. ウオ-タ-ジェットな利用した地下工法. 鹿岛出版会, 1984.
- [11] 内藤和章. 地盘改良工事. 山海堂, 1981.
- [12] 三木五三郎. 噴流せによめ搅拌混合工法の施工と効果-グテテト. エア-并用工法. 第15回土质工学研究发表会, 1980.
- [13] 松尾新一郎. 土质安定工法便览. 日刊工业新闻社, 1972.
- [14] ПетросьЛ. Р. Применение. Высоком. Орных Гидроклическим Строительстве Основания Фундаменты. Механика Грунтов, 1979. 5.
- [15] 王吉望等. 旋喷桩在地基加固中的应用. 冶金建筑. 1978. 3.
- [16] 杜嘉鸿、张士旭. 中国高压喷射注浆技术的应用现状及新进展. 国际岩土锚固与灌浆新进展(熊厚金主编). 北京: 中国建筑工业出版社, 1996.
- [17] Moseley. M. P. Ground Improvement. Blackie Academic & Professional, 1993.
- [18] 龚晓南主编, 地基处理手册(第二版), 中国建筑工业出版社, 2000.
- [19] J. W. Rodrigure Ortiz. "Problems structuraux et hydrauliques dans le raider d'un tunnel a ceil ouvert construct par la menthode du jet-grouting". Proceedings of The FOURTEENTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 1997.
- [20] EUROPEAN STANDARD. "Execution of Special Geotechnical Works-Jet Groution". 2000.
- [21] JACQUES MOREY. "JET GROUTING TECHNOLOGY FACES NEW CHALLENGES ON LINE 2 OF THE CAIRO METRO".
- [22] Gary T. Brill: "A Ten-Year Perspective of Jet Grouting: Advancements in Applications and Technology" Grouting and Ground Treatment Proceedings of the Third International Conference. 2003.
- [23] Mitsuhiro Shibazaki: "State of Practice of Jet Grouting". Grouting and Ground Treatment Proceedings of the Third International Conference. 2003.
- [24] 中华人民共和国行业标准: "建筑地基处理技术规范"(JGJ 79-2002), 2002.