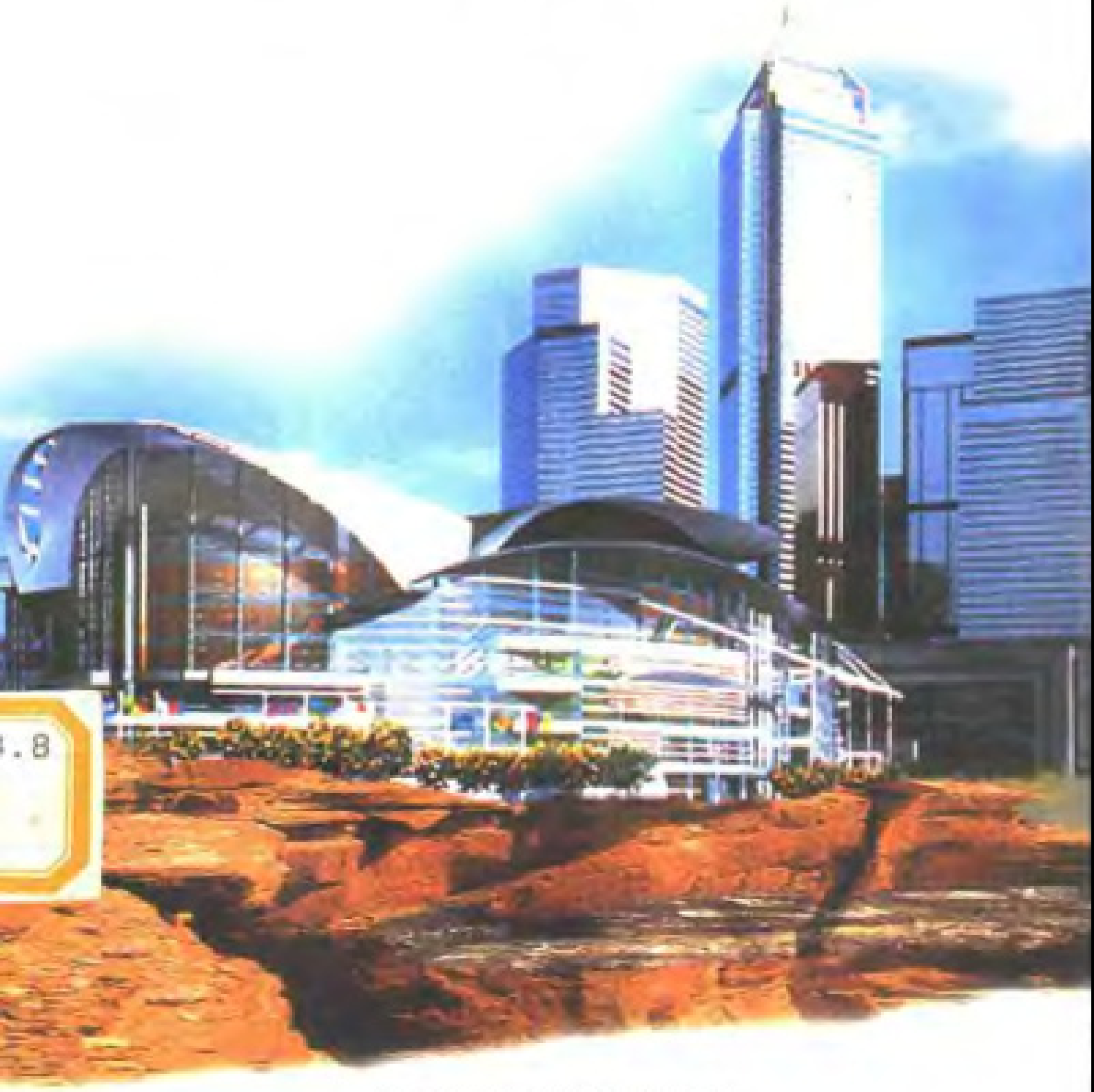
岩土工程设计计算与施工丛书 4

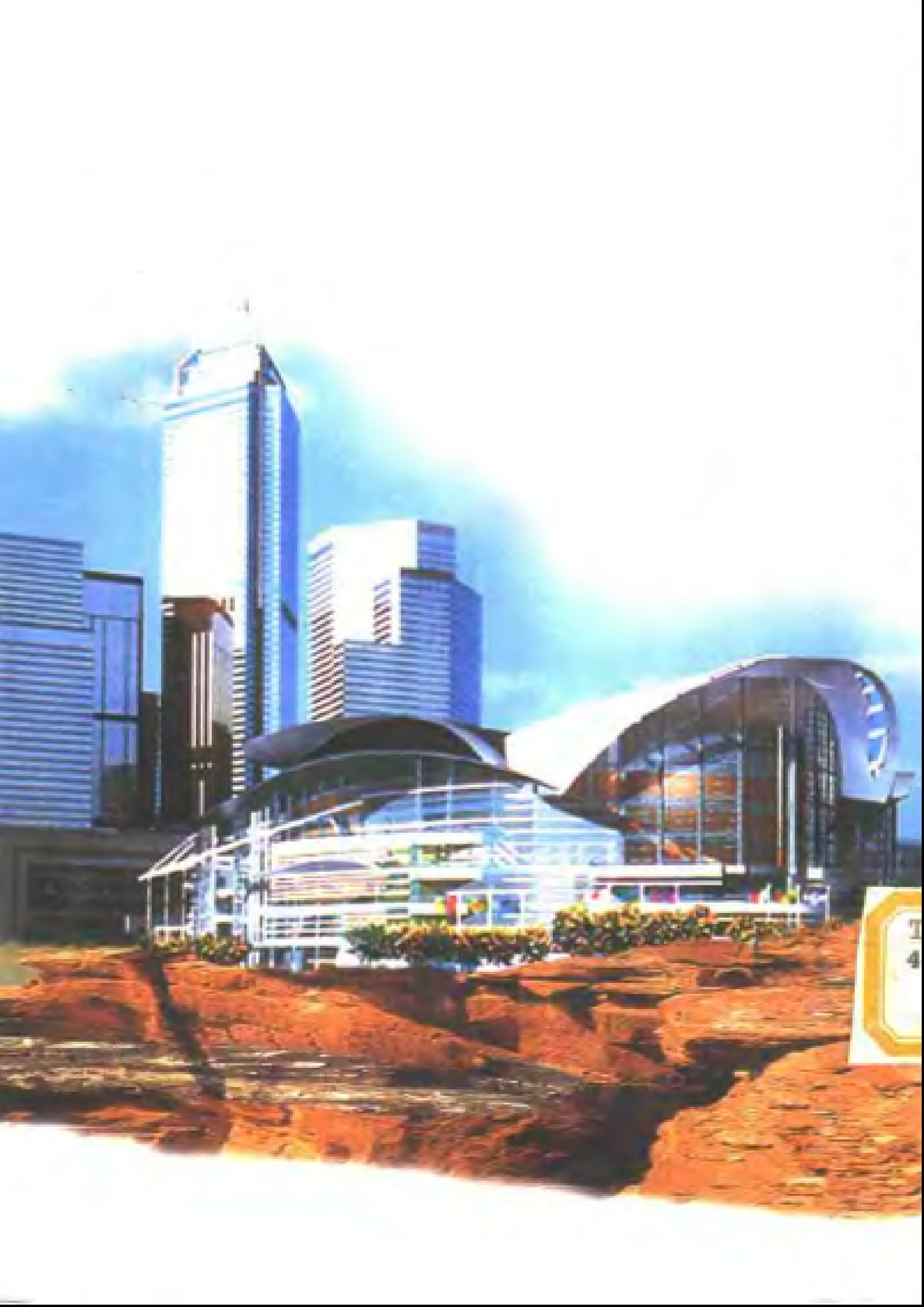
托换工程设计计算与施工

彭振斌 主编



.8

中国地质大学出版社



994691

岩土工程设计计算与施工丛书 4

托换工程设计计算与施工

彭 振 斌

中国地质大学出版社

图书在版编目(CIP)数据

托换工程设计计算与施工/彭振斌主编.—武汉:中国地质大学出版社,1997.7

ISBN 7-5625-1164-0

(岩土工程设计计算与施工丛书 4)

Ⅰ.托…

Ⅱ.彭…

Ⅲ.①托换施工-技术设计②托换施工 施工组织-方法

Ⅳ.TU753.8

中国版本图书馆 CIP 数据核字(97)第 11716 号

出版发行 中国地质大学出版社(武汉市喻家山·邮政编码 430074)

责任编辑 方 菊 **责任校对** 徐润英

印 刷 武汉测绘院印刷厂

开本 850×1168 1/32 印张 7.625 字数 200 千字

1997 年 7 月第 1 版 1997 年 7 月第 1 次印刷 印数 1—5000 册

定价:11.50 元

岩土工程设计计算与施工丛书编写委员会

主　编：彭振斌

副主编：张可能　陈昌富

委　员：彭振斌　张可能　陈昌富　隆　威
王殿江　许宏武　胡焕校

TA603/11

编 者 的 话

近几年来，随着国民经济的高速增长，建筑工程、铁路公路工程、水利水电工程、桥涵码头工程等建设项目如雨后春笋般蓬勃兴起，迅速发展。岩土工程作为各种建设工程的前期和基础性工作，经过广大科技工作者和工程人员进行理论上的探讨、设计方面的创新、先进技术的推广和应用、施工经验的总结等，从勘察、设计到施工、监理和监测技术均已达到一个新的水平，工程质量也不断提高。但由于我们国家地域辽阔，地质条件复杂，建设工程多、分布面积广，施工队伍的素质、技术参差不齐，以及岩土工程本身具有多样性的特点，在工程实践中，仍然存在不少技术和质量问题，有的甚至造成了重大事故。因此，如何更好地总结已有的科研成果、总结施工经验、推广先进技术、提高工程质量，仍是摆在岩土工程工作者面前的一项艰巨任务。为此我们组织编写了岩土工程设计计算与施工丛书。

该丛书主要读者对象是从事岩土工程勘察、设计、施工、监理和监测的工程技术人员，也可作为相近专业人员和有关院校师生的参考书。

岩土工程设计计算与施工丛书共分六册，包括《灌注桩工程设计计算与施工》、《托换工程设计计算与施工》、《锚固工程设计计算与施工》、《深基坑开挖与支护工程设计计算与施工》、《注浆工程设计计算与施工》、《地基处理工程设计计算与施工》。其中：《灌注桩工程设计计算与施工》和《托换工程设计计算与施工》由中南工业

大学资源环境与建筑工程学院彭振斌同志编写；《锚固工程设计计算与施工》一书由中南工业大学资源环境与建筑工程学院勘察与基础工程研究所陈昌富同志编写；《深基坑开挖与支护工程设计计算与施工》一书由中南工业大学张可能同志（现为湖南大学土木工程系土木·水利学科博士后科研流动站博士后）编写；《注浆工程设计计算与施工》一书的第一章“绪论”、第四章“注浆设计计算”和第五章“注浆施工工艺”和第六章“质量检查”由彭振斌同志编写，第二章“注浆材料”由中南工业大学资源环境与建筑工程学院勘察与基础工程研究所胡焕校同志编写，第三章“注浆设备及器具”由中南工业大学资源环境与建筑工程学院勘察与基础工程研究所许宏武同志编写；《地基处理工程设计计算与施工》一书的第一章“绪论”和第四章“桩基处理”由彭振斌同志编写，第二章“换填法处理”、第三章“强夯法处理”和第六章“排水固结处理”由中南工业大学资源环境与建筑工程学院勘察与基础工程研究所王殿江同志编写，第五章“深层搅拌法”由许宏武同志编写，第七章“土的加筋技术——加筋土挡墙”由张可能同志编写，第八章“地下连续墙”由中南工业大学资源环境与建筑工程学院勘察与基础工程研究所隆威同志编写，该册由王殿江同志负责编审。该套丛书由彭振斌同志任主编。

该套丛书得到了全国各有关专家的大力支持，并提供了许多资料和宝贵的意见，特别是中国地质大学出版社、中南工业大学出版社均给予了很多帮助。在编写过程中也参阅了许多书刊杂志。编者借此向所有为本套丛书做出贡献的同志致以衷心的感谢。

由于各册书各章节是分头编写，为了适应工程上的需要，争取早日与读者见面，难免有不足之处，诚恳希望读者提出宝贵意见，谢谢。

岩土工程设计计算与施工丛书编写委员会

1996. 9

主编简介

彭振斌，男，1952年8月生。1981年毕业于中南矿冶学院（现为中南工业大学）探矿工程专业硕士研究生并留校任教，1991年破格晋升为教授，现为中南工业大学资源环境与建筑工程学院副院长，博士生导师。长期以来从事探矿工程、岩土工程方面的教学和科研，已发表论文58篇、教材两部，主持和参与科研34项，获得过9次省部级以上的奖励，1992年被评为湖南省优秀科技工作者，1993年获得国务院政府特殊津贴。

目　录

第一章　绪　论…… (1)
　第一节　托换工程的目的与意义…… (1)
　第二节　托换工程的国内外概况及发展…… (2)
　第三节　托换技术及托换技术人员素质…… (3)
　第四节　托换前的准备工作…… (4)
第二章　托换工程分类及适应范围…… (5)
　第一节　托换工程病因分析…… (5)
　　一、补救性托换工程病因分析 …… (5)
　　二、特殊土地基上常见的建筑物危害 …… (6)
　　三、建筑物损坏程度判断…… (13)
　第二节　地基沉降及位移观测 …… (15)
　　一、概　述…… (15)
　　二、控制点的布设与观测…… (17)
　　三、地基与基础沉降观测…… (19)
　　四、土体内部沉降观测…… (22)
　　五、地基与基础水平位移观测…… (27)
　　六、土体内部水平位移观测…… (28)
　第三节　托换技术分类 …… (31)
　　一、按托换原理分类…… (31)
　　二、按托换性质分类…… (31)
　　三、按托换时间分类…… (31)
　　四、按托换方法分类…… (31)
　第四节　托换技术施工要点和工程监测 …… (32)

一、托换技术施工要点 …… (32)
二、工程监测 …… (32)
第三章 基础扩大托换 …… (34)
第一节 基础扩大托换设计计算 …… (34)
一、双面加宽 …… (34)
二、单面加宽 …… (36)
三、其他 …… (36)
第二节 基础扩大托换施工技术 …… (37)
一、施工步骤 …… (37)
二、施工 …… (38)
第四章 坑式托换 …… (39)
第一节 坑式托换的设计要点 …… (39)
第二节 坑式托换的施工步骤 …… (42)
第五章 振冲法托换 …… (44)
第一节 振冲法加固地基的原理 …… (44)
一、松散砂性土地基加固原理 …… (44)
二、加固粘性土地基的原理 …… (45)
第二节 振冲法施工设备机具 …… (46)
一、主要机械设备 …… (46)
二、辅助设备 …… (54)
三、施工机械数量 …… (55)
四、用电量计算 …… (55)
第三节 设计计算 …… (57)
一、一般原则 …… (57)
二、适用范围 …… (57)
三、设计计算 …… (59)
第四节 施工工艺 …… (63)
一、施工前现场试验 …… (63)

二、施工前的准备工作…… (63)
三、施工操作要点…… (67)
第五节 效果检验 …… (73)
一、试验类型…… …… (73)
二、试验要点…… (74)
三、从单桩试验资料推求复合地基的压力沉降关系线…… (76)
第六节 收尾工作 …… (78)
第六章 桩基托换 …… (79)
第一节 静压桩托换 …… (79)
一、压入桩…… (79)
二、自承静压桩…… (81)
三、锚杆静压桩托换 …… (102)
四、钢桩 …… (110)
第二节 石灰桩、石灰砂桩托换 …… (143)
一、概 述 …… (143)
二、加固机理 …… (145)
三、设计计算 …… (149)
四、施工工艺 …… (154)
五、质量检验 …… (162)
第三节 树根桩托换…… (164)
一、概 述 …… (164)
二、树根桩托换原理 …… (166)
三、树根桩的设计计算 …… (167)
四、树根桩施工工艺 …… (176)
五、质量控制与检测 …… (179)
第四节 灌注桩托换…… (183)
第五节 预试桩托换…… (183)
第七章 建筑物纠偏…… (186)

第一节　基础加压纠偏……（186）
第二节　堆载加压纠偏……（187）
第三节　锚桩加压纠偏……（188）
第四节　掏(排)土纠偏……（191）
一、抽砂纠偏法 ……（191）
二、穿孔掏土纠偏法 ……（193）
三、钻孔掏土纠偏法 ……（193）
四、沉井冲水掏土纠偏法 ……（194）
第五节　降水掏土纠偏……（195）
第六节　压桩掏土纠偏……（195）
一、纠偏加固设计原则 ……（196）
二、目前压桩纠偏的方法 ……（197）
第七节　浸水纠偏……（198）
第八节　顶升纠偏……（200）
一、顶升纠偏分类 ……（200）
二、顶升纠偏设计 ……（204）
三、顶升施工的组织和实施 ……（204）
第八章　基础减压和加强刚度法托换……（206）
第一节　概　述……（206）
第二节　托换工程设计……（207）
第三节　套筒法托换……（207）
第九章　灌浆托换……（210）
第一节　静压注浆……（210）
第二节　高压喷射注浆托换……（213）
一、改善桩身质量 ……（214）
二、改良土性增大桩的侧摩阻力 ……（214）
三、加固持力层 ……（214）
四、增补旋喷桩 ……（215）

第十章　其他托换技术…… (216)
第一节　热加固托换…… (216)
第二节　硅化加固法…… (217)
一、单液硅化法 …… (217)
二、双液硅化法 …… (218)
三、硅化加固法的作用机理 …… (219)
四、硅化加固法的适用范围 …… (220)
五、硅化法施工 …… (220)
第三节　碱液加固法…… (221)
第四节　地下铁道穿越托换…… (224)
一、敞开式施工法 …… (225)
二、封闭式施工法 …… (227)
第五节　结构物的迁移…… (228)
参考文献…… (230)

第一章　绪　论

第一节　托换工程的目的与意义

托换工程是指采用托换技术，基础托换解决对原有建筑物的地基需要处理和基础需要加固的工程以及解决对原有建筑物基础下需要修建地下工程以及邻近需要建造新工程而影响到原有建筑物的安全等问题的工程总称。

托换工程是一种建筑技术难度较大，费用较高，工期较长和责任心较强的特殊施工方法。托换范围往往由小到大逐步扩大，在任何情况下，都是一部分被托换后才可开始另一部分的托换工作，否则难以保证工程的可靠性。因此，一般工程都需要一年半载才能完工，对大型综合托换工程有的甚至长达几年，因而在施工中随之会遇到各种新的问题。同时，被托换的建筑物有可能是接近失稳，因而一般只有在原有建筑物造价大于托换工程造价时，以及由于原有建筑物的使用价值和历史价值而不允许拆除时，才应采用托换工程的技术措施。

随着建筑物对托换的要求不同，托换工程的托换形式可分为以下几种：

(1)凡解决对既有建筑物的地基土因不满足地基承载力和变形要求，而需进行地基处理或基础加固者，称为补救性托换。

(2)凡解决对既有建筑物基础下需要修建地下工程，其中包括地下铁道要穿越既有建筑物，或解决因邻近需要建造新建工程而影响到既有建筑物的安全时，而需进行托换者，称为预防性托换。如果托换方式采用单行于既有建筑物而修建比较深的墙体者，称为侧向托换。

(3)凡在新建的建筑物基础上预先设计好可设置顶升的措施，以适应事后不允许出现的地基差异沉降值而需进行托换者，称为维持性托换。

第二节　托换工程的国内外概况及发展

虽然托换工程的起源可以追溯到古代，但是托换技术直到本世纪30年代兴建美国纽约市的地下铁道时才得到迅速发展。在早期地下铁道工程中，需要托换加固工程的数量是大量的，类型是多样的，所以规模也是很大的。由于当时支撑技术已取得了很大的进展，因而使托换工程在技术上已成为可行。

当前国内外的城市向大型化和现代化方向发展，大量高层建筑的兴建，城市人口高度的集中，对于交通、通风、商业及其他人民生活设施的修建，提出了更高的要求。市区空间已越来越拥挤，唯一的出路是向地下发展，建造地下铁道、商场和其他许多地下设施。这些地下建筑往往要穿越部分高层建筑或重要的历史建筑物，这就需要对原有建筑物的基础进行托换加固处理；加之古建筑所需托换的数量繁多，原有建筑物需进行改建、加层或加大使用荷载时，也都需要采用托换技术，所以托换工程技术正趋向大型化和综合性方向发展。世界各国所托换的工程数量增多了，因而托换技术也有了飞跃地发展。尤其是德国于第二次世界大战后，在许多城市的扩建和改造工程中，特别是在修建地下铁道工程中，大量地采用了综合托换技术，积累了丰富的经验，取得了显著的成绩，并已将该项托换技术编入了德国工

业标准(DIN)。

我国的托换工程的数量和规模，随着建设的发展在不断增长，在托换技术方面(如基础加压纠偏法、锚杆静压桩法以及在湿陷性黄土地基上的多种托换方法等)也有一定的创新和特色。

第三节　托换技术及托换技术人员素质

托换技术是一种建筑技术难度较大、费用较高、工期较长和责任心较强的特殊施工方法。值得注意的是，由于大型建筑物的托换工程规模较大，施工人员一般都比较认真细致，相反对小型托换工程可能存在草率从事的疏忽，而在托换工程的失败事例中，大多正是由于这个原因引起的。

一个优秀的结构工程师虽然具有很好的专业知识和实践经历，但未必能提供对建筑物托换加固的保证；同样，即使是一个著名的岩土工程师，如果不谙练结构设计，面对危险建筑物也将束手无策。没有"结构工程"和"岩土工程"知识两者密切的结合，就不能胜任这种特殊的托换技术；而施工工程师在托换工程中占有十分重要的地位，多数情况下，他也是一个设计者。

鉴于托换工程是一项高度综合性技术，因此最好由同时具备丰富的勘察、设计、施工和科研方面经验的一体化专业单位来承担这一项业务，这样可积累经验和发展提高，而国外多数由托换工程的专业公司来承包。

托换工程必须精心设计和施工，疏忽大意就会导致灾难性的后果，它会危及生命和财产。因而收取设计和施工的工程费用高于一般收费标准是理所当然的。

托换技术需要应用各种地基处理技术，因而国内外都将托换技术列入"地基处理"的内容范畴。同时，一个优秀的托换工程也是一个善于巧妙和灵活地综合选用各种地基处理方法的工程。

“建筑物的整体迁移”是将建筑物从旧基础转移到一个可移动的结构支承系统上，然后把它拖迁到别处新的永久性基础上。国外亦将“建筑物的整体迁移”列入托换技术的范畴。

第四节　托换前的准备工作

在制定托换工程技术方案前，一般应进行周密的调查研究，并搜集如下资料：

1. 现场的工程地质和水文地质条件

要求查清持力层、下卧层和基岩的性状和埋深、地基土的物理力学性质、地下水位及其变化和补给的情况。必要时还需对地基进行复查和补勘。

2. 被托换建筑物的结构、构造和受力特性

了解被托换建筑物的荷载分布、上部结构的刚度和整体性、基础形式和受力状况及其计算与构造等方面；建筑物各部分的沉降大小及其沉降速率、结构物的破损情况和原因分析。

3. 托换施工期内的影响

如预估的施工周期较长，就必须充分考虑到由此而产生的季节性变化而引起的温度和雨雪的影响；挖土后土层卸载和基坑排水而引起的影响；一些临时性的支护结构的可靠性等问题。

4. 使用期间和周围环境的实际情况

查明使用期间荷载增减的实际情况，托换施工中和竣工后的周围环境变化，其中包括地下水位的升降、地面排水条件变迁、气温变化、环境绿化、邻近建筑物修建、相邻深基坑开挖、以及邻近打桩振动等情况的影响。

第二章　托换工程分类及适应范围

第一节　托换工程病因分析

一、补救性托换工程病因分析

对于被托换的建筑物的工程病因分析是十分重要的，特别是对于补救性托换工程，制定出具体的、实际的和合理的托换工程技术方案尤为重要。一般有如下原因：

1. 地基勘探工作不当

对持力层、下卧层和基岩的性状和埋深未查清，以致于对原地基承载力估计不足；勘探点数量不够，因而没有掌握暗浜、古河道、古墓和古井的存在，并作出应有的地基处理措施；设计前地下水的升降和估计补给不正确等原因所引起。

2. 结构设计工作错误

同一个建筑物内设计时选用了多种不同的基础形式，或者不论同一个建筑物内各个基础面相差悬殊，而却采用相同的基底压力；设计时虽采用桩基，而又没有进入合适的持力层，或虽已进入坚硬土层而在其下还有软弱的下卧层；由于现场为新近堆放的填土而引起桩的负摩擦力；设计时忽略了大面积的地面荷载对邻近桩基的影响等因素所造成的结构设计错误。

3. 施工中存在缺点

基础施工时，由于基坑敞露太久，以致坑底地基土受到自然环境的影响，破坏了基底土的天然结构；打桩时使用的能量太大，使桩头和桩身遭到破坏；灌注桩制筑时存在瓶颈、束腰、孔洞以及桩端沉泥等弊病。

4. 使用期问题

附近给水排水管道破裂，致使地基土软弱或造成湿陷（尤其是对湿陷性黄土）；或管道漏出的工业废水使基础受到侵蚀；原有建筑物邻近建造新建筑物时基础的开挖（包括修建地下铁道和开挖沟渠）；邻近打桩或其他各种振动因素所引起原有建筑物下地基土的新固结；对原有建筑物改变使用功能（如建筑物增加层数、工业厂房吊车增加吨位）等情况所导致建筑物的破坏。

二、特殊土地基上常见的建筑物危害

特殊土是指软土、湿陷性黄土、膨胀土、人工填土和红粘土等，它的分布具有明显的区域性。当建筑物位于这类地基土上时产生的地基事故，远较一般粘性土和砂土地基的频度为多。因限于篇幅，以下只对几种常见的特殊土地基上建筑物事故作重点介绍，以便于制定托换方案时可有的放矢。

（一）软土地基

软土地基的变形问题是房屋地基设计中的一个主要问题。其变形问题主要反映在以下三个方面：

1. 沉降和差异沉降大

根据工程实测资料表明，对砖墙承重的混合结构，如以楼层数表示地基受荷大小，则 3 层房屋天然地基沉降量一般为 150～200mm；4 层变化较大，一般为 200～500mm；5～6 层则可能是 700mm。对设有不同等级工作制吊车的单层工业厂房其沉降量约为 200～400mm；对大型构筑物，如水塔、料仓、储气柜、油罐等，其沉降量一

般为500mm，有的甚至超过1m。显然，在相同条件下软土地基的变形量比一般粘性土天然地基变形量大若干倍。因此，即使在同一荷重及简单平面形式下，其差异沉降也有可能达到50%以上。

2. 沉降速率大

建筑物沉降速率是衡量地基变形发展程度与状况的一个重要标志。软土地基沉降速率一般均较大，而加荷终止时沉降速率最大（见图2-1）。沉降速率也随基础面积和荷载性质的变化而有所不同。一般工业与民用建筑荷载较小者，其竣工时速率大约为0.5～1.5mm/d。随着时间的推移，沉降速率逐渐衰减，约在半年到一年时间内为建筑物差异沉降发展的最快时期，也是建筑物最易出现裂缝时期。在正常情况下，如沉降速率衰减到0.05mm/d以下时能出现等速沉降，但长时期的等速沉降就有导致地基丧失稳定的危险。

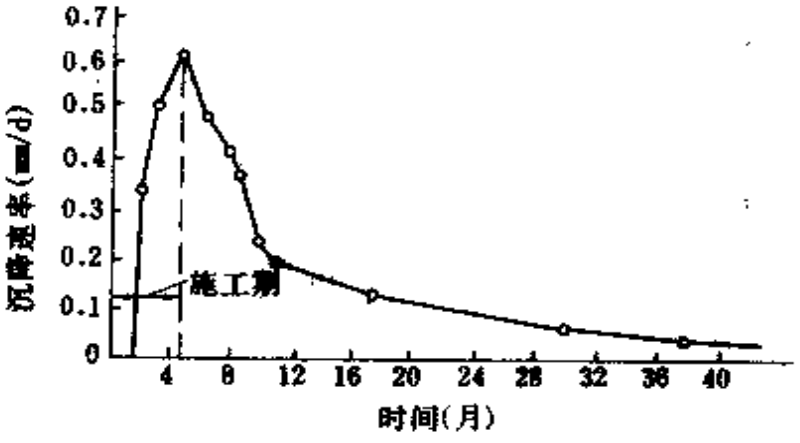


图2-1 某建筑物沉降随时间衰减曲线

3. 沉降稳定时间长

由于软土渗透性弱，孔隙水不易排除，所以建筑物沉降稳定历时较长，有些建筑物建成后几年、十几年甚至几十年沉降都未完全稳

定。例如：上海展览馆的中央大厅为箱形基础，基础面积为 46.5m×46.5m，半地下室，基底压力为 130kPa，附加压力为 120kPa。1954 年建成，30 年累计沉降量已超过 1.8m，沉降影响范围超过 30m，使相邻两侧展览厅墙体严重开裂，直到目前沉降才稳定。

在软土地基上建造建筑物，由于使用上的要求，建筑物平面形状往往具有 L 字型、冂字型、工字型、山字型等，而在立面上经常高低起伏，参差不齐。平面形状复杂或过长（即使是一字型）、立面上各部分高差较大的建筑物，由于地基中应力不均，使建筑物的某些部位形成一个或数个沉降中心，这时不均匀沉降都很大，且易造成建筑物开裂或损坏。因此，应根据地基不均匀变形的分布规律，在建筑、结构和施工上应采取以下必要的措施：

（1）应用沉降缝将其分隔成若干个独立单元；有的根据具体情况，将差别较大的两部分的基础隔开一定距离，再在其间设置独立的连接结构，使每个单元有调整不均匀变形的能力。通常在建筑物的下列部位宜设置沉降缝：①建筑物平面的转折部位；②高度（或荷载）差异处；③长高比过大的砌体承重结构或钢筋混凝土框架的适当部位；④建筑结构（或基础）类型不同处；⑤分期建造房屋的交界处。基础的几种沉降缝见图 2-2，沉降缝的宽度见表 2-1。沉降缝可结合伸缩缝设置，在抗震地区还应符合防震缝要求。

表 2-1　沉降缝宽度

建筑物层数	沉降缝宽度（mm）
2～3	50～80
4～9	80～120
＞9	＞120

（2）对砖石承重结构的整体刚度，主要取决于长高比，通常 L/H_f 宜小于 2.5；当 $2.5<\frac{L}{H_f}\leqslant 3.0$ 时，宜做到纵墙不转折或少转折，其内横墙间隔距离不宜过大，必要时可适当增强基础刚度和强度。当

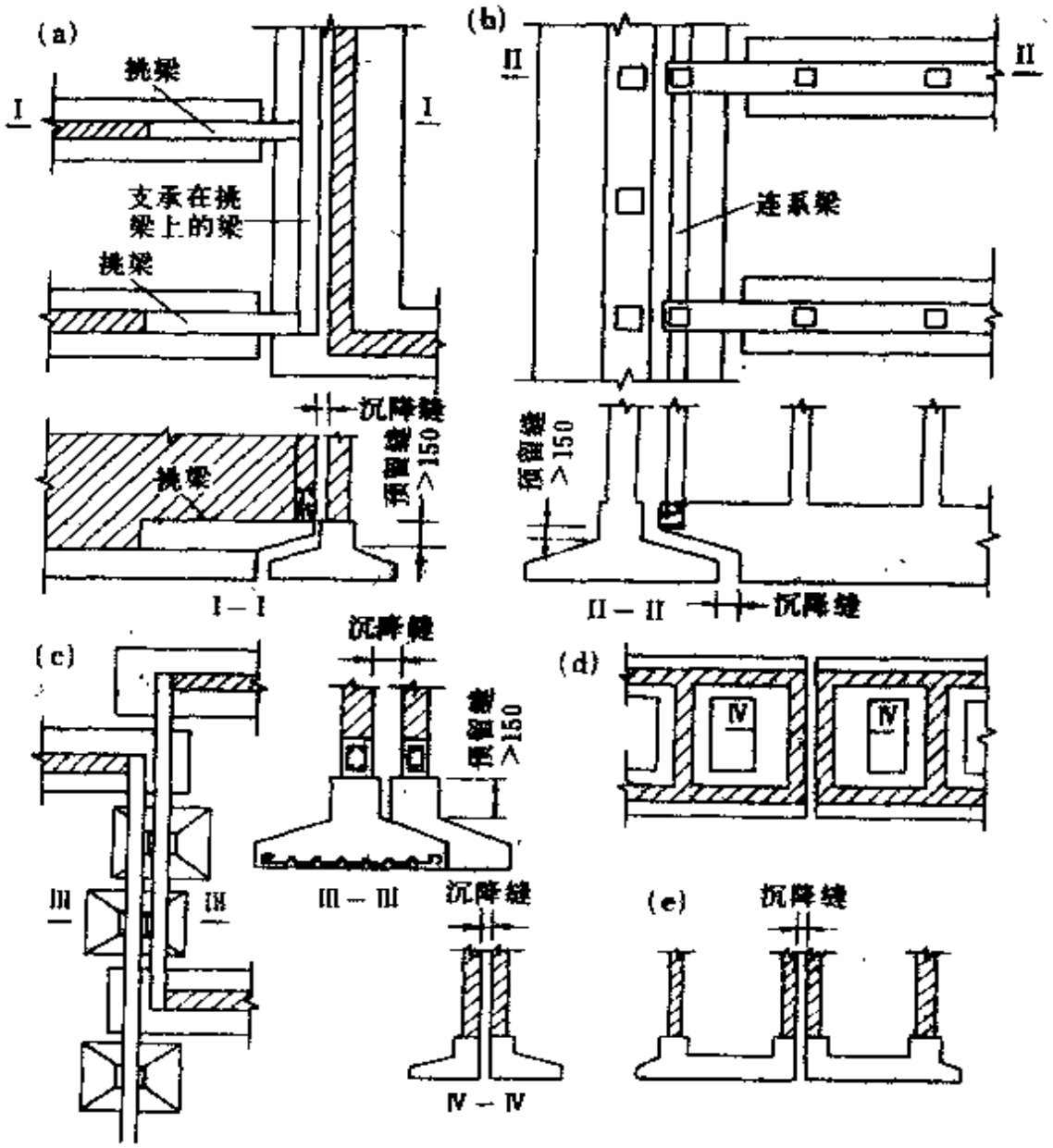


图 2 2　基础沉降缝

(a)混合结构沉降缝；(b)柱下条形基础沉降缝；(c)跨越式沉降缝；
(d)偏心基础沉降缝；(e)筏片基础沉降缝

房屋的预估最大沉降量小于或等于 120mm 时，其长高比可不受限制。

(3)在墙体内设置圈梁，可增强建筑物的整体性，提高砖石砌体的抗剪和抗拉强度，防止和减少裂缝的出现，即使出现裂缝，也能阻止其进一步的发展。通常在多层房屋的基础和顶层处宜各设置一道，其他各层可隔层设置，必要时也可层层设置。单层工业厂房、仓库，可结合基础梁、联系梁、过梁等酌情设置。圈梁应设置在外墙、内纵墙和主要内横墙上，并宜在平面内连成封闭系统。

(4)建筑物各组成部分的标高应根据预估沉降量予以提高；建筑物与设备间应留有足够的净空；如建筑物有管道穿过时，应留足够尺寸的空洞或采用柔性的管道接头等措施。

(5)施工时应合理安排施工顺序，通常待重、高建筑物部分已有一定沉降后，再施工轻、低建筑物部分；先施工主体建筑，再施工附属建筑，这样均能减少一部分沉降差，如条件许可时应尽可能增大两者施工的间隔时间。由于软土的渗透系数甚小，排水固结时间很长，因此合理安排施工顺序，仅能减少差异沉降，但不能消除差异沉降。

(6)对活荷载较大的构筑物或构筑物群，竣工交付使用期间应根据沉降情况控制加载速率，掌握加载间隔时间，或调整活荷载分布，要求分批、对称、均匀的加载，以避免过大倾斜。

(7)施工时要避免基坑土的扰动，保护土的原状结构；基坑开挖后应立即浇筑基础，切忌长期敞坑和泡水，以免影响持力层强度和增加沉降量。

值得注意的是，对所有在软弱土和特殊土地基上建造的建筑物一般都需考虑以上建筑、结构和施工等措施；其中包括以上各类，也包括地基处理后建造的建筑物，只是根据具体情况不同而已。

(二)湿陷性黄土地基

处理湿陷性黄土地基事故时，首先要抓的主要矛盾是湿陷，而黄土地基的承载力和压缩性是第二位的，这与软土地基考虑的重点是不同的。

对浸水后地基土的湿陷性应重新进行评价，要求查清事故后地

基土的湿陷类型与湿陷等级有无变化，自重湿陷系数与湿陷系数沿土层深度的变化，确定地基主要受力层范围内各黄土层的承载力值。补勘深度一般应力求穿透全部湿陷性土层。

对湿陷性黄土地基来说，湿陷变形与压缩变形的性质是完全不同的。通常压缩变形在荷载施加后立即产生，随着时间增长而逐渐趋向稳定。对于大多数湿陷性黄土地基（新近堆积黄土与饱和黄土除外），压缩变形在施工时间就能完成一大部分，在竣工后 3～6 个月即可基本趋于稳定，而且总的变形量常不超过 50～100mm。但湿陷变形的特点是只出现在受水浸湿部位，其变形量常超过正常压缩变形几倍甚至十几倍；变形发展快，受水浸湿后 1～3h 就开始湿陷，往往 1～2d 就可能产生 200～300mm 变形量。这种量大、速率高而又不均匀的湿陷，往往使建筑物产生严重变形量，甚至破坏。

当湿陷事故严重时，一般都应进行加固。加固可分为地基加固和上部结构与基础同时加固。当湿陷性土层不太厚，湿陷变形又已基本完成，或估计再次浸水湿陷量不至有较大增长时，可不加固地基，而仅加固上部结构。但上部结构加固一定要在地基下沉达到稳定后进行。对自重湿陷性黄土地基以及浸水后剩余湿陷量仍较大的非自重湿陷性黄土地基，一般应考虑加固地基。

对地基加固深度的确定应从建筑物的重要性及地基土的湿陷性综合考虑。对生产用水量大、建筑物又较重要、地基自重湿陷敏感性强的，应考虑消除全部土层的湿陷性。当消除全部土层湿陷或采用桩基有困难时，可采取浅层加固，但需同时采取严格防水措施。对于自重湿陷不敏感的以及非自重湿陷黄土场地，一般均可采取浅层加固措施，即将加固深度控制在外荷湿陷影响深度范围内。

在地震区，有的建筑物地基遭受水浸后湿陷变形虽已大部分完成，但为了提高地基抗震性能，在对上部结构进行抗震加固时，也可考虑同时加固地基。

根据工程实践经验，湿陷性黄土地基上湿陷事故的处理方法有：

石灰桩、灰土桩、石灰砂桩、硅化加固法、碱液加固法、水泥硅化法(以上均为浅层加固法，可消除部分土层湿陷性)，土井墩托换、灌注桩托换、墩式托换、树根桩托换(以上为深层加固方法，穿透全部湿陷性土层)、浸水纠偏法、加压纠偏法、浸水和加压纠偏法、掏土纠偏法(以上用于高耸构筑物的纠偏)等。此外，热加固法在我国使用也获成功，有关这些加固方法的加固原理、施工设备、施工工艺、质量检测等将在以下章节进行详细介绍。

(三)膨胀土地基

膨胀土是一种吸水膨胀、失水收缩、胀缩性很强的高塑性粘性土。其天然含水量接近塑限，液限大于40%，粘粒含量较高，塑性指数大于17，液性指数小于零，呈硬塑或坚硬状态，土呈黄、红、灰白等色。土的强度较高而压缩性较低，容易被误认为是良好的天然地基。但由于有胀缩的特性，如在设计和施工时未采取措施，就会对建筑物造成危害。

引起胀缩的主要因素是膨胀土的粘粒成分中含有大量亲水性强的蒙脱石或伊利石矿物，其次是季节性气候变化，雨季与长期干旱使土中水分发生剧烈变化而引起土的胀缩。在膨胀土地区，由于这种土的反复胀缩使地基产生裂隙和房屋产生裂缝(见图2-3)。

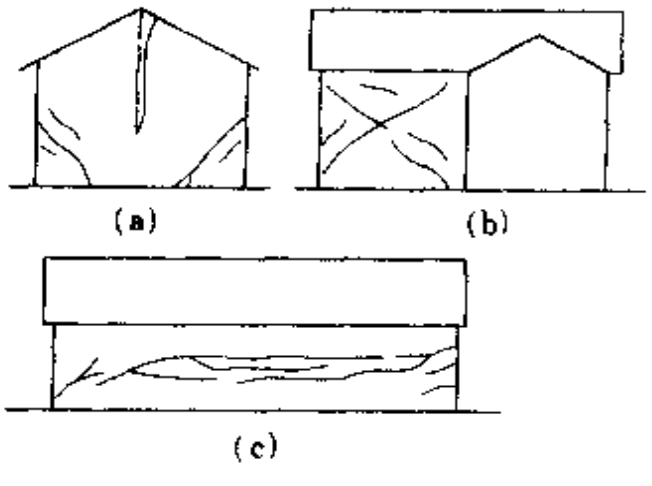


图2-3 墙面裂缝

(a)山墙的对称斜裂缝和垂直裂缝；(b)墙的交叉裂缝；(c)外纵墙的水平裂缝

房屋开裂破坏以低层混合结构为多，因重量轻和浅埋基础最易受胀缩影响，其变形特征是：

1. 外纵墙裂缝

由于地基不均匀胀缩变形而导致外纵墙在门窗

洞口的上下部位出现斜裂缝和水平裂缝，见图 2 3(c)。这是外侧地基收缩较大，条形基础转动所造成。

2. 内横墙裂缝

当室外温度高于室内，使外墙地基失水收缩下沉，内横墙呈倒八字缝开裂。

3. 山墙裂缝

由于墙角部分两面与大气接触，其蒸发量大于中部，使墙角沉降大于山墙中部沉降而开裂，形成一侧或两侧的倒八字裂缝，有时也形成垂直裂缝，见图 2 3(a)。

三、建筑物损坏程度判断

国外根据裂缝宽度的大小和其在建筑物上损坏的位置，来判断建筑物损坏程度(见表 2-2 和表 2-3)。

表 2-2 建筑物损坏程度判断

裂缝宽度 (mm)	损坏程度			对结构和建筑物使用影响
	住宅	商业及公共设施	工业建筑	
<0.1	不考虑	不考虑	不考虑	没有影响
0.1~0.3	非常轻微	非常轻微	不考虑	
0.3~1.0	轻微	轻微	非常轻微	影响美观，加速墙面风化
1.0~2.0	轻微→中等	轻微→中等	非常轻微	
2.0~5.0	中等	中等	轻微	结构危险性增加
5.0~15.0	中等→严重	中等→严重	中等	
15.0~25.0	严重→非常严重	中等→严重	中等→严重	
>25.0	非常严重→危险	严重→危险	严重→危险	

表 2-3　建筑物损坏程度判断

损坏程度	损坏特征描述	裂缝宽度(mm)
1. 非常轻微	宽度小于 0.1mm 的发丝裂缝可不予考虑	<0.1
	一般装修时容易解决的细小裂缝	<1.0
	建筑物上产生个别细小裂缝	
	外砖墙在近距离才能见到的细小裂缝	
2. 轻微	建筑物裂缝容易填充，或需要再装修	<5.0
	在建筑物内部有一些细小裂缝	
	在建筑物外部有裂缝或需要勾缝，以保证不透风雨，或门窗可能关闭不灵	
3. 中等	需要将裂缝凿开，用砖块修补	5～15 或有限宽度大于 3
	经常发生裂缝可采用墙面涂料	
	外砖墙需要勾缝和少量砖块需更换	
	门窗卡住、水管煤气管断裂、墙面透风雨	
4. 严重	需拆除和更换部分墙段，尤其是门窗的上部	15～25，但亦取决于裂缝的多少
	门窗外框扭曲、楼板明显倾斜、墙体倾斜和明显鼓胀、梁端承压面积有些减小，水管煤气管断裂	
5. 非常严重	需要部分或全部大量修建工作	
	梁端承压面积减小	
	墙体严重倾斜需要支撑、窗因扭曲而断裂	
	建筑物面临失稳危险	

第二节　地基沉降及位移观测

一、概　述

为了解工程建筑在施工和使用过程中是否稳定和安全，是否可能由于地基的变形而导致上部结构的倾斜、开裂及其他过大的变形，需进行地基沉降和位移观测。地基沉降和位移观测成果，是建筑地基基础工程质量检查的主要依据，也是验证设计、检验施工质量和进行科学研究的重要资料。与地基处理有关的项目如图 2-4。

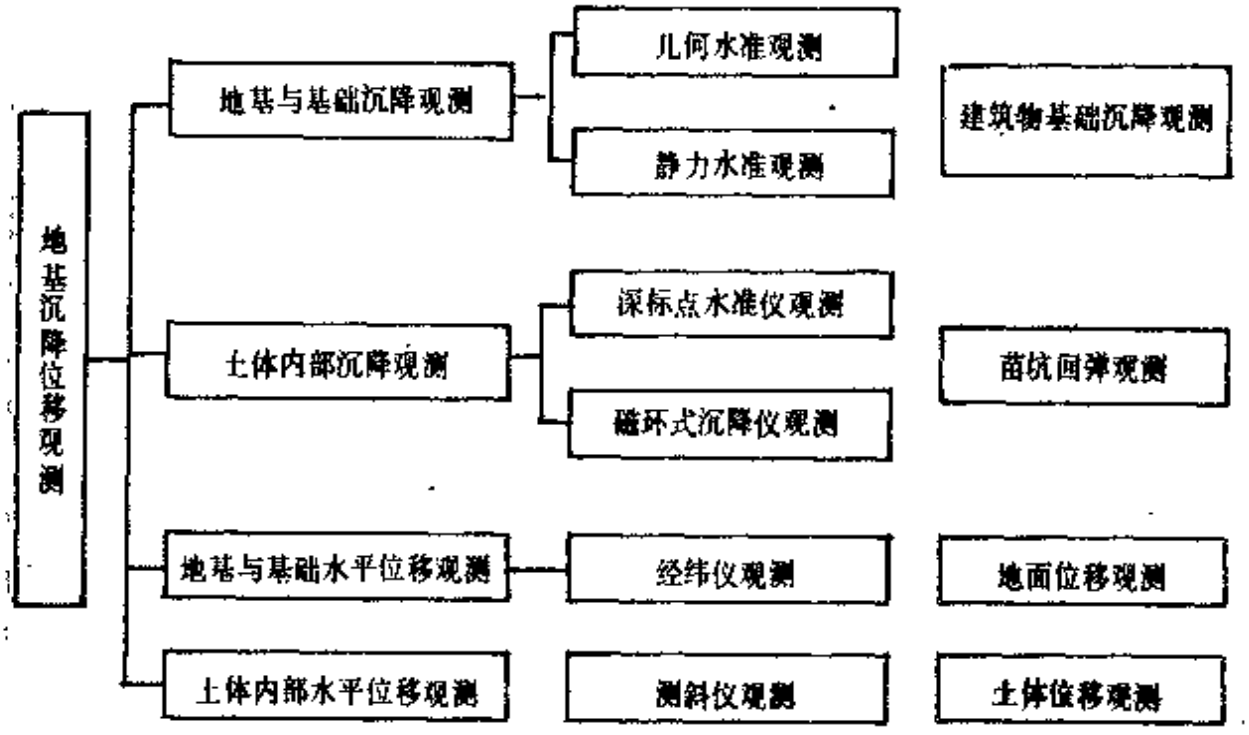


图 2-4　与地基处理有关的项目

地基沉降和位移的观测周期，应根据观测目的、工程要求、变形速率等具体情况，与设计单位和使用单位商定，以能花费较少的工作

量，获取最大限度的观测信息，反映变形特征为原则。

沉降和位移观测的基本精度要求，应根据给定的建筑物地基允许变形值（见《天津市建筑地基基础设计规范（TBJ1-88）》，见表 2-4，并考虑建筑变形、变形速率、周期长短、仪器设备等因素综合分析进行确定，一般分为高精度、中等精度两类。

高精度：用于变形特别敏感的建筑物或构筑物，属于一级安全等级范围内的重要的工业与民用建筑物。沉降观测中误差应小于 0.20mm；位移观测中误差应小于 2.0mm。

表 2-4　建筑地基允许变形值

砖混承重结构	建筑物长高比	≤2	3	4
	沉降值（mm）	300～350	250～300	200～250
多层框架结构	现浇（沉降值，mm）	250～300		
	预制（沉降值，mm）	150～200		
单层工业排架结构	沉降值（mm）	200～250		
桥式吊车轨面倾斜（按不调整轨道考虑）	纵　向	0.004		
	横　向	0.003		
高层建筑基础倾斜	$Hg \leqslant 100$	0.002～0.004		
	$Hg > 100$	0.001 5		
高耸构筑物基础倾斜和沉降值（mm）	$Hg \leqslant 100$	0.005～0.008	400	
	$100 < Hg \leqslant 200$	0.003～0.004	300	
	$200 < Hg \leqslant 250$	0.002	200	

注：Hg 为室外地面算起建筑物或构筑物高度，m。

主体内部水平位移精度，按设计要求与仪器条件确定。

二、控制点的布设与观测

(一)控制点的布设

控制点是进行各项沉降和位移观测的基本依据，包括工作基点和基准点两种。前者是直接进行观测的基础，后者是检查工作基点的基础。两者一般布设成控制网按统一的观测精度施测。

控制网又可分为高程控制和平面控制两类。网点布设要均匀，一般一个变形区至少要有3个控制点。通常，基准点应布设在变形区以外的稳定地点。

平面控制点可采用普通标石，精度要求高时可采用观测墩。高程控制点可采用混凝土标石或岩层标石标志。

(二)控制点的观测

根据观测目的、精度要求和现场条件用适当的仪器和方法。

1. 高程控制

一般采用水准仪按水准测量方法施测，主要技术规格与各项观测限差见表2-5。

表2-5 高程控制观测主要技术规格及限差

精度类别	仪器类别	观测方法	观测次数	闭合差(mm)
高精度	$S_{0.5}$型水准仪 S_1型水准仪	光学测微法	往返各一次或闭合观测	$\pm 0.3\sqrt{n}$
中等精度	S_1型水准仪 S_3型水准仪	光学测微法 中丝读数法	往返各一次或闭合观测	$\pm 1.0\sqrt{n}$

注：n为测站数。

水准仪的操作应注意下列各点：

(1)要做到观测者、仪器、标尺、测站、线路五固定。

(2)要选择有利的观测时间。

(3)仪器和前后视标尺宜尽量在一直线上，仪器的两脚与水准线路平行，另一脚换置于线路的两侧。

(4)在同一测站观测时，不得两次调整仪器焦距。

(5)每一测段的往返测，测站数应为偶数，否则要进行标尺零点差改正。由往测转向返测时，两根标尺应互换位置，并重新整置仪器。

2. 平面控制

一般采用经纬仪观测角度，钢尺或电磁波测距仪测量距离。

各种经纬仪观测水平角的技术规格和限差见表 2-6 所示。

表 2-6 水平角观测技术规格及限差

精度类别	仪器类型	观测方法	测回数	测角中误差
高精度	J_1 J_2型经纬仪	方向观测法	6 9	±1.5″
中等精度	J_2 J_6型经纬仪	方向观测法	4 9	±2.5″

经纬仪测水平角的操作要求如下：

(1)要尽量减少仪器的对中、照准误差和调焦误差的影响。

(2)测角时仪器不能受阳光照射，气泡置中不得超过一格。

(3)测角应在通视良好、成像清晰的有利时刻进行。

钢尺测距，应采用鉴定过的钢尺，并进行倾斜、尺长、温度等项改正。对于高精度丈量 4 次，相对中误差$\frac{1}{20\ 000}$；对于中等精度，丈量 2 次，相对中误差$\frac{1}{10\ 000}$。

电磁波测距仪测距，应选用相应精度的仪器。作业前应对测距仪的常数误差、周期误差、频率误差和测距中误差进行检验。如常数误差小于出厂精度$\frac{1}{2}$，气温小于 0.5℃，气压小于 1.0mmHg(1mmHg

=133.322Pa)，测距时可不加改正。各类型测距仪的往返测误差，不得超过出厂精度的1.5倍。

三、地基与基础沉降观测

(一)观测点的布设和标志结构

观测点的布设数量和位置，应根据观测目的和要求以及场地的具体条件而定。应考虑荷载分布、建筑物体形和刚度、土质变化，以及施工和使用中的因素，应特别注意可能产生差异沉降的位置。

观测点标志的结构应与观测方法配套，一般分弯钩形和锚钉形两种。前者设在墙或柱的立面上，后者设在基础板或较宽的勒脚上。地面观测点标志可用预制的混凝土标石，一般顶部嵌以直径10～15mm、长250mm(外露50～100mm)的钢筋，顶端加工成半球状。

(二)观测点的观测方法

1. 几何水准观测方法

(1)观测的仪器、方法、主要技术规格及限差等，可根据水准点和观测点布设情况和设计要求合理确定。

(2)观测次数和时间，应根据设计要求而定。一般在基础施工的同时即设置观测点。对民用建筑每加高一层观测1次，整个施工期间的观测次数不应少于4次。建筑物竣工后的观测，一般第一年为4次，第二年为2次，第三年后为每年1次，直至沉降稳定为止。

(3)观测前必须检查水准点和观测点的埋设是否符合规定要求，有否被撞坏或松动等现象，应在标石、标志稳定、可靠的情况下才能进行观测。

(4)观测开始前和观测环境条件改变时(如室外迁至室内)，必须把仪器暴露在现场气温下约10min后再开始观测。观测中视线不得穿越玻璃或冒烟处。

(5)发现观测数据有错或有怀疑时，必须重测并注明其原因。不得凭记忆、计算等方法对原观测值进行修正。

(6)观测完毕，应在现场计算闭合差，若闭合差超限，应立即进行重测。施工阶段中每次观测还须记录施工进度或绘制施工状态示意

图，必要时应记录描绘有关变形情况。

(7)观测中视点时，应注意使水准仪之 i 角不大于±5″，前后视距离不大于10m。如超过±5″，应加改正数。

2. 静力水准观测方法

(1)观测仪器与方法：

①目视法静力水准装置，如图 2-5 所示。

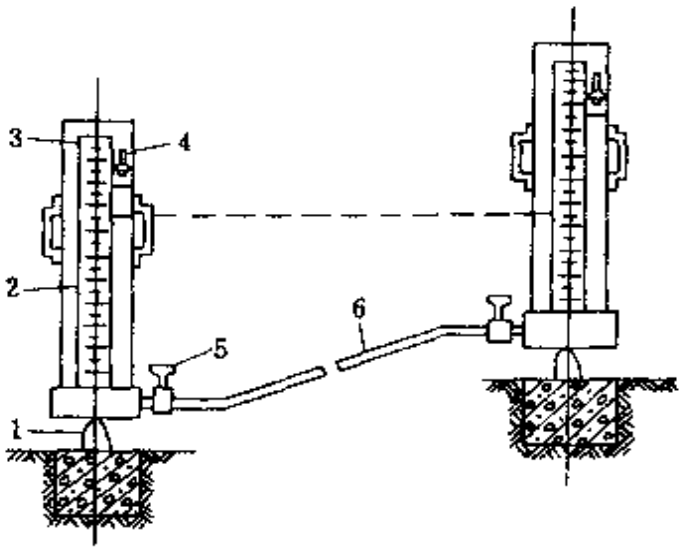


图 2-5　目视法垂直位移观测示意图

1—观测点；2—分划玻璃管；3—木夹板；4—圆水准器；5—龙头；6—连通管

观测方法：仪器设在前后观测点的标志上，读取分划玻璃管弯月面的分划值，取得前后视高差。观测精度可达到±1mm。

②接触法组合式静力水准近测装置，如图 2-6 所示。

观测方法：仪器挂在观测点上，接通电源，按指挥按钮，测针向下移动至水面自动停止，即可读取水面高。前后视的水面高即为两点的高差。观测精度可达到±0.1mm。

③接触法组合式静力水准遥测装置，如图 2-7 所示。

观测方法：按控制指挥系统，对号观测。如按 1 号，所有电路只对 1 号点，其他点处在待指挥状态。接着按加水钮，由测高仪自动加水，

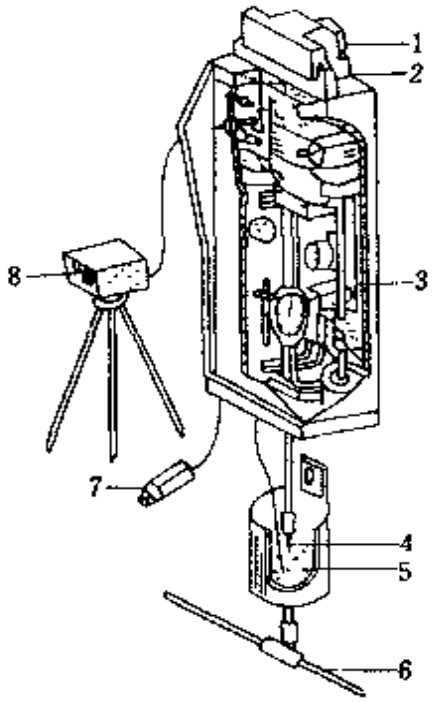


图 2 6　近测接触法垂直位移观测示意图

1--观测点；2—悬挂仪器的凹槽；3—吸仪器的磁铁；
4 -探头；5--蓄水罐；6 -连通管；7　指挥按钮；8- -电源

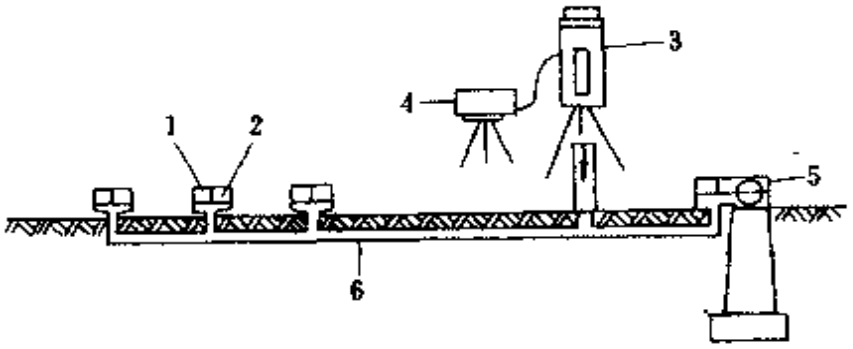


图 2-7　遥测接触法垂直位移观测示意图

1--观测点；2--溢水器；3--测高仪；4—控制指挥系统；5—水准基点；6—连通管

水加至超过溢水器，由控制指挥系统的电流表得到信息，停止加水。静止的水面高由测高仪的观测器水位表示出。由测高仪测出水面高，即可得出所有点的高差。观测精度可达到±0. 1mm。

(2)观测要点。

①静力水准装置的蓄水罐底部不要高于连通管 20cm，观测点安设仪器偏差不超过±0.5cm。工作基点与观测点、或观测点之间，应设在同一高程面上，其偏差控制在 1～2cm 以内，最大不应超过仪器量程的一半。若现场无条件，可设置上下高程不同，平面位置相同的上下常差点。

②观测时，连通管应平放在地面上，当通过障碍物时，必须防止连通管垂直方向形成"Ω"形，以免气泡排不出去形成"死角"。连通管任何一段的高度都必须低于蓄水罐底部。观测中连通管里不允许有空气存在。管内充水，可采用自然压力排气充水法和人工充水排气法。

③观测时间，应选在观测场地气温最为稳定、观测点间气温差最小的时间进行观测。读数时必须在液体完全静态下读出。观测限差要求，应符合表 2-7 所示规定。

表 2-7　观测限差表

精度 / 方法 / 连通管	目视法		接触法	
	二次观测高差较差（mm）	闭合差（mm）	二次观测高差较差（mm）	闭合差（mm）
移动式	1	$1.0\sqrt{n}$	0.3	$0.3\sqrt{n}$
固定式	1	——	0.3	——

(三)资料整理

观测工作应及时记录，并进行整理和计算。如发现问题应及时复测。结果应绘制成沉降过程线(见图 2-8)、剖面沉降分布图(见图 2-9)。若有几个观测剖面，还应绘制沉降等值线图。

四、土体内部沉降观测

(一)深标点水准仪观测

1. 观测点的布置和标石结构

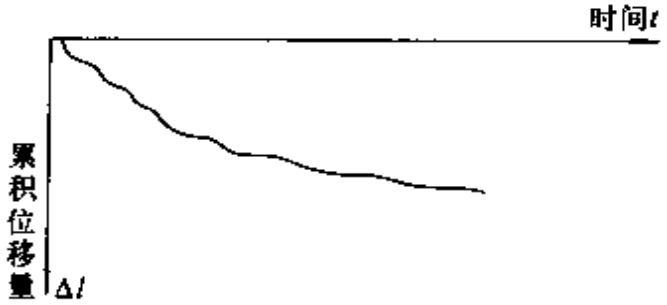


图 2-8　沉降过程线

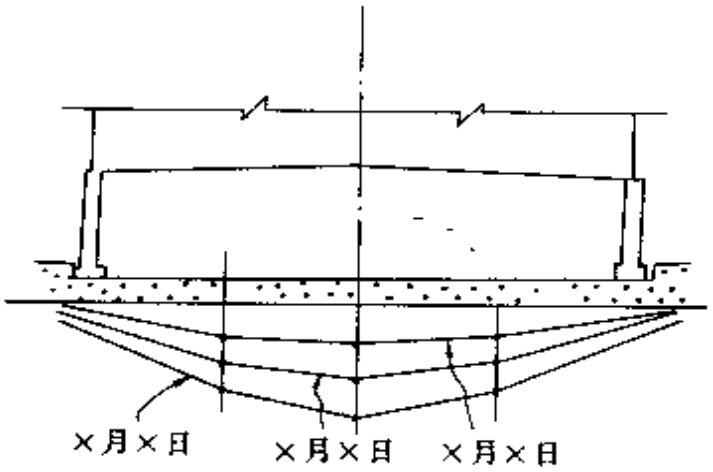


图 2 9　剖面沉降分布图

建筑物深标点沉降观测包括：

(1)基坑回弹观测。基坑回弹观测是为测定深埋大型基础在基坑开挖后，由于卸除了基坑土的自重荷载，而产生的基底隆起量所进行的观测。回弹标应沿基坑纵横轴线或在其他重要位置上进行布点，并在基坑以外一定距离内(基坑宽度的 2～3 倍)布设一定数量的观测点。

(2)地基分层观测。此种观测是以掌握地基土的有效压缩层厚度及各层土的变形特征所进行的观测。分层标布设，在平面上一般选在建筑物中心附近，根据成层土的分布情况，确定点位数量与标志的埋设深度。一般最浅标应设在基础底面下 50cm，最深标应超过压缩层

的厚度。

(3)地基土变形相邻影响观测。地基土变形相邻影响观测是针对毗邻高层建筑物、深基坑开挖、施工中的井点降水、大面积打桩等情况，所引起的相邻地段应力重新分布而产生的地基变形的观测。

分层标的结构如图 2-10 所示。回弹标和影响标的结构与观测方法有磁锤式和测杆式两种，如图 2-11 所示。

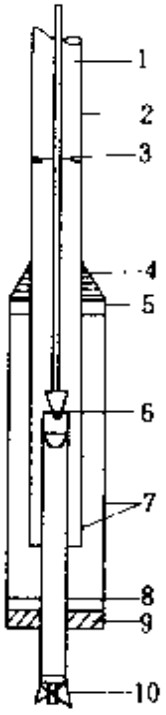
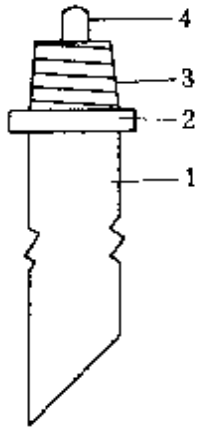
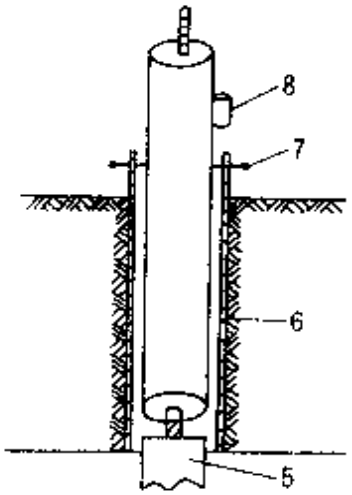


图 2-10　分层标示意图

1—芯管；2—套管；3—导轮；4—上线帽；5—油配根；6—变径束节；7—套管；8—油配根止水；9—下线帽；10—测头



(a) 磁锤式



(b) 测杆式

图 2-11　回弹标示意图

1—标志头；2—连接圆盘；3—反丝扣；4—标志顶；5—回弹标志；6—钻孔套管；7—固定螺丝；8—水准泡

(二)埋设与观测要点

测杆式回弹标和影响标的埋设和观测步骤是：

(1)用钻机在预定位置上钻孔，直至预计坑底标高。

(2)将标志头放入孔内，压入孔底，一般应使其低于基坑底面

100～200mm，以防挖基坑时被铲坏。

(3)将测杆放入孔内，并使其底面与标志头顶部紧密接触，上部的水准气泡居中。

(4)用3个定位螺丝将测杆固定在套管上。

(5)在测杆上竖立铟钢尺，用水准仪观测高程。

磁锤式回弹标和影响标的埋设和观测步骤是：

(1)、(2)同测杆式。

(3)将水准仪置于水准点和回弹标中间，视距最大为30m，后视点用铟钢水准尺，前视用经鉴定的毫米刻度专用钢尺，由磁铁吸住坑底标志，如图2-12所示。

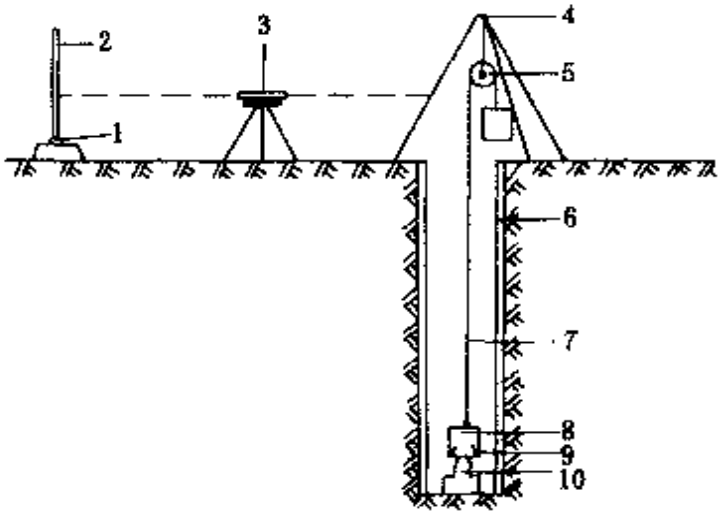


图2-12　磁锤式回弹标观测示意图

1—水准基点；2—水准尺；3—水准仪；4—三脚架；5—滑轮；6—套管；7—钢尺；8—重锤；9—磁铁；10—标顶

基坑回弹观测对于一个工程不应少于3次。第一次在开挖基坑之前；第二次在开挖基坑之后；第三次在浇注基础之前。对于分阶段开挖的深基坑，可在中间增加观测次数。

分层标的埋设和观测：

分层标一般是用内管和保护管组成的双金属管型。钻孔时除考虑口径大小符合管径要求外，还必须保证孔壁垂直。为了避免套管下沉影响内标，在套管将标头压入预定深度后，需将套管拔离标头 300～500mm。在套管内灌砂填实，待基础底板浇灌后再固定。分层标埋设后，一般要求 5d 之后才可进行观测，观测周期、观测方法和各项要求，类同回弹标观测。

（三）磁环式沉降仪观测

1. 磁环式沉降仪

磁环式沉降仪包括磁环、导管及探测头三部分，其装置如图 2-13 所示。

该仪器的工作原理系将磁环固定到所需测定深度的土层中，在导管中放入探测头，当探测头接近磁环处，由于电磁感应发出信号，就可以从标尺上测出磁环的位置。其精度可达 1～2mm。

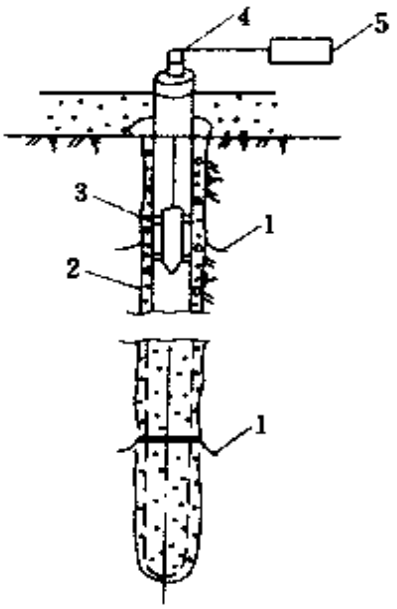


图 2-13　分层沉降观测装置示意图

1—磁环；2—导管；3—探测头；4—标尺；5—指示器

2. 埋设与观测要点

用该种仪器观测沉降的可靠性，主要取决于埋设技术，因此，埋设时要特别仔细。

（1）首先，在观测处钻孔，遇到土质松软的地层，应下套管或用泥浆护壁。

（2）成孔后，将导管放入，导管可逐节连接。然后稍许拔起套管，在导管与孔壁间用膨胀粘土球充填，并捣实。

（3）用专用工具将磁环套在导管外送至填充的粘土面上，用力压磁环，迫使磁环上的三脚爪插入土层中。然后，将套管拔到上一需预

埋磁环的深度，并用膨胀粘土球充填钻孔，按上述的方法埋设第二个磁环。如此，在整个钻孔中完成磁环的埋设。

(4)磁环埋好后，应按时测量，待基本稳定后，取初始读数。用水准仪测出导管口高程，并用探头自上而下依次逐点测定管内各磁环至管顶距离，换算出相应各点的高程。

在施工和运用期间，按规定时间进行观测。

五、地基与基础水平位移观测

地基与基础水平位移包括土体表面水平位移和地基土的深层侧向位移。前者对于监视滑坡等不良地基的稳定性，后者对于堤坝、挡土墙以及大面积堆载等工程的稳定性，都是重要的手段，土体表面水平位移观测，一般布设位移桩作为观测点，采用视准线、小角度法、放射性观测网法、前方交会法等进行，用经纬仪测角、钢尺或电磁波测距仪测距离。

视准线法观测水平位移，如图 2-14 所示。

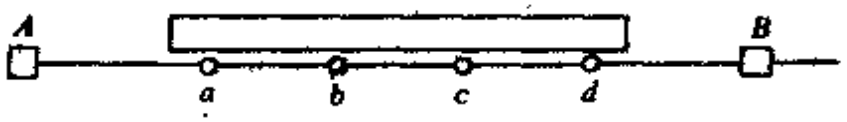


图 2-14　视准线法观测示意图

A、*B*—建筑物两端的工作基点；*a*、*b*、*c*、*d*—位移观测点

视准线法校测工作基点或混凝土建筑物上的位移观测点时，允许误差应不大于 2mm(取 2 倍中误差)。用于土工建筑物上的位移观测时，允许误差应不大于 4mm(取 2 倍中误差)。

观测时，在工作基点 *A*(或 *B*)上，架设经纬仪，后视工作基点 *B*(或 *A*)，设置准直线，测定各观测点相对于准直线的垂直偏移量，记入记录表内；正倒镜各测 1 次为一测回。所取测回数根据距离和精度

要求而定。符合精度要求后，方可施测另一观测点。如需要观测纵横向水平位移时，可用钢尺丈量各观测点之间距离的方法求得平行于轴线方向的水平位移量。

观测成果表达方式见下节。

六、土体内部水平位移观测

（一）测试设备

测量深层水平位移的仪器，通常采用测斜仪。测斜仪分固定式和活动式两种。目前，普遍采用活动式测斜仪。该仪器可以消除零点飘移的误差，只使用一个测头，即可在土层中连续测量，测点数量可以任选。

测斜仪主要有四部分组成，即测头、接收指示器、连接电缆和测斜导管。

1. 测头

有滑线电阻式、钢弦式、差动变压器式、伺服加速度计式以及应变式等。

伺服加速度计式是在测头内的感应轴上互成 90°安装两个加速度计。这种测头可测的最大倾角为±53°，而在±7°范围内精度较高。

电阻应变计式是在测头内装有一用重锤悬吊的弹簧片，片上贴有组成电桥的电阻应变片，并充硅油以增加阻尼，额定量程为±10°，每度的微应变为 115μ。

2. 接收指示器

伺服加速度计式用数字显示仪表，读数为 $2.5\sin\theta$，θ 为导管倾角。对于 30°的倾角 $\sin\theta=0.5$，则读数为 $2.5\times0.5=1.25$，此即为仪器的基准因素。由于轮距为 0.5m，所以，读数除以 5 即为以米计的位移量。

电阻应变计式用静态电阻应变仪作接收指示器。

3. 电缆

系采用有距离标记的电缆线。用时，在测头重力作用下不应有伸长现象。

4. 导管

测斜管有铝合金管和塑料管两种，有 4 个纵向导槽均布于管内，测斜管的性能是影响精度的主要因素。除导管的模量既要与土体的模量接近又要不因土压力压扁导管外，关键的还有导槽的成型精度。

(二)测量的基本原理

活动式测斜仪用接收指示器读数，读数代表导管的倾斜度，如图 2-15 所示。

将导管划分为 n 段，每个区间的变位为 δ_i，倾角 θ_i，则：

$$\delta_i = l_i \sin\theta_i \tag{2-1}$$

整个管子的水平位移值即为：

$$\delta_n = \sum_{i=1}^{n} l_i \sin\theta_i \tag{2-2}$$

(三)埋设与观测要点

1. 导管的埋设

(1)首先用钻探工具钻成合适口径的孔，然后将导管放入孔内。导管连接部分应防止污泥进入，导管与钻孔壁之间用砂填充。

(2)在连接导管时，应将槽对准，使纵向的扭曲减小到最小程度。放入导管时，应注意十字形槽口对准所测的水平位移方向。

(3)为了消除土的变形对导管产生负摩擦的影响，除使导管接头处可相对移动外，还可在管外涂润滑剂等。

(4)在可能的情况下，应尽量将导管底埋入硬层，作为固定端。否则导管顶端应校正。

(5)管子埋好后，需停留一段时间，使钻孔中的填土密实，贴紧导管。

2. 测定方法

(1)将测头的感应方向对准水平位移方向的导槽，放至导管的最

底部。

(2)将电缆线与接收指示器连接,打开开关。

(3)指示器读数稳定后,提升电缆线至欲测位置。每次应保证在同一位置处进行测读。

(4)将测头提升至管口处,旋转 180°,再按上述步骤进行测量,这样可消除测斜仪本身的固有误差。

(四)资料整理

根据指示器反映的倾斜角进行计算,得出每个区段的位移量 δ_i,以底部固定端或管口校正值为基点。将各区段的位移量 δ_i 累积起来,得出水平位移曲线,如图 2-16 所示。

为了了解水平位移随地面荷载变化的情况,应将相应的观测值

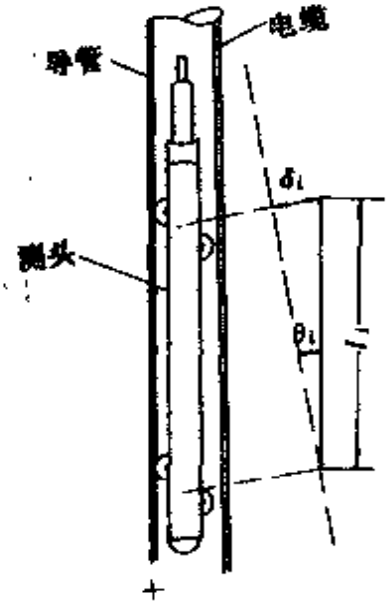


图 2-15 倾斜角与区间变位

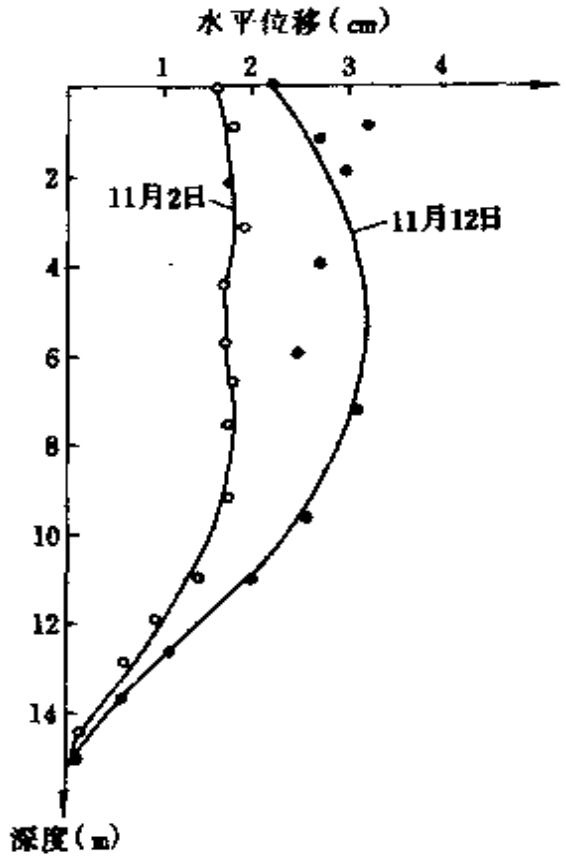


图 2-16 土体水平位移图

绘于同一图上，以便分析水平位移的趋势，图 2-16 是实测大面积加荷引起水平位移沿深度分布线，以 10 月 16 日为基准线，11 月 2 日地面荷载为 100kPa，11 月 12 日地面荷载为 140kPa。

第三节　托换技术分类

托换技术可根据托换的原理、方法、性质和时间进行分类。

一、按托换原理分类

根据托换原理可将托换技术分为补救性托换、预防性托换、维持性托换。

二、按托换性质分类

托换技术按其性质可分为既有建筑物地基设计不符合要求、既有建筑物加层或纠偏、建筑物整体迁移、邻近深基坑开挖和地下地道穿越。

三、按托换时间分类

托换技术按托换的时间可分为临时性托换和永久性托换。

四、按托换方法分类

按托换方法可分为基础扩大托换、坑式托换、桩基托换（包括石灰桩、石灰砂桩、压入托换或混凝土预制桩、打入桩或钢桩、树根桩、锚杆静压桩、灌注桩等）、基础加压纠偏法托换、基础减压和加强刚度法托换（包括加压纠偏、掏土纠偏、降水掏土纠偏、压桩掏土纠偏、浸水纠偏、顶升纠偏等）、振冲法托换、碱液加固法；硅化加固法等。

托换途径除处理地基和加固基础外，尚可考虑改变荷载分布和传递以及加强上部结构刚度等措施，以改变和调整基底压力分布，减

小建筑物差异沉降。

第四节　托换技术施工要点和工程监测

一、托换技术施工要点

(1)根据工程实际需要，对建筑物进行加固；或对建筑物基础全部或部分支托住；或对建筑物地基或基础进行加固。

(2)当建筑物基础下有新建地下工程时，应将荷载传递到新的地下工程上。

(3)不论何种情况，托换工程都是在一部分被托换后，才可开始另一部分的托换工作，否则就难以保证质量。所以，托换范围往往由小到大，逐步扩大。

(4)托换施工前，先要对被托换建筑物的安全予以论证，要求把对被托换的建筑物所产生的沉降、水平位移、倾斜、沉降速率、裂缝大小和扩展情况以及建筑物的破损程度用图表和照片正确记录下来，借以判定建筑物的安全状态。另外，如果裂缝扩展和延续不止并产生错位，则要引起重视并及时采取补救措施。

二、工程监测

在整个托换施工过程中必须进行监测，进行信息化施工，以确保安全和质量。

对被托换或被穿越的建筑物及其邻近建筑物都要进行沉降监测。沉降观测点的布置应根据建筑物的体形、结构条件和工程地质条件等因素综合考虑，并要求沉降观测点便于监测和不易遭到损坏。

监测过程中要做好以下四个方面的工作：

(1)对托换或穿越过程引起的各个监测点的运动情况，整理出沉降(或其他观测量)与时间的关系曲线，并应用外推法预测最终沉降量。

(2)确定托换或穿越的每个施工步骤对沉降所产生的影响。

(3)根据沉降曲线预估被托换建筑物的安全度以及针对现状采取相应的措施，如增加安全支护或改变施工方法。

(4)监测期限和测量频度的要求取决于施工过程，特别是在荷载转移阶段每天都要求监测，危险程度越大，则监测应越频繁。当直接的托换或穿越过程完成后，监测过程尚需持续到沉降稳定为止。沉降稳定标准可采用半年沉降量不超过 2mm 为依据。

第三章　基础扩大托换

第一节　基础扩大托换设计计算

对于需要托换的旧基础，应充分搜集地质资料和调查建筑物有无病害等情况，必要时应采用开挖或钻探方法取样试验后确定地基允许承载力。经分析判断地基允许承载力尚不足以支承现有建筑物荷载者，则可设法将基底加宽或扩大。基础扩大托换一般都是补救性托换。

在许多既有建筑物或改建加层工程中，常因基底面积不足而使地基承载力和变形不满足要求，从而导致建筑物开裂或倾斜，这时就需基础扩大托换。

一、双面加宽

基础扩大托换通常采用混凝土套或钢筋混凝土套加固基础。

当原基础承受中心荷载时，可采用双面加宽、基础扩大底面尺寸、扩大部分混凝土断面及配筋量按结构计算确定。条基的双面加宽见图 3-1；柱基扩大加宽见图 3-2。

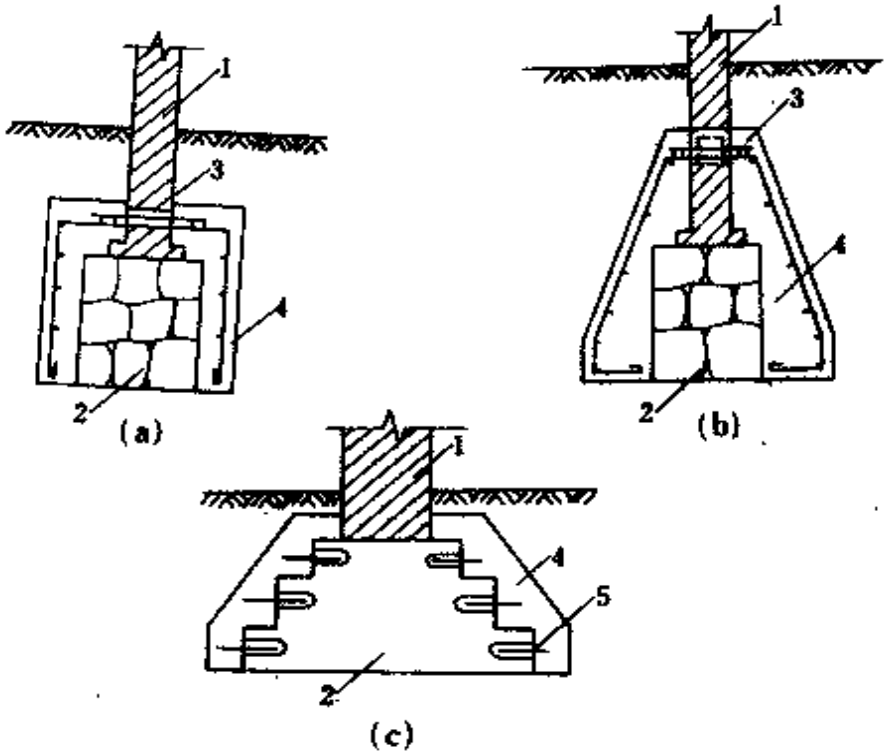


图 3-1　条基的双面加宽

1—原有墙身；2—原有墙基；3—墙脚钻孔穿钢筋，用环氧树脂填满再与加固筋焊牢；4—基础加宽部分；5—钢筋锚杆

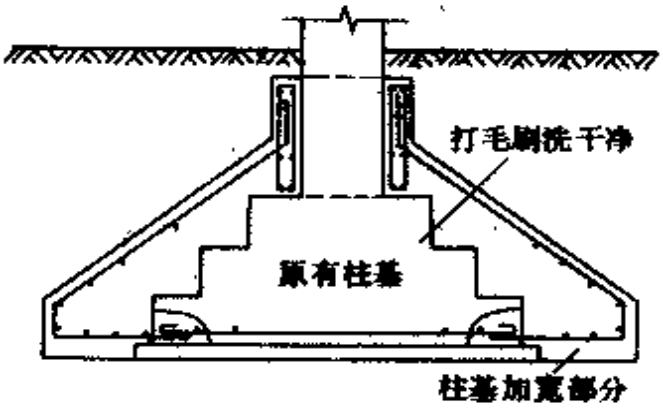


图 3-2　柱基加宽

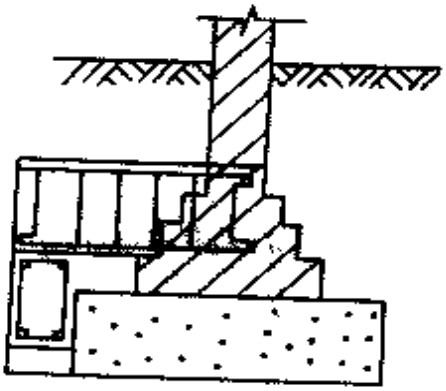


图 3-3　条基的单面加宽

二、单面加宽

当原基础承受偏心荷载，或受相邻建筑基础条件限制，或为沉降缝处的基础，或为了不影响室内正常使用时，可单面加宽原基础（见图 3-3）。

三、其他

根据原基础受力特性的有关计算（见《灌注桩设计计算及施工》）以及原基础损坏情况，完全改变原基础。如将原基础为柔性基础改为刚性基础（见图 3-4）；如有需要，亦可将条形基础扩大成片筏基础（见图 3-5 所示）。

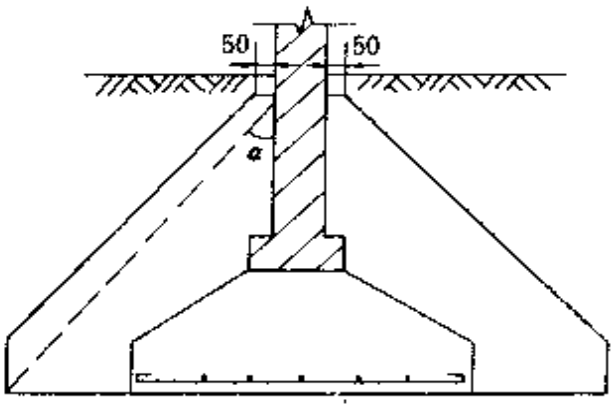


图 3-4　柔性基础加宽改成刚性基础

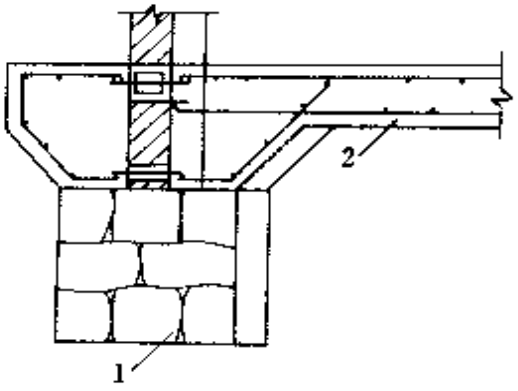


图 3-5　条基扩大成片筏基础

1—条形基础；2—片筏基础

第二节　基础扩大托换施工技术

一、施工步骤

1. 需进行扩大托换的基础分析

根据前述的调查研究，查找基础损坏的原因，进行地基承载力的计算，使之心中有数。必要时要进行野外和室内试验。

2. 基础扩大托换方案设计

根据收集的资料、野外和室内试验数据、受力分析计算、结合原基础损坏原因分析和周边环境，确定基础扩大托换的方案。在方案设计中应考虑基础加宽的尺寸、形状、混凝土标号（尽量和原基础标号差不多或高于原基础）、配筋量、新旧基础的连接、新基础和墙身的连接等。

在方案设计时还要考虑托换加固的措施，这些措施包括本方案施工的措施、进行特殊处理的措施，还应考虑和施工有关的措施（如墙体裂缝补强加固、完善室外散水措施、防止渗漏水直接浸入墙基、确保地基土含水量的稳定等）。

3. 施工要注意的问题

如采用混凝土套和钢筋混凝土套加固基础时，要注意以下几点：基础加大后应满足混凝土刚性角要求；通常应将原墙凿毛，浇水湿透，并按 1.5～2.0m 长度划分成许多单独区段，错开时间分别进行施工，决不能在基础全长挖成连续的坑槽和使全长上地基土暴露过久，以免导致饱和土浸泡软化从基底下挤出，使基础随之产生很大的不均匀沉降；在基础加宽部分两边的地基土上，进行与原基础下同样的原土压密施工和浇筑素混凝土垫层；为使新旧基础牢固连接，应将原有基础凿毛并刷洗干净，可在每隔一定高度和间距设置钢筋锚杆；也可在墙脚或圈梁钻孔穿钢筋，再用环氧树脂填满，穿孔钢筋须与加固筋焊牢。

二、施　工

(1)开挖。根据要求按 1.5～2.0m 长度分段错开时间开挖。

(2)凿毛墙基。

(3)配制混凝土。

(4)灌注混凝土或钢筋混凝土。

(5)基础扩大部分和原基础、墙身连接。

(6)质量检测。

第四章　坑式托换

在许多既有建筑物或改造工程中，由于基底面积不足而使地基承载力和变形不满足要求，此时除可采用基础加宽的托换方法外，还可采用将基础落深在较好的新持力层上的坑式托换加固方法，以满足设计规范的地基承载力和变形要求。

坑式托换是直接在被托换建筑物的基础下挖坑后浇筑混凝土的托换加固方法，也称墩式托换。

第一节　坑式托换的设计要点

(1)混凝土墩可以是间断的或连续的(见图 4-1)，主要取决于被托换加固结构的荷载和坑下地基土的承载力值大小。进行间断的墩式托换应满足建筑物荷载条件对坑底土层的地基承载力要求。当间断墩的底面积不能对建筑物荷载提供足够支承时，则可设置连续墩式基础，施工时应首先设置间断墩以提供临时支承。当开挖间断墩间的土时，可先将坑的侧板拆除，再在挖掉墩间土的坑内灌注混凝土，同样再进行干填砂浆后就形成了连续的混凝土墩式基础。由于拆除了坑侧板后，坑的侧面很粗糙而可起键的作用，故在坑间不需另作楔键。

(2)对于许多大型建筑物进行托换基础时，由于墙身内应力的重

分布，有可能在要求托换的基础下直接开挖小坑，而不需在原有基础下加临时支撑，亦即在托换支撑构件设置之前，局部基础短时间内没有支承可认为是允许的，另外，在进行托换基础之前，如能支托住原有建筑物的全部或部分荷载，这当然是一个更为适当而稳妥的方法。

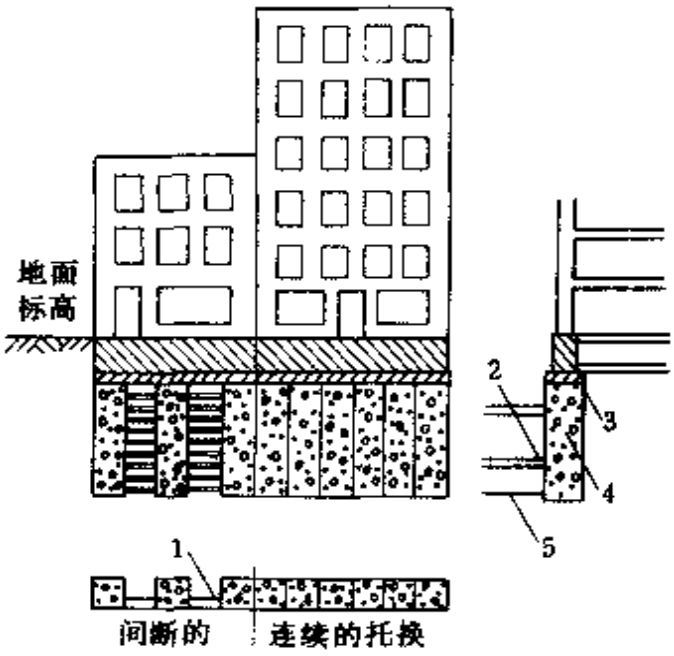


图 4-1　间断的或连续的混凝土坑式托换

1—横向挡板；2—侧向支撑；3—原有基础；4—混凝土墩；5—开挖底面

(3)如基础墙为承重的砖石砌体、钢筋混凝土或其他的基础梁时，对间断的墩式基础，该墙基可从一墩跨越至另一墩。如发现原有基础的结构构件的抗弯强度不足以在间断墩间跨越，则有必要在坑间设置过梁以支承基础。此时，在间隔墩的坑边作一凹槽，作为钢筋混凝土梁、钢梁或混凝土拱的支座，并在原来的基础底面下进行干填(见图 4-2)。

(4)在墩式基础施工时，基础内外两侧土体高差形成的土压力可能足以使基础产生侧向位移，故需提供类似挖土时的横撑或对角撑。因为墩式基础不能承受水平荷载，侧向位移将会导致建筑物的严重开裂。

(5)坑式托换适用于上层易于开挖，且地下水位较低的地质条件，因为它难以解决在地下水位以下开挖后会产生土的流失问题；一

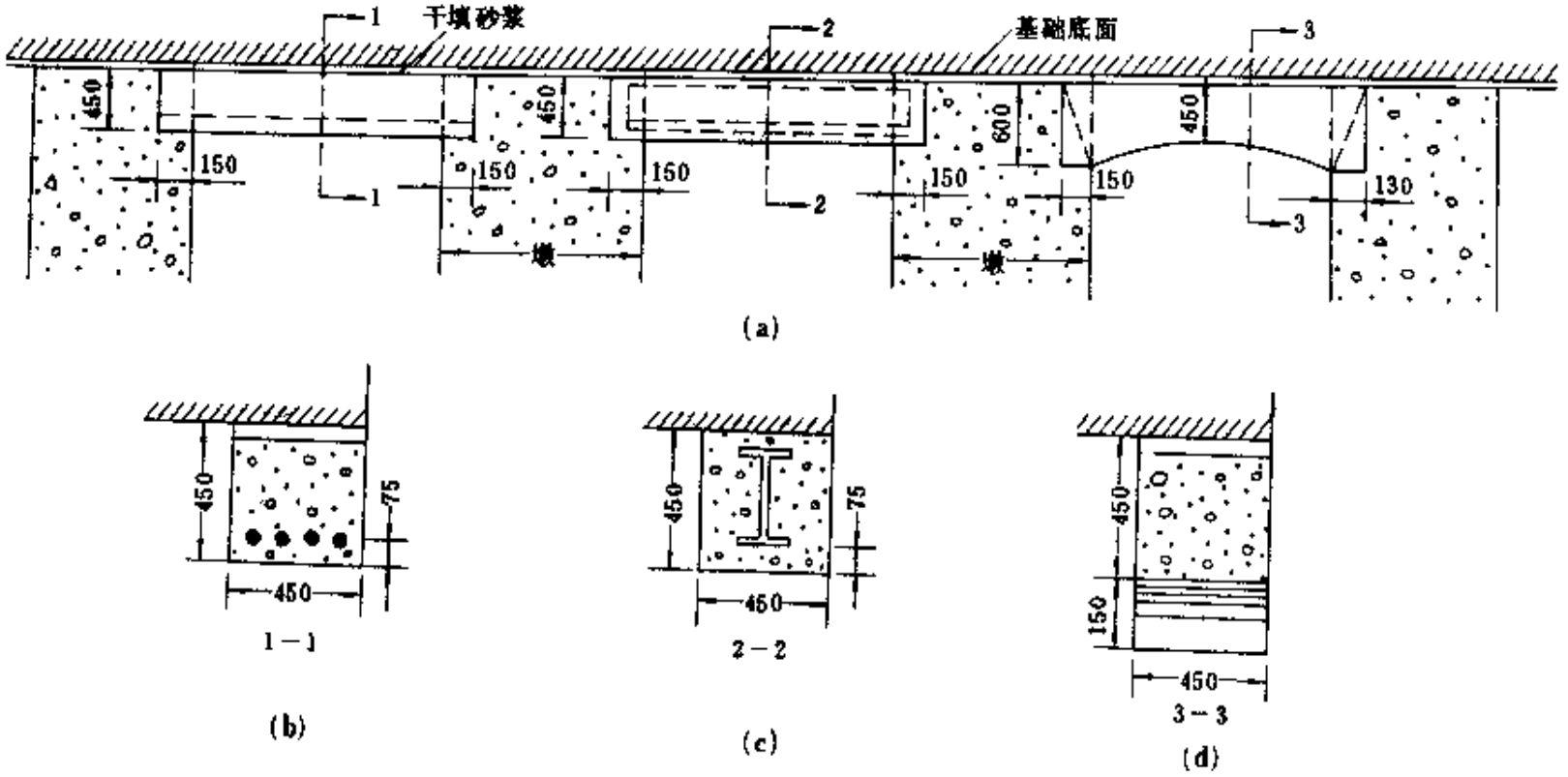


图 4 2　托换墩间的过梁类型

般坑式托换的托换深度不大；建筑物的基础最好是条形基础，亦即该基础可作为在纵向对荷载进行调整起梁的作用。

(6)国外对大的柱基用坑式托换时，可将柱基面积划分成几个单元进行逐坑托换的方法。单坑尺寸视基础尺寸大小而异，但对托换柱子而不加临时支撑的情况下，通常一次托换不宜超过基础支承面积的 20%。由于柱子的中心处荷载最为集中，这就有可能首先从角端处开挖托换的墩。

(7)德国工业标准(DIN4123)规定：当坑井宽度小于 1.25m，坑井深度小于 5m，建筑物高度不大于 6 层，开挖的坑井间距不得小于单个坑井宽度的 3 倍时，允许不经力学验算就可在基础下直接开挖小孔。

坑式托换方法的优点是费用低、施工简单易行。此外，由于托换工作的大部分是在建筑物外部进行的，所以在施工期间建筑物仍可正常使用。其缺点是整个托换工程的施工期较长；不能在地下水位很高和流动性土层中使用；由于建筑物的荷重被置换到新地基土上去，被托换建筑物将产生新沉降是不能完全避免的。

第二节　坑式托换的施工步骤

坑式托换的施工步骤如下：

(1)在贴近被托换的基础前面，开挖一个长×宽为 1.2m×0.9m 的导坑，挖到比原有基础底面下再深 1.5m 处(见图 4-3)。

(2)将导坑横向扩展到直接的基础下面，并继续在基础下面开挖到要求的持力层标高；

(3)采用现浇混凝土浇筑已被开挖出来的基础下的挖坑体积，但在离原有基础底面 80mm 处停止浇注，养护一天后，再将稍潮的干水泥填进 80mm 的空隙内，并用铁锤锤击短木使之在填塞位置充分捣实(称为干填)，成为密实的填充层。由于该层厚度较薄，实际上可

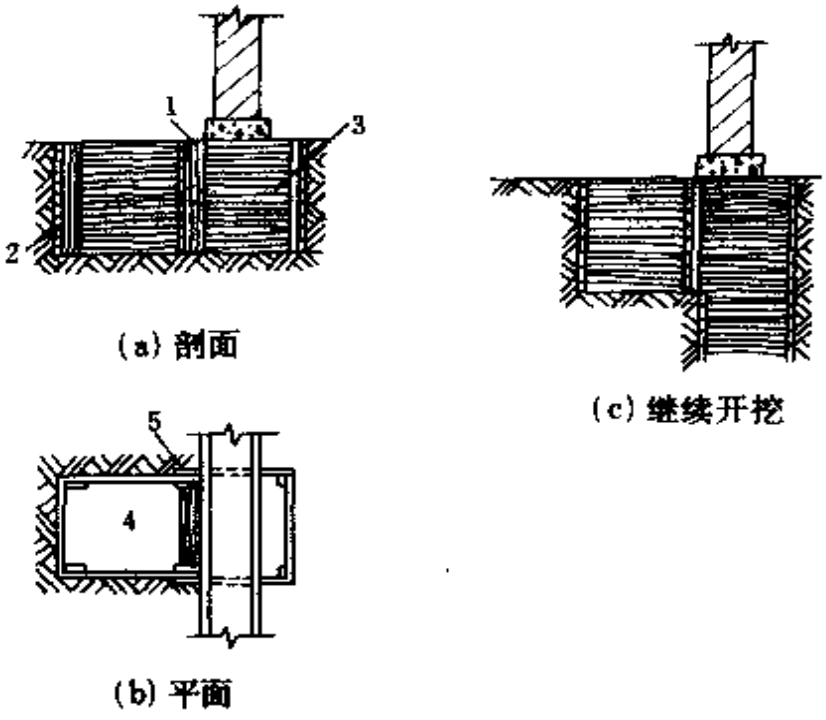


图 4-3　坑式托换示意图

1—嵌条；2—横向挡板；3—直接在基础下挖坑；4—竖向导坑；5—挡板搭接

视为不收缩层，因而建筑物不会因此而产生附加沉降；

(4)进行以上步骤后，再分段分批的挖坑和修筑墩子，直至全部托换基础工作完成为止。由于最后由基础将力传递给新浇筑的混凝土墩子，故亦称墩式托换。

(5)在开挖过程中由于土的拱作用，使作用在坑内挡板上的荷载大为减少，且土压力的深度将不随深度而增加，故所有坑壁都应该用 50mm×200mm 的横向挡板，并可边挖边建立支撑，横向挡板间还可相互顶紧，再在坑角处用 50mm×100mm 的嵌条钉牢。

坑式托换适用于地下水位较低的情况，不然施工时会发生邻近土的流失。当地下水位较高时应采取相应施工技术措施或改用其他托换方法。

第五章　振冲法托换

过去振冲法仅限于用在建造建筑物前的地基加固，国外当前已开始使用到托换工程的领域中。值得注意的是，由于地基土振密后有可能造成地面下沉，故在进行振冲施工前需对墙柱进行支撑，借以避免建筑物的附加下沉，而这种支撑必须延伸至远达振冲施工时的压密区之外。

第一节　振冲法加固地基的原理

一、松散砂性土地基加固原理

当振冲器进入饱和砂土中工作时，在周期性水平振动力和侧向挤压作用下，砂土有振密的趋势，这种快速的密实趋势使土体体积发生变化，孔隙水压力上升而不能及时消散，颗粒间摩擦力减少，砂土结构被破坏。根据有效应力原理，当孔隙水压力增至与有效压力相等时，土体基本处于流态，即出现液化现象，对砂性土地基，振冲器的振动力在饱和砂土中传播振动加速度，因此在振冲器周围一定范围内的砂土产生振动液化。液化后的土颗粒在重力、上覆土压力以及填料的挤压力作用下重新排列，使孔隙比减小而成为较为密实的砂土地基。因此，密实后的砂土地基承载力和变形模量得到了提高；由于砂土预先经历了人工振动液化，预震效应使砂土提高了抗震能力。而且

制成的碎石桩构成良好的排水通道，降低了今后发生地震时该场地的超孔隙水压力，这也是提高了砂土地基抗震能力的一个主要原因。

振冲器工作时产生的振动加速度沿地基上的水平方向（垂直于振冲器轴心）向外传播。其值随着与振冲器距离的增大而呈指数函数形衰减，因此，在振冲器侧壁向外，分为液态区、过渡区和挤密区，以外则为不受影响的弹性区。过渡区和挤密区的砂土颗粒受振冲器的动力作用不断紧密，有显著的挤密效果。液态区在停振后，随着超孔隙水压力的消散，颗粒排列也逐渐密实，从而使振冲孔周围一定范围内的土体得到加固，抗震动液化的能力亦显著增加。

振冲器工作时的有效加固范围不仅取决于砂土的性质，还与振冲器的性能有关。一般振冲器的振动力愈大，振动频率愈高，液态区的范围也愈大，过渡区、挤密区范围相对较小。因此应根据具体工程地质条件及加固要求选用合适振动参数的振冲器，以取得更佳的加固效果。

二、加固粘性土地基的原理

对粘性土地基（特别是饱和软土），由于土的渗透性比较小，在振动力的作用下土中水不易排走，所以振冲碎石桩的作用，主要不是使地基挤密，而是与周围土共同组合为“复合地基”。即饱和粘性土在外来扰动、搅拌、振动等作用下，土的强度急剧降低，甚至流动，以后又随时间增长而逐渐恢复其强度的现象称为“触变现象”。粘性土经过触变后只有密实度并不改变、强度至多能恢复原来的强度的特性，因此振冲法加固粘性土地基的原理不同于加固砂基。振冲器的主要作用是造孔及将填入孔中的粗颗粒材料振挤密实，形成一根根独立的碎石桩或砂桩。由于碎石桩的刚度比周围土大，地基中应力按材料变形模量进行重新分布，因此大部分荷载将由碎石桩承担。碎石桩承受荷载后产生径向变形，并引起桩周粘性土产生被动抗力。如果粘性土的强度过低，不能使碎石桩得到所需的径向支持力，则达不到加固的

目的。因此天然地基的抗剪强度的大小是形成复合地基的一个重要关键。国外资料指出，一般当天然地基的不排水抗剪强度大于 20kPa 时，才能使碎石桩产生较好的加固效果。但国内也不乏有天然地基的不排水抗剪强度小于 20kPa 的地基加固成功的工程实例，但遇此种地质条件应当慎重对待为宜，在取得试验有效的基础上再予应用。

若桩体打到持力层，由于桩体的压缩模量远比软弱土层大，通过基础传给复合地基的荷载随着桩、土的等量变形将逐渐集中到桩上，软土承受的荷载相应减少，与原地基相比，复合地基的承载力增高，压缩性减少。

若桩体未贯穿整个软弱土层，复合土层不接触持力层，则复合土层的作用是将荷载引起的应力向周围横向扩散，使作用在下卧土层上的压力较小，从而提高了地基的承载力，减少了沉降量。

此外，振冲碎石桩还有一个良好的排水通道，可起到排水砂井的作用，有利于土体固结。

第二节　振冲法施工设备机具

振冲法施工的主要设备机具有振冲器、起重设备和水泵。辅助机械有装载机、推土机、手推车等。

一、主要机械设备

1. 振冲器

振冲器结构如图 5-1 所示，由振动体、潜水电机、橡胶减振器、导管四部分组成。潜水电机 6 启动后，动力通过弹性联轴节 7 传给空心轴 8，带动偏心块 9 一起转动，产生一定频率和振幅的水平激振力，再通过轴承振动壳体 10 传给土体，形成环形振波向周围扩散。压力水通过贯穿空心轴内的射水管 12，由振冲头顶端射出，在振动和水冲的联合作用下对砂、土体进行挤密或置换、振动体及振冲头外侧的

翅片 11 用以平衡振冲器转动部分的反力矩，同时也能起到向土体传导激振力的作用，从而可增强振冲效果。为了减轻振动对导向管 3 及水管 1、电缆 2 等的损害，在振冲器与导向管之间设置橡胶减振器 4。为防止橡胶减振器意外断裂可能发生的振冲器掉入孔内的事故，在电机上法兰盘和导向管法兰盘之间用链条 5 或铁钩作松连接，一旦橡胶减振器断裂，仍可将振冲器提出孔外。

振冲器的主要振动参数有振动频率、激振力和振幅。

(1)振动频率 f 由下式计算：

$$f=\frac{n}{60} \qquad (5\text{-}1)$$

式中：n——振冲器空心轴转速。

当振动频率接近土体的自振频率，处于共

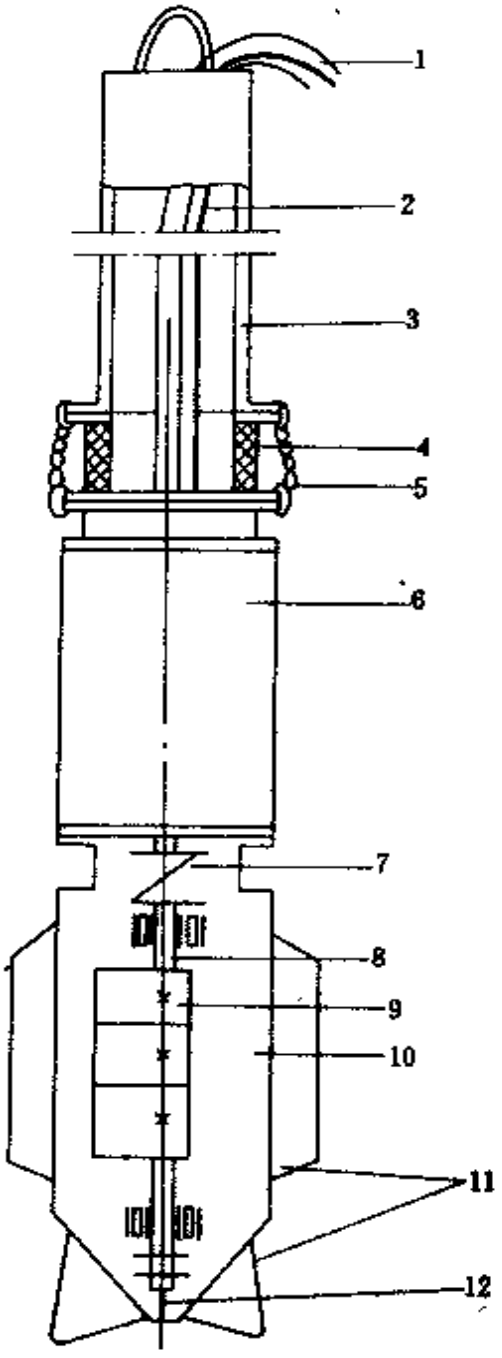


图 5-1　振冲器构造示意图

1—水管；2—电缆；3—导向管；4—橡胶减振器；5—安全链条；6—潜水电机；7—弹性联轴节；8—空心轴；9—偏心块；10—壳体；11—翅片；12—射水管

振工作情况(简称工况)时,振冲器的偏心力矩不变,但振幅增大,或者以较小的偏心力矩可以获得较大的振幅,电机启动后可立即进入工作状态。而非共振工况时,电机启动后要经过共振区,这时振幅突然增大,启动电流增大,对电机和振动体都将产生极坏影响。一般的自振频率粘性土为 8～16Hz,砂土为 15～28Hz,振冲器的振动频率应尽量接近自振频率。

(2)激振力 P。即偏心块质量所产生的离心力可按下式计算:

$$P=10m_e \cdot a \cdot \omega^2 \tag{5-2}$$

式中:m_e——偏心块质量;

a——偏心块偏心距;

ω——空心轴的回转角速度($\omega=\frac{2\pi n}{60}$)。

振冲器的激振力越大,加固影响范围越大,成孔贯入能力也较强,但加固效果并不成比例增加。

(3)振幅 A。振幅 A 按下式计算:

$$A=\frac{M}{Q}=\frac{qa}{Q} \tag{5-3}$$

式中:A——振幅;

M——动力矩;

q——偏心块总重量;

Q——振动部总重量。

振冲器的空载振幅一般为 4～8mm。由于振动加速度幅值为 $A\omega^2$,因此若要求保证一定的振动加速度,对低频振冲器 A 应取大值,对高频振冲器 A 应取小值。在振冲器振动频率一定的情况下,通过调整偏心块总重量及偏心距,可使振幅在一定范围内得到调整。

在已知上述三个振动参数后,即可进行振冲器功率计算。振冲法施工中,由于土体物理性能的复杂性、工艺参数的差异,影响工作阻力的因素难于准确掌握,因此振冲功率常用经验公式计算:

$$N=PVA\times10^{-1}$$

或
$$N=\frac{A^2\omega^2\mu}{10.4\times10^3} \tag{5-4}$$

式中：V —— 土质阻力系数，一般取 $V=(5\sim50)s^{-1}$；

μ —— 与振动速度有关的阻力系数；$\mu=\mu_a DL\omega$；

μ_a —— 与振动加速度有关的单位阻力系数，一般取 $\mu_a=0.06\times10^{-3}$；

D——振冲器外径；

L——振冲器长度。

振冲器的设计除应符合机械设计的一般原则外，还要特别注意以下几点：

①首先根据已确定的振幅，设计偏心块的尺寸和重量，然后按图5-2计算偏心轴。轴工作时承受传递功率所产生的扭矩和偏心块的离心力所产生的弯矩，因此应满足强度和刚度要求。由于转速很高还应校核轴的自振频率，避免发生共振。轴的自振圆频率 ω_c 可按下式计算：

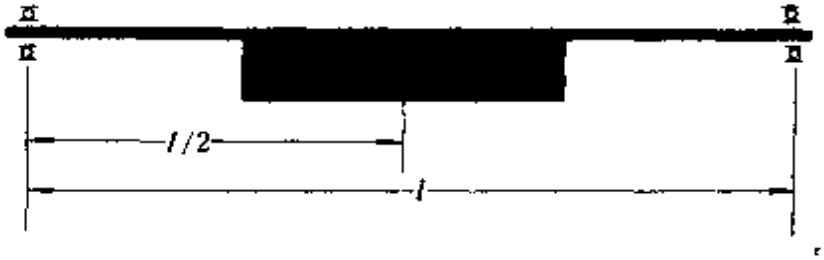


图 5-2 轴计算简图

$$\omega_c=\sqrt{\frac{24EJ}{ml^3}}>1.4\omega \tag{5-5}$$

式中：m——轴和偏心块质量之和；

E——材料的弹性模量；

J——轴的惯性矩。

②由于振冲器的工作条件，使工作环境很差，在结构设计时各主要零件应取较大的安全系数，选用较好的材料，滚动轴承实体保持架应采用青铜型并符合耐振要求，壳体部分应进行表面热处理，使其具有较高的硬度。密封部分也应充分考虑，工作时不允许泥水进入机体内。

③要求电机能在强烈振动状态下运转，这一振动加速度可达98.1m/s²，因此电动机的结构件全部采用焊接结构，转轴采用合金钢，选择绝缘材料时应考虑耐振及防水要求。其次，要求电动机有很高的启动力矩和过载能力，因此，电动机所使用的绝缘材料应能承受因过载而产生的高温。根据以上要求，在设计电动机时，应使其启动转矩、启动电流和最大转矩分别为额定值的3倍、7.5倍。国产振冲器的性能见表5-1所示。

表5-1 振冲器的技术参数

型 号	ZCQ-13	ZCQ-30	ZCQ-55	BL 75
电动机功率(kW)	13	30	55	7.5
转速(r/min)	1 450	1 450	1 450	1 450
额定电流(A)	25.5	60	100	150
不平衡重量(N)	290	660	1 040	
振动力(kN)	35	90	200	160
振幅(mm)	4.2	4.2	5.0	7.0
振冲器外径(mm)	27.4	351	450	426
长度(mm)	2 000	2 150	2 500	3 000
总重量(t)	0.78	0.94	1.60	2.05

2. 起重设备

起重设备是用以操作振冲器上下运动并能方便地移位和对位的机械。振冲施工中设备的提升能力(起重量)由振冲器自重(包括大钩以下其他辅件的重量)、索具重量及土和振冲器的摩阻力组成,按下式计算:

$$Q=\frac{Q_1+q+Q_2}{3} \tag{5-6}$$

$$Q_2=2\pi lDh\mu_c \tag{5-7}$$

式中:D——振冲器外径;

h——成孔深度;

μ_c——土的附着系数,取 $4.9\times10^{-2}N/cm^2$;

Q_1——振冲器自重;

q——索具自重;

Q_2——土和振冲器摩阻力;

η——机械效率,一般为 0.8～0.9。

振冲施工常用的起重设备有:

(1)履带式起重机,它是振冲施工中用得最多的一种起重机。

(2)汽车式起重机,它是把起升、变幅、回转等机构安装在汽车底盘上的全回转起重机。振冲施工中常用大吨位的国产动臂式全液压起重机及一些进口机械作起吊设备。全液压起重机还具有动作灵活、起升平稳、操作轻便、伸缩臂可任意调节长短,从而扩大起重范围,节省操作时间等优点。缺点是工作时,要先压实停机点,放好支腿,转动台调整到基本水平位置,不能负荷行驶,对施工场地的要求较高。国产的有 Q_2-8 型、Q_2-12 型和 Q_2-16 型等。

(3)轮胎式起重机,它是把起重机构装在具有两根或三根轮轴上,轮轴上装有 4～10 个加重轮胎的特制底盘上的全回转起重机。其特点是:重心低,起重平稳,起重量较大,一般吊重时都用四个支腿支撑,使用短臂时可吊着 75%的额定起重量行驶,从而增加了其机动

性。国产轮胎式起重机按起重量不同有 QL_3-8 型、QL_3-16、QL_3-25 型、QL_3-40 型等系列产品。

(4)自行井架式专用平车是振冲施工的专用起重、移位、对位机械。

井架常用角钢制成空间桁架，用以悬挂滑车系统，进行振冲器的升降作业。塔内装设导向架，用以保证施工中不斜桩和断桩，并在起动及工作过程中平衡振冲器的扭矩。要求井架具有足够的稳定性和强度；适当的空间和高度，以形成良好的工作条件；并力求轻便化，以利于安装拆卸和运输。

上平台是一可相对于下平台纵轴线垂直移动的工作台。卷扬机构、井架、电气设备、操作室及上平台行走机构都装在上平台上，在上平台下有支承滚轮；沿下平台上的横向轨道滚动。

下平台是用来支撑上平台，并通过装在其上的行走机构使整个平车沿轨道行走，为便于平车转轨，下平台行走轨轮可扭转 90°。这种自行井架式专用平车的优点是移位、对位方便，成桩质量好，工效高，施工较安全。其缺点是转场、拆卸安装、转轨等作业较麻烦，对工作场地的要求也较高，适合于大面积施工作业。

3. 水泵

水泵是振冲法施工中的主要设备，其作用是向工作中的振冲器输送具有一定压力和流量的水流，使土体饱和并冲切土体携带孔内砂土返回地面，此外还具有减少振冲器与孔壁的摩擦、稳定孔壁、冷却振冲器电机等作用。水泵的种类繁多，振冲器施工中常用离心泵，其特点是流量范围很大，流量和扬程都比较平稳，转速较高，可以与动力机直接连接，体积小，重量轻，操作方便可靠，维护修理容易。由于液体粘度对泵的性能影响较大，当液体粘度增大时，泵的流量、扬程、效率、吸水高度都会显著降低，因此，工作时水中不应含过多的粘粒。

每一种离心泵都要通过测试，测出其流量 Q 与扬程 H、功率 N

及效率 η 之间的相关曲线，并绘制于同一坐标图中，称为离心泵的特性曲线图（如图 5-3 所示），以供选用泵及运转时参考。

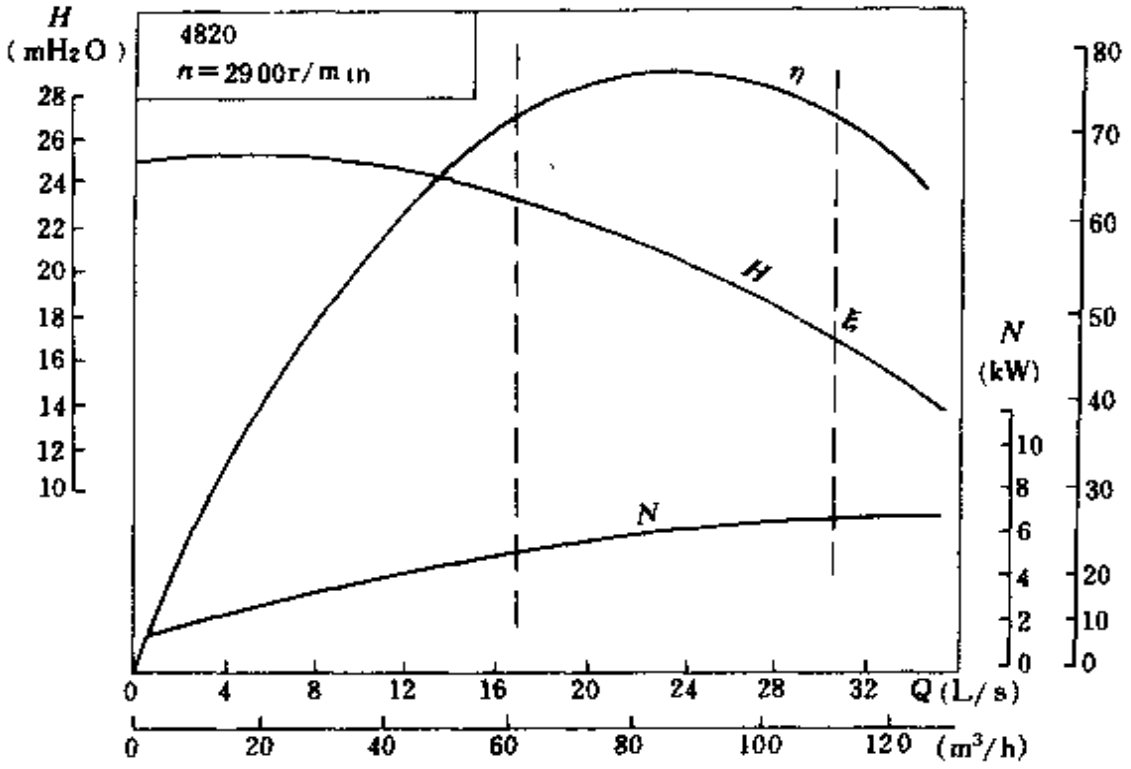


图 5-3　离心泵的特性曲线

注：$1mH_2O=9.8\times10^3Pa$

从曲线图中可以看出，对应于一定的 Q、H、N 值，η 曲线上有一最大值，如果泵在与这点相对应的流量和扬程等特性参数下工作，其效率最高，使用最经济；如果离 η 曲线最高点相差甚远，则泵的效率太低，使用就不经济。因此并非整个特性曲线都是泵的工作区域，一般都在特性曲线上标注“ξ”符号，作为该泵的推荐工作区域。或把特性曲线工作范围内的各参数间的对应的流量或扬程等值各取三点，列入性能表中。离心泵按叶轮个数（即级数）可分为单级悬臂式离心泵（B 型离心泵）和多级分段式离心泵（D 型离心泵）两种。前者流量

为 5～300m³/h，扬程为 3～150m（水柱）；后者流量为 5～720m³/h，扬程为 100～650m 水柱，振冲施工多用 B 型离心泵。常用的几种泵技术规格列入表 5-2 中。

表 5-2　B(BA)型离心泵技术规格表

型　号	流量 Q	扬程 H	转速 n	允许吸上真空高度 Hs	口　径		外形尺寸
					进口	出口	长×宽×高
	(m^3/h)	(m)	(r/min)	(m)	(mm)		
3B-57 (3BA-6)	30 45 60 70	62.0 57.0 50.0 44.5	2 900	7.7 6.7 5.6 4.7	(80)	(50)	752×365×340
3B-57A (3BA-6A)	30 40 50 60	45.0 41.5 37.5 30.0	2 900	7.5 7.1 6.4	(80)	(50)	752×365×340
3BA-33 3BA-9	30 45 55	35.5 32.6 38.8	2 900	6.7 5.0 3.0	(80)	(50)	515×289×289

注：括号内的数字为 BA 型泵的数据。

振冲施工中，水泵的流量一方面要保证对土体有一定的冲切速度，同时又能将少量细粒砂土带出孔口。泵压则取决于水流通道的阻力。目前，单台振冲器工作时多采用出口压力 400～600kPa（扬程 40～60m），流量 20～30m³/h 的离心泵供水。当多台振冲器在同一现场施工时也可采用集中供水的办法，使用大流量水泵。

二、辅助设备

1. 推土机

推土机主要用于施工前后场地平整，也可用于散粒砂石料的堆积。目前使用的有 T_2-60、T_1-100、T_2-100、T_2-120、T_2 160 等型号。

2. 单斗装载机

单斗装载机是一种在履带式拖拉机或轮胎式基础车上装有一个装载斗的循环作业式机械，可用来装载砂、碎石等松散材料，也可作短距离转运，是振冲施工中比较理想的散粒填料载运机械。单斗装载机有轮胎式和履带式两种，以前者用得多。

三、施工机械数量

施工所需各种机械的数量，依工作量、工期、生产定额、环境条件等，可按下式计算：

$$N_i=\frac{Q_i \cdot K}{q_i \cdot f_i \cdot b_i} \tag{5-8}$$

式中：N_i——某期间机械需用量；

Q_i——某期间需完成的工作量；

q_i——机械的产量指标；

f_i——某期间(机械施工)的天数；

b_i——工作班次，单班为 1，双班为 2，三班为 3；

K——不平衡系数，一般取 1.1～1.4。

推土机、装载机等的产量指标可参照建筑施工部门制定的标准选用。采用各类起重机或专用平车进行振冲法施工时的产量指标，尚无统一标准，一般根据试验性施工时测定的指标或根据经验确定。

四、用电量计算

振冲法施工中，振冲器、专用平车、供水水泵均需采用电力，此外机修站，电焊机及室内室外照明也要使用电力，因此对较大规模的施工，均应作工地临时供电计算，并采取措施保证施工中的电力供应。其总电量按下式计算：

$$P=1.05\sim1.10\left(K_1\frac{EP_1}{\cos\varphi}+K_2\Sigma P_2+K_3\Sigma P_3+K_4\Sigma P_4\right)\quad(5\text{-}9)$$

式中：P——供电设备总需要容量；

P_1——电动机额定功率；

P_2——电焊机额定容量；

P_3——室内照明容量；

P_4——室外照明容量；

$\cos\varphi$——电动机的平均功率因素，一般取 0.65～0.75；

K——需要系数，见表 5-3。

表 5-3 需要系数(K 值)表

用电名称	数 量	需要系数		备 注
		K	数值	
电动机	3～10 台	K_1	0.7	式中各项动力和照明，用电应根据不同工作性质分类计算
	11～30 台		0.6	
	30 台以上		0.5	
电焊机	3～10 台	K_2	0.6	
	10 台以上		0.5	
室内照明		K_3	0.8	
室外照明		K_4	1.0	

单班施工时，用电量计算可不考虑照明用电，由于照明用电量较动力用电量少得多，在算总电量时可以简化，只要在动力用电量之外再加 10%作为照明用电即可。

第三节　设计计算

一、一般原则

砂层经过填料选桩挤密后，桩的承载能力自然比桩间砂土大，但因桩间砂土经振冲挤密后承载能力也有很大提高，所以，常常桩间砂土本身已能满足设计要求的允许承载力，这样似乎无必要将桩和桩间土分别取值再按复合地基理论计算地基的允许承载力和最终沉降量。只有在覆盖面积广、荷重大的建筑物下的砂基（如坝基等），由于其影响深度较大需要进行这方面的验算外，对一般建筑物因为荷载在地基中引起的附加应力不大并且这一附加应力随深度衰减很快，承载力和沉降一般不是设计的控制条件。对砂基，主要的设计项目是验算它的抗液化能力。所有对有抗震要求的松砂地基，要根据砂的颗粒组成、起始密实程度、地下水位、建筑物的设防、地震烈度、计算振冲处理深度、布孔形式、间距和挤密标准，其中处理深度往往是决定处理工作量、进度和费用的关键因素，需要根据有关抗震规范进行综合论证。

二、适用范围

1. 适用土质

振冲挤密法适用于加固从粉细砂到含砾粗砂，只要小于0.005mm的粘粒含量不超过10%的砂性土地基都可得到显著的挤密效果；若粘粒含量大于30%，则挤密效果明显降低。适用于使用该法的砂土颗粒级配曲线范围如图5-4所示，若被加固砂土的级配曲线全部位于B区，挤密效果最好；当然在砂层中央有粘土薄层、含有机质或细粒较多，挤密效果将降低。级配曲线全部位于C区，用振冲挤密法加固有困难；若曲线部分位于C区，主要部分位于B区，用振冲挤密法加固是可以的。级配曲线位于A区的砾，紧砂、胶结砂或者

地下水位过深，将大大降低振冲器的贯入速率，以至用振冲挤密法加固在经济上是不合算的。

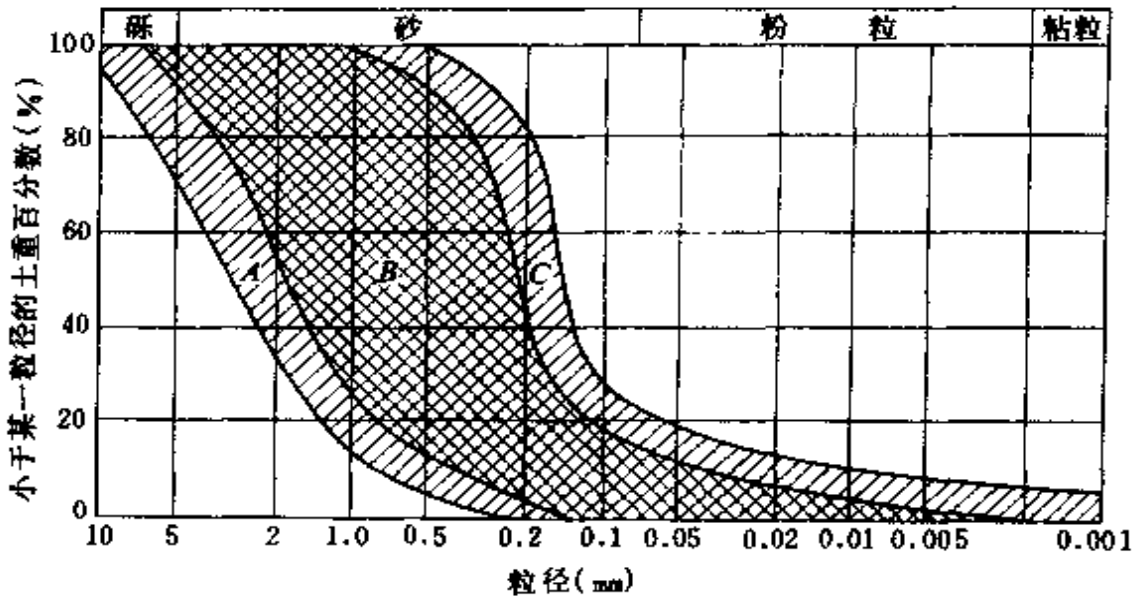


图 5-4 适用于振冲挤密的颗粒级配曲线范围

振冲碎石桩法既适用于粘性土地基，也适用于砂土地基的加固。由于桩体的形成与土体的约束力有关，原土强度愈低，抵抗填料挤入的约束力就愈小，桩体也就愈粗。若原土强度过低，土的约束力始终不能平衡填料的挤入力，以至无法成桩，则不适应此法。一般认为用振冲碎石桩法加固的软弱地基的不排水抗剪强度不得低于 16kPa。

2. 加固范围

采用振冲挤密法加固松砂地基时，加固范围为基础外缘各加宽至少 5m，在此范围内满堂加固，对振冲碎石桩，若无抗液化要求，加固范围一般不超出基底覆盖面积；若有抗液化要求宜用满堂加固并在基底轮廓线以外增加 3～4 排保护桩。振冲碎石桩的加固范围，根据经验和基础形式确定。即单独基础一般不超出基底面积，条形基础不超出或适当超出基础面积；大板基础则应在基底轮廓范围内满堂

加固，轮廓线外加 2～3 排保护桩。

三、设计计算

（一）加固砂性土

振冲法加固地基的布孔方式有等腰三角形、等边三角形、正方形、矩形等几种。大面积满堂加固以采用等边三角形排布处理效果较好，其他几种排布形式多用于单独基础、条形基础等小面积处理。

振冲挤密法加固松砂地基的孔间距取决于砂土的颗粒组成、挤密要求、地下水位、振冲器振冲加速度的大小及水量等。应通过现场试验确定，若振冲器已定，则砂的粒径愈小，密实要求愈高，孔间距应愈小。使用 ZCQ-30 型振冲器，孔间距约为 2～2.5m 进行大面积砂基挤密处理时，孔间距也可用下式估算：

$$d=\alpha\sqrt{V_F/V} \tag{5-10}$$

$$V=\frac{(1+e_s)(e_0-e)}{(1+e_0)(1+e)} \tag{5-11}$$

式中：d——孔间距；

α——系数，正方形布置为 1，等边三角形布置为 1.075；

V_F——单位桩长的平均填料量，一般为 0.3～0.5m³；

V——原地基为达到规定密实度单位体积所需的填料量；

e_0——地基砂层孔隙比；

e——要求达到的孔隙比；

e_s——桩体孔隙比。

设计时一般可用两种方法确定挤密加固后土的孔隙比 e。

（1）结合设计规范，根据实际工程对地基允许承载力的要求，推算 e；

（2）结合工程现场的抗地震液化要求，确定挤密加固后地基土所要求的相对密实度 D_r 值：

$$D_r=\frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}} \tag{5-12}$$

式中：e_{max}——通过室内试验求得的砂土最大孔隙比；

e_{min}——通过室内试验求得的砂土最小孔隙比。

由此可求得地基土经加固后的孔隙比 e：

$$e=e_{max}-D_r(e_{max}-e_{min})$$

对一般建筑物的抗震要求，经加固后相对密实度 D_r 要求大于0.8。

（二）加固粘性土

1. 复合地基允许承载力设计

在粘性土和碎石桩所构成的复合地基上作用外荷载 P，假设基础是刚性的，则在基底面的平面内碎石桩与桩间土的沉降量是相同的。由于 $E_S>E_C$，则根据虎克定律，荷载将向碎石桩上集中。此时作用于碎石桩上的应力为 P_S，作用于桩周粘性土上的应力为 P_C。又假定 A_S 为一根碎石桩的面积，A_C 为一根碎石桩所承担的加固范围内土的面积，A 为一根碎石桩所承担的加固面积。面 E、E_S、E_C 分别为复合地基、碎石桩及桩间土的变形模量。此时复合地基允许承载力 P 为：

$$P\cdot A=P_S\cdot A_S+P_C\cdot A_C \tag{5-13}$$

若将桩土应力比 $n=\frac{P_S}{P_C}$ 及置换率 $F_V=\frac{A_S}{A}$ 代入上式，则：

$$P=[1+(n-1)F_V]P_C \tag{5-14}$$

可见作用于粘性土的应力降低系数 μ_C 为：

$$\mu_C=\frac{P_C}{P}=\frac{1}{1+(n-1)F_V} \tag{5-15}$$

从式(5-13)中，P_S 和 P_C 可由荷载试验实测资料中求得（当没有实测资料时，一般 P_C 可选用等于天然地基土的允许承载力），从而可推算复合地基允许承载力 P。P 亦可直接由荷载试验求得。而实践资料证明，桩土应力比 n 一般为 3～5。

2. 复合地基沉降量计算

原天然地基的沉降量 S 可按一般分层总和法计算。而复合地基的沉降量 S' 可按下式计算：

$$S' = \beta \cdot S \tag{5-16}$$

式中：β——沉降减小率，如忽略天然地基的处理后土质的变化，则

$$\beta = \mu_c = \frac{1}{1+(n-1)F_v} \tag{5-17}$$

（三）桩长

垫层以下桩的实际长度称为桩长。振冲碎石桩桩长的确定既要考虑工程对地基加固后的要求，又需要考虑制桩的经济性和可能性。在粘性土地基中，当相对硬地层的埋藏深度不大时，应按相对硬层埋藏深度确定桩长，当相对硬层埋藏深度较大时，应按建筑物的允许沉降量确定桩长。根据目前振冲施工技术水平，桩长在 10m 以内时技术经济效果较好，因此最适于厚度小于 10m 的软弱地基加固。当桩长超过 10m 则施工难度增加，造价急剧增高。因此厚度大于 10m 的软弱地基，往往只做短而密的碎石桩，以减少地基差异沉降为主要目的。对振冲挤密砂基，当可液化砂层不太厚时，振冲深度应穿透整个砂层，当砂层较厚时，振冲深度应按要求的抗震加固深度确定。

（四）填料

填料的目的，一方面是作为桩体材料形成碎石桩或砂桩，另一方面作为传力介质，在振冲器的水平振动下通过连续加填料，将砂层进一步挤压加密。

对中粗砂，振冲器上提后由于孔壁易坍落能自行填满下方的孔洞，从而可以不加填料，就地振密；但对粉细砂，必须加填料后才能获得较好的振密效果。

填料可用粗砂、砾石、碎石、矿渣等材料，粒径为 0.5～5cm。理论上讲填料粒径越粗，挤密效果越好。使用 ZCQ-30 振冲器时，填料的最大粒径宜在 5cm 以内，因为如若填料的多数颗粒粒径大于 5cm，

容易在孔中发生卡料现象，影响施工进度。使用 ZCQ-75 大功率振冲器时，最大粒径可放宽到 10cm。

1977 年 Brown 从实践中提出一个指标——“适宜数”，据以判别填料级配的合适程度。“适宜数”按下式计算：

$$S_n = 1.7\sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2}+\frac{1}{(D_{20})^2}+\frac{1}{(D_{10})^2}} \tag{5-18}$$

式中：D_{50}、D_{20}、D_{10}分别为颗粒大小分配曲线上对应于 50%、20%、10%的颗粒直径。

根据适宜数对填料级配的评价准则（见表 5-4），填料的适宜数小，则桩体的密实性高，振密速度快。

表 5-4 填料按 S_n 的评价准则

S_n	0～10	10～20	20～30	30～50	>50
评 价	很 好	好	一 般	不 好	不适用

若用碎石作填料，宜选用质地坚硬的石料，不能用风化或半风化的石料，因为后者经振挤后容易破碎，影响桩体的强度和透水性能。

砂基单位体积所需的填料量可按下式计算：

$$V = \frac{(1+e_p)(e_0-e_1)}{(1+e_0)(1+e_1)} \tag{5-19}$$

式中：V——砂基单位体积所需的填料量；

e_0——振冲前砂层的原始孔隙比；

e_p——桩体的孔隙比；

e_1——振冲后要求达到的孔隙比。

（五）振动影响

振冲法施工时，由振冲器所产生的振波在土体中向四周传播，有可能对已有建筑物安全造成危害，因此应考虑安全距离或采取其他

防振措施，确保安全施工。

振冲法加固松砂地基时的振动影响，一方面是由于砂土振动液化压密后，导致地面沉降对邻近建筑物基础产生附加沉降的间接影响，另一方面是振动加速度直接作用于邻近建筑物的直接影响。根据对较多工程的观察和实测，两者的综合影响范围一般不超过 8m。

振冲法加固粘性土地基时，由于没有液化压密现象，对邻近建筑物不存在间接影响，一般距振冲孔中心 2～3m 以外，振动对建筑物的影响已十分微弱。

第四节　施工工艺

一、施工前现场试验

这一现场试验的目的是确定正式施工时采用的施工参数，如振冲孔间距、选孔制桩时间、控制电流、填料量等；另一方面是摸清处理效果，为加固设计提供可靠依据。土层常常不是均一的，砂层中时常分布有范围不同、厚度不等的粘性土或淤泥质土夹层，在这些软土夹层处极易发生缩孔卡料现象。在粉细砂层中有时夹有厚层粗砂，这经常引起选孔困难。以上这些问题只有通过现场试验才能找到对策。

在试验中很重要的两个问题是选择控制电流值和确定振冲孔间距。对大面积振冲施工的情况，应尽可能采用较高的控制电流值和较大的间距，以减少孔数，加速施工进度。对 ZCQ-30 振冲器，一般可用 55～60A；对 ZCQ-75 振冲器可用 110～140A。规定了控制电流值后，进行不同间距的振冲挤密试验，测定各方案的加密效果，再从加密效果均满足设计要求的那些方案中选出最佳的间距。

二、施工前的准备工作

振冲法施工前，应详细研究工程场地的地质勘察报告；工程设计要求等资料，并进行现场踏勘，必要时还要进行施工前的补充勘察工

作。以充分掌握施工区的地质情况、建(构)筑物损坏情况、施工环境条件，为技术设计和施工组织设计、施工计划等提供可靠的依据。对加固区域较大的大中型工程，应在有代表性的区段进行上述试验。

(一)施工组织设计

施工组织设计是指导施工全过程的技术文件，必须在占有与工程有关的全部资料的基础上，结合实际情况认真做好，以确保施工有条不紊的进行。施工组织设计一般包括以下基本内容：

1. 工程概况

包括建筑物类型、场区平面布置图、地质、地貌情况、水源、电源、道路情况以及工程对地基加固的技术要求、工期要求等内容。

2. 施工机具的选择和计算(见前述)

3. 施工场地布置

根据施工场区具体情况，划分施工作业分区，使之合理、经济、实用、安全。

4. 施工顺序安排

施工顺序包括两层含义，一层是总工程项目中，各分项工程的施工顺序，应根据总的工程施工组织设计安排。另一层含义是单项工程中，振冲桩的施工顺序，即一般采用“由里向外”，“一边向另一边”的顺序进行。

这两种方式有利于挤走部分软土，从而使后续桩比较容易。若采用“由外向里”的围幕式顺序施工，当外围桩制好后，内圈制桩时由于软土很难挤走，使制桩困难。制桩顺序还应考虑的特殊情况是：当地基土的抗剪强度很低时，为减少施工对土体的扰动，以采用“隔行跳打”的方式为宜。

当加固区附近有建筑物时，为减少振动对建筑物的影响，一般应先从建筑物这边制桩，施工顺序如图 5-5 所示进行。振冲挤密砂基时，宜用平行直线逐点进行。

5. 水、电、填料耗用量计算

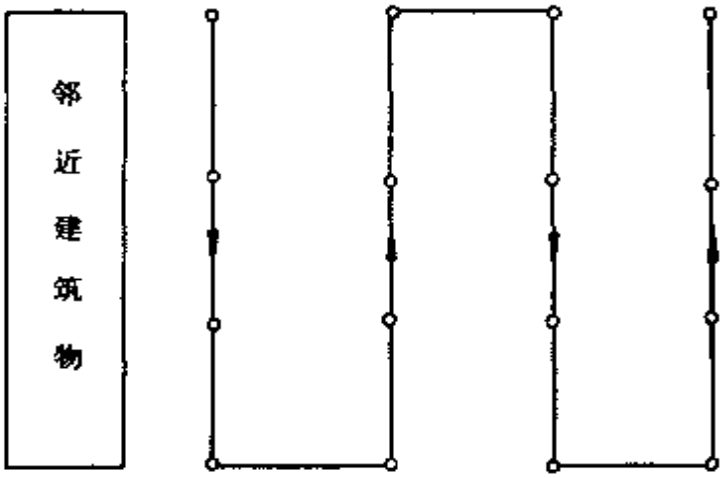


图 5-5　邻近有建筑物时的施工顺序

(1)耗用水量

$$Q=KtqN,\mathrm{m}^3 \tag{5-20}$$

式中：N——施工时振冲器台数；

t——每台振冲器每天平均工作时间；

q——每台振冲器平均每小时用水量；

K——输水管路漏水损失系数。

(2)用电量计量，见公式(5 9)。

(3)耗用填料量

$$V=\mu nV_p l \tag{5-21}$$

式中：l——平均桩长；

V_p——每米桩体所需填料量，一般为 0.6～0.8m³；

n——工程总桩数；

μ——储备系数，一般取 1.1～1.2。

若将式中工程总桩数 n 换为每天完成桩数 n_0，则可计算出每天填料需用量 V_0。

6. 施工总进度计划

应从技术上的先进性，组织上的可解性与经济上的合理性角度出发，对施工总工期、各分项工程工期进行周密考虑。从人力、物力、财力上统筹安排，做到工程衔接均衡，工序环节紧凑，技术经济指标先进合理，安全生产。

（二）三通一平

1. 通水

振动水冲法施工，不但成孔施工中需要大量用水，而且从孔内排放出的大量泥砂也需要足够的水，因此，水成为施工的关键之一，设置供排水系统应充分考虑以下几点：

（1）供水水源，最好利用附近已有的供水管道，如果工地附近没有现成的给水管道或现有管道无法利用时，可以用天然水源（江水、湖水、井水、泉水等）。

（2）临时给水系统由取水设施、净水设施、蓄水池、输水管、配水管等组成。振冲法施工时，在施工场区附近设临时泵站，由输水管或配水管通过阀门将水引入泵站水池或水箱（其容量依振冲器开动台数而定），再由供水泵通过控制阀门及胶管向振冲器输送压力水。

（3）配水管网的布置，在保证不间断供水的情况下，管路铺设越短越好，同时还应考虑施工期间各段管网移动的可能性。

（4）排水沟不应影响施工机具的转位、移动和车辆运行，场区以外，若有建筑物或周围环境不允许排放时，则需将泥水引入沉淀池，沉淀后的清水可重复使用，泥、砂经风干运走或作其他处理。

2. 电通

电通应做好如下几点：

（1）电源选择。电源选择必须考虑工程量和施工进度；各施工阶段的电力需用量；施工场区的大小；用电设备的分布情况和距离电源的远近；现有电气设备的容量情况。

（2）电力系统选择。应根据施工所用电力设备的性能要求，按电力工程规程要求装配。

3. 料通

振冲施工中的砂石填料要保证有计划的均衡供应。施工厂区一般设置若干个堆料场，料场的位置应使进出料运输方便，运料线路与施工作业线路不互相干扰，且运距最短。要根据总施工进度计划确定各料场的储料数量、进料时间、运送料设备类型、数量等。现场运料机具应根据场地条件、工程量、工期及现有设备情况合理选用，常用机具有装载机、翻斗车、皮带运输机、手推车等。

4. 场地平整

场地平整是指施工区内障碍物(包括树根、混凝土块、大漂石、废桩等)的清除及加固区场地表面的整平，整平标高一般高于设计桩顶标高 1m 左右，待工程完工后将这一部分质量较差的土体连同桩体一并挖除。

场地平整后，按桩位设计图在现场地面用小木桩定出桩位。

(三)其他准备工作

施工前对振冲施工机具应认真进行全面检查，并达到下列要求：

(1)施工专用平车的卷扬、变速、操纵和行走系统等主要部件必须完好；起重设备性能应满足施工要求。一般起重能力为 8～15t。

(2)水泵及供水管道压力宜大于 500kPa，单机供水量宜大于 $20m^3/h$。

(3)操作台应附有 150A 以上的电流表(或自动记录电流计)、500V 电压表等；电动机绝缘电阻不得小于 0.5Ω。

(4)振冲器装配良好，密封可靠，易损件应有充分备件。

(5)根据施工计划，检查各类工具和材料的规格、数量和质量。规格和质量不符合要求的不得领用。

三、施工操作要点

振冲法加固的软弱地基，所贯穿的地层千差万别，为取得好的加固效果，对不同的地层、不同的工程设计要求，所采取的具体操作方

法也有所不同。在正式施工前，宜先通过现场制桩试验，进行方案比较和技术经济分析，确定设计参数及制桩时合适的水压、水量、填料方法及填料用量、控制电流、制桩时间等，以指导大面积施工。

（一）振冲碎石桩施工操作要点

振冲碎石桩的施工，一般分为成孔、清孔、填料和振密四个步骤。

1. 成孔

土体在振冲器激振力和压力水冲切力作用下破坏，依靠振冲器自重贯入至设计加固深度，形成具有一定直径（一般为 500mm 左右）和长度的细长孔。孔径的大小与土体的物理力学性质及振冲器直径、功率、压力水冲切速度、振冲器作用于土体的时间有关。在土质及振冲器型号已定的条件下，加大压力水的冲切速度及振冲器的往复作用次数，孔径将增大。

2. 清孔

成孔过程中，孔中粘粒、细砂等与回水搅混为粘度较大的泥浆，不利于填料下沉，直接影响成桩质量和施工进度。因此，成孔后应用压力水将孔内泥浆冲顶出地面，为顺利填料创造条件。

3. 填料

向孔内倒入桩体材料，填料方法视土质情况，通过试验性施工确定，通常有三种：

（1）成孔并清孔后，将振冲器提出孔口，往孔内填料，再降下振冲器将填料振挤密实。如此反复，直至孔口。这种方式适合于孔壁比较稳定，无坍孔现象的地层。

（2）成孔并清孔后，振冲器仅上提一定高度，由孔口通过导管与孔壁间隙往下填料，再下降振冲器振密挤实，重复以上过程，直至孔口。此法适应于土质较软、孔壁不稳定的地层。

（3）成孔并清孔后，由孔口连续向孔内填料，并缓慢提升振冲器，只要达到规定振密标准，振冲器即可继续上提，直至孔口。此法多在土质较软、导管与孔壁间隙较大而填料粒径又较小的情况下采用。振

冲挤密松砂地基多采用此法。对孔壁易坍塌的软弱地层，还常采用“先护壁，后成孔”的方法处理，即成孔过程中，对易坍层段，从上至下分段填料振挤使孔壁密实，直至设计加固深度，再按常规要求制桩。

4. 振密

将振冲器沉入填料中工作，使填料振实，并将部分填料挤入孔壁土中，从而使桩径增大。随着填料的不断挤入，孔壁土的约束力不断提高，振冲器电机的电流值随桩体密实度的提高，振冲器振动负荷的增加而增大。因此振冲器电机的电流值，可间接反映桩体的密实程度，表明某深度处桩体已经振密的电流值称为“密实电流”。密实电流的大小根据土质情况、设计要求由制桩试验和经验确定。

(二)振冲碎石桩施工程序(见图 5-6)

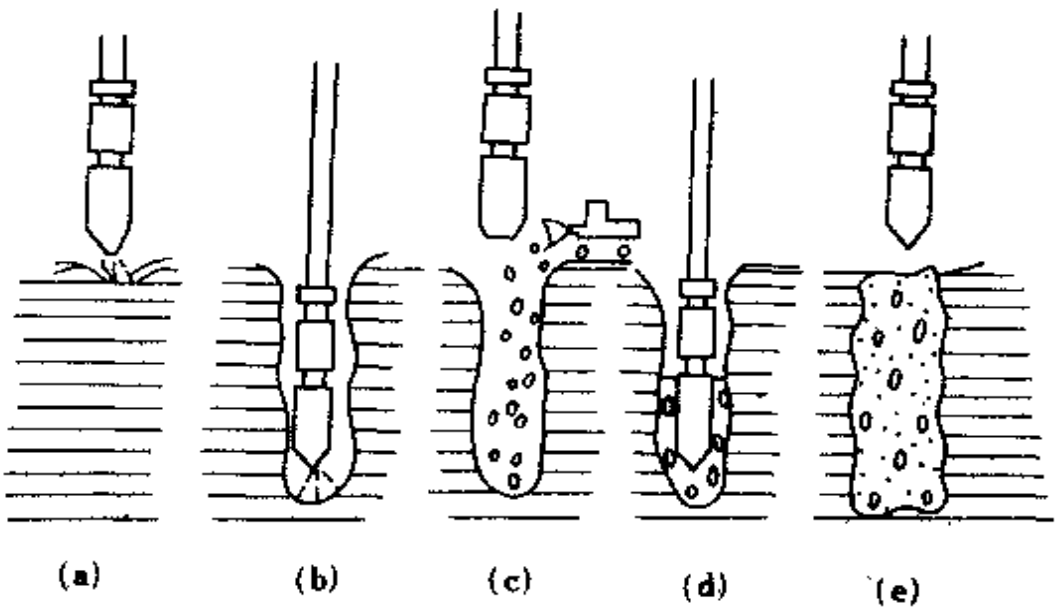


图 5-6　振冲法施工程序示意图

(a)对准；(b)冲顶孔内泥浆；(c)填料；(d)振密；(e)成桩

(1)振冲器对准桩位，给水供电，检查水路电路及振冲器空载电流是否正常。

(2)启动卷扬机，使振冲器以 1～2 m/min 的速度下沉，观察电

流表读数。当电流超过振冲器电机额定电流值时，必须减低下沉速度，或停止下沉，或上提 30cm 左右，并增加供水量，提高压力水冲切速度，冲松上层后再继续下沉。在成孔过程中应记录振冲器沿孔深等距离分点处的电流和时间，借以判定土质情况。

(3)当振冲器沉至加固深度以上 300～500mm 时，将振冲器上提至孔口，提升速度约 5～6 m/min。

(4)重复(2)～(3)步骤一至二次，若孔口有泥块堵住，应挖除。最后使振冲器停留在设计加固深度以上 300～500mm 处，借压力水冲顶孔内稠泥浆，至孔口返出近似清水的泥水时，将振冲器提出孔口，等待加料。

(5)往孔内倒入规定数量的填料(一般为 0.15～0.5m³)后，将振冲器沉入填料中振挤，并按规定的密实电流值控制桩的密实情况，若达不到规定电流值，则需要提起振冲器继续加料，再沉入振冲器振密，直至该深度的电流达到规定为止。每次倒料数量，都必须记录深度、倒料量、振密时间及电流值。

(6)重复上一步骤，直至孔口，碎石桩即由下至上制成。经检查合格后，按设计要求进行表层处理。

(7)停机、停水、移位。按设计要求的顺序进行下一点位的施工。

(三)振冲挤密法操作要点

振冲挤密法施工一般用于砂基加固，根据砂土的性质可采用加填料振密和不加填料振密两种方法处理。对中砂或粗砂地基，由于在振密过程中振动区顶层中粗砂易坍落，成为自然补给料源，故可采用不加料处理工艺。对粉细砂地基，由于其在振密过程中不易自行坍陷，宜采用加料的处理工艺。无论采用哪种处理工艺，操作时的关键是控制水量的大小和留振时间(振冲器在某一深度处振动的时间)的长短。水量大小要保证砂土充分饱和，同时使返回水流不携带出大量细颗粒为原则。只有在砂土充分饱和并有足够的留振时间的条件下，才能使砂土"完全液化"并形成一定的"液化区"。经过液化的砂土，停

振后颗粒重新排列，孔隙比减小，密实度增加，抗振动液化能力提高，达到加固目的。

（四）振冲挤密法施工程序

（1）将振冲器对准加密点，开机并检查水路、电路和振冲器空载电流是否正常。

（2）启动卷扬机，使振冲器以 1～2m/min 的速度沉入砂基，供水量一般为 200～400L/min，造孔速度不宜过快，以使孔周砂土有足够的振密时间。振冲器工作电流不得超过电机额定电流，否则需减慢下沉速度或停止下沉，待电流减小后，再继续贯入，贯入过程中应使振冲器自由悬垂，以保证成孔垂直。

（3）振冲器贯入到设计深度后，减少供水量以维持孔口有一定回水而又无大量细砂带出为宜。若采用加料处理工艺，可将填料堆放在振冲器导管周围，使其在水平振动力及自重作用下下沉至孔底，这种不提出振冲器在孔口投料的方法称为连续下料法。随着砂层的不断挤密，挤入阻力增大，电流值上升，当达到规定值后，上提 300～500mm（以不超过振动体长度为限），继续投料挤密，如此反复，直至孔口。亦可将振冲器提出孔口，直接向孔内倒料后再下入振冲器，逐段进行振实直至全孔完成。

若采用不加填料的处理工艺，当振冲器离设计加固深度 300～500mm 时，应减少供水量并继续使振冲器贯入至设计加固深度以下 500mm，留振 30～60s。然后以 1～2m/min 的速度提升振冲器，每提升 300～500mm，留振 30～60s，当达到规定密实电流值后，即可上提一段处理，直至孔口。

（4）关机、停水、移位至下一加密点施工。

（5）振密加固完工后，按设计要求平整场地，进行表层处理。

（五）其他操作注意事项

（1）行走台车安装要在工长统一指挥下进行，保证铁轨轨距准确，台车安装周正、平稳、各部分定位正确、连接牢固。

(2)振冲器与导管所有螺栓必须拧紧，不得松动。各结合面应保证不漏水。电缆接头处浸水时也不得短路。

(3)橡胶减振动器上下连接处必须用强度符合安全要求的链条或钢条作松弛连接，防止减振动器断裂后引起振冲器掉落事故，整体起吊振冲器和导管时，必须在橡胶减振器处加装刚性保护夹套，以防减振器折断。

(4)建塔过程中应执行安全操作规程，井架建立后，应从上至下进行检查并拧紧各部螺栓。

(5)平车移位时应采取可靠的安全措施；顶升井架平车不准同时使用两台以上千斤顶，或在对角同时使用千斤顶。

(6)平车行走前必须起跳板，检查车轮与铁轨的接触状态，排除障碍物并发出警告信号。

(7)在沉海地区施工，得到台风紧急报告后，应停止施工。

(8)按规定做好施工记录，并按"制桩统计图"与"施工电流图"的要求填写绘制数字和曲线。

"制桩统计图"图中每个大圆圈的圆心即桩位，大圆圈内的五个部分，分别为桩号、制桩深度、填料量、制桩时间、完成日期等内容(如图 5-7 所示)。

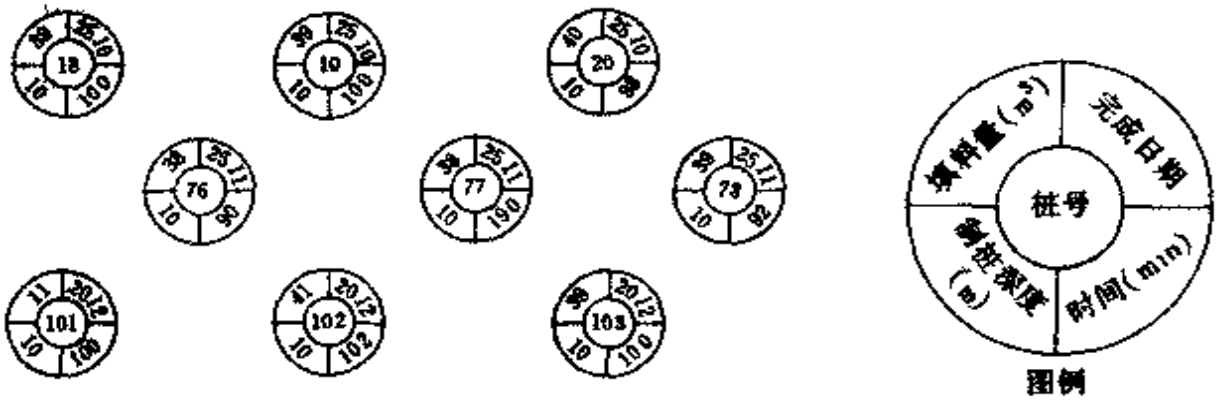


图 5-7　制桩统计图

第五节　效果检验

振冲法加固软土地基属隐蔽工程，实践证明，施工中严格控制由制桩试验和设计要求所确定的填料量、密实电流和留振时间、水量等工艺参数，是取得良好加固效果的关键，应按规定做好记录，以供初步判断施工质量。加固后还要按规定间歇时间进行加固效果检验。

关于挤密效果的检验，通常采用现场开挖取样，直接测定和计算挤密后砂层的容重、孔隙比、相对密度等指标，也可用标准贯入试验、动力触探试验或旁(横)压试验间接推求砂层的密实程度。对比振前振后的资料，明确处理效果，必要时也可用荷载试验检验砂基在挤密后的允许承载力。

一、试验类型

试验类型有单桩荷载试验、单桩复合地基荷载试验和多桩复合地基荷载试验。有时为比较地基在制桩前后的压力与沉降比关系线的变化，还要在天然地基上进行荷载试验。

单桩荷载试验[见图 5-8(a)]和单桩复合地基荷载试验[见图 5-

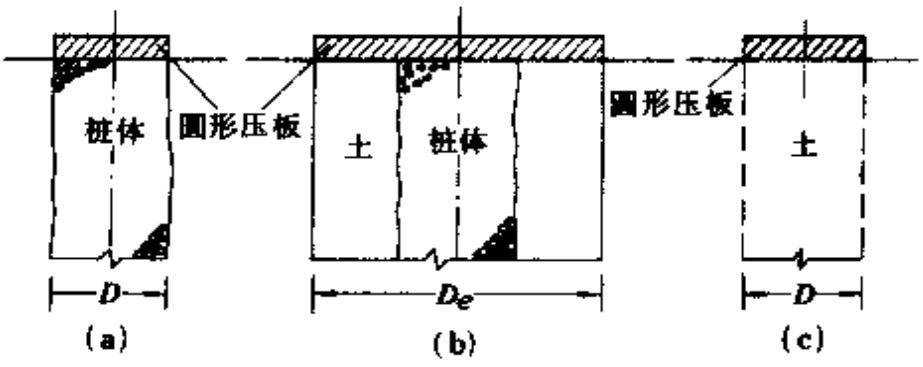


图 5-8　单桩和天然地基荷载试验

(a)单桩荷载试验；(b)单桩复合地基荷载试验；(c)天然地基荷载试验

8(b)]多数采用钢筋混凝土或钢质圆形压板。前者压板直径与桩径相等；后者压板直径与等效影响圆直径相等。有时还用同一尺寸的压板在天然地基上或者桩间土上进行荷载试验[见图 5-8(c)]。

多桩复合地基荷载试验多数采用钢筋混凝土或钢质方形或矩形压板。压板尺寸取决于桩的布置和间距(见图 5-9)。其中最常用的为两倍桩间距见方、覆盖四根桩的压板，若间距为 1.5m，正方形布置，则压板尺寸为 3m×3m。有时为比较也用同一尺寸的压板在天然地基上进行荷载试验。

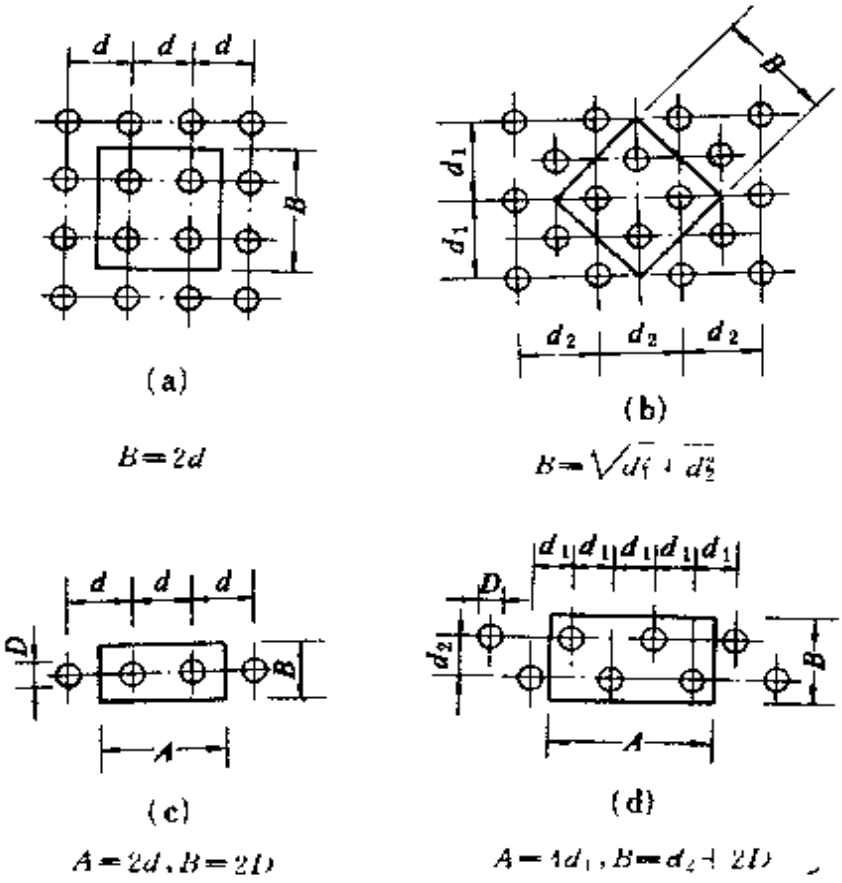


图 5-9　多桩复合地基荷载试验压板尺寸

(a)满堂桩正方形布置；(b)满堂桩三角形布置；(c)条形基础单排桩；(d)条形基础双排桩

二、试验要点

复合地基荷载试验和天然地基标准荷载试验比较，不论压板尺

寸或者地基的性能都有较大差别。因此，标准荷载试验的一些主要规定已不再适用。但在目前国内外还没有一个统一的有关在复合地基上进行荷载试验的规程。下面介绍南京水利科学研究院软基加固组采用的一些试验要点和判别准则。

（一）试验工作量

以检验加固效果为目的单桩或多桩复合地基大型荷载试验，一般选择有代表性的，或原地基土质较差的地点进行一至四组，加固面积大、土质条件复杂，宜多做几组，否则做一二组就够了。有条件时宜尽量做多桩复合地基荷载试验。为积累资料，宜用同一尺寸的压板在天然地基上进行一二组荷载试验。天然地基荷载试验宜在加固区外土质有代表性的地点进行，试验尽可能进行到地基土发生破坏。

（二）恢复期

由于制桩，原土的结构受到不同程度的扰动，强度有所降低。因此，制桩结束后必须静置一段时间，待强度恢复后方可进行荷载试验。这段时间称为恢复期。对粘土恢复期不少于 20 天。

（三）试验

1. 压板底高程

压板底高程应和基础底面设计高程相同，压板下面设 30cm 厚的碎石垫层和 5cm 厚的砂垫平层。板面要保持水平。

2. 加荷

总荷重至少为设计值的一倍。荷重分级等量施加，级数控制在 8～12 级。当上一级荷重引起的沉降量一小时内小于 0.25mm 时，方可加下一级荷重。

3. 读数

加荷前、后各测读一次，以后每隔半小时读一次数。当读数变化较小时，可放长至每隔一小时读一次数。

4. 终止试验条件

试验过程中出现下列现象之一时，可终止试验。

(1)压板突然下沉，下面的土被挤出，周围出现明显的裂缝；

(2)累计沉降量已超过 0.1b(b 为压板宽度)或 0.1D(D 为压板直径)；

(3)压力已超过设计值的 1 倍。

5. 卸荷

一般分三级等量卸荷。卸荷时要测读回弹量，直至变形结束。

(四)确定允许承载力的准则

从大量的复合地基荷载试验资料发现压力沉降关系线是一条比较平缓面光滑的曲线，看不出有明显的拐点，相邻两级压力所对应的沉降量之比亦无一定规律。根据上述情况，考虑到国外对天然地基标准荷载试验多数按控制变形方法确定允许承载力的趋向，建议按规定的沉降比确定复合地基的允许承载力。对以粘土为主的地基，规定沉降比为 0.02～0.03；对以粉土或砂土为主的地基，规定沉降比为 0.15～0.02。

三、从单桩试验资料推求复合地基的压力沉降关系线

复合地基大型荷载试验既费时又花钱。此外，试验中还要大量的堆载物(如铁块、钢材等)，设压板面积为 3m×3m，若要求加压到 500kPa，就需要 4 500kN 的堆重物。这些条件不是一般工程单位所能提供的。因此，用单桩荷载试验和压板直径同单桩试验中采用的桩间土荷载试验的压力沉降关系线，根据一定的理论来推求复合地基大型荷载试验的压力沉降关系线将是一件有重要实用价值的探索工作。

设复合地基上、桩上、桩间土上作用的应力分别为 σ_{SP}、σ_P、σ_S。考虑压板在垂直方向力的平衡，则有下式：

$$\sigma_{SP}=\sigma_S[1+(n-1)m] \qquad (5\ 22)$$

由于单桩荷载试验中压板面积较小，而桩的压缩模量 E_P 却大于复合地基的压缩模量 E_{SP}，因此在同一压力下，单桩的沉降量 S_P

必小于复合地基的沉降量 S_{SP}，两者关系可用下式表达：

$$S_{SP}=kS_P \tag{5-23}$$

式中：k——系数，$k=N_B \cdot N_n$，其中 N_B 为与压板尺寸有关的一个几何影响因素，N_n 为与 n、m 有关的一个土性影响因素。N_B 可按下列经验公式计算：

$$N_B=\left(\frac{0.89D+0.3}{B+0.3}\cdot\frac{B}{0.89D}\right)^2 \tag{5-24}$$

式中：D——单桩荷载试验中采用的圆压板直径，也就是桩的直径；

B——复合地基大型荷载试验方法压板的边长。

关于 N_n，可按下式计算：

$$N_n=\frac{n}{1+(n-1)m} \tag{5-25}$$

将(5-24)、(5-25)式代入(5-23)式并整理得：

$$S_{SP}=N_B \cdot N_n \cdot S_P=\left(\frac{0.89D+0.3}{B+0.3}\cdot\frac{B}{0.89D}\right)^2\frac{nS_P}{1+(n-1)m} \tag{5-26}$$

具体计算步骤如下：

(1)已有单桩荷载试验和桩间土荷载试验的压力沉降关系线($\sigma_P\sim S_P$ 线和 $\sigma_S\sim S_S$ 线)。假定沉降为 $S_i(i=1,2,\cdots,g)$。

(2)从给定的 $\sigma_P\sim S_P$ 线和 $\sigma_S\sim S_S$ 线查出对应于各个 S_i 的 σ_P' 和 σ_S' 值，计算桩土应力比 n_i：

$$n_i=\sigma_P'/\sigma_S'(i=1,2,\cdots,g)$$

(3)设复合地基上方形压板的宽度 $b=2d$ 或 $b=\sqrt{d_1^2+d_2^2}$ 计算面积置换率 $m=\pi D^2/b^2$(假定压板覆盖四根桩)。

(4)已知 m、n_i 后，按式(5-22)和式(5-23)计算复合地基的作用应力 σ_{SP}' 和对应的沉降量 S_{SP}'。

(5)根据 σ_{SP}' 和 $S_{SP}'(i=1,2,\cdots,g)$ 绘制复合地基大型荷载试验的 $\sigma_{SP}\sim S_{SP}$ 线。

大面积砂基经振冲挤密后的平均孔隙比可按下式估算：

$$e' = \frac{\xi d^2 (H \pm h)}{\frac{\xi d^2 H}{1+e_0} + \frac{V_P}{1+e_P}} - 1 \qquad (5\text{-}27)$$

式中：e'——砂层在挤密后的平均孔隙比；

ξ——面积系数，正方形布置为1，等边三角形布置时为0.866；

d——振冲孔间距；

H——砂层厚度；

h——振密后地面隆起量(取"+"号)或下沉量(取"—"号)；

V_P——每根振冲桩的填料量；

e_0——砂层的原有孔隙比；

e_P——桩体的孔隙比。

对于砂土地基的振冲挤密加固，常采用标准贯入试验，动力触探试验间接求算砂层的密实程度。或采用钻探、井探取样，直接测定计算砂层的容重、孔隙比、相对密度等指标。必要时尚须作荷载试验，以检验砂基挤密后的允许承载力。

对粘土地基的振冲碎石桩加固，常用的检验方法有荷载试验、标准贯入试验、静力触探试验用钻探取样及土工试验等方法评价加固效果。

第六节　收尾工作

振冲施工结束，经质量检查合格后即可按设计要求进行表层处理并编写施工报告，在报告中应详细说明地基加固设计施工的细节，加固前后的技术检验资料，论证加固效果等，并组织机具拆迁转场工作。

拆迁工作应有计划、有组织地按照合理的程序和规程要求进行，并指定有经验的人员负责指挥。

第六章　桩基托换

第一节　静压桩托换

静压桩是采用静压方式进行沉桩，计有压入桩、自承静压桩、锚杆静压桩和预试桩等。

一、压入桩

压入桩亦称顶承静压桩，自 1981 年国内呼和浩特市开始使用以来，已在太原、宣化、邯郸等地多栋危害托换和加层加固中获得成功。

压入桩施工步骤：

(1)在桩基或墙基下有关地方开挖竖坑和横坑，施工方法如下：

①在贴近被托换的基础前面，由人工开挖一个长×宽为 1.2m×0.9m 的竖向导坑区段，直挖到比原有基底面下再深 1.5m 处。

②再将竖向导坑朝横向扩展到直接的基础下面，并继续在基础下面开挖到要求的持力层标高。

③采用现浇混凝土浇筑已被开挖出来的基础下的挖坑体积，但在离原有基础底面 80mm 处停止浇筑，待养护 1d 后，再将 1∶1 的水泥砂浆塞进 80mm 的空隙内，用铁锤锤击短木，使在填塞位置的砂浆得到充分捣实成为密实的填充层，这种填实的方法国外称为干填。

由于这一层厚度很小，实际上可视为不收缩的，因此不会由此而引起的附加收缩变形。有时也可使用液态砂浆通过漏斗注入，并在砂浆上保持一定的压力直到砂浆凝固结硬为止，如采用早强水泥，则可同时加快施工进度。

④同样进行以上步骤，再分段分批的挖坑和修筑墩子，直至全部托换基础工作完成为止。由于最后由基础将力传递给新浇筑的混凝土墩子，故亦称墩式托换。

⑤在基础下直接开挖小坑，对许多大型建筑物的基础进行托换时，由于墙身内应力的重分布，在基础下直接开挖小坑，而不需要在原有基础下加临时支撑，亦即在托换支承构件前，局部基础下短时间内没有地基土的支撑可认为是允许的。但切忌相邻基础同时施工，凡开挖区段托换一开始，就要不间断进行施工，直到这区段结束为止。

⑥在开挖过程中由于土的拱作用，使作用在坑内挡板上的荷载大为减少，且土压力的深度将不随深度而增加，故所有坑壁都应用50mm×200mm 的横向挡板，并可边挖边建立支撑，横向挡板间还可相互顶紧，再在坑角处用 50mm×100mm 的嵌条钉牢。

⑦在墩式基础施工时，基础内外两侧土体高差形成的土压力足以使基础产生位移，故需提供类似挖土时的横撑、对角撑或锚杆。因为墩式基础不能承受水平荷载，侧向位移将会导致建筑物的严重开裂。

(2)根据设计的桩所承受的荷载，使用直径为 300～450mm 的开口钢管(也可采用 0.2m×0.2m)的预制钢筋混凝土方桩，用设置在基础底面下的液压千斤顶将钢管压进土层中去，此时，液压千斤顶的荷载反力即为建筑物的重量。钢管可截成约 1.0m 长的若干段，在钢管间连接处为特制的套筒接头。当桩很长或土中有障碍物时，这些接头才需焊接；如采用预制方桩则其配筋同一般预制方桩相同，底节桩可设计成带有锥角形状。

(3)当钢管顶入土中时，每隔一定时间可根据土质的不同，用合

适的取土工具将土取出，也可用射水或吸泥的办法来排除桩管中的土，但此时施工应当小心，以免使坑周的土软化；且不应在低于管端处射水，以防土的流失；如遇漂石，必须用锤破碎或用冲击钻头钻除，而决不能进行爆破。

(4)桩经交替顶进、清孔和接高后，直至桩尖到达设计深度为止。

(5)当桩已达到要求的深度并已清孔到管底时，如管中无水，则可在管中直接灌注混凝土；如管中有水，则管底可用一个"砂浆塞"加以封闭，待砂浆结硬后再将管中的水抽干，再在管内灌注混凝土并振捣密实。

(6)将桩与既有基础梁浇灌在一起，形成整体连接以承受荷载。

如陕西省凤翔县某化工厂一幢四层四单元混合结构宿舍楼及内蒙古自治区计量研究所办公楼都是采用压入桩处理的，效果很好。

二、自承静压桩

自承静压桩是利用静压桩机械加配重作反力，通过油压系统，将预制桩分节压入土中，桩身接头可采用硫磺砂浆连接。

(一)静压法沉桩机理

在50年代初，静压法沉桩首次在我国沿海地区使用。近年来已在我国软土地基桩基施工中较为广泛应用，并获得良好的效果。

静压法沉桩即借助专用桩架自重和配重或结构物自重，通过压梁或压柱将整个桩架自重和配重或结构物作反力，以卷扬机滑轮组或电动油泵液压方式施加在桩顶或桩身上，当施加给桩的静压力与桩的入土阻力达到动态平衡时，桩在自重和静压力作用下逐渐压入地基土中。

静压法沉桩具有无噪音、无振动、无冲击力、施工应力小等特点，可减少打桩振动对地基和邻近建筑物的影响，桩顶不易损坏，不易产生偏心沉桩，沉桩精度较高，节省制桩材料和降低工程成本，且能在沉桩施工中测定沉桩阻力，为设计施工提供参数，并预估和验证桩的

承载能力。但由于专用桩架设备的高度和压桩能力受到一定限制，较难压入 30m 以上的长桩。当地基持力层起伏较大或地基中存在中间硬夹层时，桩的入土深度较难调节。对长桩可通过接桩，分节压入。此外，对地基的挤土影响仍然存在，需视不同工程情况采取措施减少公害。

（二）静压法沉桩适用范围

通常应用于高压缩性粘土层或砂性较轻的软粘土地基（$W>W_p, r_0<1.75, \phi<20°, a_{1-2}>0.03, I_p>10, N<10$）。当桩需贯穿有一定厚度的砂性土中间夹层时，必须根据砂性土层的厚度、密实度、上下土层的力学指标、桩的结构、强度、型式和设备能力等综合考虑其适用性。

静压法沉桩按加力方式可分为压桩机（压桩架、压桩车、压桩船）施工法、吊载压入施工法、锚桩反压施工法、结构自重压入施工法等。锚桩反压施工法使用较早，一般用于少量补桩。吊载压入施工法因受吊载能力限制，用于小型短桩工程。结构自重压入施工法用于受施工场地和高度限制无法采用大型压桩机设备，以及对原有构筑物进行基础改造补强的特殊工程。压桩机施工法应用较为广泛，为提高压桩机静压力，常可在压桩机上增设附加配重。在小型桩基工程中尚可采用压桩车施工法。

我国原有静压设备的静压力一般为 800～2 500kN，适用于桩径为 ϕ400～450mm、桩长为 30～35m 左右的桩基工程。近年来，少量沉桩设备的静压力可高达 3 500～6 000kN，应用于桩径为 ϕ450～500mm，桩长为 40m 左右的桩基工程，如中南工业大学机电工程学院何清华教授等人设计的 ZYJ-180、ZYJ 240、ZYJ 320 和 ZYJ-480。

（三）静压法沉桩机械设备

静压法沉桩机械设备有桩架、压梁或抱箍千斤顶、桩帽、卷扬机、钢索滑轮组（导向滑轮、提升滑轮组和压桩滑轮组）或液压千斤顶等组成（见图 6-1 所示）。压桩时，开动卷扬机，通过桩架顶梁逐步将压

梁两侧的压桩滑轮组钢索收紧，并通过压梁将整个压桩机的自重和配重施加在桩顶上，把桩逐渐压入土中，我国目前使用的压桩机大都采用这种顶压式。

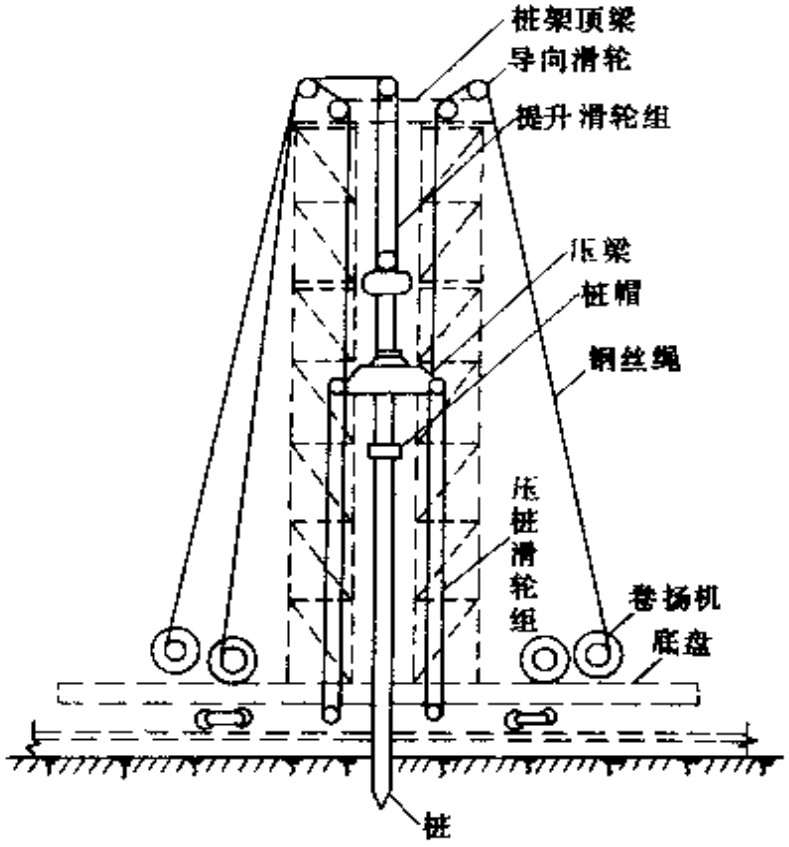


图 6-1　压桩机构造示意图

近年来，华东地区研制并采用了新型的箍压式压桩机(见图 6-2 所示)。箍压式压桩机压桩时，开动电动油泵，通过抱箍千斤顶将桩抱紧，并通过压桩千斤顶将整个压桩机的自重和配重施加在桩身上，把桩逐渐压入土中。

压桩架按其行走机构特性可分为托板圆轮、步履式、履带式三种。按压桩的结构特性可分为直桁架式、柱式、梃杆式三种。按沉桩施工方式分为中压式、箍压式、前压式(固定式和旋转式)三种。通常压桩架上均设置配重，以提高静压能力。按配重的设置特性又可分为固定式和平衡移动式，一般平衡移动式配重均设置在钢轨小平车上，

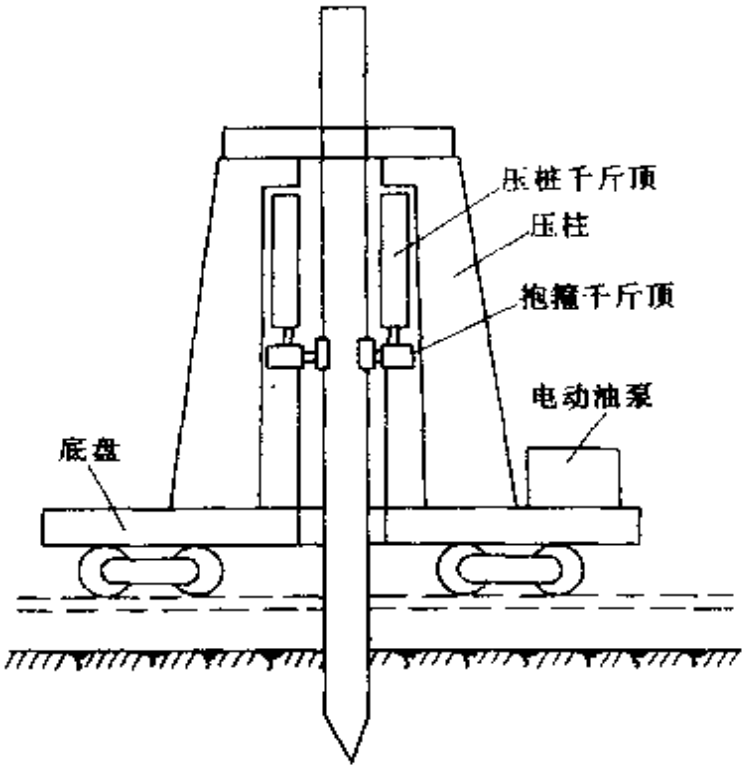


图 6-2　箍压式压桩机工作原理

常应用于前压式压桩机。

1. 中压式压桩机

顶压式压桩机是最早的基本机型，其行走机构早期为托板圆轮式或走管式，行走时需铺设方木脚手，挖置地垅，采用蒸汽锅炉和蒸汽卷扬机动力，最大静压力约 700kN。其后改进为步履式行走，采用电动卷扬机和电动油泵为动力，最大静压力已超过 800kN。沉桩施工中，中压式压桩机通常均可自行插桩就位，施工简便，为提高静压力也常均匀设置固定式配重于底盘上。但由于受压柱高度的限制，最大桩长一般限为 12～15m。对于长桩，将增加接桩工序，这将影响工效。另外，中压式压桩架由于受桩架底盘尺寸限制，于邻近已有建筑物附近处沉桩施工时，需保持足够的施工距离（3m 以上）。

2. 箍压式压桩机

近年新发展的机型，行走机构为新型的液压步履式，以电动液压油泵为动力，最大静压力可达 6 000kN，沉桩施工可不受压桩高度的限制，一般长桩均无需接桩，提高了工效。但因不能自行插桩就位，施工中需配置辅助吊机。同样，由于受桩架底盘尺寸的限制，于邻近建筑物附近处沉桩施工时，需保持足够的施工距离，一般达 3m 以上。

3. 前压式压桩机

最新的压桩机型，其行走机构有步履式和履带式。步履式压桩机一般均采用电动卷扬机和电动油泵为动力，履带式压桩机一般均采用柴油发动机为动力，最大静压力可达 1 500kN。沉桩施工中，履带式压桩机均可自行插桩就位，尚可作 360°旋转。由于前压式压桩机的压桩高度较高，通常施工中的最大桩长可达 20m，有利于减少接桩工序。另外，由于不受桩架底盘的限制，最适宜于在邻近建筑物进行沉桩施工。

（四）静压法沉桩施工

静压法沉桩相对锤击法沉桩，以静压力来代替冲击力，采用锤击法沉桩的基本程序，根据设计要求和施工条件制定施工方案和编制施工组织设计，正确判断沉桩阻力，合理选用沉桩设备和施工工艺，做好与锤击法沉桩相类同的施工准备工作。

1. 沉桩阻力

静压法沉桩预估沉桩阻力时，首先分析桩型、尺寸、重量、埋入深度、结构形式以及地基土质、土层排列和硬土层厚度等条件，对各种埋入深度时的沉桩阻力大小做出正确判断，以利于选用能满足设计和特定地基条件的，具有足够静压力的沉降设备，将桩顺利地下沉到预定的设计标高。

判断沉桩阻力就是要认识在静压力作用下，桩侧和桩尖土体对桩的抵抗阻力及其相互关系、分布规律以及主要影响因素等，正确分析桩的工作特性，预估桩的入土阻力，以解决桩的可压入性。

静压法沉桩入土过程中，地基土体受到重塑扰动，桩贯入时所受

到的土体阻力并不完全是静态阻力，但也不同于锤击法沉桩时的动态阻力。静压法沉桩的贯入阻力沉桩分布规律见图 6 3 所示。沉桩阻力的大小和分布规律的影响因素主要是土质、土层排列、硬土层厚度、埋入持力层深度、桩数和桩距、施工顺序及进度等。分析实测试验资料表明，沉桩阻力是由桩侧摩阻力和桩尖阻力组成的。一般情况下，两者占沉桩阻力的比例是一个变值。当桩的入土深度较大时，通常桩侧摩阻力是主要的。当桩的入土深度较浅时，桩尖阻力所占的比例将较大。当桩尖处土层较硬时，桩尖阻力占沉桩阻力的比例将会明显增大。桩侧摩阻力和桩尖阻力对于反映地层变化特征两者基本上是一致的（见图 6 4 所示）。当在同一软粘土层中下沉时，随着桩的入土深度增加到某个定值后，沉桩阻力将逐渐趋向常值，不再随桩入土深度的增加而增大。当桩穿透较硬土层进入较软土层中时，沉桩阻力将随着桩入土深度的增加反而明显减少。这主要是由于桩尖阻力的急剧降低所致。另外，在沉桩过程中，各土层作用于桩上的桩侧摩阻力并不是一个常值，而是一个随着桩的继续下沉而显著减小的变值，靠近桩尖处土层作用于桩上的桩侧摩阻力对沉桩摩阻力将起着显著作用。所以，在估算沉桩阻力时，如果不考虑地基土层的成层状态及各土层的特性，采用机械将各层土体对桩身摩阻力进行叠加的方法，将会造成沉桩阻力估计过大，甚至错误地得出沉桩困难及静压力不足的假象。

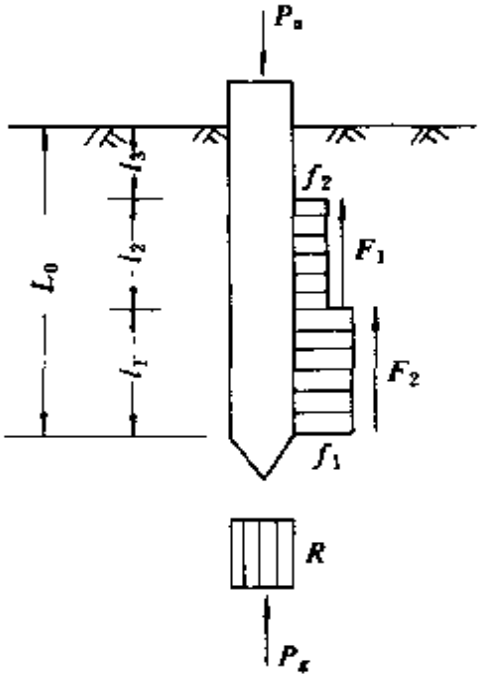


图 6 3　沉桩阻力分布基本图式

静压法沉桩时，桩尖上的土阻力反映桩尖处附近范围土体的综

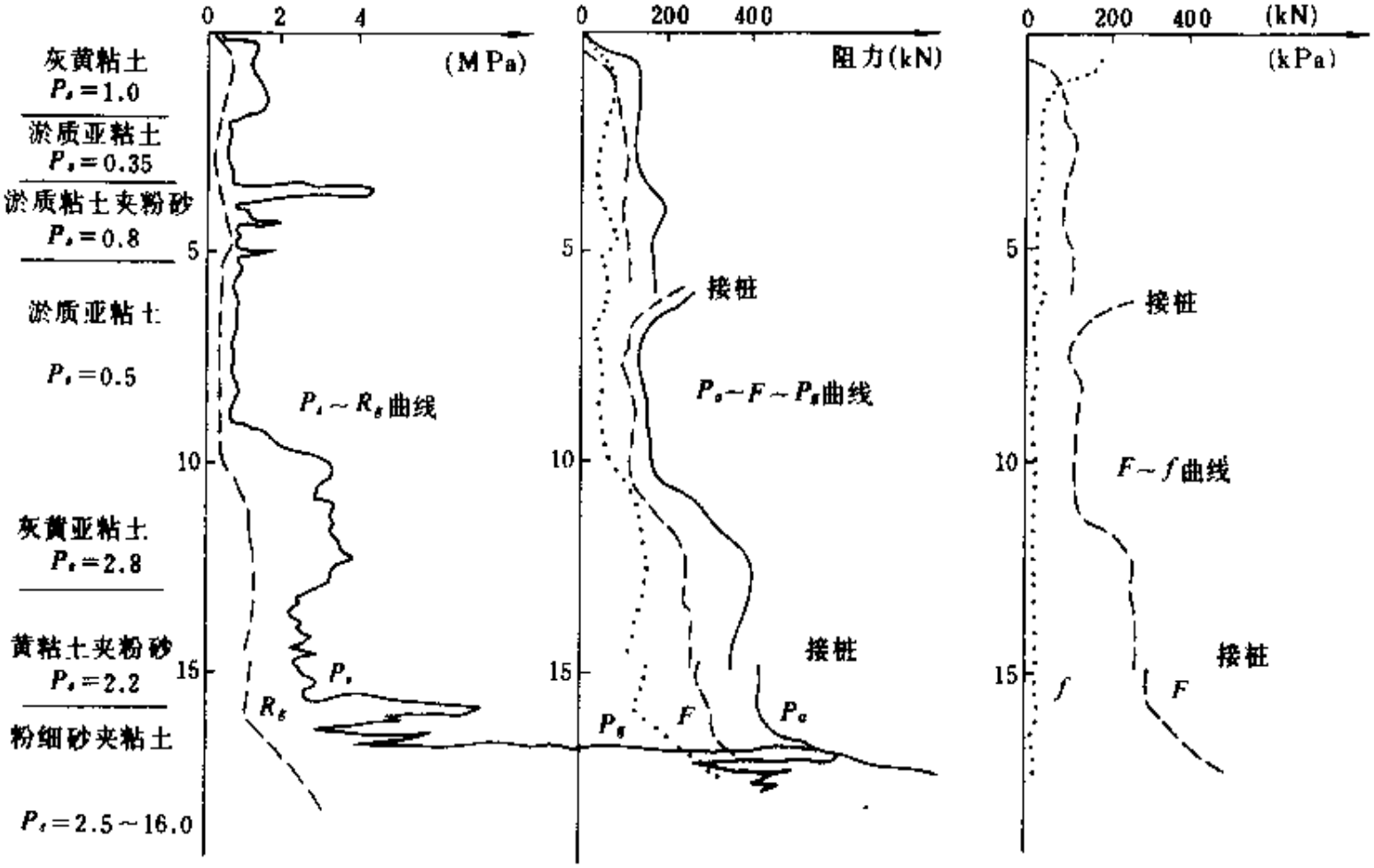


图 6 4　静力触探阻力与沉桩阻力实测值关系

合强度特性，这一范围的大小决定于桩的尺寸和桩尖处土体的破坏机理，它与桩尖附近处土层的天然结构强度和密度、土层的分层厚度和排列情况、桩尖进入土层的深度等多种因素有关。试验资料表明，一般在匀质粘性土中，影响桩尖阻力是桩尖附近土层范围约为桩尖以上 2.5 倍桩径和桩尖最大截面以下 2.5 倍桩径。当桩尖阻力影响范围内存在强度相差较大的不同土层时，就不能简单地按上述界限内土层强度的平均值来考虑桩尖阻力，否则将会造成桩尖阻力估算过高的不合理现象。这时可按下述情况进行分析：

(1)当桩尖处为硬土层，桩尖以上 2.5 倍桩径范围内存在软土层时，桩尖阻力决定于桩尖以上 2.5 倍桩径范围内土层强度的平均值[见图 6-5(b)]。

(2)当桩尖处为软土层，桩尖最大截面以下 2.5 倍桩径范围内有硬土层时，桩尖阻力仍决定于桩尖以上 2.5 倍桩径范围内土层强度的平均值[见图 6-5(b)]。

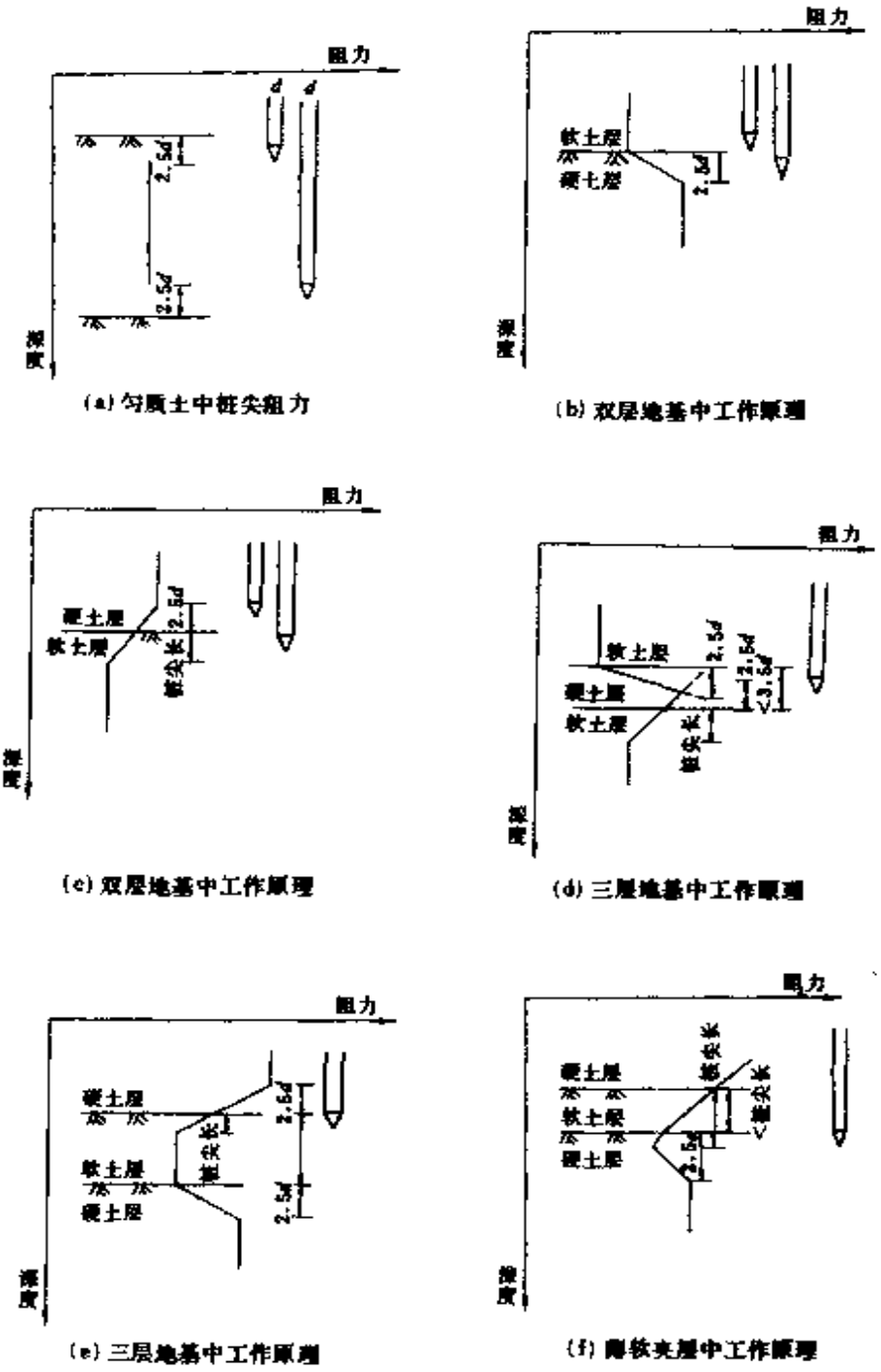
(3)当桩尖处为硬土层，桩尖最大截面以下 2.5 倍桩径范围内有软土层时，桩尖阻力决定于桩尖最大截面以下 2.5 倍桩径范围内土层强度的平均值[见图 6-5(c)]。

(4)当桩尖处为软土层，桩尖以上 2.5 倍桩径范围内有硬土层时，桩尖阻力仍决定于桩尖最大截面以下 2.5 倍桩径范围内土层强度的平均值[见图 6-5(c)]。

(5)当桩尖处的土层强度较高，桩尖以上 2.5 倍桩径范围和桩尖最大截面以下 2.5 倍桩径范围内均存在软土层时，桩尖阻力决定于桩尖以上 2.5 倍桩径范围和桩尖最大截面以下 2.5 倍桩径范围内土层强度平均值中的较小值[见图 6-5(d)]。

(6)当桩尖处的土层强度较低，桩尖以上 2.5 倍桩径范围或桩尖最大截面以下 2.5 倍桩径范围内均存在硬土层时，桩尖阻力主要决定于桩尖以上 2.5 倍范围内土层强度的平均值[见图 6-5(e)]。

(7)当桩尖处的土层强度较低，软土层的层厚又小于桩尖长度或



(a) 匀质土中桩尖阻力　(b) 双层地基中工作原理

(c) 双层地基中工作原理　(d) 三层地基中工作原理

(e) 三层地基中工作原理　(f) 薄软夹层中工作原理

图 6-5　桩基在地基中的工作原理

1.5 倍桩径时，桩尖阻力决定于桩尖以上 2.5 倍桩径范围或桩尖最大截面 2.5 倍桩径范围内土层强度平均值中的较小值[见图 6-5(f)]。

静压法沉桩时的沉桩阻力通常可按以下经验公式估算：

$$P_a = P_g + F_1 + F_2 = R \cdot S + U \cdot \sum_{i=0}^{l_1} f_{1i} \cdot l_{1i} + U \cdot \sum_{i=0}^{l_2} f_{2i} \cdot l_{2i} \tag{6-1}$$

式中：P_a——沉桩阻力；

P_g——桩尖阻力；

F_1——桩身下部挤压区桩侧摩阻力；

F_2——桩身中部滑移区桩侧摩阻力；

f_{1i}——桩身下部挤压区土层的桩侧单位摩阻力；

f_{2i}——桩身中部滑移区土层的桩侧单位摩阻力；

l_1——桩身下部挤压区摩阻力分布范围；

l_2——桩身中部滑移区摩阻力分布范围；

R——单位桩尖阻力；

U——桩的周长；

S——桩的截面积。

沉桩过程中，桩身下部的桩侧摩阻力约占沉桩摩阻力的 50%～80%，它与桩周处土体强度成正比，与桩的入土深度成反比，桩尖阻力可应用静力触探探头比贯入阻力 P_s，按以下经验公式估算：

$$R = \sum_{i=0}^{2.5D} K_i \cdot P_{si} \cdot l_i / 2.5D \tag{6-2}$$

式中：R——桩尖单位阻力(取 $R_{\pm}$ 或 $R_{\mp}$ 中之较小值)；

P_{si}——桩尖阻力影响范围内各土层的静力触探头比贯入阻力平均值(不是该土层的平均值 P_s)；

l_i——桩尖阻力影响范围内各土层的厚度；

K_i——桩尖阻力影响范围内各土层的探头阻力折减系数；

D——桩的直径。

分析实测试验资料表明，软土地基中探头阻力折减系数 K_i 值一般在 0.3～1.0 范围内。当为软粘土（P_s＜100kPa）时，可取 K_i 为 0.6。当为硬粘土（P_s＞150～200kPa）时，可取 K_i 为 0.4，当为坚硬粘土（P_s＞250～300kPa）时，可取 K_i 为 0.3，当为轻亚粘土或亚砂土时，可取 K_i 为 0.9～1.0。

此外，当粘性土层中有薄层砂时，将会显著增大桩尖阻力，其增大值可达 50%～100%。当地基土质十分复杂时，也可通过试沉桩检验确定沉桩阻力。在软土地基中，采用静压法沉桩施工的过程中，因接桩施工作业或施工因素影响而暂停继续下沉的间歇时间的长短应对继续下沉的桩尖阻力无明显影响（硬粘土中桩尖阻力一般最大增长率约为 5%），但对桩侧摩阻力的增加影响较大。桩侧摩阻力的增大值与间歇时间长短成正比（见图 6-6），并与地基土层的特性有关。所以，在静压法沉桩施工中，不仅应合理设计接桩的结构和位置，避免将桩尖停留在硬土层中进行接桩施工，而且应尽可能减少接桩施工时间和避免发生沉桩施工中断现象。

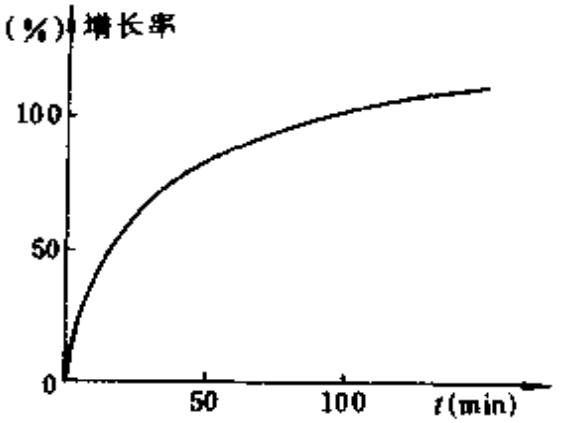


图 6-6　施工间歇时间与沉桩阻力增长曲线

2. 压桩程序和接桩方法

静压法沉桩一般都采取分段压入，逐渐接长的方法。按图 6-7 压桩程序进行沉桩至设计要求标高。

(1)施工工艺。

静力压桩施工时，桩机由卷扬机牵引，顺轨道滑行至桩位。压桩

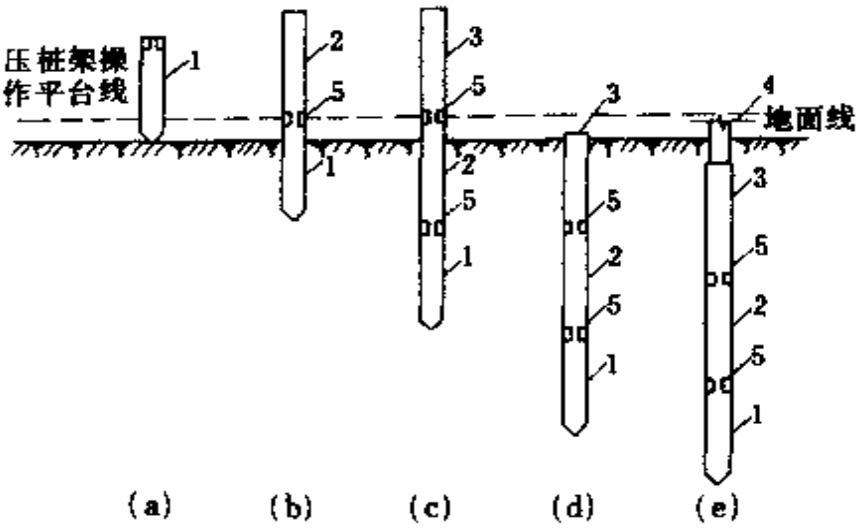


图 6-7　压桩程序示意图

(a)准备压第一段桩；(b)接第二段桩；(c)接第三段桩；

(d)整根桩压平至地面；(e)采用送桩压桩完毕

1—第一段；2—第二段；3—第三段；4—送桩；5—接桩处

机稳定后，由机上的起重装置将第一段桩(即桩尖段)吊入桩架导向笼内。桩尖垂直对位后，上部用活动压梁上的桩帽固定，下部由桩机底盘上的导向滑轮夹持，然后开动卷扬机通过活动压梁向桩顶加压。当第一段桩压入土中，桩顶与操作平台同高后，开动卷扬机，将活动压梁提升。在活动压梁提升到大于桩长的高度后，用起吊装置将第二段桩身吊入桩架导向笼，把上下两节桩对准，并检查垂直度，符合要求后进行接桩继续压入第二段。如此直到压至设计标高。

接桩是预制桩静压施工中的重要环节，通常用的接桩法有焊接法与浆锚法两种。

焊接法是先用点焊固定连接角钢，检查无变形后，再对角分段焊接(如图 6-8 所示)，焊接后放下活动压梁，继续压桩。

浆锚法如图 6-9 所示，在上节桩的下端伸出钢筋的长度为 $15d$，

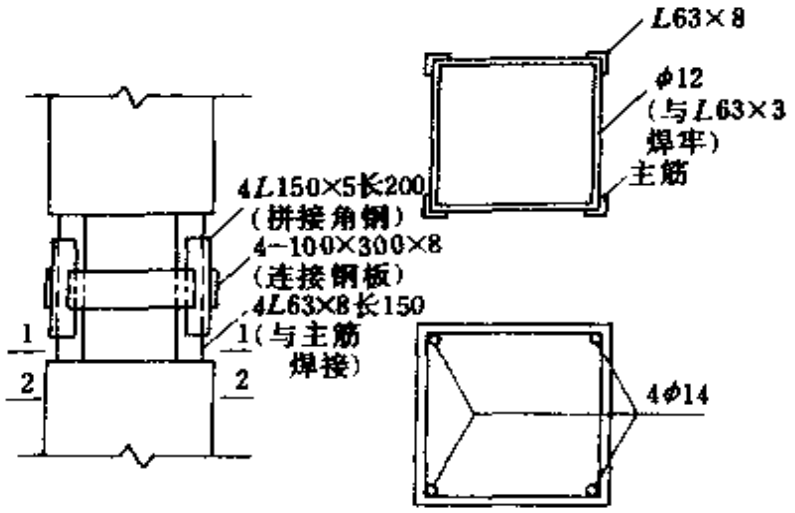


图 6-8　焊接法接桩节点示意图

下节桩上端顶留锚筋孔，孔径为 2.5d，孔深要大于 15d，d 为锚筋的直径。接桩时先将上节桩对准下节桩，使四根锚筋插入下节桩四个锚筋孔，下落活动压梁套住桩顶，将桩和活动压梁同时上升约 20cm，安设浆锚夹箍，然后将熔化的硫磺胶泥注满锚筋孔随即将活动压梁与上节桩同时落下，待硫磺胶泥冷却后，拆除浆夹箍接桩即告完成。

浆锚夹箍是防止接桩时硫磺胶泥在液态时溢流的工具。根据方桩的边长用木板

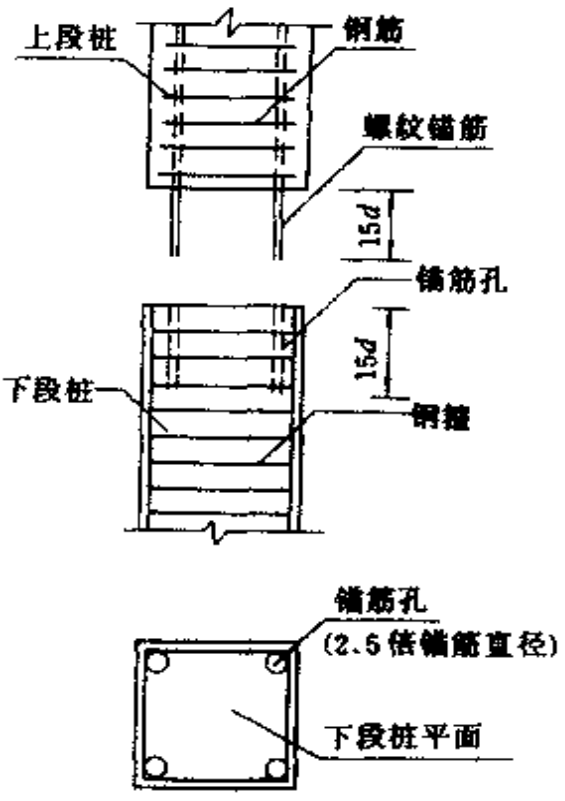


图 6-9　浆锚法接桩点示意图

自行制作，即以比方桩边长略大一点的四块小木板（高度为20～25cm）两端用活页连接，做成一个能套住下节桩的模板形工具，合围后开口的一端用普通的窗钩钩住。夹箍内侧附一薄层海绵垫，再钉上人造革。

硫磺胶泥锚接桩时硫磺胶泥配合比应通过试验确定，其物理力学性能应符合表6-1的规定。

为保证硫磺胶泥锚接桩质量，应做到：

①锚筋应刷清并调直；

②锚筋孔内应有完好螺纹，无积水、杂物和油污；

③接桩时接点的平面和锚筋孔内应灌满胶泥；

④灌注时间不得超过两分钟；

⑤灌注后停歇时间应符合表6-2的规定；

⑥胶泥试块每班不得少于一组。

表6-1　硫磺胶泥的主要物理力学性能指标

物理性能	1. 热变性：60℃以内强度无明显变化；120℃变液态；140～145℃密度最大且和易性最好；170℃开始沸腾；超过180℃开始焦化，且遇明火即燃烧。 2. 重　度：2.28～2.32g/cm³ 3. 吸水率：0.12%～0.24% 4. 弹性模量：5×10^3kPa 5. 耐酸性：常温下能耐盐酸、硫酸、磷酸、40%以下的硝酸、25%以下铬酸、中等浓度乳酸和醋酸
力学性能	1. 抗拉强度：4×10^3kPa 2. 抗压强度：4×10^4kPa 3. 握裹强度：与螺纹钢筋为1.1×10^4kPa；与螺纹孔混凝土为4×10^3kPa 4. 疲劳强度：对照混凝土的试验方法，当疲劳应力比值P为0.38时，疲劳修正系数$r>0.8$

(2)操作要领。

①压桩机在开始工作前必须对准桩位，安装稳定。

表 6-2　硫磺胶泥灌注后的停歇时间

项次	桩断面 (mm)²	不同气温下的停歇时间(min)									
		0～10℃		11～20℃		21～30℃		31～40℃		41～50℃	
		打桩	压桩	打桩	压桩	打桩	压桩	打桩	压桩	打桩	压桩
1	400×400	6	4	8	5	10	7	13	9	17	12
2	450×450	10	6	12	7	14	9	17	11	21	14
3	500×500	13	/	13	/	18	/	21	/	24	/

②桩的制作质量应满足设计和施工规范要求，其单节长度应结合施工环境条件、沉桩设备的有效高度、地基土质分层情况合理确定。当桩贯穿的土层中夹有砂土层时，确定单节长度应避免桩尖停在砂土层中接桩。

③沉桩施工前应掌握现场的土质情况。

④做好沉桩设备的检查和调试，保证使用可靠，以免发生施工中途间断，引起间歇后沉桩阻力增大，发生桩不能压入的滞桩事故。如果沉桩过程中需要停歇时，应将桩尖停歇在软弱土层中，使继续沉桩时的启动阻力不至过大。压桩机要按压桩的设计要求配足额定的重量。

⑤沉桩过程中，应随时注意保持桩处于轴心受压状态，要密切注意观察压力表，控制压桩阻力，调节压桩机两侧的静压力，使之同步平衡，防止桩产生偏心矩。如有偏移应及时调整，以免发生桩顶破碎和断桩质量事故。

⑥接桩施工中，应保持上下节桩的轴线一致，并尽可能缩短接桩时间，采用焊接法时，应两人同时对角对称地进行，焊缝应连续饱满，并填实桩端处间隙，以防止节点变形不均而引起桩身歪斜。采用浆锚法时，应严格按操作工艺进行，保证胶结料浇注后的冷却时间，然后继续加荷施压下沉。

⑦静压法沉桩时所用的测力仪器应经常注意保养、检修和计量

标定，以减少检测误差。施工中应随着桩的下沉认真做好检测记录。

⑧沉桩在接近设计标高 40～100mm 时，应严格控制，务使桩尖压至设计标高。

⑨压桩机行驶的地基应有足够的承载能力，并保持平整。沉桩时尚应保持压桩机垂直压桩。压桩过程中，当阻力超过压桩能力（俗称压不下去）或者失去平衡来不及调整而使桩架发生较大倾斜时，为防止断桩应立即停压，研究处理办法。当桩下沉至接近设计标高时，不可过早停压，否则在补压时常会发生停止下沉或难以下沉至设计标高的现象。

⑩当采用振动器辅助沉桩法以弥补沉桩设备的静压力不足时，应注意控制振动器的使用，遵守振动器的操作规程，并应随时检查压桩机上的结构螺栓，发现螺栓松弛时，应及时紧固，以免发生安全设备事故。

在使用液压静力压桩机沉桩时，尚应注意以下施工要领：

①施工中信号的准确指挥直接影响压桩的质量和安全。桩机行走前信号员应注意地面及高空障碍物。主机行走、调位及调平对桩的平面位置和垂直度有直接影响，所以主机必须准确对位，四条腿调平，以上几点未达到要求，严禁压桩。

②主机操作者应时刻注意信号员的指挥，并准确操作。将桩送入夹桩机械后，夹桩的夹持力要严格按规定的参数夹桩，如出现桩身混凝土掉块严重，应找出原因，并采取措施解决。

③施工中，如果按照静压机的油压值控制桩长，那么，压桩时每根桩应控制相同的油压值；若以桩身长度为准，则最大油压值不得超过规定的油压值，严禁超负荷压桩。

④压桩时每入土 1m，主机操作员应读报一次油压值，读数必须准确，记录员应回报读数，校准无误后认真记录。

(3)辅助沉桩法。

桩基工程施工中，锤击沉桩、振动沉桩法、静压沉桩法是普遍采

用的基本施工法。随着桩基工程的发展，为适应多种工程环境和复杂的地基条件，发展了新的辅助沉桩法，如预钻孔辅助沉桩法、冲水辅助沉桩法、振动辅助沉桩法、掘削辅助沉桩法、爆破辅助沉桩法以及多种辅助沉桩法组合而成的混合辅助沉桩法。

①预钻孔辅助沉桩。为了尽可能减少预制桩下沉时产生的挤土影响造成对邻近建筑物的危害，预先在桩位进行钻孔取土，然后再按其他方法（如锤击、振动、静压等方法）沉桩，有时尚可采用预钻孔掘削辅助沉桩法来进一步减少沉桩挤土影响。

采用本工艺能大幅度减少沉桩区及其附近土体变形和超静孔隙水压力，减少对桩区邻近建筑物的危害，还有利于减小沉桩施工中的噪音和振动影响，并可减少地基后期的土体固结沉降量以及相应的负摩阻力，尤其当地基浅层中存在硬夹层时，能提高桩的穿透能力和沉桩效率，施工费约增加 10%～20%。但当在浅层为透水性的砂土层地基中施工时，容易使浅层砂土松弛，则一般不宜采用。预钻孔辅助沉桩法主要用于软土层的地基，可分为全钻孔和局部钻孔沉桩法两类。

预钻孔辅助沉桩法常用于城市密集建筑群中的桩基工程。预钻孔的孔径均小于桩径，约为桩径的 60%～80%，不至对桩的承载能力产生影响。全钻孔辅助沉桩法主要用于端承桩基础，用于摩擦桩会使桩的承载力显著降低。在摩擦桩和摩擦支承桩中，常采用局部钻孔辅助沉桩法，预钻孔的深度一般为桩入土深度的$\frac{1}{3}$～$\frac{1}{2}$时对桩的承载力影响不大。在软土地基中，桩的承载能力降低值一般不大于5%，且随着桩长的增加和桩端承载力的增大，这一影响也将相应地减少。有时在预钻孔辅助沉桩法施工中，尚可采用桩周压注水泥浆的措施来减少对桩的承载力的影响。

预钻孔辅助沉桩法的钻孔排土施工工艺，已广泛应用的为长螺杆螺旋钻机，可连续排土，钻进和出土效率高，并能钻取干土，避免了

泥浆处理的困难，是目前较为理想的钻孔排土施工法，适用于标准贯入击数 N 值小于 50 的各类土层。当地下水位较高时，尤为适用于粘土层。

螺旋钻机常设置于双导杆沉桩机上，可避免移动桩机进行先钻孔后沉桩施工作业，提高沉桩工效。如设置在专用钻机上，要求具有较大的施工作业面。预钻孔施工过程中应注意保证钻杆连续旋转，以防止卡钻而增加提钻时的负荷，钻孔至预定深度后即可改为逆向旋转进行提钻作业，然后清理钻杆上和钻孔地面附近的积存余土。当完成预钻孔施工作业后，应尽可能缩短间歇时间，及时进行沉桩作业。一般间歇时间不宜超过 20min，否则易发生孔壁缩颈和坍孔现象，影响钻孔的排土效果。

预钻孔静压沉桩法常用于软粘土地基，桩长为 30m 左右，桩径为 400～450mm，桩的承载能力不太大的中长桩基础。当在预钻孔深度范围内，地基中存在浅层硬土层时，应用本法有显著的优越性。不仅可减少地基变位的影响程度，且可提高沉桩设备的静压能力。

本法预钻孔施工设备较复杂，对场地要求较高、施工费较高，适宜于在城市建设中应用于摩擦桩基础。

②冲水辅助沉桩。冲水辅助沉桩乃是为减小沉桩阻力，避免下沉困难，提高桩的贯入能力，采用压力喷射水辅助其他沉桩法进行沉桩施工。在污泥、砂、砂砾土、砂粘土及粘土等土层中都可采用冲水辅助沉桩。本法不易损伤桩材，沉桩效率高、工期短，地基持力层层面起伏变化较大时能满足桩的设计标高要求。由于冲水破坏了桩周土的结构，桩在下沉时易发生偏斜，桩周和桩尖处的土体不能迅速固结恢复（特别是粘性土），将会显著降低桩的承载力，且消耗大量的水，产生泥浆污染公害，只宜在特殊条件下使用。为确保桩的承载力尚应采取相应技术措施。一般可应用于水上、陆上、平台上的直桩施工中。规范规定冲水沉桩只能作辅助手段，原则上要以其他沉桩方法为主，不允许单独使用冲水法沉桩。当桩下沉困难时，方可冲水辅助，并按沉

桩阻力大小，调整冲水压力和流量。当桩下沉达设计标高以上1～2m时，应停止冲水，采用其他沉桩方法将桩继续下沉至设计标高。

冲水辅助沉桩法的基本原理是在桩尖处设置冲射管喷出高压水来，冲刷桩尖处的土体以破坏土的结构，并使一部分土沉桩上涌，从而减小了桩尖处的土体阻力和桩表面与地基土体间的摩擦阻力，使桩在自重以及其他沉桩方法（如静压沉桩）作用下沉入土中。停止射水后，经过一段时间桩周松动的土又会逐渐固结紧密，使桩的承载能力逐渐获得恢复，见图6-10。为了加强沉桩效果，也可用压缩空气和压力水同时冲刷土层，由于与压缩空气混合的泥浆容重获得减轻，能以较快的速度冲向地面，并使土体对桩的阻力大为减小，从而加速了桩的下沉。

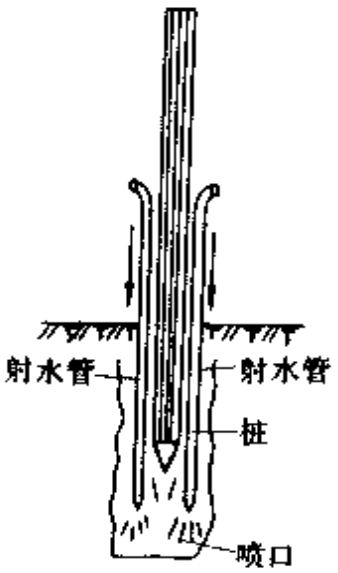


图6-10　冲水法示意图

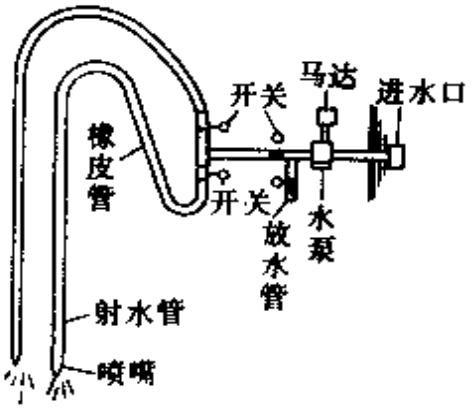


图6-11　射水沉桩系统

冲水辅助沉桩法施工时所用的射水沉桩设备是有高压水泵、压力管、橡皮管、射水管及喷嘴等组成射水系统（见图6-11）。射水管的直径一般为38～75mm，可按水的流量来选用。射水管比沉入土中的桩长2～3m，且应超出桩尖0.5～1.0m。射水管末端装有喷嘴，它的

中央喷口直径约为射水管直径的 0.3～0.5 倍(见图 6-12 和表 6-3)。

水泵常用离心式多级水泵，因此具有水压高、出水平衡的特点。水泵型号及功率应根据桩的断面、射水下沉深度、土的性质及地下水位等因素而定。在砂性土中应采用较大的流量和较低的压力。在粘性土中则相反。在砂砾石中应同时具有较大的流量和较高的压力。采用内冲法助沉 400～600mm 预桩方法，所需的水压和水量见表 6-4。

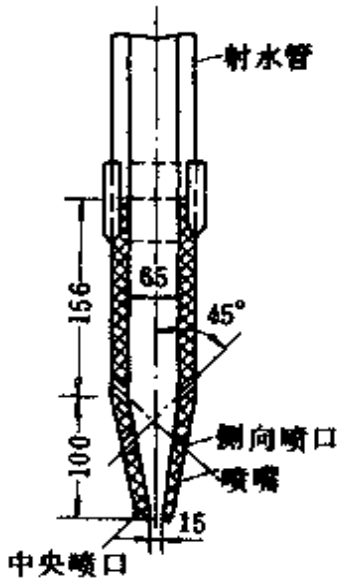


图 6-12　喷嘴(单位：mm)

表 6-3　喷嘴的喷口孔径大小

射水管直径(mm)	中央喷口直径(mm)	侧向喷口直径(mm)
38	9～15	6～10
50	10～20	6～10
63	15～25	6～10
75	20～37	6～10

表 6-4　水冲沉桩所需水压、水量及管径

土　质	沉桩深度(入土深度，m)	射水嘴处需要的水压(MPa)	每根桩用水量(L/min)	
			方桩 30～50cm	方桩 50～60cm
松砂和饱和砂	15～25	0.7～1.0	1 000	1 200～1 500
	25～35	1.0～1.5	2 000	1 500～2 500
	>35	1.5～2.0	2 000～3 000	2 500～3 500
含有卵石及砾石的密实砂层	15～25	1.0～1.5	1 500～2 000	2 000～2 500
	25～35	1.5～2.0	2 000～3 000	2 500～3 500
	>35	2.0～2.5	3 000～4 000	3 500～5 000

冲水沉桩的施工程序：吊桩就位、下沉桩、开动水泵，随着桩的下沉下放射水并不断上下抽动以冲击土体避免喷嘴堵塞。如桩发生偏斜即通过开关调整射水量和压力，使桩恢复到正常位置。当桩下沉至设计标高附近时，停止冲水，改用锤击、振动或静压下沉。

冲水辅助沉桩也可分为冲水锤击沉桩法、冲水振动沉桩法、冲水静压沉桩法。

③振动辅助沉桩。振动辅助沉桩法可增大桩下沉贯穿硬土层的能力，提高工效，与锤击、静压、掘削等沉桩工艺组合沉桩能充分发挥沉桩设备的潜力。虽然费用有所增加，但能显著加快施工速度和提高沉桩工效。振动辅助沉桩法常用于软土地基以及存在硬夹层和硬持力层地基的桩基工程。

振动静压沉桩法用于浅层有硬夹层或硬持力层的地基，为克服静压沉桩设备的沉桩能力不足，可使桩下沉过程中能顺利穿透浅层硬夹层或进入硬持力层足够深度，避免发生滞桩现象。振动施工设备通常安置于静压沉桩的桩架上，振动锤常设置在顶压式压桩架的压梁下端与桩帽之间。当桩静压下沉至浅层硬夹层或硬持力层时，同时启动振动锤辅助将桩静压下沉穿透硬夹层或达到桩的设计标高。此法施工设备简单，能有效地提高静压沉桩设备的能力，常用于软土地基的摩擦支承桩基础中。

（五）质量控制

（1）每一根桩的压桩过程，各工序应连续施工，并做好记录。

（2）要严格控制压桩偏差，上下接桩的中心线偏差不得大于10mm；节点弯曲矢高不得大于10%桩长。

（3）静压开始前，要保持桩帽、桩身、送桩中心线的重合。

（4）初压时，如遇桩身大幅度位移、倾斜或压入过程中桩身突然出现下沉、倾斜现象时，均应立即停压，及时分析研究，找出原因，采取有效处理措施。

（5）桩顶混凝土破坏或压桩阻力突变时，也要停压并及时与有关

单位研究采取有效措施加以处理。

(6)用浆锚法接桩时，锚筋和接桩面应洗刷干净，锚筋孔内应有完好的锚筋螺纹、无积水、无油污杂物；硫磺胶泥灌注要迅速浇注，时间不得超过 2min；硫磺胶泥试块每班不得少于一组。灌注后，停歇时间应根据施工实际有关规定确定。

三、锚杆静压桩托换

锚杆静压桩是加固软弱地基的一项新托换技术。冶金工业部建筑研究总院于 1982 年开始研究以来，先后研制了 YJD-150 型压桩机具，并在马鞍山、芜湖、南京、南昌等地的多项工程中推广应用，都取得了良好的技术和经济效果。

锚杆静压桩的优点是：施工时无振动、无噪音；设备简单、操作方便、移动灵活，可在场地和空间狭窄条件下施工；可应用于新旧建筑物的地基加固和基础托换；并在可不停产和不搬迁的情况下进行工程处理。

(一)锚杆静压沉桩原理和工艺过程

锚杆静压沉桩的工作原理如图 6-13 所示。这种方法是以在建筑物已建成部分层次的自重为压载，在基础(条形基础或承台)上预先埋设好锚杆固定反力架。用反力架作为反力支撑，利用千斤顶将预制桩从基础上预留或凿开的方形桩孔中逐节压入土中。

预制桩断面一般为 20cm×20cm，桩长一般为 1.5～2m；在层次空间高大的厂房、车间施工，桩身也可以为 3m。接桩采用浆锚法。当沉桩的静压力达到 $1.5P$(P 为单桩设计承载力)时即达到压桩要求。停压后移开压桩机具，随即将锚杆对角线焊接，用快干水泥灌入桩孔。在封孔混凝土达到强度后，桩与基础固为一体，便开始接受上部荷载。

(二)设计计算

单桩垂直承载力标准值一般由现场上桩的荷载试验确定，也可

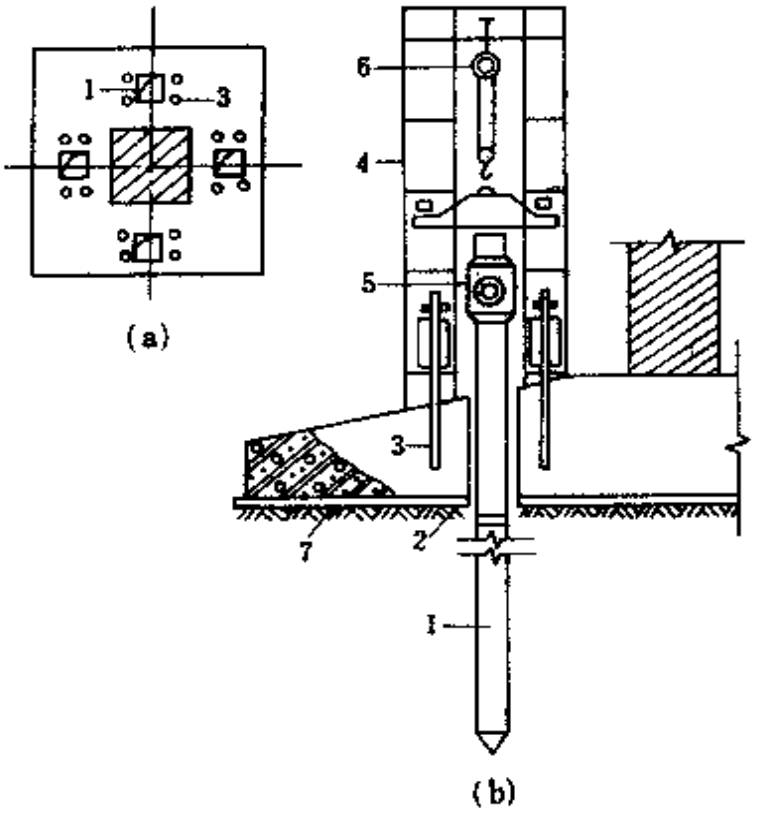


图 6-13　锚杆静压沉桩示意图

(a)压桩孔和锚杆的位置图；(b)静压桩装置示意图

1—桩；2—压桩孔；3—锚杆；4—反力架；5—千斤顶；6—电动葫芦；7—基础

根据国家标准《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-87)确定。

$$P_a=\frac{P_{p(l)}}{K_p} \tag{6-3}$$

式中：P_a——设计单桩承载力标准值；

$P_{p(l)}$——桩最终入土深度 l 时的压桩力；

K_p——压桩力系数。它与土质、桩材、截面形状、压桩速度等因素有关，可根据试验确定。在粘性土中，当桩长小于 20m 时，$K_p=1.5$；在黄土或填土中 $K_p=2.0$。

当已知静力触探比贯入阻力曲线时，压桩力与比贯入阻力 P_s 的

关系，可按下式计算：

$$P_{a(z)}=K_s \cdot P_{s(z)} \tag{6-4}$$

式中：$P_{a(z)}$——桩入土深度为 z 时的压桩力；

$P_{s(z)}$——桩入土深度为 z 时的比贯入阻力。

K_s——换算系数，取 0.06～0.07m²。

当桩承受水平力或拔力时，应采用焊接接头；当桩仅承受垂直压力时，可采用硫磺胶泥接头。由于可直接测得压力，故可不考虑多节桩的接头强度折减，也可不考虑长细比对桩承载力的影响。

按摩擦桩设计时，可根据当地经验适当考虑桩基承台下桩间土与桩的共同作用。

桩截面边长可为 180～300mm，桩段长度应考虑施工净空高度和机具情况，一般可采用 1～3m 的长度。桩身强度应根据压桩过程中最大压桩力和桩段起吊应力进行验算。对于边长为 200mm 的方桩，宜采用不小于 4φ10 的钢筋；边长为 250mm 的方桩，宜采用不小于 4φ12 的钢筋。混凝土的强度不小于 C_{30}级。

采用硫磺胶泥连接的钢筋混凝土桩段两端必须设置 2～3 层焊接钢筋网片，在桩的一端必须预埋插筋，另一端必须预留插筋孔和吊装孔；采用焊接接头的钢筋混凝土桩段，在桩段的两端应设置钢板套。

桩基承台厚度小于 350mm 时，应在桩孔上设置桩帽梁。承台边缘距边桩边缘的距离应不小于 200mm。

采用锚杆静压桩进行基础托换时，应对原有基础重新进行抗冲切、抗剪和抗弯能力的验算，如不满足要求时，应采取必要的加固措施。

桩头应伸入桩基承台 50～100mm，如桩承受拉力时，可在桩顶上四角增加锚固钢筋，通过压桩孔伸入桩基承台内，其长度应满足钢筋锚固要求；压桩孔内应采用 C_{30}级微膨胀早强混凝土浇捣密实，以使桩与承台形成整体。

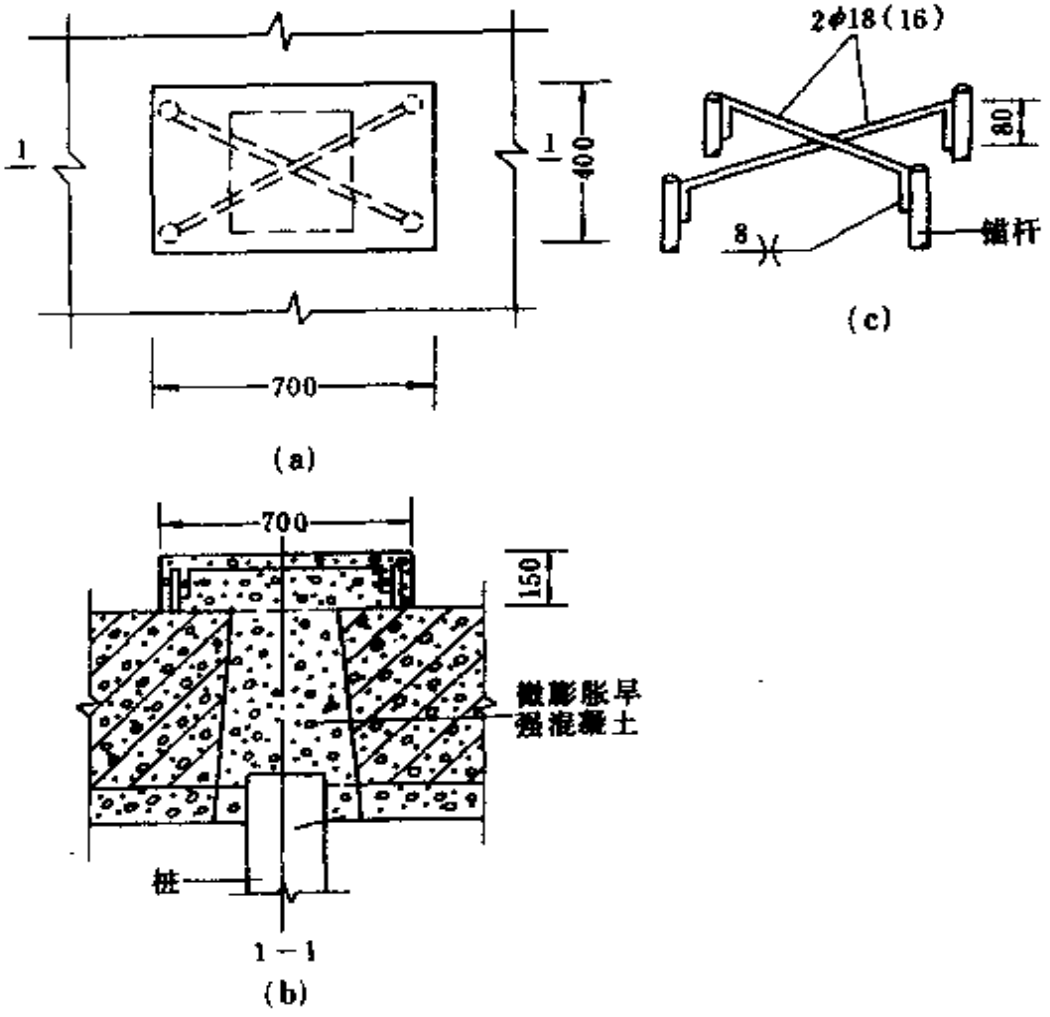


图 6-14　桩与基础连结构造

(a)平面；(b)剖面；(c)交叉钢筋与锚杆的连接

锚杆可采用光面直杆墩粗螺栓或焊箍螺栓(见图 6-14)。当压桩力小于 400kN 时，采用 M24 锚杆；当压桩力为 400～500kN 时采用 M27 锚杆，锚固深度(见图 6-15)一般可采用 10～12 倍螺栓直径。锚固螺栓的粘结剂，在确保杆孔内干燥时，可采用硫磺胶泥。锚杆与压桩孔、周围结构的间距要求以及锚杆与压桩孔边缘至基础承台边缘的最小间距如图 6-16 所示。

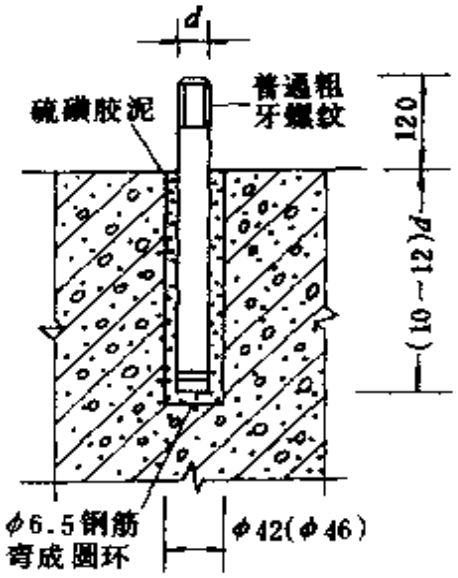


图 6-15　锚杆(焊箍螺栓)锚固深度

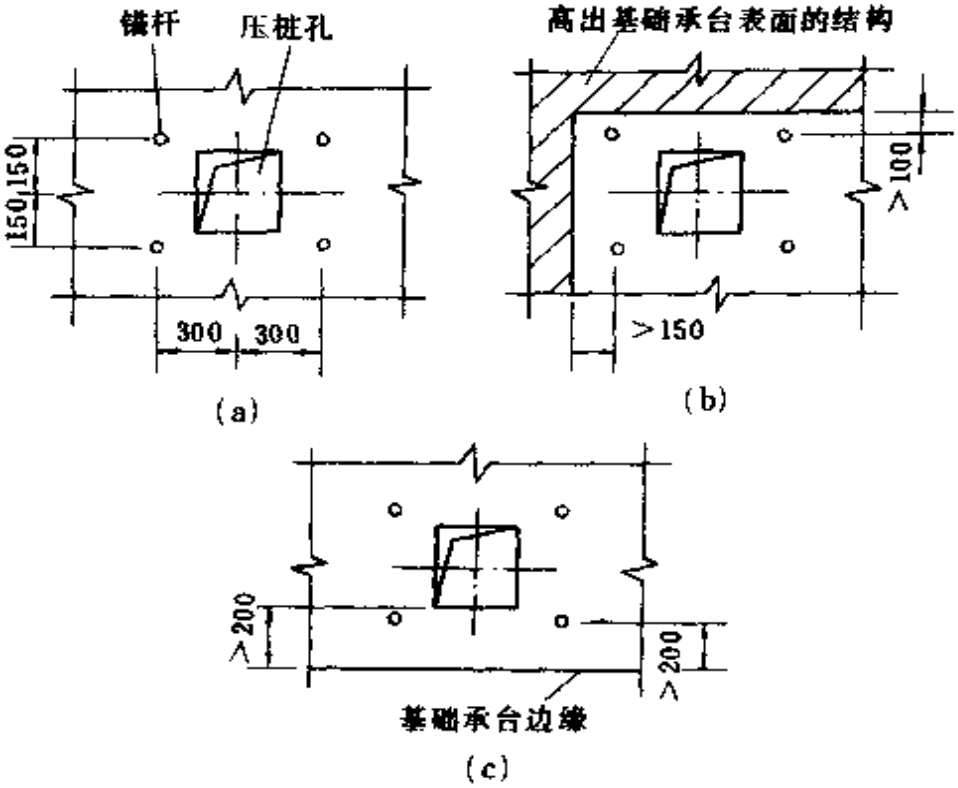


图 6-16　锚杆与压桩孔布置构造要求

(a)锚杆与压桩孔的间距要求;(b)锚杆与周围结构的最小间距;

(c)锚杆与压桩孔边缘至基础边缘的最小间距

（三）锚杆静压沉桩机具

锚杆静压沉桩机具如图 6-13(b)所示。主要由反力架、活动横梁、油缸、油压千斤顶、电动葫芦等组成。结构简单，制造方便。凡有机修能力的施工单位，也可自行组装压桩机具。只要购置油缸、油压千斤顶、电动葫芦等部件，自行制造反力架便可装配成压桩机。由于自行组装的机具可充分结合施工场地的具体实际和施工人员的操作习惯，使用起来更加得心应手，装卸快捷。

（四）锚杆静压桩的施工步骤

(1)先在被托换的基础上标出压桩孔和锚杆的位置，如图 6-13(a)所示。

桩位孔和锚杆孔的开凿，可使用人工开凿或电钻成孔，或使用风动凿岩机和风镐配合进行。开凿的孔洞不宜过大，一般不宜将全部压桩孔凿完后再进行压桩，最好采用流水作业。压桩孔最好凿成下大上小，以利于基础承受冲剪。

(2)压桩时可用手动或电动千斤顶。压桩施工应对称进行，防止基础受力不平衡。压桩过程中必须使千斤顶与桩段的轴线保持垂直，千斤顶与桩顶间应设置硬木垫块。

(3)桩截面一般为 20cm×20cm，桩段长度为 1.5～2.0m，接桩一般采用硫磺砂浆锚固连接，上下接桩时使锚固筋与锚固孔重合。在套上硫磺砂浆夹箍后，应检查夹箍与桩面是否密合，如有缝隙应用黄泥填塞。接桩时要使上下桩面充分粘结对齐，防止桩面错位。新浇注的硫磺胶泥接头，应有一定时间进行冷却，一般与环境温度有关，停歇时间为 4～15min。

(4)压桩时不宜中途停歇，否则会因间歇时间过长而使压桩阻力增大，难以继续施工。当压桩力达到 1.5 倍设计单桩承载力后，在不卸载条件下，应立即将桩与基础锚固。

(5)桩与基础锚固时应把桩头凿毛处理，以便增加握裹力。孔壁和桩面亦应加以凿毛和清洗干净，封孔前必须把桩孔内的杂物和积

水排除，并涂刷高标号水泥浆。继后，再浇灌早强微膨胀混凝土，并认真进行振捣。

(6)桩与基础的锚固所用的混凝土结硬时间较长，特别是对冬季施工，可采用工具式反力架进行预加压力，以便提高压桩的功效。拆除工具式反力架的时间应根据早强微膨胀混凝土试块的强度来定，当强度达到150号后方可拆卸。值得注意的是：当早强混凝土初凝后，绝对不能对千斤顶再行施加预加压力。

(五)锚杆静压施工工艺流程

如图6-17所示。

(六)锚杆静压沉桩施工要领

(1)基础上预留孔要保证上口小，下口大，以利于基础承受冲剪。

(2)预埋锚杆时应将锚杆与基础的配筋扎在一起，提高锚杆的抗拔强度。用环氧砂浆作粘结剂时，锚杆埋深不小于10倍的锚杆直径，采用光面杆时下部应墩粗或加焊钢筋箍。

(3)压桩时应对称施工，防止基础受力不平衡。压桩过程中千斤顶中心与轴身轴线要保持在一条直线上。

(4)要严格控制压力，充分考虑建筑物的自重，防止基础被抬起。

(5)压桩应连续进行，中途不得停歇，否则阻力增大，压桩困难，压桩要做好记录。

(6)接桩采用浆锚法，详细情况参考静压沉桩一节。

(七)工程监测与质量检测

(1)压桩孔与设计位置的平面偏差不得超过±20mm。

(2)压桩时桩段的垂直偏差不得超过1.5%的桩段长。

(3)压桩长和桩入土深度应根据设计要求进行验收。

锚杆静压桩曾在芜湖市少年宫(1982～1983年)、马鞍山市湖东路一村一幢五层住宅(1984年)、阳泉市白羊墅车辆段(1984～1985年)、南京市宝塔桥东街六层塔楼、南昌市八一大道167号五层楼等建筑物进行过加固托换，效果都很好。

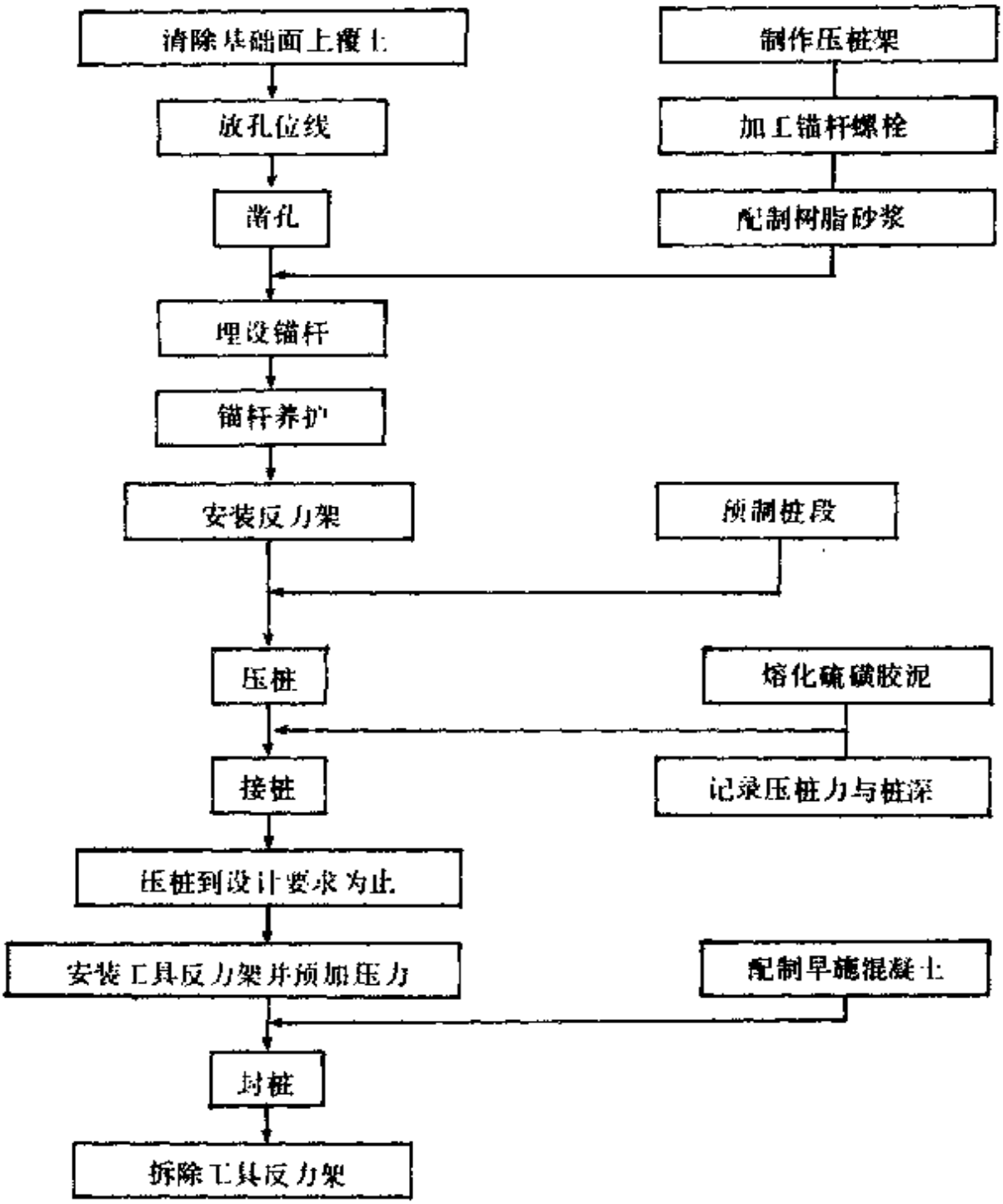


图 6-17　锚杆静压沉桩施工工艺流程示意图

四、钢　桩

静压桩托换在适用范围上有其局限性，特别是当桩必须穿过存在障碍物的地层时；或当被托换的建筑物较轻及上部结构条件较差，而不能提供合适的千斤顶反力时；或当桩必须设置得很深而费用又很贵时，应考虑采用打入桩（即主要为钢桩）托换。

打入桩托换常用于隔墙或设备不多的建筑物，且沉桩时虽有一定的振动而对上部结构和邻近建筑物无多大危害时才能采用；另外，建筑物尚需能提供为专门沉桩设备所需的净空条件。

打入桩一般采用钢管桩，其原因是因为它比其他型式的桩容易拼接，接头是用铸钢的套筒或焊接而成。在国外使用装在叉式装卸车或特制的龙门导架上的压缩空气锤进行打桩。导架的顶端是敞口的，以便最充分地利用室内净空。另外，如从原有被托换建筑物的基础周边开挖的坑中开始沉桩，则可提供更大有用的净空，以便减少桩管的接头数。在沉桩时尚需在桩管内不断取土，如遇障碍物时可使用一种小冲击式钻机，通过开口钢管管端劈碎或钻穿而将土取出，这种钻机可使钢管穿越最难贯穿的乱石层，当桩端已达合适的土层时，最后进行清孔和浇筑混凝土。

当对设计所要求的桩已如数施工完成后，则就可用搁置在桩上的托梁或承台系统来支承被托换的柱或墙，其荷载的传递是靠钢楔或千斤顶来转移的。这类桩的另一个优点是钢管的桩端是开口的，因而对桩周围的土排挤较少。

（一）钢桩的特点及应用范围

钢桩基础通常指钢管桩或H型钢桩，较之其他桩型有以下特点：

（1）由于钢材强度高，能承受强大的冲击力，穿透硬土层的性能好，能有效地打入坚硬的地层，获得较高的承载能力，有利于建筑物的沉降控制。

(2)能承受较大的水平力。

(3)桩长可任意调节,特别是当持力层深度起伏较大时,接桩截桩调整桩的长度比较简易。

(4)重量轻,刚性好,装卸运输方便。

(5)桩顶端与上部承台、板结构连接简便。

(6)钢桩截面小,打桩时挤土量少,对土壤的扰动小,对邻近建筑物的影响亦小。

(7)在干湿度经常变化的情况下,钢桩需采取防腐处理。

钢桩一般适用于码头、水中结构的高桩承台、桥梁基础、超高层公共与住宅建筑桩基、特重型工业厂房等基础工程。

(二)钢桩的桩型及构造

为了方便陆上运输,钢桩每段长度一般为10～15m,根据设计桩长,可随意选择。

1. 钢管桩的桩型及构造

钢管桩的直径为400～3 000mm,壁厚为6～50mm。国内工程中常用的大致为406.4mm、609.6mm、1 200mm,壁厚为9～20mm,选用规格由工程地质、设计要求、施工条件等因素综合考虑决定。一般由一段下节桩、若干段中节桩和一段上节桩组成。各节桩的桩型如图6-18所示。

有时,由于桩顶端受到巨大的锤击力,管壁较薄,局部锤击应力过大,会导致钢管桩局部损坏。因此,在钢管桩的顶端、外侧加设长度为200～300mm,厚8～12mm环形的加强(钢板)箍,可有效地防止钢管桩的径向失稳(见图6-19)。

钢管桩的底端也常增设加强箍,这是为了防止桩进入持力层时下端变形损坏,同时也可减少摩擦阻力,以利克服沉桩贯入的困难(见图6-20)。

2. H型钢桩的桩型及构造

H型钢桩的断面大都呈正方形(见图6-21)。断面尺寸由2.[illegible]nm

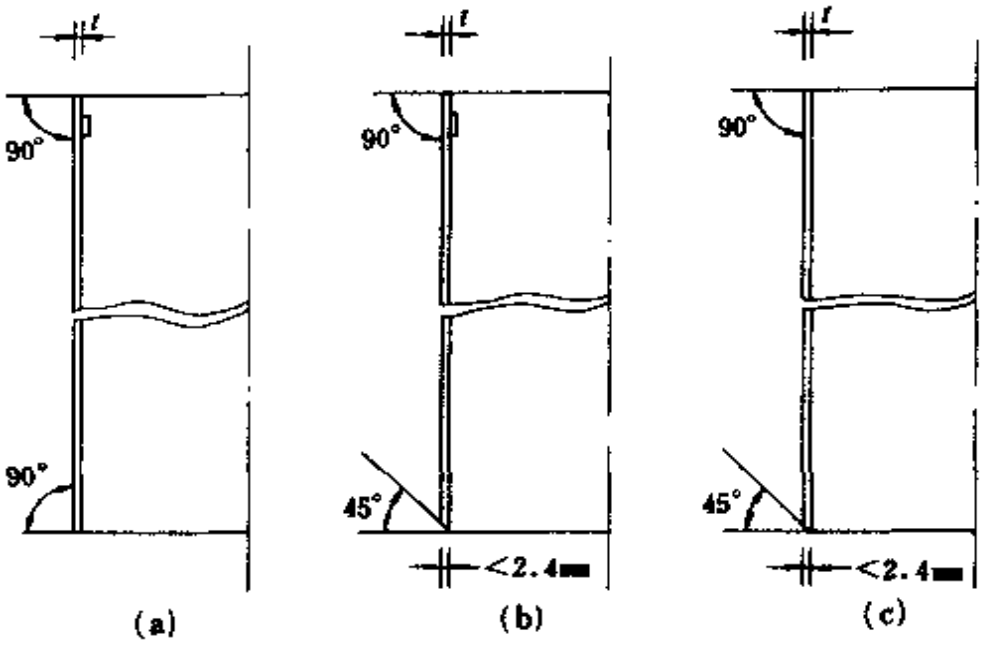


图 6-18　钢管桩的桩型及构造

(a)下节桩；(b)中节桩；(c)上节桩

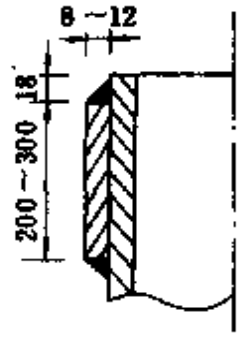


图 6-19　桩顶端的加强箍

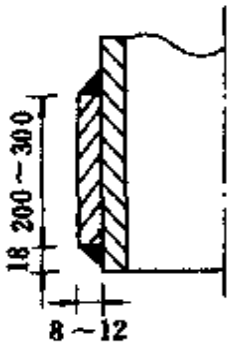


图 6-20　桩下端的加强箍

×200mm～360mm×410mm，翼缘和腹板的厚度从 9～26mm 不等，重量为 43～231kg/m，常用规格如表 6-5 所示。规格的选用取决于桩的长度、单载承载力的大小以及沉桩穿越土层的难易程度。

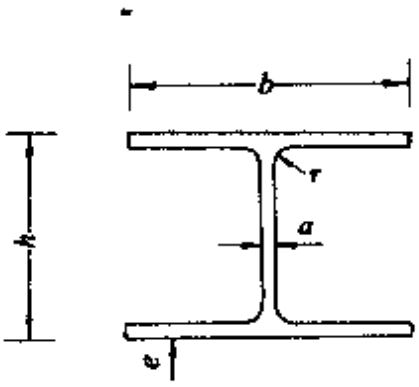


图 6-21　H 型钢桩断面

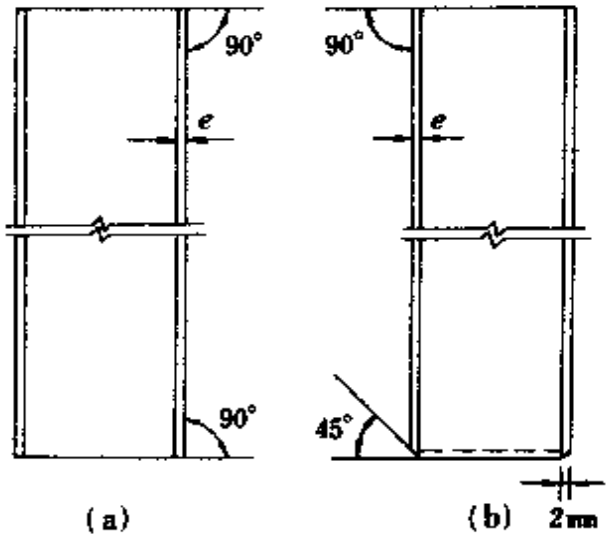


图 6-22　H 型钢的桩型及构造

(a)下节桩;(b)中节桩、上节桩

H 型钢桩一般由一段下节桩、若干段中节桩(包括一段上节桩)组合而成。其型式及构造见图 6-22 所示。

(三)钢桩的制作

(1)制作钢桩的材料应符合设计要求,并有出厂合格证和试验报告,一般钢管桩用 STK·SKK 号钢卷制。H 型钢桩一般使用普通碳素钢、16 锰高强钢材。

(2)现场制作钢桩应有平整的场地及挡风防雨设施。

(3)钢桩制作的允许偏差应符合表 6-6 的规定。

(4)钢桩的长度不宜大于 15m,并应符合下列规定:

①满足桩架的有效高度、制作场地条件、运输与装卸能力。

②应避免桩尖接近硬持力层或桩尖处于硬持力层中接桩。

(5)用于地下水有侵蚀性的地区或腐蚀性土层的钢桩,应按设计要求作防腐处理。

表 6-5　H 型钢桩常用规格表

H 型钢桩规格 $A\times b$(mm)	重　量 (kg/m)	尺　寸					备注
		h (mm)	b (mm)	a (mm)	e (mm)	r (mm)	
HP200×200	43	200	205	9	9	10	
	53	204	207	11.3	11.3	10	
HP250×250	53	243	254	9	9	13	
	62	246	256	10.5	10.7	13	
	85	254	260	14.4	14.4	13	
HP310×310	64	295	304	9	9	15	
	79	299	306	11	11	15	
	93	303	308	13.1	13.1	15	
	110	308	310	15.4	15.5	15	
	125	312	312	17.4	17.4	15	
HP360×360	84	340	367	10	10	15	
	108	346	370	12.8	12.8	15	
	132	351	373	15.6	15.6	15	
	152	356	376	17.9	17.9	15	
	174	361	378	20.4	20.4	15	
HP360×410	105	344	384	12	12	15	
	122	348	390	14	14	15	
	140	352	392	16	16	15	
	158	356	394	18	18	15	
	176	360	396	20	20	15	
	194	364	398	22	22	15	
	213	368	400	24	24	15	
	231	372	402	26	26	15	

表 6-6　钢桩制作的允许偏差

序　号	项　目		允许偏差(mm)
1	外径或断面尺寸	桩　端　部	±0.5%外径或边长
		桩　身	±1%外径或边长
2	长　度		>0
3	矢　高		≤1%桩长
4	端部平整度		≤2(H 型桩≤1)
5	端部平面与桩身中心线的倾斜值		≤2

(四)钢桩的接头及附件

钢桩的接头，主要是指桩节间的连接及上节桩与桩盖的连接两种。

无论是钢管桩还是 H 型钢桩，大都是对焊连接。H 型钢桩接头尚有钢板连接和螺栓连接。见图 6-23 所示。

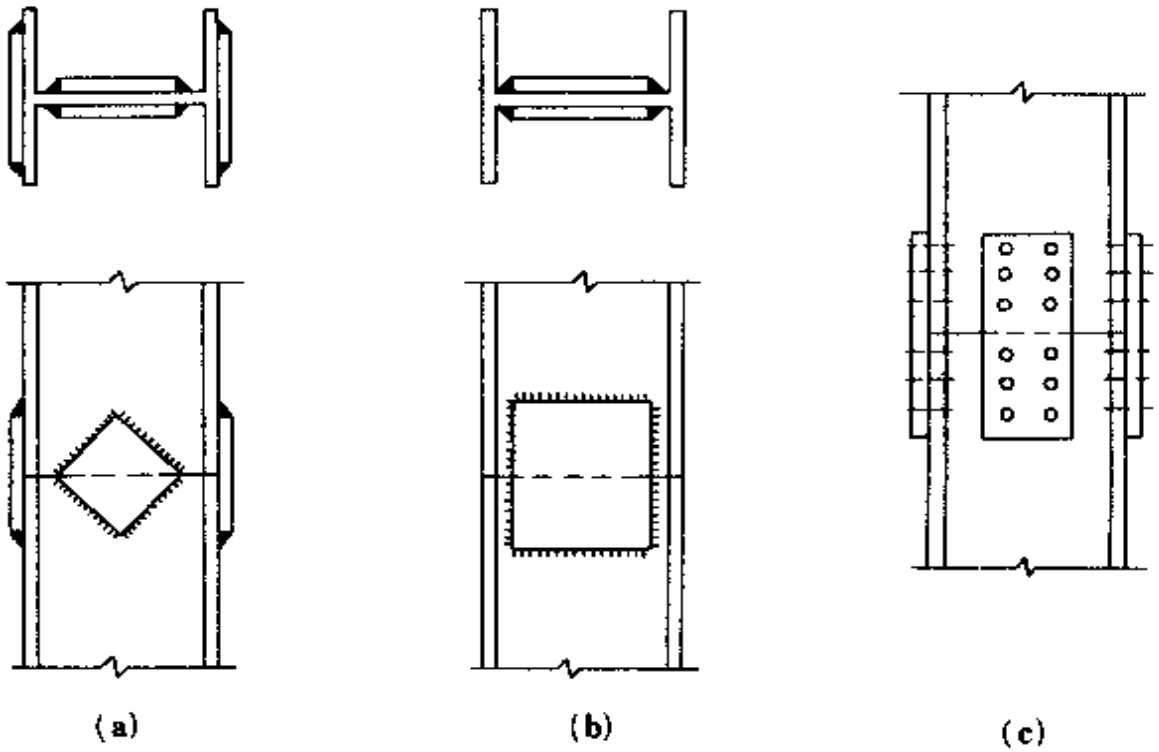


图 6-23　H 型钢桩的接头形式

(a)钢板连接；(b)钢板连接；(c)螺栓连接

钢管桩桩顶的桩盖见图 6-24，桩盖与桩顶的连接见图 6-25，H 型钢桩顶钢帽见图 6 26。

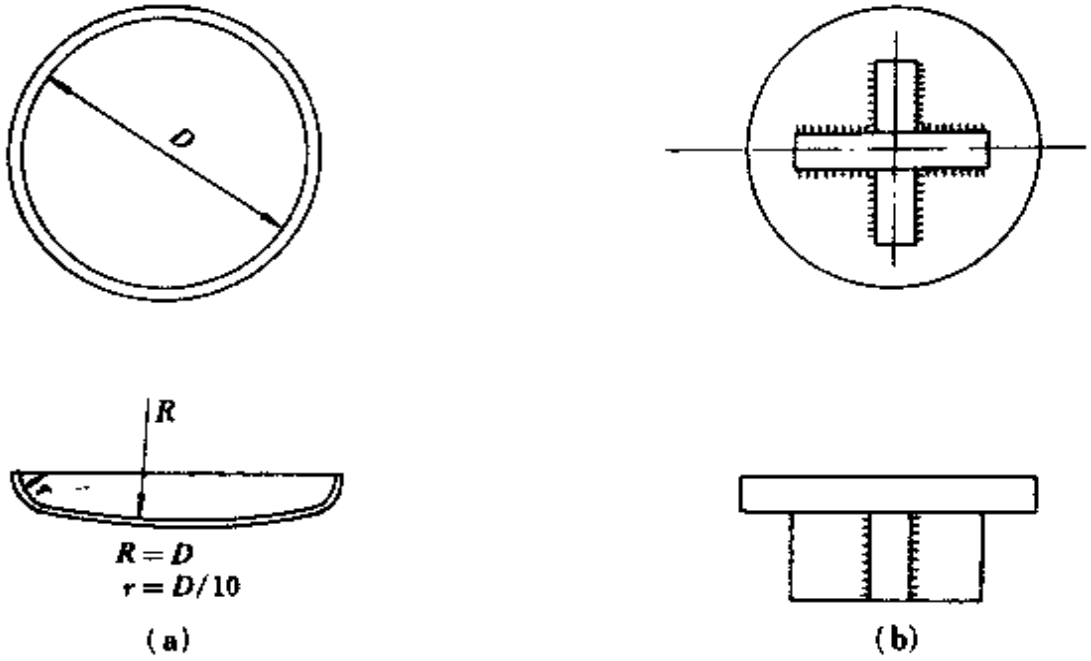


图 6-24　钢管桩桩盖示意图

(a)铁锅式；(b)铁板式

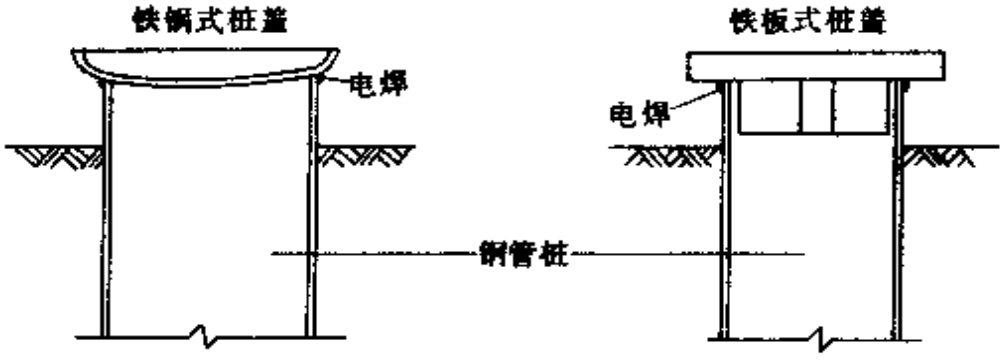


图 6-25　钢管桩与桩盖连接

钢桩的主要附件，按用途进行配备，见表 6-7 和表 6-8。

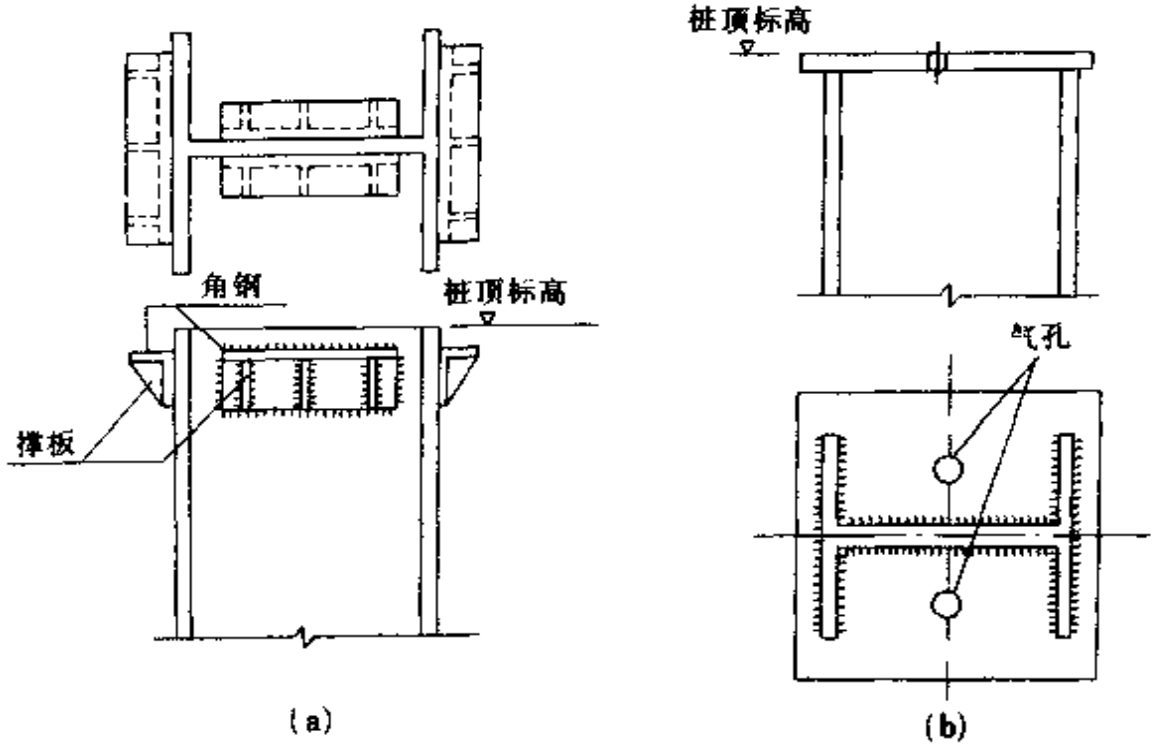


图 6-26　H 型钢桩盖帽

(a)角钢钢帽适用于承受较大弯矩的桩；　(b)钢板钢帽适用于承受垂直荷载的桩

表 6-7　钢管桩应配附件表

名　称	用　途	材　料
桩　盖	焊在桩顶上，承压上部荷载	特制钢帽
增强带	宽 200～300mm，厚 8～12mm 的扁钢带，焊在钢管桩端部	扁　钢
钢夹箍	用于桩节焊接，确保焊接质量	钢
保护圈	保护桩端，免遭装运时碰坏	铁皮
内衬箍	确保焊接质量	扁铁
电焊丝	焊接材料	
挡　块	用于固定内衬箍位置	

表 6-8　H 型钢桩应配附件表

名　称	用　途	材　料
桩　盖	焊在桩顶上，承受上部荷载	钢板、角铁
连接钢板	连接上下节桩，增强桩的刚度	钢　板
螺　栓	连接上下节桩	高强螺栓

（五）钢桩的焊接

根据中华人民共和国行业标准《建筑桩基技术规范》(JG)94-94规定：

(1)端部的浮锈、油污等脏物必须清除，保持干燥；下节桩顶经锤击后的变形部分应割除。

(2)上下节桩在焊接时应校正垂直度，对口的间隙为 2～3mm。

(3)焊丝(自动焊)或焊条应烘干。

(4)焊接应对称进行。

(5)焊接应多层焊，钢管桩各层焊缝的接头应错开，焊渣应清除。

(6)气温低于 0℃或雨雪天，无可靠措施确保焊接质量时，不得焊接。

(7)每个接头焊接完毕，应冷却 1min 后方可锤击。

(8)焊接质量应符合国家钢结构施工与验收规范和建筑结构焊接规程，每个接头除应按表 6-9 规定的外观检查外，还应按接头总数的 5%做超声或 2%做 X 拍片检查，在同一工程内，探伤检查不得少于 3 个接头。

(9)H 型钢桩或其他异型薄壁钢桩，接头处应加连接板，其形式如无规定，可按等强度设置。

钢管桩现场焊接常使用 YM-505N 型半自动焊机。这种焊接工艺具有效率高、质量好、焊接变形小、全位焊接、操作方便等优点。它

由焊机、焊条(丝)传送控制装置(送丝机)和焊枪三部分组成。

表 6-9 接桩焊缝外观允许偏差

序　号	项　目	偏差值(mm)
1	上下节桩错口	
	①钢管桩外径≥700mm	3
	②钢管桩外径<700mm	2
	H 型钢桩	1
2	咬边深度(焊缝)	
3	加强层高度(焊缝)	
	加强层宽度(焊缝)	

(六)钢桩的运输与堆放

(1)堆存场地应平整、坚实、排水畅通。

(2)桩的两端应有适当保护措施,钢管桩应设保护圈。

(3)搬运时应防止桩体撞击而造成桩端、桩体损坏或弯曲。

(4)钢桩应按规格、材质分别堆放,堆放层数不宜太高,对钢管桩,ϕ900mm 直径放置三层;ϕ600mm 放置四层;ϕ400mm 放置五层;对 H 型钢桩最多六层;支点设置应合理,钢管桩的两侧应用木楔塞住,防止滚动。

(七)钢桩的沉桩

1. 施工机械设备

由于钢桩长度长,承受的荷载大。因此需选用稳定性好、移动方便的打桩机和锤击力大的柴油桩锤,以及相应的配套机具。

(1)打桩机及桩锤、桩帽。

①打桩机。打桩机主要功能是起吊桩锤、吊桩、插桩、控制调整沉桩方位及倾斜度,并能行走移位。通常用于打钢桩的桩机为三点支撑

型履带式打桩机。该机为装有柴油引擎、液压装置、发电机、控制装置及各种操纵装置的自行移动打桩机械。机架为直立导杆，并由两根后支撑固定，导杆的前后、两侧调节都由液压油缸控制，导杆的长度可以变换调节。此类型桩机机动性能好，可悬挂各种类型的柴油桩锤，整机稳定可靠，操作安全，能作各角度的微调，打桩精度较高。自重接地压力大，对场地承载力要求较高，地面须经平整碾压密实，并铺填厚 10～20cm 的碎石。桩机构造如图 6 27 所示。

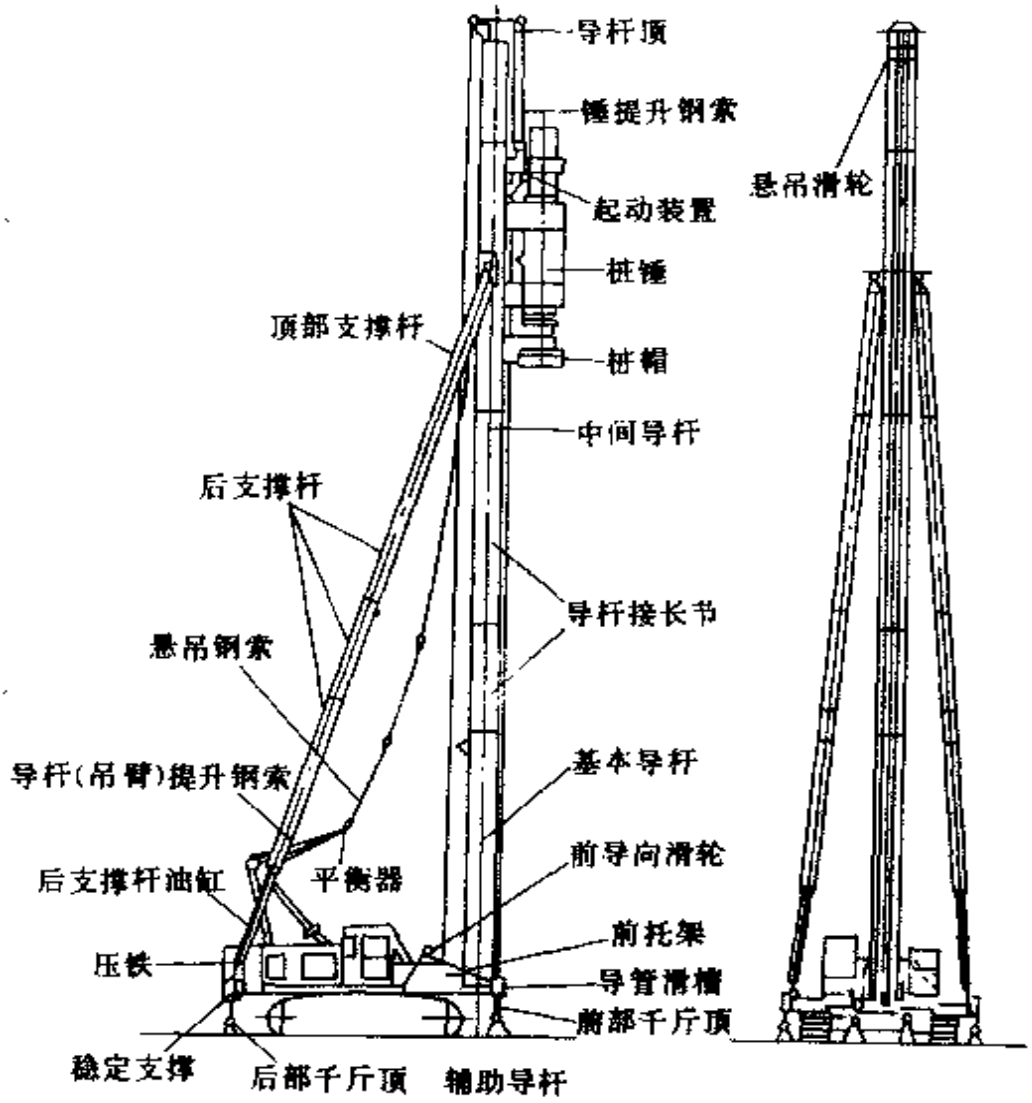


图 6-27　桩机构造

选择桩机要考虑：

第一，工程地貌和地质条件；

第二，配套柴油锤的型号、外形尺寸和重量；

第三，桩的材质、规格和接头；

第四，工程量的大小，工期长短。

打桩机配置导杆长度和钢桩长度的关系见图 6-28 及表 6-10。

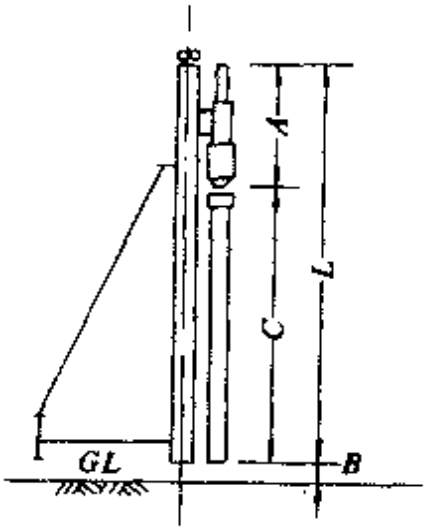


图 6 28　导杆和钢桩关系

导杆长度：

$$L>A+C \tag{6-5}$$

式中：A——柴油锤的轮廓高度；

C——桩长加桩帽高度和适当的工作余量；

B——距地面高度。

表 6-10　导杆的长度和钢桩的允许长度

导杆长度 L (m)	锤　型	锤的高度 A (m)	距地面高度 B (m)	钢桩允许长度 C (m)
18	35	5	0.3	12
	45	5		11.5
	60	6		10
	72	6		10
	80	6.5		9.5
21	35	5	0.3	15
	45	5		14.5
	60	6		13
	72	6		13
	80	6.5		12.5
24	35	5	0.3	18
	45	5		17.5
	60	6		16
	72	6		16
	80	6.5		15.5

②柴油桩锤。柴油桩锤是双冲程冲击型桩锤。利用桩锤降落及汽缸中爆发力产生的动能，将桩打入土中。此种锤锤击力大，效率高，特别适宜打大断面的长桩。但在软土地基中打桩起始阶段，贯入速度快，锤击阻力小，桩锤不易爆发，需多次挂吊桩锤，直到桩锤爆发连续自跳为止。

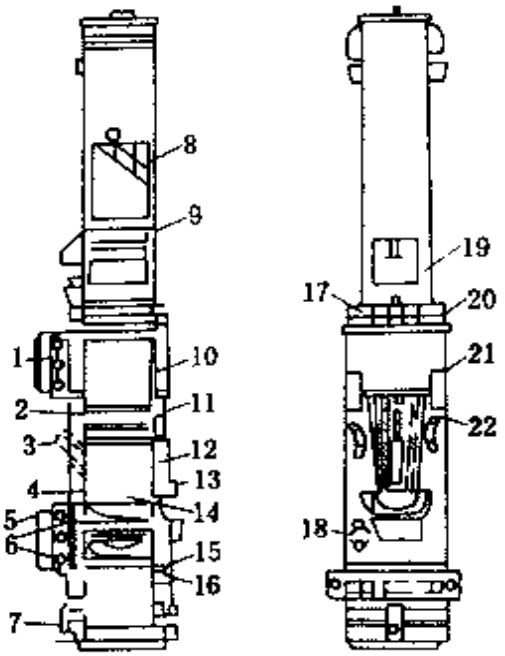


图 6-29　柴油桩锤

1—导板；2—导环；3—排吸口；4—气缸下部；5—冷却水箱；6—活塞环；7—橡皮垫；8—活塞油箱；9—气缸顶部；10—燃料箱；11—凸轮；12—燃料泵；13—调节箱；14—活塞；15—铁砧；16—泄口；17　燃油阀；18—视孔塞；19—活塞锁性螺栓塞；20—加料口；21—加水口；22—进口

柴油桩锤是由汽缸、活塞、铁砧、燃料泵、导板等组成。如图 6-29 所示。

选择柴油桩锤时应考虑如下几点：

第一，锤的冲击能量应满足将桩打至预定深度；

第二，打桩锤击应力应小于桩材屈服强度（一般控制在 80%）；

第三，单桩的总锤击数不宜太多（控制在 3 000 击以内）；

第四，最后贯入度不能太小（当小于 0.5～1.0mm/击时，锤易损坏）。

适用于打钢管桩和 H 型钢桩的柴油锤型号较多，其主要规格见表 6-11。

表 6-11　柴油桩锤规格表

锤　型	KB80	MH72B	KB60	K45	K35	K25	IDH-45
外型尺寸(mm)	φ980×6 100	φ1 250~5 905	φ1 400×5 779	φ1 009×4 825	φ889×4 550	φ789~4 550	φ985×4 689
总重(t)	20.5	18.3	15.0	10.5	7.5	5.2	11.0
活塞重(t)	8.0	7.2	6.0	4.5	3.5	2.5	4.5
锤击数(次/min)	35~60	42~60	35~55	35~55	35~55	35~55	42~60
锤击能量(N·m)	24 000	21 600	16 000	13 500	10 500	750	13 500
爆发压力($\times10^4$N)	300	280	246	191	150	108	191
轻柴油耗用量(L/h)	32~40	35~37	24~30	17~21	12~16	9~12	18~25
润滑油耗用量(L/h)	6	5~6	4	2.5	2.0	1.5	2.0
柴油容量(L)	210	158	130	65	4.8	40	62
润滑油容量(L)	40	44	25	13.5	9.5	7	10
冷却水容量(L)	470	435	350	170	140	80	175

③桩帽。桩帽是套在钢桩顶部的装置，它是由铸钢及普通钢板制成，如图 6-30 所示。其主要作用为控制钢桩的沉入方向，保护桩顶和使锤击力得以均匀分布。

(2)送桩管。送桩管又称“替打”，一般都是用钢管加工而成。

建筑物的基础往往埋置较深，要将桩顶打至地表以下的设计标高，必须由送桩法实现。

送桩管的具体要求是：

①能将桩锤的冲击力有效而均匀地传递到桩上；

②打桩入土后其阻力不能太大；

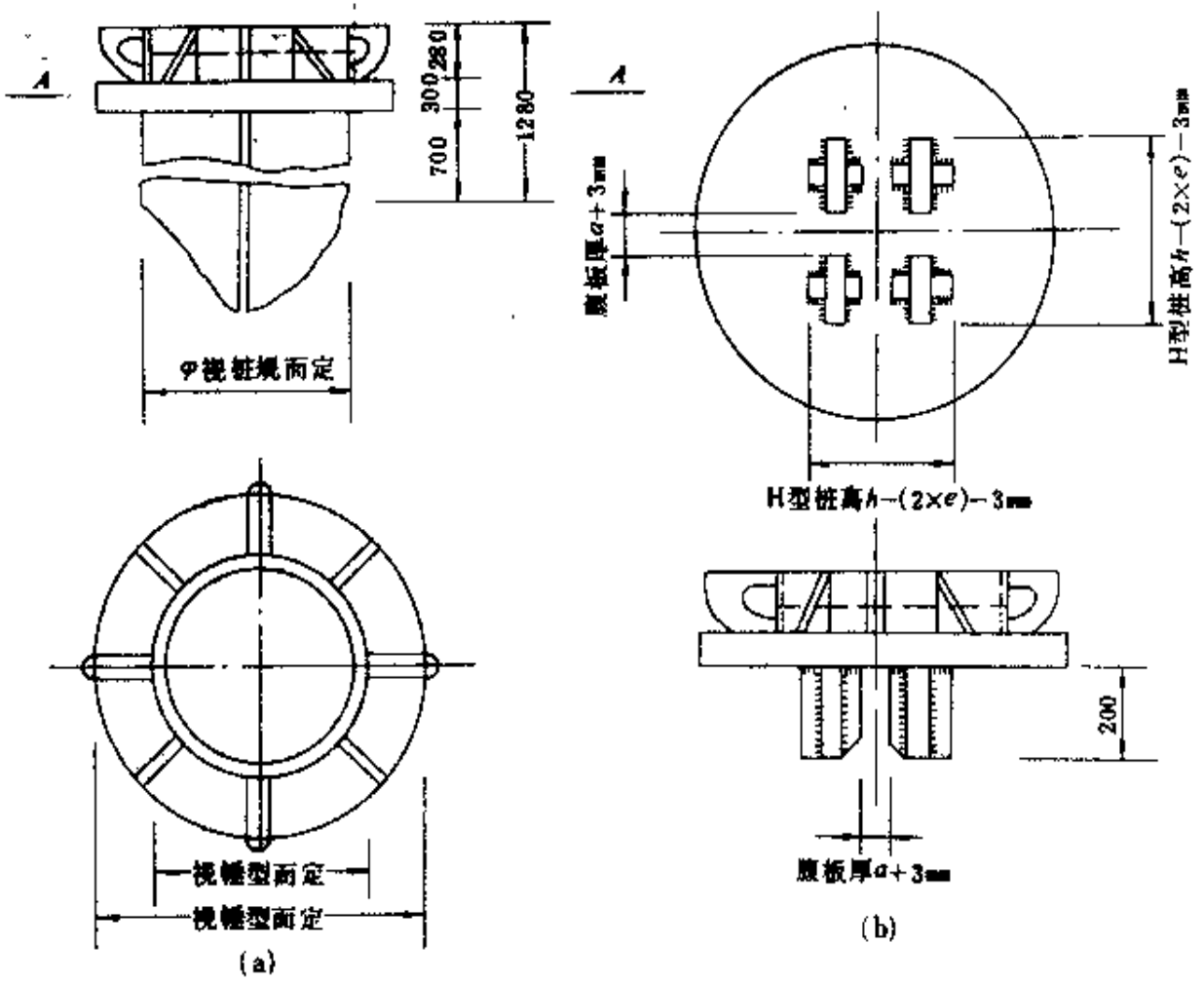


图 6 30　桩帽

(a)钢管桩桩帽；(b)H 型钢桩桩帽

③拔出送桩管操作较方便；

④结构紧固，能反复使用。

打钢管桩所用送桩管如图 6-31(a)所示。

H 型钢桩因其截面的不同，相应所用送桩管的底端装置略有变化，其构造见图 6-31(b)所示。

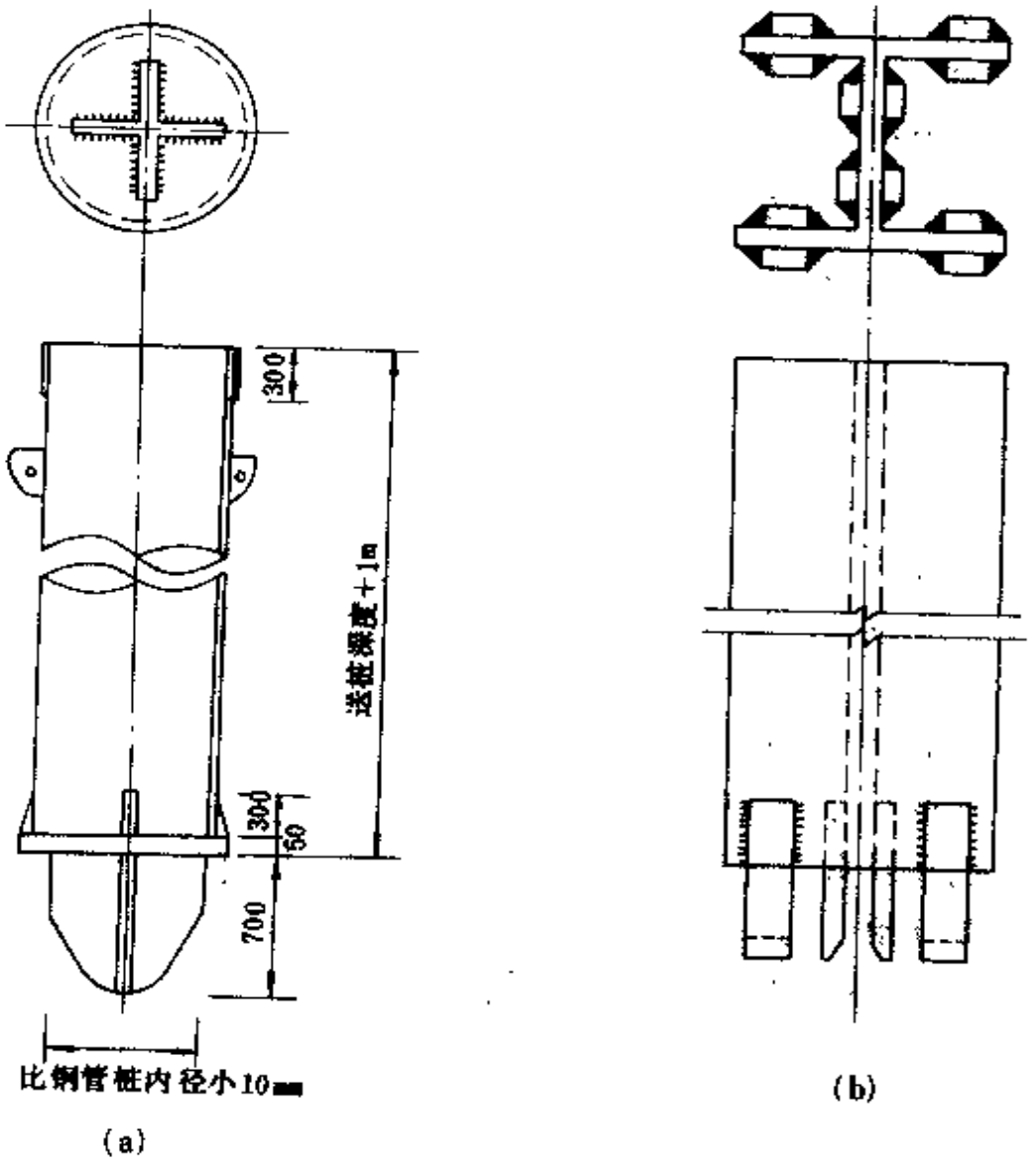


图 6-31　送桩构造

(a)送钢管桩用；(b)送 H 型钢桩用

(3)钢管桩的地下内切割机。

桩顶标高大都设计在自然地面以下，施工时有的工程不采取送桩方法，桩顶外露在地面之上。挖土前，需将高于设计标高的部分割除。由于软土地基的地下水位较高，钢管桩切割常须在泥和水环境下操作，一般气割工艺无法进行，采用 GO_2-60 型地下内切割机（见图 6-32）效果较好。

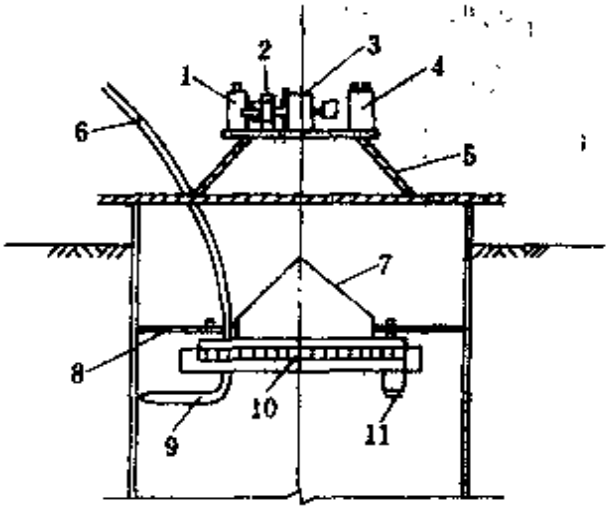


图 6-32　地下切割机

1—电动机、变压器；2—齿轮；3—卷筒；4—开关；5—支架；6—氧乙炔气管；7—花篮螺丝；8—可调限位器；9—回转切割头子；10—转盘；11—导向

2. 沉桩施工

沉桩施工方案要依据工程特点、地质水文条件、施工机械性能以及设计要求等决定，桩机站位有三种方法可供选择：

挖坑打桩——即先挖土至桩顶设计标高，打桩机下坑打桩。此法适用于地下水位较深的地区。

桩机在原自然地面打桩，采用送桩至设计标高。

桩机在原自然地面打桩，但不送桩，待基坑开挖后，将高出设计标高的部分预以割除（钢管桩可采用内切割的方法）。此法在特别必要时采用，因钢桩的备料及损耗量都较大。

不论采用何种沉桩方法，都应满足将桩打至设计标高，对打桩所造成的挤压影响减小到最低限度，使相邻桩位不至出现太大的偏离和倾斜，确保工程质量，以及施工单位操作方便，机械运行安全，提高施工工效等。

(1)沉桩施工流程。

钢桩施工流程图如图 6-33 所示。

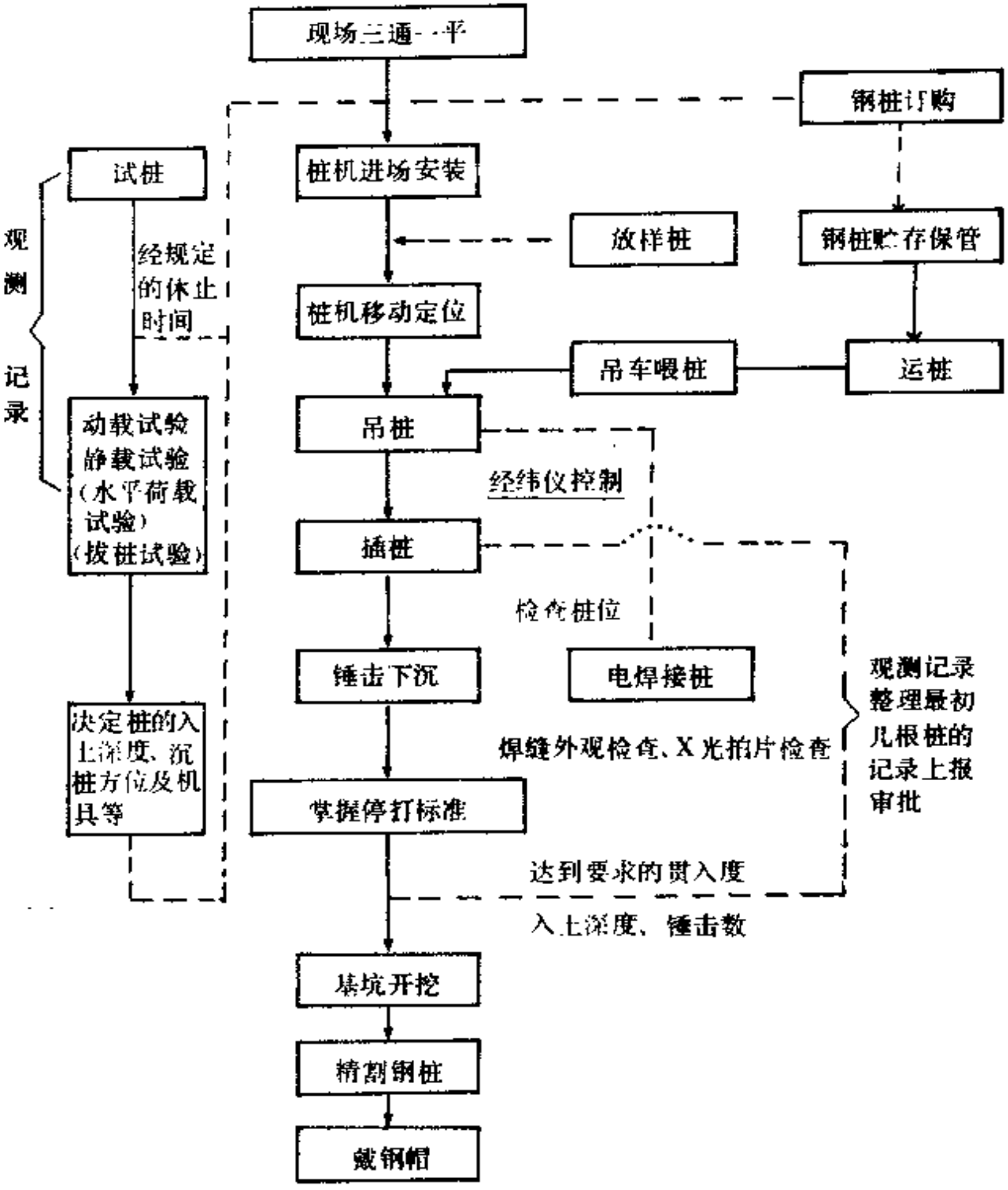


图 6-33　钢桩施工流程图

(2)打桩方法及顺序。钢桩的桩顶标高，根据设计常埋于自然地面以下，施工时可采用如下四种方法：

①挖土至桩顶标高后再打桩。

②桩顶打到自然地面后辅以割管至桩顶设计标高，再挖土。

③送桩至桩顶标高再挖土。

④挖土至某深度后打桩，再辅以一定量的送桩。

采用哪一种方法，可根据施工条件与实际情况来确定。当土质比较软弱，挖土打桩有困难，或桩比较长，采用送桩时锤击能量大，有可能打不到预定深度，或工程地质复杂，持力层标高有起伏时，可采用桩顶打到自然地面后辅以割管至设计桩顶标高，割下来的钢管进行管端修正后拼接使用；对于桩比较短或施工阻力较小时，可采用送桩至桩顶标高，送桩深度一般控制在5～7m；当有条件采用降水措施并确保边坡稳定时，可采用先挖土后打桩的方法，施工质量较可靠。

打桩顺序按先中间后外围，先长桩后短桩，先大直径桩后小直径桩的原则进行。

打桩时，先用两台经纬仪，架设在桩架的正面及侧面，校正桩架导向杆及桩的垂直段，并保持锤、桩帽与桩在同一纵轴线上，然后空打1～2m，再次校正垂直度后正式打桩。

(3)接桩。首先清除上下节桩接触端上下30～50mm范围内的铁锈、油污、泥土等杂质，焊接口用砂轮磨光，若下节桩因锤击而弯曲变形，损伤的部分要切除修正。上下节桩对口的间隙为2～4mm，轴线及位置对准后，先定位点焊临时固定，然后由两人进行对称多层焊接，每层焊缝的接头应错开，每层焊后应清除焊渣，焊接设备可采用半自动焊机，它能自动送丝，操作方便。焊丝直径为3.2mm，焊接时遇大风，要有挡风板，若气温低于0℃时，则焊件上下各10cm范围要预热，并要有防雨、防潮措施；焊接后待冷却1～5min后再继续施打。

(4)测量及样桩控制。根据坐标先定出基础纵横中心线，控制点的设置地点应尽可能远离施工现场，以不受施工干扰和土层扰动的

影响为原则。施工时按基础纵横交点和设计桩位图的尺寸确定桩位，敲一小木桩并钉上小圆钉，再以此小圆钉为中心套样桩簸（见图 6-34 所示），然后在样桩簸的外侧撒石灰，以示桩位标记。

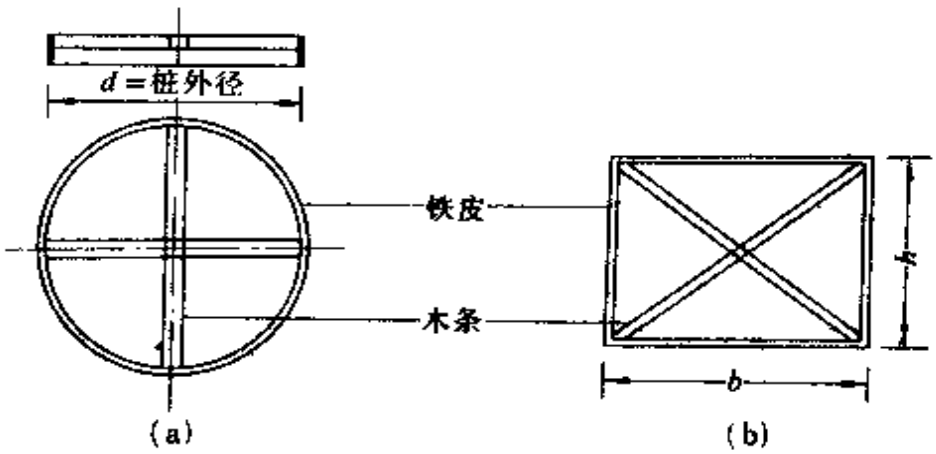


图 6-34　样桩簸

(a)钢管桩簸；(b)H 型桩簸

施工中样桩控制注意事项如下：

①必须按设计原图并以轴线为基准对样桩作逐根核（打一根复核一根），作好测量记录，复核无误后方可施打。

②对施工现场的轴线控制点及水准点经常检查，避免发生误差。

③控制点和水准点应妥加保护。

④测量人员应对桩的就位、垂直度和打设标高进行监测，确保施工精度。

⑤沉桩至地面后，测量人员应根据轴线测出桩的平面偏位值，认真作好记录，办理好中间验收工作。

(5)沉桩施工。

①场地地基处理。应预先充分了解打桩区域是否有地下障碍物。如：旧墙基、地下管线、人防、大口块等，特别是市区建设工程尤应注意，务必先彻底清除障碍物。

场地用推土机平整，压路机碾压密实，并在地表铺 10～20cm 厚石子，使地基承载力达到 0.13MPa。场地地基处理将直接关系到工程质量、施工安全与工程进度，必须予以重视。

②桩就位。移动打桩机至桩位（指桩锤中心对准样桩中心），少量位置要注意钢管桩的椭圆度，H 型钢桩的端面正方度，并作好记录，符合要求者，方准起吊。

钢桩可采用一点起吊，使桩顶套入桩帽之中。

把桩底端对准石灰线插正。H 型钢桩外围呈矩形，桩的布置又有方位要求，务必纵横两个方向插正。

③打钢桩。钢桩的打入精度与下节桩的就位位置和垂直度密切相关。由于桩、桩帽及锤的自重，下节桩会自行逐渐沉入土中，这一自沉进程应控制缓慢进行，待稳定后再行锤击，最初阶段即使用锤击，亦宜使柴油锤处于不燃烧燃料的空打状态。在此期间，要随时跟踪观测沉桩质量情况，发现问题，立即设法纠正，必要时需把桩拔出重新插正，并采取强制措施按预定轨迹下沉。

待确认下节桩的沉桩质量良好后，再转入正常的连续锤击，直至将钢桩锤击到其顶端高出地面约 60～80cm 时停止锤击，以备接桩。

(6)钢桩沉桩的基本要求。钢桩的长细比较大，工程质量控制要求高。因而应强化施工管理，每一工序都要精心施工，才能保证工程质量。

①对每一根样桩进行测量复核；

②桩机导杆垂直，锤、桩帽和桩成同一垂直线，并与导杆平行；

③对特殊要求的工程，为做到垂直度精确，可将导杆底端加以顶住，防止起吊锤时导杆前倾。

④长细比较大且易产生扭转的桩（特别是 H 型钢桩），宜在桩机导杆底端装活络抱箍。考虑 H 型钢桩施工特点，抱箍能开启或闭合，同时能适应 x 和 y 方向的变位均可使用。

(7)穿越中间硬土层。为充分发挥桩材的强度，设计要求的钢桩

往往很长，桩底端选择在标准贯入击数 N 值大于 50，深埋较厚的砂土层，以期取得较高的单桩承载能力，并减少建筑物的沉降。在深长桩施工中，常会遇到中间硬土层，这对设计和施工来说，需要认真考虑打桩穿透的可能性。

根据目前打桩机械性能和钢桩承受锤击应力的允许范围，通常钢桩施工穿透中间硬土层的可能性可作如下大致判断：

①中间硬土层在地表下 20m 左右时，容易穿透；

②N 值为 50 以上的砂层，厚度大于 5m，穿透较困难；

③N 值在 30 以下时，穿透 5～6m 粘土硬层是可能的；

④中间硬土层以下的下卧层为软土层，则穿透硬层是容易的；

⑤为有利于穿透中间硬土层，可在桩底端预先焊一加强箍，效果较好；

⑥如果将中间硬土层改作为持力层，必须对下卧层进行沉降计算；

穿透中间硬土层的可能性，与地质条件、桩径、壁厚、材质和桩锤的能量大小等都密切相关，应预先进行综合分析判断。

(8)沉钢桩应注意事项。与打钢桩施工有关的主要问题如下：

①桩在打入过程中，尽量避免长时期的停歇中断。

②超长钢桩施工，必须选用重锤，但应控制桩材的锤击应力。

③大口径的钢管桩，若打至持力层有困难时，除采用桩底端加箍外，也可在沉桩过程中把管内土芯设法取出等综合方法，也能取得较好效果。

④桩的分节长度，应结合穿透中间硬土层综合考虑，接桩时桩尖不宜停留在硬土层中，桩的外露长度要短，以利锤击穿透。

⑤送桩套入钢桩顶端，应确保其接触密贴，减小锤击能量损失。

(9)沉桩公害的防护措施。在饱和软土地基中进行打桩，因土体发生垂直和水平方向的变位，孔隙水压力的增高，常使邻近建筑物和地下管线等遭受不同程度的损坏，成为一种公害。因此，在掌握工程

特点的前提下，应采取周密的防护措施，确保在打桩过程中，周围建筑物和地下管线的安全。

防护措施大致有以下几种：

①合理安排打桩顺序；

②有针对性地设置钢板桩围护和防挤沟，减少浅层挤土影响，保护浅埋式地下管线和基础是有效的。

③打设塑料排水板，它由截面为 4mm×100mm 的塑料芯板外加涤纶无纺布的滤水薄膜套构成，打桩挤压时，水可从芯板和薄膜套之间的沟槽排出，设置深度约可达 12～20m，间距 1m，排距 0.2m，呈梅花形布局，可以减少打桩引起的超静孔隙水压力；

④开挖排水沟；

⑤敏感区域和时刻严格限制沉桩速率；

⑥监测跟踪。事先对周围建筑物及地下管线进行设点，观测所有布点因打桩而引起的水平或垂直位移值，每天测 3 次，以科学数据信息化指导打桩，调整打桩流水顺序和控制沉桩速率；

⑦尽量选用挤土量小的桩种和桩型。

上述几种措施，经过大量工程实践证明是有利于防护沉桩公害的。

(10)施工记录。施工记录是打桩全过程的真实写照。详细记载每根桩的操作时间，每沉入 1m 的锤击次数、落锤高度、桩的入土深度、土芯高度、最后十击的贯入度、回弹量、桩的平面位移和倾斜等等(详见表 6-12)，同时还应记录打桩过程中发生的异常情况。

桩的贯入度和回弹量测定记录方法(如图 6-35 所示)，每锤击一次，铅笔在直尺上作一次水平移动，就能得到如图的形状和有关数值。

(八)施工质量控制及标准

要使钢桩的施工能满足设计要求，保证工程质量，必须切实加强管理，精心施工。多年来的钢桩施工实践积累了丰富的经验，使技术

表 6-12 打钢桩原始记录

工程名称_____　　自然地面(绝对)标高(m)_____　　打桩机编号_____

桩类型规格_____　　桩尖端设计(绝对)标高(m)_____　　桩锤类型及重量_____(t)

桩尖端形式_____　　气　　候_____　　焊接设备及焊工_____

日期/班次	桩号	分节顺序	打桩起讫时间	焊接起讫时间	锤击下沉情况		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	累计入土深度(m)	累计土芯高度(m)	最后贯入度(mm/击)	回弹量(mm)	平面位移(cm)	倾斜(%)	备注
					入土深度(m)																							
					锤击次数																							
					落锤高度																							
					锤击次数																							
					落锤高度																							
					锤击次数																							
					落锤高度																							
					锤击次数																							
					落锤高度																							
					锤击次数																							
					落锤高度																							
					锤击次数																							
					落锤高度																							
					锤击次数																							
					落锤高度																							
					锤击次数																							
					落锤高度																							

工程负责人　　组长　　审核　　记录

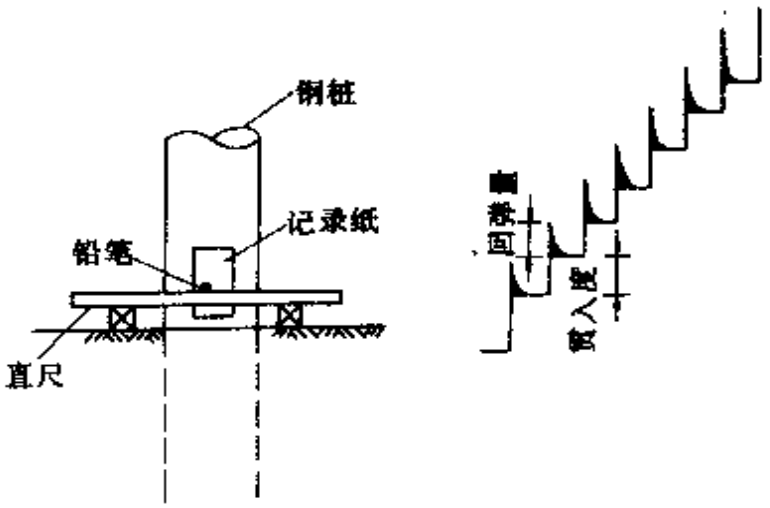


图 6-35　贯入度测定

水平有了很大的提高，机械设备也得到了更新，为桩基工程质量的提高创造了良好的条件。桩基施工质量控制标准如下：

1. 平面位移

从表 6-13 可见，我国对在独立基础中桩数少的桩和群桩基础中的边桩，平面位移允许误差要求较严，但国际标准更为严格。

表 6-13　钢桩施工允许平面误差

序　号	项　　目	国家验收标准	国际标准
1	上面盖有基础梁的桩 ①垂直基础梁的中心线 ②沿基础梁的中心线	 100mm 150mm	$\frac{1}{10}$桩径或边长
2	桩数为 1～2 根或单排桩基中的桩	100mm	
3	桩数为 3～20 根桩基中的桩	$\frac{1}{2}$桩径或边长	
4	桩数大于 20 根桩基中的桩 ①最外边的桩 ②中间的桩	$\frac{1}{2}$桩径或边长 1 个桩径或边长	

注：本表不包括地下 2m 以下的送桩及因降水、挖土等引起的施工误差。

钢桩施工由于挤土量少，只要认真按照上述的沉桩施工要求，安排适当，精心操作，样桩逐根复核等，则其平面位移值是可以控制在国际标准范围以内的。但对桩数多且桩距密的群桩工程，其施工误差往往偏大，因而标准规定也有所放宽。

2. 垂直度

作为检验钢桩打入精度的第一节桩至关重要，务必做到桩的平面位置正确，垂直精度高。不然，打桩时就会强烈扰动地基，施工中无论怎样调整，即使用桩机作强制纠正，其能力也是有限的，桩还会向土体弱的方向贯入，钢桩的倾斜过甚，将影响到桩的贯入深度，更为严重的有可能造成桩的折断等。钢桩施工的允许倾斜见表 6-14。倾斜的检查验收是按$\frac{1}{100}l$来考核，一般都可以满足，验收标准是不高的，对于某些特殊工程，常要求提高验收标准，国内施工单位的经验，对于 15m 一节的钢桩，上下倾斜有可能控制在 2cm 左右。

表 6-14　钢桩施工的允许倾斜

项　　目	允 许 误 差	备　　注
桩的倾斜	小于$\frac{1}{100}l$	l为钢桩的长度

打桩施工的偏差有样桩的误差，插桩不正，打桩挤土对相邻桩的影响以及送桩深度的倾斜诸多因素的误差积累。如倾斜度为$\frac{1}{100}l$，送桩深度为 6cm，那么仅倾斜引起的偏位就有 6cm 之多。所以每根桩的第一节沉桩是控制误差的关键，如果第一节桩误差数小，其他节段的桩就容易控制了，整根桩的质量就得以提高。

3. 打入深度、沉桩阻力及停打标准

(1)打桩控制原则。地基和基础工程施工及验收规范(GBJ202-

83)规定：

①桩尖位于坚硬、硬塑的粘性土、碎石土、中密以上的砂土或风化岩等土层时，以贯入度控制为主，桩尖进入持力层深度或桩尖标高可作参考。

②贯入度已达到而桩尖标高未达到时，应继续锤击 3 阵，其每阵 10 击的平均贯入度不大于规定的数值。

③桩尖位于其他软土层时，以桩尖设计标高控制为主，贯入度可作参考。

④打桩时，如控制指标已符合要求，而其他的指标与要求相差较大时，应会同有关单位研究处理。

⑤贯入度应通过试桩确定，或做打桩试验与有关单位研究确定。

上述规定既体现了桩基的性质，又充分考虑了持力层的起伏、打桩后土层的挤密影响等。在实际施工中，有时会出现有部分桩不能打到设计标高的情况，所以将工程具体情况与打桩标高和贯入度控制结合起来是合理的，也是符合实际的。

(2)沉桩阻力。打桩的施工阻力，为桩侧摩擦阻力和桩底反力两部分组成。只有克服这些阻力，才能将桩打入土中。

在一工程上对试桩贴了电阻片进行测试表明，当钢管桩入土深度在 60m 左右，桩尖进入砂土层时，一般而言，ϕ406.4mm 桩的桩尖反力约 500～600kN，ϕ914.4mm 桩的桩尖反力约 1 500kN 左右。桩侧摩阻力约有 70%集中在桩尖附近的一小段高范围内。

对 ϕ406.4mm 钢管桩，集中在 3m 高度范围内，对 ϕ914.4mm 钢管桩，集中在 6m 高度范围内，大致而言，桩侧摩擦阻力高度集中在钢桩底端以上 5～6D 的范围内。因为当桩贯入时，土体被剪切和挤开，要消耗大量的能量，而当土体被挤开后，形成一个空的柱状体，从而大大降低了对桩的阻力，所以当桩入土达到一定深度后，其动阻力分布多集中于桩尖附近。

桩在静荷载试验时，桩侧摩阻力和桩尖反力比率见表 6-15。

表 6-15　桩侧摩阻力与桩尖反力比率

荷　载	φ406.4mm 钢管桩		φ914.4mm 钢管桩	
	桩侧摩阻力(%)	桩尖反力(%)	桩侧摩阻力(%)	桩尖反力(%)
最大荷载时	95	5	96	4
屈服荷载时	98	2	96.5	3.5
使用荷载时	98.5	1.5	97.5	2.5

从表 6-15 的两种看，桩观测得的数值是比较接近的。

从施工角度来看，如在这样的软土地基条件下，桩首先要穿过很厚的软粘土，软粘土的 N 值比砂土层要小得多($N=5\sim15$)，但打桩时的回弹量很大(30～40mm)，所以，打桩还是比较困难的。

(3)停打标准。

①停止打桩的判断。钢桩应打到规定的深度，在适当的锤重条件下，可参考下列因素：

a. 最后贯入度控制在 3～4mm。

b. 最后一米的锤击数要大于 250 击。

c. 控制总锤击数，钢桩限制总锤击次数在 3 000 击以下，参阅表 6-16 所列数值。

表 6-16　限制总锤击次数

桩种 \ 锤击次数	限制总锤击次数	最后 10m 的限制锤击次数
钢　桩	3 000 击以下	1 500 击以下
预应力混凝土桩	2 000 击以下	800 击以下
钢筋混凝土桩	1 000 击以下	500 击以下

②希莱(Hiley)打桩公式。西方国家通常用这一公式来验算钢桩

的承载力：

$$R_u = \frac{e_f \cdot W_H \cdot H}{S + \frac{1}{2}K} \tag{6-6}$$

式中：R_u——桩的极限承载力；

e_f——锤的效率，柴油锤为 0.7；

W_H——柴油锤的重量；

H——锤的落距，柴油锤为 $2H$；

S——桩的贯入度；

K——回弹量。

打桩应一直打到最后三阵（每阵为 10 击）的贯入度均满足所选择动力公式的要求时，才能停止打桩。

③做好原始记录。要记录桩号、打桩日期、桩锤型号、桩规格、打入深度、焊接记录、锤击次数、落锤高度、最后贯入度、回弹量、土芯高度、平面位移以及打桩过程中出现的问题等等。

总之，为了正确掌握停打标准，要做出一个固定的决定是困难的，应结合现场的具体情况来判断。一般可在工程开工前预先做试打桩，决定停打内容与标准。但由于多方面的原因，现场先试打桩有困难的，可在工程桩打入的最初几根桩时，详加记录，再根据情况分析确定停打标准。

4. 焊接质量控制及检测

焊接质量是评定钢桩施工总体质量的重要组成部分。施工时应选择素质良好、技术熟练、经验丰富的焊工进行操作，焊接设备必须性能良好，并加强质量监理，确保工程质量。焊接质量验收标准见表 6-17 所示。

表 6-17 所列 1～7 均属钢桩接桩焊接外观检查，由质检员以专用卡规量具对每个焊接接头进行实际量测，并认真做好记录。

对焊缝内在质量检查的手段，有 X 光射线探伤、超声波探伤和

染色检验等。X 光拍片评片标准见表 6-18。

表 6-17　钢桩焊接质量验收标准

序　号	项　　目	标　　准	备　　注
1	上下桩之间的间隙	2～4mm	每接头检查不少于 4 点
2	上下节桩的错口，ϕ＜700mm 钢管桩	＜2mm	每接头检查不少于 4 点
3	上下节桩的错口，ϕ＞700mm 钢管桩	＜3mm	每接头检查不少于 4 点
4	上下节桩的错口，H 型钢桩	＜3mm	每接头检查不少于 4 点
5	咬肉深度	＜0.5mm	
6	焊缝宽度（盖过母材）	＜3mm	
7	焊缝堆高	＜2～3mm	
8	X 光射线探伤	Ⅲ级以上合格	每 20 根桩拍片一张，抽样检查

表 6-18　X 光拍片评片标准　　单位：mm

A. 点状缺陷级别分类

等级 \ 试验规程 / 母材厚度	10×10		10×20		10×30
	小于 10	超过 10 小于 25	超过 25 小于 50	超过 50 小于 100	超过 100
1 级	1	2	4	5	6
2 级	3	6	12	15	18
3 级	6	12	24	30	36
4 级	缺陷点数较 3 级多者				

B. 缺陷的长度与点数换算表

缺陷的长径（mm）	小于 1.0	超过 1.0 小于 2.0	超过 2.0 小于 3.0	超过 3.0 小于 4.0	超过 4.0 小于 6.0	超过 6.0 小于 8.0	超过 8.0 者
点　数	1	2	3	6	10	15	25

续表 6-18

C. 条状缺陷级别分类			
母材厚度(mm) / 等级	小于 12	超过 12 小于 48	超过 48
1 级	小于 3	小于母材厚度的$\frac{1}{4}$	小于 12
2 级	小于 4	小于母材厚度的$\frac{1}{3}$	小于 16
3 级	小于 6	小于母材厚度的$\frac{1}{2}$	小于 24
4 级	缺陷长度较 3 级长者		

注：①缺陷长度超过母材厚度的$\frac{1}{2}$时为 4 级。

②对于 1 级不许存在熔透不足或熔合不足现象。

(九)钢桩施工常见问题及处理办法

钢桩施工中，会遇到桩的偏位过大、桩的扭转以及桩的损坏折断等现象，有必要采取相应的对策。现分述如下：

1. 桩的偏位

造成桩偏位的原因是多方面的，必须做到严格管理和精心施工，控制每道工序的误差。详见表 6-19 所示。

表 6-19 桩偏位的原因及采取的措施

序号	偏位原因	采取的措施
1	放样桩的误差	样桩务必逐根复核，而且要从控制桩引得，误差值必须符合规范要求
2	插桩的误差	根据钢管桩或 H 型钢桩断面所设的白灰线，插桩应与此灰线相切
3	遇地下障碍物	地下管线、地下基础等在施工前作周密调查，并予以彻底清除，方可施工 一旦遇到较小的障碍，影响桩的偏位，就把桩拔出重插，并在偏位的一侧塞垫木板等纠正。 如遇大的混凝土、石块等，应进行清除，或会同设计等单位商量，改变桩的位置，再行施工

续表 6-19

序号	偏位原因	采　取　的　措　施
4	桩的垂直度差	用二台经纬仪监控桩的垂直度，经纬仪设置在桩机的正前方及侧面，不受打桩机作业影响的区域 桩锤、桩帽和桩必须呈一垂线 桩和桩机的导杆必须平行
5	挤土影响	根据桩型、挤土量的大小、桩基布置、桩数、桩机台数及工期长短等综合考虑最佳施工流水 钢桩施工时对邻桩的影响值一般控制为： H 型钢桩＜1cm 钢管桩＜2.5cm
6	挖土影响	采用分层、均匀、对称开挖土方 严禁边打桩，边挖土

2. 桩的扭转

桩的扭转，主要是指 H 型钢桩。由于 H 型钢桩本身的形状和受力差异，决定了该桩型的布置具有方位要求。

H 型钢桩的长度长，节数多，布置密集。

通过打桩和送桩施工，桩周土体发生变化，聚集在 H 型钢桩两翼缘间的土存在差异，而且随着打桩入土深度的增加而加剧，致使桩逐渐朝土体弱的方位转动。

可采取以下几种措施：

(1)在桩机导杆底端装活络抱箍。沉桩初始强制 H 型钢桩沿着预定的轨迹沉入；

(2)桩机运行时，履带与桩轴线平行；

(3)扭转过大的桩，可采取激震法将桩逐节拔出，重新插打桩；

(4)精心作业，控制沉桩精度。以确保工程质量和总体进度。

3. 桩的损坏和折断

钢桩在运输、装卸、堆放、保管直至施工的全过程中，如注意不当，可能会出现一些问题，主要有如下几种情况：

(1)钢桩的弯曲变形。堆放钢桩的场地未作处理，运输、堆放搁支

点不妥(如直接平放在堆场上),堆放层数超过规定等等,以及桩的自重而产生地基下沉,都会造成桩的弯曲矢高超过允许值。因此,在施工前应对钢桩做外形检查,凡不符合质量要求的钢,均需配备专用顶升工具和支架予以矫正调直。

此项工作量很大,处理相当费时、费力,所以务必重视桩的运输与堆放。

(2)管径失圆,管壁碰瘪。运输装卸钢桩过程中不慎,互相碰撞,堆放超高超荷均会造成上述缺陷。这类缺陷如发生在钢桩的端部,将严重影响到钢桩接桩的质量,必须事先予以修复。

最简易和有效的修复方法是,冷焊工常用的管内"顶"和管外"拉"的方法,慢慢地加以复原。

(3)"窗口"的处理。进口钢桩抵达口岸后,由当地商品检验局对钢桩做抽样检验。一般按1%左右(桩数)的比例在桩体上任意割取试件。此种割取试件而造成的缺口俗称"窗口"。

这种情况,在施工前应与业主、设计单位共同商定,为减少损失,应对桩节进行补强。

"窗口"补强方法大致有两种:

①若"窗口"位于钢桩的端部时,此种"窗口"的高度仅数十毫米,占整根桩长的比例甚微,如征得设计单位的同意,桩长缩短数十毫米后,仍能满足设计承载力和沉降量要求,可将这一缺口割除,然后按规定对钢桩用砂轮机磨平或作坡口倒角。

②当"窗口"位置处于钢桩中间部位的情况下,则可用相同材质的钢板,覆盖于桩体上,将"窗口"盖上,再行电焊。

(4)桩的折断。钢桩的折断,大都是施工不慎引起的。当然,这种事故是极少发生的,只要认真组织施工,按照规定进行操作,可以避免。

在钢桩沉入过程中,同其他打入桩一样,随着桩入土深度的增加,锤击次数将逐渐增多,贯入度相应越来越少,当桩端抵达持力层

时，沉桩就比较困难，贯入度明显减小，柴油锤的回弹剧烈，这就是沉桩的基本规律。反之，一旦出现贯入度剧变（突然贯入度增大），在地层没有特殊差异的条件下，这一反常现象，往往就是桩已折断的特征。断桩的原因及采取的措施见表 6-20。

表 6-20　断桩原因及采取的措施

序号	断桩原因	采　取　的　措　施
1	第一节桩不垂直	当桩插好后，提升柴油锤引爆时，桩机前面负荷重，桩机呈“叩头”之势，迫使桩顶往前倾，所以第一桩力求垂直是非常重要的 除用经纬仪监控外，重要的工程、质量要求严的，应采取在导杆底端用千斤顶顶住，确保导杆与桩的垂直
2	接桩呈折线状	所接的桩段不垂直，而成为折线状，那将影响柴油锤夯击能量的有效传递，给打桩达到预定的深度造成困难 桩机吊位和调直后，一般应避免在整根桩结束前，再次作大的移动桩机或调整导杆
3	焊接质量差	严格按焊接规范操作和质量检验 焊工应作系统培训，并经应知应会考试合格，选择技术好、责任心强的焊工上岗 配套的焊接机具性能要好，焊接材料要优
4	强行硬打	钢桩限制总锤击数 3 000 击以下 进入持力层后，最后 1m 的锤击次数大于 250 击，最后贯入度不要小于 2mm/击 切忌强行锤击

第二节　石灰桩、石灰砂桩托换

一、概　述

用石灰加固软弱地基至少已有 2000 年历史了。但直至本世纪中叶，不论在我国或在国外，大多属于表层或浅层处理。

我国于 1953 年开始对石灰桩进行了研究，当时天津大学与天津市等单位对生石灰的基本性质、加固机理、设计和施工等方面进行了系统的研究，由于限于当时条件，施工系手工操作，桩径仅 100～200mm，长度仅为 2m，又因发现软心问题，所以工作未能继续　直至

1981 年后，江苏省建筑设计院对东南沿海地区的大面积软土地基采用生石灰与粉煤灰掺合料进行加固，仅南京市采用生石灰桩加固了50 余幢房屋的软土地基，加固面积达 3 万多平方米，取得了较好的技术经济效果；其后，浙江省建筑科学研究所和湖北省建筑科学研究设计院等单位相继开展了试验研究和工程实践应用，都做出了卓有成效的工作，对今后我国进一步研究和发展石灰桩加固软基奠定了基础。

国外对石灰桩加固地基的研究起步晚，但进步快，一开始就进行配套的机械化施工，并将生石灰桩用于泥炭地基、淤泥地基的加固和减少新近填土沉降，防止边坡滑动崩塌，增加挡土墙后填土的被动土压力等方面，拓宽了应用领域。

石灰桩施工法是在软弱地基中成孔之后填入适当粒度的生石灰并逐段夯实成为柱状桩体的一种地基加固方法。由于生石灰与地基中的水、土产生一系列化学、物理作用，使土的结构得到改良，土中含水量大大降低，并伴随膨胀压力挤密土体。又由于桩体结硬后强度远高于桩间土，从而使桩间土与桩体构成的复合地基的承载力提高，沉降量减少。因此，石灰桩施工法是一种较简易而又经济的地基加固的方法，也是基础托换的一种有效方法。

石灰桩按用料特征和施工工艺可分类如下。

（一）块灰灌入法（亦称石灰桩法）

块灰灌入法是采用钢套管成孔，然后在孔中灌入新鲜生石灰块，或在生石灰块中掺入适量的水硬性掺合料粉煤灰和火山灰，一般经验配合比为 8：2 或 7：3。在拔管的同时进行振密或捣密。利用生石灰吸取桩周土体中水分进行水化反应，此时生石灰的吸水、膨胀、发热以及离子交换作用，使桩四周土体的含水量降低、孔隙比减小，使土体挤密和桩柱体硬化。桩和桩间土共同承受荷载，成为一种复合地基，利用它作为基础托换是有效的。

（二）粉灰搅拌法（亦称石灰柱法）

粉灰搅拌法是粉体喷射搅拌法的一种，所用的原材料是石灰粉，通过特制的搅拌机将石灰粉加固料与原位软土搅拌均匀，促使软土硬结，形成石灰（土）柱。而采用水泥粉作加固料又是一种粉体喷射搅拌法。

（三）石灰浆压力喷注法

石灰浆压力喷注法是压力注浆法的一种，它是采用压力将石灰浆或石灰-粉煤灰浆喷注于地基土的孔隙内或预先钻好的钻孔内，使灰浆在地基土中扩散和硬凝，形成不透水的网状结构层，从而达到加固目的。此法可用于：①处理膨胀土，借以减少膨胀潜势和隆起；②加固破坏的堤岸岸坡；③整治易松动下沉的铁路路基；④加固基础等。

（四）石灰砂桩

石灰砂桩与石灰桩不同之处是其孔径较大，一般以外径为 160～200mm，将带有透气活动桩尖的钢管用落锤打入土中，使周围土挤密，再拔出桩管形成桩孔，桩孔用生石灰块分层夯实填满后，经过 2～4d，生石灰吸湿膨胀，再在原孔位处重新打入外径为 100～120mm 的钢管，周围土得到第二次挤密，钢管拔出后在孔中填入细砂和小石子的混合料，并分层夯实，形成石灰砂桩。当桩孔间距较小时，加固土体在基础两侧将起帷幕作用，可限制地基湿陷时的侧向挤出变形。由于湿陷性黄土地基中的侧向挤出变形在总湿陷量中占有较大的比例，因而限制土的侧向变形，就可大大减少地基的湿陷量。

二、加固机理

石灰桩加固软弱地基的机理可从桩间土、桩身和复合地基三方面进行分析。

（一）桩间土加固机理

石灰桩成孔过程中，对桩间土的挤密及生石灰吸水发生的消化反应、胶凝反应，均能改善桩间土的结构，提高土体强度。

1. 成孔挤密

施工时经振动钢管成孔机械挤密，据江苏建筑设计院在南京市许多工程中试验研究得出：对桩周土加固体积一般为7%，地下水位以上施工时，这种挤密效果更为明显。

2. 膨胀挤密

石灰桩在成孔后灌入生石灰，首先发生消化反应，吸水、发热、产生体积膨胀，直到桩内的毛细吸力达到平衡为止。同时，桩间土受到脱水挤密作用，作用的时间将视周围土的情况而异，一般约需3～4个星期。它的消化反应式如下：

$$CaO + H_2O \longrightarrow Ca(OH)_2 + 15.6\text{千卡}\uparrow$$

分子量：	56	18	74
重量比：	1	0.32	1.32
密　度：	3.57	1.0	2.24
体积比：	1	1.08	1.99

天津大学曾做过这方面的试验：将生石灰块破碎如杏仁大小，密度为1.1g/cm³，水化后产生的松散熟石灰粉末密度为0.44g/cm³。如按上述化学方程理论计算，1kg的生石灰水化后产生1.32kg的熟石灰，则生石灰的表面体积是909cm³，熟石灰的表面体积达3 000cm³，体积为原来的3倍多。由于石灰桩的涨发可使桩周软粘土被挤密的体积可达30%。这对地下水位以下软粘土的挤密起主导作用。生石灰的体积膨胀的主要原因是固体崩解和孔隙体积增大、颗粒比表面积增大，表面附着物增多，使固相颗粒体积也增大。体积膨胀与生石灰磨细度、水灰比、熟化温度、有效钙含量和外部约束等有关。生石灰愈细，膨胀就愈小；熟化温度高时，体积膨胀也大。

3. 脱水挤密

软粘土的含水量一般为40%～80%，想把生石灰完全消解，需要多于理论化合所需水量的1倍，即每千克CaO需要0.64kg的水（理论上1kg生石灰的消解反应要吸收0.32kg的水），才能使CaO

水化完全。同时，由于反应中放出大量热量提高了地基土的温度（实测桩间土的温度在50℃以上），使土产生一定的汽化脱水，从而使土中含水量下降，孔隙比减小，土颗粒靠拢挤密，在所加固区的地下水位也有一定的下降。

4. 胶凝作用

胶凝作用是生石灰加固土的主要作用，是土和石灰中的SiO_2、Al_2O_3、CaO反应生成水化物，使生石灰中产生硅酸盐材料，土产生化学固结现象，石灰桩的长期强度得到增长。

通过X射线衍射、化学分析、差热分析及电子显微照片，证明了土体加固前后矿物成分和有机物质没有改变，但加固的$CaCO_3$及pH都明显提高，钙离子含量也相对增加。这是由于生石灰吸水生成的$Ca(OH)_2$中一部分与土中二氧化硅和氧化铝产生化学反应，生成水化硅酸钙、水化铝酸钙等水化产物，水化物对土颗粒产生胶结作用，使土聚集体增大，加固前土样单元体为1～4μm，加固后达10μm。加固前颗粒排列松散，加固后趋于紧密。从粒度分析中也可看出加固土颗粒含量减少，这都说明颗粒胶结作用从本质上改变了土的结构，提高了土的强度，而土体的强度将随龄期的增长而增加。

5. 离子交换

生石灰的Ca^{2+}与土颗粒阳离子之间的交换及吸附现象，使土的物理性能发生变化，土的力学强度有所增长，产生$CaCO_3$使土加固。

（二）桩身加固机理

1. 桩身加固

对单一的以生石灰作原料的石灰桩，当生石灰水化后，石灰桩的直径可胀到原来所填的生石灰块屑体积的1倍，甚至2～3倍，如充填密实和纯氧化钙的含量很高，则生石灰密度可达1.1～1.2t/m³。同时，消化的$Ca(OH)_2$与CO_2反应还原成石灰石，这样也增加了桩身强度。

生石灰吸水膨胀后仍存在着相当多的孔隙，当将胀发后相当硬

的石灰团用手揉捏时，水分就会被挤出来，石灰块会变成稠糊状，这现象说明不能过多地依靠石灰桩本身的强度，但很多试验证明石灰桩膨胀后的挤密作用使桩周土的孔隙比减小，土的含水量降低，形成一圈类似空心桩的较硬土壳，它使土的强度提高。所以对这类桩其作用是使土挤密加固，而不是使桩起承重作用。

在古老建筑中所挖出来的石灰桩里，曾发现过桩周呈硬壳而中间呈软膏状态。因此，对形成石灰桩的要求，应能把四周土中的水吸干，而又要防止桩自身的软化。所以防止石灰桩的软化，增大桩身强度，就成为保证石灰桩质量的中心研究课题。

解决桩身软化的措施：①必须要求石灰桩应具有一定的初始密度，而且吸水过程中有一定的压力限制其自由胀发，当充填初始密度为 1.17t/m³，上覆压力大于 50kPa 时，石灰吸水并不软化；②采用较大的充盈系数(如 1.6～1.7)，提高石灰含量或缩短桩距，以约束桩的胀发，提高桩身的密实度；③用砂充填石灰桩的孔隙，使胀发后的石灰桩本身比胀发前密实；④桩顶采用粘土封顶，可限制由于石灰膨胀而隆起，同样可起到提高桩身的密实度的作用；⑤采用掺合料(如粉煤灰、火山灰、钢渣或粘性土料)也可防止石灰桩软心，粉煤灰的掺入量一般占石灰桩重量的 15%～30%。

石灰桩桩身掺入有含量丰富的 SiO_2、Al_2O_3、Fe_2O_3 的粉煤灰(发电厂的废弃物)，它与生石灰拌合后，在水化、胀发、放热与离子交换作用下，促成化学反应生成具有强度和水硬性的水化硅酸钙 $CaO \cdot SiO_2 \cdot (n+1)H_2O$、水化铝酸钙 $CaO \cdot Al_2O_3 \cdot (n+1)H_2O$ 和水化铁酸钙 $CaO \cdot Fe_2O_3 \cdot (n+1)H_2O$，使桩身产生一定的强度。强度随掺入粉煤灰量的增加与时间的增加而明显增强，当然粉煤灰量的增加不是无限制的，一般不超过 35%。这种方法利用了工业废料，又克服了石灰桩桩心的软化，这样可提高桩身强度，解决石灰桩在水下硬化的问题。

天津建筑科学院在生石灰块中掺入不同重量百分比的粉煤灰，

经同时间养护后，进行强度试验，其结果见表 6-21 所示。

表 6-21　不同粉煤灰掺量在不同养护时间后的强度　单位：kPa

试块养护龄期	粉煤灰掺量		
	5%	15%	25%
14d	76	357	408
28d	408	548	
3 个月	675	828	1 323

2. 排水固结作用

试验结果分析，石灰桩桩体的渗透系数一般在 10^{-5}～10^{-3}cm/s 之间，亦即相当于细砂。由于石灰桩桩距较小（一般为 2～3 倍桩体直径），水平排水路径很短，具有较好的排水固结作用。从建筑物沉降观测纪录表明，建筑竣工开始使用，其沉降已基本稳定，沉降速率在 0.04mm/d 左右。

（三）复合地基加固机理

由于石灰桩桩体具有桩间土更大的强度（抗压强度约 500kPa），在与桩间土形成复合地基中具有桩体作用。当承受荷载时，桩上将产生应力集中现象。根据实测数据，石灰桩复合地基的桩土应力比一般为 2.5～5.0。

三、设计计算

（一）桩径

石灰桩的桩径一般为 150～400mm，具体桩径取决于成孔机管径，常用 325、377mm 等。

（二）桩距及布置

桩距一般大于 3 倍桩径。桩距太大则约束力太小。对于直径为 300mm 的桩，常取 1m、1.2m 或 1.5m；对于直径 500mm 的桩，常用 2.0m 或 3.0m。平面布置可为梅花形或正方形。一般离桩轴线的 3～

4倍桩径外，原状土得不到加固，故对大面积加固通常至少需要两排护桩。

但有关规范（如《天津市建筑地基基础设计规范》）规定：石灰桩桩距小于或等于3倍桩径，所以设计应根据具体情况灵活掌握。

（三）桩长

桩的长度取决于石灰桩的加固目的和上部结构的条件。

（1）若石灰桩加固只是为了形成一个压缩性较小的垫层，则桩长可较小，一般可取2～4m。

（2）若加固目的是为了减少沉降，则就需要较长的桩。如果为了解决深层滑动问题，也需较长的桩，保证桩长穿过滑动面。

石灰桩的桩长一般可由下式确定：

$$H=\frac{1+e_0}{\Delta e}\Delta S/1\ 000 \tag{6-7}$$

式中：H——桩长；

Δe——地基上加固前后的孔隙比之差；

ΔS——预计固结量；$\Delta S=S-S_c$

S——天然地基沉降量；

S_c——地基加固后复合地基的允许沉降量。

（四）桩数

一般按中心受压桩基础确定桩数n，

$$n\geqslant\frac{Q+G}{P_a} \tag{6-8}$$

式中：Q——作用于桩基上的垂直荷载；

G——桩基承台自重和承台土的自重；

P_a——单桩垂直允许承载力。

（五）承载力计算

1. 单桩垂直允许承载力

当桩身应力$\sigma_P<P_{0.02}$时，

$$P_a = R_j A_P + \sum fF \tag{6-9}$$

$$P_{0.02} \leqslant \varphi R_a A_P / K_a \tag{6-10}$$

式中：$P_{0.02}$——单桩荷载试验的允许承载力；

R_j——桩端土的允许承载力；

A_P——膨胀后单桩横断面面积；

f——桩周土的允许摩擦强度；

F——按土层分段的桩周表面积；

φ——纵向弯曲系数，对于中心受压桩取 $\varphi=1.0$；

R_a——桩在四星期后的轴心抗压强度；

K_a——安全系数，取 1.5～2.0。

试比较 $P_{0.02}$和 P_a 的大小，取两者较小值为单桩垂直允许承载力。

对于桩身材料的组成不同，膨胀断面积不同，且与压载的大小有关。在 4.9～14.7Pa 压载下的膨胀率如下：

纯石灰桩：30%～50%；

掺入 20%或 30%的粉煤灰的桩：26%～40%或 22%～34%；

掺入 20%或 30%的火山灰的桩：21.2%～35%或 12%～26%；

当桩身应力 $\sigma_P > P_{0.02}$时，$\sigma_P < [\sigma]_S$；

单桩垂直允许承载力

$$P_a = \beta [R]_S$$

式中：β——综合系数，为经验系数。

2. 复合地基的承载力

实践证明，石灰桩加固软弱地基可按一般复合地基的理论计算。设计时可考虑桩身四周的早期强度、后期强度作为安全储备。

按 TBJI-88(《天津市建筑地基基础设计规范》)和 DBJ10-1-90(《浙江省标准建筑软弱地基基础设计规范》)规定设计计算复合地基，石灰桩复合地基的承载力标准值，应通过现场单桩复合地基载荷

试验确定。有经验时也可按下式估算：

$$f_{SP,K}=f'_{S,K}[1+m'(n-1)] \tag{6-11}$$

式中：$f_{SP,K}$——石灰桩复合地基承载力标准值；

$f'_{S,K}$——桩间土承载力标准值；

m'——石灰桩水化膨胀后的面积置换率，一般为1.5～1.8倍生石灰桩的面积置换率，也可按 $m'=\frac{A_P}{A_C}$ 计算，A_P 意义同上，A_C 为复合地基的面积；

n——桩与土的应力比，一般由试验确定，无实测资料时，可取3～5；也可按 $n=\frac{E_{SP}}{E_{SS}}$ 计算，E_{SS} 为桩间土加固后的压缩模量，E_{SP} 为桩身材料的压缩模量。

3. 桩间土地基承载力

(1)地基加固后的孔隙比 e'：

$$e'=e_0-2\pi(1+e_0)\left(\frac{d}{2L_S}\right)^2 \tag{6-12}$$

式中：e_0——地基土加固前的孔隙比；

L_S——桩间距；

d——桩径。

(2)地基加固后的含水量 W'：

$$W'=\frac{e'}{d_S} \tag{6-13}$$

式中：d_S——土粒相对密度。

(3)土的脱水量 $\Delta\omega$：

$$\Delta\omega=\frac{1+\omega_0/100\times m}{\gamma_t}\left[h\cdot\gamma_C+\left(\frac{n'_P}{100}\right)\left(1+\frac{\varepsilon_V}{100}\right)\left(\frac{S'_\gamma}{100}\gamma_W\right)\right]\times 100 \tag{6-14}$$

式中：ω_0——天然地基含水量；

γ_t——天然地基的重度；

m——石灰桩的置换率；

γ_w——孔隙水的重度，其值近似等于 10kN/m³；

h——生石灰桩的化学吸水当量，一般取 0.28；

γ_C——生石灰桩的充填重度，一般为 13kN/cm³；

n'_P——消化后生石灰桩的孔隙率，一般取 65%；

ε_V——生石灰桩的膨胀率，一般取 80%；

S'_γ——消化后生石灰桩的饱和度，一般取 85%。

$$\Delta\omega = \omega_0 - \omega'$$

上式右边的前项，实际上表示生石灰水化反应所需要的水，后项则为水化后桩体孔隙继续吸水的部分。

(4)由 e' 和 ω'(或换算成液性指数)查表 6-22 和表 6-23 得加固后桩间土的地基承载力标准值。

表 6-22　粘性土承载力基本值　　单位：kPa

孔隙比 e（第一指标） \ 液性指数 I_L（第二指标）	0.25	0.50	0.75	1.00	1.20
0.60	280	250	220	200	
0.70	240	220	200	185	165
0.80	210	190	170	160	140
0.90	190	170	155	140	120
1.00	170	155	140	120	110
1.10	150	140	120	110	100
1.20	135	120	110	100	

注：①折算系数 ζ 为 0.1；②分布于沟、塘、洼地，古河道及河漫滩等地段的新近堆积上，工程性能一般较差，应根据实测或实践经验取值。

(5)复合地基的最终沉降量可按分层总和法计算。其中复合地基的压缩模量 E_{SC} 可由下式确定：

$$E_{SC} = mE_{SP} + (1+m)E_{SS} \qquad (6\text{-}15)$$

表 6-23　粘土承载力标准值 q_k　　单位：kPa

孔隙比 e	含水量 ω（%，第二指标）						
（第一指标）	10	15	20	25	30	35	40
0.5	410	390	(365)				
0.6	310	300	280	(270)			
0.7	250	240	225	215	(205)		
0.8	200	190	180	170	(165)		
0.9	160	150	145	140	130	(125)	
1.0	130	125	120	115	110	105	(100)

注：①有括号者仅供内插用；②折算系数 ζ 为 0；③在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段新近沉积的粘性土及粉土，其工程性能一般较差。第四纪晚更新世（Q_3）及其以前沉积的老粘性土，其工程性能通常较好，这些土均应根据当地实践经验取值。

江苏省建筑设计院通过相当数量的土工和静荷载等试验得出：

①桩身变形模量 $E_0=10\sim30$MPa，

$$E_0=(3\sim5)E_C(E_C\text{ 为桩间土变形模量}) \qquad (6\text{-}16)$$

②桩土应力比 $n=3\sim10$。

③加固后土的含水量 ω 明显下降 30%以上。

④土的塑限含水量大幅度下降，土的液性指数下降 30%～45%，土的状态明显改变。

⑤土的天然重度增加 20%以上，孔隙比减少 15%～40%。

⑥土的粘聚力和无侧限抗压强度提高 40%～70%。

⑦绝对沉降量大为减少，仅为未加固天然地基的 $\frac{1}{4}\sim\frac{1}{5}$。差异沉降为 3～5mm，沉降速度快，大部分在施工期完成。

⑧加固后的地基承载力为天然地基承载力的 2～3.3 倍。

四、施工工艺

（一）施工准备

施工前，除必须切实了解施工场地的工程地质和环境条件外，还应掌握下列有关资料：

(1)由于石灰土体系的复杂性以及现有的知识一般都是经验性的，在缺乏实地经验的地区施工或在一些很软地基土及无良好持力层施工时，应通过试桩核对地质条件，掌握填料量及填料的击实试验资料。

(2)由于石灰桩完成后地面标高变化较大，施工前应掌握场地土的含水量变化情况，并应做好地面排水和地下水位观测工作。

(3)确定成孔和成桩方法，以便做好钻孔设备、夯实机械和质量检验机具的准备。

国外施工石灰桩已有集中成孔、供料、夯实、集尘和供气排料等多功能的专用设备。国内目前还是借助于其他施工机械，一般多用混凝土灌注桩的机械。综合考虑地基土的物理力学性质、桩孔深度、机械设备条件和施工经验等因素，机械化施工石灰桩可采用沉管法、冲击法和螺旋钻孔法等，人工成孔可采用爆扩法或人工挖孔。

(4)制定保证施工质量、安全施工和冬(雨)季施工的技术措施。

(5)做好材料准备工作，石灰桩的材料以生石灰为主，生石灰选用现烧的(新鲜)，并需过筛，粒径一般为 70mm 左右，含粉量不得超过总重量的 10%，CaO 含量不得低于 80%，其中夹石不大于 5%。

生石灰中掺入适当粉煤灰或火山灰等含硅材料时，粉煤灰或火山灰与生石灰的重量配合比一般为 3：7。粉煤灰应采用干灰，含水量 $\omega<5\%$，使用时要与生石灰拌合均匀。粉煤灰材性不稳定，则对每批来料应测试分析。

(二)施工顺序

石灰桩一般是在加固范围内施工时，先外排后内排，先周边后中间，单排桩应先施工两端后中间，并按每间隔 1～2 孔的施工顺序进行，不允许由一边向另一边平行推移。

如对原建筑物托换加固，其施工顺序应由外及里地进行，如临近建筑物或紧贴水源边，可先施工部分“隔断桩”将其施工区隔开，对很软的粘性土地基，应先在较大距离打石灰桩，过 4 个星期后再按设计

间距补桩。

（三）成桩

1. 成孔

（1）沉管法成孔。沉管法是最常用的成孔方法。使用柴油或振动打桩机将带有特制桩尖的钢桩管打入土层中，达到设计深度后，缓慢拔出桩管即成桩孔。沉管法成孔的孔壁光滑规整，挤密效果和施工技能都比较容易控制和掌握，成孔最大深度由于受桩架高度的限制，一般不超过 8m。

（2）冲击法成孔。冲击法成孔是使用冲击钻机将 0.6～3.2t 锥形钻头提升 0.5～2.0m 高度后自由落下，反复冲击，使土层成孔。冲击法成孔的孔径大，孔深不受机架高度的限制，同一套设备即可成孔，又可填夯。

（3）螺旋钻进法成孔。该方法的优点是不使用冲洗液，符合石灰桩施工要求；钻进时不断向孔壁挤压，可使孔壁保持稳定；可一次成孔，不需要升降工序；可进行深孔钻进，桩孔深度不受设备限制；钻进效率高，每小时效率可高达几十米。

（4）爆扩法成孔。该方法工艺简便，不需要打桩机械，适用于缺少施工机械的新建工程场地。

①药眼法。将直径 15～30mm 钢钎打入土中，拔出钢钎后，土中形成小孔眼，即药眼，再往药眼内直接装填炸药管和 1～2 个电雷管，引爆后即成桩孔。此法适用于含水量不超过 22%的土层。施工流程如图 6-36 所示。

②药管法。用洛阳铲或扁锥头钢铲在土中挖成直径 60～80mm，深度与桩孔设计深度一致的孔洞，然后往孔内放入炸药管和 1～2 个电雷管，引爆后即成桩孔。此法适用于含水量较大的土层，施工顺序如图 6-37 所示。

爆扩成孔应选用硝铵炸药或其他安全炸药，根据土体爆孔原理，爆扩孔洞的体积与土体强度有关，与炸药重量成正比。如果使用一种

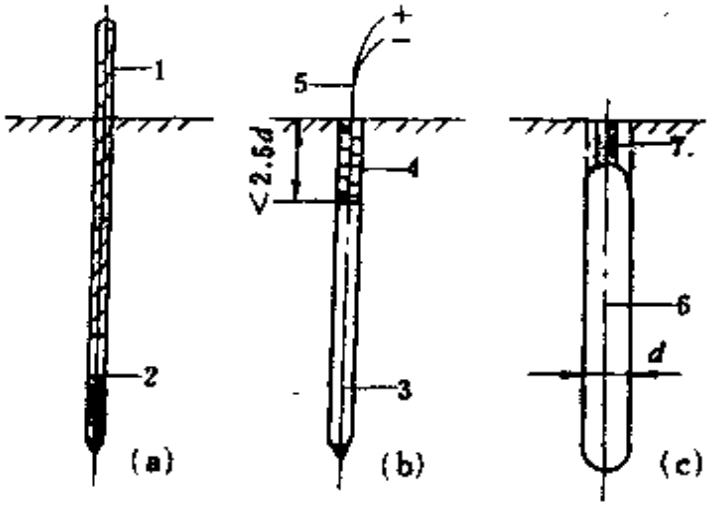


图 6-36　药眼法扩爆成孔施工流程图

(a)打小药眼;(b)装填炸药;(c)引爆成孔

1—药眼;2—钢钎;3—炸药;4—封土层;5—导线;6—桩孔;7—削土层

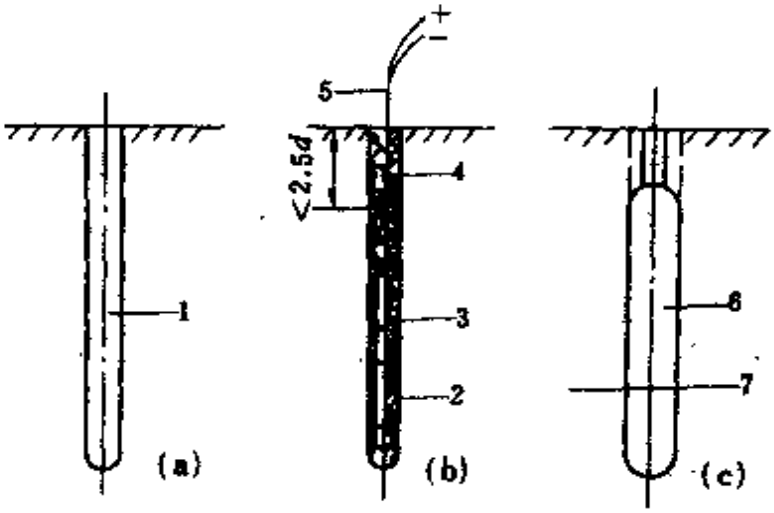


图 6-37　药管法爆扩成孔施工流程图

(a)铲挖土孔;(b)装入炸药;(c)引爆成孔

1—土孔;2—填砂;3—炸药管;4—封土;5—导线;6—桩孔;7—削土层

炸药而且装药密度一致时，则爆扩的桩孔直径 D 与药眼或药管直径 d_0 成正比，其关系式为：

$$D=Kd_0 \tag{6-17}$$

式中：K——爆扩系数，一般粘性土和黄土时，取 15～18。

若使用 2 号岩石硝铵炸药，装药密度为 1±0.5kN/m³，则 D 与 d_0 的关系可参照表 6-24 进行试验。

表 6-24　药眼或药管直径 d_0 与爆扩扩孔直径 D 的关系

d_0	1.8	2.0	2.2	2.5	2.8	3.0	3.5
D	27～32	30～36	33～40	38～45	42～50	45～54	53～63

2. 填夯

成孔检验合格后应立即填夯成桩，目前一般都是人工填料、机械夯实。

(1)填料。TBJ1-88 规定：石灰桩灌灰量的控制密度为 1.1t/m³，当采用桩距为 3 倍桩径时，应投入 2 倍桩孔体积的材料，桩距缩小时，可相应减少灌灰量，但一般不小于 1.5 倍的桩孔体积。

填夯施工前，应进行室内击实试验和试桩，以确定每次合理的填料数量和夯击次数，以指导现场施工，根据夯实质量标准确定检测方法应达到的指标。

(2)夯实。机械夯实一般选用偏心轮夹杆式夯实机和卷扬机提升式夯实机。

(3)填夯施工要求。

①夯实机就位后应保持平稳，夯锤提起后对准桩孔，能自由落入孔底。

②桩孔内有杂物和积水应清除干净，填料前应先夯实孔底至发

出清脆声音为止。

③人工填料时应指定专人按规定数量均匀填进，不得盲目乱填，更不允许用送料车直接倒入孔内；对直径较大的桩孔应分段填料，一般每 500mm 一段填料夯实，逐段上升至设计标高。

④封顶。由于生石灰吸水膨胀，对不同方向都将产生强大的膨胀力，且与桩料的干重度有较大关系，为了减少向上膨胀力的损失，约束石灰桩向上胀发，应在最后一次填料击实后，在桩身上段夯入膨胀力小、重度大的灰土或粘土将桩顶捣实，亦称桩顶土塞。对于直径 300～500mm 的石灰桩，在桩顶部 1.0m 范围内用 C7.5 素混凝土封顶捣实，并且拔管后在封头部位用适当重量的碎石压住作为过渡。封顶长度一般在 1.0m 左右，对于直径 500mm 的石灰桩，封头长度取 1.5m。封顶这道工序是石灰桩施工中不可缺少的，但各地的具体做法不尽相同。TBJ1-88 规定：石灰桩加固土层顶面至少作两步灰土垫层封顶（每步夯实后为 150mm），设计时地基的标高应以灰土上皮为准。

⑤打桩。施工现场的打桩顺序以两遍跳打为好，原因之一是生石灰的水化反应速度快且持续一段时间；其二，含水量多变的地基成孔成桩非常难，第一遍打桩后可吸收一部分水分，便于第二遍打桩；同时分两遍跳打，相对增加了上部覆盖压力，增大了对桩的约束，有利于防止能量的失散。

⑥桩机行驶路线宜采用前进式，即桩机行驶在已打的桩上，一则可以解决桩机的下陷问题，二则有利于增加上部约束力，而且施工方便。

⑦处理好地基后，在基础下还应铺设 300mm 左右的砂石垫层作为过渡。

⑧为保证填夯施工质量，应对每个桩孔的实际填料量和夯击时间进行纪录。

3. 工艺流程

生石灰桩有管内成桩和管外成桩之分，一般宜采用管内成桩。

(1)管内成桩。即机械或人工成孔后填料、夯实、封顶，是自上而下或孔，自下而上填夯成桩，上述的施工顺序均为管内成桩法。

(2)管外成桩。管外成桩成孔质量较难保证，仅在大面积淤泥等软弱地面采用，先将石灰料铺放在待加固的地面上，地基土吸水胀发固结后再用打桩机将钢管打下，成一段孔，拔出管填一段料后再成一段孔。桩孔达到设计深度后拔出钢管，钢管外已形成较硬的石灰桩壁，桩间土已基本固结，管外桩身是由上而下逐段形成，然后再在管内填料夯实，形成管内的桩身。管外成桩施工工艺流程如图 6-38 所示。

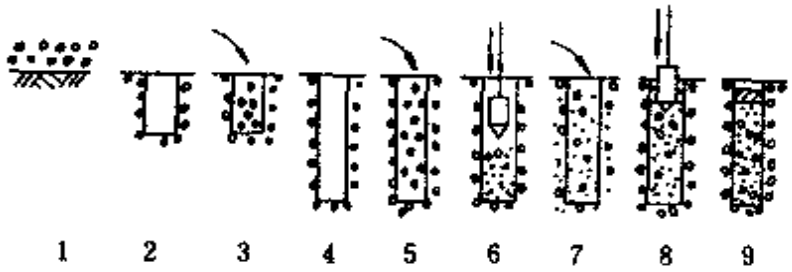


图 6-38　管外成桩工艺流程

1—堆放桩料；2—成上段孔；3—堆填桩料；4—成下段孔；5—填料；6—夯实，成下段桩身；7—填料；8—夯实，成上段桩身；9—粘土封顶

施工过程中软粘土在拔管后回涌、缩径现象是主要问题，所以，管外成桩长度要视地基土软弱程度而定，且需用导管，以避免拔管时孔内产生真空吸力而加速桩孔侧壁土及地下水回涌。有的单位设计了预制桩头，底部呈多瓣尖形，下入桩孔后能张开，有的在桩管端部加混凝土桩靴，同时改进打桩机，利用压缩空气送料，变管外成桩为管内成桩。

施工中最常用的振动打桩机施工石灰桩的工艺流程如图 6-39 所示。

上海勘察院将 DZ-30Y 型打桩机加以改进，在原机上增加气压

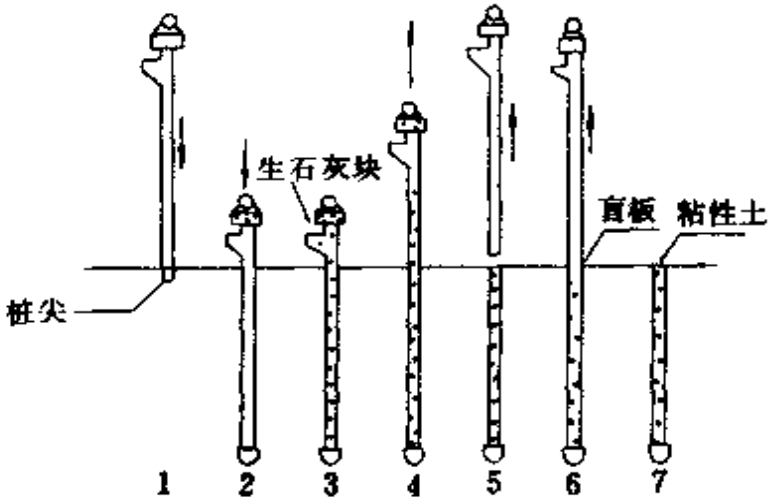


图 6-39　石灰桩工艺流程图

1—桩机就位；2—将钢管打至设计要求深度；3—填料，将拌合均匀的填料灌入管内；4 -拔管，填料灌后，边振动边将钢管拔出地面；5—成桩，钢管完全拔出后，将桩孔内填满生石灰填料；6—桩顶压密，将钢管底部用盲板封住后再压下 500～700mm，使桩顶填料压密；7—封顶，钢管拔出后，在上部桩孔内填入粘土加以压实

装置及空气中投料设施，能保证桩身设计长度和连续性。

天津建筑科学研究院改进了原有设备，采用双套管工艺，成孔成桩效果好，可施工 10m 深的石灰桩。

日本除采用振动打桩机施工石灰桩外，还常用特制的套管式螺旋钻机。施工时，当套管达到设计深度后，由上部漏斗投入填料，关上密封阀门，将套管内气压调至规定值，然后将套管边旋转边上提，边调整管内气压，最后拔出套管，另以装载机用土或砂填平桩孔。空压机压力为 700kPa。

4. 施工技术要求及注意事项

(1)由于石灰桩以生石灰为主要填料，生石灰与砂、混凝土等不同的是有水化、膨胀、放热，因此施工过程中，一方面应严格检查，控制生石灰及掺和料的质量，在存放、保管时必须防日晒、雨淋；另一方面要注意安全施工，避免生石灰与水反应时灼烧皮肤。

(2)石灰桩系隐蔽工程，保证工程质量的关键在于控制填料灌入量，即找出合理的桩径、桩距、桩深，对每一根桩来说需找出单桩的合理灌料量。所以石灰桩的质量必须在施工过程中严格控制，对生石灰的质量、用量及成孔、成桩的操作工艺等，应有专职的工程技术人员和质量管理人员负责，并应建立严格的质量验收制度。

(3)在施工操作上要突出一个"快"字。因为生石灰具有较大的内比表面积和孔隙，遇水后产生强烈的水化反应，其水化速度比水泥快得多，同时放出大量的热量，最初1小时放出的热量几乎是普通硅酸盐水泥第一天放出热量的9倍，故能很快放出大量的水气。如地下水较多，尤其是夏季施工时，填料后应立即夯实、封顶，如不及时封顶，有可能出现填料从桩孔中喷出的现象，有时会喷出几米高。填夯操作中如听到孔下有咕咕响的异常声音，万万不可向孔内张望，以免喷出物灼烧眼睛和面部。

(4)施工结束后，打桩设备不得立即撤走，待一定龄期(28d)后，进行加固效果和施工质量检测，达到设计要求时方可退场。

五、质量检验

1. 桩点检验

检查基础轴线、临时水准点标高和桩点位置是否与施工图相符。

2. 桩孔质量

检查已成桩孔的位置、直径、垂直度和深度是否在允许偏差之内，桩孔有无缩颈、回淤、坍土和渗水情况，检查结果和处理情况应记入施工记录中。

桩孔施工的允许偏差列于表6-25。

表 6-25　桩孔施工允许偏差

成孔方法	桩心位置(mm)	桩孔垂直度(%)	桩孔直径(mm)	桩孔深度(mm)
沉管法	50	2	−20	<100
爆扩法	50	2	+100,−50	<300
冲击法	50	2	+50,−50	<300
钻进法	50	2	+20,−20	<100

此外，成孔过程中还应检验施工顺序是否合理。

3. 挤密效果和填夯质量

按 GBJ202-83(《地基与基础工程施工及验收规范》)规定：对填夯的质量应抽样检查，抽查的数量不应少于桩孔数的 2%，同时每台班至少抽查 1 根。如果规定的检查点有 20%不符合要求，则应采取补救措施，加桩或降低地基使用要求等。必要时可通过现场荷载试验或其他手段进行综合评定。

4. 桩身质量的保证与检验

(1)控制灌灰量，一定要按单位长度来计量，不能按整桩计量而取平均值；控制充盈系数同样可达到保证质量的要求。

(2)静探测定桩身阻力，并建立 P_s 与 E_s 关系存在的问题是当桩身强度较高或桩身内局部有硬块时，探头易倾斜，有时可斜到桩周土中，使桩身质量无法检测。

(3)挖桩检验与桩身取样试验：这是最为直观的检验方法。可直接测定桩径、桩的外形、桩身材料分布情况、桩身密实度等，通过桩身取样还可直接测定桩身强度，但此法费时费钱，且工程桩一般不允许挖出。

(4)荷载试验，是比较可靠的检验桩身质量的方法，如再配合桩间土小面积荷载试验，可推算复合地基的承载力和变形模量。

此外，也可采用轻便触探法。

5. 桩周土检验

桩周土用静探、十字板和钻孔取样方法进行检验，一般可获得较满意的结果，有的地区已建立了利用静探和标贯的资料反映加固效果，以检验施工质量和确定设计参数的关系。

必须注意，测点或钻孔与桩间的距离不同，所反映的效果也不同，有的文献报道数值偏高或偏低，可能与此有关。图 6-40 是国内外大量资料得出的石灰桩加固后桩周土抗剪强度增长和含水量降低的一般规律。

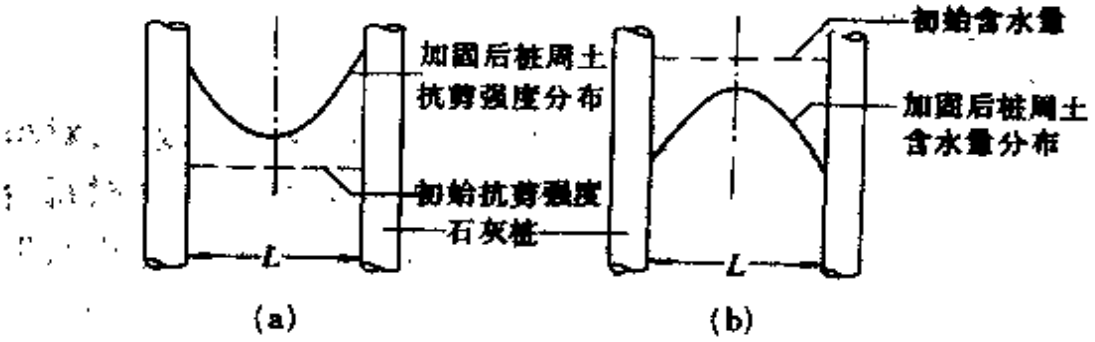


图 6-40　桩周土抗剪强度和含水量变化规律

(a)抗剪强度增长；(b)含水量降低

6. 复合地基检验

用大面积荷载板的荷载试验是检验复合地基的可靠方法，但因设备、费用都存在一定的难度，对重要工程方可采用。

第三节　树根桩托换

一、概　述

树根桩是在钢套管的导向下用旋转法钻进，钻孔直径 100～300mm，穿过原有建筑物的基础进入地基土中至设计标高，清孔后下放钢筋，钢筋数量可以是 1 根到数根，视桩径而定；再用压力灌注水泥浆、水泥砂浆或细石混凝土；边灌、边振、边拔管，最后成桩。

在 20 世纪 30 年代，不同类型的小直径桩被广泛采用。小直径钢

管桩属于小桩范畴，它只能是垂直的，一般只能用作支撑桩，单桩承载力可能很大，主要取决于钢管的截面尺寸，在外荷载作用下，基础底面地基土不考虑荷载分配，如桩长很大，还要考虑纵向挠曲的可能。

树根桩在山岭上和丛林中，虽经风雨摇撼和岁月沧桑，仍可数百年屹立不倒，这主要是根深蒂固，其根系在各个方向与地基牢固地连接在一起，树根桩的设想由此面来。

树根桩在 30 年代由意大利 Fondedile 公司的 F·Lizzi 首创。图 6-41 表示房屋建筑下条形基础的这种托换方法的典型设计；图 6-42 为桥墩基础下建造树根桩的托换。

实际上，树根桩是在地基中设置直径约为 100～300mm 的小直径就地钻孔灌注桩，它可以是垂直的或倾斜的；单根的或成排的，由于它所形成的桩基形状如"树根"而得名。树根桩如布置成三维系统

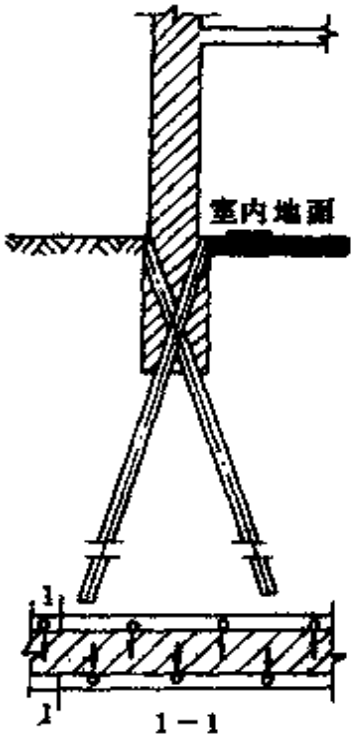


图 6-41　条形基础下用树根桩托换

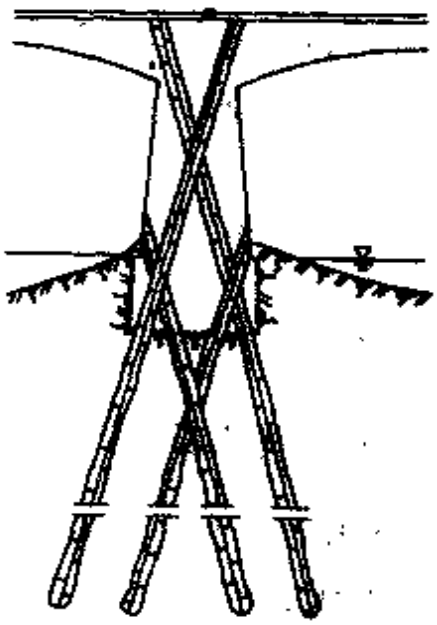


图 6-42　桥墩基础下用树根桩托换

的网状体系者称为网状结构树根桩，日本简称RRP工法，而英、美各国将树根桩列入地基处理中"土的加筋"范畴，树根桩的问世使托换技术有了很大的改观。

我国研究树根桩始于1981年苏州虎丘塔的托换加固，当时同济大学做了室内外的试验；1983年又在上海新卫机器厂现场做了一系列的竖桩、斜桩、单桩、群桩、长桩和短桩的试验研究；1985年在上海东湖宾馆加层中在国内第一次使用，继后在上海市延安东路外滩天文台以及地下铁道穿越的托换工程中相继得到推广，并取得了很大的经济效益和技术效益。

树根桩托换的优点：

(1)所需施工场地较小，一般平面尺寸为0.6～1.8m，净空高度2.1～2.7m即可施工；

(2)施工时噪音小，机具操作时振动也小，对已损坏所需托换的建筑物比较安全。

(3)所有施工操作都可在地面进行，因此比较方便；

(4)压力灌浆使树根桩与地基土紧密结合，桩和墙身连接成一体；

(5)施工时桩孔很小，因而对墙身和地基土几乎都不产生任何应力；

(6)可在各种类型的土中制作树根桩。

二、树根桩托换原理

树根桩托换的原理是利用钻探手段在建筑物的基础上施工竖直向下或向下倾斜的小口径钻孔，下置钢筋笼或钢筋，并灌注水泥砂浆、细石混凝土成为树根桩，桩与基础浇注成一体。树根桩依靠与土层的摩擦力及端承力承担上部建筑荷载。在施工期间树根桩本身不起承担上部建筑荷载的作用，只有当建筑物基础下沉时，即使是很小的沉降，树根桩也承受了建筑物的部分荷载。随着建筑物基础继续下

沉则树根桩承受荷载的负担越来越大，直至建筑物全部荷载转移到树根桩上或者建筑物不再发生下沉时为止。如图 6-43 所示。

树根桩可用于因城市修建地下建筑物时，而影响到地面建筑安全采取的预防性托换、修复古建筑的基础托换、危害地基加固和岩坡、土坡的稳定性加固处理等。

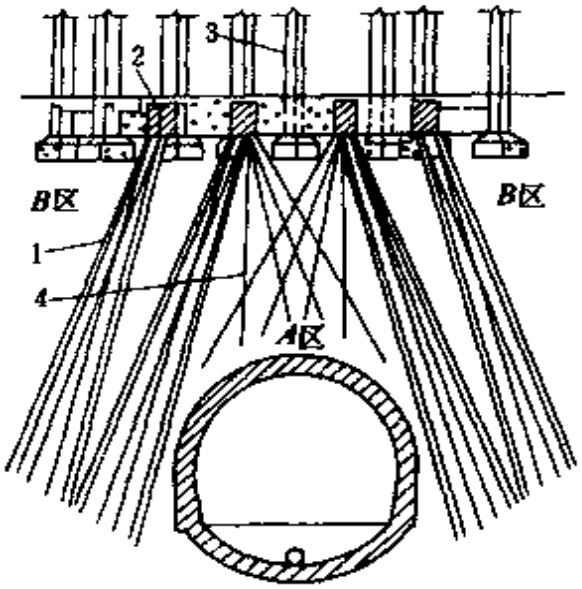


图 6-43　浅埋地下铁道的树根桩托换示意图
1、4—树根桩；2—树根桩上基础梁；
3—原有房屋建筑的柱子

三、树根桩的设计计算

(一)单根树根桩的设计

图6-44为树根桩荷载试验的 $P\sim S$ 曲线，设计人员要根据被托换建筑物的具体条件，估计经托换后该建筑物所能承受允许的最大沉降量为 S_a(通常为几毫米)，此时在 $P\sim S$ 曲线上可求出相应的单桩使用荷载 P_a。当建筑物出现小于沉降量 S_a 的沉降 S_m 时，则相应的荷载为 P_m，此时则意味着建筑物的部分荷载传递给桩，而部分荷载仍为既有建筑物基

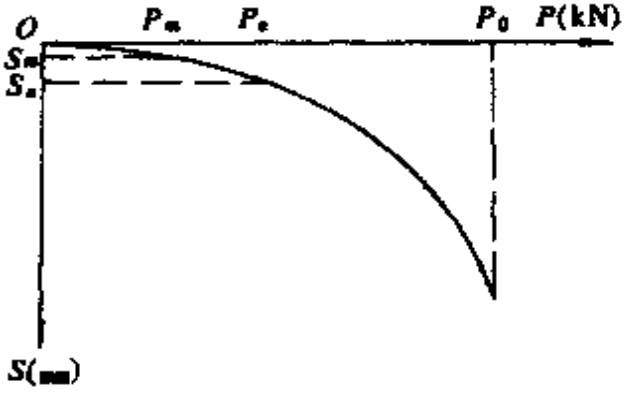


图 6-44　单根树根桩荷载试验曲线

础下地基土所承担。因此，对比 P_a 大得多的极限荷载 P_u 并不重要，因为对被托换的建筑物而言，树根桩的承载力主要取决于被托换建筑物的允许沉降量，亦即用于托换的树根桩是无需充分发挥桩本身的承载能力。

当进行树根桩托换时，原有地基土的安全系数是很小的，但决不会小于1。如果小于1，则建筑物应早已倒塌，而树根桩的设置将不会使安全（>1）的储备量消失，因此，经树根桩的托换建筑物的安全系数将是：

$$K = K_s + K_p \tag{6-18}$$

式中：$K_s \geqslant 1$ 是原有地基土的安全系数；

$K_p = \dfrac{P_u}{P_a} > 1$ 是树根桩的安全系数。

因此可知，经树根桩托换的工程其安全系数并不等于加固后建筑物下桩的安全系数，实际上它的安全系数很大。

（二）网状结构树根桩的设计计算

网状结构树根桩是一个修筑在土体中的三维结构。图 6-45 表示在建筑物附近开挖时采用网状结构树根桩对既有建筑物防护的侧向托换方案。国外在网状结构树根桩设计时，以桩和土的相互作用为基础，由桩和土组成复合土体的共同作用，将桩与土围起来的部分可视作一个整体结构，桩系内的各单根树根桩可能要求承担拉应力、压应力和弯曲应力。

由于树根桩在土中起了加筋的作用，因而土中刚度起了变化。迄今为止，对桩与土共同工作的特性还不容易做出足够准确的分析，而桩的尺寸、桩距、排列方式和桩长等参数，国外都是根据本国实践的经验制定。设计时至为重要的是，首先必须进行树根桩的布置，再按布置情况验算受拉或受压的模式，对内力和外力进行计算分析。计算包括：①钢筋的拉应力、压应力和剪应力；②灌浆材料的压应力；③网状结构树根桩中土的压应力；④树根桩的设计长度；⑤钢筋与压顶梁

的粘着长度；⑥网状结构树根桩用于受拉加固时压顶梁的弯曲应力；⑦将网状结构树根桩的桩系（包括土在内）视为刚体时的稳定性；⑧包括网状结构树根桩的桩系在内的天然土体的整体稳定性。

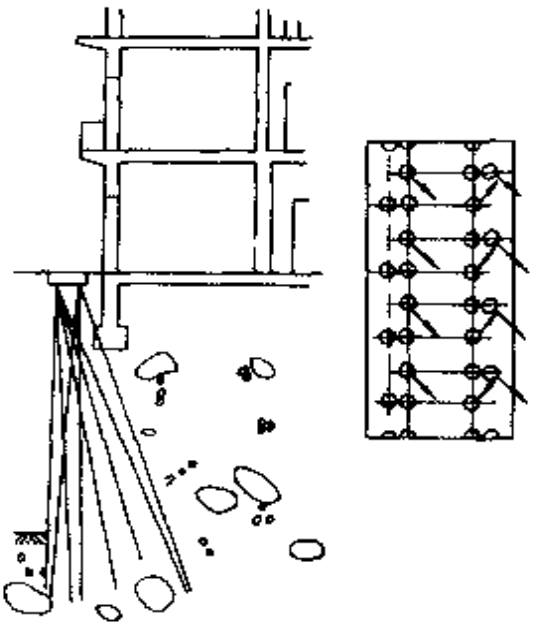


图 6-45　采用网状结构树根桩进行侧向托换

1. 受拉网状结构树根桩设计和计算

在没有抗拉强度的土中设置的树根桩，就是要使树根桩具有抗拉构件的功能。

网状结构树根桩用于保护土坡则不需任何开挖。如图 6-46 所示，在实际工程中受拉树根桩可布置在与预测滑动面成 $45°+\frac{\varphi}{2}$ 角度的受拉变形方向；另外，由于滑动面可能有多种方向，而树根桩的布置也可能有多种方向，因此必须考虑树根桩与受拉变形间的角度误差，故而可将树根桩布置在与土的受拉变形成 0°～20°的角度范围内。

（1）内力计算。受拉网状结构树根桩设计时，有两种情况的内力需要计算（见图 6-47）：一个是压顶梁背面的主动土压力计算；另一个是抗滑力计算。

①按压顶梁背面的作用力为主动土压力时，作用于树根桩的拉力按下式计算：

$$T_{Ki}=P_i\Delta H\Delta B\cos\alpha_1\frac{1}{\cos\theta_H\cos\theta_B} \tag{6-19}$$

式中：T_{Ki}——第 i 根树根桩上作用的拉力；

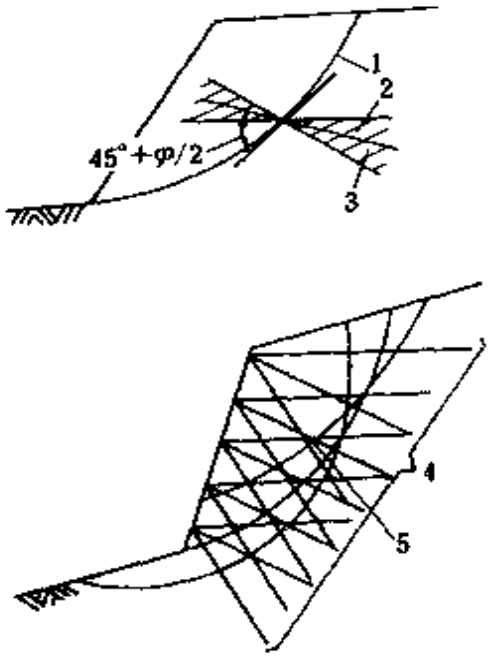


图 6-46　滑动面与网状结构布置的关系

1—假想滑动面；2—受拉变形方向；
3—树根桩布置范围；4—网状结构树根桩；
5—各种可能的滑动面

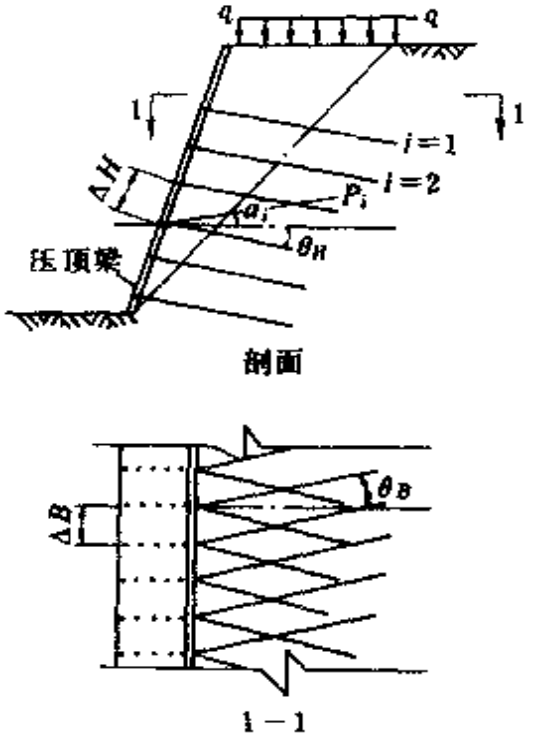


图 6-47　压顶梁背面的作用力为主动土压力时树根桩拉力计算

P_i——第 i 根树根桩上作用的土压力；

ΔH——树根桩的纵向间距；

ΔB——树根桩的横向间距；

α_1——土压力作用方向与水平线所成的夹角；

θ_H——树根桩布置方向与水平线所成的投影角；

θ_B——树根桩与水平方向所成的角。

而

$$P_i = K_a(\gamma_{sat} \cdot H_i + q) \tag{6 20}$$

式中：K_a——主动土压力系数；

γ_{sat}——土的饱和重度；

H_i——由上覆荷载作用面至第 i 根树根桩的深度；

q——上覆荷载。

②按抗滑力分析时，作用于树根桩的拉力按下式计算（见图 6-48）：

$$T_K=\frac{P_K}{S_1}\cdot\cos\alpha_2\cdot\frac{1}{\cos\theta_H}\cdot\frac{1}{\cos\theta_B} \tag{6-21}$$

式中：T_K——每根树根桩上作用的拉力；

P_K——为避免发生圆弧滑动需增加的抵抗力；

S_1——单位宽度 1m 中树根桩根数；

α_2——滑动力作用方向与水平线所成的角度。

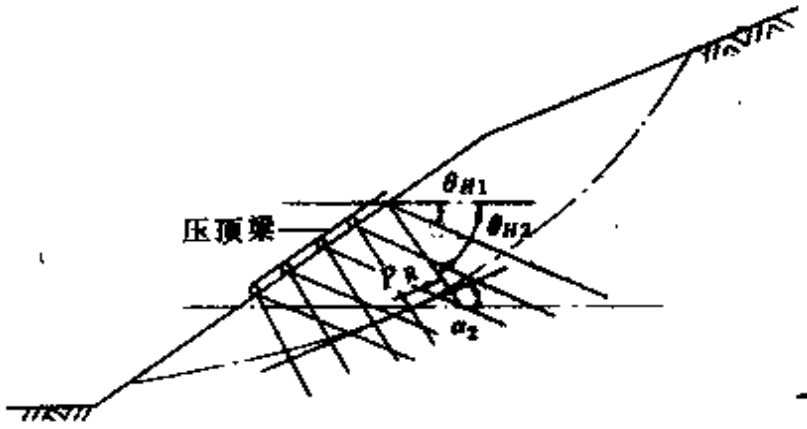


图 6-48　抗滑力分析时树根桩拉力计算

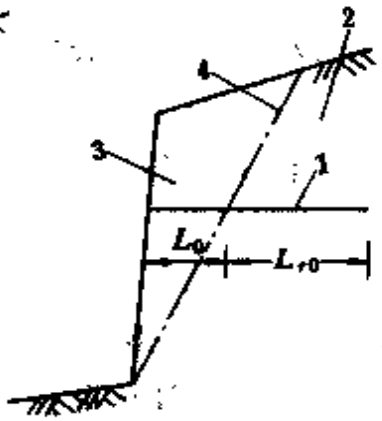


图 6-49　树根桩设计长度
1—树根桩；2—锚固区；
3—主动区；4—滑动面

(2)钢筋拉应力计算：

$$\sigma_{Si}=\frac{T_{K\cdot max}\times10^3}{A_S}\leqslant\sigma_{Sa} \tag{6-22}$$

式中：σ_{Si}——钢筋的拉应力；

$T_{K\cdot max}$——树根桩所受的最大拉力；

σ_{Sa}——钢筋的允许拉应力；

A_S——钢筋的截面积。

(3)树根桩设计长度。图 6-49 所示的滑动面，其锚固区内的树根桩可视为抵抗拉力作用；主动区内则可不予考虑抵抗拉力的能力。

$$L_{r0}=\frac{T_{K\cdot max}\times 10}{\pi D\tau_{r0}}\cdot F_{SP} \tag{6-23}$$

式中：L_{r0}——树根桩锚固长度；

D——树根桩直径；

F_{SP}——树根桩与桩间土的粘着安全系数。

树根桩的设计长度等于树根桩的锚固长度加主动区内的树根桩长度，但其总长不应小于 4m，亦即：

$$L=(L_{r0}+L_0)\geqslant 4.0 \tag{6-24}$$

式中：L——树根桩设计长度；

L_0——主动区内树根桩的长度。

(4)钢筋与压顶梁的粘着长度：

$$L_{m0}=\frac{T_{K\cdot max}\times 10}{\pi d\tau_{Ca}} \tag{6-25}$$

式中：L_{m0}——钢筋与压顶梁的粘着长度；

d——钢筋直径；

τ_{Ca}——钢筋与压顶梁的允许粘着应力。

当压顶梁的构造不能满足此粘着长度的要求时，应在钢筋顶部加承压板。

(5)压顶梁计算。一般压顶梁为钢筋混凝土结构，对作用于树根桩的拉力所引起的应力，压顶梁应具有足够的承受能力。

(6)网状结构树根桩在内的土整体稳定性计算。由于网状结构树根桩的布置与滑动方向成 $45°+\frac{\varphi}{2}$ 的角度，这可约束土的受拉变形。其加固效果可看作是使土体的粘聚力增大了 ΔC 值，增大了小主应

力就可使其与大主应力的比值增大，从而提高土体的强度和增加其稳定性。

$$\Delta C=\frac{R_t}{\Delta H\Delta B}\cdot\frac{\sqrt{K_P}}{2} \tag{6-26}$$

式中：ΔC——增加的粘聚力；

R_t——树根桩的抗拉破坏强度；

K_P——被动土压力系数，

$K_P=\mathrm{tg}^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2})$或 $K_P=\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}$。

考虑到滑弧可能有多种方向，而树根桩的布置也可有多种方向，所以必须注意到树根桩和受拉变形方向实际存在的角度误差，为此要修正附加的粘聚力：

$$\Delta C'=\cos\theta\cos\theta_\beta\Delta C \tag{6-27}$$

式中：ΔC——近似修正后的附加粘聚力；

θ——推算所得土的拉伸变形方向与树根桩布置方向所成的角度；

θ_β——树根桩水平方向的角度。

2. 受压网状结构树根桩设计和计算

受压网状结构树根桩设计时，可根据网状结构树根桩加固（包括桩间土在内）计算基准面上作用的垂直力 N、水平力 H 和弯矩 M 计算内力（见图 6-50）。当然对网状结构树根桩用于深基坑开挖时的支护结构的侧向托换，只要已知某设计断面上的 N、H 和 M，亦可进行以下设计计算：

（1）内力计算。计算基准面处的网状结构树根桩加固体的等值换算截面积和等值换算截面惯性矩（见图 6-51）。

$$A_{RRP}=mA_PS_2+bh \tag{6-28}$$

$$A_P=(n-1)A_S+A_C \tag{6-29}$$

$$I_{RRP}=mA_P\cdot\sum x^2+\frac{bh^3}{12} \tag{6-30}$$

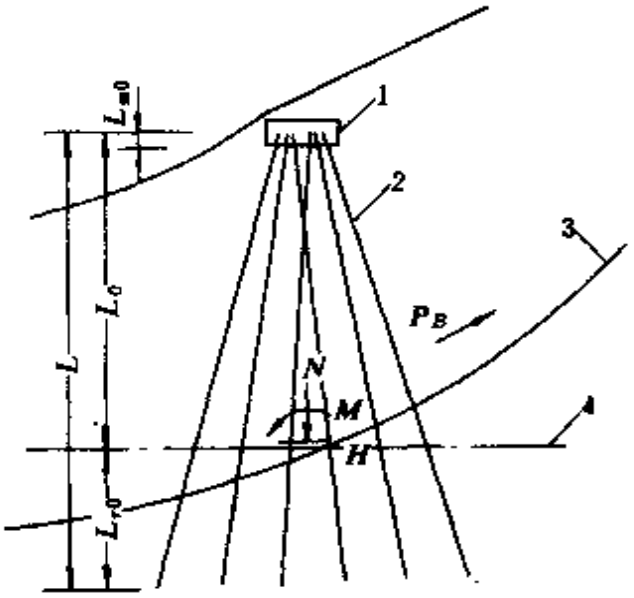


图 6-50　受压网状结构树根桩上的作用力

1—压顶梁；2—树根桩；

3—预计滑动面；4—计算基准面

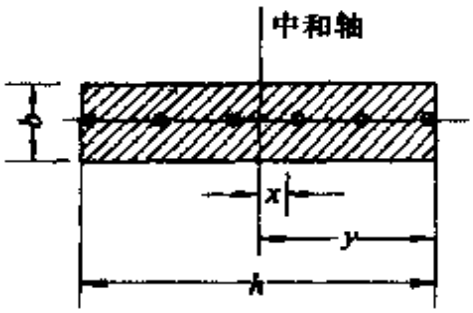


图 6-51　计算基准面示意图

式中：A_{RRP}——计算基准面处，网状结构树根桩加固体的等值换算截面积；

I_{RRP}——计算基准面处，网状结构树根桩加固体的等值截面惯性矩；

A_P——一根树根桩的等值换算截面积；

m——树根桩与其周围土的弹性模量比，一般为 200；

n——钢筋与砂浆的弹性模量比，一般取 15；

S_2——计算基准面内包括的树根桩根数；

b、h——树根桩布置的单位宽度及长度；

x——计算基准面中和轴至各个树根桩的距离；

y——计算基准面中和轴至计算基准面边缘的距离；

A_C——树根桩的截面积；

A_S——钢筋的截面积。

由此求得计算基准面处，网状结构树根桩加固体上作用的最大压应力为：

$$\sigma_{RRP}=\frac{N\times10^3}{A_{RRP}}+\frac{M\times10^5}{I_{RRP}}\cdot y \tag{6-31}$$

式中：σ_{RRP}——计算基准面处，网状结构树根桩加固体上作用的最大压应力；

N——计算基准面处，网状结构树根桩加固体上作用的垂直力；

M——计算基准面处，网状结构树根桩加固体上作用的弯矩。

(2)网状结构树根桩加固体中土的压应力计算：

$$\sigma_{RRP}<f \tag{6-32}$$

式中：f——计算基准面处，经修正后地基承载力设计值。

(3)砂浆与钢筋上的压应力计算：

$$\sigma_R=m\sigma_{RRP}<\sigma_{Ca} \tag{6-33}$$

$$\sigma_{SC}=n\sigma_R<\sigma_{Sa} \tag{6-34}$$

式中：σ_R——作用于砂浆上的压应力；

σ_{Ca}——砂浆压应力设计值；

σ_{SC}——作用于钢筋上的压应力；

σ_{Sa}——钢筋压应力设计值。

(4)树根桩设计长度的确定。树根桩设计长度等于计算基准面以下必要固着长度 L_{r0} 与计算基准面以上长度 L_0 之和。

$$L_{r0}=\frac{A_C\sigma_R}{\pi D\tau_{r0}\times10^2} \tag{6-35}$$

式中：τ_{r0}——树根桩与计算基准面以下土间粘结力设计值；

D——树根桩直径。

(5)钢筋与压顶梁间的粘着长度(L_{m0})计算：

$$L_{m0}=\frac{A_S\sigma_{SC}}{\pi d\tau_{Ca}\times10^2} \tag{6-36}$$

式中：A_S——钢筋的截面积；

d——钢筋直径；

τ_{Ca}——钢筋与压顶梁间粘着力设计值。

(6)加固土体整体稳定性计算。对网状结构树根桩加固体在内的土体整体稳定性计算，一种方法是假定滑动面不通过网状结构树根桩加固体；另一种是意大利 Fondedile 公司采用的方法是不发生圆弧滑动而需增加的抗滑抵抗力，亦即按树根桩的抗剪力进行计算的方法。

四、树根桩施工工艺

(一)树根桩成孔工艺

1. 树根桩施工设备及机具

根据施工设计要求、钻孔孔径大小和场地施工条件选择钻机机型。一般选择可以任意调整主轴角度的油压岩芯回转钻机。施工孔径在 146mm 以下时，可选用 XY-1 型钻机；如有特殊施工要求，钻进不得使用冲洗液时，可用空压机输送 200～300kPa 压缩空气冷却钻头和清除孔内沉渣。由于施工时往往受到净空条件低的限制，要配制一定数量的短钻具、短钻杆。

2. 钻头选择

建筑物地基基础多为浇灌的混凝土，混凝土坚硬且不均一，钻进混凝土地基时可选用牙轮钻头、大八角柱状合金双品字形合金钻头、厚壁钻头体大胎块针状合金钻头及钢粒钻头等，在地基基础之下钻进，根据地基土的岩性选择相应的刮刀钻头或合金钻头；在软粘土中钻进可选用合金肋骨式钻头，使岩芯管与孔壁之间增大一级环状间隙，防止软粘土缩颈造成卡钻、夹钻事故。

3. 成孔工艺

(1)钻机安装、定位。钻机就位后按照施工设计的钻孔倾角和方位，调整钻机的方向和主轴的角度，然后安装机械设备，安装要牢固、

平稳，尤其在施工场地狭窄、净空高度较低的条件下施工，更应做好机械和人身安全的防护措施。

钻机定位后，桩位偏差应控制在 20mm 内，直桩的垂直偏差应不超过 1%；对斜桩的倾斜度应按设计要求作相应的调整。

(2)成孔。钻机钻进成孔时，在软粘土中成孔钻头可采用平口合金钻，钻机液压的压力为 1.5～2.5MPa，配套供水压力为 0.1～0.3MPa，钻机转速一般为 220r/min。

不用套管钻孔时，应在孔口处设置长 1.0～2.0m 的套管，以保证孔口处土方不至坍落。

基础下部有地下建筑物时，施工中对钻孔倾角、方位和孔深要严格控制，以防钻穿或偏离地下建筑物过远而影响建筑基础加固效果。要在钻孔换径、终孔和孔深 5m、10m 时分别进行倾角和方位角的测定。

在粘性土地基钻进，粘性土的液性指数 I_L 大于 0.25 时，呈可塑至流塑状态，应选用较长的岩芯管，将土体钻压入岩芯管内提取岩芯，不要使用清水洗孔，可使用失水量小的低固相冲洗液循环，以防止附加水分破坏土的结构，降低土的承载力。尤其对危房或有地下建筑工程地基处理时，更应慎重。

(3)清孔。钻孔时采用的是泥浆或清水护壁，清孔时应始终观察泥浆溢出的情况，控制供水压力的大小，直至孔口溢出清水为止。

4. 成桩工艺

(1)混凝土的配制。树根桩的孔径较小，宜用水泥砂浆成细石(俗称"瓜子石")混凝土灌注。有关配合比设计可参阅本丛书《灌注桩工程设计计算与施工》中的混凝土配制。

灌注树根桩的水泥砂浆或细石混凝土要求在 C20 以上，使用的水泥为 425 号以上的硅酸盐或普通硅酸盐水泥。水泥应是没有受潮，没有结块，贮存期在 3 个月以内的新鲜水泥；使用的砂是经筛选的中、粗砂，粒径 0.35～0.5mm，细石平均粒径 5～20mm，配砂率为

35%～45%，坍落为 16～20cm，水灰比不应大于 0.6。

为改善混凝土的和易性，提高混凝土强度和耐久性或为了加速施工进度、节约水泥，有时在混凝土中掺入早强制、速凝剂或减水剂。常掺用的早强剂、速凝剂有氯化钙、硫酸钠、三乙醇胺、食盐和生石膏等。常用的减水剂有木质素磺酸钠、MF 减水剂、FDN 减水剂、HM 减水剂等。

(2)吊放钢筋笼。钢筋笼外径应小于设计桩径 40～50mm，钢筋笼制作的每节长度取决于起重机械性能和起吊空间。施工时分节吊放钢筋笼，节间钢筋搭接必须错开，焊缝长度不小于 10 倍钢筋直径(双面焊)，注浆管采用直径 20mm 无缝铁管。搬运钢筋笼时防止扭转和弯曲；下放钢筋笼时要对准孔位、吊直扶稳，缓缓下沉避免碰撞孔壁，施工时应尽量缩短吊放和焊接时间。

(3)灌注混凝土。每钻完一个树根桩孔，清孔后立即下置钢筋笼，灌注混凝土。灌注时，可在钢筋笼上设置定位钢筋环或在下置钢筋笼前于孔中设置导向钢筋，以确保混凝土厚度。混凝土的灌注必须及时，以防止孔内坍塌和孔底沉渣继续沉淀。水下灌注应连续进行不得中断，以防止断桩或胶结不牢。灌注充盈系数不得小于 1，一般土层为 1.1，软土为 1.2 左右。灌注水泥砂浆或细石混凝土时，要使树根桩与基础连成整体。其注浆量可按下式控制：

$$V=\pi(r_1^2h_1n'+r_2^2h_2) \tag{6-37}$$

式中：r_1——注浆试验时测得渗透半径；

h_1——渗透地层的厚度；

r_2——树根桩钻孔半径；

h_2——不渗透浆液地层厚度；

n'——可灌性孔隙率，$n'=0.2\sim0.5$；

V——混凝土灌注量。

(4)浇筑承台。树根桩用作承重、支护或托换时，为使各根桩能连成整体和加强刚度，通常都需浇筑承台。此时应凿开树根桩顶混凝

土，露出钢筋锚入所浇筑的承台内。

5. 树根桩施工注意事项

(1)下套管。施工时如出现缩颈或塌孔现象，应将套管下到产生缩颈或塌孔的土层深度以下。

(2)注浆。注浆管的埋设应离孔底标高 200mm，以开始注浆起，对注浆管要进行不定时上下松动。在注浆结束后要立即拔注浆管，每拔 1m 必须补浆 1 次，直至拔出为止。

为防止出现穿孔和浆液沿砂层大量流失的现象，可采用跳孔施工、间歇施工或增加速凝剂掺量等措施来防范上述现象。额定注浆量应不超过按桩身体积计算量的 3 倍，当注浆量达到额定注浆时应停止注浆。

用作防渗漏的树根桩，允许在水泥浆液中掺入不大于 30%的磨细粉煤灰。

(3)桩顶标高。注浆后由于水泥浆收缩较大，故在控制桩顶标高时，应根据桩截面和桩长，采用高于设计标高 5%～10%的施工标高。

五、质量控制与检测

(一)质量控制

树根桩的成孔、混凝土配制、钢筋笼制作与吊放和灌注混凝土，这几道工序质量是决定树根桩质量的关键。要把好这几道工序的施工质量关，不使上一道不合格工序质量转入下一道工序的施工中。在施工的全过程中，要严格按操作规程和全面质量管理中的工序管理，使每一道工序的质量都处于严格的受控状态，确保工程全面合格。

1. 钻孔成孔质量控制

树根桩桩径较小，其成孔质量包括孔斜、孔径、岩芯采取率、提、下钻水位及冲洗液消耗量测定，终孔稳定水位测量和孔深误差校正，并结合设计要求指标进行施工质量控制。其中对斜孔的倾角和方位

要严格控制，要把影响钻孔孔斜的钻进工艺控制好，如对钻探机械设备安装、开孔和换径、钻具结构、钻进方法及钻进技术参数等因素控制。

2. 混凝土的质量控制

须按混凝土的配制及验收有关技术规范和规程及工程施工设计要求进行配比设计，严格按照设计确定的水泥、水、砂、细石的比例配制混凝土。灌注前对配制的混凝土要抽样检查，检验混凝土的凝固、固结情况，并进行不同龄期的混凝土样的抗压强度试验。

3. 吊放钢筋笼和灌注混凝土

钢筋笼吊放要按前述工艺要求进行。水下灌注要连续，不得中断，灌注充盈系数要根据地基土情况，一般控制在1～1.2范围内，凡是灌注量超过规定值或浆液从孔口及其他地方冒出时，即可停止灌浆。灌注时桩顶一般要高出基础底面20cm以上，并将树根桩与基础浇灌成一体。

(二)质量检验

(1)对灌注的水泥砂浆或细石混凝土要抽取混凝土试样进行不同龄期的抗压强度试验，以检验灌注的混凝土能否达到设计要求的技术指标。

(2)静载试验。桩的垂直静载试验是接近实际工作条件的试验方法，可以确定桩的轴向受压承载力。

①试验加载装置。一般采用油压千斤顶加载，锚桩横梁反力装置。其装置如图6-52所示。锚桩数量、锚桩长度和横梁尺寸均应按1.2～1.4倍预估试桩破坏荷载进行设计，试验数量不得少于4根。

②荷载与沉降的量测仪表。荷载可用放置于千斤顶上的应力环、应变式压力传感器直接测定，或采用连于千斤顶的压力表测定油压，根据千斤顶率定曲线换算荷载。试桩沉降一般采用百分表测定。在桩的两个正交直径方向对称安置4个百分表，桩径在168mm以下时，可安置两个百分表。沉降测定平面离桩顶距离、试桩、锚桩和基准

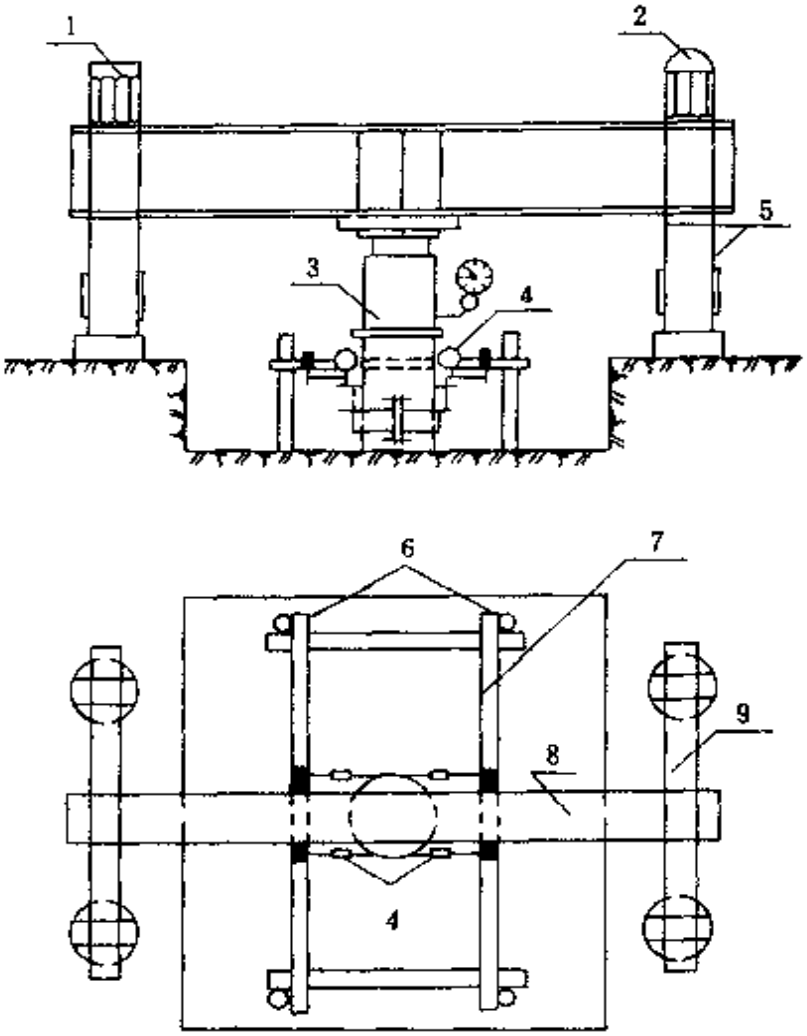


图 6-52　垂直静载试验装置示意图

1—厚钢板；2—硬木包钢皮；3—千斤顶；4—百分表；5—锚筋；
6—基准桩；7—基准梁，一端固定一端可水平移动；8—主梁；9—次梁

桩之间的中心距离应符合桩的现场试验规定。

③试桩制作要求。试桩的成桩工艺和质量控制标准应与工程桩一致。试桩顶部一般应予加强，可在桩顶配置加密钢筋网 2～3 层，或以薄钢板圆角作成加强箍与桩顶混凝土浇成一体，用高标号砂浆将桩顶抹平。试桩顶部露出试坑地面的高度不宜小于 60cm，试坑地面

应与桩承台底设计标高一致。

④试桩时间和加载方式。从浇注试桩混凝土到开始试验的间歇时间，在满足混凝土达到设计标号的前提下，对于一般粘性土，不应少于 20d；对于淤泥或淤泥质土，不应少于 30d。试验加载方式，一般采用慢速维持荷载法（逐级加载，每级荷载达到相对稳定后，再加下一级荷载，直至试桩破坏，然后逐级卸载到零）。如考虑结合实际工程桩的荷载特征或为缩短试验时间，也可采用多循环加卸载法（每级荷载达到相对稳定后卸载到零）和快速维持荷载法（一般采用每小时加一级荷载）。

⑤试验资料整理。根据垂直静载试验的现场观测资料，每一级加载时间、荷重和相应的沉降等有关数据整理成表格形式并绘制有关试验成果曲线，例如 $P\sim S$、$S\sim \lg t$、$S\sim \lg P$ 曲线，以及其他补助性曲线，根据曲线变化特征确定极限荷载。

(3)托换地基沉降观测。

经过树根桩托换加固的建筑物和构筑物沉降观测必须有足够数量的水准点。水准点与建筑物的间距为 30～50m，可按实际要求采用深埋式或浅埋式。水准基点埋设要坚固和永久性使用，若被托换的建筑物在建筑时已埋设的水准基点并保留完好，仍可继续使用。建筑物和构筑物下沉的观测点可由设计人员根据地基的工程地质资料及建筑物结构特点确定，下沉观测点的布置与数量要能全面地查明基础沉降情况。沉降的测量采用精密水准仪及钢水准尺进行观察和测量，观察时使用的测量仪器和工具要固定，测量技术人员亦应固定，以尽量地减少人为误差。采用树根桩托换基础，在施工前和竣工时，对建筑物的观测点分别进行观测以便检查和对比，竣工后要定期观测以便掌握托换后建筑物沉降和不均匀沉降变化趋势，评价其托换效果，检查托换质量。为此要求做好：观测资料要及时整理，绘制出各观测点的 $S\sim t$ 曲线，统计各观测点沉降值、沉降速度和建筑物的沉降差等资料。

(4)建筑物的裂缝观测。

裂缝观测是反映建筑物不均匀沉降直观并且比较简便的一种方法，根据裂缝的发展变化规律可以检验树根桩托换加固效果。在建筑物的裂缝上设置石膏条等可靠观测标志，观测裂缝的位置、形状和尺寸变化，并将每一裂缝的各次观测结果绘制成图进行对比，即可检查加固效果，必要时亦可对裂缝照相检验加固效果。

应该明确：不管是对托换建筑物的沉降观测还是对建筑物原有裂缝观测，这种沉降以及不均匀沉降产生的裂缝，是在托换以前就发生了，并且还在继续发展中，只有在建筑物沉降的同时逐步将建筑物的荷载转移到树根桩，使树根桩能发挥它的承载力，建筑物的沉降及不均匀沉降才逐渐减少，直至达到稳定状态。达到相对稳定的过程往往要经过较长时间，一般要经过半年甚至一年的时间。

第四节　灌注桩托换

灌注桩托换与打入桩（钢桩）托换的功能完全一样，它同样靠搁置在桩上的托梁或承台系统来支撑被托换的柱和墙。它与打入桩托换的不同点仅在于制桩的方法不一样。有关灌注桩的设计计算施工详见本丛书的《灌注桩设计计算与施工》一册。

第五节　预试桩托换

预试桩托换是美国在纽约市修建威廉街地下铁道时开始使用的。

预试桩的施工步骤是：

(1)在柱基或墙基下有关挖坑的施工方法如同坑式托换。

(2)根据设计的桩所需承受的荷载，使用 300～450mm 直径的开口钢管，用设置在基础底面下的液压千斤顶，将钢管压进土层中

去，而液压千斤顶的荷载反力即为建筑物的重量。钢管可截成约1.2m长的若干段，在钢管间连接处设特制的套管接头。当桩很长或土中有障碍物时，这些接头才需焊接。

(3)当钢管顶入土中时，每隔一定时间可根据土质的不同，用合适的取土工具把土取出。也可用射水和吸泥办法来挖除桩管中的土，但使用时应极为小心，以免使坑周的土软化，且不应在低于管端处射水，防止土的流失。如遇漂石，必须用锤破碎或用冲击钻头钻除，而决不应进行爆破。预试桩经交替顶进、清孔和接高后，直至桩尖达到预期深度为止。桩尖应进入能提供所需承载力的土层中，因为预试桩基本上是属于端承桩，而所决定的单桩承载力并不考虑表面摩阻力。在被托换建筑物的邻近将有所开挖的基坑时，桩尖应在新建筑物的基底下有足够的深度，以免新基础的基坑开挖的扰动。

(4)当桩已达到要求的深度，并已清孔到管底时，如管中无水，便可在管中直接灌注混凝土。如管中有水，则管底可用一个"砂浆塞"加以封闭，待砂浆结硬后再将管中的水抽干，并把钢管接长到离基础底面以下的钢板约600mm处才灌注混凝土。

(5)桩的预试(或预压)工作是在混凝土结硬后才可进行，一般用两个平排设置的液压千斤顶放在基础底和钢管顶之间(见图6-53)，两个千斤顶间要有足够的空位，以使将来安放楔紧的工

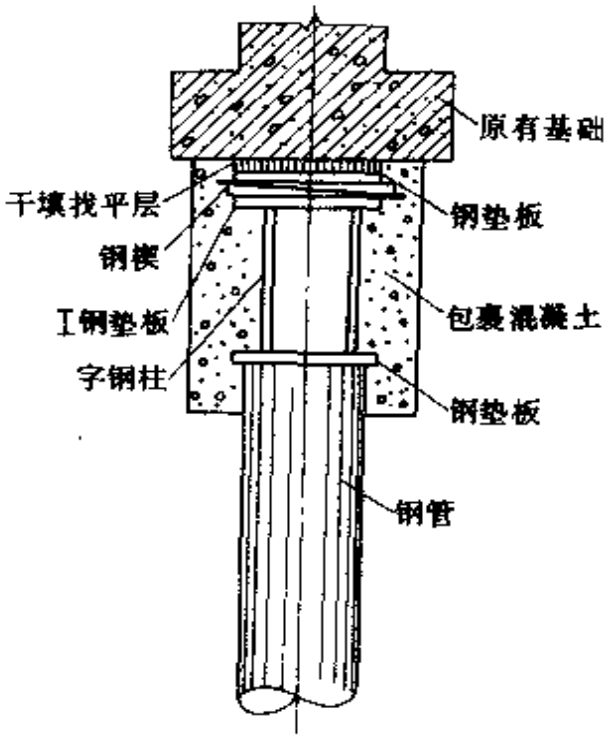


图6-53 顶试桩

字钢柱。液压千斤顶可由小液压泵或手摇驱动，荷载应施加到桩的设计荷载的150%为止。在荷载保持不变的情况下，一小时内沉降不再增加时才被认为是稳定的。然后，截取一段工字钢竖放在两个千斤顶之间，再用铁锤打紧钢楔。经验表明，只要转移约10%～15%的荷载，就可有效地对桩进行预试(可从千斤顶的压力表中的压力降低而显示出来)，此时阻止了桩的回弹，亦即使千斤顶停止工作，并将它取出，再用干填法或在压力不大的情况下将混凝土灌注到基础底面，最后将桩顶和工字钢用混凝土包起来。此时施工才告结束。

一般预试桩不希望采用闭口的或实体的桩，不然顶进的压力过高，或因桩端下遇到障碍时就无法顶进。预试桩的优点就是能在水下和地下水位较高的情况下施工。

第七章　建筑物纠偏

建筑物纠偏是指既有建筑物偏离垂直位置发生倾斜而影响正常使用时所采取的托换措施。纠偏中采用的思路和手段与其他托换加固方法类同，故纠偏是托换技术中的一个重要分支。

值得注意的是，纠偏工作切忌矫枉过正，一定要遵循由浅到深，由小到大、由稀到密的原则，须经沉降—稳定—再沉降—再稳定的反复工作过程，才能达到纠偏目的。因为在较弱地基上建造的建筑物沉降往往需要经过一般时间才能达到最终稳定，所以纠偏决不能急于求成，不然反而适得其反。由于纠偏过大，造成原建筑物沉降小的一侧又倾斜的工程实例也有所见。

第一节　基础加压纠偏

基础加压纠偏法是采取人为地改变原基础的荷载条件，迫使地基土产生不均匀变形，从而调整基础不均匀沉降，这是一种加压纠偏的有效方法。

基础加压纠偏工艺如图 7-1 所示。该法的表达式如下：

$$\frac{\Delta S - S_e}{b} \leqslant [\mathrm{tg}\theta] \tag{7-1}$$

式中：ΔS——计算或实际沉降值；

S_w——纠偏或超纠偏沉降量；

b——倾斜方向宽度尺寸；

$[\tan\theta]$——允许倾斜值。

在被托换基础变形小的一侧，修筑一个与原基础连接的悬臂钢筋混凝土梁，利用锚桩和加荷机具，根据工程需要可一次或多次加荷，直至纠偏或超纠偏达到预期目的为止。所以基础加压的过程就是地基应力重分布、地基变形、基础纠偏的过程。

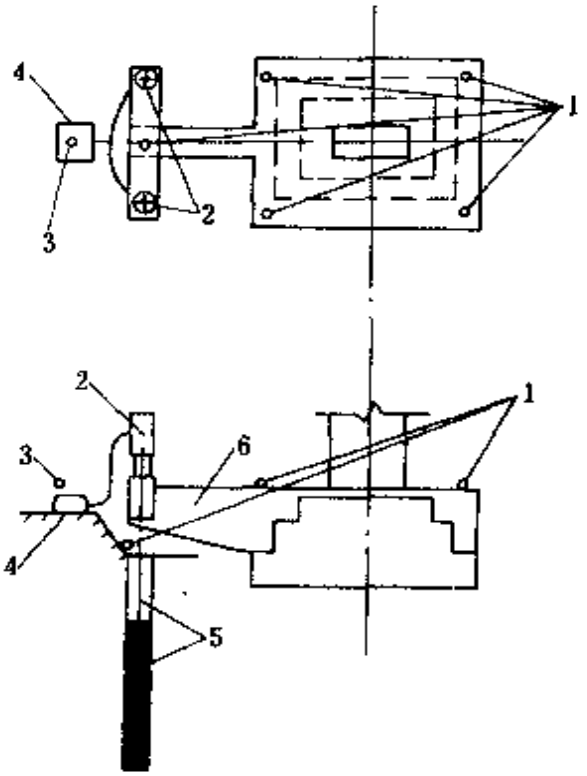


图 7-1 基础加压纠偏工艺示意图

1—百分表；2—加荷机具；3—压力表；4—油压泵；5—锚固系统；6—施力构件

对不均匀沉降敏感、且要求严格控制倾斜的建(构)筑物，则可在设计与施工中预先设置纠偏装置，以后可根据实际情况随时进行调整。

第二节 堆载加压纠偏

在软弱地基上建造的某些活荷载较大的构筑物(如料仓、油罐、储气柜等)对倾斜要求严格，因而在设计和使用时，必须充分考虑由于荷载施加速率过快而造成倾斜的可能性。由于地基得不到充分固结，当外荷载超过地基的临塑荷载时，地基中开始出现塑性区，部分土体将沿基底向外侧挤出，引起构筑物的大量沉降，甚至出现严重倾斜。

堆载加压纠偏是指在建筑物沉降小的一侧施加临时荷载，适当

增加这个侧边的沉降，用以减小不均匀沉降差和倾斜。

实践证明，在软土地基上，如果产生建筑物的不均匀沉降，尤其对某些高耸建(构)筑物的倾斜，采用堆载加压纠偏应该是有效的。但是，有时加载重量不足，则施工产生的沉降量不满足纠偏的需要时也属无效；或有时设计加载量过大，从施工角度也难以实施。因而能否使用加载纠偏措施，还应该因工程制宜，决不能盲目使用或一概否定。

在设计活荷载较大的建(构)筑物时，必须慎重选择地基土的抗剪强度指标。当加荷较快时，宜采用三轴快剪指标与实际较为接近；在建(构)筑物投产使用初期，应根据沉降情况控制加载速率；加载时应分期、对称和均匀，严格控制加载间隔时间；必要时可调整活载部分，以免倾斜较大。

重心较高的建(构)筑物产生倾斜后，由于偏心的影响，不会使原来下沉多的部位压力增大，从而促使下沉更多，倾斜将进一步发展。为此，对这类建(构)筑物在使用期间应加强观测，以便及时采取相应措施。

第三节　锚桩加压纠偏

锚桩加压纠偏是指在被托换基础沉降小的一侧修筑一个与原基础连接的悬臂钢筋混凝土梁，利用锚桩和加荷机具，根据工程需要进行一个或多次加荷，直至纠偏或超纠偏达到预期纠偏目的的纠偏方法。

根据土力学的基本原理，地基的变形不仅取决于土质条件，而且还取决于基础及荷载条件。而锚桩加压纠偏是采取人为地改变荷载条件，迫使地基土产生不均匀变形，调整基础不均匀沉降。所以加压过程就是地基应力重新分布和地基变形的过程，也是基础纠偏的过程。

锚桩加压纠偏的工艺(图 7-2)是：首先开动油压泵，以压力表控制油压大小，继而经加荷机具按计算要求施加第一级荷载，并以百分表测定各部位的变形值，待变形稳定后，再施加下一级荷载，当调整不均匀沉降已达到预期目的时，纠偏才告停止。这可有效和简便地对既有建筑物桩基进行纠偏处理。

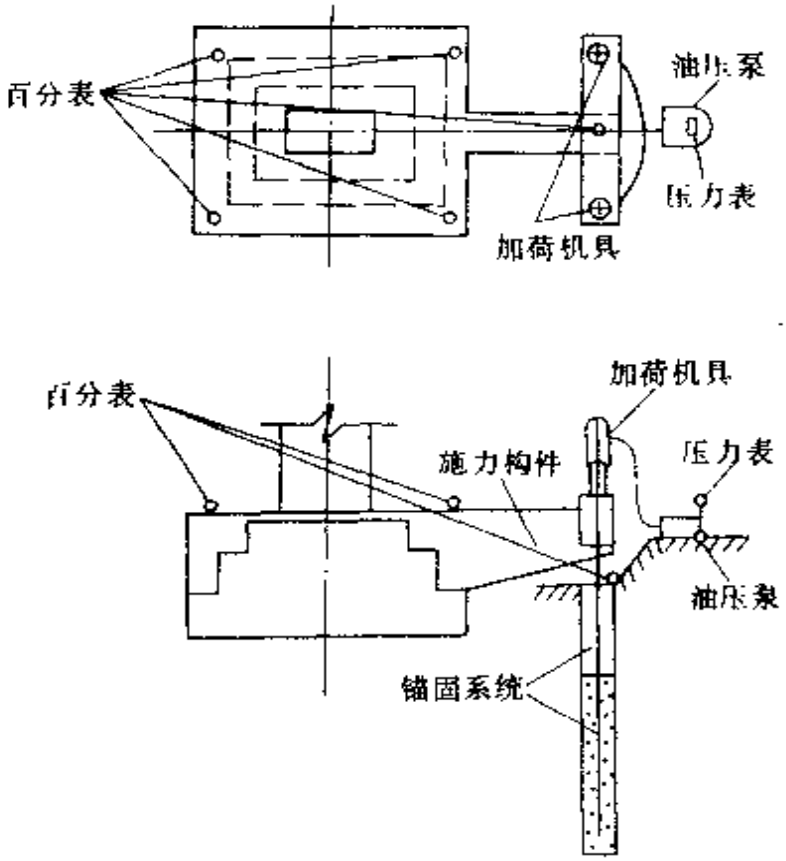


图 7-2　锚桩加压纠偏装置示意图

对不均匀沉降很敏感且要求严格控制倾斜的建(构)筑物，则可在一开始的设计和施工中设置纠偏装置，以后再根据具体情况随时予以调整，这是一种处理与防止建(构)筑物倾斜的治本方法，与其他托换方法比较，可减少场地原有土体结构的破坏。

基础及锚桩施工(图 7-3)均为现场浇制，为了防止填土塌孔，桩

身一般采用直径 ϕ300mm 预制混凝土管，由 0.6t 桩锤的柴油打桩机打入后并在桩端爆扩大头，再埋设预应力钢筋，并对钢筋加了防锈蚀保护层。

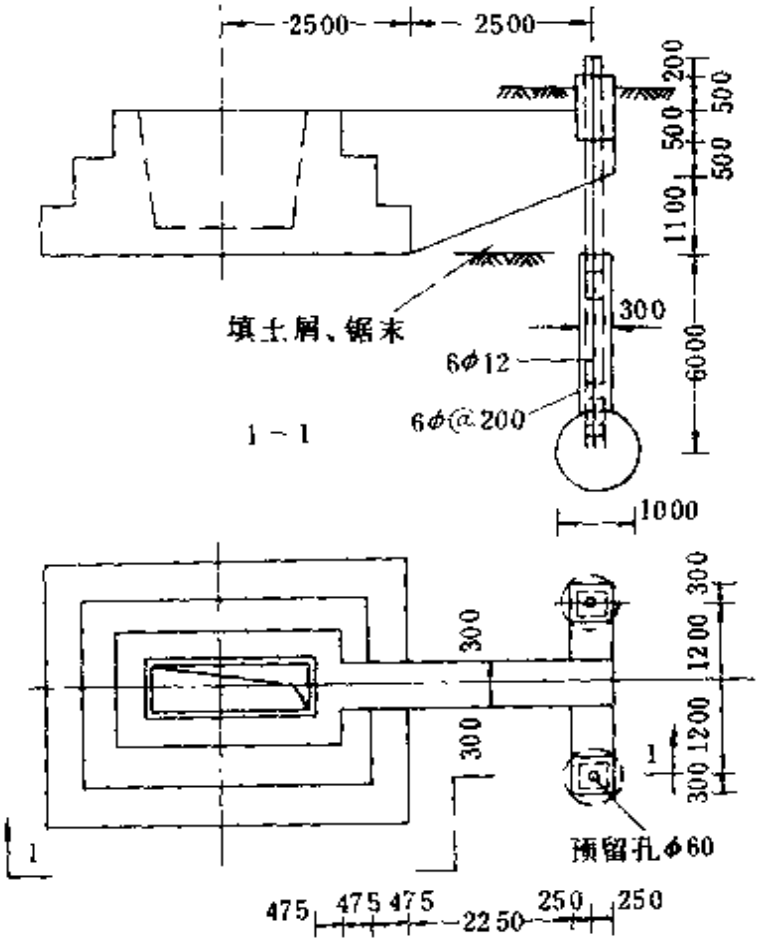


图 7-3　锚桩加压纠偏施工详图

对第一次纠偏(施工时)的要求，是先使柱顶产生超纠偏位移 10mm。待露天栈桥等建成后，地面堆载所引起柱顶偏移已消除超纠偏 10mm 后，继而再进行超纠偏 10mm，从而使倾斜始终控制在规范规定的范围内。

第四节　掏(排)土纠偏

掏(排)土纠偏是指在倾斜建筑物基础沉降小的部位采取掏(排)土的迫降措施，形成基底下土体部分临空，使这部分基础的接触面积减少，接触应力增加，产生一定侧向挤出变形，迫使基础下沉，使不均匀沉降得到调整和达到纠偏目的。

掏(排)土纠偏时要求满足以下公式：

$$\frac{\Delta P}{P_0} = \beta \tag{7-2}$$

$$\frac{\Delta S}{v} = t \tag{7-3}$$

式中：ΔP——基底压力增量，根据原地基土的极限承载力及不同倾斜速率确定；

P_0——原基底压力；

β——基底压力增长率(一般为25%～40%)。

ΔS——角点沉降差，纠偏相对值；

v——纠偏沉降速率，根据结构物的类型确定(一般为5～12mm/d)；

t——所需纠偏时间。

掏土纠偏是掏(排)土(砂)、穿孔掏土、钻孔取土、沉井深层冲孔排土等纠偏方法的技术总称。早在60年代初，福建省民间歌舞团排演厅就采用掏(排)土纠偏的迫降方法。目前在杭州、福州、武汉、南京、南昌和上海等地曾多次采用过，用以对建(构)筑物的整体或局部纠偏，获得很好的纠偏效果，应用历史已有40多年了。

一、抽砂纠偏法

抽砂纠偏法(图7-4)是在建筑物设计时，在基底预先做一层0.7

～1.0m 厚的砂垫层，砂垫层材料可用中粗砂，除需满足一般砂垫层的施工技术要求外，其最大粒径宜小于 3～4mm。

在可能发生沉降量较小的部位，按平面交义布置每隔一定距离（约 1m）预留抽砂孔一个，抽砂孔可由预埋斜放的 ϕ200mm 孔管做成。

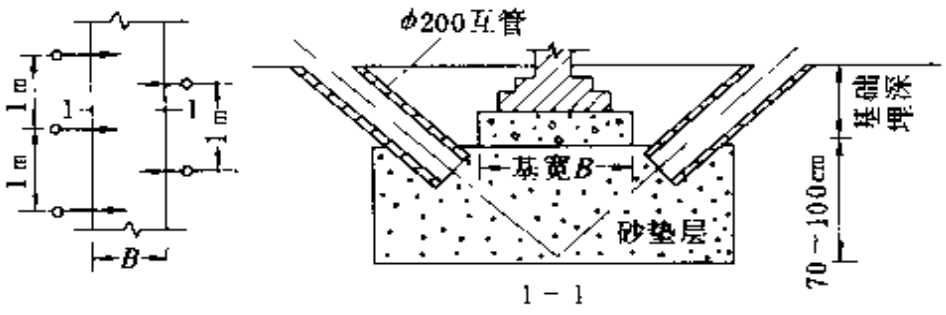


图 7-4　抽砂纠偏法抽砂孔平面布置

当建筑物出现不均匀沉降时，可在沉降较小的部位用铁管在抽砂孔中分阶段捣砂；当抽砂孔四周的砂体不能在自重作用下挤入孔洞时，则应在砂孔中冲水，促使孔周围的砂体下陷，从而使建筑物强迫下沉，以达到沉降均匀的目的。

施工时应注意下列事项：

（1）要求严格控制抽砂的体积和抽砂孔的位置，力求抽砂均匀；

（2）有时向抽砂孔内冲水是迫降基础下沉的关键，可单排也可并排进行，每孔的冲水量不宜过多，水压不宜过大，一般以抽砂孔能自行闭合为限；

（3）抽砂的深度不宜过大，至少应小于垫层厚度 100mm，以免扰动砂垫层下面的软粘土地基。

（4）为了谨慎，抽砂可分阶段进行，每阶段沉降量可定为 20mm，待下沉稳定后再进行下阶段的抽砂。

二、穿孔掏土纠偏法

对基础底面下含有瓦砾的人工杂填土(房渣土),经较长时间压密后,如果只削弱少量基底支承面积,瞬时塑性变形是难于出现的,而短期浸水也不能使其"软化"。因此必须适量地削弱原有支承面积,急剧地增加其所受的附加应力,才足以使局部区域产生塑性变形。而穿孔掏土纠偏就是在基底下穿孔掏土和冲水扩孔的施工措施对建筑物进行纠偏的。

施工要点是:

1. 穿孔操作

每组两人合打一孔,先穿通 200mm×200mm 的洞孔,再逐渐由孔壁扩孔至 400mm×250mm,孔距为 500mm。

2. 穿孔次序

穿孔次序应根据建筑物具体情况决定。先内墙后外墙,其中较困难的是横墙交叉点。

3. 冲水扩孔

为进一步提高穿孔工效,进行冲水扩孔,对瓦砾含量较少的填土,冲水扩孔工效很高,孔径也易控制,孔壁整齐;对瓦砾较多的杂填土,作用不大,当然这还与水压的大小有关,故特别需要有一个高压水源,所以在经济上不太合算。

4. 填石渣

经严格沉降观测资料证明,对基本已满足扩孔要求的孔洞须填以石渣。

实践证明:采用"穿孔掏土纠偏"对消除建筑物的差异沉降,效果较好,且施工简便,费用较低。

三、钻孔掏土纠偏法

软粘土的特征是强度低而变化大,如果控制加荷速率,则可提高

地基承载力和减少地基变形；如果加荷速率过大，有可能使地基进入不排水的剪切状态，从而产生较大的塑性流动使基底软土侧向挤出，这不但增大了地基变形，有时甚至还会导致地基剪切破坏。而钻孔掏土纠偏法就是利用基底软土侧向挤出的原理，用以调整变形和倾斜。

钻孔后由于孔壁附近产生了应力集中，因而造成了部分土体的侧向挤出。与此同时，在整个基础范围内的土体中，由于边界条件的改变，产生了应力重分布，使整个基础都有附加下沉，而外侧下沉大于内侧下沉，取得了倾斜调整的效果。

钻孔后，外侧有较大的下沉但沉降速率较低(0.123mm/d)，内侧的沉降速率更低(0.04mm/d)，可见倾斜的调整过程是缓慢的；侧向挤出是有限的，地基稳定性没有丧失。钻孔深度穿过了坚硬的黄褐色粉质粘土层而达到较软弱的淤泥质土层时纠偏效果更为显著，倾斜调整效果达 2.22‰～3.75‰。钻孔工作停止后，变形较快地稳定下来。

在卸去柱基上均匀荷重 50kPa 后，随即产生柱基回弹现象，内外侧回弹值几乎相等。

四、沉井冲水掏土纠偏法

沉井冲水掏土纠偏是指：在基础沉降小的建筑物一侧，设置若干个沉井，沉井内预留 4～6 个成扇形的冲孔，当沉井到达预计的设计标高后，通过井壁预留孔，用高压水枪伸入基础下进行深层冲水，泥浆水流通过沉井排出，而泥流排出的过程是对建筑物进行纠偏的过程。

纠偏方案是在建筑物前离外墙 3～5m 处设置直径 2m 的沉井若干(视具体情况定)，采用 M5(50 号)砂浆砖砌沉井，井圈刃脚可现浇，沉井深一般大于 4.5m，每个沉井中预留 4～5 个冲水孔，但需注意位置，以便冲水时控制方向。

在沉井下沉施工完毕后，进行一次沉降观测，记录各测点沉降

量，计算出建筑物前后的沉降差，以便大致安排冲水施工进度。每天必须有专人进行沉降观测，日沉降量必须控制在 5mm/d 内，以免建筑物遭受破坏，每天在达到预定的沉降指标后即停止冲水。特别是在雨天，因沉井积水的影响会使沉降量增大。用高压水冲孔的顺序是先两端后中间，并通过专人每天精确记录沉降数据再确定第二天的冲孔部位、个数、冲水深度和方向。为了保证原下水道畅通，在沉井附近设置沉淀池一个，将沉井内泥水抽入池内，经沉淀后将清水放入下水道。

经过实际冲孔 40d，建筑物回到规定的垂直度，倾斜率小于 2‰。距离 3m 的邻近建筑物也未受影响，才获得了纠偏成功。

第五节　降水掏土纠偏

降水掏土纠偏是在建筑物倾斜的相反方向，按一定角度打斜孔，先掏土而后进行降水，导致在上部自重荷载的作用下，由于孔壁附近产生应力集中，因而造成孔周土体的侧向挤出；与此同时，由于边界条件的改变，产生了应力重分布，使在整个基础范围下的土体均产生沉降，沉降速率外侧大于内侧，沉降速率大小取决于抽水的强度，抽水时曲线很快下降，停抽后曲线出现平缓段，沉降渐趋稳定。

该方法不仅适用于深厚软土区桩基房屋倾斜的纠偏，如南京市水西门外茶西小区住宅楼就是采用该方法，效果很好。该方法同样也适用于其他类型基础房屋倾斜的纠偏。

第六节　压桩掏土纠偏

压桩掏土纠偏是锚杆静压桩和掏土技术的有机结合。它的工作原理是先在既有建筑物沉降大的一侧先压桩，并立即将桩与基础锚固在一起，起到迅速制止建(构)筑物沉降的作用，使其处于一种沉降

稳定状态。然后在沉降小的一侧进行掏土，减少基础底面下地基土的承压面积，增大基底压力，使地基土达到塑性变形，造成建(构)筑物缓慢而又均匀的回倾；同时可在掏土一侧再设置少量保护桩，以提高回倾后建筑物的永久稳定性。压桩掏土纠偏过程的基底压力状态见图 7 5 所示。

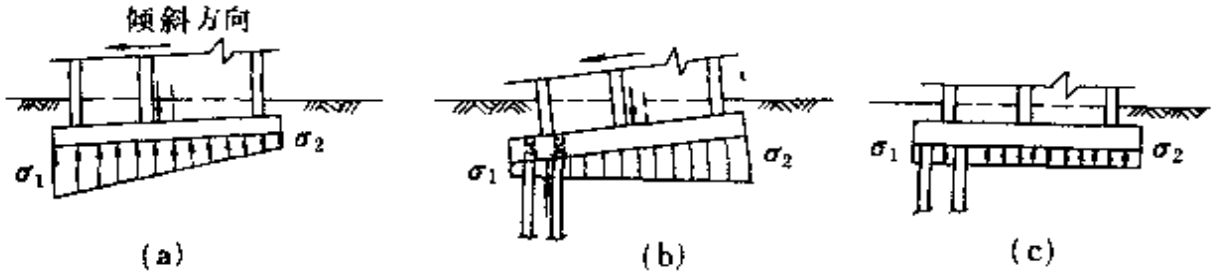


图 7-5　压桩掏土纠偏过程基底压力状态示意图

(a)纠偏前 $\sigma_1>\sigma_2$　(b)压桩后 $\sigma_1<\sigma_2$　(c)掏土纠偏后 $\sigma_1\approx\sigma_2$

一、纠偏加固设计原则

(1)制定方案前必须对拟纠偏工程的沉降、倾斜、裂缝、地下管网和周围环境等情况作周密的调查研究。

(2)为增加建(构)筑物的刚度，纠偏前要酌情对建筑物底层进行加固，如设置拉杆和砌筑横墙。

(3)提出建筑物的合理回倾速率(一般建筑物可定为 4～6mm/d)并在纠偏掏土全过程中切实贯彻均匀缓慢、平移的原则。

(4)必须做好沉降观测工作，及时分析，用以指导纠偏和信息化施工。

(5)建(构)筑物垂直纠偏量的计算(见图 7 6)如下：

$$S_H=\Delta S\cdot\frac{H}{L}$$

式中：H——建(构)筑物高度；

L——纠偏方向建(构)筑物宽度；

ΔS——设计纠偏量。

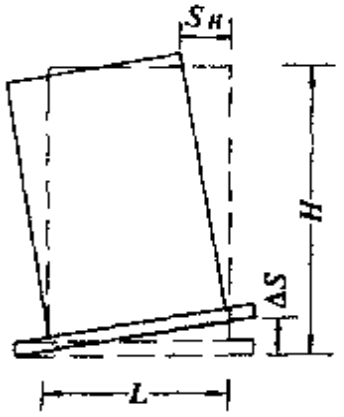


图 7-6　纠偏量计算简图

二、目前压桩纠偏的方法

1. 压桩掏砂纠偏

当基底下有砂垫层而建筑物整体刚度又较好时，压桩掏砂纠偏可取得良好的效果，如福州市状元新村木板楼纠偏就是采用该方法。

2. 压桩水平掏土纠偏

当基底下有较好土质时可采用此法，实践证明，掏土量大于沉降所需掏土量的 2～3 倍时，基础才开始下沉。选用这种纠偏法时，上部结构应有较好的刚度，而施工作业面较大，如南昌市八一大道 167 号住宅楼的纠偏就是采用该方法，效果很好。

3. 压桩钻孔掏土纠偏

当基础下有厚层软粘土时，利用软土侧向变形特点可采用此法纠偏。如南京市宝塔桥东街大桥局 6 层点式楼宿舍和上海制线二厂 35m 砖烟囱的纠偏都是采用该方法，效果都很好。

4. 压桩冲水纠偏

当基础下为软土时，可采用高压水切割土体，将土冲成泥浆形成孔穴，利用软土受力后的塑性变形的特性，从而使建筑物不断沉降和倾倒。如南京市南湖小区九、十号楼、上海桃浦新村 16 号楼和江苏吴江县二幢五层住宅楼纠偏就是采用该方法。

5. 压桩顶升纠偏

利用建筑物自重，将加固和顶升用的桩全部压入基础的桩位孔内，经休止两周后，利用桩的反作用力，安装顶升装置将基础上抬到设计要求，满足允许倾斜，然后快速将桩与基础锚固在一起，如上海某五厂废钢车间露天栈桥的纠偏就是采用该方法。

第七节　浸水纠偏

建于湿陷性黄土地基上的一些高耸建(构)筑物或刚度较大的建筑物，由于地基局部浸水，往往使基础产生不均匀沉陷，从而导致建(构)筑物的倾斜。此时可利用湿陷性黄土遇水湿陷的特性，采用"浸水纠偏"和"浸水与加压相结合的纠偏"两种方法进行纠偏。

浸水纠偏适合于低含水量的，而湿陷性又较强的黄土地基；加压纠偏适合于高含水量的黄土地基，一般情况下，用浸水与加压相结合的方法其纠偏的效果更为显著。

浸水纠偏一般采用注水孔进行，孔径为100～300mm，可用洛阳铲成孔，注水孔深度视基底尺寸大小，通常应达基底以下1～3m，然后用碎石或粗砂填至基底标高处，再插入注水管，注水管为ϕ30～100mm的塑料管或钢管，管周围用粘土填实，管内设一控制水位用的浮标，注水时用水表计量。各注水孔底部既可设在同一标高上，也可设在不同标高处，注水管可根据基底尺寸布置成1～3排。

纠偏设计时应根据主要受力层范围内土的湿陷系数和饱和度预估总的注水量和纠偏值，然后分批注入。注水时开始宜少，根据纠偏速率逐渐增多，一般应为5～10mm/d(上述数值指倾斜相反方向一侧基础的沉降值)。如实际纠偏轨迹偏离设计纠偏轨迹线，则可通过增减各孔注入水量来调节，使基础底面均匀地回复到水平位置。

注水时要防止水流入倾斜一侧地基中，以免倾斜增大使事故恶化。

在纠偏过程中，对倾斜的变化情况要随时进行监测，一般可采用以下几种监测方法：①悬球法；②经纬仪法；③水准仪法；④倾斜仪法。

纠偏过程中还应采取一定安全措施，如需设置3～6根钢缆绳，以防矫枉过正，缆绳可设在建(构)筑物顶部或三分之二高度处，与地

面成 25°～30°夹角为宜，采用花篮螺丝连接。

浸水和加压纠偏都是在沉降较小的一侧施工，在矫正初期，浸水和加压的速率可稍快；在后期特别是高耸建(构)筑物接近竖直位置时，宜降低矫正速率并停止浸水，而后再用加压方法将其矫正至竖直位置。

如西安市火车东站水塔采用浸水纠偏方案，注水区布置在以倾斜主轴为准，向两侧各展开 60°的一个扇形面积内，见图 7-7 所示。

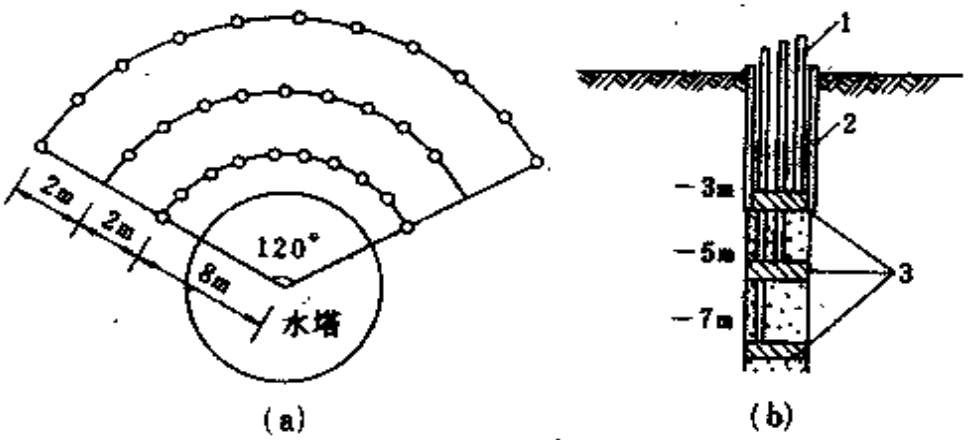


图 7-7　水塔浸水纠偏

(a)注水孔布置；　(b)注水孔构造

1—φ30 硬塑料管；2—φ300 硬塑料管；3—水泥水玻璃封闭，层厚 100～200mm

每个注水孔中设 3 个不同深度的注水管，以便根据需要调节不同层次的注水量。根据有关试验资料表明，0.5～1.0B(B 为基础宽度)为产生最大外荷湿陷变形范围，因此上述注水管的埋深即可达到最佳浸湿纠偏效果。

注水一般分两个阶段进行，第一阶段注水使产生最大沉降约占总数的 30%左右，中间停水 30d，再进行第二阶段注水。由于黄土中存在大的孔隙，注水后水分渗透较快，因此停水后的变形很快趋于稳定，停水期间变形发展仅占注水期间变形量的 3%～4%。

在注水过程中，矫正方向有时偏离设计轨迹，这时可通过增减各孔注水量来调整。如倾斜矫正轨迹偏向设计轨迹线左侧，可通过增加右侧注水量，停止左侧注水来调节。兰州市西某试验楼也是采用该法施工的，效果很好。

第八节　顶升纠偏

顶升纠偏是指在倾斜建筑物基础沉降大的部位采用千斤顶顶升的措施，用调整建(构)筑物各部分的顶升量，使建(构)筑物沿某一点或某一直线作整体平面转动以达到纠偏目的。

一、顶升纠偏分类

根据纠偏建(构)筑物对象可分以下三种方式：

(一)对新建(构)筑物上预先设置顶升措施的顶升纠偏

在新的建(构)筑物基础上预先设计好可设置千斤顶的顶升措施，以适应发生预估不允许出现的地基差异沉降值时，再安置千斤顶调整差异沉降，用以恢复建(构)筑物的使用功能，这种顶升纠偏国外亦称维持性托换。

上海金山石化总厂在软土地基上建造万吨油罐，在环梁基础(图 7-8)上预留沉降调整孔，孔距约 6m，沿环梁均匀布置，施工安装油罐时，可先用砖砌体填充砌筑，若今后油罐产生的差异沉降值妨碍正常使用时，可将砖砌体凿去后，在预留沉降调整孔内设置千斤顶，再进行差异沉降的调整。

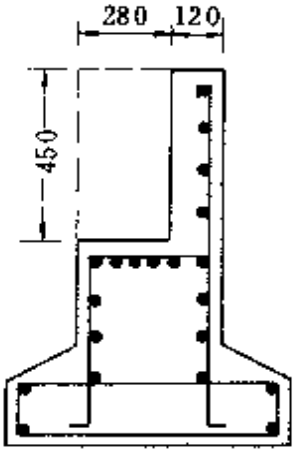


图 7-8　万吨油罐环梁基础维持性托换

(二)对既有建(构)筑物的顶升纠偏

图 7-9 为某除钻槽使用时因不均匀沉降妨碍了使用功能。其顶升纠偏措施是先在地面上用 M5(50 号)砂浆砌筑砖墩,再在其上设置千斤顶将除钻槽体顶住,然后将支承原槽体的 4 根钢筋混凝土柱在 0.8m 处切断,操纵千斤顶上升 400mm 进行纠偏,最后加固钢筋混凝土柱子,待柱子的混凝土达到计算强度后,即可拆除模板和砖墩,恢复除钻槽使用功能。

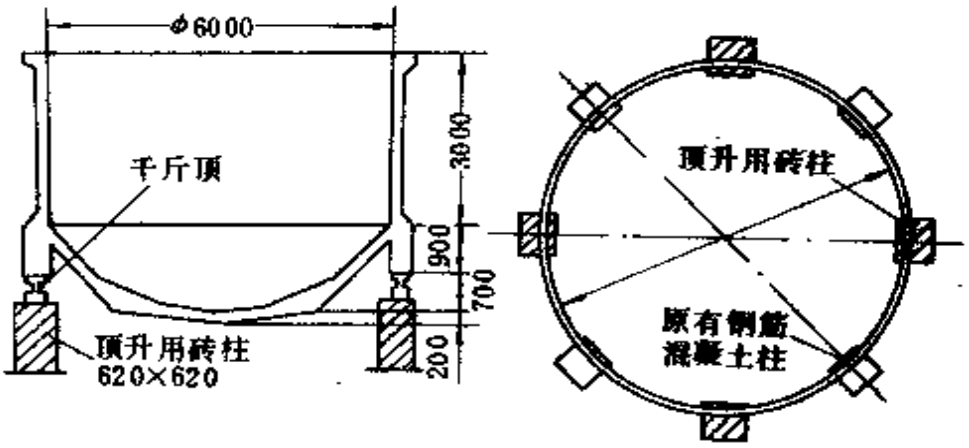


图 7-9 除钻槽的顶升纠偏

(三)对既有住宅建筑物整体顶升纠偏

掏土纠偏往往会带来降低建筑标高和排污困难等副作用。因此当倾斜建筑物的场地条件不允许对沉降小的部位进行迫降纠偏时,采用整体顶升纠偏可恢复或提高原设计标高。

整体顶升纠偏是针对沿海软土地基已建工程出现倾斜大、结构开裂、室内地面标高过低时所采用的一项新纠偏技术。福建省建筑科学研究所于 1986 年首次试用这一技术在纠偏工程中获得成功。迄今已顶升了 10 多幢建筑物(见表 7-1),其中最大的重达 3 000 多吨,建筑面积最大达 2 360m²,建筑物的最大高度达 20.1m,这些建筑物顶升前倾斜度最大为 34.5%,已超过《CJB-86》规程规定的 7‰危害标准,顶升后建筑物的原有功能得以全部恢复。

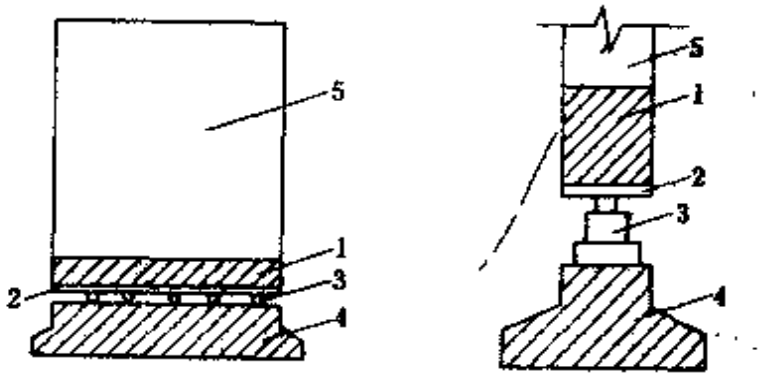
表 7-1 整体顶升纠偏工程实例

序号	名称	层数	建筑面积 (m^2)	完成日期 (a)	纠偏前倾斜率 (‰)	开裂情况	顶升日期	顶升点数	最大顶升量 (mm)	纠偏后倾斜率 (‰)	纠偏后情况
1	福建省运输公司福州市分公司货车二队宿舍	5	1 584	1 980	32	无	1986.12	117	330	(过偏) 3	回倾至 2.38‰
2	福州军分区上海新村干休所 105 号房附体	4	442	1983	17	至附体碰撞开裂	1987.11	36	160	3	回倾至 2‰
3	福建省建材地质勘察大队住宅甲	5	2 357	1 981	17.3	少量裂缝	1988.12	165	426	1	
4	福州市华侨塑料厂 13 号住宅	5	871	1 978	22.3	无	1989.6	72	670	2	
5	福州市华侨塑料厂 14 号住宅	5	871	1 978	21.7	无	1989.7	72	685	2	
6	福建投资企业公司福州市分公司办公大楼	6	1 118	1 981	34.5	无	1989.11	128	430	2	
7	福建省农业银行群众路宿舍 1 号楼	5	670	1 987	17.2	无	1990.6	64	1 050	2	压桩加固
8	福建省农业银行群众路宿舍 2 号楼	5	670	1 987	17.38	无	1990.6	64	975	2	压桩加固
9	厦门食熟公司宿舍 1 号楼	5	1 562	1 985	17.41	无	1990.7	121	500	2	压桩加固后加层
10	厦门食熟公司宿舍 2 号楼	5	1 562	1 985	17.27	无	1990.7	121	530	2	压桩加固后加层

注：表中建筑物除序号 6 为框架外，都是砖混结构。

整体顶升的对象都是经过几年使用的多层房屋，而沉降已稳定或接近稳定，如果倾斜度不超过危险值，则地基不必进行处理，此时可利用原来的基础作为顶升的反力支座，其基本思路是从上部结构入手来使建筑物的倾斜得以扶正，通常顶升纠偏实际工期3个月，而顶升却在7h内完成。

整体顶升纠偏措施（图7-10）是在上部结构的底层墙体选择一个平行于楼面的平面，做一个水平钢筋混凝土框梁（或顶升梁）。框梁的作用是使顶升力能扩散传递和使上部结构顶升时比较均匀地上升。它类似于一般建筑物中的圈梁，作为相对于墙面的"刚性面"，框梁下与墙体隔离，在地梁上安设千斤顶，由原地基提供反应（因为上部重量未增加，故原地基具备足够的强度），用千斤顶顶起框梁以上结构，通过千斤顶顶升的距离来调整框梁平面，使之处于水平位置，再将顶升后的墙体空隙用砖砌体妥善连接，建筑物就可恢复到垂直位置；若嫌底层地面过低，还可将上部结构平行上移提高地面标高。



(a) 受力体系　　(b) 受力体系大样

图7-10　整体顶升纠偏

1—顶升框梁；2—钢垫板；3—千斤顶；4—基础；5—砖墙

顶升位置一般选择在底层平面上，由于顶升时上部结构要经历一次变形调整，因而要求建筑物有较好的完整性和整体刚度，对已设置了圈梁或现浇楼板的砖混结构能够满足这个要求。

顶升前对建筑物要进行沉降观测，如果沉降尚未稳定，则可用双曲线法延伸来推算残余沉降，并从顶升量上加以调节，使楼房在沉降完成后处于垂直位置或倾斜度在允许范围内(3‰)。由于顶升纠偏对地基没有扰动，顶升基底压力几乎没变，故可认为沉降发展将按双曲线规律发展。

二、顶升纠偏设计

(1)选择顶升面和反力提供体系。

(2)千斤顶数量、分布、顶升大小的计算。

(3)顶升框梁设计(断面、配筋)和施工顺序。

(4)各顶升点顶升量的计算。各顶升点顶升总高度是根据纠偏要求和整体提升的要求确定，顶升高度需分次进行，每次最大顶升量须根据墙体的允许相对弯曲来确定。

三、顶升施工的组织和实施

(1)严密的施工组织是顶升纠偏成功的关键，顶升框梁托换过程中要注意承重墙的安全。

(2)掏墙时要轻锤快打，及时支垫，并尽快浇捣混凝土，以防留空隙部位时间过长，使墙体产生开裂和变形。

(3)梁段之间的连接要牢固，保证框梁的整体性。

(4)设置好各顶点的分次顶升高度标尺，严格控制各点的顶升量。

(5)顶升时要统一指挥。正式顶升前要进行一次试顶升，全面检验各项工作是否完备，水电管线及附属体与顶升体分离妥当与否，框梁强度及整体性是否达到要求。

(6)当顶升的千斤顶行程不够时，要有安排的一台台倒程，防止同时倒程框梁受力过于集中而发生危险。

(7)顶升到预定位置后立即将墙体主要受力部位垫牢，并进行墙

体连接，待连接体能传力后才能卸去千斤顶。

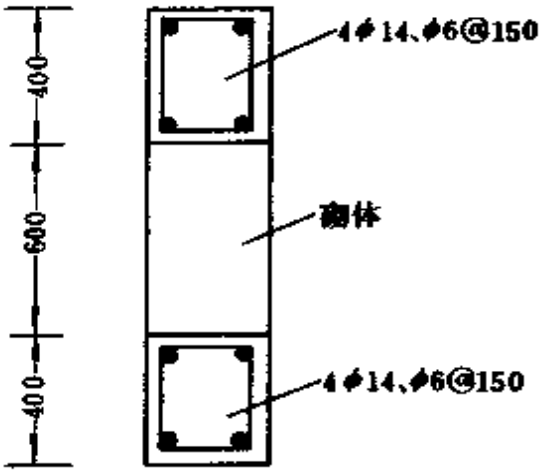


图 7-11　刚性组合地基梁结构示意图

目前沿海软土地区，桩长比建筑物高度大也是常事，而桩基础的造价又是很高，是否可对 5～7 层建筑物采用浅基，而将基础梁设计为“刚性组合地基梁”(图 7-11)。该梁除具有普通梁作用外，能比较有效地将上部荷载均匀地传给地基，而自身又能承受地基不均匀沉降起到保护上部结构的作用。在上部结构形心与重心基本重合且地基土比较均匀的情况下，建筑物一般不会出现倾斜。万一出现倾斜，则可在组合梁间安装千斤顶，将该梁以上的部分顶升，就可轻易地实现整体顶升纠偏。由于避免了托换顶升框梁这一大工序，纠偏的造价就随之降低很多，全部纠偏工作可在半个月内完成，且不影响居住使用，而浅基的造价又往往可比桩基的减少约一半。

整体顶升纠偏时可将建筑物上部与基础分离并顶起，如需建(构)筑物迁移时，则可将已顶起的建(构)筑物移到一个可移动的结构支承系统上，再将建筑物迁移到别处新的永久性基础上，而国外的建(构)筑物的整体迁移，就是采用“整体顶升和迁移”两个施工步骤结合起来而发展成功的。

第八章　基础减压和加强刚度法托换

第一节　概　述

在建(构)筑物建造后的使用期间，由于地基的强度和变形不满足要求，使上部结构出现开裂或破损而影响结构安全时，可采取减少结构自重和加强建(构)筑物的刚度和强度的措施。基本的托换加固思路是：人为地改变结构条件，促使地基上应力重分布，从而调整变形，控制沉降，制止倾斜。目前，国外尚未见到这方面的报道。

在冶金、纺织、石化等工厂按照生产需要，往往要求建造一些大型贮罐、贮池之类结构物。每当建造在软弱地基上，便会出现不均匀沉降与倾斜，不仅影响正常生产与使用，而且有时因污水溢流而造成环境污染。有时可改变结构的自身条件，采用组合结构或连接体；有时可将原基础改建成箱形基础，由此可通过挖除土体重量抵消一部分作用在地基上的附加应力。在某些特定的结构和地质条件下，采用基础减压，加强基础刚度的两个措施，可满足托换加固的要求。

一般实践经验和有关地基设计规范指出，在软弱地基上建造建(构)筑物的设计时，必须考虑建筑、结构和施工措施。结构措施的主要内容可归纳为五个方面：选择适宜的结构和基础形式；加强结构的整体性和空间刚度；增加建筑构件的强度；减少结构自重；预留适应

变形的净空。

基础减压和加强刚度法是在特定条件下，较采用其他托换技术工程费用低、处理方便、质量可靠和效果显著。

第二节　托换工程设计

(1)分析事故原因。

(2)计算减少附加压力及减压方法，如挖土卸载。

(3)加强基础梁的刚度和结构的强度方式和措施。

第三节　套筒法托换

套筒法是指在原桥梁的桥墩水下部分的若干钢筋混凝土柱基础外包以套筒(实际上是一沉井结构)，再在套筒内灌筑混凝土，从而将分散的若干钢筋混凝土柱基础形成一个重力式桥墩。

如南昌市八一大桥，该桥横跨赣江，全长1 200m，原桥建于1937年，桥墩水下部分为四柱式劲性钢筋混凝土柱基础。出水部分为带斜腹杆框架式墩台。上部结构为钢桁梁和混凝土桥面。于1961年潜水检查，发现河水冲刷严重，嵌固墩柱的下部覆盖层日趋减薄或将使墩柱全部外露，甚至腰箍脱落，失去正常嵌固受力的作用，每逢汛期常受竹木排筏水平撞击的危险，因而急需基础加固。

八一大桥是当时沟通赣江南北的唯一要道，因而基础加固方案的选择必须确保桥面正常交通和不封堵赣江航运。最后由上海基础工程公司与修桥主管部门制定了套筒法加固方案。加固后效果良好。

套筒法施工步骤如下(见图8-1)：

(1)在原桥钢桁架及墩顶设置新的桁梁，并在桁梁上悬挂固定的钢托架。如图8-1(a)。

(2)在托架上制作沉井。如图8 1(b)。

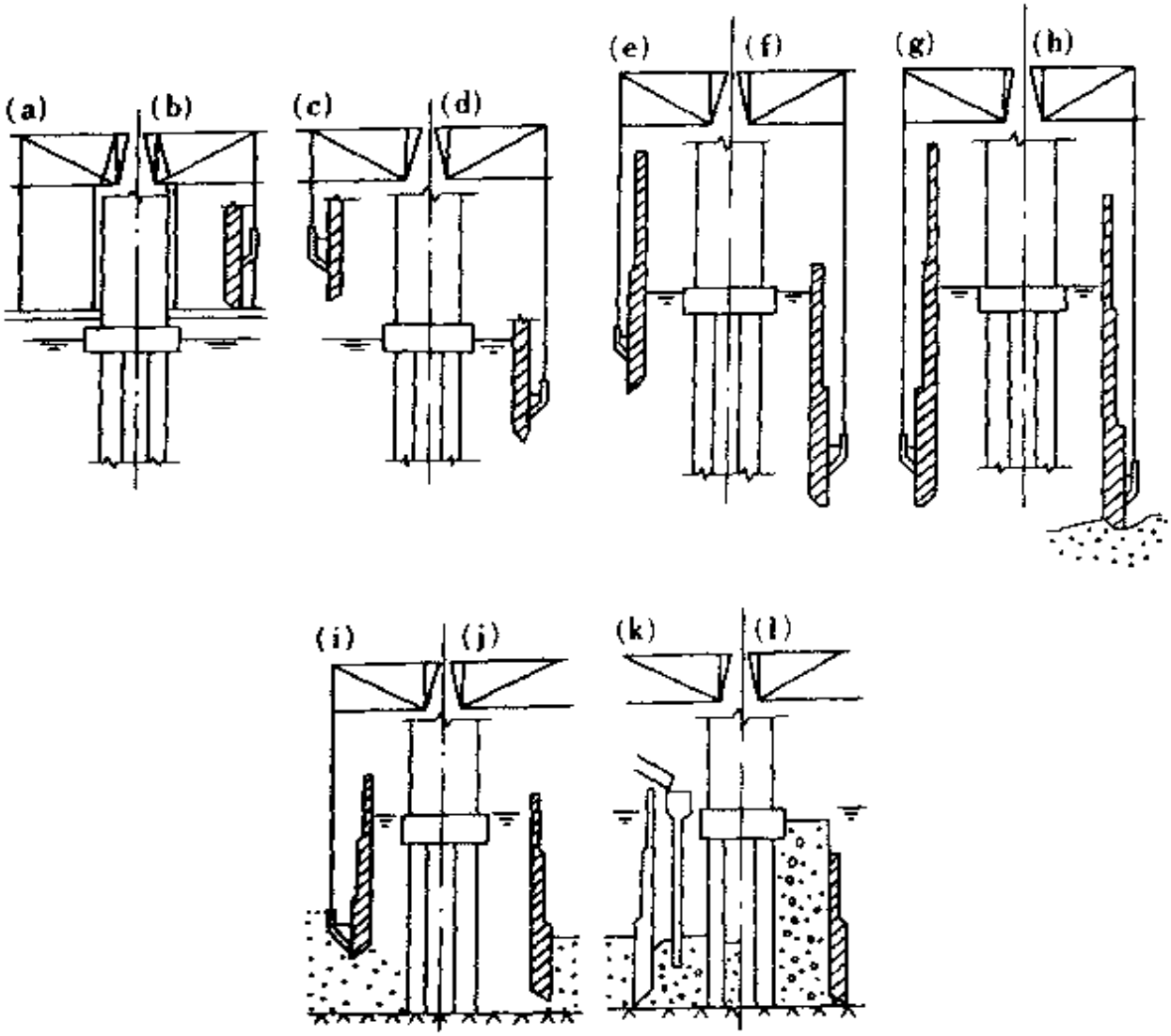


图 8-1　套筒法加固施工顺序

(3)待混凝土养护达到要求强度后，将设置在钢梁上的起重装置起吊沉井，使其与托架分离，然后在水上拆除托架。如图 8-1(c)。

(4)接着将沉井向水中沉放至要求标高，而沉井顶面必须露出水面。如图 8-1(d)。

(5)接高钢筋混凝土井壁。如图 8-1(e)。

(6)第二次沉放沉井。如图 8-1(f)。

(7)再次接高钢筋混凝土井壁。如图 8-1(g)。

(8)第三次沉放至河床。如图 8-1(h)。

(9)沉井内吸泥下沉,清除覆盖层。如图 8-1(i)。

(10)最后下沉至基岩,清基及刃脚塞缝。如图 8-1(j)。

(11)灌筑水下混凝土,将原墩柱围护在内。如图 8-1(k)。

(12)完成加固基础工作,形成一个重力式桥墩。如图 8-1(l)。

第九章　灌浆托换

第一节　静压注浆

灌浆法是地基处理中的一种广泛使用的方法，而灌浆法在托换工程中尤为常用。其灌浆加固原理、浆材的类型和选用、设计计算的方法、施工工艺和质量检验可参考本丛书的《注浆工程设计计算与施工》一册。

应用灌浆托换时，钻孔或注浆管的布置（图 9-1）以及加压注浆过程要事先进行设计，使得所形成的加固土体具有一定的形状，从而能在地铁基坑开挖时或在地基承载力不足、变形太大的部位保持建筑物稳定（图 9-2、图 9-

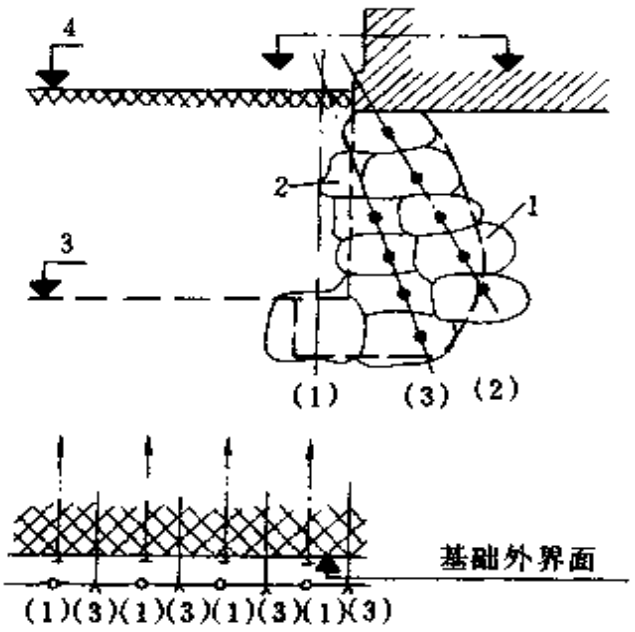


图 9-1　注浆孔的布置

1—设计灌浆体范围；2—超灌部分；3—预定开挖坑底面；4—地表面

注：(1)～(3)为灌浆先后次序。

3)。注浆的孔距按土质的情况和浆液材料而确定，一般约为 0.6～1.0m。

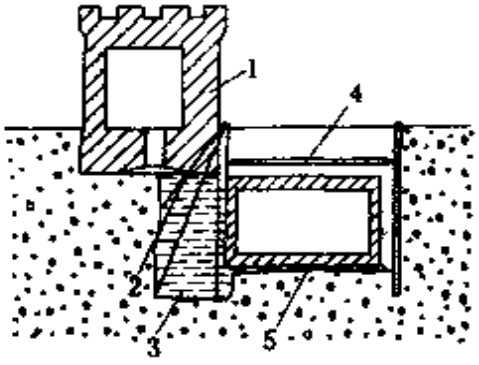


图 9-2　地铁线路旁科隆市略曼尔塔的注浆托换

1—略曼尔塔；2—注浆孔；3—粘土、水泥和化学注浆范围；4—辅助支撑；5—地铁隧道

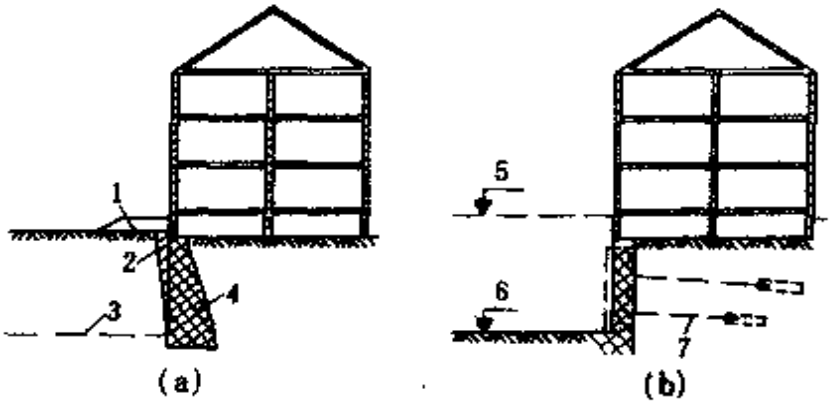


图 9-3　在基坑开挖时加固土体起的作用

(a)加固土体起重力式挡土墙作用；(b)加固土体用锚杆加固才能承担水平土压力

1—房屋前原有填土；2—部分加固土体将被挖去；3—基坑底面；4—加固土体；5—原地表面；6—基坑底面；7—锚杆

在既有建筑物下进行地下铁道穿越时，在覆盖层厚度较薄时，国

外最常用的安全保护措施是在建筑物基础下地基土进行注浆加固。从加固土体的形状分类，可分为支承墙式[见图 9-4(a)]、加固板式[见图 9-4(b)]和加固拱式[见图 9-4(c)、(d)]。

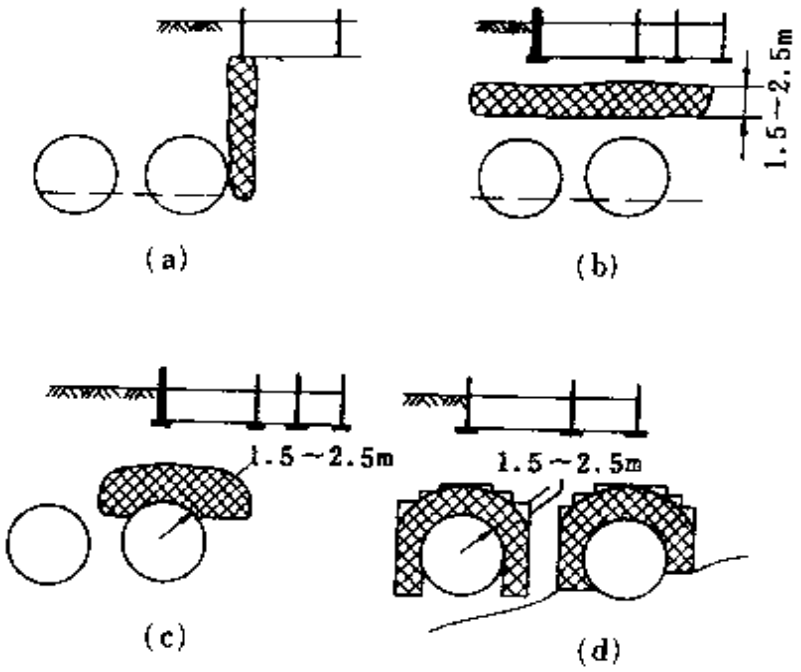


图 9-4　在既有建筑物基础下注浆加固

(a)基础下灌筑加固墩墙；(b)基础下灌筑加固板；(c)基础下灌筑单独加固拱；(d)基础下灌筑加固拱，拱脚深至隧道底板平面以下

在基坑开挖时，对加固土体有两种不同的设计方法：

(1)加固土体按重力式挡土墙设计以抵抗水平土压力，见图 9-3(a)所示。

(2)加固土体只能承担建筑物基础上传下来的垂直荷载，并传递到基坑底面以下的地基土上，而水平方向的土压力由锚杆承受，见图 9-3(b)所示。

加固土体不论采用何种方法设计，不仅对加固土体有力学强度上的要求，而且要求加固成由力学计算来确定的一定形状和尺寸，并

由此设计灌浆孔的数量、位置、深度、角度及落浆材料、灌浆压力等数据。同时要求在施工现场进行试验和验证，对被托换建筑物及四周邻近建筑物，是否会在灌浆过程中产生抬高或下沉，还均需进行监测。

在地下铁道基坑开挖前，要对灌浆效果进行检验，在探井或检验孔中取直径大于 ϕ150mm 的岩芯，或边长大于 200mm 的立方体进行抗压强度试验。还要在检验孔中测定加固土体中浆液的充填密实程度；特别要注意粉土层会引起浆液渗流困难，而砾石层又容易产生浆液流失。尤其这些土层的位置又在加固基坑挡墙的侧表面部位，因而在这种边界位置上往往不容易达到灌浆要求。为此，在基坑开挖后，对局部土体达不到加固要求时，须将缺陷部分挖去，再用混凝土加以填充。另外，在地铁基坑开挖时，位于基坑旁侧的建筑物虽经灌浆加固，但仍要求进行监测。如苏州虎丘塔基采用的就是水泥灌浆加固地基，处理非常成功。

第二节　高压喷射注浆托换

灌注桩已广泛应用于我国工业与民用建筑桩基工程中，但由于施工管理不善或操作失误，常出现的质量事故有：瓶颈、缩腰、断桩、吊脚、桩身夹泥或沉碴过多。但建筑物已建成后，对事故处理，灌注桩就比事先处理的方法少和难度大。此时如采用喷射注浆处理，可使建筑物下沉迅速停止，地基很快稳定，甚至部分回升。经托换加固的建筑物有多层的民用住宅楼和工业厂房，也有濒临河流而土层有整体滑动可能的建筑物。有关高压喷射注浆的原理、注浆材料、注浆设备、注浆施工工艺及质量检测详见本丛书的《注浆工程设计计算与施工》一册。

应用高压喷射注浆托换的优点有：

一、改善桩身质量

对灌注桩存在裂缝、空洞、质地松散和断桩等问题时，可在桩中心钻孔取出岩芯，检查质量的状态同时，在钻孔内注射高压浆液，使裂缝、空洞及断桩的部位得到浓水泥填充，增加桩身的整体性。对发生缩颈部分，一般在(上层)硬软土层间的交接面处，可在瓶颈部分布置一至数个旋喷桩将桩部分地包裹起来，用以增大该部位的横断面积。

二、改良土性增大桩的侧摩阻力

对于摩阻力小的软土，可对它采取旋喷、定喷或摆喷，固结体的形状不要求为桩状，只要求改变原有土性，增大桩的侧摩阻力，从而提高灌注桩的承载力。

三、加固持力层

对原桩长不足，桩尖未达到持力层，桩存在软土夹层、岩石裂隙和空洞、沉渣虚土过厚时，可采取接桩措施，在灌注桩下端至持力层的范围内，高压喷射注浆形成的桩状固结体与灌注桩相连接，接桩长度要适当超过桩底一定高度，见图 9-5 所示。

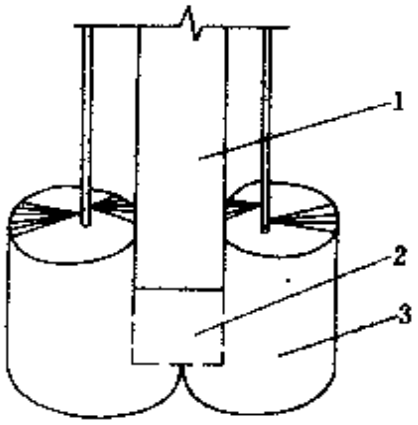


图 9-5　旋喷桩加固灌注桩持力层
1—灌注桩；2—虚土和沉渣；
3—旋喷桩

由于高压喷射注浆的射流能量较大，除了在有效射程范围内有一定直径或长度较大的固结体外，对四周还有一定的挤压力使软土的密度增大；承载力提高和桩侧摩阻力

加大，因此上述的措施，具有多种效应。

四、增补旋喷桩

根据建筑物上部结构的要求和基础承台的尺寸，在事故桩附近增补旋喷桩，用以直接参加承受建筑物荷载，旋喷桩须与基础紧密连接不得脱空，一般应在承台上钻孔下管再进行旋喷。当不便钻孔时，可在承台边缘下管旋喷，就受力条件而言，以前者为好。

第十章　其他托换技术

第一节　热加固托换

热加固是把经过加热的空气或灼热的烧成物，在压力作用下通过钻孔穿过土的孔隙而加热土体，借以改善地基土的物理力学性质，以达到加固地基土的目的。当黄土加热到300～500℃时即失去湿陷性，同时地基土的强度也大大提高。

我国在50年代末，曾在洛阳、兰州等地的事故处理中采用过，近年来西安铁路科学研究所在处理天津铁厂地基事故中又得到应用和获得成果。

热加固钻孔直径一般为100～200mm，可用洛阳铲或钻机成孔，每个钻孔加固半径约为0.75～1.25m，它与土的透气性、燃烧时间和燃烧过程中钻孔内的压力有关。钻孔一般沿基础周边布置。经热加固后，每个钻孔形成的加固范围类似一个混凝土墩，其加固深度应根据需要消除的湿陷性土层厚度确定。

热加固的主要设备为带喷嘴的燃烧器，带铁盖板的燃烧室，以及传送气体或液体的管道与空气压缩机。

热加固所用燃料有气体和液体两种。气体燃料有天然气、炼焦煤气、炼铁煤气、发生炉煤气等，其中以天然气的热值最高，其次是炼焦

煤气；液体燃料为石油与重油等。

由于热加固需耗用大量的燃料，我国目前应用不多，在实际工程中应根据能源供应情况通过技术及经济比较后再采用。但在某些能源供应方便、价格低廉的地方，仍不失为一个较好的地基处理方法。如天津铁厂2号转运站地基事故就是采用热加固托换的。热加固孔径一般为200mm左右，孔深10～15m不等，孔内烧结温度控制在800～900℃之间，烧结时间一般为6～10d。

第二节　硅化加固法

硅化加固法也是加固湿陷性黄土地基中化学加固的一种方法。它不仅使用在施工前改善土体，以满足地基的强度和变形要求；还可用在施工过程中作为施工措施，尤可用于加固已有建筑物的基础进行托换。硅化加固法有单液硅化和双液硅化两种方法。

一、单液硅化法

单液硅化是用硅酸钠溶液以0.05～0.2MPa的压力压入土中，故又称压力单液硅化。当溶液和含有大量水溶性盐类的土相互作用时，产生硅胶将土颗粒胶结，提高土的水稳性，消除黄土的湿陷性，并提高了土的强度，起到加固的作用。如果同时送入气体CO_2，则加固效果更好。

硅酸钠使用的模数宜为2.5～3.3，其杂质含量不宜大于2%。硅酸钠溶液的密度一般为1.13～1.15，但不宜小于1.10，硅酸钠溶液的浓度一般为10%～15%，一般在其中加入2.5%的氯化钠。

加固每立方米湿陷性黄土的溶液用量可用下式计算：

$$X=VnG_wK \tag{10-1}$$

式中：X——加固每立方米土的溶液用量；

V——加固土的体积；

n——加固前土的孔隙率；

G_w——硅酸钠溶液的密度；

K——溶液填充孔隙的系数，一般为 0.5～0.8。

加固土的半径，用压力灌注为 0.4～0.5m，让溶液从灌注孔内自行渗透为 0.2～0.3m。灌注孔宜按正三角形布置，灌注孔之间的间距宜为 1.73r（r 为加固土的半径）。

对已有建筑物地基进行加固时，在非自重湿陷性黄土场地，宜采用压力自上而下分层灌注溶液，在自重湿陷性黄土场地，则应让溶液通过灌注孔自行渗入土中。

二、双液硅化法

双液硅化法是用硅酸钠和氯化钙或其他固化剂两种溶液压入土中进行加固。双液硅化又分为电动双液硅化和压力双液硅化两种。

（一）压力双液硅化

压力双液硅化是用压力轮换将两种溶液压入土中，当两者相互接触时即产生硅胶，将土颗粒胶结在一起，产生较高的强度和不透水性。

（二）电动双液硅化

由于软粘性土的孔隙较小，且孔隙的一部分为不参与渗透的双电层的水分所占据，溶液通过的断面太小，因此仅靠压力将溶液压入土中的可能性不大，必须在压入溶液的同时通以直流电流，借助压力和电渗作用使溶液进入土中。电动双液硅化是在电渗排水和硅化相结合的基础上发展起来的。

施工时将有孔的注射管作为阳极，用铁棒或滤水管作为阴极，将硅酸钠和氯化钙（或其他固化剂）溶液先后由阳极压入土中，并通以直流电（两极间电压梯度一般用 0.3～1.0V/cm），在电渗作用下，孔隙水由阳极流向阴极，溶液也随之流入土的孔隙中，在土中生成硅胶。根据经验估计其加固半径一般为 30～50cm。

三、硅化加固法的作用机理

硅酸钠溶液中的钠离子与土中水溶性盐类中的钙离子产生置换反应后，从而在土粒表面形成硅酸凝胶薄膜，增强土粒间连接，填塞颗粒间孔隙，使土的湿陷性消除，大大提高了抗压和抗剪强度；防渗性能增强，同时具有水稳性。但有时为了提高加固土体的早期强度，以减少加固过程中的附加下沉，可采用双液硅化法加固。

硅酸钠的粘度与模数、浓度和湿度关系密切。通常粘度随温度降低，模数随浓度的增加而加大。温度为－2℃时，硅酸钠开始冻结。液体硅酸钠吸收空气中的 CO_2，形成无定形硅酸，并逐渐干燥而硬化。反应式为：

$$Na_2O \cdot nSiO_2 + CO_2 + mH_2O \longrightarrow Na_2CO_3 + nSiO_2 \cdot mH_2O$$

为加速硅酸钠的硬化，常加入硅氟酸钠（Na_2SiF_6）或氯化钙，硅酸钠中加入硅氟酸钠会发生以下反应，能促使硅酸凝胶加速析出：

$$2[Na_2O \cdot nSiO_2] + Na_2SiF_6 + mH_2O \longrightarrow$$

$$6NaF + (2n+1)SiO_2 \cdot mH_2O$$

硅氟酸钠的适当加量为硅酸钠重量的 12%～15%，加量越多，凝结越快。

作为地基灌浆材料使用时，常将硅酸钠与氯化钙溶液交替地灌入基础中，其反应式如下：

$$Na_2O \cdot nSiO_2 + CaCl_2 + mH_2O \longrightarrow$$

$$nSiO_2 \cdot (m-1)H_2O + Ca(OH)_2 + 2NaCl$$

反应生成的硅胶起胶结作用，能包裹土粒并充填于孔隙中，而 $Ca(OH)_2$ 又与加入的 $CaCl_2$ 反应而生成氢氧化钙，也起胶结与充填孔隙的作用，故既使基础提高强度，又能增强其不透水性。

当硅酸钠与水泥水化时所析出的活性很强的氢氧化钙作用时（或者直接加入氢氧化钙），可生成具有一定强度的硅酸钙胶体，使水泥石的强度相应增大，其反应式为：

$$Na_2O \cdot nSiO_2 + Ca(OH)_2 \longrightarrow CaO \cdot nSiO_2 \downarrow + 2NaOH$$

因而将硅酸钠加入水泥中，可使水泥浆急骤硬化，有利于防渗和处理地基。

四、硅化加固法的适用范围

(1)硅化加固法的适用条件与土的渗透性能有关，其适用范围及溶液的相对密度等如表 10-1 所示。

表 10-1　适用于硅化的土的渗透系数及溶液密度

硅化法	土的渗透系数 (m/d)	溶液的密度(温度 18℃时)	
		硅酸钠(模数 2.5～3.3)	氯化钙
电动双液硅化	≤0.1	1.13～1.21	1.07～1.11
压力双液硅化	0.1～10 10～20 20～80	1.35～1.38 1.38～1.41 1.41～1.44	1.26～1.28
压力单液硅化	黄土(0.1～2.0)	1.13～1.25	

(2)硅化法不适用于为沥青、油脂和石油化合物所浸透的土，以及地下水的 pH 值大于 9.0 的土。

(3)一般单液硅化适用于渗透系数为 0.1～2.0m/d 的地下水位以上的湿陷性黄土；对自重湿陷性黄土宜采用无压单液硅化法，以免地基在加固过程中产生大量附加下沉。一般双液硅化适用于地下水位以下的饱和黄土。电动硅化则仅适用渗透系数小于 0.1m/d 的粘性土地基。

五、硅化法施工

1. 单液硅化法

硅化施工方法是利用带有网状孔眼的钢管，将一定浓度和密度的硅酸钠溶液注入土中。

2. 电动双液硅化

该法是利用带有网状孔眼的钢管将硅酸钠和氯化钙两种溶液先后轮流注入土中，由电渗和电泳的作用使土脱水后将溶液扩散到土中。

3. 压力双液硅化

一般由水泵或空气压缩机将硅酸钠和氯化钙溶液轮流压入土中。

硅化法国内外目前已发展到加气硅化。即先通过灌浆管压入二氧化碳气体(10～20N/m³)使土中空气部分被二氧化碳所取代，从而使土活化，然后注入硅酸钠溶液，最后再压入二氧化碳，由于前述的碱性硅酸钠强烈吸收二氧化碳，形成自真空作用，促使浆液在土中能均匀分布，并可渗入土的微孔隙中，使 95%～97%的孔隙被浆液所充填，固化反应迅速。

第三节　碱液加固法

碱液加固法是加固湿陷性黄土地基中化学加固法的一种。该法是我国于 1965 年首先试验成功的，具有设备简单、施工操作容易、费用较低等优点。

NaOH 溶液在土中主要发生以下一些化学和物理化学反应：

(1)首先与土中可溶性和交换性的碱土金属阳离子发生置换反应，反应结果使土颗粒表面生成碱土金属的氢氧化物。

如

$$2NaOH+Ca^{2+}\longrightarrow 2Na^{+}+Ca(OH)_2\downarrow$$

$$2NaOH+Ca^{2+}\boxed{\text{土粒}}\longrightarrow \begin{matrix}Na^{+}\\Na^{+}\end{matrix}\boxed{\text{土粒}}+Ca(OH)_2\downarrow$$

这种离子置换反应是在溶液渗入土中后的瞬间完成的，它所消

耗的 NaOH 仅占加固土所用的一小部分。

(2)土中呈游离状态的 SiO_2 和 Al_2O_3 以及土的微细颗粒(铝硅酸盐类)与 NaOH 作用后生成溶液状态的钠硅酸盐及钠铝酸盐。

如 $$2NaOH+nSiO_2 \longrightarrow Na_2O \cdot nSiO_2+H_2O$$

$$2NaOH+mAl_2O_3 \longrightarrow Na_2O \cdot mAl_2O_3+H_2O$$

表 10 2 为 NaOH 溶液与不同粘性土作用后,SiO_2 溶出量的实测结果。

表 10-2 粘性土中 SiO_2 在 NaOH 溶液中的溶出量

土 样	<0.005mm 颗粒含量(占干土重之%)	NaOH 溶液浓度(g/L)	溶液温度(℃)	土中 SiO_2 溶出量(mg/100g 土)	附 注
西安无线电校黄土	30	100	20	88	取 20g 土浸入 200mL NaOH 溶液中,恒温反应 3h 后测定
			40	99	
			60	150	
			80	240	
太原南郊黄土	17	100	20	38	取 20g 土浸入 200mL NaOH 溶液中,恒温反应 3h 后测定
			40	56	
			60	84	
			80	135	
沈阳粘土	41	100	20	610	取 20g 土浸入 200mL NaOH 溶液中,恒温反应 3h 后测定
			40	1 010	
			80	1 150	
西安冶金建筑学院黄土	51	100	60	257	取 20g 土浸入 200mL NaOH 溶液中,恒温反应 3h 后测定
			80	473	

(3)在 NaOH 溶液的作用下，土颗粒(铝硅酸盐)表层会逐渐发生膨胀和软化，即逐渐由固相向液相转化，因而相邻的土颗粒能在这一过程中更紧密地相互接触，并发生表面相互融合。但仅有 NaOH 的作用，土颗粒之间的这种融合胶结(钠铝硅酸盐类胶结)是非常稳定的。只有在土颗粒的周围有 $Ca(OH)_2$ 存在的条件下，才能使这种胶结物成为强度高且具有水硬性的钙铝硅酸盐的络合物。依靠这些络合物的生成，土颗粒能相互牢固地粘结在一起，土便得到了加固，其力学强度大大提高，并具有充分的水稳定性。

简言之，碱液对土的加固作用主要是 NaOH 溶液促使土的颗粒表面相互融合胶结，并在钙、镁离子的作用下使这种胶结得到了固化。

土在加固过程中的主要反应是在固—液相之间进行的。常温下其反应速度缓慢，而提高温度能大大加快反应进行。大量试验结果证明，采用高温溶液可以明显提高对土的加固效果。

应该指出，土能得到加固，土中钙(或镁)离子的存在是必不可少的。表 10-3 所列的试验结果能充分说明这一点。

表 10-3　土中钙、镁离子对加固效果的影响

土　样	试块中 NaOH 含量(占干土重之%)	试块养护方法	试块抗压试验前浸泡时间(昼夜)	无侧限抗压强度(kg/cm^2)
原　土*	2.1	常温养护一昼夜后在 100℃蒸汽中养护 3h	10	6.8
无钙镁土**	2.1		2	完全崩解

*：西安黄土风干碾碎，其可溶性及交换性钙、镁离子含量为 5.32 摩尔/100g 土；

**：西安黄土，用稀盐酸洗去土中钙、镁离子，并用蒸馏水洗至中性。

要使可溶性及交换性钙、镁离子含量较少的土得到有效的加固，除碱液外尚应采用 $CaCl_2$ 或其他可溶性钙盐作为第二种溶液灌入土

中。此时，$CaCl_2$ 与土中的部分 NaOH 作用，能生成土加固所需的 $Ca(OH)_2$（部分 $CaCl_2$ 也能直接与钠铝硅盐络合物 NaOH 与土颗粒表层的反应产物），生成水硬性的胶结物。

如 $2NaOH+CaCl_2 \longrightarrow 2NaCl+Ca(OH)_2\downarrow$

$Na_2O \cdot nSiO_2 \cdot mAl_2O_3 \cdot xH_2O+CaCl_2 \longrightarrow$

$CaO \cdot nSiO_2 \cdot mAl_2O_3 \cdot xH_2O+2NaCl$

应该说明，NaOH 与土作用后生成能进入溶液的钠硅酸盐（即低模数水玻璃）是很有限的，一般为干土重之 1% 以下（见表 10-2），且在强碱性条件下这种硅酸钠溶液不可能析出 SiO_2 凝胶，故它不可能对土起加固作用（当采用 NaOH 单液时）。但不同土的 SiO_2 溶出量可以用来表示土的活性大小，即土中细颗粒含量愈多，土颗粒与 NaOH 的反应能力愈强，则 SiO_2 的相对溶出量也愈大，碱液对土的加固效果也愈佳。

必须指出，碱液中存在较多的 CO_3^{2-} 离子时，能与土中的钙、镁离子生成在碱性条件下呈惰性的 $CaCO_3$，从而影响对土的加固效果。试验证明，碱液中 Na_2CO_3 的相对含量愈高，则土的加固强度愈低，而纯 Na_2CO_3 溶液对土就完全失去了加固作用。

第四节　地下铁道穿越托换

当前国外各大城市由于城市人口高度集中，相继出现了大型高层建筑，这对城市的交通、通风、商业及其他生活服务设施提出了更高的要求。本已显得拥挤不堪的市区只能开拓地下空间，亦即采用建造地下铁道、地下商场和地下通风管沟等地下建筑物来解决城市趋向于大型化带来的难题。而这些地下铁道往往要穿越高楼大厦，所以必须对穿越的或邻近的建筑物的基础进行托换。被托换的建筑物面积可达数百平方米，重量可达几万吨，楼层高达十多层，工期长达几年之久；有些被托换的建筑物要求施工期内维持使用；有些被托换的

建筑物地居闹市区，场地狭窄，要求保证施工期邻近建筑物的安全。由于这种托换工程难度大，这就不可能用单纯一种或两种的托换方法加以解决，而必须将各种托换技术进行综合使用。值得注意的是，每项托换工程的方案都是在特定条件下提出来的，可见地下铁道穿越无论在规模上、技术难度上、工期上或是采用方案的技巧上都远远超过以上各节的托换工程。

地下铁道穿越时各种不同托换、施工方法基本上可分为两大类型：敞开式施工法（明挖法）与封闭式施工法（暗挖法）。前者往往施工方便，造价经济，但当地铁要全部从建筑物下穿越时，究竟是采用何种施工方法就得根据具体情况而定。

一、敞开式施工法

敞开式施工法从托换工程的支承结构与隧道结构的相互关系上，可分为以下三种不同类型。

（一）托换支承结构与隧道结构完全分离

在现有建筑物被穿越的范围内，用一个门式结构物来实施托换，再在门式结构范围内进行开挖，最后浇筑隧道结构，此时隧道结构与门式结构是完全分离的，见图 10-1(a)。

这种托换方法的优缺点是：

(1)现有建筑物的托换工程在隧道工程施工之前进行，在隧道工程施工时就不必再同时考虑托换问题，而可按普通施工方法施工。

(2)防震和防噪声的效果较好。

(3)该方法的缺点是门式结构与隧道工程分别施工，工程造价较高，工期较长。

（二）托换支承结构作为隧道结构的一部分

这类托换形式的建筑物常被一个门式支承结构所托换。门式结构物的顶部同时又是隧道结构的顶板。多数情况下地下连续墙及其支护措施需同隧道结构物的侧墙布置同时考虑，或者是门式结构的

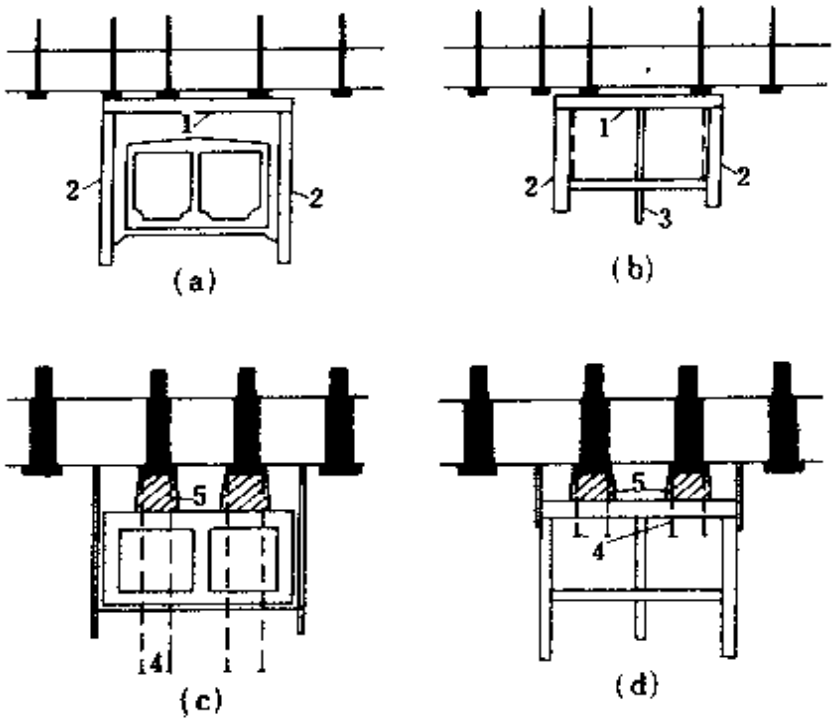


图 10-1　应用敞开式施工法的不同类型

1—支承板；2—支承墙；3—中间支撑；

4—树根桩临时托换；5—置于隧道顶板上的原房屋基础

侧墙同时又是隧道结构物的侧墙，见图 10-1(b)。

这种托换方法的优缺点是：

(1)由于托换工程与隧道工程统一考虑，这对于要求地铁隧道在建筑物下埋深很小时具有重要意义。

(2)由于门式支承结构的侧墙与隧道结构物的侧墙两者合一，所以两道平行的地下连续墙之间的距离仅取决于隧道工程的要求，节省了建造地铁的造价。其缺点是将地铁运行中的震动和噪音传给被托换的现有建筑物。

(三)先修筑临时性支承结构，再将结构物的荷载转移到已筑成的隧道结构上

按本法实施穿越，隧道工程可按普通的施工方法[图 10-1(c)]或采用顶盖法施工[图 10-1(d)]。

这种托换技术的优缺点是：

(1)现有建筑物上的荷载可用本法较完全地由一个最短途径直接地和临时性地进行托换，待地铁隧道工程完成后再进行荷载的转移工作。

(2)由于临时托换完成后，直接开挖与建造地铁隧道，此时隧道顶板的支承距离较小，隧道结构又是一个刚度较大的封闭框架，所以当建筑物荷载较大时，用这种临时性直接托换方法要比用门式结构托换安全。其缺点是隧道中运行物的震动和噪声很容易传到被穿越的建筑物上。

二、封闭式施工法

应用封闭式施工法在现有建筑物下进行穿越可有两种方法：在该建筑物基础底面以下的地基土中建造一个新的托换结构物，将建筑物的荷载引向深层地基土承担，进行穿越时可从已开挖的施工基坑中沿隧道轴线方向直接向建筑物下面推进(也称半敞开式)；或是先开挖一个竖直的坑井，到达设计深度后再继续按既定的封闭式施工法向前推进。

随着建筑物底面以下的地基土被开挖，洞体四周土体的应力状态要产生变化，随着土体的变形，这个变形一直延伸到地表面，并对建筑物基础产生作用。变形的大小与很多因素有关，主要与地基土的变形和强度特性有关；同时也与上的开挖临空时间、覆盖层厚度、施工方法、开挖断面形状、断面尺寸大小、开挖引起对土的扰动程度，支架的类型与刚度等因素有关。这些因素的作用表现为建筑物产生沉降、倾斜、摆动、扭曲、开裂和加大了建筑物结构的内应力。在应用封闭式施工法时，如不采取特殊的附加措施，以上的应力和变形过程就不可避免，而且有时会使建筑物受到破坏，甚至达到不能再继续使用的程度。因此，应用封闭式施工法进行建筑物穿越，在设计开始前就必须使沉降量小于建筑物允许沉降量。

第五节　结构物的迁移

结构物的迁移是将结构物从旧基础切断而转移到一个可移动的结构支承系统上，然后把它迁移到别处新的永久性基础上。一般迁移费用是很大的，通常都是由于结构物是历史的或具有其他特殊的价值才进行迁移。

结构物的迁移装置如图 10-2 所示。

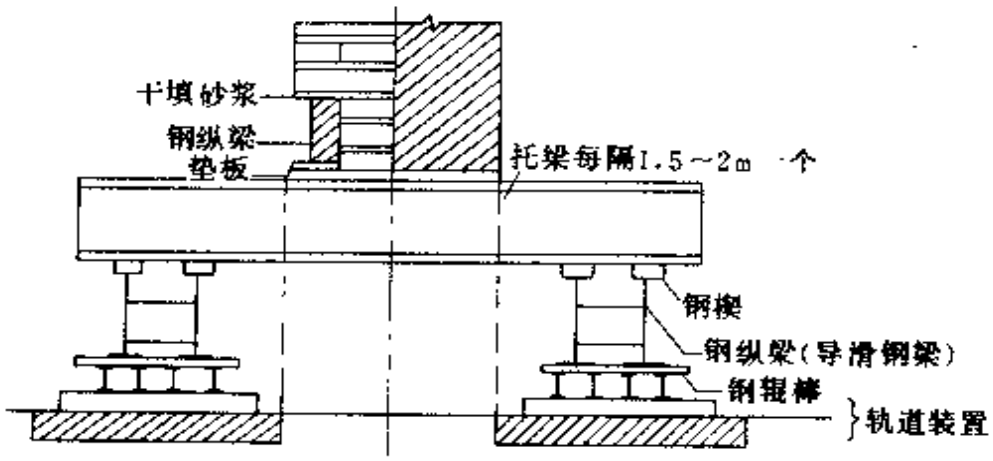


图 10-2　结构物的迁移装置示意图

首先将柱和墙的隐蔽部分挖出来，并用型钢组成的托梁系统抬起，托梁被支承在导滑钢梁上，导滑钢梁犹如一个托盘似地运载着整幢结构物。

导滑钢梁在滚动的直径为 50mm 的实心圆辊棒上，圆辊棒在钢轨系统上滚动。钢轨系统必须支承在混凝土板或枕木做的临时基础上，使移动时不至下沉，轨道和导滑钢梁系统应有一个大致连续的刚劲体系以适应移动荷载。

液压千斤顶和卷扬机可作为迁移的动力，用夹紧在钢轨上的翼缘的自动缩进千斤顶推导滑梁的端部。移动结构物所必须的总推力

约为所移动结构物重量的2%。由于液压千斤顶或其他设备系统是难以提供均匀推力的，为了使结构物迁移时不至于歪扭，因而必须仔细监视和加强观察，压力是通过安装在移动着的结构物上的液压控制台控制的，当导滑钢梁向前移动，滚轴从导滑钢梁的后端撤出去，再将其重新放置在前端，当结构物在迁移时，应在关键地方布置大量工作人员来检查对中、变位和排故障等，并进行重新放置滚辊的工作，滚轴必须与钢轨梁成直角，否则建筑物就要出轨。当建筑物向旁边偏移时，则调整滚辊方向就可容易地得到纠正。

结构物的旧基础是难以移动的，因此要在新址上建造新的永久性基础，再将迁移的结构物坐落在新的永久性基础上，此时结构物的迁移才告完成。

参 考 文 献

陈国政，1992 年，危房桩式托换地基加固实例，岩土工程师，第四期。

陈仲颐，叶书麟主编，1990 年，基础工程学，北京：中国建筑工业出版社。

地基处理手册编写委员会，1988 年，地基处理手册，北京：中国建筑工业出版社。

甘肃省建工局设计院，1965 年，烟囱倾斜浸水矫正，建筑设计，第 3 期。

龚主华等，1990 年，岩土工程施工方法，沈阳：辽宁科学技术出版社。

李云章，1982 年，湿陷性黄土地基碱液加固，建筑结构学报，第 1 期。

钱国林，1983 年，采用钢管桩对基础进行托换，施工技术，第 2 期。

铁道部旋喷注浆科研协作组，1984 年，旋喷注浆加固地基技术，北京：中国铁道出版社。

唐念慈，韩选江主编，1992 年，建筑物增层改造托换应用，南京：南京大学出版社。

唐业清，1989 年，房屋增层改建地基基础的评价与加固方法专辑，铁道学报。

汪益基，1986 年，软弱地基上大型结构物倾斜自控法，工业建筑，第 5 期。

汪益基等，建筑物基础锚桩加压纠偏法，发明与专利，第 3 期。

叶书麟等，1991 年，基础托换技术，北京：中国铁道出版社。

叶书麟等，1994 年，地基处理与托换技术，北京：中国建筑工业出版社。

杨永浩，1983 年，苏州虎丘塔古建筑的地基加固，特种基础工程技术，第 2 期。

桩基工程手册编写委员会，1995 年，桩基工程手册，北京：中国建筑工业出版社。

Lizzi, F., 1980, The use of Root Pattern Piles in the underpinning of Monuments and Old Buildings and in the Consolidation of Historic Centres.

Lizzi, F., 1983, The Reticulated Root Piles for the Improvement of Soil Resistonce Physical Aspects Design Approaches.

Winkerkorn, H. F. and Fang, H. Y., 1975, Foundation Engineering Handbook.

Thorburn, S. and Hutchison, J. F., 1985, Underpinning surrey University Press, Glasgon and London.