

# 地基土的加固技术 及其新进展

〔比利时〕 W·F·凡英佩 著

徐攸在 刘晓奇 译

中国建筑工业出版社

# 地基土的加固技术 及其新进展

〔比利时〕 W·F·凡英佩 著

徐攸在 刘晓奇 译

中国建筑工业出版社

**Soil Improvement Techniques and  
their Evolution**

by W.F. Van Impe

Published by A.A. Balkema, Rotterdam

\* \* \*

**地基土的加固技术及其新进展**

[比利时] W.F. 凡英佩 著

徐攸在 刘晓奇 译

\*

中国建筑工业出版社出版、发行(北京西郊百万庄)

新华书店经销

中国建筑工业出版社印刷厂印刷(北京阜外南礼士路)

\*

开本: 787×1092毫米 1/32 印张: 4<sup>5</sup>/<sub>8</sub> 字数: 102千字

1992年6月第一版 1992年6月第一次印刷

印数: 1—5,200册 定价: 3.05元

ISBN7—112—01590—1/TU·1196

( 6625 )

本书全面介绍了国外（特别是欧洲）目前地基土的加固技术及其新进展的情况。书中对各种地基土加固技术的原理、适用范围、施工设备和方法、必要的计算公式以及应用效果等均有说明，并附有实例。

本节可供建筑、水利、交通、河海工程等部门的勘察、设计、施工技术人员及土建、水利、交通等院校师生参考。

\*   \*   \*

责任编辑	石振华
技术设计	黄  燕
责任校对	张慧丽

---

## 中文版序

---

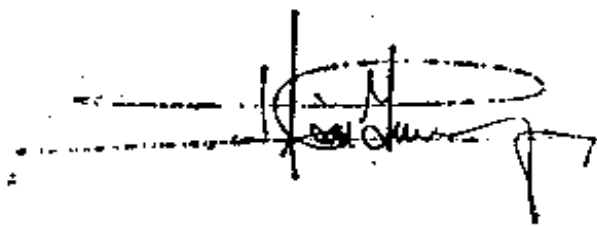
长期以来，人们一直没有充分考虑将地基土加固作为基础工程设计中可采取的一种方法。而目前地基土加固已成为解决不利的地基条件下基础设计的一个重要办法。

本书的主要目的是向读者介绍目前常用的一些地基土加固技术和方法及适用范围。作者有意不涉及有关这些地基土加固方法更深奥的理论分析，以免本书过于冗长。

作者特别要向徐攸在教授和刘晓奇工程师致意，并感谢他们将本书译成中文。

本书中译本的出版，将对地基土加固这样一个基础工程中最重要方面在中国的发展作出有益的贡献。

W.F.凡英佩



1991年4月于比利时国立根特大学

---

## 译 者 的 话

---

众所周知，欧洲在发展地基加固技术方面曾作出过很大的贡献，许多当代广泛应用的地基土加固方法，乃起源于欧洲。

本书作者，比利时国立根特大学土力学地基基础学科的凡英佩（W.F. Van Impe）教授，也是地基土加固和桩基方面的专家。曾经发表过不少有关地基土加固方面很有水平的研究成果，本书是他的新作，主要论述当今世界上各种地基加固方法技术水平、现状及新的进展。

1990年7月13日译者收到了凡英佩教授寄来的这一新著，浏览之后，觉得此书颇有特点，十分精练和清晰，便于读者掌握各种地基土加固方法的主要实质。该书不仅全面介绍了国外（特别是欧洲）目前应用的地基加固技术，阐明了各种加固方法的基本原理、适用范围、施工设备和方法及应用效果；还给出了必要的计算公式；有的并附有应用实例。此外，该书介绍了不少新的发展：（1）设备方面，如振密器的作用力可达220kN，频率达30 Hz，可加固深度达35m。振动器除我国常用的振管式外，还有振杆式（Y型）和振翼式，振动方向可以是水平或垂直向上的；（2）置换材料方面，

---

# 第一章 引言

---

地基土的加固也许是最古老，然而从技术观点来看，仍然是土木工程所有施工方法中最使人感兴趣的技术。

早在三千年前，地基土的加固技术已用在巴比伦寺庙的建造中。同一时期，中国也用了竹、木以及麦秸等来加强土。汉字里的“土木工程”一词，其涵义无非是“土与木”而已。

当前我们的注意力特别集中在地基土的加固上，例如，用炸药、夯击能量加固地基土，以及地基土的热处理或日益新颖的各种灌浆材料和灌浆方法。

可以毫不夸张地说，全世界在解决越来越复杂的基础问题中，地基土的加固技术日益变得更为重要。实际上，在比利时这一趋势已经显示出来，齐勃鲁奇（Zeebrugge）港口堤坝的修建就是一个重要的例证（凡英佩与德洛克 Van Impe & De Rouck, 1985）。

在这本关于地基土的加固技术的现状与发展水平的专著中，分为以下三类来介绍：

1. 临时性的地基加固技术。限于在施工期间采用；

2.永久性的地基加固技术，但仅用来加固天然土本身，而不添加其它材料；

3.添加其它材料的永久性地基加固技术。

在上述每类地基土的加固技术中，也可考虑被加固土层是否为粘性土，而进行分类。然而，正如本书将表明的那样，要明确进行这种补充性的分类，不都是容易办到的。

## 第二章 临时性的地基加固技术

### 第一节 降 水

在临时的基坑开挖中，常采用降低地下水位的方法以增加土的有效应力，从而提高土的抗剪强度和地基承载力。应用这种地基加固技术的可能性，主要取决于排水土层的透水性（渗透系数至少应为  $k_{\min} > 10^{-3} \text{m/s}$ ），还有其它一些因素，如地基中的各向异性和有透水性差的透镜体的存在等，都起着重要作用。

此外，为减小降低地下水位对环境的影响，选用在考虑开挖基坑的周围尽快地恢复其原来的有效应力的技术，即所谓“回注地下水系统”（图2-1）。

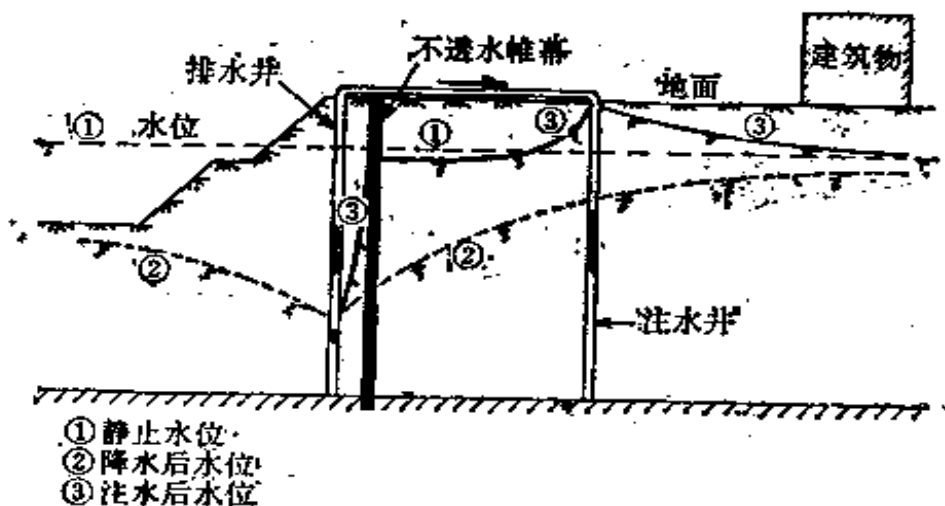


图 2-1 比利时贝伦曲奇通海船闸的排水系统简图

这种技术在比利时已有成功的应用实例，如戈丁克等人（Goltinck et al 1983）的文章中所述，他们在处理贝伦曲奇（Berendrecht）通海船闸工程（位于安特卫普（Antwerp）北）开挖中，将水位降低了约25m。

排水是分别在两个独立的含水层中进行的（图2-2），而在膨润土隔水帷幕外面，设有间距为15m的70个地下水补给井，其流量为 $5\text{m}^3/\text{h}$ ，使隔水帷幕外面恢复到原先的地下水位。

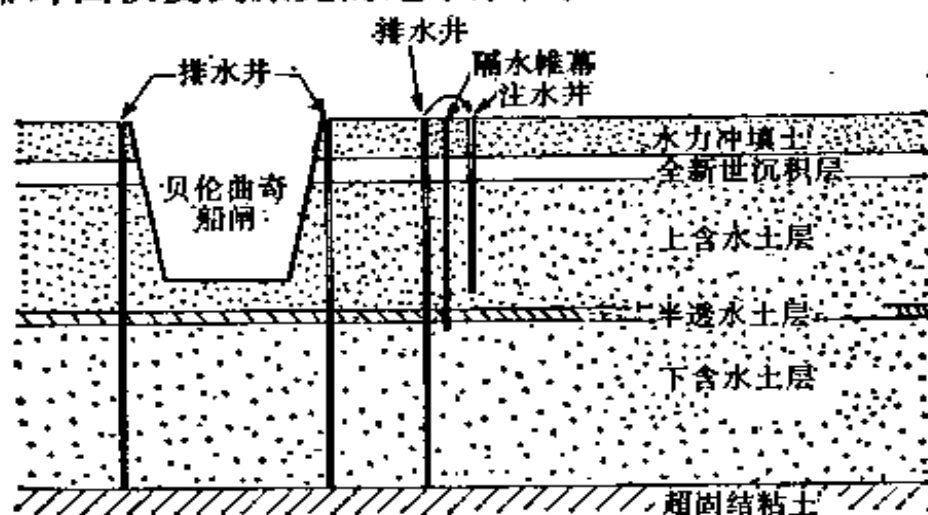


图 2-2 比利时贝伦曲奇通海船闸的排水系统简图

当然，这种排水方法的合理设计和控制。只有事先从现场进行的抽水试验中才能获得。根据短时间的抽水试验结果，确定土层的输水能力和储水能力。

## 第二节 土的冻结法

1884年斯德哥尔摩的勃伦克伯格（Brunkeberg）隧道工程施工中首次应用冻结法作为地基

土的加固技术。此后，这一技术得到了非常成功的应用。

冻结法的要点，是在要开挖面的外围，形成一道相当坚固的不透水屏障。

冻结法的适用范围十分广泛（见图2-3），因为它与土的渗透系数几乎无关，而且在我们这些地区，土的天然含水量（一般大于10%），足以采用冻结法。

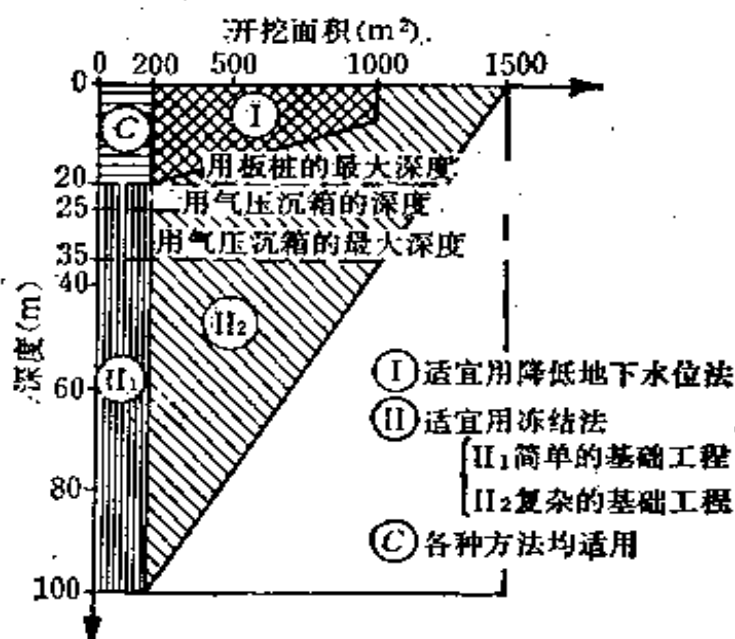


图 2-3 各种开挖方法的可行性

用冻结法加固后，土的抗剪强度和变形特性指标都有较大的改善（维亚洛夫等Vyalov 1978）。然而，要保持土性指标不变，致冷的方法（包括冻结温度与冻结速度等）至关重要。

图2-4说明一些冻土样在不同温度下平均单轴抗压强度的变化。图2-5则表明了冻结温度对正常

固结粘土抗剪强度指标的影响。

如图2-4所示，采用不同的冻结方法，所获得的土冻结后的单轴抗压强度是很不一样的。目前流

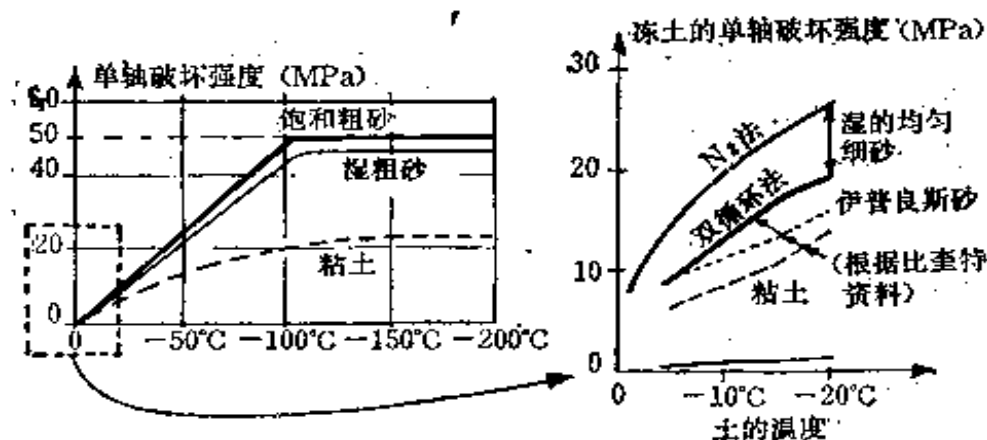


图 2-4 冻结温度对土的抗压强度的影响

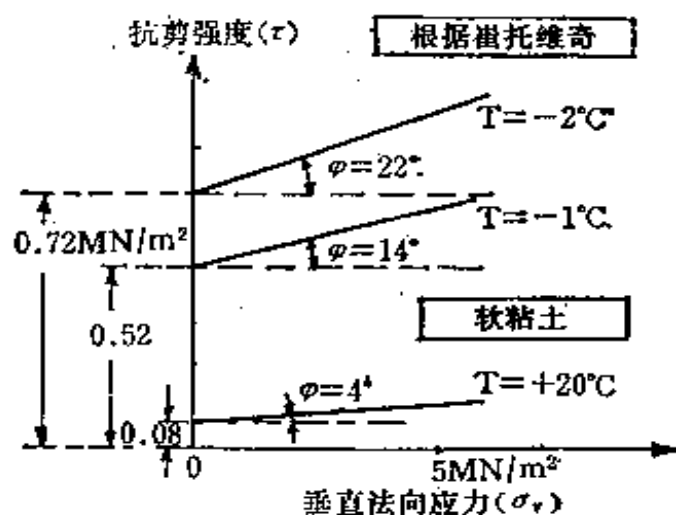


图 2-5 冻结温度对土的抗剪强度的影响

行的三种致冷系统是：盐水（ $\text{CaCl}_2$ 或 $\text{MgCl}_2$ ）双循环法（图2-6a）， $\text{CO}_2$ 单循环法和用液态氮作致冷剂的单循环法（图2-6b），采用液态氮的致冷技术，可得到更低的负温度和大量有效的冷冻千卡

(每升液氮( $N_2$ )可吸收周围介质中166千焦耳的热能),从而保证了更快的冻结速度和更高的平均抗压强度(表2-1)。

土的冻结试验资料

表 2-1

	冻 结 方 法		
	双循环	单 循 环	液 氮
可达到的冻结温度	-20℃	-40~-50℃	-196℃
冻结1m <sup>3</sup> 含水量为30%的土所消耗的平均电能	15~30 KWh	15~25KWh	1100~2000l/m <sup>3</sup>
冻结一道墙所需平均时间 (冷冻管间距为1~1.4m)	3~6周	2~3周	几天

土样的单轴抗压强度 (MN/m <sup>2</sup> )	温 度 为		温度为	
	-10℃	-20℃	-40℃	
粘 土	2.4	5.0	12.5	40
饱和砂土	8.7	14.1	24.0	
半饱和砂土	5.2	10.6		
垆 土			7.0	
砂质粘土			16.00	

冷冻管周围冻土的扩展面积可以计算,计算中应考虑:现场地下水的天然流速、土的类别、降温引起土的热学指标(导热性和比热)的变化,冷冻管之间的距离(图2-6c)以及冻结过程中水位的变化。

快速冻结可消除土在冻结过程中的大部分的冻胀,但仍有一些体积增大难以完全避免。因为水

# 双循环致冷系统

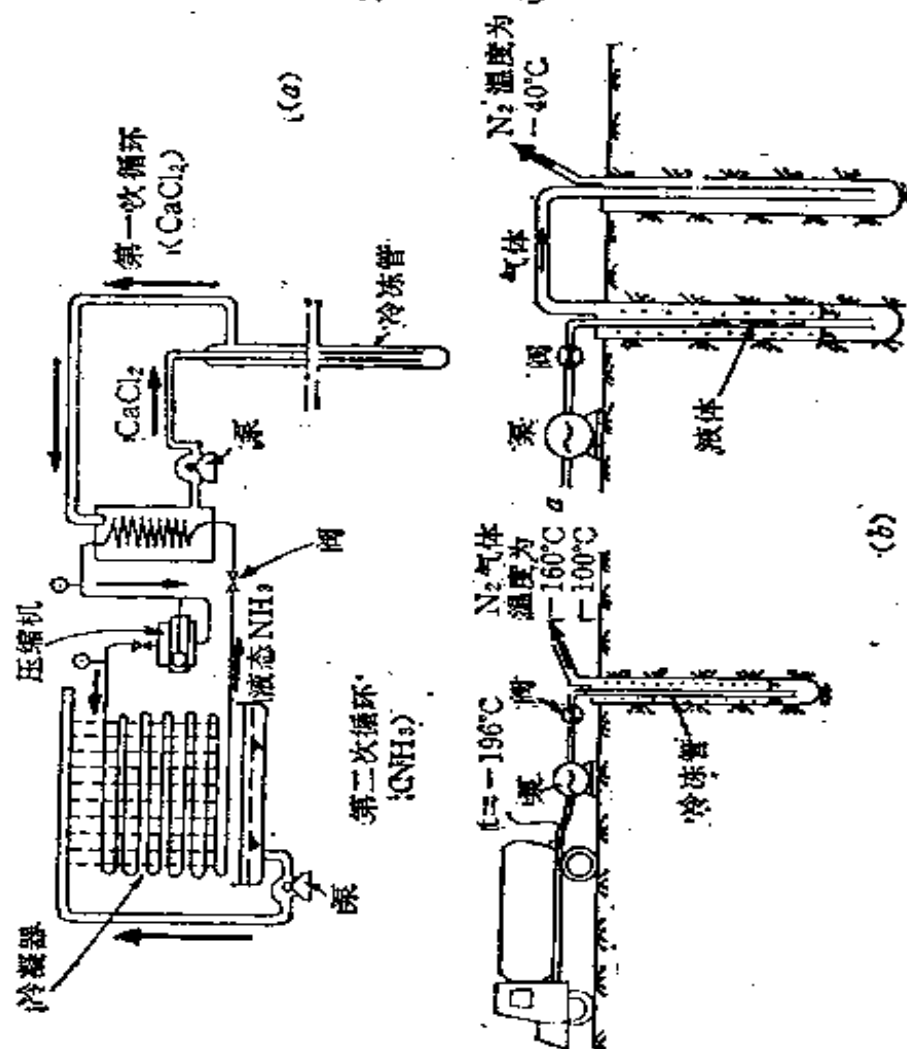
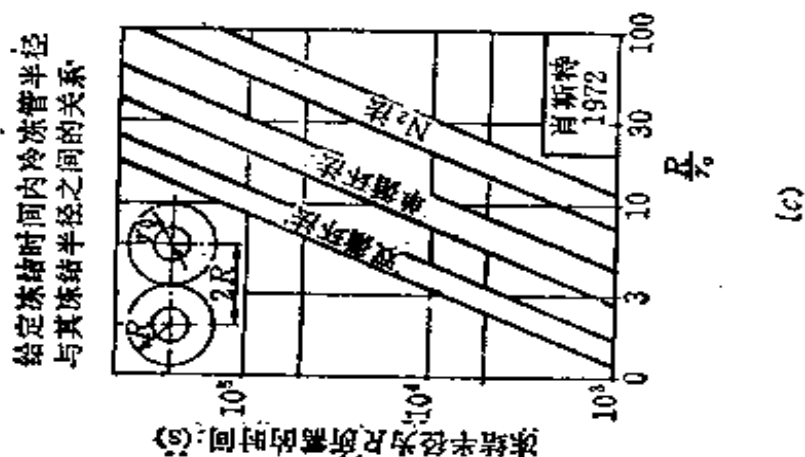


图 2-6 不同冻结系统及其应用



给定冻结时间内冷却管半径  
与其冻结半径之间的关系

(s) 冻结半径为R所需时间

结冰时的体积膨胀为 9%，所以在完全饱和的土中，冻结时的体积增大可达百分之几。

在日本穿越海峡下的地下道施工中，一个有趣的实例，即发现因冻结土体积增大而引起对相邻基础产生过大的压力，所以只好在相邻基础与被冻结的土体之间挖一深沟，沟中不断注以循环的地表水，从而冻土体积扩大时不会直接增加对相邻已有建筑物的压力。

在临时土的冻结加固完成后并开始融化时，由于在许多情况下，融化过程中出现的超孔隙水压，粘性土的抗剪强度将显著降低（尼克松和莫金斯顿 Nixon & Morgenstern 1973）。

最后应当指出，在遇到很强大的地下水流时，冻结法的应用受到严格的限制，因为它使冷冻能力失效，阻碍正常的冻结。一些作者指出，当采用双循环法以盐水作为致冷剂时，遇到地下水流速超过  $v_w = 0.05 \sim 0.1 \text{ m/h}$  时，就将遇到很大困难。当采用液氮技术时， $v_w$  值可以提高很多。

近代采用冻结法系统临时加固地基的一个应用实例，如图 2-7 (a)、(b) 所示，它是为修建一条长 30m 穿越公路下通向停车场的隧道而开挖用的。为保持冻结状态，共用了 650,000 立升的液氮，温度仅达  $-10^\circ\text{C}$ ，试验所得粘土（稍干）的单轴抗压强度为  $3 \text{ MN/m}^2$ 。

在每次应用冻结法加固时，都必须准备量测和进行试验。一方面要测量冷冻机内的温度、流量和压力；另一方面测量冻土的温度及其单轴抗压强度

(在钻孔中取得的土样上进行)。

此外, 还可设置隔热屏障, 以保证冷冻区邻近的建筑物地基不受冻 (特别是当有桩或板桩时则更为必要)。

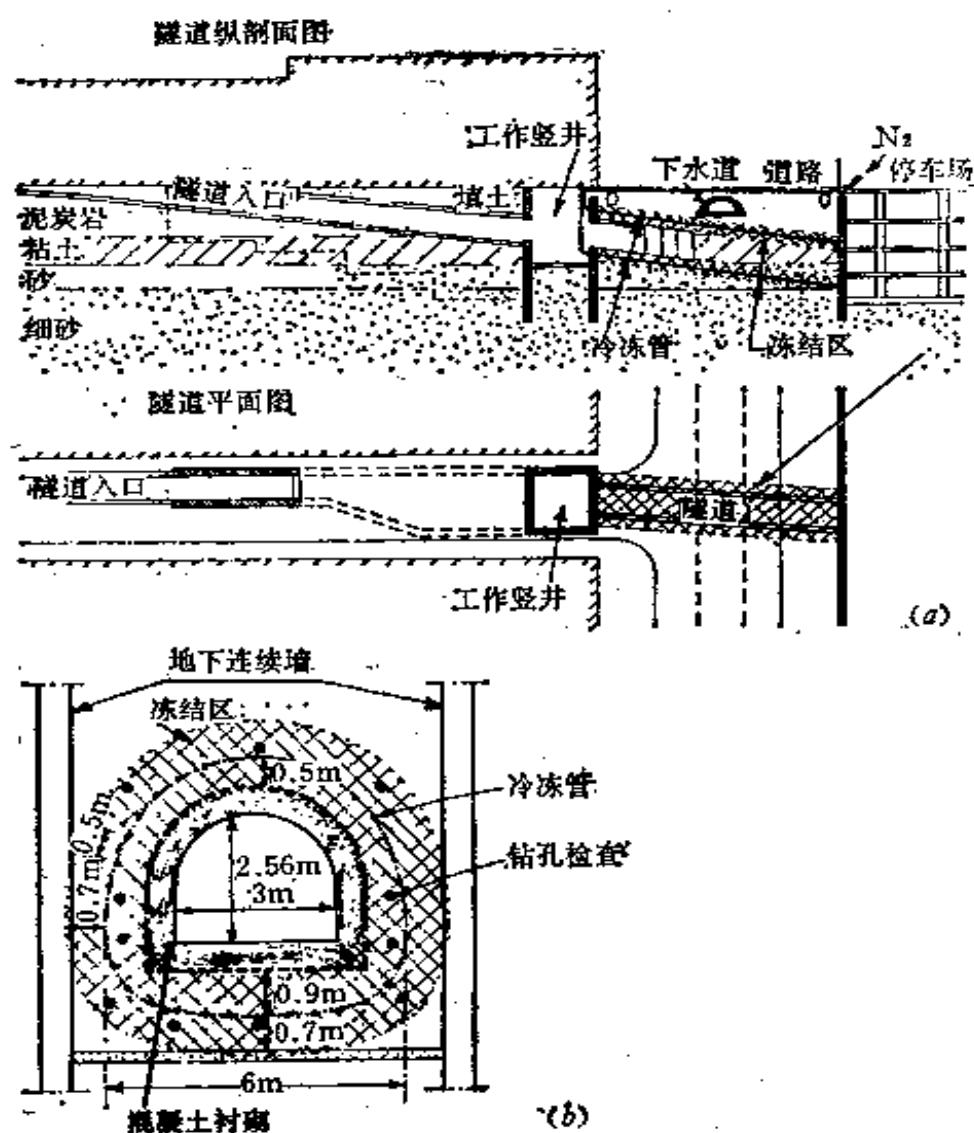


图 2-7 冻结法技术的应用实例

### 第三节 电 渗

如将两个电极插入土中, 并在电极间通以电流

时，即可观察到土中的水由正极向负极移动（图2-8），这一现象即称为电渗。

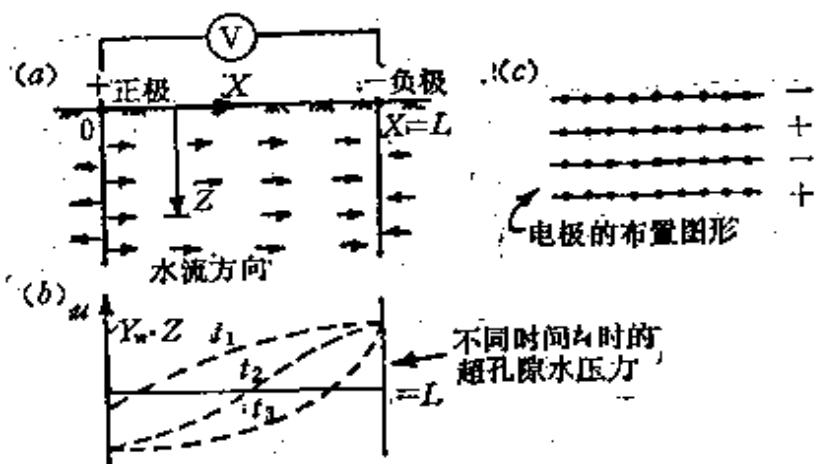


图 2-8 电渗时水流方向及超孔隙水压力的变化

因粘性土中，一方面有吸附水即带极性的定向水以及基本上带负电荷的土颗粒（粘土矿物和砂土颗粒），另一方面土骨架孔隙中有束缚的自由水，所以这就能很好理解为什么能出现电渗现象。通过外加一个电位差，使带极性的吸附水分子从正极移向负极，而自由水也就随之移动。

电流在土中的第一个重要作用是强迫水的运动和渗流压力具有明确的（特定的）方向性。土中通电的第二个有利的结果是使水能从土中排出来，只要把负极作为井点就可以。由于电流的作用，从周围土中向这个井点供水，当在负极排水时，正极附近的饱和土就会变干。

在负极处的排水量与通过土的电量（库伦数）大小成正比。这一排水过程一直延续到正极处的土

脱水，此时，排水速度迅速降到零。

由电渗引起的土的脱水，主要发生在正极附近，而在负极附近只要水有条件积聚起来，土的含水量就会增大。

在给定的电量下，砂土层可排出的水量最多，硬粘土层的最少。排出 1 克水所需的电量与土中粘土颗粒含量之间，存在着线性关系（德比尔和凡英佩 1978~1979）。

若土的相对密度超过 85%，则每 1 库伦电量所排出的水量与土的密度无关；对于相对密度较小的土，则每库伦电量的排水量随着密度的减小而减少。

与水力渗透系数类似，电渗透系数可由下式确定（德比尔和凡英佩 De Beer & Van Impe 1978~1979）：

$$k_e = \frac{nD\xi}{4\pi\gamma} \left( -\frac{m^2}{V/s} \right) \quad (2-1)$$

式中

$D$ ——水的介电常数；

$n$ ——土的孔隙率；

$\xi$ ——电动势（或称 $\zeta$ 电位），即与毛细管表面接触处水的电动势；

$\gamma$ ——水的动粘滞系数。

并有电渗排水速度（见图 2-9）的计算公式如下：

$$v_e = k_e i_e = k_e \frac{E}{L} \quad (2-2)$$

式中

$E$ ——电位差；

$L$ ——两个电极间毛细管的长度。

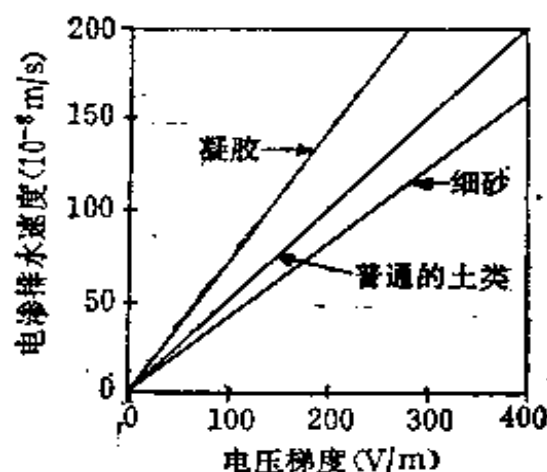


图 2-9 电渗时的排水速度

式(2-1)表明,电渗透系数 $k_e$ 与毛细管直径无关,不论什么土都一样,就所有已考虑到的土而言,均可用相同的 $\xi$ 电位来表示其特征。大多数天然含硅的土,其 $\xi$ 电位几乎一样,因而也具有几乎相同的电渗透系数,其值为:

$$k_e = 0.5 \times 10^{-8} \left( \text{m/s} \times \frac{1}{\text{V/m}} \right) \quad (2-3)$$

不同类型土的电渗透系数试验值列在表2-2中。

电渗透系数取决于 $\xi$ -电位的大小,此电位与土的电介质的浓度有关,但在大多数含硅的土中(砂土、垆姆、粘土),此浓度没有多大差别。

然而,在一些特殊的情况下,电介质浓度可能会很高,这样, $\xi$ -电位变为零,就不会出现电渗水流。在很高的浓度中,周围介质中电荷的极性甚至会改变,于是水就流向正极。这种情况发生在碳

土 的 类 别	含 水 量 (%)	$k_e$ $\left(10^{-8} \text{ m/s} \frac{1}{\text{V/m}}\right)$
伦敦粘土	52.3	0.58
蓝色波斯顿粘土	50.8	0.51
高岭土	67.7	0.57
粘质垆母(英格兰)	31.7	0.50
石粉(纽约州的哈特威契)	27.2	0.45
红色泥灰岩(苏格兰)	18.4~29.1	0.07~0.26
钙-膨润土	170.0	0.20
钠-膨润土	2000.0	1.20
云母粉	49.7	0.69
细 砂	26.0	0.41
石英粉	23.5	0.43
淤泥(安特卫普的格罗特盖尔) (Grote Geul)	122~220	0.30~1

酸钙组成的土以及某些工业废料中。在石灰中，如施加电位差，会导致水流从负极流向正极。

在土中进行电渗排水时，经过一定时间后，土中含水量不再减少，存在着一个极限值，低于此值，含水量无法再减少(勃罗斯等 Bros et al 1983)。

进行电渗排水时，还可以采用絮凝剂一类的化学添加剂。添加剂从正极投入，可对 $\zeta$ 电位产生有利影响，从而也影响到电渗透性，改善了对土的疏干作用。

应用电渗时的一个副作用是使 pH 值产生很大变化，引起金属离子在土中转移，导致对正极的腐

蚀。因此，选用一种适宜的正极材料（如铝等）是十分重要的。

在实际工程应用中，电渗的目的并不一定总是用来疏干地基，也可用以产生渗透压力，使土产生固结效果。

早期应用电渗排水开挖在安特卫普的格罗特盖尔Grote-Geul工程时，有效地利用电渗来施加渗透压力，使有可能在7m深的极软的淤泥土层（ $w = 220\%$ ， $k \leq 10^{-9} \text{ m/s}$ ）开挖基槽。

在这个成功的实例中，采用了三排电极，排与排之间距离为5 m，每排的电极之间的距离为3m。

共用负极88根，在27天中，总计电能消耗为60,000千瓦小时，电源为30伏直流电（德比尔与凡英佩De Beer & Van Impe 1978~1979）。

---

## 第三章 不加任何材料的永久性 地基加固技术

---

靠增加密度来改善土的力学性质，始终是一种最普通的方法。在这种加密过程中，应区分无粘性的、透水性好的土与透水性较差的粘性土之间的特点，前者很容易压实，后者只有在多余的孔隙水及封闭气体能排除的情况下才能压密。

有关土的压实问题，表面夯压、强夯以及土中或深层加密等将分别叙述如下。

### 第一节 表层夯压

如果需要分层处理某种无粘性土体（如填土、路基、地坪、大面积停车场等）时，表层夯压可能是十分有效和经济的。

在上述情况下，加固土的成本平均为总成本的5%，通常要大大低于其它加固地基土的方法。

根据以下加固地基土的原理中的一条或几条，可以用多种设备来加固地基土：

1. 应用较大的剪应力，所加荷载恰好在土的极限承载力的界限内：

——普通碾压机（重型或轻型）：有时将三个碾纵列串联起来用。

——羊足碾：有时还与上述普通碾压机一起使用。

——固定在活动轴上的充气轮胎碾压机。

2. 应用夯击能量：

——杵；

——蛙夯；

——常规夯锤；

3. 应用振动能量：振动板（即板式振动器）；

4. 综合应用剪应力和振动能量：振动压路机。

目前用于表面压实的机械中振动压路机占60%至70%，现代的振动系统可以在频率为25~40Hz以及振幅为1~2mm的条件下工作。

表面夯压对于渗透性较差的土来说也有一些价值，但只有土不是饱和的，而且在压实时被压缩的

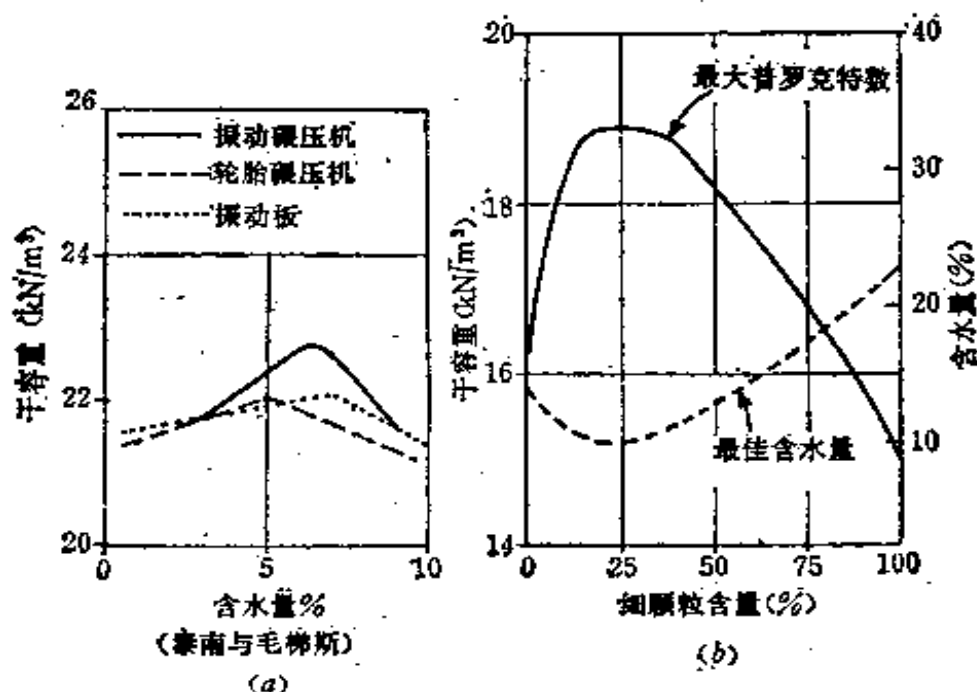
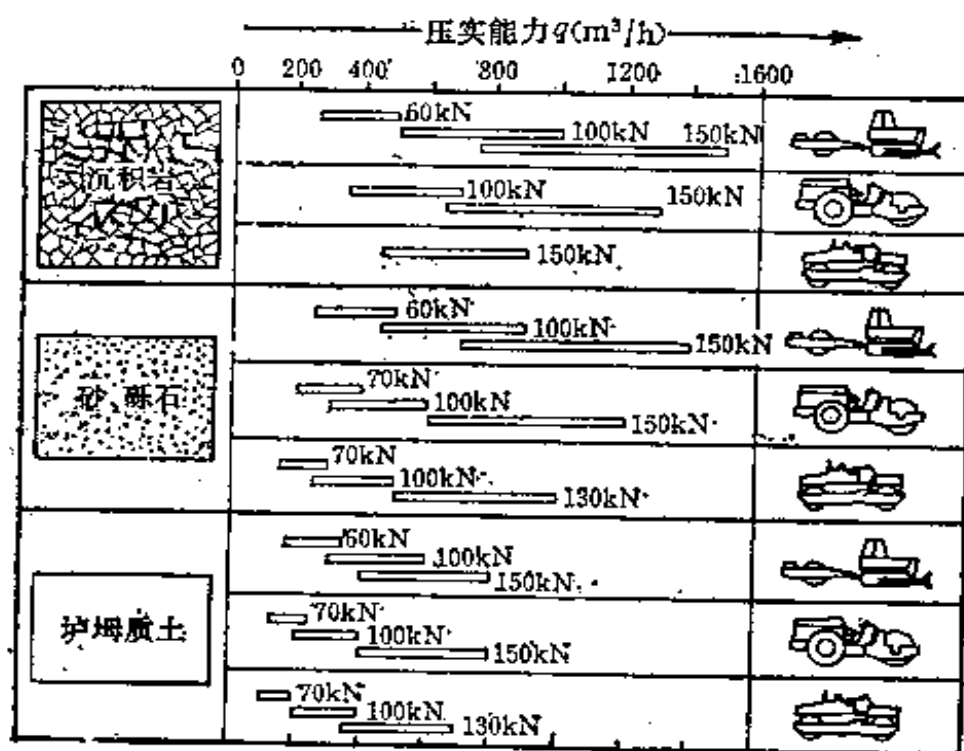


图 3-1 含水量、土的粒径组成和压实机械类型对土压实密度的影响

空气可以从土中排出。正常情况下, 对应于一定的夯压能量相应有一个最佳含水量, 在此含水量下夯压时土可达到最密实。为确定此最佳含水量, 可以进行普罗克特 (Proctor) 击实试验 (图3-1a,b)。

各种表面夯压机械作用的有效深度总是十分有限的, 其中大多数在夯压土层厚度超过0.3至0.5m时就不太成功。但也有一些很重的机械 (图3-2), 如直径和宽度都较大的碾压机, 它们可压实的土层厚度达1.5至2.0m。而对无粘性土, 发现其压实作用只达到压路机经过的土表下约1m深。另外, 0.1m以内的表层土总是压不密实, 因而未得到改善。故在压实下面土层之前, 这上面的薄层必须先得到加固。



(根据L. 柯斯勃拉德1985)

图 3-2 碾压机的类型

评价压夯加固方法可能性的近似方法，已于1986年由米恰尔斯基等 (Michalski et al) 提出。施加在土上的动能  $E_D$  可由下式得出：

$$E_D = \frac{mv_0^2}{\alpha} N \quad (\text{kNm}) \quad (3-1)$$

式中  $m$ ——振动块的质量 (kN)；  
 $v_0$ ——振动速度， $v_0 = 2\pi f A_{\max}$  (m/s)；  
 $A_{\max}$ ——向下振动时的最大振幅；  
 $f$ ——振动频率 (Hz)；  
 $N$ ——每米位移的击数，( $N = fT$ )；  
 $T$ ——振动器位移达1m时所需的时间(s)；

表 3-1 列出了相应于不同轻型夯压设备的不同土类可能达到的最大压实厚度及其压实能力  $q$  (即每小时可压实的土的体积)。

重型振动碾和羊足碾的压实土体的能力  $q$  在图 3-2 中。

有时，可以用简单的公式来评估压实土体的能力  $q$ ：

$$q = \frac{\xi D v H 1000}{\alpha} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (3-2)$$

式中  $D$ ——振动碾的直径 (m)；  
 $v$ ——振动碾的冲击速度 (km/h)；  
 $H$ ——被压实的土层厚度 (m)；  
 $\alpha$ ——土层的碾压遍数；  
 $\xi$ ——折减系数，可合理的估出， $\xi = 0.5 \sim 0.75$ 。

当这种表面夯压方法用于分层铺设的粘性土层

轻 型 夯 压 设 备

表 3-1

( 根据Forssblad, 1985 )

设备类型	土 的 类 别			
	砂和砾石		垆  垆	
	土层的最大 压实厚度 (m)	压实能力 (m <sup>3</sup> /h)	土层的最大 压实厚度(m)	压实能力 (m <sup>3</sup> /h)
振动板				
0.5~1kN	0.15	15	—	—
	0.20	20	—	1~2kN
4~5kN	0.35	35	0.25	25
6~9kN	0.50	60	0.35	40
羊足碾				
0.75kN	0.35	10	0.25	8
轻型普通碾压机				
6~8kN	0.20	50	0.10	25
轻型串联式 振动碾压机				
12~15kN	0.20	80	0.15	50

时，其效果较小。在这种情况下要用重达350kN的羊足碾（福斯勃拉德forssblad 1985），并应分薄层（每层厚150~250mm）进行。

在上述情况下，如同时用石灰或水泥掺合，可使表面压夯的效果有很大的改善。

在荷兰奥斯特谢尔德坝（Oosterschelde dam）的修筑期间，对独特地应用表面压夯进行过试验。

在此工程中，分层将粒径为0.3至32mm的砂石混合物倒入水中，每层厚3m。此砂石层主要作

为坝基的地基土。在每层土填筑后就立即在（水中深达20m）砂石填料中测得其圆锥探头阻力为2至4MN/m<sup>2</sup>。经过用底面积为3.6×2.4m<sup>2</sup>、冲击力为 $K=140\text{kN/m}^2$ 的特殊振动板（图3-3），在振动频率为15~25Hz的条件下，从浮船上进行表层压实处理后，测得其圆锥探头阻力值 $q$ 提高到30MN/m<sup>2</sup>。所以，必须在振动板下开圆孔，其面积为底板总面积的25%。用这种办法，可以使振动板下阻碍压实的土中超孔隙水压力得以大大地降低。

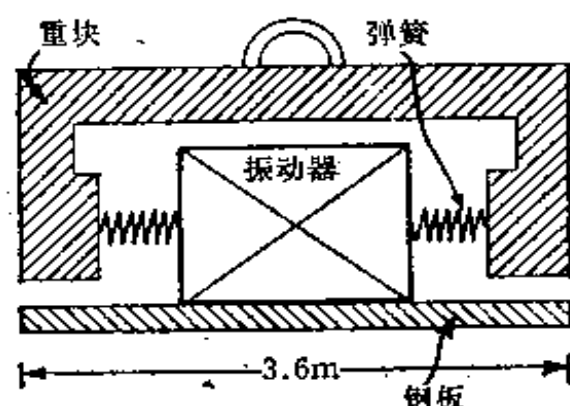


图 3-3 重型钢板振动夯实器

## 第二节 强 夯

重锤夯实加固土也许是最老的深层加固方法。它可以追溯到55年前首次由普罗克特提出的击实原理。这一技术第一次发展到用于真正土的深层压实上，还是由英格兰的道路研究室在1957年解决的。但是，只有到了70年代初期，在梅纳（Ménard）的开创下，称为强夯的这种深层动力夯实才真正用于土的加固技术上。

强夯是用一个重达数十吨的重块从高处（高度

为10至40m)下落(图3-4),这样,根据具体条件,以一定的遍数夯击一个点,每夯击一次后要间隔一定时间,整个场地的夯点应合理布置。

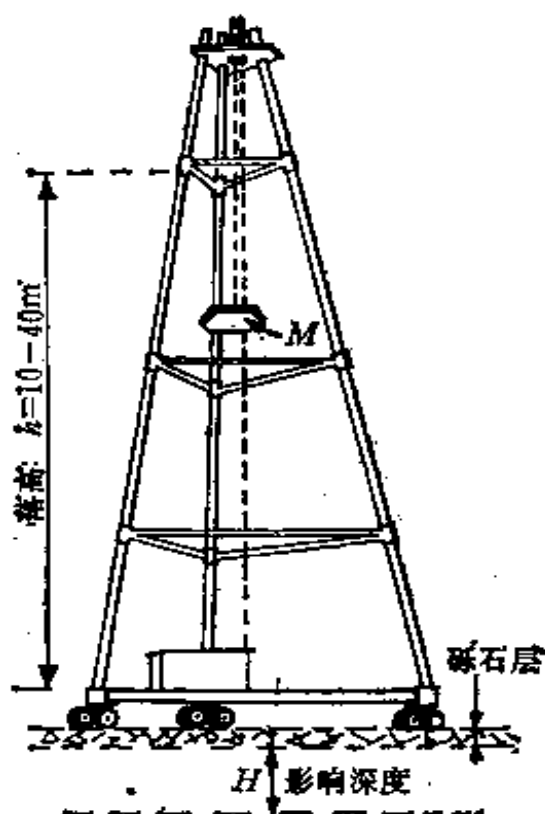


图 3-4 梅纳强夯装置

最初,是想用强夯来压实地表以下的松砂、砾石和碎石层,即圆锥探头阻力 $q_c$ 低于 $10\text{MN/m}^2$ 的砂、碎石层。

然而,这一技术看来也能用在可分散的粘性土层中。这种明显意想不到的结果,可以解释为大多数冲积的粘性土中因存在着有机物,从而形成微气泡。这些微气泡约占土的总体积的1%至4%,使有可能立即产生相当于此的压缩。在以后的夯击下,孔隙水压力可能增大到接近于相邻接土层的

(自)重量,从而使土产生如同砂沸的现象。这种不稳定状态,导致在土中产生裂隙,增加了土的透水性。

由于强夯,使土体中产生纵波(其传播速度为 $3\text{km/s}$ ),还有表面波和横波(图3-5a)。

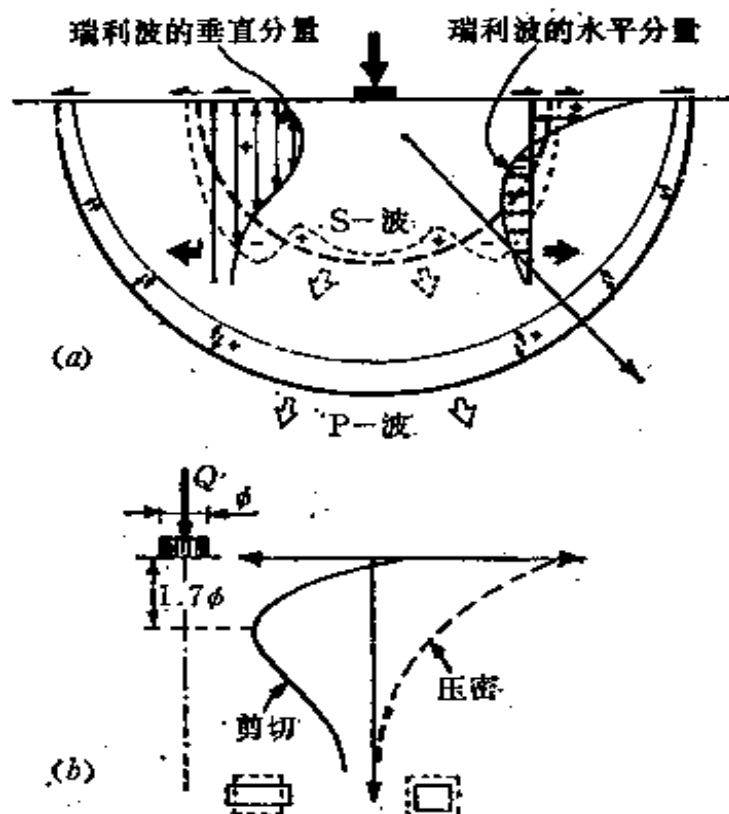


图 3-5 强夯的原理

纵波主要能使原有土的骨架结构破坏,并在土层的表面产生龟裂,而横波则使得深层的土更易于压实。强夯加固的土层上部其透水性有很大的改善,从而使孔隙水较容易地迅速排出。由横波产生的剪应力变化,使土骨架产生新的沉降和压密(图3-5b)。

这样,土颗粒、气体(空气)以及孔隙水的总

体积就减小（有时可减小到20%），从而可看出加固土的效果（图3-6）。

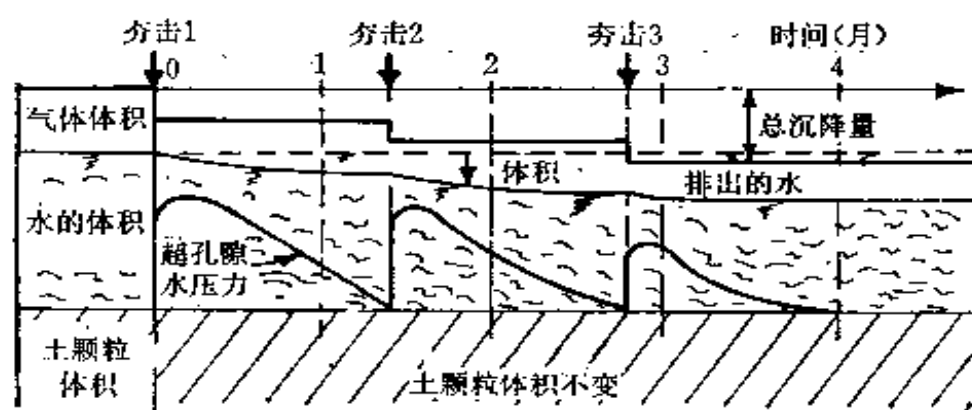


图 3-6 强夯中含水量的变化

强夯的影响深度 $H$ ，较复杂地取决于夯击能量 $E_a = M \times h$ （图3-4）、土的阻尼性质、落重锤的形状、土骨架孔隙中存在的气体和空气以及夯击后孔隙水排出的可能性等。通常，强夯的影响深度由经验方法得出（见图3-4）：

$$H = k\sqrt{Mh} \quad (3-3)$$

式中  $M$ ——夯锤质量，以吨计；

$k$ ——小于1的折减系数，并随土中粘土颗粒含量增大（土的不均匀性变得更为重要）或含水量的增大而变小。

作者认为，式中未给出下落质量块表面积的影响，是难以接受的。

一些目前通用的 $k$ 值列在表3-2中。

强夯后土的加固效果，可根据其变形模量 $E$ （图3-7）、预期的沉降量、土密度的增加及其不排水抗剪强度 $C_u$ 等观察到。强夯后的变形模量通常

$k$  值(M以吨计)

表 3-2

土的类别	作 者	所建议的 $k$ 值
一般土	梅纳(1972前后) (Ménard)	$1/\sqrt{10}$
重粘土	列昂纳兹等(1975前后) (Léonards et al)	$0.5/\sqrt{10}$
软粘土到不均匀 的粘性填土	查勒斯等(1978) (Charles et al)	0.35~0.4
填 石	布乔吉罗德和韩(1983) (Bjølgerud & Hang)	1

增大到2~10倍, 沉降量减小到1/4~1/5, 不排水抗剪强度有时可增大1倍。

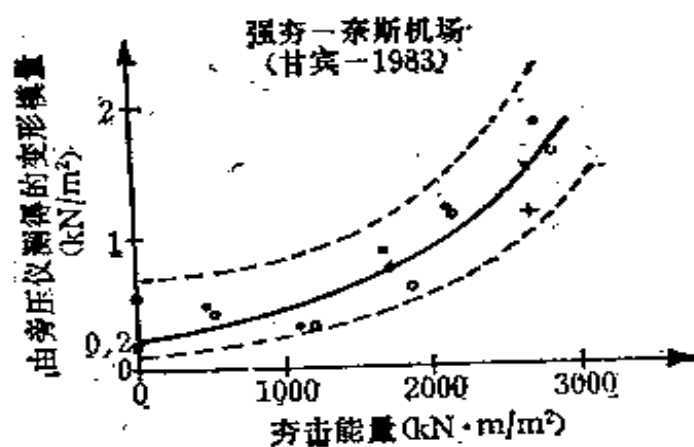


图 3-7 强夯结果

很明显, 在下落重块的夯击下, 形成一夯坑(有时达20m³), 扰动的土可达一定深度, 在此范围内, 土没有压密。所以, 为了限制此夯坑的深度, 铺设足够厚度(1.5至2m厚)的填石是必要的。上面这层填石, 同时又可作为承受机械本身很大重

6625

量(达2~3MN)的持力层,并可加速因超静水压使土中多余的孔隙水向地面的排出。考虑到土层从底到地表要连续夯击,夯点的分布要适当。夯点按等边三角网格布置时,夯点之间的距离为5m,有时可达20m。为改善深层处的夯实效果,首先采用较大的夯点间距,因夯点间距越近,可影响的土层越浅。

由梅纳的强夯方法中派生出来的另一种,已自1985年起由弗兰基(Franki)开始应用[霍立曼(Holeyman)1985],质量M为73kN,直径为1.8m的重块从6m高处落下。因此,其产生的每一击的能量要比传统的强夯小得多。

每一击的有效夯击能 $E_d^*$ ,可按瓦莱斯(Wallays, 1983)的公式得出:

$$E_d^* = \eta M h \quad (3-4)$$

式中的折减系数 $\eta$ 是综合了:落体运动的折减系数 $\eta_v$ ,夯击本身的折减系数 $\eta_i$ 以及上层土的塑性变形的折减系数 $\eta_d$ 三部分。根据所得试验结果分析和所计算的总折减系数 $\eta$ ,可以取其平均值为:

$$\eta = 4/27 \quad (3-5)$$

每夯击一次,压实土层相应产生的沉降量 $S_{max}$ ,可按瓦莱斯(1983)公式求得:

$$S_{max} = \sigma_{max} B^2 A \quad (3-6)$$

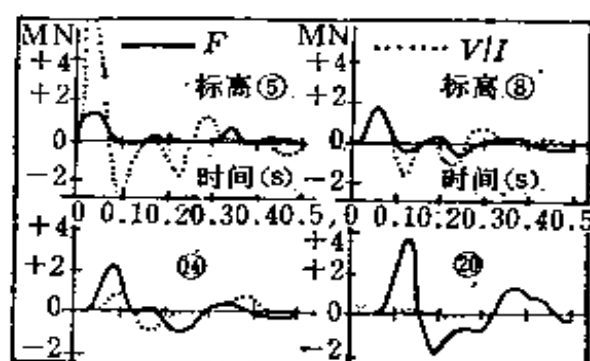
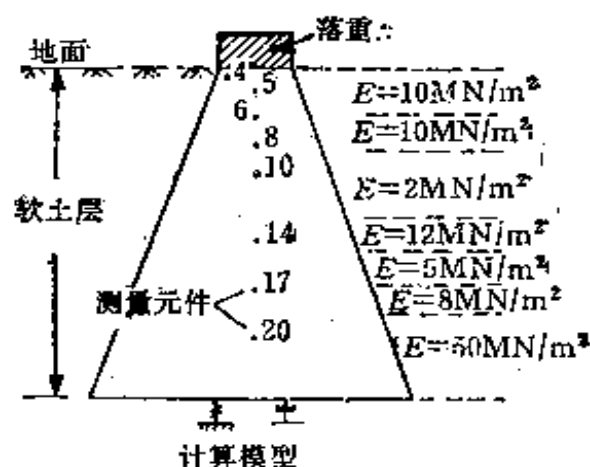
其中

$$\sigma_{max} = \frac{1}{B^2} \sqrt{\frac{\eta M h}{A}} \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{F}{\sqrt{\eta M h A}} \right)^2} + \frac{F}{2\sqrt{\eta M h A}} \right] \quad (3-7)$$

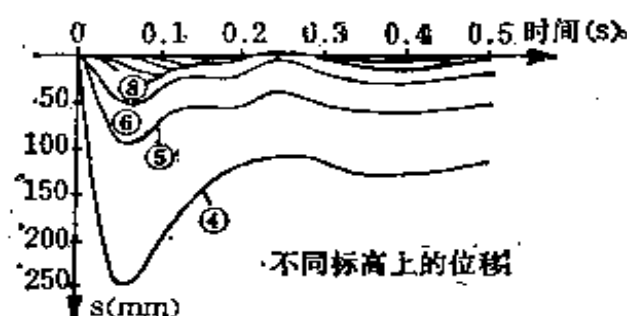
1A

式中  $B$ ——落重锤的最大水平横向尺寸(m);

$A, F$ ——可由参数  $B, E_{s1}$  (土层的动弹性模量)、 $\gamma_{eff}$  (土的有效容重) 以及夯实土层的厚度等计算得到 (见瓦莱斯 1983)



强夯在不同标高上产生的力和速度



不同标高上的位移

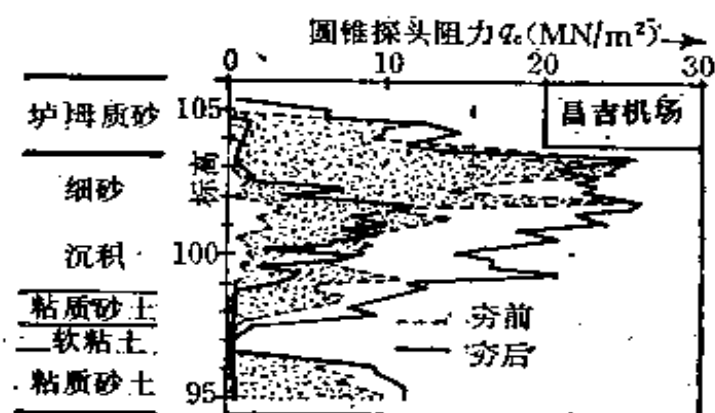
图 3-8 强夯的简化计算方法简图

另一种计算这种强夯加固技术的近似方法是由霍立曼(1985)得出的。在夯击的振动频率与土的固有频率相差足够大的情况下,他根据莱斯默(Lysmer)模拟法,建立了简单的数学模型。用这种计算方法,看来至少对逐层接连的弹性上层,可以近似地预估其动力、波速以及夯点下不同深度处的变形(图3-8)。

其最大的困难还在于对不同土层选用适宜的动弹性模量 $E_{dyn}$ 。

在说明强夯可以适用于何种场地时,土的塑性指数 $I_p$ 是最重要的指标。以前在齐勃罗奇工程建造岸壁期间,发现用强夯加固水下砂土层时,下面的薄淤泥层未能得到加固。类似的情况,在谭等(Tan et al 1985)的论文中也提到过。

如图3-9所示,在修筑新加坡的昌吉机场所用



跑道编号	锤重 (kN)	下落高度 (m)	夯击 遍数	夯点网 格宽度 (m)	夯击能量 (kNm/m <sup>2</sup> )
1	135	25	11	6×6	1030
2	135	25	15	6×6	1410

图 3-9 新加坡采用强夯的试验结果

的这种强夯情况下，弱砂土层确实有明显的加固，但硬粘土薄层则未得到加固。

作者认为，适宜于用强夯的土类，应归入图3-10中的A区。

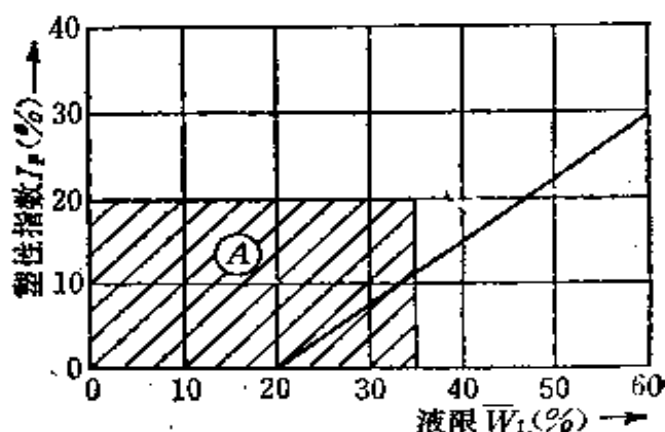


图 3-10 强夯的适用范围

如要加固的土层中有较多的 $\text{CaCO}_3$ 时，强夯的效果更好，而土中某些粘土矿物，如蒙脱石，则对强夯效果有不利影响。

还有一个有关强夯失效的问题。例如，当我们用强夯来处理超固结的粘性土时，因强夯明显地使土颗粒进入悬浮状态，会使超固结土的原始有效应力消失，对该土层的变形指标不利。

应用强夯时，当然要小心不使邻近的建筑物损坏。如同在地震时一样，建筑物受损的危险，取决于强夯所产生的振动波的频率、振幅和波速。

强夯时的振动频率大多低于12 Hz，一般在5 Hz左右，通常对邻近的建筑物没有危险。但必须注意振幅的大小，特别是在应用大型重锤的时候，因为大型重锤会使振幅大大地增加。

在上述三个因素中，特别对邻近建筑物的振动波速度作了限制，如在挪威。根据经验，对于一般建筑物，此振动速度必须限制在50mm/s之内。

但对很敏感的建筑物（如：机器基础，核电站等），限制速度的条件还要严格得多。

例如，在填石层上，以夯点网格为 $4 \times 4\text{m}$ （以后为 $2 \times 2\text{m}$ ），用每击的夯能 $E_s = 600\text{kN}\cdot\text{m}$ 进行强夯，这种情况下所测得的速度表明（图3-11），约在离夯点50m处，已测不到明显的振动速度。

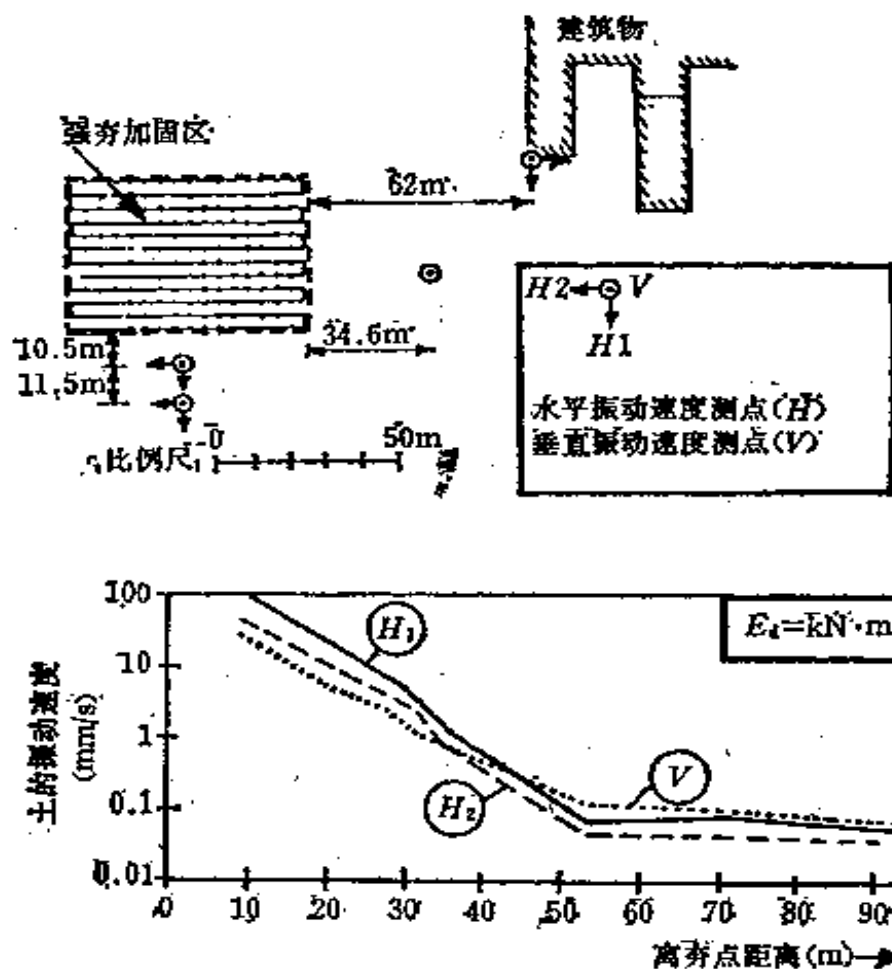


图 3-11 强夯时实测的振动速度结果  
(布乔吉罗德Bjølggerud 1983)

### 第三节 爆炸致密

另一种动力挤密土的方法，是用炸药在土中引爆，产生纵波和横波。在许多饱和松散的无粘性土层中采用这种方法，看来是经济合理的（巴伦德森与考克 Barendsen & KoK 1983）。

为此，需要钻孔，在松散的饱和土层中用膨润土悬液护孔壁或下套管（如用聚氯乙烯管）到所需要的深度，然后放入炸药并将钻孔回填好，最后按仔细选定的操作程序和预定的时间间隔，将炸药引爆。

爆炸首先产生纵波（常达1.5km/s）。在离爆炸点较远的地方，当纵波到达地表时，也引起了剪切波（以频率小于10Hz的瑞利波形式），后者以交变的剪应力，在上覆土层自重的作用下，使土的密度增大。如果由爆炸引起的超孔隙水压力能很快地消散，则动剪应力的压密效果会很好。开始时很高的孔隙水压力 $\Delta u$ 值，可以使砂土进入悬浮状态，并增加了土颗粒骨架结构重新调整的可能性。在离炸药爆炸处距离为 $R$ 的地方，其超孔隙水压力 $\Delta u$ 值，与现场原来的有效应力 $\sigma'$ 以及炸药TNT当量(kg)有关，可由下式求得：

$$\frac{\Delta u}{\sigma'} = f \left( \frac{\sqrt[3]{W}}{R} \right) \quad (3-8)$$

式中

$W$ ——炸药的TNT当量(kg)，例如对齐勃罗奇工程所用的胶质炸药，1kg胶质

炸药=1.0915kgTNT;

$\frac{\sqrt[3]{W}}{R}$ ——也称为“霍普金森数”(Hopkinson number)。

从阿姆斯特丹港采用水下致密15m厚的松散砂层的经验中,巴伦德森和考克(1983)得出结论:当霍普金森数值限制在 $\leq 0.15$ 时(图3-12)就不会出现暂时的流动或砂沸现象(即 $\sigma' = 0$ ,通常误称为“液化”)因此,即可推导出不会出现“暂时液化”(或最好称之为“流动”)的,离炸药的最近距离 $R$ (图3-13)。

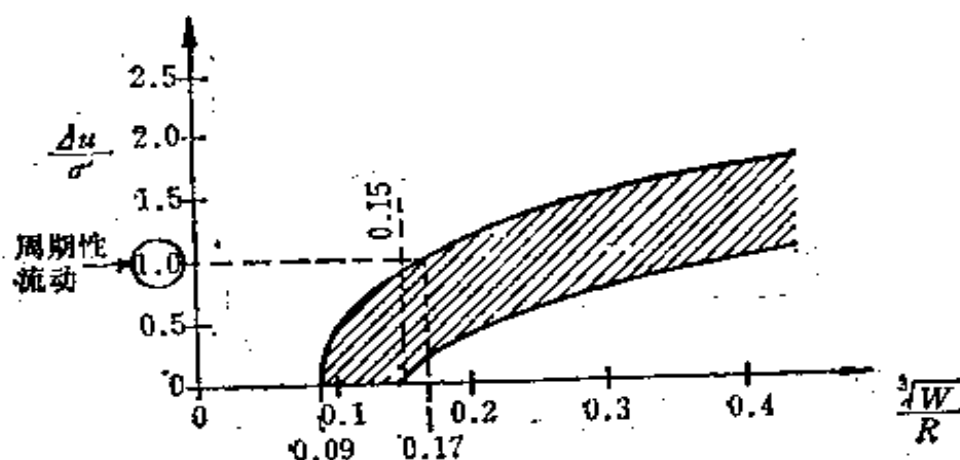


图 3-12 霍普金森数与超孔隙水压力的关系

所以,只有在离所引爆炸药的距离为 $R$ 的范围内,才产生足够的超孔隙水压力 $\Delta u$ ,使砂土短暂地进入悬浮状态,并有可能重新调整土颗粒的骨架结构而致密。这样,距离 $R$ 就确定了炸药点网格布置的间距。

霍普金森数也可衡量用炸药处理时土层的沉降

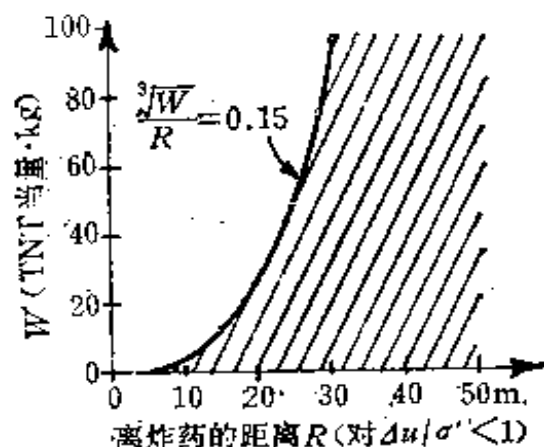


图 3-13 爆炸时土不出现周期性流动的安全区

量  $\Delta s$ ，如土层的起始厚度为  $H$ ，则：

$$\Delta s = H \psi \left( \frac{\sqrt[3]{W}}{R} \right) \quad (3-9)$$

由试验确定的函数  $\psi$  的表达式，在阿姆斯特丹港的情况下，则为：

$$\Delta s = H \left[ 2.73 + 0.9 \ln \left( \frac{\sqrt[3]{W}}{R} \right) \right] \quad (3-10)$$

参数的数值对爆炸致密的结果影响很大，首先是炸药量本身。根据伊万诺夫 (Ivanov 1983) 的资料，此炸药的最佳用量约在 TNT 当量为 10 kg 的量级。但这尚未被任何其它资料或经验所证实。况且，根据炸药量的多少，有必要将炸药放入地表以下较深的土层中，以避免形成凹坑。

另一个参数就是钻孔中炸药的放置形式：集中放在一点；分开放在几个不同点上（齐勃鲁奇岸壁工程中所采用的方式）（图 3-14），或者如图 3-15 所示。

影响爆炸效率最大的因素，看来还是炸药在所

在一垂直钻孔中的炸药装置简图  
(齐勃鲁奇工程)

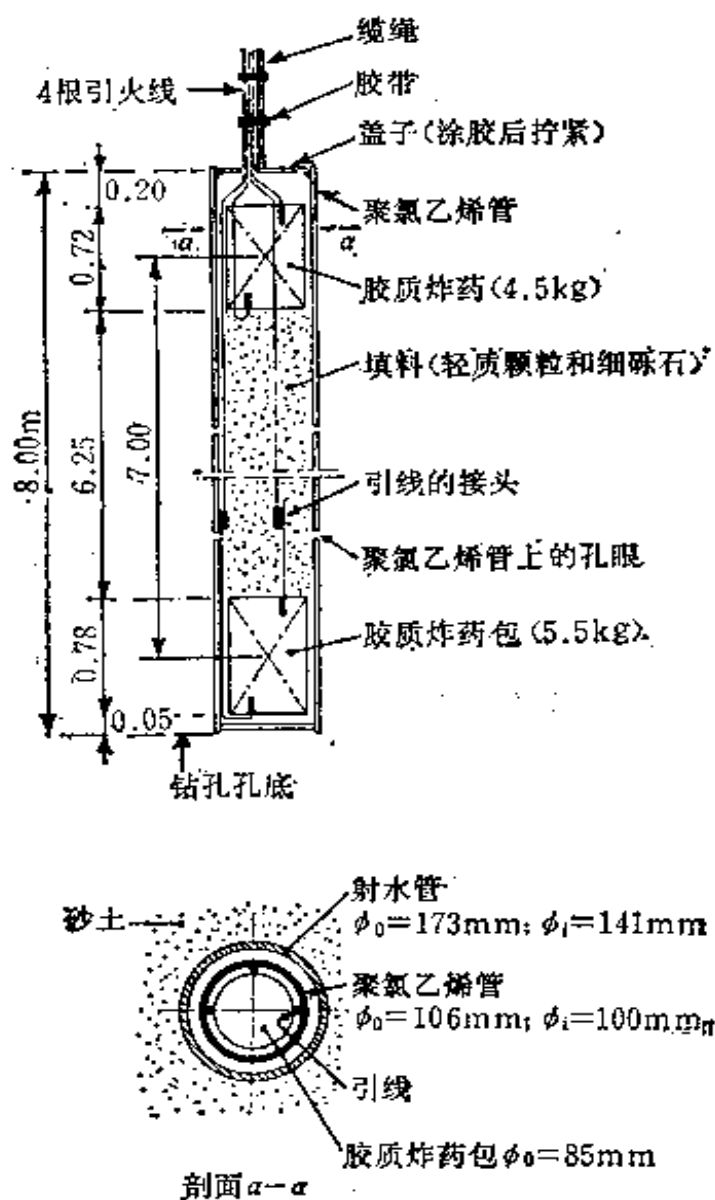


图 3-14 齐勃鲁奇工程中所用的炸药装置

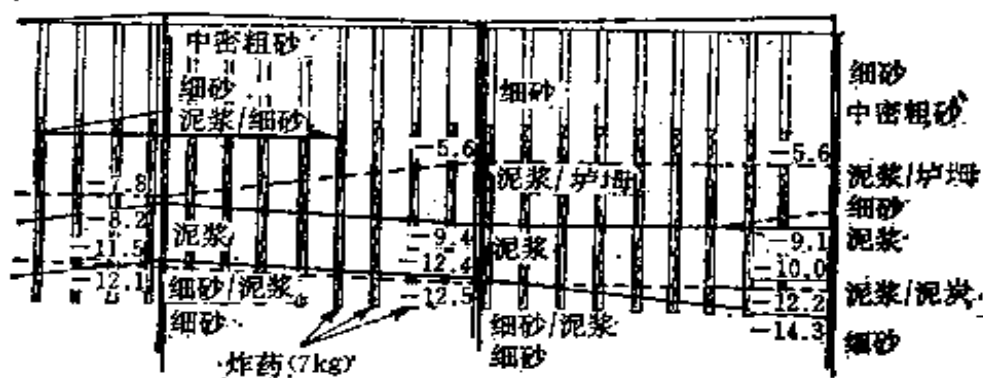


图 3-15 安置炸药实例(波兰, 格但斯克)  
(邓毕基(Dembicki)—1983)

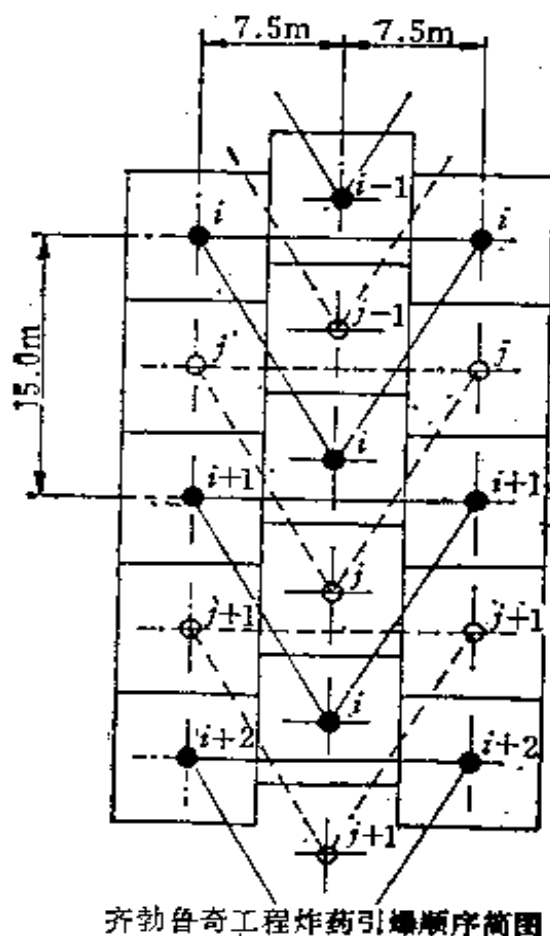


图 3-16 安置炸药的引爆实例  
(齐勃鲁奇工程, 比利时)

布置的网格中引爆顺序连续引爆的安排问题。

从波兰的经验看, 连续引爆似乎从网格的边缘开始, 接着向里进行较为有利。齐勃鲁奇工程中的连续引爆, 是按一等边三角形平行推进的(见图3-16)。首先引爆炸药  $i, i+1, i+2 \dots$  (时间间隔为 1 秒); 第二阶段引爆炸药  $j, j+1, j+2 \dots$ 。根据苏联的经验,

各次引爆之间的时间间隔不宜太短。间隔时间很短，只有几秒钟，明显能使致密作用达到更深的土层中；但其致密的程度则比时间间隔长的要差。还没有确定间隔时间的正式规定，通常根据情况，先进行预爆试验。每 $1\text{m}^3$ 的无粘性土，炸药用量为15至150g (TNT当量)。

如松散砂层的原始相对密度很小时（如 $D_r \leq 50\%$ ），则用爆炸致密方法，至少可使相对密度，平均增加 $\Delta D_r 15\%$ 到 $30\%$ 。对于中密的砂土，如相对密度 $D_r$ 超过 $60\%$ 左右，欲想有明显的改善，常常十分困难。当然，如果一定要使加固后土的密度很大，则爆炸致密就不是最好的方法。

在图3-17中，举了一个应用炸药加固土的实例。

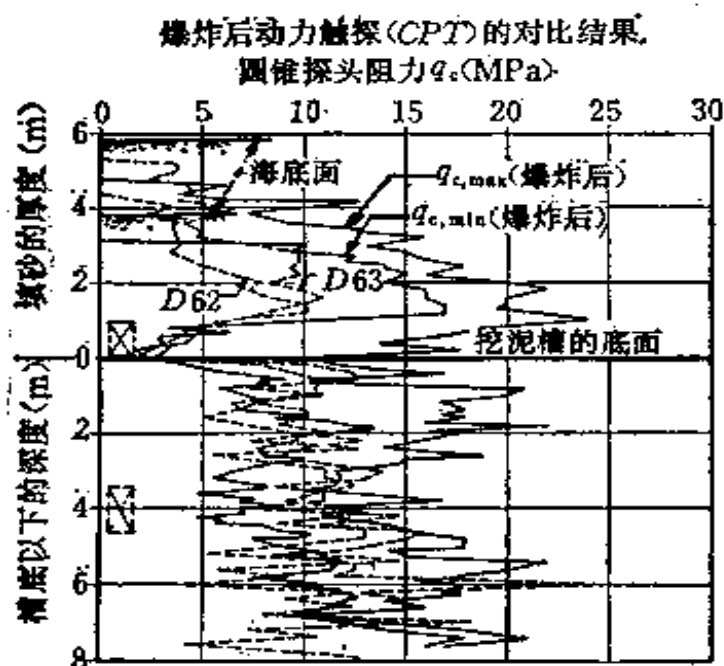


图 3-17 爆炸后的圆锥触探试验 (CPT) 结果  
(齐勃鲁奇工程)

用爆炸致密时，当加速度超过 $1000\text{mm/s}^2$

时（当时的爆炸振动频率为  $1 \sim 5 \text{ Hz}$ ），可能使建筑物破坏（见图3-18）。

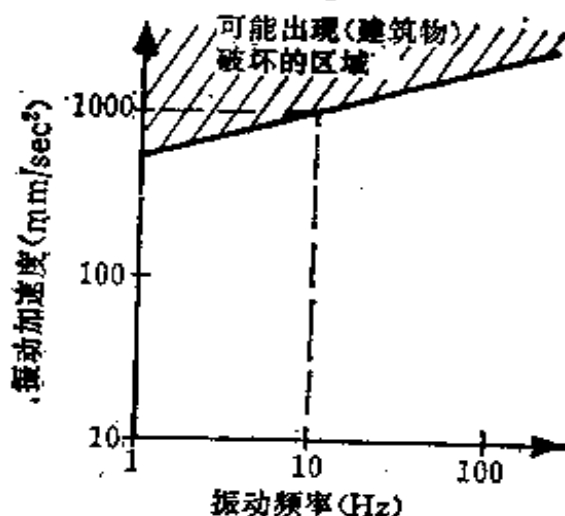


图 3-18 结合振动频率和加速度判断爆炸时出现建筑物破坏的可能性

#### 第四节 深层振动致密

在桩基施工的时候，常发现在打入或振动下套管时，在松散的无粘性土层中，会无意识地使土得到加固。图3-19的例子，是从打大桩群（桩间距

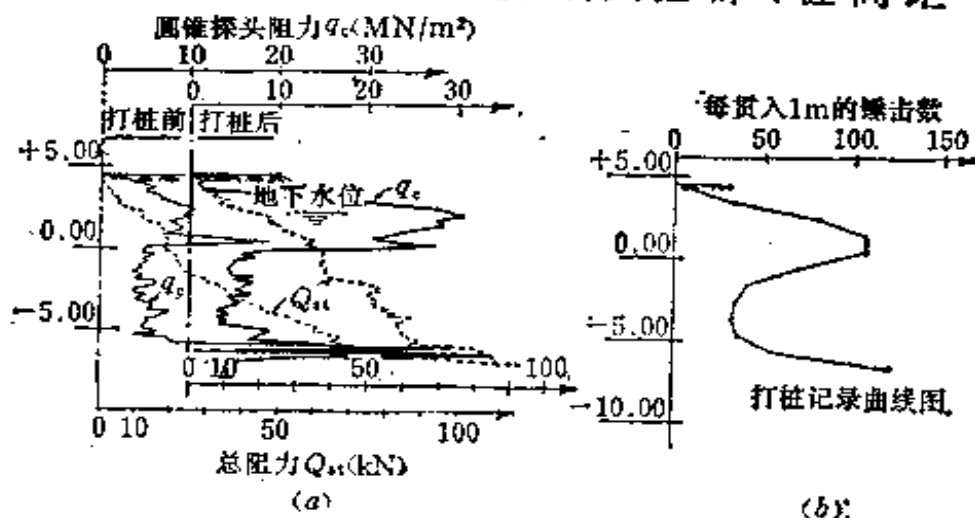


图 3-19 打桩导致深层土密实后果的实例（比利时，根特市）

$L = 4\phi$ ,  $\phi$  为桩径)产生的结果。因而就引用了以振动杆(如图3-20所示的“振动翼”)作振动器加固土的方法。与爆炸致密不同,这种深层致密的技术,可以使净砂达到很大的相对密度( $D_r > 80\%$ )。这种技术是用静压、振动或者如果需要的话,也可用喷射的方法先将钢杆下到所需深度的土层中。然后将振动器固定在杆的顶上,以产生垂直或水平振动(后者通过水平扭转的偏心块)。当将此杆慢慢拔出时,就使土得到振密。



图 3-20 振动翼

关于在用偏心块产生水平振动方面,新一代的这种振动器,在频率为30Hz,振幅为16mm时,可产生水平离心力达220kN。这就常使可能加固的深度扩大到35m之多。垂直振动系统的频率大多限制在20Hz左右,但振动器本身的重量可增加到70kN或者更多些。

作为产生垂直振动用的“杆”,可以分为:如福斯特(Foster)振动管(图3-21a); 弗兰基

(Franki) Y型振动杆(图3-21b)以及前面提到的振动翼(图3-20)。

深层振动致密的方法

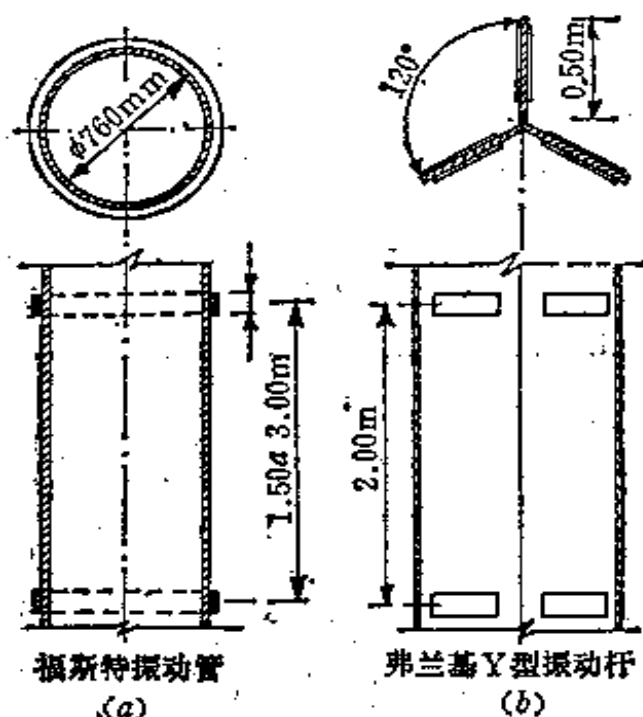


图 3-21 不同类型的深层振动致密设备

福斯特振动管是一个直径为760mm的钢管,以15Hz的频率和25mm的最大振幅进行振动,其总长度总要超过需振密土层厚度3~5m,每隔1.5m加一个外环。弗兰基Y型振动杆(图3-21b),是一个长的Y形截面的型钢杆,每隔2m焊有加劲板。振动翼是一长约15m的套管,它与长约为0.8m、相距0.5m并相互倾斜的水平翼联接(图3-20)。在把振动翼振到预定的深度后,以20Hz的振动频率,按3m<sup>2</sup>网格布置进行振动,使土产生压密。图3-22给出了土颗粒振动加速度和速度随着离振动翼

距离而变化的实测结果。

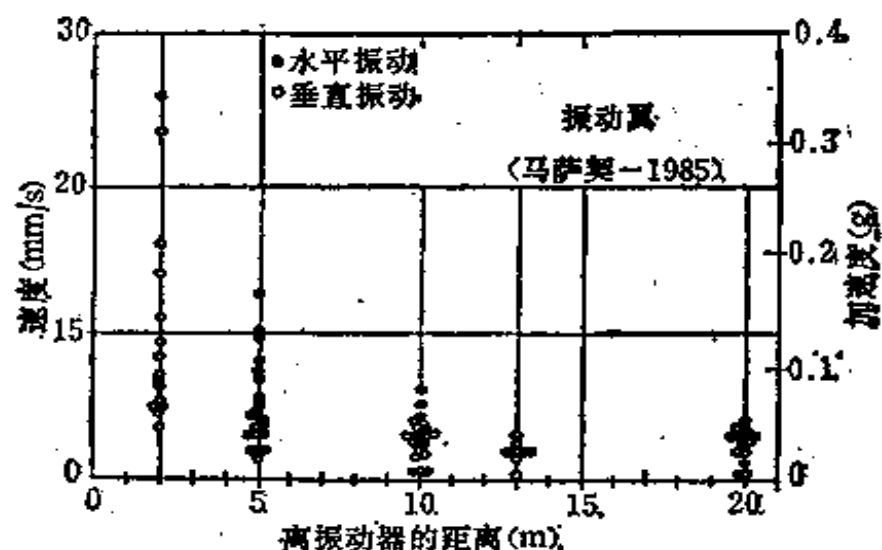


图 3-22 土的振动速度和加速度  
对应于离振动器距离的关系

如图 3-23 所示, 借助贯入试验来测量土层的加固效果, 常常是十分有意义的。从该图中还可看出, 用该振动器系统时, 对表土层(至深度 1 m 处)的振密较差, 所以还应该用表面振动器进行补充压夯。

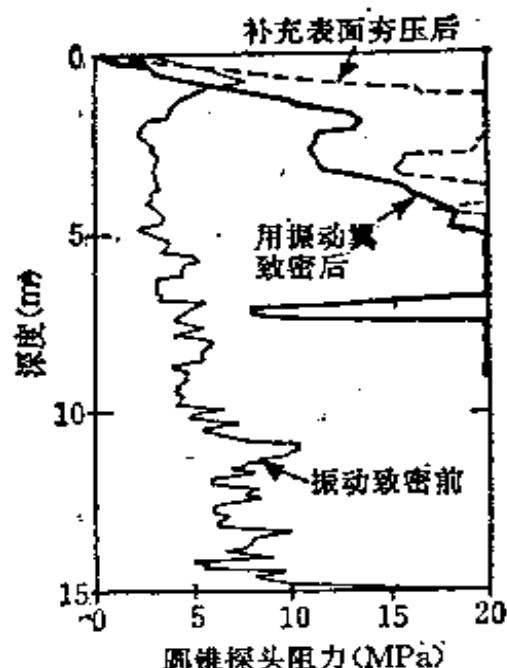


图 3-23 振动器致密的试验结果

马萨契 (Massarch 1985) 从振动翼致密前后土的跨孔试验结果中得出, 振动致密可使土的剪切

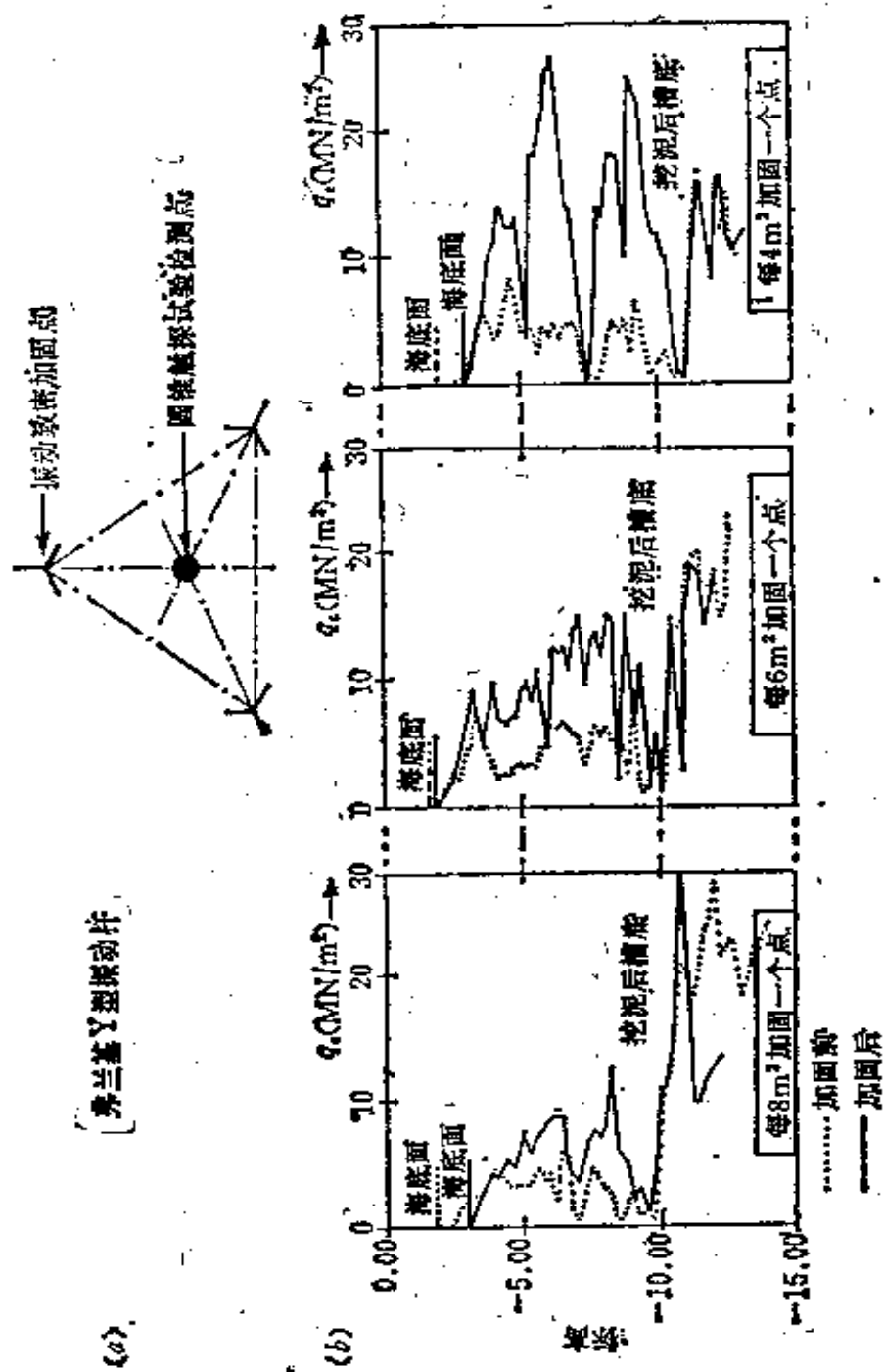


图 3-24 振动致密加固效果的试验结果  
(比利时, 齐勃鲁奇工程)

模量提高约100%。

振动器在每米土层厚度内，应维持振动能量平均约3至6分钟。

弗兰基Y型振动杆曾在齐勃鲁奇工程中，按三角形布置的网格使用过（图3-24a），其相应的加固效果见图3-24b。

但是，所有的振动致密方法，均限于在净砂土中应用（图3-25）。经验表明，一旦粒径小于0.74 mm的颗粒含量超过20%，这种方法的致密作用就微不足道了。特别在饱和土的情况下，因其渗透性小得不能使孔隙水从土中迅速排出，所以效果不显著。

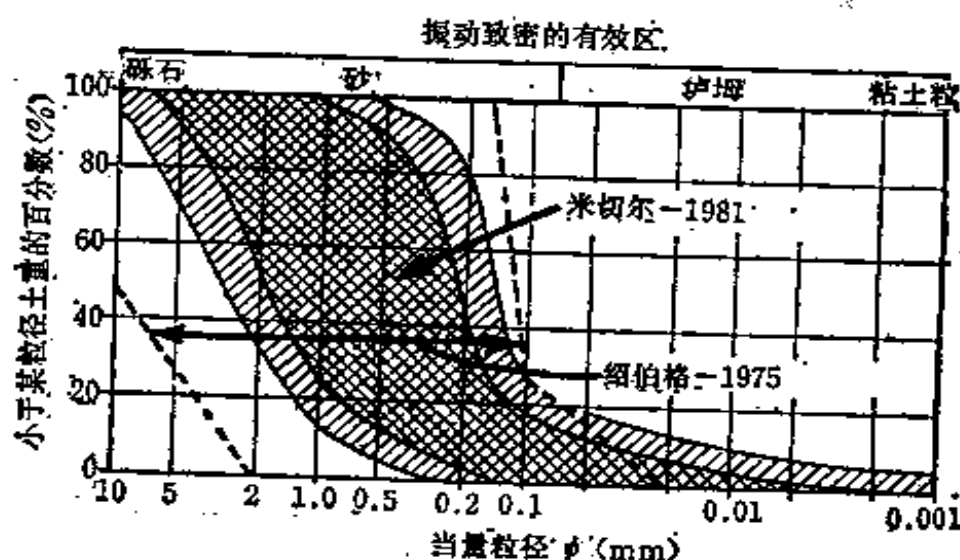


图 3-25 适用于振动致密的颗粒级配曲线范围

## 第五节 土的热处理加固

除冻结法可作为临时加固土的处理方法外，还有作为永久加固土的不太经济的热处理方法，尤其

对渗透性很好的无粘性土来说。只有在特殊情况下，如土中含有大量石膏（含量超过30%）时，用这种热处理方法才被认为是合理的。

热力加固方法，是通过带孔的管，将热空气与燃料的混合压缩气体，灌入土中（图3-26）。灌入压力平均在大气压力的1.5倍，加热温度能达到300℃与1000℃之间。在饱和土中，其渗透性无论如何必须大到足以使所产生的蒸汽可以排出。

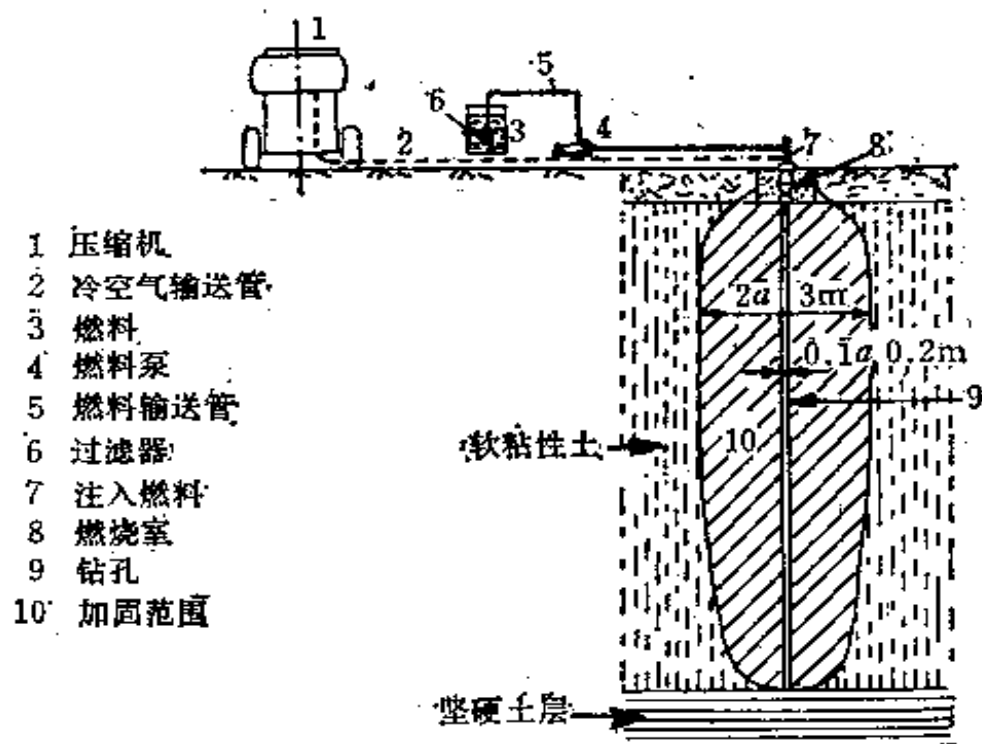


图 3-26 土的热处理加固示意图  
(里特维诺夫 Litvinov-1960)

通过加热（高达800℃），使土体得到加固。一方面，是因为容重增加而有效应力增大（因地下水被排除）；另一方面，在排除蒸汽的影响下，松散的无粘性土的颗粒结构，有可能重新调整。

如在 $550^{\circ}\text{C}$ 左右的温度下处理干燥的粘土层，则可消除粘土层以后的膨胀性，故也可认为是土的加固。

温度在 $1000^{\circ}\text{C}$ 以上，砂土颗粒的表面可以被熔化，最后生成一种人工胶结物，从而可获得较大的抗剪强度。

一种新的热力加固技术，是将用电力加热的杆打入土中，间距较小，在高温（ $1200^{\circ}\text{C}$ ）下，将土颗粒结合在一起，形成“加筋的”土柱。

在预估这种热力加固土的结果时，土的热传导性质及其熔点，自然起重要的作用。根据经验，通常认为要处理一个高 $10\text{m}$ 左右，直径 $2\text{m}$ 左右的土柱，需加热 $200$ 至 $250$ 小时。

由于这种特殊的加固土的方法，要耗费大量燃料，所以至今还难以被认为是合理的。

---

## 第四章 添加材料的永久性 地基加固技术

---

### 第一节 用石灰和水泥处理的表层压夯

在土中掺入水泥或生石灰，同时进行表面压夯，可增强地基加固的效果。用水泥处理（即将干水泥与湿土强化混合和压夯）能获得良好效果，尤其对无粘性土（表4-1）。对粘性土（如粘土，重粘质垆土等）中，在表面压夯时加入生石灰，也会有好处。

利用土颗粒、孔隙水和填加料之间的化学反应改善土的性质，其原理与加水泥和石灰几乎是相同的。

石灰与粘土矿物发生作用，生成一种不溶于水的，将土颗粒结合在一起的硅酸钙胶。硅酸钙胶形成了起包裹和联结作用的一层薄膜（见图4-1）。由图还可看到，只有在有足够的水使 $\text{Ca}^{2+}$ 离子和 $\text{OH}^-$ 离子能够转移到粘土颗粒表面时，才能形成硅酸钙胶。

图4-2表示不同生石灰含量对各种土的单轴抗压强度的影响。图4-3清楚地表明，在相同的条件下，用石灰处理的临时加固效果比用水泥处理的要明显地来得快。与水泥处理相反，用石灰处理的成功与否取决于粒径小于 $60\mu$ 的颗粒含量，此含量必

**用水泥处理后土的特性**  
(根据英格尔斯和梅特卡尔夫 Ingles & Metcalf 1972)

表 4-1

土的类别	单轴抗压强度 (MN/m <sup>2</sup> )	由单轴抗压强度试验 所得的E值(MN/m <sup>2</sup> )
不均匀的: 砾石 砂砾 粘质砂土	2.8~10.5	$0.7 \sim 21 \times 10^4$
垆塘质砂土 砂质粘土 砂 砾石	0.7~3.5	$0.7 \times 10^4$
垆塘质-砂质粘土 砂 均质砂	0.7~1.7	$0.35 \sim 7 \times 10^4$
垆塘 垆塘质粘土 非常均匀的土	0.35~10.5	$< 3.5 \times 10^4$
饱和粘土 有机质土	$< 0.7$	$> 1.4 \times 10^4$

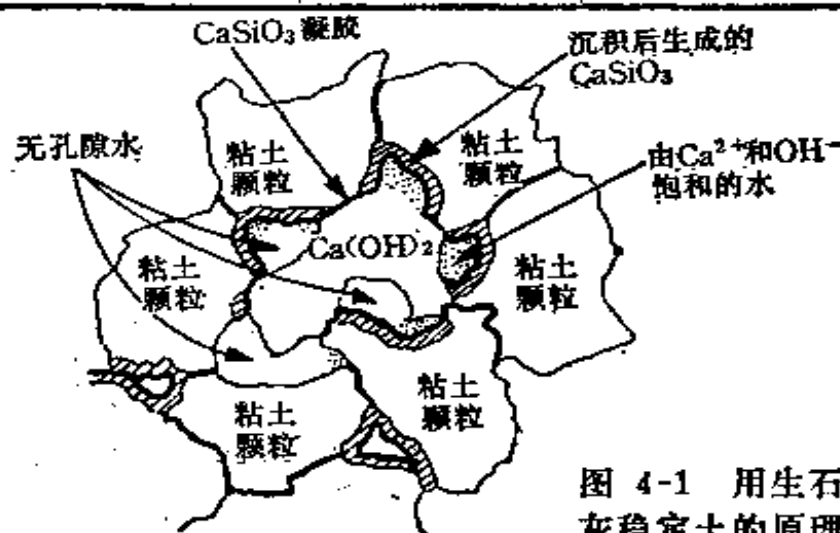


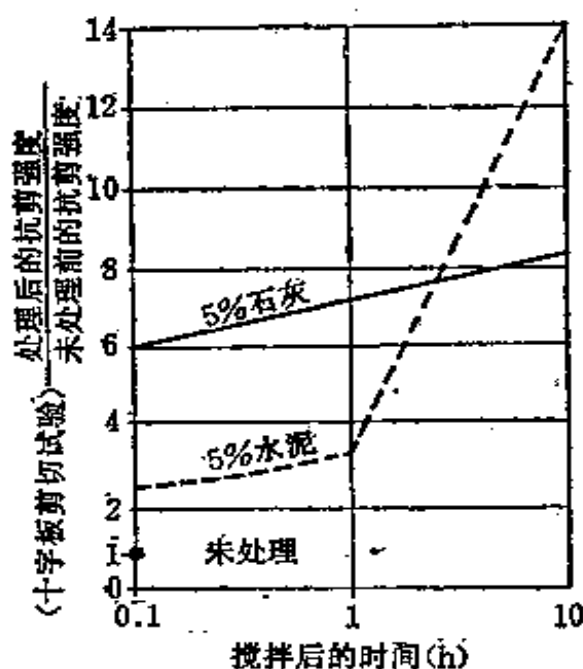
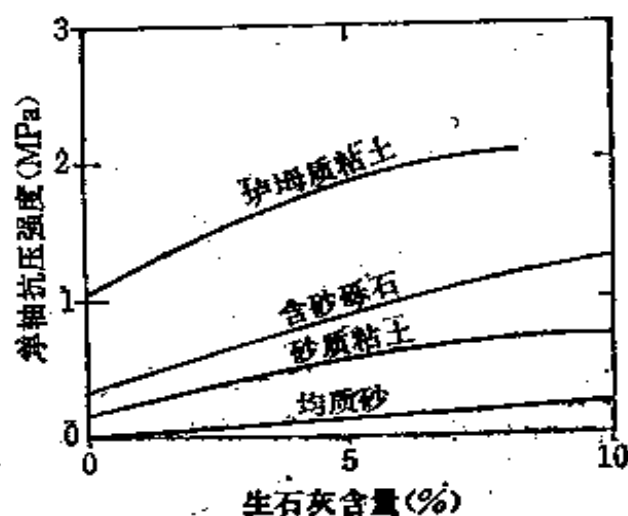
图 4-1 用生石灰稳定土的原理

须相当高(如 $>35\%$ )时才可行,反之,可在石灰中先添加粉煤灰。土温很高和土的pH值超过临界值( $>$

12)时, 均将加速化学反应。在酸性土( $\text{pH} < 7$ 时)中, 用石灰处理的加固作用发展很慢。当有机物质含量超过5%时, 对这种地基加固方法起很大的限制作用。

将生石灰掺入很湿或饱和的粘性土中或将氢氧化钙的悬浮液注入很干燥的粘性土中(如在干旱地区), 一方面因土的液限含水量增大(图4-4), 对表面压夯起了有利作用; 另一方面显著地改善了压实土的机械阻力。

用石灰处理正常的粘性土(例如垆土)时, 液限含水量增高, 而用



于处理膨胀土（由蒙脱石或伊里石组成的粘性土）时，其液限反而降低（图4-4）。用水泥处理时，其塑限和液限总的变化趋势与图4-4相同。

掺合石灰或水泥后土的抗剪强度指标的改善以及

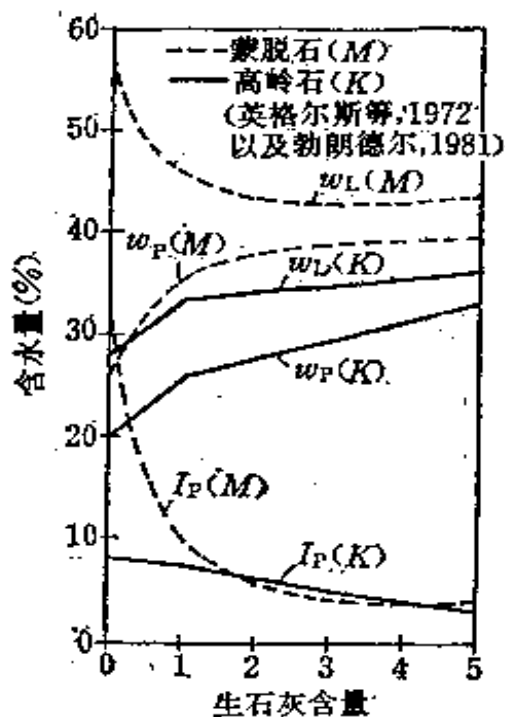


图 4-4 塑性界限随含水量与生石灰含量的变化

及压缩性的减小，一方面是由于硅酸钙胶的形成，另一方面是由于孔隙水含量的显著减少的缘故。这正如艾克斯特朗（Ekstrom）所述，他在1979年用10%石灰处理的软粘土，使其含水量从原始的60%减少到15%左右。

对垆土或粘土而言，理论上最佳的石灰掺合量为干土重量 $\gamma_d$ 的3%至4%。但天然含水量增高时，此百分比也增大。

对含水量 $w = 70\%$ 的粘土，石灰用量约为7%到8%时，可得最佳的加固效果。此时，处理后土的最终不排水抗剪强度 $c_u$ 值，比未经处理的土能大10至50倍（图4-5a~c）。如添加水泥，则 $c_u$ 值比用石灰的高。就石灰而言，生石灰（CaO）和石膏（CaSO<sub>4</sub>）用的越多，效果也越好。

单轴压缩模量 $E_{oed} (= C\sigma_m)$ 可较保守地凭经验算得 $E_{oed} = 30 \sim 60 q_u$ ，其中 $q_u$ （单轴抗压强度）

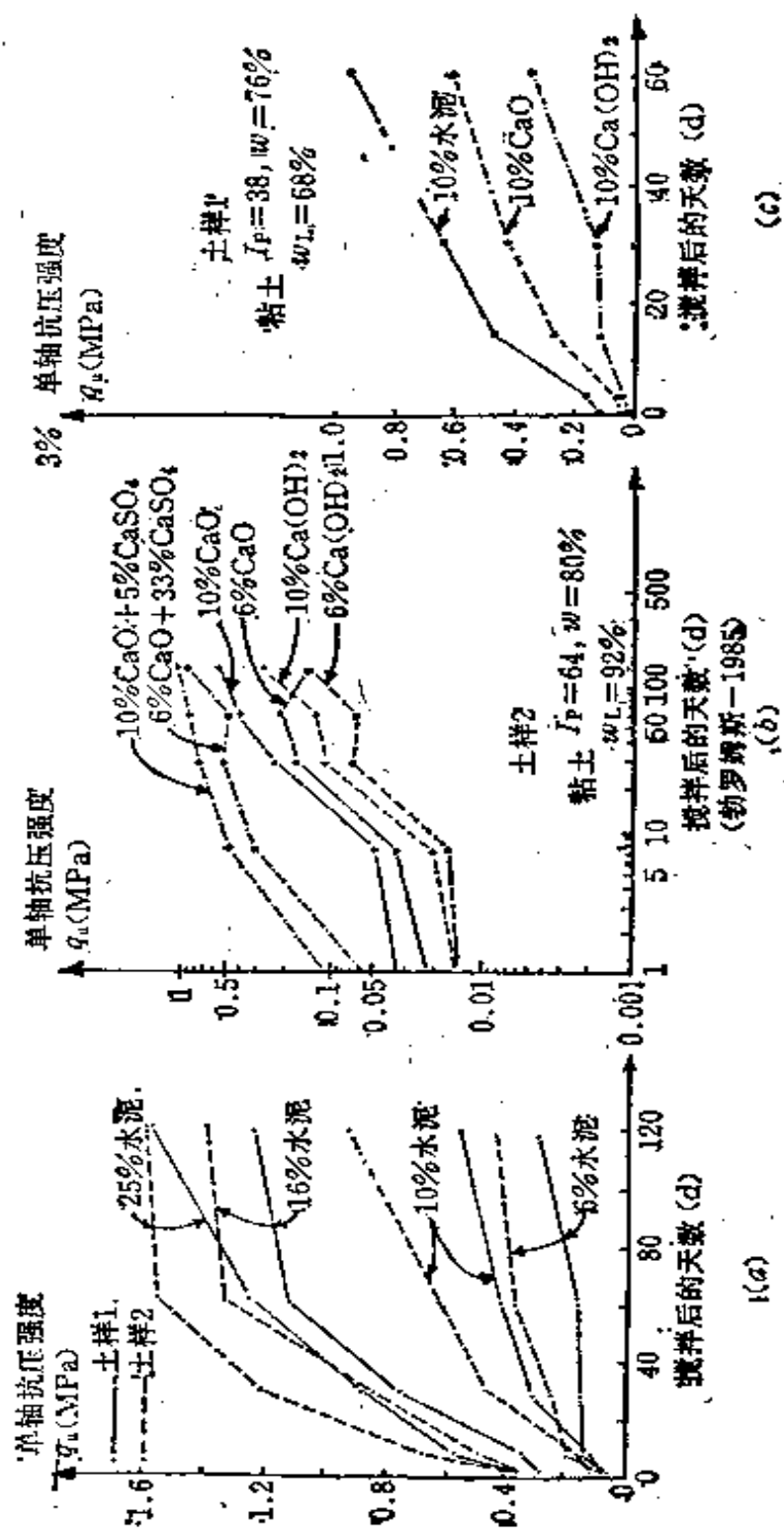


图 4-5 土与水泥、生石灰及石膏搅拌后单轴抗压强度随时间的变化

可由无侧限压缩试验（图4-5）中得出。

用石灰处理后的粘土的渗透性稍有增加（图4-6b）这与垆垆土的情况不同（图4-6a）。在粘土中添加水泥，则得到相反的效果（图4-6b）。勃罗姆斯（Broms 1985）列举的实例表明，在软粘土中添加10%的生石灰和石膏，其渗透性在两个月后，增加了三倍。

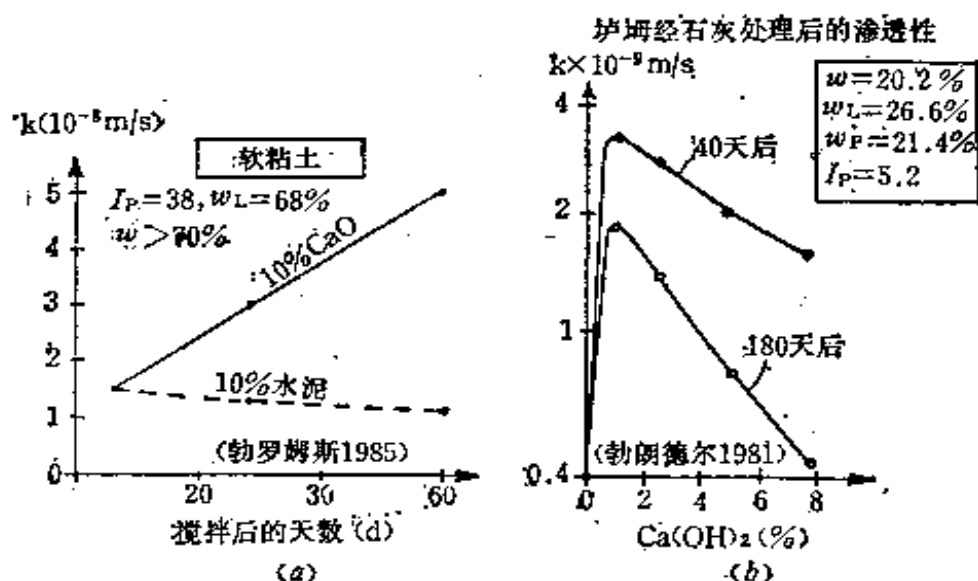


图 4-6 用石灰或水泥处理不同土时其渗透性的变化

## 第二节 碎石桩或砂桩

### 一、无粘性土

比利时斯密特钻探Smet Boring公司曾用振冲技术（亦称凯勒Keller工法）来制作长的碎石桩或砂桩。其基本设备是由一个重5kN到50kN重的鱼雷式振动器构成，亦称振冲器（图4-7），其长度可以改动，其直径通用的为400mm。由于振

动，本身的重量以及压缩空气或注水的联合作用，振动器可以进入到所需的土层深处。

能量为 120kW 的用偏心块的水平振动器，目前已不少见（柯勒西利等 Colleselli 1983）。

偏心质量块在水平面内旋转（图 4-7）时，产生水平振动，使土侧向挤实。如保持偏心质量转数不变，土的阻力越大，使质量以固定速度运动所需的能量（电流量）越多。土越挤实，电流量也越增加。可以定出一个界限，如电流量比开始振动时电

流量大 5 倍，当达到此界限时，振动器（或叫振冲器）就可以上提，并继续振动，直至也达到此界限。

振冲器用半弹性的管接头悬挂在可延伸的管下，输送电流的电缆和供高压水的管道在管内通过。在振冲器上方设有出水孔，以便振动时排水。在振冲器下放的同时，将其外面的钢管放下，以使水能到达振冲器的下方。振冲器外面设有翼片，以防止振冲器打转，喷水时靠近振冲器附近的砂土颗粒因振动产生移动，振冲器靠自重穿透土层。当达

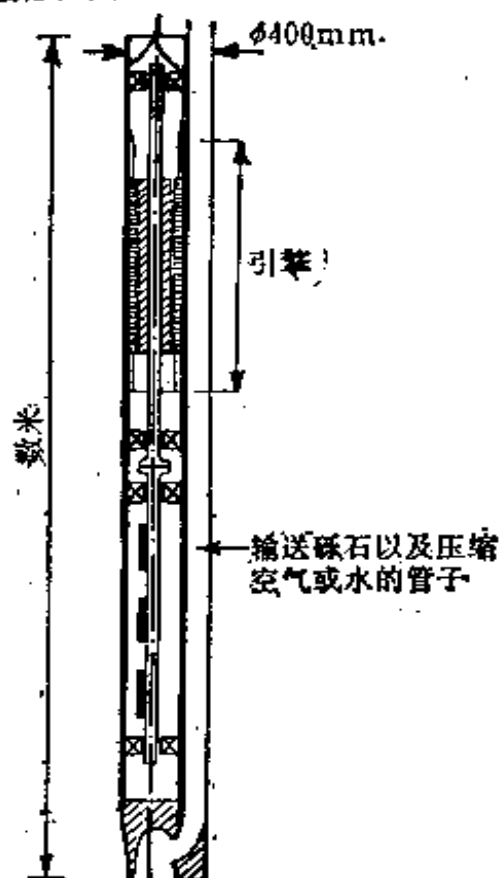


图 4-7 鱼雷式振动器

到所需的深度时，改为由振冲器顶部喷高压水。如每次振动的垂直轴线间相距足够近，就有可能使全部要处理的土体都得到挤实。土的挤实范围从振动的垂直轴线向外0.75至1.80m，取决于土的类别以及振冲器马达的功率大小。

在振动时，添加的填料需不断地填充到振冲器与未搅动土之间的空隙中，以补偿土孔隙的减少，从而始终使振动完全传至“未扰动土”处。添加的材料可与被挤实的土层相同，但通常用粗颗粒材料（如粗砂或砾石）更好。因尽管有往上的水流，填料必须沿振冲器四周很快地沉下去。近十年里，曾有过砾石随同压缩空气从振动器处冲出的可能。

大面积处理地基时，可按等边三角形布置振动挤密。在进行振冲时，必须坚持不断地控制准确的定位，振冲器的深度、转数、振冲器上拔时的电流量以及填料的质和量。

在含直径大于0.06mm土粒超过90%的砂土，可能用振冲挤密最为有效。在挤密用的机械上装上特殊设备，即可将地基中局部的粘土或泥炭薄层排除并以挤密的砂取代。

适宜于振冲加固的土类见图4-8。振冲最适宜于挤密非常松散的饱和砂土，其粒径级配曲线位于图4-8中的B区内。粒径级配曲线在C区内的土很难用振冲来挤密。

由于有粘土层、过量的细颗粒、胶结物以及有机物等存在，应用振冲加固就变得十分困难。

在荷兰，已将土的粒径级配与常用的摩阻力数

建立了密切的关系（摩阻力数是指局部摩阻力和由静力触探试验结果得出的相应的圆锥探头阻力之间的关系）。

摩阻力数有时用来描述土的挤密性，摩阻力数

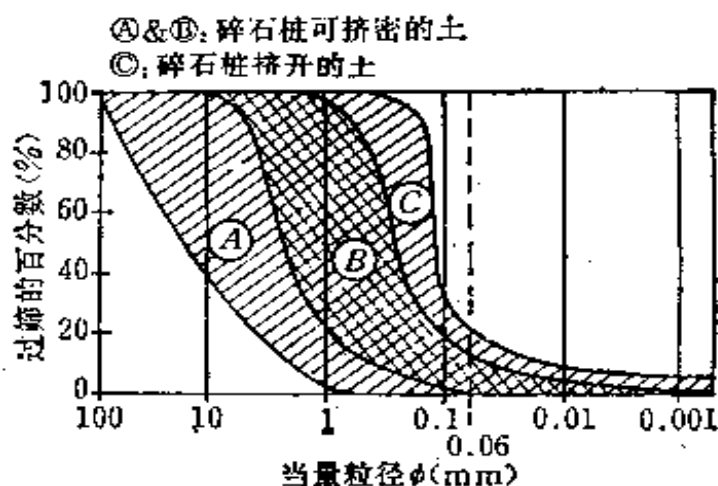


图 4-8 由粒径组成决定的振冲加固的适用范围

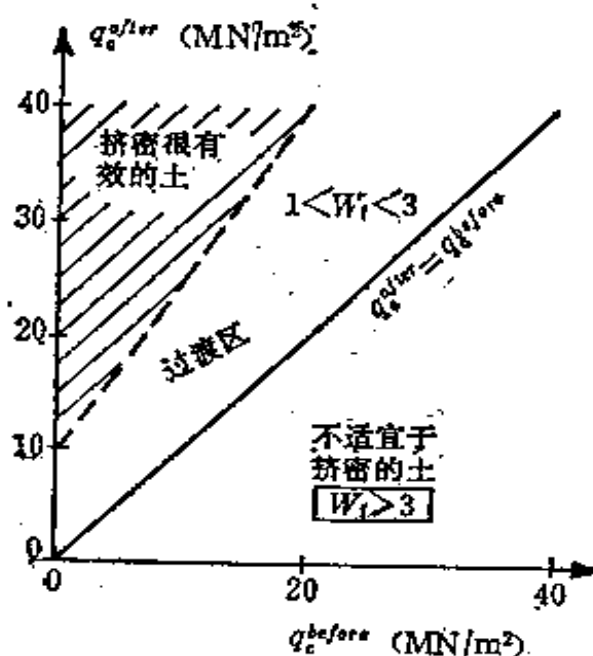


图 4-9 用圆锥触探试验 (CPT) 阻力确定振冲加固的适用范围

随土中的细颗粒增加而增大，从而其挤实的效果就降低。我们建议一种评价振冲后土性改善效果的可靠方法如图4-9所示，图中的资料取自（荷兰）霍列曼（Holeyman 1983）。

粒径大小的影响可通过所谓粒径指数  $I$  来分析：

$$I = 10a + b \quad (4-1)$$

式中  $a$ ——小于  $2\mu\text{m}$  颗粒含量的百分比；

$b$ ——粒径在  $2\mu\text{m}$  至  $74\mu\text{m}$  颗粒含量的百分比。

将粒径指数  $I$  值作为横座标， $\text{tg}\xi$  作为纵座标，而

$$\text{tg}\xi = \frac{1}{\beta} (q_{\sigma, \text{m}}^{\text{after}} / q_{\sigma, \text{m}}^{\text{before}}) \quad (4-2)$$

式中  $q_{\sigma, \text{m}}^{\text{before}}$ ——加固前被挤密土层的平均圆锥探头阻力；

$q_{\sigma, \text{m}}^{\text{after}}$ ——加固后被挤密土层的平均圆锥探头阻力；

$\beta$ ——每米长碎石桩的体积 ( $S_{\text{equiv}}$ ) 与加固影响范围的几何面积之比 ( $S$ ) (图4-10)。

则可得到如图4-11所给出的简单形式的关系（这是根据霍列曼和瓦莱斯Wallays在1984论文中所提到的经验得出的）。

根据已知的粒径指数  $I$  和一定的  $\beta$  值，通过图4-11就有可能确定土的改良效果  $f = q_{\sigma, \text{m}}^{\text{after}} / q_{\sigma, \text{m}}^{\text{before}}$ ，以及单位长度碎石桩或砂桩的体积  $S_{\text{equiv}}$  值。

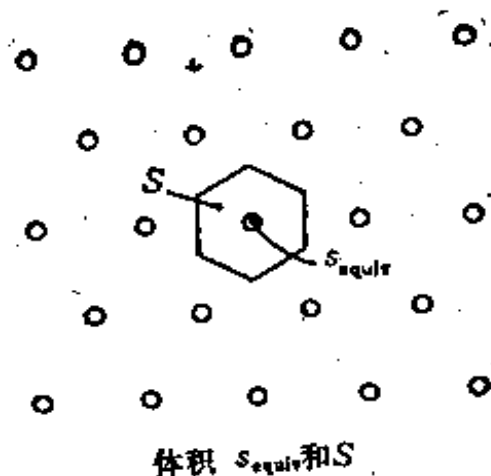


图 4-10 碎石桩的平面布置

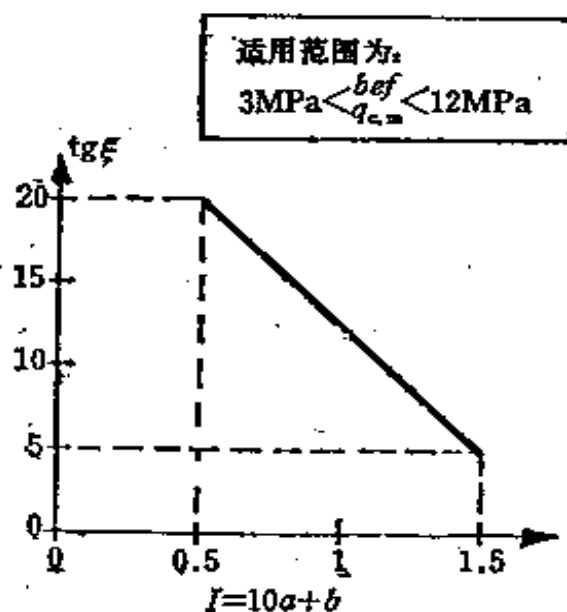


图 4-11 随圆锥触探试验(CPT)结果变化的影响系数

另一方面, 如果我们对某一已知的土(即其  $I = 10a + b$  为已知), 给出式(4-2)中  $f = q_{c,m}^{after} / q_{c,m}^{before}$  的值, 则由图4-11和式(4-2)又可得出  $\beta$  值 ( $\beta = S_{equiv} / S$ )。如能成功地提出用振动挤密法加固, 每米  $\Delta l$  砂桩或碎石桩在现场的平均体积 ( $\Delta V$ ), 即可估计出  $S_{equiv}$  的值, 如

$$S_{equiv} \leq 0.8 \frac{\Delta V}{\Delta l} \quad (\text{因部分填料挤失在土中})$$

(4-3)

根据已知的 $\beta$ 和 $S_{equiv}$ 值, 桩平面网格的布置(图4-10)就能由 $S = S_{equiv}/\beta$ 算出。

萨皮奥(Sapio 1983)为对希望要达到的加固效果, 提出了另一个简单关系式:

$$\frac{(\text{加固后土的}) \operatorname{tg} \phi}{(\text{碎石桩的}) \operatorname{tg} \phi_1} = \beta = \frac{S_{equiv}}{S} \quad (4-4)$$

例如, 当采用 $\phi_1 \cong 45^\circ$ 的填实的碎石桩, 并要求加固后土层的 $\phi \cong 30^\circ$ , 则 $\beta$ 必须等于0.58。这意味着需要填加的碎石超过原来土体积的一半以上。

除振冲外的第二种可能的加固方法是用落锤进行夯击或以振动方法将一厚壁钢管打入土中, 即所谓的沉管(或振动沉管)法(图4-12), 甚至可用加翼片的办法使套管更重些。在管底形成砂塞后, 落锤在管内夯击砂塞, 使之进入土中。在管顶进行振动沉管时, 管底可做成活瓣。一旦套管沉到所需深度, 即可在管内倒入砂石材料, 并用落锤夯击或振动套管, 在拔套管的同时, 使砂石朝周围的土鼓出。

对周围无粘性土的挤密作用, 最初是由插入套管引起的侧向挤出。此外, 在砂石桩形成时, 通过夯实砂石料产生的侧向鼓出, 更加强了挤密作用。我们认为这一夯实碎石桩的技术(图4-12)证明了假定碎石桩本身的抗剪强度指标(如 $\phi$ 值)要大于夯实后或振冲后地基的指标是合理的。但为了这种

夯实的碎石桩施工得顺当，土的原始侧限压力需要足够大，否则，碎石会分散到周围土中，而不能保证碎石桩本身的聚成一体。

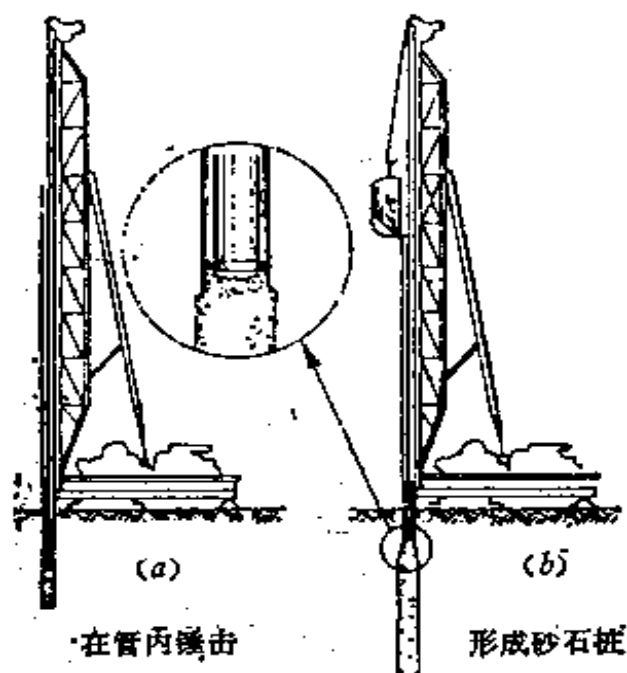


图 4-12 沉管法

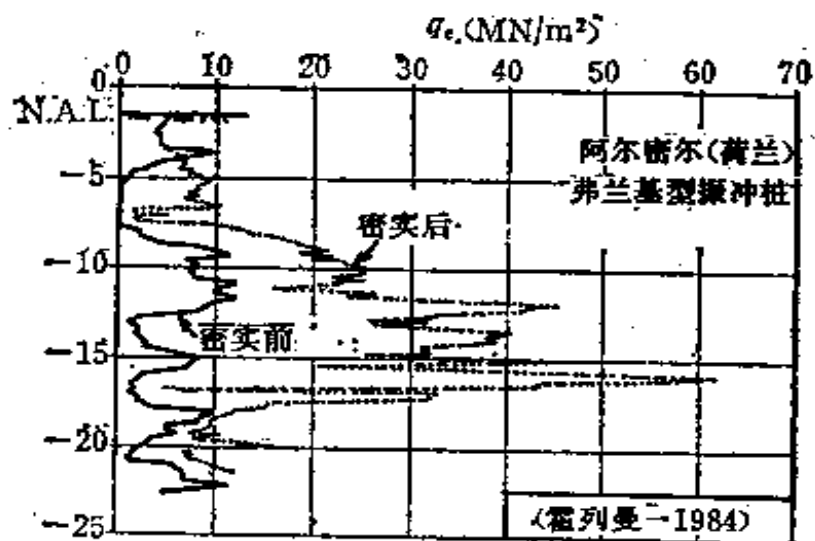


图 4-13 用振冲加固前后触探的锥尖阻力

在用振冲的情况下，关于通常在加固后所观测到的效果（图4-13）是否在长时期内能保持不变，将是个问题。在无粘性土中预加较大的水平压力，经过长时期后，或由于如经常出现动荷载（铁路运输等），有可能减小。故对此类方法加固效果的检查，也应长期进行。

## 二、粘性土

在粘性土的情况下，要有效地挤实周围的土，从本质上讲，是不大可能的。但在实践中，因为局部土的重塑，加速了碎石桩邻近处土的固结作用，使土的抗剪强度指标稍有所改善。

因此，地基的加固效果只有可能是靠挤实（或）砂桩来支承上部荷载。由于有不透水层的侧向支承，其承载力较未处理的粘性土要大，并且其变形要比预期的小。但周围的土必须对此桩有足够的侧向支承作用，桩应设在较好持力层中。即使不是这样，这些砂石桩仍会对建筑物的沉降差产生有利的影响，因为垂直应力的增加 $\Delta p$ 在深层处增加不大，且分布比较均匀。

设置这种碎石桩的最简单的办法，是同钻孔桩一样，在土中钻一个孔。

填加的砾石可在拔管时捣实。在软粘土（ $C_u < 50 \text{ kPa}$ ）中乃至可用管（射）喷水（流），强使被搅动的土涌上地表（格林伍德 Greenwood 1970）。

但最为广泛应用的方法是锤击或振动对一封闭的套管，如振冲（凯勒工法）和振动沉管一样，使

之进入粘土中而不排出任何土。在易于液化的地区，对非常软的饱和土层（在日本），套管是边振动边旋入土中的（图4-14）。在套管旋出时，管内填满砾石并用一芯杵捣实。

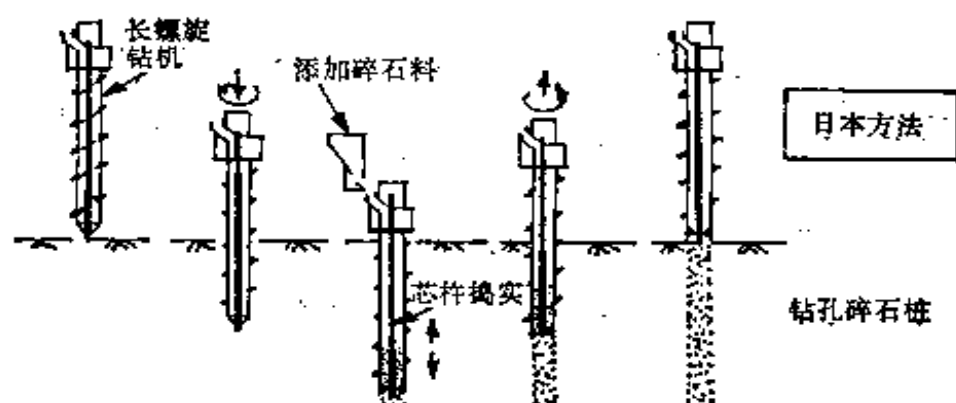


图 4-14 按照日本方法施工的碎石桩

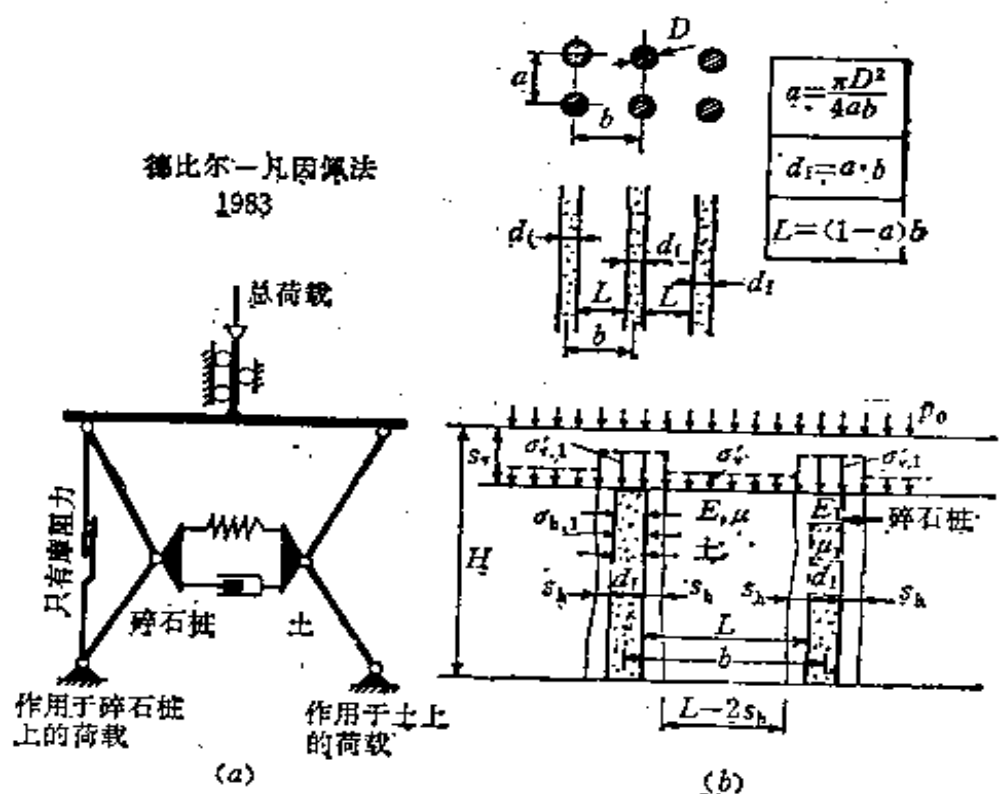


图 4-15 凡英佩-德比尔法计算碎石桩的原理

至于承载力的计算以及较软弱粘性土层在设置砾石桩后变形性质的改善问题，在1983年赫尔辛基举行的第八届欧洲土力学及基础工程会议期间，有过充分的讨论。目前在比利时普遍采用的两种计算方法，在凡英佩等(1985)和凡英佩与德洛克(1985)的文章中作了完整的叙述。

在德比尔-凡英佩(1983)的计算方法中，对砾石桩的应力应变特性，采用了刚塑性流变模型(图4-15a)，并作为一个二维问题来考虑(即作为砾石墙考虑)(图4-15b)。其计算结果示于图4-16中。

为了以简单方式解决这一问题，用等效的砾石墙来代替砾石桩，假定为图4-15a的流变模型，并参考图4-15b，则在砾石墙粒状材料中已知深度 $z$ 处的水平有效应力可写为：

$$\sigma'_{h,1} = (\sigma'_{v,1} + \gamma_1 z) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_1}{2}\right) - 2c_1 \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_1}{2}\right) \quad (4-5)$$

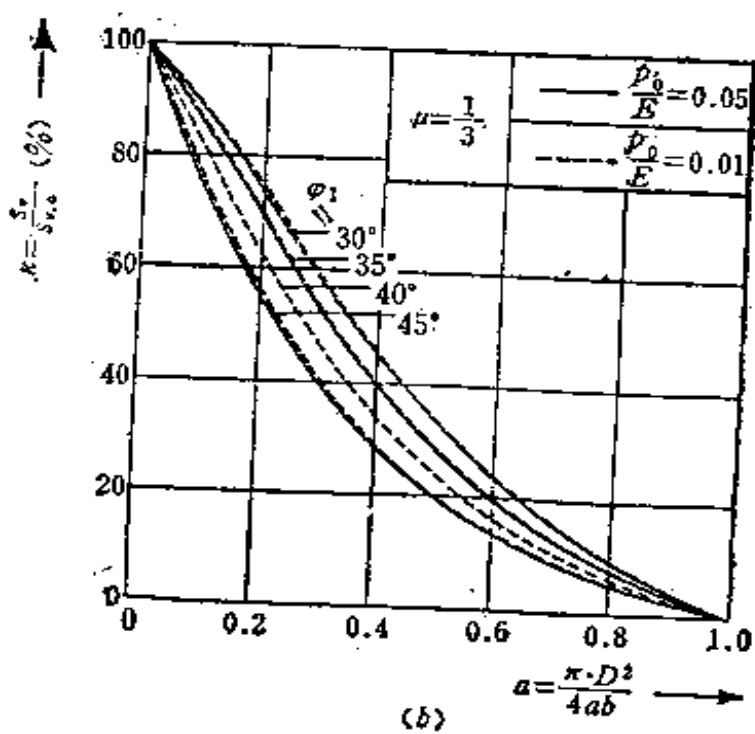
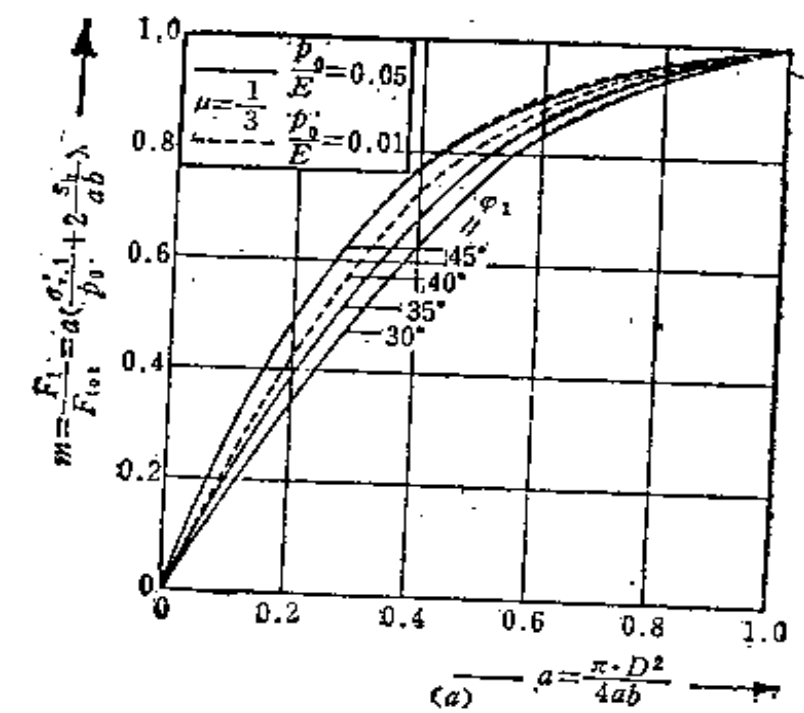
在土中，同一深度处的水平应力为：

$$\sigma_h = p_0 + 2c_u \textcircled{1} + \gamma z \quad (4-6)$$

$$\text{当} \quad \sigma_h \geq \sigma'_{h,1} \quad (4-7)$$

满足平衡条件，这时在最不利的深度 $z=0$ 处，对土要求的最小 $c_u$ 值为：

① 原书为 $c_u$ ，经勘误应为 $2c_u$ ，著者同意改正——译者。



凡因佩-德比尔1983:

图 4-16 凡英佩-德比尔法设计碎石桩中各种参数的变化

$$c_u \geq \frac{\sigma'_{v,1} \operatorname{tg}^2\left(-\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_1}{2}\right)}{2} - c_1 \operatorname{tg}\left(-\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_1}{2}\right) - \frac{p_0}{2} \quad (4-8)$$

对软粘土，可由圆锥触探试验(CPT)的结果初步估算 $c_u$ 值如下：

$$c_u = \frac{q_c}{15}$$

式中  $q_c$ ——由圆锥触探试验(CPT)所得的单位端阻力。

评价用碎石桩加固后土的变形性能的简单方法，也已由凡英佩和德比尔(1983)得出，对等效的碎石墙，其基本假定为：

- 碎石桩与周围土之间的剪应力忽略不计；
- 土与桩的自重也忽略不计；
- 软土层下面的持力层当作是不变形的。

对处于极限平衡时的碎石墙，如变形前后体积不变，即可得

$$d_t H = (d_t + 2s_h)(H - s_v) \quad (4-9)$$

式中  $s_v$ ——碎石墙的垂直沉降量(与软土层的垂直沉降量相等)；

$s_h$ ——碎石墙的水平变形(与软土层的水平变形相等)；

$H$ ——碎石墙的初始高度。

如软土层的变形模量为 $E$ ，泊松比为 $\mu$ ，则在此简化的平面应变情况下，软土层的变形可写为：

$$s_v = \frac{H}{E} (1 - \mu^2) \left( \sigma'_v - \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma'_h \right) \quad (4-10)$$

$$s_h = \frac{L}{2E} (1 - \mu^2) \left( \sigma'_h - \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma'_v \right) \quad (4-11)$$

式中  $\sigma'_h, \sigma'_v$  ——软土层中有效水平和垂直应力，  
如用  $p_0$  表示传至地基上的平均单位荷重（传荷面积相对于软土层厚度来说足够大）， $b$  表示碎石墙中心到中心之间的水平距离（图4-15）， $\sigma'_{v,1}$  为碎石材料中的有效垂直应力， $L$  表示毗邻两墙侧面之间的距离，还可得到：

$$p_0 b = (d_1 + 2s_h) \sigma'_{v,1} + (L - 2s_h) \sigma'_v \quad (4-12)$$

如  $\phi_1$  为碎石墙材料的内摩擦角，并且不考虑其粘聚力  $c_1$ ，则在极限平衡时碎石墙中的有效垂直应力将为：

$$\sigma'_{v,1} = \sigma'_{h,1} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_1}{2} \right) \quad (4-13)$$

式中  $\sigma'_{h,1}$  ——墙面与软土层接触处的有效水平应力；且

$$\sigma'_{h,1} = \sigma'_h \quad (4-14)$$

软土层的单轴压缩模量  $E_{oed}$  可由单轴压缩试验中得出，弹性模量  $E$  值，则用下式确定：

$$E = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{1 - \mu} E_{oed} \quad (4-15)$$

引入一无量纲参数  $\alpha$ （图4-15）：

$$\alpha = \frac{\pi D^2}{4ab} = \frac{d_1}{b} = 1 - \frac{L}{b}$$

并代以

$$\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_1}{2}\right) = \lambda_{p.1}$$

根据以上各式, 可得:

$$\frac{s_v}{H} = \frac{2(s_h/\alpha b)}{1 + 2(s_h/\alpha b)} \quad (4-16)$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma'_v}{p_0} &= \frac{2}{(1+\mu)(1-2\mu)} \left[ \frac{1-\mu}{1+2(s_h/\alpha b)} + \mu \frac{\alpha}{1-\alpha} \right] \\ &\times \frac{Es_h}{\alpha b p_0} \quad (4-17) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma'_h}{p_0} &= \frac{2}{(1+\mu)(1-2\mu)} \left[ \frac{\mu}{1+2(s_h/\alpha b)} \right. \\ &\left. + (1-\mu) \frac{\alpha}{1-\alpha} \right] \frac{Es_h}{\alpha b p_0} \quad (4-18) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{\alpha} &= \left(1 + 2 \frac{s_h}{\alpha b}\right) \frac{\sigma'_h}{p_0} \lambda_{p.1} \\ &+ \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} - 2 \frac{s_h}{\alpha b}\right) \frac{\sigma'_v}{p_0} \quad (4-19) \end{aligned}$$

和

$$\begin{aligned} &\frac{8\alpha}{1-\alpha} [\lambda_{p.1}(1-\mu) - \mu] \left(\frac{s_h}{\alpha b}\right)^3 \\ &+ 4 \left[ (1-\mu) \left(\frac{2\alpha}{1-\alpha} \lambda_{p.1} - 1\right) \right. \\ &\left. + \mu \left(\lambda_{p.1} + \frac{1-2\alpha}{1-\alpha}\right) \right] \times \left(\frac{s_h}{\alpha b}\right)^2 + 2 \left[ (1-\mu) \right. \\ &\left. \times \left(\frac{\alpha}{1-\alpha} \lambda_{p.1} + \frac{1-\alpha}{\alpha}\right) + \mu(\lambda_{p.1} + 1) \right. \\ &\left. - \frac{p_0}{E} (1+\mu)(1-2\mu) \frac{1}{\alpha} \right] \frac{s_h}{\alpha b} - \frac{p_0}{E} \end{aligned}$$

$$\times (1 - 2\mu)(1 + \mu) \frac{1}{\alpha} = 0 \quad (4-20)$$

如已知 $\alpha$ 、 $\lambda_{2,1}$ 、 $\mu$ 和 $p_0/E$ ，则可按式(4-20)计算出相对的水平变形值 $s_h/b$ 。

由式(4-16)，(4-17)和(4-18)以及已算得的 $s_h/b$ ，最终即可求得 $s_v/H$ ， $\sigma'_v/p_0$ 和 $\sigma'_h/p_0$ 等值。

用碎石桩加固的软土层，其沉降性能的改善，可用系数 $m$ 和 $\kappa$ 来表示(图4-16a, b)：

$$m = \frac{F_1}{F_{\text{tot}}}$$

式中  $F_1$ ——传递至碎石桩上的垂直荷重；

$F_{\text{tot}}$ ——作用在地面面积为 $ab$ 上的总的垂直荷重。

$$\kappa = \frac{s_v}{s_{v,0}}$$

式中  $s_v$ ——由软粘性土和碎石桩组成的复合地基的垂直沉降；

$s_{v,0}$ ——无碎石桩的天然软粘性土层的垂直沉降。

$$\text{且} \quad m = \alpha \left( \frac{\sigma'_{v,1}}{p_0} + 2 \cdot \frac{s_h}{\alpha b} \right) \quad (4-21)$$

按式(4-16)～式(4-20)有：

$$m = \Gamma_1 \left( \alpha, \phi_1, \mu, \frac{p_0}{E} \right)$$

同样：

$$\kappa = \Gamma_2 \left( \alpha_2, \phi_1, \mu, \frac{p_0}{E} \right) \quad (4-22)$$

图4-16a中，对所选定的参数 $p_0/E$ 和 $\mu$ 值，给出了

不同 $\phi_1$ 值时 $m$ 与 $\alpha$ 的关系曲线。

图4-16b中作为 $\alpha$ 函数的 $\kappa$ 值,是对一定的 $p_0/E$ 与 $\mu$ 的组合条件下,按不同的 $\phi_1$ 值给出的。 $p_0/E$ 的比值对 $\kappa$ 值无实际影响。

Bal	巴拉姆与波洛斯(1983)
Ch&W	查勒斯与瓦茨(1983)
Gou	高格纳(1983)
Imp	凡英佩与德·比尔(1983)
Gr	格林伍德(1970)
Pri	普莱勃(1976)
Br	巴拉姆,波洛斯-勃莱默夏文
Te	巴拉姆,波洛斯-梯斯包特
SPG	什韦格等

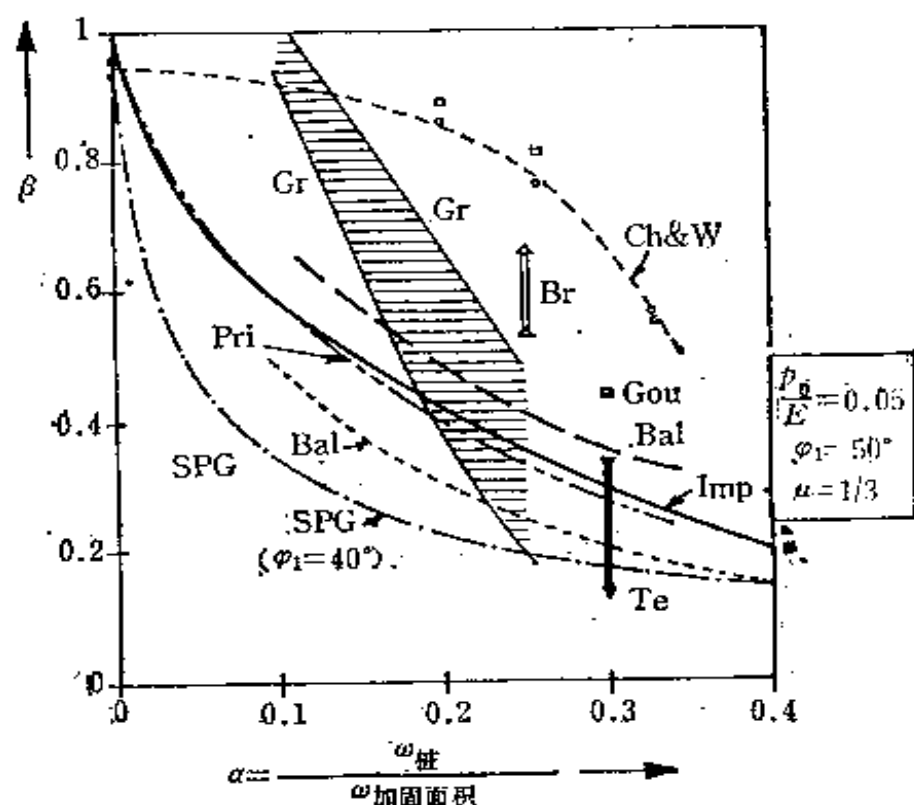


图 4-17 几种方法对碎石桩改善沉降性能估算结果的比较

在图4-17中，将此方法的计算结果与其它文献中所用的计算方法的结果进行了比较。根据此计算方法的基本假定，按着通常的做法， $\alpha$ 不会超过40%。

从几种计算方法的结果比较（图4-17）来看，存在着不少差别，尤其是对 $\kappa$ 值（即设置碎石桩后预期的沉降 $s_e$ 与天然未处理土的预期沉降之比）。其部分原因必须从对有关因垂直变形引起的上覆荷载 $p_0$ 重新分布（图4-15b）的不同假定上去寻找。还有作为 $\alpha$ 函数的 $m$ 所得出的方法也不同。此外，几种方法所得结果不同的最重要原因，很可能是因为图4-17的计算结果与碎石桩的直径与长度之比 $\eta$ 有关，而后者通常差别较大，这必定对这些结果都会有很大影响。

碎石桩或砂桩的功能，除了起如垂直承载的“桩”的作用外（桩长30m，每根桩荷载300kN现已不少见），这种加固技术也能用于解决边坡稳定问题（图4-18）。在土与碎石的复合地基情况下出现滑动面 $ABCD$ ，沿滑动面在 $BC$ 段的按剪强度（ $\tau_{s,c}$ ）可计算如下：

$$\tau_{s,c} = (1 - \alpha)c_u + \alpha(\sigma'_{v,1} + \gamma'_1 z) \operatorname{tg} \phi_1 \cos^2 \delta \quad (4-23)$$

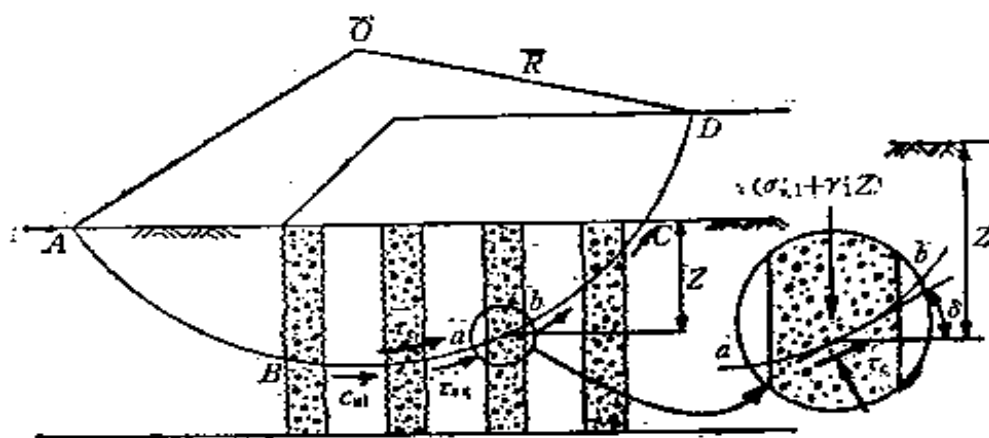
式中  $\alpha$  与  $\sigma'_{v,1}$  ——由图4-15b得出：

$c_u$  ——土的不排水抗剪强度；

$\phi_1$  ——碎石材料的内摩擦角；

$\gamma'_1$  ——碎石的有效容重；

$\delta, z$  ——见图4-18。



·堤岸下加固土体中可能产生的滑动面。

图 4-18 用于堤岸下的碎石桩

当天然情况下土的侧限压力过小，如为淤泥、新近水力冲填土等，凡英佩等（1985）建议用刚性的土工织物将碎石桩包上，以提供所需要的侧限压力（图4-19和图4-20）。

用土工织物包裹后桩的承载力，可按厚度为  $e$  的等效墙（图4-19）的平衡方程求得。

$$\text{因 } \sigma'_{h,1} = (\sigma'_{v,1} + \gamma_1 z) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_1}{2} \right) \quad (4-24)$$

故土工织物必须承受所需的这一侧限压力。从而，可得到（见图4-20）：

$$T = \frac{1}{2} \sigma'_{h,1} \phi_e \quad (4-25)$$

$$\text{或 } \frac{T}{r} = (\sigma'_{v,1} + \gamma_1 z) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_1}{2} \right) \quad (4-26)$$

$$\text{且 } \sigma'_{v,1} = \frac{p}{\pi r^2} \quad (4-27)$$



$$\text{式中 } p \cong \gamma_{s,0}(H+d) \times (B/2) \quad (4-28)$$

最后导出在土工织物中的张力 $T$ 为:

$$T = r \left[ \frac{\gamma_{s,0}(H+d) \times (B/2)}{\pi r^2} + \gamma'_1 z \right] \times \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_1}{2} \right) \quad (4-29)$$

此张力必须由土工织物来承受,并在最不利深度处( $z=L$ ),具有必要的安全系数 $S_s$ 。因此,土工织物需要承受的张力 $T_r$ 为:

$$T_r \geq S_s r \left[ \frac{\gamma_{s,0}(H+d) \times (B/2)}{\pi r^2} + \gamma'_1 L \right] \times \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_1}{2} \right) \quad (4-30)$$

为防止土工织物中出现过大的蠕变,取 $S_s \cong 3$ 。例如,  $\gamma_{s,0} = 18 \text{ kN/m}^3$ ;  $B = 4$ ;  $d = 1 \text{ m}$ ;  $L = 5.5 \text{ m}$ ;  $H = 2 \text{ m}$ ;  $r = 0.25 \text{ m}$ ;  $\gamma'_1 = 10 \text{ kN/m}^3$ ;  $\alpha = 1.33 \text{ m}$ ;  $\phi_1 = 35^\circ$ 和 $L_1 = 4 \text{ m}$ (图4-19中),即可得:

$$T_r \geq 157.2 (\text{kN/m})$$

这已表明此土工织物是比较刚性的。

用这种方法,其沉降量级大小和排水的可能性,也能很容易算出(凡英佩与赛伦斯Van Impe & Silence 1986)。

### 第三节 灰 土 桩

一般来说这种方法是就地在给规定的垂直线(位置)上将土重塑的同时,掺入适当的材料(例如石灰),以获得性能改善了的土桩(或土柱)(图4-21)。

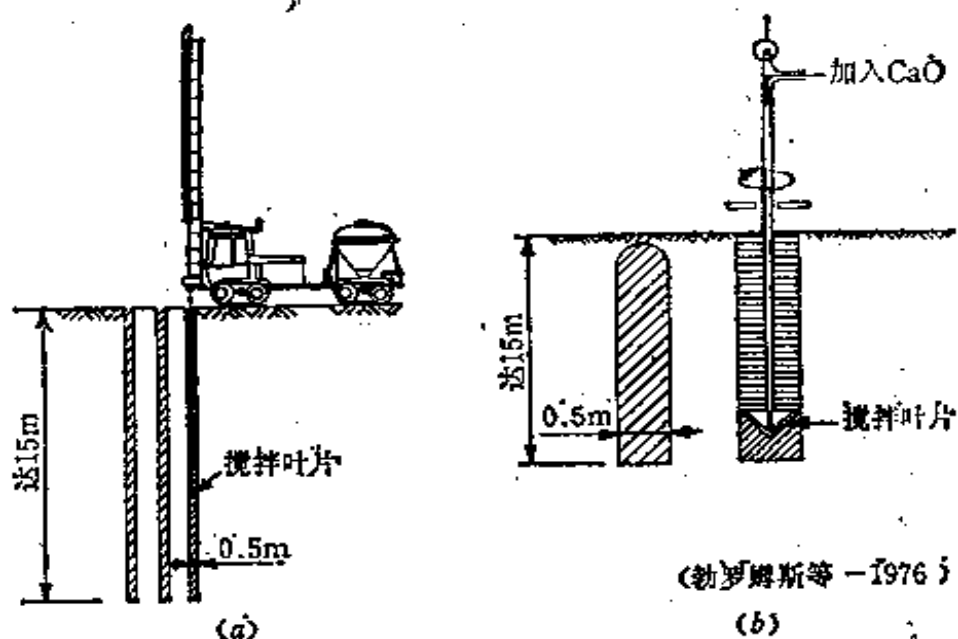


图 4-21 灰土桩的施工方法

十年前，这种灰土桩加固土的技术，在瑞典（勃罗姆斯与鲍曼 Broms & Boman）和日本（奥村 OKumura）已经朝不同的方向同时发展。瑞典技术的成桩直径为0.5m，长度达15m；另一方面，日本工法的成桩尺寸很大（直径达3.5m，长度达70m），能做成如此大尺寸，是用多桩身联合组成一根大的灰土桩。

现场土的特性、所添加的石灰本身质量、以及土的重塑和搅拌方法等对需要制作的灰土桩均起重要作用。

对于土的性质而言，一般不允许土中含有机物，而土中有足够的孔隙水存在时，则起着有利作用。所有这些还有其他一些考虑因素，都已在前面用石灰处理表面土夯压加固方法中讨论过。

所谓“石灰”，可以是生石灰粉（ $\text{CaO}$ ）或半水石膏（ $\text{CaSO}_4 \cdot 0.5\text{H}_2\text{O}$ ），甚至完全水化的石膏（ $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ），如果需要，也可能是这些材料的混合物。

任何情况下，石灰都必须与土充分的搅拌，每一层未经充分搅拌的石灰，最终都会降低对土的抗剪强度指标的改善。采用生石灰时所产生的各种反应，包括放热反应在内，都已经在本章第一节中讨论过。如果采用的材料是由完全水化的石膏与生石灰，分别以75%和25%的比例混合，则此混合物与粘土-铝酸盐的反应，主要生成“钙矾土”（ $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ ）。每米石灰桩正常所需这种混合物的掺入量最多达15kg（为干土重量的3~10%）。这种钙矾土具有长针状、不规则定向的结晶构造，这对加固后土的抗剪强度的增加，具有特别有利的影响。水化石膏与生石灰的这种混合物，在产生反应的第一个阶段（7~10天）中，加速了土的加固效果。

在钙矾土形成时，体积增大3%。有些作者指出这一事实，以说明灰土桩形成时对土有一定挤实作用，从而也提高了灰土桩本身的承载能力。

但作者认为，即使在此混合物中加自由水时测得有3%的体积增大，这种观点也是过于乐观的。实际上，土中并没有自由水，而只有孔隙水。况且，任何情况下，体积可能的少量增大还将取决于早已存在于土中的有效应力值。

有效地采用灰土桩，可使土的不排水抗剪强度

$c_u$ 增大10~40倍（掺入的石灰量不超过10~12%），与原始土的 $c_u$ 值有关。在任何情况下，都可使处理后的不排水抗剪强度达600~700kPa。灰土桩的弹性模量 $E_{c0}$ 达到25MPa的情况也不是个别的。

关于处理后土的渗透性问题，瑞典的经验表明，灰土桩使渗透性增大，这样，它也可起排水作用。但另一方面，日本的经验则认为，灰土桩的渗透性反而减小。作者认为，这一明显的矛盾，可以解释为（除了这两种工法所添加的石灰量不同外），瑞典人在与土搅拌时用的是干生石灰粉，可能混入了干的石膏粉。而在日本的工法中，石灰粉先在地面上用水搅拌后，再将此悬浮液注入土中。此时，部分孔隙的空间，通常已被 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 填充，所以孔隙率大大减小。

除了用灰土桩作为提高土的垂直承载力的加固方法外，这项技术近来还应用于加强边坡或开挖基坑的坑壁，以防止滑坍（图4-22）。

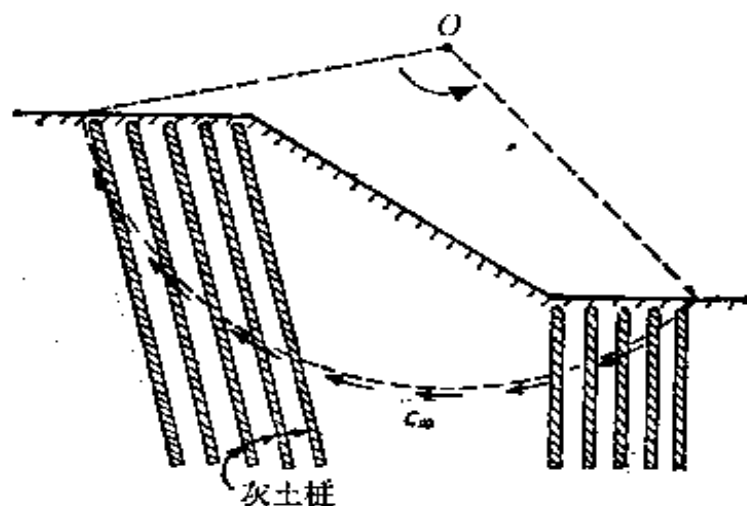


图 4-22 用于边坡稳定中的灰土桩

在计算沿滑动面的抵抗力矩时，采用的平均抗剪强度，可用如下简单形式表达：

$$c_{\text{mean}} = (1 - \alpha)c_u + \alpha\tau_{\text{col}} \quad (4-31)$$

式中  $\alpha$  ——沿滑动面的灰土桩部分相对于全部被处理土滑动面面积之比；

$c_u$  ——未处理部分土的不排水抗剪强度；

$\tau_{\text{col}}$  ——灰土桩本身的抗剪强度。

$\tau_{\text{col}}$  值当然取决于滑动面在一定深度处桩身的法向应力。勃罗姆斯根据经验提出其最小值为：

$$\tau_{\text{col}} = c + \gamma_{\text{eff}}z \operatorname{tg} \varphi \cos^2 \delta \quad (4-32)$$

或

$$\tau_{\text{col}} = \gamma_z \operatorname{tg} 30^\circ \cos^2 \delta \quad (4-33)$$

式中  $\gamma_z$  ——土的总容重；

$z$  ——地表下相应的深度；

$\gamma_{\text{eff}}$  ——土的有效容重；

$c$  ——天然土的排水粘聚力；

$\varphi$  ——相应土的抗剪强度角。

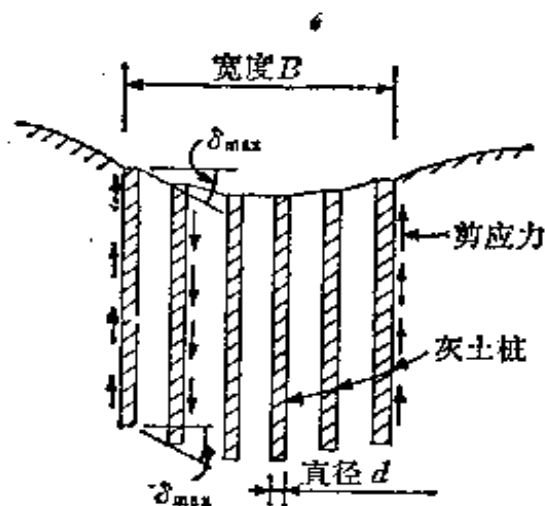


图 4-23 灰土桩用于减小沉降差

当灰土桩作为一种摩擦桩（悬浮桩）应用时，对地基及其承载力必定有所改善（图4-23）。勃罗姆斯与勃莱德伯格（Broms & Bredenberg 1983）提出了每根桩在一定深度处地

基的极限承载力的近似值为:

$$q_{c,z} = q_{c,0} + (\gamma_{eff}z + kc_u)\lambda_p \quad (4-34)$$

式中  $q_{c,0}$ ——未经处理的土样的单轴破坏荷载;

$k$ ——与旁压仪试验极限压力有关的系数, 勃罗姆斯与勃莱登伯格建议取  $k = 5$ ;

$\lambda_p$ ——被动土压力系数, 勃罗姆斯与勃莱登伯格建议其中抗剪强度角定为  $\phi = 30^\circ$ 。

这样, 要计算加固后土的变形, 即可简单地按下式算得总沉降量  $s_t$  (图4-24):

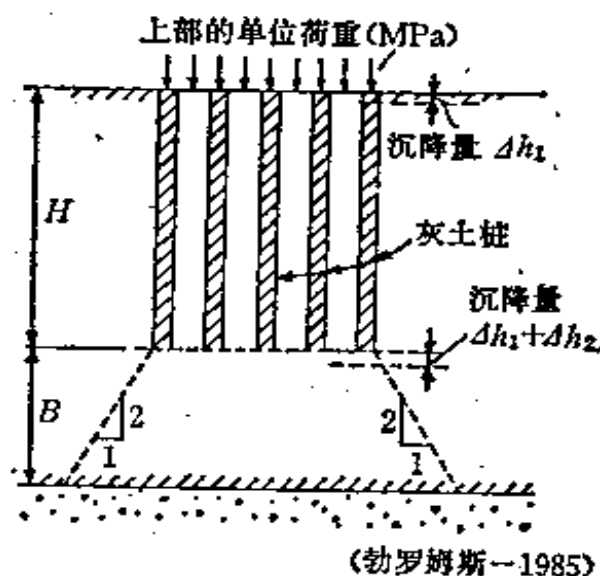


图 4-24 灰土桩底处的荷载分布

$$s_t = \Delta h_1 + \Delta h_2 \quad (4-35)$$

式中  $\Delta h_2$ ——厚度为  $B$  的未处理残留土层的沉降量;

且有

$$\Delta h_1 \approx \frac{qH}{\alpha E_{col} + (1-\alpha) E_{soil}} \quad (4-36)$$

式中  $E_{col}$ ——灰土桩的变形模量；

$E_{soil}$ ——未处理土层的变形模量。

我们认为，有必要将灰土桩的应用范围限制在图4-25a中的A区内。

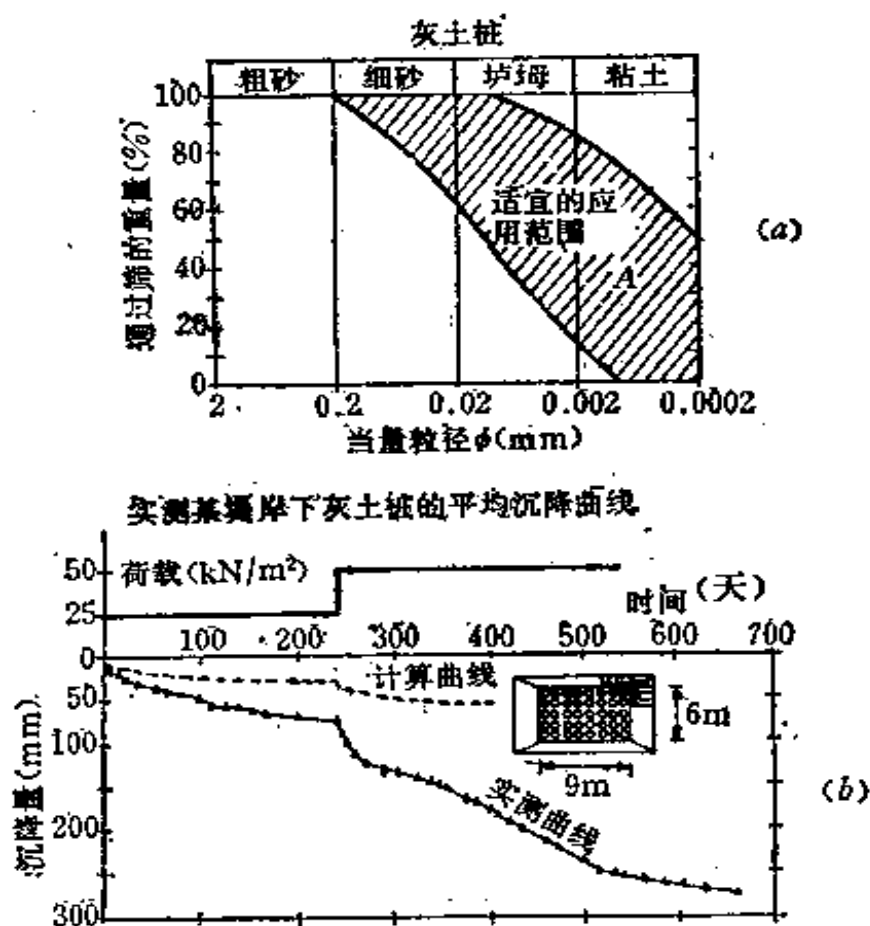


图 4-25 应用灰土桩的适宜范围

最后，还应观察用灰土桩加固土的长期性能。迄今为止，有关灰土桩的长期性能的资料还很少。仍然需要有一个能很好描述蠕变性质的流变模型。

芬兰在几年前已得出结论：用灰土桩支承的基

础的长期沉降，大大超过预估的沉降量(图4-25b)。

用石膏与生石灰的混合物加固的土，是靠所生成的钙矾土作为加固材料的。因此，有理由认为，在某些情况下钙矾土不能长期保持稳定。至少有一种可能的解释是，在地下水的酸性比由钙矾土加固的灰土桩高的情况下，通过灰土桩排水。电子显微镜分析结果表明，这些钙矾土的针状结晶只有在碱性很大的介质中才能保持长期稳定。这就可以说明为什么在这种酸性过大的土中，土的加固作用会降低的原因。

#### 第四节 土的置换

加固松软的和不适用的土层，最彻底的方法就是把它排除掉，并用较好的材料来替换。排除松软土层的方法，既可在开挖或清淤后再运走，也可利用筑堤的上部堆重进行挤淤。

挖除软土层的方法，至少在土层不太厚的情况下，过去早已作为建造房屋的经典方法应用。在此情况下，要挖除的多余的土通常用堆积的并用少量水泥稳定的砂层来置换。

对不适用的土体进行清淤且以堆积的(后来改为夯实的)净砂来置换的方法也经常被采用。最近大规模应用这一方法来置换土的实例，当数齐勃鲁奇(Zeebrugge)海港码头堤坝的修筑工程。这个工程的施工在凡英佩与德洛克(1985)、德洛克De Rouck(1982)以及德·沃尔弗De Wolf等(1983)的文章中均已有过报导，故在此仅作简单

重复。齐勃鲁奇上部 5 ~ 6 m 的软粘土和很松散的海底砂均已被吸泥船吸走，其总范围长约 10 km、宽达 150 m 以上，并用开底的船装平均粒径  $d_{50}$  为 170 至 300  $\mu\text{m}$  的砂置换。此外，施工表明，以软管吸泥船进行这种清淤工作，实际上不可避免在被清淤沟底沉积一厚度为 0.5 m 左右的淤泥土层。由于此层含有大量很细的颗粒，而不易压实，故始终成为一个薄弱环节。

在松散的土被排除而用其它材料替换时，应考虑用重量轻的填料代替原来的土体，以增加加固的效果。回填材料的单位容重至多应等于或甚至更好是小于原来土的单位容重。这种思路在斯堪的那维亚 (Scandinavia) (霍尔兹 Holtz 等 1975) 已被多次应用过。

这种方法在我们这一地区应用得不多。应用时，通常以膨胀粘土颗粒作为填料。这种材料的干容重为  $3\text{kN/m}^3$ ，平均的抗剪强度角达  $\phi_{av} \leq 35^\circ$ ，变形模量超过  $20\text{MPa}$ 。

如果在较大的荷重下，膨胀粘土颗粒还得留在地下水位以下，则可假定其饱和容重变为  $\gamma_{s,exp} \leq 6.5\text{kN/m}^3$ ，此值至少比通常用的夯实回填砂的容重小 3 倍。

为达到同样的目的，挪威曾采用非常轻（容重为  $0.2\text{kN/m}^3$ ）的聚苯乙烯块作垫层填料，它很容易堆砌和彼此嵌锚（块的尺寸为  $0.5 \times 1 \times 3\text{m}$ ）（图 4-26）。因为它的施工速度特别快，故也就更为经济。其压缩模量约为  $250\text{kPa}$ ，其吸水率为 0.5%

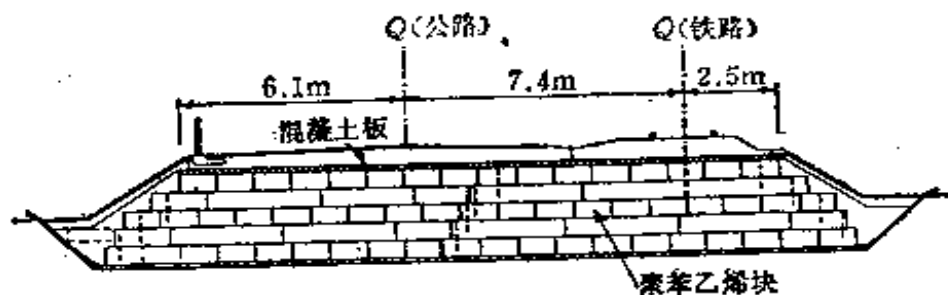


图 4-26 由聚苯乙烯块堆砌的路堤  
(艾克斯曲朗和强克 Ekström & Tränk 1985)

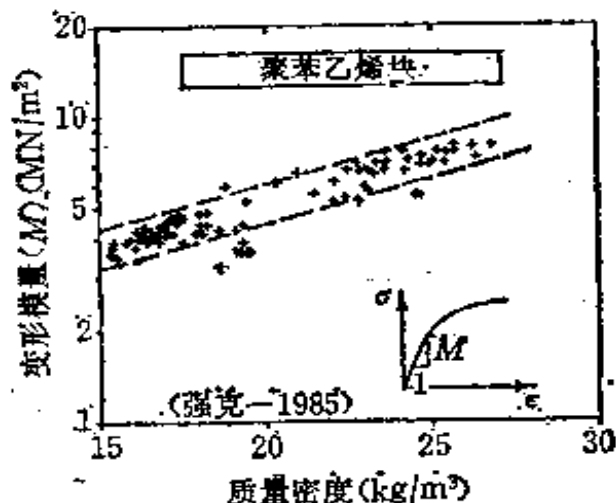


图 4-27 聚苯乙烯块的变形模量

(图4-27)。

当然，其长期耐久性还仍然是个问题，特别是与油污有接触特别危险，如在路面以下。防火的聚苯乙烯块在市场上已有出售，所以在防火这方面已不成问题。

如砌筑圬工时一样，聚苯乙烯块在各方向上通常用钢锚杆穿过预留孔，彼此锚固在一起。很有趣的是，这种填筑的材料在动荷载（如汽车或火车）作用下，具有完全弹性的性能（图4-28）。

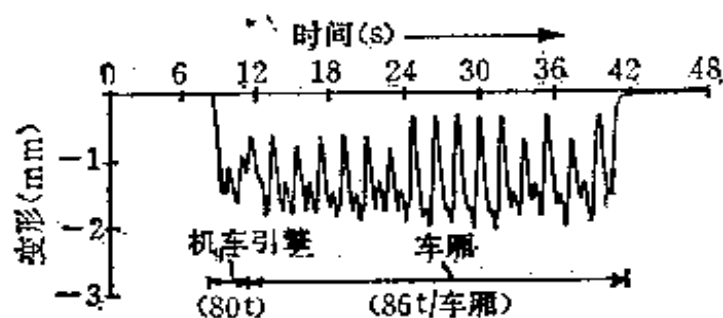


图 4-28 火车通过时地表下1m处聚苯乙烯的弹性变形

(艾克斯曲朗 Ekström等 1985)

废料也常用作轻质填料。大多是用的煤灰(容重为 $10 \sim 15 \text{ kN/m}^3$ )，在某些情况下，还添加少量的生石灰，有时加1%的 KCl，通过硬化反应能很快使单轴抗压强度提高到 $3 \text{ MPa}$ 。

由于煤灰的粒径非常均匀，且颗粒很细，对液化很敏感，所以须要很好的压实。

就地将软土层挤开的置换方法，是更为常见的一种加固技术。在需要土层加固的地方，先堆筑足够的填料(做成所谓的“压力平台”)，直至荷重超过软土的极限承载力软土被挤出时，好土即置换了软土层(图4-29)。软土层单位面积上的极限承载力，约为

$$q_r = 5.14 c_u \quad (4-37)$$

式中  $c_u$ ——在该情况下此值最好由现场十字板剪切试验求得。

故 
$$c_u = \mu c_v \quad (4-38)$$

式中  $c_v$ ——由十字板剪切试验求得的抗剪强度。

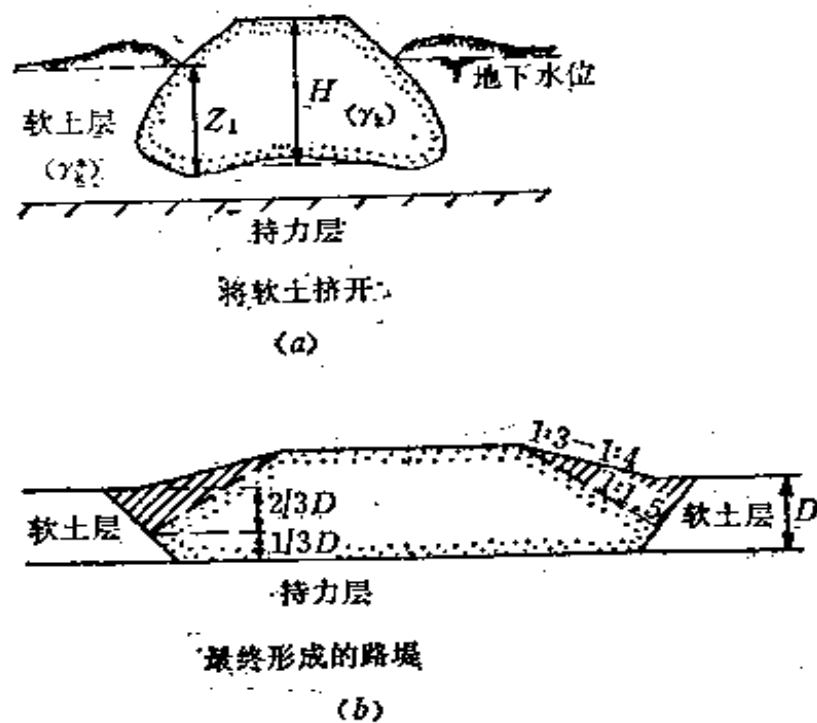


图 4-29 用置换土筑堤的方法

$$\mu \cong \left( \frac{0.43}{w_L} \right)^{0.45} \quad (4-39)$$

式中  $w_L$ ——软土的液限（根据拉生 Larsson 等 1985）

为了实现将软土挤出，当上覆堆载的有效容重为  $\gamma_{eff}$  时，所需的最小堆重高度  $H$ （见式 4-37）为：

$$H > \frac{5 \sim 6}{\gamma_{eff}} c_u \quad (4-40)$$

如被挤出的软土具有超固结的特性，则在计算其极限承载力时，应取排水的抗剪强度指标。

按照斯堪的那维亚的经验，填料能挤入软土的深度  $z_1$  可计算如下：

$$z_1 = \frac{\gamma_{eff} H - 0.55 c_u}{\gamma_{*eff}} \quad (4-41)$$

式中  $\gamma_{\text{eff}}$ ——新填料的有效容重；

$\gamma_{\text{eff}}^*$ ——原土的有效容重；

$H$ ——实际填土的总厚度。

如果由于软土中含有意外的坚硬物，而使填料不能挤入或过早地停止将软土挤出时，可以在硬物所在处或已挤入的填料底部，采用炸药进行爆破会有所帮助。

靠置换材料重量挤走不适用的土来加固地基的方法，不是所有情况下都可以采用的。例如，在附近有建筑物时，为了将作用在邻近基础上的水平力减小到最低程度，就不能应用这种加固方法。经验规定，在置换土层深度的五倍的距离内不能进行置换。

此外，在倾斜的下卧层上进行时，置换材料会滑移，并引起周围土体的大滑动（图4-30）。



图 4-30 在倾斜的持力下卧层上用置换土方法筑堤的困难

## 第五节 竖向排水加预压加固

预压加固的基本思想是，在很好选择的范围内，对地基先进行第一次加载，使与此预加载相关的沉

降量，即构成原来预期的建筑物的全部沉降或大部分沉降在施工之前完成（图4-31）。

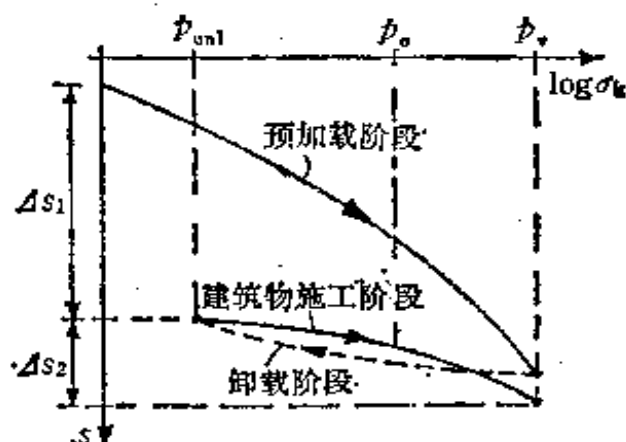


图 4-31 土的预压加固方法的理论依据

外加荷载使土中应力和孔隙水压力都增大，后者增大只是暂时性的。当多余的孔隙水排出后，只有应加的有效应力保留下来。

这样，预压后土的初始有效应力显著增大，导致施工期间地基性质的改善。

在粘性土层中，为了缩短预压时达到高固结度所需的时间，在预压的同时，应采用竖向排水系统以改善排水条件。实际上即应使  $s_t - \log t$  曲线在可能最短时间内达到较高的固结度（图4-32）。

预压加固的面积，至少应该与以后的建筑面积一样大，使有足够的先期固结影响深度。

最普通的预压加固方式，就是单纯地加所需的地面荷载。但这是非常费时的方法，需要大量的材料。此外，在软粘土层上预加载不能太快，否则有超过其承载力的危险。在此情况下，对于建筑物施

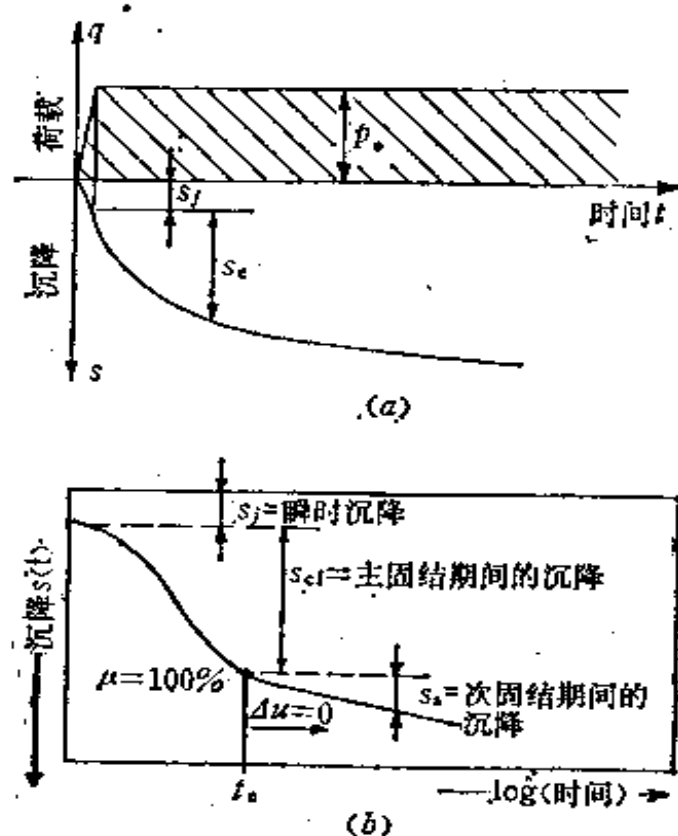


图 4-32 土的预压加固方法

工来说，也要考虑一定的施工期，这就使得预压加固的时间会更长。

在预压加固期间，可以考虑以强有力地减小孔隙水压力，实质上是增大其有效应力的方法来代替加荷重（图4-33a），目前有三种不同的方法。

一是通过透水性较好的下卧层排水，使地下水位显著降低；或者采用电渗排水，增大渗透压力以及局部的有效应力；最后，还有真空预压加固（克杰尔曼 Kjellman 1952）。

排水法（图4-33b），尤其是真空排水法，大

多数是与设置竖向排水系统结合使用，以加速排水过程。

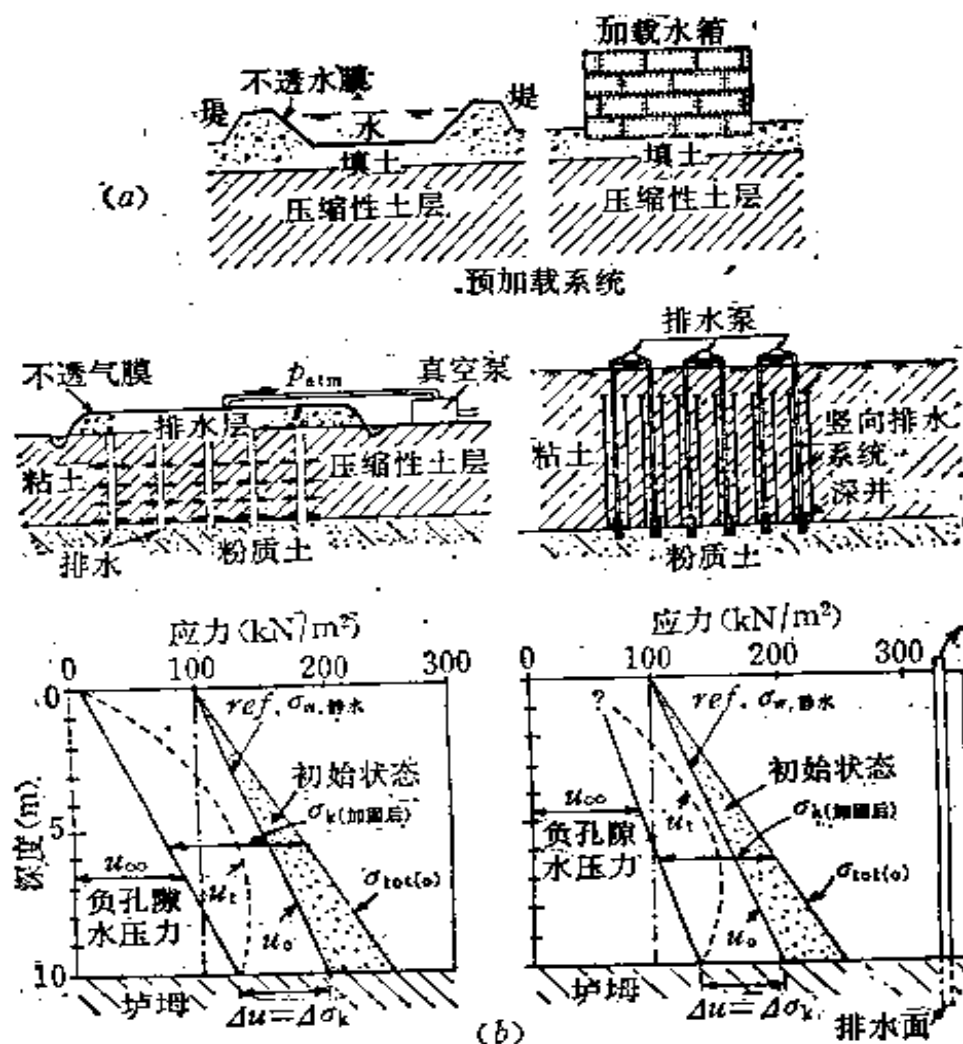


图 4-33 预压加固的不同方法

采用降低下卧层中地下水位的方法，当然必须要有透水性较好的土层存在。

真空预压时要设置一不透水薄膜，覆盖所要加固的范围，此薄膜的周边要进入并密封在不透水的土层中。通过测压管，用真空泵降低土的孔隙水压力，这种“负”孔隙水压力，即起到提高有效应力

的作用。在面积为 $6000\text{m}^2$  甚至很大的范围内，真空压力达到 $90\text{kPa}$  看来是可能的（霍尔兹 Holtz 等1975）。所采用的薄膜必须经常用接缝的尼龙织布加强，以抵抗较大的张力和变形，不致破裂。

真空排水预压的可能加固深度，从实际上来看限于 $10\sim 12\text{m}$ 内。因此，基础的影响深度不可再深。如果影响深度必须超过此深度时，可将真空排水与有竖向排水系统的深层排水结合使用。

单位面积预压力 $p_v$ 的计算，与所要达到的要求有关。计算单位预压力 $p_v$ 时，应使建筑物荷载（单位面积荷载 $p_0$ ）下历时 $t_{\text{BU}}$ 后的总沉降，大大提前出现，例如提前到 $t_v$ （图4-34）。这样，历时 $t_{\text{BU}}$ 后，建筑物本身所产生的沉降量，限定为 $s_2 - s_1$ 。

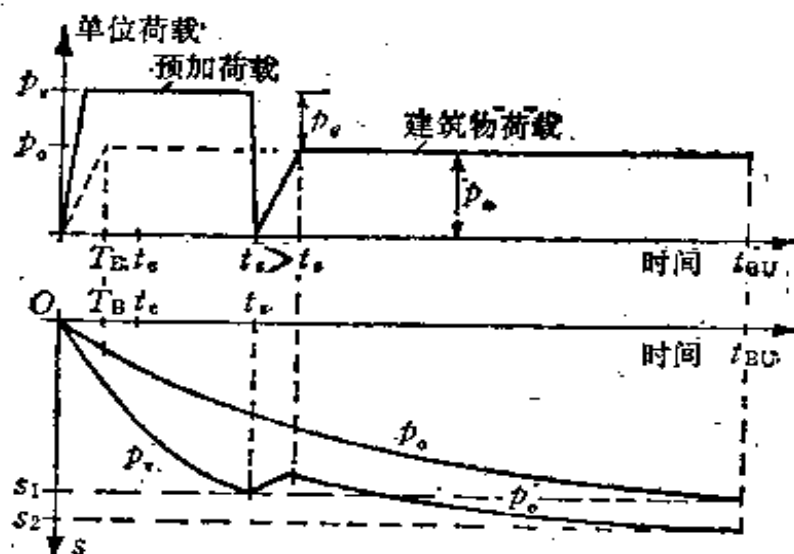


图 4-34 建筑物场地的预加荷和卸荷

如同贾米欧考斯基（Jamiolkowski）等在1983年早已指出那样，预压的时间，最好维持到相



带状排水系统中滤层的主要功能是保证不让细颗粒通过和堵塞排水通道(汉斯包Hansbo 1981)。这一要求导致滤层的标准与其它土工织物滤层所用的标准相同。最新的建议是由霍尔兹Holtz(1978)提出的,但有附加要求:有足够的强度使施工中保持完好,还要有耐久性;其中包括对化学物质和各种微生物均有抵抗能力。在实验室进行抗化学和抗生物的试验是成问题的,因为很难在实验室内模拟

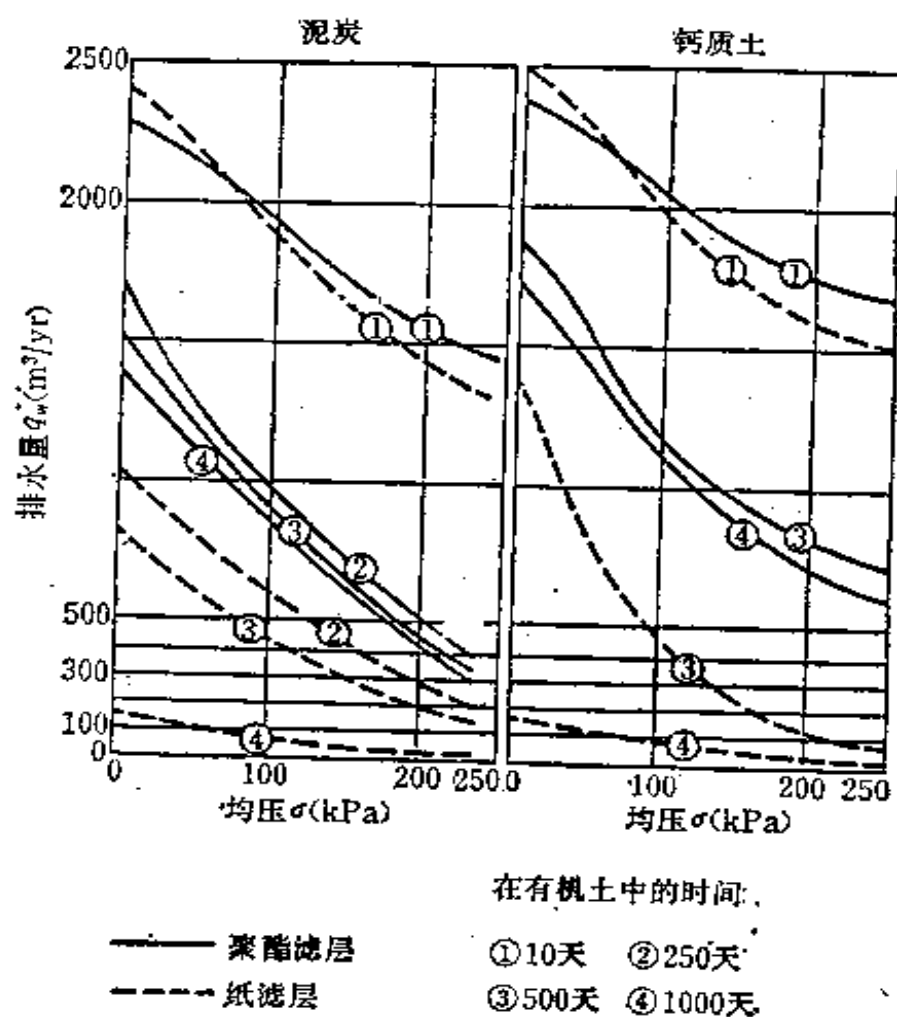


图 4-36 土工排水层的排水性能  
(柯达Koda等1986)

长期的现场环境条件，所以现场试验更为可靠。

华沙农业大学岩土系柯达 Koda 等 (1986) 进行了土工织物和纸套排水带 (土工排水型) 在有机土中的现场和实验室耐久性试验 (柯达等1986)。

图4-36中的试验结果，表明聚酯滤层具有较好的耐久性。但应强调的是，在有机土中超过18个月以后，纸滤层的排水性能仍大大超过所需的最小值。即使在有机土中经过几乎三年以后，纸滤层在 100 kPa 的均压下，仍显示出其足够的排水能力。

这种人工合成材料的排水带，一般是通过一底部关闭的空心钢导管送入土中 (图4-37)。导管可用静力压入或通过振动进入土中。达到所需的深度后，放下底板，使固定在底板上的排水带留在土中，而将导管拔出。

现在已经可以每分钟30m的速度安置竖向排水带，深度达50m以上。

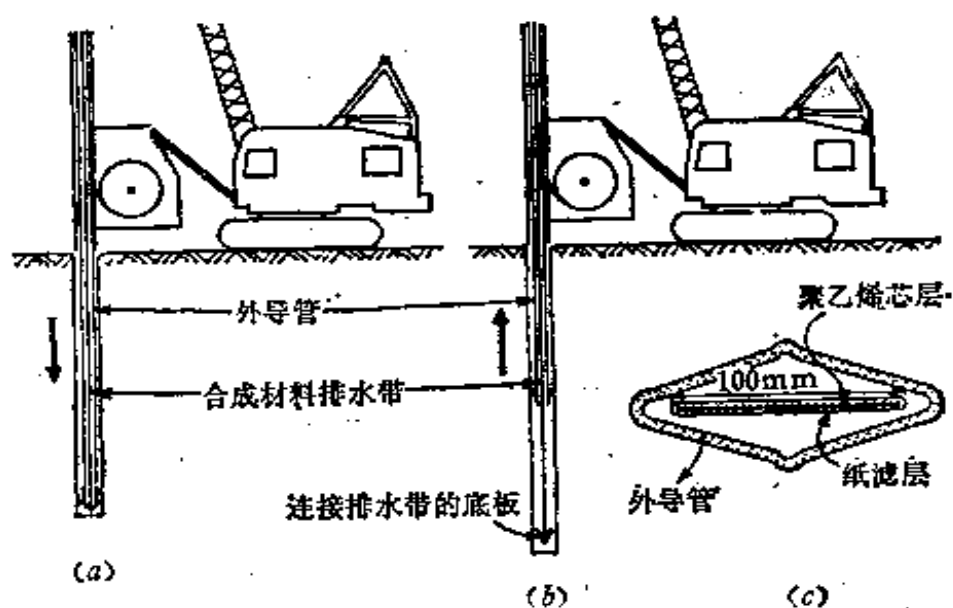


图 4-37 预制竖向排水带的施工方法

有关整个的排水系统的施工，包括设置排水带时的不足之处等，曾在几次专门会议上研讨过，·贾米奥尔考斯基 (Jamiołkowski) 等对此有过清晰的综述 (1983)。

这里可以概括地叙述为：在实用中，当竖向和水平向排水系统结合使用时，卡里洛 (Carillo) 定律也仍有效，至少对排水系统延伸到全部软土层厚时是这样：

$$1 - \mu_T = (1 - \mu_v)(1 - \mu_h) \quad (4-42)$$

式中  $\mu_T$ ——总固结度；

$\mu_v$ ——竖向固结度；

$\mu_h$ ——水平向固结度。

对效率很高的排水系统，如其深度没有达到全部要加固的软土层厚度时 (图4-38)，可按下式得出近似值：

$$\mu_T = \frac{L}{H} = (1 - \mu_v)(1 - \mu_h) + \left(1 - \frac{L}{H}\right)\mu_v \quad (4-43)$$

由此式可看出，要达到一定固结度 (此处可取固结度为  $\mu_T = 90\%$ ) 所需要的时间，当然取决于排水点平面布置网格的尺寸以及排水点间距与软土层的总厚度之比。

至于沿竖向排水系统的水平向固结度的计算，可结合汉斯包 (Hansbo (1981) 阐述的研究结果，参考巴隆 (Barron) (1948) 有关水平固结的理论。

通常  $\mu_h$  写为：

$$\mu_h = 1 - e^{-\sigma_{p,h}/E(n)} \quad (4-44)$$

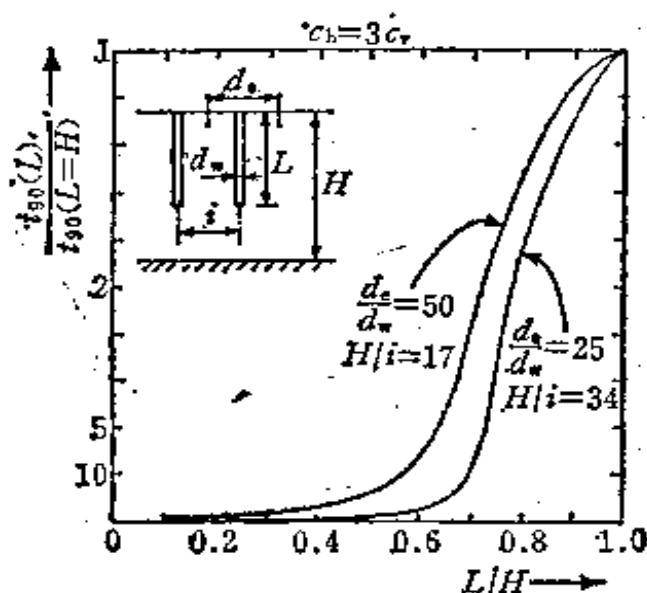


图 4-38 有限长度排水系统的影响  
(兰斯洛塔 Lancelotta 1981)

式中  $\tau_{p,h}$ ——水平向排水的时间因数，故  $\tau_{p,h} =$

$$\frac{c_h t}{d_e^2}, \text{ 其中:}$$

$c_h$ ——水平向固结系数;

$d_e$ ——竖向排水系统影响范围内土的圆柱体的直径;

$t$ ——加上垂直荷重后的时间间隔。

式4-44中的  $F(n)$ ，是汉斯包为了考虑在拔钢管时，与土接触面上可能形成重塑土的润滑层(图4-39)。

汉斯包最终提出  $F(n)$  的表达式(见图4-39)

为:

$$F(n) = \ln\left(\frac{d_e}{d_w}\right) + \frac{k_h}{k_v} \ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) - 0.75 \\ + \pi z(2l - z) \frac{k_h}{q_w} \quad (4-45)$$

式中  $d_w$ ——面积为  $\Omega_d = \frac{\pi d_w^2}{4}$  的竖向排水系统的当量直径；

$d_e$ ——影响范围土柱的直径；

$d_s$ ——形成土的润滑层的当量外径；

$k_b$ ——天然土的水平向渗透系数；

$l$ ——排水系统的特征长度（双向排水时为总长度之半，仅向上排水时  $l$  即为排水系统的总长度）；

$q_w$ ——面积为  $\Omega_d$  时，排水系统的最大流量；

$k_r$ ——土润滑层的水平渗透系数。

当然， $k_r$  值的选取，对固结度的影响很大，正如图 4-40 上所表示的那样。

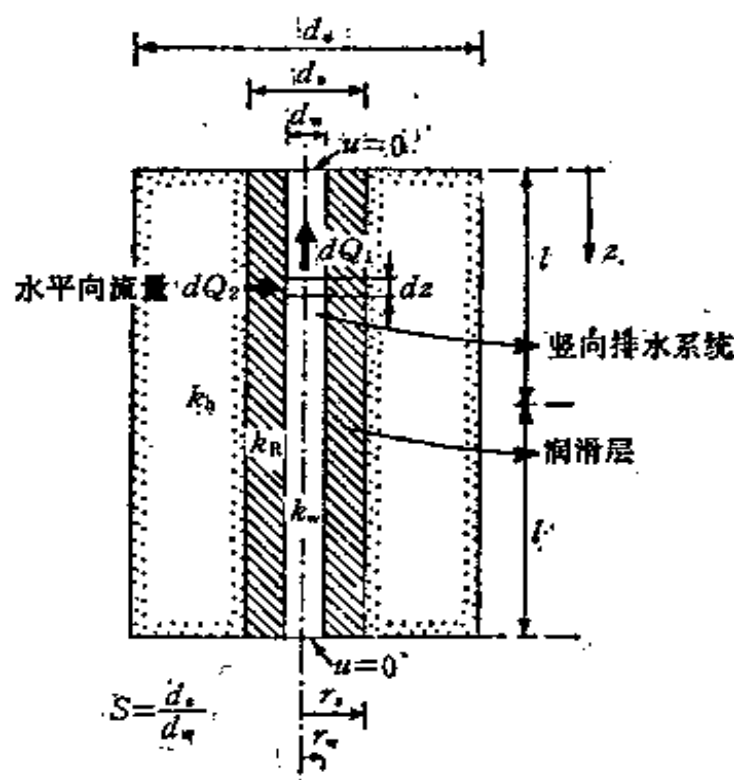


图 4-39 润滑效应  
(汉斯包1981)

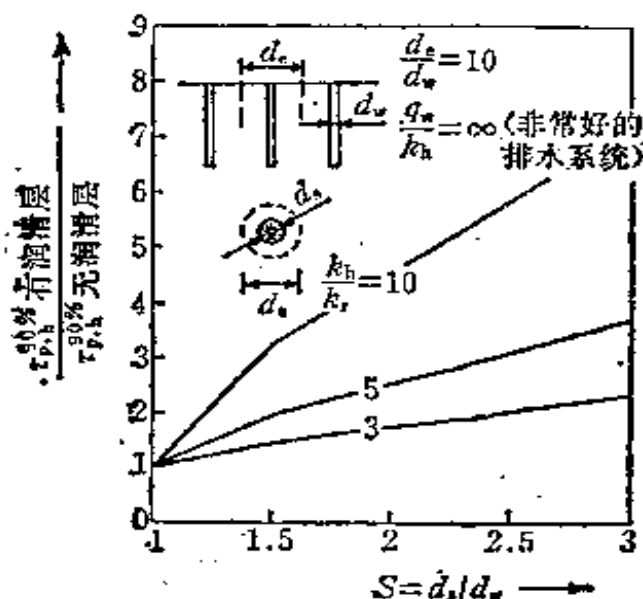


图 4-40 润滑层的影响 (兰斯洛塔 (Lancelotta) 1981)

在实际工程中当  $d_s/d_w = 2$  时, 常取  $k_r = k_h/5$ 。

我们认为实际上这种润滑层的影响不是十分重要的, 因为在整个竖向排水系统上形成连续而又完全的润滑层不太现实。

还应当指出, 如果排水流量每年超过  $150\text{m}^3$ , 排水井本身的阻力对固结速率的影响很小。

最好的办法是先搞一个试验场地, 尤其在重要工程的应用中, 从实测的沉降量和孔隙水压力, 反算出水平固结系数  $c_h$ 。为此, 日本的浅岡 (Asaka) 和松尾 (Matsuo) (1978) 提出了一个简单的方法 (图 4-41), 它将固结的时间分为若干相等的时间段  $\Delta t$ , 读出某一时间  $t_j$  的沉降量  $s_j$ , 并在图表中使前后两次的沉降量读数  $s_n$  与  $s_{n-1}$  彼此建立起关系。

在预加荷载很久以后, 对所测得的沉降  $s_{n-1}$  和  $s_n$  来说, 有充分根据认为已进入线性的次固结阶段。

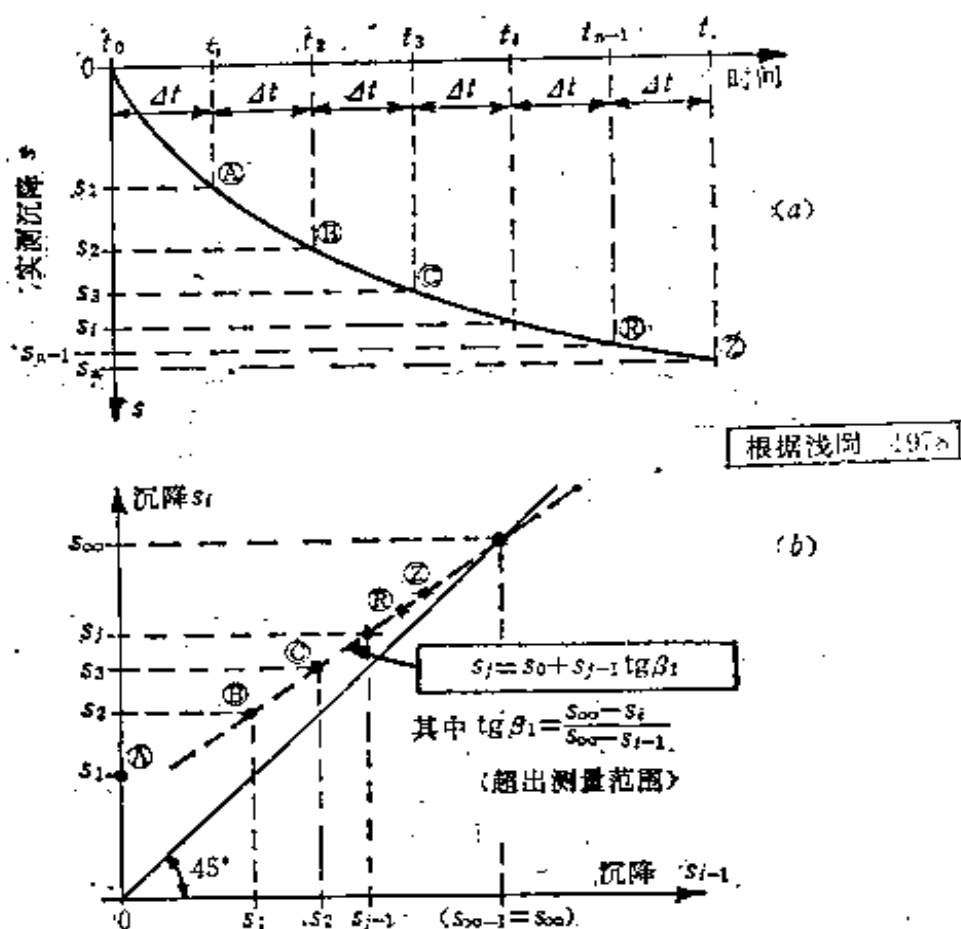


图 4-41 采用竖向排水系统时，确定水平固结系数的简化方法

在此情况下，和（图4-41）令：

$$c_h = \frac{d_v^2 F(n) \ln \beta_1}{8 \Delta t} \quad (4-46)$$

和 
$$c_v = \frac{4 l^2}{\pi^2} \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (4-47)$$

对大多数土的加固技术来说，其进行的方式方法以及有关专家的经验，对最终所取得的效果有重要作用。就竖向排水加预压加固而言，首先要有一充分长久的实施计划，使有足够时间来进行预压，

并不需要进行详尽的可行性研究。

汉斯包对一项正常的预压加固工程实例（1983年）进行过计算，此工程填土高为4m，软土层中的排水系统长度为10m，排水井的间距为1.5m，其主要加固费用约为700BF/m<sup>2</sup>（BF为比利时法郎），这与其它加固方法相比是有竞争力的，但须不在乎要很长的预压时间（此工程要1年以上）。

## 第六节 灌 浆

通常，将化学溶液或其它加固用的物质注入土或岩石中的空隙中，是为了减小渗透性或增加土的强度，或两者兼有之。灌浆用的材料可分为四类：

1）不稳定的灌浆液体，主要是溶在水中的水泥颗粒；2）稳定的灌浆液体，也以水泥为基础（加添加剂），但不溶解；3）化学溶液，经过一定时间后，会变成凝胶；4）发泡的灌浆材料，在注入土中后，由于压力消失形成气泡，而体积增大。

在选择灌浆材料或灌浆方法并用于具体工程之前，预先进行灌注试验是绝对必要的。为此，应设法得出：土中钻孔的可能性、已经地质勘察过的土的层理情况和不均匀性、由现场抽水试验所得土的渗透性以及产生最佳效果由随后的钻孔试验验证所需的灌浆压力。

灌浆技术中流行的两类方法是：通过注液管进行的压力灌浆以及现场用射流搅动土并同时强力混入水泥胶结材料（即所谓“喷射灌浆”法）。以荷兰工程师命名的乔斯顿（Joosten）工法只是其中之

一，属于第一类方法，它是1929年精心创造出来的（图4-42）。最初的方式，就是将一根简单的底部有孔的钻管钻入土中，在此钻管向下运动时就灌注硅酸钠；往上拔管时则灌注氯化钙（ $\text{CaCl}_2$ ），两者形成一种密实、坚固的硅酸钙凝胶。

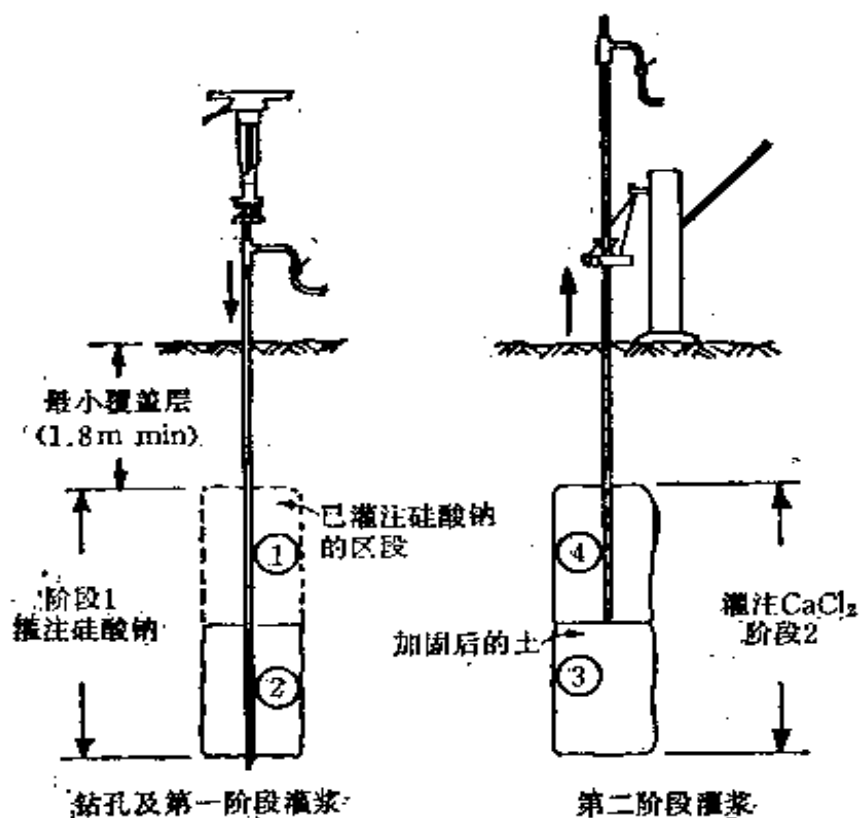


图 4-42 乔斯顿 (Joosten) 工法

在太沙基 (Terzaghi) 的鼓励下，艾希 (Ischy) 在1934年为阿尔及利亚的一个工程，研制出另一种灌浆的工法，即用套管进行灌注。该方法的基本原理如图4-33所示。这种工法所用的灌浆材料可由内管或压力管通过开孔的套管挤入土中。根据不同土层的性质，可以采用不同的灌浆材料，并可在套管

的不同标高上进行。

一般来说，用水泥配制的灌浆材料，只适用于灌注渗透性好的土（渗透系数 $k > 10^{-3} \text{ m/s}$ ）。

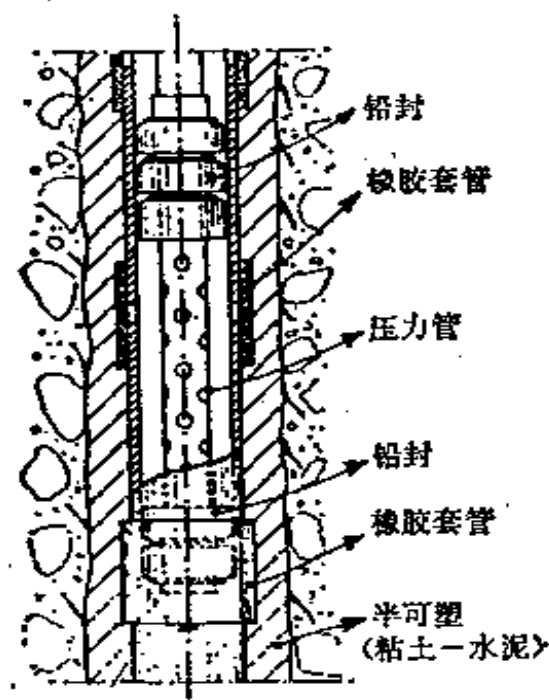


图 4-43 有套管的灌浆方法

采用研磨得很细的水泥颗粒（粒径 $< 5 \mu\text{m}$ ），可以稍微扩大其应用范围，如在日本所应用过那样。但是效果不理想，因为这些细粒总是不可避免地要凝固成大的水泥颗粒。也可以采用增大水泥浆的渗透力，减小开始灌浆时的水泥浆的粘滞度（图 4-44）。例如，采用粘滞度马希数（Marsh）小于35秒的水泥浆来代替传统的马希数为45秒的水泥浆。但其后果是水泥浆溶液的稳定性差，因而更容易产生孔隙的阻塞。尽管如此，这种特别稀的水泥悬浮液，特别适合于灌注压力要求保持较低（如低于2个大气压）的情况下使用。譬如在地板下或者

墙背后，不允许鼓起的情况下进行灌注。所以，在鲁佩尔隧道（Rupeltunnel）的地面下和墙背后的灌浆中，就曾采用这种方法。

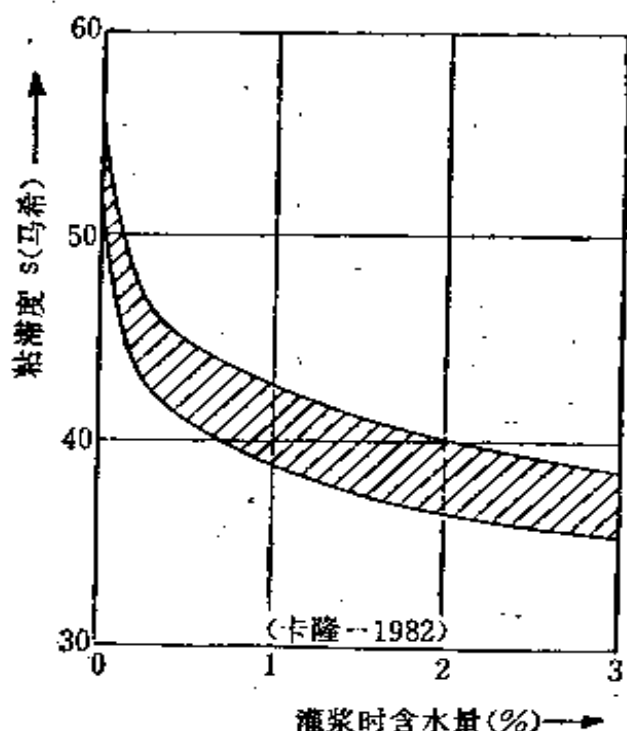
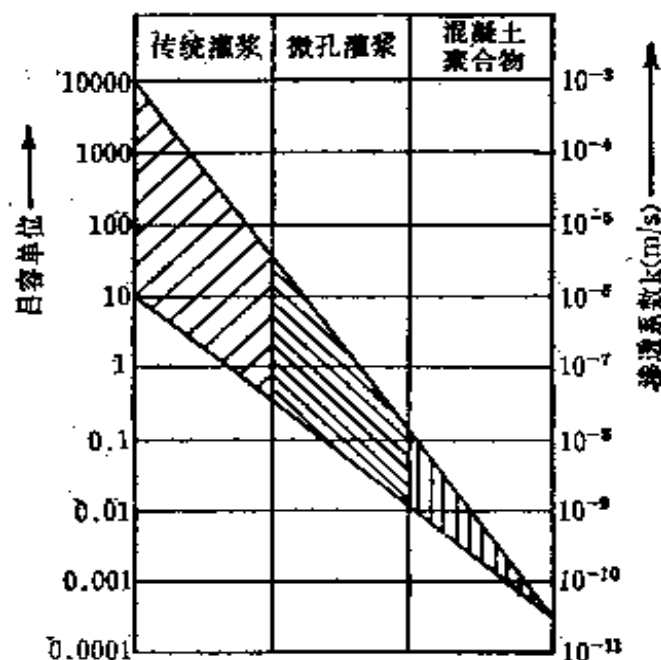


图 4-44 浆材粘滞度随含水量的变化

虽然对渗透性差的土，正常情况是采用化学注浆，但如土的渗透性降低到  $k < 10^{-6} \text{ m/s}$ ，则必须进而采用所谓微孔灌浆技术（图4-45）。NASA（美国国家航空和宇宙航行局）根据灌浆材料在真空下渗透的理论，研制成一种十分先进的技术。这种技术取名为PIC（混凝土聚合物），说明它是为了混凝土这样的材料应用而研制的，不是以岩土工程应用为目的。

微孔灌浆用的化学灌浆材料，大多数是以硅酸钠为基础稀释配制的，为了封堵止水时，约用80%



浆材类型		加固(V) 或 减小渗透性(A)	最适宜的应用范围								
水泥			V	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	
粘土水泥悬浮液			V与A	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	
膨润土悬液			A	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	
沥青乳液			A	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	
硅胶	加固用	高粘滞	V	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	
		低粘滞	V	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	
	减小渗透用	高粘滞	A	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	
		低粘滞	A	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	
丙烯酰胺			A	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	
酚醛			V	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	
初始渗透系数			k(m/s)	1	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	

图 4-45 不同浆材类型及其应用范围

的水稀释，当需要增加强度时，用20%的水稀释。为封水灌注时，也多采用丙烯酰胺●为基底配制的

● 丙烯酰胺的分子式为 $\text{CH}_2=\text{CHCONH}_2$ ——译注。

溶液（如AM-9）；为了加固时，用得更普遍的是以酚醛塑料（例如，苯酚甲醛）为基底的灌浆材料。

最初使用的丙烯酰胺，在日本发现了由其剧毒产生的教训。现在（自1980年以后）这些丙烯酰胺改造为‘AC-400’，一种毒性小的单体丙烯酸盐；或者改造成一种无毒的聚丙烯酰胺——“灌注液80”。但是，这些灌注材料成本很高，不可能普遍应用。

在最近的十年内，很少有新的化学灌浆原理方面的发展，一个例外的是所谓水敏化学材料，可以产生泡沫的灌浆材料。

在灌浆时，这种材料与地下水接触即产生聚合。

由于这种材料在注入土中之前保持液体状态，故大大地简化了灌浆的工艺。这种水敏性灌浆材料大多数是以有机胶为基础配制的（例如，多羟基化合物-异氰酸盐在与水接触后，在土中生成聚氨基甲酸酯泡沫），这些灌浆材料特别推荐用来对含水层进行快速封堵。

对所有化学灌浆材料来说，其初始粘滞度以及在结合时粘滞度随时间的变化，是很重要的（图4-46）。

当然，初始粘滞度尽可能的低，并且尽可能地不随时间变化，就有较大的优越性，这样，灌浆就容易进行。

所采用的灌浆压力，影响半径和灌注液体积之间的关系是复杂的，因为它取决于灌浆材料本身，

其粘滞度的变化以及土的性质和不均匀性。

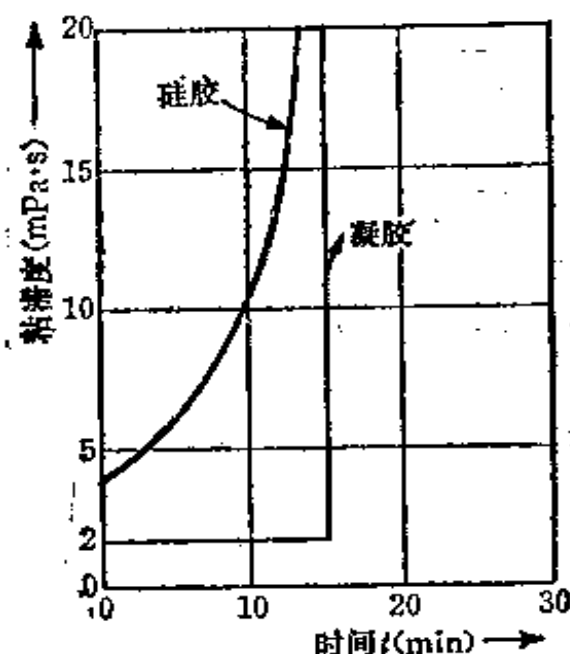


图 4-46 浆材粘滞度随时间的变化

有一个求灌浆时上述三者之间关系的近似方法（考虑灌注液为无抗剪强度的牛顿流体），如土的渗透系数为  $k_i$ ，则：

$$\frac{P_i}{\delta_i} = -\frac{Q_i}{4\pi k_i} \left[ \eta_i \left( \frac{1}{r} + \frac{1}{R} \right) + \frac{1}{R} \right] \quad (4-48)$$

式中  $\eta_i$ ——灌浆材料的粘滞度；

$P_i$ ——比重为  $\delta_i$  的溶液在喷嘴处的灌注压力；

$Q_i$ ——离管距离为  $R$  处的灌注液体积；

$r$ ——灌注管的半径；

浆液进入到半径  $R$  处所需的时间为：

$$t \cong \frac{\pi r^2}{k_i P_i / \delta_i} \left[ \frac{1}{3} \eta_i \left( \frac{R^3}{r^3} - 1 \right) \right]$$

$$-\frac{\eta_i-1}{2}\left(\frac{R^2}{r^2}-1\right)\right] \quad (4-49)$$

式中  $n$ ——土孔隙的体积。

时间 $t$ 的上限即为灌注液体开始胶结的时间。如所灌注的浆液的抗剪强度随时间不断增长（宾汉 Bingham 体型），则灌浆压力 $P_i$ 还要被变化很大的 $\eta_i$ 值和不断增加的流体与固体骨架之间的摩擦阻力所降低。

在微孔灌注的情况下（土的渗透系数  $k < 10^{-3}$  m/s），卡隆（Caron 1983）还指出，灌注浆液也将在毛细管压力的影响下在土中流动。根据卡隆的资料，经过时间 $T$ 以后，灌浆材料能覆盖的距离 $L$ 为：

$$L = 0.2 \sqrt{\sigma_c \cos \theta r T / 2 \eta_i} \quad (4-50)$$

式中  $\sigma_c$ ——毛细管的表面张力；

$\theta$ ——液体上层薄膜与毛细管壁间的接触角；

$r$ ——毛细管半径。

事实上，时间 $T$ 与从灌浆结束到注浆材料胶结所需的时间是吻合的。

当首要任务本身不是用灌浆去填充无粘性土的孔隙，而是要在土中形成一道连续的屏障，则可称为“挤密灌浆”或排开灌注法。为此目的，可以用粘滞度很大，很浓的水泥浆溶液，以达到将周围的土向两侧排开。这种水泥浆是不可能贯入土的孔隙中去的。70年代初期，灌浆技术另一个重要的进展在日本推广，称之为喷射灌浆。它是否能真的算灌浆

或是属于另一种灌注桩还一直在争论。如分类属于一种灌浆技术，它可用在常规灌浆技术通常无法应用的情况下采用（图4-47）。

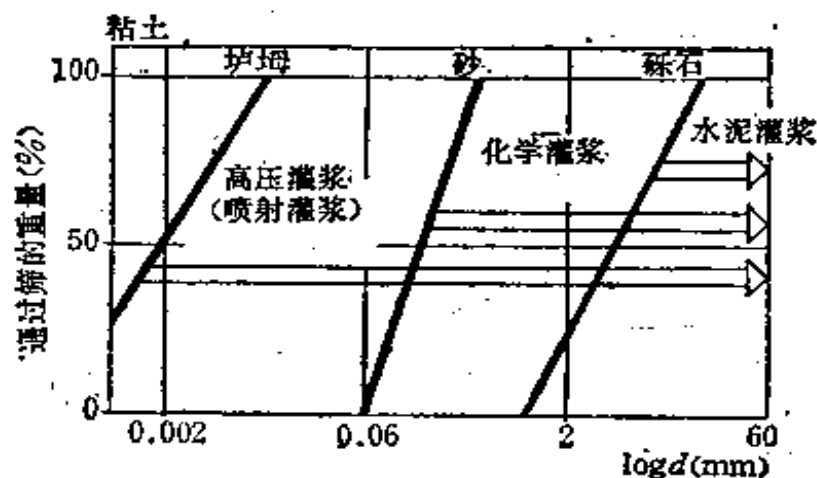
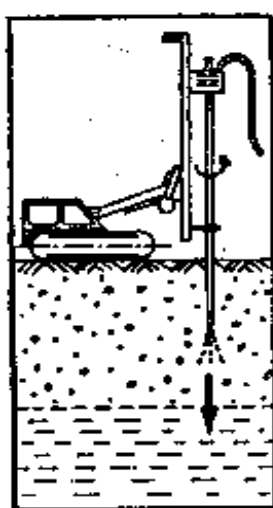
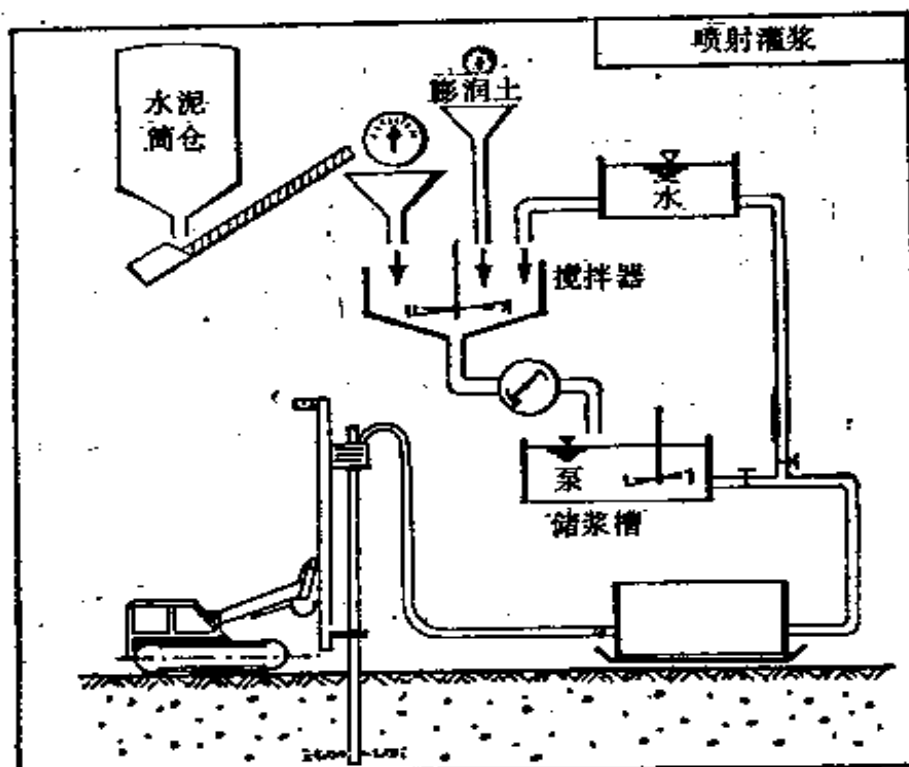


图 4-47 各种灌浆方法对具体土的适用性

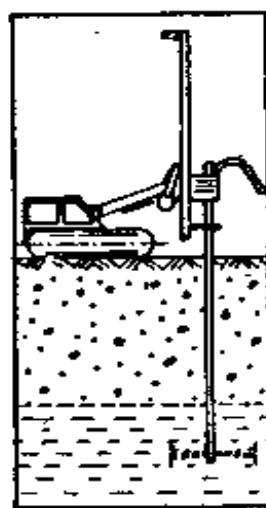
这种方法最简单的形式是将注浆管（靠喷射或其它方法）置入土中（图4-48）。一旦达到所需要的深度时，就由水平旋转的射流喷射水泥浆切割土，从而形成悬浮液。与此同时，土颗粒同水泥材料（水泥-膨润土）得到充分地搅拌。这样，形成一种性质改善了土-水泥柱。喷射灌浆工法在某些方面与DCM（深层化学搅拌）技术相似，用带水平翼的旋转钻杆搅动土，同时灌注水泥或化学添加剂，并与土搅拌（如同制作灰土桩）。

喷射灌浆根据施工方法上的小差别可以有不同的名称（见表4-2）。

从表4-2可看出，在喷嘴处的灌浆压力可达 60 MPa。



喷水钻孔



灌注膨润土和水泥浆液

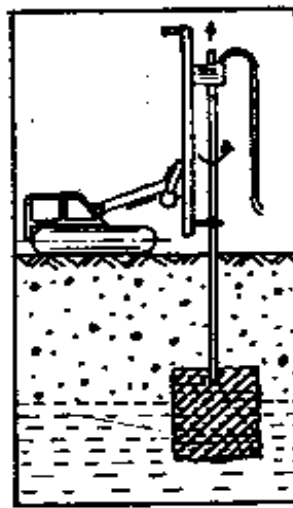


图 4-48 喷射灌浆法的原理

灌浆方法的比较

表 4-2

	CCP	JSG	CJG	SSS-MAN
灌浆压力(MPa)	20	20	40	20~60
悬浮液类型	水泥-水	伴有空气的水泥-水	伴有空气的水	空气-水混合物
灌注类别	喷射	喷射	半排开	全排开
灌浆喷嘴孔径(mm)	1.2	3.0~3.2	1.8~2.3	2.0~2.8
旋转速度(r/s)	0.33	0.10	0.08	0.05~0.12
灌浆后成型的直径(m)	0.8	2.0	3.0	3.5

在CCP工法中的灌浆材料主要用作切割土和与土搅拌用的液体。在JSG工法中，喷射的浆被一系列压缩空气流所包围，导致切割的深度加大，所以灌浆后的柱的直径也大。

在CJG和SSS-MAN工法中，根据同样的喷射切割原理，则用由压缩空气覆盖下的水来完成。悬液中的土颗粒通过钻管吸走，切割后形成的孔的最终尺寸经过检验后，即可灌注水泥砂浆。

现在，已经可以通过一个旋转的放大器（仿形）喷射头，在底部做成扩大端（图4-49）。

成桩（柱）能达到的直径与所采用的工法有关（表4-2），可到3 m以上。

这些土的加固技术与普通的灌注方法相比较，其成本作为每根管每天灌注量的函数，示于图4-50中。显然，由于灌注深度及是否需有扩大端等情况都不同，所以在这种成本价格的比较中，离散性较大。

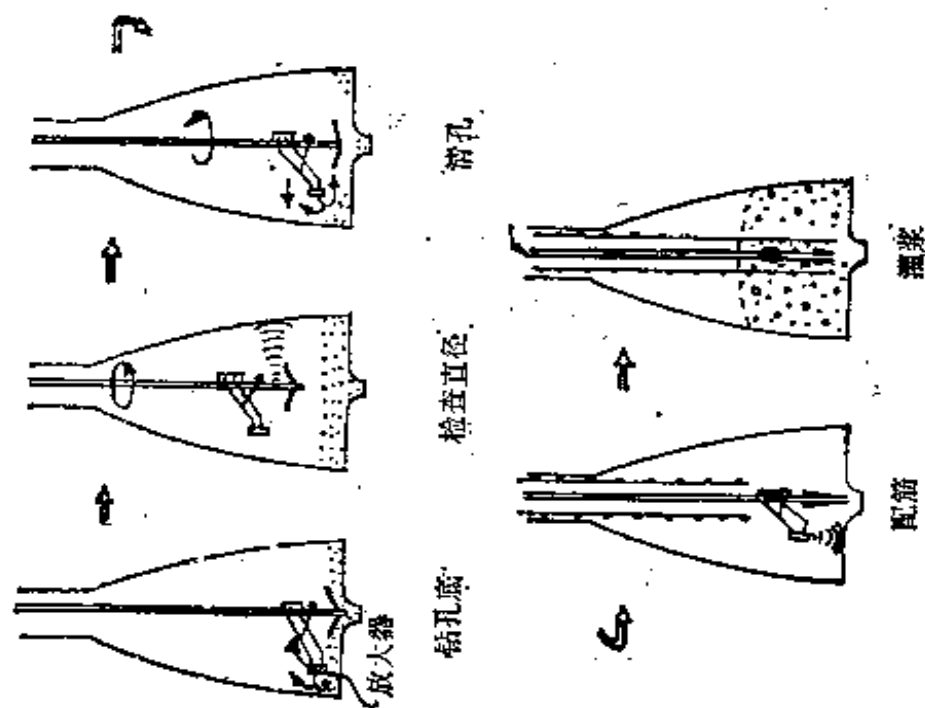


图 4-49 SSS-Man 的灌浆工法

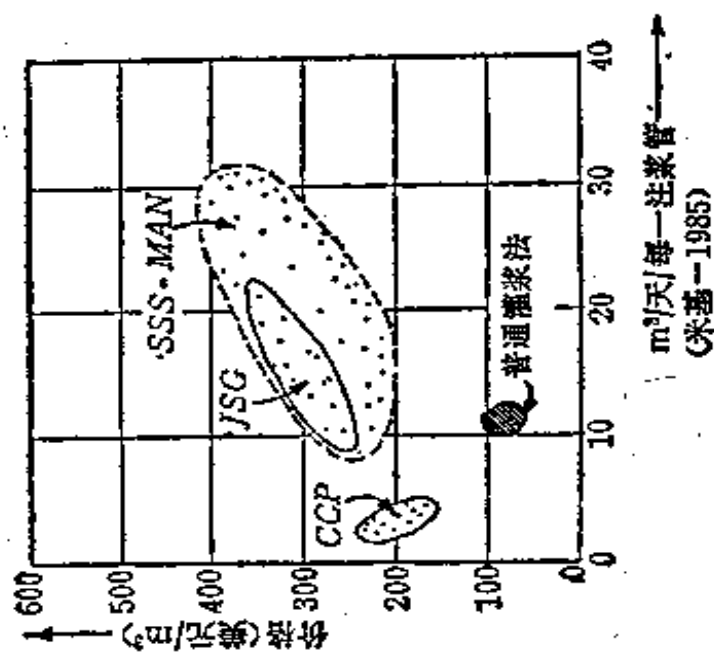


图 4-50 各种灌浆方法的估价

## 第七节 用独立增强构件加固地基土

还可以在土中局部放入独立的增强构件以加固地基土。这些放入土中的增强构件可以是：金属条（加筋土法），土工织物、钢锚杆或灌浆锚杆（土钉法）以及较大的微型桩。

### 一、加筋土

1963年维达尔（Vidal）提出了用“加筋”方法对填土进行加固的技术（图4-51a）。将约5mm厚的柔性镀锌钢条放在每层填土中，并在填土挡墙的前面用螺栓固定。这些钢条在墙背后的土中要伸展至足够远，其主要思路是，当在土中①区出现滑动时（图4-51），锚固的金属条将提供和补充抗剪强度（在②区土中），从而阻止进一步继续变形。对压实土中带肋的金属条来说，其形状对抗剪强度及应力-应变性能指标均有重要的影响（图4-52）。

最终产生的“粘聚”力 $c^*$ 值，可计算如下：

$$c^* = \frac{\sigma_t}{\Delta H} \sqrt{\lambda_p} \quad (4-51)$$

式中  $\lambda_p$ ——土本身的被动土压力系数；

$\sigma_t$ ——金属条的单位极限抗拉强度；

$\Delta H$ ——上下相邻两金属条之间的垂直距离。

因此，真正作用于挡土墙上的土压力是远远小于理论所预计的主动土压力值（图4-51c）。

这一方法的效果，主要取决于土与金属条之间的相对位移，以及这些金属条本身的变形性质，所以对金属条材料的选用至关重要。如果采用的是刚

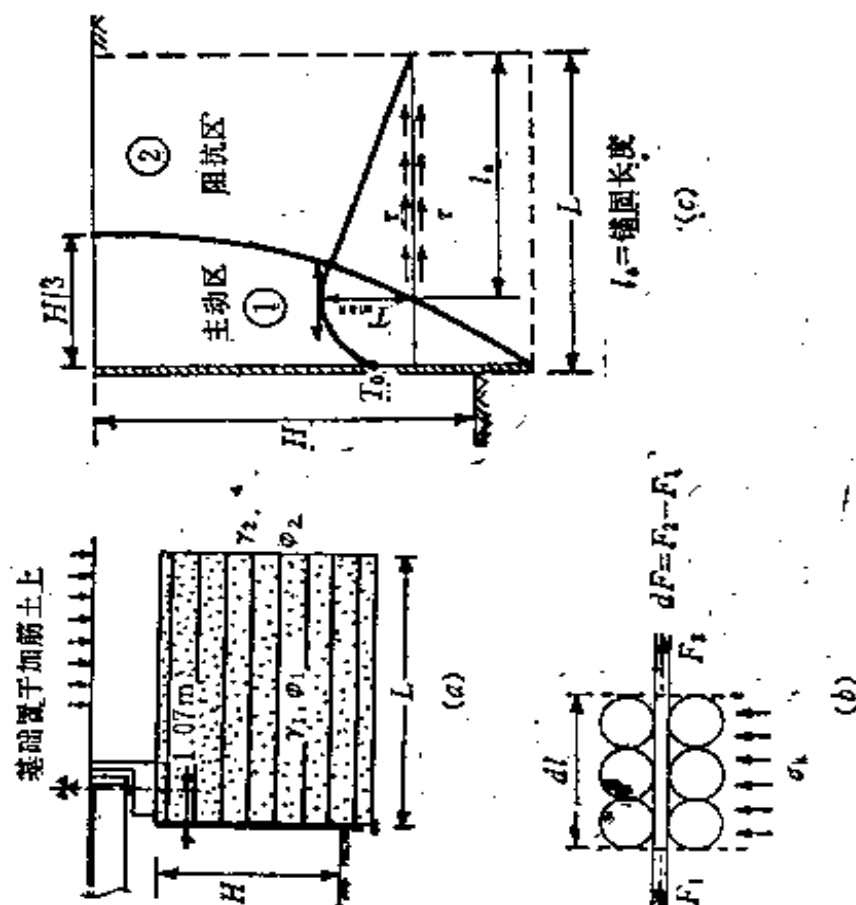


图 4-51 加筋土方法的原理

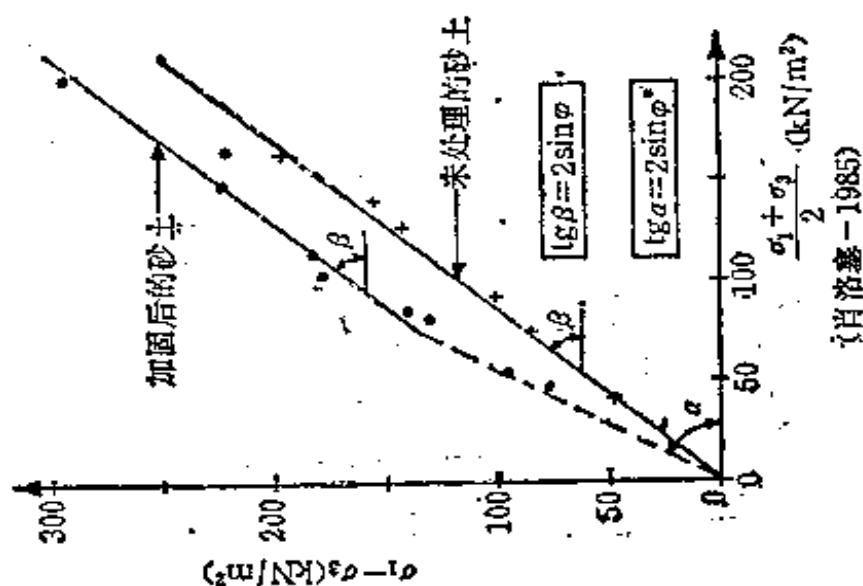


图 4-52 用加筋土加固后抗剪强度指标的改善

性的金属条而不是弹性较大的聚酯条，则最大的抗剪强度 $\tau_{\max}$ 出现的位置，离挡土墙要近得多，并且只限于较小的长度范围（见图4-51）。当然，表面的粗糙程度，也即土与加筋条之间的摩擦角( $\psi$ )，起着重要作用。加筋条表面具有足够的粗糙度，则压实土本身的抗剪强度才能充分利用。加筋条的这种表面粗糙度自然不是一个确定的参数，如加筋条与压实的回填砂，可认为是非常粗糙的接触，而同样的加筋条在与粗砾石接触的情况下，则会是光滑固定。所以采用的筋条必须适合于填土材料，如表4-3所示。

建议的加筋条与填土材料的结合方案 表 4-3

加筋条 类 型	填 土 材 料		评 价
	粒径 $<15\mu\text{m}$ 的含量(%)	粒径 $<80\mu\text{m}$ 但 $>15\mu\text{m}$ 的 含量(%)	
带肋加 筋条	—	$\leq 15$	可 采 用
	$\leq 10$	$> 15$	可 采 用
很粗糙 的金属条	10~20	$> 15$	在三轴试验中土的摩擦角 $\varphi_{\text{trial}} \geq 25^\circ$ 的条件下可采 用
	$\geq 20$	$> 15$	不可采用
光滑的 金属条	—	$\leq 15$	可 采 用
	$\leq 10$	$> 15$	可 采 用
	10~20	$> 15$	在加筋条与土间的摩擦角 $\varphi_{\text{soil-rib}} \geq 22^\circ$ 条件下可 采用
	$\geq 20$	$> 15$	不可采用

另一种不同的传统“加筋土”是从1976年开始由勃兰德尔 (Brandle) 采用的。

这实际上是一种用L形锚固构件构成的挡土墙 (图4-53), 它特别适合于用来加固高的陡坡。

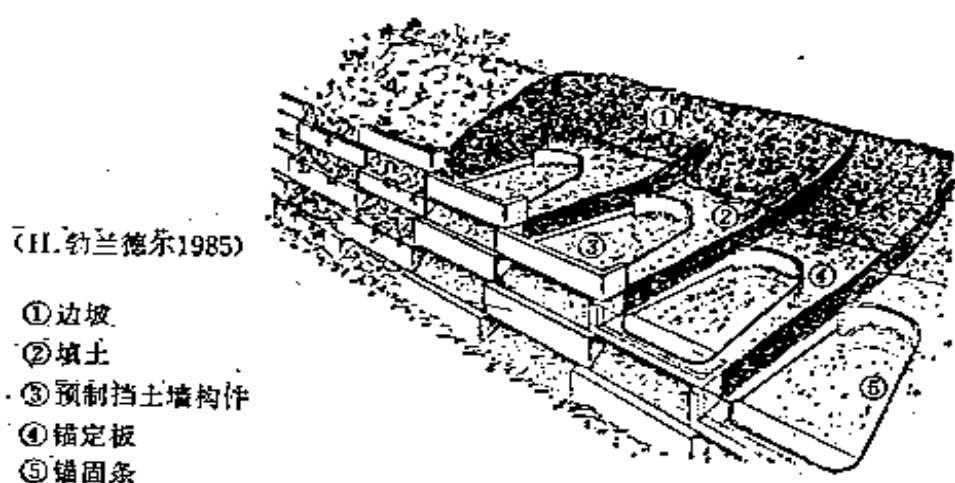


图 4-53 锚固挡土墙

按顺序将预制好的混凝土构件一排排堆积在一起, 两排构件之间有橡胶垫。每一排构件与下一排的构件, 要相互错开一个堆放。半圆形的锚定板设置在每块墙板后面经过很好压实的填土层内, 锚固距离约等于墙的总高度。墙板构件与锚定板之间铺设锚固条, 然后进一步填土并夯实。

这里的锚固条也可用镀锌钢条或聚酯织物, 并在墙背后较远处围绕锚定板形成一个套。但是, 这些锚固条不会使被加固土体的抗剪强度增加, 而专作为抗拉锚固用。勃兰德尔在1985年研究出了对此类构筑物的计算方法 (勃兰德尔1986)。建成后的带锚定板墙的稳定性分析、恰与传统的挡土墙分析相似, 只是取其折减后的墙宽。墙体内部 (墙板构

件、锚固条以及锚定板)的稳定性分析、与计算围堰的方法相同,考虑锚固条的弹性内部侧向土压力,在略微增大的主动土压力与静止土压力之间变化。

## 二、土中锚杆(土钉)

通过从地表打入土中的锚杆或钻孔中放入型材然后灌浆的方法,可以加固土体。为了在各种情况中都能充分利用其锚固作用,这些锚杆可以沿适当的方向设置(图4-54)。

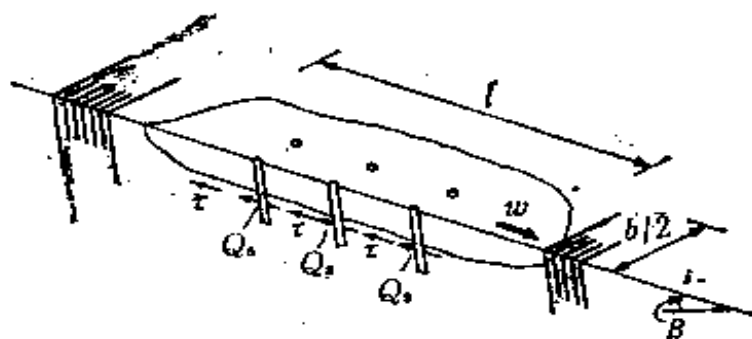


图 4-54 土钉加固方法

将这种锚杆加固技术与用土工织物防护土表面相结合的方法,是由柯莫(Koerner)提出来的(见图4-55)。

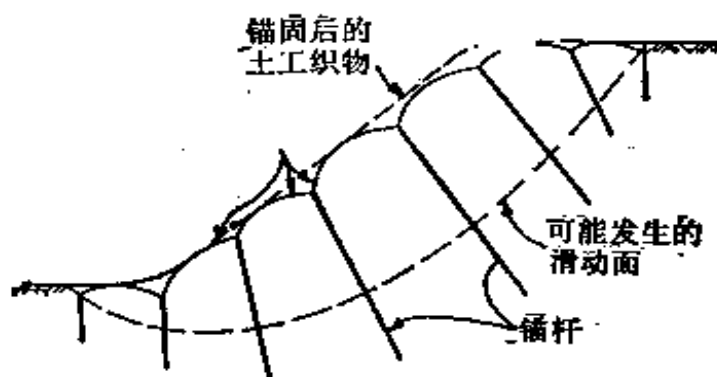


图 4-55 土钉与土工织物的结合

土工织物网或钢性的钢丝网要覆盖需要稳定的土坡表面，且用较长的钢杆或U形骑马钉将此网锚固在土体中。

### 三、微型桩或树根桩

其工艺与众所周知的用微型桩加固表层土的方法（里齐 Lizzi 1978）相同（见图4-56）。

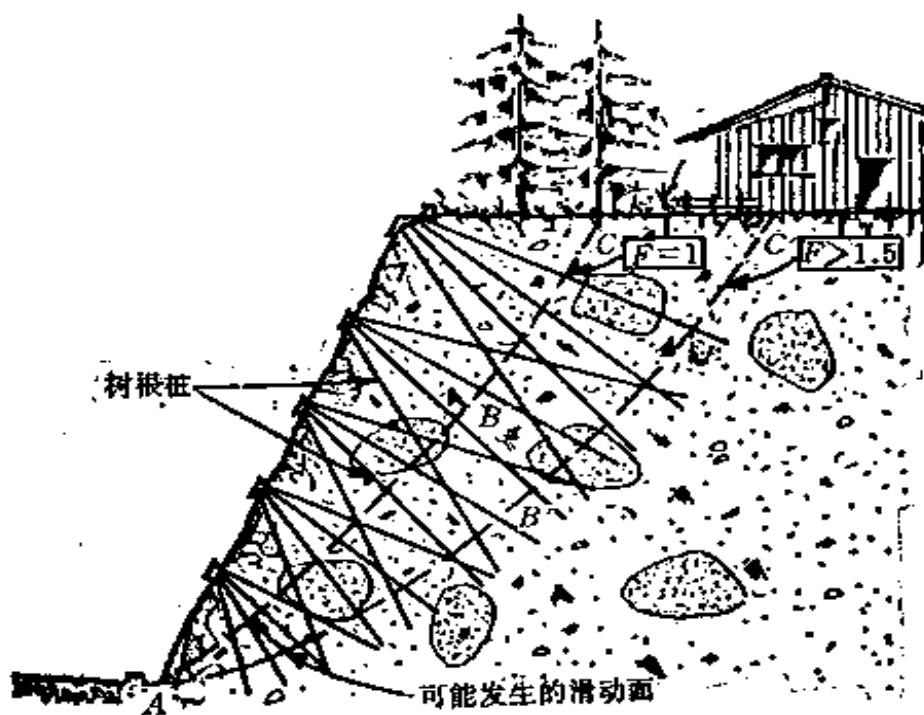


图 4-56 用树根桩稳定土坡

将微型桩应用于加固土的其它方面还有，如地下工程中的挡土墙（图4-57），但不普遍。

树根桩最初是根据意大利的方德戴尔（Fon-dedile）公司的一项专利实施的。树根桩是靠一高速旋转钻机来完成的，如果需要的话，这种钻机可以钻透已有的砖石（基础）和可能遇到的所有土层，直达所需要的深度。在钻进过程中，慢慢地将

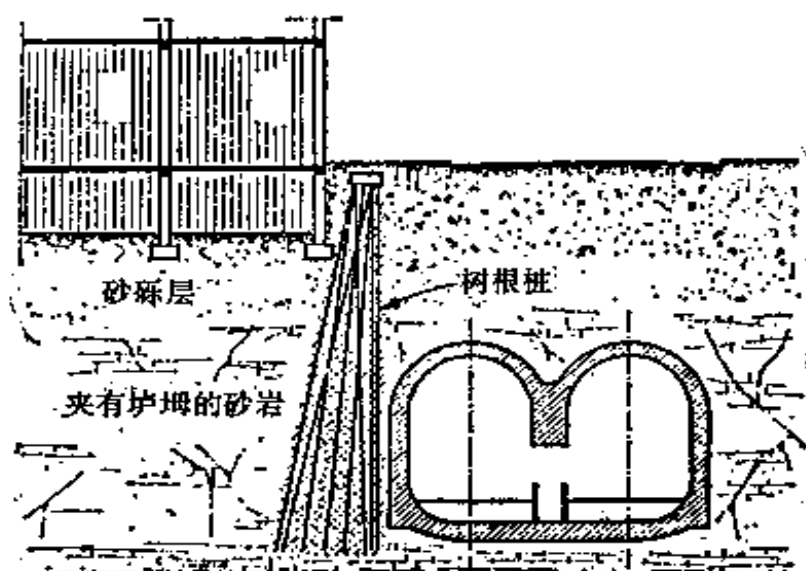


图 4-57 用树根桩防护地下开挖

钢套管下入孔中，以防止孔壁坍塌土的松动。

当钻孔完成后，将钢杆（常具有螺旋外形）下入钻孔全长中。然后向孔中灌入水泥砂浆，并同时逐渐将套管拔出。

水泥砂浆由粗砂和水泥混合组成，并掺入添加剂以增加其流动性。水泥砂浆是由压缩空气泵压入孔中，故桩径稍大于套管直径，且桩与土之间结合的很好。同时，砂浆也具有较高的强度。用高速钻机钻孔不会有太高的噪音和有害振动，也可在高度受限制的地方（限高 2 m）和各种边坡上进行。由于树根桩是在中心配筋的，因此也可用作抗拉桩或锚桩。

法国的地基建筑公司（Solétanche）对树根桩系统作了一些修改。首先，由于拔套管常带来许多困难，所以避免采用可装卸的套管。为此，有两

种可能解决的方法：一是将套管留在土中，与此同时，钻头也一起留在土中，这是一种较简捷的方法并可防止土的松动。留在土中的套管就作为配筋用。第二个可能的办法是，不下套管，钻孔时加膨润土悬浮液以保护孔壁。当此悬浮液会出现流失时，可预先将膨润土-水泥的悬浮液注入孔周围的土中。如当继续钻孔时，会出现塌孔的危险，而此时粘土-水泥可以硬结，经过几个小时后，便可重新开始钻孔。如果钻孔是倾斜的，通常仍将采用套管。

在图4-56所示的传统加固土的技术情况下，为了计算树根桩或微型桩所需的长度，里齐(Lizzi)提出了如下方法和经验。先在不稳定的土体内，定出两个滑动面 $ABC$ 和 $AB'C'$ ，对这两个滑动面的抗滑安全系数分别为1和1.5。树根桩的钻孔和灌浆必须超出安全系数 $F=1.5$ 的滑动面 $AB'C'$ 的范围，从而确定了所需要的桩长。在剪切滑动过程中，沿滑动面 $ABC$ 的滑动力，应由足够安全的、加固后的土体来承受，即由土中沿滑动面 $ABC$ (所产生)的总抗剪强度( $R_s$ )以及树根桩中的总抗剪强度 $R_p$ 来承担。因此可得出：

$$\frac{R_s + R_p}{A} \geq 1.5 \quad (4-52)$$

其中的 $R_p$ 里齐建议按下式计算：

$$R_p = 25nD^2c_u \quad (\text{MN}) \quad (4-53)$$

式中  $n$ ——树根桩桩数；

$D$ ——树根桩桩径(m)；

$c_u$ ——土的不排水抗剪强度( $\text{MN}/\text{m}^2$ )。

#### 四、土工织物

用土工织物使地基土得到加固，主要由于利用其抗拉强度（图4-58）。某些合成的织物在其铺设平面的垂直方向上是可以透水的，因此，超孔隙水可以透过织物而消散。其它非编织的垫层，在其铺设平面内也可透水，故可作为排水层用。

如选择得适当，编织的土工织物，除有排水作

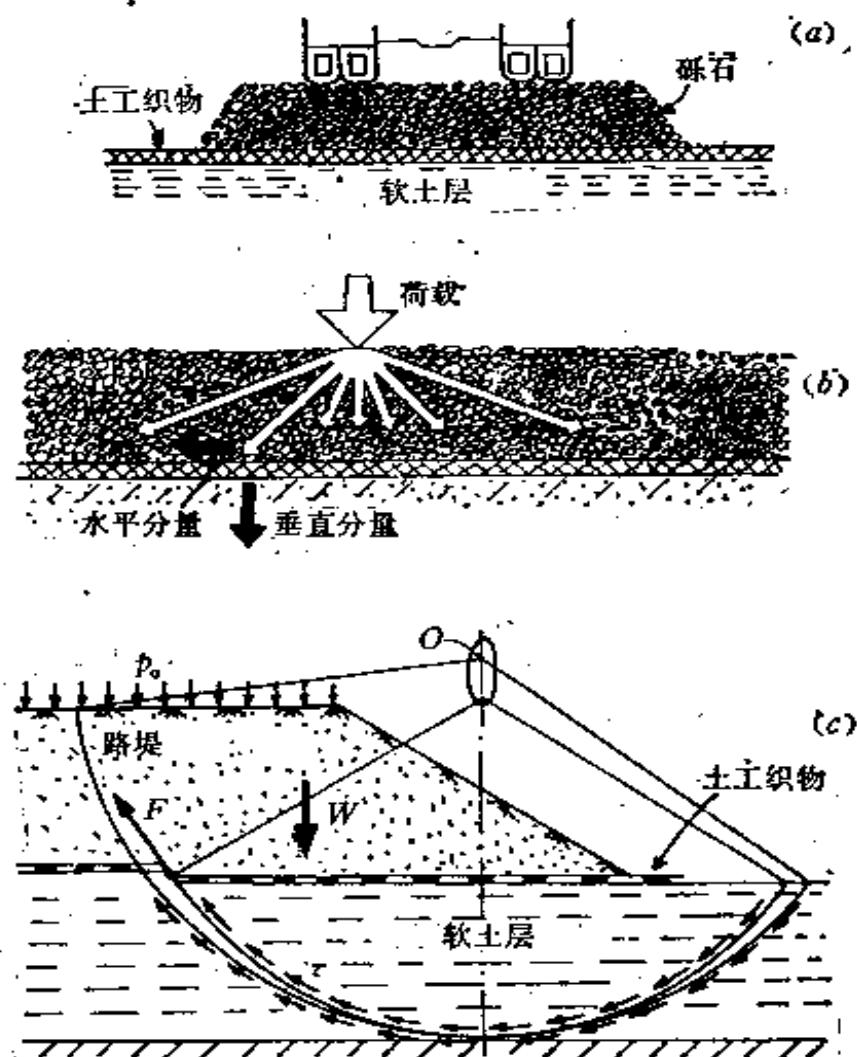


图 4-58 土工织物加固地基土的若干应用

用外，还可作为隔离层，以防止土颗粒的混入或挤入（图4-59）。

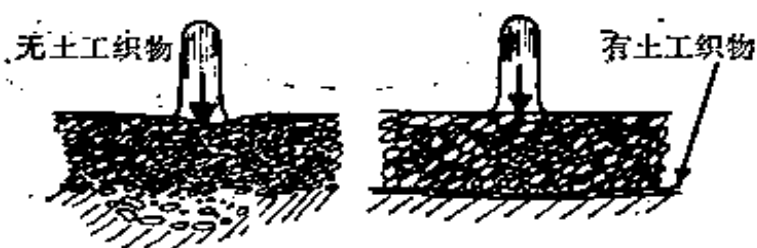


图 4-59 土工织物加固地基土的应用

表4-4为土工织物常见的几种用途

土工织物的用途

表 4-4

用 途	土工织物的功能		
	简单隔离作用	排水作用	加筋作用
加固一般道路的路基	+++	++	+
堤坝的覆盖层	+++	+++	+
铺设在高压缩性土层上的堤坝或基础之下	+	+	+++
填土的施工，不论填土是否在挡土墙背后，均装在土工编织袋中	+	+	+++

+++，最重要的功能

++，次要作用

+，作用不大

从土工织物国际会议（维也纳，1986年）期间所搜集到的最新资料中可以看出，仅欧洲每年用于上述领域中的土工织物面积约达1500公顷。这表明，二十年前才仓促首次采用的这种加固土的技术，

土工织物试用数据 (1987年)

表 4-5

土工织物类别	重量 (N/m <sup>2</sup> )	极限抗拉强度 (kN/m)	破坏时的应变 (%)	应变为10%时应力-应变图上的割线模量 (kN/m <sup>2</sup> )	大致价格 (BF①/m <sup>2</sup> )
1. 编织型					
单纤维聚丙烯	1.9~3.8	17~70	20~40	70~270	70
多纤维聚丙烯	3.8~12	35~210	15~40	175~700	100~400
多纤维聚酯	2.25~11.2	26~350	10~30	175~1050	200~1800
2. 无纺型(非编织型)					
熔化联结的连续纤维	0.75~3.8	3~35	30~100	17~90	50
针刺孔的厚膜	3.8~13.5	7~35	40~150	10~50	150~350
3. 土工格栅(高密度的合成网状物)					
聚丙烯	2.25~3.8	9~35	10~20	90~225	70~350
聚乙烯	3.8~11.2	9~88	10~20	50~700	70~400

① BF—比利时法朗——译者注。

已获得广泛的应用。目前,全世界已有50家以上的厂家生产各种各样的土工织物。表4-5简要地概括了其中最重要的某些部分。

土工织物作为加固地基土的一项技术,在如图4-58b所示的传统领域中应用,其效果可由凡英佩及赛伦斯(Silence)所分析过的一项工程中得到最好的说明(1986)。

如采用土工织物在非常软弱的土层上修筑路堤(图4-60a),可以很容易地计算出最适宜的土工织物。由路堤下的垂直平衡条件,可得:

$$(\gamma H - q_1)2R_1 \sin \theta_1 = 2T \sin \theta_1 \quad (4-54)$$

或

$$(\gamma H - q_1)R_1 = T \quad (4-55)$$

在图4-60中的两路堤之间土的垂直方向平衡条件,可写为

$$q_2 2a = 2T \sin \theta_2 \quad (4-56)$$

式中

$\theta_2$ 由土工织物的变形连续条件,可得

$$\theta_1 = \theta_2$$

另一方面,土工织物中的张拉力 $T$ ,同相应的应变 $\epsilon_1$ 与土工织物的割线变形模量 $K$ 的乘积有关。故得:

$$T = K \epsilon_1 \quad (4-57)$$

假定路堤下圆弧 $A_0B_0C_0$ 在变形前的长度为 $A_0C_0$ ,则 $\epsilon_1$ 可写成:

$$\epsilon_1 = \frac{\pi \theta_1}{180 \sin \theta_1} - 1 \quad (4-58)$$

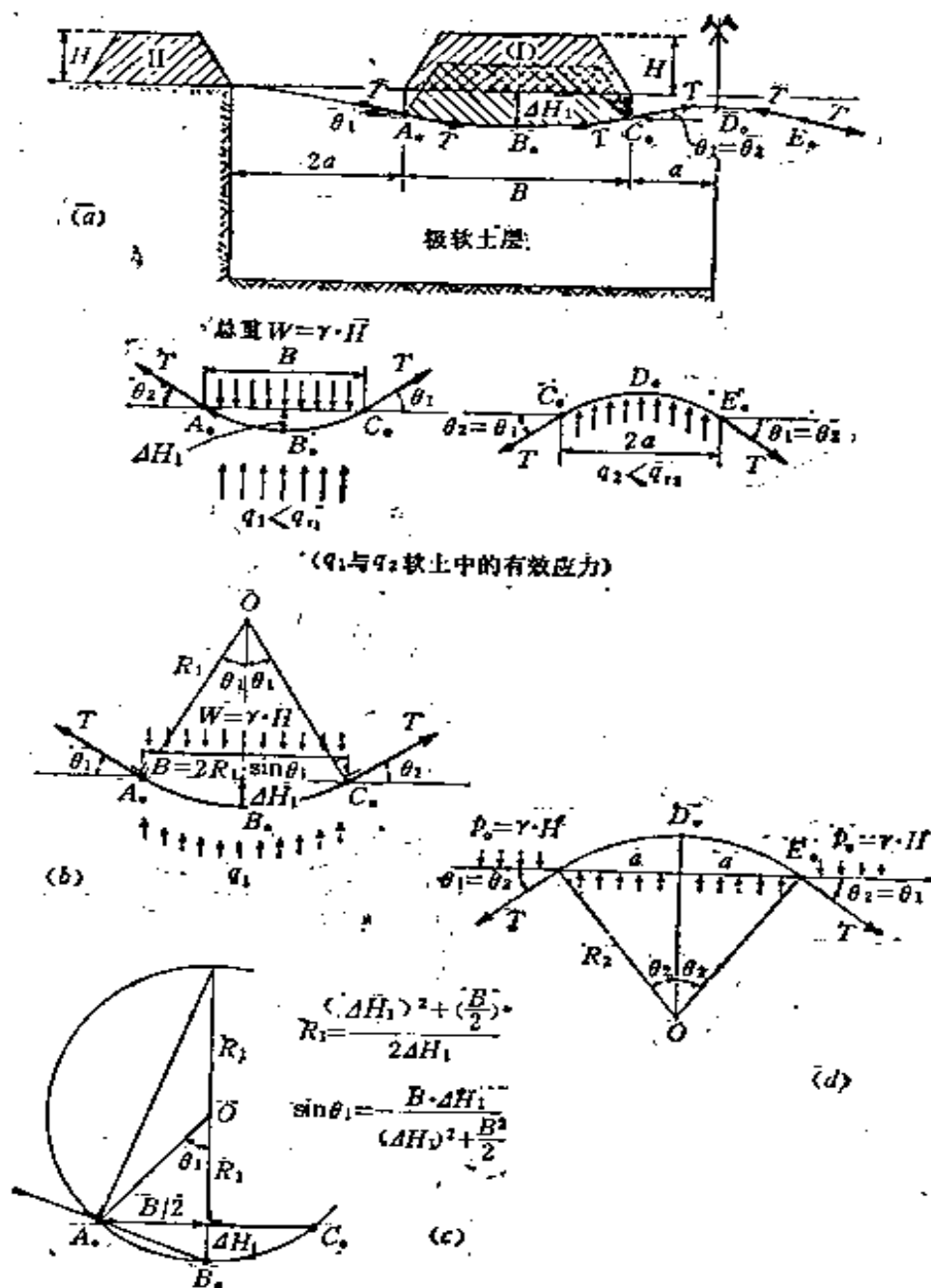


图 4-60 铺在路堤下软土上的土工织物的设计和计算  
(凡英佩 Van Impe等1985)

代入前面式(4-57)得:

$$T = K \left[ \frac{\pi \theta_1}{180 \sin \theta_1} - 1 \right] \\ = R_1 (\gamma H - q_1) \quad (4-59)$$

式中

$R_1$ 和 $\theta_1$ 为 $\Delta H_1$ 的函数,  $A_0 C_0 = B$  (见图4-60c)。由式(4-59)得到 $K$ 、 $\Delta H_1$ 和 $q_1$ 之间的关系, 由此,  $\gamma$ 、 $H$ 和 $B$ 为给定的数值。

根据选定已知路堤( $B$ 、 $\gamma$ 和 $H$ 为一定)条件下的容许变形( $\Delta H_1$ ), 由式(4-59)可导出作为土工织物类型(参数 $K$ 和 $T$ )函数的 $q_1$ 值。

故必须校核 $q_1$  (图4-60c)和 $q_2$  (图4-60d)。

$$q_1 \leq \frac{(\pi + 2)c_u}{s_1} \quad (4-60)$$

$$q_2 \leq \frac{(\pi + 2)c_u + \gamma H}{s_2} \quad (4-61)$$

选定安全系数 $s_1 = s_2 = 2$ , 由式(4-59)和式(4-60), 算出所需的土工织物类型(即 $K$ 和 $T$ 值)。并由式(4-61)和式(4-56)可算得, 两路堤之间所需的最短间距 $2a$ 。

在一路堤的实例中, 填土高 $H = 2\text{m}$ , 宽 $B = 4\text{m}$ ,  $\Delta H_1 \leq 0.5\text{m}$ , 土的 $c_u = 10\text{kN/m}^2$ , 可求得:

$$R_1 = \frac{(0.5)^2 + 4^2/4}{2 \times 0.5} = 4.25\text{m}$$

$$\theta_1 = \arcsin \frac{4}{2 \times 4.25} = 28.07^\circ$$

$$e_1 = \frac{\pi 28.07}{180 \times 0.47} - 1 = 0.04116$$

故

$$K0.04116 = 4.25(18 \times 2 - q_1)$$

且

$$q_1 \leq \frac{(\pi + 2)10}{s_1 (=2)} = 25.71 \text{ kN/m}^2$$

即

$$K = 1062 \text{ kN/m}$$

以及

$$T = K\varepsilon_1 = 43.74 \text{ kN/m}$$

且

$$q_2 = \frac{2 \times 43.74 \sin 28.07^\circ}{2a}$$

此处, 需

$$q_2 \leq \frac{(\pi + 2)10 + (18.2)}{s_2 (=2)}$$

最终可求得:

$$a \geq 0.94 \text{ m}$$

如土工织物用于填土的边坡修筑中(图4-58c), 则必须靠土工织物来保证土坡的稳定性。如图所示, 土工织物可产生附加的抗剪强度 $\tau$ , 以帮助土的原有抗剪强度来抵抗自重 $W$ (可能还有附加荷载 $p_0$ )所产生的力矩。

必须要注意的一点是, 目前通用的土工织物在破坏强度完全发挥之前, 其伸长率达10%(对编织的)到50%(对非编织的)。

所以, 在上述的工程应用中, 最好采用编织的土工织物。但在所有情况下, 土工织物在起到加固

这一方面意味着，对用土工织物加固的土体，其变形条件不能限制的很严格；另一方面也意味着，如果土工织物用在稳定性研究中，设计岩土工程构筑物时，应采用较大的防止破坏的安全系数 $F$ （例如，对边坡稳定，取 $F = 3$ ）。

在应用各种加固地基土的方法中，都留下一个主要问题，即对这些方法加固效果的检验。对加固地基土的检验，应优先采用现场试验方法，有时也可由室内试验完成。但在大多数情况下，室内试验（主要是压缩试验和三轴试验）只限于粗略地初步评价预期土的加固（情况）。在试验室中，有可能测得在施加振动或静附加荷载时，使土体得到加固的程度。在这之前的室内试验还能告诉我们许多有关合成材料的排水效果，加速土的变形固结的效果及其排水的长期性能等。例如，在这方面汉斯包 Hansbo (1981) 提出了 8 项室内试验，都是为事先获得（有关）竖向排水性质所必需的。模拟灌浆或加筋土的室内试验的意义不大，特别是因为实验室内和现场应用中两者间的尺寸效应（相差）很大。一些研究者，如奥伏生（Ovesen）和司考菲尔德（Schofield）在实验室内用离心机曾进行过用加筋土方法（如土工织物）加固土的试验。但作者认为，这些室内试验只能表明加固后有关土体变形及其大致性能，而对加固效果的定量评价帮助不大。

大多数的现场试验也经常用于设计阶段，因现场试验中所影响到的土体范围大，试验过程中的实

际限制条件保持不变，故在采用时优先于室内试验。

表5-1中所列的常用的现场试验方法，最大特点是试验均在土体表面上进行。例如，通过沉降观测标，可以测量沉降或固结程度，作为土的加固效果的指标。这种简单的测量系统，采用激光测量，大多数情况下是十分有用的。1978年由特纳（Turner）和福斯勃拉德（Fossblad）发明的压实计，是用来检验表面压实效果的。它将振动加速度计安装在振动碾的自由振动部件上（图5-1），

常用的加固后土的现场试验方法分类 表 5-1

试 验 方 法		土的类别	
		非粘性土	粘性土
在设计阶段进行的现场试验	1. 十字板剪切试验		+
	2. CPT(圆锥触探试验)	+	+
	3. 旁压试验	+	+
	4. 平板载荷试验	+	
	5. 抽水试验	+	
控制施工质量的现场试验	1. 沉降观测	+	+
	2. 平板载荷试验	+	
	3. 压实计	+	
	4. SASW法(表面波谱分析法)试验	+	
	5. 跨孔法试验	+	
	6. $\gamma$ -中子法试验	+	
	7. 旁压试验	+	+
	8. CPT(圆锥触探试验)	+	+
	9. 十字板剪切试验		+

从而有可能检验振动碾所施加的振动能量、共振频率和土的动弹性模量。

信号处理机立即将所测得的结果，特别是对未压实土层上测得的正常的正弦波形与由压实材料所得的畸变波形之间的差别进行分析和评估(图5-1)。这种试验结果的分析已表明，压实计试验与传统的静荷载板试验相比，对于检验相对密度来说，往往更为灵敏(舒韦勃等Schwab et al 1973)。况且，这种试验就在压实的同时进行，因此更为经济。

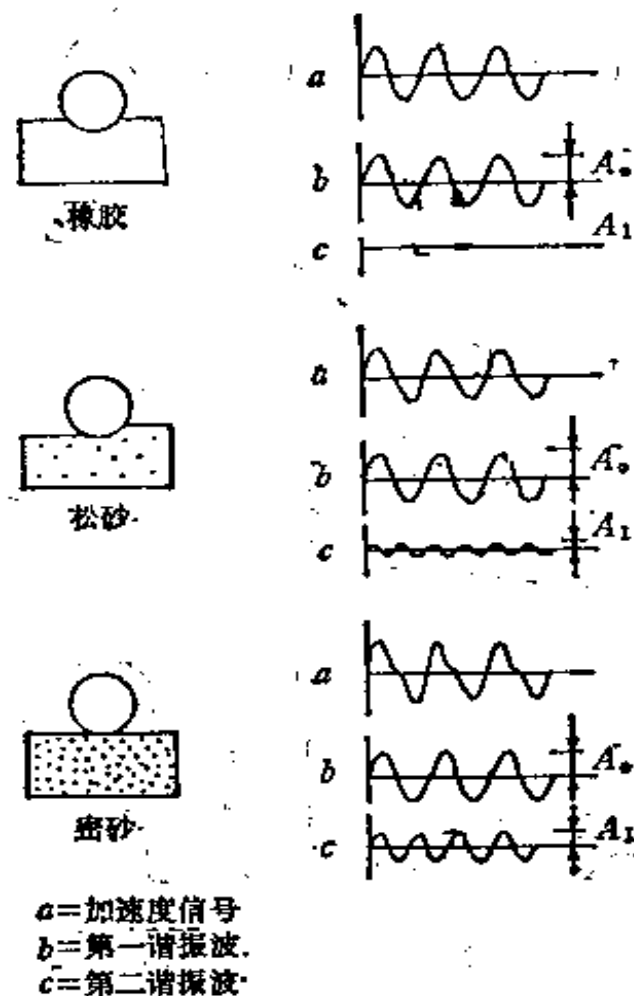


图 5-1 压实计在不同材料上显示的振动信号

另一项可在地表进行的现场试验是 SASW 法（表面波谱分析法）所描述的那样，它是由斯托考和纳札连（Stokoe & Nazarian）于1983年发明的。在瞬态冲击下，测得表面波的传播及波谱（图 5-2），并将其分解为一系列具有不同频率( $f$ )以及相应波长( $L$ )和振幅的振动波。

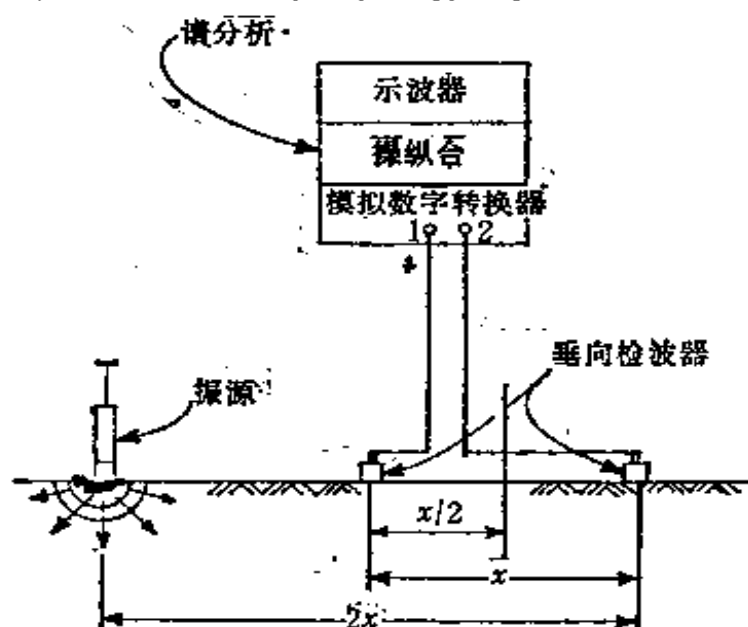


图 5-2 SASW法（表面波谱分析法）测试系统

根据这些试验结果，导出表面波速 ( $v_s = fL_s$ ) 和动剪切模量  $G_d = \rho v_s^2$  ( $\rho$ ——土的密度)。将加固前后土的这些  $G_d$  值或  $v_s$  值进行比较，即可得出对加固效果的评价。

类似的测波速的方法还有采用熟知的地震勘探中的跨孔法。通过从一个钻孔内发送振动波，而在另一个钻孔内记录该振动波的信号，即可得到（横波）波速，并以此与未压实的波速相比较。这样，马萨契（Massarch 1985）提到在用振动翼振实的匀质

砂层中，加固后土的横波波速，在5~6m深处，可增加到 $v_s = 160\text{m/s}$ ，这导致土的动剪切模量 $G_d$ 几乎增加一倍（由25MPa增加到50MPa）。

以加速固结的方法加固的粘性土层，其检验方法在大多数情况下，限于用十字板剪切试验、旁压仪试验或圆锥触探试验（CPT）。

圆锥触探试验（CPT）似乎对检验非粘性土的加固效果特别适用（马萨契和勃罗姆斯，1983，德洛克 1982），德格罗特和贝克（De Groot & Bakker 1971），卡本梯尔等 1985（Capentier et），瓦莱斯Wallays 1982以及凡英佩与德洛克 1985）。

瓦莱斯（1982）提出用CPT试验，根据 $f$ 值来检验土的加固情况：

$$f = \frac{q_{c.m.after}}{q_{c.m.before}} \quad (5-1)$$

式中  $q_{c.m.before}$ ——加固前，有关土层的平均圆锥阻力，

$q_{c.m.after}$ ——加固后，有关土层的平均圆锥阻力。

卡本梯尔 Carpen Tier 等（1985）提出了类似的方法（图5-3）用于临界深度（ $z_0$ ）以上的区域中， $z_0$ 可由动力触探曲线图中得出。

凡英佩与德洛克（1985）建议的试验方法（图5-4），是以测定动力触探设备贯入所需的总能量 $E_t$ 为依据的：

$$E_t = E_c + E_f \quad (5-2)$$

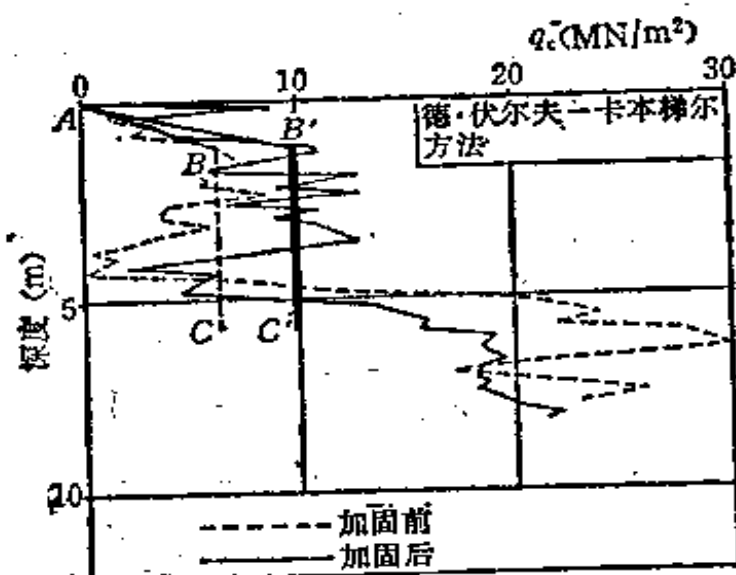


图 5-3 用CPT(圆锥触探试验)检验土加固效果的方法(根据德·伏尔夫De Wolf等, 1985)

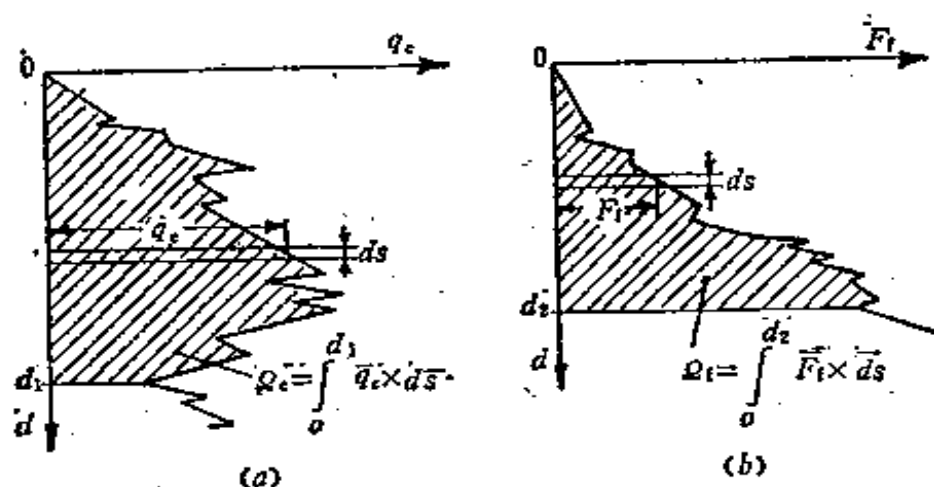


图 5-4 用CPT(圆锥触探试验)检验土加固效果的方法(根据凡英佩等Van Impe et al 1983)

式中  $E_c$ ——圆锥的贯入能量(图5-4a);  
 $E_f$ ——沿触探管的摩阻力引起的能量(图5-4b)。

将加固前的总能量  $E_{t,bef}$  和加固后的总能量  $E_{t,after}$  的试验结果绘于半对数图上，可发现两者之间有一恰当的线性关系（图5-5）。这使我们可以预估在这些土层中以某种具体方法加固时，可以达到的加固程度。

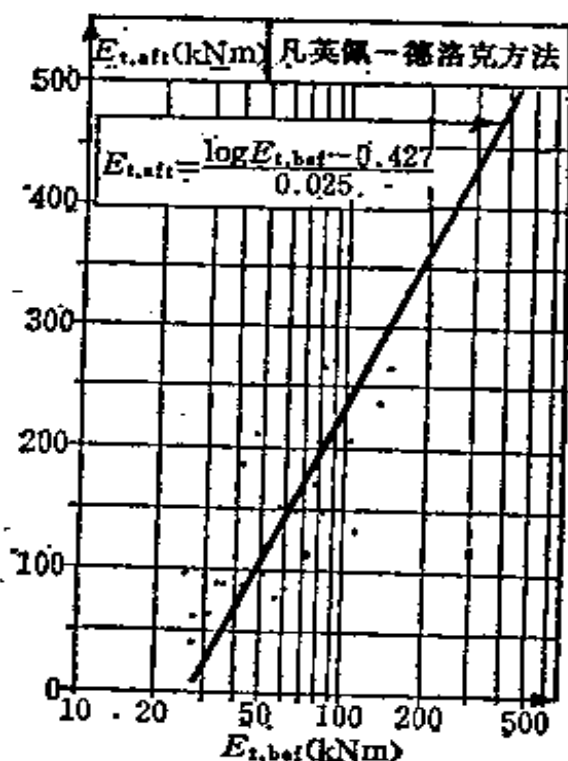


图 5-5 用CPT（圆锥触探试验）检验土加固效果的方法  
(根据凡英佩等Van Impe et al 1983)

---

## 第六章 总 结

---

在最近十年中，地基土的加固技术，无疑已成为基础工程师所面临的最大挑战之一。

对一项具体的工程应用来说，在设计一种适当的加固地基土的方法时，其决定因素应该是：有关契约人所具有的经验；它对环境的影响；能源的总消耗以及预期要改善的土的指标。

在许多情况下，经济因素限定了优先采用一般加固地基土的方法，而不采用先进的，可以达到更深和更坚硬土层的基础工程。因此，清楚地了解每一种加固方法的技术可行性及其运用的土质条件，就变得越来越重要了。许多方法是仅以一些试验资料开始，而后来进一步发展起来的。即使在目前，大多数技术也还是常通过简单的经验方法来完善。

在目前已有的这些加固方法中，要使有些方法朝更为科学的分析手段发展，尤其是在科学知识的基础上，为使这些方法应用得更为经济，还有一段很长的路要走。

- Asaka, A. & M. Matsuo 1981. Dynamic design philosophy in settlement prediction. *Soil mechanics and foundation engineering; Proc. 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Stockholm 15-19 June 1981* 1: 195-198. Balkema, Rotterdam.
- Balaam, N.P. & H.G. Poulos 1983. The behaviour of foundations supported by clay stabilised by stone columns. In H.G. Rathmayer & K.H.O. Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983* 1: 199-204. Balkema, Rotterdam.
- Barendsen, D.A. & L. Kok 1983. Prevention and repair of flow-slides by explosion densification. In H.G. Rathmayer & K.H.O. Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983* 1: 205-208. Balkema, Rotterdam.
- Barron, R.A. 1948. Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Transactions, A.S.C.E.* 113: 718-754.
- Bjølgerud, O. & A.K. Haug 1983. Dynamic consolidation of rockfill at an oil refinery site. In H.G. Rathmayer & K.H.O. Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983* 1: 213-218. Balkema, Rotterdam.
- Brandl, H. 1960. Stützmauersystem "NEW" und andere Konstruktionen nach dem Boden-Anker-Verbundprinzip 280, Bundesministerium für Bauten und Technik, Wien.
- Brandl, H. 1981. Alteration of soil parameters by stabilization with lime. *Soil mechanics and foundation engineering; Proc. 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Stockholm, 15-19 June 1981* 3: 587-594. Balkema, Rotterdam.
- Brandl, H. 1985. Slope stabilization and support by crib walls and prestressed anchors. *Proc. 3rd international geotechnical seminar: Soil improvement methods, Singapore, 27-29 November 1985*: 179-198. Dr Kuantsai Lee, NTI.
- Broms, B.B. 1985. Soil improvement methods. *Proc. 3rd international geotechnical seminar: Soil improvement methods, Singapore, 27-29 November 1985*. Dr Kuantsai Lee, NTI.
- Broms, B.B. & P. Boman 1976. Stabilization of deep cuts with lime columns. *Proc. 6th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Vienna, March 1976* 1.1: 207-210.
- Broms, B.B. & H. Bredenberg 1983. Lime columns as foundations for buildings. *Proc. international conference on advances in piling and ground treatment for foundations, London, March 1983*: 133-138. Thomas Telford, London.
- Bros, B. et al. 1983. Influence of flocculants on the process and efficiency of electro-osmosis in fine-grained soils. In H.G. Rathmayer & K.H.O. Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983* 2: 587-590. Balkema, Rotterdam.

- Caron, C. 1983. Injection classique et micro-injection. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* 416 (juillet-août): 117-135.
- Carpentier, R. et al. 1985. Compaction by blasting in offshore harbour constructions. *Proc. 11th international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, 12-16 August 1985*: 1687-1692. Balkema, Rotterdam.
- Charles, J.A., E.W.Earle & D.Burford 1978. Treatment and subsequent performance of cohesive fill left by opencast ironstone mining at Snatchill experimental housing site, Corby. Current paper CP 79/78, December, Building Research Establ.
- Charles, J.A. & K.S.Watts 1982. A field study of the use of the dynamic consolidation ground treatment technique on soft alluvial soil. *Ground Engineering* 15(5): 17-25.
- Colleselli, F. et al. 1983. Improvement of soil foundation by vibratory methods. In H.G.Rathmayer & K.H.O.Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983* 1: 223-228. Balkema, Rotterdam.
- De Beer, E.E. & W.F.Van Impe 1978-1979. *Cursus Funderingstechniek, Sectie E: Methoden om ingraven te verwezenlijken in onsamenvangende lagen onder het freetisch oppervlak*: 1-52. Rijksuniversiteit-Gent.
- De Groot, W. & I.Bakker 1971. An investigation for compaction with explosions. *LGM-Medelingen* 14(3): 65-89.
- De Kock, J. 1982. Grondvervangingen nieuwe buitenhaven te Zeebrugge. Enige ervaringen. *Amici et alumni Em. Prof. Dr. ir. E.E.De Beer*: 113-130.
- De Wolf, P. et al. 1983. Ground improvement for the construction of the new outer harbour at Zeebrugge, Belgium. In H.G.Rathmayer & K.H.O.Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983* 2: 827-832. Balkema, Rotterdam.
- Dembicki, E. & N.Kisielowa 1982. Field tests of marine subsoil improved with explosion method. In A.Verruijt et al. (eds), *Penetration testing; Proc. 2nd European symposium on penetration testing, Amsterdam, 24-27 May 1982*: 535-540. Balkema, Rotterdam.
- Ekström, A. & R.Tränk 1985. Plastic foam in road embankments - two case histories from Sweden. *Proc. conf. on plastic foam in road embankments*. Norwegian Directorate of Roads & Norwegian Plastics Federation, Oslo.
- Forsblad, L. 1985. Soil compaction and compaction control. *Proc. 3rd international geotechnical seminar: Soil improvement methods, Singapore, 27-29 November 1985*: 3-8.
- Gambin, M.F. 1983. La consolidation dynamique Ménard. Journée d'étude du 28.4.82. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* 418 (octobre): 57-68.
- Goefinck, R. et al. 1983. Controlled dewatering techniques for the construction of the Berendrecht sealock at Antwerp. *8e internationaal havencongres, Antwerpen, Juni 1983*: 1.163-1.179.
- Goughnour, R.R. 1983. Settlement of vertically loaded stone columns in soft ground. In H.G.Rathmayer & K.H.O.Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983* 1: 235-240. Balkema, Rotterdam.
- Greenwood, D.A. 1970. Mechanical improvement of soils below ground surface. *Proc. ground engineering*: 11-22. London.
- Hansbo, S. 1981. Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. *Soil mechanics and foundation engineering; Proc. 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Stockholm, 15-19 June 1981* 3: 677-682. Balkema, Rotterdam.

- Hartlen, J. 1985. Pressure berms, soil replacement and lightweight fills. *Proc. 3rd international geotechnical seminar: Soil improvement methods, Singapore, 27-29 November 1985*: 101-111.
- Holeyman, A. 1981. The stationary level method - a quick method for measuring in situ  $k_H$  and  $S$ . *Soil mechanics and foundation engineering; Proc. 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Stockholm, 15-19 June 1981* 1: 417-420. Balkema, Rotterdam.
- Holeyman, A. 1983. Fundering van de Flevospoorlijn bij Almere: Uitvoering van de grondverbetering. *PT/Civiele Techniek*, maart: 15-19.
- Holeyman, A. 1985. Unidimensional modellization of dynamic footing behaviour. *Proc. 11th international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, 12-16 August 1985* 2: 761-767. Balkema, Rotterdam.
- Holeyman, A. & M. Wallays 1984. Deep compaction by ramming. *Proc. international conference on in-situ and rock reinforcement, Paris, 9-11 October 1984*: 367-372. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Holtz, R.D. 1978. Special applications: State of the art and general report. *Proc. symposium on earth reinforcement, American society of civil engineers, Pittsburgh*: 77-97.
- Holtz, R.D. et al. 1975. Preloading by vacuum. *Transport Research Board Report* 548.
- Ingles, O.G. & J.B. Metcalf 1972. Soil stabilization. *Principles and practice*. Butterworths, Sydney.
- Ivanov, P.L. 1983. Prediction and control techniques to compact loose soils by explosions. In H.G. Rathmayer & K.H.O. Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983* 1: 253-254. Balkema, Rotterdam.
- Jamolkowski, M., U. Hegg, R. Lancellotta & E. Parvis 1983. Performance of large oil tanks on soft ground. *Proc. international conference on advances in piling and ground treatment for foundations, London, March 1983*: 125-132. Thomas Telford, London.
- Kjellman, W. 1952. Consolidation of clay soil by means of atmospheric pressure. *Proc. conference on soil stabilisation, MIT*: 258-263.
- Koda, E.I., A. Szymański & W. Wolski 1986. Laboratory tests on geodrains - Durability in organic soil. Seminar on laboratory testings of prefabricated band-shaped drains, ENEL CRIS, Milano (draft).
- Lancellotta, R., R. Maniscalco & M. Battaglio 1981. Preconsolidazione dei terreni coesivi mediante precarico e dreni. *Atti Istituto Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino* 305.
- Larsson, R., U. Bergdahl & L. Eriksson 1985. Utvärdering av skjuvhållfasthet i kohesjonsjord. Swedish Geotechnical Institute. Info 3, Linköping.
- Léonards, G.A., W.A. Cutter & R.D. Holtz 1980. Dynamic compaction of granular soils (copy of the paper). *Proc. ASCE, GTI, January 1980*: 35-44.
- Litvinov, I.M. 1964. Pile foundations from the thermally reinforced soils. *Proc. symposium on bearing capacity of piles, Central Building Research Institute, Roorkee, February 1964* 1. Cement & Concrete, New Delhi.
- Lizzi, F. 1978. Reticulated root piles to correct landslides. Paper for the ASCE Convention, Chicago, October 16-20, 1978.
- Massarch, K.R. 1985. Deep compaction of sand using vibratory probes. *Proc. 3rd international geotechnical seminar: Soil improvement methods, Singapore, 27-29 November 1985*: 9-17.
- Massarch, K.R. & B.B. Broms 1983. Soil compaction by vibro-wing method. In H.G. Rathmayer & K.H.O. Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983*

- 1: 275-278. Balkema, Rotterdam.
- Ménard, L. 1972. La consolidation dynamique des remblais récents et sols compressibles. Application aux ouvrages maritimes. Paris, 19 Septembre 1972. *Travaux* 452 (novembre).
- Migbalski, P. et al. 1986. *Ground Engineering* 19(3): 17.
- Mitzi, G. 1985. Soil improvement by jet grouting. *Proc. 3rd international geotechnical seminar: Soil improvement methods, Singapore, 27-29 November 1985*: 45-52. Dr Kuantsai Lee, NTI.
- Morris, P.O. & A.E. Tynan 1968. The performance of compaction plant. *Proc. ARRB conf.* 4(2): 2049-2105.
- Nixon, J.F. & N.K. Morgenstern 1973. The residual stress in thawing soils. *Canadian Geotechnical Journal* 10(4): 571-580.
- Petrushin, V.P. & V.V. Mikheev 1983. Compaction and roasting of gypseous soils. In H.G. Rathmayer & K.H.O. Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983* 2: 809-810. Balkema, Rotterdam.
- Priebe, H. 1976. Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopverdichtung verbesserte Baugrundes. *Die Bautechnik* 53(5): 160-162.
- Sapio, G. 1983. Improvement of sea-bottom soils by vibro-replacement at a depth of more than 25 m. In H.G. Rathmayer & K.H.O. Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983* 2: 865-868. Balkema, Rotterdam.
- Schlosser, F., J.P. Magnan & R.D. Holtz 1985. Construction géotechnique. *Proc. 11th international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, 12-16 August 1985* 1: 211-251. Balkema, Rotterdam.
- Schwab, E.F., O. Pregl & W. Kieres 1983. Compaction control with the compactometer. In H.G. Rathmayer & K.H.O. Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983* 1: 73-82. Balkema, Rotterdam.
- Stokoe, K.H. & S. Nazarian 1983. Effectiveness of ground improvement from spectral analysis of surface waves. In H.G. Rathmayer & K.H.O. Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983* 1: 91-94. Balkema, Rotterdam.
- Tan, S.B. et al. 1985. Soil improvement methods in Singapore. *Proc. 3rd international geotechnical seminar: Soil improvement methods, Singapore, 27-29 November 1985*: 249-272.
- Turner, H. & L. Forssblad 1978. Compaction meter on vibrating rollers. Research Bulletin of Dynapac AB 8022: 16. Eng. Solna, Sweden.
- Tsytoich, N.A. & Ya.A. Kronik 1970. Physico-mechanical and physico-chemical properties of certain cohesive soils used in the construction of dams in the far North. *Proc. 1st international congress of the International Association of Engineering Geologists, UNESCO* 1: 3-19.
- Van Impe, W.F. & E.E. De Beer 1983. Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns. In H.G. Rathmayer & K.H.O. Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983* 1: 309-312. Balkema, Rotterdam.
- Van Impe, W.F. & J. De Rouck 1985. Soil improvement in Belgium. *Proc. 3rd international geotechnical seminar: Soil improvement methods, Singapore, 27-29 November 1985*: 201-228.
- Van Impe, W.F. & P. Silence 1986. Improving of the bearing capacity of weak hydraulic fills by means of geotextiles. *Proc. 3rd international conference on geotextiles, Vienna, 7-11 April 1986*: 1-6. Balkema, Rotterdam.

- Van Impe, W.F. et al. 1985. *Belgian Geotechnical Volume* (published for the 1985 Golden Jubilee of the ISSMFE).
- Vidal, H. 1966. La terre armée. *Annales* 223-4: 888-938.
- Vyalov, S.S. et al. 1978. Stability of mine working in frozen soils. *Proc. International symposium on ground freezing, Bochum, 1978* 1: 207-215.
- Wallays, M. 1982. Deep compaction by vertical and horizontal vibration. In A.S.Balasubramaniam et al. (eds), *Recent developments in ground improvement techniques; Proc. intern. symposium, AIT, Bangkok, 29 November-3 December 1982*: 53-70. Balkema, Rotterdam.
- Wallays, M. 1983. Discussion Speciality Session 3: Deep compaction. In H.G.Rathmayer & K.H.O.Saari (eds), *Improvement of ground; Proc. 8th European international conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, 23-26 May 1983* 3: 1126-1128. Balkema, Rotterdam.
- Wolski, W. 1978. Filters - General Report. *Proc. 7th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Dublin, 1978*.

---

## 中英文人名对照表

---

Asaoka

浅岡

Bakker

贝克

Balaam

巴拉姆

Barendsen

巴伦德森

Barron

巴隆

Bjølgerud

布乔吉罗德

Boman

鲍曼

Brandl

勃兰德尔

Bredenberg

勃莱登伯格

Bremershaven

勃莱默夏文

Broms

勃罗姆斯

Carillo

卡里洛

Carpentier

卡本梯尔

Caron

卡隆

Charles

查勒斯

Colleselli

柯勒西利

De Beer

德·比尔

Degroot

德格罗特

De Rouck

德·洛克

De Wolf  
Ekström

德·沃尔夫  
艾克斯曲朗

Forssblad  
Foster  
Franki

福斯勃拉德  
福斯特  
弗兰基

Gambin  
Gou GHnour  
Greenwood

甘宾  
高格纳  
格林伍德

Hang  
Hansbo  
Holeyman  
Hopkinson

韩  
汉斯包  
霍立曼  
霍普金松

Ingles  
Ishy  
Ivanov

英格尔斯  
艾希  
伊万诺夫

Jamiolkowski  
Joosten

贾米欧考斯基  
乔斯顿

Keller  
Kjellman  
Koda  
Koemer  
Kok

凯勒  
克杰尔曼  
柯达  
柯默  
考克

Lancelotta	兰斯洛塔
Larsson	拉桑
Leonards	列昂纳兹
L. Forssblad	L. 福斯勃拉德
Lizzi	里齐
Litvinov	里特维诺夫
Lysmer	莱斯默
Massarch	马萨契
Matsuo	松尾
Ménard	梅纳
Metcalf	梅特卡尔夫
Michalski	米恰尔斯基
Miki	米基
Mitchell	米切尔
Morgenstern	莫金斯顿
Mortis	毛梯斯
Nazarian	纳扎连
Nixon	尼克松
Ovesen	奥弗生
Poulos	波洛斯
Priebe	普莱勃
Proctor	普罗克特
Sapio	萨皮奥
Schlosser	肖洛塞

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨

Schofield  
Schwab  
Schweiger  
Shuster  
Silence  
Stokoe

Tan  
Teesport  
Terzaghi  
Thorburg  
Tränk  
Tsyteovich  
Turner  
Tynan

Van Impe

Wallays  
Watts

司考菲尔德  
司韦勃  
什韦格  
肖斯特  
赛伦斯  
斯托考

谭  
梯斯包特  
太沙基  
绍伯格  
强克  
崔托维奇  
特纳  
泰南

凡英佩

瓦莱斯  
瓦茨