

Bai

工程建设百问丛书

地下与 基础工程百问

赵志缙 于晓音 主编

Wen

中国建筑工业出版社

工程建设百问丛书

- 地下与基础工程百问
- 建筑结构工程施工百问
- 装饰工程百问
- 给排水·暖通·空调百问
- 电工技术百问(强电)
- 电工技术百问(弱电)
- 建筑消防百问
- 工程建设监理百问
- 建筑工程质量事故百问
- 建筑工程概预算百问
- 工程项目管理百问
- 工程招标与投标百问
- 建筑工程合同管理百问
- 施工现场专业配合及管理百问

责任编辑: 周世明

封面设计: 蔡宏生

ISBN 7-112-04651-3



9 787112 046515 >

(9808)定价: 24.00 元



工程建设百问丛书

地下与基础工程百问

赵志缙 于晓音 主编

中国建筑工业出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

地下与基础工程百问/赵志缙, 于晓音主编. —北京:
中国建筑工业出版社, 2001.8

(工程建设百问丛书)

ISBN 7-112-04651-3

I. 地… II. ①赵… ②于… III. ①地下工程-
工程施工-问答②基础(工程)-工程施工-问答
IV. TU-44

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2001) 第 25898 号

工程建设百问丛书

地下与基础工程百问

赵志缙 于晓音 主编

*

中国建筑工业出版社出版、发行 (北京西郊百万庄)

新华书店经销

北京云浩印刷厂印刷

*

开本: 850×1168 毫米 1/32 印张: 13 $\frac{3}{4}$ 字数: 366 千字

2001 年 8 月第一版 2002 年 2 月第二次印刷

印数: 4, 001—7, 000 册 定价: 24.00 元

ISBN 7-112-04651-3

TU·4085 (9808)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

本书是工程建设百问丛书之一。

本书由三部分组成，即地基工程、基础工程和地下工程，内容包括：天然地基、地基处理、浅基础、桩基础和沉井基础、深基坑工程、地下建筑工程等，共提出并回答了 247 个问题。

本书可供广大工程建设技术与管理人员学习之用。

* * *

责任编辑 周世明

出版说明

为了推动工程建设事业的发展，满足广大读者对这类图书的需要，我社拟陆续出版“工程建设百问丛书”。这套丛书共定为 17 册（见封四），范围包括建筑工程、安装工程和建筑管理等学科。丛书涵盖的专业面较广，内容比较全面，并有一定深度，主要供工程技术人员、管理人员和工人阅读。本期拟推出其中 8 册，分别是：

- 《地下与基础工程百问》
- 《给排水·暖通·空调百问》
- 《施工现场专业配合及管理百问》
- 《建筑防水工程百问》
- 《建筑施工安全生产百问》
- 《工程项目管理百问》
- 《工程招标与投标百问》
- 《建筑工程合同管理百问》

此前，先期推出的 8 册，已于 2000 年 6 月起陆续出版发行：

- 《建筑结构工程施工百问》
- 《装饰工程百问》
- 《建筑工程质量事故百问》
- 《建筑消防百问》
- 《电工技术百问（强电）》
- 《电工技术百问（弱电）》
- 《建筑工程概预算百问》
- 《工程建设监理百问》

丛书的作者在编写每册图书时均针对该学科应掌握的政策法

规、标准规程、专业知识和操作技术，并根据专业技术人员日常工作中遇到的疑点、难点，逐一提出问题，并用简洁的语言辅以必要的图表，有针对性、一事一议地给予解答。

以问答形式叙述工程技术问题的图书，预期会受到读者的欢迎。它的特点是问题涉及面广、可浅可深，解答针对性强、避免冗长。读者可带着问题翻阅，从中找出答案，增长才干；初学者可以从阅读中汲取知识和教益，满足自学的欲望。希望我们这套丛书的问世，能帮助读者解决工作中的疑难问题，掌握专业知识，提高实际工作能力。为此，我们热诚欢迎读者对书中不足之处来信批评指正，如有新的问题也请给予补充，协助我们把这套丛书出得更好。

中国建筑工业出版社

2001年6月

前 言

近年来由于我国在高层建筑和市政工程方面建设工程量急剧增大，基础工程和地下工程的设计、施工水平提高很快，出现了很多新的、先进的设计方法和施工技术，使我国不少城市面貌得以迅速改变，现代化水平有了很大提高。同时，一大批反映基础和地下工程学科新理论、新成就的科技图书与读者见面。但目前尚缺少与之相应的解答疑难问题的图书，这种图书虽不能完整而全面地阐述基本理论、设计方法和施工技术，但由于是以问答方式编写的，针对性强，查阅方便，特别适用于初、中级技术人员使用。

为帮助读者有针对性地了解近年来我国在基础工程和地下工程方面的发展水平、设计知识和施工技术，提高分析问题和解决问题的能力，我们编写了这本《地下与基础工程百问》。

本书分三篇共 247 道问答与题解，对天然地基、地基处理、浅基础、桩基础和沉井基础、深基坑工程、地下建筑工程（盾构、沉管和顶管施工）的有关方面做了全面和较详细的介绍，对重点问题介绍得较细，还编入了一定数量的计算题，并对一些新理论、新工艺和新技术做了介绍。

本书由赵志缙、于晓音主编，第一篇由赵志缙编写，第二篇由刘匀、金瑞君、于晓音、吕凤梧、林跃忠编写，第三篇由于晓音、徐伟、林跃忠、胡晓依、侯峻玉、阮永辉编写。最后由赵志缙对全书进行了整理加工。书中照片均由徐伟摄制。

由于本书题量大，涉及面广，实践性强，加之时间仓促和编者水平有限，错误和不当之处在所难免，恳切希望读者给予批评指正，以便不断修正和提高。

目 录

第一篇 地基工程

1	天然地基	1
1.1	土的基本特性	1
1.2	地基承载力和变形	8
1.3	工程地质勘察	10
2	地基处理	22
2.1	一般问题	22
2.2	换土垫层法	27
2.3	深层密实法	30
2.4	排水固结法	38
2.5	化学加固法	46

第二篇 基础工程

1	浅基础	70
1.1	刚性基础（无筋扩展基础）	72
1.2	柔性基础	79
1.2.1	钢筋混凝土扩展基础	79
1.2.2	柱下条形基础	92
1.2.3	筏形基础	97
1.2.4	箱形基础	112
1.3	基础埋深设及与上部结构共同作用	123
2	桩基础和沉井基础	135
2.1	桩基础的结构形式和传力特点	135
2.2	混凝土预制桩和细管桩	149
2.3	混凝土灌注桩	167
2.4	沉井基础	193

第三篇 地下工程

1	深基坑工程	209
1.1	深基坑工程的勘察特点	209
1.2	无支护基坑工程	211
1.3	有支护基础工程	215
1.4	地下连续墙	291
1.5	土层锚杆(土锚)	320
1.6	基坑加固与环境保护	332
2	地下建筑工程	348
2.1	一般问题	348
2.2	盾构法施工	351
2.3	沉管隧道施工	383
2.4	顶管施工	406

第一篇 地基工程

1 天然地基

1.1 土的基本特性

1. 在建筑地基基础设计规范中土（岩）分为哪几类？

在《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7-89) 中, 将作为建筑地基的土(岩), 分为岩石、碎石土、砂土、粉土、粘性土和人工填土等。

岩石为颗粒间牢固联结, 呈整体或具有节理裂隙的岩体。根据其风化程度, 分为微风化、中等风化和强风化。根据其坚固性, 分为硬质岩石(花岗岩、石灰岩、石英砂岩、石英岩等) 和软质岩石(页岩、粘土岩、云母片岩等)。

碎石土为粒径大于 2mm 的颗粒含量超过全重 50% 的土。碎石土分为漂石、块石、卵石、碎石、圆砾和角砾。

砂土为粒径大于 2mm 的颗粒含量不超过全重 50%、粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 50% 的土。砂土分为砾砂、粗砂、中砂、细砂和粉砂。砂土的密实度, 按表 1-2 分为松散、稍密、中密、密实。

砂 土 的 分 类

表 1-1

土 的 名 称		粒 组 含 量
砾	砂	粒径大于 2mm 的颗粒占全重 25%~50%
粗	砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒超过全重 50%
中	砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒超过全重 50%
细	砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 85%
粉	砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 50%

砂土的密实度

表 1-2

标准贯入试验锤击数 N	密 实 度
$N \leq 10$	松 散
$10 < N \leq 15$	稍 密
$15 < N \leq 30$	中 密
$N > 30$	密 实

粘性土为塑性指数 I_P 大于 10 的土。按表 1-3 分为粘土、粉质粘土。粘性土的状态按表 1-4 分为坚硬、硬塑、可塑、软塑、流塑。

粘性土的分类

表 1-3

塑性指数 I_P	土 的 名 称
$I_P > 17$	粘 土
$10 < I_P \leq 17$	粉质粘土

粘性土的状态

表 1-4

液性指数 I_L	状 态
$I_L \leq 0$	坚 硬
$0 < I_L \leq 0.25$	硬 塑
$0.25 < I_L \leq 0.75$	可 塑
$0.75 < I_L \leq 1$	软 塑
$I_L > 1$	流 塑

淤泥为在静水或缓慢流水环境中沉积，并经生物化学作用形成，其天然含水量大于液限、天然孔隙比大于或等于 1.5 的粘性土。当天然孔隙比小于 1.5 但大于或等于 1.0 的土为淤泥质土。

粉土为塑性指数小于或等于 10 的土。其性质介于砂土和粘性土之间。

人工填土根据其组成和成因，分为素填土、杂填土、冲填土。素填土为由碎石土、砂土、粉土、粘性土等组成的填土。杂填土为含有建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物的填土。冲填土为由水力冲填泥沙形成的填土。

2. 有关土的主要指标分哪几类？各包括哪些指标？

土的主要指标分为物理性指标、压实性指标、渗透性指标、力学性指标等几类。其各类包括的指标如下：

物理性指标 包括颗粒相对密度、天然重度、含水量、液限、塑限、有效粒径、限定粒径等。

压实性指标 包括最佳含水量、最大干密度。

渗透性指标 包括渗透系数（必要时分为水平和垂直渗透系数）、固结系数。

力学性指标 又分为变形指标和强度指标。变形指标包括压缩系数、压缩模量、压缩指数、回弹指数、切线模量、变形模量；强度指标包括快剪、固结快剪、慢剪、不排水剪、固结不排水剪、排水剪等。

3. 土中的水分为哪几类？各有何特性？

土中水与固体颗粒并非机械混合，而是有机地参加上的结构，对土的性状产生巨大影响。土中水分为四类：强结合水、弱结合水、毛细水和自由水。

强结合水是指紧靠土颗粒表面的水，它牢固地结合在土粒表面，有极大粘滞性，无溶解能力，不传递静水压力。

弱结合水是紧靠强结合水外围的一层水膜，它仍不能传递静水压力，但水膜较厚的弱结合水能向邻近的较薄的水膜处缓慢转移。

毛细水是受水与空气交界面上表面张力作用的自由水。毛细水弯液面和土粒接触处的表面张力反作用于土粒，使之相互挤紧，这种力称为毛细压力。在工程中毛细水上升高度对建筑物底层防潮、路基冻胀等有重要影响。

自由水又称重力水，其性质和普通水相似，能传递静水压力，具有溶解能力。

4. 土的压实性有何工程意义？土的压实性如何测定？

在修筑路堤、土坝、回填土工程时，需了解土的压实性。土的压实，即采用一定的压实方法，以一定的压实功，将具有一定级配和含水量的松土压实到具有一定强度的土层。土的压实效果

与颗粒级配和含水量有关。级配良好的土容易压实，这是因为土压实时颗粒重新排列，粗颗粒之间的孔隙被细颗粒充填，可以得到较高的密实度和强度。含水量对土的压实有明显的影响，由于水膜的润滑作用可以促使颗粒移动，但孔隙中出现自由水时，又会阻止土的压实。

土的压实性可通过夯击试验测定。将过 5mm 筛的 3~3.5kg 土样，加水润湿至预计的制备含水量，分三层装入击实仪，按规定进行分层夯实，会得出一条压实曲线，它是土的干重度和含水量的关系曲线，曲线峰值对应的为最大干重度和最佳含水量，表明当土的含水量等于该最佳含水量时压实效果最好。

5. 土中的固体颗粒如何划分？

土中的固体颗粒按其大小分为若干个粒组：砾、砂粒、粉粒和粘粒。常用粒组划分界线标准如表 1-5 所示。

土 粒 颗 粒 划 分

表 1-5

粒 组 名 称		粒 径 范 围 (mm)
漂石或块石颗粒		>200
卵石或碎石颗粒		200~20
圆砾或角砾	粗	20~10
	中	10~5
	细	5~2
砂 粒	粗	2~0.5
	中	0.5~0.25
	细	0.25~0.10
	极细	0.10~0.05
粉 粒	粗	0.05~0.01
	细	0.01~0.005
粘 粒		<0.005

土粒的形状往往不规则，很难直接量测土粒的大小，只能通过一些分析方法来定量描述土粒的大小。常用的方法有两种：对大于 0.1mm 的土粒可用筛分方法；对小于 0.1mm 的土粒则采用沉降分析法。

6. 土的渗透性有何工程意义?何谓渗透系数?如何测定?

土是一种多孔介质,固体颗粒组成的骨架间的孔隙是连通的,孔隙中的水在本身重力和其他外力作用下可以流动,此即水的渗流运动,土中水的渗透性对地下结构防水、工程施工降低地下水位等都有重要意义。

渗透系数是表示水在土中单位时间渗流距离的数值,其单位为 cm/s 。其数值可由达西定律求得:

$$k = \frac{Q}{iAt} \quad (1-1)$$

式中 Q ——流量;

i ——水力梯度 $= \frac{\Delta H}{l}$;

ΔH ——水头差;

l ——渗流长度;

A ——渗流截面积;

t ——时间;

k ——渗透系数。

渗透系数 k 的测定,也是以达西定律为依据,室内试验是把一已知水力梯度 i 的流体施加到已知截面积为 A 的土样上,测定其流量 Q ,根据式 (1-1) 即可计算 k 值。渗透系数 k 亦可在现场以抽水试验来测定。此外,还可以通过室内压缩试验的时间-沉降曲线计算得到。

7. 土的压缩性如何测定?

土的压缩性是土的主要特性之一。地基沉降即主要由于地基土在上部结构和使用荷载作用下体积压缩变形引起的。用压缩系数、压缩模量、变形模量等指标来评价的压缩性。土的压缩性可通过室内试验或现场试验来测定。

室内压缩试验是把钻探取得的原状土样,即天然结构未破坏的土样装入压缩容器内,土样顶面和底面设透水石,作为土样压缩过程中孔隙水排出的通道,通过加荷横梁及顶部的加荷活塞将

压力施加到土样上，土的压缩量由顶部的测微表测得，在无侧向膨胀条件下进行压缩，可测定土的应力、应变和时间关系以及有关的压缩性指标。无侧向膨胀的试验称单向压缩试验。同样，亦可进行两个方向或三个方向的压缩试验。

现场载荷试验是在现场挖一个坑，使其达到预先考虑的基础埋置深度，在整平的地基持力层上放承压板，面积约 $0.25 \sim 1.0\text{m}^2$ ，在承压板上加荷测定沉降。

8. 何谓土的抗剪强度？如何测定？

地基的破坏表现为土体的滑动，所以，土的强度问题实质上是土体内一部分土体与另一部分土体之间相对滑动的抵抗力，即抗剪强度。

土抗剪强度试验的主要目的是确定破坏包线及相应的强度指标粘聚力 c 和内摩擦角 φ 。室内试验的主要方法是直剪试验和三轴剪切试验。

直剪试验用的剪切盒由上下两部分组成，上盒固定不动，下盒可以自由移动。土样（直径 64mm 、厚 25mm ）装在上下盒之间，试样底部和顶部设透水石，通过承压板对土样施加竖向荷载，推动下盒施加剪切力 T ，土样破坏时，在上下盒之间形成剪切面，即破坏面。破坏面上的竖向应力 $\sigma = P/A$ ，剪应力 $\tau = T/A$ 。取 $3 \sim 4$ 个同一类土，分别在不同竖向荷载作用下进行剪切，就可得到土的抗剪强度与法向应力的关系，从而求得土的强度指标。

三轴剪力试验的基本原理，是土样在两个主应力作用下达达到破坏，再从破坏状态下的应力条件出发，确定破坏面和破坏面上的法向应力和剪应力，从而得到土的抗剪强度包线及其强度指标。

9. 土压力分为几种？各有何特征？如何计算？

挡土墙、建筑物地下室外墙、支护结构的挡墙、船闸、桥台等主要承受土侧向压力。土压力的大小及其分布是一个比较复杂的问题，它与挡墙的位移、墙后土的性质以及墙土之间的摩擦特性等因素有关。

土压力分为静止土压力、主动土压力和被动土压力三种。

静止土压力 挡墙在墙后土体作用下，墙保持原来位置不发生任何移动，墙后土体处于静止状态，此时墙背所受的土压力称为静止土压力。按照在竖向自重应力作用下计算侧压力的方法来计算静止土压力：

$$p_0 = K_0 \gamma z \quad (1-2)$$

式中 K_0 —— 土的静止侧压力系数，可通过室内试验直接测定，在无条件时，亦可按 $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ 经验公式计算，其中 φ' 为土的有效内摩擦角；

γ —— 墙后土的重度；

z —— 计算点距地表面的距离。

在匀质土中静止土压力沿墙高呈三角形分布，取单位墙长，则作用在墙上的静止土压力合力 E_0 为：

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_0 \quad (1-3)$$

式中 H —— 挡墙的高度。

$K_0 = 1 - \sin \varphi'$ 的经验公式，对于砂性土有一定的可靠性，而对于粘性土有较大的误差。

主动土压力 挡墙在墙后土体作用下逐渐向前移动（或变形），土压力随之减小，直至墙后土体达到极限平衡状态，形成滑动面，土压力达到最小值，此时土体对墙背施加的土压力称为主动土压力。主动土压力按下式计算：

$$p_a = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1-4a)$$

对于无粘性土 ($c=0$)，则

$$p_a = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1-4b)$$

令主动土压力系数 $K_A = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ ，则上述公式可写成

$$p_a = \gamma z K_A - 2c \sqrt{K_A} \quad (1-4c)$$

$$p_a = \gamma z K_A \quad (1-4d)$$

式中 γ ——墙后土的重度，地下水以下用有效重度；

c 、 φ ——土的粘聚力和内摩擦角；

z ——计算点距地面的距离。

取单位墙长计算，砂性土的主动土压力合力 E_a 为

$$\left. \begin{aligned} E_a &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\ \text{或} \quad E_a &= \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \end{aligned} \right\} \quad (1-5)$$

单位墙长上粘性土的主动土压力合力 E_a 为

$$E_a = \frac{1}{2} (H - h_0) (\gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a})$$

式中 H ——墙深；

$$h_0 \text{——临界直立高度, } h_0 = \frac{2c}{\gamma \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}。$$

被动土压力 挡墙在外力作用下被推向土体，作用在墙上的土压力随之增大，直至墙后土体达到极限平衡状态，形成滑动面，土压力达到最大值，此时土体对墙背施加的土压力称为被动土压力。被动土压力按下式计算：

$$\text{无粘性土} \quad p_p = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \gamma z K_p \quad (1-6a)$$

$$\begin{aligned} \text{粘性土} \quad p_p &= \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \gamma z K_p + 2c \sqrt{K_p} \end{aligned} \quad (1-6b)$$

式中 K_p ——被动土压力系数， $K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)。$

1.2 地基承载力和变形

10. 何谓地基承载力？如何确定？

地基承载力是地基土单位面积上承受荷载的能力。在工程设计中，必须使建筑物基础底面压力不超过规定的承载力，以保证地基土不致破坏。

地基承载力破坏亦是由于土中的剪应力达到土的抗剪强度而使地基失去稳定性所致。但由于地基在建筑物荷载作用下，地基土有压缩也有剪切，因此地基承载力存在两种极限条件：一种是由于地基的沉降超过了允许值使得建筑结构不能正常使用时的最大荷载；另一种是根据地基中的塑性区，即滑动面发展的程度来确定的最大荷载。

地基承载力设计值，要根据《建筑地基基础设计规范》中有关的公式和规定加以确定。

11. 地基的变形分为哪几种？如何确定？

地基的变形分为沉降量、沉降差、倾斜和局部倾斜。

地基的沉降量计算方法不少，常用的有“弹性力学法计算最终沉降”、“分层总和法计算最终沉降”，规范中采用的亦为上述第二种方法。由于土的变形性能与理想的弹性体有较大的差异，因此，到目前为止几乎所有的沉降计算公式计算得到的结果都与实际有一定的误差，需要进行某些修正。

《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7-89)提供的最终沉降量计算公式如下：

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{a}_i - z_{i-1} \bar{a}_{i-1}) \quad (1-7)$$

式中 s ——地基最终沉降量 (mm)；

s' ——按分层总和法计算出的地基沉降量；

ψ_s ——沉降计算经验系数，根据地区沉降观测资料及经验确定，或按规范提供的经验值采用；

n ——基础沉降计算深度范围内所划分的土层数；

p_0 ——对应于荷载标准值时的基础底面处的附加压力 (kPa)；

E_{si} ——基础底面下第 i 层土的压缩模量，按实际应力范围取值 (MPa)；

z_i, z_{i-1} ——基础底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离 (m)；

$\bar{a}_i, \bar{a}_{i-1}$ ——基础底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数。

1.3 工程地质勘察

12. 工程地质勘察划分为几个阶段？各阶段的工作内容是什么？

工程地质勘察阶段的划分，应与设计阶段相适应。一般分为：

- (1) 选择场址勘察 应符合确定场址方案的要求；
- (2) 初步勘察 应符合初步设计或扩大初步设计的要求。
- (3) 详细勘察 应符合施工图设计的要求。

对工程地质条件复杂或有特殊施工要求的重大建筑地基、尚应进行施工勘察。

各勘察阶段的工作内容、工作量和工作方法，取决于建筑场地复杂程度；对建筑场地地质条件的研究程度及当地建筑经验；建设规模及建筑物类别；地基基础设计、施工的特殊要求。一般各勘察阶段的工作内容如下：

(1) 选择场址勘察

①搜集区域地质、地形地貌、地震、矿产和附近地区的工程地质资料及当地的建筑经验；

②在搜集和分析已有资料的基础上，通过勘探了解场地的地层、构造、岩石和土的性质、不良地质现象及地下水等工程地质条件；

③对工程地质条件复杂，已有资料不能符合要求，但其他条件较好且倾向于选取的场地，应根据具体情况进行工程地质测绘及必要的勘探工作。

(2) 初步勘察

①初步查明地层、构造、岩石和土的物理力学性质、地下水埋藏条件及冻结深度；

②查明场地不良地质现象的原因、分布范围、对场地稳定性的影响程度及其发展趋势；

③对设防烈度为7度及7度以上的建筑物，应判定场地和地基的地震效应。

(3) 详细勘察

①查明建筑范围内的地层结构、岩石和土的物理力学性质,并对地基的稳定性及承载能力作出评价;

②提供不良地质现象的防治工程所需的计算指标及资料;

③查明地下水的埋藏条件和侵蚀性,必要时还应查明地层的渗透性,水位变化幅度及规律;

④判定地基岩石和土及地下水在建筑物施工和使用中可能发生的变化及影响,并提出防治建议。

(4) 施工勘察

遇较重要建筑物的复杂地基需进行施工验槽;或基槽开挖后地质条件与原勘察资料不符,可能影响工程质量时;深基础施工设计及施工需进行地基监测工作;地基处理、加固时需进行设计和检验工作;施工过程中出现边坡失稳需观测和处理等。应配合设计、施工单位进行施工勘察,解决与施工有关的工程地质问题,并提出相应的勘察资料。

13. 勘探孔的间距和深度如何确定?

各阶段工程地质勘察有不同的规定。

(1) 初步勘察阶段(表 1-6, 表 1-7)

勘探线、点间距 (m)

表 1-6

场地类别	勘探线间距	勘探点间距
简单场地	200~400	150~300
中等复杂场地	100~200	50~150
复杂场地	<100	<50

注:表中间距不适用于地球物理勘探。

勘探孔深度 (m)

表 1-7

建筑物类别	勘探孔种类	
	一般性勘探孔	控制性勘探孔
I 类	10~15	15~30
II 类	6~12	12~20

注:勘探孔包括钻孔、探井、触探孔及铲探孔。

当场地地形起伏较大时，勘探孔深度应根据预计的整平地面标高适当调整。

控制性勘探孔，一般占勘探孔总数的 $1/5 \sim 1/3$ ，且每个地貌单元均应有控制性勘探孔。

(2) 详细勘察阶段 (表 1-8，表 1-9)

勘探点间距 (m)

表 1-8

场地类别 \ 建筑物类别	I 类	II 类
	I 类	II 类
简单场地	35~50	50~75
中等复杂场地	20~35	25~50
复杂场地	<20	<25

注：I 类建筑物指重要建筑物（如有纪念性的大型建筑物或关键性的工业主厂房）；基底荷载较大的建筑物（如 7 层及 7 层以上的民用建筑或最大吊车起重量大于 50t 的工业厂房）；使用上或生产工艺上对地基变形有特殊要求的建筑物。II 类建筑物指基底荷载不大的一般建筑物（如 6 层及 6 层以下的民用建筑或基底荷载与其相当的工业厂房）。

勘探孔深度 (m)

表 1-9

基础型式 \ 基础宽度 B (m)	1	2	3	4	5
	1	2	3	4	5
条形基础	6	10	12	—	—
单独柱基	—	6	9	11	12

注：表内深度未考虑相邻基底荷载的影响。

对除按容许承载力计算外，尚需进行变形验算的地基，部分勘探孔应达到地基压缩层的计算深度。

14. 何谓施工勘探？包括哪些内容？

对较重要建筑物的复杂地基（需进行施工验槽）；基槽开挖后发现地质条件与原勘察资料不符；深基础工程设计和施工；地基处理加固；需进一步查明和处理地基中的溶洞或土洞；施工过程中出现边坡失稳等，为配合设计和施工的需要要进行施工勘察。

施工验槽时，需对基槽作地质素描，实测地层界线，查明人工填土的分布和均匀性，必要时应进行补充勘探测试。

对深基础进行施工勘察，应根据不同施工方法分别进行下列工作：

(1) 进行大幅度、大面积人工降低地下水位时，应提供地层渗透系数 k ，并判定降水漏斗区域内地面沉降或建筑物产生附加沉降的可能性；

(2) 当判定深层开挖对基坑变形及邻近建筑物的影响时，宜在施工过程中实测基底回弹、隆起或土的侧向位移，以及邻近建筑物的附加沉降等；

(3) 当采用沉井、沉箱基础工程方案时，应提供其与地基土的摩擦系数 f ，并判定其正常下沉的可能性。

对进行地基处理加固的工程，需分别进行下列工作：

(1) 采用重锤夯时，应查明地下水位及其变动情况，并在试夯前测定土的含水量，干密度及最优含水量。

(2) 采用硅化法时，应测定土的渗透系数、地下水流速和 pH 值。

(3) 采用人工冻结法时，应提供地下水水位、流向、流速、水头、水力坡度、水温、化学成分及地下水位以下各有关土层的渗透系数。

15. 工程地质勘察报告包括哪些基本内容？

工程地质勘察报告一般包括下列内容：

(1) 文字部分

①任务要求及勘察工作概况；

②场地位置、地形地貌、地质构造、不良地质现象、地层成层条件、岩石和土的物理力学性质及建筑经验等；

③场地的稳定性和适宜性、岩石和土的均匀性和容许承载力、地下水影响、土的最大冻结深度、地震基本烈度以及由于工程建设可能引起的工程地质问题等的结论和建议。

(2) 图表部分

①勘探点平面布置图；

②综合工程地质图或工程地质分区图；

- ③工程地质剖面图；
- ④地质柱状图或综合地质柱状图；
- ⑤有关测试图表等。

16. 何谓静力触探？其内容和用途如何？

静力触探是通过一定的机械装置，将一定规格的触探头用静力压入土中，同时用传感器或直接测量仪表量测土层对触探头的贯入阻力，以此作为试验成果。触探头多用圆锥形，其贯入阻力是指触探头锥底截面单位面积的阻力 q_c 和触探头侧壁与土的摩擦阻力 f_s 两部分。为此，静力触探是一种定量的测试技术。

静力触探设备主要由两部分组成：一部分是静力贯入装置，其基本功能是可控制等速压贯入；另一部分是传动系统。目前使用的传动系统有液压的和机械的。为了提供足够的贯入压力，除靠装置本身的自重之外，常需配有反力装置，一般多采用地锚或将贯入设备装置在汽车上以提供反力。

现在使用的是电测静力触探，它是利用电阻应变测试技术，将触探头设计成直接量测贯入阻力的传感器，以便在贯入过程中直接感受土层的贯入阻力对触探头的摩阻力，并转换成电讯号传送到地面由仪表显示。

电测静力触探的主要设备，除了无特殊要求的贯入机械外，关键部分是具有特殊功能的探头。我国于 60 年代研制了“电阻应变式单桥探头”，70 年代中期又发展了“电阻应变式双桥探头”。双桥探头的特点是利用两个电阻应变电桥分别测定触探头的锥尖阻力 q_c 和侧壁摩阻力 f_s 。可用于单桩的模型试验，分别测求单桩桩尖承载力和侧壁摩阻力。

静力触探的用途：（1）利用比贯入阻力确定地基的基本承载力 $[R]$ 和侧限压缩模量 E_s 、变形模量 E ；（2）判定地基土在地震作用下液化势；（3）此外，静力触探还可用于划分土层、计算地基沉降、推算桩端承载力和桩侧摩阻力、确定砂土的内摩擦角等。

17. 何谓动力触探？常用的类型和规定如何？

动力触探是采用规定重量的击锤和相应的落距，把一定规格

的触探头打入土中一定距离,根据锤击数 N 来判断土层的物理力学性质,土质坚硬, N 值则大;土质松软, N 值则小。试验只能找出锤击数与贯入阻力的相关关系,只是一种经验方法。

动力触探分为标准贯入试验和圆锥动力触探两大类。

(1) 标准贯入试验

标准贯入试验在国内外应用很广泛。适用于粘性土、中砂、细砂、粉砂层。该试验是使用规定重量 (63.5kg) 的重锤,按照规定的落距 (760mm) 自由下落,将标准贯入器击入土中,根据在规定的贯入距离 (300mm) 所击的锤击数 N 来判定土的物理力学性质。

标准贯入试验用的设备,主要由标准贯入器、触探杆和穿心锤三部分组成。

标准贯入器呈圆筒形,外径 51mm、内径 35mm、壁厚 8mm,由贯入器靴、身、头三部分组成,头部与触探杆相连,靴部呈锐角便于切入土中。是由两个半圆筒合成的取土器。

穿心锤为一落锤,重 63.5kg,自由落距 760mm,锤击与触探杆头部相连的锤垫。

触探杆为一外径 42mm 的钻杆。

试验时,用钻具先钻至试验土层标高以上约 150mm,以免下面土层受扰动;将标准贯入器垂直打入土层 150mm,不计击数;然后继续贯入土中 300mm,记录锤击数,此数即为标准贯入击数 N (即 $N_{63.5}$)。再继续贯入 50~100mm,看击数有无突变,如有突变则可能遇有变层,应考虑是否加密测点;若无突变,提出标准贯入器,取出土样进行鉴别描述,试验告完毕。

下列因素影响标准贯入值 N :

①触探杆长度

随试验深度的增加,触探杆增长,其挠曲变形及其与孔壁间的摩擦所消耗的能量亦增加。为此,我国《建筑地基基础设计规范》规定当触探杆长度大于 3m 时,锤击数 N 应按下式进行修正:

$$N = \alpha \cdot N' \quad (1-8)$$

式中 N' —— 标准贯入试验锤击数；

α —— 触探杆长度校正系数，见表 1-10。

触探杆长度修正系数 α

表 1-10

触探杆长度 (m)	≤ 3	6	9	12	15	18	21
α	1.00	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70

②不同落锤方式

用人力吊打方式，会由于绳索和滑轮的摩阻力及吊打时对落锤的索引力消耗部分锤击能量。自动落锤方式则基本上无上述问题。

③配套钻进方式

泥浆护孔、套管护孔、清水钻进，不同钻进方式对贯入器与土层的接触状况影响很大，所得 N' 值相差较大。一般认为泥浆护孔所带来的误差最小。用套管护孔时，切忌在管内进行冲击。

其他如触探杆连接方式和不同心度、落锤方法、滑轮组和传动机构的摩阻力、自动落锤的脱钩机构都产生一定影响。

标准贯入值 N 有下列作用：

①确定地基承载力基本值 f_0 ；

②现场评定砂土的紧密状态和粘性土的稠度状态（表 1-11、表 1-12）；

③评定土的强度指标

a. 确定砂土的内摩擦角（表 1-11）

按锤击数判定砂土的密实度和内摩擦角

表 1-11

锤击数 N	0~4	4~10	10~30	30~50	>50
密实度	很松	松	中密	密	很密
内摩擦角	$<28.5^\circ$	$28.5^\circ \sim 30^\circ$	$30^\circ \sim 36^\circ$	$36^\circ \sim 41^\circ$	$>41^\circ$

b. 确定粘性土的强度参数 c 、 φ 值和无侧限抗压强度 q_u （表 1-12）、（表 1-13）

按锤击数判定粘性土的状态和 q_u 值 表 1-12

锤击数 N	<2	2~4	4~8	8~15	15~30	>30
状 态	很 软	软	中 等	硬	很 硬	坚 硬
q_u (kPa)	<25	25~50	50~100	100~200	200~400	>400

注：适用于冲积、洪积的一般粘性土层

④评定粘性土的侧限变形模量 E_s (表 1-13)

按锤击数 N 判定粘性土的力学指标 表 1-13

锤击数 N	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	25	29	31
E_s (kPa)	7000	9000	11000	13000	14500	16000	18000	20000	22000	24000	27500	31000	33000
φ (°)	17.7	19.8	21.2	22.2	23.0	23.8	24.3	24.8	25.3	25.7	26.4	27.0	27.3
c (kPa)	17	36	49	59	66	72	78	83	87	91	98	103	107

注：锤击数 N 是用手拉绳方法测得的，其值比机械化自动落锤方法所得锤击数 N_M 略高，换算关系为： $N=0.74+1.12N_M$ 。适用范围为 $2<N_M<23$ 。

⑤判定液化

判定液化可按《建筑抗震设计规范》中介绍的公式计算临界标贯击数 N_{cr} ，当实测 N 值小于 N_{cr} 时则为可液化土。

(2) 圆锥动力触探

这种触探采用实心的圆锥形探头，有中型和重型两种探头。它主要用于砾质土层。其功能与标准贯入试验相似，此处不再重复。

18. 何谓载荷试验，一般应如何进行？

载荷试验指平板载荷试验，是岩土原位测试中定量方法的一种。它是一种模拟实体基础受荷的原位试验，用来测定地基土变形模量、地基承载力、估算建筑物沉降等。在工程实践中，人们认为是较可靠的方法，据以验证其他有争议的结果。

进行平板载荷试验时，挖一试验坑，在待测岩土体上放置一圆形或方形的具有一定柔性的承压板，在其上逐级施以静荷载 (p)，观测承压板的相应沉降 (s)，直至土体达到破坏。试验可通过在承压板上加铁块等重物直接加荷，亦可设锚固装置利用液压千斤顶

进行加荷。

试验后根据试验结果绘出荷载与沉降 ($p-s$) 的关系曲线, 据以计算或评价岩土体的承载力、变形模量等参数。

典型的 $p-s$ 曲线如图 1-1 所示。一般情况下, 承压板下土体受荷沉降过程分为三个阶段:

第 I 阶段为压密阶段。此阶段中土体颗粒主要产生竖向位移, 土体以弹性变形为主, $p-s$ 曲线接近线性关系;

第 II 阶段为局部剪切或塑性变形阶段。承压板下土体颗粒有侧向位移, 土体局部剪切破坏, 进入屈服状态;

第 III 阶段为破坏阶段。土体颗粒向外上方滑移, 土体中形成连续剪切破坏滑动面。

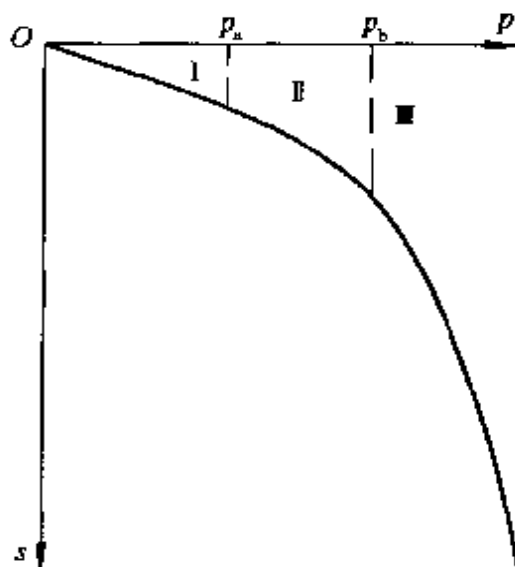


图 1-1 典型的 $p-s$ 曲线

图 1-1 中 p_a 、 p_b 是 $p-s$ 曲线的重要特征点, 是决定地基承载力的重要参数。确定地基承载力的方法有下述几种:

(1) 拐点法

当加载至 p_a 时 $p-s$ 曲线上有明显拐点时, 将 p_a 作为基本承载力 $[R]$:

$$[R] = p_a \quad (1-9)$$

如 $p-s$ 曲线无明显拐点, 可绘出 $\lg P - \lg s$ 或 $p - \frac{\Delta s}{\Delta p}$ 曲线, 此曲线上折点或拐点所对应的力即为 p_a 。选用这两种方法确定的 p_a 值并不相同, 需酌情选定。

(2) 相对沉降法

对于无明显拐点的圆滑 $p-s$ 曲线, 还可用相对沉降 s/b 来确定基本承载力, b 为承压板的直径或边长。当承压板面积为 $0.25 \sim 0.50 \text{m}^2$ 时, 对中、高压缩性土可取 $s/b = 0.02$ 对应的荷载 $p_{0.02}$ 作

为基本承载力 $[R]$ ；对于低压缩性土和砂土取 $[R] = p_{0.01} \sim p_{0.015}$ 。

(3) 极限荷载法

基本承载力 $[R]$ 还可由极限荷载 P_u ，除以安全系数 K 来确定：

$$[R] = \frac{P_u}{K} \quad (K=2) \quad (1-10)$$

土力学有关理论证明，地载容许承载力随基础尺寸和埋深大小而定。因此，按上述方法求得的基本承载力需按基础的宽度和深度进行修正后，才能作为容许承载力。

进行载荷试验，需注意下述要点：

(1) 坑的宽度不应小于承压板宽度或直径的三倍。保持试验土层的原状结构和天然湿度。宜在拟试压表面用不超过 20mm 厚的粗、中砂层找平。

(2) 加荷等级不应少于 8 级，最大加载量不应少于荷载设计值的两倍。

(3) 每级加载后，按间隔 10、10、10、15、15min，以后为每隔 0.5h 读一次沉降，当连续 2h 内，每小时的沉降量小于 0.1mm 时，则认为已趋稳定，可加下一级荷载。

(4) 当出现下列情况之一时，即可终止加载：

- ①承压板周围的土明显侧向挤出；
- ②沉降 s 急骤增大， $p-s$ 曲线出现陡降段；
- ③在某一级荷载下，24h 内沉降速率不能达到稳定标准；
- ④ $s/b \geq 0.06$ 。

19. 对软土的地质勘察有何要求？

根据我国现行的《软土地区工程地质勘察规范》(JGJ 83—91)，判别软土应符合下列三点：外观以灰色为主的细粒土；天然含水量大于或等于液限；天然孔隙比大于或等于 1.0。

软土的工程性质特点是高压缩性、低强度、高灵敏度和低透水性。在较大地震作用下，易出现震陷。

软土地区的地质勘察，勘察阶段可分为初步勘察和详细勘察，

必要时应进行施工勘察。对大型厂址、重点工程应分可行性研究勘察、初步勘察、详细勘察和施工勘察四个阶段勘察；对建筑性质和总平面位置已定的工程，也可仅进行详细勘察。

详细勘察应进行下列工作：

(1) 查明建筑物范围内的地层结构及其物理力学性质，软土的固结历史、强度和变形特征，并对地基的稳定性和承载能力作出评价；

(2) 查明地下水的埋藏条件、侵蚀性和地层的渗透性；

(3) 判定地基土及地下水在建筑物施工和使用过程中可能产生的变化和影响，并提出防治方案和建议；

(4) 提供地基变形的计算参数。必要时，应对基础沉降量、相邻基础沉降差或基础整体倾斜进行计算；

(5) 提供深基础开挖后边坡稳定性计算所需参数和支护方案，并对基坑开挖、井点降水对邻近建筑物的影响作出分析和评价。

关于施工勘察，遇下列情况之一时才进行：

(1) 基槽开挖后地质条件有差异，并可能影响工程质量；

(2) 深基础施工设计及施工中需进行有关地基监测工作；

(3) 地基处理、加固时，需进行设计和检验工作；

(4) 对已埋的塘、浜、沟、谷等的位置，需进一步查明和处理；

(5) 预计施工时，对土坡稳定性需进行监测和处理。

软土地区勘察报告的基本内容如下：

(1) 文字部分

①工程概况、任务要求、勘察阶段及勘察工作概况；

②场地位置、地形地貌、地质构造、不良地质现象、地层成层条件、岩土的物理力学性质及建筑经验等；

③场地的稳定性和适宜性、岩土的均匀性和标准承载力，地下水的影响，土的最大冻结深度，地震基本烈度以及由于工程建设可能引起的工程地质问题等，有针对性的拉出适宜的基础形式

和有关的计算参数及施工中应注意的事项。

(2) 图表部分

- ①勘探点平面布置图;
- ②综合工程地质图或工程地质分区图;
- ③工程地质剖面图;
- ④地质柱状图或综合地质柱状图;
- ⑤有关测试图表等。

20. 为桩基工程服务的地基勘察有何要求?

在确定采用桩基方案后, 应进行相当于详细勘察的工作, 为选定桩型、长度、确定单桩承载力和群桩的沉降以及选定相应的施工方法, 提供所需的工程地质资料。

(1) 桩基工程勘探点间距

应按桩的受力条件确定:

①对端承桩, 主要根据桩尖持力层顶板起伏变化情况确定, 一般为 12~24m。对预制的端承桩, 当相邻勘探孔所揭露的桩尖持力层标高相差较大, 或层面坡度大于 10% 时, 应适当加密勘探点。

②对摩擦桩和爆扩桩, 其勘探点间距一般如表 1-14 所示。但有下列情况之一时, 应适当加密勘探点:

勘 探 点 间 距		表 1-14
场地类别 \ 建筑物类别	I 类	II 类
简单场地	35~50	50~75
中等复杂场地	20~35	25~50
复杂场地	<20	<25

a. 摩擦桩拟穿过的土层的性质和状态, 在水平方向上变化较大;

b. 爆扩桩拟穿过的土层中, 有影响爆扩成型的夹层。

(2) 桩基工程勘探孔深度

应符合下列要求:

①采用单排端承桩时，部分勘探孔宜深入预计的桩尖持力层顶板以下 2m（对砂卵石层或Ⅰ类建筑物）或 3m（对粘性土层或Ⅱ类建筑物）。当在预计的深度范围内有软弱下卧层时，应予以钻穿，并达到厚度不小于 3m 的密实土层，当持力层为基岩时，一般达到基岩即可。

②当采用单排摩擦桩时，勘探孔深度宜超过预计桩长 1~2m。

③对群桩，当计算地基变形时，可按与桩群相当的实体基础考虑，部分控制性勘探孔深度，自预定桩尖深度算起，一般为 0.5~1.0B（B 为实体基础宽度）。

（3）对桩基勘探深度范围内的每一主要土层，均应采取土试样或进行原位测试，以测求土的物理力学性质。对摩擦桩，在其穿过的各主要土层及桩尖持力层中，所测求的同一指标宜取得 6 个以上的室内试验数据，或 2 个以上的原位测试数据；对端承桩和爆扩桩，桩尖以上土层的测试数据可适当减少。

为选择桩基的良好持力层及确定桩基计算指标，宜通过静力触探或动力触探，连续测定地基土层不同深度的力学强度或密实程度。

2 地基处理

2.1 一般问题

21. 何谓地基处理？处理的目的是什么？常用的处理方法有哪些？其适用范围如何？

地基处理是通过置换、夯实、挤密、排水、胶结、加筋和热学等方法，对地基土进行加固。目的是改善地基土的剪切性、压缩性、渗透性、振动性和特殊土地基的特性。

常用地基处理的方法及其原理、作用和适用范围，如表 1-15 所示。

常用地基处理方法的原理、作用及适用范围 表 1-15

分类	处理方法	原理及作用	适用范围
换土垫层法	机械碾压法	挖除浅层软弱土或不良土, 分层碾压或夯实土, 按回填的材料可分为砂垫层、碎石垫层、粉煤灰垫层、干渣垫层、灰土垫层、二灰垫层和素土垫层等。它可提高持力层的承载力, 减少沉降量, 消除或部分消除土的湿陷性和胀缩性, 防止土的冻胀作用以及改善土的抗液化性	常用于基坑面积宽大和开挖土方量较大的回填土方工程, 一般适用于处理浅层软弱地基、湿陷性黄土地基、膨胀土地基、季节性冻土地基、素填土和杂填土地基
	重锤夯实法	消除土的湿陷性和胀缩性, 防止土的冻胀作用以及改善土的抗液化性	一般适用于地下水位以上稍湿的粘性土、砂土、湿陷性黄土、杂填土以及分层填土地基
	平板振动法		适用于处理无粘性土或粘粒含量少和透水性好的杂填土地基
	强夯挤淤法	采用边强夯、边填碎石、边挤淤的方法, 在地基中形成碎石墩体, 以提高地基承载力和减小沉降	适用于厚度较小的淤泥和淤泥质土地基。应通过现场试验才能确定其适用性
深层密实法	强夯法	强夯法系利用强大的夯击能, 迫使深层土液化和动力固结而密实	适用于碎石土、砂土、素填土、杂填土、低饱和度的粉土与粘性土、湿陷性黄土。对淤泥质土经试验证明施工有效时方可使用
	挤密法 (砂桩挤密法) (振动水冲法) (灰土、二灰或土桩挤密法) (石灰桩挤密法)	挤密法系通过挤密或振动使深层土密实, 并在振动挤密过程中, 回填砂、砾石、灰土、土或石灰等形成砂桩、碎石桩、灰土桩、二灰桩、土桩或石灰桩, 与桩间土一起组成复合地基, 从而提高地基承载力、减少沉降量, 消除或部分消除土的湿陷性或液化性	砂桩挤密法和振动水冲法一般适用于杂填土和松散砂土, 对软土地基经试验证明加固有效时方可使用 灰土桩、二灰桩、土桩挤密法一般适用于地下水位以上, 深度为 5~10m 的湿陷性黄土和人工填土
排水固结法	堆载预压法 真空预压法 降水预压法 电渗排水法	通过布置垂直排水井, 改善地基的排水条件, 及采取加压、抽气、抽水和电渗等措施, 以加速地基土的固结和强度增长, 提高地基土的稳定性, 并使沉降提前完成	适用于处理厚度较大的饱和软土和冲填土地基, 但需要有预压的荷载和时间的条件。对于厚的泥炭层则要慎重对待

续表

分类	处理方法	原理及作用	适用范围
加筋法	加筋土、土锚、土钉	在人工填土的路堤或挡墙内,铺设土工聚合物、钢带、钢条、尼龙绳或玻璃纤维等作为拉筋,或在软弱土层上设置树根桩或碎石桩等,使这种人工复合土体,可承受抗拉、抗压、抗剪和抗弯作用,借以提高地基承载力,增加地基稳定性和减少沉降	加筋土和土锚适用于人工填土的路堤和挡墙结构。土钉适用于土坡稳定
	土工聚合物		适用于砂土、粘性土和软土
	树根桩		适用于各类土
	碎石桩		碎石桩(包括砂桩)适用于粘性土。对于软土,经试验证明施工有效时方可采用
热学法	热加固法	热加固法是通过渗入压缩的热空气和燃烧物,并依靠热传导,将细颗粒土加热到适当温度(如温度在100℃以上),则土的强度就会增加,压缩性随之降低	适用于非饱和粘性土、粉土和湿陷性黄土
	冻结法	冻结法是采用液体氮或二氧化碳膨胀的方法,或采用普通的机械制冷设备与一个封闭式液压系统相连接,而使冷却液在里面流动,从而使软而湿的土进行冻结,以提高土的强度和降低土的压缩性	适用于各类土。对于临时性支承和地下水控制,特别在软土地质条件,开挖深度大于7~8m,以及低于地下水位的情况下,是一种普遍而有用的施工措施
化学加固法	灌浆法	通过注入水泥浆液或化学浆液的措施,使土粒胶结,用以改善土的性质,提高地基承载力,增加稳定性,减少沉降,防止渗漏	适用于处理岩基、砂土、粉土、淤泥质粘土、粉质粘土、粘土和一般填土层
	高压喷射注浆法	将带有特殊喷嘴的注浆管通过钻孔置入要处理的土层的预定深度,然后将浆液(常用水泥浆)以高压冲切土体。在喷射浆液的同时,以一定速度旋转、提升,即形成水泥土圆柱体;若喷嘴提升不旋转,则形成墙状固化体 可用以提高地基承载力,减少沉降,防止砂土液化、管涌和基坑隆起,建成防渗帷幕	适用于处理淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、黄土、砂土、人工填土和碎石土等地基。当土中含有较多的大粒径块石、坚硬粘性土、大量植物根茎或有过多的有机质时,应根据现场试验结果确定其适用程度

续表

分类	处理方法	原理及作用	适用范围
化学加固法	水泥土搅拌法	分湿法（亦称深层搅拌法）和干法（亦称粉体喷射搅拌法）两种。湿法是利用深层搅拌机，将水泥浆与地基土在原位拌合；干法是利用喷粉机，将水泥粉（或石灰粉）与地基土在原位拌合。搅拌后形成柱状水泥土体，可提高地基承载力，减少沉降量，防止渗漏，增加稳定性。	适用于处理淤泥、淤泥质土、粉土和含水量较高且地基承载力标准值不大于 120kPa 的粘性土等地基。当用于处理泥炭土或地下水具有侵蚀性时，宜通过试验确定其适用程度。

注：二灰为石灰和粉煤灰的拌合料。

22. 何谓软土？有何工程特性？设计、施工应注意些什么？

我国沿海一些城市如天津、上海、连云港、温州、广州、宁波、福州等以及沿江和湖泊沿岸往往存在厚薄不等、承载力低于 100kPa 的高压缩性淤泥或淤泥质土，工程上俗称为饱和软粘土，即软土。它以粘粒为主，在静水或缓慢流水环境中沉积，并伴有微生物作用的一种土。其天然孔隙比等于或大于 1.0，含水量等于或大于液限。当天然孔隙比大于 1.5 时，称为淤泥；在 1~1.5 时称为淤泥质土。

软土的工程特性有以下几点：

- (1) 当作用在地基上的压力超过比例界限值，或者施工时土被扰动，将发生塑性变形；
- (2) 由于渗透系数很低，且土的含水量与液限相当，排水固结沉降需较长时间，次固结效应亦极显著；
- (3) 由于压缩性大，压缩模量低，受前后沉降值大，差异沉降亦大。

根据软土的以上特性，所以施工时尽量少扰动软土；开挖深基坑时注意不使基坑周围产生过大沉降，影响相邻建（构）筑物正常使用；在降水施工时需较长时间才能降至预定深度。在设计中要正

确选定地基容许承载力；注意沉降持续时间长，有的达20年以上；还需注意防止产生过大的差异沉降，影响建（构）筑物的使用。

23. 何谓湿陷性黄土？有何工程特性？

黄土以粉土为主，粉粒含量一般在60%以上；孔隙比较大，具有肉眼可见的竖向根状圆孔；富含碳酸钙盐类。我国黄土主要分布于甘肃、陕西秦岭以北、青海、河南、山西等省，堆积厚度一般在10~40m。浸水产生湿陷的黄土是黄土中的一部分，工程上称为湿陷性黄土。

湿陷性黄土具有下列工程特性：

(1) 结构的欠压密状态。黄土在天然沉积过程中有可溶盐的结晶和薄膜水的吸附作用，使黄土在干旱气候条件下的沉积过程中处于欠压密状态。因此，在有水浸入时表现为湿陷。这是黄土地基上建筑物破坏的主要原因。由于黄土的欠压密状态，可通过较高压力使其达到压密状态，因而工程中可用重锤夯实、强夯、挤密等方法进行地基处理；

(2) 存在湿陷起始压力。当水浸湿黄土后，由于可溶盐的胶结结构强度消失及水膜的楔入作用，粘聚力急骤降低，但仍保存部分初始结构力，是颗粒相互接触间的强度。当外力超过该强度时，湿陷才能产生。所以，湿陷起始压力系土体受水浸湿后发生湿陷现象的外力；

(3) 湿陷变形速率大，但一旦停止供水，稳定亦很快。浸水后湿陷立即开始，停水后很快稳定，湿陷变形转化为压缩变形；

(4) 受水后强度急骤降低。黄土受荷，当荷载超过湿陷初始压力后，除土体垂直压缩变形外，还同时发生大量侧向挤出。由于黄土受水后强度急骤降低，所以凡未进行地基处理的黄土地基，其承载能力应根据饱和土的载荷试验确定；部分处理的地基，如上覆土层换土或夯实，其下卧层的地基承载力宜按受水可能程度经过试验确定。

24. 何谓膨胀土？有何危害？

膨胀土属高塑性粘土，它含有一定数量的蒙脱土矿物颗粒，具

有较高的吸附能力，吸水膨胀，失水收缩，它与其他土的基本区别在于会产生膨胀-收缩-再膨胀周期性的变形。

由于膨胀土的承载力在自然状态下随含水量的增减而改变，故其地基承载力试验应当在设计压力下浸水求得。设计时宜主要控制最大变形值，使其不超过容许值，在某些情况下亦可控制其局部倾斜。

25. 地基处理设计前应调查哪些内容？

在进行地基处理之前，要进行下列调查研究，其内容为：

(1) 建筑物的体型、刚度、结构受力体系；荷载种类、大小和分布；基础类型和埋深；基底压力、变形容许值等。

(2) 地基土成层状况，软弱土的分布和厚度；持力层位置；地基土的物理、力学性质和地下水情况。

(3) 周围环境情况，地基处理对其影响的敏感程度。

(4) 施工机械、工期、材料和用地条件等施工条件。

2.2 换土垫层法

26. 何谓换土垫层法？常用的有哪几种？

换土垫层法是将基础底面下处理范围内厚度不很大的软弱土层部分或全部挖去，然后分层换填强度较大的砂、碎石、素土、灰土、炉渣、粉煤灰等，并加以压（夯、振）实至要求的密实度。这类方法主要用于加固地基表层土和回填土等。

按回填不同材料形成的垫层，命名为该种材料的垫层。常用的有砂垫层、碎石垫层、素土垫层、干渣垫层和粉煤灰垫层。适用于淤泥、淤泥质土、湿陷性黄土、杂填土、暗沟、暗塘的浅层处理。

27. 砂垫层的作用是什么？设计要点是什么？如何进行施工？

砂垫层即以有足够厚度的级配良好的中粗砂层，置换可能被剪切破坏的软弱土层，以进行地基处理。

设计砂垫层时，垫层顶面每边宜比基础底面大 300mm。垫层底面宽度 b' （以米计），应满足基础底面应力扩散的要求，可按

式计算:

$$b' = b + 2z \tan \theta \quad (1-11)$$

式中 b —— 矩形基础或条形基础底面的宽度 (mm);

z —— 基础底面下垫层的厚度 (m);

θ —— 垫层的压力扩散角 ($^{\circ}$), 见表 1-16。

压力扩散角 θ ($^{\circ}$)

表 1-16

换填材料 z/b	中砂、粗砂、砾砂、 圆砾、角砾卵石、碎石	粘性土和粉土 ($8 < I_p < 14$)	灰 土	粉煤灰
0.25	20	6	30	22
≥ 0.50	30	23	30	22

注: 当 $z/b < 0.25$ 时, 除灰土仍取 $\theta = 30^{\circ}$ 外, 其余材料均取 $\theta = 0$;

当 $0.25 < \frac{z}{b} < 0.5$ 时, θ 值可内插求得。

砂垫层的承载力宜通过现场试验确定, 当无试验资料时, 可按表 1-17 选用, 并应验算下卧层的承载力。

各种垫层的承载力

表 1-17

施工方法	换填材料类别	压实系数 λ_c	承载力标准值 f_k (kPa)
碾压或振密	碎石、卵石	0.94~0.97	200~300
	砂夹石 (其中碎石、卵石占全重的 30%~50%)		200~250
	土夹石 (其中碎石、卵石占全重的 30%~50%)		150~200
	中砂、粗砂、砾砂		150~200
	粘性土和粉土 ($8 < I_p < 14$)		130~180
	灰 土	0.93~0.95	200~250
重锤夯实	土或灰土	0.93~0.95	150~200

注: 1. 压实系数小的垫层, 承载力标准值取低值, 反之取高值;

2. 重锤夯实土的承载力标准值取低值, 灰土取高值;

3. 压实系数 λ_c 为土的控制干密度 ρ_d 与最大干密度 ρ_{dmax} 的比值; 土的最大干密度采用击实试验确定, 碎石或卵石的最大干密度可取 $2.0 \sim 2.2 \text{ t/m}^3$ 。

砂垫层的施工，开挖基坑时避免扰动坑底土层，当坑底为饱和软土时，须铺一层细砂起反滤作用，其厚度不计入砂垫层设计厚度内。

砂垫层施工一般用分层振实法，振实机械宜采用 1.55～2.2kW 的平板式振动器。

底层松砂铺设厚度宜为 150～200mm，仔细振实，防止扰动坑底原状土，其余分层铺设，厚度可取 200～250mm。振实时应重叠半板往复振实，宜由四周向中央推进。每层压实量以 50～70mm 为宜。

28. 何谓素土（灰土）垫层？适用于什么情况？如何进行施工？

素土垫层（简称土垫层）或灰土垫层（石灰与土的体积配合比一般为 2：8 或 3：7）在湿陷性黄土地区使用较为广泛。这是一种以土治土的处理湿陷性黄土地基的传统方法，处理厚度一般为 1～3m。通过处理基底下的部分湿陷性土层，可达到减小地基的总湿陷量，并控制未处理土层湿陷量的处理效果。

如仅要求消除基底下处理土层的湿陷性时，宜采用素土垫层；除上述要求外，并要求提高土的承载力或水稳性时，宜采用灰土垫层。

素土（或灰土）垫层分为局部垫层和整片垫层。局部垫层一般设于矩形或条形基础底面下，主要用于消除地基的部分湿陷量，并提高地基承载力。整片垫层一般设于整个建（构）筑物的平面范围内，用以消除土层的湿陷量，并防止水从垫层上部或侧向渗入下部未处理的湿陷性土层。

素土（或灰土等）垫层材料的含水量宜控制在最优含水量 w_{op} $\pm 2\%$ 范围内。分段施工时，不得在柱基、墙角、窗间墙下接缝。上下两层的缝距不小于 500mm。

灰土应拌合均匀，当日铺填夯实，压实后 3d 内不得受水浸泡。

29. 何谓粉煤灰垫层？有何特性？如何进行施工？

粉煤灰是燃煤电厂的废弃物，用作软弱土的换填材料属废物利用，上海一些工程已用于垫层，证明能满足工程设计要求。

粉煤灰的最大干密度 ρ_{dmax} 和最优含水量 w_{op} ，在设计、施工前应按击实试验法测定。

粉煤灰垫层遇水后强度有所降低，上海的经验数值是：对压实系数 $\lambda = 0.90 \sim 0.95$ 的浸水垫层，其容许承载力可采用 $120 \sim 200 \text{ kPa}$ ，但仍应满足软弱下卧层的强度与地基变形要求。当 $\lambda > 0.90$ 时，可抗 7 度地震液化。

施工时分层压实，可用压路机、平板振动器、蛙式打夯机等。压实系数一般取 $0.9 \sim 0.95$ 。宜当天铺筑、当天压实。压实粉煤灰含水量控制在 $w_{op} \pm 4\%$ 范围内。

2.3 深层密实法

30. 常用的深层密实法有哪些？各适用于何种情况？

属于深层密实的地基处理方法有：强夯、砂桩和碎石桩、石灰桩、土桩和灰土桩、水泥粉煤灰碎石桩等。采用夯击、挤压、振动、爆破等法对松软地基土进行振密和挤密。其适用范围及加固效果见表 1-18。

深层密实地基处理方法的主要适用范围和加固效果

表 1-18

序号	处理方法	适用情况						加固效果				最大有效处理深度 (m)
		淤泥质土	人工填土	粘性土		无粘性土	湿陷性黄土	降低压缩性	提高抗剪性	形成不透水性	改善动力特性	
1	强夯法		*		*	*	*	*	*		*	30
2	砂桩挤密法	慎重	*	*	*	*		*	*		*	20
3	振动水冲法	慎重	*	*	*	*		*	*		*	18
4	灰土(土、二灰)桩挤密法		*		*		*	*	*		*	20
5	石灰桩挤密法	*		*	*			*	*			20

31. 强夯法的加固机理是什么？设计要点是什么？如何施工？

强夯法适用于碎石土、砂土、低饱和度的粉土和粘性土、湿陷性黄土、杂填土和素填土等地基的处理。对饱和度较高的粘性土处理效果不显著，尤其是用于淤泥和淤泥质土地基，处理效果更差。

强夯是用 10~40t（国外达 100t）的夯锤，用大落距对地基土进行强力夯击。其加固机理为动力密实（夯击使土体中的孔隙体积减小，土体变得密实）、动力固结（夯击使土体局部液化并产生许多裂隙，增加排水通道，使孔隙水逸出，待超孔隙水压力消散后，土体固结）和动力置换（夯击将碎石等挤入土体中）。

强夯的有效加固深度，Menard 曾提出下列估算公式：

$$H \approx \sqrt{M \cdot h} \quad (1-12)$$

式中 H ——有效加固深度 (m)；

M ——夯锤重 (t)；

h ——落距 (m)。

目前，国内外尚无关于有效加固深度的确切定义，但一般可理解为：经强夯加固后，该土层强度提高，压缩模量增大，其加固效果显著的土层范围。

近年来，国内外学者相继建议对 Menard 公式进行修正，如美国 Leonards 建议对 Menard 公式计算值应乘以 0.5 的修正系数；法国 Gambin 认为修正系数应为 0.5~1.0。国内也有学者提出：对一般粘性土取 0.5；对黄土取 0.35~0.5。

实际上影响有效加固深度的因素很多，除了锤重和落距外，还有地基土的性质、不同土层的厚度和埋藏顺序、地下水位以及其他强夯的设计参数等。因此，强夯的有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定。在缺少经验或试验资料时，可按表 1-19 预估。

强夯的有效加固深度 (m)

表 1-19

单击夯击能 (kN · m)	碎石土、砂土等	粉土、粘性土、湿陷性黄土等
1000	5.0~6.0	4.0~5.0
2000	6.0~7.0	5.0~6.0
3000	7.0~8.0	6.0~7.0
4000	8.0~9.0	7.0~8.0
5000	9.0~9.5	8.0~8.5
6000	9.5~10.0	8.5~9.5

注：强夯的有效加固深度应从起夯面算起。

单击夯击能为夯锤重 M 与落距 h 的乘积。锤重和落距越大，加固效果越好。整个加固场地的总夯击能量（即锤重 $\times$ 落距 $\times$ 总夯击数）除以加固面积称为单位夯击能。强夯的单位夯击能应根据地基土类别、结构类型、荷载大小和要求处理的深度等综合考虑，并可通过试验确定。在一般情况下，对粗颗粒土可取 $1000\sim 3000\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ ，对细颗粒土可取 $1500\sim 4000\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ 。

一般国内夯锤可取 $10\sim 25\text{t}$ ，我国至今采用的最大夯锤为 40t 。夯锤的平面一般有圆形和方形等形状，其中有气孔式和封闭式两种。实践证明，圆形和带有气孔的锤较好，它可克服方形锤由于上下两次夯击着地并不完全重合，而造成夯击能量损失和着地时倾斜的缺点。夯锤中宜设置若干个上下贯通的气孔，孔径可取 $250\sim 300\text{mm}$ ，它可减小起吊夯锤时的吸力（夯锤的吸力有时达三倍锤重）；又可减少夯锤着地前的瞬时气垫的上托力，从而减少能量的损失。锤底面积对加固效果有直接的影响，对同样的锤重，当锤底面积较小时，夯锤着地压力过大，会形成很深的夯坑，尤其是饱和细颗粒土，这既增加了继续起锤的阻力，又不能提高夯击的效果。因此，锤底面积宜按土的性质确定，锤底静压力值可取 $25\sim 40\text{kPa}$ ，对细颗粒土锤底静压力宜取较小值。国内外资料报道，对砂性土一般锤底面积为 $3\sim 4\text{m}^2$ ，对粘性土不宜小于 6m^2 。

夯锤材料,大吨位的夯锤多数采用钢板外壳内灌混凝土的锤。目前也有为了运输方便和根据工程需要,浇筑成在混凝土的锤上能临时装配钢板的组合锤。由于锤重日益增加,锤的材料已趋向于由钢材铸成。

国内通常采用的落距为8~20m。对相同的夯击能量,常选用大落距的施工方案,这是因为增大落距可获得较大的接地速度,能将大部分能量有效地传到地下深处,增加深层夯实效果,减少消耗在地表土层塑性变形的能量。

夯击点位置可根据建筑物结构类型进行布置。对基础面积较大的建筑物或构筑物,可按等边三角形或正方形布置夯击点;对办公楼和住宅建筑等,可根据承重墙位置布置夯点,一般可采用等腰三角形布点;对工业厂房可根据柱网来布置夯击点。

由于基础的应力扩散作用或需消除液化,强夯处理范围应大于建筑物基础范围。对一般建筑物,每边超出基础外缘的宽度宜为设计处理深度的 $1/2 \sim 2/3$,并不宜小于3m。

夯击点间距(夯距)一般根据地基土的性质和要求处理的深度而定。夯距通常为5~9m,为了使深层土得以加固,第一遍夯击点的间距要大,这样才能使夯击能量传递到深处。下一遍夯点往往布置在上一遍夯点的中间。最后一遍是以较低的夯击能进行夯击,彼此重叠搭接,用以确保近地表土的均匀性和较高的密实度。如果夯距太近,相邻夯击点的加固效应将在浅处叠加而形成硬层,则将影响夯击能向深部传递。夯击粘性土时,一般在夯坑周围会产生辐射向裂隙,这些裂隙是动力固结的主要因素。如夯距太小时,等于使产生的裂隙重新又被闭合。对处理深度较深或单击夯击能较大的工程,第一遍夯击点间距宜适当增大。

夯点的夯击次数,应按现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定,且应同时满足下列条件:

(1)最后两击的平均夯沉量不大于50mm,当单击夯击能量较大时不大于100mm;

(2)夯坑周围地面不应发生过大的隆起;

(3) 不因夯坑过深而发生起锤困难。

各夯击点的夯击数，应使土体竖向压缩最大，而侧向位移最小为原则，一般为 4~10 击。

夯击遍数根据地基土而定，一般为 2~3 遍，最后再以低能量满夯一遍，将松动的表层土夯实。

各遍间的间歇时间，取决于加固土层中孔隙水压力消散的时间。对砂性土只需 2~4min；对粘性土一般需 2~4 周，故需埋设袋装砂井（或塑料排水板），以加快孔隙水压力的消散，缩短间歇时间。

强夯施工结束后，砂土要间隔 1~2 周，粉土和粘性土要隔 3~4 周，才对加固质量进行检验。质量检验方法可采用标准贯入、静力触探或轻便触探等方法。亦可做现场大压板载荷试验。

32. 砂桩、碎石桩是如何加固地基的？如何进行施工？

碎石桩和砂桩是指用振动、冲击或水冲方法在软弱地基中成孔后，将碎石或砂挤压入孔中形成大直径的碎石或砂密实桩体。

砂桩和碎石桩的加固机理是挤密、排水减压和预振效应；对粘性土的加固机理主要是置换，形成复合地基。

砂桩和碎石桩的加固范围通常都大于基底面积，对一般地基在基础外缘宜扩大 1~2 排；对可液化地基，在基础外缘应扩大 2~4 排桩。

桩位布置，对大面积处理宜用等边三角形布置；对独立、条形基础宜用正方形、矩形、等腰三角形布置。桩距要计算确定。

加固深度，当硬土层埋深不大时，宜达硬土层；当硬土层埋深大时，应使复合地基的变形不超过容许变形值；对按稳定性控制的工程，加固深度应不小于最危险滑动面的深度；对可液化地基，应按要求的抗震处理深度确定加固深度。

砂桩和碎石桩有多种施工方法，按其成桩过程分为四类，如表 1-20 所示。

砂桩、碎石桩施工方法分类

表 1-20

分 类	施工方法	成 桩 工 艺	适用土类
挤密法	振冲挤密法	采用振冲器振动水冲成孔，再振动密实填料成桩，并挤密桩间土	砂性土、非饱和粘性土，以炉灰、炉渣、建筑垃圾为主的杂填土，松散的素填土
	沉 管 法	采用沉管成孔，振动或锤击密实填料成桩，并挤密桩间土	
	干 振 法	采用振孔器成孔，再用振孔器振动密实填料成桩，并挤密桩间土	
置换法	振冲置换法	采用振冲器振动水冲成孔，再振动密实填料成桩	饱和粘性土
	钻孔锤击法	采用沉管且钻孔取土方法成孔，锤击填料成桩	
排土法	振动气冲法	采用压缩气体成孔，振动密实填料成桩	饱和软粘土
	沉 管 法	采用沉管成孔，振动或锤击填料成桩	
	强夯置换法	采用重锤夯击成孔和重锤夯击填料成桩	
其他方法	水泥碎石桩法	在碎石内加水泥和膨润土制成桩体	饱和软粘土
	裙围碎石桩法	在群桩周围设置刚性的（混凝土）裙围来约束桩体的侧向鼓胀	
	袋装碎石桩法	将碎石装入土工聚合物袋而制成桩体，土工聚合物可约束桩体的侧向鼓胀	

碎石桩和砂桩的施工，主要还是用振冲法和沉管法。其施工准备工作有以下几点：

(1) 了解现场有无障碍物存在；加固区边缘留出的空间是否够施工机具使用；空中有无高压线；现场有无排泥处；料场是否合适；

(2) 了解现场地质情况，土层分布是否均匀；有无软弱夹层；

(3) 对中大型工程，宜事先设置一试验区，进行实地制桩试验，从而求得各项施工参数。

砂桩常用的成桩方法有振动成桩法和冲击成桩法。振动成桩法是使用振动打桩机将桩管沉入土层中，并振动挤密砂填料。冲击成桩法是使用蒸汽或柴油打桩机将桩管打入土层中，并用内管夯击密实砂填料，实际上这也就是碎石桩的沉管法。因此，砂桩

的沉桩方法，对于砂性土相当于挤密法，对粘性土则相当于排土成桩法。

砂桩与碎石桩一样可用于提高松散砂土地基的承载力和防止砂土振动液化；也可用于增大软弱粘性土地基的整体稳定性。

33. 何谓振冲法？用什么施工设备？如何进行施工？

振冲法施工示意图如图 1-2 所示。它先用起重机械吊起振冲器，启动后产生高频振动，同时开动水泵，使高压水通过喷嘴喷射高压水流，边振边冲将振冲器沉至土中达设计深度，清孔后，逐层填料（碎石）逐层振挤密实，达到要求的密实度，直至地面，在地基中形成大直径桩体。

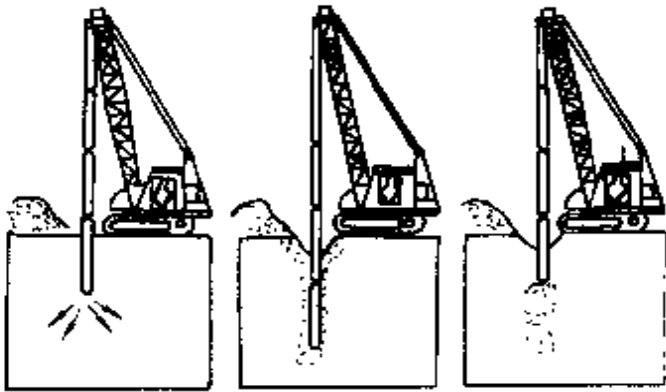


图 1-2 振冲法施工顺序示意图

振冲法的施工设备为振冲器，其技术性能如表 1-21 所示。

振冲器技术性能

表 1-21

类 别		型 号	ZCQ13	ZCQ30	ZCQ55
潜水电机	功 率	kW	13	30	55
	转 速	r/min	1450	1450	1450
	额定电流	A	25.5	60	100
振动机体	振动频率	次/min	1450	1450	1450
	不平衡部分重量	kg	31	66	104
	偏 心 距	cm	5.2	5.7	8.2
	动 力 矩	N·cm	1490	3850	8510
	振 动 力	N	35000	90000	200000
	振幅（自由振动时）	mm	2	4.2	5.0
	加速度（自由振动时）	$g^{①}$	4.5	9.9	11

续表

类 别	型 号	ZCQ13	ZCQ30	ZCQ55
振动体直径	mm	$\phi 274$	$\phi 351$	$\phi 450$
长 度	mm	2000	2150	2359
总 重 量	kg	780	940	1800

① g 为重力加速度。

振冲法施工用的配套设备如图 1-3 所示。起重机械可用履带式起重机、汽车式起重机等，起重能力一般为 $10 \sim 15\text{t}$ 。高压水从振冲器孔端喷出的压力约 $400 \sim 600\text{kPa}$ ，水量约 $20 \sim 30\text{m}^3/\text{h}$ 。

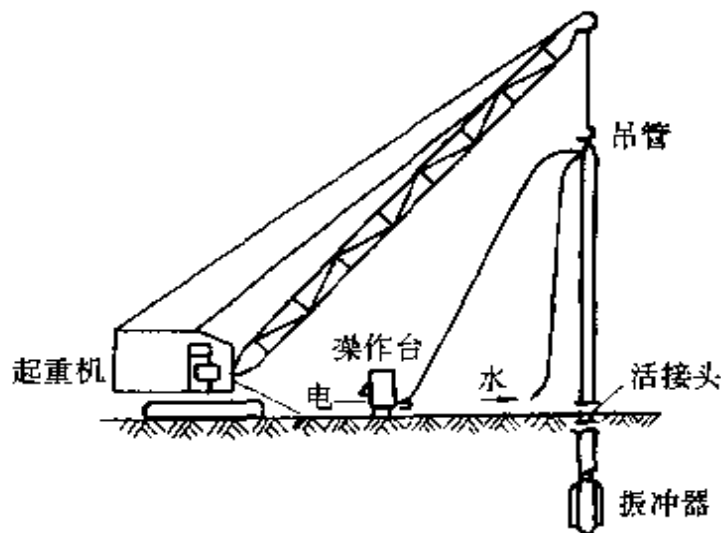


图 1-3 振冲法施工配套设备

施工顺序，一般为“由里向外”或“由一边向另一边”。在加固软粘土地基时，要减少对地基土的扰动，可采用“间隔跳打”方法。

34. 石灰桩的加固机理是什么？如何进行施工？

石灰桩的加固机理包括桩间土、桩身、复合地基三个方面：

在桩间土方面，石灰桩起成孔挤密、膨胀挤密、脱水挤密和胶凝四种作用。石灰桩施工时，下沉振动钢管成孔，使桩间土产生挤密。成孔后灌入生石灰便吸水膨胀，对桩间土产生强大挤压力。生石灰消解反应要吸水，同时放出热量，也使土产生一定的

汽化脱水，为此土中含水量降低，孔隙比减小，使土粒靠拢挤密。此外，生石灰吸水，生成的 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 中一部分与土中的二氧化硅、氧化铝产生化学反应，生成水化硅酸钙、水化铝酸钙等水化物，对土粒产生胶凝作用。

在桩身方面，石灰桩的作用是使土挤密加固，而不是使桩起承重作用。但石灰桩的渗透系数一般为 $10^{-3} \sim 10^{-5} \text{cm/s}$ ，相当于细砂，由于石灰桩桩距小，水平排水路线短，有较好的排水固结作用。

在复合地基方面，由于石灰桩具有较桩间土更大的强度，在与桩间土形成复合地基中具有桩体作用，石灰桩复合地基的桩土应力比一般为 $2.5 \sim 5.0$ 。

石灰桩的施工工艺，有块灰灌入法（石灰桩法）、粉灰搅拌法（石灰柱法）和石灰浆压力喷注法。前者是用钢套管成孔，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）。后者是用压力将石灰浆或石灰-粉煤灰浆压注于地基上的孔隙内或预先钻好的钻孔内。粉灰搅拌法是用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柱。

2.4 排水固结法

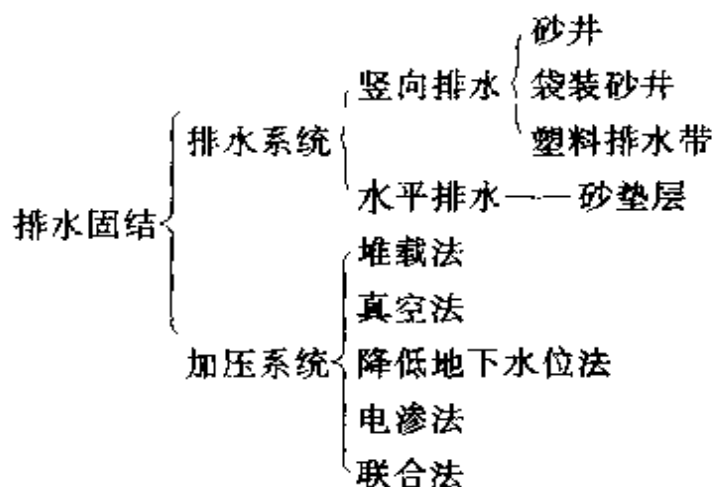
35. 常用的排水固结法有哪些？加固的机理是什么？

软弱粘性土含水量大、压缩性高、强度低、透水性差，多埋藏较深。软粘土地基由于固结和剪切变形，会产生很大的沉降和沉降差异，且沉降延续时间很长，因此其承载力和稳定性往往不满足工程要求。排水固结法就是处理软粘土地基的有效方法之一。

排水固结法的机理是先在地基中设置砂井（袋装砂井、塑料排水带）等竖向排水体，然后进行加载加压，使土体中的孔隙水排出，逐渐固结，使地基发生沉降和提高强度。

排水固结法由排水系统和加压系统两部分组成。排水系统是

增加孔隙水排出途径，缩短排水距离；加压系统是产生压力差使孔隙水排出，亦增加固结压力。排水和加压的方法有下列多种：



36. 何谓堆载预压？适用于什么情况？设计要点是什么？

堆载预压是在建筑物建造之前，在建筑场地上进行加载预压，使地基的固结沉降基本完成并提高地基土的强度。可用于冷藏库、油罐、机场跑道、堆场、集装箱码头、桥台等对沉降要求比较高的建（构）筑物地基。

由于软粘土地基抗剪强度较低，堆载预压不能快速加载，必须分级逐渐加荷，待前期荷载下地基强度增加到足以加下一级荷载时，方可加下一级荷载。计算步骤如下：

(1) 利用地基的天然地基土抗剪强度计算第一级容许施加的荷载 p_1 ：

$$p_1 = \frac{1}{K} 5C_u \left(1 + 0.2 \frac{B}{A} \right) \left(1 + 0.2 \frac{D}{B} \right) + \gamma D \quad (1-13)$$

式中 K ——安全系数 (1.1~1.5)；

C_u ——天然地基土的不排水抗剪强度 (kPa)；

D ——基础埋置深度 (m)；

A 、 B ——分别为基础的长边和短边 (m)；

γ ——基底标高以上土的重度 (kN/m³)。

对饱和软粘土，可用下式估算：

$$p_1 = \frac{5.14C_u}{K} + \gamma D \quad (1-14)$$

对长条形填土，可用下式估算：

$$p_1 = \frac{5.52C_u}{K} \quad (1-15)$$

(2) 计算在第一级荷载作用下，拉高以后的地基强度 C_{u1} ：

$$C_{u1} = \eta (C_u + \Delta C'_u) \quad (1-16)$$

式中 $\Delta C'_u$ ——在 p_1 作用下地基因固结而增长的强度。它与土层的固结度有关。

$$\Delta C'_u = \frac{\sin \varphi' \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \cdot \Delta \sigma_1 \cdot U_t \quad (1-17)$$

φ' ——有效内摩擦角 ($^\circ$)；

$\Delta \sigma_1$ ——地基土中有效正应力的增量；

U_t ——地基土的固结度 (可假设为 70%)。

(3) 计算 p_1 作用下达达到所确定固结度所需的时间 (详见砂井排水地基固结度的计算)；

(4) 根据 C_{u1} 计算第二级所能施加的荷载 p_2 ：

$$p_2 = \frac{5.52C_{u1}}{K} \quad (1-18)$$

同样求出在 p_2 作用下地基固结度达 70% 时的强度及所需的时间，然后计算第三级所能施加的荷载。依次计算出各级荷载和停歇时间，这样就可确定加荷计划。

(5) 验算每一级荷载下地基的稳定性；

(6) 计算预压荷载下地基的最终沉降量和预压期间的沉降量。

37. 何谓真空预压？加固机理是什么？

真空预压是在需加固的软土地基表面先铺设砂垫层，然后埋设垂直排水通道，再用不透气的封闭薄膜使其与大气隔绝，薄膜四周埋入土中，通过砂垫层中埋设的吸水管，用真空装置进行抽气，形成真空，增加地基的有效应力，使土体内部与排水通道、垫层之间形成压差，在此压差作用下，土体中的孔隙水不断由排水通道排出，使土体得到固结。

真空预压加固地基的机理反映在以下几方面：

(1) 真空装置抽气后，薄膜内气压逐渐下降，土体内部与砂垫层、砂井间形成压差，土体中的孔隙水不断抽出，促使土体固结；

(2) 抽气后产生渗流，使土体中地下水位下降，对土体相应增加，附加应力；

(3) 在真空吸力作用下，土体中原来含有的封闭气泡被吸出，提高了土体的渗透性，加速了土体的固结过程。

38. 降低地下水位为何能加固地基？适用于何种土层？常用的方法有哪几种？

降低地下水位后，使地基上承受了相当于水位下降高度水柱的重量，而产生固结；降低地下水位还能使土的性质得到改善，使地基产生附加沉降。因而能加固软土地基。

降低地下水位的方法最适用于砂性土或软粘土中存在砂或粉土的情况。对于深厚的软粘土层，为加速其固结，往往需设置砂井等。

常用的降低地下水位的方法，有轻型井点、喷射井点、电渗井点、管井井点和深井泵井点。需根据地基土种类、透水层位置、水位降深、土的渗透系数、水的补给源、周围环境情况等综合研究后选定。

39. 何谓袋装砂井？有何用途？如何施工？

袋装砂井是竖向排水体的一种，是砂井的改良和发展。我国已推广应用。

袋装砂井是用透水、有一定强度的纤维材料袋装满砂子，放入地基土的孔洞中，待地基土受压，其中的孔隙水即渗入袋装砂井，经其排出，以进行地基加固。

砂袋材料必须具有透水、透气、足够的强度、韧性和柔性，并且在水中能耐腐蚀和起滤网作用。

常用的几种砂袋材料的性能如表 1-22 所示。

砂袋材料的性能

表 1-22

砂袋材料	渗透性 (cm/s)	抗拉试验			弯曲 180°试验		
		标距 (cm)	伸长率 (%)	抗拉强度 (kPa)	弯心直径 (cm)	伸长率 (%)	破坏情况
黄麻片	$>1 \times 10^{-2}$	20	5.5	1920	7.5	4	完整
再生白布	—	20	15.5	450	7.5	10	完整
玻璃纤维纤维布	—	20	3.1	940	7.5	—	未到 180° 折断
聚丙烯编织袋	$>1 \times 10^{-2}$	20	25.0	1700	7.5	23	完整

袋装砂井的直径一般采用 7~12cm，间距 1.2~2.0m，井径比为 15~25。

灌入砂袋的砂宜用干砂，并应灌制密实。砂袋长度应较砂井孔长度长 50cm，使其放入井内后能露出地面，以便埋入排水砂垫层中。

袋装砂井的成孔方法，有锤击打入法、水冲法、压入法、振动贯入法和钻孔法，其所用主要设备如表 1-23 所示。

各种袋装砂井成孔施工方法所用的机具和工效 表 1-23

成孔方法	机具总重 (kg)	主要机械设备	平均成孔时间	平均工效	最高工效
打入法	1000	1t 卷扬机 1 台 55kW 电机 1 台 600kg 锤 1 个	12min43s	22min54s	18min35s
水冲法	500	0.5t 卷扬机 1 台 75TSW-7 水泵 1 台	10min	15min32s	12min
压入法	4000	1t 卷扬机 2 台 3t 卷扬机 2 台	15min	30min	
钻孔法	1000	100 型钻机 1 台	60min	75min	
振动贯入法		KM2-12000A 型振动打桩机 1 套	30s	8min	6min

交通部二航局研制的 EH·Z-8 型袋装砂井打设机，一次能打设两根砂井。该机的主要施工技术性能如表 1-24 所示。

EH·Z-8 型袋装砂井打设机的主要技术性能 表 1-24

项 目	性 能
起重机型号	W501
直接接地压力 (kPa)	94
间接接地压力 (kPa)	30
振动锤激振力 (kN)	86
激振频率 (r/min)	960
外形尺寸 (cm)	长 640×宽 285×高 1850
每次打设根数 (根)	2
最大打设深度 (m)	12.0
打设砂井间距 (cm)	120, 140, 160, 180, 200
成孔直径 (cm)	12.5
置入砂袋直径 (cm)	7.0
施工效率 (根/台班)	66~80
适用土质	淤泥、粉质粘土、粘土、砂土、回填土

注：需铺设 50cm 厚砂垫层。

40. 何谓塑料带排水法？有何用途？塑料排水带有什么结构型式？如何施工？

塑料带排水法是将带状塑料排水带用插带机将其插入软土中，然后在地基面上加载预压（或采用真空预压），土中水沿塑料带的通道逸出，从而使地基土得到加固的方法。

塑料排水带由芯板和滤膜组成。芯板是由聚丙烯和聚乙烯塑料加工而成的两面有间隔沟槽的板体。土层中的固结渗流水通过滤膜渗入到沟槽内，并通过沟槽从排水垫层中排出。根据塑料排水带的结构，要求滤膜渗透性好，与粘性土接触后其渗透系数不低于中粗砂，排水沟槽输水畅通。此外，塑料带排水沟槽断面不因受土压力作用而减小，因此在选用时应着重于带芯材料、滤膜质量、塑料带的结构等因素综合考虑。

塑料排水带由于所用材料不同，结构型式各异（图 1-4）。根据结构型式，可归纳为两大类，即多孔质单一结构型和复合结构型。

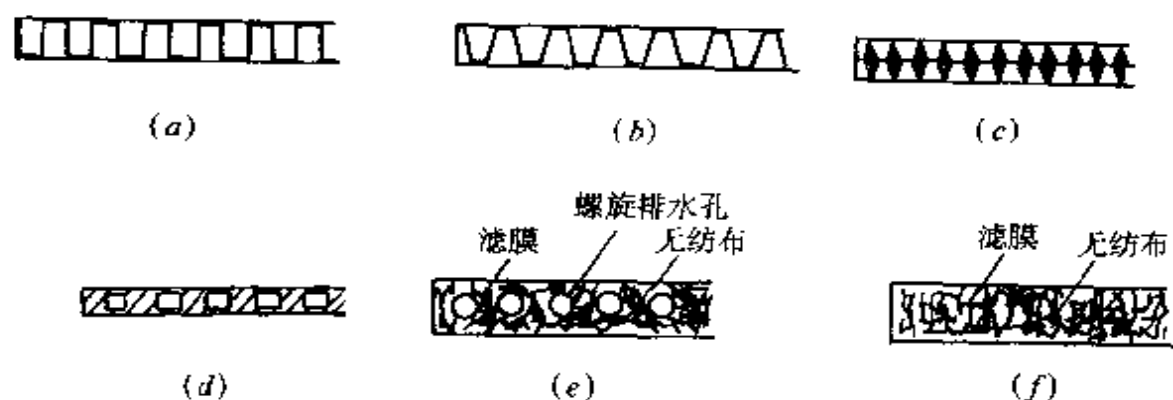


图 1-4 塑料排水带的结构

(a) Ⅱ形槽塑料带；(b) 梯形槽塑料带；(c) △形槽塑料带
(d) 硬透水膜塑料带；(e) 无纺布螺旋孔排水带；(f) 无纺布柔性排水带

(1) 多孔质单一结构

这种排水材料是用聚氯乙烯经特殊加工而制成。从电子显微镜照片中可看出，它具有很好的多孔性，素材本身形成连通的孔隙，透水性极好。与其他复合型结构制品具有共同的优点，耐酸及耐碱性极好，在土中不会产生膨胀及变质，具有半永久性的排水效果。这种材料的孔眼在地基中基本也不会被堵塞，是一种很合适的排水材料。这种排水法简称为 PVC 排水法。

(2) 复合结构型

这是一种由塑料芯带外套透水挡泥滤膜所组成的复合型制品。这种制品的芯带材料采用特殊的硬质聚氯乙烯和聚丙烯，并加工成回字型、十字型或中波型等型式，使之具有纵向通水能力。透水挡泥的滤膜，由涤纶类或丙烯类合成纤维制成，透水性好，其渗透阻力可忽略不计。

各种塑料排水带性能列于表 1-25。

选择塑料排水带时，应使其具有良好的透水性和强度：塑料带的纵向通水量不小于 $(15 \sim 40) \times 10^3 \text{ mm}^3/\text{s}$ ；滤膜的渗透系数不小于 $5 \times 10^{-3} \text{ mm/s}$ ；芯带的抗拉强度 $\geq 10 \sim 15 \text{ N/mm}$ ；滤膜的抗拉强度，干态时不小于 $1.5 \sim 3.0 \text{ N/mm}$ ，湿态时不小于 $1.0 \sim 2.5 \text{ N/mm}$ （插入土中较短时用 small 值，较长时用大值）。整个排水带应反复对折 5 次不断裂才认为合格。

塑料排水带性能

表 1-25

指 标 类 型		TJ-1	SPB-1	Mebra	日本
项 目					
外形尺寸 (mm)		100×4	100×4	100×3.5	100×1.6
材料	带 芯	聚乙烯、聚丙烯	聚氯乙烯	聚乙烯	聚乙烯
	滤 膜	纯涤纶	混合涤纶	合成纤维质	
纵向沟槽数		38	38	38	10
沟槽面积 (mm ²)		152	152	207	112
带芯	抗拉强度 (N/cm)	210	170		270
	180°弯曲	不脆不断	不脆不断		
	扁平压缩变形				
滤膜	滤膜重 (kg/m ²)		0.065 (含胶 40%)	0.050	
	抗拉强度 (N/cm)	干	>30	经 42, 纬 27.2	107
		饱和	25~30	经 22.7, 纬 14.5	
	耐破度 (N/cm)	干	87.7	52.5	
		饱和	71.7	51.0	
	撕裂度 (N)	干		1.34	
		饱和			
	顶破强度 (N)		103		
	渗透系数 (cm/s)		1×10^{-2}	4.2×10^{-4}	1.2×10^{-2}

塑料排水带施工所用的机械及施工工艺如下所述:

(1) 插带机械

用于插设塑料带的插带机, 种类很多, 性能不一。有专门厂商生产, 也有自行设计和制造的; 或用挖掘机、起重机、打桩机改装的。从机型分, 有轨道式、轮胎式、链条式、履带式和步履式等多种。

(2) 塑料排水带导管靴与桩尖

一般打设塑料带的导管靴有圆形和矩形两种。由于导管靴断面不同，所用桩尖各异，并且一般都与导管分离。混凝土圆形桩尖见图 1-5。桩尖主要作用是在打设塑料带过程中防止淤泥进入导管内，并且对塑料带起锚定作用，防止提管时将塑料带拔出。

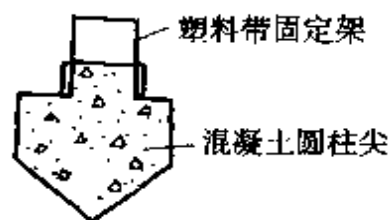


图 1-5 混凝土圆形桩尖

(3) 塑料带排水法施工工艺

塑料带打设包括：定位；将塑料带通过导管从管靴穿出；将塑料带与桩尖连接紧贴管靴并对准桩位；插入塑料带；拔管剪断塑料带。

施工中应注意下述几点：

(1) 塑料带滤水膜在转盘和打设过程中避免损坏；防止淤泥进入带芯堵住输水孔。

(2) 塑料带与桩尖连接要牢固，避免提管时脱开，将塑料带拔出。

(3) 桩尖平端与导管靴配合要适当，避免错缝，防止在打设过程中淤泥进入导管，增大对塑料带的阻力。

(4) 严格控制间距和深度，如塑料带拔起 2m 以上应补打。

(5) 塑料带需接长时，应采用滤水膜内平搭接连接，搭接长度需 200mm 以上。

2.5 化学加固法

41. 何谓注浆法？常用于什么情况？常用的注浆材料有哪些？如何选择，如何进行施工？

注浆法是利用液压、气压等通过注浆管将加固浆液均匀地注入地层，浆液赶走土粒间或岩石裂隙中的水分和空气，并将土粒或岩石胶结成一整体，形成强度较大、防水性能好的“结石体”。

该法目前主要用于下列几方面：

(1) 增加地基土的不透水性，防止流砂、涌水和多种支护结构（钢板桩、钻孔灌注桩、地下连续墙接头部位）的渗水；

(2) 进行地基加固，提高地基土的承载力，减少地基的沉降和不均匀沉降；

(3) 深基坑支护结构被动区的地基土加固，减少支护结构挡墙的变形；

(4) 进行托换，对古建筑或保护建筑的地基进行加固。

注浆用的浆液由主剂、溶剂（水或其他溶剂）和外加剂（固化剂、催化剂、速凝剂、缓凝剂、悬浮剂等）混合而成。注浆材料是指浆液中的主剂，通常如下分类：



粒状浆材绝大多数采用纯水泥浆。一般采用普通硅酸盐水泥。这种浆液是一种悬浊液，能形成强度较高、渗透性较小的结石体。它取材简单、价格便宜、不污染环境，为国内外常用。

由于常用水泥颗粒较粗，一般只能灌注直径大于 0.2mm 的孔隙。国外有超细水泥用于注浆。

水泥浆的水灰比为 0.6~2.0，常用 1:1。为调节水泥浆的性能，有时加入速凝剂（常用水玻璃、氯化钙，用量约为水泥重量的 1%~2%）或缓凝剂（常用木质素磺酸钙、酒石酸，用量约为水泥重量的 0.2%~0.5%）。

粒状浆液的主要性质包括：分散度、沉淀析水性、凝结性、热

学性、收缩性、结石强度、渗透性和耐久性。其中结石强度和渗透性主要取决于浆液的起始水灰比、水泥含量、水泥品种和掺合料。

化学浆液常用的有下列几类：

(1) 硅酸盐（水玻璃）类

它是当前主要的化学浆材，约占目前使用的化学浆液的 90% 以上，它价廉、无毒、可灌性好。

水玻璃 ($\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$) 在酸性固化剂作用下，可产生凝胶。几种常用的、性能较好的水玻璃浆液如表 1-26 所示。

水玻璃类浆液组成、性能及主要用途

表 1-26

原 料		规格要求	用量 (体积比)	凝胶 时间	注入 方式	抗压 强度 (MPa)	主要 用途	备 注
水玻璃—氯化钙	水玻璃	模数：2.5~3.0 浓度：43~45Be'	45%	瞬 间	单 管 或 双 管	<3.0	地 基 加 固	注浆效果受操作技术影响较大
	氯化钙	相对密度： 1.26~1.28 浓度：30~32Be'	55%					
水玻璃—铝酸钠	水玻璃	模数：2.3~3.4 浓度：40Be'	1	几 十 秒 ~ 几 十 分	双 液	<3.0	堵 水 或 地 基 加 固	改变水玻璃模数、浓度、铝酸钠含铝量和温度，可调节凝胶时间，铝酸钠含铝量多少影响抗压强度
	铝酸钠	含铝量：0.01~0.19 (kg/L)	1					
水玻璃—硅氟酸	水玻璃	模数：2.4~3.4 浓度：30~45Be'	1	几 秒 ~ 几 十 分	双 液	<1.0	堵 水 或 地 基 加 固	两液等体积注浆，硅氟酸不足部分加水补充，两液相遇有絮状沉淀产生
	硅氟酸	浓度：28%~30%	0.1~0.4					

(2) 水玻璃水泥浆

由水玻璃溶液与水泥浆混合而成，它也是一种用途广泛、使用效果良好的注浆材料，并具有以下特点：

①浆液的凝结时间可在几秒钟到几十分钟内准确地控制。其主要规律是：水泥浆越浓、水玻璃与水泥浆的比例越大和温度越高，浆液凝结时间就越短，反之则长。为了加快或延缓凝结时间，可在浆液中加入适量的速凝剂或缓凝剂。在同一条件下，水泥中含硅酸三钙越多，胶凝时间就越快，因而普通硅酸盐水泥比矿渣硅酸盐水泥及火山灰水泥凝结快。

②凝固后的结石率高，可达 98%~100%。

③结石的抗压强度较高，如表 1-27 所示。

水玻璃水泥浆结石强度

表 1-27

水玻璃浓度 (Be')	水玻璃浆与 水泥浆体积比	水泥浆浓度 (水灰比)	抗压强度 (MPa)		
			7d	14d	28d
40	1:1	0.5:1	20.4	24.2	24.8
		0.75:1	11.6	17.7	18.5
		1:1	4.4	10.6	11.3
35	1:1	0.5:1	17.4	20.0	20.2
		0.75:1	14.4	13.2	14.8
		1:1	7.3	8.5	10.4

表 1-27 说明，水泥浆的浓度仍然是决定强度大小的关键因素。龄期虽有影响，但 14d 后的变化已不明显。

④水玻璃是促使水泥浆早凝的因素，但并不是水玻璃越多，液浆凝结就越快，在某些情况下却呈现相反的规律。

⑤水玻璃对强度的影响呈现一个峰值，超过此峰值后结石强度随水玻璃体积增大而降低。

(3) 丙烯酰胺类

国内称丙凝，由主剂丙烯酰胺、引发剂过硫酸铵（简称 AP）、促进剂 β -二甲氨基丙腈（简称 DAP）和缓凝剂铁氰化钾（简称 KFe）等组成，其标准配方见表 1-28。

丙凝浆液的标准配方

表 1-28

试剂名称	代 号	作 用	浓 度 (重量百分比)
丙烯酰胺	A	主 剂	9.5%
N-N'-甲撑双丙烯酰胺	-M	交联剂	0.5%
过硫酸铵	AP	引发剂	0.5%
β -二甲氨基丙腈	DAP	促进剂	0.4%
铁氰化钾	KFe	缓凝剂	0.01%

丙凝浆液及凝固体的主要特点为：

①浆液属于真溶液。在 20℃ 温度及标准浓度下，其粘度仅为 $1.2 \times 10^{-3} \text{Pa} \cdot \text{s}$ ，与水甚为接近，其可灌性远比目前所有的灌浆材料都好。

②浆液从制备到凝结所需的时间可在几秒钟至几小时内精确地加以控制，而其凝结过程不受水和空气的干扰或很少干扰。

③浆液的粘度在凝结前维持不变，这就能使浆液在注浆过程中维持同样的渗入性。而且浆液的凝结是立即发生的，凝结后的几分钟内就能达到极限强度，这对加快施工进度和提高注浆质量都是有利的。

④浆液凝固后，凝胶本身基本上不透水（渗透系数约为 10^{-9}cm/s ），耐久性和稳定性都好，可用于永久性注浆工程。

⑤液浆能在很低的浓度下凝结，如采用标准浓度为 10%，其中有 90% 是水。且凝固后不会发生析水现象，即一份浆液就能填塞一份土的孔隙。因此，丙凝注浆的成本是相对较低的。

⑥凝胶体抗压强度低。抗压强度一般不受配方影响，约为 0.4 ~ 0.5 MPa。

⑦浆液能用一次注入法注浆，因而施工操作比较简单。

注浆材料的选择，要视土质和注浆目的而定，如表 1-29 和表 1-30 所示。

按土质不同对注浆材料的选择

表 1-29

土 质 名 称		注 浆 材 料
粘性土和粉土	粉 土	水泥类注浆材料及 水玻璃悬浊型浆液
	粘 土	
	粘质粉土	
砂 质 土	砂	渗透性溶液型浆液 (但在预处理时, 使用水玻璃悬浊型)
	粉 砂	
砂 砾		水玻璃悬浊型浆液 (大孔隙) 渗透性溶液型浆液 (小孔隙)
层 界 面		水泥类及水玻璃悬浊型浆液

按注浆目的的不同对注浆材料的选择

表 1-30

项 目			基 本 条 件
改良 目的	堵水注浆		渗透性好粘度低的浆液(作为预注浆使用悬浊型)
	加固 地基	渗透注浆	渗透性好有一定强度, 即粘度低的溶液型浆液
		脉状注浆	凝胶时间短的均质凝胶, 强度大的悬浊型浆液
		渗透脉状注浆并用	均质凝胶强度大且渗透性好的浆液
	防止涌水注浆		凝胶时间不受地下水稀释而延续的浆液 瞬时凝固的浆液(溶液或悬浊型的)(使用双层管)
综合 注浆	预处理注浆		凝胶时间短, 均质凝胶强度比较大的悬浊型浆液
	正式注浆		和预处理材料性质相似的渗透性好的浆液
特殊地基处理注浆			对酸性、碱性地基、泥炭, 应事前进行试验校核后选择注浆材料
其 他 注 浆			研究环境保护(毒性、地下水污染、水质污染等)

注浆法的施工, 包括下列几个方面:

(1) 注浆工艺选择

根据注浆工艺依据的理论, 注浆工艺分为下述几种:

① 渗透注浆

在压力作用下使浆液充填土的孔隙和岩石裂隙, 排挤出孔隙

中存在的气体和自由水，基本上不改变土的结构和体积，注浆压力相对较小。此法只适用于中砂以上的砂性土和有裂隙的岩石。

②劈裂注浆

在较高压力作用下，注浆浆液克服地层的初始应力和抗拉强度，引起土体结构破坏，使其沿垂直于小主应力的平面上发生劈裂，使原有的裂隙或孔隙张开，形成新的裂隙或孔隙，使浆液的扩散距离增大。此法亦可用于粘性土。

③压密注浆

通过钻孔在土中注入极浓的浆液，在注浆点使土体压实，在注浆管端部附近形成椭圆形“浆泡”，向外扩张的浆泡在土体中形成径向和切向应力，紧靠浆泡处的土体形成塑性变形区，离浆泡较远处的土则产生弹性变形，使土的密度明显增加。此法常用于中砂地基，在粘性土中如有适宜的排水条件亦可应用，否则就要采用很低的注浆速率。压密注浆可用于进行托换调整不均匀沉降；亦用于深基坑开挖中被动区和坑底的加固。此法是应用较多的一种注浆方法。

④电动化学注浆

如地基土的渗透系数 $K < 10^{-4} \text{cm/s}$ ，只靠静压力较难使浆液注入土的孔隙，用电渗的作用则效果较好。此法是将注浆管作为阳极，用滤水管作阴极，将浆液由阳极压入，并通以直流电（电压梯度 $0.3 \sim 0.1 \text{V/cm}$ ），使孔隙水流向阴极，土中含水量降低，形成渗浆通路，浆液则渗入土层，使土层得到加固。但由于电渗排水，可能会引起邻近建筑物下沉，应予慎用。

(2) 注浆孔布置

注浆孔的布置是根据浆液扩散半径，使其相互重叠，使被加固土体连成一个整体。

①单排孔布置（图 1-6a）

如注浆体的设计厚度为 T ，则注浆孔距为：

$$l = 2 \sqrt{r^2 - \frac{T^2}{4}} \quad (1-19)$$

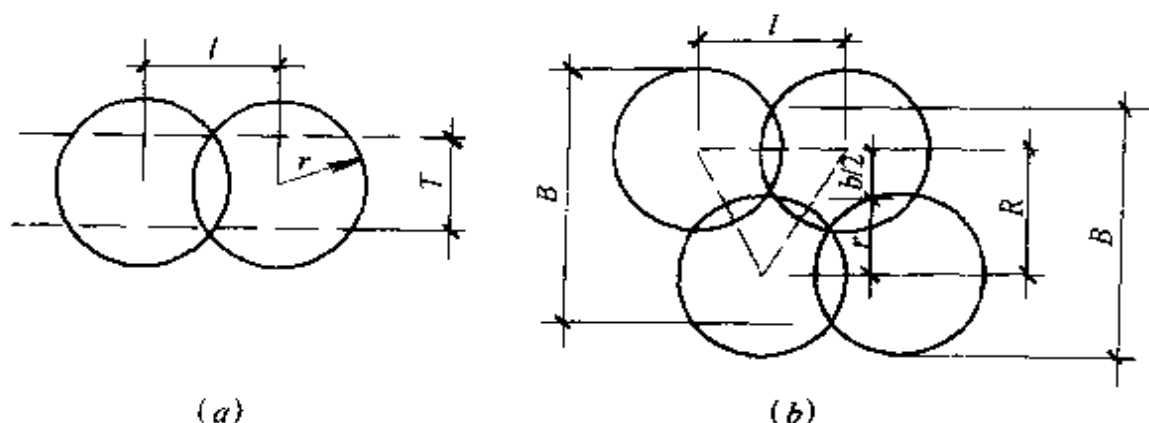


图 1-6 注浆孔布置
(a) 单排孔布置; (b) 多排孔布置

②多排孔布置 (图 1-6b)

要充分发挥注浆孔的潜力, 以获得最大注浆体厚度, 不允许出现两排孔间搭接不紧密的“窗口”, 也不要搭接过多而造成浪费。最优排距为:

$$R = r + \sqrt{r^2 - \frac{l^2}{4}} \quad (1-20)$$

最优注浆体厚度为:

$$\text{奇数排时: } B = (n-1) \left[r + \frac{(n+1)}{(n-1)} \sqrt{r^2 - \frac{l^2}{4}} \right] \quad (1-21)$$

$$\text{偶数排时: } B = n \left(r + \sqrt{r^2 - \frac{l^2}{4}} \right) \quad (1-22)$$

上式中 n 为注浆孔排数。

(3) 注浆压力

注浆压力是指不使地表产生变化和不使邻近建筑物等受到影响的**大压力。

注浆压力取决于土层性质和初始应力; 钻孔深度和孔距; 注浆次序等因素。

劈裂注浆的注浆压力, 对砂土为 0.2~0.5MPa, 对粘性土为 0.2~0.3MPa; 压密注浆的注浆压力主要取决于浆液稠度, 如为坍落度 25~75mm 的水泥-砂浆浆液, 注浆压力为 1~7MPa, 如为

水泥-水玻璃双液快凝浆液，注浆压力应小于 1MPa。

(4) 注浆量

浆液总用量按下式计算：

$$Q = K \cdot V \cdot n \cdot 1000 \quad (1-23)$$

式中 Q ——浆液总用量 (L)；

V ——注浆对象的土方数量 (m^3)；

n ——土的孔隙率；

K ——经验系数。

软土、粘性土、细砂 $K = 0.3 \sim 0.5$

中砂、粗砂 $K = 0.5 \sim 0.7$

砾砂 $K = 0.7 \sim 1.0$

湿陷性黄土 $K = 0.5 \sim 0.8$

(5) 注浆顺序

一般采用自注浆地带的一端单向推进的方式，应跳孔间隔注浆，防止串浆。有地下动水流时，应从水头高的一端开始注浆。

加固渗透系数相同的土层，应首先进行上层封顶注浆，然后由下而上进行注浆，以防浆液上冒。如土层的渗透系数随深度而增大，则应自下而上进行注浆。

注浆时应先外围、后内部；如注浆范围以外有能阻挡浆液流动的障碍物时，亦可自内部顺序向外侧注浆。

(6) 注浆施工机械设备

通常用的机械设备如表 1-31 所示。

注浆机械设备的种类和性能

表 1-31

设备 种类	型 号	性 能	重量 (kg)	备 注
钻探机	主轴旋转式 D-2 型	340 给油式 旋转速度：160、300、600、1000r/min 功率：5.5kW (7.5 马力) 钻杆外径：40.5mm 轮周外径：41.0mm	500	钻孔用

续表

设备种类	型 号	性 能	重量 (kg)	备 注
注浆泵	卧式二连单管 复动活塞式 EGW 型	容量: 16~60L/min 最大压力: 3.628MPa 功率: 3.7kW (5 马力)	350	注浆用
水泥 搅拌机	立式上下两槽 式 MVM5 型	容量: 上下槽各 250L 叶片旋转数: 160r/min 功率: 2.2kW (3 马力)	340	不含有水 泥时的化学 浆液不用
化学 浆液 混合器	立式上下 两槽式	容量: 上下槽各 220L 搅拌容量: 20L 手动式搅拌	80	化学浆液 的配制和混 合
齿轮泵	K1-6 型 齿轮旋转式	排出量: 40L/min 排出压力: 0.1MPa 功率: 2.2kW (3 马力)	40	从化学浆 液槽往混合 器送入化学 浆液
流量、 压力 仪表	附有 自动记录仪 电磁式 浆液 EP	流量计测定范围: 40L/min 压力计: 3MPa (布尔登管式) 记录仪双色 $\left\{ \begin{array}{l} \text{流量: 蓝色} \\ \text{压力: 红色} \end{array} \right.$	120	

注浆泵是双液等量泵, 要检查两液能否等量排出是非常重要的。注浆深度在 40m 以内时, 多用小孔径钻机, 施工时要设法使其牢固地固定在地面上, 以保证钻孔精度。

注浆孔的孔径一般为 70~110mm, 垂直偏差应小于 1%。

注浆的流量一般为 7~10L/min。对充填型注浆, 流量可适当加快, 但亦不宜大于 20L/min。

在满足强度要求的前提下, 可掺入磨细粉煤灰部分地替代水泥, 一般掺入量约为水泥重量的 20%~50%。

42. 何谓高压旋喷法, 有何用途, 其施工工艺有几种? 用何施工机具, 如何进行施工?

高压旋喷法是利用钻杆将带喷嘴的注浆管钻至土层的预定位置, 然后用高压设备使浆液以 20MPa 左右的高压流从喷嘴中喷射

出来，冲击破坏土体，使浆液与土体强制混合，同时钻杆以一定速度逐渐向上提升，直至规定位置，待浆液凝固后，即在土中形成固结体，对上体进行加固。固结体的形状与喷射流移动方向有关，一般分为旋转喷射（简称旋喷）、定向喷射（简称定喷）和摆动喷射（简称摆喷）三种。

旋喷法施工，喷嘴一面旋转喷射一面提升，固结体呈圆柱状。主要用于加固地基、防水帷幕和治理流沙。

定喷法施工，喷嘴一面以固定方向喷射一面提升，固结体呈板状或壁状。主要用于基坑防渗和稳定边坡等。

摆喷法施工，喷嘴一面以较小的角度来回摆动喷射一面提升，固结体呈较厚壁状。主要用于基坑防渗等。

高压旋喷法的施工工艺有：单管法、二重管法、三重管法和多重管法等四种。

单管法是从喷嘴中只喷射浆液冲击和混合土体，固结体直径较小。

二重管法是用双通道的二重注浆管，通过管底侧面的一个同轴双重喷嘴，同时喷射出高压浆液（在内，压力约 20MPa）和高压空气（在外，压力约 0.7MPa）两种介质的射流冲击和混合土体，固结体直径明显增大。

三重管法是用分别输送水、气、浆三种介质的三重注浆管。在高压泵产生约 20MPa 的高压水射流的周围，环绕一股约 0.7MPa 的圆筒状气流，同轴喷射冲切土体，形成较大的空隙，再用泥浆泵注入压力约 2~5MPa 的浆液填充。固结体的直径更大。

多重管法是先在土体中钻一导孔，放入多重管，用逐渐向下运动的旋转超高压水射流（压力约 40MPa），冲击四周的土体，同时用真空泵将冲击形成的泥浆从多重管中抽出。如此反复冲和抽，在土体中形成较大的孔洞。并用装在喷嘴附近的超声波传感器及时测出孔洞的形状和直径。然后选用浆液、砂浆、砾石等材料填充，形成大直径的柱状固结体。在砂性土中最大可形成直径 4m 的固结体。

高压旋喷法施工用的施工机具主要由钻机和高压发生设备两大部分组成。喷射工艺不同,其所用机具亦不同,如表 1-32 所示。

各种高压喷射注浆法主要施工机具及设备

表 1-32

序号	机具设备名称	型 号	规 格	所 用 机 具			
				单管法	二重管法	三重管法	多重管法
1	高压泥浆泵	SNS H300 水流 Y-2 型液压泵	300kg/cm ² 200kg/cm ²	✓	✓		
2	高压水泵	3XB 型 3W6B 3W7B	350kg/cm ² 200kg/cm ²			✓	✓
3	钻 机	工程地质钻 振动钻		✓	✓	✓	✓
4	泥 浆 泵	BW 150 型	70kg/cm ²			✓	✓
5	真 空 泵						✓
6	空 压 机		8kg/cm ² 3m ³ /min		✓	✓	
7	泥浆搅拌机			✓	✓	✓	✓
8	单 管			✓			
9	二 重 管				✓		
10	三 重 管					✓	
11	多 重 管						✓
12	超声波传感器						✓
13	高压胶管		φ19~φ22mm	✓	✓	✓	✓

喷嘴是直接影响喷射质量的主要因素之一。喷嘴通常有圆柱形、收敛圆锥形和流线形 3 种。多用收敛圆锥形者,流线形者虽好但加工难度大,实际少用。

高压旋喷法的施工顺序如下:

(1) 钻机就位

钻机放在设计孔位上并保持垂直,旋喷管的允许倾斜度不得大于 1.5%。

(2) 钻孔

单管旋喷多用 76 型旋转振动钻机,钻深可达 30m,可用于标准贯入度小于 40 的土层。遇坚硬土层宜用地质钻机钻孔。二重管

和三重管旋喷都用地质钻机钻孔。钻孔位置与设计位置的偏差不得大于 50mm。

(3) 插管

用 76 型旋转振动钻机时, 插管与钻孔两道工序合二为一。如使用地质钻机, 钻孔完毕需提出岩芯管, 换上旋喷管插入到预定深度。插管时可边射水、边插管, 水压力一般不超过 1MPa。

(4) 喷射

自下而上进行喷射, 使用参数见表 1-33。需时刻注意检查浆液初凝时间、注浆流量、风量、压力、旋转提升速度等参数是否符合设计要求, 并做好记录。

常用高压喷射注浆参数

表 1-33

高压喷射注浆的种类		单管法	二重管法	三重管法
适用的土质		砂土、粘性土、黄土、杂填土、小粒径砂砾		
浆液材料及其配方		以水泥为主要材料, 加入不同外加剂后可具有速凝、早强、抗蚀、防冻等性能, 常用水灰比 1:1, 亦可用化学材料		
高压喷射注浆参数值	水	压力 (MPa)	—	20
		流量 (L/min)	—	80~120
		喷嘴孔径 (mm) 及个数	—	$\phi 2 \sim \phi 3$ (一或二个)
	空气	压力 (MPa)	—	0.7
		流量 (m^3/min)	—	1~2
		喷嘴间隙 (mm) 及个数	—	1~2 (一或二个)
	浆液	压力 (MPa)	20	1~3
		流量 (L/min)	80~120	100~150
		喷嘴孔径 (mm) 及个数	$\phi 2 \sim \phi 3$ (二个)	$\phi 10$ (二个) ~ $\phi 14$ (一个)
	注浆管外径 (mm)		$\phi 42$ 或 $\phi 45$	$\phi 42$ 、 $\phi 50$ 、 $\phi 75$
提升速度 (cm/min)		20~25	约 10	约 10
旋转速度 (r/min)		约 20	约 10	约 10

(5) 冲洗

喷射施工完毕，把浆液换成水，在地面上喷射，把泥浆泵、注浆管和软管内的浆液全部冲洗干净。

(6) 移动钻机

将钻机等移至新孔位上就位。

43. 何谓水泥土搅拌法？有何优点和用途？如何进行计算和施工？

水泥土搅拌法是用于加固饱和粘性土地基的一种方法，亦常用于施工基坑的围护结构。它是利用水泥作为固化剂，用特制的深层搅拌机，在土层中就将软土和固化剂（水泥浆）强制搅拌，形成水泥土，经过一系列物理化学反应，使软土硬结成具有整体性、水稳定性和一定强度的水泥土。

水泥搅拌法加固软土技术，具有下述优点：

(1) 搅拌时不会使土层侧向挤出，对周围原有的建筑物等影响甚小；

(2) 施工时无振动、无噪声、无污染，可在密集建筑群中施工；

(3) 土体加固后重度基本不变，对软弱下卧层不产生附加沉降；

(4) 根据加固的需要，可灵活的做成各种形状（柱状、壁状、格栅状等）；

(5) 造价较低。

水泥搅拌法适用于下述情况：

(1) 多层房屋的地基加固，提高地基承载力，减少沉降和不均匀沉降；

(2) 大面积地基加固，如材料堆场等；

(3) 深度不太大（一般不超过 7m）的基坑的重力式围护结构；

(4) 用作防水帷幕，如深基坑的防渗、地下防渗墙等。

水泥土搅拌桩的计算如下所述：

(1) 柱状加固地基

①水泥土搅拌桩单桩竖向承载力的设计计算

单桩竖向承载力标准值应通过现场单桩载荷试验确定，也可按式 (1-24) 和 (1-25) 进行计算，取其中较小值。

$$R_k^d = \eta \cdot f_{cu,k} \cdot A_p \quad (1-24)$$

或
$$R_k^d = \bar{q}_s U_p \cdot l + \alpha \cdot A_p \cdot q_p \quad (1-25)$$

式中 R_k^d ——单桩竖向承载力标准值 (kN)；

$f_{cu,k}$ ——与搅拌桩桩身加固土配比相同的室内加固土试块 (边长 70.7mm 的立方体，也可采用边长为 50mm 的立方体) 的 90d 龄期的无侧限抗压强度平均值 (kPa)；

A_p ——桩的截面积 (m²)；

η ——强度折减系数，可取 0.35~0.5；

$\bar{q}_s$ ——桩间土的平均摩擦力，对淤泥可取 5~8kPa；对淤泥质土可取 8~12kPa；对粘性土可取 12~15kPa；

U_p ——桩周长 (m)；

l ——桩长 (m)；

q_p ——桩端天然地基土的承载力标准值 (kPa)，可按国家标准《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89) 的有关规定确定；

α ——桩端天然地基土的承载力折减系数，可取 0.4~0.6。

在单桩设计时，承受竖向荷载的搅拌桩一般应使土对桩的支承力与桩身强度所确定的承载力相近，并使后者略大于前者最为经济。因此，搅拌桩的设计主要是确定桩长和选择水泥掺入比。

a. 当土质条件和施工因素等限制搅拌桩加固深度时，可先确定桩长，根据桩长按公式 (1-25) 计算单桩竖向承载力标准值 R_k^d 。再根据单桩竖向承载力标准值 R_k^d 按公式 (1-24) 求水泥土的无侧限抗压强度 $f_{cu,k}$ ，然后再根据 $f_{cu,k}$ ，参照室内配合比试验资料，选择所需的水泥掺入比 α_w 。

b. 当搅拌加固的深度不受限制时, 可根据室内配合比试验资料选定水泥掺入比 α_n , 再求得水泥土无侧限抗压强度 $f_{cu,k}$, 从而根据 $f_{cu,k}$ 按公式 (1-24) 计算单桩竖向承载力标准值 R_k^d , 最后根据 R_k^d 按公式 (1-25) 计算桩长 l 。

c. 直接根据上部结构对地基承载力要求, 根据公式 (1-24) 求得 $f_{cu,k}$, 然后根据 $f_{cu,k}$ 从水泥土室内试验资料中求得相应于 $f_{cu,k}$ 的水泥掺入比 α_n ; 又根据要求的地基土承载力值代入公式 (1-25) 求得桩长 l 。

② 水泥土搅拌桩复合地基的设计计算

a. 加固后搅拌桩复合地基承载力标准值应通过现场复合地基载荷试验确定, 也可按下式计算:

$$f_{sp,k} = m \cdot \frac{R_k^d}{A_p} + \beta (1-m) f_{s,k} \quad (1-26)$$

式中 $f_{sp,k}$ —— 复合地基承载力标准值 (kPa);

m —— 面积置换率 (%);

A_p —— 桩的截面积 (m^2);

$f_{s,k}$ —— 桩间天然地基土承载力标准值 (kPa);

β —— 桩间土承载力折减系数, 当桩端土为软土时, 可取 0.5~1.0; 当桩端土为硬土时, 可取 0.1~0.4; 当不考虑桩间软土的作用时, 可取零;

R_k^d —— 单桩竖向承载力标准值, 见公式 (1-24) 和 (1-25)。

根据设计要求的单桩竖向承载力 R_k^d 和复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}$ 计算搅拌桩的置换率 m 和总桩数 n :

$$m = \frac{f_{sp,k} - \beta f_{s,k}}{\frac{R_k^d}{A_p} - \beta f_{s,k}} \quad (1-27)$$

$$n = \frac{m \cdot A}{A_p} \quad (1-28)$$

式中 A —— 地基加固的面积 (m^2)。

根据求得的总桩数 n 进行搅拌桩的平面布置。桩的平面布置可为上述的柱状、壁状和块状 3 种布置型式。布置时要考虑充分

发挥桩侧摩阻力和便于施工为原则。

当所设计的搅拌桩为摩擦型、桩的置换率较大(一般 $m > 20\%$)、且不是单行竖向排列时,由于每根搅拌桩不能充分发挥单桩的承载力的作用,故应按群桩作用原理,进行下卧层地基验算,即将搅拌桩和桩间土视为一个假想的实体基础,考虑假想实体基础侧面与土的摩擦力,验算假想基础底面(下卧层地基)的承载力(图 1-7)。

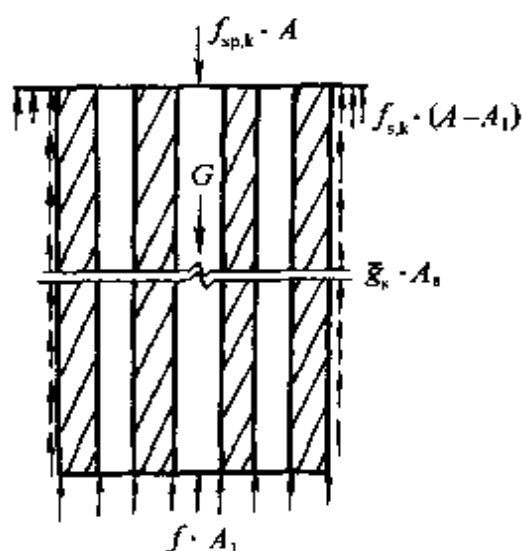


图 1-7 搅拌桩下卧层强度验算

$$f' = \frac{f_{sp,k} \cdot A + G - \bar{q}_s \cdot A_s - f_{s,k} (A - A_1)}{A_1} < f \quad (1-29)$$

式中 f' ——假想实体基础底面压力 (kPa);

A_1 ——假想实体基础底面积 (m^2);

G ——假想实体基础自重 (kN);

A_s ——假想实体基础侧表面积 (m^2);

$\bar{q}_s$ ——作用在假想实体基础侧壁上的平均容许摩阻力 (kPa);

$f_{s,k}$ ——假想实体基础边缘软土的承载力 (kPa);

f ——假想实体基础底面经修正后的地基土承载力 (kPa)。

当验算不满足要求时,须重新设计单桩,直至满足要求为止。

b. 水泥土搅拌桩沉降验算

水泥土搅拌桩复合地基变形 s 的计算,包括搅拌桩群体的压缩变形 s_1 和桩端下未加固土层的压缩变形 s_2 之和

$$s = s_1 + s_2 \quad (1-30)$$

其中

$$s_1 = \frac{(p + p_0) l}{2E_0} \quad (1-31)$$

$$p = \frac{f_{sp,k} \cdot A - f_{s,k} (A - A_1)}{A_1} \quad (1-32)$$

$$p_0 = f' - \gamma_p \cdot l$$

$$E_0 = m E_p + (1 - m) E_s \quad (1-33)$$

式中 p ——桩群顶面的平均压力 (kPa);

p_0 ——桩群底面上的附加压力 (kPa);

E_0 ——桩群体的变形模量 (kPa);

l ——水泥土搅拌桩桩长 (m);

E_p ——水泥土搅拌桩的变形模量 (取 E_{s0}) (kPa);

E_s ——桩间土的变形模量 (kPa);

γ_p ——桩群底面以上土的加权平均重度 (kN/m³)。

桩群体的压缩变形 s_1 也可根据上部结构、桩长、桩身强度等不同情况按经验取 10~40mm。

桩端以下未处理土层的压缩变形值可按国家标准《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89) 的有关规定确定。

(2) 壁状加固

壁状加固多用于沿海软土地区基坑开挖时的围护结构, 用于挡土、挡水和保护基坑周围的地下设施和各种地下管线。其基本形式是格栅形, 根据上海经验, 墙宽 $B = (0.6 \sim 0.8)$ 倍开挖深度, 桩插入坑底深度 $= (0.8 \sim 1.2)$ 倍开挖深度。

用于基坑围护结构的水泥土桩, 其计算内容包括: 整体稳定性验算、抗倾覆验算、抗滑动验算、抗渗计算、坑底截面应力验算、谷仓压力计算等。

水泥土搅拌桩的施工设备和施工工艺如下所述:

(1) 搅拌机

国内目前的搅拌机有中心管喷浆方式和叶片喷浆方式。后者是使水泥浆从叶片上若干个小孔喷出, 水泥浆与土体混合较均匀, 对大直径叶片和连续搅拌是合适的, 但因喷浆孔小易被浆液堵塞, 它只能使用纯水泥浆而不能采用其他固化剂, 且加工制造较为复杂。中心管输浆方式中的水泥浆是从两根搅拌轴间的另一中心管

输出，这对于叶片直径在 1m 以下时，并不影响搅拌均匀度，而且它可适用多种固化剂。

①SJB-1 型深层搅拌机

SJB-1 型深层搅拌机是由江苏省江阴市江阴振冲器厂生产的双搅拌轴中心管输浆的水泥搅拌专用机械（图 1-8）。它包括三部分：动力部分：2×30kW 潜水电机，各自连接 1 台 2 级 2K-H 行星齿轮减速器；搅拌部分：包括搅拌轴（每节长度 2.45m，直径 $\phi 127\text{mm}$ ）和搅拌头（带硬质合金齿的两叶片式，直径 0.7~0.8m）；输浆部分：由中心管（ $\phi 140$ ，每节长度 2.45m）和穿在中心管内部的输浆管（ $\phi 68$ ）以及单向球阀（球径 $\phi 120$ ）组成。中心管通过横向系板与搅拌轴连成整体。

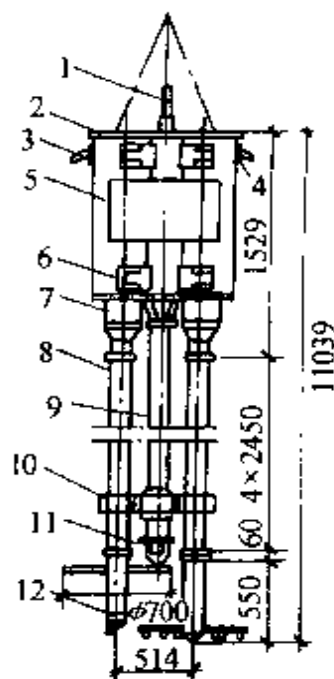


图 1-8 SJB-1 型搅拌机

1—输浆管；2—外壳；3—出水口；4—进水口；5—电动机；6—导向滑块；7—减速器；8—搅拌轴；9—中心管；10—横向系板；11—球阀；12—搅拌头

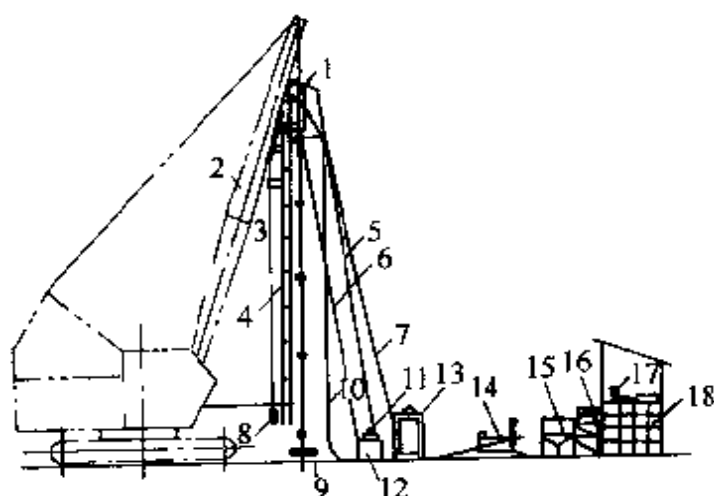


图 1-9 SJB-1 型搅拌机配套机械和控制仪表

1—搅拌机；2—起重机；3—测速仪；4—导向架；5—进水管；6—回水管；7—电缆；8—重锤；9—搅拌头；10—输浆胶管；11—冷却泵；12—贮水池；13—控制柜；14—灰浆泵；15—集料斗；16—灰浆拌制机；17—磅秤；18—工作平台

SJB-1 型搅拌机配套机械(图 1-9、表 1-34)。主要有:灰浆拌和机——用两台 200L, 轮流供料;集料斗 容积 0.4m^3 ;灰浆泵 采用 HB6-3 型灰浆泵,其出口由压力胶管与搅拌机的输浆管相接;电气控制柜。

SJB-1 型搅拌机机械技术数据

表 1-34

搅拌机	搅拌轴数量(根)	2	固化剂制备系统	灰浆拌制机台数 $\times$ 容量(L)	2×200
	搅拌叶片外径(mm)	700~800		灰浆泵输送量(m^3/h)	3
	搅拌轴转数(r/min)	46		灰浆泵工作压力(kPa)	1500
	电机功率(kW)	2×30		集料斗容量(m^3)	0.4
起吊设备	提升力(kN)	大于 100	技术指标	一次加固面积(m^2)	$0.71\sim 0.88$
	提升高度(m)	大于 14		最大加固深度(m)	10
	提升速度(m/min)	$0.2\sim 1.0$		效率(m/台 $\cdot$ 班)	40
	接地压力(kPa)	60		总重(不包括吊车)(t)	4.5

②GZB-600 型深层搅拌机

该机由天津机械施工公司利用进口钻机改装的单搅拌轴、叶片喷浆方式的搅拌机(图 1-10)。它包括:动力部分——两台 30kW 电机,各自连接 1 台 2K-H 行星齿轮减速器;搅拌轴和输浆管——单轴叶片喷浆方式是使水泥浆由中空轴经搅拌头叶片,沿着旋轴方向输入土中,搅拌轴外径 $\phi 129\text{mm}$,轴内输浆管外径 $\phi 76\text{mm}$;搅拌头 在搅拌头上分别设置搅拌叶片和喷浆叶片,2 层叶片相距 0.5m,成桩直径 $\phi 600\text{mm}$ 。喷浆叶片上开有 3 个尺寸相同的喷浆口。

GZB-600 型搅拌机的配套机械如图 1-11 和表 1-35 所示。

(2) 施工工艺

水泥土搅拌桩的施工工艺流程如图 1-12 所示。

①定位。起重机(或塔架)悬吊搅拌机到达指定桩位,对中。当地面起伏不平时,应使起吊设备保持水平。

②预搅下沉。待搅拌机的冷却水循环正常后,启动搅拌机电机,放松起重机钢丝绳,使搅拌机沿导向架搅拌切土下沉,下沉

的速度可由电机的电流监测表控制。工作电流不应大于 70A。如果下沉速度太慢, 可从输浆系统补给清水以利钻进。

③制备水泥浆。待搅拌机下沉到一定深度时, 即开始按设计确定的配合比拌制水泥浆, 待压浆前将水泥浆倒入集料斗中。

④提升喷浆搅拌。搅拌机下沉到达设计深度后, 开启灰浆泵将水泥浆压入地基中, 边喷浆边旋转, 同时严格按照设计确定的提升速度提升搅拌机。

⑤重复上、下搅拌。搅拌机提升至设计加固深度的顶面标高时, 集料斗中的水泥浆应正好排空。为使软土和水泥浆搅拌均匀, 可再次将搅拌机边旋转边沉入土中, 至设计加固深度后再将搅拌机提升出地面。

⑥清洗。向集料斗中注入适量清水, 开启灰浆泵, 清洗全部管路中的残存的水泥浆, 直至基本干净, 并将粘附在搅拌头上的软土清洗干净。

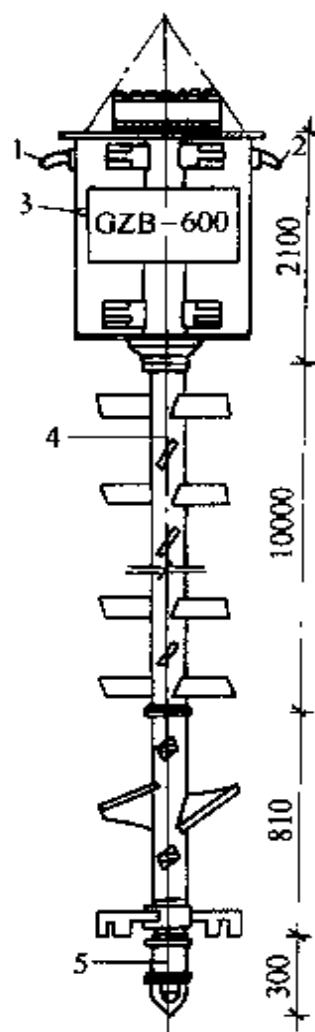


图 1-10 GZB-600 型搅拌机

- 1—电缆接头; 2—进浆口;
3—电动机; 4—搅拌轴;
5—搅拌头

GZB-600 型搅拌机械技术数据

表 1-35

搅拌机	搅拌轴数量 (根)	1	固化剂制备系统	灰浆拌制机台数 × 容量 (L)	2 × 500
	搅拌叶片外径 (mm)	600		泵输送量 (L/min)	281
	搅拌轴转数 (r/min)	50		工作压力 (kPa)	1400
	电机功率 (kW) × 台数	30 × 2		集料斗容量 (L)	180
起吊设备	提升力 (kN)	150	技术指标	一次加固面积 (m ²)	0.283
	提升速度 (m/min)	0.6~1.0		最大加固深度 (m)	10~15
	提升高度 (m)	14		加固效率 (m/台班)	60
	接地压力 (kPa)	60		总重 (t) (不包括起吊设备)	12

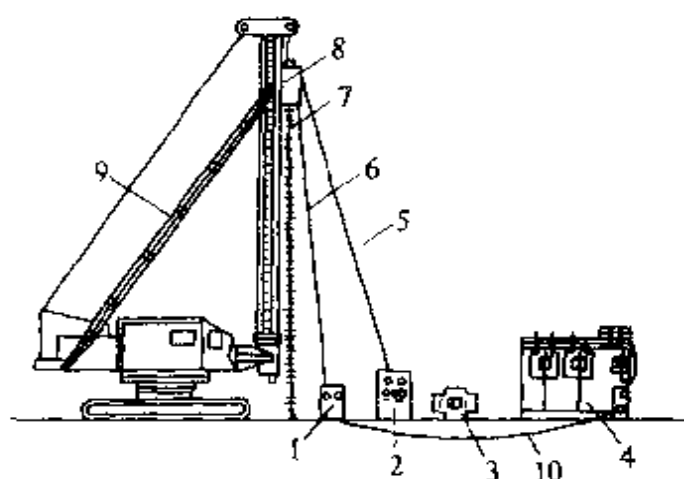


图 1-11 GZB-600 型搅拌机配套机械

1—流量计；2—控制柜；3—低压变压器；4—PM2-15 泵送装置；
5—电缆；6—输浆胶管；7—搅拌轴；8—搅拌机；9—打桩机；10—电缆

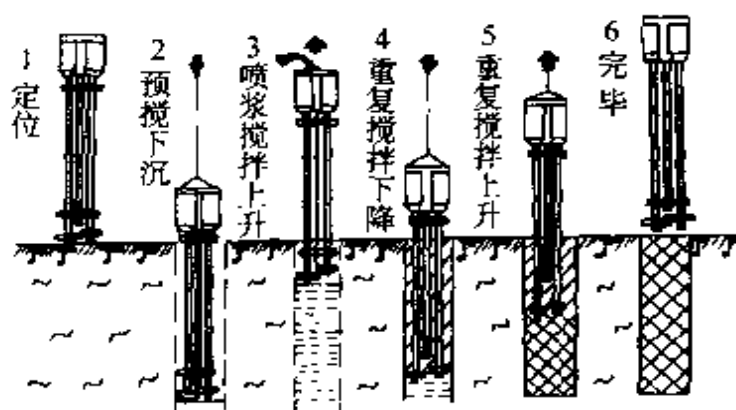


图 1-12 水泥土搅拌法施工工艺流程

⑦移位。重复上述 1~6 步骤，再进行下 1 根桩的施工。

由于搅拌桩顶部与上部结构的基础或承台接触部分受力较大，因此通常还可对桩顶 1.0~1.5m 范围内再增加一次输浆，以提高其强度。

44. 何谓树根桩？有何用途？如何进行施工？

树根桩是一种小直径的钢筋混凝土灌注桩。是在钢套管的导向下用旋转钻钻孔，孔径 100~300mm，穿过已有建筑物基础进入地基土中至设计标高，清孔后插入钢筋，再用压力灌注水泥浆、水泥砂浆或细石混凝土，边灌、边振、边拔套管，最后成桩。树根

桩可以是垂直的亦可以是倾斜的。

其优点是施工所需场地小；施工时振动和噪声小，不会对已有建筑物带来危害；在地面上进行施工，较方便；桩孔小，基础和地基土几乎不产生应力，不干扰建筑物的正常使用；压力灌浆后，可使桩、承台等连成整体。

主要用于竣工后建筑物基础的加固、修复古建筑和基坑工程中。

施工工艺主要有下述几方面：

(1) 钻机和钻头选择

主要根据施工条件、钻孔直径等选择钻机。由于桩有时是垂直的，亦有时呈倾斜状，所以多选用可任意调整立轴角度的油压岩心回转钻机。

由于钻孔时往往受净空低的条件限制，因而需配备一定数量的短钻杆和短钻具。在混凝土基础上钻孔可用牙轮钻头、合金钢钻头或钢粒钻头；在软粘土中钻孔可用合金肋骨式钻头和平口合金钻头。

钻机就位时，桩位偏差应控制在 20mm 以内，直桩的垂直偏差应不超过 1%；对斜桩应符合设计规定的倾斜度。

(2) 成孔

钻机成孔时，钻机压力宜为 1.5~2.5MPa，配套供水压力为 0.1~0.3MPa，钻机转速宜为 220r/min。不用套管钻孔时，宜在孔口处设长 1~2m 的套管，以保证孔口处土方不坍落。

(3) 清孔

钻孔时可用泥浆或清水护壁，清孔时应观察泥浆溢出情况，控制供水压力，直至孔口流出清水为止。

(4) 吊放钢筋笼和埋放注浆管

钢筋笼外径应小于设计桩径 40~50mm，每节长度取决于起吊空间。分节吊放钢筋笼时，节间钢筋搭接须错开，焊缝长度不小于 10 倍钢筋直径（双面焊）。吊放钢筋笼要对准孔位，平稳下放。

注浆管用直径 20mm 无缝钢管。

(5) 堆灌骨料

一般采用 15~30mm 粒径的碎石。堆灌前须清洗石子，计量后缓慢投入孔口填料漏斗，轻摇钢筋笼促使石子下滑和沉实，直至灌满桩孔，在填灌过程中应始终利用注浆管注水清孔。

(6) 注浆

注浆用纯水泥浆的水灰比，一般采用 0.4~0.5；水泥砂浆一般采用水泥：砂：水=1.0：0.3：0.4。

应选用能兼注水泥浆和水泥砂浆的 UBJ2 型挤压式灰浆泵，最大工作压力为 2.5MPa。开始注浆时，注浆压力可控制在 2.0MPa，正常后注浆压力用 0.3~0.5MPa，使浆液均匀上升，直至灌满。由于注浆过程会引起振动，使桩顶部石子有一定数量沉落，故在注浆过程中，应逐步灌入石子至桩顶，待浆液泛出孔口注浆才结束。

第二篇 基础工程

1 浅基础

45. 浅基础包括哪些型式？它在土力学计算上和深基础有哪些不同？

浅基础主要包括刚性基础、柔性基础、独立基础这三类较常见的浅基础。

(1) 刚性基础：是由砖、石、混凝土等具有较好的抗压性能，而受拉和受剪承载力又较低的材料砌筑而成的，即无筋扩展基础。扩展基础是在墙、柱之下设置水平截面向下扩大的基础，以便将墙或柱荷载扩散分布于基础底面，使之满足地基承载力和变形的要求。刚性基础按材料来分又包括：砖基础、毛石基础、灰土基础、三合土基础、毛石混凝土基础、混凝土基础等。

(2) 柔性基础：用钢筋混凝土建造的基础。由于钢筋混凝土抗弯、抗拉的能力都很大，所以这种基础适用于地基比较软、上部结构荷载比较大的情况。柔性基础按构造类型又分为钢筋混凝土扩展基础、条形基础、筏板基础和箱形基础等。

①钢筋混凝土扩展基础包括：墙下钢筋混凝土扩展基础（有肋、无肋）；柱下钢筋混凝土扩展基础（阶形、锥形、杯口）等。

②条形基础：即柱下条形基础，是由两个或两个以上的柱下钢筋混凝土单独基础，在基底部分连接组合而成的长条形连续基础。

③筏板基础：这类基础是在条形基础的基底面积不能满足地基承载力的要求时，在建筑物的柱、墙下面做一块整体的钢筋混

凝土连续板作为基础。

④箱形基础：箱形基础是筏板基础的进一步发展，它是由顶板、若干纵横墙体和筏板基础（底板）所组成的箱体作为建筑物的基础。这种基础不仅具有较大的刚度，可以调整地基的不均匀变形，而且由于挖去了大量的土和地下水浮力，可减少基底附加压力。

(3) 独立基础：即构筑物基础。这类基础与上部结构连成一体，或自身形成一个块状实体，是配置于整个结构物之下的无筋或配筋的单个基础。

在深、浅这二类基础中，深基础埋深较大，其主要作用是把所承受的荷载相对集中地传递到地基深部；浅基础则是通过基础底面把荷载扩散分布于浅部地层。在土力学计算上，由于浅基础的埋置深度与基础底面宽度相比较小，在确定浅基础的地基承载力时，一般不考虑基础底面标高以上基础旁侧土体抗剪强度的有利影响；在计算基础沉降时，可采用基底附加应力来近似考虑埋置深度的影响。

46. 浅基础设计的基本原则和步骤是什么？

浅基础在设计和计算上应满足以下三条基本原则：

(1) 对防止地基土体剪切破坏和丧失稳定性方面，应具有足够的安全度；

(2) 应控制地基变形量，使之不超过建筑物的地基变形允许值，以免引起对基础不利截面和上部结构的损坏、或影响建筑物的使用功能和外观；

(3) 基础的形式、构造和尺寸，除应能适应上部结构、符合使用需要、满足地基承载力（稳定性）和变形要求外，还应满足对基础结构的承载力，刚度和耐久性的要求。

浅基础在设计时，应按下列步骤进行：

(1) 收集基本资料，其中包括：

①建筑场地的地形图和工程地质勘探资料；

②建筑场地的平、立、剖面图，作用在基础上的荷载、设备

基础以及各种设备管道的布置和标高；

③建筑材料的供应情况，以及施工单位的设备和技术力量。

(2) 选择基础的材料和构造形式；

(3) 确定基础的埋置深度；

(4) 确定地基土承载力设计值；

(5) 按地基上的承载力设计值确定基础的底面尺寸；

(6) 验算地基的变形；

(7) 验算地基的稳定性；

(8) 确定地基的剖面图尺寸，并进行相应的配筋计算；

(9) 绘制施工图，并编制施工说明。

1.1 刚性基础（无筋扩展基础）

47. 刚性基础适用范围是什么？刚性条形基础的宽度B如何确定？

如图 2-1 所示，上部结构传来的纵向力 N 与基础自重和基础底面压应力 p 的合力处于平衡状态。当基础挑出部分的尺寸符合一定条件： $b/H_0 \leq [b/H_0]$ 即认为基础本身的抗弯强度是足够的，这类基础称为刚性基础。 $[b/H_0]$ 为刚性基础挑出部分宽高比的允许最大值，其相应的角度称为刚性角 α 。

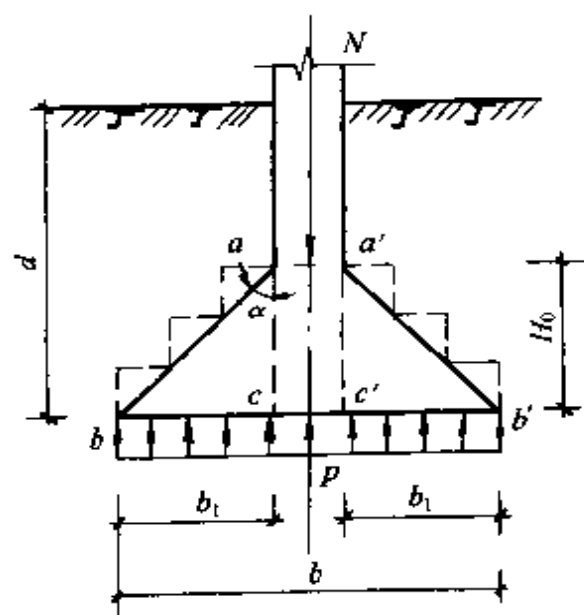


图 2-1 刚性基础

由于刚性基础是采用一些抗弯强度不高的材料做成，因此只适用于六层及六层以下的一般民用建筑或砖石墙承重的轻型厂房。详见表 2-1。

刚性基础的适用条件

表 2-1

刚性基础的材料	适用条件
砖基础	适用于荷载较小的或非承重墙基
灰土基础	适用于干燥地区的简易建筑
片石或卵石基础	适用于地下水位较高空气湿度大的低层民用建筑
毛石砌浆或石灰三和土	适用于四层以下的一般民用建筑及单层轻型厂房的承重墙基础
混凝土或毛石混凝土	适用于六层及六层以下的民用建筑或单层、多层轻型厂房的承重墙基础

刚性基础的底面积的宽度 b 应满足下式的要求:

$$b \leq b_0 + 2H_0 \tan \alpha \quad (2-1)$$

式中 b_0 ——基础顶面砌体的宽度 (m);

H_0 ——基础高度 (m);

$\tan \alpha = [b/H_0]$ ——基础台阶的宽高比, 按表 2-2 采用。

刚性基础台阶宽高比的允许值

表 2-2

基础型式	用 料	台阶宽高比 b/H_0		
		$p \leq 100$	$100 < p \leq 200$	$200 < p \leq 300$
混凝土	C10 号混凝土	1.00	1.00	0.80
	C7.5 号混凝土	1.00	0.80	0.67
毛石混凝土	C7.5~C10 号混凝土	1.00	0.80	0.67
毛石浆砌	M2.5~M5 砂浆	0.80	0.67	—
	M1 号砂浆	0.67	—	—
石灰三合土	1:2:4 或 1:3:6 (石灰:砂:碎砖) 体积比, 每层虚铺 220mm, 夯实至 150mm	0.67	0.50	—
片石或卵石	干砌, 毛石高位 $\geq 15\text{cm}$	0.38	0.38	—

续表

基础型式	用 料	台阶宽高比 b/H_0		
		$p \leq 100$	$100 < p \leq 200$	$200 < p \leq 300$
灰土	3:7 或 2:8 (灰:土) 体积比, 每层虚铺 22~25cm, 夯实至 15cm, 夯实后的干重度标准: 粉质粘土、粉土 $1.50 \sim 1.55 \times 10^4 \text{N/m}^3$ 粘土 $1.45 \times 10^4 \text{N/m}^3$	0.80	0.67	—
砖基础	砖 $\geq \text{MU}7.5$, 砂浆 $\geq \text{M}5$	0.67	0.67	0.67

注: 1. p 为基础底面处的平均压力 (kPa);

2. 阶梯形毛石基础的每阶伸出宽度, 不宜大于 200mm;

3. 当基础由不同材料叠合组成时, 应对接触部分作抗压验算;

4. 对混凝土基础, 当基础底面处的平均压力超过 300kPa 时, 还应该按下式进行抗剪验算:

$$V \leq 0.07 f_c A \quad (2-2)$$

式中 V ——剪力设计值;

f_c ——混凝土轴心受压承载力设计值;

A ——台阶高度变化处的剪切断面。

刚性条形基础是取 1m 长的墙体进行计算的。如带有窗洞口的墙下基础时, 计算荷载应取两相邻窗洞中心线间的总荷载除以窗洞中心线的距离, 见图 2-2 所示。

按地基容许承载力确定条形基础宽度的公式为

$$B = \frac{N}{R - \bar{\gamma} D} \quad (2-3)$$

式中 N ——上部结构传至设计标高 ± 0.000 处单位长度上的荷载 (10^4N/m);

R ——深度修正后的地基容许承载力 (10^4N/m^2);

$\bar{\gamma}$ ——基础和基础台阶以上回填土的平均重度, 一般取 $2 \times 10^4 \text{N/m}^3$;

D ——基础埋置深度 (m)。

如采用条形灰土基础, 计算时除了按公式 (2-3) 求出基础宽度 B 外, 尚应验算大方脚以上承受的全部重量小于灰土的容许抗压强度 $[R_{\text{灰}}]$, 来确定大方脚底部宽度 B_0 (图 2-3), 可按下列式计算:

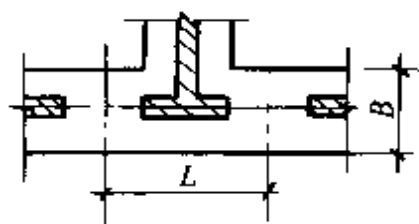


图 2-2 窗洞下条形基础 $N = \frac{P}{L}$

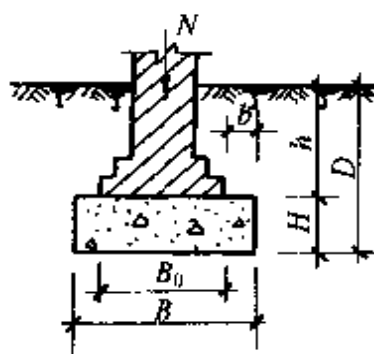


图 2-3 灰土基础大方脚宽度

$$B_0 \geq \frac{N}{[R_{\text{灰}}] - \bar{\gamma}_g h} \quad (2-4)$$

式中 $[R_{\text{灰}}]$ ——灰土容许受压承载力, 可取 $25 \sim 30 \times 10^4 \text{ N/m}^2$;

$\bar{\gamma}_g$ ——大方脚和其上部的土重之和, 一般取 $1.8 \times 10^4 \text{ N/m}^3$;

h ——灰土基础面的埋置深度 (m)。

为了考虑到灰土基础与基槽接触的部位不易夯实的因素, 设计实际采用的宽度, 应按计算宽度再增加 $5 \sim 10 \text{ cm}$ 。

48. 刚性基础在中心荷载作用下, 地基反力分布形式如何? 偏心荷载作用下如何?

由于刚性基础有非常大的抗弯刚度, 受到荷载后基础不挠曲, 因此, 原来是平面的基底, 沉降后仍然保持平面。如果刚性基础在中心荷载作用下, 由于其合力通过基底形心, 则沿基底的沉降处处相同, 刚性基础基底反力的分布应该是边缘大、中部小, 如图 2-4a 所示。在偏心荷载的作用下, 基础沉降后基底为一倾斜平面, 由于基础具有一定的刚度, 在调整基底沉降使之趋于均匀的

同时，也使基底压力发生由中部向边缘转移的过程，反力图就变成了图 2-4b 中所示的不对称形状。

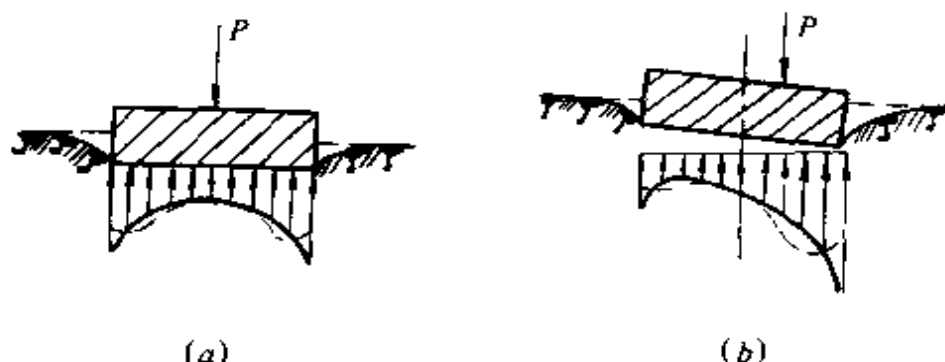


图 2-4 刚性基础底部反力分布

(a) 中心荷载；(b) 偏心荷载

49. 设计刚性基础时如何保证发生在基础内的拉应力和剪切应力不超过相应的材料强度设计值？为什么刚性基础只适用于较低的建筑物的基础？

刚性基础不配钢筋，其材料都具有较好的抗压性能，但抗拉、抗剪强度却不高。设计时为了保证在基础内的拉应力和剪切应力不超过相应的材料强度设计值，应通过对基础构造的限制来实现的，即基础每个台阶的宽度和高度之比都不得超过表 2-2 所列的台阶宽高比的允许值。

在基础高宽比的限制下，基础的相对高度都比较大，几乎不发生挠曲变形。基础的构造高度应满足下列要求：

$$H_0 \geq (b - b_0) / 2 \tan \alpha \quad (2-5)$$

式中 b_0 ——基础顶面处的上部砌体宽度，

当基础荷载较大、因而按地基承载力确定的基础底面宽度 b 也较大时，按上式则 H_0 增大，此时，即使 $H_0 < d$ （埋深），也还存在用料多、自重大的缺点。如果 $H_0 > d$ ，就不得不采取增大基础埋深来满足设计要求，这样做，还会对施工带来不便。所以，刚性基础一般只可以用于 6 层和 6 层以下（三合土基础不宜超过 4 层）的民用建筑和砌体承重的厂房。

50. 某办公楼外墙厚度 360mm, 基础埋置深度为室外地坪以下 1.20m, 室内外高差 0.4m, 上部结构荷载设计值 $F=90\text{kN/m}$, 地基土承载力设计值 $f=95\text{kN/m}^2$, 设计该外墙基础。

设计该外墙基础采用两步灰土基础。

由于基础埋深为 1.20m, 室内外高差 0.40m, 故计算深度 $D=1.2+0.4/2=1.40\text{m}$

基底宽度 B :

$$B=N/(R-\gamma D)=90/(95-20\times 1.4)=1.34\text{m} \quad \text{取}$$

$$B=1.40\text{m}$$

基础大放脚采用两皮一收与一皮一收相间的做法, 每收一次其两边各收 1/4 砖长。大放脚每边台阶数目按下式计算:

$$n \geq (b/2 - a/2 - b_1) \times 1/60 \quad (2-6)$$

式中 b ——基础宽度 (mm);

a ——墙厚 (mm);

b_1 ——灰土基础的最大允许悬挑长度 (mm)。

当基底应力 $p=95\text{kPa} \leq 100\text{kPa}$ 时, 灰土基础台阶宽高比允许值 $[b/H]=1/1.25$ 。最大允许悬挑长度 $b_1=1/1.25, h_1=1/1.25 \times 300=240\text{mm}$ 。

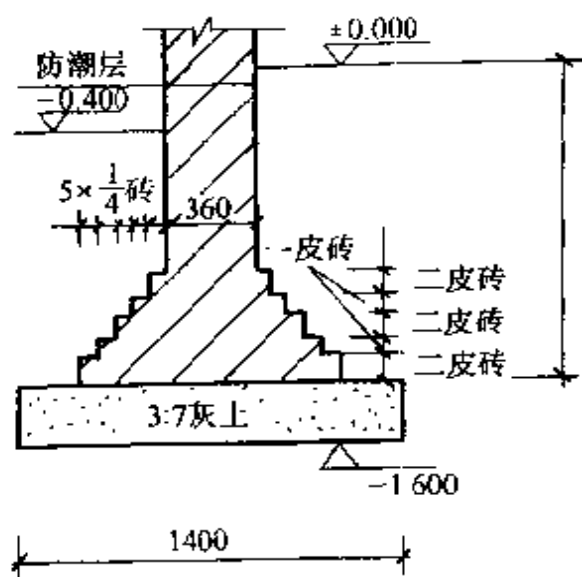


图 2-5 外墙基础剖面图

$$n=(b/2-a/2-b_1) \times 1/60$$

$$=(1400/2-360/2-240) \times 1/60=4.67$$

∴ 取 $n=5$

51. 偏心受压刚性条形基础的基础底面宽度如何确定?

刚性条形基础偏心受压时, 基础底面宽度的计算, 除了在基础底面形心上作用有轴向压力 N_0 外, 尚有弯矩 M_0 作用。如地下

室房屋的刚性条形基础，不仅受墙体传给基础的轴向压力，而且同时也受到作用在墙体上的侧向压力，如图 2-6 所示。使基础底面上产生弯矩。

偏心受压刚性基础的计算：

一般假定基础底面的地基单位面积压力按直线分布，在弯矩作用方向基础受压的一边是 $p_{\max}$ ，而另一边是 $p_{\min}$ ，则它们的大小可按下列公式计算：

$$p_{\max} = \frac{N_0}{B \times 1} \pm \frac{M_0}{W_0} \quad (2-7)$$

式中 N_0 ——算至基础底面的轴向压力

(包括上部结构重和基础自重) (10^4N)；

M_0 ——算至基础底面的弯矩 ($10^4\text{N} \cdot \text{m}/\text{m}$)；

B ——基础底面宽度 (m)；

W_0 ——基础底面的抵抗矩， $W_0 = \frac{1 \times B^2}{6}$ (m^3/m)。

当偏心距 $e_0 = \frac{M_0}{N_0} < \frac{B}{6}$ 时，基础底面全截面受压，压力按梯形分布 (图 2-6)。

当 $e_0 = \frac{M_0}{N_0} = \frac{B}{6}$ 时，基底仍为全截面受压，压力按三角形分布， $p_{\min} = 0$ 。

当 $e_0 = \frac{M_0}{N_0} > \frac{B}{6}$ 时，基底一边压力为负值，表示基底与地基之间一部分出现拉应力，实际上地基不能传递拉力，基底压力会重新分布，则基底压应力如图 2-7 (a) 分布， $p_{\max}$ 应按下式计算：

$$p_{\max} = \frac{N_0}{3k \times 1} \quad (2-8)$$

式中 $k = \frac{B}{2} - e_0$ 。

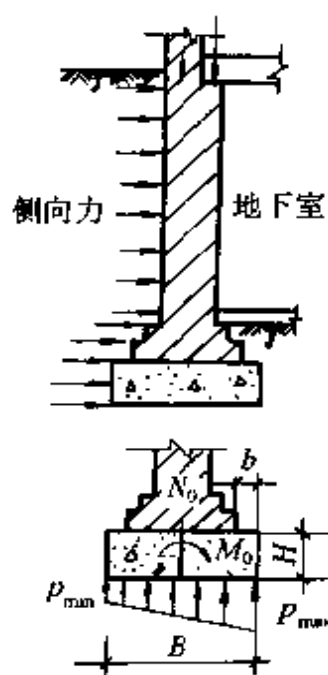


图 2-6 偏心受压基础

刚性条形基础偏心受压时，确定基础底面宽度的计算步骤：

(1) 根据 N_0 和 M_0 ，算出偏心距 e_0 ， $e_0 = \frac{M_0}{N_0}$ 。

(2) 先按中心受压情况估算基底宽度，并考虑偏心影响，假定为中心受压时宽度的 1.1~1.4 倍。若 e_0 不大时，可先假设为 1.1 倍试算。

(3) 按假定的底宽 B ，用上列两式验算基础边缘压应力，其选定值尚应满足下列要求：

$$p_{\max} \leq 1.2R, p_{\min} \geq 0$$

如不能满足时，需要重新修正 B 值。上列要求中的 R 值，是考虑深度和宽度修正后的地基容许承载力。

(4) 如果 $p_{\max}$ 与 $p_{\min}$ 相差过多，对基础不利，特别在软弱地基上，会造成基础的倾斜，倾斜过大时，将影响房屋的正常使用。所以，在设计偏心受压基础时，要合理地选择基础底面尺寸，以保证荷载较均匀地传给基础。

当偏心距较大时，基础还可以做成偏心距方向加宽的形状，使 N_0 、 M_0 折算成的压力尽量和基础底面中心线重合，以减小或避免偏心距值，使基底压力均匀分布，同时要注意满足刚性垫层宽高比 b/H 的要求。

1.2 柔性基础

1.2.1 钢筋混凝土扩展基础

52. 墙下条形基础在构造上应符合什么要求？

对于墙下钢筋混凝土条形基础应符合下列要求：

(1) 垫层 用于不扰动地基土的表层，保证地基土的质量和

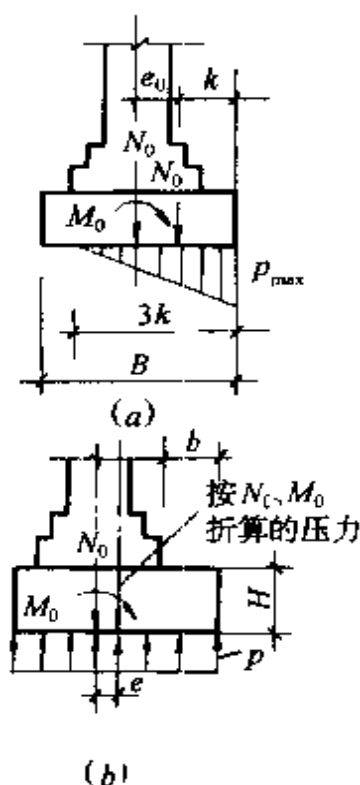


图 2-7 偏心基础的调整

(a) 大偏心受压基础；

(b) 偏心距的调整

便于钢筋施工。一般在底板下浇筑 C7.5 或 C10 素混凝土垫层, 厚度为 100mm。

(2) 保护层 当有垫层时 $\geq 35\text{mm}$, 无垫层时 $\geq 70\text{mm}$ 。

(3) 底板 边缘厚度应 $\geq 150\text{mm}$, 底板厚度按计算决定。混凝土强度等级应 $\geq \text{C15}$, 受力钢筋根据计算选择。

当基础宽度 $> 1.60\text{m}$ 时, 钢筋长度 L 可按 $(0.9B - 5\text{cm})$ 交错布置。

(4) 地梁 如遇地基软弱或暗浜加固时, 根据建筑物的层数宜在底板内设暗梁加强, 如图 2-8。

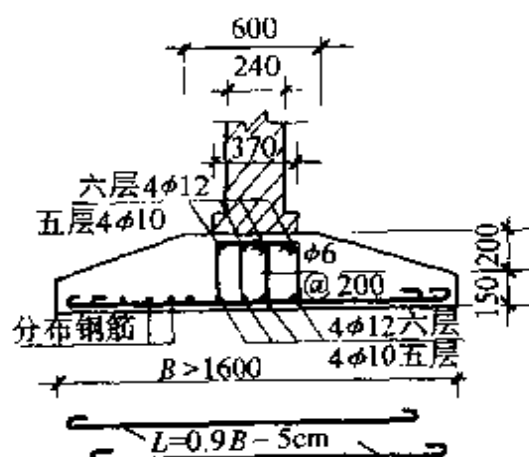


图 2-8 加强地梁

(5) 配筋 底板纵横交接处配筋平面布置可按图 2-9 设置。

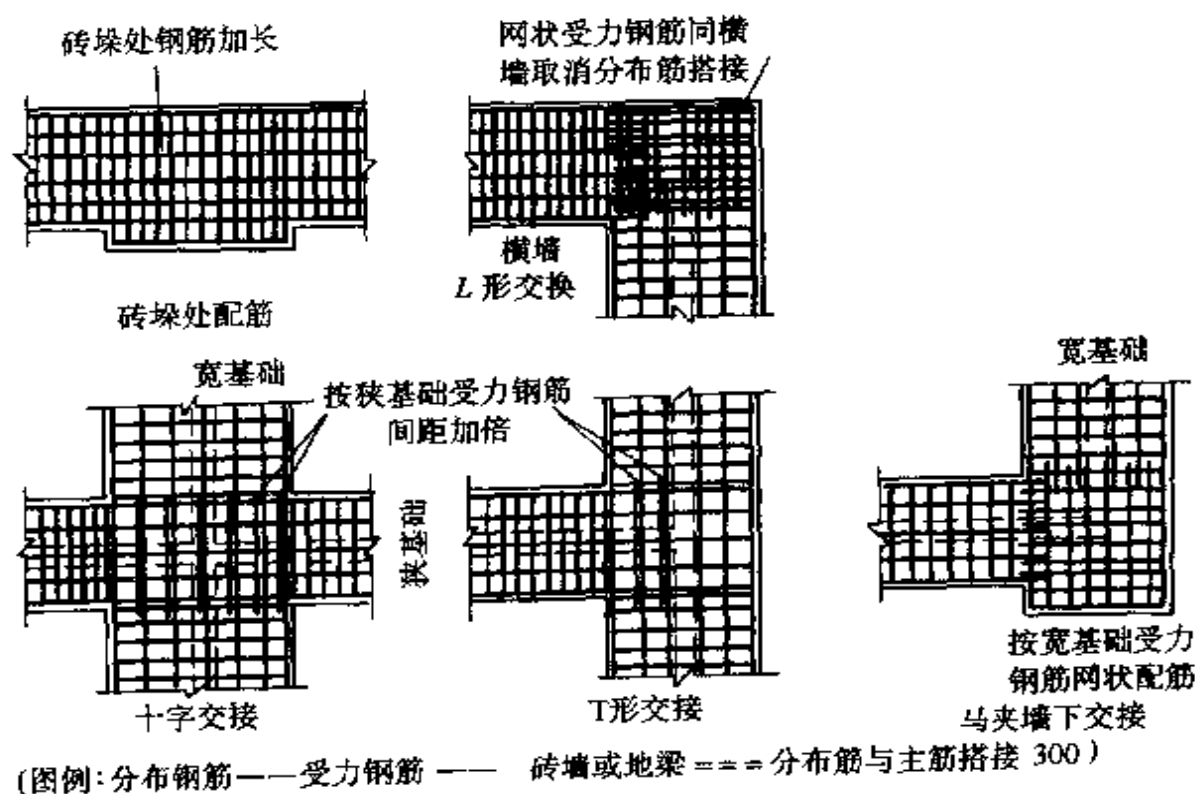


图 2-9 基础底板节点平面配筋图

(6) 踏步式条形钢筋混凝土基础 当钢筋混凝土条形基础在暗浜或地坑上时, 须将基础落深至浜底老土上, 设计成踏步式条形钢筋混凝土基础, 如图 2-10 所示。

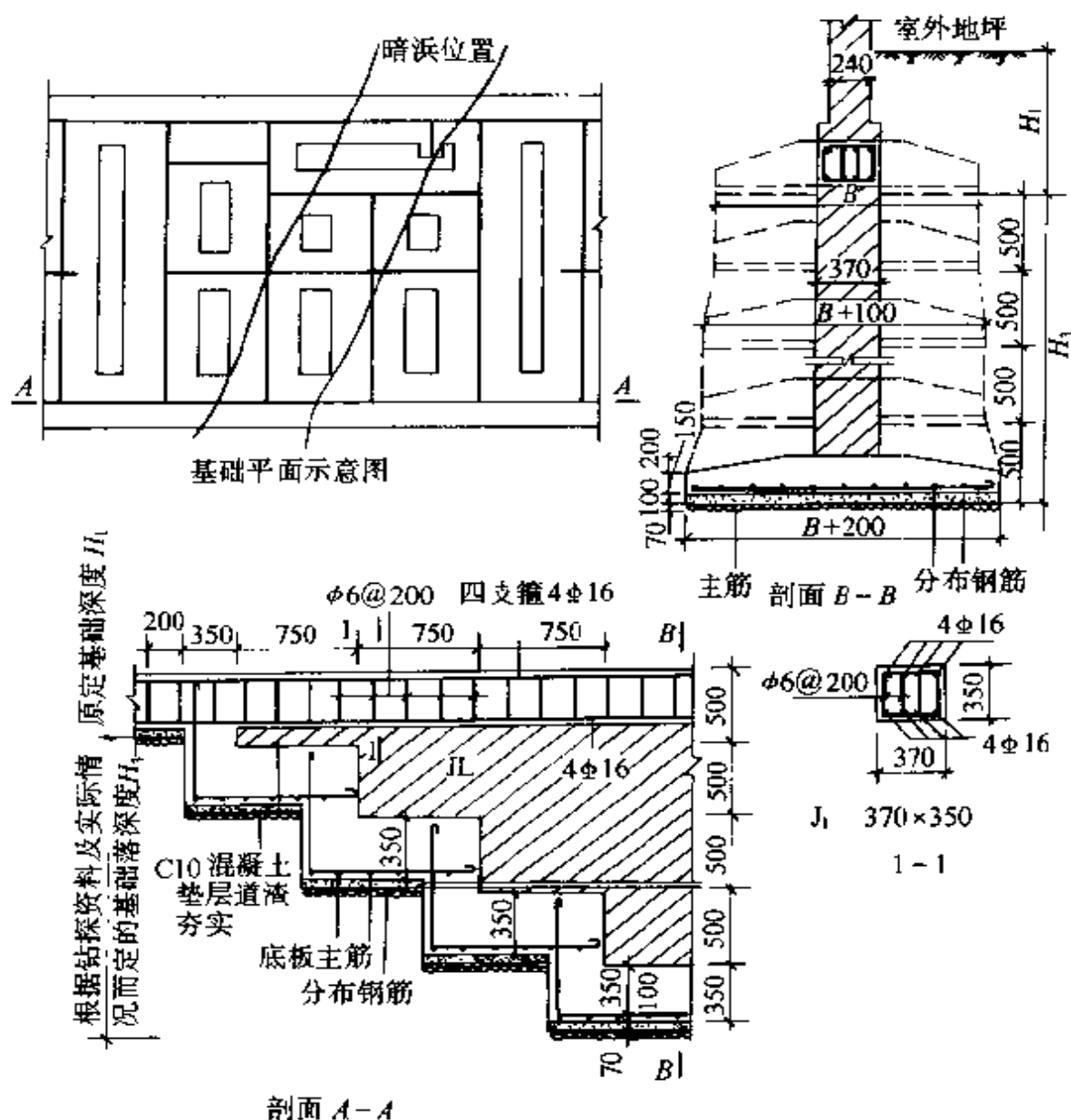


图 2-10 踏步式放坡基础

图说明:

1. 暗浜及地坑范围按开挖后实际情况而定。
2. 踏步式放坡基础局部加高适用于 $H_1 + H_3 \leq 3000\text{mm}$, 须挖至老土下 100mm。
3. 按图挖好踏步形式土体后, 用 70mm 厚道渣夯实, 做 C10 混凝土垫层。
4. 基础宽度按落深 1m 增加 100mm 放宽。
5. 原基础埋置深度以下, 墙体采用 370mm 厚, 并用 M10 砂浆砌筑。

53. 墙下钢筋混凝土条形基础有哪些断面形式，如遇局部基底下有软弱地基如何处理？

墙下钢筋混凝土条形基础，按基础内有无基础梁可分为有梁式条形基础和无梁式条形基础；按基础横断面可分为斜坡翼缘的条形基础和阶梯翼缘的条形基础。有梁式的墙下条形基础适用于地基较软弱、不均匀沉降可能性比较大、上部墙体中开有较大的孔洞等情况；无梁式的墙下条形基础适用于一般承重的无孔洞墙体下。断面形式为斜坡的条形基础一般采用得比较多，但施工中要保证斜坡处混凝土的振捣质量密实。阶梯式的条形基础，易于施工中支模，但从断面受力角度分析，不很合理。这几种墙下条形基础的断面见图 2-11。

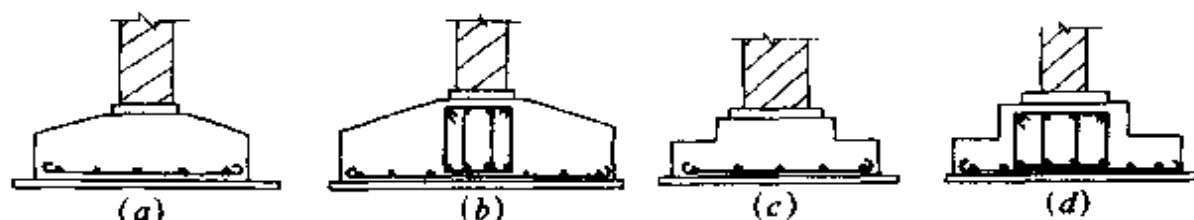


图 2-11 墙下钢筋混凝土条形基础

(a) 斜坡式无梁条基；(b) 斜坡式有梁条基；
(c) 阶梯式无梁条基；(d) 阶梯式有梁条基

条形基础如局部基底遇到软弱地基，则需要进行加固处理。处理的方法，可以采用挖去局部淤泥、修筑砂垫层或砂石垫层、也可采用对原土体的注浆加固、水泥土搅拌桩加固等措施。如软弱地基面积较大，则还可采用复合地基设计方法施打一些预制桩进行处理。

54. 柱下钢筋混凝土扩展基础在构造上应符合什么要求？

柱下钢筋混凝土扩展基础按其构造型式可分为：现浇柱锥形基础、阶梯形基础和预制柱杯口基础。杯口基础又可分为单肢柱和双肢柱杯口基础，低杯口和高杯口基础。

(1) 现浇柱锥形基础

锥形基础的构造型式，如图 2-12 所示。基础下面通常设有低强度等级（C7.5~C10）素混凝土垫层，垫层厚度为 100mm，基础边缘的高度不宜小于 200mm。当基础高度在 900mm 以内时，插筋应伸至基础底部的钢筋网，并在端部做成直弯钩；当基础高度较大时，位于柱子四角的插筋应伸至底部，其余的插筋只须伸入基础达到锚固长度即可。插筋长度范围内均应设置箍筋。基础混凝土强度等级不低于 C15。受力钢筋直径不宜小于 $\phi 8\text{mm}$ ，间距不宜大于 200mm。当有垫层时，钢筋保护层厚度不宜小于 35mm，无垫层时不宜小于 70mm。基础顶面每边从柱子边缘放出不小于 50mm，以便柱子支模。

（2）现浇阶梯形基础

阶梯形基础的构造，如图 2-13 所示。基础的每个台阶一般为 300~500mm。基础高度 $h \leq 350\text{mm}$ 时，用一阶；当 $350\text{mm} < h \leq 900\text{mm}$ 时，用二阶；当 $h > 900\text{mm}$ 时，用三阶。阶梯尺寸宜用整数，一般在水平及垂直方向均用 50mm 的倍数。其他构造要求与锥形基础相同。

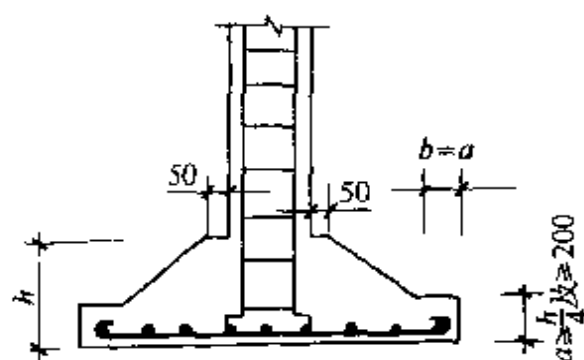


图 2-12 现浇柱锥形基础构造

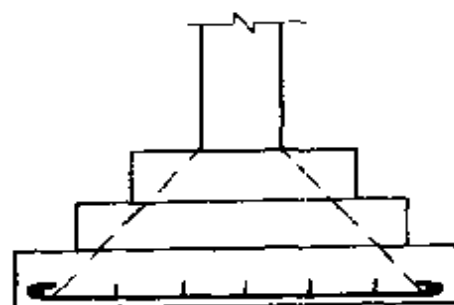


图 2-13 现浇柱阶梯形基础构造

（3）预制柱杯口基础

预制钢筋混凝土柱杯口基础的构造，如图 2-14 所示。

① 柱的插入深度，可按表 2-3 选用，并应满足锚固长度的要求和吊装时柱的稳定性，即不小于吊装时柱长的 0.05 倍。

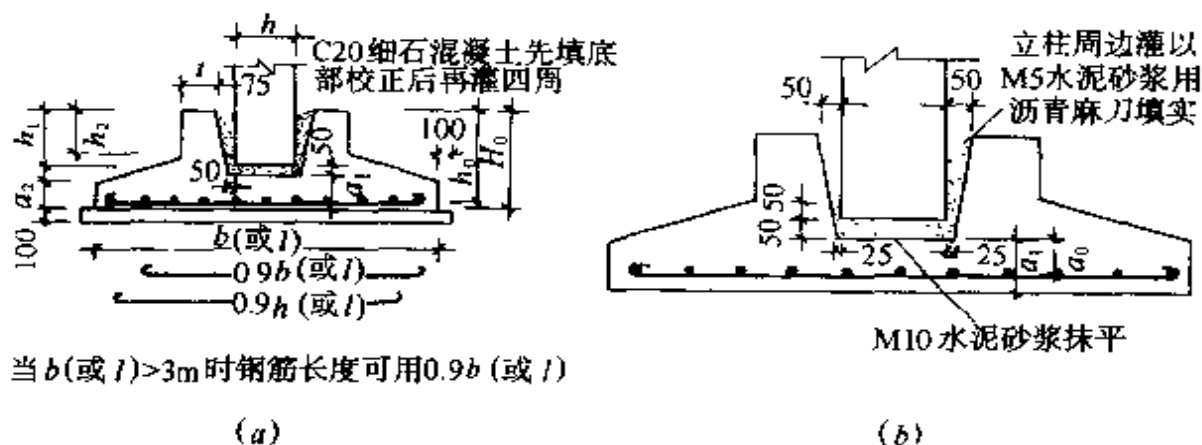


图 2-14 预制柱杯口基础构造
(a) 刚接杯形基础; (b) 铰接杯形基础

柱的插入深度 h_1 (mm)

表 2-3

矩形或工字形柱				单肢管柱	双肢柱
$h < 500$	$500 \leq h < 800$	$800 \leq h \leq 1000$	$h > 1000$		
$h \sim 1.2h$	h	$0.9h$ ≥ 800	$0.8h$ ≥ 1000	$1.5d$ ≥ 500	$(1/3 \sim 2/3) h_a$ $(1.5 \sim 1.8) h_b$

注: 1. h 为柱截面长边尺寸; d 为管柱的外直径; h_a 为双肢柱整个截面长边尺寸; h_b 为以肢柱整个截面短边尺寸。

2. 柱轴心受压或小偏心受压时, h_1 可适当减小, 偏心距大于 $2h$ (或 $2d$) 时, h_1 应适当加大。

②基础的杯底厚度和杯壁厚度, 可按表 2-4 选用。

基础的杯底厚度和杯壁厚度

表 2-4

柱截面长边尺寸 h (mm)	杯底厚度 a_1 (mm)	杯壁厚度 t (mm)
$h < 500$	≥ 150	150~200
$500 \leq h < 800$	≥ 200	≥ 200
$800 \leq h < 1000$	≥ 200	≥ 300
$1000 \leq h < 1500$	≥ 250	≥ 350
$1500 \leq h < 2000$	≥ 300	≥ 400

注: 1. 双肢柱的杯底厚度值, 可适当加大;

2. 当有基础梁时, 基础梁下的杯壁厚度, 应满足其支承宽度的要求;

3. 柱子插入杯口部分的表面应凿毛, 柱子与杯口之间的空隙, 应用比基础混凝土强度等级高一级的细石混凝土充填密实, 当达到材料设计强度的

70%以上时,方能进行上部吊装。

③在柱为轴心或小偏心受压且 $\frac{t}{h_2} \geq 0.65$ 时,或大偏心受压且 $\frac{t}{h_2} \geq 0.75$ 时,杯壁可不配筋;当柱为轴心或小偏心受压且 $0.5 \leq \frac{t}{h_2} < 0.65$ 时,杯壁可按表 2-5 构造配筋;其他情况下,应按计算

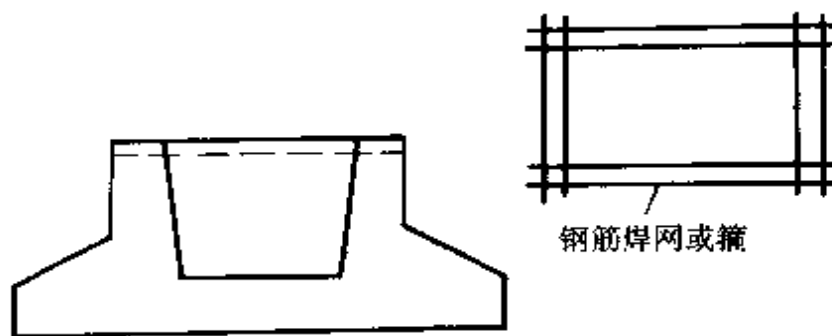


图 2-15 杯壁上口配筋示意

配筋,其配筋焊成网片或现场绑扎,如图 2-15 所示。

杯壁构造配筋

表 2-5

柱截面长边尺寸 (mm)	$h < 1000$	$1000 \leq h < 1500$	$1500 \leq h \leq 2000$
钢筋直径 (mm)	8~10	10~12	12~16

注:表中钢筋置于杯口顶部,每边两根。

④对于高杯口基础,柱的插入深度应符合杯口基础的要求,当满足下列要求时,其杯壁配筋可按图 2-16 所示构造要求进行。

高杯口基础的杯壁厚度 t

表 2-6

h (mm)	t (mm)
$600 < h \leq 800$	≥ 250
$800 < h \leq 1000$	≥ 300
$1000 < h \leq 1400$	≥ 350
$1400 < h \leq 1600$	≥ 400

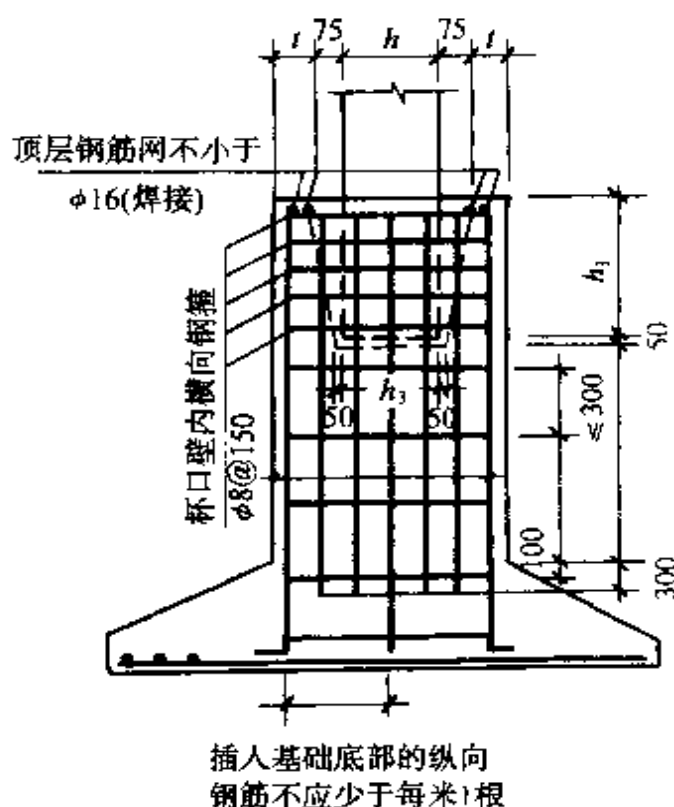


图 2-16 高杯口基础构造配筋示意

- a. 吊车在 75t 以下，轨顶标高 14m 以下，基本风压小于 0.5kPa 的工业厂房；
- b. 基础短柱的高度不大于 5m；
- c. 杯壁厚度符合表 2-6 的规定。

55. 柱下钢筋混凝土扩展基础在施工过程中应注意哪些问题？

(1) 现浇柱基础施工

①在混凝土浇灌前应先进行验槽，轴线、基坑尺寸和土质应符合设计规定。坑内浮土、积水、淤泥、杂物应清除干净。局部软弱土层应挖去，用灰土或砂砾回填并夯实至与基底相平。

②在基坑验槽后应立即浇灌垫层混凝土，以保护地基，混凝土宜用表面振动器进行振捣，要求表面平整。当垫层达到一定强度后，在其上弹线、支模、铺放钢筋网片，底部用与混凝土保护层同厚度的水泥砂浆块垫塞，以保证钢筋位置正确。

③在基础混凝土浇灌前，应将模板和钢筋上的垃圾、泥土和

油污等杂物清除干净；对模板的缝隙和孔洞应予堵严；木模板表面要浇水湿润，但不得积水。对于锥形基础，应注意锥体斜面坡度正确，斜面部分的模板应随混凝土浇捣分段支设并顶压紧，以防模板上浮变形，边角处的混凝土必须注意捣实。严禁斜面部分不支模而用铁锹拍实。

④基础混凝土宜分层连续浇灌完成。对于阶梯形基础，每个台阶高度内应分层浇捣，每浇完一台阶应停 0.5~1.0h，以便使混凝土获得初步沉实，然后再浇灌上层。每一台阶浇完，表面应基本抹平。

⑤基础上有插筋时，要将插筋加以固定以保证其位置正确，以防浇捣混凝土时产生位移。

⑥基础混凝土浇灌完，应用草帘等覆盖并浇水加以养护。

(2) 预制柱杯口基础施工

预制柱杯口基础的施工，除按上述施工要求外，还应注意以下几点：

①杯口模板可采用木模板或钢定型模板，可做成整体的，也可做成两半形式，中间各加楔形板一块，拆模时，先取出楔形板，然后分别将两半杯口模取出。为拆模方便，杯口模外可包一层薄铁皮。支模时杯口模板要固定牢固并压浆。

②按台阶分层浇灌混凝土。对高杯口基础的高台阶部分，按整段分层浇灌混凝土。

③由于杯口模板仅在上端固定，浇捣混凝土时，应四周对称均匀进行，避免将杯口模板挤向一侧。

④杯口基础一般在杯底均留有 50mm 厚的细石混凝土找平层，在浇灌基础混凝土时要仔细留出。基础浇捣完毕，在混凝土终凝前将杯口模板取出，并将杯口内侧表面混凝土凿毛。

⑤在浇筑高杯口混凝土时，由于其最上一台阶较高，施工不方便，可采用后安装杯口模板的方法施工。

56. 墙下钢筋混凝土条形基础如何设计？

墙下钢筋混凝土条形基础如图 2-17 所示，上部结构荷载设计

值 $F=240\text{kN/m}$ ，室内外高差 0.45m ，基础埋深 1.30m 。地基承载力设计值 $f=155\text{kN/m}^2$ 混凝土强度等级为 C20，I 级钢筋。

(1) 求基础宽度

$$b = F / (f - \gamma H) = 240 / (155 - 20 \times 1.53) = 1.93\text{m} \quad \text{取 } b = 2.00\text{m} \left(\text{其中 } H = \frac{(1.3 + 1.3 + 0.45)}{2} = 1.53\text{m} \right)$$

(2) 确定基础底板厚度

计算基底净反力

$$p_n = \frac{F}{b} = \frac{240}{2} = 120 \text{ kN/m}$$

计算截面 I-I 的设计剪力

$$V = \frac{1}{2} p_n (b - a) = \frac{1}{2} \times 120 (2 - 0.36) = 98.4\text{kN}$$

算出底板有效高度

$$h_0 = \frac{1}{70} \times \frac{V}{f_c} = \frac{1}{70} \times \frac{98.4 \times 10^3}{10} = 140\text{mm}$$

底板厚度 (采用 100mm 厚 C10 素混凝土垫层, $200 \sim 300\text{mm}$ 厚 C20 条基翼板)

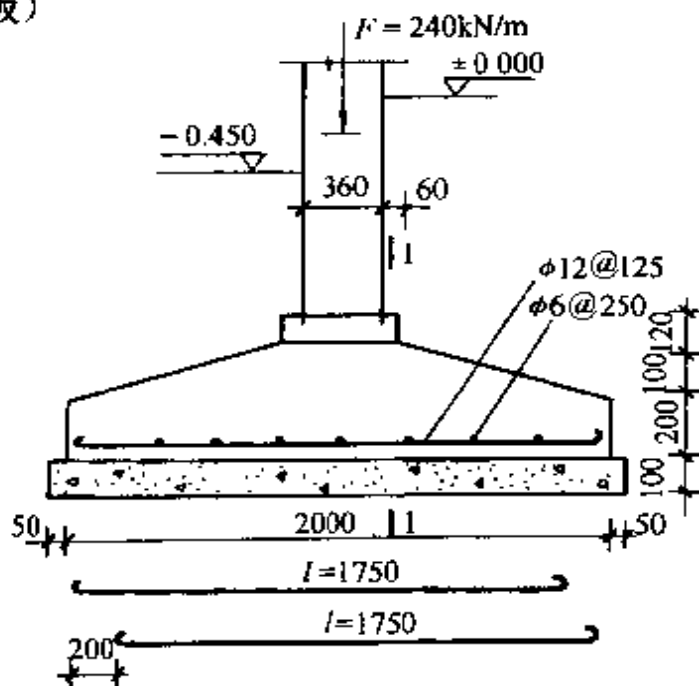


图 2-17 墙下钢筋混凝土条基

$h = h_0 + 40 = 140 + 40 = 180\text{mm}$ 取 $h = 300\text{mm}$ 。这时, $h_0 = 300 - 40 = 260\text{mm}$

(3) 底板内配筋计算

计算截面 $I-I$ 的弯矩

$$M = \frac{1}{8} p_n (b - a)^2 = \frac{1}{8} \times 120 \times (2 - 0.36)^2 \\ = 40.34\text{kN} \cdot \text{m} = 40.34 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$$

算出受力钢筋面积

$$A_s = \frac{M}{0.9 \cdot h_0 \cdot f_y} = \frac{40.34 \times 10^6}{0.9 \times 260 \times 210} = 821\text{mm}^2$$

选用 $\phi 12 @ 125\text{mm}$ ($A_s = 904\text{mm}^2 > 821\text{mm}^2$) 分布筋选 $\phi 6 @ 250\text{mm}$ 。

57. 柱下单独基础如何设计?

柱下单独基础及荷载如图 2-18 所示, 基础高 $H_0 = 1300\text{mm}$, $l = 5.40\text{m}$, $b = 2.70\text{m}$, $A = 14.58\text{m}^2$; 轴心受压柱的截面为 600×400 , 基础埋深 1.80m 。地基承载力设计值 $f = 230\text{kN/m}^2$, 基础材料为 C15, I 级钢筋。设计该独立基础。

(1) 确定基础高度 H_0 , 基底净反力 p_j 为

$$p_{j\max} = \frac{\Sigma F}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right) = \frac{2000}{14.58} \left(1 \pm \frac{6 \times \frac{1130}{2000}}{5.4} \right) \\ = 137.17(1 \pm 0.63) = \frac{223.6}{50.8} \text{kPa}$$

其中 $e = \frac{M}{N}$ $M = 900 + 200 \times 0.5 + 100 \times 1.3 = 1130\text{kN} \cdot \text{m}$

$$\therefore p_j = \frac{p_{j\max} + p_{j\min}}{2} = 137.2\text{kPa}$$

由于 $l > l_0 + 2h_0 = 0.6 + 2 \times 1.265 = 3.13\text{m}$

$b < b_0 + 2h_0 = 0.4 + 2 \times 1.265 = 2.93\text{m}$

故按第二种情况进行冲切验算(详细可参见有关钢筋混凝土结构书籍)

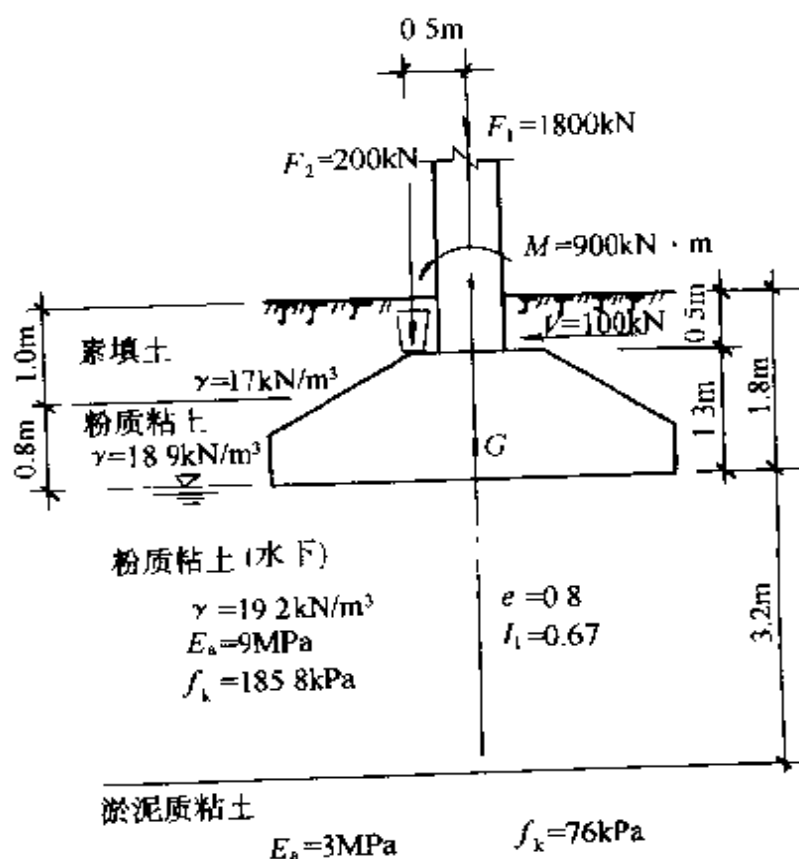


图 2-18

$$A_l = \left(\frac{l}{2} - \frac{l_0}{2} - h_0 \right) b = \left(\frac{5.4}{2} - \frac{0.6}{2} - 1.265 \right) \times 2.7$$

$$= 1.135 \times 2.7 = 3.06 \text{m}^2$$

偏心荷载取 $p_j = p_{j\max}$

$$\therefore p_{j\max} A_l = 223.6 \times 3.06 = 684.2 \text{kN}$$

$$\text{又 } b_m h_0 = (b_0 + h_0) h_0 - \left(\frac{b_c}{2} + h_0 - \frac{b}{2} \right)^2$$

$$= (0.4 + 1.265) \times 1.265 - \left(\frac{0.4}{2} + 1.265 - \frac{2.7}{2} \right)^2$$

$$= 2.10 \text{m}^2$$

C15 混凝土 $f_t = 0.9 \text{N/mm}^2 = 0.9 \text{MPa} = 900 \text{kPa}$

$$\therefore 0.6 f_t b_m h_0 = 0.6 \times 900 \times 2.10 = 1134 \text{kN}$$

故 $p_{j\max} A_l < 0.6 f_t b_m h_0$ 满足要求

因此, $H_c = 1.3 \text{m}$ 。

(2) 基础底板配筋

在 l 方向柱边 I—I 截面 (图 2-19):

$$M_I = \frac{1}{48}(l - l_0)^2(2b + b_0)(p_{\max} + p_{\min}) \text{ 计算}$$

$$\begin{aligned} p_{\min} &= p_{\min} + \frac{l + l_0}{2l}(p_{\max} - p_{\min}) \\ &= 50.8 + \frac{5.4 + 0.6}{2 \times 5.4}(223.6 - 50.8) \\ &= 50.8 + 96 = 146.8 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore M_I &= \frac{1}{48}(5.4 - 0.6)^2(2 \times 2.7 + 0.4)(223.6 + 146.8) \\ &= \frac{1}{48} \times 49497.3 = 1031.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

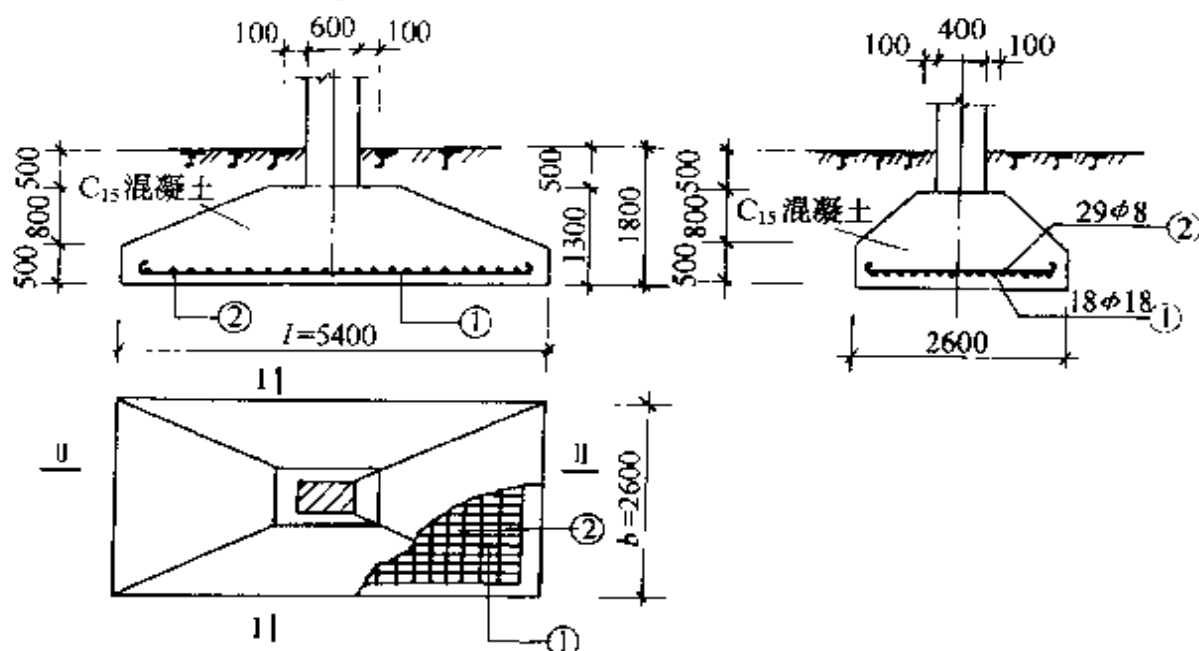


图 2-19 施工图

在 b 方向柱边 II—II 截面:

$$\begin{aligned} \therefore M_{II} &= \frac{1}{48}(b - b_0)^2(2l + l_0)(p_{\max} + p_{\min}) \\ &= \frac{1}{48}(2.7 - 0.4)^2(2 \times 5.4 + 0.6) \times (223.6 + 50.8) \\ &= \frac{1}{48} \times 16547.97 = 344.75 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

因此在 l 方向钢筋面积 A_{sI} 为:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0.9f_y h_0} = \frac{1031.2 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 1265} = 4313.4 \text{mm}^2$$

选用 18 ϕ 18, $A_s = 458.1 \text{mm}^2$;

在 b 方向钢筋面积 A_{s1} 为:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0.9f_y(h_0 - a_g)} = \frac{344.75 \times 10^6}{0.9 \times 210(1265 - 18)} = 1462.8 \text{mm}^2$$

选用 29 ϕ 8, $A_s = 1462 \text{mm}^2$;

按构造要求绘施工图 (图 2-19)。

1.2.2 柱下条形基础

58. 柱下条形基础适用于什么情况? 其构造应满足什么条件?

柱下条形基础适用于多、高层房屋的下列情况:

(1) 当采用的单独基础所需要的底面积由于邻近建筑物或设备基础的限制而无法扩展时;

(2) 当上部传来的荷载较大而地基承载力较低, 采用各种形式的单独基础不能满足设计要求时;

(3) 地基土的土质变化较大并有局部软弱土层, 需作地基处理时;

(4) 各柱荷载差异过大, 会引起基础之间较大的相对沉降差异时;

(5) 需要增加基础整体刚度, 减少地基变形, 防止过大的不均匀沉降时。

柱下条形基础的构造应满足以下要求:

(1) 柱下条形基础梁的梁高宜为柱距的 $\frac{1}{4} \sim \frac{1}{8}$ 。翼板厚度不宜小于 200mm, 当翼板厚度为 200~250mm 时, 宜用等厚度翼板; 当翼板厚度大于 250mm 时, 宜用变厚度翼板。其坡度小于或等于 1/3。

(2) 一般情况下, 条形基础的端部应向外伸出, 其伸出长度宜为首跨跨度的 $\frac{1}{4} \sim \frac{1}{3}$ 倍。

(3) 现浇柱与条形基础梁的交接处其平面尺寸, 见图 2-20。

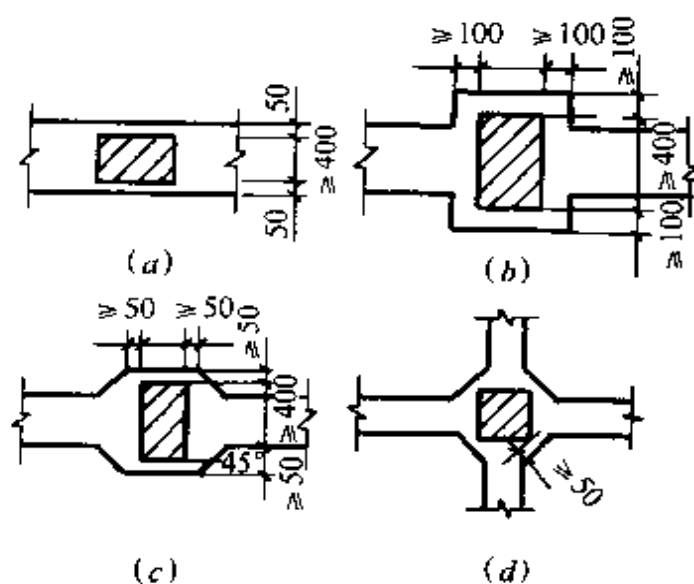


图 2-20 现浇柱与条形基础梁交接处平面尺寸

(4) 条形基础梁的顶面和底面的纵向受力钢筋应有 2~4 根通长配筋, 其面积不得少于纵向受力钢筋总面积的 1/3, 梁两端按计算的受力钢筋面积增加 10%~20%。

(5) 条形基础的混凝土强度等级可采用 C20。

59. 常用的条形基础的计算方法有哪些?

条形基础的计算方法很多, 但较常用的有刚性设计方法和地基上梁的计算法两种。

(1) 刚性设计方法

当上部柱荷载分布、柱距和地基压缩性都较均匀、基础的相对刚度较大(基础高度大于平均柱距的 1/6) 时, 柱下条形基础通常采用刚性设计方法计算, 同时假定地基反力按直线分布。

① 计算假定:

a. 将地基反力按作用在基础梁上的荷载, 把柱子看作是基础梁的支座, 作为一倒置的连续梁进行计算;

b. 梁下地基呈直线分布, 根据柱子传来的荷载, 利用平衡条件, 即可求出地基反力的分布;

c. 竖向荷载的合力重心必须与基础的形心重合, 两者的偏心

距以不大于基础长度的 30% 为宜；

d. 当出现对称荷载和对称基础时，地基反力为均匀分布；

e. 基础底板按悬臂板计算，如横向有弯矩时地基反力按悬臂外伸部分的净反力值计算。

② 计算步骤：

a. 基底尺寸的确定

基础的长度 l 可按主要荷载合力作用点与基底形心尽可能靠近的原则，并结合两端部伸出边柱以外的长度 l_a 和 l_b 确定。

基础的宽度可按下式确定，

$$b = \frac{\Sigma F}{l(f - \gamma_0 d)} \quad (2-9)$$

基底尺寸确定后，进行软弱下卧层的验算，必要时还应根据建筑物的地基变形特征进行地基的变形验算，以及地基的稳定性验算。

b. 基础结构计算

(a) 基底净反力计算

中心受压时，

$$p_i = \frac{\Sigma F}{bl} \quad (2-10)$$

偏心受压时

$$p_{j\max} = \frac{\Sigma F}{bl} \pm \frac{6\Sigma M}{bl^2} \quad (2-11)$$

式中 ΣF —— 各竖向荷载之和 (kN)；

ΣM —— 各竖向荷载对基底形心的偏心力矩和力矩荷载的总和 (kN·m)。

(b) 基础内力计算

常规设计法通常采用静定分析法或倒梁法进行基础的内力分析。

静定分析法不考虑地基、基础与上部结构的共同工作，因而基础在基顶荷载和按直线分布的基底反力作用下产生整体弯曲。按静力平衡条件计算所得基础不利截面上弯矩的绝对值，与其他

方法相比一般较大，此法只适用于上部结构为柔性的情况。

倒梁法也不考虑地基、基础与上部结构的共同工作，并假定上部结构是刚性的，各柱之间没有沉降差异，因而可把柱脚视为铰支座，以直线分布的基底净反力以及除柱的集中力外的其他的各种作用作为已知荷载，将条形基础按倒置的普通连续梁（用弯矩分配法或弯矩系数法）计算，这种计算仅考虑了出现于柱间的局部弯曲，而忽略了沿基础全长发生的整体弯曲，因此在柱与柱间的正、负弯矩绝对值比较均衡，而基础不利截面的弯矩绝对值，与其他方法相比则相对最小，由于基底反力按直线分布和柱脚视为不动铰支座的假定都可能不符合实际，在确定柱荷载时也未考虑上部结构刚度对基础整体弯曲的抑制和调整作用，因而这种方法计算出的“铰支座”反力，一般不等于原有的柱荷载，这是倒梁法无法解决的矛盾和缺点。为了解决这一矛盾，弥补其缺点，实践中提示了反力局部调整法。此法是将支座反力与柱荷载的差值（正或负）均匀分布在相应支座两侧各 $1/3$ 跨度范围内作为基底反力的调整值，然后再进行一次连续梁分析，若调整一次后不满足要求，还可再次调整，直至其结果满足要求为止。这样可使支座反力与柱荷载基本吻合，由以上分析可知，倒梁法只适用于上部结构刚度较大的情况。

考虑到按倒梁法计算时，要求基础和上部结构的刚度应较大，因而其架越作用较强，基础两端部可能会比直线分布的反力有所增加。所以两端边跨（跨中和支座处）应增加受力钢筋，通常按计算的钢筋面积增加 $15\% \sim 20\%$ ，并应上下均匀配置。

静定分析法或倒梁法分析法得出基础的纵向内力，用以确定基础的高度和计算基础的纵向配筋。基础底板（或翼板）的内力，通常按固定于肋梁的悬臂板分析，用以确定底板的厚度和计算基础的横向配筋。

（2）地基上梁的计算方法

当不满足常规算法（刚性设计方法）的条件要求时，宜按地基上梁的理论方法计算地基反力和基础梁内力。此法仅考虑了

地基与基础的相互作用，而忽略了上部结构刚度的影响，是以竖向位移为未知数，利用地基的应力与应变的关系建立满足静力平衡条件和变形协调条件的方程，直接求解基础位移、内力和地基反力的方法。通常把地基的应力与应变关系的模式称为地基计算的模型，而这种模型应该尽可能的准确模拟地基与基础相互作用时所表现的主要力学性状，同时有应该便于利用已有的数学方法进行分析计算。

然而，由于采用地基上梁的计算方法计算时一般都比较麻烦，计算工作量较大。另外由于地基土性质复杂多变，无论采用文克勒（Winkler）假定或是半无限弹性体假定，均不能很好地反映地基的实际情况，计算结果往往与实际情况有出入，具有一定的局限性。目前常用的计算模型有：

①文克勒（Winkler）地基模型—基床系数法：

基床系数法假定地基每单位面积上所承受的压力与其相应的地基沉降量成正比关系。认为地基是由许多互不联系的弹簧组成，即某点的地基沉降仅由该点上所作用的荷载所产生。因此，基床系数法只适用于较薄的塑性较大的土层或薄的破碎岩层的情况。

②半无限弹性法（线形变形体地基）模型：

半无限弹性法将柱下条形基础看作放在半无限弹性体表面上的梁，当荷载作用在半无限体表面时，某点的沉降不仅与作用在该点上的压力大小有关，同时也和邻近处作用的荷载有关，使变形条件克服了文克勒地基模型没有考虑地基连续性的缺点比较接近于大多数地基的真实情况。但是这种模型注重的应力扩散和变形能力往往超过了地基的实际情况，因而它计算出的沉降量和地表的沉降范围比实测结果偏大，所以只有当地基的荷载不很大，地基完全处于弹性变形状态时使用半无限弹性法才较符合实际，而且也仅限于压缩层深厚的一般土层上。此外，由于准确确定地基的弹性模量和泊松比比较困难，也使这种方法较难在实际工程中得到广泛应用。

1.2.3 筏形基础

60. 筏形基础包括哪几种基本形式？有哪些优缺点？

多层与高层房屋的基础，在下列情况时，应采用筏形基础：

(1) 软土地基上，且条形基础不能满足建筑物上部结构的容许变形和地基的容许承载力时；

(2) 建筑物的柱距较小，而柱的荷载很大，必须将基础连成整体后才能满足地基容许承载力时；

(3) 风荷载或地震作用起主要作用的多层或高层房屋，为了保证基础有足够的刚度和稳定性时应采用筏形基础。

筏形基础一般包括梁板式、格筏式和片筏式基础三种形式。

梁板式基础分为单向肋梁板式基础和双向肋梁板式基础两种。前者是将两个或两个以上的条形基础用底板连接成整体（图 2-21a），以扩大基础面积。后者是在纵横两个方向都布置主肋，在柱网间布置次肋。

格筏式基础是将纵横两个方向的条形基础连接成十字形的整体，从而使上部结构在纵横两个方向都有联系，即柱下交叉条形基础，如图 2-21b 所示。

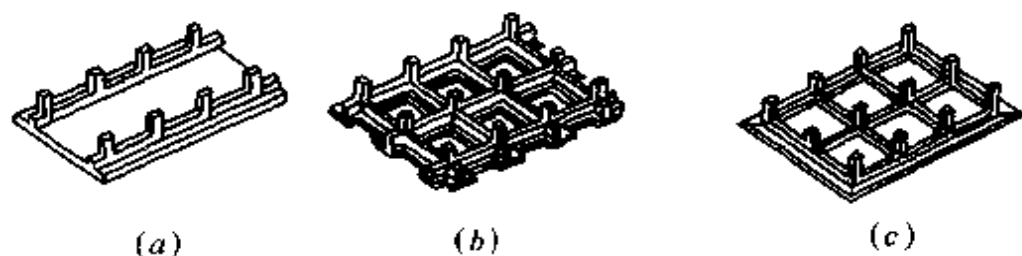


图 2-21 筏形基础

(a) 单向肋梁板式基础；(b) 格筏式基础；(c) 片筏式基础

当格筏式基础的底面积不能满足地基的容许承载能力和容许变形的要求，而使基础底板扩大到与底层面积相同甚至更大时，则基础就成为片筏式基础。在筏形基础中，高层建筑应用较多的就是片筏式基础。片筏式基础可做成双向板式（图 2-21c）或平板式。前者是在两个方向上用主肋加强底板刚度，以减薄底板厚度。平

板式筏形基础是一片厚度较大的平板，施工方便，施工速度快，国内外高层建筑中应用较多，但混凝土用量大。

筏形基础和其他浅基础相比较，具有以下优点：

- (1) 易于满足软弱地基承载力和减少不均匀沉降；
- (2) 增加建筑物的整体抗震性能；
- (3) 提供比较宽敞的地下使用空间，提供部分结构的防渗底板；
- (4) 能跨越地下浅层小穴和局部软弱层，某些筏基还具有一定的补偿性效能。

同时筏形基础也有其不足之处，如：

- (1) 平面面积较大而厚度有限，使筏基的抗弯刚度受到一定的限制，无力调整过大的沉降差异，对软硬明显不均匀的土层不适合；
- (2) 由于整个底板的连续性，在局部荷载下筏基配筋较多，经济指标较高。

61. 什么情况下宜设置交叉条形基础？上部结构的刚度对条形基础的计算简化有什么影响？

当柱网下的地基软弱、土的压缩性或柱荷载的分布沿两个柱列方向分布不均匀，一方面需要进一步扩大基础底面积，另一方面又要求基础具有较大的空间刚度以调整不均匀沉降时，可沿纵、横柱列设置交叉条形基础。在高层建筑框架结构中有时采用梁高达 $1/3 \sim 1/2$ 柱距的交叉条形基础，以其巨大的空间刚度来增加建筑物的整体刚度。

交叉条形基础分为连梁式交叉条形基础和柱下交叉条形基础这两种形式。当单向条形基础的底面积已经能满足地基承载力要求，而基础之间又存在沉降差时，可在另一方向上设置连梁组成如图 2-23 所示的连梁式交叉条形基础。连梁不着地，需要保证一定的刚度和承载能力。柱下交叉条形基础如图 2-22 所示，它是在柱网下设置纵、横向相连的空间结构体系，以增加基础底面积和刚度来减小基底附加应力和基础的不均匀沉降。

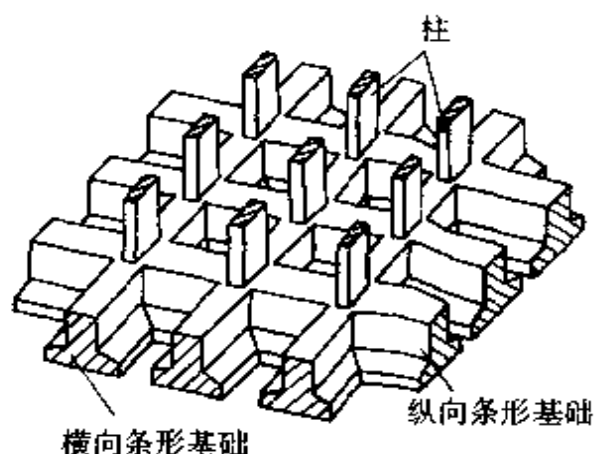


图 2-22 柱下交叉条形基础

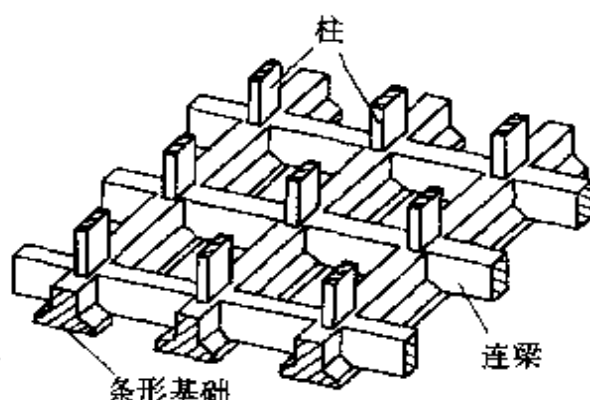


图 2-23 连梁式交叉条形基础

当上部结构的刚度较大时，交叉条形基础可以作为倒置的两组连续梁来考虑，连续梁上的荷载，就是地基的净反力及柱子传来的力矩荷载。其中：

(1) 如果地基较软而均匀，基础刚度较大，外荷载的偏心又很小时，地基反力可认为是均匀分布，反力值大小就等于全部柱的压力除以基础的总支承面积；

(2) 如果外荷载的偏心较大时，地基反力分布按直线分布假定估算。

当上部结构的刚度很小时，可假定上部结构不参与作用，将基础作为一个十字交叉梁格体系来分析。由于十字交叉梁是具有较大抗弯刚度和高次超静定体系，计算时较为复杂，因此常用一些近似计算方法来解决。

62. 各柱传来的轴力在十字交叉的条形基础上是如何进行分配的？其根据是什么？

(1) 柱荷载分配原则

柱荷载的分配，原则上都必须满足每个节点的静力平衡和变形协调条件的要求。若交叉条形基础任一节点 i 上的荷载（图 2-24）有 F_i 、 M_{li} 和 M_{bi} （ l 为 x 方向、 b 为 y 方向），则每个节点的柱荷载分配，应满足下式要求：

$$\left. \begin{aligned} F_i &= F_{ix} + F_{iy} \\ M_{li} &= M_{lix} + M_{liy} \\ M_{bi} &= M_{bix} + M_{biy} \\ w_{ix} &= w_{iy} \\ \theta_{lix} &= \theta_{liy} \\ \theta_{bix} &= \theta_{biy} \end{aligned} \right\} \quad (2-12)$$

式中 F_{ix} 、 F_{iy} ——分别为节点 i 处 x 和 y 方向基础所分担的荷载 (kN);

w_{ix} 、 w_{iy} ——分别为节点 i 处 x 和 y 方向基础所产生的挠度 (m);

M_{lix} 、 M_{bix} ——分别为节点 i 处 x 方向基础所承担的扭矩和力矩 (kN·m);

M_{liy} 、 M_{biy} ——分别为节点 i 处 y 方向基础所承担的扭矩和力矩 (kN·m);

θ_{lix} 、 θ_{bix} ——分别为节点 i 处 x 方向基础所发生的扭角和转角 ($^{\circ}$);

θ_{liy} 、 θ_{biy} ——分别为节点 i 处 y 方向基础所发生的扭角和转角 ($^{\circ}$)。

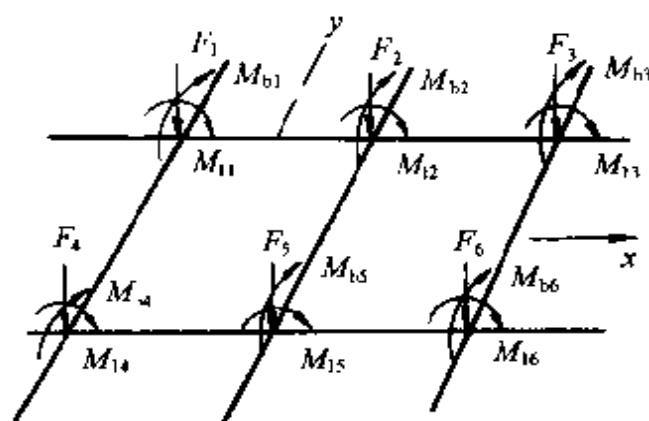


图 2-24 交叉条形基础的荷载

(2) 按竖向变形协调分配

为了简化计算起见，一般不考虑节点上的扭转变形协调，而

只要求满足节点的竖向变形协调，即假定交梁基础在十字交叉节点处纵（ x 方向）横（ y 方向）两个条形基础为铰接（上下用链杆连接），这就可认为一个方向的基础在该方向的力矩作用下发生转角，不可能引起另一方向基础的扭角和扭矩。那末，节点处的力矩 M_i 和 M_{iz} ，则分别由 x 和 y 方向的基础所承担。于是式（2-12）便简化为下面的形式：

$$F_i = F_{ix} + F_{iy} \text{ 和 } w_{ix} = w_{iy} \quad (2-13)$$

如果采用文克勒地基上梁的分析方法来计算 w_{ix} 和 w_{iy} ，并忽略相邻荷载的影响，式（2-13）中的第二式就可用下式代替：

$$F_{ix} \bar{w}_{ix} = F_{iy} \bar{w}_{iy} \quad (2-14)$$

式中 $\bar{w}_{ix}$ 和 $\bar{w}_{iy}$ 分别为节点 i 处由单位力 $F_{ix}=1$ 和 $F_{iy}=1$ 引起 x 和 y 方向基础的挠度，可称为文克勒地基上梁的挠度影响系数。由式（2-13）第一式和式（2-14）联立解得：

$$F_{ix} = \frac{\bar{w}_{iy}}{\bar{w}_{ix} + \bar{w}_{iy}} F_i \text{ 和 } F_{iy} = \frac{\bar{w}_{ix}}{\bar{w}_{ix} + \bar{w}_{iy}} F_i \quad (2-15)$$

交梁基础的节点有中柱、角柱和边柱三类节点（图 2-25）。这

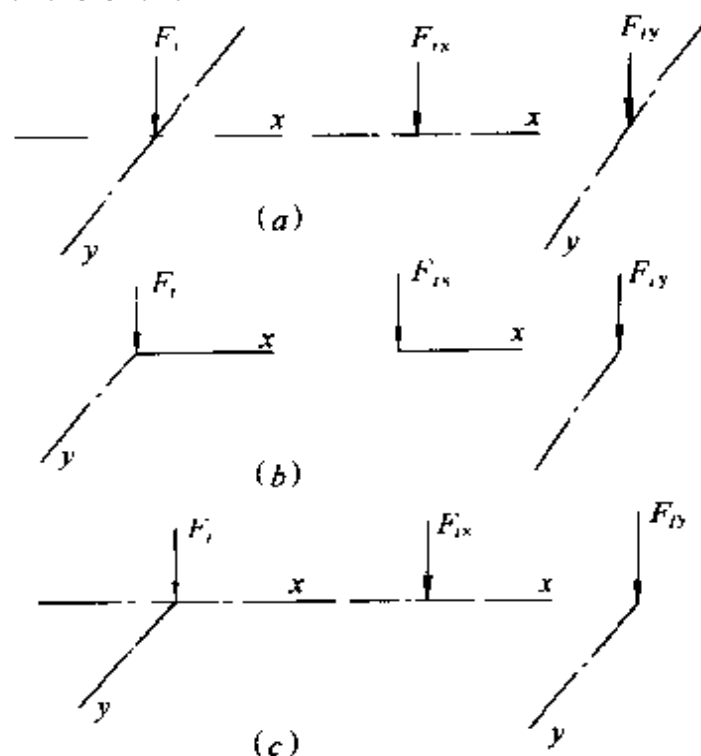


图 2-25 交梁基础的节点
(a) 中柱；(b) 角柱；(c) 边柱

些节点可分别认为是两个无限长梁、两个半无限长梁，以及一个无限长梁与一个半无限长梁的交接点。

由无限长梁和半无限长梁在节点处 ($x=0$) 的计算公式分别为

$$w_{ix} = F_{ix} \frac{\lambda_x}{2K_x}, w_{iy} = F_{iy} \frac{\lambda_y}{2K_y} \quad (2-16a)$$

$$w_{ix} = F_{ix} \frac{2\lambda_x}{K_x}, w_{iy} = F_{iy} \frac{2\lambda_y}{K_y} \quad (2-16b)$$

按式 (2-14) 的定义，考虑到

$$\lambda_x^4 = \frac{K_x}{4EI_x} = \frac{b_x k_i}{4EI_x} \text{ 和 } \lambda_y^4 = \frac{K_y}{4EI_y} = \frac{b_y k_i}{4EI_y}, \text{ 于是}$$

$$\bar{w}_{ix} = \frac{\lambda_x}{2b_x k_i} = \frac{1}{8\lambda_x^3 EI_x}, \bar{w}_{iy} = \frac{1}{8\lambda_y^3 EI_y} \quad (2-17a)$$

$$\bar{w}_{ix} = \frac{2\lambda_x}{b_x k_i} = \frac{1}{2\lambda_x^3 EI_x}, \bar{w}_{iy} = \frac{1}{2\lambda_y^3 EI_y} \quad (2-17b)$$

根据不同节点的情况，将式 (2-17) 代入式 (2-15) 可得出下列柱荷载分别的计算公式：对于中柱和角柱：

$$\left. \begin{aligned} F_{ix} &= \frac{\lambda_x^3 I_x}{\lambda_x^3 I_x + \lambda_y^3 I_y} F_i \\ F_{iy} &= \frac{\lambda_y^3 I_y}{\lambda_x^3 I_x + \lambda_y^3 I_y} F_i \end{aligned} \right\} \quad (2-18)$$

对于边柱：

$$\left. \begin{aligned} F_{ix} &= \frac{4\lambda_x^3 I_x}{4\lambda_x^3 I_x + \lambda_y^3 I_y} F_i \\ F_{iy} &= \frac{\lambda_y^3 I_y}{4\lambda_x^3 I_x + \lambda_y^3 I_y} F_i \end{aligned} \right\} \quad (2-19)$$

(3) 按线刚度比分配

实践中有时采用更简化的柱荷载分配方法，即忽略节点的变形协调条件，仅考虑静力平衡条件，力矩仍由作用方向上的基础来承受，柱荷载按交汇于节点的纵、横两条形基础的线刚度比进行分配。其计算公式如下：

对于中柱和角柱：

$$\left. \begin{aligned} F_{ix} &= \frac{i_x}{i_x + i_y} F_i \\ F_{iy} &= \frac{i_y}{i_x + i_y} F_i \end{aligned} \right\} \quad (2-20)$$

对于边柱:

$$\left. \begin{aligned} F_{ix} &= \frac{4i_x}{4i_x + i_y} F_i \\ F_{iy} &= \frac{i_y}{4i_x + i_y} F_i \end{aligned} \right\} \quad (2-21)$$

式中 i_x 、 i_y ——分别为 x 、 y 方向条形基础的线刚度 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);
可由下式计算:

$$i_x = \frac{EI_x}{l_x} \text{ 和 } i_y = \frac{EI_y}{l_y} \quad (2-22)$$

式中 EI_x 、 EI_y —— x 、 y 方向条形基础的抗弯刚度 ($\text{kM} \cdot \text{m}^2$);
 l_x 、 l_y —— x 、 y 方向的柱间距 (m)。

63. 筏板基础在构造上有哪些要求?

筏板式钢筋混凝土基础由底板、梁等整体组成。当上部结构荷载较大、地基承载力较低时,可以采用筏板基础。筏板基础在外观和构造上像倒置的钢筋混凝土楼盖,分为梁板式和平板式两种,如图 2-26 所示。

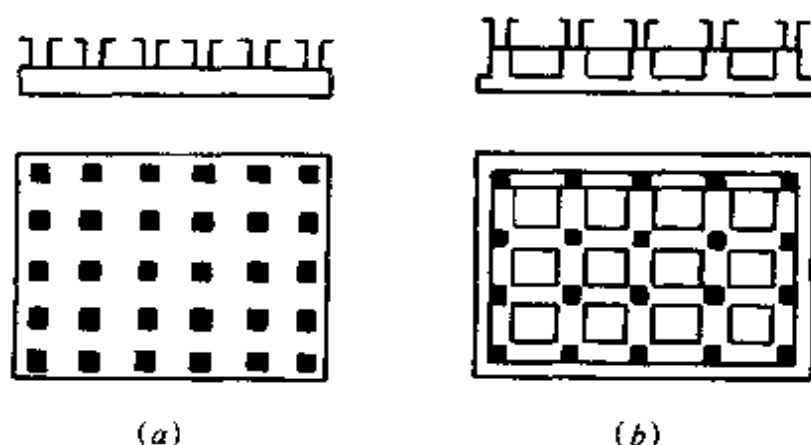


图 2-26 筏板式基础
(a) 平板式; (b) 梁板式

筏板式基础构造如下:

(1) 筏板基础平面应大致对称, 尽量减少基础所受的偏心力矩, 并采取措施减少不均匀基底反力 (如减小柱荷载差或适当设置悬臂筏板等)。

(2) 一般宜设 100mm 厚 C10 混凝土垫层, 每边超出基础底板不小于 100mm。

(3) 底板厚度不宜小于 200mm, 一般取 200~400mm。梁截面按计算确定, 高出底板的顶面, 一般不小于 300mm, 梁宽不小于 250mm。

(4) 筏板基础配筋应由计算确定, 按双向配筋, 宜用 I、I 级钢筋。

① 平板式筏板基础, 按柱上板带和跨中板带分别计算配筋。

② 梁板式筏板基础, 在用四周嵌固双向板计算跨中和支座弯矩时, 应适当予以折减。配筋除满足上述要求计算外, 纵横方向支座配筋尚应有 0.15% 配筋率连通。跨中钢筋按实际配筋全部连通。分布钢筋在板厚 $h \leq 250\text{mm}$ 时, 取 $\phi 8 @ 250\text{mm}$; $h > 250\text{mm}$ 时, 取 $\phi 10 @ 200\text{mm}$ 。

③ 墙下筏板基础, 适用于筑有人工垫层的软弱地基及具有硬壳层的比较均匀的软土地基上, 建造 6 层及 6 层以下横墙较密集的民用建筑。墙下筏板基础一般为等厚度的钢筋混凝土平板。对地下水位以下的地下筏板基础, 必须考虑混凝土的抗渗等级。

(5) 浇筑筏板基础的混凝土强度等级不宜低于 C20, 钢筋保护层厚度不宜小于 35mm。

64. 筏板式基础在施工时应注意哪些问题?

筏板式基础施工应注意下列各点:

(1) 基坑开挖时, 若地下水位较高, 应采取人工降低地下水位法使地下水位降至基坑底下不少于 500mm, 保证基坑在无水情况下进行开挖和本体施工。

(2) 筏板基础浇筑前, 应清扫基坑、支设模板、铺设钢筋。木模板要浇水湿润, 钢模板面要涂隔离剂。

(3) 混凝土浇筑方向应平行于次梁长度方向，对于平板式筏板基础则应平行于基础长边方向。

(4) 混凝土应一次浇灌完成，若不能整体浇灌完成，则应留设垂直施工缝，并用木板挡住。施工缝留设位置：当平行于次梁长度方向浇筑时，应留在次梁中部 $1/3$ 跨度范围内；对平板式可留设在任何位置，但施工缝应平行于底板短边且不应在柱脚范围内，如图

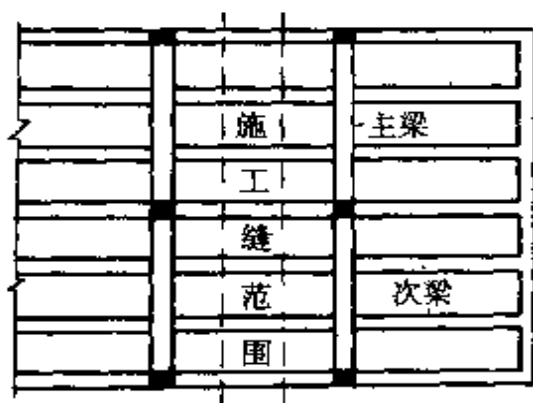


图 2-27 筏板基础施工缝位置

2-27 所示。在施工缝处继续浇灌混凝土时，应将施工缝表面清扫干净，清除水泥薄层和松动石子等，并浇水湿润，铺上一层水泥浆或与混凝土成分相同的水泥砂浆，再继续浇筑混凝土。

对于梁板式筏板基础，梁高出底板部分应分层浇筑，每层浇灌厚度不宜超过 200mm。当底板上或梁上有立柱时，混凝土应浇筑到柱脚顶面，留设水平施工缝，并预埋连接立柱的插筋。水平施工缝处理与垂直施工缝相同。

(5) 混凝土浇灌完毕，在基础表面应覆盖草帘和洒水养护。待混凝土强度达到设计强度的 25% 以上时，即可拆除梁的侧模。

(6) 当混凝土基础达到设计强度的 30% 时，应进行基坑回填。基坑回填应在四周同时进行，并按基底排水方向由高到低分层进行。

65. 筏板式基础底板应如何进行计算？

当框架结构的柱网接近于方形，或者两个方向上的尺寸的比值小于 1.5，只在纵、横两个方向上布置主肋而在柱网单元内不布置次肋，即成为双向板式筏板基础。

双向板式筏板基础可近似地按倒置的双向多跨连续板受地基净反力作用计算。

双向板式筏板式基础的底板，可根据弹性网理论的弹性阶段

计算法计算。近似地按双向交叉板条在板中心处挠度相等条件,受均布地基净反力的作用,算出底板各部分的弯矩。该底板的厚度,一般应大于 $l_x/20$ 或 $l_y/20$,底板的含钢率在 $0.5\% \sim 1.0\%$ 的范围为宜。

平板式筏板式基础是一块等厚度的钢筋混凝土平板(图 2-28a),在国内外高层建筑中应用较多,施工方便,只周边需要少量模板。当柱荷载较大时,亦可局部加大柱下板厚(图 2-28b),或设墩基。平

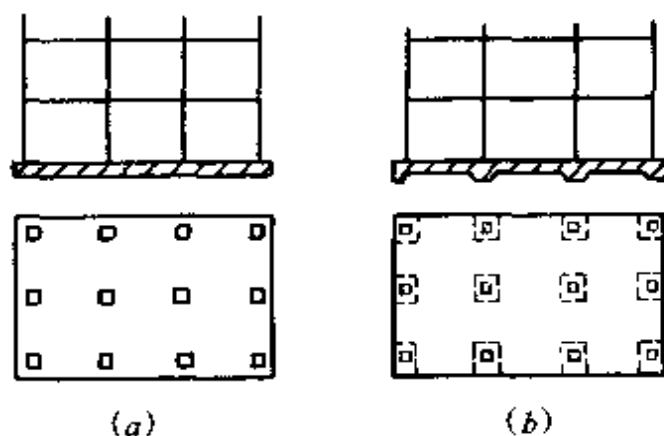


图 2-28 平板式筏板基础
(a) 平板式; (b) 局部加大柱下板厚

板式筏板式基础的计算,可用刚性板或弹性板方法。用弹性板方法计算时,又可采用有限差分法或有限单元法。

用刚性板方法计算时,假设基础板是绝对刚性的,地基软弱且均匀,基础与地基的接触压力按直线或平面分布。当上部结构具有很大的整体刚度,而地基又由压缩性较高的淤泥质土组成时,这种假设与实际情况较符合,计算产生的误差不大,工程上应用是允许的。

根据上述假定,平板式筏板基础的地基反力 p 可用偏心受压公式计算:

$$p = \frac{\Sigma P}{A} \pm \frac{\Sigma P e_y}{I_x} y \pm \frac{\Sigma P e_x}{I_y} x$$

$$p_{\max}^{\min} = \frac{\Sigma P}{A} \pm \frac{\Sigma P e_y}{W_x} \pm \frac{\Sigma P e_x}{W_y} \quad (2-23)$$

式中 ΣP ——筏板式基础上的总荷载,在计算筏板式基础的内力时,不计基础板的重量;

A ——筏板式基础的平面面积;

e_x 、 e_y ——合力 ΣP 的作用点在 x 方向和 y 方向距基础形心的距离；

I_x 、 I_y ——基础板对 x 、 y 坐标轴的惯性矩；

W_x 、 W_y ——基础板对 x 、 y 坐标轴的抵抗矩。

进行平板式筏板基础内力计算时，其计算简图为倒置的楼盖，柱子为支座，地基净反力 p 为作用在筏板基础上的荷载，按无梁楼盖的内力计算方法进行计算。

筏板式基础的底板厚度较大，通常为 $0.5 \sim 1.5\text{m}$ ，有时甚至更厚，这是由于作用在其上的荷载较大之故。双向板式筏板基础，纵、横两个方向肋（梁）的高度一般相同。

筏板式基础的底板配筋、构造要求与一般现浇楼盖相同，为了抵抗混凝土的收缩和温度应力，在底板的上下两面宜布置双向的通长钢筋，每层每个方向不少于 $\phi 10@200\text{mm}$ ，通常采用 $\phi 12$ 或 $\phi 14@200\text{mm}$ ，有时甚至更多达到 $\phi 32@200\text{mm}$ 。此外，在底板底面的四角，应放置 45° 斜向钢筋。多跨连续梁（肋）的配筋构造要求则与一般连续梁相似。

66. 六层框架，柱网及柱的荷载如图 2-29 所示。地基承载力设计值 $f = 150\text{kN/m}^2$ ，基础埋置深度 $D = 2.0\text{m}$ 。试计算各节点在集中力作用下分配给纵横两个方向基础梁的节点力。

(1) 基础截面（尺寸先设定后）惯性矩的计算

先设定各轴基础梁的尺寸，然后按下列公式计算其惯性矩值，详见表 2-7。

表 2-7 中计算公式

$$A_1 = bh_1; \quad A_2 = B(h_2 + h_3)$$

$$\bar{y} = [A_1(2H - h_1) + A_2(h_2 + h_3)] / 2(A_1 + A_2)$$

$$y_1 = H - (h_1/2 + \bar{y}); \quad y_2 = \bar{y} - (h_2 + h_3)/2$$

$$I = \frac{bh_1^3}{12} + A_1 y_1^2 + \frac{B(h_2 + h_3)^3}{12} + A_2 y_2^2$$

(2) 柔性指数 λ

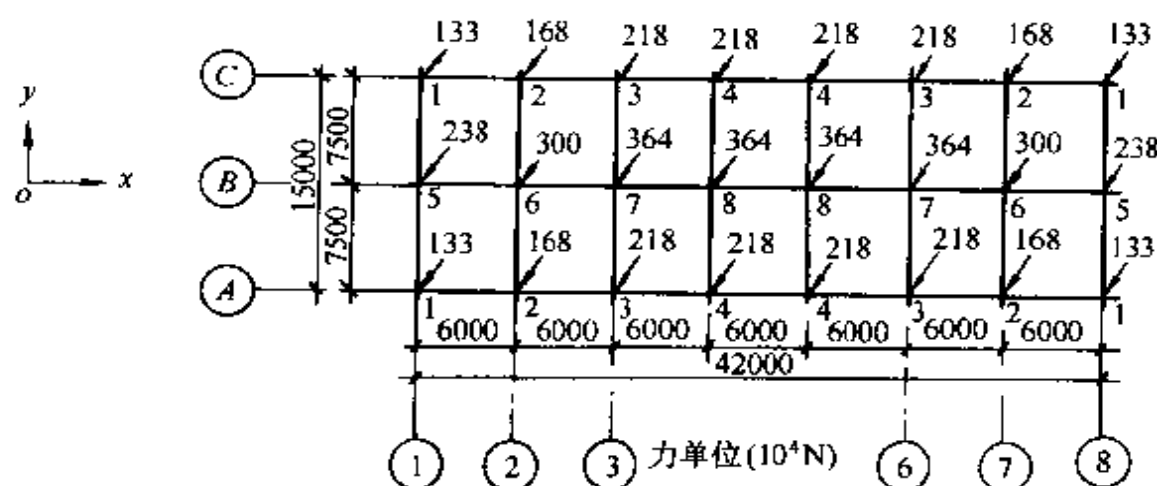


图 2-29 柱网布置及荷载

计 算 数 据

表 2-7

计算简图	轴	h_1 (cm)	h_2 (cm)	h_3 (cm)	B (cm)	A_1 (cm ²)	A_2 (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)
	①、⑧	82.5	7.5	20.0	200	4950	5500	39.8	11.02×10^6
	②、⑦	82.5	7.5	20.0	140	4950	3850	44.7	9.60×10^6
	③~⑥	82.5	7.5	20.0	200	4950	5500	39.8	11.02×10^6
	④、⑤	77.5	7.5	25.0	300	4650	9750	34.0	12.7×10^6
	⑥	75.0	10.0	25.0	360	4500	12600	32.0	13.43×10^6

基础混凝土 C15, $E = 2.30 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$, 基床系数 $k = 50 \text{ N/cm}^3$ 按下列公式计算各向基础的柔性指数。

$$\begin{aligned}
 &\text{轴①、⑧} \quad \text{基础宽度 } B = 200 \text{ cm}, I_y = 11.02 \times 10^6 \text{ cm}^4 \\
 &\text{③~⑥} \quad \lambda_y = \sqrt[4]{\frac{Bk}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{200 \times 50}{4 \times 2.3 \times 10^6 \times 11.02 \times 10^6}} \\
 &\quad = 3.15 \times 10^{-3} \text{ 1/cm}
 \end{aligned}$$

$$\lambda_y^3 = 3.13 \times 10^{-8} \text{ 1/cm}^3$$

$$\text{轴②、⑦} \quad B = 140 \text{ cm}, I_y = 9.60 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_y = \sqrt[4]{\frac{140 \times 50}{4 \times 2.30 \times 10^6 \times 9.60 \times 10^6}} = 2.98 \times 10^{-3} \text{1/cm}$$

$$\lambda_y^3 = 2.66 \times 10^{-8} \text{1/cm}^3$$

$$\text{轴 } \textcircled{A}、\textcircled{C} \quad B = 300 \text{cm}, I_x = 12.70 \times 10^6$$

$$\lambda_x = \sqrt[4]{\frac{300 \times 50}{4 \times 2.3 \times 10^6 \times 12.7 \times 10^3}} = 3.37 \times 10^{-3} \text{1/cm}$$

$$\lambda_x^3 = 3.83 \times 10^{-8} \text{1/cm}^3$$

$$\text{轴 } \textcircled{B} \quad B = 360 \text{cm}, I_x = 13.43 \times 10^6$$

$$\lambda_x = \sqrt[4]{\frac{360 \times 50}{4 \times 2.3 \times 10^6 \times 13.43 \times 10^6}} = 3.47 \times 10^{-3} \text{1/cm}$$

$$\lambda_x^3 = 4.18 \times 10^{-8} \text{1/cm}^3$$

(3) 分配系数 α

从上面计算得到 $\lambda_{x\min} = 3.37 \times 10^{-3}$, 则 $1.8/\lambda_{x\min} = 1.8/3.37 \times 10^{-3} = 534 \text{cm} < 600 \text{cm}$ (柱距)。因此, 所有节点都可用基床系数法计算, 详见表 2-8 各节点可根据求得的 α_{ix} 和 α_{iy} 值分别乘节点集中力, 而得纵横两个方向的分配集中力, 并按两个方向的条形基础计算 (从略)。

(4) 节点纵横向集中力的分配和调整值

分配集中力的计算, 以节点 1 为例。

$$\begin{aligned} \text{节点 1} \quad P_{1x} &= \alpha_{1x} P_1 = 0.585 \times 133 \times 10^4 \\ &= 77.8 \times 10^4 \text{N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{1y} &= \alpha_{1y} P_1 = 0.415 \times 133 \times 10^4 \\ &= 55.2 \times 10^4 \text{N} \end{aligned}$$

调整集中力的计算

$$\Sigma P_i = 5480 \times 10^4 \text{N} \quad \Delta F = 90.48 \text{m}^2$$

$$F = 546.7 \text{m}^2 \quad F_1 = 3.0 \text{m}^2$$

地基压力增量

$$\Delta p = \frac{\Delta F \Sigma P_i}{F^2} = \frac{90.48 \times 5480 \times 10^4}{546.7^2} = 1.66 \times 10^4 \text{N/m}^2$$

节点分配系数计算

表 2-8

柱位	节 点	λ_x^3 (1/cm ³)	I_x (cm ⁴)	$\lambda_x^3 I_x$ (cm)	$4\lambda_x^3 I_x$ (cm)	λ_y^3 (1/cm ³)	I_y (cm ⁴)
角 柱	1	3.83×10^{-8}	12.70×10^6	48.7×10^{-2}		3.13×10^{-8}	11.02×10^6
	2	3.83×10^{-8}	12.70×10^6	48.7×10^{-2}	194.8×10^{-2}	2.66×10^{-8}	9.60×10^6
边 柱	3、4	3.83×10^{-8}	12.70×10^6	48.7×10^{-2}	194.8×10^{-2}	3.13×10^{-8}	11.02×10^6
	5	4.18×10^{-8}	13.43×10^6	56.1×10^{-2}		3.13×10^{-8}	11.02×10^6
中 柱	6	4.18×10^{-8}	13.43×10^6	56.1×10^{-2}		2.66×10^{-8}	9.60×10^6
	7、8	4.18×10^{-8}	13.43×10^6	56.1×10^{-2}		3.13×10^{-8}	11.02×10^6
节 点	$\lambda_y^3 I_y$ (cm)	$\alpha_x = \frac{4\lambda_x^3 I_x}{4\lambda_x^3 I_x + \lambda_y^3 I_y}$	$\alpha_y = \frac{\lambda_x^3 I_x}{4\lambda_x^3 I_x + \lambda_y^3 I_y}$	$\alpha_x = \frac{\lambda_x^3 I_x}{\lambda_x^3 I_x + \lambda_y^3 I_y}$	$\alpha_y = \frac{\lambda_y^3 I_y}{\lambda_x^3 I_x + \lambda_y^3 I_y}$		
1	34.5×10^{-2}			0.585	0.415		
2	25.5×10^{-2}	0.884	0.116				
3、4	34.5×10^{-2}	0.850	0.150				
5	138.0×10^{-2}	0.289	0.711				
6	25.5×10^{-2}			0.688	0.312		
7、8	34.5×10^{-2}			0.619	0.381		

注：表中节点5的y向是按 $4\lambda_3^3 I_y$ 和x向按 $\lambda_3^3 I_x$ 值计算分配系数的。

纵横向集中力的增量

$$\begin{aligned}\Delta P_{1x} &= a_{1x} \times F_1 \Delta p \\ &= 0.585 \times 3.0 \times 1.66 \times 10^4 = 2.9 \times 10^4 \text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta P_{1y} &= a_{1y} \times F_1 \Delta p \\ &= 0.415 \times 4.98 \times 10^4 = 2.1 \times 10^4 \text{N}\end{aligned}$$

调整后的节点纵横集中力

$$P'_{1x} = P_{1x} + \Delta P_{1x} = (77.8 + 2.9) \times 10^4 = 80.7 \times 10^4 \text{N}$$

$$P'_{1y} = P_{1y} + \Delta P_{1y} = (55.2 + 2.1) \times 10^4 = 57.3 \times 10^4 \text{N}$$

其余节点的计算详列于表 2-9 中，纵横向条形基础节点上的最后集中力见图 2-30 所示。

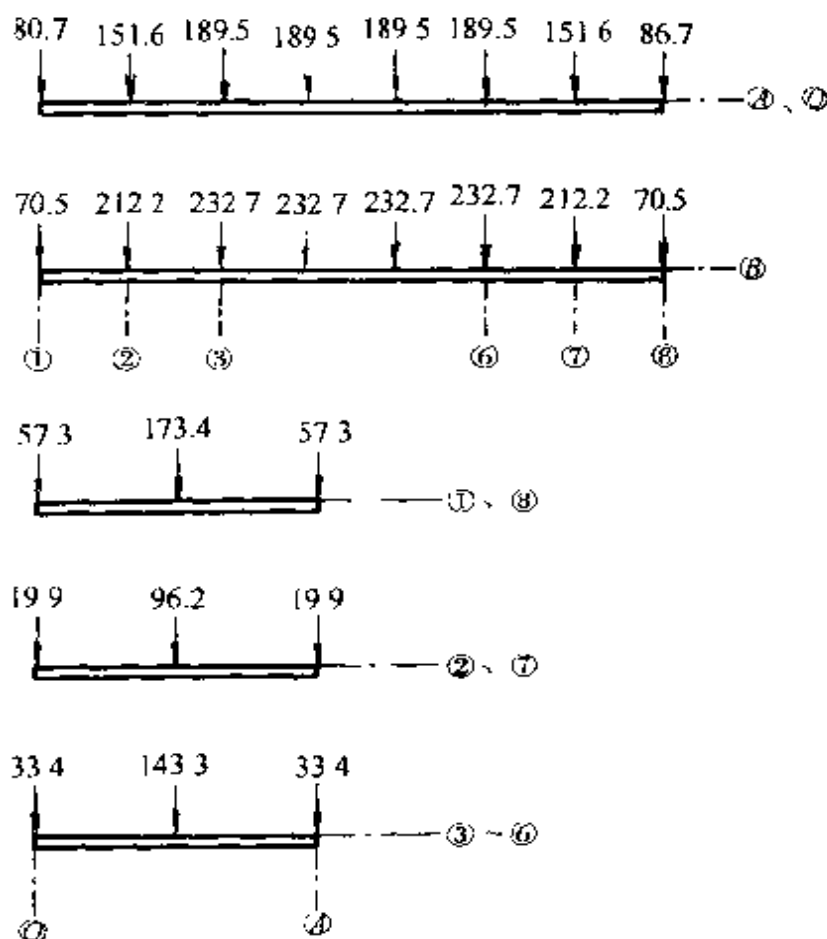


图 2-30 纵横基础梁集中力 (单位: 10^4N)

纵横向条形基础节点上的集中力

表 2-9

节 点	P_i	a_{ix}	$P_{ix}=a_{ix}P_i$	a_{iy}	$P_{iy}=a_{iy}P_i$	Δp
2	168	0.884	148.5	0.116	19.5	1.66
3.4	218	0.850	185.3	0.150	32.7	
5	238	0.289	68.8	0.711	169.2	
6	300	0.688	206.4	0.312	93.6	
7.8	364	0.619	225.3	0.381	138.7	
节 点	F_i	$\Delta P_{ix}=a_{ix}F_i\Delta p$	$\Delta P_{iy}=a_{iy}F_i\Delta p$	$P'_{ix}=P_{ix}+\Delta P_{ix}$	$P'_{iy}=P_{iy}+\Delta P_{iy}$	
2	2.1	3.1	0.4	$148.5+3.1=151.6$	$19.5+0.4=19.9$	
3.4	3.0	4.2	0.7	$185.3+4.2=189.5$	$32.7+0.7=33.4$	
5	3.6	1.7	4.2	$68.8+1.7=70.5$	$169.2+4.2=173.4$	
6	5.0	5.8	2.6	$206.4+5.8=212.2$	$93.6+2.6=96.2$	
7.8	7.2	7.4	4.6	$225.3+7.4=232.7$	$138.7+4.6=143.3$	

1.2.4 箱形基础

67. 箱形基础为什么在高层建筑中得到广泛的采用?

箱形基础是由钢筋混凝土顶板、底板和纵横墙组成的空间结构。它具有很大的刚度和整体性，用以抵抗地基或荷载分布不均匀引起的差异沉降和架越不太大的地下洞穴，建筑物只发生大致均匀的下沉或不大的整体倾斜，而不致引起上部结构过大的次应力，即对于地基的不均匀沉降能起到调节和减少的作用；箱基宽阔的基础底面积使地基受力层范围大大的增加，加大的埋置深度和中空的结构形式使开挖卸去的土重抵偿了上部结构传来的部分荷载在地基中引起的附加应力，因此适合在上部荷载大而地基土又比较软弱的情况下采用。

由于箱形基础刚度很大，计算时将上部结构视为嵌固于基础的假定比较接近实际情况，对于保证上部结构的抗震也有利。采用箱形基础，加大了高层建筑基础的埋置深度，使建筑物的重心下移；此外，由于箱形基础与周围土体协同工作，从而也增加了建筑物的整体稳定性。因此，在地震区建造高层建筑时，箱形基

础是一种优先考虑的基础。

68. 何谓补偿式基础？为什么说箱形基础是一种较为理想的补偿式基础？

建筑物地基在基底附加应力的作用下，改变了原有的应力状态，便会出现沉降变形和剪切破坏等问题。为了使地基内原有的应力状态不发生改变，则要求基础要有足够的埋深，使得基底在扣除可能有的浮力后的实际压力等于该处原有的土体的自重压力，即开挖基坑移去土体的全部重量，补偿了建筑物包括基础和覆土的全部重量，以保证地基内原有的应力状态不发生改变。

对于一般的实体基础，不论埋置深度有多深，开挖基坑移去的土体重量，始终还不够补偿基础及覆土的重量，因此我们将基础或建筑物的地下部分做成中空、封闭的形式，免去大量的回填土，就可以用来补偿上部结构的全部或部分重量。另外，施工过程中，在建筑物重量产生的基底压力与原有土体的自重应力之间，不可能直接地及时替换，地基必然要经历卸荷、再加荷等中间过程，而地基内的应力状态也将随之发生一系列的变化。因此，企图完全消除中间过程中地基应力状态的变化是不可能的，即不存在全无沉降和强度问题的理想状态。但是，我们可以在设计和施工过程中采取必要的措施，来减小中间过程中应力状态变化的程度，使建筑物的沉降大为减小、强度安全易于保证。达到上述目的的地基基础设计，可称为补偿性设计，这样设计的基础，称为补偿式基础。

补偿性基础按其补偿性效应，可分为下列三种类型：

(1) 当基底实际压力 $(p - p_{wd})$ 等于基底处土的自重应力 p_{cd} 时，基坑挖除的土和水的重量，补偿了建筑物的全部重量，这类基础称为全补偿基础；

(2) 当基底实际压力 $(p - p_{wd})$ 小于基底处土的自重应力 p_{cd} 时，基坑挖除的土和水的重量，超过了应补偿的建筑物的全部重量，这类基础称为超补偿基础；

(3) 当基底实际压力 $(p - p_{wd})$ 大于基底处土的自重应力 p_{cd}

时, 基坑挖除的土和水和重量, 还不够补偿建筑物的全部重量, 这类基础称为欠补偿基础。

箱形基础的埋置深度比一般基础大得多。由于基础体积所占空间部分挖去的土方重量远比箱基为重, 相应的基底附加压力值会减小, 因此箱形基础是一种较理想的补偿式基础。

如箱形基础埋置在地面以下 H 深度处, 可计算求得相应于深度为 H 的土自重压力 p_H 和水压力 p_w 。因此, 可以用来补偿建筑物重量的应力为:

$$p_c = p_H + p_w$$

如果上部结构作用于基底的实际压力等于 p_c 时, 即施加于箱形基础底面上的压力等于基坑挖去土的重量, 则建筑物重量全部由挖去土的重量所补偿, 即这一深度处的地基土没有增加新的压力, 其附加压力等于零。从理论上讲, 这种补偿式基础像浮在水上的船一样, 地基不会有附加沉降, 也不会存在地基承载力不够的问题。但是, 深基坑开挖以后由于减载产生坑底土的回弹隆起和加载后的再压缩, 以及由于风载和地震作用产生的倾覆力等, 亦可能在基础边缘产生很大的压应力, 因此对这种补偿式基础的地基变形和承载力问题仍然不可忽视。如果作用在基底上的压力小于 p_c , 这类箱形基础会产生回弹变形 (基底隆起), 设计时应予以注意。如果作用于基底的压力大于 p_c , 即目前箱形基础的通常设计情况, 即可以发挥基础的补偿作用。

69. 箱形基础在构造上有什么要求?

(1) 箱形基础的高度 (指从底板底面到顶板顶面的外包尺寸) 要满足结构承载力、刚度和使用要求, 一般取建筑物高度的 $1/12 \sim 1/8$, 且不宜小于箱形基础长度的 $1/18$ 。箱形基础的高度要适应作地下室使用的要求, 但不宜小于 2.2m 。

(2) 箱形基础的外墙沿建筑物四周布置, 内墙宜根据上部结构的柱网尺寸或剪力墙位置纵横交叉布置。平均每平方米基础上墙体长度不得小于 400mm , 或墙体水平截面积不得小于基础面积的 $1/10$ 。其中纵横配置量不得小于墙体总配置量的 $3/5$ 。

(3) 箱形基础墙体的厚度, 应根据实际受力情况而定, 但外墙厚度一般不应小于 250mm, 通常采用 250~400mm, 内墙厚度不宜小于 200mm, 通常采用 200~300mm。墙体一般采用双向、双面配筋, 横、竖向钢筋都不宜小于 $\phi 10@200\text{mm}$, 外墙竖向钢筋不宜小于 $\phi 12@200\text{mm}$ 。除上部为剪力墙外, 内、外墙的墙顶处宜配置两根不小于 $\Phi 20$ 的通长构造钢筋。

(4) 底层柱与箱形基础交接处, 应验算箱形基础墙体的局部受压承载力, 当受压承载力不能满足时, 应设法增加墙体的承压面积。墙边与柱边以及柱角 45° 八字角之间的净距都不宜小于 50mm。

(5) 底层柱的主筋要伸入箱形基础。外柱、与剪力墙相连的柱的主筋应直通到基底。当内柱的三面或四面与箱形基础墙相连时, 除柱四角钢筋直通基底外, 其余钢筋伸入顶板底面以下的长度不应小于其直径的 35 倍; 其他内柱的主筋应直通到基底。

(6) 箱形基础的混凝土级别不应低于 C20。当地下水位高于箱基底面时, 其外墙和底板宜用防水混凝土, 防水混凝土的抗渗等级系根据最大水头与壁厚之比按表 2-10 选择。

箱形基础混凝土抗渗等级选择表

表 2-10

最大计算水头 (H) 与混凝土厚度 (h) 之比	设计抗渗等级 (大气压) (kN/mm^2)
$H/h \leq 10$	P6
$10 < H/h \leq 15$	P8
$15 < H/h \leq 25$	P12
$25 < H/h \leq 35$	P16
$H/h > 35$	P20

70. 在箱形基础的设计中应如何考虑地基的承载力和变形验算?

箱形基础的计算包括两方面的内容: 箱形基础的验算 (包括地基承载力、变形和倾斜验算) 和箱形基础的结构计算。

地基承载力验算, 根据规范规定需满足下述要求:

$$p - p_w \leq f \quad (2-24)$$

$$\left. \begin{aligned} p_{\max} - p_w &\leq 1.2f \\ p_{\min} - p_w &\geq 0 \end{aligned} \right\} \quad (2-25)$$

式中 p ——基础底面的平均压力 (kN/m^2);

$p_{\max}$ ——基础底面边缘的最大压力设计值 (kN/m^2);

$p_{\min}$ ——基础底面边缘的最小压力设计值 (kN/m^2);

p_w ——基础底面水的浮力 (kN/m^2);

f ——地基承载力设计值 (kN/m^2)。

箱形基础的沉降,系按分层总和法计算。考虑到理论计算与箱形基础的实际工作情况有出入,为消除这一误差,需将计算值乘一沉降计算经验系数 m_s (表 2-11)。

沉降计算经验系数 m_s 表 2-11

土的类型	基底附加压力 (10^4N/m^2)					
	≤ 4	4~6	6~8	8~10	10~15	15~20
淤泥或淤泥质土	0.5~0.7	0.7~1.0	1.0~1.2			
粘质粉土				0.6~0.9		
一般第四纪土				0.3~0.5	0.5~0.7	0.7~0.9

高层建筑箱形基础容许的最终平均沉降计算值不宜大于 35cm。

由于箱形基础的刚度大,可认为其倾斜为整体倾斜,而且在纵、横两个方向均可发生。由于横向尺寸较小,故箱形基础的横向倾斜对建筑结构的危害较大,应该控制。

根据我国《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》(JGJ 6—99)的规定,横向整体倾斜计算值 α_T 应满足下式要求:
非地震区

$$\alpha_T \leq \frac{B}{100H_g} \quad (2-26)$$

地震区

$$\alpha \leq \frac{B}{150H_g} \quad (2-27)$$

式中 B — 箱形基础宽度 (m);

H_g — 建筑物高度 (m)。

71. 当上部结构为框架结构体系时, 箱形基础的内力计算时为什么要考虑一定的折减?

当上部结构基本上为框架体系时, 与刚度很大的箱形基础相比, 其刚度不太大, 属于敏感性结构。在这种情况下, 为了简化计算, 应略去上部结构的刚度的影响, 在地基反力和上部结构传来的荷载作用下来分析箱形基础结构的内力。此时箱形基础犹如一块空心厚板, 在地基反力和外荷载的作用下, 将产生双向的弯曲应力。为了避免对板作复杂的双向受弯计算, 就将荷载简化为在两个方向上分别进行单向受弯, 并将荷载及地基反力重复使用一次。先将基础沿长度方向作为梁, 用静定分析法可计算出任一横截面上的总弯矩 M_x 及总剪力 V_x , 并假定它们沿截面横向均匀分布。同样, 我们可以将基础宽度方向作为梁算出 M_y 及 V_y 。弯矩 M_x 、 M_y 使顶板和底板在两个方向上均处于轴向受压或轴向受拉的状态; 而剪力 V_x 和 V_y 则分别由箱形基础的横墙和纵墙承受, 这就是箱形基础的整体受弯计算。由于整体受弯计算时是将箱基当作梁在两个方向上重复计算后叠加而得, 必然会比实际情况偏大; 另外按静定分析法计算基础内力时未考虑上部结构的刚度影响。因此, 对于整体受弯计算的结果应考虑一定的折减, 如可以利用等代刚度梁法将 M_x 和 M_y 分别予以折减。

其次, 架空支撑在箱基内外墙上的顶板和底板, 还直接承受着分布压力, 因此顶板和底板还应该按局部弯曲计算。即将箱基内、外墙作为顶板和底板的支座, 顶板以实际荷载按普通楼盖计算; 底板以均布地基净反力按倒楼盖计算。但是, 在实际工程中, 箱形基础的基底反力在由纵、横墙所分出的板格中有由中部向四周墙下转移的现象。因此, 底板计算所得的局部弯曲所引起的弯

矩应乘以 0.8 的折减系数。

由于上部结构为框架体系的箱形基础结构，它的基础内力计算配筋的依据是由整体弯曲和局部弯曲计算结果叠加而成，所以，根据以上分析，在此种结构的力计算时要考虑一定的折减。

72. 箱形基础的结构计算包括哪些内容？

箱形基础的结构计算，在计算弯矩时视不同类型的上部结构而采用不同的方法，一般分为下述两种情况：

当上部结构为现浇剪力墙结构体系时，由于剪力墙与箱形基础的墙体对正相连，箱形基础的刚度视为无限大，不易发生整体弯曲变形，故箱基的顶板、底板均可按局部弯曲计算。此时顶板犹如支承在箱形基础内外墙上的钢筋混凝土楼盖，根据其上作用的荷载可计算出各跨板的跨中和支座弯矩。而底板则视为一倒置的钢筋混凝土楼盖，地基反力即作用在它上面的荷载，亦按钢筋混凝土楼盖的内力计算方法，计算各跨板的跨中和支座处的弯矩，作为配筋的依据。

当上部结构为框架体系时，因其刚度小，箱形基础在上部荷载、地基反力、水浮力等作用下将产生整体弯曲，同时，顶板、底板还产生局部弯曲。因此，根据规范规定，对于箱形基础的顶板和底板，应将按局部弯曲计算得的弯矩乘以折减系数 0.8 后，再叠加按整体弯曲计算得的弯矩作为配筋计算的依据。

箱形基础的顶板和底板，除计算其受弯承载力外，还应验算其受剪承载力和受冲切承载力。箱形基础的内、外墙，除与剪力墙连接者外，均应验算墙身的受剪承载力。门洞口的过梁也要验算受剪承载力。

此外，当箱形基础按空心梁整体弯曲时，顶板受压，产生轴向压力 N ，底板受拉，产生轴向拉力 N ，如图 2-31 所示。且

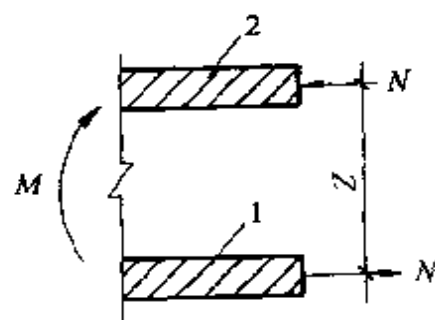


图 2-31 轴力计算简图

1—底板；2—顶板

$$N = \frac{M}{Z} \quad (2-28)$$

式中 M ——箱形基础整体弯曲时的弯矩 ($N \cdot m$);

Z ——箱形基础整体弯曲的内力臂, 即顶板中心至底板中心的距离 (m)。

箱形基础墙体的轴力, 主要由上部荷载和地基反力所产生, 计算方法同一般混凝土墙相同。

73. 在箱形基础施工时, 应注意哪些问题?

箱形基础深基坑开挖工程应在认真研究建筑场地工程地质和水文地质资料的基础上进行施工组织设计。施工操作必须遵照有关规范执行。

(1) 箱基施工中, 首先一环是基坑开挖。基坑开挖应验算边坡稳定性, 并注意对基坑邻近建筑物的影响。验算时, 应考虑坡顶堆载、地表积水和邻近建筑物影响等不利因素, 必要时采取支护。过去支护结构常用钢板桩或槽钢打入土中一定深度或设置围圈, 由立柱、挡板构成一个体系替代钢板桩和槽钢的支护。现在常采用地下连续墙作为支护结构, 还有采用深层搅拌桩或钻孔桩组成排桩式的挡墙作为支护, 常用在埋置相对浅一些的箱基基坑中。

(2) 基坑开挖如有地下水, 应采用明沟排水或井点降水等方法, 保持作业现场的干燥。当地下水量很丰富、地下水位很高, 且基坑土质为粉砂、细砂、粉质粘土等时, 采用明沟排水易造成流砂或涌土, 甚至使边坡坍塌, 基坑周围地面下沉等严重后果。此时宜采用井点降水措施。

井点类型的选择、井点系统的布置及深度、间距、滤层质量和机械配套等关键问题应符合规定, 并宜设置水位降低观测孔。在箱形基础基坑开挖前, 地下水位应降至设计坑底标高以下至少 500mm。停止降水时应验算箱形基础的抗浮稳定性。地下水对箱形基础的浮力, 不考虑折减, 抗浮安全系数宜取 1.2。停止降水阶段的抗浮力包括已建成的箱形基础自重、当时的上层结构静重以

及箱基上的施工材料堆重。水浮力应考虑相应施工阶段期间的最高地下水位，当不能满足时，必须采取有效措施。

(3) 箱基的基底直接承受全部建筑物的荷载，必须是土质良好的持力层。因此要保护好地基土的原状结构，尽可能不要扰动它。在采用机械挖土时，应根据土的软硬程度，在基坑底面设计标高以上，保留 200~400mm 厚的土层，采用人工挖除。基坑不得长期暴露，更不得积水。在基坑验槽后，应立即进行基础施工。

(4) 箱形基础的底板、顶板及内外墙的支模和浇筑，可采用内外墙和顶板分次支模浇筑方法施工。外墙接缝应设榫接或设止水带。

(5) 箱基的底板、顶板及内外墙宜连续浇灌完毕。对于大型箱基工程，当基础长度超过 40m 时，宜设置一道不小于 700mm 的后浇带，以防产生温度收缩裂缝。后浇带应设置在柱距三等分的中间范围内，宜四周兜底贯通顶板、底板及墙板。后浇带的施工须待顶板浇捣后至少两周以上，使用比原设计强度等级提高一级的混凝土。在混凝土继续浇筑前，应将施工缝及后浇带的混凝土表面凿毛，清除杂物，表面冲洗干净，注意接浆质量，然后浇筑混凝土，并加强养护。

(6) 箱基底板的厚度，一般都超过 1.0m。整个箱基的混凝土体积常达数千立方，因此，箱形基础的混凝土浇筑属于大体积混凝土的浇灌问题。由于混凝土体积大，浇筑时积聚在内部的水泥水化热不易散发，混凝土内部的温度将显著上升，产生较大的温度变化，导致混凝土产生表面裂缝和贯穿性裂缝，影响结构的整体性、耐久性和防水性，影响正常使用。对大体积混凝土，在施工前要经过一定的理论计算，采取有效的技术措施，以防止温差对结构的破坏。

一般采用的措施有：

(1) 对混凝土结构进行温度应力计算，用以决定是否可以分块浇捣，以减少混凝土的收缩徐变内应力。

(2) 采用水化热较低的矿渣硅酸盐水泥和掺磨细粉煤灰掺合

料，以减少水泥水化热、增加和易性及减少泌水性。

(3) 加强混凝土表面的保温养护，延缓降温速度，控制混凝土内外温差。

(4) 降低混凝土的入仓温度。

(5) 在应力集中部位设置变形缝。

(6) 箱形基础施工完毕，应尽快回填基坑。

(7) 高层建筑进行沉降观测，应根据设计要求及时埋设水准点及观测点。

74. 在箱形基础施工时，应如何保证基坑土体的稳定？

(1) 坑底土体的稳定性

箱形基础的埋深一般都比较深，在开挖受剪承载力很低的软土基坑时，除应采取措施（如打板桩，作地下连续墙等）保持坑壁的的稳定外，还应避免由于坑底平面上内、外压力差，使坑底土体剪切破坏向坑内挤出，造成坑内底面隆起、坑外地面下沉（图 2-32）。如果基坑近旁有建筑物或其他荷载时，这种情况更易发生，势必危及邻近建筑物的安全。

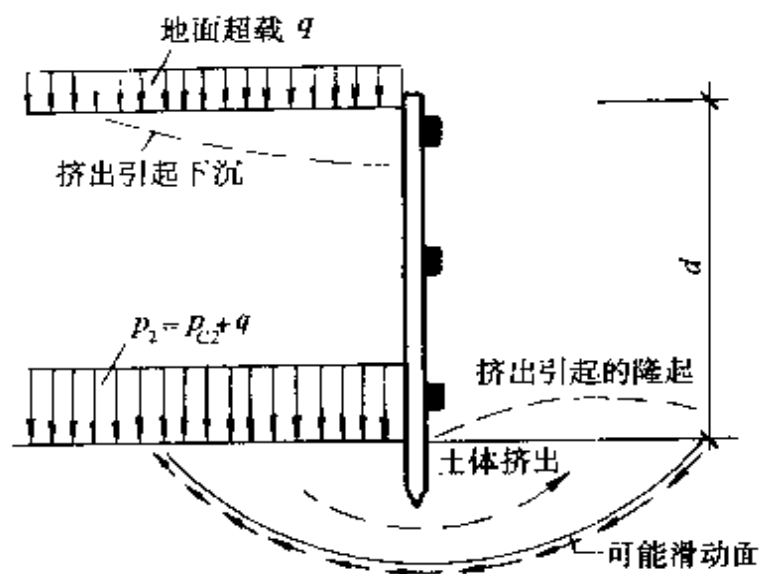


图 2-32 坑底土体剪切破坏

全。为了防止坑底上的剪切破坏，必须按地基承载力计算出坑内外允许压力差，再据此求出基坑开挖的允许深度，然后加以严格的限制。

(2) 坑底土回弹和随后的沉降

基坑开挖（即卸荷）解除了坑底以下土的一部分自重应力，于是坑底土膨胀，发生坑底回弹（即弹性隆起）。当建造基础和上部

结构（再加荷）时土体再度压缩随后产生沉降。由于再压缩曲线有滞后环，若基底的实际荷载（扣除水的浮力）等于挖除的土重时，所产生的再压沉降量要比原有的回弹量大得多。所以，任何箱形基础，都难免会有一定的沉降发生。为此，施工中应采用有效的措施，减少开挖基坑所引起的应力解除。

（3）侧向压缩和坑外下沉

在开挖基础发生解除竖向自重应力的同时，水平向自重应力也随之解除，因而支撑坑壁的结构（如板桩）下部内移，并伴随出现坑外地而下沉。此外，人工降低地下水位，会增大坑外土体的竖向和水平向自重应力，引起更大的板桩内移和坑外下沉。板桩内移不仅可能破坏支撑基坑的结构，使基坑尺寸缩小而影响基础工程施工，而且由此引起的坑外地面下沉，将对邻近建筑物造成严重的威胁，因此，应当根据工程实际情况，采用切实有效的措施（如加大板桩的抗弯刚度和入土深度，加强支撑等）。

75. 箱加桩复合基础比单纯箱形基础在哪些方面有所提高？

由于高层建筑的层数增多，地基承受的垂直力和水平力亦会愈来愈大。此外，由于抗震和人防的要求，高层建筑的基础需要有一定的埋深，因而采用箱加桩复合基础的愈来愈多，上海高层建筑中采用这种复合基础者占较大的比重。

箱加桩复合基础中的箱基同没有桩的箱基相比，其受力和变形不同，由于底板下有桩基，大大增强了体系的刚度，箱基的整体弯曲受到桩的约束。箱基底板实质上是群桩上的一个桩帽，加上底板上的纵、横墙和顶板，组成一个刚度很大的空心承台，因此认为底板在平面内的刚度为无限大。

箱加桩复合基础。由于有了箱形基础，基础平面内和平面外的刚度增大，箱形基础底板传递剪力的能力有所增强；由于有了桩基，高层建筑的垂直和水平荷载可以通过桩顶的箱形基础（实际上是刚度很大的空心承台）有效的传递给桩和土体。桩基的存在，不但提高了地基承受高层建筑荷载的能力，而且减少了垂直

荷载作用下的沉降。从上海使用情况看，箱加桩复合基础的沉降值大约在 90~100mm 左右，比单纯箱形基础的沉降小得多。

76. 计算箱加桩复合基础时，箱形基础的底板应如何考虑？

箱加桩复合基础中箱基底板厚度的取值，同箱基开间大小和布桩形式有关，还要满足冲切计算的要求。

在计算箱加桩复合基础时，底板的荷载如何取值，有各种不同的方法。一般当总荷载 100% 由桩承受的情况下，可认为底板的荷载为建筑物总荷载的 20%。当底板下的地下水浮力大于上述数值时，则以水浮力作为箱基底板的荷载；当箱基底板下满堂布桩时，则按照桩作用力和底板下地下水浮力来设计底板。

箱加桩复合基础底板的计算简图，按照布桩的不同分为两种情况：①当沿剪力墙轴线布桩时，即把箱底板分隔为若干块大小不等的双向板或单向板，将剪力墙视作支承来计算底板的内力，然后计算配筋；②当满堂布桩时，底板上的桩荷载按板长和板宽的线刚度进行分配，将此桩荷载与水浮力相加作为计算荷载来计算纵、横两个方向板带的内力，然后计算配筋。此外，对上述两种情况均需验算底板的受冲切承载力。

1.3 基础埋深及与上部结构共同作用

77. 确定基础的埋置深度应考虑哪些因素？

从设计地面到基础底面的距离称为基础埋置深度。

确定基础埋深的原则是：在满足地基稳定和变形要求的前提下，基础应尽量浅埋，除岩石地基外，一般不宜小于 0.5m。另外，基础顶面应低于设计地面 100mm 以上，以避免基础外露。

在确定基础埋置深度时，应当考虑以下几个条件：

(1) 建筑场地土的性质和建筑物的类型

由于地基土形成的地质环境不同，每个地区的地基土的性质也就不会相同，即使同一地区其性质也有很大变化。因此，在确定基础埋置深度时，应当详细地分析地基勘察资料，在安全可靠

和最经济的条件下，确定合理的基础埋置深度。

(2) 地基土的冻胀性

当地基土的温度低于 $0\sim 1^{\circ}\text{C}$ 时，土内空隙中的水大部分冻结。地基土冻结的极限深度称为冻结深度。

我国 GBJ 7-89 规范将地基土根据冻胀程度划分四类：①不冻胀土；②弱冻胀土；③冻胀土；④强冻胀土。

规范同时规定，在确定基础埋深时，对于不冻胀土不考虑冻结深度的影响；对于弱冻胀土，冻胀土和强冻胀土，按下式确定基础的最小埋深：

$$d_{\min} = z_0 \psi_t - d_{\text{fr}} \quad (2-29)$$

式中 $d_{\min}$ ——基础最小埋深 (m)；

z_0 ——标准冻深 (m)，是指在地表无积雪和无草皮等覆盖条件下多年实测最大冻深的平均值；

ψ_t ——采暖对冻深的影响系数，当室内地面直接建在土上时，其值可按表 2-12 采用，但在采暖期间室内月平均温度小于 10°C 时，取 $\psi_t = 1.00$ ，不采暖房屋取 $\psi_t = 1.10$ ；

d_{fr} ——基底下容许残留冻土层厚度 (m)；

对弱冻胀土， $d_{\text{fr}} = 0.17z_0\psi_t + 0.26$

对冻胀土， $d_{\text{fr}} = 0.15z_0\psi_t$

对强冻胀土， $d_{\text{fr}} = 0$ 。

采暖对冻深的影响系数 ψ_t 值

表 2-12

室内地面比室外地面高出 (mm)	外墙中段	外墙角端
≤ 300	0.70	0.85
≥ 750	1.00	1.00

- 注：1. 外墙中段、角端按图 2-33 划分，当外墙长度较小时，可按无中段考虑；
2. 采暖建筑物中的不采暖房间（门斗、过道和楼梯间等），其外墙基础处的 ψ_t 值，取与外墙角端相同值。
3. 室内地面比室外地面高出 $300\sim 750\text{mm}$ 之间时，可内插求得。

当冻深范围内地基由不同冻胀性土层组成时,基础最小埋深可按下层土确定,但不得浅于下层土的顶面;

当有充分根据时, d_{fr} 值也可根据当地经验确定。

在有冻胀土的地区宜采用下列防冻害措施:

①应尽量选择地势高、地下水位低、地表排水良好和土冻胀性小的建筑场地。对低洼场地,沿建筑物四周向外一倍冻深范围内,宜使室外地坪至少高出自然地面 300~500mm。

②为了防止施工和使用期间的雨水、地面水、生产废水和生活污水浸入地基,应做好排水措施。在山区必须做好截水沟或在建筑物下设置暗沟,避免因基础堵水而造成冻害。

③在冻深和土冻胀性均较大的地基上,宜采用独立基础、桩基础、自锚式基础(冻层下有扩大板或扩底短桩),或在墩基、条基下设置砂垫层,其底面深度应满足基础最小埋深的要求。

④对标准冻深大于 2m,基底以上为强冻胀土的采暖建筑及标准冻深大于 1.5m,基底以上为冻胀土和强冻胀土的非采暖建筑,可在基础侧面回填粗砂、中砂等非冻胀性散粒材料,以防止冻切力对基础侧面的作用。

⑤在冻胀和强冻胀性地基上,宜设置钢筋混凝土圈梁和基础梁,或采取其他措施,增强房屋整体刚度。

⑥当基础梁下有冻胀性土时,应在梁下填以炉渣等松散材料。并预留 50~150mm 空隙,以防冻胀事故。

⑦外门斗、室外台阶和散水坡等宜与主体结构分开,其下宜填非冻胀性材料。

⑧按采暖设计的建筑物,在交付使用前应对地基采取相应的

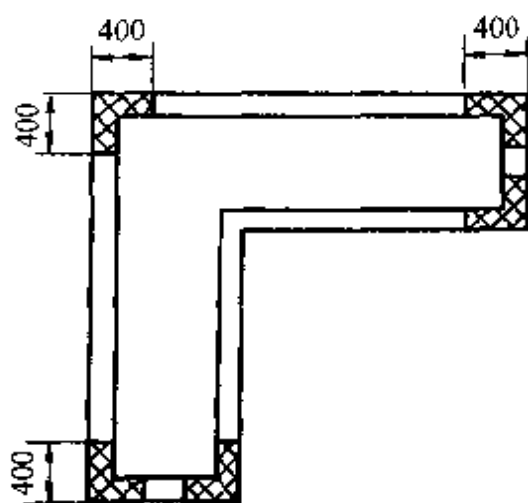


图 2-33 外墙中段、角
端划分示意图

过冬保温措施。

(3) 相邻房屋和构筑物基础埋深的影响

如拟建房屋的邻近有其他建筑物时，除应根据上述条件决定基础埋深外，还应当注意新建房屋基础对原有的建筑物的影

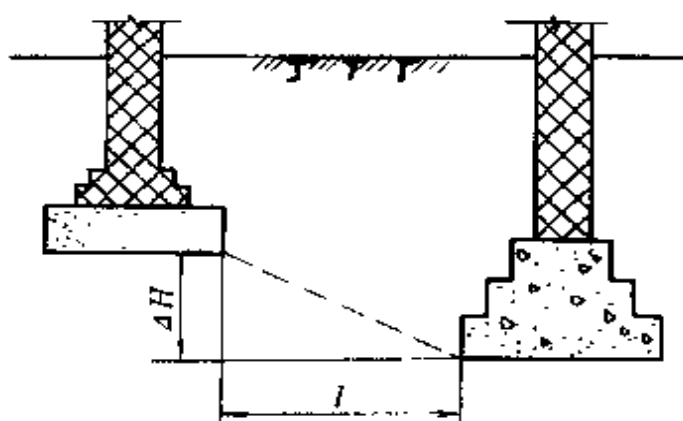


图 2-34 新基础底面标高低于原有基础时，两基础应保持一定净距

响。如拟建房屋和原有的建筑物相距很近时，则拟建房屋的基础埋深最好采取小于或等于原有的建筑物的埋深，以免在施工期间影响原有建筑物的安全和正常使用。如必须将拟建房屋基础做到原有建筑物基础底面以下时，则需满足下列条件：

$$\frac{\Delta H}{l} \leq 0.5 \sim 1 \quad (2-30)$$

式中 ΔH ——相邻两建筑物基础底面标高之差；

l ——相邻两建筑物基础边缘的最小距离(m)，参见图 2-34。

如上述要求不能满足时，应采取分段施工，设临时加固支撑，打板桩等施工措施。

(4) 地下水的情况

基础最好埋在地下水位以上。这样，可以避免施工时排水，同时，还可以防止或减轻地基土的冻胀。

78. 地基、基础与上部结构共同工作的概念是什么？从这个观点出发，应如何防止或减轻不均匀沉降的危害？

上部结构的荷载由其墙、柱作用于基础，而基础再将其荷载传给地基，使地基产生应力和变形。同时，基础对墙、柱的底面产生反力，并影响其内力和位移。由此可见，地基、基础和上部结构之间是相互作用、互相影响、彼此制约的。这三部分在力的

相互作用方面应该满足静力平衡条件，而且在它们互相连接或接触部位应该满足变形协调条件，这就是地基、基础与上部结构共同工作的概念。

任何建（构）筑物，都会由于上部结构的荷载较大及其差异、或地基的软弱与不均匀等原因，产生均匀沉降或不均匀沉降。均匀沉降一般不致带来大损害，但超量时就会影响建筑物的功能和正常使用；不均匀沉降则可能造成较大的危害，过大时往往会引起建筑物开裂、倾斜，甚至破坏。尤其是软弱地基上的建筑物，这种危害可能更大。

从地基、基础与上部结构共同工作出发，为了防止或减轻不均匀沉降的危害，应在建筑、结构和施工等方面采取以下措施：

（1）建筑措施

①建筑物的体型应力求简单

建筑的体型，是指建筑的平面和立面的轮廓形状。复杂的体型，常常是削弱建筑物的整体刚度和加剧地基不均匀沉降的重要因素。因此，在满足建筑功能和使用要求的前提下，应尽量采用简单的建筑体型，如长高比较小、等高的“一”字形建筑物。

实际工程中，建筑物的立面高差是难以避免的，如果地基条件较好，可允许其高差不超过两层，当地基软弱时，则不应超过一层。否则，应采取其他措施。

②设置沉降缝

当地基极不均匀，建筑物平面形状复杂和高低悬殊等情况时，在建筑物的特定部位设置沉降缝，可以有效地防止或减轻地基不均匀沉降造成的危害。沉降缝不同于伸缩缝或防震缝，它是从上部结构檐口到基础底面将建筑物分割成两个或多个独立单元，分割出的独立单元（或沉降单元），应满足体型简单、长高比小、结构类型不变和所在处的地基比较均匀等条件的要求。由于这种独立单元具有较好的整体刚度，因而具有一定的调整不均匀沉降的能力。

根据独立单元的要求和工程经验，沉降缝设置的位置通常选

择在下列部位:

- a. 复杂建筑平面的转折部位;
- b. 建筑高度或荷载变化差异处;
- c. 长高比过大的建筑适当部位;
- d. 建筑结构或基础类型不同处;
- e. 地基土的压缩性有显著变化部位;
- f. 分期建造房屋的交接处;
- g. 拟建伸缩缝或防震缝处 (沉降缝可兼作伸缩缝或防震缝)

沉降缝应有--定的宽度,以利于相邻单元沉降而不受影响,当缝两侧单元内倾时不致互相挤压,其缝的宽度是:2~3层房屋为50~80mm,4~5层房屋为80~120mm,5层以上房屋应不小于120mm。沉降缝内一般不要填塞任何材料,寒冷地区也只能填塞防寒松软的材料,以保持沉降缝不失去应有的作用。

③加强建筑物的整体刚度

建筑物的整体刚度愈大,调整和适应地基不均匀沉降的能力就愈强。因此,应在建筑设计中控制建筑物的长高比与合理布置纵、横墙,以加强建筑物的整体刚度。

④恰当安排相邻建筑物基础间的净距

建筑物的荷载不仅使其基础下面的土层受到压缩变形而产生沉降,而且还会由于其地基中附加应力的扩散作用,使相邻建筑物的沉降相互影响而引起附加的不均匀沉降。如果相邻两建筑物的距离太近时,这种附加不均匀沉降可能造成建筑物的开裂或倾斜,若被影响的建筑物刚度较差时,其影响表现为墙体开裂;当其刚度较大时,则表现为房屋的整体倾斜。这种影响,对于同期建造的两相邻建筑物,特别是两建筑物的高低(或轻重)差别太大时,低(或轻)者受高(或重)者的影响;对于不同期建造的两相邻建筑物,原有建筑物受邻近新建高(或重)的建筑物的影响。

为了减少或避免相邻建筑物影响的危害,软弱地基上的相邻建筑物基础之间应有一定的净距,其值应根据地基的压缩性,影

响建筑的荷载大小与面积,以及被影响建筑的刚度等因素而定。这些因素可归纳为影响建筑的预估平均沉降量 s 和被影响建筑的长高比 L/H_t 两个综合指标。因此,相邻建筑物基础间的净距,可按表 2-13 选用。

相邻建筑物基础间的净距 (m) 表 2-13

影响建筑的预估平均 沉降 s (mm)	被影响建筑的长高比	
	$2.0 \leq L/H_t < 3.0$	$3.0 \leq L/H_t < 5.0$
70~150	2~3	3~6
160~250	3~6	6~9
260~400	6~9	9~12
>400	9~12	≥ 12

注: 1. 表中 L 为建筑物长度或沉降缝分隔的单元长度 (m); H_t 为自基础底面标高算起的建筑物高度 (m);

2. 当被影响建筑的长高比为 $1.5 < L/H_t < 2.0$ 时, 其间净距可适当缩小。

对于相邻高耸结构 (或对倾斜要求严格的构筑物) 的外墙间隔距离, 应根据倾斜允许值计算确定。

⑤调整建筑物各部分的标高

建筑物基础的沉降, 会使其各部分的标高发生变化, 从而影响其功能和正常使用。因而应根据可能产生的不均匀沉降, 采取下列相应的措施:

a. 室内地坪和地下设施的标高, 应根据预估沉降量予以提高;

b. 建筑物各部分 (或设备之间) 有联系时, 可将沉降较大者标高提高;

c. 建筑物与设备之间, 应留有足够的净空;

d. 当有管道穿过建筑物时, 应预留足够尺寸的孔洞, 或采用柔性的管道接头。

(2) 结构措施

①减轻建筑物自重

建筑物的自重基底压力中占有较大的比例。工业建筑约占40%~50%，民用建筑约占60%~70%。因而要减少沉降量，就应采取措施尽量减轻建筑的自重。通常可采取下列措施：

a. 减轻墙体自重，如采用多孔砖，轻质墙等；

b. 选用轻型结构，如采用预应力混凝土结构、轻钢结构，以及各种轻型空间结构（悬索结构、充气结构等）；

c. 减少基础及覆土重量，如采用空心基础、壳体基础、无埋式薄板基础，以及架空地板代替厚填土。

②设置圈梁

③减小或调整基底附加压力

减小或调整基底附加压力，可以减小基础的沉降量，使其沉降差值减少，以调整基础的不均匀沉降。

a. 按补偿性基础的概念，采用中空封闭型基础，如地下室（或半地下室）筏板基础、箱形基础等，可以减小基底附加压力；

b. 按允许沉降差调整基底尺寸的概念，改变基底尺寸，调整基底附加压力。

④加强基础的刚度

加强基础的刚度，可以提高其抗弯能力，以减少基础的不均匀沉降。

a. 采用钢筋混凝土梁，板式基础，如条形、十字形、筏板和箱形基础，可以增大基底面积，加强基础刚度和提高调整不均匀沉降的能力。尤其是软弱地基上的砌体结构房屋，采用刚度较大的钢筋混凝土基础，不仅具有较大的调整不均匀沉降的能力，而且万一需要事后补强或托换基础，也就比较容易进行处理。

b. 基础埋深变化较大时，应当做成台阶形基础，必要时还应配筋加强，以提高基础的整体刚度，增强适应不均匀沉降的能力。

⑤选用适应不均匀沉降的结构

排架、三铰拱等铰接结构，对地基变形欠敏感，不会对结构引起过大的附加应力（或次应力），有利于避免不均匀沉降的危害。

（3）施工措施

①合理安排施工顺序：一般应先建重、高部分，后建轻、低部分，先施工主体建筑，后施工附属建筑。这样可以减小或调整部分不均匀沉降。

②基础周围不宜堆载：在已建成的建筑物周围，不宜堆放大量的建筑材料和土方等重物，以免地面堆载引起建筑物产生附加沉降。

③保护基底的土体：在开挖基坑时，对基底软弱土层应加以保护，尽量避免扰动；对坑内的进水应及时排除。

④防止施工的不利影响：在现场进行打桩、强夯、井点降水、深基坑开挖等施工时，应采取有效措施防止对周围邻近建筑物的不利影响。

79. 地基与基础如何进行相互作用？

基础将基顶荷载改变为基底压力作用于地基表面，而地基则对基础产生反力作用于基底。这种地基与基础的相互作用，显然取决于基底压力或地基反力的大小和分布。基底压力的分布除与上部结构的刚度和荷载有关外，主要决定于基础与地基的相对刚度。对于具有非常大抗弯刚度（视为绝对刚性）的刚性基础，受荷后基础不挠曲，原来是平面的基底，沉降后仍然保持其平面。若在中心荷载作用下，基底的沉降处处相等，地基反力分布是对称的，边缘大、中部小，如图 2-35 (a) 所示；而在偏心荷载作用下，

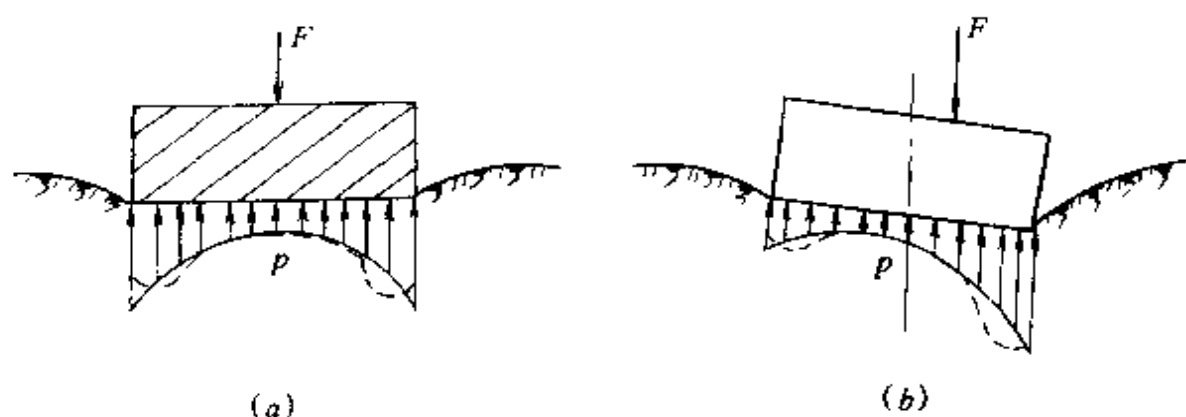


图 2 35 刚性基础

(a) 中心荷载作用；(b) 偏心荷载作用

沉降后的基底则为一倾斜平面，地基反力分布虽不对称，但仍是边缘大、中部小，如图 2-35 (b) 所示。对于刚度很小的（视为完全柔性）的柔性基础，它好比放在地基上的柔软薄膜，可以随着地基的变形而任意弯曲。基础上任一点的荷载传递到基底时，不可能向旁扩散分布，就像直接作用在地基上的一样。因此，柔性基础的地基反力分布与作用于基础上的荷载分布完全一致。若在均布荷载作用下，地基反力的分布是均匀的，基底的沉降则是中部大、边缘小，如图 2-36 (a) 所示；如果要使基底沉降趋于均匀，就得增大基础边缘的荷载。相应减小其中部的荷载，这就使基顶荷载和地基反力变成为如图 2-36 (b) 所示的非均布形状。从上述可知，具有一定刚度的基础，有抵抗基础挠曲并使其基底沉降趋于均匀的能力，同时也使地基反力发生由中部向边缘的转移；刚度较低的基础，则无力抵抗基础挠曲并使其基底沉降趋于均匀，也不可能使传至基底的荷载改变其原来的分布形状。通常把基础能够跨越基底中部，使所承担的荷载相对集中地传至基底边缘的现象，称为基础的架越作用。显然，架越作用的强弱取决于基础（与地基）相对刚度的大小。绝对刚性的基础架越作用最强，而完全柔性的基础则无架越作用。在实际工程中，绝对刚性和完全柔性的基础是不存在的。工程中的基础，一般具有一定刚度，它们的架越作用、地基反力分布和沉降情况，均处于上述两种情况之间。



图 2 36 柔性基础
(a) 均布荷载；(b) 均匀沉降

对于均质弹性半空间地基的刚性基础，按地基与基础接触面的变形协调方程（中心荷载下刚性基础底面各点的沉降相等），与基础的静力平衡方程联立可解得基底沉降 s 和反力 $p(x, y)$ 。这类按弹性半空间理论求得的反力，在基底边缘处，其值均趋于无限大（图 2-35 中的实线反力图）。然而，事实上由于地基层部剪切破坏，边缘处的接触压力不可能超过一定的数值，势必引起反力的重新分布，基底反力便成为马鞍形（图 2-35 中虚线反力图）。由此可见，基础的架越作用的强弱不仅决定于基础（与地基）相对刚度的大小，而且还取决于基底下地基塑性区开展的大小。相对刚度较大的基础，如地基中不存在塑性区或其范围相对较小时，基础的架越作用便很强。随着塑性区的扩大，基底反力逐渐趋于均匀，在接近液态的软土中，则近于直线分布。所以，在设计中，对于建在均匀软弱地基上相对刚度较大的基础，可认为基底压力是直线分布。

80. 上部结构的刚度对基础受力有什么影响？

上部结构的刚度，是指整个上部结构对基础挠曲和不均匀沉降的抵抗能力。对于绝对刚性的上部结构（图 2-37），当地基变形时，各柱只能同时均匀下沉，相当于条形基础在各柱位处设置了不动支座，此时的基础无异于在支座荷载和地基反力作用下的倒置连续梁。然而对于完全柔性的上部结构（图 2-38），条形基础除了传递上部结构的荷载外，对其变形毫无制约的作用。上述两种极端情况对比可知，前者比后者的弯矩图明显地趋于均匀，正负弯矩的差值减小，正弯矩的绝对值也减小。实际工程中，绝对刚性和完全柔性的上部结构是不存在的，大多数建筑物上部结构的刚度介于上述两种极端情况之间。由于上部结构的刚度难于定量计算，设计工作中只能定性判断。如高炉、烟囱、水塔等整体结构，可认为是绝对刚性，剪力墙体系的高层建筑，接近于绝对刚性；而单层排架和静定结构，则接近于完全柔性。从上述分析可知，上部结构的刚度，可使地基变形后的墙柱下沉趋于均匀，阻止或减小基础的挠曲，从而起着调整地基变形、减少不均匀沉降

的作用。这种作用随着上部结构刚度的增大而加强、减小而削弱。因此，在工程中为了减少基础的不均匀的沉降，可以采用加强上部结构刚度的方法。

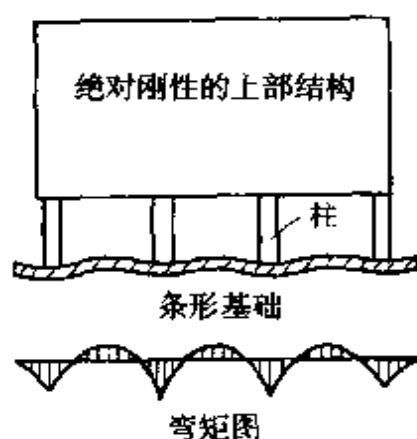


图 2-37 绝对刚性结构

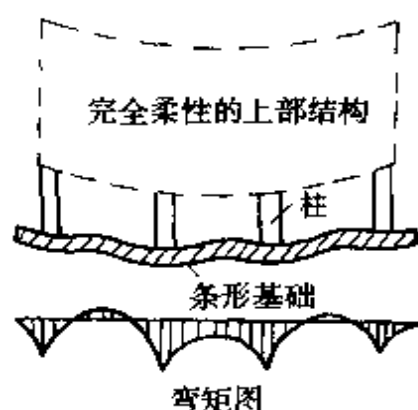


图 2-38 完全柔性结构

81. 地基变形对基础受力有什么影响？

地基在基底压力作用下产生附加应力和变形，地基的变形便引起基础的沉降。如果地基不均匀，基础的沉降也是不均匀的。基础的不均匀沉降，不仅会引起基础的挠曲或变位，影响基础的内力，而且还会使上部结构产生次应力，从而引起结构开裂。对于刚性的结构（如框架结构），它对基础不均匀沉降的顺从性较小，因而敏感性较大，即使很小的沉降差便足以引起结构可观的次应力，如果结构材料的承载力贮备不足，就很容易发生开裂，甚至破坏。相反，对于柔性结构（如排架结构），因其对基础不均匀沉降的顺从性较大而敏感性较小，即使基础间有较大的沉降差，也不会结构内引起过大的次应力，所以，在工程中为了减少上部结构产生的次应力，可以采用刚度较小的不敏感结构。

地基条件的变化，将引起基础的挠曲形状和内力的变化，如地基的中部软而两边硬，基础呈凹状挠曲，它比均匀地基挠曲程度更大（图 2-39a）；相反，地基的中部硬而两边软，基础则呈凸状挠曲（图 2-39b）所示。要使基础在压缩性相差较大的不均匀地基上，减少基础的挠曲和使其内力分布趋于均匀，就必须调整基顶荷载，使硬质地基上的荷载增大，而软弱地基上的荷载相应减

小, (图 2-40a、b) 所示。如果荷载调整不当, 就会加大基础的挠曲和使其内力分布更不均匀 (图 2-40c、d)。

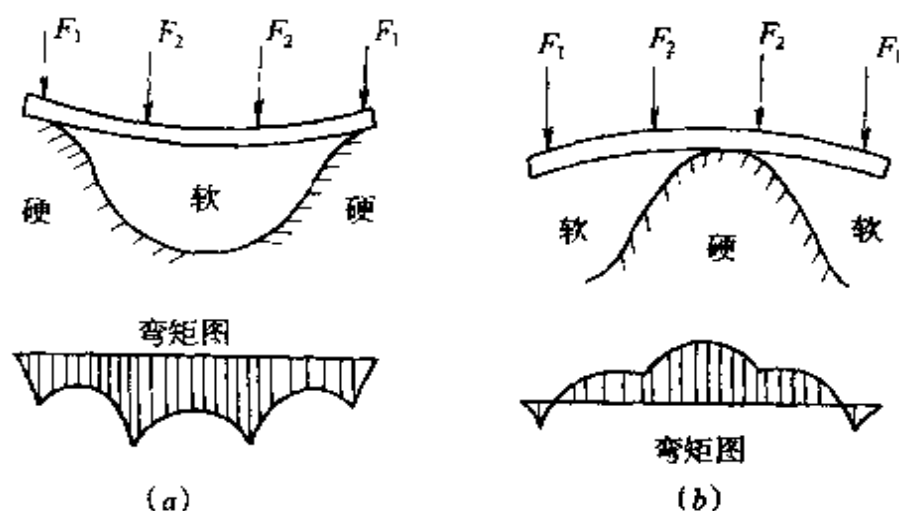


图 2-39 地基条件对基础受力的影响 ($F_1 = F_2$)

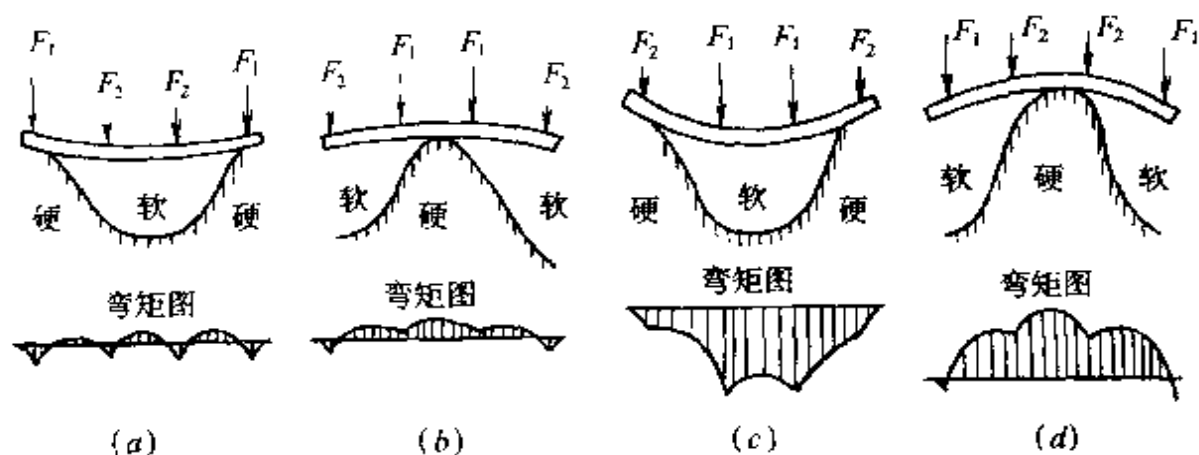


图 2-40 地基条件与荷载分布对基础受力的影响

· 2. 桩基础和沉井基础

2.1 桩基础的结构形式和传力特点

82. 桩基础有何优点? 在什么情况下采用?

桩基础是一种很古老的处理不良地基的有效方法, 最古老桩基的形式是木桩。

在现代社会中, 随着生产水平的提高和科学技术的发展, 桩

的类型、成桩机具和施工工艺以及设计理论、计算方法和应用范围，都有了很大的发展。目前桩基础是高层建筑和重型厂房以及各种具有特殊要求的构筑物广泛采用的基础型式。

桩基础一般具有以下优点：

(1) 承载力大。适用于高大的高层建筑和重型厂房以及有特殊要求的构筑物。

(2) 沉降量小。适用于沉降要求高的建筑物和精密设备的基础。

(3) 能承受一定的水平荷载和上拔力，稳定性好。适用于作用有很大倾覆力矩的高耸结构物的基础。

(4) 可以提高地基基础的刚度、改变自振频率。适用于减少机器基础的振幅、减弱机器振动对结构的不利影响。

(5) 可提高建筑物的抗震能力。适用于地震区结构物的基础和抗震措施。

(6) 便于实现基础工程机械化和工业化。

虽然桩基础的优点较多，但不是任何条件下都能适用。如果不考虑地基条件和建筑物的具体情况而盲目采用，就会适得其反（如桩穿过较好的土层而支承于软弱土层时，反而使基础沉降增加；在密实砂土内打桩时，反而会因振动使砂土变松，降低其承载力等）。

根据各地的工程经验，在下列情况下可采用桩基础：

(1) 建筑物荷载较大，地基上部土层为强度低、压缩性大，不能满足设计要求的软弱土层或采用人工处理效果不大、不经济或施工困难的软弱土层，而地基下部不太深处理藏有坚实地层。

(2) 高层建筑或其他重要的建筑物，不允许地基有过大的沉降或不均匀沉降时。

(3) 高耸建筑物或构筑物对限制倾斜有特殊要求时。

(4) 建筑物为敏感性建筑，而地基土极不均匀时。

(5) 大型或精密的机械设备基础对沉降或沉降速率有严格要求，或需限制振幅时。

(6) 地震区，以桩基作为结构抗震措施。

83. 桩基础的分类及其依据？各自有什么特点？

桩基础的类型按功能、荷载传递机理、截面形状、尺寸、材料、施工方法等进行分类。

(1) 按桩的使用功能分类

按桩的使用功能分类，是指桩在使用状态下，按桩的抗力性能和工作机理要求进行分类。不同使用功能的桩基，具有不同的构造要求和不同的计算内容，可分为以下四类：

① 竖向抗压桩

主要承受竖向下压荷载（简称竖向荷载）的桩，应进行竖向承载力计算，必要时还需计算桩基沉降，验算软弱下卧层的承载力以及负摩阻力产生的下拉荷载。

② 竖向抗拔桩

主要承受竖向上拔荷载的桩，应进行桩身强度和抗裂计算以及抗拔承载力计算。

③ 水平受荷桩

主要承受水平荷载的桩，应进行桩身强度和抗裂度验算以及水平承载力和位移验算。

④ 复合受荷桩

承受竖向、水平荷载均较大的桩，应按竖向抗压（或抗拔）桩及水平受荷桩的要求进行验算。

(2) 按桩的荷载传递机理分类

① 端承桩

在竖向极限荷载作用下，桩顶荷载全部或主要由桩端阻力承受，桩侧阻力相对桩端阻力而言较小，或可忽略不计的桩，根据桩端阻力发挥的程度和分担荷载的比例，又可分为摩擦端承桩和端承桩两类：

桩端进入中密以上的砂土、碎石类土或中、微化岩层，桩顶极限荷载由桩侧阻力和桩端阻力共同承担，而主要由桩端阻力承受，称为摩擦端承桩；

当桩的长径比 l/d 较小（一般小于 10），桩身穿越软弱土层，桩端设置在密实砂层、碎石类土或中、微化岩层，桩顶极限荷载绝大部分由桩端阻力承受，桩侧阻力很小可忽略不计时，称为端承桩。

②摩擦桩

在竖向极限荷载作用下，桩顶荷载全部或主要由桩侧阻力承受。根据桩侧阻力分担荷载的大小，摩擦桩分为摩擦桩和端承摩擦桩两类：

在深厚的软弱土层中，无较硬的土层作为桩端持力层，或桩端持力层虽然较坚硬但桩的长径比 l/d 很大，传递到桩端的轴力很小，以至在极限荷载作用下，桩顶和绝大部分由桩侧阻力承受，桩端阻力很小可忽略不计的桩，称为摩擦桩。

（3）按桩身材料分类

①混凝土桩

钢筋混凝土桩的配筋率较低，一般为 0.3%~1.0%，混凝土具有取材方便、价格便宜、耐久性好等优点。混凝土桩可分为灌注桩和预制桩两类。在现场采用机械或人工成孔，就地灌注的灌注桩可在桩内设置钢筋笼，也可不配钢筋；预制桩是在工厂或现场制作，有实心或空心桩，为提高其抗裂性和节省钢材可做成预应力桩，为减少沉桩挤土效应可做成敞口预应力桩。

②钢桩

钢桩可根据荷载特征制作成各种有利于提高承载力的断面，管形和箱形断面桩的桩端常作成敞口式以减小沉桩过程的挤土效应；当桩壁轴向受压承载力不够时，可将挤入管、箱中的土塞挖除后灌注混凝土。H 形钢桩沉桩过程中的排土量较小，沉桩贯入性能好。此外，H 形桩的表面积大，用于承受竖向荷载时能提供较大的摩阻力。为增大桩的摩阻力，还可在 H 形钢桩的翼缘或腹板上加焊钢板或型钢。对于承受侧向荷载的钢桩，可根据弯矩沿桩身的变化情况局部加强其断面刚度和承载力。

③组合材料桩

为充分发挥混凝土和钢材的材料性能或受施工条件限制,有时采用组合材料桩,如在钢管桩内填充混凝土,上部为钢桩、下部为混凝土桩等组合形式。

④木桩

常用整根原木做成。其桩径常为160~360mm。桩长一般为4~10m。所用木材须坚韧耐久,如杉木、松木和橡木等。木桩在淡水下是耐久的,适用于地下水位以下的地层中,但在干湿交替的环境中极易腐蚀,使用时应将木桩打入最低地下水位下0.5m。可在地下水位以上部分代之以钢筋混凝土桩身,将其与下段木桩相连接。对于地下水位变化幅度大的地区不宜使用木桩。桩顶应锯平加箍,桩尖应削成锥形,必要时加铁靴。

(4) 按成桩方法分类

①非挤土桩

干作业挖孔桩、泥浆护壁钻(冲)孔桩、套管护壁灌注桩,这类在成桩过程中基本上对桩相邻土不产生挤土效应的桩,称为非挤土桩。其设备噪声较挤土桩小,而废泥浆、弃土运输等可能会对周围环境造成影响。

②部分挤土桩

当挤土桩无法施工时,可能采用预钻小孔后打较大直径预制或灌注桩的施工方法,或打入敞口桩,如部分挤土沉管灌注桩,预钻孔打入式预制桩,打入式敞口桩等。

③挤土桩

挤土桩除施工噪声外,不存在泥浆及弃土污染问题,当施工质量好、方法得当时,其单方混凝土材料所提供的承载力较非挤土及部分挤土桩高。

(5) 按桩径大小分类

①小直径桩

桩径 $d \leq 250\text{mm}$,由于桩径小,施工机械、施工场地及施工方法一般较为简单。小直径桩多用于基础加固(树根桩或静压锚杆托换桩)和复合桩基础。

②中直径桩

桩径 $250\text{mm} < d < 800\text{mm}$ ，这类桩长期以来在工业与民用建筑物中大量使用，成桩方法和工艺繁多。

③大直径桩

桩径 $d \geq 800\text{mm}$ ，近年来发展较快，范围逐渐增多。因为桩径大且桩端还可扩大，因此，单桩承载力较高。此类桩除大直径钢管桩外，多数为钻、冲、挖孔灌注桩。通常用于高重型建（构）筑物基础，并可实现柱下单桩的结构型式。此类桩大多数是端承桩，少量为端承摩擦桩。

84. 单桩竖向承载力标准值应如何确定？

单桩的竖向承载力是指单桩在竖向荷载作用下不失去稳定（即不发生急剧地、不停滞地下沉，桩端土不发生大量塑性变形），也不产生过大的沉降（即保证建筑物桩基在长期荷载下的变形不超过允许值）时，所能承受的最大荷载。

单桩竖向承载力的确定，可以从桩身材料强度以及土对桩的阻力两个方面加以考虑。其中地基土对桩的阻力是确定单桩竖向承载力的主要因素，而桩身材料强度则是次要因素。通常是先根据地基土对桩的阻力确定单桩竖向承载力，然后再按一定的安全度选定桩身材料并确定其强度。设计时，分别按这两方面确定后取其中的小值。

根据土对桩的阻力确定单桩承载力标准值的方法有多种，按照建筑物不同的等级可采用不同的方法。一级建筑物应采用现场静载荷试验，并结合静力触探、标准贯入等原位测试方法综合确定；二级建筑物应根据静力触探、标准贯入、经验参数等估算，并参照地质条件相同的试桩资料综合确定。当缺乏可参照的试桩资料或地质条件复杂时，仍应由现场静载荷试验确定；对三级建筑物桩基，如无原位测试资料时，可利用承载力经验公式估算。

（1）按静载荷试验确定

静载荷试验是按照设计要求在建筑物场地设置试验桩，然后对试验桩逐级加载，并观测各级荷载作用时桩的沉降量，直到桩

周围地基破坏(也可能是桩身破坏)。同一条件下试桩数量一般不宜小于总桩数1%,且不小于3根。

试桩方法有两种:

①慢速维持荷载法

此法是国内外已沿用很久的方法。具体方法是按一定要求将荷载分级加到试桩上,每级荷载维持不变,直至桩顶下沉量增量达到某一规定的相对稳定标准,然后,继续加下一级荷载,当达到规定的终止加载条件时,便停止加载,再分级卸荷直至零载。试验周期需3~7d。

②快速维持荷载法

试验加载不要求观测下沉量的相对稳定,而以等时间间隔连续加载。采用快速维持荷载法的基本依据是:快速加载下得到的极限荷载乘以一定的系数可以转换成慢速维持荷载法;在设计荷载下,慢速法和快速法桩顶下沉量相差不大;慢速法的试验总持续时间长,且不易预估,而快速法的试验总持续时间短,且很易预估。

慢速维持荷载法是我国《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7-89)所推荐的方法,也是国内科技人员熟悉的方法,但试验周期长,费工、费时、费钱;快速维持荷载法的总持续时间比慢速维持法短,是发展趋势。

(2)按我国《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7-89)中的经验公式确定

单桩的竖向荷载是通过其桩侧摩阻力和桩端阻力共同承担的,因此,单桩竖向承载力标准值也由这两部分确定。

摩擦桩: $R_k = q_p A_p + u_p \sum q_{si} l_i$

端承桩: $R_k = q_p A_p$

纯摩擦桩: $R_k = u_p \sum q_{si} l_i$

式中 R_k ——单桩的竖向承载力标准值(kN);

q_p ——桩端土承载力标准值(kPa),可按地区经验确定;对于预制桩,无地区经验时,也可按表2-14采用;对

于灌注桩，因类型多，由各地灌注桩规范取值；

A_p ——桩身的横截面面积 (m^2)；

u_p ——桩身的周边长度 (m)；

q_{si} ——桩身第 i 层土的摩阻力标准值 (kPa)，可按地区经验确定，对于预制桩也可按表 2-15 选用。对于灌注桩可按各地规范取值；

l_i ——按土层划分的各段桩长 (m)。

(3) 按静力触探试验确定

按静力触探结果预估单桩竖向承载力标准值的公式一般形式为：

$$\text{①单桥探头} \quad R_k = \alpha_b p_s A + u \sum \frac{p_s}{c} l_i \quad (2-31)$$

$$\text{②双桥探头} \quad R_k = \alpha q_c A + u \sum \beta_i f_{si} l_i \quad (2-32)$$

式中 p_s ——单桥探头比贯入阻力 (kPa)，取测定平面上、下一定范围内土层的平均值；

c ——由探头比贯入阻力求算桩侧摩阻力的换算系数；

α ——双桥探头锥尖阻力修正系数；对粘性土、粉土取 $2/3$ ，饱和砂土取 $1/2$ ；

α_b ——单桥探头锥尖阻力修正系数；

A ——探头的横截面积 (m^2)；

q_c ——双桥探头比贯入阻力 (kPa)，取测定平面上、下一定范围内土层的平均值；

f_{si} ——双桥探头测得桩周某层土的侧壁平均摩阻力 (kPa)；

u ——桩身周长 (m)；

β_i ——第 i 层土桩侧摩阻力综合修正系数，按下式计算：

粘性土： $\beta_i = 10.04 (f_{si})^{-0.55}$

砂类土： $\beta_i = 5.05 (f_{si})^{-0.45}$

l_i —— i 层土内桩的入土深度 (m)。系数 c 、 α 、 β 可通过与桩的静载荷试验对比，统计得到。有的地区已初步提出了这些系数。使用静力触探资料时，必须注意到它的经

验性。

预制桩桩端土（岩）承载力标准值 q_p (kPa) 表 2-14

土的名称	土的状态	桩的入土深度 (m)		
		5	10	15
粘性土	$0.5 < I_L \leq 0.75$	400~600	700~900	900~1100
	$0.25 < I_L \leq 0.5$	800~1000	1400~1600	1600~1800
	$0.0 < I_L \leq 0.25$	1500~1700	2100~2300	2500~2700
粉土	$e < 0.7$	1100~1600	1300~1800	1500~2000
粉砂	中密、密实	800~1000	1400~1600	1600~1800
细砂		1100~1300	1800~2000	2100~2300
中砂		1700~1900	2600~2800	3100~3300
粗砂		2700~3000	4000~4300	4600~4900
砾砂	中密、密实	3000~5000		
角砾、圆砾		3500~5500		
碎石、卵石		4000~6000		
软质岩石	微风化	5000~7500		
硬质岩石		7500~10000		

注：1. 表中数值仅用作初步设计时估算；

2. 入土深度超过 15m 时按 15m 考虑。

预制桩桩周土摩阻力标准值 q_s (kPa) 表 2-15

土的名称	土的状态	q_s (kPa)
填土		9~13
淤泥		5~8
淤泥质土		9~13
粘性土	$I_L > 1$	10~17
	$0.75 < I_L \leq 1$	17~24
	$0.5 < I_L \leq 0.75$	24~31
	$0.25 < I_L \leq 0.5$	31~38
	$0.0 < I_L \leq 0.25$	38~43
	$I_L \leq 0$	43~48
红粘土	$0.75 < I_L \leq 1$	6~15
	$0.25 < I_L \leq 0.75$	15~35

续表

土的名称	土的状态	q_s (kPa)
粉 土	$e > 0.9$	10~20
	$e = 0.7 \sim 0.9$	20~30
	$e < 0.7$	30~40
粉 细 砂	稍 密	10~20
	中 密	20~30
	密 实	30~40
中 砂	中 密	25~35
	密 实	35~45
粗 砂	中 密	35~45
	密 实	45~55
砾 砂	中密、密实	55~65

注：①表中数值仅用作初步设计时估算；

②尚未完成固结的填土，和以生活垃圾为主的杂填土可不计其摩阻力。

(4) 按动力测试方法确定

动力试桩都是在桩顶以激振形式给桩作用一能量。例如用重锤锤击，用小锤敲击，简谐振动，水中高压放电和火箭筒激振等，使桩顶被激振后，能量以应力波形式沿桩身传播和反射，桩土系统产生响应，这响应可以是位移、力、速度或加速度，以安装在桩头处的不同类型传感器测得，再通过对测得的波形进行分析计算，可以得到桩的竖向承载力标准值。

根据作用在桩顶上的能量大小，动力试桩分为高、低应变两种方法。当作用桩顶上的能量较大，应力水平接近或达到工程桩的实际应力水平，使桩土之间产生相对塑性位移的称为高应变法；反之，作用在桩顶上能量较小，不能使桩土之间产生相对位移，仅使桩土产生很小弹性变形的，称为低应变法。

高应变动力试桩利用几十 kN 或百余 kN (甚至几百 kN) 重锤敲击桩顶，使桩顶产生的动位移接近常规静力压桩试验时的沉降量，以便让桩周土的极限阻力充分发挥。通过波动方程求解，直接计算与桩运动相关的土的静、动阻力及桩的缺陷程度，从而对

桩的极限承载力和桩身结构完整性进行定量评价。就确定承载力的方法本质而言，它属于半直接法。通常高应变试桩的应变等级约为 10^{-3} 。低应变动力试桩采用低能量的瞬态和稳态激振，使桩在弹性范围内作低幅振动，动应变等级约在 10^{-5} 左右。利用振动和波动理论判断桩身缺陷；更进一步分析计算可得到动刚度，换算后可推出相当于静力试桩 $Q-s$ 曲线线性段的斜率（即静刚度），然后根据沉降推算桩的承载力。

85. 桩群承载力计算理论有哪些？

目前桩基计算方面主要有弹性理论法、剪切位移法、荷载传递法和有限元法。弹性理论法假定土体为理想匀质、各向同性、土的应力应变关系为线弹性，这样可以应用位移叠加原理，给群桩计算带来方便。但实际桩基础是非常复杂的，地基土是分层的、非线性的，这与基本假设差别较大。尽管弹性理论法已有所改进，例如对于土的分层，计算位移时采用不同的弹性模量，还有通过考虑桩周围土与桩之间产生滑移来解决土的非线性，但与实际情况还是有段距离。特别是弹性理论法采用了位移叠加原理，这在非线性分析中是不适用的。剪切位移法也基本是属于线弹性范围，计算同样建立在位移叠加原理上，因此具有类似的缺点。荷载传递法目前还难用于群桩分析。至于有限元法，从理论上来说，它能考虑桩的全部复杂因素，可以说能基本解决问题，但实际应用还有困难，要得到桩的 $P-s$ 曲线几乎不可能。主要有两个较大的缺点，一是计算容量大、时间长、费用高；二是参数也难以确定。

86. 目前常用群桩承载力的计算采用什么方法？

群桩承载力的确定应先对群桩中各根桩的承载力统一取值，然后，确定各根桩的承载力统一值与群桩集合体的关系。

端承桩基础中各根桩的荷载由桩端承受，（图 2-41）各单桩之间相互影响小，所以群桩的承载力等于全部单桩承载力之和。

摩擦桩基础的每根桩不仅通过桩端传递荷载，而且通过每根桩的桩周土对桩侧面的摩擦力传递荷载。摩擦力沿深度扩散（图 2-42），在桩端平面上，附加压力的分布直径 $D=2l\lg\theta+d$ ，比桩

径 d 大得多。对于群桩，当桩距小于 D 时，在桩尖处将出现压力叠加（图 2-42b）。因此，在相同条件下，如果群桩中每根桩所受的荷载与某一单桩所受的荷载相同时，则群桩的沉降量比单桩沉降量大。如果要维持相同条件的单桩沉降量，则必须降低群桩中每根桩的平均承载力，亦即群桩的承载力小于全部单桩承载力之和。

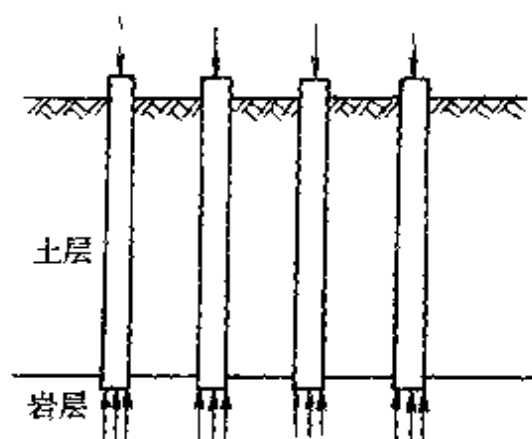


图 2-41 端承群桩

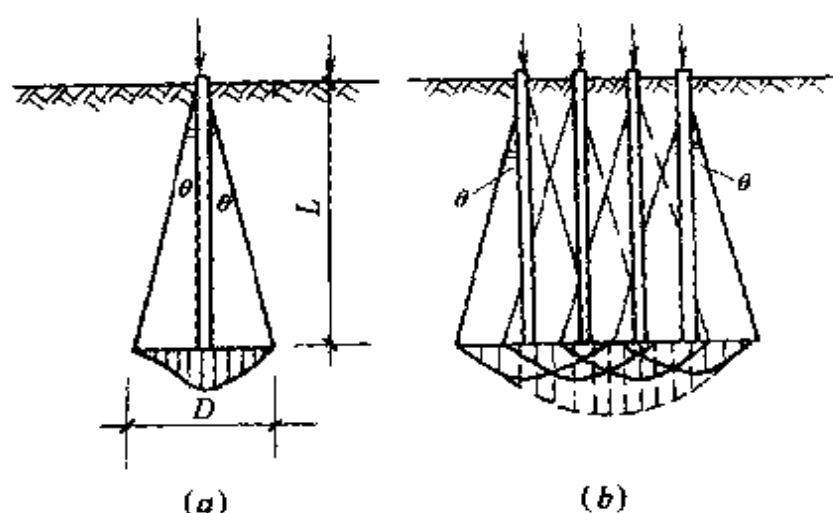


图 2-42 桩侧摩阻力的扩散作用与桩端平面上的压力分布
(a) 单桩；(b) 群桩

影响群桩承载力的因素很复杂，其主要因素是桩距、桩数、桩长、土的性质以及群桩的平面形式和大小等。

群桩效率系数 ξ 是实际的群桩承载力与单桩承载力总和之比。其值一般小于 1，也可能大于 1。研究证明，桩距增大则 ξ 提高，但桩距大至一定值后， ξ 增加不明显；在桩距相同时，桩数越多 ξ 越低；承台面积保持不变，桩数增加时， ξ 显著降低。

沉降比 η 是群桩上作用荷载 nQ 时的沉降量与单桩上作用荷载 Q 时的沉降量之比。其值一般均大于 1。当桩距增大，则 η 减小；桩距和荷载都相同时， η 随桩数的增多而变大。

在桩基设计时,要尽量提高 ε 和降低 η ,以求得最佳效益。为此,应适当保持一定的桩距,使桩距 $S \geq 3d$;减少桩数,加长桩长及使桩尖进入较好的持力层且达到1~2m的深度以提高单桩承载力;注意桩的排列,加强外围和采用梅花式排列等。

综合以上原因,对于符合桩及桩基的基本构造,并按规定确定单桩承载力的群桩,GBJ 7—89按其工作状态分为以下两类:

(1) 端承桩和桩数 $n < 9$ 根的摩擦桩以及条形基础下不超过两排的摩擦桩。由于这类桩的桩数少,桩端压力互相影响小,故群桩的承载力为各单桩承载力之和。

(2) 桩距 $S < 3d$ 、桩数 $n \geq 9$ 根的摩擦桩。由于可将群桩与桩间土视为一假想的实体深基础,设计时应验算这个假想基础的地基承载力和变形是否满足要求。

假定作用在承台底面上的荷载,从最外圈的桩顶以 $\varphi_m/4$ 的角度向下扩散(图2-43)。 φ_m 为桩长范围内各土层内摩擦角的加权平均值, $\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i l_i}{\sum l_i}$ 。

设荷载扩散到桩端的压力分布面积为假想实体基础的底面积 A' ,则:

$$A' = \left(a_0 + 2l \operatorname{tg} \frac{\varphi_m}{4} \right) \left(b_0 + 2l \operatorname{tg} \frac{\varphi_m}{4} \right)$$

在中心荷载作用下,桩端平面处的平均压力应满足下述条件:

$$p = \frac{F + G}{A'} \leq f$$

在偏心荷载作用下,尚应满足:

$$\frac{F + G}{A'} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq 1.2f$$

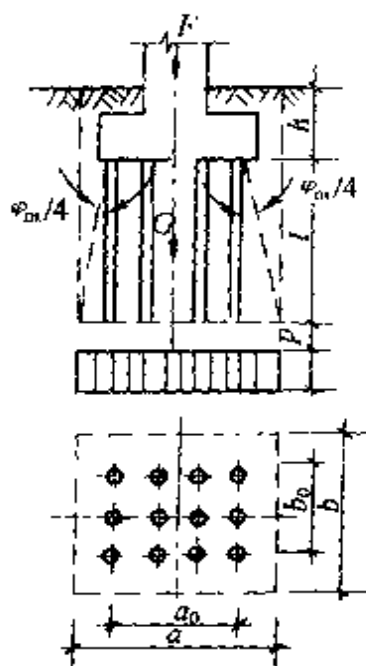


图 2-43 假想实体基础计算简图

上两式中 F ——上部结构物作用在设计地面上竖向荷载设计值 (kN);

G ——假想基础体积范围受到的重力 (kN), $G = A' (h + l) \gamma_m$, γ_m 为假想基础体积的平均重度, 一般取 $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$, 但地下水位以下取浮重度;

M_x 、 M_y ——分别作用在假想基础底面 x 、 y 对称轴上的弯矩设计值 (kN·m);

W_x 、 W_y ——假想基础底面 x 、 y 轴的抵抗矩 (m^3);

f ——假想基础底下地基土经修正后的承载力设计值 (kPa)。

87. 桩基础施工前的施工准备工作有哪些?

(1) 清除施工场地内障碍物

桩基础施工前, 应清除妨碍施工的地面、地下障碍物, 如电杆、架空线、地下构筑物、树木、埋设管道等, 这对保证顺利进行桩基础施工十分重要。

(2) 施工场地平整处理

①现场预制桩场地的处理

为了保证在施工现场预制桩的质量, 防止桩身发生弯曲变形, 应对预制混凝土桩的制作场地进行必要的夯实和平整处理。

②沉桩场地的平整处理

施工设备进场前应做好场地的平整工作, 对松软场地应进行夯实处理。若施工场地的地基承载力不能满足桩机作业时的要求, 应在表面铺以碎石, 并予以整平, 以提高地基表面承载力, 保证桩架作业时正直, 不发生不均匀沉降。雨期施工时, 必须采取排水措施。

(3) 放线定位

①放基线

桩基轴线, 不仅是桩基础施工, 而且是整个上部结构施工所应遵照的, 必须予以高度重视。轴线的施放, 应从国家级三角网控制点引入, 并应多次复核测量。桩基轴线的定位点, 应设置在

不受桩基础施工影响处。

②设置水准基点

每根桩入土后，均应按照设计要求做标高记录。为了控制桩基施工的标高，应在施工地区附近设置水准基点，一般要求不少于2个，为防止损坏，应设置在不受桩基施工影响处。

③施放桩位

根据设计图纸中的桩位图，按沉桩顺序将桩逐一编号，根据桩号所对应的轴线，按尺寸要求施放桩位，并设置样桩，以供桩机就位后定位。

2.2 混凝土预制桩和钢管桩

88. 为什么预制桩设计施工前应做好地质勘探？

工程地质勘探是桩基础设计与施工的重要依据。其内容应包括下列几方面：

- (1) 勘探点的平面布置图；
- (2) 工程地质柱状图和剖面图；
- (3) 土的物理力学指标和建议的单桩承载力；
- (4) 静力触探或标准贯入试验；
- (5) 地下水情况。

勘探点的布置是搞清建（构）筑物占地面积范围内工程地质条件的一个重要布局。对于一般地质分层简单，层面高差不大的地区，可按一般规定布置勘探孔。而对于工程地质条件复杂的地区，原则上要求每个基础位置处都有详细的地质资料，以便查明地质情况，分清土层、层厚和层面起伏，避免因桩过长或长度不足而造成质量或经济损失。

勘探孔的钻孔柱状图能反映某孔位置处土层的分布，起到分析一定范围内土层起伏和土工指标的作用。但是这个孔反映的资料代表多大范围？两孔之间的土层变化如何？这些往往是设计与施工单位不能协调统一的焦点。因为对于摩擦桩设计要求按钻孔资料和剖面图反映的持力层标高作为控制桩打入深度和停锤的依

据,而施工单位有时是根据锤的极限贯入度作为停止施打的依据,当然只要锤的规格选择合理亦应该是合理的。

勘察报告中所列的地质剖面图,是根据两个孔的土层分布,人为地以直线予以连接,而事实上两孔之间不可能是一个平面或斜面,而是有起伏,有时起伏的幅度还不小。遇到这种情况应适当加密钻孔,甚至每个基础处都有钻孔资料,以核实土层实际的起伏,也为分析沉桩可能性提供依据。

仅仅根据原位测试提供的土工指标作为设计与施工的唯一依据,有时尚嫌不足。这是因为土样是分析取样,非连续取样,有可能漏失土层;而且取土样过程中有可能被扰动,或保存不妥或时间过长而失水,这都不能真实地反映原状土样的各项实际指标。已有一些工程实例证明了上述情况。为此,需进行静力触探或标准贯入试验,以便能够直观地反映土的变化。

89. 预制桩的制作、起吊、运输、堆放有何规定?

(1) 预制桩的制作

预制桩的制作场地必须平整、坚实,钢筋混凝土预制桩可以在工厂或施工现场预制。为保证预制桩的质量,制作预制桩的材料应符合设计要求,并有出厂合格证和试验报告,运到现场后的水泥还必须抽样检验,其安定性不合格的,只能当废品处理。

混凝土预制桩的制桩模板可用木模板或钢模板,必须保持平整牢靠、尺寸准确,支模时保持桩身轴线与桩尖在一直线上,这样可使沉桩时桩身不会偏斜。

钢筋骨架的主筋连接、制作允许偏差、桩的单节长度、混凝土预制桩采用重叠法制作等,应符合规范规定。粗骨料应采用5~40mm的碎石,不得以细颗粒骨料代替,以保证充分发挥粗骨料的骨料作用,增加混凝土的受压承载力。浇筑混凝土桩时,宜由桩顶向桩尖连续进行浇筑,不得中断,以保证桩身混凝土的均匀性和密实性。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性处理。

制桩时,应按规定要求做好记录,供验收时查用。预制桩的

允许偏差如下表 2-16 所示。

钢筋混凝土预制桩的允许偏差

表 2-16

项 次	项 目	允许偏差 (mm)
1	钢筋混凝土预制方桩:	
	横截面边长	±5
	桩顶对角线之差	10
	保护层厚度	±5
	桩身弯曲矢高	不大于 1‰ 桩长, 且不大于 20
	桩尖中心线	10
	桩顶平面对桩中心线的倾斜	≤3
	锚筋预留孔深	-0~+20
	浆锚预留孔位置	5
	浆锚预留孔径	±5
	锚筋孔的垂直度	≤1%
1	钢筋混凝土管桩:	
	直 径	+5
	管壁厚度	-5
	抽芯圆孔平面位置对桩中心线	5
	桩尖中心线	10
	下节或上节桩的法兰对中心线的倾斜	2
	中节桩两个法兰对桩中心线倾斜之和	3

(2) 预制桩的起吊、运输和堆放

预制桩达到设计强度的 70% 方可起吊, 达到 100% 才能运输。由于预制桩的抗弯能力低, 起吊所引起的应力, 往往是控制纵向钢筋的因素。沿桩长各点进行起吊和堆放时, 桩上引起的静力弯矩如表 2-17 所示。桩起吊时应保持平稳, 保护桩身质量, 吊点必须在规定的位置, 如要提早吊装或吊点位置改变时, 均应进行吊装验算。

起吊引起的弯矩值

表 2-17

起吊情况	最大静力弯矩	起吊情况	最大静力弯矩
距每端 $L/5$ 处的两点起吊	$gL/40$	距桩头 $L/5$ 处一点斜吊	$qL/14$
距每端 $L/4$ 处的两点起吊	$gL/32$	从桩头处一点斜吊	$qL/8$
距桩头 $3L/10$ 处一点斜吊	$gL/32$	从桩中心处一点提吊	$qL/8$
距桩头 $L/3$ 处一点斜吊	$gL/18$		

注： L 为桩长； q 为桩单位长度的重量。

预制桩的堆放应符合有关规定，堆放场地必须平整坚实；堆放钢桩的场地还应排水畅通。混凝土预制桩堆放层数不宜超过四层，垫木与吊点保持在同一横断面上，且各层桩之间的垫木必须对齐，以确保堆放时桩身不会断裂。钢桩应按规格、材质分别堆放，堆放层数不宜太高，支点设置应合理，钢管桩的两侧应用木楔塞住，防止滚动。

90. 打桩的桩架有什么作用？分类有几种？常用的桩架有几种？

根据桩架的用途和构造原理，桩架实际上是一台打桩专用的起重与导向设备。柴油锤、蒸汽锤、气动锤、振动锤、液压锤、落锤以及钻孔机的工作装置等在施工时都必须与桩架配套使用。

(1) 桩架的作用、分类

桩架的作用主要是起吊各种桩锤、桩、料斗，给桩锤导向和变幅（打斜桩），给桩锤以行走和回转方式移动桩位。

按导杆安装方法，桩架可分为无导杆桩架（图 2-44h）、悬挂式导杆桩架（图 2-44f、g）和上下固定式导杆桩架（图 2-44a、b、c、d、e、i）。

按行走方式，桩架可分为轨道式、履带式、步履式、滚管式和简易式。

(2) 常用的几种桩架

① 滚动式打桩架

滚动式打桩架行走靠两根滚管在枕木上滚。优点是结构比较简单，制作容易，成本低。缺点是平面转向不灵活，操作人员多，见图 2-45。

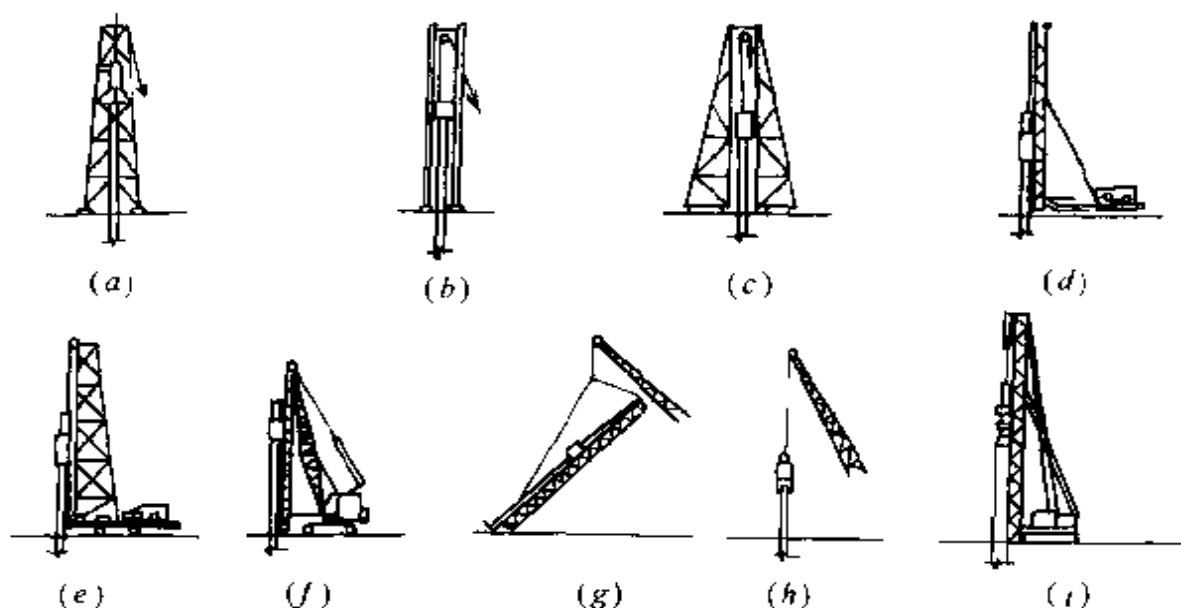


图 2-44 桩架的形式

(a) 箭式; (b) 双杆架式; (c) 扩展式; (d) 桅杆式; (e) 塔式; (f) 悬挂导杆式;
(g) 悬挂导杆式 (上下两点悬吊); (h) 桩锤悬吊式; (i) 桅杆支撑式

②轨道式打桩架

轨道式打桩架采用轨道行走底盘, 多电机分别驱动, 集中操纵控制, 可配合螺旋钻、柴油锤、振动锤和沉管灌注桩, 能吊桩、吊锤、行走、回转移位, 导杆能水平微调和倾斜打斜桩, 装有升降电梯为打桩工人提供良好的操作条件 (图 2-46)。但其机动性能较差, 需铺设枕木和钢轨, 施工不方便。

③步履式打桩架

液压步履式打桩架以步履方式移动桩位和回转, 不需铺枕木和钢轨, 机动灵活, 移动桩位方便, 打桩效率高 (图 2-47)。

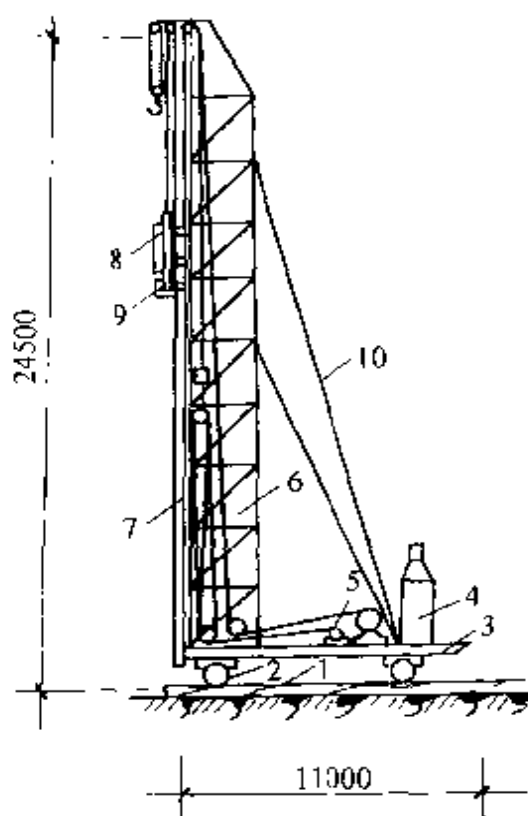


图 2-45 滚动式打桩架

1—枕木; 2—滚管; 3—底架; 4—锅炉;
5—卷扬机; 6—桩架; 7—龙门架;
8—蒸汽锤; 9—桩帽; 10—牵绳

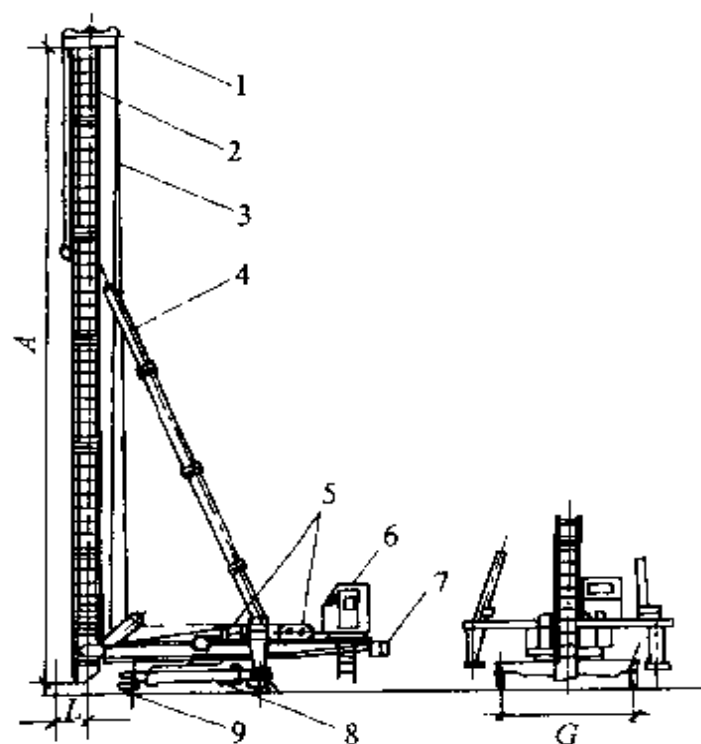


图 2-46 轨道式打桩架

1—顶部滑轮组；2—导杆；3—锤和桩起吊用钢丝绳；4—斜撑；5—吊锤和桩用卷扬机；6—司机室；7—配重；8—底盘；9—轨道

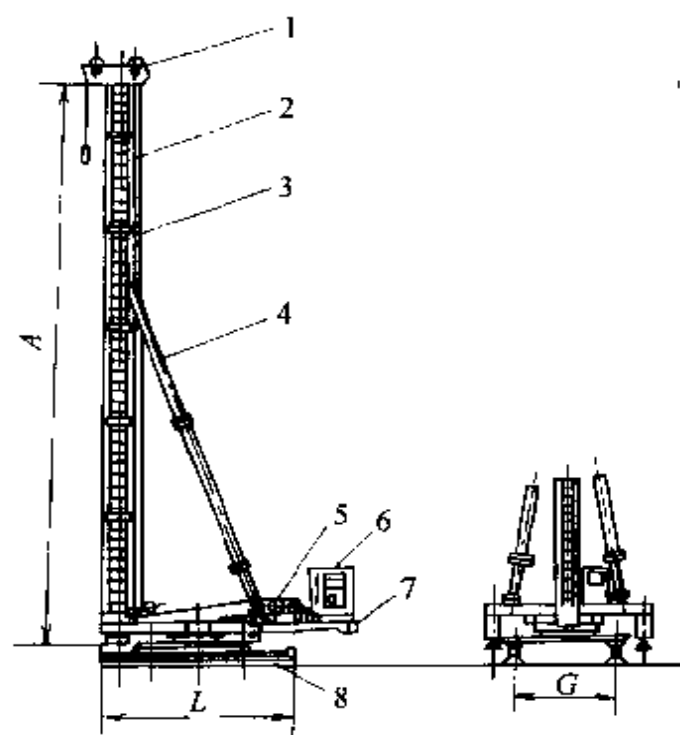


图 2-47 步履式打桩架

1—顶部滑轮组；2—导杆；3—锤和桩起吊用钢丝绳；4—斜撑；5—吊锤和桩用卷扬机；6—司机室；7—配重；8—步履式底盘

(3) 履带式打桩架

履带式打桩架是以履带式起重机为主机的一种多功能打桩机。它可悬挂筒式柴油锤、液压锤和振动锤，以分别施打各种类型的预制桩。

履带式打桩架按整机结构，可分为悬挂式履带打桩架和三点支撑式履带打桩架；按主机传动结构，可分为机械传动和全液压传动，或两种兼有的传动；按导杆结构，可分为框架式和圆管式结构，而圆管式结构又可分为单导向（单面型），双导向（双面型）和双层型。

91. 混凝土预制桩钢筋骨架的制作和保护层有什么要求？

钢筋混凝土预制桩的钢筋骨架，宜用点焊，亦用绑扎。骨架的主筋宜用对焊，亦可用搭接焊，但主筋的接头位置应当错开。桩尖多用钢板制作，在制备钢筋骨架时就把钢板的桩尖焊好。钢筋骨架的允许偏差如表 2-18 所示。

钢筋混凝土预制桩钢筋骨架的允许偏差 表 2-18

项 次	项 目	允许偏差 (mm)
1	主筋间距	±5
2	桩尖中心线	10
3	箍筋间距或螺旋筋的螺距	±20
4	吊环对桩纵轴线的位移	±20
5	吊环露出桩表面的高度	-6~+10
6	主筋距桩顶距离	±10
7	桩顶钢筋网片	±10
8	多节桩锚固钢筋长度	±10
9	多节桩锚固钢筋位置	5
10	多节桩预埋铁件	±3

主筋的保护层厚度要均匀，主筋位置要准确，否则如主筋保护层过厚，桩在承受锤击时，钢筋骨架会形成偏心受力，有可能

使桩身混凝土开裂，甚至把桩打断。主筋的顶部要求整齐，如主筋参差不齐，个别的到顶主筋在承受锤击时会先受到锤的集中力，可能由于没有桩顶保护层的缓冲作用而将桩打断。此外，还要保证桩顶钢筋网片位置的准确性，以保证桩顶混凝土有良好的抗冲击性能。

92. 打桩时，桩锤应如何选择？锤击应力应如何计算？

(1) 桩锤的选择

① 桩锤选择的计算方法

a. 按桩锤冲击能选择：

$$E \geq 25P \quad (2-33)$$

式中 E — 锤的一次冲击动能 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)；

P — 单桩的设计荷载 (kN)。

b. 按桩重量复核：

$$K = \frac{M + C}{E} \quad (2-34)$$

式中 K — 适用系数；

双动汽锤、柴油打桩锤 $K \leq 5.0$ ，

单动汽锤 $K \leq 3.5$ ，

落锤 $K \leq 2.0$ ；

M — 锤重 (t)；

C — 桩重 (包括送桩、桩帽与桩垫) (t)；

E — 锤的一次冲击动能 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

② 按经验选择桩锤

a. 采用锤击沉桩时，为防止桩受冲击时产生过大的应力，导致桩顶破碎，应本着重锤低击的原则选锤。

通常可按表 2-19 选用锤重。但柴油锤在工作时，很难控制并做到重锤低击。

b. 锤重的选择应根据工程地质条件、桩的类别、桩身结构构造、抗压强度、密集程度以及施工条件进行，可参照表 2-20、2-21 选用。

锤重与桩重比值表 (锤重/桩重)

表 2-19

锤的类别	钢筋混凝土桩, 锤重与 桩重比值	锤的类别	钢筋混凝土桩, 锤重与 桩重比值
落 锤	0.35~1.5	双动汽锤	0.60~1.8
单动汽锤	0.45~1.4	柴油锤	1.0~1.5

注: 1. 锤重系指锤体总量;

2. 桩重系指除桩自重外还应包括桩帽重量;

3. 桩长度一般不超过 20m;

4. 土质较软时, 建议采用下限值, 土质较坚硬时, 建议采用上限值。

蒸 汽 锤

表 2-20

锤 型			蒸汽锤 (单动) (t)		
			3~4	7	9
锤 型 资 料	冲击部分重 (t)		3~4	5.5	9
	锤总重 (t)		3.5~4.5	6.7	11
锤冲击力 (kN)			≈2300	≈3000	3500~10000
常用冲程 (m)			0.6~0.8	0.5~0.7	0.4~0.6
适用的 桩规格	预制方桩、管桩的边长或直径 (cm)		35~45	40~45	40~50
粘性土	一般进入深度 (m)		1~2	1.5~2.5	2~3
	桩尖可达到静力触探 P_s 平均值 (N/mm ²)		3.0	4.0	5.0
粘土	一般进入深度 (m)		0.5~1	1~1.5	1.5~2
	桩尖可达到标准贯入击数 N 值		15~25	20~30	30~40
岩石 (软质)	桩尖可进入深度 (m)	强风化		0.5	0.5~1
		中等风化			表层
锤的常用控制贯入度 (cm/10 击)			3~5		
设计单桩极限承载力 (kN)			600~ 1400	1500~ 3000	2500~ 4000

柴 油 锤

表 2-21

锤 型			柴 油 锤 (t)				
			1.8	2.5	3.2	4	7
锤 型 资 料	冲击部分重 (t)		1.8	2.5	3.2	4.6	7.2
	锤总重 (t)		4.2	6.5	7.2	10.5	18
锤冲击力 (kN)			≈2000	1800~ 2000	3000~ 4000	4000~ 5000	6000~ 10000
常用冲程 (m)			1.8~2.3				
适用的 桩规格	预制方桩、管桩的边长或直径 (cm)		30~ 40	35~ 45	40~ 50	45~ 55	55~ 60
	钢管桩直径 (cm)		φ40			φ60	φ90
粘性土	一般进入深度 (m)		1~2	1.5~ 2.5	2~3	2.5~ 3.5	3~5
	桩尖可达到静力触探 P_s 平均值 (N/mm ²)		3.0	4.0	5.0	>5.0	>5.0
粘 土	一般进入深度 (m)		0.5~ 1	0.5~ 1	1~2	1.5~ 2.5	2~3
	桩尖可达到标准贯入击数 N 值		15~ 25	20~ 30	30~ 40	40~ 45	50
岩石 (软质)	桩尖可进入深度 (m)	强风化		0.5	0.5~1	1~2	2~3
		中等风化			表层	0.5~1	1~2
锤的常用控制贯入度 (cm/10 击)			2~3			3~5	4~8
设计单桩极限承载力 (kN)			400~ 1200	800~ 1600	1600~ 2000	3000~ 5000	5000~ 10000

注：1. 适用于预制桩长度 20~40m，钢管桩长度 40~60m，且桩尖进入硬土层一定深度，不适用于桩尖处于软土层的情况；

2. 标准贯入击数 N 值为未修正的数值；

3. 本表仅供选锤参考，不能作为设计确定贯入度和承载力的依据。

③锤的选择还应同桩身材料的抗压强度有关。

作用在桩顶上的最大锤击压应力应满足下述要求：

- 小于钢管桩材料抗压屈服强度的 80%；
- 小于钢筋混凝土预制桩抗压强度的 70%；

c. 小于预应力钢筋混凝土桩抗压强度的 75%。

(2) 锤击应力的计算公式

关于锤击应力可按下述公式计算：

① (瑞典) Bengt B. Broms 公式

$$\text{混凝土预制桩 } \sigma_{\text{桩头}} = 3 \sqrt{h_e} \text{ (MPa)} \quad (2-35)$$

$$\text{钢桩 } \sigma_{\text{桩头}} = 18 \sqrt{h_e} \text{ (MPa)} \quad \text{不用桩垫时} \quad (2-36)$$

$$\sigma_{\text{桩头}} = 12 \sqrt{h_e} \text{ (MPa)} \quad \text{用木垫时} \quad (2-37)$$

式中 h_e — 桩锤落下等效高度 (cm),

$$h_e = \frac{v_0^2}{2g}$$

v_0 — 锤击速度或柴油锤上升的初速 (cm/s)。

② L. I. Lowery 公式

$$n < p \text{ 时 } \sigma_{\max} = \frac{-Kve^{nt}}{A \sqrt{p^2 - n^2}} \cdot \sin(t \sqrt{p^2 - n^2}) \quad (2-38)$$

t 由下式求得

$$\operatorname{tg}(t \sqrt{p^2 - n^2}) = \frac{\sqrt{p^2 - n^2}}{n} \quad (2-39)$$

$$n > p \text{ 时 } \sigma_{\max} = \frac{-Kve^{-nt}}{A \sqrt{n^2 - p^2}} \cdot \sin(t \sqrt{n^2 - p^2}) \quad (2-40)$$

t 由下式确定

$$\operatorname{tg}(t \sqrt{n^2 - p^2}) = \frac{\sqrt{n^2 - p^2}}{n} \quad (2-41)$$

$$\text{式中 } n = \frac{K}{2A} \cdot \sqrt{\frac{g}{E\gamma}} \text{ (s}^{-1}\text{);}$$

$$p = \sqrt{\frac{Kg}{W}} \text{ (s}^{-1}\text{);}$$

$$v = \sqrt{2gh} \text{ (mm/s);}$$

$$K \text{ —— 锤垫弹簧常数, } K = \frac{A_c \cdot E_c}{t_c};$$

t ——锤击时间 (s);
 A ——桩横截面积 (mm^2);
 E ——桩的弹性模量 (N/mm^2);
 γ ——桩的重度 (N/mm^3);
 g ——重力加速度 (9800mm/s^2);
 h ——锤落距 (mm);
 A_c ——桩垫横截面积 (mm^2);
 E_c ——桩垫弹性模量 (N/mm^2);
 t_c ——桩垫厚度 (mm);
 W ——桩锤活动体重量 (N)。

③冲击波动方程

$$\sigma_p = \frac{A_H \sqrt{E_H \gamma_H}}{A_H \sqrt{E_H \gamma_H} + A_c \sqrt{E_c \gamma_c}} \cdot \frac{A_c \sqrt{E_c \gamma_c}}{A_c \sqrt{E_c \gamma_c} + A_p \sqrt{E_p \gamma_p}} \cdot \sqrt{2\eta E_p \gamma_p H} \quad (2-42)$$

式中 A_H 、 A_c 、 A_p ——分别为桩锤、桩帽、桩的净截面积 (cm^2);
 E_H 、 E_c 、 E_p ——分别为桩锤、桩帽、桩的弹性模量 (kPa);
 γ_H 、 γ_c 、 γ_p ——分别为桩锤、桩帽、桩的重度 (kN/m^3);
 H ——锤落距 (m);
 η ——效率, 用柴油锤为 0.8; 用落锤为 0.6。

93. 打入桩施工对邻近建筑物等的影响有哪些? 与哪些因素有关?

打桩对周围环境的影响, 除振动、噪声外, 还有土体的变形、位移和形成超静孔隙水压力, 使土体原来所处的平衡状态破坏, 对周围原有的建筑物和地下设施带来不利影响。轻则使建筑物的粉刷脱落, 墙体和地坪开裂; 重则使圈梁和过梁变形, 门窗启闭困难, 还会使邻近的地下管线破损或断裂, 甚至中断使用; 还能使邻近的路基变形, 影响交通安全等。如附近有生产车间和大型设备基础, 亦可能使车间跨度发生变化、基础被推移, 因而影响正

常的生产。

所以产生这些危害，主要是因为打桩破坏了土体内部原来的静力平衡，产生了一系列新的变化。这些变化表现在土体方面则有：

(1) 地面垂直隆起，土体产生水平位移（包括表层土的水平位移和深层土的水平位移）。这是由于锤击沉桩时进行得很猛烈，地表上受到大大超过其极限强度的冲击，很快形成挤出破坏，使桩周围的地面隆起并产生水平位移。随着打桩的进行，土中存在连续的滑动面，土不断地被挤出；

(2) 土孔隙中静水压力升高，形成超静孔隙水压力。这是由于沉桩时，深层土受到上层土覆盖压力的约束大，土不能向上挤出，猛烈沉桩时土体受到压缩和挤实，同时土中孔隙水压力升高。升高压力的孔隙水（有时其压力达到上覆土层压力的2~4倍），能沿着桩身向上渗流，经上层已破坏了的土体中的裂隙而逸出。孔隙水压力的消散，受土渗透性的影响，在软土地区其完全消散往往需数月；

(3) 沉桩后期地面会发生新的沉降，使已入土的群桩产生负摩擦力。这是由于超静孔隙水压力随着时间而消散，有效应力增加，孔隙减小，土产生新的固结，因而形成地面沉降。

上述危害程度与以下因素有关：

- (1) 桩型、桩截面尺寸、桩长及桩群的密集程度；
- (2) 桩锤种类、重量及落距；
- (3) 地基土的物理力学指标与地下水情况；
- (4) 邻近建筑物、地下管线的结构和构造情况，以及与沉桩处的距离；
- (5) 沉桩顺序；
- (6) 预防措施是否有效。

94. 打预制桩时，可以采取哪些措施来减小对周围环境的影响？

- (1) 减少和限制沉桩挤土影响

①采用预钻孔打桩工艺

预钻孔打桩工艺亦称“钻打法”，它是先在地面桩位处钻孔，然后在孔中插入预制桩，用打桩机将桩打到设计标高。如果桩顶埋在地表以下，残留的钻孔则用粗粒土回填。

钻孔用长螺旋钻，这种螺旋钻配备在 D308 三点支撑的柴油打桩机上，打桩架上配备有可水平旋转而又互相垂直的双向龙门导架。长螺旋钻与 K-35 筒式柴油锤配套，钻孔后不必移动桩机，也有需要换机，只要旋转导架后，即能进行插桩和打桩。

钻孔深度与桩长、土质、邻近建筑物距离等因素有关，为了兼顾单桩的承载力，不致使承载力受到明显影响，钻孔深度一般不宜超过桩长的一半。

②合理安排沉桩顺序

沉桩顺序不同，挤土情况亦不同。由于先打入桩周围的土固结后，土与桩之间产生一定的摩阻力，可阻止土隆起，所以土隆起多发生在打桩推进的前方。因此为了保护附近的建筑物等，群桩宜采取由近而远的打入顺序。在较硬土地区打桩，为避免桩难以打入，宜采取先中间后四周的打桩顺序。

③控制沉桩速率

沉桩时由于挤压产生超静孔隙水压力，它有一个消散过程。为避免在较短时间内连续打入大量桩，对超静孔隙水压力的增加有所控制，减少挤土效应，宜控制沉桩速率。这样做虽然会延长施工工期，有时还是需要的。

④挖防震沟

沿沉桩区四周挖防震沟，沟深 1.5~2.0m，两边放坡，可隔断近地表处的土体位移，不致影响到沟槽以外的区域。同时还可阻断打桩产生的地震波，由于地震波主要沿地表层传播，深层的地震波易被吸收，且深处无地下管线和基础等，不会产生有害影响。事实证明，这种沟槽对防震和防止土体位移都有良好的作用。

⑤打设钢板桩等围护

沿被保护的建筑物等外围打设钢板桩等，利用其自身刚度约束沉桩后的挤土影响。有的工程中采用过这种做法，有一定的效果。不过在拔除钢板桩时会扰动一定深度内的土体，有时会导致建筑物、地下管线或路面产生不均匀沉降。

⑥采用钢管桩

打设开口的钢管桩，挤土效应很小。钢管桩价格昂贵，从长远看还存在锈蚀问题，只能用于一些特殊情况。

(2) 减小孔隙水压力

①井点降水

采用井点降水使地下水位下降，可在一定深度范围内不产生超静孔隙水压力。不过，单纯为了减小孔隙水压力的目的，采用井点降水者较少。而且在降水范围内要引起土体固结，会带来沉降，这对周围环境亦产生影响。

②袋装砂井

袋装砂井是在普通砂井的基础上于 60 年代末期发展起来的一项技术。根据太沙基的一维固结理论，粘性土固结所需的时间与排水距离的平方成正比。因此，要缩短粘性土的固结时间，设法缩短排水距离是最有效的办法。因而把袋装砂井埋设在软土地基中，人为地造成土固结的排水通道，使孔隙水压力得以较快地消散，从而达到缩短软土地基的固结时间，加速沉降，提高地基承载力的目的。

砂袋一般用受拉承载力很高的聚丙烯编织物缝制而成，砂用洁净的中砂，砂袋的直径、长度和间距，应根据工程对固结时间的要求、工程地质情况等通过固结理论计算确定。袋装砂井常用的直径为 70mm。其长度主要取决于软土层的排水固结效果，而排水固结效果与固结压力的大小成正比。由于在地基中固结应力随着深度而逐渐减小，所以，袋装砂井有一个最佳有效长度，砂井不一定打穿整个压缩层。然而当软土层不太厚或软土层下面又有软土层，这对排水固结有利。

至于袋装砂井的间距，固结理论计算表明，缩短间距比增大

井径对加速固结更为有效，即细而密的方案比粗而疏的方案效果好。当然砂井亦不能过细、过密，否则难以施工，也会扰动周围的土体。当袋装砂井的直径为 70mm 时，井径比为 15~25，效果都是比较理想的。

袋装砂井的施工过程如图 2-48 所示。首先用振动贯入法、锤击打入法或静力压入法将成孔用的无缝钢管作为套管埋入土层，到达规定标高后放入砂袋，然后拔出套管，再于地表面铺设排水砂层即可。用振动打桩机成孔时，一个长 20m 的孔约需 20~30s，完成一个袋装砂井的全套工序，亦只需 6~8min，施工十分简便。

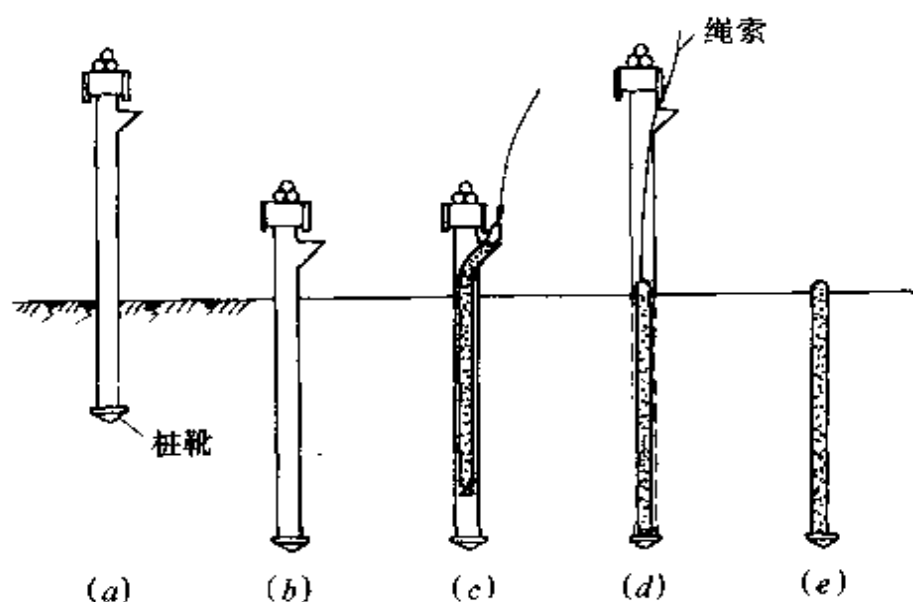


图 2-48 袋装砂井的施工过程

(a) 打入成孔套管；(b) 套管到达规定标高；(c) 放下砂袋；
(d) 拔套管；(e) 袋装砂井施工完毕

③ 预钻排水孔

在沉桩区范围内，预钻一些排水孔，沉桩时土被挤压，孔隙水即沿排水孔涌上排出，可使孔深范围内的孔隙水压力不致升高。不过软土地区孔壁易坍塌，且钻孔时扰动土层易引起桩位偏移。

④ 预埋塑料板排水

塑料板排水法是随着塑料工业的发展，在砂井排水法和纸板

排水法（1937年由瑞典皇家岩土研究所 W. Kjellman 等人发明）基础上发展起来的。在打桩前，用插板机将带状塑料排水板插入桩区的软土层中，打桩时产生挤土效应，土中的孔隙水受压后沿塑料排水板中的通道逸出，则可减少孔隙水压力，使地基土得到加固。塑料板排水不只用于打桩工程，在以堆载预压、真空预压等进行地基处理时亦应用。

塑料排水板有多孔质单一结构型和复合结构型两类。前者为聚氯乙烯经特殊加工而成，断面中有连通的孔隙，透水性极好，供排水用，这种排水法称为 PVC 排水法；后者是由塑料芯板外套透水挡泥滤膜组成的排水板。芯板材料用特殊的硬质聚氯乙烯或聚丙烯，并加工成回字形、十字形、中波形等形式，具有纵向通水能力。透水挡泥的滤膜，由涤纶类或丙烯类合成纤维制成，透水性好。

插板机种类很多，我国常用的 IJB—16 型步履式插板机，每次可同时插两根塑料板，深 10m，间距为 1.3m 和 1.6m。

（3）减少振动影响

用锤击沉桩，在锤击时必然产生振动波，振动波在传播过程中对邻近桩区的地下结构和管线会带来危害。为减少振动波的产生，宜采用液压锤或用“重锤轻击”。为限制振动波的传播，可采用上述开挖防震沟的措施，用防震沟来阻断沿地表层传播的地震波。为防止振动对地下敏感的地下管线等的影响，可在沉桩期间将地下管线等暂时挖露在外，沉桩结束时再回土掩埋。

95. 钢管桩的适用条件是什么？它的主要优缺点有哪些？

（1）钢管桩的适用条件

我国沿海地区的地基大部分为软土地基，有的软土层达 50~60m。这类土的特点是：含水量较高、压缩性较大、渗透性很小、受剪承载力低、具有明显的流变性。若采用钢筋混凝土预制桩沉桩，会因使用冲击力大的桩锤，而使一般钢筋混凝土预制桩无法承受，因此采用钢管桩。

(2) 钢管桩的优缺点

钢管桩一般有以下优点：

- ①重量轻，刚度好，搬运、堆放方便，不易受损；
- ②桩长易于调节，与上部承台易于连接；
- ③管材强度高，贯穿性好，能有效地打入坚硬土层，获得很大的承载力；
- ④桩下端开口，因而沉桩排土量小，对周围相邻桩及邻近建筑物或构筑物影响小；
- ⑤沉桩工效高，速度快，质量可靠。

钢管桩有下述缺点：

- ①钢材用量大，工程造价高；
- ②振动和噪声较大；
- ③管材若保护不好，易发生腐蚀；
- ④沉桩设备，机具较复杂。

96. 打设钢管桩时应如何控制施工质量？钢管桩的沉桩方法是怎样的？

(1) 打桩的质量控制与检验方法

桩位允许偏差及检验方法应符合表 2-22 的规定。

钢管桩位置的允许偏差及检验方法

表 2-22

桩 型	项 目	允 许 偏 差 (mm)	检 验 方 法
1	单排或双排条形桩基		用经纬仪 或拉线和尺 量检查
	(1) 垂直于条形桩基纵轴方向	100	
	(2) 平行于条形桩基纵轴方向	150	
2	桩数为 1~3 根桩基中的桩	100	
3	桩数为 4~16 根桩基中的桩	1/3 桩径或 1/3 边长	
4	桩数大于 16 根桩基中的桩		
	(1) 最外边的桩	1/3 桩径或 1/3 边长	
	(2) 中间桩	1/2 桩径或 1/2 边长	

注：由于降水、基坑开挖和送桩深度超过 2m 等原因产生的位移偏差不在此表内。

(2) 钢管桩的沉桩方法

钢管桩的沉桩方法有锤击、振动、静力压入、锤击与射水、锤击与管内挖土等方法，但应用最多的仍为锤击沉桩，它速度快、费用少、能对承载力作出判断，但它有噪声，污染环境。锤击沉桩的工艺流程如图 2-49 所示。

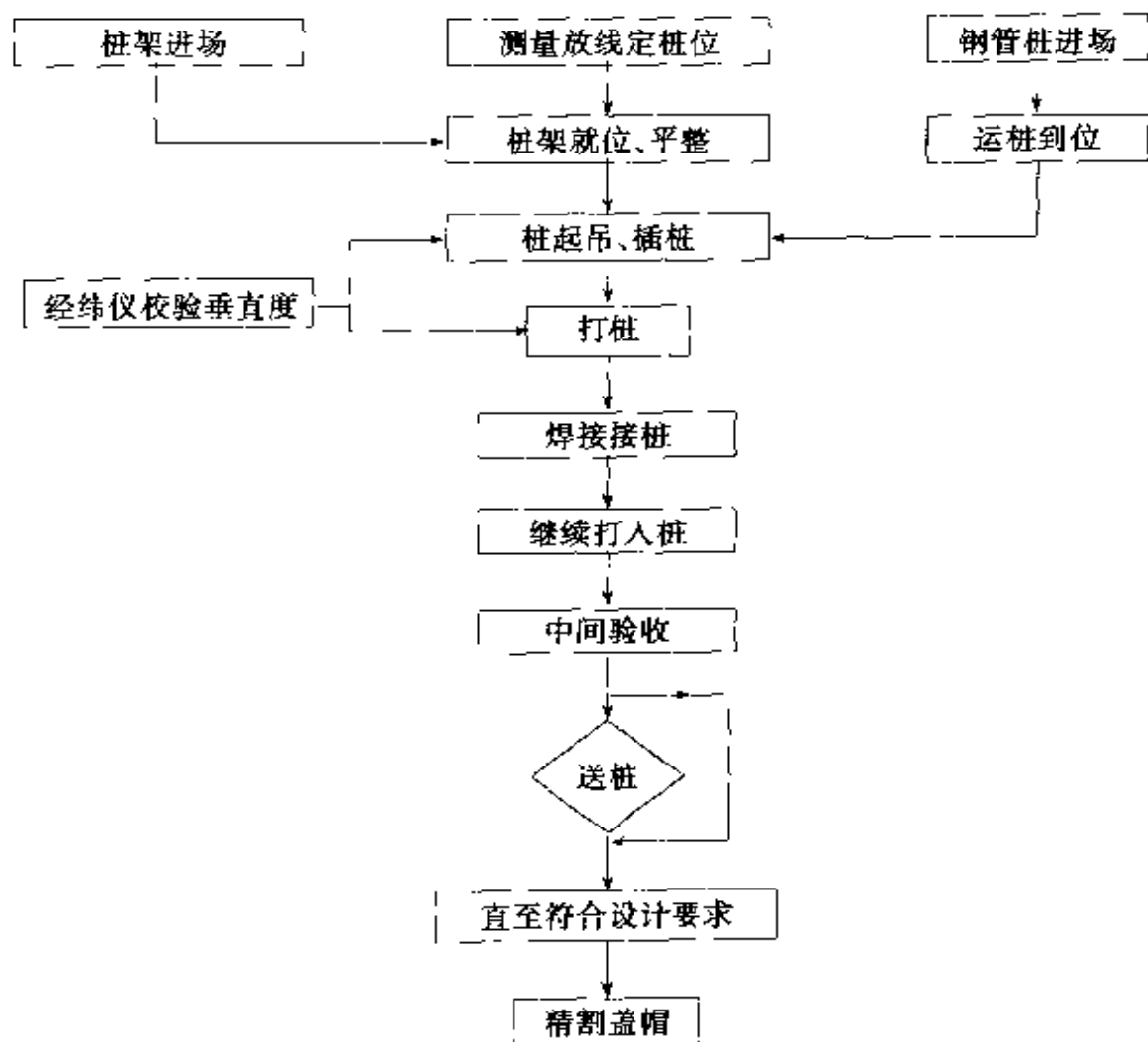


图 2 49 钢管桩锤击沉桩的工艺流程

2.3 混凝土灌注桩

97. 灌注桩和其他桩相比有什么技术特点？

灌注桩与其他桩相比较有如下技术特点：

(1) 灌注桩属于非挤土或少量挤土桩，施工时基本无噪声，无振动，无地面隆起或侧移，也无浓烟排放，因而对环境的影响小，对

周围建筑物、路面或地下设施等危害小。

(2) 可根据土层分布情况任意变化桩长，容易适应持力层面高低不平的变化。

(3) 大直径灌注桩直径大，入土深。迄今人工挖孔桩最大直径已达 8m，钻孔桩已达 9m，人工挖孔桩入土深度已达 60m，钻孔桩已达 150m。

(4) 可采取扩大底部的型式，更好地发挥桩端土的作用，这是其他任何桩型所不能做到的。

(5) 单桩承载力高，视地质条件、桩身尺寸和混凝土强度等级不同，一般可达数千至数万千牛，因此，常可设计一柱一桩，不需桩顶承台，简化了基础结构。

(6) 桩身刚度大，除能承受较大的竖向荷载外，还能承受较大的横向荷载，增强建筑物的抗震能力，并能有效地充当坡地抗滑桩、堤岸支护桩以及地铁或建筑物基坑开挖的支护桩，还可在基坑开挖后继续作为地下室的承重墙等永久性结构使用。

(7) 灌注桩通常布桩间距大，群桩效应小，设计中无需为此而进行繁琐的计算。对桩的沉降及其对邻桩和周围地面的影响，其估算也较常规中等直径桩更为简便。

(8) 不需要搬运吊装，不必承受打击，因而可采用较低的配筋率，并可视建筑物的重要性和荷载条件仅在桩身上段配筋或沿深度做变截面配筋。

(9) 施工工艺种类多而且日新月异。这主要是由于各国工程技术人员为了保证这类桩的成桩质量、施工安全和提高工效，长期来针对不同的地质条件和环境条件，研制了各种适用机具和施工方法，从而形成了种种各具一定特色的工艺。

(10) 可穿过各种软、硬夹层，也可将桩端置于坚实土层或嵌入基岩。

(11) 可根据建筑物的荷载分布与土层情况采用不同桩径，对于承受横向荷载的桩，可设计成有利于提高承载力的异形桩，还可设计成变断面桩，即在受弯矩较大的上部采用较大的断面。

(12) 桩身配筋可根据荷载大小与性质,荷载沿深度的传递特征以及土层的变化配置,无需像预制桩那样起吊、运输工序,其配筋率远低于预制桩,其造价约为预制桩的40%~70%。

(13) 施工设备比较简单、轻便,可用简单设备完成单桩承载力极大的桩。

(14) 不论采用挖孔法还是采用钻孔法施工,对桩所穿越土层的性质均可用桩孔排出的土进行鉴别验证。当挖孔时,工程技术人员便可以下孔直接检查桩端土的性质,或做必要的原位测试。

(15) 灌注桩施工的问题是现场作业太多,影响桩质量的人为因素较多,质量不够稳定。有时会发生缩径、断桩、桩身局部夹泥、桩身混凝土离析、桩顶段混凝土疏松、混凝土强度较难保证等质量事故;桩侧阻力和桩端阻力的发挥常随工艺而有变化,且又在较大程度上受施工操作影响;另一方面,由于其承载力高,进行的常规的静载试验常难以测定其极限荷载,因此对在各种工艺条件下形成的桩,其受力、变形和破坏机理至今尚未完全弄清,系统的试验研究还不够多,设计计算理论与方法有待进一步完善。此外,当用泥浆护壁施工时,排污问题令人困扰,这都是灌注桩迫切需要解决的问题。

98. 灌注桩的分类、特点及适用范围是什么?

(1) 灌注桩的分类

①按功能分类

- a. 承受轴向压力的桩: 建筑物桩基、构筑物桩基。
- b. 承受轴向拔力的桩: 水下建筑抗浮力桩基、输电塔和微波发射塔桩基等。
- c. 承受水平荷载的桩: 基坑的挡土桩。

②按桩土相互作用特点分类

a. 竖向荷载桩

- (a) 摩擦桩: 桩的承载力以侧摩阻力为主。
- (b) 端承桩: 桩的承载力以端阻力为主。

b. 水平受荷桩

(a) 主动桩：桩顶受横向荷载，桩身轴线偏离初始位置，桩身所受土压力因桩主动变位而产生。

(b) 被动桩：沿桩身一定范围内承受侧向土压力，桩身轴线被土压力作用而偏离初始位置。

③按成孔方法分类

a. 泥浆护壁成孔灌注桩：

(a) 正循环回转钻孔灌注桩；

(b) 反循环回转钻孔灌注桩；

(c) 潜孔钻机成孔灌注桩。

b. 沉管灌注桩：

(a) 锤击沉管灌注桩；

(b) 振动、振动冲击沉管灌注桩。

c. 夯扩灌注桩。

d. 冲抓成孔灌注桩。

e. 干作业成孔灌注桩：

(a) 钢绳冲击成孔灌注桩；

(b) 螺旋钻进成孔灌注桩；

(c) 钻斗钻进成孔灌注桩；

(d) 潜孔锤钻进成孔灌注桩；

(e) 扩底灌注桩；

(f) 人工挖孔灌注桩。

(2) 各类灌注桩的特点及适用范围

①泥浆护壁钻孔灌注桩

a. 桩侧土受扰动小；

b. 孔壁泥皮和孔底沉渣是成桩质量的主要制约因素，所以成桩质量受施工质量的影响很大；

c. 适用于任何地层。

②干法作业灌注桩

a. 无需任何护壁措施，不产生挤土效应，桩侧土受机械扰动小；

b. 钻孔使孔壁径向应力释放而产生微量变形, 导致桩侧摩阻力有所降低;

c. 钻孔质量和浇筑质量比泥浆护壁等方法易于控制, 因而成桩质量一般较稳定、可靠;

d. 孔底虚土是成桩质量的主要制约因素;

e. 一般只适用于地下水位以上的粘性土、粉土层。

③套管护壁等其他灌注桩

a. 施工安全准确;

b. 能够紧贴已有建筑物施工;

c. 钻孔桩施工中此法能够获得最大容许承载力;

d. 设备较庞大, 施工占地面积大;

e. 除硬岩及含水厚细砂层外, 第四纪地层均可使用。

99. 泥浆护壁成孔灌注桩有哪几种常用的施工方法?

如何施工?

泥浆护壁成孔可用多种型式的钻机钻进成孔。在钻孔过程中, 为防止孔壁坍塌, 在孔内注入高塑性粘土或膨润土和水拌合的泥浆以及利用钻削下来的粘性土与水混合自造泥浆保护孔壁。同时这种护壁泥浆与钻孔的土屑混合, 边钻边排出泥浆, 同时进行孔内补浆。当钻孔达到规定深度后, 进行清除孔底泥渣, 然后安放钢筋笼。在泥浆下灌注混凝土而成桩。

(1) 正循环钻孔灌注桩施工

①施工机械设备

a. 正循环钻机

主要由动力机、泥浆泵、卷扬机、转盘、钻架、钻杆、水龙头和钻头等组成。

正循环钻机的特点及适用范围, 见表 2-23。

b. 反循环钻机

主要由钻头、加压装置、回转装置、扬水装置、连续装置和升降装置等组成。

反循环钻机的特点和适用范围, 见表 2-24。

正循环钻机的特点及适用范围

表 2-23

钻 头 型 式		钻 进 特 点	适 用 范 围
合金全面 钻进钻头	双腰带 翼状钻头	在钻压和回转扭矩的作用下,合金钻头切削破碎岩土而获得进尺。切削下来的钻渣,由泥浆携出桩孔。对第四系地层的适应性好,回转阻力小,钻头具有良好的扶正导向性,有利于清除孔底沉渣	粘土层、砂土层、砾砂层、粒径小的卵石层和风化基岩
	鱼尾钻头	在钻压和回转扭矩的作用下,合金钻头切削破碎岩土而获得进尺。切削下来的钻渣,由泥浆携出桩孔。此种钻头制作简单,但钻头导向性差,钻头直径一般较小,不适宜直径较大的桩孔施工	粘土层和砂土层
合金扩孔钻头		冲洗液顺螺旋翼片之间的空隙上返,形成旋流,流速增大,有利于孔底排渣	粘土层和砂土层
筒状肋骨合金 取芯钻头		主要用于某些基岩(如比较完整的砂岩、灰岩等)地层钻进,以减少破碎岩石的体积,增大钻头比压,提高钻进效率	砂土层、卵石层和一般岩石地层
滚 轮 钻 头		滚轮钻头在孔底既有绕钻头轴心的公转,又有滚轮绕自身轴心的自转。钻头与孔底的接触既有滚动又有滑动,还有钻头回转对孔底的冲击振动。在钻压和回转扭矩的作用下,钻头不断冲击、刮断、剪切破碎岩石而获得进尺	软岩、较硬的岩层和卵石层,也可用于一般地层
钢 粒 全 面 钻 进 钻 头		钢粒钻进钻头利用钢粒作为碎岩磨料,达到破碎岩石进尺。泥浆的作用不仅是悬浮携带钻渣、冷却钻头,而且还要将磨小、磨碎失去作用的钢粒从钻头唇部冲出	主要适用于中硬以上的岩层,也可用于大漂砾或大孤石

反循环钻机钻头的特点和适用范围

表 2-24

钻 头 型 式	特 点	适 用 范 围
多瓣式钻头 (蒜头式钻头)	效率高, 使用较多, 在 N 值超过 40 以上的硬土层中钻挖时, 钻头刃口会打滑, 无法钻挖	一般土质 (粘土、粉土、砂和砂砾层), 粒径比钻杆小 10mm 左右的卵石层
三翼式钻头	钻头为带有平齿状硬质合金的三叶片	N 值小于 50 的一般土质 (粘土、粉土、砂和砂砾层)
四翼式钻头	钻头的刃尖钻挖部分为阶梯式圆筒形, 钻挖时先钻一个小圆孔, 然后成阶梯形扩大	硬土层, 特别是坚硬的砂砾层 (无侧限抗压强度小于 1000kPa 的硬土)
抓斗式钻头		用于粒径大于 150mm 的砾石层
圆锥形钻头		无侧限抗压强度为 1000~3000kPa 的软岩 (页岩、泥岩、砂岩)
滚轮式钻头 (牙轮式钻头)	钻挖时需加压力 50~200kN, 需用容许荷载为 400kN 的旋转连接器和扭矩为 30~80kN·m 的旋转盘。切削刃有齿轮型、圆盘型、钮式滚动切刀型等	特别硬的粒土和砂砾层及无侧限抗压强度大于 2000kPa 的硬岩
并用式钻头	此类钻头是在滚轮式钻头上安装耙形刀刃, 无需烦琐地更换钻头, 进行一贯的钻挖作业	土层和岩层混合存在的地层
扩孔钻头	形成扩底桩, 以提高桩端阻力	专用于一般土层或专用于砂砾层

② 正反循环钻孔灌注桩施工

a. 正循环施工法

利用泥浆泵使泥浆通过钻杆、钻头而压入孔底, 携带钻渣, 再

从孔底经过钻杆与孔壁之间的环形空间回流至地面的循环，如图 2-50 所示。

b. 反循环施工法

泥浆自孔口流入孔内，利用砂石泵，通过钻头、钻杆将孔底携带钻渣的泥浆抽吸到孔外的循环，如图 2-51 所示。

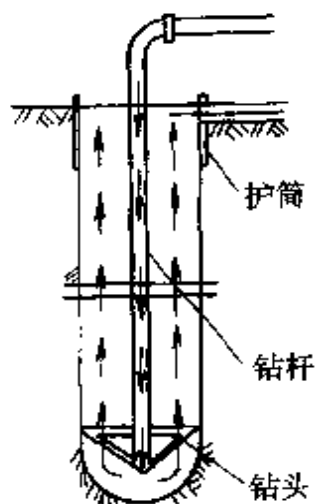


图 2-50 正循环施工法

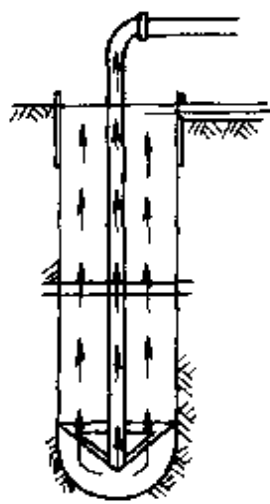


图 2-51 反循环施工法

c. 施工顺序

施工程序如图 2-52 所示。

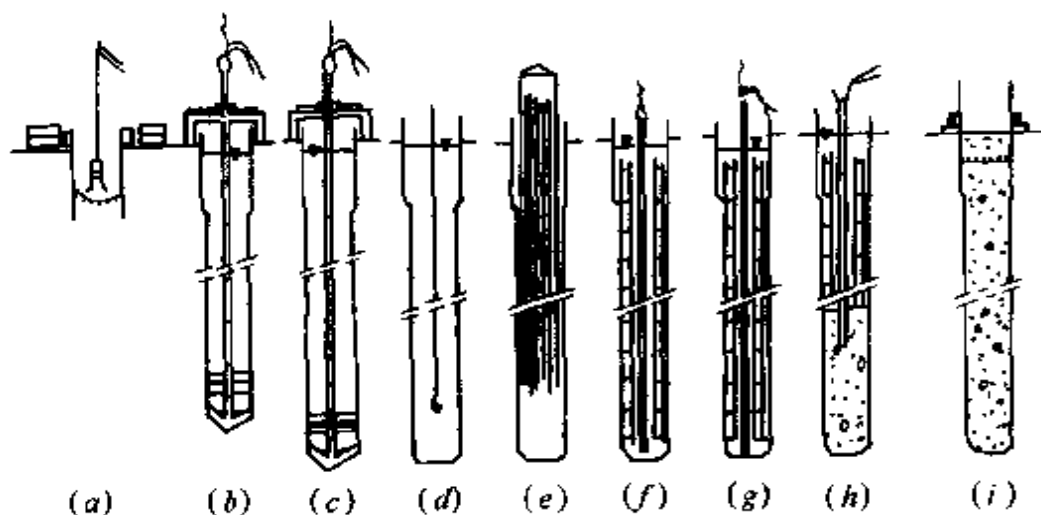


图 2-52 正反循环钻孔灌注桩施工示意图

(a) 埋设护筒；(b) 安装钻机，钻进；(c) 第一次清孔；(d) 测定孔壁；

(e) 吊放钢筋笼；(f) 插入导管；(g) 第二次清孔；(h) 灌注水下混凝土拔出导管；(i) 拔出护筒

(2) 潜水钻成孔灌注桩施工

①施工机械设备

主要由潜水电钻、齿轮减速器、密封装置、钻杆、钻头等组成。

②潜水钻成孔灌注桩施工

a. 潜水钻成孔施工方法

将电机、变速机构加以密封，并同底部钻头连接在一起，组成一个专用钻具，潜入孔内作业，钻削下来的土块被循环的水或泥浆带出孔外的方法，如图 2-53 所示。

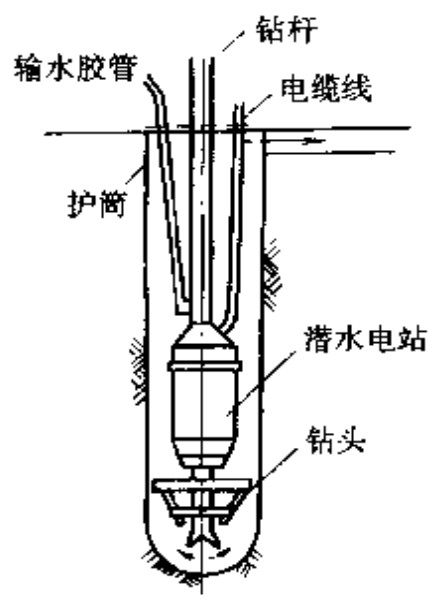


图 2-53 潜水钻成孔法

b. 施工顺序

施工程序如图 2-54 所示。

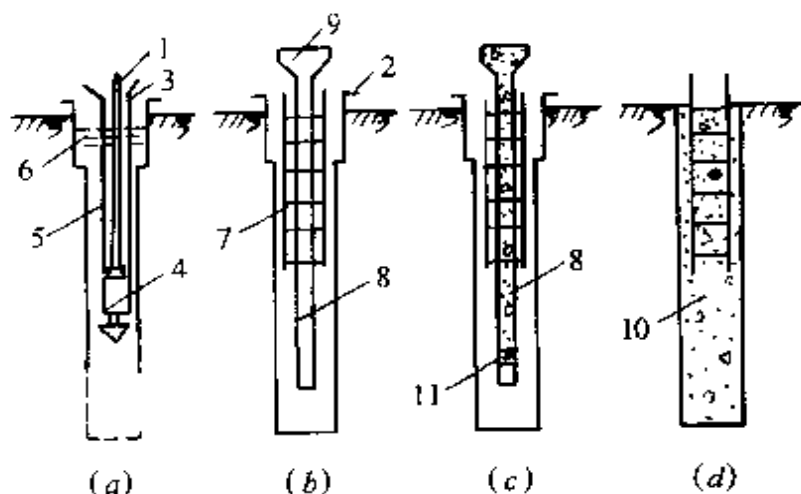


图 2-54 潜水钻成孔灌注桩施工程序示意图

(a) 成孔；(b) 插入钢筋笼和导管；(c) 灌注混凝土；(d) 成桩

1—钻杆或悬挂绳；2—护筒；3—电缆；4—潜水电钻；5—输水胶管；
6—泥浆；7—钢筋骨架；8—导管；9—料斗；10—混凝土；11—隔水栓

100. 沉管灌注桩有哪几种常用的施工方法？如何施工？

沉管灌注桩是目前采用较为广泛的灌注桩之一。它包括锤击沉管灌注桩、振动沉管灌注桩。这类灌注桩的施工工艺是：使用

锤击式桩锤或振动式桩锤将一定直径的钢管沉入土中,造成桩孔,然后放入钢筋笼,浇筑混凝土,最后拔出钢管便形成所需要的灌注桩。沉管灌注桩最大的特点是不需要排泥浆,且在适应的地层成桩速度很快。

(1) 锤击沉管灌注桩施工

锤击沉管施工法,是利用桩锤将桩管和预制桩尖(桩靴)打入土中,边拔管、边振动、边灌注混凝土、边成桩。在拔管过程中,由于保持对桩管进行连续低锤密击,使钢管不断得到冲击振动,从而密实混凝土。锤击沉管灌注桩的施工应该根据土质情况和荷载要求,分别选用单打法、复打法、反插法。

施工程序见图 2-55 所示。

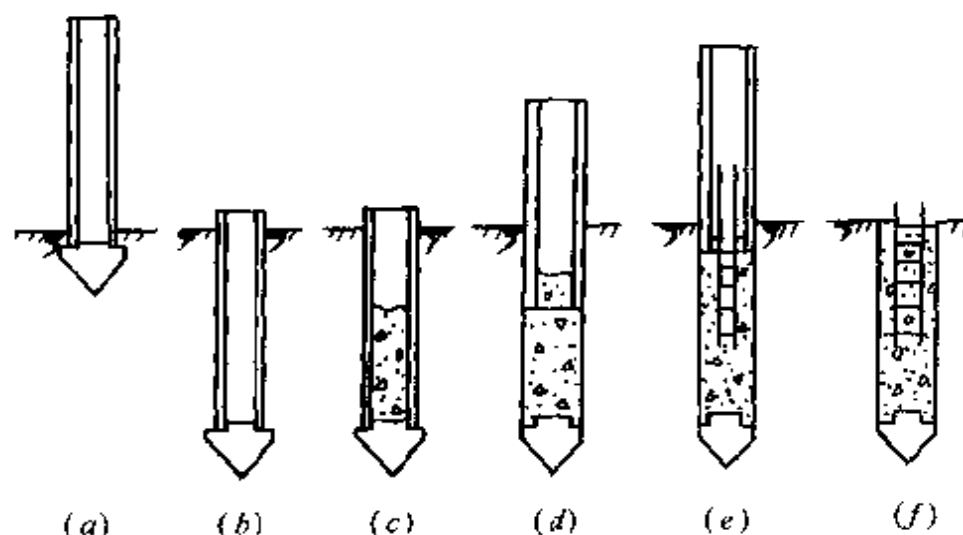


图 2-55 锤击沉管灌注桩施工程序示意图

(a) 就位; (b) 锤击沉管; (c) 首次灌注混凝土; (d) 边拔管、边锤击、边继续灌注混凝土; (e) 安放钢筋笼, 继续灌注混凝土; (f) 成桩

(2) 振动、振动冲击沉管灌注桩施工

振动沉管施工法,是在振动锤竖直方向往复振动作用下,桩管也以一定的频率和振幅产生竖向往复振动,减少桩管与周围土体的摩阻力,当强迫振动频率与土体的自振频率相同时(砂土自振频率为 $900 \sim 1200 \text{r/min}$, 粘性土自振频率为 $600 \sim 700 \text{r/min}$),土体结构因共振而破坏。与此同时,桩管受到加压作用而沉入土

中，在达到设计要求深度后，边拔管、边振动、边灌注混凝土、边成桩。

振动冲击沉管施工法，是利用振动冲击锤在冲击和振动的共同作用，桩尖对四周的上层进行挤压，改变上体结构排列，使周围土层挤密，桩管迅速沉入土中，在达到设计标高后，边拔管、边振动、边灌注混凝土、边成桩。

振动、振动冲击沉管施工法一般有单打法、复打法、反插法。应根据土质情况和荷载要求分别选用。单打法适用于含水量较小的上层，且宜采用预制桩；反插法及复打法适用于软弱饱和土层。

振动沉管灌注桩的施工程序见图 2-56 所示。

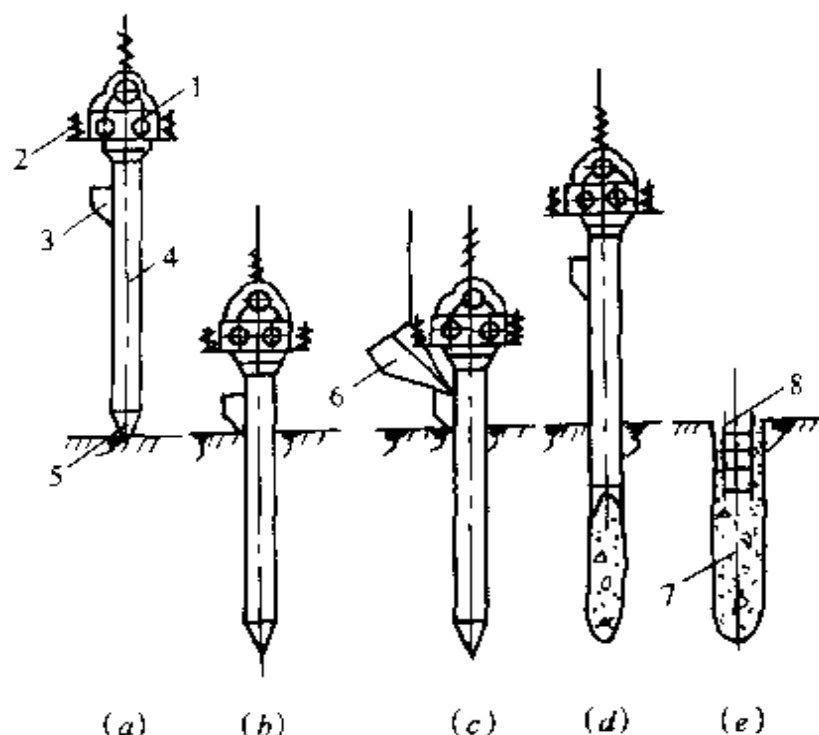


图 2-56 振动沉管灌注桩施工程序

(a) 桩机就位；(b) 振动沉管；(c) 第一次灌注混凝土；(d) 边拔管、边振动、边继续灌注混凝土；(e) 成桩

1- 振动锤；2- 加压减振弹簧；3 加料口；4- 桩管；5- 活瓣桩尖；

6- 上料斗；7- 混凝土桩；8- 短钢筋骨架

101. 夯扩灌注桩施工方法是什么？

夯扩灌注桩（又称夯压成型灌注桩）是在锤击沉管桩的机械设备与施工方法的基础上加以改进，增加一根内夯管，按照一定

的施工工艺，采用夯扩的方式将桩端现浇混凝土扩大成大头形的一种桩型，通过增大桩端截面积和挤密地基土，使桩的承载力有较大幅度的提高；同时桩身混凝土在柴油锤和内夯管的压力作用下成型，使桩身质量得以保证。夯扩桩施工具有施工技术可靠、工艺科学、无泥浆污染和工程造价低等优点。

夯扩桩机具与沉管灌注桩机具的最大区别是在外桩管的基础上增加了一根内夯管。内夯管在夯扩桩施工中起主导作用：①作为夯锤的一部分在柴油锤的锤击作用下将内外管同步沉入地基土中；②在夯扩工序时将外管内混凝土夯出管外并在桩端形成扩大头；③在施工桩身时利用内夯管和柴油锤的自身重力将桩身压实。为满足采用干混凝土封底止淤的要求，内夯管长度比外桩管短100~200mm，这个长度范围可根据不同土层条件适当调整，对土层性质较好、地下水较低的可取小值，反之应取大值。

夯扩桩施工工艺流程如图 2-57 所示。

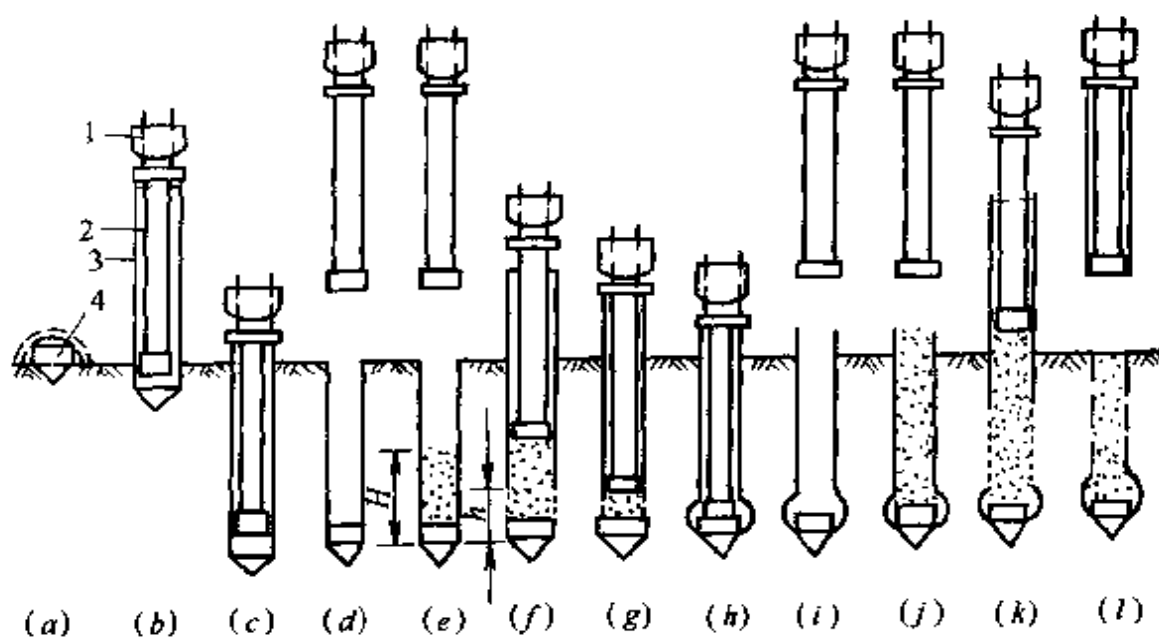


图 2-57 夯扩灌注桩的施工程序示意图

(a) 设置管塞；(b) 放内外管；(c) 静压或锤击；(d) 抽出内管；(e) 灌入部分混凝土；(f) 放入内管，稍提外管；(g) 静压或锤击；(h) 内外管沉入设计深度；(i) 拔出内管；(j) 灌满桩身混凝土；(k) 上拔外管；(l) 拔出外管，成桩

1—顶梁或桩锤；2—内夯管；3—外管；4—管塞

102. 冲抓成孔灌注桩施工方法是什么？

冲抓成孔是在稳定液护壁的条件下，利用特制的冲抓锥或冲抓斗的重量冲击破碎孔底岩上，并用冲抓锥瓣直接抓取岩土并提出孔外，卸土。重复上述过程，使钻孔不断延伸到设计深度。孔中的稳定液（泥浆）只起护壁作用，土层较好的钻孔可用水头护壁，完全不用泥浆。

在腐殖土、淤泥、密实性粘土、砂土、流砂、松散及软硬相差较大的岩层均可使用。施工孔径一般为 $\phi 700 \sim 1200\text{mm}$ ，最大可达 $\phi 1600\text{mm}$ 。孔深一般在20m以内，最深可达40m。

根据抓斗内的钢绳的根数分为双绳冲抓锥和单绳冲抓锥两种。

冲抓成孔工艺：

(1) 冲抓锥操作步骤

① 双绳冲抓锥的操作步骤

a. 收紧内套钢丝绳将锥提起，同时检查锥的中心位置是否偏移，卷扬机，钻架、架上滑轮和冲抓锥等有无异常。

b. 放松内套绳。由外套绳将锥吊住，转动锥头防止两根主钢丝绳扭在一起。在冲抓锥下落过程中，内套绳不受力，且内套绳较所要的冲击高度（1.5~2.0m）多松1~2m。

c. 冲抓锥击孔底岩土后，收紧内套钢丝绳，通过开闭机构使锥瓣合拢抓取岩土，当锥开始上升后，逐渐收紧外套绳并注意使其恰好处于不受锥拉力的状态。

d. 收紧外套绳，待内套绳不受力时，锥瓣张开卸渣。

双绳双顎板抓斗工作进程见图2-58所示。

② 单绳人工挂钩冲抓锥的操作步骤

a. 收紧内套钢丝绳，提锥至挂环比固定钩稍高一点的地方停住。

b. 钻架上的工作人员持固定钩勾住挂环，然后指挥卷扬机稍松钢丝绳，使锥由固定钩吊住，这时主绳不受力，锥瓣张开，准备向孔底冲击。

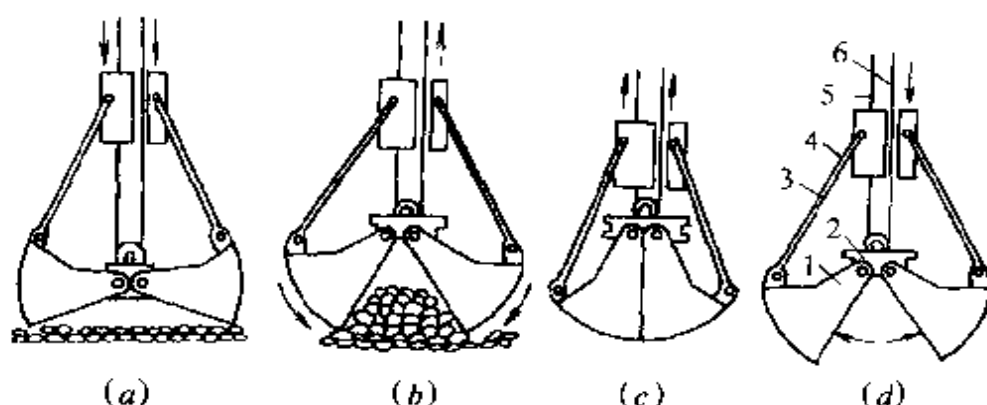


图 2-58 双绳双颚板抓斗工作进程

(a) 降斗；(b) 闭斗抓上；(c) 满斗提升；(d) 开斗卸上

1—颚板；2—下横梁；3—撑杆；4—上横梁；5—支撑绳；6—开闭绳

c. 钻架上的工作人员持活动钩勾住锥的挂环，并指挥卷扬机稍为收紧内套绳将锥吊住，替换取出固定钩。这时内套绳受力，但活动钩与开合机构间的一段绳仍松着，故开合机构暂时不起作用。

d. 操纵卷扬机松放内套绳落锥到要冲击的高度，松开离合器，使锥迅即下冲。锥瓣切入土后，钩轻柄重的活动钩便自动脱离挂环。

e. 收紧内套绳，经开合机构的作用，使锥瓣合拢抓土。然后提升锥至略高于固定钩处停住，钻架上的工作人员用固定钩勾住挂环，并指挥卷扬机稍松内套绳，由固定钩吊住挂环，则锥瓣张开卸土，卸土完毕后，回到上述第三步。

(2) 成孔工艺

①对于一般粘土层，可按上述操作方法冲抓成孔。土层软时，冲程不宜过大。若土质较密实，则可增大冲程 2~3m，并用外套绳双绳冲抓锥连续冲几次后，再抓土。

②在砂土层中成孔时，采用小冲程 0.5~1.0m。为保持孔壁稳定，除保持孔内水头高度和泥浆密度外，一般每冲抓一次要往底投入一定量的粘土并勤加水。

③在砂卵石层成孔时，适当增加冲程，采用连续冲、抓几次反复将土石集中到孔底中央，然后再抓出。

④在漂石层成孔时，冲程太大容易损坏锥瓣，以应用外套绳提出锥头连续低冲为好。收内套绳时要慢，收一下松一下，然后要收紧内套绳合拢锥瓣抓上和提锥出孔。经过这样反复进行，把漂石旁的一部分土石抓出，并把漂石抓松动后，能将漂石整个地抓出来。

⑤单一冲抓方法遇复杂地层时（如紧密的土层、卵砾石层以及大漂石、探头石）冲抓较为困难，可结合冲击、爆破，高压水射流来处理。

103. 干式成孔灌注桩有哪几种常用的施工方法？其工作原理和特点是什么？

（1）钢绳冲击钻进法

①工作原理

钢绳冲击钻是利用钢绳将冲击钻头提升到一定高度后，让钻头自由下落，使钻头的势能转化为动能冲击破碎岩土体。钻头每冲击一次后，被钢绳带动扭转一定的角度，反复地冲击，便凿出一个圆形孔。

②特点

a. 冲击动载破碎岩体，岩石在动载作用下抗破碎强度低，容易钻进。

b. 设备、机具简单，操作和维护容易，工程费用低。

c. 占用场地小、用水量小。

d. 有效碎岩时间短。

e. 采用专门的抽筒捞渣，影响钻进效率。

f. 由于靠钻头自由下落钻进，所以只能打直孔。

（2）螺旋钻进成孔技术

①工作原理

螺旋钻进是利用螺旋钻杆连接螺旋钻头加压回转，从而破碎孔底岩土而不断向下钻进的一种干式回转全面钻进的钻孔方法。采用这种方法破碎下来的岩土不是用循环冲洗液清除，而是由转动的螺旋钻杆不断地输送至地表或将螺旋钻具提出钻孔清除的。

②特点

a. 适用于地下水位以上没有砾石及硬夹层的软岩（如砂土层）。

b. 无循环液钻进，免去了泥浆循环系统，适用于高寒、缺水、漏失地层钻进。

c. 低公害（无泥浆）、低噪声（无振动）、低成本。

d. 输送钻屑的同时，向孔壁挤压钻屑，有加固孔壁的作用。

e. 钻进中消耗功率大。

（3）钻斗钻进成孔技术

①工作原理

通过伸缩钻杆的旋转，带动它前端的钻斗回转，用钻斗底端和侧面的切削具切削岩土，同时切削下来的钻屑进入钻斗内，待钻斗装满一定量的钻屑后，通过伸缩杆把钻头提到孔口，卸土，再把钻斗下到孔底钻进，这样一直延缓到设计孔深。

②特点

a. 在无地下水的粘土层中可不使用稳定液，在一般地层要使用稳定液护壁。

b. 施工速度较快，成本较低。

c. 钻机移动和安装方便，但占地面积较大。

d. 噪声和振动小。

e. 对稳定液的管理十分严格，且竣工后要对稳定液进行处理。

f. 在承载地基附近有较大承压水时，护壁困难，且桩体不能保证质量。

（4）潜孔锤钻成孔技术

①工作原理

压缩空气既作为循环介质又作为驱动孔底冲击器的能源而进行的冲击回转钻进，通称潜孔锤钻进。

②特点

a. 钻进效率高，特别是在坚硬岩层中，它比回转钻进效率提

高几倍甚至几十倍。

b. 钻头寿命长: 一个直径 220mm 球齿钻头, 在坚硬的花岗岩层钻进, 总进尺达 500m, 在石灰岩中钻进, 进尺可超过 1000m。

c. 需要的钻压低: 使用 $\Phi 171\text{mm}$ 的牙轮钻头在回转钻进中需要 120kN 以上的钻压才能达到较好的钻进效果, 而直径 220mm 的潜孔锤只需 13~18kN 的钻压即可达到很好的钻进效果。由于钻压低, 不仅改善了钻杆所受的扭矩, 而且也改善了钻具的工作条件。

d. 有一定的防斜作用: 由于进尺快和钻压小, 潜孔锤钻进具有一定的防斜效应。

e. 钻孔直径大, 孔底全面破碎, 单位时间产生的岩粉量大, 为保持孔底干净, 免于重复破碎或埋钻, 要求钻进方法应具有高的排屑能力。

f. 具有很好的嵌岩作用。

g. 功效较大。

(5) 扩底桩孔施工技术

①工作原理

首先采用正常的钻进方法钻出一个具有一定深度的圆孔, 然后在孔底采用专门扩底钻头, 把孔底部分扩大, 形成一个上部是直圆柱, 下部是扩大的锥体的扩底桩孔。

②特点

a. 只有在稳定地层, 才能进行扩底。

b. 可以进行单节扩底和多节扩底。

c. 必须使用专门的扩底钻头。

d. 由于采用扩底法, 一般钻孔深度较浅。

e. 扩底操作工艺较复杂。

(6) 人工挖孔桩成孔技术

①工作原理

采用人工进行挖掘成孔, 配以简易的机具, 将孔挖到设计要求的持力层 (大多是硬土层或岩层), 孔底部分根据设计要求还可

扩大，经过清孔和吊置钢筋笼后在孔内灌注混凝土而成高承载力的大直径桩。

②特点

a. 一般仅在下列情况考虑采用：建筑场地不宜进行机械化施工；其他桩型不能满足设计要求；使用人工挖孔桩工程造价明显优于其他桩型时。

b. 直径大，可穿越较厚的土层，直接伸展到持力层，底部直径可扩大到桩径的 1.5 倍，使桩成为端承构件，不仅沉降量很小，还能获得极大的单桩承载力。

c. 一般只适用于粘性土、人工填土、无流动性淤泥质土以及中等密实以上的砂土。

104. 钻孔压浆成桩法的工艺原理是什么？有什么优点？

该法是我国的一项专利。其工艺原理是：先用螺旋钻机钻孔至预定深度，通过钻杆芯管利用钻头处的喷嘴向孔内自下而上高压喷注制备好的以水泥浆为主剂的浆液，使液面升至地下水位或无坍孔危险的位置处，提出全部钻杆后，向孔内沉放钢筋笼和骨料至孔口，最后再由孔底向上高压补浆，直至浆液达到孔口为止。成桩的桩径 $\phi 300 \sim 1000\text{mm}$ ，深度可达 50m。

该法连续一次成孔，多次由下而上高压注浆成桩，具有无振动、无噪声、无护壁泥浆排污的优点，又能在流砂、卵石、地下水位高、易坍孔等复杂地质条件下顺利成孔成桩，而且由于高压注浆时水泥浆的渗透扩散，解决了断桩、缩颈、桩间虚土等问题，还有局部膨胀扩径现象，因此单桩承载力由摩擦力、支承力和端承力复合而成，比普通灌注桩约提高 1 倍以上。

该成桩工艺，自 1985 年以来已在国内几百个高难度基础工程中成功应用，累计达几十万延米，也引起世界上许多国家的重视，技术在国际上领先。

105. 灌注桩清孔的方法有哪几种？

孔底沉渣是指钻孔时钻凿出来的松散岩土钻渣，未被冲洗液

携带至地表，而沉淀于孔底的物质。当桩基孔钻凿到设计深度之后，于混凝土浇筑之前，要清除残存于孔底的沉淀物，这种清除孔底沉渣的全过程通常称为“清孔”。

(1) 正循环清孔

①正循环清孔，一般适用在淤泥层、砂土层，基岩施工的桩孔，孔径不宜大于 800mm。

②正循环泥浆清孔，先将钻头提离孔底 80~100mm，输入相对密度为 1.05~1.08 的新泥浆进行循环，把桩孔内悬浮大量钻渣的泥浆替换出来，并清洗孔底。孔底沉淀物粒径较大，正循环泥浆清孔难以将其携带上来，或长期清孔，孔底沉渣厚度仍超过规定要求时，应改换清孔方式。

③正循环清孔时，孔内泥浆上返流速不应小于 0.25m/s，返回孔内泥浆的相对密度不宜大于 1.08。

(2) 泵吸反循环清孔

①泵吸反循环清孔，一般适用于孔径 $\phi 600\text{mm}$ 以上的桩孔，且孔底沉淀物的块度应小于钻杆内径。

②泵吸反循环钻进施工的桩孔，在钻进达到设计孔深位置后，停止回转钻具并将钻头提离孔底 50~80mm，进行泵吸反循环清孔直到孔底沉渣符合规定为止。

其他方法施工的桩孔，清孔时将反循环钻杆下到离孔底沉渣面 80~120mm 以上，再启动砂石泵进行泵吸反循环清孔作业，直到符合规定要求。

③清孔时，送入孔内冲洗液，不得少于砂石泵排量。防止冲洗液补给量不足，孔内水位下降导致坍孔，砂石泵出水阀的阀门应根据清孔情况适时调整，以免流量过大，吸塌孔壁。返回孔内冲洗液的相对密度不宜大于 1.05。

(3) 压风机清孔

①压风机清孔适用孔深大于 5m 的各种直径的桩孔。

②压风机清孔的主要设备包括空压机、出水管、送风管、气水混合器等。空压机的主要技术参数一般为风量 6~9m³/min，风

压 0.7MPa, 送风管直径可为 20~25mm。设备机具的规格型号应根据水深、孔径等进行合理选择。管路系统的连接必须密封良好, 无漏气、漏水现象。

③出水管的下入深度以出水管距沉渣 300~400mm 为宜, 出水管底端宜加工成锯齿状, 风管的下入深度一般以混合器至水位高度与孔深之比为 0.55~0.65 来确定。

④开始送风时, 应先向孔内供水, 停止清孔时, 应先关气后断水, 以防水头损失而坍孔。

⑤送风量应从小到大, 风压应稍大于孔底水头压力; 当孔底沉渣太厚, 块度较大, 或沉淀板结时, 可适当加大送风量, 并摇动出水管, 以利排渣。

⑥随钻渣排出, 孔底沉渣减少, 出水管应适时跟进以保持出水管底面距沉渣面的距离为 300~400mm, 孔径较大时应经常改变水管在孔底的位置, 但不得撞击孔壁或钢筋笼。

(4) 掏渣法

当用冲击, 冲抓钻头或钻斗钻进成孔时, 可用抽筒掏渣清孔。

(5) 夯实法

用螺旋钻成孔时, 可首先采用原地空转的方法清底, 若不理想可采用辅助工具夯实或向孔底投入碎石夯实的方法。

(6) 潜水泵排渣法

将潜水泵放至距孔底 0.3~0.5m 处, 开动潜水泵, 连同钻渣一起排出, 同时注入清水或泥浆保持孔内液柱压力。这种方法适用于钻渣粒径小于潜水泵内通径的情况。当钢筋笼放入后发现孔底沉渣超出规定, 往往采用这种方法重新清孔。

(7) 其他清孔方法

①空气吸泥机清孔 (图 2-59 所示)。

②吸泥泵导管清孔 (图 2-60 所示)。

③砂浆置换钻渣清孔 (图 2-61 所示)。

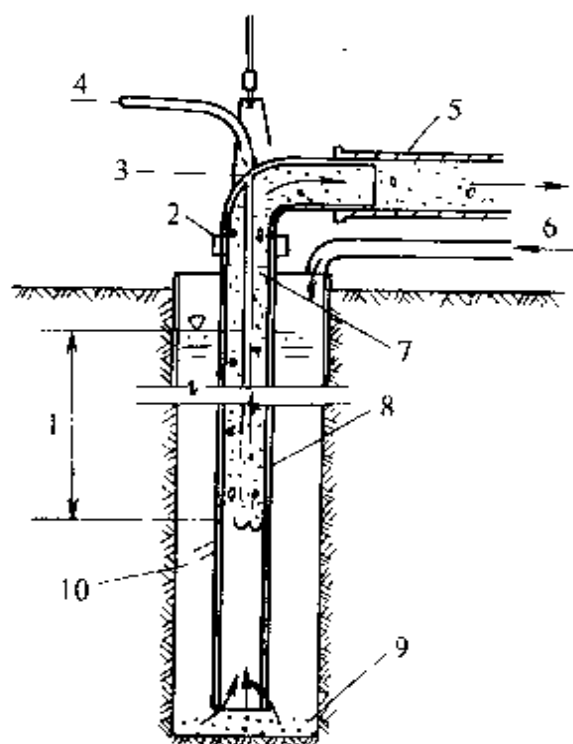


图 2-59 内风管吸泥清孔

1—高压风管入水深; 2—弯管和导管接头; 3—焊在弯管上的耐磨短弯管; 4—压缩空气; 5—排渣软管; 6—补水; 7—输气软管; 8— $\phi 25\text{mm}$ 钢管长度大于 2m; 9—孔底沉渣; 10—风嘴

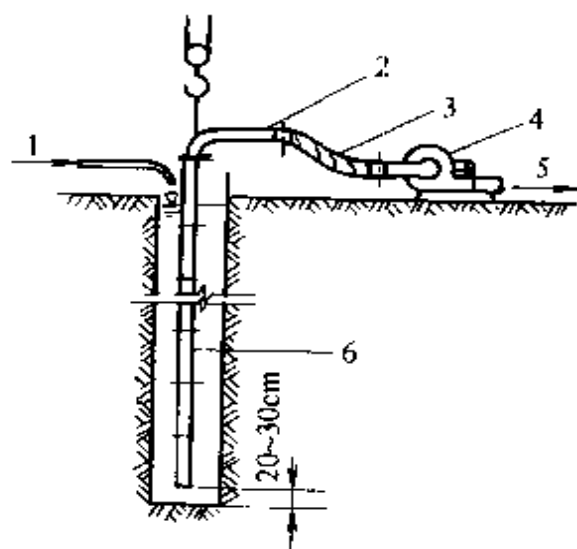


图 2-60 吸泥泵导管清孔

1—补水; 2—特制弯管; 3—软管; 4—离心吸泥泵; 5—排渣; 6—灌注水下混凝土导管

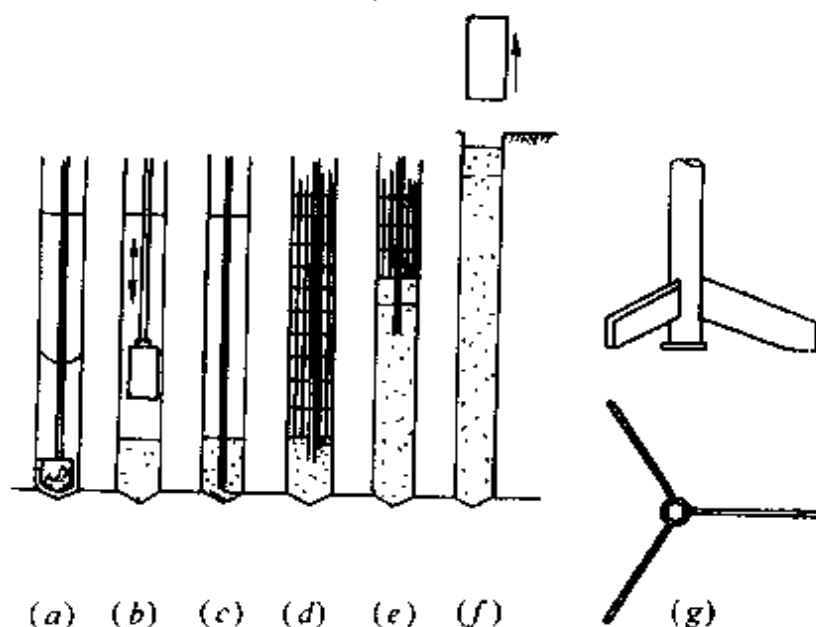


图 2-61 砂浆置换钻渣清孔

(a) 用掏渣筒掏渣; (b) 用活底箱灌注特殊水泥砂浆; (c) 搅拌; (d) 安放钢筋骨架及导管; (e) 灌注水下混凝土; (f) 灌注完毕拔出护筒; (g) 搅拌器示意

106. 怎样防止钢筋骨架变形？钢筋骨架的沉放与连接有何要求？

(1) 防止钢筋骨架变形的的方法

由于钢筋骨架在装卸、运输、安装过程中都容易产生不同的变形，要纠正这些严重变形的钢筋骨架相当麻烦，而且它们也是易于诱发各种工程事故的原因，最终不单降低桩的可信度，而且还可能推迟施工进度。

绑扎主筋和箍筋一般情况下都是用钢丝，所以当钢筋骨架变形时，这部分就很容易拆开。这与钢筋骨架的适当长度有关，当只用一个点来吊装水平放置的长大钢筋骨架时，问题就比较多，因此必须尽量设置两个以上吊点。除在操作上要注意上述情况外，还应采取下述一些措施（图 2-62）。

① 在需要的地方应布置架立筋，并与主筋绑扎牢固，以此来提高钢筋骨架的刚度。

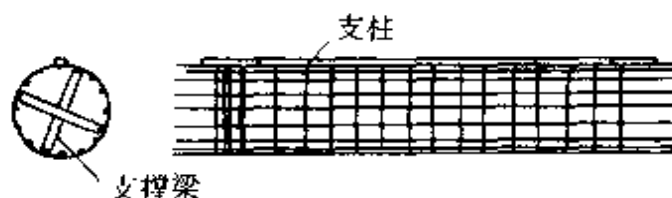


图 2 62 防止钢筋骨架变形的的方法

② 在钢筋骨架内侧暂放支撑梁，以此来进行补强加固。当将钢筋骨架插入桩孔时，再卸掉该支撑梁。

③ 在钢筋骨架外侧或内侧的轴线方向安设支柱。

在上述措施中比较常用的是①法，仅用该种措施就能够防止钢筋骨架产生变形。希望在作业上预先规定钢筋骨架的长度。

另外，当相互连接两段钢筋骨架时，必须使其成为一条直线。必须分别使临时设置的下部钢筋骨架及呈悬吊状态的上部钢筋骨架呈垂直状态，此时也最好要确定一下垂直度，可用铅锤等进行确定。安装熟练了可在离开若干距离处用肉眼确定，在实用上也可以达到足够的精度。更重要的是，当使用旋转式机械吊装时，要使钢筋骨架中心与孔中心对中后，再将钢筋骨架吊入孔中。

(2) 钢筋骨架的沉放与连接

通常都是利用吊车将钢筋骨架吊入桩孔内的。从钢筋的可使

用长度、钢筋绑扎场地的宽度、组装的精度及难易程度、吊车的起吊能力及防止变形的措施等来看，单个钢筋骨架的长度将受到一定的限制，当桩长比较长时，应逐渐接长后再放入桩孔内（图 2-63）。

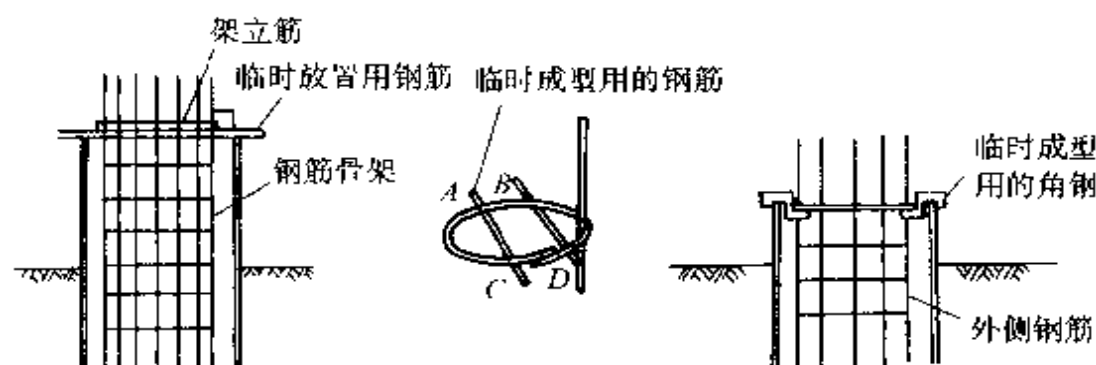


图 2-63 临时放置时所用的角钢

利用先插入孔内的钢筋骨架上部架立筋将钢筋骨架暂时固定在套管等的上部。此时必须注意主筋的位置要正确，并且要垂直。主筋与架立筋原则上应垂直。但是，对于架立筋下面的搭接部分，有时将不成直角而倾斜，故可利用适当的预拱度来进行调整等。当使用表层护筒时，必须注意有时上面加上钢筋重量后护筒将产生沉降。

两钢筋骨架之间的接头系利用吊车将上部钢筋骨架临时吊住进行绑扎，最重要的是应将上下两钢筋骨架之间的主筋位置找正，可利用垂球由前后左右来确认地上部分的垂直度。

钢筋之间的接头系利用搭接式接头，使用粗铁丝将主筋相互扎牢。这种接头能承受住钢筋骨架沉放时的自重，同时在安装完钢筋骨架时，只要接头能够承受住上部钢筋骨架的重量，有时也可以利用电弧焊的方法焊牢。

在使用此种方法作业时，必须注意孔内有时可能产生可燃性气体。

下一步就是拔掉临时固定用钢筋，吊入钢筋骨架，在此阶段多半都安设钢筋定位器。为了防止钢筋定位器脱落，也有不使用套管的施工方法。在利用该法时，重要的是为了不致因沉放钢筋

骨架而碰坏孔壁，需要慢慢地进行沉放才好。此时应注意将吊索放在钢筋骨架的轴线上，避免前后左右摇动。另外，当使用旋转机械吊入钢筋骨架时，待正确对准钢筋骨架中心与孔中心后，再将钢筋骨架吊入桩孔中。

当为双层钢筋的钢筋骨架时，安装钢筋骨架有两种方法，其一是预先将外侧钢筋及内侧钢筋都安设到所定的位置，然后同时安装；另一个方法是先将外侧钢筋放入孔内，然后放置套管，再按顺序安设内侧钢筋。通常多半利用后一种方法。此时，为了安设内侧钢筋，可将承托内侧钢筋用的钢筋预先放到外侧钢筋的所定位置上（图 2-64）。

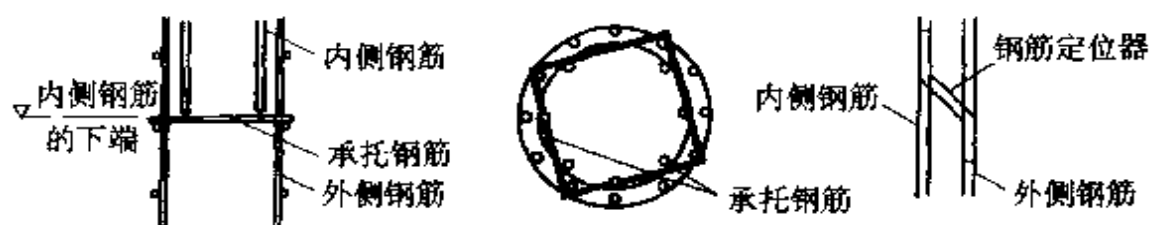


图 2-64 承托内侧钢筋的托筋

按上述步骤安设完外侧钢筋之后，为不妨碍安设内侧钢筋，可以用角钢将外侧钢筋临时放置在套管上。另外，此时可用楔子等工具使外侧钢筋保持垂直。内侧钢筋的接头施工同外侧钢筋一样。待内侧钢筋接头施工完毕后，将内侧钢筋放在如上所述的托筋上。然后分别将外侧钢筋及内侧钢筋都绑扎在钢筋定位器上，使相互之间保持有一定的距离。另外，用吊车边吊钢筋骨架，边以 4~6m 的间距安设好钢筋定位器，使之在各个深度上都保持住设计所规定的空隙，然后慢慢地放下钢筋骨架，将钢筋骨架设置在设计位置上。

待钢筋安设完毕后，一定要检测确认钢筋顶端的高度。为此，在事前就要选择钢筋骨架中的一根主筋，正确测量其长度，并作好标记，这样在连接并接长经量测的各主钢筋之后，就不会产生高度方面的误差。当钢筋顶端距地表较浅时，可用水准塔尺等测出钢筋顶端的高度；但当比较深时或者沉设在水中时，可由该钢

筋处拉出一根测量钢筋长度的铁丝等，如果预先由套管上端等处的基准面测出高低差那就比较方便了。当钢筋顶端的高度比设计高时，不准敲打钢筋或用力压钢筋骨架下沉，以防使钢筋骨架产生压曲。因此当按上述步骤安放完钢筋骨架之后，再若调整钢筋的高度就比较困难。另外，如果要调整已安装好的钢筋骨架的高低差，此时就有可能碰坏孔壁，使之坍塌。因此，在此阶段相当重要的一点就是必须注意不要使得钢筋的顶端产生高低不平的误差。

107. 灌注混凝土时常见的灌注故障及其预防和处理方法有哪些？

(1) 隔水栓卡在导管内

原因：①隔水栓翻转或胶垫过大；②隔水栓遇物卡住；③导管连接不直或导管变形。

处理方法：用长杆冲捣或振捣，若无效提出导管，取出隔水栓重放，并检查导管垂直度，拆换变形导管。

(2) 导管内进水

原因：①导管连接处密封不好；②初灌量不足、未埋住导管。

处理方法：①提出导管、检查垫圈，重新设导管；②提出导管，清除灌入混凝土，重新灌注，增加初灌量，检查导管底口距孔底高度。

(3) 断桩

原因：①混凝土面测量不准，导管提升过高；②钻孔上部发生坍塌或孔底沉渣过多；③导管密封不好，因漏水，混凝土产生严重离析或混凝土因故灌注中断。

处理方法：①严格按灌注规程操作；②导管埋深要测量准确；③对有疑问的桩要抽芯检查。

(4) 导管堵塞

原因：①导管变形或内壁有混凝土硬结，影响隔水塞通过；②隔水塞上没有浇水泥砂浆，而混凝土的粘聚性又不太好，在搅拌储料斗或提吊料斗中的初存量混凝土时，漏斗中的混凝土离析，粗

骨料卡入隔水塞或在隔水塞上架桥；③混凝土品质差；④导管漏水。

处理方法：①可在允许的导管埋入深度范围内，略为提升导管，或用提升后猛然下插导管的动作来抖动导管，抖动后的导管下口不得低于原来的位置，否则反会使失去流动性的混凝土堵塞导管口；②如果用上述方法仍不能消除卡管时，则应停止灌注，用长钢筋或竹竿疏通；③拔出导管疏通重新下入。

（5）钢筋笼上浮

原因：①混凝土品质差。易离析的、初凝时间不够的、坍落度损失大的混凝土，都会使混凝土面上升到钢筋笼底端，钢筋笼难以插入或无法插入而造成上浮，有时混凝土面已升至钢筋笼内一定高度时，表层混凝土开始发生初凝结硬，也有携带钢筋笼上浮；②操作不当、即钢筋笼的孔口固定不牢、提升导管过猛、导管埋深太浅，混凝土面进入钢筋笼内一定高度后，导管埋深过大。

处理方法：操作不当引起的钢筋笼上浮较好预防，即注意操作；由于混凝土表层初凝而引起的钢筋笼上浮，则应通过配制混凝土和加快灌注速度予以避免。

（6）桩身混凝土质量问题

属于这一类事故有：桩身混凝土强度低于设计要求；桩身上部混凝土质量低；桩身混凝土夹泥、混凝土离析等。

①混凝土强度低：

原因：原材料不合格；混凝土配合比设计不合理。

处理方法：严把原材料质量关，正确选择配合比。

②桩顶部混凝土质量低劣：

原因：目前导管法灌注水下混凝土是靠导管内混凝土柱的压力灌注的，混凝土靠自重压力压密实。由于接近地表时，超压力减小了，不得不减小导管埋深，因而桩顶段灌注的混凝土所受的自重压力始终较小，加之顶部混凝土始终与泥浆及沉渣接触，易混入杂质，因此，桩身上部混凝土质量不如桩身中、下部的质量。

处理方法：超落（即桩顶标高之上应有一定高度的混凝土）；

控制上下提动导管的幅度、速度。

③桩身混凝土离析：

原因：原材料级配差、搅拌质量差、计量不准等。有时导管漏水也会造成。

处理方法：严格管理和施工。

2.4 沉井基础

108. 沉井的特点和优点是什么？适用于哪些情况？

沉井是深基础施工的一种常用方法。其特点是：将位于地下一定深度的建筑物基础或构筑物，先在地面以上制作，形成一个筒状结构，然后在筒内不断挖土，借助井体自重而逐步下沉，下沉到预定设计标高后，进行封底，构筑筒内底板、梁、楼板、内隔墙、顶板等构件，最终形成一个地下建筑物基础或构筑物。

沉井在施工中具有独特优点：占地面积小，不需要支护结构，与大开挖相比较，挖土量少，对邻近建筑物的影响比较小，操作简便，无需特殊的专业设备。近年来，沉井的施工技术和施工机械都有很大改进。为了降低沉井施工中井壁侧面摩阻力，出现了触变泥浆润滑套法、壁后压气法等方法。在密集的建筑群中施工时，为了确保地下管线和建筑物的安全，创造了“钻吸排土沉井施工技术”和“中心岛式下沉施工工艺”。这些施工新技术的出现可使地表产生很小的沉降和位移，但也存在施工工序较多，施工工艺较为复杂、技术要求高，质量控制要求严等问题。

沉井广泛应用于桥梁墩台基础、取水构筑物、污水泵站、地下工业厂房、大型设备基础、地下仓（油）库、人防掩蔽所、盾构拼装井、船坞坞首、矿用竖井、地下车道与车站、地下构筑物的围壁和大型深埋基础等。

109. 沉井的分类有哪些？

沉井的制作材料有：混凝土、钢筋混凝土、钢、砖、石等多种。应用最多的则为钢筋混凝土沉井。沉井一般可按以下两方面分类。

(1) 沉井按平面形状分类

沉井的平面形状有圆形、方形、矩形、椭圆形、端圆形、多边形及多孔井字形等，如图 2-65 所示。

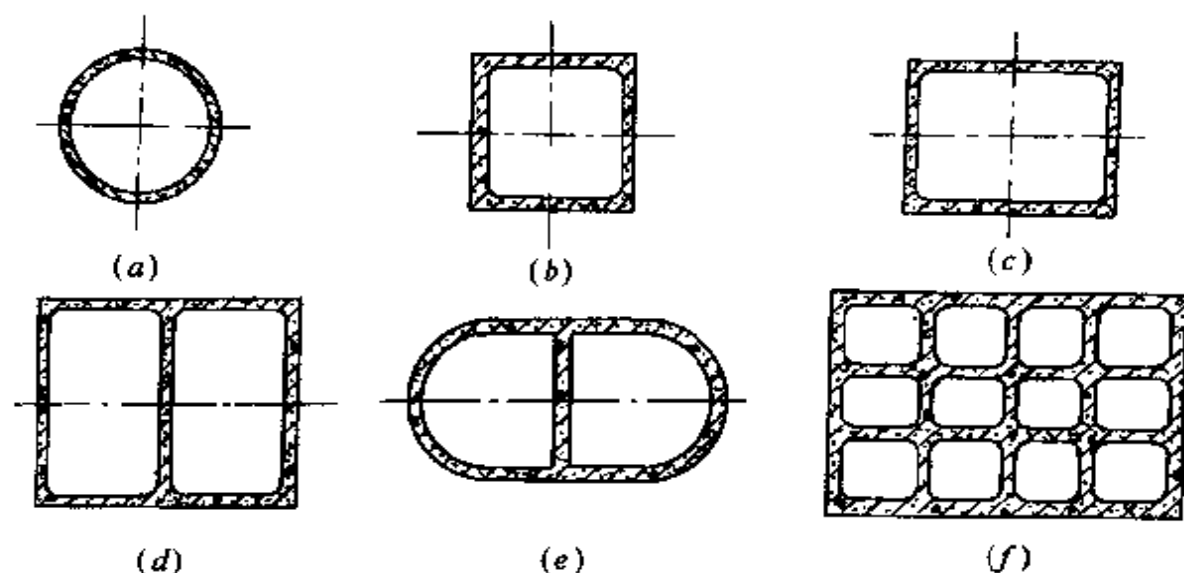


图 2-65 沉井平面图

(a) 圆形单孔沉井；(b) 方形单孔沉井；(c) 矩形单孔沉井；
(d) 矩形双孔沉井；(e) 椭圆形双孔沉井；(f) 矩形多孔沉井

①圆形沉井

圆形沉井可分为单孔圆形沉井、双孔圆形沉井和多孔圆形沉井。圆形沉井制造简单，易于控制下沉位置，受力（土压、水压）性能较好。从理论计算上说，圆形井墙仅发生压应力，在实际工程中，还需要考虑沉井发生倾斜所引起的土压力的不均匀性。如果面积相同时，圆形沉井周边长度小于矩形沉井的周边长度，因而井壁与侧面摩阻力也将小些。同时，由于土拱的作用，圆形沉井对四周土体的扰动也较矩形沉井小。

但是，圆形沉井的建筑面积，由于要满足使用和工艺要求，而不能充分利用，所以，在应用上受到了一定的限制。

②方形、矩形沉井

方形及矩形沉井在制作与使用上比圆形沉井方便。但方形及矩形沉井受水平压力作用时，其断面内会产生较大弯矩。从生产

工艺和使用要求来看，一般方形、矩形沉井，其建筑面积较圆形沉井更能得到合理的利用，但方形、矩形沉井井壁的受力情况远较圆形沉井不利。同时，由于沉井四周土方的坍塌情况不同，土压力与摩擦力也就不均匀，当其长与宽的比值越大，情况就越严重。因此，容易造成沉井倾斜。而纠正沉井的倾斜也较圆形沉井不利。

③两孔、多孔沉井

两孔、多孔井字形沉井的孔间有隔墙或横梁，因此，可以改善井壁、底板、顶板的受力状况，提高沉井的整体刚度，在施工中易于均匀下沉。如发现沉井偏斜，可以通过在适当的孔内挖土校正。多孔沉井承载力高，尤其适用于平面尺寸大的重型建筑物基础。

④椭圆形、端圆形沉井

椭圆形、端圆形沉井因其对水流的阻力较小，多用于桥梁墩台基础、江心泵站与取水泵站等构筑物。

(2) 沉井按竖向剖面形状分类

沉井竖向剖面形式有圆柱形、阶梯形及锥形等，如图 2-66 所示。为了减少下沉摩阻力，刃脚外缘常设 20~30cm 间隙，井壁表面作成 1/1000 坡度。

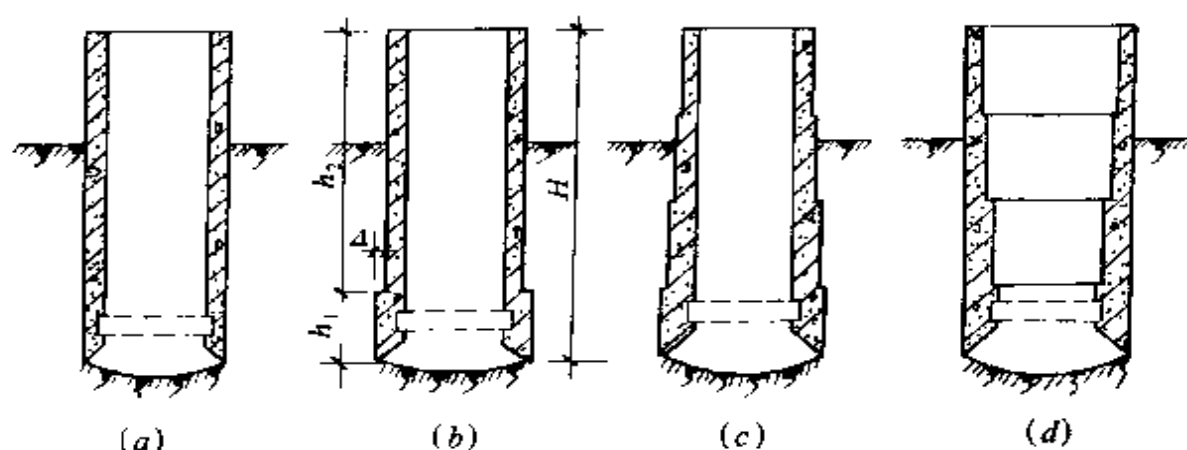


图 2-66 沉井剖面图

(a) 圆柱形；(b) 外壁单阶梯；(c) 外壁多阶梯形；(d) 内壁多阶梯形

①圆柱形沉井

圆柱形沉井井壁按横截面形状做成各种柱形且平面尺寸不随深度变化，如图 2-66 (a) 所示。圆柱形沉井受周围土体的约束较均衡，只沿竖向切沉，不易发生倾斜，且下沉过程中对周围土体的扰动较小。其缺点是沉井外壁面上土的侧摩阻力较大，尤其当沉井平面尺寸较小，下沉深度较大而土又较密实时，其上部可能被土体夹住，使其下部悬空，容易造成井壁拉裂。因此，圆柱形沉井一般在入土不深或土质较松散的情况下使用。

②阶梯形沉井

阶梯形沉井井壁平面尺寸随深度呈台阶形加大，如图 2-66 (b)、(c)、(d) 所示。由于沉井下部受到的土压力及水压力较上部大，故阶梯形结构可使沉井下部刚度相应提高。阶梯可设在井壁内侧或外侧。当土比较密实时，设外侧阶梯可减少沉井侧面土的摩阻力以便顺利下沉。刃脚处的台阶高度 h_1 一般为 1~2m，阶梯宽度 Δ 一般为 1~2cm。有时考虑到井壁受力要求并避免沉井下沉使四周土体破坏的范围过大而影响邻近的建筑物，可将阶梯设在沉井内侧，而外侧保持直立。

a. 外壁阶梯形沉井可分为单阶梯和多阶梯两类。

外壁单阶梯沉井的优点是，可以减少井壁与土体之间的摩阻力，并可向台阶以上形成的空间内压送触变泥浆。其缺点是，如果不压送触变泥浆，则在沉井下沉时，对四周土体的扰动要比圆柱形沉井大。

外壁多阶梯沉井与外壁单阶梯沉井的作用基本相似。因为越接近地面，作用在井壁上的水、土压力越小。为了节约建筑材料，将井壁逐段减薄，故形成多阶梯形。

b. 内壁阶梯形沉井 在沉井附近有永久性建筑物时，为了减少沉井四周土体的扰动和坍塌：或因沉井自重大，而土质又软弱的情况下，为了保证井壁与土之间的摩阻力，避免沉井下沉速度过快，可采用内壁阶梯形沉井。同时，阶梯设于井壁内侧，达到了节约建筑材料的目的。

③锥形沉井

锥形沉井的外壁面带有斜坡，坡度比一般为 $1/20 \sim 1/50$ ，锥形沉井也可以减少沉井下沉时土的侧摩阻力，但这种沉井在下沉时不稳定，而且有制作较困难等缺点，故较少采用。

另外，沉井按其排列方式，又可分为单个沉井与连续沉井。连续沉井是由若干个沉井并排组成。通常用在构筑物呈带状，施工场地较窄的地段。上海黄浦江下的打浦路越江隧道、延安东路越江隧道的引退段均采用多节连续沉井施工而成。同时，在隧道两端的盾构拼装井也采用大型沉井施工而成。

110. 沉井设计内容与步骤是什么？

为了保证沉井结构满足施工和使用阶段的承载力、刚度及稳定要求，应根据沉井制作、下沉、封底等施工阶段和使用阶段所承受的外力及其作用状态的不同特点，对沉井结构分别进行施工阶段和使用阶段的设计计算。

沉井施工阶段的设计计算，与所采用的施工方法有关。选用不同的施工方案，它在施工阶段的设计计算内容也不相同。例如：相同的沉井，当采用排水取土下沉时，井壁所受到的水、水压力等外荷载就比采用不排水取土下沉时的情况要大。当沉井采用触变泥浆润滑套助沉时，土对沉井的摩阻力将大大减少。

由于沉井在下沉施工阶段是无底无盖的筒状结构，当进行井壁结构计算时，通常沿沉井竖向截取单位高度的一段，作为平面框架结构进行计算。如果沉井平面尺寸较大，选用单孔平面框架难以满足承载力和刚度要求，在使用、工艺、构造条件允许时，可加设内部支撑予以分格，做成纵、横隔墙或撑梁，以及竖向框架等型式。此时，沉井结构经过平面传力再作竖向计算。

沉井使用阶段的设计计算是指沉井已经封底、充填或加盖，做好了内部隔墙以及上部结构，已投入使用的构筑物。这时结构传力体系及受力状态不同于施工阶段，须再进行深基础的验算。

沉井各构件的截面设计，应按各阶段最不利荷载组合情况下的内力进行配筋设计。

沉井结构设计计算的内容和步骤如下：

(1) 沉井尺寸估算

根据使用、工艺要求，拟建场地的工程地质、水文地质及施工条件，并参考类似已建沉井工程，布置沉井内的隔墙、撑梁、框架、孔洞等设施，确定沉井平面、剖面、井壁厚度等各构件的截面尺寸及埋置深度。

(2) 下沉系数计算

根据沉井下沉施工的要求，需进行下沉的有关计算。

(3) 抗浮系数计算

为控制封底及底板的厚度，应估算沉井的抗浮系数。

(4) 荷载计算

计算外荷载，给出水、土压力计算简图。

(5) 施工阶段承载力计算

①沉井平面框架内力计算及截面设计；

②刃脚内力计算及截面设计；

③井壁竖向内力计算及截面设计；

④沉井底梁竖向挠曲和竖向框架内力计算及截面设计；

⑤根据沉井施工阶段可能产生的最大浮力，计算沉井封底混凝土的厚度和钢筋混凝土底板的厚度及内力，并进行截面配筋设计。

(6) 使用阶段承载力计算

①沉井结构在使用阶段各构件的承载力验算；

②地基承载力及变形验算；

③沉井抗浮、抗滑及抗倾覆稳定性验算等。

11.1. 沉井下沉的方法有哪几种？

沉井下沉有排水下沉和不排水下沉两种方法。前者适用于渗水量不大（每平方米不大于 $1\text{m}^3/\text{min}$ ），稳定的粘性土（如粘土、粉质粘土以及各种岩质土）或在砂砾层中渗水量虽很大，但排水并不困难时使用。后法适用于流砂严重的地层中和渗水量大的砂砾地层中使用以及地下水无法排除或大量排水会影响附近建筑物的

安全的情况。

(1) 排水下沉

排水下沉常用的排水方法有以下几种：

①明沟集水井排水 在沉井周围距离其刃脚 2~3m 处挖一圈排水明沟，设置 3~4 个集水井，深度比地下水深 1~1.5m，沟和井底深度随沉井挖上而不断加深，在井内或井壁上设水泵，将水抽出井外排走。为了不影响井内挖土操作和避免经常搬动水泵，一般采取在井壁上预埋铁件，焊接钢结构操作平台安设水泵，或设木吊架安设水泵，用草垫或橡皮承垫，避免振动，如图 2-67 所示。水泵抽吸高度控制在不大于 5m。如果井内渗水量很少，则可直接在井内设高扬程小潜水泵将地下水抽出井外。

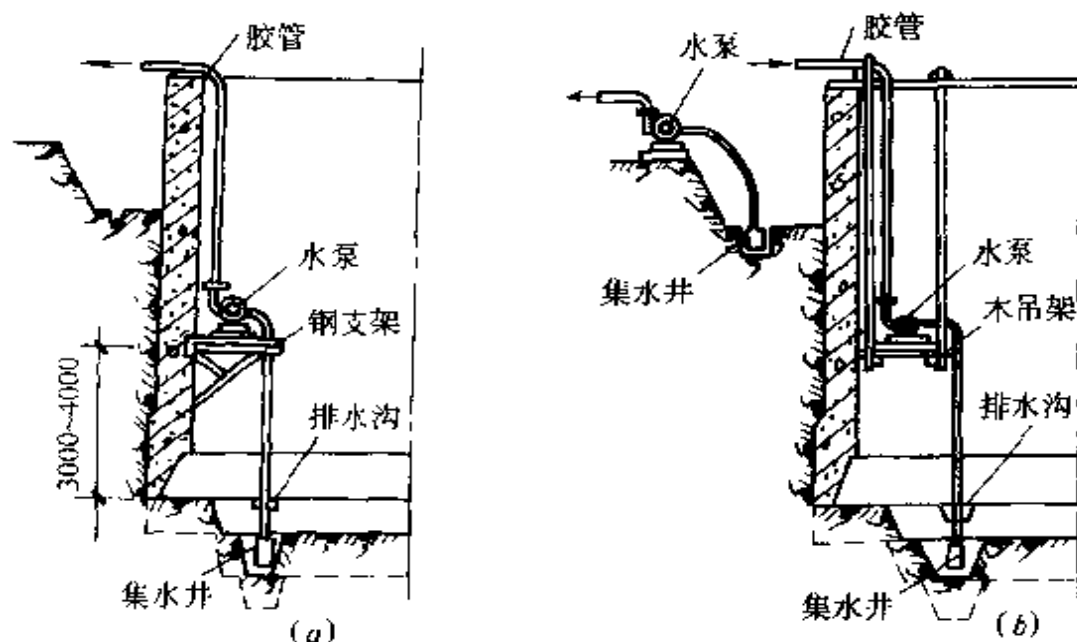


图 2-67 明沟直接排水方法

(a) 钢支架上设水泵排水；(b) 吊架上设水泵排水

②井点排水 在沉井周围设置轻型井点、电渗井点或喷射井点以降低地下水位，如图 2-68 所示，使井内保持干挖土。

③井点与明沟排水相结合的方法 在沉井上部周围设置井点降水，下部挖明沟集水井设泵排水，如图 2-69 所示。

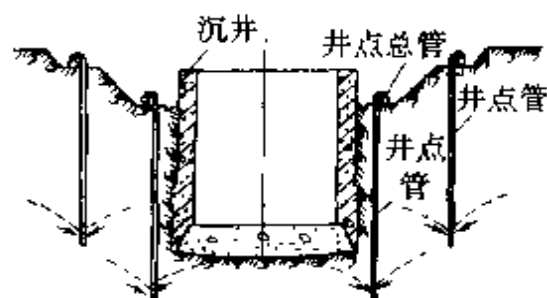


图 2-68 井点系统降水

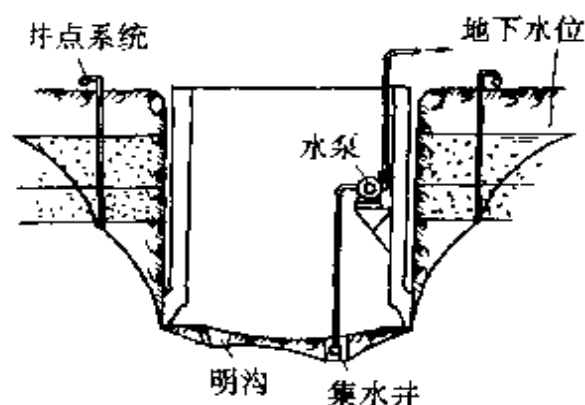


图 2-69 井点与明沟排水相结合的方法

(2) 不排水下沉

不排水下沉方法有：

- ①用抓斗在水中取土下沉；
- ②用水力冲射器冲刷土，用空气吸泥机吸泥，或水力吸泥机抽吸水中泥土。

③用钻吸排土沉井工法下沉施工。其特点为，通过特制的钻吸机组，在水中 对土体进行切削破碎，并同时完成排泥工作，使沉井下沉到达设计标高。钻吸排土沉井工法具有水中破土排泥效率高、劳动强度低、安全可靠等优点。

112. 沉井施工过程中如何挖土？

(1) 排水下沉挖土方法

常用人工或风动工具，或在井内用小型反铲挖土机，在地面用抓斗挖土机分层开挖。挖土必须对称、均匀进行，使沉井均匀下沉。挖土方法随土质情况而定。一般方法是：

- ①普通土层 从沉井中间开始逐渐挖向四周，每层挖土厚 0.4~0.5m，在刃脚处留 1~1.5m 台阶，然后沿沉井壁每 2~3m 一段，向刃脚方向逐层全面、对称、均匀的开挖土层，每次挖去 5~10cm，当土层经不住刃脚的挤压而破裂，沉井便在自重作用下均匀破土下沉，如图 2-70 (a) 所示。当沉井下沉很少或不下沉时，可再从中间向下挖 0.4~0.5m，并继续按图 2-70 (a) 向四周均匀掏挖，使沉井平稳下沉。当在数个井孔内挖土时，为使其下沉均

匀,孔格内挖土高差不得超过1.0m。刃脚下部土方应边挖边清理。

②砂夹卵石或硬上层 可按图 2-70 (b) 所示方法挖土,当土坑挖至刃脚,沉井仍不下沉或下沉不平稳,则须按平面布置分段的次序逐段对称地将刃脚下挖空,并挖出刃脚外壁约10cm,每段挖完用小卵石填塞夯实,待全部挖空回填后,再分层去掉回填的小卵石,可使沉井均匀减少承压面而平衡下沉,如图 2-70 (b) 所示。

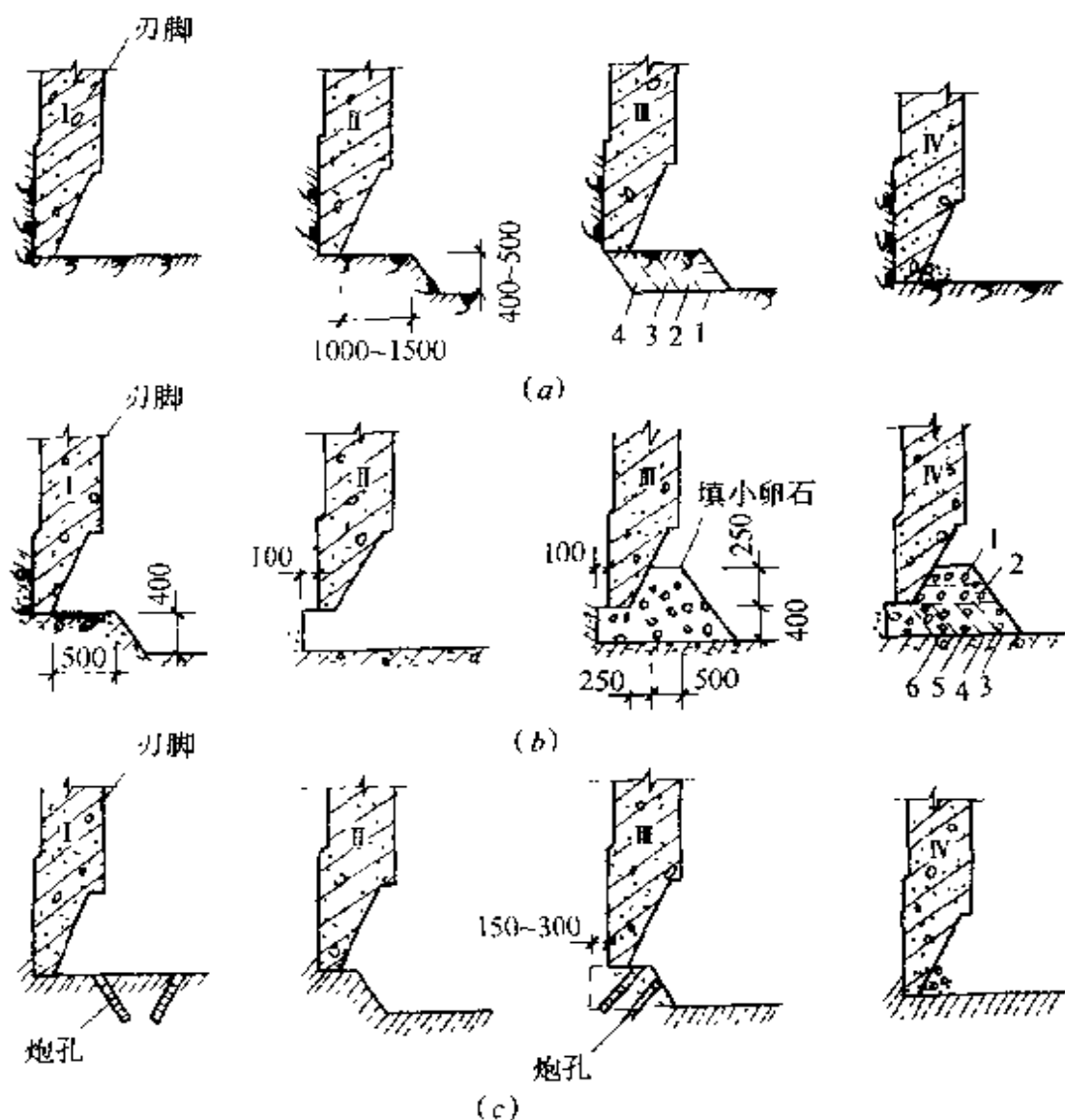


图 2-70 沉井下挖挖土方法

(a) 普通土开挖; (b) 砂夹卵石层或硬土层开挖; (c) 岩土放炮开挖

图中 1、2、3……为刷坡次序

③岩层 风化或软质岩层可用风镐或风铲等按图 2-70(a) 的次序开挖。较硬的岩层可按图 2-70(c) 所示顺序进行, 在刃脚口打炮孔, 进行松动爆破, 炮孔深 1.3m, 以 1m×1m 梅花形交错排列, 使炮孔伸出刃脚口外 15~30cm, 以便开挖宽度可超出刃脚口 5~10cm, 下沉时, 顺刃脚分段顺序, 每次挖 1m 宽即进行回填, 如此逐段进行、至全部回填后, 再去除土堆, 使沉井平稳下沉。

在开始 5m 以内下沉时, 要特别注意保持平面位置与垂直度正确, 以免继续下沉时不易调整。在距离设计标高 20cm 左右应停止取土, 依靠沉井自重下沉到设计标高。在沉井开始下沉和将要下沉至设计标高时, 周边开挖深度应小于 30cm 或更少一些, 避免发生倾斜或超沉。

(2) 不排水下沉挖土方法

通常采用抓斗、水力吸泥机或水力冲射空气吸泥机等在水下挖土。

①抓斗挖土 用吊车吊住抓斗挖掘井底中央部分的土, 使沉井底形成锅底。在砂或砾石类土中, 一般当锅底比刃脚低 1~1.5m 时, 沉井即可靠自重下沉, 而将刃脚下的土挤向中央锅底, 再从井孔中继续抓土, 沉井即可继续下沉。在粘质土或紧密土中, 刃脚下的土不易向中央塌落, 则应配以射水管松土, 如图 2-71 所示。沉井由多个井孔组成时, 每个井孔宜配备一台抓斗。如用一台抓斗抓土时, 应对称逐孔轮流进行, 使其均匀下沉, 各井孔内土面高差应不大于 0.5m。

②水力机械冲土 使用高压水泵将高压水流通过进水管分别送进沉井内的高压水枪和水力吸泥机, 利用高压水枪射出的高压水流冲刷土层, 使其形成一定稠度的泥浆汇流至集泥坑, 然后用水力吸泥机(或空气吸泥机)将泥浆吸出, 从排泥管排出井外, 如图 2-72 所示。冲粘性土时, 宜使喷嘴接近 90°角冲刷立面, 将立面底部冲成缺口使之塌落。取土顺序为先中央后四周, 并沿刃脚留出土台, 最后对称分层冲挖, 不得冲空刃脚踏面下的土层。施工

时，应使高压水枪冲入井底的泥浆量和渗入的水量与水力吸泥机吸出的泥浆量保持平衡。

水力吸泥机冲土，适用于粉质粘土、粉土、粉细砂土中；使用不受水深限制，但其出土率则随水压、水量的增加而提高，必要时应向沉井内注水，以加高井内水位。在淤泥或软土中使用水力吸泥时，应保持沉井内水位高出井外水位 1~2m。

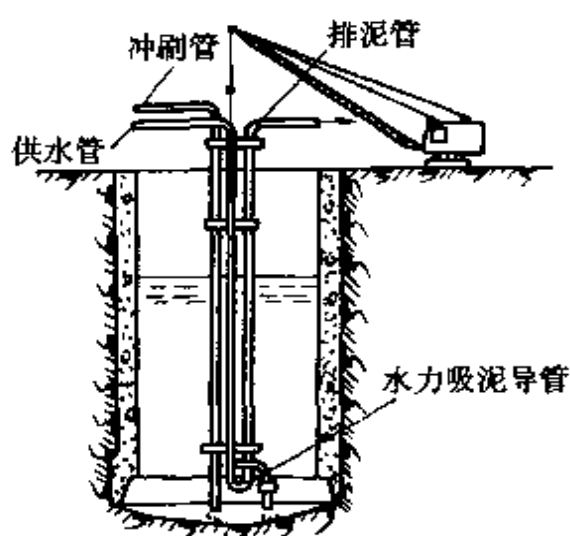
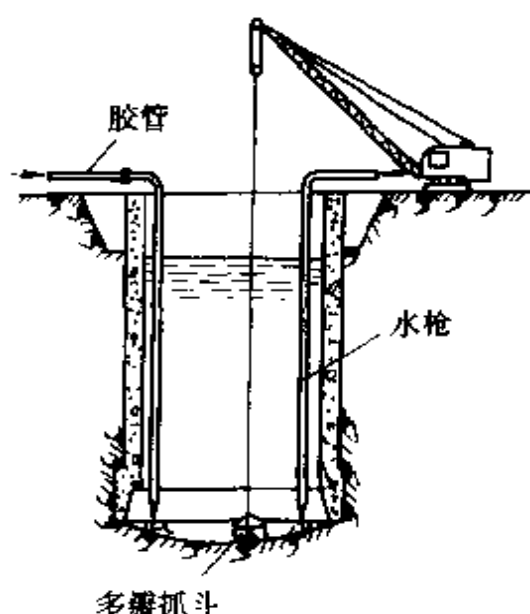


图 2-71 用水枪冲土、抓斗在水中抓土 图 2-72 用水力吸泥器水中冲土

(3) 沉井的辅助下沉方法

①射水下沉法 一般作为以上两种方法的辅助方法，它是用预先安设在沉井外壁的水枪，借助高压水冲刷土层，使沉井下沉。

②触变泥浆护壁下沉法 沉井外壁制成宽度为 10~20cm 的台阶作为泥浆槽。泥浆是用泥浆泵、砂浆泵或气压罐通过预埋在井壁体内或设在井内的垂直压浆管压入，使外井壁泥浆槽内充满触变泥浆，其液面接近于自然地面。在沉井下沉到设计标高后，采用水泥浆、水泥砂浆或其他材料置换触变泥浆，使压进的

水泥浆、水泥砂浆等凝固材料挤出泥浆，待其凝固后，沉井即可稳定。

③抽水下沉法 不排水下沉的沉井，抽水降低井内水位，减少浮力，可使沉井下沉，如有翻砂涌泥时，不宜采用此法。

④井外挖土下沉法 若上层土中有砂砾或卵石层，井外挖土下沉就很有效。

⑤压重下沉法 可利用铁块，或用草袋装沙土，以及接高混凝土筒壁等加压配重，使沉井下沉，但特别要注意均匀对称加重。

⑥炮震下沉法 当沉井内土已经挖出掏空而沉井不下沉时，可在井中央的泥土面上放药起爆，一般用药量为 $0.1 \sim 0.2\text{kg}$ 。用一沉井，同一地层不宜多于 4 次。

113. 沉井施工中质量控制和检验方法有哪些？

(1) 质量控制 (图 2-73)

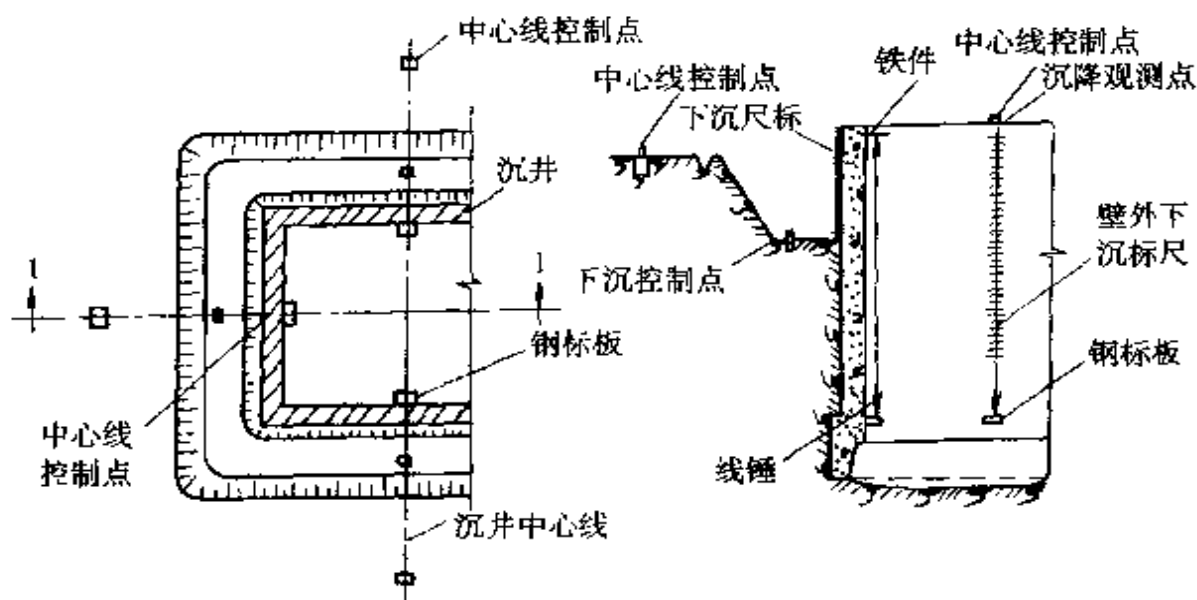


图 2-73 沉井下沉质量控制

①沉井标高控制

沉井位置标高的控制，是在沉井外部地面及井壁顶部四面设

置纵横十字中心控制线、水准基点，以控制位置和标高。

②沉井垂直度控制

在井筒内按 4 或 8 等分标出垂直轴线，各吊线锤一个对准下部标板来控制，如图 2-73 所示。挖土时，随时观测垂直度，当线锤离墨线达 50mm 或四面标高不一致时，应进行纠正。

③沉井下沉控制

在沉井外壁两侧用白铅油画出标尺，用水平尺或水准仪来观测沉降。沉井下沉中应加强位置、垂直度和标高（沉降值）的观测，并做好记录，使偏差控制在允许范围以内。

(2) 质量检验

①沉井制作

a. 沉井制作后长宽实际尺寸与设计尺寸的偏差，不得超过 0.5%，且不得超过 100mm；

b. 沉井制作后曲线部分半径实际尺寸与设计尺寸的偏差，不得超过 0.5%，且不得超过 100mm；

c. 井壁厚度的实际尺寸与设计尺寸的偏差，不得超过 15mm。

②沉井下沉

沉井下沉完毕，其偏差应符合下列规定：

a. 标高偏差

刃脚平均标高与设计标高偏差不得超过 100mm。

b. 水平位移偏差

刃脚平面中心的水平位移不得超过下沉总深度的 1%，当下沉总深度小于 10m 时，水位位移允许 100mm。

c. 倾斜偏差

矩形沉井偏差(圆形沉井为相互垂直两直径与圆周的交点)中任何两角的刃脚底面高差，不得超过该两角间水平距离的 1%，且最大不得超过 300mm。如果两角间水平距离小于 10m 时，其刃脚底部高差允许为 100mm。

114. 沉井下沉施工中常见问题与处理对策有哪些?

沉井下沉常见问题、原因分析、预防措施及处理方法 表 2-25

常见问题	原因分析	预防措施及处理方法
沉井倾斜	沉井刃脚下的土软硬不均 没有对称地抽除垫木或没有及时回填夯实, 井外四周的回填土夯实不均 没有均匀挖土使井内土面高差悬殊 刃脚下掏空过多, 沉井突然下沉, 易于产生倾斜 刃脚一侧被障碍物搁住, 未及时发现和处理 排水开挖时, 井内涌砂 井外弃土或堆物, 井上附加荷载分布不均造成对井壁的偏压	加强沉井下沉过程中的观测和资料分析, 发现倾斜及时纠正 隔开、平均、对称地抽除垫木, 及时用砂或砂砾回填夯实 在刃脚高的一侧加强取土, 低的一侧少挖或不挖土, 待正位后再均匀分层取土 在刃脚较低的一侧适当回填砂石或石块, 延缓下沉速度 不排水下沉, 在靠近刃脚低的一侧适当回填砂石; 在井内射水或开挖、增加偏心压载以及施加水平外力
沉井偏移	大多由于倾斜引起, 当发生倾斜和纠正倾斜时, 井身常向倾斜一侧下部产生一个较大压力, 因而伴随产生一定位移, 位移大小随土质情况及向一边倾斜的次数而定 测量定位发生差错	控制沉井不再向偏移方向倾斜 有意使沉井向偏位的相反方向倾斜, 当几次倾斜纠正后, 即可恢复到正确位置, 或有意使沉井向偏位的一方倾斜, 然后沿倾斜方向下沉, 直至刃脚处中心线与设计中线位置相吻合或接近时, 再把倾斜纠正 加强测量的检查复核工作
沉井下沉极慢或停沉	井壁与土壁间的摩阻力过大 沉井自重不够, 下沉系数过小 遇到障碍物	继续浇筑混凝土增加自重或在井顶加荷载 挖除刃脚下的土或在井内壁继续进行第二层“锅底”状破土; 用小型药包爆破震动, 但刃脚下挖空宜小, 药量不宜大于 0.1kg; 刃脚应用草垫等防护 不排水下沉改为排水下沉, 以减少浮力, 射水管也可埋于井壁混凝土内。此法仅适用于砂及砂类土 在井壁与土壁间灌入触变泥浆, 降低摩阻力, 泥浆槽距刃脚高度不宜小于 3m 清除障碍物

续表

常见问题	原 因 分 析	预防措施及处理方法
沉井下沉 过快	遇软弱土层,土的承载力小,使 下沉速度超过挖土速度 长期抽水或因砂的流动,使井 壁与土间摩擦力减小 井壁外部土液化	用木垛在定位垫架处给以支 承,并重新调整挖土;在刃脚下 不挖或部分不挖土 将排水法下沉改为不排水法下沉 在沉井外壁与土壁间填粗糙材 料,或将井筒外的土夯实,增加 摩阻力;如沉井外部的土液化产 生虚坑时,填碎石进行处理 减少每一节筒身高度,减轻井 身自重
沉井下沉 遇障碍物	沉井下沉局部遇孤石、大块卵 石、地下沟道、管线、钢筋、树 根等造成沉井搁置、悬挂	遇较小孤石,可将四周土掏空 后取出;遇较大孤石或大块石、地 下沟道等,可用风动工具或用松 动爆破方法破碎成小块取出,炮 孔距刃脚不少于500mm,其方向 须与刃脚斜面平行,药量不得超 过0.2kg,并设钢板防护,不得裸 露爆破;钢管、钢筋、树根等可 用氧气乙炔焰烧断后取出 不排水下沉,爆破孤石,除打 眼爆破外,也可用射水管在孤石 下掏洞,装药破碎吊出
发生流砂	井内“锅底”状开挖过深,井 外松散土涌入井内 井内表面排水后,井外地下水 动水压力把土压入井内 爆破处理障碍物,井外土受震 进入井内	采用排水法下沉,水头宜控制 在1.5~2.0m 挖土避免在刃脚下掏挖,以防 流砂大量涌入,中间挖土也不宜 挖成“锅底”状 穿过流砂层应快速,最好加荷, 使沉井刃脚切入土层 采用井点降低地下水位,应防 止井内流淤 采用不排水法下沉,应保持井 内水位高于井外水位,以免涌入 流砂
沉井超沉 或欠沉	封底时沉井下沉尚未稳定 测量有差错	当沉井下沉至距设计标高以上 1.5~2.0m的终沉阶段时,应加 强下沉观测,待8h的累计下沉量 不大于8mm时,沉井趋于稳定, 方可进行封底 注意测量工作,对测量标志应 加固校核

续表

常见问题	原因分析	预防措施及处理方法
沉井下沉遇硬质土层	遇厚薄不等的砂胶结层, 质地坚硬, 开挖困难	排水下沉时, 可用人力将铁钎打入土中向上撬动, 取出、或用铁镐、锄开挖, 必要时打炮孔爆破成碎块 不排水下沉时, 用重型抓斗、射水管和水中爆破联合作业。先在井内用抓斗挖 2m 深“锅底”坑, 由潜水工用射水管在坑底向四角方向距刃脚边 2m 冲 4 个 400mm 深的炮孔, 各放 0.2kg 炸药进行爆破, 余留部分用射水管冲掉, 再用抓斗抓出
沉井下沉到设计深度后, 遇倾斜岩层, 造成封底困难	地质构造不均, 沉井刃脚部分落在岩层上, 部分落在较软土层上, 封底后造成沉井下沉不均, 产生倾斜	应使沉井大部分落在岩层上, 其余未到岩层部分, 若土层稳定不向内崩塌, 可进行封底; 若井外土易向内塌, 则可不排水, 由潜水工一面挖土, 一面用装有水泥砂浆或混凝土的麻袋堵塞缺口, 堵完后, 再清除浮渣, 进行封底。井底岩层的倾斜面, 应适当作成台阶

第三篇 地下工程

1 深基坑工程

1.1 深基坑工程的勘察特点

115. 深基坑工程的岩土勘察有哪些要求？

深基坑工程结构是为高层建筑物的深基础施工而修筑的，它有时是一种临时性的施工辅助结构，有时又可作为永久性的地下结构的一部分。因此深基坑工程结构与建筑物的基础结构是不可分割的整体，深基坑工程的勘察应在主体建筑地基勘察时一并进行，其勘察工作量及勘探测试方法应同时满足地基基础与深基坑工程设计、施工所需的各类参数要求。一般情况下，可不单独进行基坑工程的勘察，但当已有勘察资料难以满足基坑支护设计与施工所需的参数时，应进行补充勘察。

由于深基坑大小、开挖深度和环境要求不同、拟采用的围护结构类型不同，因而对岩土勘察的要求也相应不同。

对于设计要求较高的重要基坑和一些复杂、有特殊要求的深基坑，应采用除钻探取样外的多种测试手段，以验证、补充所需的土工试验指标，并综合分析和评价土层的特性和设计参数。

深基坑工程勘探孔宜布置在基坑边界外侧。勘探孔的数量视深基坑大小而定，勘探孔间距可按详细勘察阶段桩基勘察的孔距规定执行，主要目的是控制基坑范围地基土层的变化规律。当场地条件和基坑体形复杂、与主体建筑基础勘察难以一致时，应适当加密勘探点，另外在围护墙的转角处宜有勘探点。

勘探孔的深度应满足基坑工程的坑底变形验算和围护结构稳

定性验算的要求。根据工程经验,围护墙的插入深度通常为基础开挖深度的 $0.8\sim 1.2$ 倍,考虑到勘探点的深度必须控制到围护系统端部以下一定深度处土层的变化,因而勘探孔的深度确定为基坑开挖深度的 2.5 倍。对于重要基坑,钻孔深度以达到较好的土层,并穿透淤泥质软弱土层为宜。

深基坑工程的岩土勘察中,对地下水的分布及各层土的渗透系数的测定要求甚高,因为在高地下水位地区深基坑工程的施工,都必须做到坑内的排水疏干、同时又满足保持坑外地下水位不变的条件,这就需要掌握准确的勘察数据进行合理的设计;另外,对于其基坑深度会影响到不透水层的破损,从而使承压水冒出来的深基坑工程,则需要采用严密的措施来封阻承压水,以保证施工顺利进行,如何封阻承压水也需以周详的岩土勘察资料为依据。因此,深基坑工程的勘察在岩土勘察中是要求较高的一部分勘察内容。

116. 深基坑工程施工区域周围的环境勘察应包括哪些内容?

在城市建筑物密集区域进行深基坑施工,或在一些重要的构筑物、建筑物附近进行深基坑工程施工,基坑周围的环境勘察十分重要。环境勘察的目的是查清深基坑工程施工区域周围地上和地下的建筑物、设施及各类管线等,根据它们所处的位置和重要性,拟定保护措施和控制其变形的要求。对与深基坑工程施工区域相邻的地上建筑物,应该查清建筑物的基础结构与上部结构的结构型式、基础埋深、有无桩基等,以便采取相应的保护措施。其勘察内容为:

(1) 建筑物的基础结构形式。先从大类上掌握它是一般的浅基础,还是箱形基础或者桩基础,再细分是条形基础还是筏板基础,是有内墙的箱基还是大空间的箱基,是以端承传力为主的桩型还是以摩擦传力为主的桩型,以便对建筑物基础结构的受力特点和整体刚度有一个准确的分析,进而有的放矢地采取相应控制措施。

(2) 建筑物基础结构的埋深和基底上的物理力学性质。相邻建筑物基底的埋深可以很直观地反映深基坑工程施工将会对它产生多大的影响，如果埋深大于深基坑的挖深，则深基坑施工对相邻建筑物的影响就会较小，反之则会很大。掌握基底土的物理力学性质，可以在必要的时候对相邻建筑物的基底土进行加固处理以控制基底的沉降。

(3) 建筑物基础与上部结构的承载力。对于特别重要的邻近建筑物，为保证其结构不因深基坑工程的施工而损坏，需要验算该建筑物自身的结构承载力及保证其不破坏的允许变形最大值，据此作为施工中变形控制的要求，加以严格执行。

1.2 无支护基坑工程

117. 软土地基中的深基坑工程，采用无支护放坡开挖有何优缺点？

在软土地基中进行基础或地下工程施工是一个传统的施工问题，但随着基础的深度不断增加，地下工程的体量不断变大，这个问题又成为综合性很强的施工难题。它既有土的强度、变形和稳定问题，土与支护结构的共同作用问题，又有支护结构与基础施工工艺的配合问题，支护结构与为施工目的而构筑的栈桥、车道、起重机平台、轨道梁等的综合设计问题，同时还必须考虑施工过程中对周围环境的保护。

最简单的基坑开挖方式是采取放坡形式，这时的施工不用对基坑壁采取支护措施，但在软土地基中这仅适用于较浅的基础施工，如果基坑深度增加，放坡就会延伸到周围很大的范围，而且由于地下水的影响，边坡还会因渗水而塌方，对周围的环境会产生较大的影响。所以在城市工程施工中，深基础施工的地下空间往往是由支护结构的构筑而逐渐形成的，有时也称支护结构为基坑的围护结构。同时随着城市环境保护要求的提高，为施工深基础而构筑的支护结构在逐步形成的过程中还必须考虑软土上的流变特征，需要尽快地形成结构体系中支撑的承载力和刚度，以有效

地控制受施工扰动的土体的变形。另外，由于现代化建筑物的深基础和市政地铁管线都比较深，平面尺寸也比较大，因此为施工目的必须在基坑内设置一些运土车辆下坑的栈桥，固定式塔吊的基础或行走式塔吊轨道梁，在坑边设置一些周边的车行道和起重机、挖掘机的操作平台。从而使施工技术方案设计中的深基础施工方案，成为一个综合了施工工艺、结构工程、岩土工程等多学科内容的技术问题。将为施工目的而构筑的基坑内各类结构在设计中统一考虑，优化设计形成最经济、合理、安全的施工方案是施工技术方案设计的原则。我们可以将这些为施工目的而构筑的结构统称为深基础的施工结构。

118. 软土地基的工程特点是什么？

目前我国展开大规模建设的沿海地区，分布着大面积的软土地基。所谓软土地基，即是由淤泥、淤泥质土和部分冲填土、杂填土以及其他高压缩性土组成的地基。这类土一般具有如下的工程特性：

(1) 土的抗剪强度很低。根据大量土工试验的数据结果，我国软土的天然不排水抗剪强度一般小于 20kPa，其变化范围一般为 5~25kPa。与其他非软土的不排水抗剪强度相比，其差距还是比较明显的。

(2) 土的压缩性较高。天然状态的软土层大多数属于正常固结状态，但也有部分是属于超固结状态，近代海岸滩涂沉积为欠固结状态。一般正常固结状态的软土层的压缩系数约为： $\alpha_{1-2}=0.5\sim1.5\text{MPa}^{-1}$ ；压缩指数约为： $C_c=0.35\sim0.75$ 。

(3) 土的含水量较高，孔隙比较大。统计资料显示，一般含水量为 35%~80%，孔隙比为约为：1~2。这一特性不但反映土中的矿物成分和介质相互作用的性质，同时也反映软土的抗剪强度和压缩性的大小，含水量愈大，土的抗剪强度愈小，压缩性愈大。反之，强度愈大，压缩性愈小。

(4) 土的渗透性很小。软土的渗透系数一般为 $1\times10^{-6}\sim1\times10^{-8}\text{cm/s}$ ，在荷载作用下固结速率很慢，所以在软土层上的建筑

物基础的沉降往往拖延很长时间才能稳定，在荷载作用下地基土的强度增长也是很缓慢的。

(5) 软土具有明显的结构性。软土一旦受到扰动（振动、搅拌、挤压），土的强度显著降低，甚至呈流动状态。因此，在软土层中进行地基处理和基坑开挖时，应注意避免扰动土的结构，以免加剧土体的变形，降低地基土的强度，影响地基处理的效果。

(6) 软土具有明显的流变性。即在荷载的作用下，软土除产生主固结外，还会产生可观的次固结，从这一现象也可看出，土是具有粘滞性的。

11.9. 深基础的工程特点是什么？

一般认为当基础埋深大于6m时，可以看作是深基础。深基础一般具有以下工程特点：

(1) 深基础的施工开挖一般需要做基坑围护结构。若采用放坡开挖，则一般放坡的坡度比较缓，放坡的范围也比较大，否则基坑在开挖过程中容易发生事故。

(2) 工程量大。深基础由于一般开挖的深度较大，因此土方挖掘量也就比浅基础增加了不少。此外，由于做基坑围护结构，也使其他的工程量有所增加。

(3) 深基础的基础围护结构和支撑结构的内力受挖土工艺和顺序的影响是明显的。不同的挖土工艺和顺序，如先在中心区域开挖和先在周边开挖的中心岛开挖工艺，将使深基础的围护结构和支撑结构中产生不同的应力和变形。及早形成支撑有利于变形的减小，但支撑内的应力也会适当的趋于变大。

(4) 工期紧。一般来说，深基础工程都处在建设工程项目管理的关键路径上，是工程建设中的第一道关键工序。它能否按期完工或提前完工，不仅对地下结构有着十分重大的直接影响，也对上部结构有着很重要的间接影响。深基坑工程若能提前或按期完工，将有利于让建筑物及早产生经济效益，反之则是不利的。

(5) 工程质量和环境保护要求高。深基础工程完成的质量好坏，不仅将对建筑物产生十分重要的影响，而且也会对建筑物周

围的环境产生重要的影响。由于深基础开挖的区域也就是将来地下结构施工的区域，甚至有时深基坑的围护结构还是地下永久结构的一部分，而地下结构的施工质量优劣又将直接影响上部结构，所以必须保证深基础工程的质量，才能为保证地下结构和上部结构的工程质量创造一个良好的前提条件，进而保证整幢建筑物的工程质量。此外，由于深基础工程中的挖方量大，土体中原有天然应力的释放也大，这就使基坑周围的环境的不均匀沉降加大，使基坑周围的建筑物中出现不利的拉应力，地下管线的某些部位也会出现应力集中，严重时会发生破坏，因此对环境的保护要求也很高。

120. 软土地基深基坑工程的特点是什么？

在软土地基中的深基坑工程可以分为顺作法和逆作法两大类施工方案。对较浅的深基坑（深度小于15m），如条件许可，一般顺作法的速度不低于逆作法，且施工费用也比较便宜，如果深基坑深度再加大，则逆作法施工有其安全、经济和施工周期短的优点。由于软土的工程特点，使软土地基中的深基础工程还有如下的工程特点。

（1）如果采用顺作法，用围护结构挡土，做止水帷幕，并随着挖土的进行逐层设施工支撑，形成一道或多道支撑体系，以保证挖土工作的顺利进行，一般不采取放坡开挖的方式。目前深基坑工程中常见的围护结构有钻孔灌注桩和地下连续墙，而常见的支撑种类有钢筋混凝土支撑和钢支撑。此外，由于土质软，地下水位高，要求围护结构和支撑结构的承载力和刚度一般较大。

（2）软土地基地下水位高，因此降、排水的工作量更大。由于以前放坡开挖时降水造成的对环境的影响很大，所以目前多采用坑壁止水帷幕，并加坑内降水的施工方案，保证坑外的地下水位在原位标高以减小对周围环境的影响。

（3）深基坑变形的时空效应明显。即基坑的变形一直在随着时间而发展（即使没有新的挖土），这是由于软土具有流变性的缘故。因此在软土地基的深基础工程中，抓紧和缩短施工工期不仅

是施工管理上的要求，它对减小基坑的变形，减小基坑周围环境的变形也具有特别的意义。

(4) 采用逆作法，则工程施工中常将围护壁作为永久结构的外墙，实行两墙合一；这时施工中需要注意楼层结构与外墙的连接及整个地下室结构的受力协调，施工与设计配合的内容较多。

1.3 有支护基坑工程

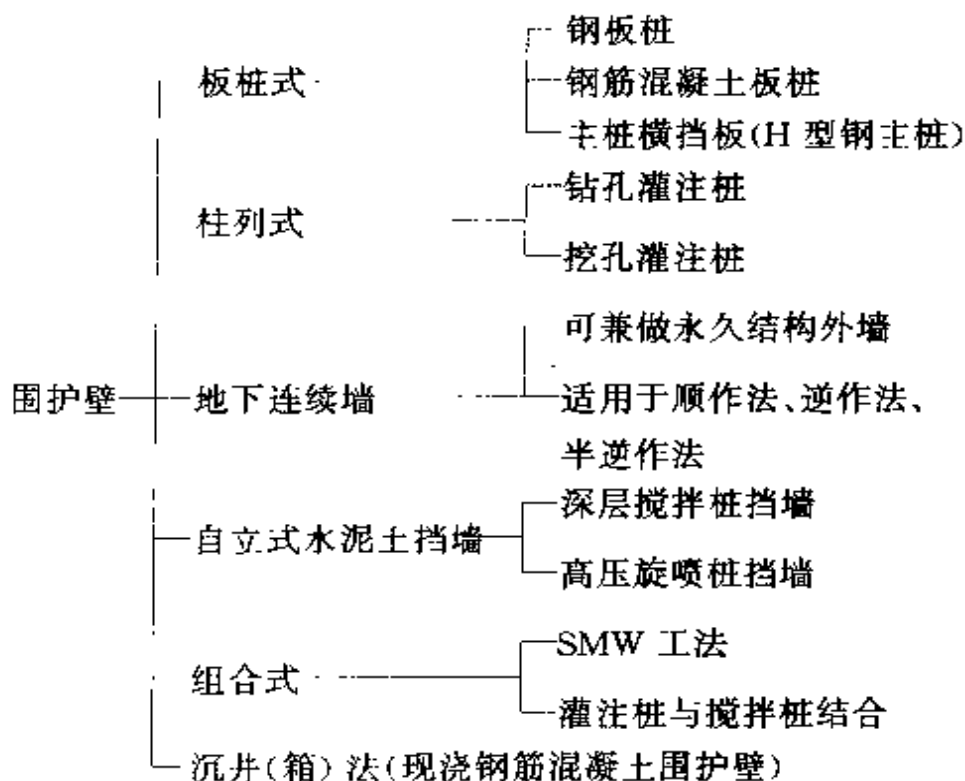
121. 深基坑施工结构的组成是怎样的？

深基坑施工结构通常由围护壁、支撑结构、辅助结构等组成。

(1) 围护壁的类型

深基坑施工结构的围护壁除承受基坑周围的天然土、水压力外，还需承受深基坑开挖时，由于基坑中土体的挖除而产生的卸荷所引起的土压力和水压力的变化，并将这些压力传递到支撑，和支撑构件一起形成基坑施工时的支护体系。

常用的围护壁类型有如下几种：



(2) 支撑结构的类型

在软土地基的深基坑工程中，支撑结构是承受围护壁所传递

过来的土压力、水压力的结构体系。支撑结构体系常包括围檩、支撑、立柱及其它的附属构件。

深基础工程施工结构的力的传递路线是：围护壁—围檩（圈梁）—支撑。

支撑体系按材料的种类可以分为两大类，即钢筋混凝土支撑体系和钢支撑体系。这两类支撑体系是在目前工程中最常见的支撑种类。它们之间的比较见表 3-1。

钢筋混凝土支撑体系多为现浇式，常由围檩（头道为圈梁）、混凝土支撑结构及角撑和桁架结构、立柱和围檩的托架或吊筋、立柱与托架的锚固件等其他附件组成。

钢支撑体系多为装配式，常由内圈梁、角撑、支撑、千斤顶（包括千斤顶自动调压或嵌入式调压装置）、轴力传感器、支撑体系监测装置、立柱桩及其他附属装配式构件组成。

钢筋混凝土、钢支撑体系的比较表

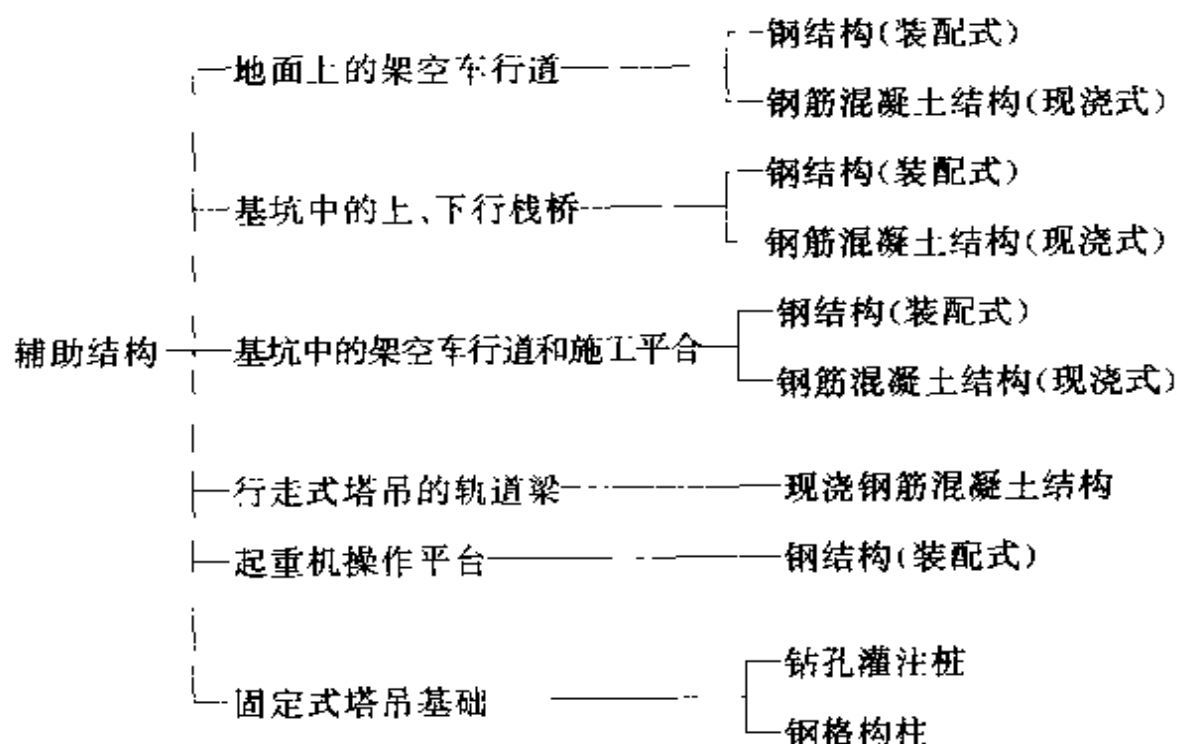
表 3-1

材料	截面形式	布置形式	特 点
现浇钢筋混凝土	截面的形式和尺寸灵活，可根据不同的受力情况由设计要求确定	竖向布置可以是多道水平撑或斜撑；平面布置有对撑、边桁架、环状梁结合边桁架等，布置形式灵活多样	混凝土到达强度后支撑结构的刚度大、变形小，强度的安全可靠，施工方便。但支撑浇筑的时间和养护的时间略长，需要破碎拆除
钢	单钢管、双钢管、单工字钢、双工字钢、H型钢、槽钢及以上钢材的组合	竖向布置可以是多道水平撑或斜撑；平面布置一般为对撑、井字撑和角撑。当与钢筋混凝土支撑联合使用时，在节点处应处理好连接和协调问题	安装、拆除方便，可周转使用，支撑中可以预加轴力，可主动调整轴力从而有效地控制围护结构的变形。但施工工艺要求较高，在平面布置中也不如钢筋混凝土支撑体系灵活

（3）辅助结构的类型

深基坑施工结构的辅助结构是指为深基坑土方施工、地下混凝土结构施工而构筑的车行便道、上、下行栈桥、吊车操作平台、

行走式塔吊轨道梁等结构。它们可以是钢结构，也可以是钢筋混凝土结构，并且是和支撑结构结合在一起的。它们的传力特征是，或者支撑在支撑结构上；或者与支撑结构的杆件合二为一；或者将辅助结构的杆件与支撑结构的杆件组成一个共同的平面构架。当采用钢筋混凝土结构时，一般为现浇式；当采用钢结构时多为装配式。常用辅助结构类型有：



(4) 施工结构的布置形式

施工结构的布置形式在深基础工程中灵活多样，可以选择的余地也较大。如何衡量一个施工结构的优劣呢？可以从以下的几个方面去考虑。

①所选用的施工结构体系受力要明确，主要的受力杆件与次要的受力杆件区分较为明显。应在支撑的结构布置中充分发挥各个杆件的受力性能，在支护体系的稳定和变形方面满足对基坑周围环境保护的设计标准要求。

②合理选用施工结构的截面和支撑材料，使得整个支护体系能在安全的前提下用较低的造价实现，从而获得较好的技术经济指标。

③施工结构在安全、可靠、经济的前提下，应配合结构布置设计好相应的施工挖土方案，最大限度地适应挖土工作和主体结构的施工，缩短施工工期。

122. 深基坑施工结构上的土压力和土的本构关系模型是怎样的？

在深基坑施工结构体系的围护壁上的土压力，工程上一般采用传统的库仑土压力理论和朗肯土压力理论。对于公式中的土的强度指标，由于实验方法不同，所得的结果会有较大的差异，而实际上作用于围护壁上的土压力介于静止土压力和极限状态下的主、被动土压力之间。对于悬臂的围护壁结构，其土压力通常可以按主动土压力计算，但对于有支撑或锚杆的围护壁，由于其变形受到支撑或锚杆结构的约束，其土压力实际上未进入主动或被动状态，通常处于静止与主动或被动状态之间。传统的理论无法考虑结构变形对土压力的影响以及土压力分布的空间效应，无法考虑土体固结、蠕变及开挖施工对土扰动的影响，也无法考虑施工过程延续中土体会产生的时间效应。

在40年代，Jacky曾提出计算正常固结的粘性土静止土压力系数的经验公式，到50年代为Bishop等的试验所验证。70年代Lambe等人在分析这些经验公式的基础上认为深基础施工中土方开挖对周围土体变形影响的因素有八个，它们是基坑的规模、土的性质、降水条件、时间、支撑系统、开挖和支撑的顺序、邻近基坑的结构和设施、外加活荷载，这种观点已经很接近我们施工技术发展研究的现状，其影响因素的后半部正是我们深基础施工结构要系统分析的问题。对于深基坑实际土压力的分析，因涉及到结构物的存在及与土体介质的相互影响，土体所处的状态无法简单地用主动、静止、被动三种情况来判别。大量的研究工作表明土体的实际状态与挡墙的位移大小之间有密切关系，高大钊论述过关于软土深基坑支护设计中的土压力问题，张崇焯等人在外滩京城深基坑土方开挖中曾考虑施工工艺对成撑的影响乃至对围护壁和土压力的影响，孔莉莉认为土压力沿深度发展呈三角形，实

测值小于理论值,坑外土压力随基坑开挖的进行,墙体向内位移而衰减。要准确分析作用在施工结构上的土压力,采用有限元方法是可行和可靠的,但计算较依照极限状态的结果来得复杂一些。目前已有利用有限元方法对基坑支护结构进行平面和空间分析的方法,但全面考虑施工工艺过程因素的分析还有待完善。

对软土地基中深基坑的施工结构进行有限元分析,需要选择合理的土体本构关系模型。国内外用于土体开挖分析的本构关系有:线弹性模型、非线性模型、粘弹塑性模型等。被经常使用的有邓肯(J. M. Duncan)提出的双曲线模型、修正的剑桥模型(Modified Camclay model)、帽盖模型(由Dimaggis和Sandler在Drucker等人的研究以及剑桥模型的基础上提出)、边界面模型。Lade-Duncan(1975)对砂土提出了一个弹塑性本构模型。Clough认为对于临时开挖问题,采用非线性弹性和弹塑性模型具有足够的精度。但考虑到土体本构关系的特殊性,影响软粘土的应力应变关系的因素有:应力路径、施工扰动、自然条件变化等,因此,分析基坑开挖时,还是应选择那些能反映这些影响的本构关系。张问清、赵锡宏、董建国(1982)曾提出了上海粉砂土弹塑性参数的确定方法;夏明耀、孙逸民(1989)通过室内试验,对土在剪应力作用下的蠕变和应力松弛特性进行了研究,总结出相应的侧压力系数的变化规律,张师德、周顺华(1990)对软土中的基坑开挖问题进行了离心机模型试验研究,其结论对于了解重力场对基坑开挖的影响,指导工程设计和施工都有意义,侯学渊先生(1994)针对Duncan-Chang非线性弹性模型不能真实反映基坑实际开挖过程中应力路径影响的缺陷,从实验结果出发,给出了能反映基坑开挖过程中典型应力路径影响的非线性弹性模型,并提出了初始卸载模量,以及卸载状态下的切线模量的计算公式,用于分层总和法,计算开挖隆起量,有较好的实用性;其他关于岩土材料的破坏准则和屈服函数的各种表达不下几十种。在工程实践中用数值模拟深基坑开挖问题时,有限元法一般只作平面应变分析。研究表明,在大多情况下分析结果与三维分析结果差别不大,具有足够的可靠性,尤其是开挖区域较大,沿基坑纵向地质条件没有明显变化时,平面应变假设是

近似准确和合理的,但在分析中准确地考虑基坑开挖的实际情况,将理论分析和施工工艺设计结合起来还需进一步研究。唐孟雄、赵锡宏等认为模拟基坑分步开挖全过程,考虑支撑预加轴力的影响,更接近结构的实际情况,曾小清指出施工过程的力学分析结果能较为全面地反映施工问题的时间效应。

针对基坑开挖中出现的时间效应问题,Cluogh (1970) 建议用快慢分析法确定施工周期较长的开挖工程变形的上、下限。当开挖时间较短时,土的渗透性较低,参数基本上应倾向于取不排水条件下的试验结果,即快分析法;而当开挖时间较长,土的渗透性较好时,参数应取排水试验下的结果,即慢分析法。当然,所谓快、慢分析也只是相对的,并不能从严格意义上按开挖时间的长短来明确定义两者之间的差别,现场实测的应力、位移往往处于这两种分析结果之间。许多工程实测资料反映在开挖初期实测值接近于快分析的相应值,而后期实测值则接近慢分析结果。

针对基坑开挖的分步进行过程,Mana (1976) 提出了一种计算开挖荷载的方法,至今仍为许多学者沿用,但 Gahaboussi (1984) 和 Brownn (1985) 认为 Mana 的方法忽略了土体重力的影响,还不够完善,这些讨论有助于方法的进一步优化。

123. 深基坑施工结构的变形是怎样的?

深基坑施工结构在周围土压力的作用下,一定会产生变形,唐九如、王俊佚等认为桩体围护壁暴露时间长短对于侧移的影响是很重要的因素。张再兴总结准确的挖土施工程序对控制变形至关重要。陈若彦论述支护结构为开挖提供有利条件,而开挖迅速为支护结构控制变形奠定基础。黄正述等认为地下连续墙作围护壁,施工中对控制变形很有利。赵维茂等在施工实践中总结出两墙合一的地下连续墙围护壁也对控制围护壁变形有很好的效果。黄圣玉提出当混凝土底板浇筑完成后,围护壁的位移就趋于一稳定值。李杰认为为控制围护壁变形,换撑体系尚未形成,决不可随意拆除支撑。控制其结构的变形就涉及结构系统的布置和设计优化,历史上 Brand 等 (1991) 总结了影响挖方附近地面的支撑系统位移

的主要因素,包括:(1)支撑系统的类型;(2)支撑系统的刚度;(3)挡墙的埋置深度;(4)预加荷载的大小;(5)支撑系统的刚度;(6)施工期限的长短;(7)挖方内部结构的施工方法;(8)超载的大小;(9)气候;(10)地基上的特性;(11)周围建筑物;(12)挖方的形状和深度。上述因素在工程实践中确实是施工结构变形的主要影响因素,如看起来不起眼的气候因素,在气温变化时可使支撑轴力增加20%~30%,从而对结构变形产生直接的影响,因此Brand等人的经验总结还是给了我们很多启示。

Mana和Clough(1991)分析了几个粘土中开挖工程的现场观测资料发现,在一般施工条件下,墙体最大侧向挠度 δ_{hmax} 和基坑抗隆起安全系数大小有一确定关系。

Peck(1969)根据芝加哥、挪威奥斯陆(Oslo)等地的现场地表沉降观测资料,提出了对不同地层分析墙后地表沉降及范围的经验关系曲线,该经验关系图由于其应用简便,为许多工程师所采用,该图的观测资料多半收集与钢板桩及H钢加横板条为挡土设施的开挖工程。

黄宏伟等(1997)利用近代系统论中耗散结构吸引学理论的观点,研究并提出了一种有助于分析基坑宏观变形与基坑稳定性之间关系的方法。

地表沉降与围护壁的变形有相当密切的关系,对围护壁最大变形量与地表最大沉降量之间的关系进行统计分析,所统计的围护结构有钢板桩、钻孔灌注桩及地下连续墙。研究后发现,在正常情况下,开挖引起地表沉降的影响范围,仅在距离挡墙后某一距离内,可以称这一距离为“AIR(Apparent Influence Range)”,它大致相当于主动区,其计算式为

$$AIR = L \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

式中 L 为围护壁全长,若墙嵌入坚硬土层形成固定端,则 L 为不动点以上的墙长; φ 为土的有效内摩擦角。

通过近5年的工程实践,我们认为深基础施工结构内的支撑系统杆件布置,结构选型和由此形成的结构刚度对控制围护壁乃

至整个施工结构的变形也有着重要的作用。支撑系统的杆件除了形成完整的结构外，还需要兼顾车行便道、下行栈道、施工平台，有机地结合这些结构将会很好地增强深基础施工结构的整体刚度，同时便捷的挖土施工又可以为迅速地形成支撑创造条件，减少支撑形成前的变形。另外杨观振等人对工程施工中挖土对工程桩变形的影响问题作过分析，挖土过程的便捷也可有效地防治施工过程中的坑内永久工程桩的扰动变形。

124. 深基坑施工中基坑的稳定问题应考虑哪些方面？

基坑在施工期间的稳定问题是头等重要的，如果围护壁插入深度不够，支撑结构承载力不够，或者基坑边坡太陡都有导致基坑失稳破坏的危险。一个安全的基坑施工方案要保证整体结构是稳定的，局部结构也是稳定的，另外基坑底的回弹、隆起量也要不超过容许值。钟振沂、张漫涛认为重视降水对于支护结构稳定有很好作用。陆飏、仲维东等分析水泥土搅拌桩加固地基质量可以达到较好的水平。李永盛提出保护基坑周围重要结构物用劈裂注浆工艺不失为一种有效的措施。侯学渊先生在90年代初曾总结过基坑失稳大致分为五种形式：（1）支撑刚度不足造成结构的失稳；（2）整体活动失稳；（3）隆起过大造成的基坑失稳；（4）管涌失稳；（5）坑底承压造成的失稳。

针对上述形式，作稳定验算时，对于重力式围护结构主要分析其整体滑动、倾覆及滑移稳定性，对于非重力式围护结构，需验算坑底的隆起稳定性。在工程实践中，深基础基坑的整体失稳的研究仍沿用土坡稳定理论，基坑隆起稳定则引用地基承载力公式。

对于常用的多层支撑式围护壁有以下几种分析方法：

（1）抗隆起安全系数法。其中又以太沙基（Terzaghi, 1943）关于浅或宽的挖方（ $H/B < 1$ ）及 Bjerrum 和 Eide 关于深开挖（ $H/B > 1$ ）的安全系数公式最为常用。

（2）基坑坑隆起稳定的极限平衡理论法。由计算承载力因数

N_q 、 N_c 的方法不同,又可分太沙基(Terzaghi)公式法、Prandtl公式法等。

(3) 软粘土基坑抗隆起稳定分析 Goh 法。由一些围护壁的分析资料表明,基岩面愈靠近基地,则基地抗隆起安全系数愈大,有限元分析结果与这些统计资料得到的安全系数比较接近。

潘秋元(1996)提出过一个考虑基坑宽度、坑底以下的粘土层厚度、墙插入深度及墙体刚度的基坑($H/B < 1$)抗隆起安全系数计算公式,在工程上也应用。

我国工程界在总结了近年来施工领域的工程实践和经验后,对基坑的稳定性提出了四面变形的控制问题;廖奇云提出锚杆挡土墙如处理得当有受力合理、节约造价的优点,但采用这些技术措施都必须根据工程的地质情况以及在较浅的软土深基础中实施,如深基础的基坑较深、采用钻孔灌注桩作围护壁是一种较为经济可靠的方案;林应清认为大型深基坑采用钻孔灌注桩作围护壁、水泥土搅拌桩和桩间注浆工艺,具有明显的经济效益,如果深基础很深,则经常采用整体刚度较好的地下连续墙作围护壁,在上海地区深度大于 20m 的基坑,要注意承压水的防治问题;范庆国指出承压水局部冲溃坑底的情况需要高度重视;钱宇平认为注浆用于封底效果明显。在一些特殊的工程地质条件下,刘蜀麟提出可采用挖孔桩板挡板,杜民等人介绍了采用全预制地下连续墙的成功实例,对于施工方案的设计必须与深基础结构的形式、挖土施工工艺等因素结合起来,逐渐成为施工界的共识。潘民源认为施工顺序与施工结构的设计与永久结构的施工和挖土结合起来很重要;曾宪列等认为对长方形基坑采取分区、分层、分块、限时开挖原则是必须的;万在龙提出用基因算法进行深基坑围护工程方案的优化;吴伟强介绍了基坑支护结构选型的专家系统研究思路,但这些成果在如何使结构问题与施工问题有机结合方面,还没有很好涉及。在施工机械的布置上,陈若彦认为塔机布置在基坑中央易获得较大的起重覆盖面,运输栈桥会提高挖土工效;胡晓依、吕凤梧提出了深基坑施工中的塔吊布置多种方案,这些观

点都提出了施工方案设计中的结构和工艺统一的问题。

125. 深基坑施工对环境的影响是怎样的？

目前深基坑施工方案的设计，除了要确定合理的支撑系统和围护壁结构的形式与尺寸、挖土的工艺顺序以外，还必须根据周围环境情况，控制围护壁的允许变形量。此外，在施工中的监测是必须的，其结果可以用来确定或修改设计与施工方案，一旦出现问题，立即实施加固补救措施。针对这一比较复杂的课题，由于影响因素众多，袁勇提出了工程环境控制等级的模糊评价概念；吴伟强、赵晨将地理信息系统（GIS）应用到城市基坑施工环境控制中；李永盛认为施工监控能为施工开展及时反馈信息；刘建航、侯学渊先生通过对上海深大基坑工程实践的研究，提出基坑施工过程中每个开挖步骤的开挖空间几何尺寸、围护壁无支撑暴露面积和时间等施工参数对基坑的稳定及变形具有明显的相关性，从而适时提出了时空效应的概念，从宏观角度考虑此类问题，改革施工工艺和调整施工过程，并已在实践中取得了显著的技术经济效益。

对于给支撑系统施加预紧力以有效控制围护壁变形的问题，Thomas（1981）研究了支撑中施加预应力的支撑理论与实际情况的对照。结果表明，预加荷载能提高支撑的有效刚度，减小墙体的侧移，但预加荷载增加到足以产生刚性支撑系统的程度时，对于减小位移的作用效果越来越小；另一方面，很高的预加荷载可能会导致支撑荷载超过设计值并引起墙体产生过高支座弯矩。Roth（1993）通过实测资料分析也得出了相似的结论。

关于降水对环境的影响，陈明煌（1987）对降水对周围土体沉降产生的影响作了较为详细的分析，并对施工中不恰当的抽降水可能对基坑安全产生的不利影响作了较全面的总结；Moh（1991）详细地分析了基坑内降水和不降水对墙体位移的影响，并给出了墙上水压力的分布图，结果表明坑内被动区降水时水平位移比不降水时明显减少，最大减少量可达50%；Ou（1993）考虑坑内降水的影响后，对基坑开挖进行了有限元分析，结果发现：由

于地下连续墙的作用，上体中渗流场的连续性和边界的排水条件发生了改变，因而坑内降水时，对坑外孔隙水压力等值线的分布影响甚微，这实际上反映了在一定条件下的降水不会危及基坑及其周围环境的安全性。

实际工程中，考虑到建筑物的重要性的对周围环境的保护，当坑底上体的物理力学指标较差时，为减小墙体及墙后土体的变形，提高基底抗隆起稳定性，施工中有时需要对基底土体作加固处理，常见的有搅拌桩、旋喷桩、压密桩、石灰桩等。Broms (1988) 对其加固效果作了较为详细的分析，并提出一味增大加固厚度并不能十分有效地改善加固效果，建议采用合理的经济加固厚度为 3.0m 左右。宰金珉 (1992) 对基底工程桩的效果作了研究，认为工程桩可减少土体沉降和隆起，特别对抑制隆起有比较明显的作用，这也从另一个方面证明了基坑隆起破坏与土体强度问题可结合在一起考虑的说法。研究中发现：土体的加固，特别是使用桩加固，考虑到施工过程对上体可能产生的扰动，要注意扰动产生的负面影响。

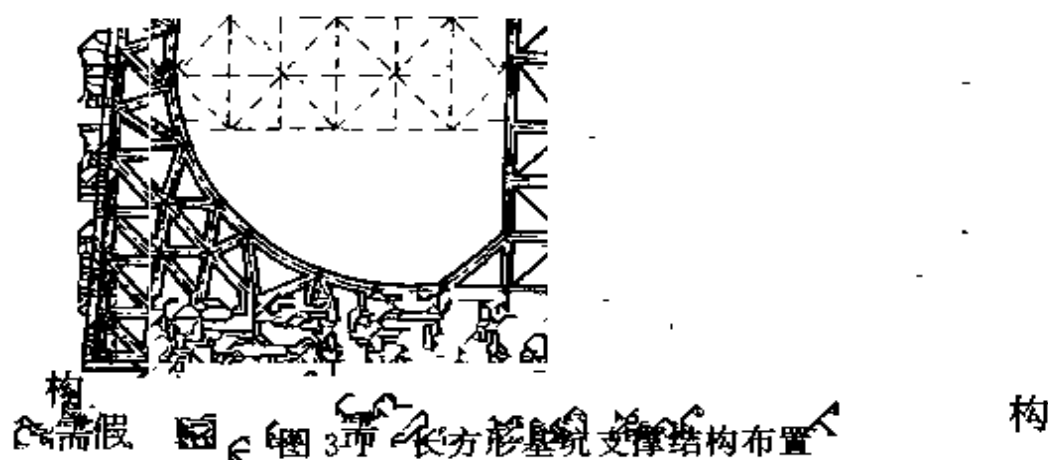
施工实践中，基坑工程的环境问题要比单纯的强度或变形问题来得复杂，它涉及的方方面面因素较多，需要综合考虑，统筹兼顾。在保护周围建筑物时，朱忠隆、张庆贺认为施工监测信息非常重要；对软土中的结构物，周健认为结构的动力反应明显。因此施工环境保护中涉及到岩土工程的各个研究方面，片面地强调某一影响都有可能对另一方面产生不利的影响，环境保护特别是受施工扰动土体的环境土工保护是一个十分重要的问题。

126. 深基坑支撑结构应如何造型和优化？

深基础基坑的平面形状常常是不规则的，因此施工结构的设计要根据不同的情况因地制宜，经济合理地布置。在实际工程中，布置有很多种经过优化的施工结构支撑平面形式，归纳起来发现，支撑的平面结构形式与基坑的平面形状结合起来主要的可分为长方形、三角形、L 形、接近正方形的等几种。每一种有其自身的结构布置规律，找到这种规律，就为我们进行结构设计、布置挖土

方案提供了极大的方便。下面就这几种平面形状,提出一些经过优化的平面结构设计,用以反映这些结构布置的规律性。

首先看一个长130m、宽90m的长方形基坑支撑结构布置(如图3-1所示)。



在这里,我们发现用一些对撑来解决长边中段的受力问题,用一些角撑来解决四个角点区域的土压力平衡,然后用两个半圆形的拱来解决两个短边方向的土压力作用,这是一个较合理的长方形基坑支撑布置。如果不用这三种不同受力特征的杆件来组成整体结构,我们也可采用角撑和对撑两种杆件来组成支撑平面,但此时施工空间将变小,支撑结构所用材料也会增加一些,所以不是最合理。假如,我们碰到的基坑平面长方形,其长边大大超过短边的长度,呈窄长状,则就应以对撑为主,辅之以角撑。如果需要中间加大空间,可在中间局部做一些形成大空间的刚架。因此,通过上述分析,可以找到长方形平面或接近长方形的多边形平面基坑的支撑结构平面布置规律,从而在工程实践中很快形成一个优化的支撑结构施工技术方案。

在工程实践中,还经常会遇到一些三角形的平面或接近于三

角形的平面，如何来设计这种平面形状的基坑支撑结构呢？下面来看两个例子；一个是呈比较窄长的三角形基坑平面（图 3-2）；另一个是接近等边三角形形状的平面（图 3-3）。依据它们不同的特征，给它们布置了相应的结构，从这两种布置中也可悟出一些优化结构布置的规律，从而在设计实践中可以加以应用。

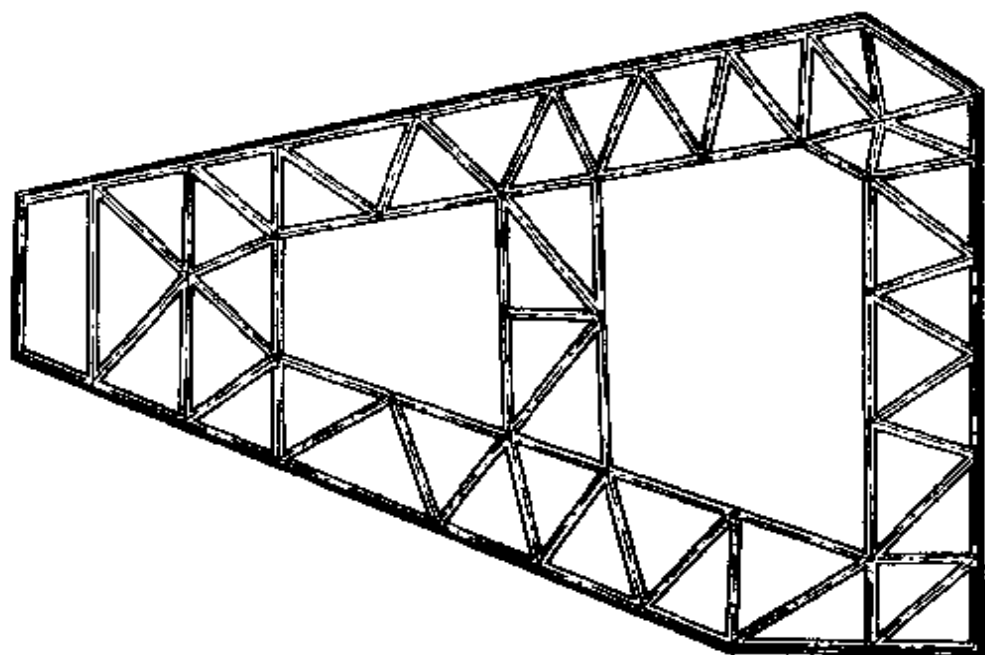


图 3-2 三角形平面基坑支撑布置

对于 L 形的平面形状或接近于 L 形的多边形平面，下面提出三种支撑结构布置的方案（图 3-4）、（图 3-5）、（图 3-6）。其实还可再推出很多种结构合理的支撑方案，因为 L 形的两条边宽、窄变化方式可以有多种方式，给我们在设计实践中创造、构思留下了很多余地，可根据上面三种方案的规律，演绎出很多方案。

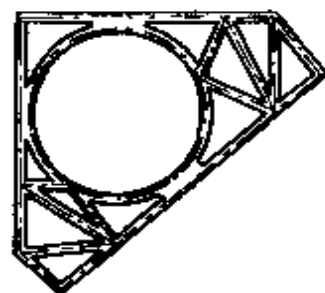


图 3-3 近等边三角形平面支撑布置

上述前两种 L 形方案都是直线刚架形式，第三种是曲线刚架形式。刚架形式采用直线还是曲线，则要根据平面形状和施工要求来决定，即一定要以结构经济、安全、实用为设计的唯一目标。只要能达目标的，不管是曲线还是直线支撑结构都是优化的、可

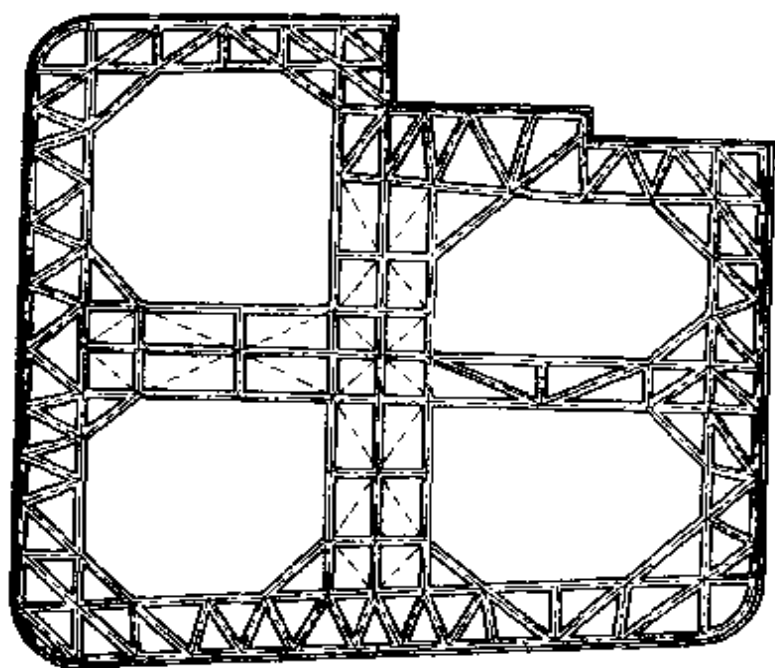


图 3-4 L 形平面支撑布置 1

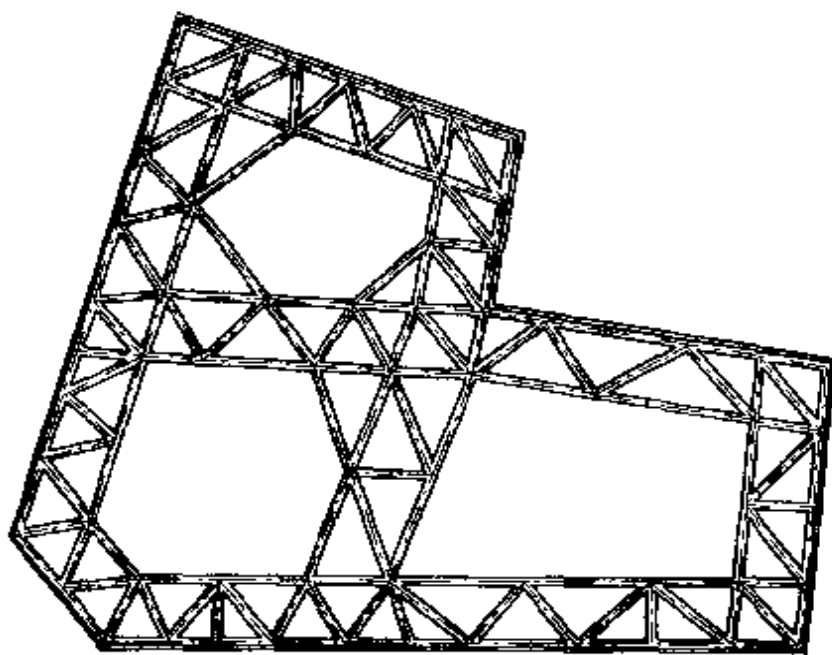


图 3-5 L 形平面支撑布置 2

选的。

对于正方形或接近于正方形的多边形平面，可以采用圆环梁支撑，也可以采用直线刚架（图 3-7）。

关于支撑结构的竖向布置，下面举两个例子，一个是二道支撑的竖向布置（图 3-8），一个是三道支撑的竖向布置（图 3-9）。

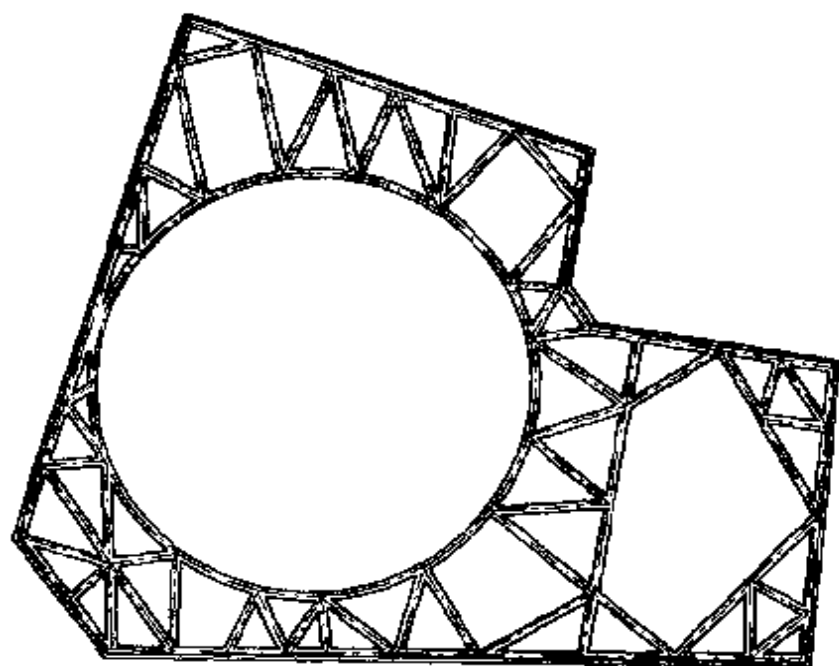


图 3-6 L 形平面支撑布置 3

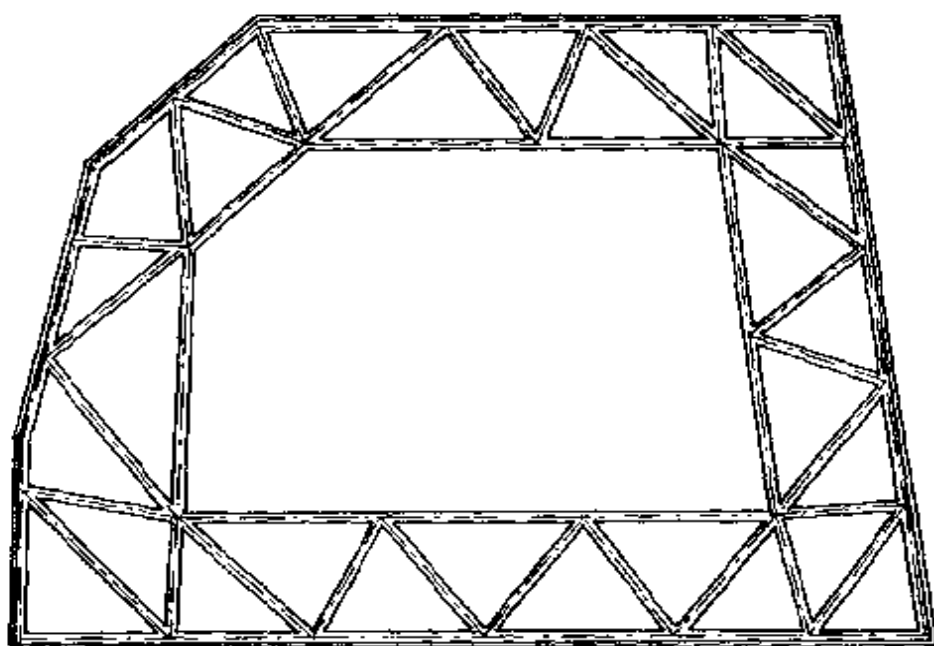


图 3-7 直线刚架支撑布置

此处未介绍钢支撑的平面布置问题，因为钢支撑多数以标准杆件形式组成支撑系统，而且以对撑和角撑为主，往往呈纵横交叉排列，形式比较单一，钢支撑的设计计算要考虑支撑系统的预紧力的施加和支撑结构在受力过程中人为控制调整结构内力的可能性，先进的钢支撑系统，支撑节间的油压千斤顶随时可以参加

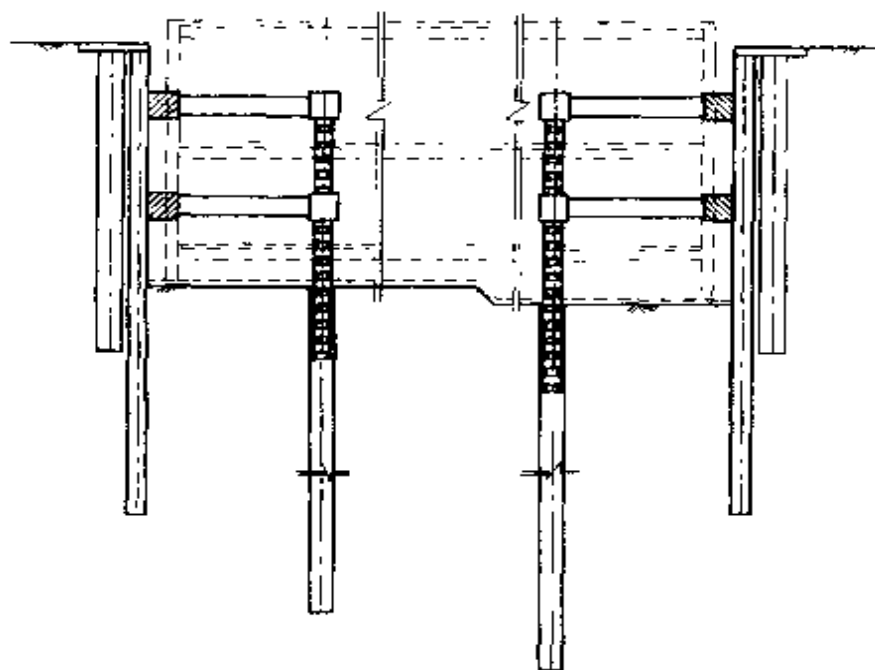


图 3-8 两道支撑竖向布置图

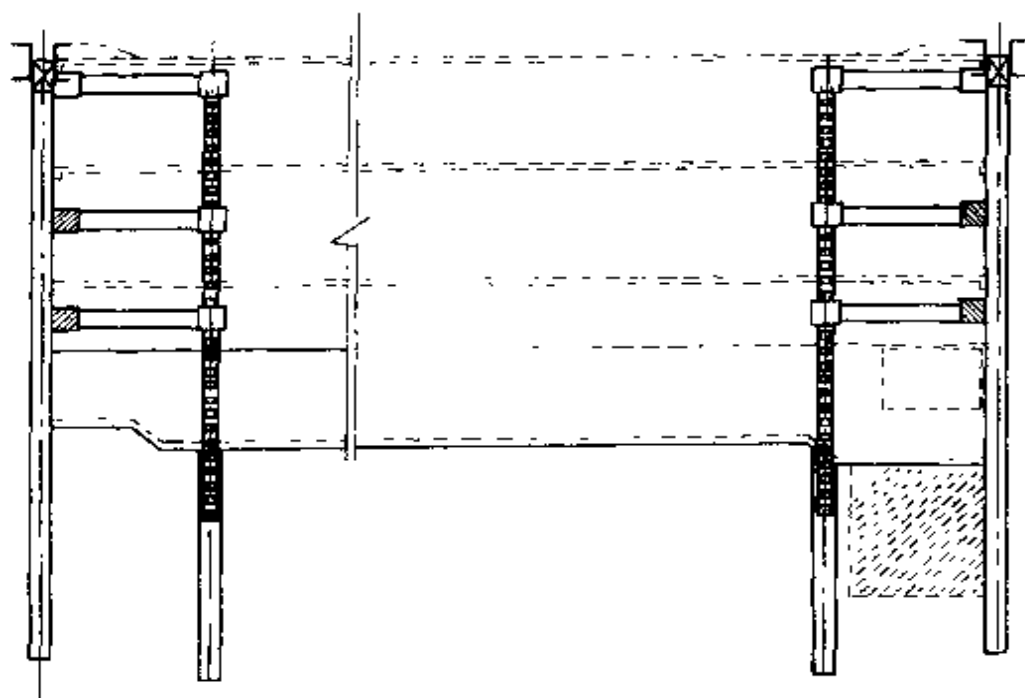


图 3-9 三道支撑竖向布置图

工作，以有利于基坑周边变形的控制和支撑结构内力的调整。

归纳上述分析，我们可以看到，优化设计问题宜以二个为目标进行。

(1) 以方便施工为目标的结构几何布置的优化。施工结构支

撑体系是为施工而构筑的临时结构，对它的要求就是要既方便施工，又安全可靠。如果沿用纵横交叉的井格梁系作水平封闭框架，则施工空间受到分隔，不利于基坑挖土和地下结构施工。因此，以方便施工为目标的结构几何布置优化，就是要使支撑结构给施工创造尽量大的工作空间，封闭框架的几何布置，要根据基坑形状的不同尽可能采用一些受力性能良好的杆件形式。例如，圆环形构件，弓形桁架构件和折线形构件等形式，能在框架平面中心区域形成宽敞的施工空间。如果基坑平面尺寸接近正方形，可以采用圆环结构；如果是长方形，可以选择两个半圆加一些集束形支撑；如果是不规则多边形，可以在其内做一个内切圆，也可在其周边做一些几何稳定的折线形构件，而在内折角做一些搭角斜撑等。只要综合应用这些构件形式，同时，兼顾结构施工对支撑位置的要求，注意形成封闭刚架的整体刚度，就能实现结构几何布置的优化。

(2) 以控制造价为目标的杆件设计的优化。在几何布置优化过程中，设计者应依据钢筋混凝土材料的特点，尽量使主要受力构件处于受压状态。在以控制投资为目标的杆件设计优化中，要对封闭框架进行准确的内力计算，在满足围护结构整体刚度的条件下，使预先设定的杆件断面趋于合理。有条件的还可以用钢筋混凝土结构和钢结构组合的框架，将拉杆改成钢结构以减轻结构自重，同时，可以更方便地拆除。

12.7. 深基坑支撑结构中有哪些典型实例？

在准确分析施工结构的工作受力状态基础上，通过对杆系的分析计算，可以求解深基础施工结构的内力、变形，然后可用近似公式计算施工结构周围的土体变形，也可用有限元方法对土体连续介质进行应力应变分析，结合施工工艺要求的深基础施工结构设计可以实现方便施工、安全可靠和费用经济的目标。下面分别介绍这类结构在工程应用中的情况。

(1) 形成大空间的深基础施工结构

在上海华侨大厦工程中首次试验应用了大空间钢筋混凝土曲

线形刚架支撑，并且上下两道支撑采用两种不同材料，下道为双管钢支撑。实践证明使用情况良好，不同材料组成的空间结构性能可靠，现场实录见图 3-10。



图 3-10 混凝土曲线形刚架支撑

其后，此类结构在上海地区广泛应用，其应用情况见图 3-11、图 3-12。



图 3-11 大空间的曲线形刚架支撑

(2) 加车行栈桥的深基坑施工结构

在科学地计算施工结构杆系的基础上，在支撑结构中加入栈桥结构在安全上是有保障的，这为施工作业创造了有利条件，经济效益也好。在上海来福士广场施工结构中采用了下行栈桥和塔



图 3-12 大空间带下行栈桥的曲线形刚架支撑
吊轨道梁，见图 3-13。



图 3-13 带栈桥结构的支撑

在其他工程中，此类设计应用也很广泛，见图 3-14、图 3-15、图 3-17。

(3) 附有塔吊基础的深基坑施工结构



图 3-14 带栈桥的支撑结构



图 3-15 利用周边结构作支撑和栈桥的实例

将塔吊基础放在施工结构中一起设计，让塔吊尽早在施工现场发挥作用，使垂直运输的覆盖面能尽可能地大，是施工技术设计方案设计中要考虑的很重要的一个方面，在银冠大厦工地将塔吊固定基础放在基坑边上，使塔吊有效地覆盖了整个基坑；在华美达



图 3-16 华美达广场支撑上的栈桥结构（塔吊设在基坑边上）



图 3-17 第二道支撑上的车行栈桥

广场，固定式塔吊基础也是放在基坑边上。详见图 3-16，图 3-18。

将塔吊安装在基坑中间的方案目前也应用于各施工现场，具有较好的垂直运输效率和安全度。见图 3-19。



图 3-18 银冠大厦施工塔吊在基坑边履带吊在支撑上行走



图 3-19 将塔吊安装在基坑中间的施工方案（万都大厦现场）

128. 深基坑施工支护结构的设计要注意哪些问题？

基坑和支护结构的型式多样，有支护基坑的支护结构型式可归纳为水泥土围护和板式支护两大类；无支护结构的放坡开挖基坑，仅在场地开阔和环境条件容许时采用，也是基坑型式之一。

随着城市建设的发展，基坑深度深，规模大，贴近用地红线，处于密集的建筑群和地下管线与设施中建设等特点日益突出，增加了基坑建设的难度。因此强调基坑和支护结构设计计算前，必须具备的基本资料和选型原则，务求充分重视和详细落实，这是近年来大量工程实践经验和教训的总结，也是确定安全可靠、经济合理、技术先进、方便施工的基坑支护方案的必要前提。

详细查清基坑周边影响区内的环境条件和保护要求的范围，一般是指基坑支护结构外基坑开挖深度 3~4 倍的区域。

基坑和支护结构的平面布置应遵照规划部门批准的用地红线和退红线距离等规定进行。在支护结构选型与设计时，不但支护墙体位置符合要求，而且对基坑施工期采用的如防渗帷幕、锚碇拉杆以及斜土锚等结构，若超越红线时，也应事先征得有关部门许可。

基坑支护结构一般与主体工程地下结构分开设置；也可与地下结构相结合，兼作地下结构一部分（如地下室外墙，地下梁板结构等）。采用后者时，基坑支护结构已成为地下结构一部分，这时的支护结构设计应满足地下结构的设计规定和使用功能，同时也要满足施工期间作为基坑支护结构的设计要求。由于这两种情况下的结构状态、荷载状况以及设计规定与方法要求等均不尽相同，因此应分别进行设计与验算。所谓变形协调，主要指地下结构尚未完工前，处于支护结构承载状态时，其变形和沉降量与差异沉降均应在限值规定内，保证在地下结构完工，转换成主体工程基础承载后，与主体结构设计对变形和沉降要求相一致。同时，要求承载转换前后，结构的节点连接与防水构造等均应稳定可靠，满足设计要求。

129. 深基坑支护结构计算中, 支护结构的变形限值如何确定?

由于环境条件的复杂性和保护要求的多样性, 按环境条件与保护对象的监控值确定基坑支护结构的变形限值有如下方法:

(1) 以各类建(构)筑物对差异沉降的承受能力, 确定相应的控制标准, 和以各种地下管线的管材及接头型式对差异沉降产生的相对转角的承受能力, 并以经验公式确定管道沉降曲线的最小曲率半径容许值或管节两端差异沉降容许值。这类方法可见上海市的《基坑工程设计规程》(DBJ 08—61—97) 有关章节。

(2) 按基坑等级确定地面沉降和墙体侧向位移的控制标准。如《基坑工程设计规程》(DBJ 08—61—97) 规定如表 3-2。

一二级基坑变形的设计和监测的控制 表 3-2

工程等级	墙顶位移 (mm)		墙体最大位移 (mm)		地面最大沉降 (mm)		变化速率 (mm/d)
	监控值	设计值	监控值	设计值	监控值	设计值	监控值
一级	30	50	50	80	30	50	≤ 2
二级	60	100	80	120	60	100	≤ 3

(3) 按基坑安全等级和环境条件确定变形容许值, 见表 3-3。

基坑变形容许值 表 3-3

安全等级	环 境 条 件	支护结构型式	墙顶水平位移 (mm)	墙体最大水平位移 (mm)	坑外地表最大沉降 (mm)
一级	基坑周边 10m 范围内有地铁隧道、煤气总管、自来水总管, 以及历史文物, 近代优秀建筑等需要加以保护时	板式	$1\%h_0$	$1.4\%h_0$	$1\%h_0$
二级	基坑周边 1 倍开挖深度范围内有自来水干线、小口径煤气管、民宅, 大型建筑或公共设施	板式	$2\%h_0$	$3\%h_0$	$2\%h_0$
三级	基坑周边 1 倍开挖深度范围内有小口径自来水管, 普通建筑	板式	$5\%h_0$	$7\%h_0$	$5\%h_0$

注: 表中 h_0 为基坑开挖深度。

130. 在计算基坑支护结构的侧向土压力时，除采用水土分算的原则外，还有哪些规定？

(1) 考虑到近年来有支护基坑多为先做支护结构，后开挖坑内土方的现实情况，因此土压力计算仍采用朗金公式。但对坑内墙面，在按被动土压力计算时，则宜同时考虑地基土的粘聚力 c 和墙体变形后与地基土摩擦角 δ 的影响。鉴于这时按库仑公式计算表达式十分繁琐，照顾到设计人员的习惯，经简化后，仍按朗金公式形式表达，故出现 k_p 和 k_{pb} 两个系数。

(2) 支护结构两侧的水压力计算，在无渗流时仍采用静水压力直线分布形式。基坑开挖后，若按坑内外地下水位的水头差作用下的稳定渗流考虑，渗流作用对坑内外水压力的影响为，坑外渗流方向向下，墙后水压力减小；坑内渗流方向向上，墙前水压力增大。水压力计算公式同上海市《基坑工程设计规程》(DBJ 08—61—97) 是一致的，并为有工程经验的单位所采用。

(3) 对于水泥土围护基坑，一般基坑开挖深度浅，围护墙深度不大(约 15m 以内)，尤其在墙深范围内以粘性土为主时，工程实践中常简化按水土压力合算法进行。为保持外荷作用与水土分算时相当，按上海地区的工程经验，对地基土抗剪强度指标适当折减，一般取直剪固快试验峰值平均值的 0.7 倍计算。地下水位以下土的重度取饱和重度。

(4) 基坑支护结构两侧的土压力计算状态是支护结构与地基土之间相互作用的反映，两者密切相关。基坑开挖后，坑内状态的变化促使坑内外土压力和结构与地基位移处于动态之中。据研究，结构背离土体方向的位移或转动达到 1/1000 开挖深度时，墙外土压力则由原静止土压力状态减弱到极限主动土压力状态。结构向土体方向的位移或转动达到 1/100 开挖深度时，墙前土压力则由原静止土压力状态增大到极限被动土压力状态。因此，对结构和地基位移受到环境条件制约和保护要求限制时，在设计计算前应根据支护结构选型和受力特性与变化性状等因素，确定墙体两侧的计算状态，使土压力的发挥和计算状态受到控制。

(5) 土压力计算中有永久作用和可变作用两部分,宜分开计算,以便在荷载效应组合时区别情况,采取不同的分项系数。对于基坑影响区范围内有建筑物等超载作用时,所产生的侧向土压力属永久作用,应按超载作用和分布情况,采用有关土压力公式另行计算。

因基坑内渗流逸出面无反滤层,为防止渗流变形和管涌,是以渗流水力坡降不大于地基土的临界坡降来判别。土的临界坡降取决于渗流出口处地基土的浮重度。渗流水力坡降仍按换算直线渗径法确定。

以围护墙底作为计算基准面,按基坑开挖后坑内外土体自重和竖向荷载作用下,墙底以下地基土的承载力和稳定性来判别坑底的抗隆起稳定性。虽然本法是对设定的计算基面进行验算,也没有考虑基坑开挖面以上土体抗剪强度的影响,有一定的近似性,但是本法已为工程实践所采用,故列入近年来较多采用 Prandtl 公式确定地基承载力系数 N_q 、 N_c 。确定坑内外土重时,均取天然重度。当基坑影响区范围内有建筑物等超载作用时,属永久作用。在公式左边中括号内,应加入相应的竖向荷载一项,并取分项系数 $\gamma_G=1.0$ 。

由于极限状态设计表达式中,抗滑力矩和滑动力矩中均包含有土体自重作用和可变作用,因此均应按标准值计算。同时因在滑动力矩中包括永久作用和可变作用,故取综合分项系数 1.0。地基整体滑动稳定性验算中,采用地基土直剪固快试验指标,因此一般宜用于开挖边坡和有支护基坑的整体滑动稳定性。同时,本条规定采用最危险滑动面上抗力分项系数。

131. 深基础施工结构围护壁的侧向土压力如何计算?

计算基坑围护墙侧向的土压力时,应根据围护墙与地基的位移情况,以及所采取的施工措施等因素,确定土压力的计算状态,分别按主动土压力、被动土压力或静止土压力计算。

(1) 当坑外地表面为水平面,基坑围护墙背为竖直面时,由

土体本身产生的主动土压力强度标准值 e_{ak} 和由地表面均布荷载作用产生的主动土压力强度标准值 e_{aqk} ，可按下列公式计算：

$$e_{ak} = (\sum \gamma_i h_i) k_a - 2c_k \sqrt{k_a} \quad (3-1)$$

$$e_{aqk} = q_k k_a \quad (3-2)$$

式中 e_{ak} —— 计算点处由土体本身产生的主动土压力强度标准值 (kPa)，当 $e_{ak} < 0$ 时，一般取 $e_{ak} = 0$ ；

e_{aqk} —— 计算点处由地表面均布荷载产生的主动土压力强度标准值 (kPa)；

γ_i —— 计算点以上各层土的重度 (kN/m^3)，地下水位以上土层取天然重度；地下水位以下土层取浮重度；

h_i —— 计算点以上各层土的厚度 (m)；

q_k —— 坑外地表面均布荷载标准值 (kN/m^2)，应按实际情况取值，通常可按 20kN/m^2 试算；

k_a —— 计算点处土的主动土压力系数，取

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_k}{2} \right) ;$$

φ_k —— 计算点处土的内摩擦角标准值 ($^\circ$)，一般情况下按直剪固快试验的峰值平均值确定；

c_k —— 计算点处土的粘聚力标准值 (kPa)，一般情况下按直剪固快试验的峰值平均值确定。

(2) 当坑内地表面为水平面，基坑围护墙面为竖直面时，由土体本身产生的被动土压力强度标准值 e_{pk} ，可按下列公式计算：

$$e_{pk} = (\sum \gamma_i h_i) k_p + 2c_k \sqrt{k_{ph}} \quad (3-3)$$

式中 e_{pk} —— 计算点处由土体本身产生的被动土压力强度标准值 (kPa)；

k_p 、 k_{ph} —— 计算点处土的被动土压力系数，取：

$$k_p = \frac{\cos^2 \varphi_k}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi_k + \delta) \sin \varphi_k}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (3-4)$$

$$k_{ph} = \frac{\cos^2 \varphi_k \cos^2 \delta}{[1 - \sin(\varphi_k + \delta)]^2} \quad (3-5)$$

式中 δ —— 计算点处地基土与围护墙面的摩擦角 ($^\circ$), 取 $\delta = (2/3 \sim 3/4) \varphi_k$, 且 $\delta \leq 20^\circ$; 无坑内降水措施时, 取 $\delta = 0$ 。

(3) 当坑外地表面为水平面, 基坑围护墙背为竖直面时, 由土体本身产生的静止土压力强度标准值 e_{0k} 和由地表面均布荷载作用产生的静止土压力强度标准值 e_{0qk} , 可按下列公式计算:

$$e_{0k} = (\sum \gamma_i h_i) k_0 \quad (3-6)$$

$$e_{0qk} = q_k k_0 \quad (3-7)$$

式中 e_{0k} —— 计算点处由土体本身产生的静止土压力强度标准值 (kPa);

e_{0qk} —— 计算点处由地表面均布荷载产生的静止土压力强度标准值 (kPa);

k_0 —— 计算点处土的静止土压力系数, 宜由试验确定。当无试验条件时, 也可采用经验公式 $k_0 = 1 - \sin \varphi'_k$ 计算;

φ'_k —— 计算点处土的有效内摩擦角标准值 ($^\circ$), 宜由慢剪或三轴固结不排水剪切试验确定。

132. 深基础施工结构围护壁侧面的水压力如何计算?

基坑围护墙渗流作用计算水头 h_w , 一般取坑内外地下水位标高差的最不利状态。坑外地下水位宜考虑降雨和季节性变化。坑内地下水位宜考虑降水等施工措施的影响。

考虑渗流作用对水压力的影响时, 可按下式计算围护墙内外墙面的水压力强度标准值:

$$p_{w1k} = \gamma_w h_{i1} (1 - i_s) \quad (3-8)$$

$$p_{w2k} = \gamma_w h_{i2} (1 + i_p) \quad (3-9)$$

式中 p_{w1k} 、 p_{w2k} —— 分别为坑外和坑内墙面计算点处的水压力强度标准值 (kN/m²);

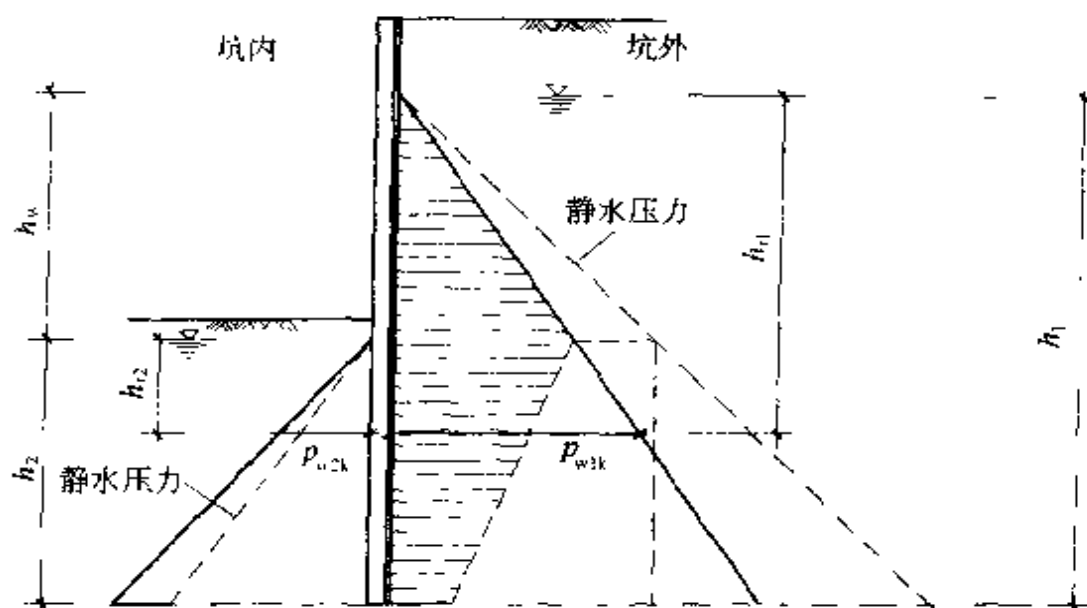


图 3-20 水压力分布图

γ_w — 水的重度 (kN/m^3)，一般取 10kN/m^3 ；

h_{11} 、 h_{12} — 分别为坑外和坑内墙面计算点距坑外和坑内计算地下水位的深度 (m)；

i_a — 坑外渗流近似水力坡降，取 $i_a = \frac{0.7h_w}{h_1 + \sqrt{h_1 \cdot h_2}}$ ；

i_p — 坑内渗流近似水力坡降，取 $i_p = \frac{0.7h_w}{h_2 + \sqrt{h_1 \cdot h_2}}$ ；

h_w — 基坑围护墙渗流作用计算水头 (m)；

h_1 、 h_2 — 分别为坑外和坑内计算地下水位距围护墙墙底面的深度 (m)。

基坑围护墙上的侧压力作用，宜按土压力和水压力分别计算的原则确定。对于墙身范围内以粘性土为主，且有成熟经验时，也可按水土合算的原则计算侧压力。

133. 深基础施工结构在基坑开挖时如何验算地基土的抗渗流（或抗管涌）的稳定性？

水泥土围护和板式支护基坑，按承载能力极限状态验算基坑开挖后地基土的抗渗流（或抗管涌）稳定性时，应满足下式：

$$\gamma_0 \gamma_s i \leq \frac{1}{\gamma_{RS}} \cdot \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (3-10)$$

式中 γ_0 — 结构重要性系数, 按 2.0.4 条和 10.1.7 条规定执行, 一般可取 1.0;

γ_c — 渗流作用分项系数, 取 1.05;

γ_{RS} — 渗流抗力分项系数, 取 2.0;

i — 坑内渗流出口平均水力坡降, 取

$$i = \frac{h_w}{1.5(h_1 + h_2) + B};$$

B — 基坑围护墙防渗帷幕墙的厚度 (m);

h_1 、 h_2 — 分别为坑外和坑内计算地下水位距围护墙防渗帷幕墙底面的深度 (m);

G_s — 坑底标高处地基土的土重;

e — 坑底标高处地基土的天然孔隙比。

地基土中埋藏有承压含水层, 需验算基坑开挖后坑内地基土抗承压水头的稳定性时, 应满足下式:

$$\gamma_0 \gamma_y p_{wyk} \leq \frac{1}{\gamma_{Ry}} p_{czk} \quad (3-11)$$

式中 γ_y — 承压水作用分项系数, 取 1.05;

γ_{Ry} — 承压水抗力分项系数, 取 1.0;

p_{wyk} — 承压水压力标准值 (kPa), 由工程勘察试验确定;

p_{czk} — 坑底至承压含水层顶板间覆盖土层的自重标准值 (kN/m²), 地下水位以下按饱和重度计算。

134. 在基坑开挖时深基础施工结构坑内地基土抗隆起的稳定性如何验算?

水泥土围护和板式支护基坑, 按承载能力极限状态验算基坑开挖后坑内地基土抗隆起的稳定性时, 应满足下式 (图 3-21):

$$\gamma_0 [\gamma_G \gamma_1 (h_0 + D) + \gamma_q q_k] \leq \frac{1}{\gamma_{RL}} (\gamma_2 D N_q + c_k N_c) \quad (3-12)$$

式中 γ_G — 土体自重分项系数, 取 1.0;

γ_1 — 坑外地表至围护墙底各土层天然重度 (kN/m³), 按土层厚度的加权平均值取用;

γ_2 ——坑内开挖面以下至围护墙底各土层天然重度 (kN/m³)，按土层厚度的加权平均值取用；

h_0 ——基坑开挖深度 (m)；

D ——围护墙在基坑开挖面以下入土深度 (m)；

γ_Q ——坑外地表分布荷载分项系数，取 1.0；

γ_{R1} ——隆起抗力分项系数，取 2.0；

N_q 、 N_c ——地基土的承载力系数，根据围护墙底的地基土特征，按下式计算：

$$N_q = e^{\pi \gamma_k} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_k}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q + 1) / \operatorname{tg} \varphi_k$$

c_k 、 φ_k ——分别为围护墙底以下地基上粘聚力标准值 (kPa) 和内摩擦角标准值 (°)，一般情况下按直剪固快试验的峰值平均值确定。

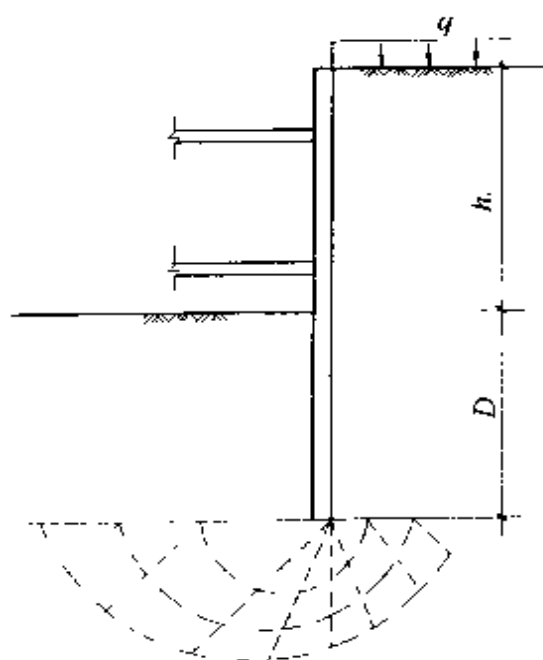


图 3-21 坑内地表抗隆起稳定计算图式

135. 在基坑开挖时深基础施工结构的墙体、边坡与地基整体滑动的稳定性如何验算？

水泥土围护、板式支护和放坡开挖基坑，按承载力极限状

态验算基坑开挖后墙体或边坡与地基整体滑动稳定性时，一般按通过墙底或坡底的圆弧滑动面计算。当墙底或坡底以下有软弱夹层，尚应按实际可能发生的非圆弧滑动面验算。当按总应力法确定地基土抗剪强度并采用简单条分法验算圆弧滑动面上的整体滑动稳定性时，应满足下式（图 3-22）：

$$\gamma_0 \gamma_{GQ} [\sum (q_k b_i + W_{ki}) \sin \alpha_i] \leq \frac{1}{\gamma_{RZ}} [\sum c_k L_i + \sum (q_k b_i + W_{ki}) \cos \alpha_i \tan \varphi_k] \quad (3-13)$$

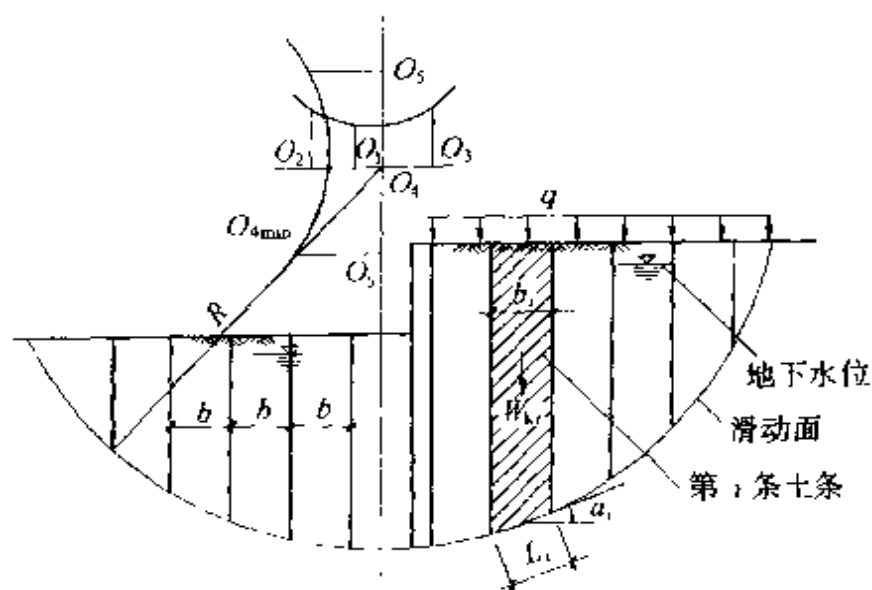


图 3 22 圆弧滑动稳定计算图式

式中 γ_{GQ} —— 综合分项系数，取 1.0；

γ_{RZ} —— 圆弧滑动抗力分项系数，最小值取 1.3，由试算确定；

q_k —— 第 i 条分的地表均布荷载的标准值 (kN/m^2)，以及基坑影响范围内的建筑物荷载标准值；

b_i —— 第 i 条分的分条宽度 (m)；

W_{ki} —— 第 i 条分的自重标准值 (kN)，无渗流作用时，坑内地下水位以上部分采用围护墙体重度或地基土天然重度计算；坑内地下水位以下部分采用浮重度计算；有渗流作用时，应考虑渗流力作用，计算上式

左边（滑动力矩）时，坑外地下水位以下部分至坑内地下水位以上部分采用饱和重度计算；计算上式右边（抗滑动力矩）时，均采用浮重度计算；

α_i ——第 i 条分的弧线中点切线与水平线的夹角（°）；

c_{ki} 、 φ_{ki} ——分别为第 i 条分的滑动面上地基土的粘聚力标准值（kPa）和内摩擦角标准值（°）；

L_i ——第 i 条分的弧长（m）， $L_i = b_i / \cos \alpha_i$ 。

136. 水泥土围护墙的设计计算包括哪些内容？

水泥土围护体系一般由水泥土柱状加固体围护墙和钢筋混凝土顶板两部分组成。水泥土围护墙的设计和验算，还应满足墙体自防渗要求。

水泥土围护墙的计算单元，应根据搅拌桩布置选取标准墙段。按验算内容，选取荷载最不利组合和布置进行设计计算。水泥土墙体的重度，一般取 $18 \sim 19 \text{ kN/m}^3$ ，对于土体天然重度小于 18 kN/m^3 的淤泥质粘土和淤泥质粉质粘土等地基土，宜取下限。坑内地下水位以下的墙体重度应取浮重度。

当墙深范围内土层以粘性土为主，且有成熟经验时，围护墙侧压力可采用水土压力合算法。进行计算时，土体重度宜取饱和重度；土的抗剪强度指标标准值宜乘以修正系数 0.7；地基土与围护墙面的摩擦系数应取 $\delta = 0$ 。

水泥土围护墙结构按承载能力极限状态验算抗倾覆稳定性时，应满足下式：

$$\gamma_c (\gamma_l M_{Ek} + \gamma_Q M_{Eqk}) \leq \frac{1}{\gamma_{RQ}} (M_{Gk} + M_{pk}) \quad (3-14)$$

式中 γ_l ——侧压力分项系数，取 1.1；

M_{Ek} ——坑外土体侧压力对墙底前趾的倾覆力矩标准值（kN · m）；

γ_Q ——地表分布荷载分项系数，取 1.0；

M_{Eqk} ——坑外墙后地表面分布荷载所产生的侧压力对墙底前趾的倾覆力矩标准值（kN · m）；

γ_{RQ} ——倾覆抗力分项系数，取 1.05；

M_{tik} ——水泥土围护墙（包括水泥土搅拌桩墙体和格栅内地基土）的自重对墙底前趾的稳定力矩标准值（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）；

M_{pk} ——坑内墙前被动侧压力对墙底前趾的稳定力矩标准值（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）。

水泥土围护墙结构按承载能力极限状态验算沿墙底面的抗滑动稳定性时，应满足下式：

$$\gamma_s(\gamma_t E_k + \gamma_Q E_{qk}) \leq \frac{1}{\gamma_{RH}} (G_k \tan \varphi_{0k} + c_{0k} B + E_{pk}) \quad (3-15)$$

式中 E_k ——坑外侧压力标准值（ kN ）；

E_{qk} ——坑外墙后地表分布荷载作用所产生的侧压力标准值（ kN ）；

γ_{RH} ——滑移抗力分项系数，取 1.1；

G_k ——水泥土围护墙结构的自重标准值（ kN ）；

c_{0k} 、 φ_{0k} ——分别为水泥土围护墙墙底地基土的粘聚力标准值（ kPa ）和内摩擦角标准值（ $^\circ$ ）；

B ——水泥土围护墙的墙体宽度（ m ）；

E_{pk} ——坑内墙前被动侧压力标准值（ kN ）。

按承载能力极限状态验算水泥土围护墙墙体正截面承载力时，应分别满足下式：

$$\frac{\sum G_{di}}{A} + \frac{M_d}{W_z} \leq q_{ud} \quad (3-16)$$

$$\frac{\sum G_{di}}{A} - \frac{M_d}{W_z} \geq 0 \quad (3-17)$$

式中 $\sum G_{di}$ ——计算截面以上至墙顶面全部竖向荷载设计值（ kN ），自重作用分项系数取 1.2；墙顶分布荷载分项系数取 1.0；

A ——计算截面处围护墙中水泥土墙体部分的断面面积（ m^2 ）；

M_d --- 计算截面以上至墙顶面的坑外土体自重和地表分布荷载产生的侧压力, 对计算断面处的最大弯矩的设计值($\text{kN} \cdot \text{m}$); 坑外土体自重产生的侧压力作用分项系数取 1.1, 地表分布荷载产生的侧压力作用分项系数取 1.0;

W --- 计算截面处围护墙中混凝土墙体部分的截面抵抗矩 (m^3);

q_{cd} --- 混凝土加固体的无侧限抗压强度设计值 (MPa), 一般取设计龄期时加固体的单轴抗压强度标准值的 1/3。

混凝土围护墙可按如下经验公式估算墙顶位移:

$$\delta = \xi \frac{Lh_0^2}{DB} \quad (3-18)$$

式中 δ --- 墙顶位移估算值 (cm);

ξ --- 影响系数, 可根据地基土条件等因素并结合工程经验确定, 一般取 0.1~0.2, 开挖深度较小且土质条件较好时, 取小值; 反之取大值;

L --- 基坑边长 (m);

h_0 --- 基坑开挖深度 (m);

D --- 混凝土围护墙体插入基坑开挖面以下的人土深度 (m);

B --- 混凝土围护墙体宽度 (m)。

137. 混凝土围护墙适用于什么情况, 使用时有哪些要求?

混凝土围护墙结构一般用于基坑开挖深度不超过 7m, 环境条件宽松, 保护要求不严的浅基坑。根据工程经验, 当开挖深度不大于 5m 时, 一般可取墙体宽度为基坑开挖深度 0.7~0.8 倍 (墙深范围内地基土较好时也可适当减小)。墙体插入基坑开挖深度以下的人土深度为基坑开挖深度的 0.8~1.2 倍。一般宜通过试算调整后确定墙宽和墙深。

水泥土围护墙体的平面和剖面布置,型式多样。一般为适应国产搅拌机械设备能力和特点,选用的墙体布置常为连续搭接的格栅型墙体居多。为满足墙体整体受力和自防渗要求,一般迎基坑面的前墙厚度不宜小于1.2m。墙体宽度较大,设有中间隔墙时,前后肋墙宜设在同一断面处。一般肋墙和中隔墙的墙深可略浅于前后墙深1.0~2.0m,由设计计算确定。

水泥土围护墙体自防渗时,墙体渗透系数不应大于 $10^{-6} \sim 10^{-7} \text{cm/s}$ 。采用搅拌桩搭接时,搭接长度一般不宜小于200mm。在墙体圆弧段或折角处,搭接长度宜适当加大。

对水泥土围护墙体的材料强度和质量保证应提出设计要求。在确定水泥掺量、龄期,以及选择合适的配比与外掺剂时,均应考虑不同的地基土条件和设计要求。由于现场水泥土加固体强度增长沿墙深变化较大,实际加固体强度与室内强度试验结果有较大差异,因此设计中应充分注意对水泥土加固体要有足够的龄期保证和检测方法,确保达到设计要求后开挖基坑。

由于水泥土围护墙的材料特性,墙体构造,以及结构体型等有其自身的特点,墙体的变形性状不同于重力式刚性挡墙,也不同于板式支护挡墙。尽管有的实测资料表明,在低应力条件下水泥土围护墙有一定的挠曲变形特征,但在工程实践中,目前仍较多采用按重力式挡墙结构进行设计计算的经验方法。水泥土围护墙的设计与验算内容,除应按本章有关规定进行外,还应进行墙体滑移,倾覆,截面承载力,以及墙体变形等设计与验算。

按承载能力极限状态设计,验算水泥土围护墙的抗倾覆和抗滑移稳定性时,作用效应设计值为其标准值乘以作用分项系数,结构抗力设计值为其标准值除以结构抗力分项系数。

按规定,水泥土围护墙侧压力按水土压力合算法,并对地基土抗剪强度指标按直剪固快试验峰值平均值0.7倍折减后,经对开挖深度在4~7m以内的基坑进行结构可靠度分析,当侧压力作用分项系数取1.1,可变作用分项系数取1.0,结构抗倾覆稳定性和抗滑移稳定性的可靠度指标 β 值均不小于2.5时,与原按总安

全系数法设计,结构抗倾覆稳定性安全系数不小于 1.1,抗滑移稳定性安全系数不小于 1.2 时,经校准验算取倾覆抗力分项系数 1.05,滑移抗力分项系数取 1.1 是相当的。

在确定水泥土加固体的单轴抗压强度设计值 q_{ud} 时,设计前要根据工程情况,进行室内水泥土抗压强度试验,确定合适的外掺剂和提供各种配比的强度参数。一般宜按规定的试件和标准养护条件下,龄期 90d、28d 和 7d 的试验资料统计分析,确定设计龄期和强度设计值。在按工程经验取值时,应与设计计算相配套。

对水泥土围护墙墙体正截面承载力验算时,一般计算截面选择在坑底附近,除验算抗压和抗拉承载力外,对基坑开挖深度较大,墙体宽度又较小时,尚应验算截面抗剪承载力。

水泥土加固体抗拉强度很低,考虑到加固体的不均匀性和受拉敏感性,墙体又有自防渗要求,因此限制墙体正截面不出现拉应力。

水泥土围护墙墙底截面承载力一般可不进行验算。但对墙底地基土特别软弱,墙体受竖向荷载较大时,可按重力式挡墙验算地基承载力。

估算水泥土围护墙墙顶水平位移的经验公式,一般仅适用于墙体刚度较大时,即墙体宽度为开挖深度 0.6~1.0 倍、墙体深度为开挖深度 0.8~1.2 倍时的情况。当墙体不属于上述情况时,也有按柔性墙估算,视作弹性地基上的悬臂梁计算。由于水泥土围护墙的变形性状十分复杂,尤其受到墙体材料特性和质量保证等影响很大,因此在墙体质量无可靠保证情况下,按刚性或柔性挡墙估算墙体水平位移,往往均与实测墙体位移有较大偏差。

138. 板式支护结构体系有哪些结构型式?

板式支护体系的型式有多种多样,至今仍处在创新和发展之中,应用十分广泛。本节所归纳的板式支护体系仅仅是常用的几种典型结构型式和一般构造。工程实践中,尚需根据具体情况,掌握运用。

板式支护体系是空间整体结构,在成为结构整体前,它是随

着基坑开挖和支护在时间和空间上的变化，而逐步形成的。荷载的发挥与结构受荷过程和变形性状，都是处在动态变化过程中，十分复杂。为了便于结构分析，板式支护体系的设计计算是以各个典型阶段或分步为特征的工况状态，采用连续迭代，前后衔接的方法进行的，因此必须进行连续完整的设计计算。

板式支护体系一般由围护墙（桩）、支撑（或锚碇）与围檩、立柱以及防渗帷幕等组成。板式围护墙的常用结构型式有连续（或密排）排桩式和板墙式两种。排桩式围护墙的常用桩型有钢板桩、型钢、钢筋混凝土板桩和钻孔灌注桩等；板墙式围护墙的常用结构为现浇钢筋混凝土地下连续墙和预制钢筋混凝土地下连续墙。板式支护体系应按有关规定进行设计和验算。

板式支护体系常采用支撑和围檩，其结构型式有钢结构和钢筋混凝土结构。支撑常用插入钻孔灌注桩（或直接打入地下）的型钢或组合型钢立柱支承。板式支护基坑，在环境条件容许、符合用地红线规定和满足设计要求时，也可采用有围檩的坑外锚拉结构体系，其结构型式有水平拉杆与锚碇结构和土层斜锚杆结构等。

板式支护基坑的防渗透止水型式，有围护墙体自防渗结构和坑外墙后防渗帷幕结构两种。采用围护墙体自防渗时，墙体材料的抗渗等级应满足设计要求。另设防渗帷幕的常用型式有连续搭接的水泥土搅拌桩帷幕、高压喷射注浆帷幕和注浆帷幕等结构。

板式支护体系的围护墙顶部，应设置封闭圈梁（或称锁口梁），一般采用钢筋混凝土结构。圈梁的高度和宽度由计算确定，且不宜小于围护墙的厚度。顶圈梁宜与上道支撑的围檩合二为一。

板式支护体系的围护墙墙面倾斜度和平整度，应符合设计要求。通常对于板桩墙或钻孔灌注桩排桩墙，墙面倾斜度不宜大于 $1/200$ ；对于现浇钢筋混凝土地下连续墙不宜大于 $1/250$ 。钻孔灌注桩或现浇钢筋混凝土地下连续墙的墙面局部突出，不应大于 100mm ；预埋件位置的偏差不应大于 50mm 。

139. 板式支护结构绕内撑点抗隆起稳定性验算应如何进行?

按承载能力极限状态验算板式支护墙结构绕最下道内支撑(或锚碇)点的抗隆起稳定性时,应满足下式(图 3-23):

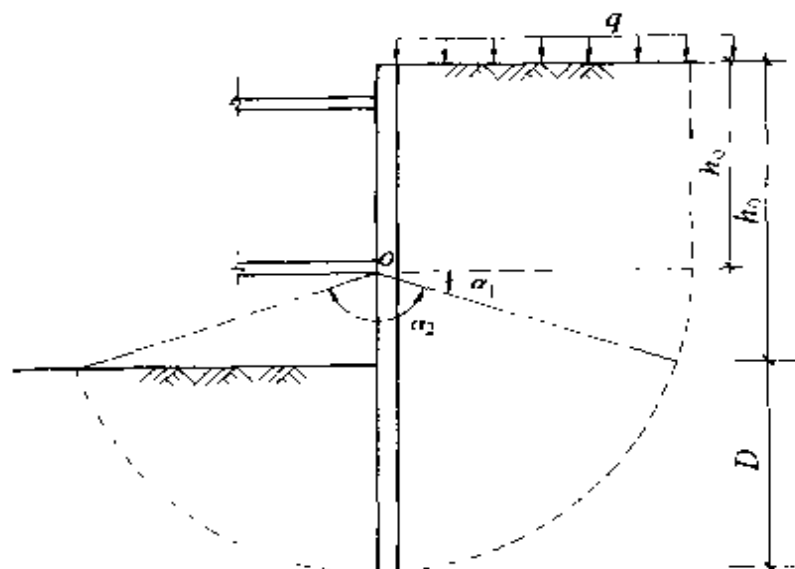


图 3-23 绕内支撑点隆起稳定计算图式

$$\gamma_0 \gamma_{GQ} M_{SLk} \leq \frac{M_{RLk}}{\gamma_{RL}} \quad (3-19)$$

式中 M_{SLk} ——由最下道内支撑点以上至地表间的地基上自重和地表均布荷载作用(含基坑影响范围内的建筑物荷载),对最下道内支撑点的隆起滑动力矩标准值(kN·m);

γ_{GQ} ——综合分项系数,取 1.0;

γ_{RL} ——隆起抗力分项系数,取 2.0;

M_{RLk} ——隆起滑动面上抗隆起滑动作用对最下道内支撑点的抗隆起滑动力矩标准值(kN·m)。

140. 板式支护结构绕内撑点抗倾覆稳定性验算应如何进行?

按承载能力极限状态验算板式支护墙结构绕最下道内支撑(或锚碇)点的抗倾覆稳定性时,应满足下式(图 3-24):

$$\gamma_0 (\gamma_E M_{Ek} + \gamma_w M_{wk} + \gamma_Q M_{Eqk}) \leq \frac{1}{\gamma_{RQ}} (M_{pk} + M_{w2k}) \quad (3-20)$$

式中 γ_E —— 土压力作用分项系数, 取 1.2;

M_{Ek} —— 最下道内支撑面至支护墙底间坑外土压力对最下道内支撑点的倾覆力矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

γ_w —— 水压力作用分项系数, 取 1.05;

M_{w1k} —— 最下道内支撑面以下至支护墙底(或防渗帷幕底)间坑外水压力对最下道内支撑点的倾覆力矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

γ_Q —— 地表分布荷载分项系数, 取 1.0;

$M_{E,qk}$ —— 最下道内支撑面以下至支护墙底范围内由坑外墙后地表面分布荷载产生的土压力, 对最下道内支撑点的倾覆力矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

γ_{RQ} —— 倾覆抗力分项系数, 取 1.05;

M_{pk} —— 坑底至支护墙底间土压力, 对最下道内支撑点的抗倾覆力矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_{w2k} —— 坑底至支护墙底(或防渗帷幕底)间水压力对最下道内支撑点的抗倾覆力矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

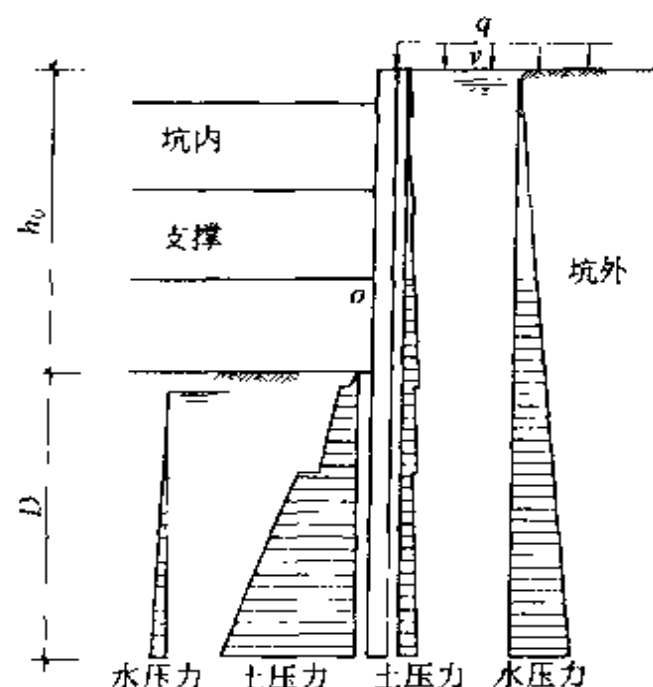


图 3-24 绕内支撑点抗倾覆稳定计算图式

141. 板式支护墙结构的内力和变形计算中应如何考虑支撑点的位移、施工工况及支撑刚度等对结构内力和变形的影响?

板式支护墙结构的内力和变形计算,宜采用竖向弹性地基梁(板)的基床系数法。计算中应考虑支撑(或锚碇)点的位移、施工工况及支撑刚度等对结构内力与变形的影响。

支护墙结构的计算图式见图 3-25。坑内开挖面以上的内支撑(或锚碇)点,以弹性支座模拟。坑内开挖面以下以水平弹簧支座模拟,水平弹簧支座的压缩刚度 k_H 沿墙面随深度变化,一般由地基土性质、坑内地基加固情况、施工条件以及基础结构型式等因素确定,通常取开挖面处为零,开挖面影响深度内三角形分布,其下按等值矩形分布或取梯形或阶梯形等其它分布形式。有工程实践经验时,也可根据类似工程实测资料经反分析确定。支护墙底以竖向弹簧支座模拟。

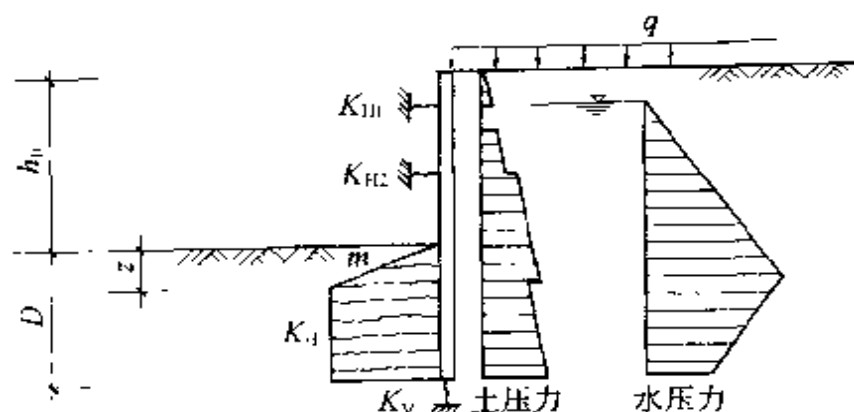


图 3-25 竖向弹性地基梁法计算图式

基坑内支撑(或锚碇)点的弹性支座压缩弹簧系数 k_B ,应根据支撑体系的布置、支撑构件的材质、轴向刚度、是否施加预应力等条件确定。当支撑体系为平面整体结构时,宜按平面整体计算支撑构件的压缩弹簧系数。对单构件支撑结构,可按下式计算:

$$k_B = \frac{2\alpha EA}{l \cdot S} \quad (3-21)$$

式中 k_B ——内支撑的压缩弹簧系数 ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$);

α 与支撑松弛有关的折减系数,一般取 0.3~1.0; 支

撑施工加预压力时,可取 1.0;

E ——支撑结构材料的弹性模量 (kN/m^2);

A ——支撑构件的截面积 (m^2);

l ——支撑的计算长度 (m);

S ——支撑的水平间距 (m)。

基坑开挖面以下,水平弹簧支座和竖向弹簧支座的压缩弹簧刚度 K_H 和 K_V 可按下式计算:

$$K_H = k_H b h \quad (3-22)$$

$$K_V = k_V b h \quad (3-23)$$

式中 K_H 、 K_V ——分别为水平向和竖向压缩弹簧刚度 (kN/m);

k_H 、 k_V ——分别为地基土的水平向和竖向基床系数 (kN/m^3),宜由现场试验确定,或参照类似工程经验确定;当无条件进行现场试验时,可根据地基土的性质,按表 3-4 (1) 和表 3-4 (2) 选用;水平向基床系数沿深度的变化,对开挖面以下三角形分布区取 $k_H = mz$, m 为水平向基床系数沿深度增大的比例系数,可根据土体性质和施工条件等按表 3-4 (3) 选用, z 为影响深度,一般取开挖面以下 3~5m,开挖面以下土质软弱或受扰动较大时取大值,反之取小值;

b 、 h ——分别为弹簧的水平向和竖向计算间距 (m)。

水平向基床系数 k_H 表 3-4 (1)

地 基 土 分 类	k_H (kN/m^3)
流塑的粘性土	3000~15000
软塑的粘性土和松散的粉性土	15000~30000
可塑的粘性土和稍密~中密粉性土	30000~150000
硬塑的粘性土和密实的粉性土	150000 以上
松散的砂土	3000~15000
稍密的砂土	15000~30000

续表

地基土分类		k_H (kN/m ³)
中密的砂土		30000~100000
密实的砂土		100000 以上
水泥土搅拌桩加固 置换率 25%	水泥掺量<8%	10000~15000
	水泥掺量>12%	20000~25000

竖向基床系数 k_v

表 3-4 (2)

地基土分类	k_v (kN/m ³)
流塑的粘性土	5000~10000
软塑的粘性土和松散的粉性土	10000~20000
可塑的粘性土和稍密~中密粉性土	20000~40000
硬塑的粘性土和密实的粉性土	40000~100000
松散的砂土 (不含新填砂)	10000~15000
稍密的砂土	15000~20000
中密的砂土	20000~25000
密实的砂土	25000~40000

比例系数 m

表 3-4 (3)

地基土分类		m (kN/m ⁴)
流塑的粘性土		1000~2000
软塑的粘性土、松散的粉性土和砂土		2000~4000
可塑的粘性土、稍密~中密的粉性土和砂土		4000~6000
坚硬的粘性土、密实的粉性土、砂土		6000~10000
水泥土搅拌桩加固 置换率 25 %	水泥掺量≤8 %	2000~4000
	水泥掺量>12 %	4000~6000

142. 板桩墙支护结构的设计要点是什么?

板桩长度和厚度应由计算确定。采用 U 型钢板桩锁口连接的板桩构件,在验算正截面受弯承载力时,应根据锁口状态影响,对构件截面惯性矩和弹性抵抗矩进行折减。当桩顶不设圈梁或围檩分段设置时,取惯性矩折减系数 0.6,弹性抵抗矩折减系数 0.7。当桩顶设有整体圈梁或支撑点 (或锚头处) 设有整体围檩时,可不予折减。

基坑折角处的围护板桩，应根据转角的平面形状做成相应的异形转角板桩，且转角桩和定位桩的桩长宜适当加长，通常比正常段围护板桩长 1.0~2.0m。

板桩墙的防渗，对于锁口式钢板桩，可在沉桩前于锁口内嵌填密封止水材料，或沉桩后在坑外锁口处注浆。预制钢筋混凝土板桩宜采用榫槽式接头，并在坑外接缝处设注浆防渗。板桩混凝土强度设计等级不宜低于 C30，抗渗等级不宜低于 P6。

板桩支护墙采用坑外单道锚碇及拉杆结构时，设置标高应考虑板桩墙受力的合理性和施工方便，以及对环境的影响。深度一般不大于 2.0m。锚碇结构应进行专门设计和稳定性验算。锚碇钢拉杆宜采用 Q235 钢，或焊接性能好、延伸率不低于 18% 的高强度钢。拉杆间距取板桩宽度的整数倍。当采用 U 型钢板桩和钢围檩，且围檩与拉杆连接时，拉杆间距宜取板宽的偶数倍。采用分段钢围檩时，分段位置应设在支撑或锚碇点水平间距的 1/3 处，围檩结构的内力按刚性支座连续梁计算。

钢板桩拔除时，可用砂填实桩孔，必要时做跟踪注浆。

143. 水泥土搅拌墙（SMW 墙）支护结构的设计要点是什么？

水泥土搅拌墙的芯材，一般采用 H 型钢、钢板桩、或钢筋混凝土构件等。芯材的长度、选型和布置应按本章规定由计算确定。芯材可全孔连续布置，也可隔孔间隔布置。

水泥土搅拌墙应验算芯材的截面承载力、水泥土部分的承载力以及墙体变形。

水泥土搅拌墙的墙体计算刚度，一般只取芯材的截面刚度。当水泥土搅拌墙中芯材截面不大于墙体截面 5%，墙体变形在设计限值（一般取 10~30mm）内，且水泥土强度满足设计要求时，可考虑水泥土部分对墙体刚度的影响，墙体刚度增大系数一般不大于 1.2。

水泥土搅拌墙，一般不再另行设置防渗帷幕。墙体自防渗设计应按规定满足基坑防渗帷幕要求。

水泥土搅拌墙的芯材和水泥土材料强度等级与抗渗等级均应满足设计要求。芯材保护层厚度不小于 25mm, 且不小于芯材长度的 1/600。应选择可靠的施工工艺和施工设备, 确保芯材顺利安放到位和水泥土质量均匀性。一般水泥掺入比不小于 20%, 水灰比 1.50~1.60, 28d 的无侧限抗压强度不小于 1.0MPa (粘性土)~3.0MPa (砂土)。

有条件拔除 H 型钢等芯材时, 应事先采取减阻措施, 拔除时跟踪注浆填实桩孔。

144. 灌注桩排桩墙支护结构的设计要点是什么?

灌注桩桩径与桩长按规定由计算确定, 并按圆形截面验算承载力和变形。桩径一般不小于 500mm。连续排桩间的净距不宜小于 100~150mm。

灌注桩桩身纵向受力钢筋应沿桩身和截面均匀、对称、通长布置, 且可接受力大小沿桩身深度分段配置。钢筋笼的箍筋宜采用直径 6~8mm 的螺旋箍筋, 间距 200~300mm; 加强箍应焊接封闭, 间距宜取 2m, 加强箍筋直径 12~14mm。

灌注桩的混凝土强度等级不应低于 C25, 主筋保护层厚度不宜小于 40mm。桩顶应留有泛浆高度, 且应保证凿除预留长度后, 桩身混凝土强度等级满足设计要求。

灌注桩排桩墙外侧应设置防渗帷幕, 防渗帷幕的选型、深度与厚度, 应按规定由计算确定。

灌注桩的桩位偏差不应大于 1/12 设计桩径(即钻头直径); 桩身垂直度偏差不应大于 1/200; 桩身因扩孔造成局部突出不应大于 100mm。在桩身范围内地层有较厚的砂土或粉性土时, 可在水泥土搅拌桩里套打钻孔灌注桩, 以提高成桩质量和防渗可靠性。

145. 地下连续墙支护结构的设计要点和构造要求是什么?

(1) 地下连续墙单元槽段的平面形状和成槽长度, 应根据墙体结构布置、受力特性、槽壁稳定性、环境条件和施工条件等因素确定。单元槽段的平面形状有一字形、L 形、T 形, 以及多边形

等。现浇地下连续墙一字形槽段的成槽长度，当采用2根混凝土导管浇筑时，通常不大于6m。现浇地下连续墙的常用墙厚为600~800mm，最大为1200mm。

(2) 地下连续墙应按规定，由计算确定墙体厚度和墙体深度。并验算截面承载力、变形和裂缝宽度。

(3) 地下连续墙围护基坑，一般不另行设置防渗帷幕，但墙体和接头应满足防渗设计要求。

(4) 由地下连续墙筑成的格形结构或圆形结构的墙体，其内力与变形可按弹性地基中的空间结构采用基床系数法计算，同时应验算地下连续墙墙段间的接头强度。一般格形重力式墙中的隔墙墙段接头宜采用刚性接头。

(5) 地下连续墙墙段间的连接，根据结构受力特性需形成整体时，应设置刚性连接接头。常用的刚性接头形式有一字形和十字形穿孔钢板刚性接头，以及钢筋型刚性接头。

(6) 地下连续墙的混凝土与钢筋及其构造应符合下列要求：

① 现浇地下连续墙混凝土强度等级不应低于C25；预制地下连续墙混凝土强度等级不应低于C30。

② 受力钢筋应采用Ⅱ级钢筋，直径不宜小于16mm；构造钢筋可采用Ⅰ级钢筋，直径不宜小于12mm。预制地下连续墙的构造钢筋直径不宜小于10mm。

③ 单元槽段的钢筋笼应装配成一个整体。钢筋笼必须分段时，一般采用焊接或机械连接。接头位置应选在受力较小处，并宜相互错开。当采用搭接接头时，接头的最小搭接长度不宜小于45倍的主筋直径，且不小于1.50m。

④ 钢筋笼两侧的端部与接头管（箱）或相邻墙段混凝土接头面之间应留有不大于150mm的间隙，钢筋笼下端500mm长度范围内宜按1:10收成闭合状，且钢筋笼的下端与槽底之间宜留有不小于500mm的间隙。

⑤ 现浇地下连续墙主钢筋的保护层厚度不宜小于70mm。预制地下连续墙主钢筋的保护层厚度不应小于30mm。

⑥现浇地下连续墙的混凝土浇筑面，宜高出设计标高以上300~500mm，凿去浮浆层后的墙顶标高和墙体混凝土强度应满足设计要求。

146. 地下连续墙中的刚性接头应如何选用？

地下连续墙结构中采用刚性接头，一般是根据结构受力需要而设置。不同于常用在施工期作为分隔槽壁用的施工临时接头（如圆形、槽形等各种型式的锁口管接头，钢板接头，预制混凝土接头等）。刚性接头常用在由地下连续墙筑成的格形或圆形结构中，如格形结构中连接前后墙的中间隔墙（或肋墙），在多幅相邻墙段间为传递剪力需要，而设置剪拉型刚性接头。

(1) 一字形穿孔钢板刚性接头（图3-26），按承载能力极限状态设计计算截面受纯剪承载力时，可按下式计算，应同时满足：

$$\left. \begin{aligned} Q &\leq \frac{1}{2} (140H + 126.5A + 1.045f_c A_c) \\ Q &\leq \frac{1}{2} A_0 R_0 \end{aligned} \right\} \quad (3-4)$$

式中 Q ——接头处的剪力设计值 (kN)；

A ——钢板扣除开孔后的两面净表面积，不计厚度方向的表面积 (m^2)；

f_c ——墙体混凝土轴向抗压强度设计值 (kPa)；

H ——剪力墙的深度 (m)；

A_c ——一字形穿孔钢板的总局部受压面积 (m^2)；

$$A_c = l \cdot \delta$$

l ——一字形穿孔钢板的总局部受压边长 (m)， $l = \frac{n}{2}$ (一个孔洞的周长) + $\frac{1}{2}$ 钢板长度；

n ——半块钢板的孔洞数；

δ ——穿孔钢板的厚度 (m)；

A_0 ——钢板在接头处的截面积 (m^2)；

R_0 ——钢板材料的受剪强度设计值 (kPa)，可取钢板受拉强

度设计值的 $1/\sqrt{3}$ 。

(2) 十字形穿孔钢板刚性接头 (图 3-26), 按承载能力极限状

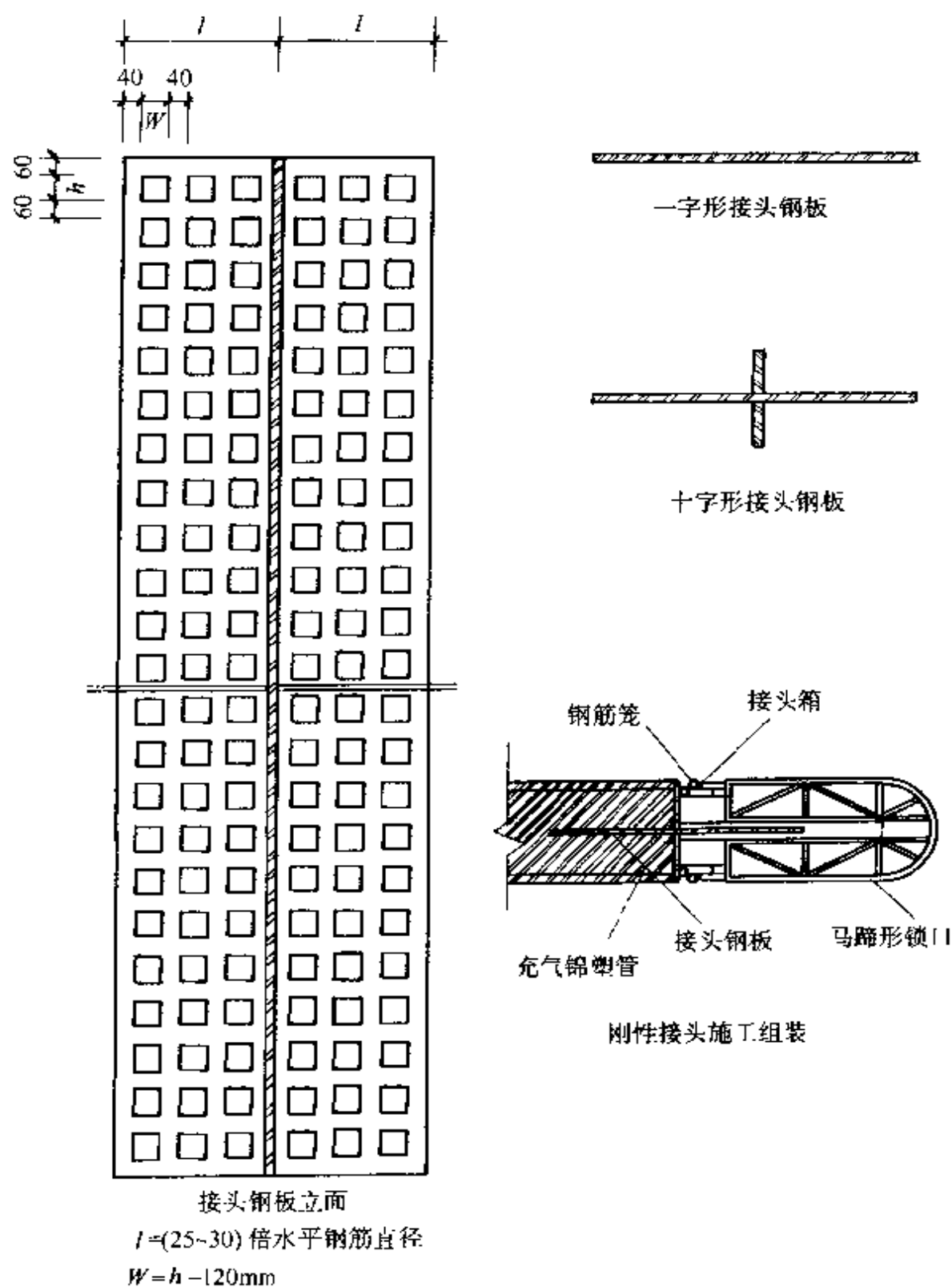


图 3-26 穿孔钢板式刚性接头构造图

态设计计算截面受剪拉承载力时，可按下式计算，应同时满足：

$$\left. \begin{aligned} Q \cdot e^{0.4293k} &\leq \frac{1}{2}(114.103A + 0.9426f_c A'_c) \\ Q &\leq \frac{1}{2}A_0 f_c \end{aligned} \right\} \quad (3-25)$$

式中 k —— 接头处接力设计值与剪力设计值之比；

A'_c —— 十字形穿孔钢板的总局部受压面积 (m^2)；

$$A'_c = l' \cdot \delta$$

l' —— 十字形穿孔钢板的总局部受压边长 (m)， $l' = n$ (一个孔洞的一个水平边长) + $\frac{1}{2}$ 钢板长度；

e —— 自然对数的底。

147. 内支撑体系如何进行结构选型？

板式支护的内支撑与围檩必须形成稳定的结构体系，有可靠的连接构造，满足承载力、变形和稳定性要求。体系的结构选型与布置应考虑如下因素：

(1) 基坑的平面尺寸、形状，开挖深度，围护结构的型式，以及建设方式。

(2) 基坑周围的环境条件与保护要求，以及相邻工程与建构筑物的情况。

(3) 有利于基坑土方开挖和主体工程地下结构的施工。

(4) 内支撑和围檩体系的材质和施工安装与拆除，要有合理的施工参数和质量控制，确保基坑和主体结构安全，以及保护对象的安全可靠与正常运行。

总之，选择时要达到安全、经济、方便施工的目的。

148. 内支撑体系的平面布置是怎样的？

板式支护内支撑与围檩体系的平面布置，一般采用如下方式：

(1) 长条形基坑，宜设置以短边方向的对撑或桁架式对撑体系，端部设置水平角撑体系。

(2) 基坑平面形状有圆弧状布置时，宜设置辐射形水平支撑。当直接利用圆弧段围檩作为支撑时，应在拱脚处设弦杆，并适当

加强拱脚处支撑、围檩和弦杆的连接。

(3) 基坑平面有向坑内折角(阳角)时,宜根据结构变形与位移方向设置水平支撑。当有多根水平支撑在阳角处交会时,阳角处围檩应加强,必要时对坑外土体采取加固措施。

(4) 基坑平面有向坑外折角时,且角度大于 90° 时,宜设置桁架斜撑体系。

(5) 环境要求高、基坑形状不规则时,宜采用相互正交的对撑或桁架式对撑布置方式。

(6) 基坑平面为规则的方形或圆形时,受力较均匀和对称,也可采用圆环形支撑。

(7) 大型基坑、基坑形状不规则、环境保护要求高、变形限制严格、坑外荷载不均衡时,宜设置边桁架支撑和集中对撑桁架。

(8) 基坑面积很大,但开挖深度不大、经计算可确保坑内留土时的边坡稳定以及主体工程地下结构与基础(含工程桩等)的安全时,也可采用中心岛式斜支撑和围檩体系。竖向斜撑宜均匀对称布置,水平间距由计算确定,一般不宜大于6m。竖向斜撑通常采用钢结构。斜撑坡度尽量与坑内留土坡度一致,且不宜大于1:2。斜撑基础应具备可靠的水平与竖向承载能力。斜撑顶部与围檩的连接以及围檩与围护结构的连接均宜采用刚接,并应满足斜撑水平分力和竖向分力的受力要求。

(9) 主撑水平间距应由计算确定,且适合土方开挖施工要求。主撑端部宜对称设置琵琶撑,琵琶撑与围檩的平面夹角宜取 60° 。当琵琶撑不对称布置且轴力相差较大时,应在相邻主撑间增设水平联系构件。

149. 内支撑体系怎样进行竖向布置?

板式支护内支撑与围檩体系的竖向布置,一般采用如下方式:

(1) 基坑竖向平面内,水平支撑与围檩的层数应根据基坑开挖深度、主体工程地下结构布置、土方开挖施工、围护结构型式以及工程经验,由计算确定。采用顺作法施工地下结构时,水平支撑与围檩的层数一般与地下结构的层数相一致。

(2) 各层水平支撑与围檩的轴线标高应在同一平面内,且不得妨碍主体工程地下结构的施工。水平支撑构件与地下结构楼板间净距不宜小于 300mm;与底板间净距不小于 600mm,且满足墙板插筋高度要求。

(3) 首道水平支撑和围檩的布置宜尽量与围护墙结构的顶圈梁相结合。在环境条件容许时,可尽量降低首道支撑标高。基坑设置多道支撑时,最下道支撑的布置在不影响主体结构施工和土方开挖条件下,宜尽量降低。当底板厚度较大,且征得主体结构设计认可时,也可将最下道支撑留置于主体结构底板内。

(4) 基坑内支撑间的竖向间距应考虑上方开挖施工的要求。一般不小于 3m,当机械下坑挖土作业时,宜适当放大。

(5) 主体工程地下结构顺作法施工中,分层拆除支撑与围檩前,主体结构应达到设计强度要求,并完成传力构造设计要求。对主体工程地下结构有错层、楼板局部缺失等特殊部位的支撑转换,宜采用钢支撑等换撑措施,并由计算确定。

(6) 支撑的立柱布置应避开主体工程地下结构的梁、柱及承重墙位置,且尽量布置在水平支撑构件的节点处。立柱桩宜尽量利用工程桩。立柱桩直径应与立柱构件截面相匹配。采用钻孔灌注桩立柱桩时,立柱构件截面不宜小于 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 。

(7) 支撑立柱的间距,应根据支撑的承载力、变形与稳定性要求,立柱与立柱桩的承载力与稳定性要求,以及适应土方开挖施工等因素,由计算确定。一般不大于 15m。

150. 内支撑与围檩体系有哪些设计要点?

(1) 支撑承受的竖向荷载,一般只考虑结构自重荷载和可变荷载。水平支撑与围檩体系一般与施工平台分开设置。施工平台应进行专门设计。当水平支撑与围檩体系局部结合施工平台时,应根据施工荷载情况和要求,调整支撑和立柱布置,进行专门设计。

(2) 支撑承受的轴向荷载,应与基坑围护结构的内力与变形计算相一致,一般取相应支撑与围檩节点处的支座水平反力。

(3) 平面内支撑与围檩体系的内力与变形计算,宜按平面杆

系结构进行计算，并考虑围护墙结构对平面杆系的约束作用。计算中尚宜考虑支撑预加压力和温度变化等影响。

(4) 支撑与围檩体系中的各构件（如支撑、围檩、立柱等）一般均属偏心受压或受拉构件，应按承载能力极限状态设计和验算构件截面承载能力和稳定性，并按正常使用极限状态验算其变形和裂缝宽度。

(5) 围檩与支撑采用钢筋混凝土时，构件节点宜采用整浇刚接。采用钢围檩时，安装前应在围护墙上设置竖向牛腿。钢围檩与围护墙间的安装间隙应采用C30细石混凝土填实。采用钢筋混凝土围檩，且与围护墙和支撑构件整体浇筑连接时，对计算支座弯矩可乘以调幅折减系数0.8~0.9，但跨中弯矩相应增加。钢支撑构件与围檩体系斜交时，宜在围檩上设置水平向牛腿。

(6) 支撑与围檩体系内力与变形计算中，未考虑支撑预加压力和温度变化影响时，构件截面承载力验算时支撑轴力可分别乘以1.1~1.2的增大系数。钢支撑预加压力控制值不宜小于支撑设计轴力的50%，但也不宜过大，避免损坏围檩与围护结构，或影响坑外环境。

(7) 支撑与围檩体系中的主撑构件长细比不宜大于75；联系构件的长细比不宜大于120；立柱的长细比不宜大于25。构件采用钢筋混凝土结构时，混凝土的设计强度等级不宜低于C25；采用钢结构时，拼接节点强度不低于构件截面强度，一般宜采用焊接或高强度螺栓连接。立柱和支撑构件穿过主体工程地下结构底板和外墙时，应采取可靠的止水构造措施。

(8) 支撑与围檩体系的设置与安装容许偏差应符合如下规定：

- ① 钢筋混凝土构件的截面尺寸不超过+8mm、-5mm；
- ② 同层支撑中心标高差不大于±30mm；
- ③ 支撑构件两端的标高差不大于20mm及支撑长度的1/600；
- ④ 支撑构件的挠曲度不大于支撑长度的1/1000；
- ⑤ 立柱垂直度偏差不大于基坑开挖深度的1/300；

⑥支撑与立柱的轴线偏差不大于 50mm；

⑦支撑水平轴线偏差不大于 30mm。

151. 基坑施工中支撑结构有哪些种类？

在深基坑的施工支护结构中，常用的支撑系统按其材料分可以有钢管支撑、型钢支撑、钢筋混凝土支撑、钢和钢筋混凝土的组合支撑等种类，按其受力形式分可以有单跨压杆式支撑、多跨压杆式支撑、双向多跨压杆式支撑、水平桁架式支撑、水平框架式支撑、大直径环梁及边桁架相结合的支撑、斜撑等类型。这些支撑系统在实践中都有各自的特点和不足之处，以其材料种类分析，钢支撑便于安装和拆除，材料的消耗量小，可以施加预紧力以合理地控制基坑变形，钢支撑的架设速度较快，有利于缩短工期。但是钢支撑系统的整体刚度较弱，由于要在两个方向上施加预紧力，所以纵横杆件之间的连接始终处于铰接状态，形不成整体刚接。钢筋混凝土支撑结构整体刚度好，变形小，安全可靠、施工制作时间比钢支撑长，但拆除工作比较繁重，材料的回收利用率低。钢筋混凝土支撑因其现场浇筑的可行性和高可靠度而在目前国内较广泛地被采用，但就支撑结构的发展方向而言还是应该推广使用钢支撑，努力实现钢支撑杆件的标准化、工具化，建立钢支撑制作、安装、维修一体化的施工技术力量，提高支撑结构的施工水平。但还需强调指出，支撑系统应因地制宜，在特定条件下，钢筋混凝土支撑仍有其存在和优化的必要。

支撑系统的结构形式种类繁多，它取决于基坑所处的地质及环境条件、平面尺寸、深度和基坑内结构物的层高尺寸和施工要求等诸多因素，常见的有下述几种形式：

(1) 单跨压杆式支撑

当基坑平面呈窄长条状、短边的长度不很大时，所用支撑杆件在该长度下的极限承载力尚能满足围护系统的需要，则采用这个形式具有受力特点明确，设计简便，施工安装灵活方便等优点。图 3-27 是这种形式的示意图。

支撑与围护系统的连接节点如图 3-28 所示。

各种支撑杆件的压杆极限承载力和压杆计算长度的关系曲线如图 3-29 所示。

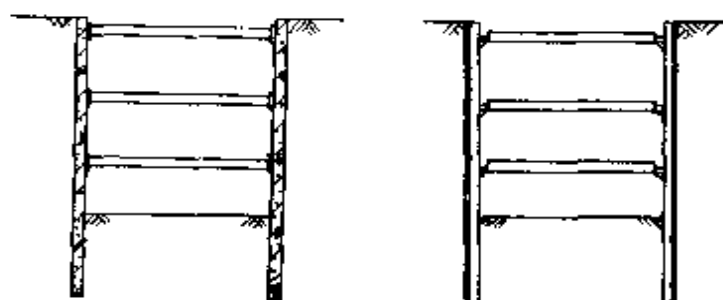


图 3-27 单跨压杆式支撑

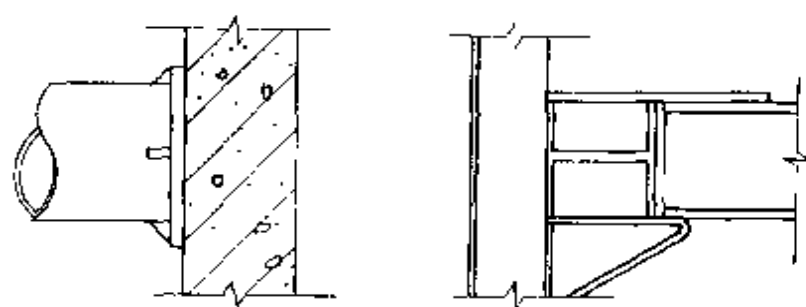


图 3-28 支撑与围护系统的连接节点

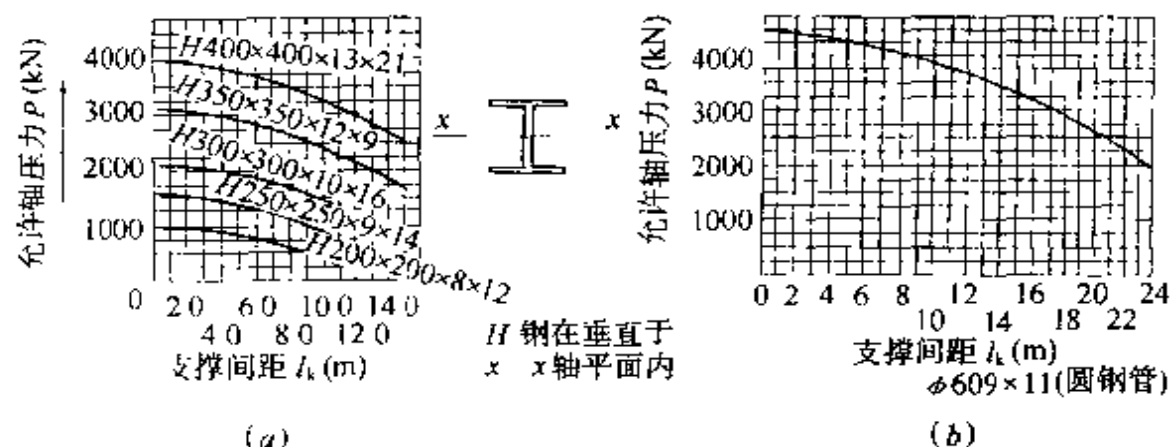


图 3-29 直杆极限承载力和计算长度的关系曲线

(2) 多跨压杆式支撑

当基坑平面尺寸较大，所用支撑杆件在基坑短边长度下的极限承载力尚不能满足围护系统的要求时。就需要在支撑杆件中部加设若干支点，给水平支撑杆加设垂直支点，就组成了多跨压杆式的支撑系统(见图 3-30)。它与围护系统的连接节点如图 3-28 所示，这种形式的支撑受力也较明确，施工安装较单跨压杆式来得

复杂。

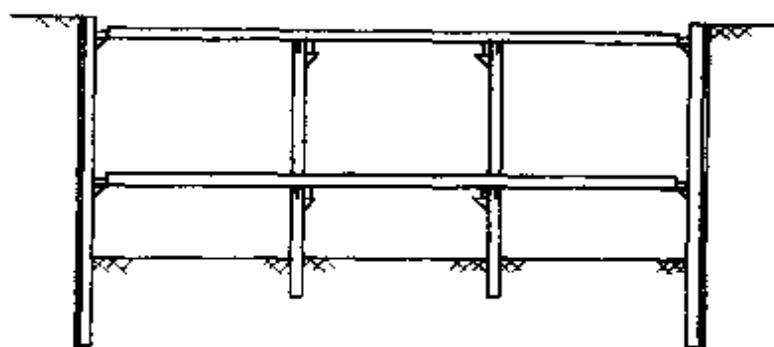


图 3-30 多跨压杆式支撑

多跨压杆式支撑系统与单跨压杆式支撑系统均存在着短边方向二个侧面的围护系统如何支撑的问题，对于短边长度较小的基坑，可采用搭角斜撑的方法，如图 3-31。但如果短边长度并不较短，则这二个支撑系统就暴露出它们明显的缺陷，要解决短边侧面的支撑，必须在与长边平行的方向上也建立框架支撑系统。因此就有了支撑系统的第三种形式。

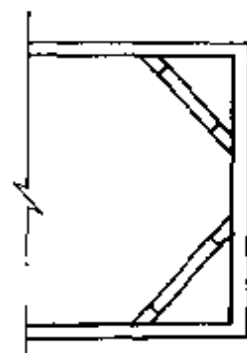


图 3-31 搭角斜撑

(3) 对撑式双向多跨压杆式支撑

当基坑平面的长、宽尺寸都很大而又对坑周土体位移有较严格控制要求时，为对四边的围护系统迅速加以支撑以减少围护墙体无支撑暴露时间，必须在基坑内建立对撑式可施加预加支撑轴力的空间钢结构杆件系统，这个空间结构受力情况较为复杂，施工中对各个节点的安装、焊接都有较高的要求。它的示意如图 3-32。它的两方向上支撑的连接节点如图 3-33 所示。

该种形式的钢筋混凝土支撑系统因利于采用分层分部开挖的施工工艺，以减少围护墙体无支撑暴露时间，因此在控制基坑变形要求较高时，亦可采用之，但要根据地质条件和具体基坑变形控制要求，在围护墙被动区进行地基加固。

(4) 钢筋混凝土的水平封闭框架支撑

围护结构在开挖支撑施工中，允许较长的无支撑暴露时间时，基坑中采用钢筋混凝土水平封闭框架支撑结构，现浇钢筋混凝土

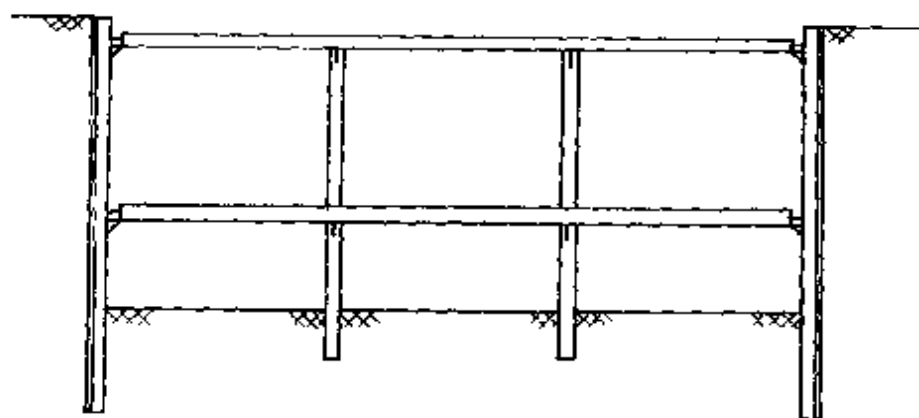


图 3-32 双向多跨压杆式钢支撑

封闭桁架达到强度后，可具有较高的整体刚度和稳定性。由于基坑支撑是一种临时结构，在满足承载力，刚度和稳定性的前提下，可以尽可能地优化支撑结构形式，以求节省投资，便于开挖施工的目的。钢筋混凝土水平框架支撑结构的平面布置和它与围护壁之间的连接节点如图 3-34 所示。

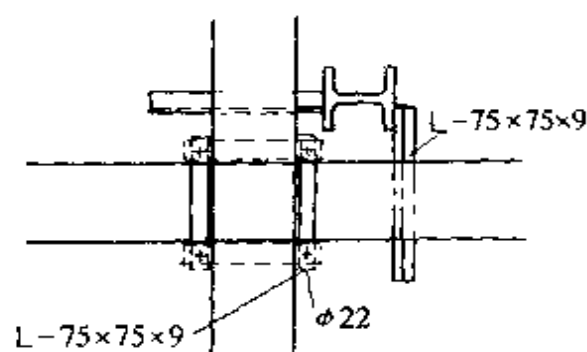


图 3-33 连接节点

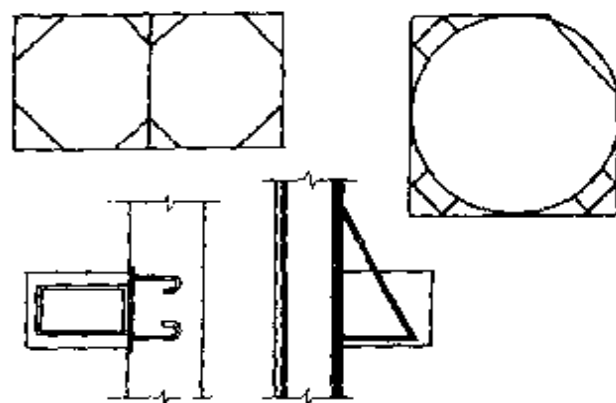


图 3-34 钢筋混凝土水平框架支撑和节点详图

最近在一定环境和地质条件下成功采用的 92m 大直径环梁加边桁钢筋混凝土支撑系统，显示出这种新型水平封闭框架支撑在保证稳定条件下便于快速挖方出土的优点。

(5) 钢筋混凝土、或钢筋混凝土与钢结构混合的水平桁架支撑结构

由于现在深基坑施工中、基坑的平面形状复杂、面积大、给传统的支撑结构布置带来了一定的困难，所以为了满足大型基坑对支撑的承载力、刚度和稳定要求，同时又能方便基坑施工我们采用钢筋混凝土桁架或钢筋混凝土与钢结构混合的水平桁架结构，用桁架结构作围檩，增大了围檩的跨度和刚度，扩大了施工空间，并能有效地控制基坑的变形。在混合结构中，钢杆件用于拉杆、钢筋混凝土杆件用作压杆、这样可以减少拆除的工作量。这种形式的支撑见图 3-35 所示。

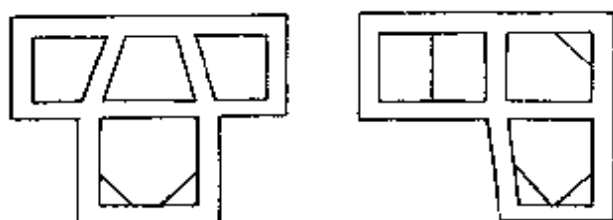


图 3-35 钢筋混凝土水平桁架支撑结构布置

152. 单跨钢支撑结构的设计原理是怎样的？

首先取图 3-36 所示的单跨压弯杆件

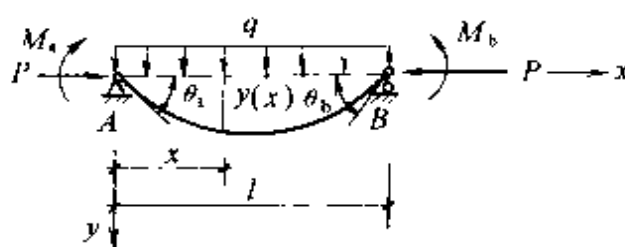


图 3-36 单跨压弯杆件

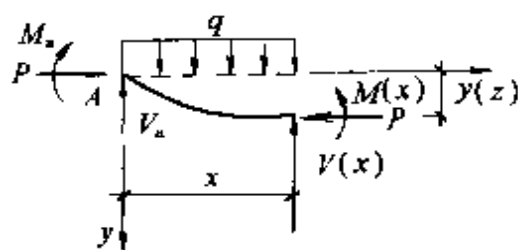


图 3-37 单跨压弯杆件隔离体

A 端支座反力（方向向上）

$$V_a = \frac{1}{2}ql - \frac{M_a - M_b}{l}$$

再取图 3-37 所示的隔离体

$$M(x) = V_a x + P y(x) + M_a - \frac{1}{2} q x^2$$

$$= \frac{1}{2}qx(l-x) - \frac{l-x}{l}M_a - \frac{x}{l}M_b + Py(x)f_yK_c$$

$$\begin{aligned} M(x) &= V_ax + Py(x) + M_a - \frac{1}{2}qx^2 \\ &= \frac{1}{2}qx(l-x) - \frac{l-x}{l}M_a - \frac{x}{l}M_b + Py(x) \end{aligned}$$

忽略剪切变形及弯曲后梁轴变短效应的影响，有

$$EI \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -M(x) \quad (3-25)$$

又

$$\frac{d^2 y(x)}{dx^2} + \frac{p}{EI}y = M(x) \quad (3-26)$$

(3-25) 代入 (3-26)，解得此微分方程通解为

$$\begin{aligned} y(x) &= A \cos kx - B \sin kx + \frac{q}{2p}x(x-l) \\ &\quad - \frac{q}{k^2 p} + \frac{M_a - M_b}{pl}x - \frac{M_a}{p} \end{aligned} \quad (3-27)$$

其中 $k^2 = p/EI$ 。

根据杆端挠度为零的边界条件

$$Y(0) = 0, Y(l) = 0$$

可求得

$$\begin{aligned} A &= \frac{q}{k^2 p} + \frac{M_a}{p} \\ B &= \frac{q}{k^2 p} \operatorname{tg} \frac{kl}{2} - \frac{M_a}{p} \operatorname{ctg} kl + \frac{M_b}{p} \operatorname{csch} kl \end{aligned} \quad (3-28)$$

根据式 (3-27) 可求出梁上任一点的挠度。下面计算梁端转角及梁上的任一截面弯矩。

$$\begin{aligned} \frac{dy(x)}{dx} &= -A k \sin kx + B k \cos kx + \frac{q}{2p}(2x-l) + \frac{M_a - M_b}{pl} \\ \frac{d^2 y(x)}{dx^2} &= -k^2(A \cos kx + B \sin kx) + \frac{q}{p} \end{aligned}$$

所以

$$\begin{aligned}\theta_a &= \left[\frac{dy(x)}{dx} \right]_{x=0} = \alpha M_a - \beta M_b + \gamma \\ \theta_b &= \left[-\frac{dy(x)}{dx} \right]_{x=l} = -\beta M_a + \alpha M_b + \gamma\end{aligned}\quad (3-29)$$

其中

$$\begin{aligned}\alpha &= (1 - kl \operatorname{ctg} kl) / pl \\ \beta &= (1 - kl \operatorname{csch} kl) / pl \\ \gamma &= \frac{q}{kp} \operatorname{tg} \frac{kl}{2} - \frac{ql}{2p}\end{aligned}\quad (3-30)$$

而

$$\begin{aligned}M(x) &= -EI \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = M_a (\cos kx - \operatorname{ctg} kl \cdot \sin kx) \\ &\quad + M_b \operatorname{csch} kl \cdot \sin kx + \frac{q}{k^2} (\cos kx + \operatorname{tg} \frac{kl}{2} \sin kx - 1)\end{aligned}\quad (3-31)$$

153. 多跨钢支撑结构的受力如何分析?

图 3-38 表示多跨连续压弯杆件中相邻两跨第 $i-1$ 跨和第 i 跨, 以 M_j ($j=i-1, i, i+1$) 表示杆件在第 j 个支座处的弯矩。

设第 $i-1$ 跨在 i 支座转角为 θ , 第 i 跨在 i 支座处转角为 θ' 。根据式 (3-29)

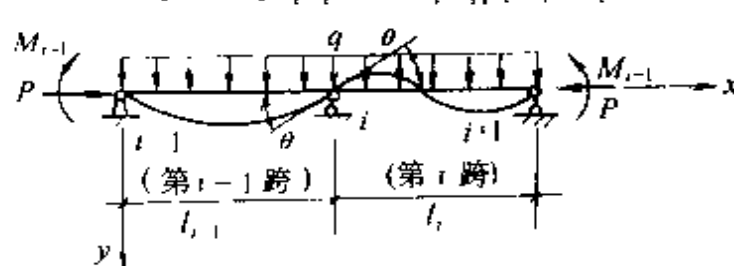
$$\begin{aligned}\theta &= -M_{i-1} \cdot \beta_{i-1} + M_i \alpha_{i-1} + \gamma_{i-1} \\ \theta' &= M_i \alpha_i - M_{i+1} \beta_i + \gamma_i\end{aligned}$$


图 3-38 多跨连续压弯杆件隔离体

结构在弹性阶段内满足变形协调条件 $\theta = \theta'$, 所以

$$\beta_{i-1} M_{i-1} - (\alpha_{i-1} + \alpha_i) M_i + \beta_i M_{i+1} - (\gamma_{i-1} + \gamma_i) = 0\quad (3-32)$$

这就是多跨连续压弯杆件的三弯矩方程。

当各跨跨度和刚度相同时, (3-32) 式可简化为

$$\beta M_{i-1} - 2\alpha M_i + \beta M_{i+1} - 2\gamma = 0 \quad (3-33)$$

一个 n 跨连续压弯杆件共有 $n+1$ 个支座, 对其中 $n-1$ 个中间支座可根据式 (3-32) 或 (3-33) 写出 $n-1$ 个三弯矩方程; 对两个边支座可根据已知边界条件写出弯矩。因此, 可求出杆件在每一支座处弯矩 M_i ($i=1, 2, \dots, n+1$)。而计算任意跨内任意截面的挠度、弯矩。

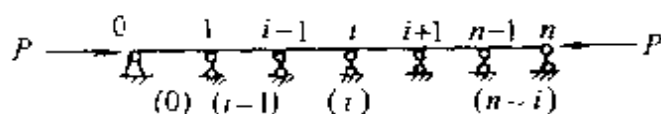


图 3-39 多跨连续压杆

对于图 3-39 所示的多跨连续压杆, 如果各跨的刚度和跨度相同, 那么失稳时 $n-1$ 个中间支座是反弯点, 杆件的临界荷载就是单跨压杆的欧拉荷载。

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

如果各跨跨度或刚度不等, 那么失稳时 $n-1$ 个中间支座上弯矩不全为零。与多跨连续压弯杆件类似地可得如下的三弯矩方程:

$$\beta_{i-1} M_{i-1} - (\alpha_{i-1} + \alpha_i) M_i + \beta_i M_{i+1} = 0 \quad (3-34)$$

对每个中间支座写出一个这种方程, 可得到一个关于 $M_1, M_2, \dots, M_{n-1}$ 的齐次线性方程组。方程组的系数行列式等于零, 即

$$\begin{vmatrix} -(\alpha_0 + \alpha_1) & \beta_1 & & & \\ \beta_1 & -(\alpha_1 + \alpha_2) & \beta_2 & & \\ & \beta_2 & -(\alpha_2 + \alpha_3) & & \\ \vdots & & & \dots\dots & \\ & & & \beta_{n-2} & -(\alpha_{n-2} + \alpha_{n-1}) \end{vmatrix} = 0 \quad (3-35)$$

这就是杆件的稳定方程, 根据该方程可求出杆件的临界荷载。

对于两跨连续压杆, 方程 (3-35) 中的行列式只有一项, 即稳定方程为

$$\alpha_1 + \alpha_2 = 0 \quad (3-36)$$

对于三跨连续压杆，方程(3-35)中的行列式取前两行两列，即稳定方程为

$$\begin{vmatrix} (\alpha_1 + \alpha_2) & \beta_1 \\ \beta_1 & -(\alpha_1 + \alpha_2) \end{vmatrix} = 0 \quad (3-37)$$

154. 钢筋混凝土支撑的设计原理是怎样的？

在深基坑施工中，围护结构支撑体系的选型和设计工作十分重要。随着建筑物对基坑要求的不断提高，基坑的平面几何尺寸和深度不断增加，以前常用的将支撑体系分解成单根压杆来进行计算的设计已不能满足工程的需要，如果设计的支撑体系不是一个平面的整体结构，无疑它就缺乏整体刚度，其安全度就没有可靠的保证，这已在工程实践中得到证明。为解决上述问题，在工程中将围护结构中的支撑体系在结构上设计成一个水平的封闭框架，并尽可能采用钢筋混凝土现浇结构，这样就大大提高了它的整体刚度，又因为支撑是一种临时结构，它只需要满足施工阶段的各项技术参数和工况要求，在设计中可以将结构的几何布置，在方便施工、节省投资的前提下，尽可能地优化，选择受力性能良好的几何形式，从而实现支撑体系满足刚度要求的最佳设计。

(1) 力学模型和结构分析方法

基坑围护结构一般由围护体系和支撑体系两部分组成，严格地讲，封闭支撑体系与挡土结构共同组成一空间结构体系，两者共同承受土体的约束及荷载的作用，因此支撑体系的水平位移包括两部分：第一部分是荷载作用下，支撑体系的变形；第二部分是刚体位移（包括刚体平移及转动），该部分是由于基坑开挖过程中，基坑各侧壁上的荷载不同而发生的（坑壁上的荷载包括土压力、水压力和地面附加荷载3部分），该刚体位移的发生使得基坑各侧壁上的荷载重新调整，直至平衡。因此，当基坑各侧壁荷载相差不大时，调整量很小，即刚体位移非常小，这时挡土墙的平衡是介于主动极限平衡和被动极限平衡之间的一种平衡形式。在

不考虑支撑体系刚体位移的前提下，为了简化计算，可以将围护体系和支撑体系在考虑相互作用后分别单独计算，围护体系沿基坑周边取单位长度围护壁为计算单元，建立如图 3-40 所示的计算模型，图中 q 为地面附加荷载， R_{C1} 、 R_{C2} 为钢筋混凝土支撑对围护体系的支撑力， K_{C1} 、 K_{C2} 是钢筋混凝土支撑的水平变形刚度， δ_1 、 δ_2 是钢筋混凝土支撑点的水平位移。

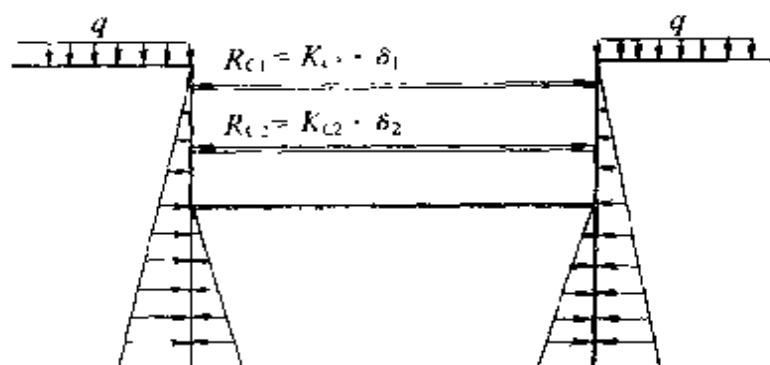


图 3-40 结构计算模型

钢筋混凝土支撑体系按平面封闭框架结构设计，其外荷载由围护体系直接作用在封闭框架周边与围护体系连接的围檩上，在封闭框架的周边约束条件视基坑形状、地基土物理力学性质和围护体系的刚度而定。对这个封闭框架结构，要计算它在最不利荷载作用下，产生的最不利内力组合和最大水平位移，因此依据基坑的挖土方式及挖土的不同阶段考虑多种不同工况，对每一种工况的不利荷载，分别计算围护体系和钢筋混凝土支撑体系的内力及水平位移，计算程序及要点如下：

①选择合适的结构几何参数，计算钢筋混凝土支撑的水平变形刚度 K_c 。

$$K_c = \frac{1}{\delta} \quad (3-38)$$

式中 δ 为钢筋混凝土支撑的变形柔度。其物理含义为：当钢筋混凝土支撑沿基坑周边承受单位均布支撑力 $R=1$ 时，支撑点（即围檩）的水平位移。

实际上，由于钢筋混凝土支撑在支撑力作用下，围檩上不同截面点的水平位移不相同，所以对于不同地方的围护墙体结构，支

撑刚度 K 。并不相同, 为了控制基坑边缘的最大水平位移, 在设计计算中, 取钢筋混凝土支撑围檩的最大水平位移为水平变形柔度, 即

$$\delta = \delta_{\max} \quad (3-39)$$

这样使计算偏于安全。

②求得刚度 K 后, 根据工程地质勘察提供的有关数据, 利用板桩挡土墙 (加支撑、锚杆) 的有限单元法计算程序, 计算围护墙体结构的内力和基坑边缘的最大水平位移 $\Delta_{\max}$, 并求钢筋混凝土支撑对围护墙体结构的支撑力 R_s 。

③判别基坑边缘最大水平位移是否满足设计要求, 即

$$\Delta_{\max} \leq [\Delta] \quad (3-40)$$

式中 $[\Delta]$ —— 基坑边缘允许的最大水平位移。

如果式 (3-40) 不满足, 则重新调整钢筋混凝土支撑的几何参数, 提高其水平刚度, 重复式 (3-38)、(3-39) 的计算; 当 $\Delta_{\max} \geq [\Delta]$ 时, 为了调整整个基坑的刚度, 通常采用以下 3 种调整方式:

- a. 调整支撑体系的高程布置;
- b. 加大支撑体系的杆件截面尺寸, 即增加支撑体系的水平变形刚度;
- c. 加大挡土墙厚度或加长入土深度。

上述三种调整方式中, a 对基坑水平变形的控制最有效, 所以通常先调整支撑体系的高程布置, 如条件 c 仍无法满足, 再按 b 、 c 调整。

如式 (3-40) 满足, 则进行下面步骤 d 的计算。

d . 用有限单元法计算钢筋混凝土支撑的内力并进行配筋计算。

整个基坑支护体系的结构设计计算是通过专用的计算机程序完成的, 整个设计时间很短, 在施工中应用十分方便。

(2) 设计计算流程图如下:

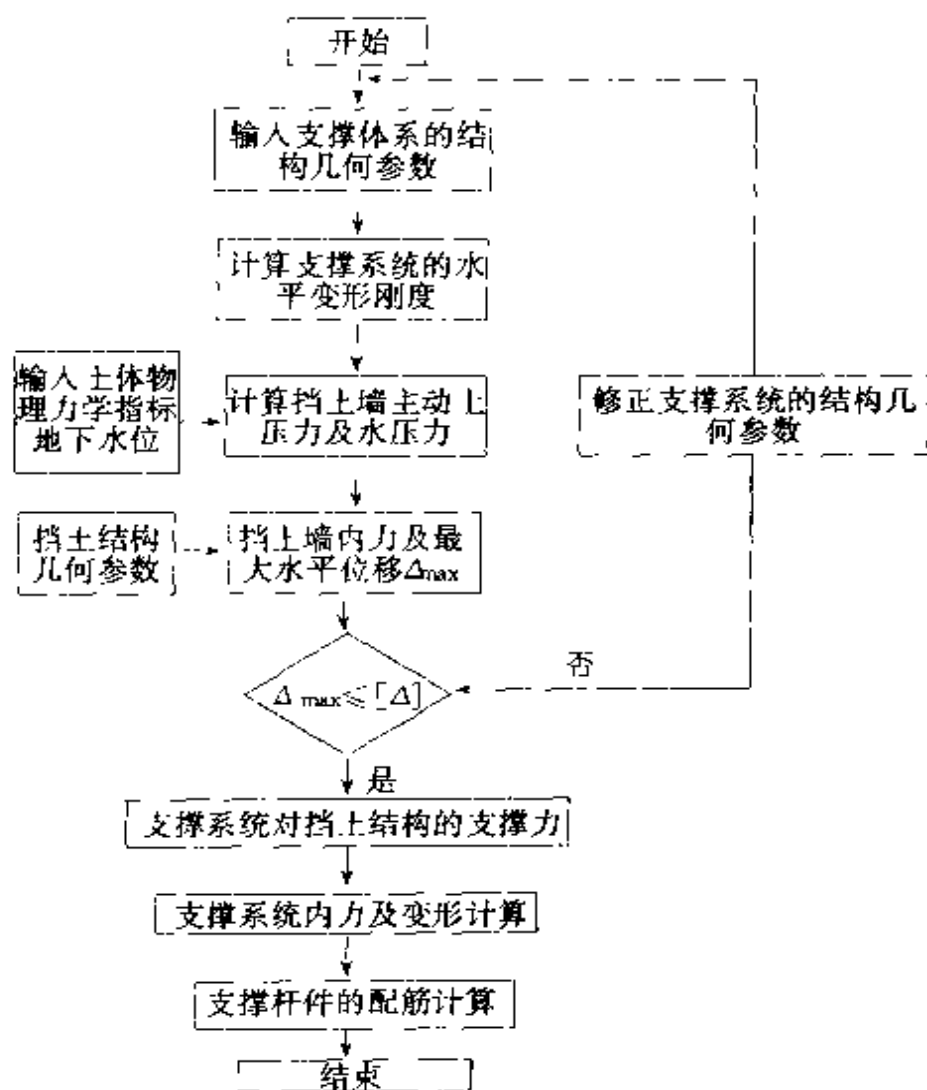


图 3 41 计算流程图

当基坑各侧壁荷载相差较大时，如相邻基坑同时开挖，基坑坑外附近有相邻工程在进行预制桩施工等，这时基坑侧壁的不平衡荷载可能引起整个基坑向一侧“漂移”，支撑体系的刚体位移很大，此项因素绝不可忽略。为此，要考虑围护体系外围土体的约束作用，可根据地层特性，采用适当刚度的弹簧模拟之。为了计算该刚体位移，必须将支撑体系与挡土结构一同视为空间结构分析，如采用钻孔灌注桩作为挡土结构，可将围护桩沿基坑周边按“刚度等效”进行连续化，这样，整个结构体系可简化为带内撑杆的薄壁结构，按薄壁结构有限元进行内力位移计算。由于土体约束条件非常复杂，所以空间结构的计算方法还有待进一步研究。

155. 支撑结构体系有哪些构造要求?

支撑杆是支撑结构中的主要受压杆件。支撑杆相对于受荷面来说有垂直于荷载面和倾斜于荷载面二种,对于斜支撑杆要注意支撑杆和围檩连接节点的力的平衡,支撑杆由于受自重和施工荷载的作用,是一种压弯杆件,这种力学上的非线性问题,在施工实践中常将它简化为线性问题来解决,但必须考虑到此因素降低安全度。在各受压支撑杆件中增设三向束节点构造以减短压弯支撑杆件的计算长度,或将支撑杆设计成支撑桁架,将加强支撑杆件的刚度和稳定性。当设计成桁架支撑时,桁架的腹杆应该按其受力情况合理地选择断面尺寸和杆件材料,以求节省费用,方便施工。支撑杆和支撑桁架需要有立柱来支承,立柱通常采用H型钢或钢格构柱,在这些钢立柱与钢筋混凝土底板的连接处要设止水带,止水带通常采用钢板,钢板满焊在钢立柱的杆件四周。这些钢立柱下要有立柱桩支承,立柱桩可以借用工程桩、也可以单独设计用于支承立柱,如用H钢立柱,可以直接将H型钢打入土中要求的沉桩深度,如用钢格构柱,一般将格构柱坐落在钢筋混凝土钻孔灌注桩上。钻孔灌注桩的入土深度由立柱的承荷情况确定。

156. 土层锚杆支撑体系有哪些设计要点?

(1) 上层锚杆支撑体系由锚杆(索)、自由段、锚固段,以及锚头、垫块与围檩组成。基坑支护土层锚杆一般按临时性锚杆设计。土层锚杆的设计,主要包括锚杆(索)的选型与截面设计,锚固段的选型与设计,自由段长度计算,土层锚杆支护结构的稳定性验算,以及锚头与围檩的设计等。

(2) 土层锚杆的锚固段宜设置在砂质粉土、粉砂、粉质粘土以及粘性土等较硬实和稳定的持力层中。锚固段型式有圆柱型、扩大端部型及连续球型。土层锚杆的倾角,应根据地层分布、环境条件及施工工艺等因素确定,一般取 $15^{\circ}\sim 35^{\circ}$ 为宜。

(3) 土层锚杆应按基坑开挖深度分层设置,各层间的竖向间距一般在 $1.0\sim 3.0\text{m}$,每层中单锚杆间的水平间距一般在 $1.0\sim$

2.5m，均由计算确定。计算中可不考虑群锚折减影响。土层锚杆（索）应采用二次压力注浆工艺，并宜施加预应力。

（4）土层锚杆（索）的总长度由锚固段长度和自由段长度组成，并由计算确定各段长度。确定圆柱形水泥压浆锚杆（索）的锚固段长度时，锚固体与相应土体间的极限摩阻力标准值可按表 3-5 选用。确定自由段长度时，应超过滑裂面 1m 以上。

锚固体与土层的极限摩阻力试验值 表 3-5

土 层 名 称	埋藏深度 (m)	极限摩阻力 τ (kPa)
褐黄色粉质粘土层	0~3.0	33
灰色粉质粘土层	1.5~7.5	13
灰色淤泥质粘土层	3.0~6.5	22
灰色粉质粘土层	6.5~14.0	22~40
灰色粘土层	14.0~20.0	32
灰色粉砂层	20 以下	64

（5）采用上层锚杆（索）支护基坑时，除应按本章有关规定计算基坑围护结构和防渗帷幕外，尚应按承载能力极限状态设计验算上层锚杆（索）支护结构的各层整体深层滑移稳定性和竖向稳定性，以及土层锚杆（索）的截面承载力和墙体竖向承载力。

（6）锚杆（索）材料宜选用高强度螺纹钢筋、高强钢丝束或钢绞线。锚杆（索）安放应有定位装置，以保证锚固段有足够的保护层厚度。锚杆自由段和锚固段分界处应设堵浆器，使压浆锚固段与自由段隔离。锚固段压浆体设计强度不应低于 20MPa。锚固体强度达到设计强度 75% 以上时，方可进行张拉施加预应力。预应力应分级施加，重复进行。预加应力控制值一般取设计荷载的 1.2 倍。锁定荷载取设计荷载的 0.8 倍。

（7）锚头与围檩的连接应牢固可靠、不松动，且便于拆装和重复张拉。一般对锚杆宜采用螺栓型锚头；对锚索宜采用夹片式锚具。围檩设计应符合规定。锚头与围檩的设计与布置不应影响

主体工程地下结构的施工。

(8) 土层锚杆的钻孔定位误差不应大于 50mm；斜向钻孔偏离设计轴线不应大于钻孔深度的 3%；钻孔倾角误差不大于 1°。钻孔深度应比锚杆设计总长度增加 200~400mm。

(9) 土层锚杆设计与施工前，应在现场做土层锚杆基本试验，确定其设计和施工参数。基本试验的数量，不少于施工锚杆总量的 3%，且不少于 3 根。基本试验的内容，主要有土锚的极限承载力、土锚的荷载与位移曲线、位移随时间变化曲线、土锚的弹性变形、塑性变形、锚头的残余变形等。当锚固段埋置于粘性土层时，尚应进行蠕变和松弛试验。

157. 与主体工程地下结构相结合的地下连续墙设计要点是什么？

(1) 地下结构施工期墙体内外侧向土压力计算按有关规程的规定执行。地下结构使用期墙外侧向土压力宜按静止土压力计算。

(2) 墙体承受竖向荷载时，应分别按承载能力极限状态和正常使用极限状态验算地下连续墙的竖向承载力和沉降量，地下连续墙竖向承载力宜由现场静荷载试验确定。无试验条件时，可参照确定钻孔灌注桩竖向承载力方法选用。地下连续墙墙底持力层应选择压缩性较低的上层，且宜采取墙底注浆加固措施。

(3) 墙体构件应分别按承载能力极限状态和正常使用极限状态设计计算。现浇地下连续墙验算正截面承载力和节点构造设计时，应对混凝土强度设计值和钢筋锚固强度设计值乘以折减系数 0.85~0.90。

(4) 墙顶承受竖向偏心荷载，或地下结构内设有边柱与托梁时，应考虑其对墙体和边柱的偏心作用。墙顶圈梁（或锁口梁）与墙体及上部结构的连接处应验算截面受剪承载力。

(5) 地下结构外墙直接利用地下连续墙墙体的单一墙，墙体使用期应按以地下结构楼板为支承的连续板（或梁）计算；有边柱（或隔墙）与地下连续墙连接时，应按以楼板和边柱支承的三边固定、一边（地下连续墙墙段竖向接缝处）自由板计算。

(6) 地下连续墙内侧设置内衬墙时,对结合面能承受剪力作用的复合墙,和结合面不能承受剪力作用的重合墙,应根据地下结构施工期和使用期的不同情况,按内外墙实际受荷过程进行墙体内力与变形计算。复合墙的内力与变形计算,以及截面承载力设计时,墙体计算厚度可取内外墙厚之和,并按整体墙计算。重合墙的内外墙内力可按刚度分配,分别计算。

(7) 两墙合一时地下连续墙与地下结构内部梁板等构件的连接,应满足主体工程地下结构受力与设计的要求,一般按整体连接刚性构造考虑。接头处钢筋采用焊接或机械连接。地下连续墙墙体与地下结构底板连接处,和地下连续墙墙体内有预埋件及连接地下结构的预埋锚筋处,均应设置止水构造。

(8) 两墙合一时地下连续墙的倾斜度和墙面平整度,以及预埋件位置,均应满足主体工程地下结构设计的要求。一般墙面倾斜度不宜大于 $1/300$ 。在墙深范围内地层中有较厚的砂土或粉性土时,成槽前宜采取地基预加固措施,确保墙体质量和墙体竖向接缝处防渗性能。地下连续墙墙段间的竖向接缝宜设置防渗和止水构造,有条件时,可在墙体内侧接缝处设扶壁式构造柱或框架柱,加强防渗止水。当地下连续墙和地下结构间设有排水通道时,应设置排水和防水构造层。

158. 与主体工程地下结构相结合的基坑内支撑的设计要点是什么?

(1) 利用地下结构的梁板和立柱等内部结构兼作基坑内支撑、围檩和立柱时,地下结构的外墙(两墙合一)或另设基坑围护墙的侧向土压力宜采用静止土压力计算。

(2) 地下结构外墙或基坑围护墙的设计,应按照主体工程地下结构的梁板布置,以及施工条件等因素,合理确定支撑标高和基坑分层开挖深度等计算工况。

(3) 支承地下结构的竖向临时立柱的设计和布置,应按照主体工程地下结构的布置,以及地下结构施工时地上结构的建设要求和受荷大小等综合考虑。当临时立柱和立柱桩结合地下结构柱

(或墙)和工程桩布置时,临时立柱和立柱桩的轴线定位和承载能力应与主体工程地下结构的柱和工程桩的轴线定位和承载能力相一致。一般宜采用一根结构柱位置布置一根临时立柱和立柱桩型式;必要时也可采用多根临时立柱和立柱桩型式。立柱桩应尽量利用工程桩。尽量减少临时立柱和新增立柱桩。

(4) 地下结构柱(或墙)一般宜在地下结构底板完成并达到设计要求后施工。临时立柱应在结构柱完成并达到设计要求后,方能拆除。当临时立柱结合地下结构柱予以利用并留置在结构柱内时,临时立柱的型式与断面设计应与地下结构梁板和柱的断面与钢筋配置相协调,并确保结构整体受力与节点连接的可靠性。

(5) 地下结构施工期,临时立柱穿过地下结构楼板处应设置预留孔。预留孔的布置应满足结构替换与施工要求。

(6) 地下结构的梁板等构件应分别按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计计算,同时满足施工期和使用期的设计要求。对预留孔(包括临时立柱预留孔、施工预留孔、设备预留孔等)处,应验算孔口的应力和变形,必要时应设置孔口边梁。

(7) 地下结构梁板兼作施工用临时平台或栈桥时,其构件设计和临时立柱与立柱桩设计均应考虑承受施工荷载的作用。

(8) 地下结构同层楼板面标高有高差时,应设置可靠的水平向转换结构。转换结构应有足够的刚度和稳定性,并满足抗剪和抗扭承载能力的要求。

(9) 临时立柱和立柱桩应分别按承载能力极限状态和正常使用极限状态验算其竖向承载力和沉降量,并满足主体工程地下结构的受力和变形以及稳定性要求。临时立柱和立柱桩在替换为地下结构柱之前,临时立柱间和临时立柱与基坑围护结构(或地下结构外墙)间的差异沉降不宜大于20mm,且不宜大于 $1/400$ 柱距。

(10) 地下结构的设计与施工中,应验算混凝土温度变化、干缩变形、以及临时立柱和立柱桩与地下结构外墙或基坑围护墙之间差异沉降等引起的结构次应力影响,并采取必要措施,防止有

害裂缝的产生。

(11) 地下结构的顶板和梁系兼作基坑内支撑体系时, 应采取措施处理好结构标高和现场地面标高的衔接, 确保支撑受力的可靠性。

159. 与主体工程地下结构相结合的支护结构有什么优点? 计算外荷时应考虑哪些因素?

(1) 利用主体工程地下结构(或地下室, 以下简称地下结构) 在施工期兼作基坑支护结构时, 可以只利用地下结构外墙兼作基坑围护墙; 或只利用地下结构梁、板、柱等内部结构兼作基坑内支撑与围檩; 也可以同时利用。

与主体工程地下结构相结合的支护结构, 具有变形小, 有利于保护环境等突出的优点, 近年来在上海地区得到较多的应用。三种结合方式目前均有采用, 支护墙体基本上均采用地下连续墙结构, 而且以单一和复合墙居多。利用地下结构兼作基坑支护结构时, 施工期、竣工期以及使用期的荷载状况和结构状态均有较大的差别, 因此应分别进行设计与验算, 同时满足各种情况下承载能力极限状态和正常使用极限状态的设计要求。

主体工程地下结构兼作基坑内支撑体系时, 施工期支承地下结构的竖向临时立柱和立柱桩的设计与布置是极为重要的。在转换至主体工程基础结构和工程桩承载前, 它是确保地下结构安全, 并符合使用期变形与竖向沉降要求的重要一环, 必须认真进行设计计算。

(2) 与主体工程地下结构相结合的支护结构在外荷计算时, 宜考虑如下情况:

①地下结构的外墙和内部梁板等结构, 同时兼作施工期基坑支护结构时, 墙体两侧面的水压力应分算。土压力采用静止土压力。

②仅地下结构的外墙兼作施工期基坑支护结构(两墙合一) 时, 由于内支撑(或锚碇) 与围檩等体系另行设置, 墙体支承条件施工期和使用期不同。因此, 墙体两侧面的水压力应分算, 但

其中土压力计算时，使用期按静止土压力计算；施工期可按变形要求设定。

③仅地下结构的内部梁板结构（或仅梁系结构）兼作施工期基坑内支撑与围檩体系时，尽管基坑围护墙可两墙合一，也可另设围护墙，但是两种情况下、基坑围护墙两侧的水土压力均分算，并且土压力按静止土压力计算为宜。

160. 特殊条件下的基坑支护结构适用于哪些情况？

(1) 重要建筑、设施是指对地面沉降敏感的建筑、设施。包括：高耸烟囱、变电站、气柜、锅炉、电视塔、医疗手术设施、化工装置、江堤、防洪墙、水闸、桥梁基础（尤其是拱桥基础）、现浇单独基础或短桩基础的地面保护建筑等。重要地下管道是指具有中等以上内压力的上下水管、煤气管等。

(2) 基坑周围影响范围是指基坑围护墙外侧距基坑周边 2~3 倍开挖深度以内的区域。

当基坑邻近有地面建筑，特别是其基础形式为独立基础、条形基础时，对由此引起的地面超载要有足够的估计。

按建筑物基础和结构特征所容许的差异沉降可参见表 3-6。

建筑物在不同沉降差下的反应

表 3-6

建筑结构类型	$\frac{\delta}{L}$ (L 为建筑物长度, δ 为差异沉降)	建筑物反应
一般砖墙承重结构, 包括有内框架的结构; 建筑物长高比小于 10; 有圈梁; 天然地基 (条形基础)	达 1/150	分隔墙及承重砖墙发生相当多的裂缝, 可能发生结构性破坏
一般钢筋混凝土框架结构	达 1/150	发生严重变形
	达 1/500	开始出现裂缝
高层刚性建筑 (箱型基础, 桩基)	达 1/1250	可观察到建筑物倾斜
有桥式吊车的单层排架结构的厂房天然地基或桩基	达 1/300	桥式吊车运转困难, 不调整轨面水平难运行, 分隔墙有裂缝。

续表

建筑结构类型	$\frac{\delta}{L}$ (L 为建筑物长度, δ 为差异沉降)	建筑物反应
有斜撑的框架结构	达 1/600	处于安全极限状态
一般对沉降差反应敏感的 机器基础	达 1/850	机器使用可能会发生困难, 处于可运行的极限状态

注: 1. 框架结构有多种基础型式, 包括: 现浇单独基础, 现浇筏板基础、现浇箱型基础, 装配式单独基础, 装配条形基础以及桩基, 不同基础型式的框架对沉降差的反应也不同。上表只提出一般框架结构对差异沉降的反应, 因此对重要框架结构在差异沉降下的反应, 还要仔细调研其基础型式和使用要求, 以确定容许的差异沉降量。

2. 各种基础型式的高耸烟囱、化工塔罐、气柜、高炉、塔桅结构 (如电视塔)、剧院、会场空旷结构等特别重要的建筑、设施要做专门调研, 以明确容许差异沉降值。

3. 内框架 (特别是单排内框架) 和底层框架 (条形或单独基础) 的多层砌体建筑结构, 对不均沉降很敏感, 亦应专门调研。

凡邻近重要建筑、设施和市政管线的地下铁道建筑的基坑工程, 以及邻近地下铁道建筑、设施和区间隧道的基坑工程, 当基坑变形需按表 3-7 要求严格控制时, 宜按特殊条件下的基坑支护结构进行设计计算。

注: 本条所述基坑工程的开挖深度为 14~20m。

特殊条件下的基坑变形控制值

表 3-7

安全等级	挡墙水平位移 最大值 (δ_{hmax})	坑外地表沉降 最大值 (δ_{vmax})	环境条件对 变形控制要求
一级	$1.4\%h_0$	$1\%h_0$	$\delta_{hmax} \leq 1.4\delta'_v$

注: 1. h_0 基坑开挖深度;

2. δ'_v —坑外地表容许沉降值。

161. 设计特殊条件下的基坑支护结构时应考虑哪些因素?

(1) 基坑支护结构设计前, 应详细查明基坑周围影响范围内

建（构）筑物基础和结构特征及地下管线分布、材质、接头型式、承受变形能力等性能指标，并确定坑外地表容许沉降值 δ'_v 。

(2) 基坑支护结构设计中，应充分考虑软粘土的流变特性，以及施工时土方的开挖与回填和支撑的设置与拆除等不同工况产生的时间过程和空间作用对围护墙体的影响，应对地基土参数、支护结构力学性能参数及施工工况参数等，按图 3-42 所示的程序框图设定和调整：

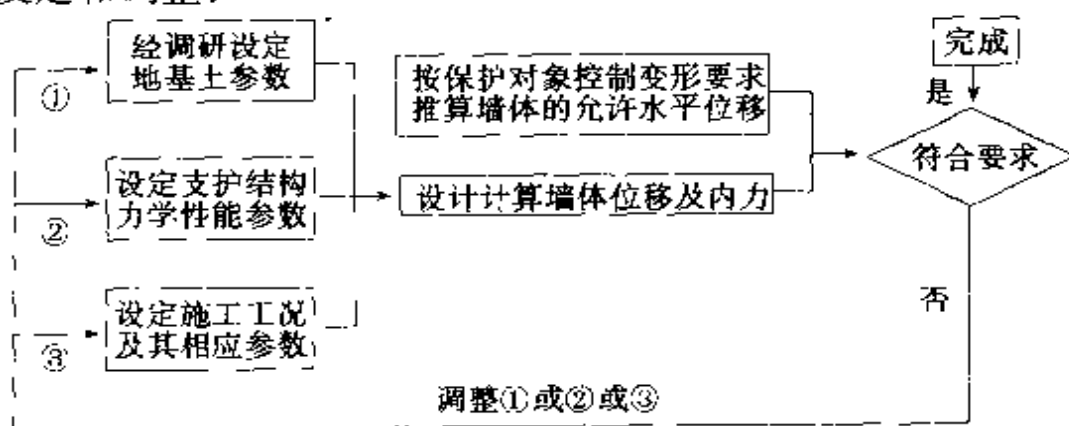


图 3-42 试算程序框图

162. 设计特殊条件下的基坑支护结构时，计算中，除按承载能力极限状态设计外还应考虑哪些因素？

按承载能力极限状态设计计算基坑支护结构和地基的各项稳定性时，除参照有关条文规定外，尚应执行如下规定：

(1) 计算中地基上的抗剪强度指标标准值宜乘以修正系数 0.7。

(2) 按公式 (3-19) 验算基坑抗隆起稳定性时，结构重要性系数 γ_0 取 1.1，综合分项系数 γ_{GQ} 取 1.0，隆起抗力分项系数 γ_{RL} 取 2.0。验算中，当坑底垫层作为底支撑时，计算抗滑动力矩的圆心可取坑底与墙体的交点。

(3) 计算围护墙内力与变形时，要注意下述几点：

① 开挖阶段墙外侧压力标准值的确定，宜采用考虑变形控制要求的静止土压力、水土合算原则，由下式计算：

$$P_E = \alpha \cdot P_0 \quad (3-41)$$

式中 P_E ——计算点处侧压力强度标准值 (kPa);

P_0 ——计算点处静止土压力强度标准值 (kPa), 地基土重度宜取饱和重度;

α ——按变形控制要求选定, 一般为 0.5~1.0, 变形控制要求严格时, 取大值。

围护墙作为主体结构一部分时, 使用阶段墙外侧压力按静止土压力、水土分算原则进行计算。

②当坑外地表容许沉降值要求小于 1‰时, 应对坑外影响区进行注浆加固地基 (跟踪注浆)。此时, 坑外侧压力计算中, 应计入注浆压力 P_q 的附加影响, P_q 按注浆方式及参数凭经验取值, 一般取 0.03~0.05MPa。

③坑内开挖面以下等效水平基床系数 k_b 应考虑土方开挖深度、支撑结构特性参数及开挖施工参数、地基土 (或加固土) 特性等因素。加固体力学性质指标采用静力触探比贯入阻力 p_s 值确定。

163. 特殊条件下的基坑支护结构围护墙应满足哪些规定? 基坑分步分层开挖应遵循哪些原则?

(1) 墙体计算变形除满足规范规定外, 墙底的最大水平位移, 尚应小于墙体最大水平位移的 1/3。

(2) 墙体裂缝宽度应满足设计要求。当支护结构需作地下结构一部分时, 墙体坑外侧裂缝宽度不应大于 0.3mm, 墙体坑内侧裂缝宽度不应大于 0.2mm。采用单一墙时, 墙体厚度不应小于 800mm; 采用复合墙时, 不宜小于 600mm。

(3) 围护墙变形和坑外地表沉降计算, 应包括自围护结构开始动工至基坑回筑完毕的全过程, 并按各步工况各阶段的变形与沉降计算, 计算内容主要有:

①采用地下连续墙围护结构时, 地下墙成槽施工引起的墙后地面沉降;

②坑内土方开挖时, 各分层开挖引起的墙后横向沉降槽幅度和曲线形状及纵向沉降槽的最大曲率;

③墙后土体位移场；

④以上各项地层位移引起保护对象的变形、位移；

⑤按上述各项计算结果，确定各工况阶段对关键测点的监测警戒值和监控实施要求。

分步分层开挖应遵循下列原则：

(1) 在每步开挖和支撑的工况下，已安装支撑和未开挖土体应保持基坑处于稳定状态，并满足控制变形要求。按此要求，设计中应对各步关键工况进行稳定性和变形验算。

(2) 每步开挖所暴露的部分墙体宽度宜控制在 3~8m，每层开挖深度和支撑竖向间距相等。

(3) 每步开挖和支撑到位时间一般控制在 12~48h 之间。采用钢支撑时宜小于 24h；采用钢筋混凝土支撑时宜控制在 36~48h。

(4) 在地铁车站端头井或不规则大型基坑中可以采用斜撑，便于开挖施工。斜撑节点必须按可能发生的弯剪复杂应力状态进行设计，务求构造牢固。采用钢支撑时还应以钢构件连接斜撑角点以确保斜撑稳定；在超过六层支撑的深基坑中可考虑在顶部、中间设置钢筋混凝土支撑，其余各层设置加预应力的钢支撑。

164. 基坑工程的设计与施工中应综合考虑哪些因素？

(1) 当围护结构采用地下连续墙，开挖槽段距建筑物基础（尤其是独立短桩基础）较近时，必须在挖槽前按建筑物超载及地层土性参数验算泥浆槽壁稳定性，必要时事先采取确保稳定的技术措施和加固措施。严防在超载作用下槽壁塌方，危及建筑物安全。

(2) 当墙外地层为易于流动和液化地层时，需设计防水帷幕。

(3) 坑外设置防水帷幕或隔断沉降槽的地基加固时，宜采用水泥土搅拌墙（SMW 法）或速凝小型灌注桩法。坑外需设有跟踪注浆时，应进行详细设计，选定合理的注浆和加固参数，并提出严密的跟踪监测要求。

(4) 地下铁道车站的端头井, 在转角墙体的坑外土体不能承受地下墙传递的剪力时, 应采用坑外地基加固。加固范围和对加固体的力学性质指标要求, 应由设计计算确定。

(5) 坑外地基加固的常用方法有: 水泥土搅拌桩、高压喷射注浆(旋喷)法、压密注浆或双液速凝注浆等。地基加固应进行详细设计, 确保质量, 并严格控制其对先行施工的围护墙体和邻近建筑的影响。

坑内地基加固的范围和加固体的力学性质指标, 应根据分析计算和通过方案比较确定。加固体的力学性质指标采用静力触探比贯入阻力 p_s 值检验。 p_s 值符合设计要求后, 才能开挖基坑。

(6) 坑内降水应在围护结构(含防渗帷幕)完工, 并达到设计要求后进行。当坑内地基加固时, 也宜在地基加固完工并达到设计要求后进行, 要确保降水效果, 防止坑外地面沉降。坑内土方开挖前采用井点降水时, 预降水时间一般不少于 20d。

165. 基坑放坡开挖, 应注意什么问题?

(1) 场地开阔, 环境条件容许, 经设计验算满足边坡稳定性要求时, 可采用放坡开挖基坑。基坑开挖深度小于 4.0m 时, 可采用单级坡; 基坑开挖深度大于 4.0m 时, 应设置多级平台(或称马道), 分层开挖。每级平台的宽度一般不小于 1.5m。

(2) 放坡开挖基坑应按规定分级验算基坑开挖边坡与地基整体滑动稳定性, 确定安全合理的边坡坡度。设计验算中应考虑渗流力的作用。

(3) 放坡开挖基坑应在基坑开挖前采取有效措施降低坑内地下水位。降水深度一般取开挖面以下 0.5~1.0m。基坑土方分层开挖设计厚度不宜超过 2.5m。基坑开挖至设计标高前, 应留有不小于 0.3m 的坑底土采取人工开挖整平, 防止对坑底地基土的扰动影响。并及时浇筑垫层封闭, 减少坑底暴露时间。在长大型基坑中, 应提出分块开挖、控制坑底暴露时间的设计要求。

(4) 放坡开挖基坑宜在开挖前采用井点降水等措施, 防止流砂管涌发生。井管布置宜设在各级平台上, 井管距坑边距离不宜

小于 1.0m，确保井点降水质量和效果。

(5) 放坡开挖基坑应在坡顶外设置截水沟或挡水土堤，防止地表水冲刷坡面和基坑外排水再回流渗入坑内。对上质较差，且施工期较长的开挖基坑，开挖边坡应及时采用钢丝网水泥喷浆或高分子聚合材料覆盖等措施，做好边坡保护。

(6) 基坑开挖后，应及时设置坑内排水沟和集水井，防止坑底积水。排水沟不应靠坡脚处设置，宜采用盲沟排水。

(7) 放坡开挖基坑的坡顶或坑边，不得有超过设计规定的堆载。当施工过程中出现不符合设计边坡工作条件时，应事先进行边坡稳定性的再核算。

(8) 放坡开挖基坑应具有对边坡土体位移与沉降、坑内隆起，以及地下水位等内容的严格的施工监测设计。当发现边坡有失稳迹象时，应及时采取削坡、坡顶减载、坡脚压载、降低地下水位等稳定边坡的针对性措施。

1.4 地下连续墙

166. 地下连续墙的施工顺序如何？

地下连续墙的施工内容包括准备工作与墙体施工。

(1) 准备工作 包括制备泥浆；平整场地、挖导沟、做导墙；铺设轨道、组装挖槽设备，完成后即可将泥浆注入导沟。

(2) 墙体施工 由于地下连续墙均采用逐段施工方法，而且周而复始地进行。故每段施工顺序如图 3-43 所示。

①在始终充满泥浆的沟槽中，利用专用挖槽机械进行挖槽；

②一端放入接头管（又称连锁管）；

③将已制备的钢筋笼下沉到设计高度。若钢筋笼太长，或一次吊沉有困难，也可在导墙上进行分段连接，逐步下沉；

④待插入水下灌注混凝土导管后，即可进行混凝土灌注。

本章所介绍的地下连续墙工法的场地布置，是以采用多头钻钻机（又称 BW 钻机）进行挖掘和用稳定液护壁的施工方法为例。放除去有一套专用的稳定液制备、贮存、处理的设备外，还必须

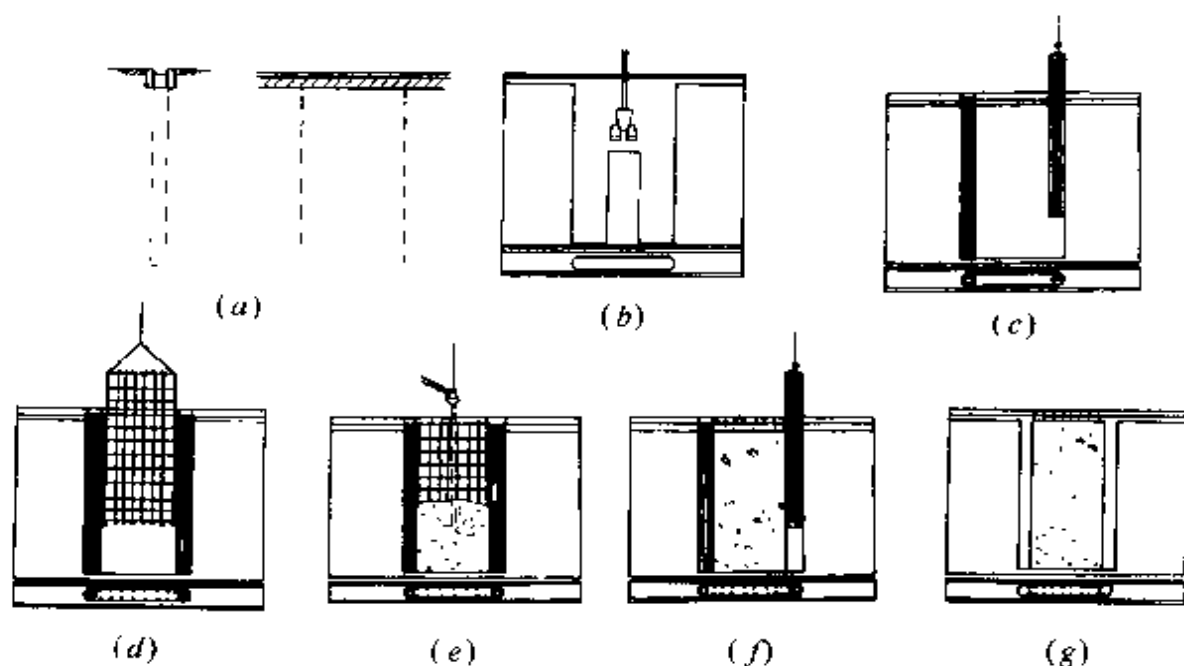


图 3-43 地下连续墙施工程序图

(a) 准备开挖的地下连续墙沟槽；(b) 用专用机械进行沟槽开挖；

(c) 安放接头管；(d) 安放钢筋笼；(e) 水下混凝土浇筑；

(f) 拔除接头管；(g) 已完工的槽段

配置多头钻钻机、机架等主要机具设备。另外稳定液兼作反循环输送液，这样还须配备相适应的反循环抽吸泵、管道以及振动筛、旋流器和放置弃渣的容器等附属设备。再根据工地情况将所有设备进行综合的场地布置。图 3 44 为采用多头钻钻机建造地下连续墙的施工场地布置示意图。图中也注明了部分设备的轮廓尺寸。

在地下连续墙正式开工前，一定要仔细检查各种设备的数量和完好情况，并备有足够的零配件。在施工期间，也要经常保养、维修，以保证工程能顺利进行。

167. 地下连续墙的施工槽段应如何划分？

地下连续墙的一个槽段（又称一个单元），是地下连续墙在延长方向的一次混凝土浇筑单位。

槽段长度的划分，从理论上说，除去小于钻机长度的尺寸不能施工外，各种长度均可施工，且越长越好。这样能减少地下墙的接头数（因为接头是地下墙的薄弱环节），从而提高了地下墙防水性能和整体性。但实际上槽段的长度是综合下述各因素而决定的。

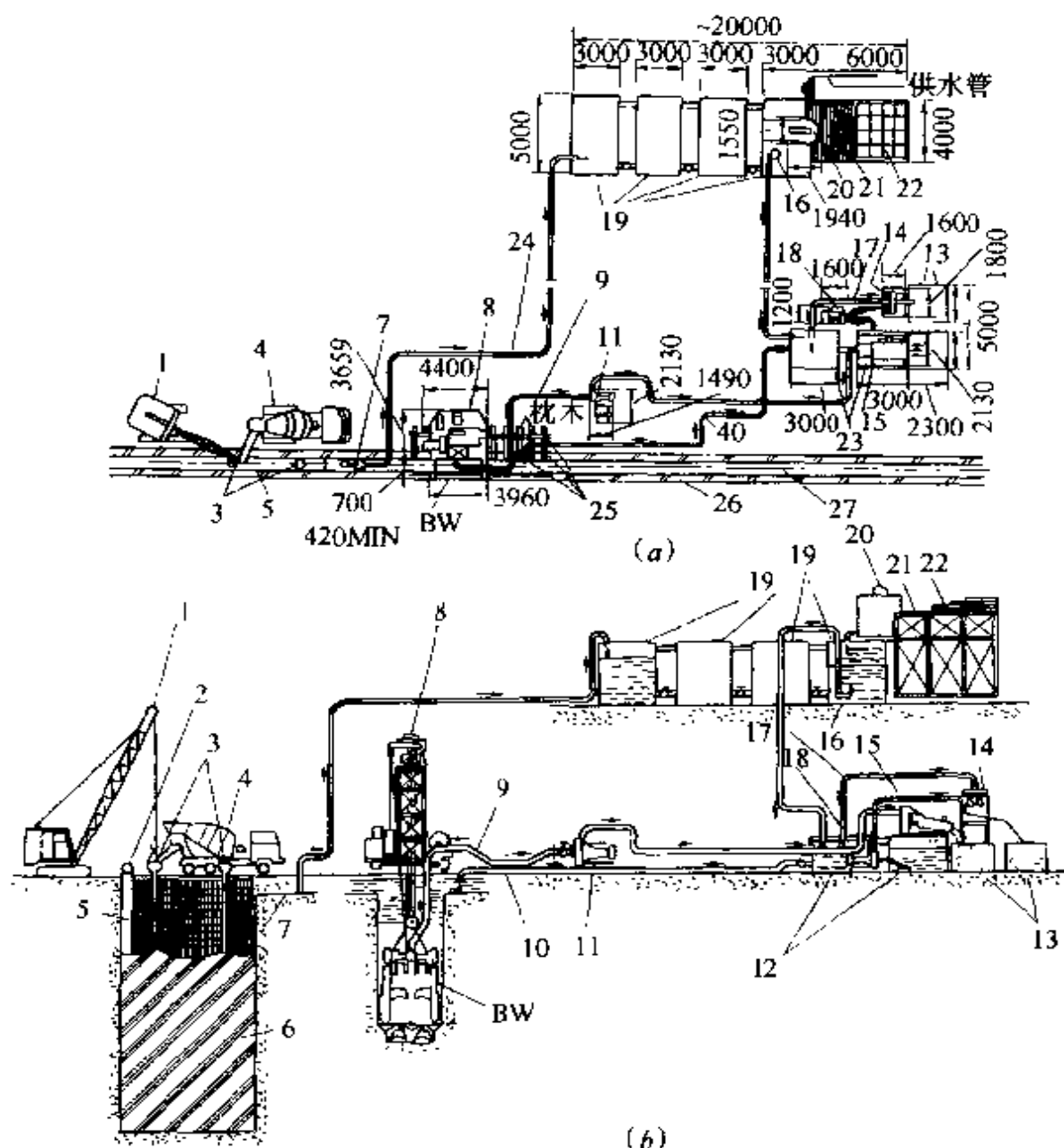


图 3-44 地下连续墙施工场地布置图

(a) 平面图; (b) 立面图

1—履带式起重机; 2—连锁管; 3—水下灌注混凝土导管; 4—混凝土搅拌车; 5—钢筋笼; 6—正在浇筑的混凝土; 7—潜水式砂石泵; 8—多头钻钻机及机架; 9—反循环管; 10—稳定液供应管; 11—反循环吸扬泵; 12—稳定液处理罐; 13—排渣容器; 14—旋流器; 15—振动筛; 16—潜水式砂石泵; 17—旋流器溢流管; 18—旋流器泥浆泵; 19—具有2m高度的稳定液贮藏罐; 20—制作稳定液的搅拌机; 21—工作平台; 22—膨润土; 23—具有2m高度的稳定液处理罐; 24—浇筑混凝土后被溢出的稳定液的回收管; 25—钢轨; 26—导墙; 27—横撑

影响槽段长度的因素:

(1) 地下连续墙所处的地质情况：当地层很不稳定时，为了防止沟槽壁面坍塌，应减少槽段长度，以缩短造孔时间。

(2) 相邻情况：假使近旁有高大建筑物或有较大的地面荷重时，为了确保沟槽的稳定，也应缩减槽段长度，缩短槽壁暴露时间。

(3) 工地所具备的起重机能力：应根据工地所具备的起重机能力及估算钢筋笼等重量和尺寸，再推算槽段长度。

(4) 单位时间内供应混凝土的能力：有的国家规定每槽段长度内全部混凝土量，须在 4 小时内浇筑完毕。即

$$\text{槽段长度(m)} = \frac{\text{4 小时以内的混凝土的最大浇筑量(m}^3\text{)}}{\text{墙宽(m)} \times \text{墙深(m)}}$$

(5) 工地上所具备的稳定液槽容积：按日本规定，稳定液槽的容积应是每一槽段的沟槽容积的 2 倍。

(6) 工地所能占用的场地面积以及能够连续作业的时间：例如，在交通繁忙而又狭窄的街道上进行施工，或仅允许在晚上进行作业的情况下，为了缩短每道工序的施工时间，这样也限制了槽段的长度。

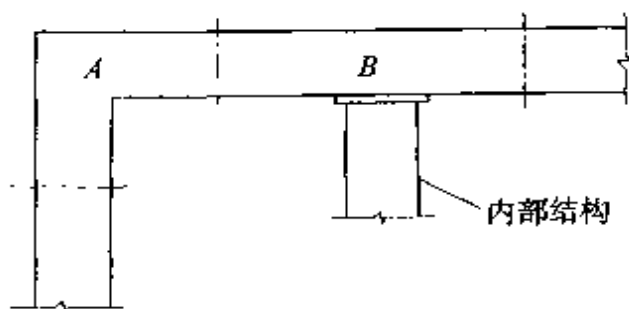


图 3-45 地下墙接头合宜位置图

此外，在划分槽段时，还应考虑槽段之间的接头位置。为了保证地下墙的整体性和足够

强度，接头须避开所建造构筑物的拐角部位（见图 3-45 中 A）以及地下墙和内部结构的连接处（见图 3-45 中 B）。

故一般情况均在施工之前，已对整个地下连续墙的槽段长度、数量、位置都做好具体安排。

168. 导墙有哪些作用？其常用形式有哪些？

导墙是建造地下连续墙必不可少的构筑物。须认真设计与施工，并在最后通过质量检验合格后，才能进行地下墙施工。

导墙的作用有下列几方面：

(1) 导墙是控制地下连续墙各项指标的基准

导墙和地下墙的中心线应一致。按一般经验导墙宽度是地下连续墙的宽度另加 3~5cm。它明确挖槽位置，为挖槽起导向作用。它的位置、尺寸准确与否是直接影响地下墙的平面布置和墙体厚度的。

导墙竖向面的垂直精度是决定地下墙是否能保持垂直的首要条件。

导墙顶部应平整，特别是采用机架式挖土机械（如多头钻钻机等），以利导向钢轨的架设和定位。

导墙也是地下连续墙的地面标志。

(2) 挡土作用

防止槽壁顶部坍塌。由于地表土层常较深层土质差，而且常受到邻近地面超载的影响。为了保持地面土体稳定，经常在导墙之间每隔 1~3m 加添临时木支撑。

(3) 重物支承台的作用

在施工期间，导墙常承受钢筋笼、浇筑混凝土用的导管、机架等静、动荷载。

(4) 维持稳定液面的作用

为了保持壁面地层的稳定，需要有一个极少变化的稳定液液面。特别在地下水位很高的地段，为了维持稳定液面至少高出地下水位一定高度的要求（有的国家规定为 1m）。这样导墙顶部有时会高出地面。

(5) 导墙内的空间有时可作为稳定液的贮藏槽。

导墙的形式也和所选用的材料有关，最常用的是钢筋混凝土导墙（图 3-46）。具体形式须根据实际情况而定。其中图 3-46 (b) 为非常松软土层、不稳定地层或者回填土层所采用的导墙形式。图 3-47 为具有 90°转角的导墙平面图。

钢筋混凝土导墙也分现浇及预制两类。目前使用现浇较多。英国资料认为：如地下水位很高，采用预制导墙比现浇导墙为好，我

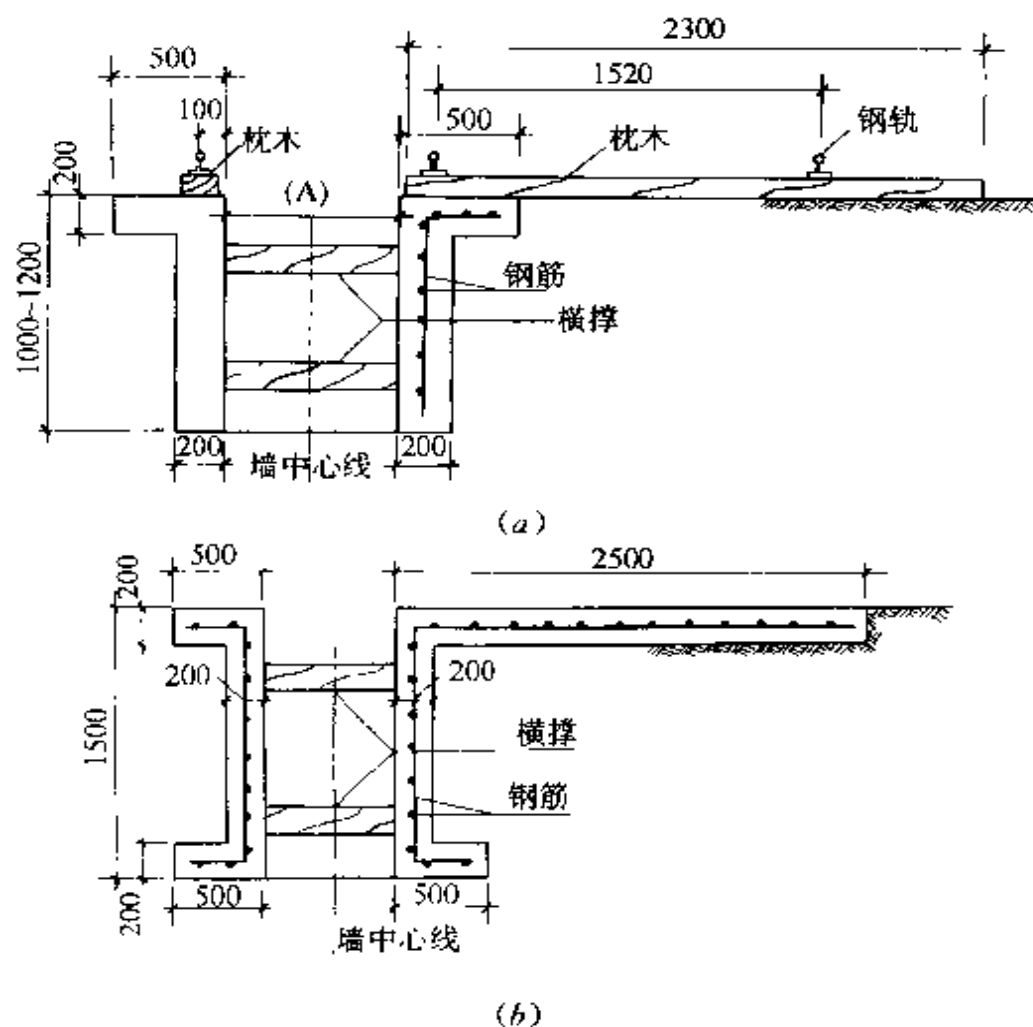


图 3-16 钢筋混凝土导墙横剖面图

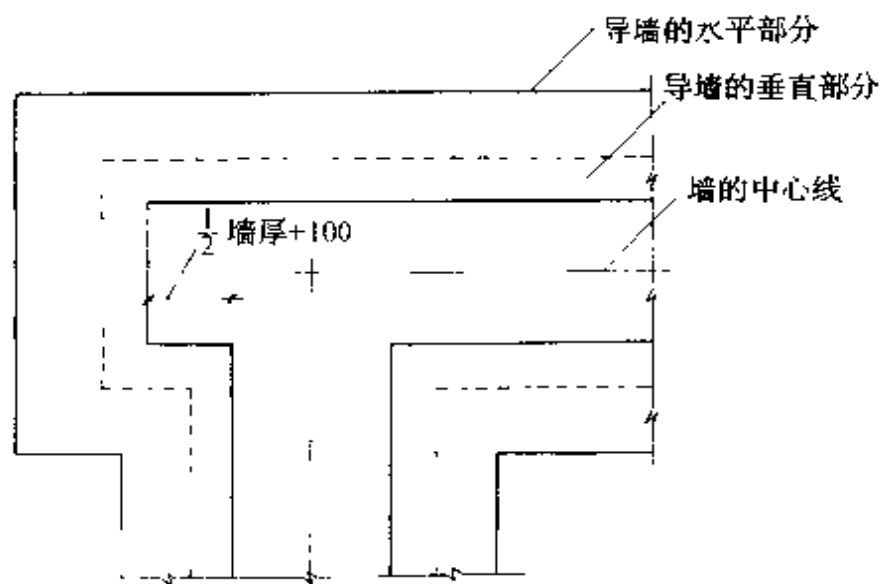
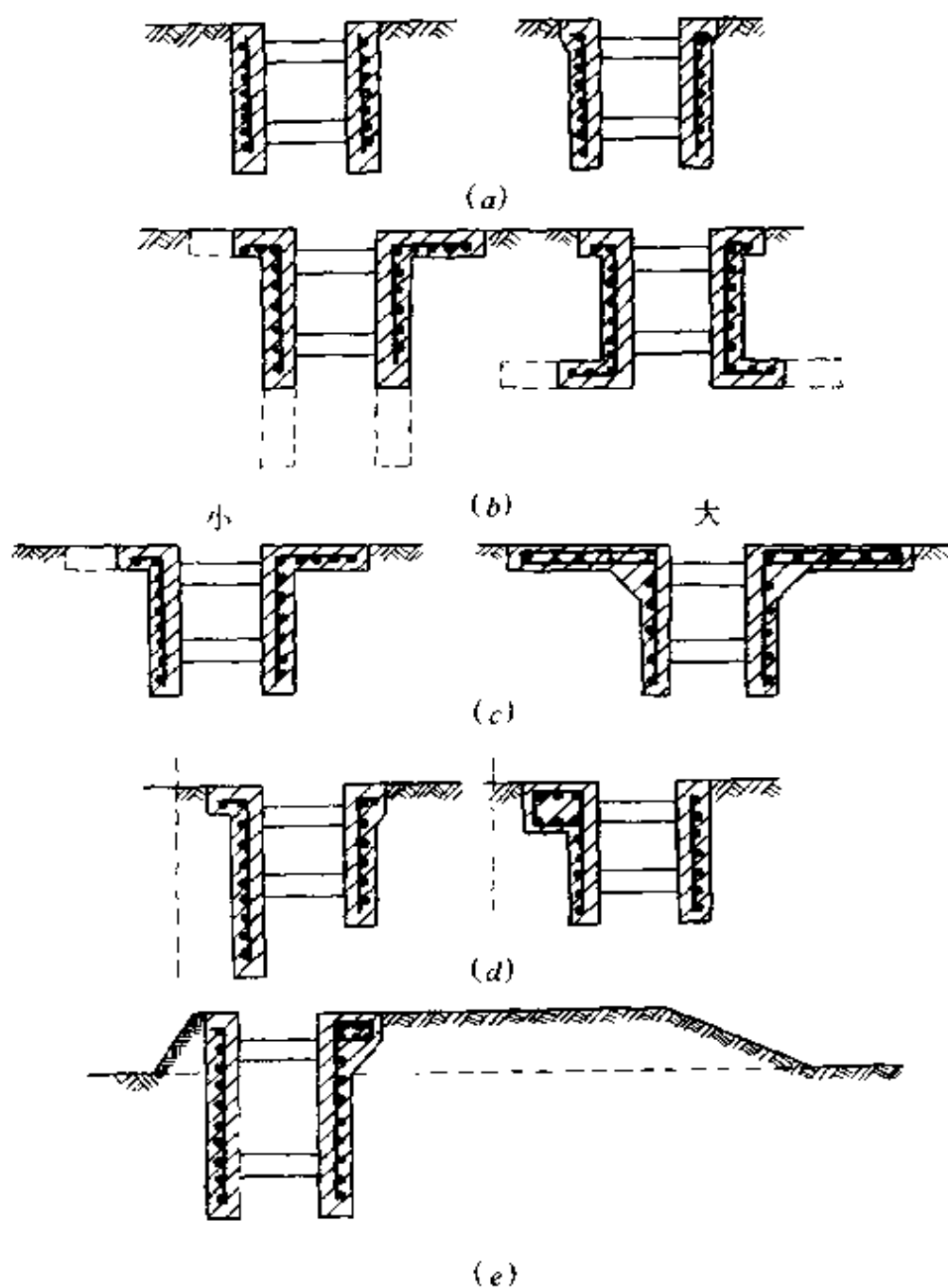


图 3-47 具有 90°转角的导墙平面图

国也有些单位为了减少材料用量,正在用预制导墙代替现浇导墙。

在较稳定的地层中,也有采用钢材组成的钢结构导墙。钢结构导墙的最大优点是能反复使用,但价格昂贵。

导墙的其他形式也不少,例如我国某水库防渗墙曾用过“木板拼制导墙”。又例如我国北方某船厂建造地下墙时,曾采用每层二根巨型垫船枕木拼成木质导墙。地下墙建成后,船厂仍可照归使用。另外曾用过砖砌和化学灌浆等法建成导墙。



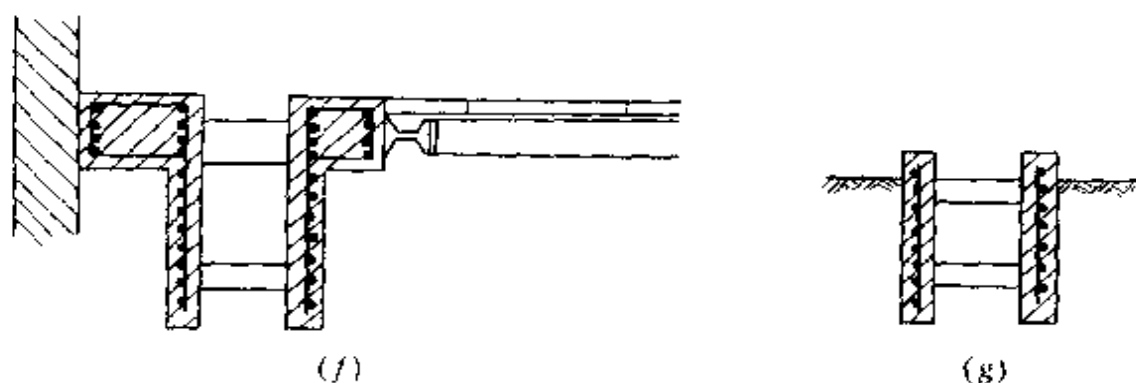


图 3-48 各类钢筋混凝土导墙形式

- (a) 处在稳定的表土层时；(b) 处在不稳定的表土层时；
 (c) 当承受过重物的吊荷时；(d) 需要保护邻近建筑物时；
 (e) 当地下水位很高时；(f) 当地下连续墙在街道下面施工时；
 (g) 导墙兼用作稳定液贮存槽时

169. 导墙是如何进行施工的？

钢筋混凝土导墙常就地现浇。内侧均需架设模板。而外侧则尽量利用地层作外模。目的是防止土层被扰动，从而影响导墙和邻近建筑物的稳定。水泥用量为 $200 \sim 300 \text{ kg/m}$ ，内部加少量钢筋（常用一片焊接骨架）。

如地表土层十分松软（例如新黄土）时，须先浇筑导墙，再于其后填土，填土的质量应十分注意，以免泥浆渗入墙后引起坍塌。

导墙的施工接头位置应与地下墙的施工接头的位置错开。另外还可设置插铁以保持导墙的连接性。

170. 泥浆的组成成分是什么？有何作用？

膨润土泥浆的成分为膨润土、水和一些掺合物。

膨润土是一种颗粒极其细小、遇水显著膨胀（在水中膨胀后的重量可增加到原来干重量的 $600\% \sim 700\%$ ）、粘性和可塑性都很大的特殊粘土。

膨润土并不是单一的粘土矿物，而是由几种粘土矿物所组成，其中最主要的是蒙脱石。其矿物成分见表 3-9。

膨润土等矿物成分 (%)

表 3-8

产 地	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	细 度 (目/cm ²)	硅铝率 ^①
吉林九台	75.46	13.23	1.52	1.49	2.09	300	5.1
浙江临安	64.09	15.21	2.57	0.96	0.19	260	3.6
南京龙泉	61.75	15.68	2.15	2.21	2.57	260	3.4
日 本	72.53	14.17	2.10	1.51	1.84		4.5

① 硅铝率 = $\frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3}$ 。硅铝率 ≥ 4 称膨润土， < 4 称高岭土。

膨润土分散在水中，其片状颗粒表面带负电荷，端头带正电荷。倘膨润土的含量足够多，则颗粒之间的电键使分散系形成一种机械结构，膨润土水溶液呈固体状态。这种水溶液一经触动（摇晃、搅拌、振动或通过超声波、电流），颗粒之间的电键即遭到破坏，膨润土水溶液就随之而变为流体状态。如果外界因素停止作用，该水溶液又变为固体状态。这种特性称为触变性，这种水溶液就称为触变泥浆。

掺合物有加重剂、增粘剂、分散剂和堵漏剂。

(1) 加重剂

有时为了对付很松软的土层、较高的地下水位或承压水的压力，需要加大泥浆的相对密度，以维护槽壁的稳定性。这单靠增大膨润土的浓度是不行的，因为泥浆太浓既难于运送也影响挖槽速度。于是加入一些相对密度较大的物质，以增大泥浆的相对密度。这类掺合物就称之为“加重剂”，如重晶石、珍珠岩（相对密度在 4.15 以上），方铅矿（相对密度 6.8）粉末和铁砂等等。

(2) 增粘剂

有时为了增大泥浆的粘度，可掺入适量的“增粘剂”。增粘剂一般用 CMC。这是一种白色粉末状的掺合物，其主要成分是羧甲基钠纤维素。在泥浆中掺入少量的 CMC，可提高泥浆的粘度、增大屈服值，防止沉淀，维护槽壁的稳定性。但是只掺入这一种掺合物也会减少钢筋与混凝土的握裹力。

国外有关专著介绍，泥浆的配合比一般为，水 100，膨润土（2~8），增粘剂 CMC（0.05~0.20），分散剂 FCL（0.10~0.30）。另有资料介绍了在不同地层中的配合比（见表 3-9）。

在不同地层中的配合比

表 3-9

地 层	膨润土 (%)	增粘剂 CMC (%)	分散剂 FCL (%)	其 他
粘性土	5~8	0~0.02	0~0.5	
砂	5~8	0~0.05	0~0.5	
砂 砾	8~12	0.05~0.1	0~0.5	堵漏剂

（3）分散剂

由于水泥中的 Ca 离子、地下水中 Na 离子，Mg 离子混入泥浆，能使泥浆比重增大、pH 值增大、凝胶化倾向增大、粘性增大、造壁性（形成泥皮的能力）降低、膨润土颗粒凝聚、影响挖槽精度，甚至招致槽壁坍塌。分散剂的作用一般为：增多膨润土颗粒表面吸附的负电荷，以便有阳离子混入与之中和；使有害的离子产生惰性；对有害的离子进行置换。

“分散剂”大体有四类：

①木质素磺酸盐类；一般采用铁铬木质素磺盐钠（商品名为泰纳特 FCL）。这是以纸浆废液为原料的特殊木质素磺酸盐，黑褐色，易溶于清水或盐水。对防止盐的污染，与磷酸盐类和腐殖酸系“分散剂”（后述）具有同等效果，但对防止水泥污染的效果较低。

②复合磷酸盐类。所用为六甲基磷酸钠（ $\text{Na}_6\text{P}_6\text{O}_{18}$ ）、板状硅藻岩（ $\text{Na}_5\text{P}_3\text{O}_{10}$ ），过去主要用于石油钻井，能置换有害离子，用量一般为 0.1%~0.5%。

③腐殖酸系。一般采用腐殖酸钠（商品名为泰尔纳特 B）。这是在黑煤等原料中加入稀硝酸，再用苛性钠与之中和而获得的，易溶于清水，但不溶于盐水而要发生沉淀，具有提高膨润土颗粒的电位和置换有害离子的作用。对防止盐的污染，与磷酸盐类和木

质素有同等效果，而对防止水泥污染的效果却较磷酸盐类为差。

④碱类，一般用碳酸钠 (Na_2CO_3) 重碳酸钠 (NaHCO_3)。这样能使 Ca 离子产生惰性而不使 Na 离子产生惰性。混入海水易使膨润土颗粒凝聚。用量适当，对防止水泥污染泥浆效果很好。但若过量反而会降低效果，其限值依膨润土种类而异，一般为 $0.5\% \sim 0.1\%$ 。

日本大多采用腐殖酸钠和 FCL。认为在泥浆中掺入 $0.1\% \sim 0.3\%$ 的腐殖酸钠，对防止凝胶化方面的效果十分显著。是经济使用泥浆的措施。如果钙离子使泥浆过度凝胶化而腐殖酸钠效果不大，则改用 FCL。日本有的资料介绍，掺入 FCL 后，泥浆造价虽然提高了 30% ，但由于增多了使用次数，总费用反而降低了 30% 。

(4) 堵漏剂

在地下连续墙施工时，有时在透水性较大的砂或砂砾层中进行沟槽开挖，或由于泥浆粘度不够，形成泥皮能力较弱，稳定性较差，或由于泥浆中缺少足以堵塞槽壁孔隙的粒子，往往会出现泥浆漏失的现象。为了解决这个问题，可以掺堵漏剂。

常用的堵漏剂有：锯末（粒径小于 0.8mm ，用量为 $1\% \sim 2\%$ 重量百分数）、稻草末、水泥（用量在 $17\text{kg}/\text{m}^3$ 以下）、块状粘土、蛭石末、珍珠岩末、有机纤维素聚合物等等。美国石油研究所的试验结果指出，在 4% 膨润土泥浆中加入 0.4% （重量百分数）有机纤维素聚合物后，泥浆漏失量可减少 50% 。如果不是局部地方而是沿相当长的一段槽壁发生漏浆现象，可一面增大膨润土的浓度（最大达 15% ），一面掺入某些絮凝剂（如铝酸钾、氯化铝或氯化钙等），以便在泥浆中生成粗大的絮凝物以堵塞孔洞制止漏失。

泥浆的作用如下：

为修建地下连续墙，必须在土中开挖狭长的深沟，并保证直到浇筑混凝土之前不发生坍塌。1950 年，意大利最先从石油钻井中将“固壁泥浆”引进到土建工程，开始出现了地下连续墙的施工方法。

泥浆的作用为：固壁、携砂、冷却和润滑，其中以固壁作用

为最重要。

泥浆具有一定的相对密度,在槽内对槽壁有一定的静水压力,相当于一种液体支撑。泥浆能渗入土壁形成一层透水性很低的泥皮,有助于维护土壁的稳定。欧洲某些国家的实践经验指出,槽内泥浆液面如高出地下水位 0.6m 即能防止槽壁坍塌。英国资料认为,至少要高出 0.9~1.2m;而日本则提出最好是在 2m 以上。

泥浆具有较高的粘性,能在挖槽过程中将土渣悬浮起来(亦称为悬浮液)。这样就可使钻头时刻钻进新鲜土层,避免土渣堆积在工作面上影响挖槽效率,又便于土渣随同泥浆排出槽外。

以泥浆作冲洗液,既可降低钻具因连续冲击或回转而上升的温度,又可减轻钻具的磨损消耗,有利于提高挖槽效率并延长钻具的使用时间。

挖槽筑墙所用的泥浆不仅要有良好的固壁性能,而且要便于浇筑混凝土。如果泥浆的膨润土浓度不够、相对密度太小、粘度不大,则难以形成泥饼、难以固壁、难以保证其携砂作用。但如粘度过大,也会发生泥浆循环时阻力过大、携带在泥浆中的泥砂难以除去、浇筑混凝土的质量难以保证以及泥浆不易从钢筋笼上驱除等弊病。泥浆还应有一定的稳定性,保证在一定时间内不出现分层现象。

171. 泥浆的性能指标及管理指标有哪些?

泥浆的性能指标如下:

(1) 泥浆比重

在地下连续墙施工方法中,泥浆的相对密度是一项极为重要的指标须严格控制。每隔 2h (也有提 4~5h) 用比重计量测一次。通常在保证正常工作的前提下,泥浆相对密度应尽量低(小于 1.15)。否则既影响混凝土灌注工作,又因为粘度大、流动性差而消耗循环设备的功率。

(2) 泥浆粘度和切力

粘度是液体内部阻碍其相对流动的一种特性。粘度可用(图 3-50)的粘度计进行量测。即将泥浆通过滤网注入漏斗,然后使泥

浆从漏斗流出，流满规定量杯所需的时间 (s) 即为粘度。我国有些单位采用漏斗尺寸如图 3-49 所示。图 3-35 (a) 为斗内装满 500mL 泥浆，漏满 500mL 量杯所需时间 (s)，图 3-35 (b) 为斗内装满 1500mL 泥浆，漏满 946mL 量杯所需时间 (s)。

泥浆中的粘土颗粒由于形状不规则，表面带电性质和亲水性不均匀，常形成网状结构。破坏泥浆中单位面积上网状结构所需的力，称为泥浆极限静切力，也简称泥浆切力。其大小用初切（一般是 1min 的极限静切力）和终切（一般是 10min 的极限静切力）来表示。

泥浆切力常用符号 θ 表示，其单位常采用 mg/cm^2 。

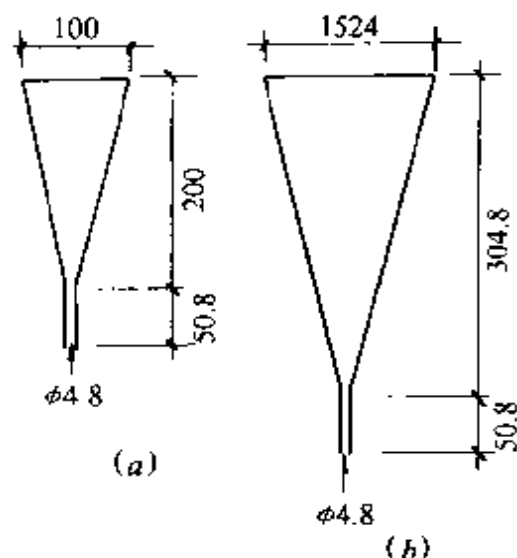


图 3 49 粘度计示意

(3) 泥浆失水量和泥饼

泥浆在沟槽内受压差的作用，部分水渗入土层，这种现象叫泥浆的失水（或称滤失）。滤失的多少叫泥浆的失水量（或称滤失量）。其大小一般以 30min 内在一个大气压压差作用下，渗过一定面积的水量，以 B 表示，单位为 mL（毫升）。

在泥浆失水同时，槽壁上形成一层固体颗粒的胶结物叫泥饼（即造壁），若泥浆失水量小，泥饼薄而致密，有利于巩固槽壁。泥饼的测试通常和测泥浆失水量一起进行，即利用泥浆失水量测定器，在其下部加设滤纸，在 30min 后，取出滤纸泥饼，量其厚度即可。

(4) 泥饼粘滞性

泥饼粘滞性表示物体沿着泥饼表面移动时，其摩擦力的大小。泥饼粘滞性太大，对粘具的粘附力大，容易产生粘附卡钻。

(5) 泥浆含砂量

泥浆含砂量是指泥浆中不能通过 200 号筛孔，即直径大于

0.074mm 的砂子所占泥浆体积的百分数。

泥浆含砂量高，易磨损钻具，损坏泥浆泵的缸套和活塞，增大泥浆比重，影响泥饼质量，降低机械钻速。

(6) 泥浆 pH 值

泥浆 pH 值也叫泥浆酸碱值。泥浆 pH 的大小表示了泥浆酸碱性的强弱。pH<7 时，泥浆为酸性，pH 值越小，酸性越强；pH=7 时，泥浆为中性；pH>7 时，泥浆为碱性，pH 越大，碱性越强。国外专著认为 pH 一般以 7.5~8.5 为宜。但在某些情况下可高达 10。但如大于 11 则泥浆会产生分层现象，失去固壁作用。

(7) 泥浆胶体率和稳定性

①胶体率

将 100mL 泥浆倾入 100mL 的量筒中，用玻璃片盖上静置 24h 后，观察量筒上部澄清液的体积。如其澄清液为 5mL，则该泥浆的胶体率为 95%，沉淀率为 5%。泥浆胶体率一般应大于 95%。

②稳定性

胶态体系的稳定性分沉降稳定性（动力稳定性）和絮凝稳定性（聚积稳定性）两种，泥浆主要量测沉降稳定性。

a. 沉降稳定性，是衡量在地心吸引力作用下，是否容易下沉的性质。若下沉速度很小，甚至可略而不计，则称此种分散体系具有沉降稳定性。测定方法是將泥浆注满稳定计，静置 24h 后，分别量测上下部分的泥浆相对密度，其上下部分相对密度的差值用以衡量泥浆的稳定性，也可以用量筒代替稳定计。

b. 絮凝稳定性，是衡量分散相颗粒是否容易粘结变大的性质。若分散相颗粒的粘结速度极小。则称这种胶体具有絮凝稳定性。

(8) 泥浆管理指标：

在使用泥浆的过程中，应经常测定其有关指标，随时根据规定指标进行调整。表 3-10 为国外资料所介绍的泥浆管理指标。

泥浆管理指标

表 3-10

项 目	测 定 时 期	指 标
相对密度	挖槽前、挖槽中（每 4~5h），挖槽完毕后，混凝土浇筑完毕后进行测定	<1.15
粘 度	挖槽前、挖槽中（每 4~5h），挖槽完毕后，混凝土浇灌完毕后进行测定	<25~35s
失水量与泥皮厚度	每天测定一次以上，当相对密度与粘度发生变化时随时进行测定，混凝土浇筑完毕后进行测定	失水量<150mL， 泥皮 厚<2mm
含砂量	按需要进行测定	<3%
稳定性	按需要进行测定	胶体率> 95% 上下差异
pH 值	混凝土浇筑后进行测定	<11

172. 泥浆性能应如何进行调整？

为了使泥浆能适应多种情况和提高工作效能。可在泥浆中加入掺合物（表 3-11）用以调整其性能。

泥浆性能的调整

表 3-11

目 的	条 件	方 法	其他性质的变化
增大粘度		添加膨润土或掺入 CMC（增粘剂）	失水量减少，稳定性增大
减小粘度		加水	失水量增大，比重减小
增大相对密度	不宜增大粘度的情况下	与重晶石一起加入磷酸钠溶液或丹宁溶液	稳定性减小
减小相对密度		加水	粘度减小，失水量增大，稳定性减小
减少失水量	不影响粘度的情况下	添加膨润土或掺入 CMC	粘度增大，稳定性增大
	不宜增大粘度的情况下	与重晶石一起加入磷酸钠溶液或丹宁溶液	稳定性增大
增大稳定性		加膨润土或 CMC	粘度增大，失水量减少

173. 泥浆的制作工艺及主要设备是什么？

用于地下连续墙施工的泥浆其制作基本流程见图 3-50。其有

关设施，主要机械及设备见表 3-12。

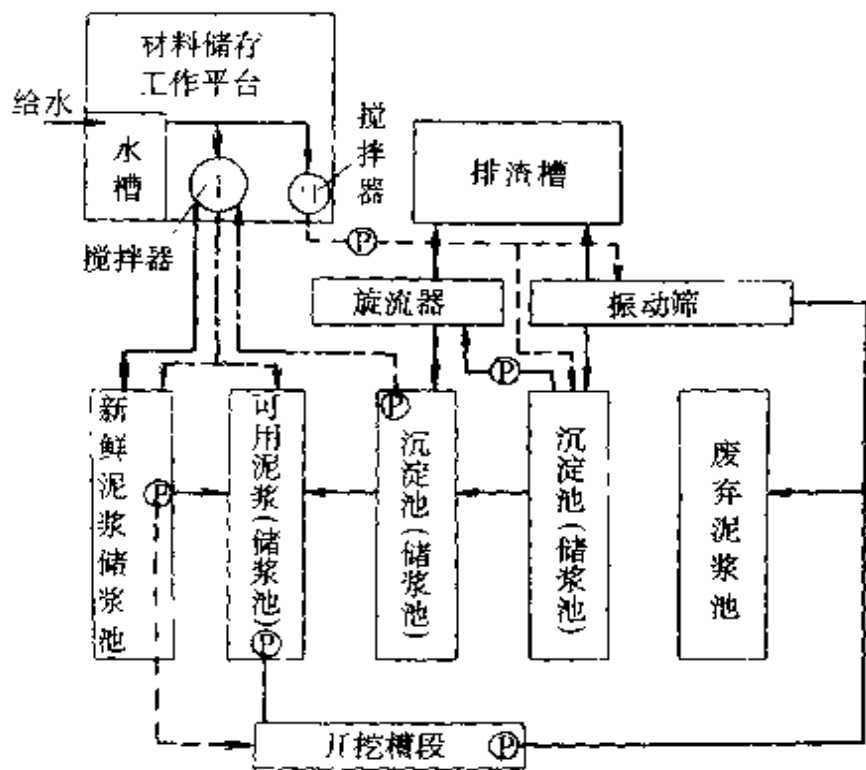


图 3-50 泥浆制作工艺流程

搅拌泥浆的方法和设备有：（1）胶质灰浆搅拌器；（2）螺旋桨式搅拌器；（3）压缩空气搅拌（把压缩空气喷入膨润土和水的混合物引起充分搅动）；（4）离心泵重复循环（离心泵将膨润土和水的混合物以高速送回料斗，在料斗底部形成旋涡）等……。欧美各国大多采用压缩空气搅拌，而日本大多用螺旋桨式搅拌器。

有关泥浆设施、主要机械及设备 表 3-12

设 施		主要机械和设备
搅拌设备		泥浆材料储存库；工作平台；清水池和给水设备；搅拌器；新鲜泥浆储浆池；送浆泵
再生处理设施	物理再生处理	振动筛和出渣槽；旋流器和出渣槽；沉淀池；送泥泵（旋流器用）
	化学再生处理	分散剂、其他掺合物的供给装置和混合装置
再生调制设施		搅拌器；储浆池
循环泥浆储浆池		新鲜泥浆储浆池；可用泥浆储浆池、沉淀池
出渣设施		出渣槽；皮带输送机；料斗
废弃设施		废弃泥浆处理机；出渣设备

注：主要的机械和设备，均可重复使用；表中所列的各设备均为必要设施。

174. 钢筋笼的加工和吊放工艺是怎样的？

根据地下连续墙墙体钢筋的设计尺寸，再按照槽段的具体情况，来决定钢筋笼的制作图（图 3-51）。钢筋笼最好是尽量按单元槽段组成一个整体。如果需要分段接长，其接头以帮条焊接为原则，接头应尽量布置在应力小的位置。

组装钢筋笼时要预先定下插入导管的位置，留有足够的空间。由于这部分空间要上下贯通，因而周围须增设箍筋、连接筋以资加固。另外为了不使钢筋卡住导管，应将纵向主筋放在内侧，而横向副筋放在外侧。纵筋放在槽内时，应距槽底 0.1~0.2m。纵筋底端应稍向里弯曲。钢筋最小间距要保持在 100mm 以上。

为了保证保护层达到规定厚度，可在钢筋笼外侧焊接上用带钢弯成的定位块，用以固定钢筋笼的位置。过去曾用过砂浆垫块，但在吊放钢筋笼时很容易破损以及损伤槽壁壁面。定位块的设置在里外两侧，在水平方向设置两个以上，在竖直方向间隔约 5m 设一个。根据日本资料介绍，现浇混凝土与泥浆泥皮接触所引起的质量恶化问题，经 x 射线反复探测分析，可以确认质量受影响的厚度是非常小的（1~3cm 以下），因此钢筋保护层的厚度按通常的规范采用就够了。

钢筋笼长度不宜超过 10m，特殊情况可以例外（例上海市基础公司所用的钢筋笼长度曾达 15.2m），否则需要分段连接。若钢筋笼过长，要加剪刀斜撑加固。

钢筋笼与其他结构相连接时，预留筋须先弯曲并用泡沫塑料盖住，待混凝土浇筑完毕后，以及将来土体开挖后再定位。

在地下连续墙拐角处的钢筋笼须加工成 L 形，接头不应当留在拐角处而放在直墙部位。

钢筋笼加工场地应尽量设置在工地上，如设置在工地外，应充分研究并落实其搬运计划。加工能力要和挖掘、浇筑速度相适应。

下钢筋笼之前，一定要将孔底残渣清除干净。稳定液的各项指标要符合规定。一般起吊钢筋笼均用起重机，但起吊能力要根据钢筋笼整个重量和拐角处的钻机移位的重量进行选择。

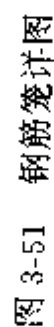


图 3-51 钢筋笼详图

钢筋笼起吊时，顶部要用一根横梁（常用工字钢），其长度要和钢筋笼尺寸相适应。钢丝绳须吊住四个角。为了不使钢筋笼在起吊时产生弯曲变形，常用二台吊车同时操作，也可用一台吊车的二个吊钩进行工作，一钩吊住顶部（B 钩），一钩吊住中间部位（A 钩）见图 3-52 所示。为了不使钢筋笼在空中晃动，钢筋笼下端可系绳索用人力控制。

钢筋笼插入槽孔时最重要的是对准单元槽段的中心。必须注意不要因为起重机操作不当或风的吹动，使钢筋笼摆动而损伤槽壁壁面。

在钢筋笼插不下去的时候，必须拔出来查明原因，采取措施重新插入。否则钢筋笼容易变形，槽壁壁面也容易因碰撞产生大量沉渣。

泡沫塑料一定要紧扎在钢筋笼上，否则会因浮力大而浮起。有时须在钢筋笼上加压重。

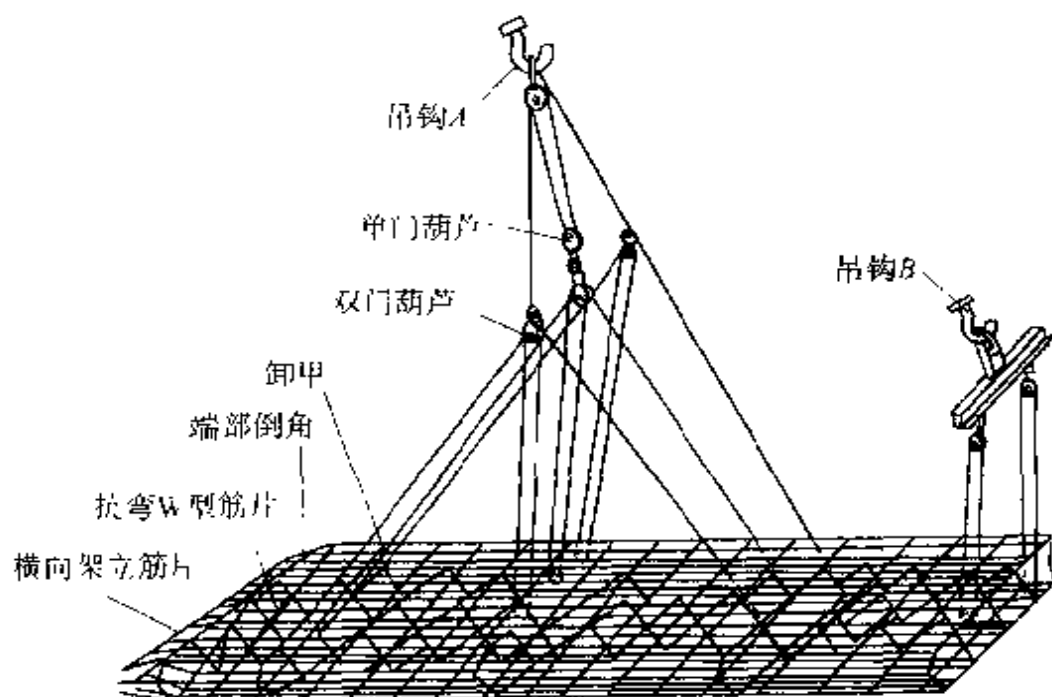


图 3-52 双钩吊装钢筋笼

175. 地下连续墙的混凝土如何进行浇筑？

地下连续墙是用导管在泥浆中灌注的。因而混凝土要有良好

的和易性且不发生离析。

水下混凝土采用直升导管法。导管与导管采用丝扣连接，也用采用消防皮管的快速接头，以便于在钢筋笼中顺利升降。

槽段的混凝土是利用混凝土与泥浆的相对密度差浇下去的，故必须保证相对密度差在 1.1 以上。混凝土的相对密度是 2.3，所以槽内泥浆的相对密度应小于 1.2，倘大于 1.2 就要影响浇筑质量。

导管的数量与槽段长度有关，槽段长度小于 4m 时，可使用一根导管；大于 4m 时，应使用 2 根或 2 根以上导管。导管间距根据导管直径决定，使用 150mm 导管时，间距 2m；使用 200mm 导管时，间距 3m。导管应尽量靠近接头。

导管埋入混凝土的深度最小要大于 1.5m，最大要小于 9m，仅在当混凝土浇筑到地下连续墙墙顶附近时，导管内混凝土不易流出的时候，一方面要降低灌注速度，一方面可将导管的埋入深度减为 1m 左右。如果混凝土再浇筑不下去，可将导管作上下运动，但上下运动的高度不能超过 30cm。在浇筑过程中，导管不能作横向运动，否则会使沉渣或泥浆混入混凝土内。在浇筑过程中不能使混凝土溢出或流进槽内。

混凝土要连续浇筑。不能长时间中断，一般可容许中断 5～10min，最长只允许中断 20～30min。以保持混凝土的均匀性。混凝土搅拌好之后，1.5h 内浇筑完毕为原则。在夏天由于混凝土凝结较快，所以必须在搅拌好之后 1h 内尽快浇完，否则应掺入适当的缓凝剂。

在浇筑过程中，要经常量测混凝土浇筑量和上升高度。量测混凝土上升高度可用测锤。由于混凝土上升面一般都不是水平的，所以要在三个以上的位置进行量测。

混凝土浇筑速度，各国资料介绍也差别较大，每小时浇筑量为 15～30m³。

鉴于地下墙的顶部混凝土易于和泥浆混合，为了保证质量，需将浇好的混凝土顶部 0.5～1.5m 高的墙壁凿去不用。

176. 地下连续墙常用接头的施工工艺是怎样的？

为了使槽段墙与槽段墙之间很好地连接，保证有良好的止水性和整体性，应根据建设地下连续墙的目的来选择适当的接头型式。现将常用的接头管（锁口管）接头的施工方法简述如下：

接头管接头的施工顺序见图 3-53。

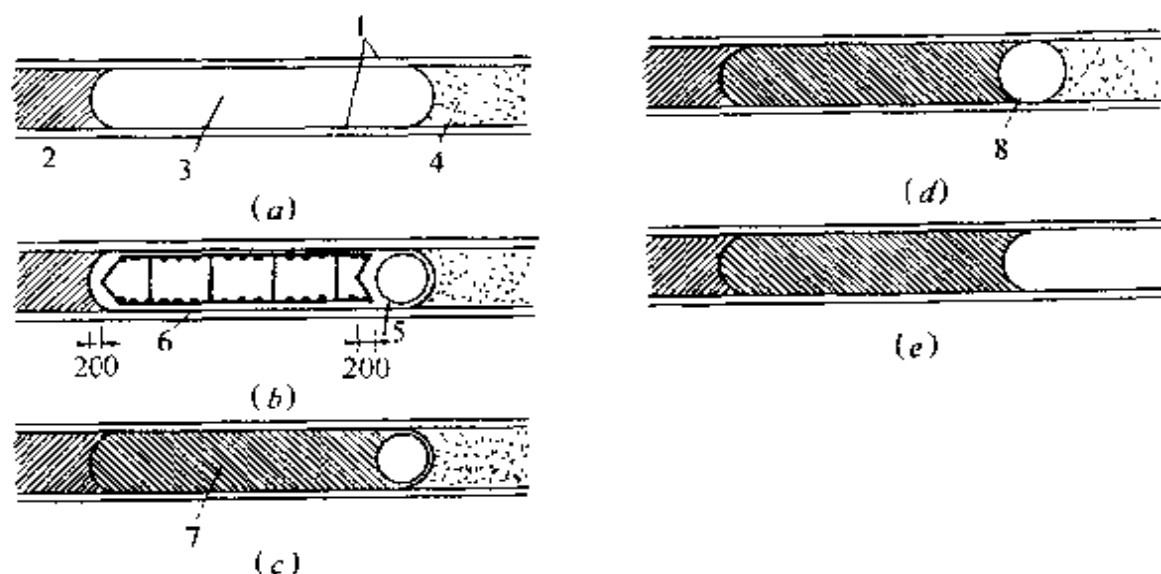


图 3-53 用接头管施工的程序图

(a) 槽段开挖图；(b) 安放连锁管及钢筋笼图；(c) 混凝土浇筑图；

(d) 接头管拔除图；(e) 单个槽段竣工图

- 1 导端；2—已完工的混凝土地下墙；3—正在开挖的槽段；4—未开挖地段；
5 接头管；6 钢筋笼；7—正完工的混凝土地下墙；8—接头管拔除后的孔洞

接头管的直径一般要比墙厚小 50mm。管身壁厚一般为 19~20mm。每节长度一般为 5~10m，在施工现场的高度受到限制的情况下，管长可适当缩短。

接头管用起重机起吊放入槽孔内。为了今后便于起拔，管身外壁必须光滑，还可在管身上涂抹黄油。开始浇筑混凝土 2h 后，旋转半圆周，或提起 10cm。一般在混凝土开浇后 2~3h 开始起拔。具体起拔时间，应根据水泥品种、标号、混凝土的初凝时间等来决定。起拔时一般用 30t 起重机。但较大工地另备 100t 或 200t 千斤顶提升架，为应急之用。

接头管拔出后，已浇好的混凝土半圆形表面上，附着有水泥

浆与稳定液混合而成的胶凝物必须除去,否则接头处止水性能更差。胶凝物的铲除须用专用设备,我国有关部门曾用电动刷、刮刀等方法,使用也很简便。

177. 地下连续墙槽段间连接节点的构造形式有哪些?

地下连续墙被广泛用于高层建筑深基坑施工中作围护结构,或兼作建筑物地下箱基的外墙结构。不管作为临时的施工结构,还是永久的工程结构,都要求连续墙整体结构不但具有足够的承载力和刚度,同时还必须有良好的抗渗漏性能,只有这样才能保证满足施工阶段和使用阶段的功能要求。由于地下连续墙的墙体一般具有一定的厚度,因此槽段本身的承载力、刚度和抗渗漏的重点在于它的槽段之间的连接节点构造及其可靠的施工方法。目前工程实践中常用的节点形式(如图 3-54 所示)有:(a)采用圆形锁口管施工的雌雄槽段节点(柔性);(b)采用波形封口管的槽段节点(柔性);(c)端头十字钢板加方形锁口管的槽段连接节点(柔性);(d)端头平钢板留钢筋连接的雌雄槽段节点(刚性);(e)端头带凹槽平钢板雌雄槽段节点(柔性);(f)矩形锁口管加矩形组合管施工的雌雄槽段节点(介于刚柔之间)。

各施工单位采用圆形锁口管的雌雄槽段节点形式进行施工较多,工艺也比较成熟,也有采用波形封口管的槽段节点形式,但这类节点形式存在着地下连续墙整体刚度和节点渗漏水问题,对纯作围护结构的连续墙来讲,节点上的这些问题对施工影响也不大,但要从根本上解决刚度和漏水问题,除了对节点构造加以改进外,没有其他较好的方法。于是在上海地铁工程施工中,有关单位除选用圆锁口管的节点外,同时还采用了十字端头钢板加方形锁口管的槽段连接节点构造。采用十字钢板节点的目的很明确,是为了改进节点的止水性能,但采用了十字钢板给节点的施工带来了许多难点,首先是后筑段中锁口管和十字钢板之间的二个空隙需要采取措施来防止混凝土外泄,其次是后筑段泥浆很容易在端头十字钢板折角处淤积,施工实践证明这个节点仍然会产生一定的漏水现象,止水问题还没有很好解决。寻找理想的构造形式

是目前工程界探索的重点。

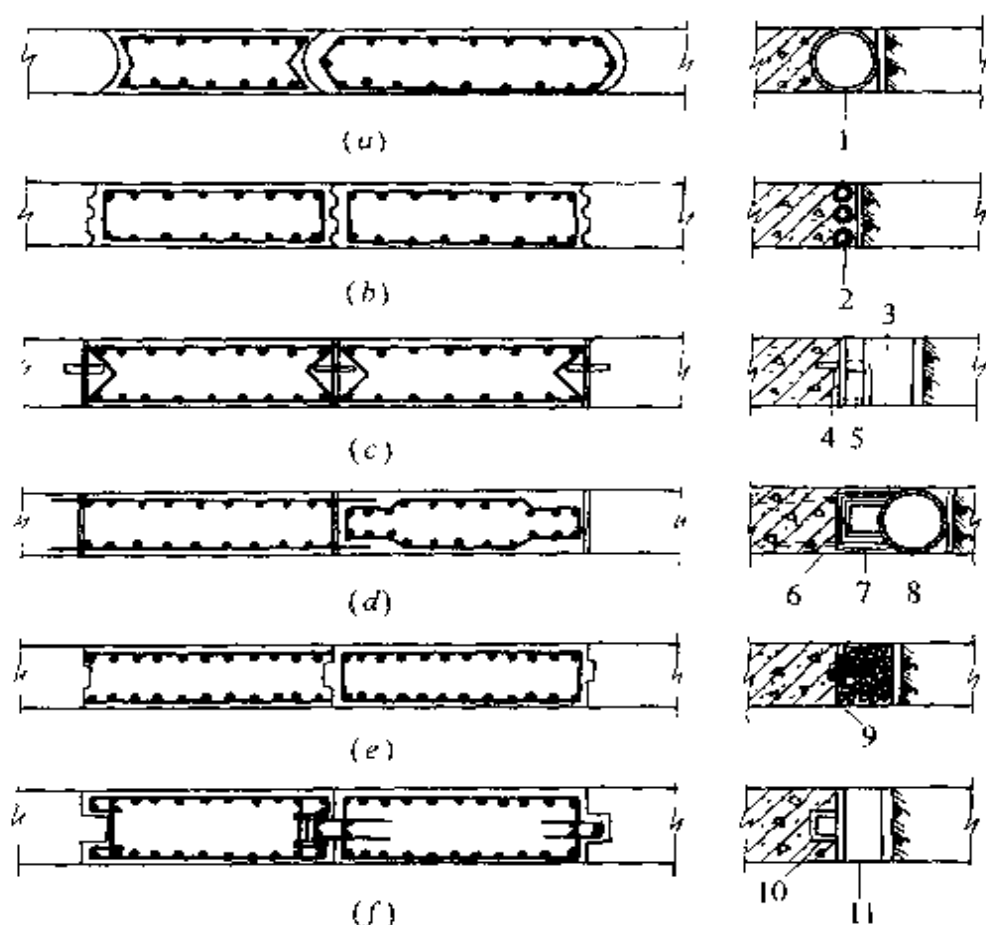


图 3-54 槽段节点构造的一般形式

- 1—圆形锁口管；2—波纹形锁口管；3—矩形锁口管；4—端头十字钢板；
5—充气塑料管；6—端头平钢板；7—矩形组合管；8—圆形锁口管；
9—端头带凹槽平钢板；10—矩形组合管；11—矩形锁口管

178. 怎样做端头平钢板留外伸钢筋的槽段节点（图 3-54d）？

这种连接节点的地下连续墙雌槽段钢筋笼两端头设端头平钢板，钢板上设角钢止水带，外伸钢筋穿出两端钢板进入雄槽段区域，同时雌槽段钢筋笼两侧面外包帆布以确保槽段浇筑混凝土时不向外泄漏。在雌槽段混凝土浇筑完成后，雄槽段成槽，雄槽段钢筋笼嵌入从雌槽段穿出的水平筋中间，完成雄槽段混凝土浇筑后，雌槽段的水平筋锚固在雄槽段中，使得雌雄槽段的节点连接形成一个整体的钢筋混凝土构造，整个竖向接缝具有明显的刚性。

设计这样的接头形式，有它的优点，它要比原来的锁口管接

头可靠,因为锁口管接头形式为柔性接头,作为挡土结构较好。现在用封头平钢板穿钢筋的接头形式将它用作挡土或兼作永久结构的部分承受部分垂直荷载和水平荷载体现出它较好受力性能。但其缺点在雌钢筋笼的钢板伸出钢筋外一侧掉落的杂上无法除去,这对接头的连接有一定的强度影响,后来试验中采用方形附加锁口管后,使雌槽段内溢出的混凝土形成凹型接口的两外缘钢筋混凝土,但溢出量多少还是无法控制,因此这部分钢筋混凝土质量是无法保证的。这个问题启发我们去设计新的接头形式,就是端头带凹槽夹平钢板的雌雄槽段节点和矩形锁口管加矩形组合管的雌雄槽段节点。

179. 怎样做端头带凹槽平钢板槽段节点 (图 3-54e)?

这种连接节点的设计指导思想是只要能在施工中有效地保证连接面不夹杂质,那么槽段之间的连接缝渗漏水问题就能有效地加以控制,同时在设计中也兼顾了方便施工的因素。

这种连接形式是将地下连续墙的雌槽段钢筋笼两端头设一带凹槽的端头平钢板,钢板与钢筋笼焊接成整体,钢板朝雄槽段一侧设二条角钢止水带,雌槽段的水平钢筋到平钢板为止,不伸入雄槽段。雌槽段两外侧面包帆布以保证雌槽段混凝土浇筑质量和防止混凝土外泄,施工中槽段两端头不设锁口管,仅在端头平钢板雄槽一侧外填筑少量大粒径道碴,起到封口作用,整个节点构造简洁,接面容易清刷,施工也十分方便。

采用这种节点形式的地下连续墙施工,雌槽段起槽槽长尺寸准确,在长度方向不会超控(超控会使道碴填充量增大)并能保证槽壁的垂直度和深度(不准超深),准确地达到设计要求。该钢筋笼制作时要求两端头平钢板在笼子底部比笼子的设计深度再加长1m左右,使钢板插入槽底,以保证底部不会泄漏混凝土。施工中当雌槽段成槽后,可将制好的钢筋笼起吊入槽,入槽定位以后,在两侧钢板的外侧宽隙填充大粒径的道碴以防雌槽段内混凝土浇筑时有混凝土泄漏占据这些空间。整个施工过程不设封头锁管,节省了锁口管费用和机械台班费,减少了施工环节,加快了速度。当

我们逐幅完成雌槽段施工后，我们就可逐幅进行雄槽段施工，成槽机在挖土过程中会将先前填充空隙的道碴一起挖除，挖土完成后用钢刷清刷雄槽两端头钢板上的淤泥和杂物，由于是钢板面，清刷工作能做得十分理想，从而保证了接头的抗渗漏能力。

端头带凹槽平端头钢板外包帆布的槽段节点，在国外施工实践中应用得较为普遍，节点两侧混凝土由于用钢板作模板，浇筑得以密实，加上凹槽和角钢止水，抗渗漏水效果十分明显，而且由于不用锁口管，使得施工中机械台班减少，工作面变得宽畅，施工速度加快。它的不足之处是端头设凹槽钢板、两侧包帆布后成本要比我们以前传统的锁口管稍高一些，另外这种节点仍然是柔性的，需要进一步改进，比在钢板中间设一些短的单排水平锚固钢筋，在雄槽段浇筑时将这些钢筋锚入雄槽段，可大大提高它们的整体刚度，而这些单排短钢筋并不会影响清刷钢板表面的工序。

180. 怎样做矩形锁口管加矩形组合管的槽段节点（图 3-54f）？

进行平端头钢板留钢筋连接的雌雄槽段节点施工时，为了防止雌槽段混凝土外泄占据雄槽段二排预留钢筋的中间空隙，特制作了矩形组合锁口管与矩形管一起作封头管，这种组合形式使封头形成了一个典型的刚性凹槽，因此我们设想将封口中的端头钢板省去，对钢筋笼的水平钢筋形式加以改进，做成封闭的水平箍，利用方管和矩形管组合而成的封口管直接浇筑出凹槽端头的钢筋混凝土雌槽段，这时由于凹槽较深，止水线路较长、棱角分明，具有一定刚性，对改进节点的性能具有明显的效果。

这种节点形式的缺点在于施工必须十分仔细、小心，方形锁口管在雌槽段浇筑完成后必须经常上下抽动，以防止它与槽段混凝土卡死而抽不出封口管，致使起重机械台班使用较多、工作面上机械拥挤而影响施工速度，但这是一种多花时间、少花直接费的办法，工程实践中也可以权衡利弊得失而采用之。

181. 地下连续墙会渗漏水吗？

地下连续墙由于施工不慎会产生渗漏水现象，而且地下连续

墙的局部渗漏水多发生在连续墙槽段之间的连接处，为改进槽段连接节点的刚度和抗渗能力，人们提出过很多连接节点的构造措施，但由于施工是在泥浆中进行，要将先行施工的槽段连接面上泥浆清刷干净，并使后浇槽段的混凝土能很好地与它粘结，而又做到中间不夹泥浆是很难的，因为我们是在泥浆水下浇筑混凝土，只要施工中对先浇槽段接触面的清刷工作稍有松懈，或因为泥浆护壁效果不佳，清刷和下笼过程中不小心碰塌了侧壁的土体，都会使槽段连接节点产生局部夹泥露筋和渗漏水。防止产生这种质量问题的办法是：精心配制槽段内的护壁泥浆，确保槽壁两侧的土体稳定；成槽机抓斗在成槽过程中必须保证垂直匀速地上下，尽量减少对侧壁的扰动；槽段两端的清刷工作必须仔细小心地进行，上下清刷过程中严禁碰撞两侧壁土体；钢筋笼下放过程必须垂直、缓慢，如遇障碍必须摸清情况，清除障碍后再行下放，切不可靠重力强行插入，导致侧壁上体塌落；钢筋笼入槽以后必须抓紧时间下导管，清槽完成后，马上开始水下混凝土的浇筑，不要将清过槽后的槽段空置，以防止发生新的土体塌落。只有认真按上述要求进行施工，才能较好的保证槽段与槽段连接节点的施工质量，如果在施工中遇到意外，则就可能产生槽段间的局部质量问题。

另外，地下连续墙体结构的设计，如墙体混凝土的质量不好，也会引起墙体本身的裂缝开展，从而产生渗漏水，所以在工程实践中，这些都要引起重视。

182. 地下连续墙有局部质量问题如何修复？

地下连续墙局部质量问题的修复方法：对地下连续墙表面浅层夹泥和露筋质量问题，需要及时进行人工清除杂质，凿去松动的混凝土表面石子，并用水将表面冲洗干净，凿毛，然后选用硫铝酸盐超早强膨胀水泥与一定量的中粗砂配制成的水泥砂浆来进行露筋处的修补，对修补用的水泥砂浆，其24h的抗压要求要大于35MPa以上；对于个别夹泥露筋处有渗水的地方，可用TZS水溶性聚氨酯堵漏剂与超早强双快水泥配合进行防渗堵漏。该材料通过在上海地铁一号线隧道、延安东路越江隧道、人民广场地下

车库、外滩京城大厦等大中型工程的修复实践，证明达到了止水、防水的要求。

在地下连续墙施工中，由于混凝土体中夹入了较大的泥块，造成槽段连接处有贯通壁厚的缝隙，因而产生了局部的渗漏水，对于这种较严重的漏水问题也可采用 TZS 水溶性聚氨酯堵漏剂与超早强双快水泥配合进行堵漏。其堵漏施工工艺为：首先对漏水处进行割缝与剔槽，即用人工精修出宽 3~5cm，深 15~20cm 的沟槽，然后用清水冲洗干净渗漏水处的夹泥和杂质；其次是对沟槽进行凿毛、引流和封堵，其具体做法是在接缝表面两侧 10cm 范围内凿毛，以增加外防水层和老混凝土上的粘结力。凿毛后在沟槽处安入塑料管对漏水进行引流，并用封缝材料（即水泥掺和材料）进行封堵，封堵完成并达到一定强度后，再选用 TZS 水溶性封漏剂，用泵进行化学压力灌浆，待浆液凝固后，拆除注浆管。实践证明用这样的堵漏方法，能有效地解决地下连续墙局部漏水的修复问题。

183. 地下连续墙槽段的钢筋笼为什么在施工中会被切割？

采用地下连续墙作围护壁的深基坑，如工程桩为预制钢筋混凝土方桩、管桩等，施工中会不同程度地产生挤土现象，则必须先施工工程桩，后施工地下连续墙。但如果工程桩为钻孔灌注桩，桩施工本身虽不会产生挤土，可是会扰动土体，那么就一定要先施工地下连续墙，后施工基坑内的工程桩，不然的话就会给地下连续墙的施工带来严重的后果，槽段内侧壁的土体会因扰动而变得较易塌落。下面我们分析产生槽段钢筋被切割的原因。

在地下连续墙成槽过程中，如侧壁土体产生较大体积的坍落，则会给槽段混凝土的浇筑带来极大的困难，见图 3-55 (a)。

因为在槽段混凝土浇筑时，混凝土会从坍落土体的侧壁空洞处绕过锁口管而溢入相邻槽段内，这时将产生的问题轻则是溢出的混凝土会占据相邻槽段的一部分空间，导致相邻槽段的钢筋笼无法入槽而不得不切割掉一部分，从而导致结构损伤；重则先施

工的这个槽段混凝土无法继续浇筑下去，因为浇入的混凝土都溢入邻槽段，自己槽段内将浇不足，而邻槽段的空间反被占满，导致邻槽段报废。因此这时必须立即停止浇筑，采取其他补救措施。通过上述分析，我们知道是槽段内侧壁上体的大面积坍塌最终导致槽段钢筋笼的切割，由此不难看出：影响土体坍塌的主要原因是侧壁上体受到扰动。所以说先行施工基坑内的钻孔灌注桩是目前工程中引起土体扰动的主要因素，因而在施工组织设计中切不可将施工顺序颠倒。预防产生这类问题的措施是首先采用正确的施工组织设计；其次是如果因为各种其他原因已经先行施工了基坑内的钻孔灌注桩，那么就必须对这些桩地面以下桩顶的空洞进行回填和注浆处理，以提高土体强度，尽量减少土体扰动后的影响；再次是如果采取了这些措施，在成槽过程中土体还是有较大的坍塌，则必须在槽段浇筑混凝土时采用特殊的锁口管和槽段钢筋笼两侧安装帆布的施工工艺。采用这种施工工艺的目的就是一要保证槽段内的混凝土不溢出去（用帆布包住），二要使万一溢出去的混凝土占据不了邻槽段的空间（用锁口管再加方的锁口箱或充气胶管先占据空间，让溢出的混凝土只能留在侧壁的空洞内），从而不影响邻槽段的施工。

184. 地下连续墙槽段钢筋笼被切割后怎么办？

尽管采取各种方法加以事先预防，但由于在水下进行混凝土浇筑，总会碰到各种意想不到的复杂条件，在施工实践中还可能发生钢筋笼因槽段内有混凝土占据而放不下去，导致钢筋笼被切割掉一部分，使连续墙结构受到损伤。通常的修复方法是：

在破损的地下连续墙外侧增做一幅地下连续墙槽段，见图3-55（b），但必须注意的是；增做一幅连续墙后并不能解决原切割部分地下连续墙的渗漏水问题，还要在增做槽段的两端加做高压旋喷注浆，以求解决切割破损处的渗漏水问题。在外侧完成这些加固处理后，方可进行坑内土体开挖，在开挖后再对切割处进行修复。具体的修复办法是：凿去该处的劣质混凝土，将相邻两槽段的笼子钢筋在接缝处凿出，清洗两侧面，焊上这部分所缺的钢

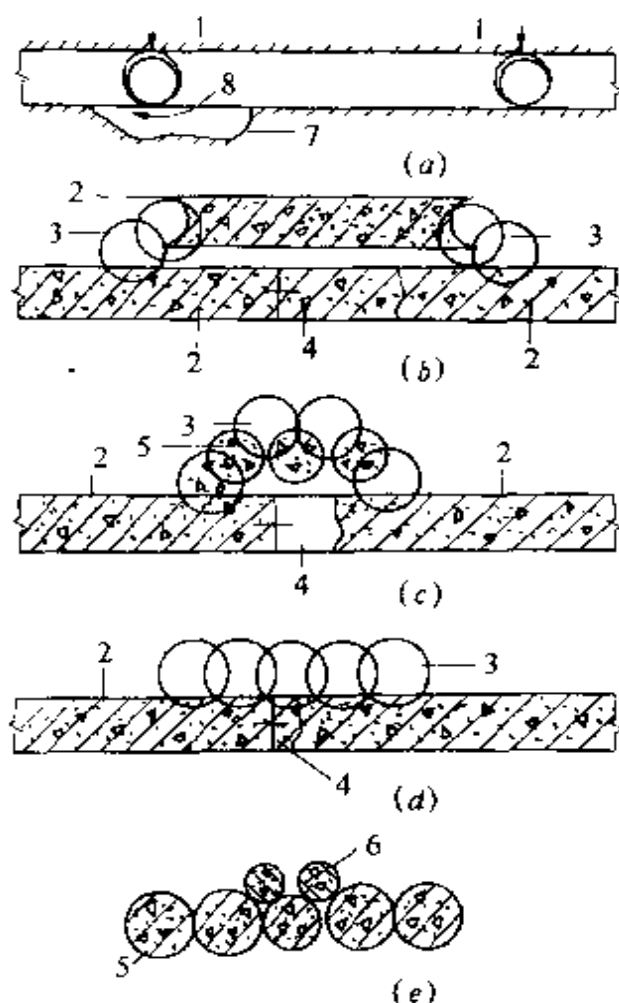


图 3-55

(a) 槽段内侧壁土体坍落后，给槽段浇筑混凝土带来困难；(b) 在地下连续墙外增做一幅墙；(c) 在地下连续墙外增做钻孔灌注桩进行加固；(d) 在地下连续墙外进行注浆加固；(e) 钻孔灌注桩围护壁出现局部桩径缩小时的加固办法

1 锁口管；2 地下连续墙；3 高压旋喷桩；4 地下连续墙中夹泥、无筋的劣质混凝土；5 钻孔灌注桩；6 树根桩；7 土体坍落区域；8 混凝土溢出方向

筋，并封上连续墙内侧的模板，在此空洞内筑浇与地下连续墙相同或高一等级的混凝土，以完成地下连续墙的修复。这种做法安全可靠，但代价较高。

如果地下连续墙的破损情况不很严重，被切割掉的钢筋笼仅是局部，那么就可以在坑内施工钢筋混凝土钻孔灌注桩时，利用施工机械在地下连续墙外增做几根钻孔灌注桩进行加固，见图 3-55(c)，钻孔灌注桩做好后也需要在其两侧和桩间进行高压旋喷注浆，以形成隔水帷幕。完成了这些加固处理后，即可像前述那样

进行坑内土体开挖和地下连续墙的修复。这种方法比较经济。

如果钢筋笼切割的范围较小、也可采用在墙外侧进行注浆的方法进行加固，而后待开挖后修复钢筋笼。

185. 钻孔灌注桩围护壁局部渗漏水怎样办？

钻孔灌注桩围护壁的渗水主要有二种原因，首先是因为施工中桩的垂直度掌握不好，使桩身发生倾斜，从而使桩与桩之间的间隙变大，如果桩外的隔水帷幕止水效果差，则会发生渗漏水；其次是由于邻桩施工过程中孔径因塌方而变大，使桩机无法按设计的桩径进行成孔，结果缩小桩径成桩，使两桩间隙变大，由此该局部围护壁强度减弱并产生渗漏水。这两种质量问题的预防措施是严格掌握成孔精度，合理配制护壁泥浆，桩内钢筋笼必须垂直吊放下孔，如遇障碍或擦着土壁，严禁强行沉入，要摸清情况清除障碍后，方可再行下笼。下笼完成后，必须紧接着下导管清孔，达到要求后立即进行水下混凝土浇筑，不要空置已钻好的成孔，以避免发生新的土体塌落。但是由于实际工程地质条件的复杂性，多变性，我们在施工中还是经常会碰到一些意外情况，如果处理不慎就会发生上述的几种常见的质量问题。

钻孔灌注桩的局部质量问题，如果发现在土体开挖前，我们可以在钻孔灌注桩围护壁外加做树根桩来加固此区段，并加强该段的隔水帷幕，做法见图 3-55 (e)，如果在土体开挖后发现局部渗漏水，我们可以参照以上连续墙局部渗漏水的修补方法进行防渗、堵漏。

1.5 土层锚杆（土锚）

186. 土锚杆（土锚）支护体系的构造是怎样的？它有哪些优点？

土层锚杆支护体系由挡土构筑物、腰梁及托架、锚杆三个部分所组成，以确保施工期间的基坑边坡稳定与安全，见图 3-56。

(1) 挡土构筑物

包括各种钢板桩、各种类型的钢筋混凝土预制板桩、灌注桩、

旋喷桩、挖孔桩、地下连续墙等竖向挡土护壁结构。

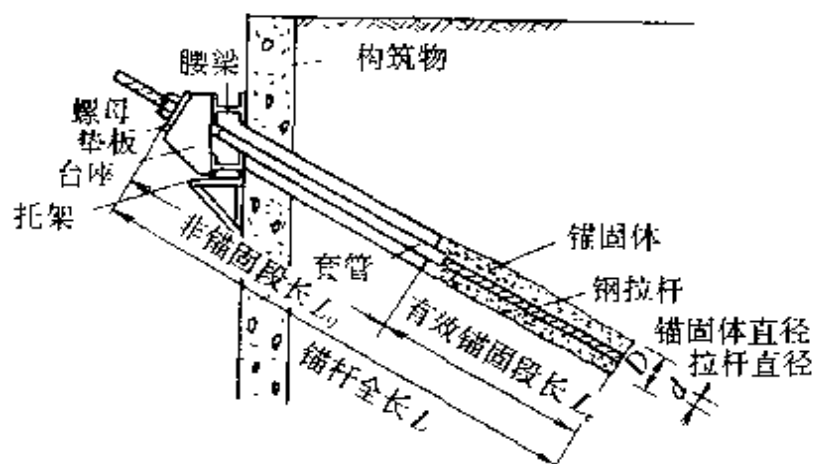


图 3-56 土层锚杆构造

(2) 腰梁

采用工字钢、槽钢形成的组合梁或钢筋混凝土梁作为腰梁,腰梁置于托架上,托架(用钢材或钢筋混凝土)与挡土构筑物连接固定,钢筋混凝土腰梁可与桩的主筋连接或直接做成桩顶圈梁。采用腰梁的目的是将作用于挡土构筑物上的土压力传递给锚杆,并使各桩的应力通过腰梁得到均匀分配。当采用地下连续墙等结构时,需要在墙或桩上预留锚杆孔道。

(3) 锚杆

锚杆是受拉杆件的总称,与构筑物共同作用。从力的传递机理来看,锚杆是由锚杆头部、拉杆及锚固体 3 个基本部分组成,见图 3-56。

锚杆头部——将拉杆与挡土构筑物牢固地连接起来,使支挡结构的推力可靠地传递到拉杆上去;

拉 杆——将来自锚杆端部的拉力传递给锚固体;

锚固体——来自拉杆的力通过摩阻抵抗力或支承抵抗力传递给地基稳固的地层。

① 锚杆头部

锚杆头部是构筑物与拉杆的连接部分。在一般情况下,拉杆设置是水平向下,具有一定的倾斜角度,因此与作用在挡土构筑

物上的侧向土压力不在同一方向上。为了能够牢固地将来自挡土构筑物的力得到传递，一方面必须保证构件本身的材料有足够的强度，相互的构件能紧密固定，另一方面又必须将集中力分散开，为此锚杆头部需由下列几部分组成：

a. 台座

构筑物与拉杆方向不垂直时，需要用台座作为符合拉杆受力方向的调整基座，并能固定拉杆位置，防止其横向滑动及有害的变位。台座用钢板或混凝土制成，见图 3-57。

b. 承压垫板

为使拉杆的集中力分散传递，并使紧固器与台座的接触面保持平顺，钢筋、钢绞线等必须与承压垫板垂直。承压板一般需采用 20~40mm 厚的钢板。

c. 紧固器

拉杆通过紧固器的紧固作用将其与垫板、台座、挡土构筑物贴紧并牢固连接。若拉杆的材料采用粗钢筋，则在拉杆端部焊螺栓，用螺母或专用的连接器作为紧固器，见图 3-58。为了减少螺丝端杆加工的工作量，必要时也可直接采用焊接的方法。若用钢绞线作为拉杆时，锚杆头部可由锚盘及锚片组成，锚盘的锚孔根据设计钢绞线的多少而定，也可采用各种类型的公锥及锚销等零件。

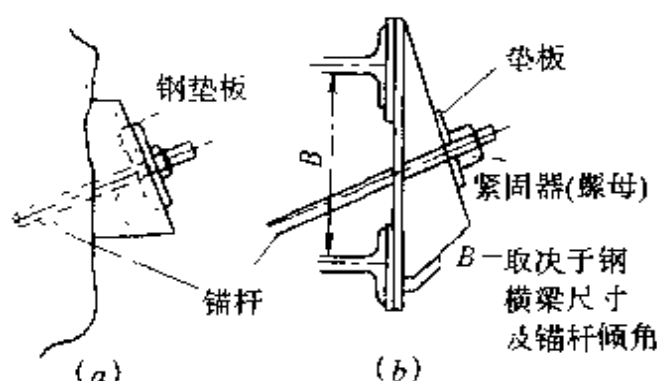


图 3-57 台座形式
(a) 钢筋混凝土；(b) 钢板

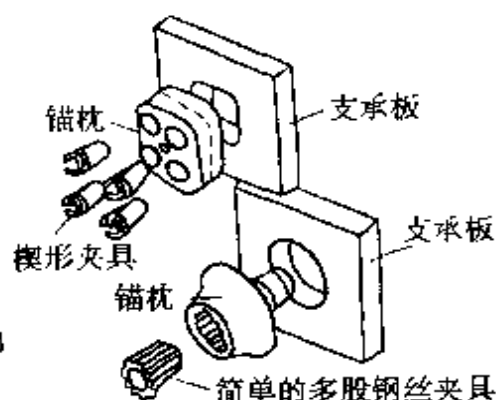


图 3-58 锚杆头处夹固多股钢束锚索的方法

②拉杆

拉杆是锚杆的中心受拉构件。从锚杆头部到锚固体尾端的全长即是拉杆的长度。拉杆的全长 L (见图 3-56) 实际上包括有效锚固长度 L_e 和非锚固长度 L_0 两部分。有效锚固长度(即锚固体长度) 主要应根据每根锚杆需承受多大的抗拔力来决定。非锚固段长度(自由长度) 应按构筑物与稳定地层之间的实际距离决定。

根据设计所需锚固力的大小, 拉杆可选用普通钢筋(以螺纹变形钢筋为宜), 直径采用 $\phi 22 \sim \phi 40$, 单根或 2~3 根点焊成束, 也可选用高强钢筋, 如近年来国内采用 45SiMnV 钢材(直径 $\phi 25\text{mm}$)、高强钢丝和钢绞线等。

③锚固体

锚固体是拉杆尾端的锚固部分。通过锚固体与土之间的相互作用, 将力传递给地层。锚固力能否足够保证挡土构筑物的稳定要求(承载能力与变形) 是锚固技术成败的主要关键。

从力的传递方式来看, 锚固体可分为:

a. 摩擦型 靠柱状锚固体周表面与上层之间的摩擦抵抗力将来自拉杆的拉力传递给地层, 如灌浆锚杆;

b. 承压型——锚固体有一个承压面, 或支承型锚固体的一部分或大部分局部扩大, 锚杆的拉力主要依靠作用于锚固体的被动土压力来获得支持。这个承压面可用机械式的装置, 也可以是用预制的钢筋混凝土板等;

c. 摩擦承压复合型 在实际工程中往往还可采用支承与摩擦型组合的型式, 如在软弱地层中采用扩孔灌浆锚杆以及类似扩孔型的串铃状锚杆、螺旋锚杆等。

以上类型见图 3-59。

从不同的施工工艺来说, 又有简易灌浆、预压灌浆、化学灌浆等。从对控制变形等要求不同可采用预应力锚杆和非预应力锚杆。从使用期限来说有临时性锚杆和永久性锚杆。

土层锚杆支护体系是将锚杆的一端(锚固段) 固定在开挖基坑的稳定地层中, 另一端与工程构筑物(钢板桩、挖孔桩、灌注

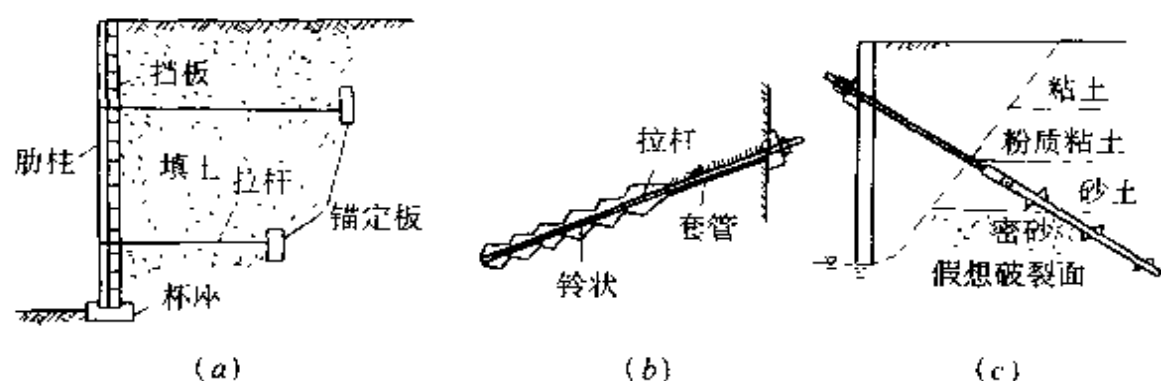


图 3-59 复合型锚杆

(a) 锚定板 (承压型); (b) 串铃状锚杆; (c) 螺旋锚杆

桩以及地下连续墙等) 相连接, 用以承受由于土压力、水压力等施加于构筑物的推力, 从而利用地层的锚固力以维持构筑物 (或土层) 的稳定它的最大的优点是在基坑内部施工时, 开挖土方与支撑互不干扰, 尤其是在不规则的复杂施工场所, 以锚杆代替挡土横撑, 便于施工。

187. 土层锚杆 (土锚) 应该怎样布置?

土锚的锚固区应当设置在主动土压力楔形破裂面以外, 见图 3-60, 并根据地层情况来确定土锚的埋入区以保证锚杆在设计荷载下正常工作的条件。为此锚固段需设置在稳定的地层以确保有足够的锚固力, 同时, 如采用压力灌浆时, 应使地表面在灌浆时不冒出砂浆。有资料表明, 深度一般要求不小于 5~6m, 土锚的锚固区宜布置在离现有建筑物基础不小于 5~6m 的距离处。

锚杆间距应根据地层情况、钢材截面所能承受的拉力等进行经济比较后确定。间距太大, 将增加腰梁应力, 从而增加腰梁断面; 缩小间距, 可使腰梁尺寸减小, 但锚杆会发生相互干扰, 产生所谓“群锚效应”, 使因极限抗拔力减小而造成危险。从现有的工程实例来看, 有缩小锚杆间距的倾向, 比如说, 在 10m 范围内有 1 根土锚共同承受荷载作用力, 但当其中一根承受的荷载力受到某些障碍时, 其所受部分荷载会转到周围其他的土锚上去, 所以一群锚杆中即使抽掉一根也不会对构筑物产生重大影响和危害, 按这种思想进行设计以取得整体平衡。一般锚杆之间的水平

极限距离不小于 1.5m，垂直距离不小于 2.0m，如果由于工程需要必须设置更近，可考虑设置不同的倾斜度以避免“群锚效应”的影响。在条件具备时，可采用同时张拉 3~5 根锚杆的方法，对锚杆的承载力进行原型现场检验，并根据试验结果的数据进行整体稳定性的校核。

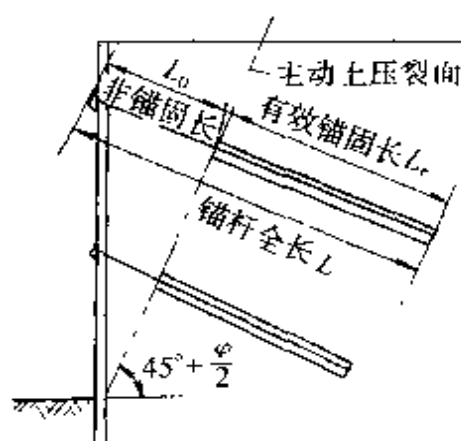


图 3-60 锚杆的长度

锚杆倾角：一般采用水平向下 $10^\circ \sim 45^\circ$ 之间的数值，如从有效利用锚杆抗拔力的角度看，最好使锚杆与侧压力作用方向平行，但实际上，锚杆的设置方向与可锚固土层的位置、挡土结构的位置以及施工条件等有关，锚杆水平分力随着锚杆倾角的增大而减小，倾角太大将降低锚固的效果，而且作用于构筑物上的垂直分力增加，可能造成挡土结构和周围地基的沉降。水平向下 10° 是为了有利于灌浆所要求的倾斜度。

锚杆层数取决于土压力分布大小，除能取得合理的平衡以外，还应考虑构筑物允许的变形值和施工条件等综合因素。

188. 锚固体的设计原则有哪些？

1. 锚的承载力主要取决于锚固体的抗拔力，而锚固体的抗拔力可以从两方面加以考虑：一方面锚固体抗拔力应具有一定的安全系数，另一方面是它在受力情况下发生的位移必须不超出一定的允许值。

对一般基坑支护来说，因允许有一定量的位移，故主要由稳定破坏控制。如果场地施工附近有建筑物，则对基坑的变形、侧向位移量需严格控制，这时锚固体的承载力主要由变形控制。

设计时一般采用试算法。即确定了基坑侧壁的作用荷载、土压力的分布以及单根土锚需承受的设计拉力、锚杆位置等方案后，采用可参考的上层抗拔力参数进行初步设计。但值得注意的是在砂性土与粘性土中使摩擦力达到最大值的变位量相差很大，因此

当锚固层为粘性土或松软的粉砂土时，对摩擦力的取值要十分慎重，必须经过现场抗拔试验来确定。

作为基坑支护的土锚，目前我国以灌浆锚杆为主。灌浆锚杆的工作原理如图 3-61 所示。图中表示一个灌浆锚杆中的砂浆锚固段，如将锚固段的砂浆作为自由体，则可将其受力状态作如下的分析：

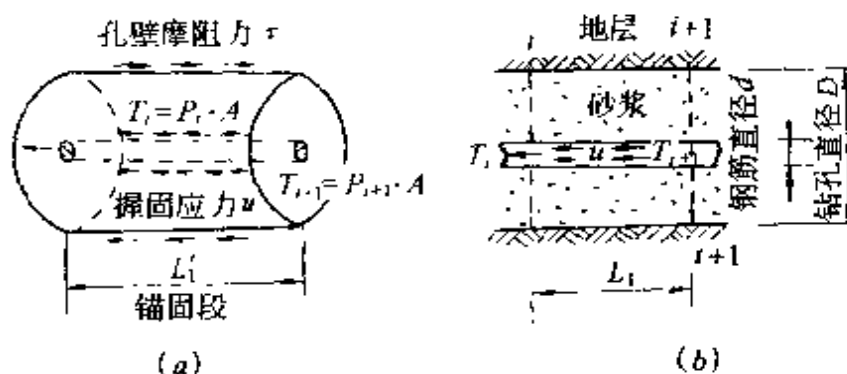


图 3-61 灌浆锚杆锚固段受力状态

当锚固段受力时，拉力 T_i 首先通过钢拉杆周边的砂浆握固力 (u) 传递到砂浆中，然后再通过锚固段钻孔周边的地层摩阻力 (τ) 传递到锚固的地层中，因此钢拉杆如受到拉力的作用，除了钢筋本身需要有足够的截面积 (A) 承受拉力外，即 $T_i = P_i \cdot A$ (式中 P_i 为钢筋应力)，锚杆的抗拔作用还必须同时满足以下 3 个条件：

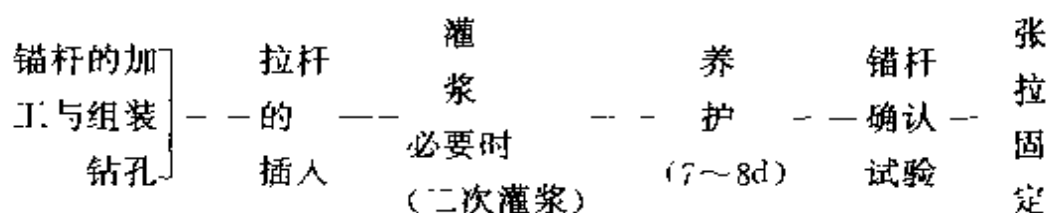
- (1) 锚固段的砂浆对于钢拉杆的握固力需能承受极限拉力；
- (2) 锚固段地层对于砂浆的摩擦力需能承受极限拉力；
- (3) 锚固土体在最不利的条件下仍能保持整体稳定性。

189. 灌浆锚杆的施工顺序是怎样的？

灌浆锚杆施工的准备工作包括：

钻孔作业空间及场地平整、钻孔机械、张拉机具及其他机械等设备的选定、材料的准备与堆放、拉杆的制作、电力供应及给排水条件等。

一般的施工顺序如下：



190. 土层锚杆的拉杆如何制作?

制作锚拉杆需要用切断机、电焊机或对焊机等，插入钻机的拉杆要求顺直，并应除锈。

用粗变形钢筋制作锚拉杆，且为了承受荷载需要采用 2 根以上拉杆组成的钢筋束时，应将所需长度的拉杆点焊成束，每隔 2~3m 点焊一点。为了使拉杆钢筋能放置在钻孔的中心以便于插入，宜在拉杆下部焊一船形支架，如图 2-62 所示，间距 1.5~2.0m 一个。同时为了插入钻孔时不致于从孔壁带入大量的土体至孔底，可在拉杆尾端放置圆形锚靴。

在孔口附近的拉杆应事先涂一层防锈漆，并且两层沥青玻璃布包扎作为防锈层，以便灌浆固定时砂浆能封住防锈层头部。

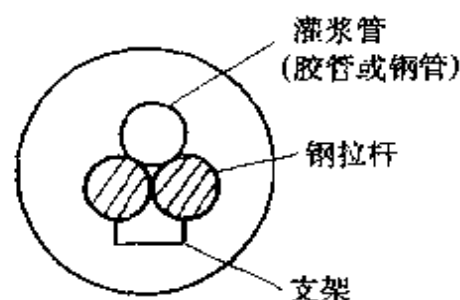


图 3-62 钻孔内的钢拉杆
灌浆管及支架

当钢筋长度不够时，拉杆可采用对焊焊接，亦可在工地用帮焊焊接。帮焊焊接可用 T-55 电焊条，帮焊长度按钢筋混凝土工程施工及验收规范中对钢筋焊接技术要求采用。例如，采用两根帮条四条焊缝，帮条长不小于 $4d_0$ (d_0 为锚杆钢筋直径)，焊缝高一般不小于 7~8mm，焊缝宽不小于 16mm。

当钢筋长度不够时，拉杆可采用对焊焊接，亦可在工地用帮焊焊接。帮焊焊接可用 T-55 电焊条，帮焊长度按钢筋混凝土工程施工及验收规范中对钢筋焊接技术要求采用。例如，采用两根帮条四条焊缝，帮条长不小于 $4d_0$ (d_0 为锚杆钢筋直径)，焊缝高一般不小于 7~8mm，焊缝宽不小于 16mm。

拉杆也可用钢束和钢绞线构成。由于锚索是在工地工棚里现场装配的，因此首先要决定锚索的总长，并将各钢束切断至该长度。因锚索通常以涂油脂和包装物保护的形式送到现场，故钢束切断后应清除有效锚固段的防护层，并用溶剂或蒸气清除防护油脂。如果锚索是由若干根钢束构成，则必须沿锚索长度安装可靠的间隔块以使各钢束保持平行。间隔块间距 2~4m，使用的材料

坚固耐用，并且具有经受装卸和安装就位时的强度，确保对锚索钢材无有害的影响，图 3-63 是多钢束锚索的一般构造。

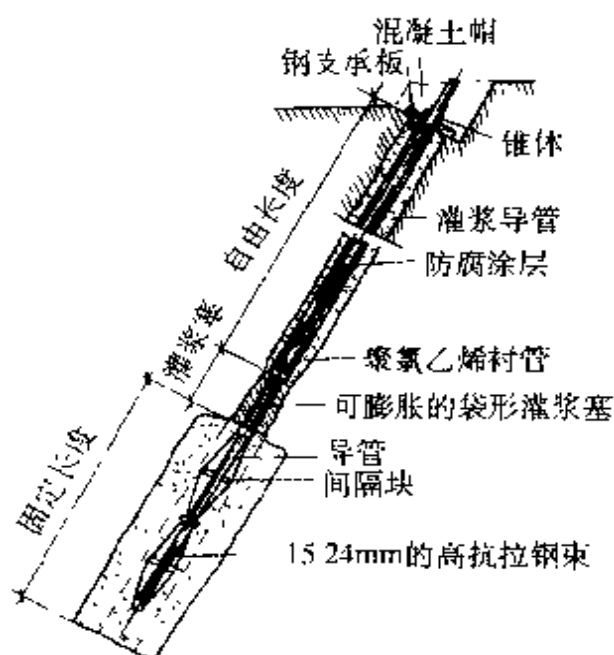


图 3-63 多钢束锚索的一般构造

191. 土层锚杆怎样进行灌浆？

灌浆需用搅拌机、活塞型或隔膜式压浆泵和磅秤等。

首先进行砂浆的配制。为了使砂浆能在灌浆管中流动，并使砂浆的强度达到 $3\text{kN}/\text{cm}^2$ 左右，宜采用灰砂比 1:1 或 1:0.5（重量比），水灰比 0.4~0.5。如需提高早期强度，可将食盐（水泥重量的 0.3%）和三乙醇胺（水泥重量的 0.03%）共同放入砂浆中一起搅拌。砂宜选用中砂并要过筛，水泥宜采用标号为 425 的硅酸盐水泥。水泥、砂、水按配合比在搅拌机中拌合均匀，为避免大块浆液堵塞压浆泵，砂浆需经过滤网再注入压浆泵。也有直接用纯水泥浆灌注的锚杆，水灰比约为 0.45。拌和好的砂浆（或水泥浆）需具有高可泵送性、低泌浆性，且凝固时只有少量或没有膨胀，使浆液达到足够的强度。灌注的浆液需对立方试块在 7~28d 龄期时进行抗压强度试验。水泥的各龄期强度不得低于 GB 175-85 所制定的强度数值。

如采用粗变形钢筋作为拉杆，则灌浆时一般采用 1 根 $\phi 30\text{mm}$

左右的钢筋（或胶皮管）作导管，一端与压浆泵连接，另一端用细钢丝捆扎在锚杆钢筋头上并同时送入钻孔内，距孔底应预留约50~100mm的空隙。灌浆管如采用胶管，使用时应先用清水洗净内外管，然后再开动压浆泵将搅拌好的砂浆注入钻孔底部，自孔底向外灌注。随着砂浆的灌入，应逐步将灌浆管向外拔出直至孔口，但灌浆管管口必须低于浆液面，这样可将孔内的水和空气挤出孔外，以保证灌浆质量。灌浆完成后，应将灌浆管、压浆泵、搅拌机用清水洗净。用压缩空气灌浆时，压力不宜过大，以免吹散砂浆，故必须控制灌浆压力，避免损坏邻近的各锚杆。

灌浆应注意下列几点：

- (1) 搅拌过的浆液需按其配合比，直接均匀地灌入锚固段；
- (2) 必须保证锚固体保持连续密实；
- (3) 在浆液硬化之前，不能承受外力或由外力引起的锚体移动。

灌浆有一阶段和多阶段灌浆或重复灌浆的方法。

为了增大锚固于非粘性土中锚杆承载力，可分两个阶段向根部灌注砂浆。二次灌浆的方法是在灌浆的锚固体内留有一根灌浆管，在初凝24h后，再灌一次浆液，即使原生的锚固体在压力灌浆下产生裂缝并用浆液充填。如图3-64所示，这样在土中就形成了径向应力。由于裂缝内充填了砂浆，使锚固体获得了粗糙表面。这在很大程度上增大了锚杆根部与土之间的粘着力。

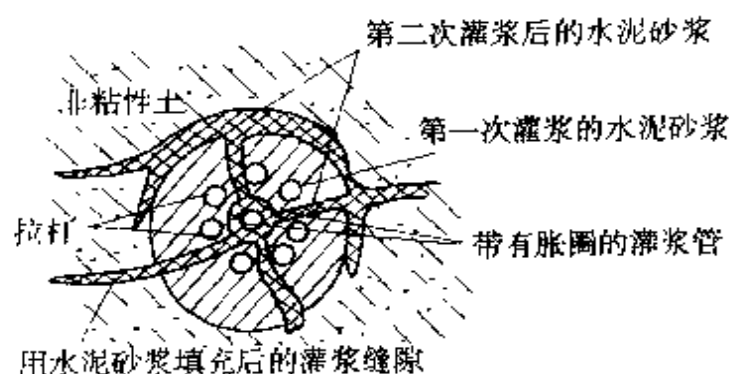


图 3-64 二次灌浆后的锚固体断面图

灌浆时原则上要加压，加压的方式有多种。日本在钻孔中常用注浆塞，见图3-65，即在压力灌浆时将帆布塞膨胀起来，这样在锚杆体内的浆液出不来，保证了浆液的压力。特别在涌水地基

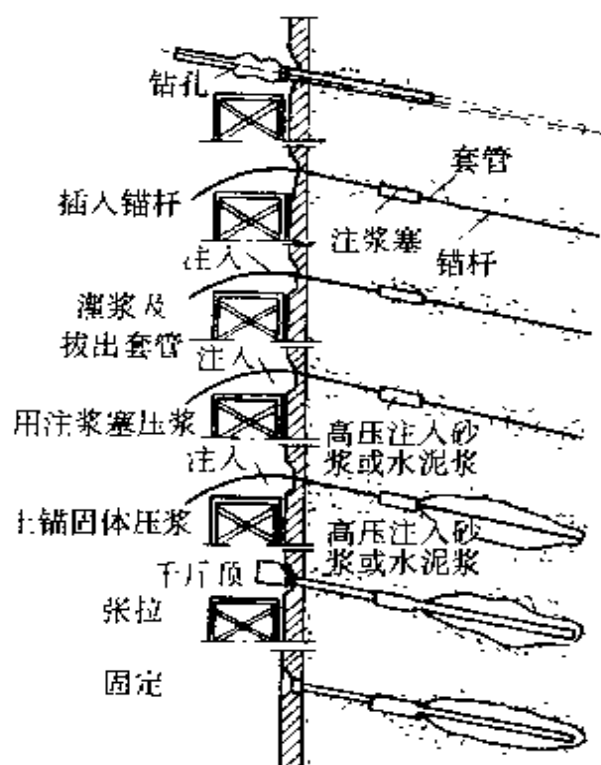


图 3-65 用注浆塞方法进行压力灌浆

中，能使锚杆保证灌浆的施工质量。

192. 土锚拉杆的张拉固定与拆除工艺是怎样的？

灌浆后的锚杆养护 7~8d 后，砂浆的强度能够达到 70%~80% 的最终强度，在承载力确认以后，用液压千斤顶张拉固定。常用液压千斤顶加载如图 3-66 所示。

对于作为开挖支护的锚杆，一般施加设计承载力的 50%~100% 的初期拉张力。初期拉张力并非越大越好，因为实际荷载较小时，拉张力作为反向荷重可能过大而对结构物不利。

初期拉张力的尺寸取决于所需的有效拉张力和

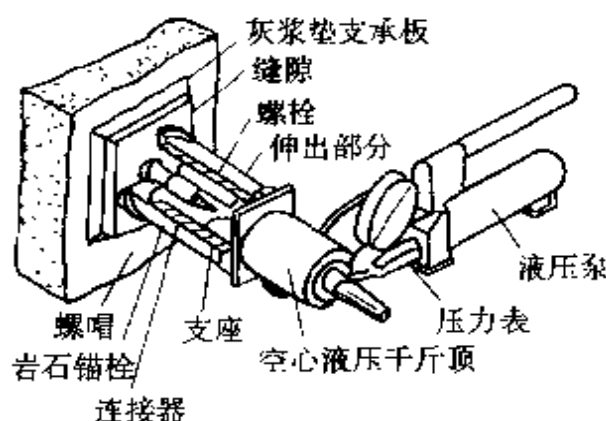


图 3-66 用液压千斤顶使锚杆钢筋受力

拉张力的可能松弛程度。而拉张力可能松弛的原因来自 (1) 钢材

的松弛；(2) 结构物的二次变形（混凝土上的徐变及干缩）；(3) 地基变形。其中 (1)、(2) 两项较易计算，而第 (3) 项目前还较难估算。

锚杆本来总是要求尽量牢固，拔不出来，但根据要求又必须在使用目的达到后拆除。因而这种可拆式锚杆不仅构造上复杂，而且施工时要有相当高的技术和熟练程度。可以采用机械、化学和物理的处理方法。基本上有两种方法：

一是采用粗钢筋作为拉杆时，在它和锚固体之间设置某种可以脱开的机械装置；二是采用钢索作为拉杆时，用某种手段破坏它与锚固体的连结。

下面介绍实际应用过的几种做法：

(1) 利用螺纹拆除拉杆法

采用全长带有螺纹的预应力钢筋作为拉杆。拆除时，先用空心千斤顶卸荷，然后再旋转钢筋，使其撤出。其构造如图 3-67 所示，它由三部分组成：

- ① 锚固体；
- ② 放在套管内的，全长带有螺纹的预应力钢筋；
- ③ 传荷板。

(2) 用高热燃烧剂将拉杆熔化切断法

在锚杆的锚固段与自由段的连接处先设置有高热燃烧剂的容器，拆除时，通过引燃导线点火，将锚杆在该处熔化切割拔出，见图 3-68 也可用高热燃烧剂将拉杆的一部分熔化，有的采用燃烧剂将拉杆全长去除。

(3) 使夹具滑落拆除锚杆法

采用预应力钢绞线作为拉杆，靠装在前端的夹具，将荷载传给锚固体，见图 3-69。设计时，保证在外力作用下，夹具绝对不会脱落。拆除时，可施加很大的外力（但此力必须在预应力钢绞线极限荷载 85% 以内），使夹具脱落，从而拔出拉杆。

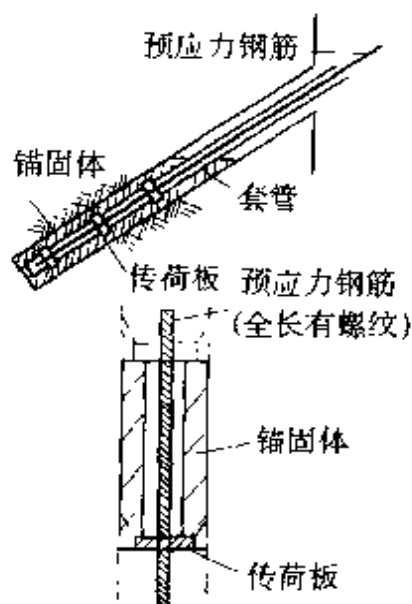


图 3-67 利用螺纹拆除
拉杆构造图

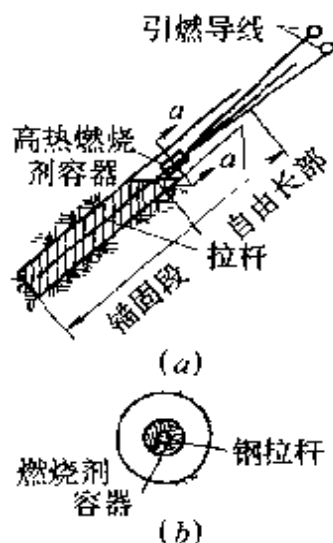


图 3-68 燃烧剂设置
(a)侧面图; (b) (a-a)断面图

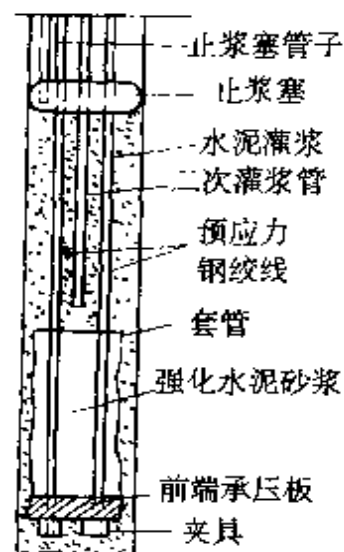


图 3-69 使夹具滑落
拆除法构造断面图

1.6 基坑加固与环境保护

193. 基坑工程中注浆加固可以达到哪些目的?

基坑周围上层的注浆加固可达到以下目的:

- (1) 减少挡墙的水平位移;
- (2) 增加基坑底部抗隆起稳定性;
- (3) 在长、大的基坑中, 防止因分段开挖而造成的基坑土体纵向失稳;
- (4) 使基坑挡墙被动区产生较大土抗力;
- (5) 防止挡土墙接缝漏水和堵漏;
- (6) 控制基坑周围构筑物的变形;
- (7) 增加挡土墙的垂直承载力。

194. 基坑工程中注浆加固常用于哪些情况?

(1) 基坑底部的注浆加固

为了增加挡土墙内侧土体的被动土压力、减少挡土墙的水平位移、提高基坑底部的稳定性, 可对坑底范围的土体进行注浆加固。见图 3-70。加固深度宜为 4~6m。

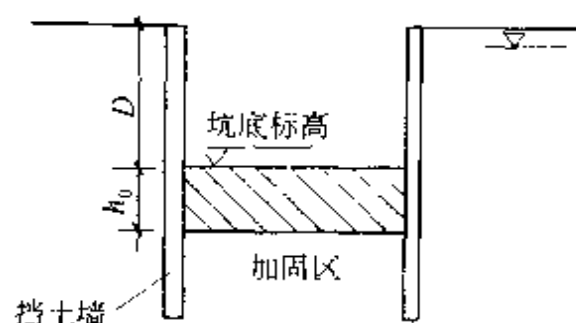


图 3-70 基坑内加固

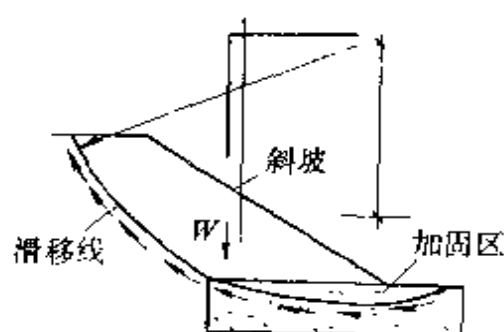


图 3-71 注浆加固

(2) 基坑纵向稳定的注浆加固

在分段开挖的长而大的基坑中，如果坑内土体的纵向抗滑移稳定性不足，可对斜坡坡角的土体进行适当加固，见图 3-71，并用条分法对加固后的纵向抗滑移稳定性进行计算。抗滑移安全系数 K_t 可取：

$$B \leq 10\text{m 时}, K_t \geq 1$$

$$10\text{m} < B \leq 20\text{m 时}, K_t \geq 1.2$$

$$B > 20\text{m 时}, K_t \geq 1.5$$

(B 为基坑宽度)

(3) 挡墙底部的注浆加固

当挡土墙是地下连续墙或灌注桩时，如果需要减少挡土墙的垂直沉降或提高挡土墙的垂直承载能力，则可用埋管注浆法对挡土墙底部进行注浆加固。加固深度宜在挡土墙底部下方 1~2m 左右。

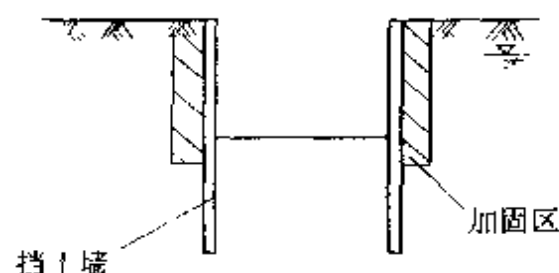


图 3-72 挡土墙外侧的注浆加固

(4) 挡墙外侧的注浆加固

在挡土墙外侧进行注浆加固的目的主要是减少挡土墙的侧向

土压力、防止挡土墙接缝漏水和堵漏及控制基坑周围构筑物的变形。注浆加固的范围一般如图 3-72 所示。预注浆加固应在基坑开挖前一个月完成。

195. 在软土地基地区进行深基坑工程施工有哪些保护环境的方法?

常用的有两种环境保护法:

(1) 积极保护法

在施工前先必须对地质和环境作很深入的调查,并提出减少地层位移的施工工艺和施工参数,且通过经验和理论相结合的研究分析,预测出基坑施工对周围影响范围的影响程度,据此将对象所要求的工程加固费用或拆迁量减少到较低的程度。在施工中,要加强监控,及时采取改进施工措施和应变措施以保证达到预期的保护要求。

(2) 工程保护法

对施工区周围环境的保护,应采取经济合理,安全可靠的技术方案。首先要考虑采取积极性防护法,而在必要时还要考虑工程保护。

工程保护是根据偏于安全的沉降估计预先实施防止灾害性破坏影响的工程措施。这些工程保护一般有:隔断法、基础托换、地基加固、结构补强等方法。这些方法是偏于安全和保险的,适用于地质特别复杂而保护要求较高的地段。

工程保护步骤见 3-73 框图。

196. 何谓基坑工程环境保护的隔断法?

隔断法是在已有构筑物附近进行地下工程施工时,为避免或减少土体位移与沉降对构筑物的影响,而在构筑物与施工面之间设置隔断墙予以保护的方法。

隔断法可以用钢板桩、地下连续墙、树根桩、深层搅拌桩、注浆加固等构成墙体。墙体主要承受施工引起的侧向土压力和地基差异沉降所产生的负摩擦力,亦可用以隔断地下水降落曲线,见图 3-74 及图 3-75。

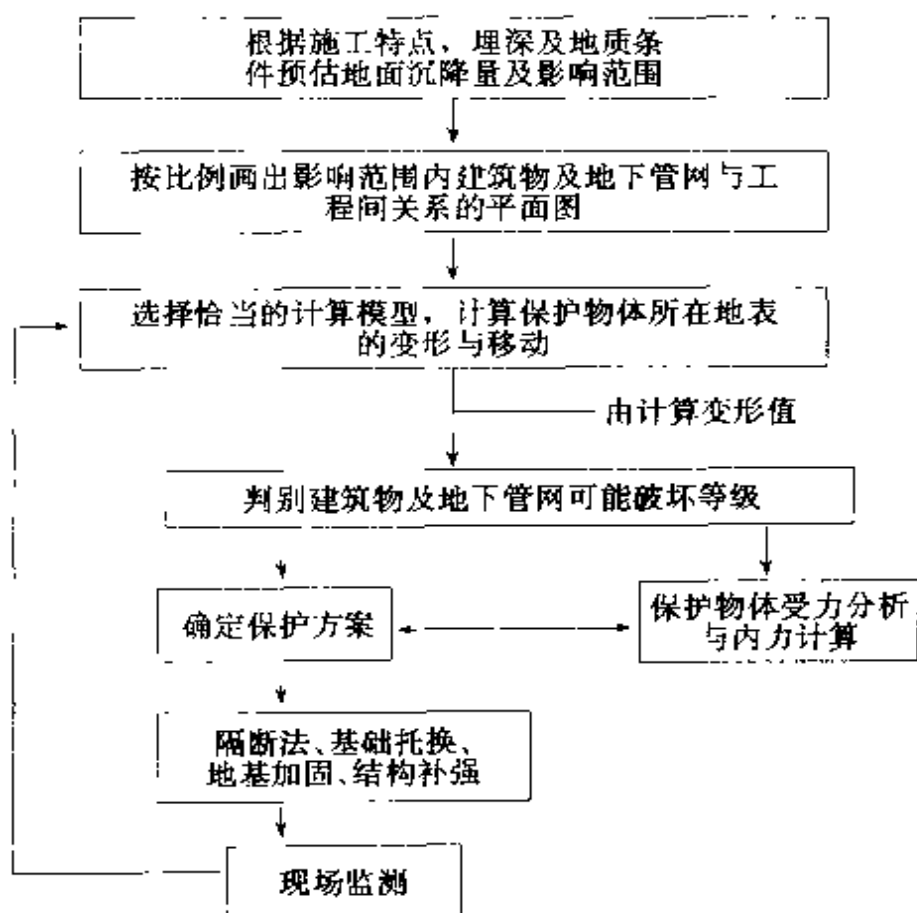


图 3-73 工程保护法的实施步骤

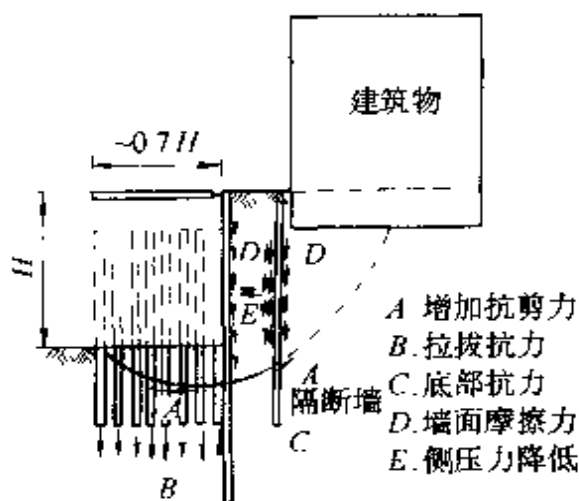


图 3-74 隔断墙保护法示意图

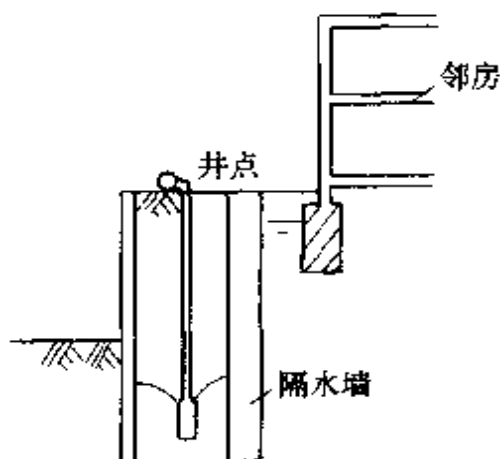


图 3-75 隔水墙保护法示意图

197. 基坑周围的邻近管道如何保护?

邻近基坑的管道保护首先应根据不同管道适应变形的特性, 确定其在地层变形时的曲率半径及允许的曲率半径, 当预测管道

处地面变形在一定限度内时,可考虑采用跟踪监测和注浆的方法以调整管道不均匀沉降,这是较经济有效的方法。若沉降幅度或沉降曲线曲率较大,则说明管线随地层沉降产生较大挠曲,这就需考虑搬迁,暴露悬吊或以其他方法处理。

198. 邻近地铁隧道的基坑环境保护如何进行?

这类保护包括两种情况:

(1) 基坑外侧邻近地铁隧道时

紧靠深基坑的正在运行的隧道,在基坑开挖到底部过程中,随着挡墙水平位移的增加,隧道亦产生水平位移并伴随横向水平直径增大的圆环变形,而且隧道水平位移是不均匀地呈一定的曲率。根据隧道安全运行要求的水平位移不能大于 15mm,曲率不能大于 1/5000,这对于在流塑性粘土层中基坑施工的技术要求是非常高的。一般要求在邻近隧道的挡墙开挖侧,对被动区土体进行地基加固,以限制隧道的侧向水平位移;同时为确保万无一失,即使在基坑按设计要求制定的施工参数精心施工的条件下,也还需要在挡墙与隧道间采用合理设计的双液分层速凝注浆法调整隧道的曲率、水平位移及圆环变形以保证隧道安全运用。隧道纠偏时的注浆效应如图 3-76。

理想的纠偏条件

$$P_B > P_A > P_s + F \quad (3-41)$$

P_B 为可提供的抗力; P_A 为注浆产生的挤土压力; P_s 为隧道另侧土层产生的抗力; F 为土对隧道的摩擦力。

$$\delta_t > \delta_B (\delta_B > 0) \quad (3-42)$$

式中 δ_t --- 隧道水平位移;

δ_B --- 地下墙被动区位移;

$$P_A = f(T_1, T_2 H, Q, P_q, C_t, \sigma, V) \quad (3-43)$$

Q 为注浆流量; P_q 为注浆压力; C_t 为浆体凝结时间; σ 为凝结时强度; V 为压浆量 (每节压浆量)。

$$\delta_B = f(h_c, h_d, K_{bb}, E_B, I_B, P_A)$$

载在时间上和空间上的不均衡性，又使隧道沿纵向产生不均匀的曲率变化，如图 3-77。在未加固的软塑性粘土中，基坑土体卸载引起的坑底土体回弹量约为 $0.5\% \sim 1\% H$ (H 为开挖深度)，当开挖深度为 $5 \sim 6\text{m}$ 时，土体回弹值最大可达 $5 \sim 6\text{cm}$ ，这对于埋深在 $10 \sim 15\text{m}$ 正在运行中的隧道，是十分危险的。为此，工程上一般需沿隧道纵向进行全面地基加固如图 3-78、图 3-79 所示。

为确保隧道的安全运行，除按以上方案进行地基加固外，还需配合有效的保护法：在基坑开挖前，根据时空效应或简化计算分析，确定基坑土方一次性卸载量、卸

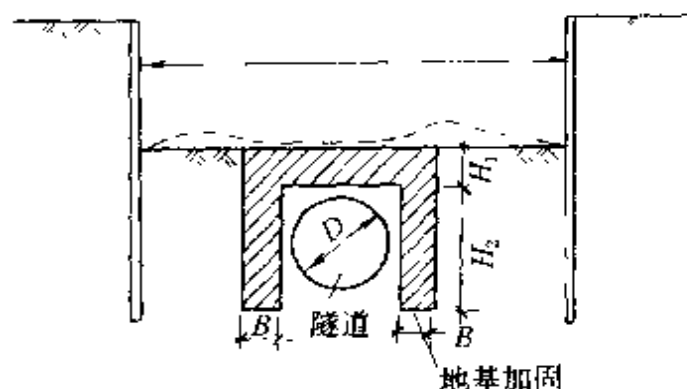


图 3-79 地基加固法保护隧道剖面图

载范围及沿隧道纵向的卸载次序，拟定初步的基坑土方开挖方案，结合数值分析法得出各工况下隧道的纵向变形曲线，据此进一步优化、调整开挖步骤，使隧道变形曲线进一步缓和，并在施工上可行；在具体施工阶段，再配以施工监测，根据监测数据，及时、灵活调整施工工艺。

199. 基坑工程中影响地层移动的因素有哪些？

(1) 基坑工程

基坑工程影响地层移动的因素有地层性质、挡墙结构的型式、基坑宽度和开挖深度、支撑数量、施工速度及采用的施工技术措施等。

① 挡墙型式的影响

有限元计算的结果表明，各类墙体的水平位移间有如下的比例关系：

壁式地下墙：柱列式地下墙：桩板式墙 $= 0.55 : 0.75 : 1$

对于地表沉降量，日本有人建议在估算时可取为：

壁式地下墙：柱列式地下墙：柔性挡墙=0.3：0.7：1

一般说来，挡墙刚度愈小，地层移动量愈大。

② 基坑宽度和开挖深度的影响

令基坑宽度分别为 8m、12m、18m 和 24m，开挖深度分别为 6m、10.5m 和 12m，采用平面问题有限元方法计算出墙体的水平变位、地表沉降和基底向上隆起量，结果绘于图 3-80。

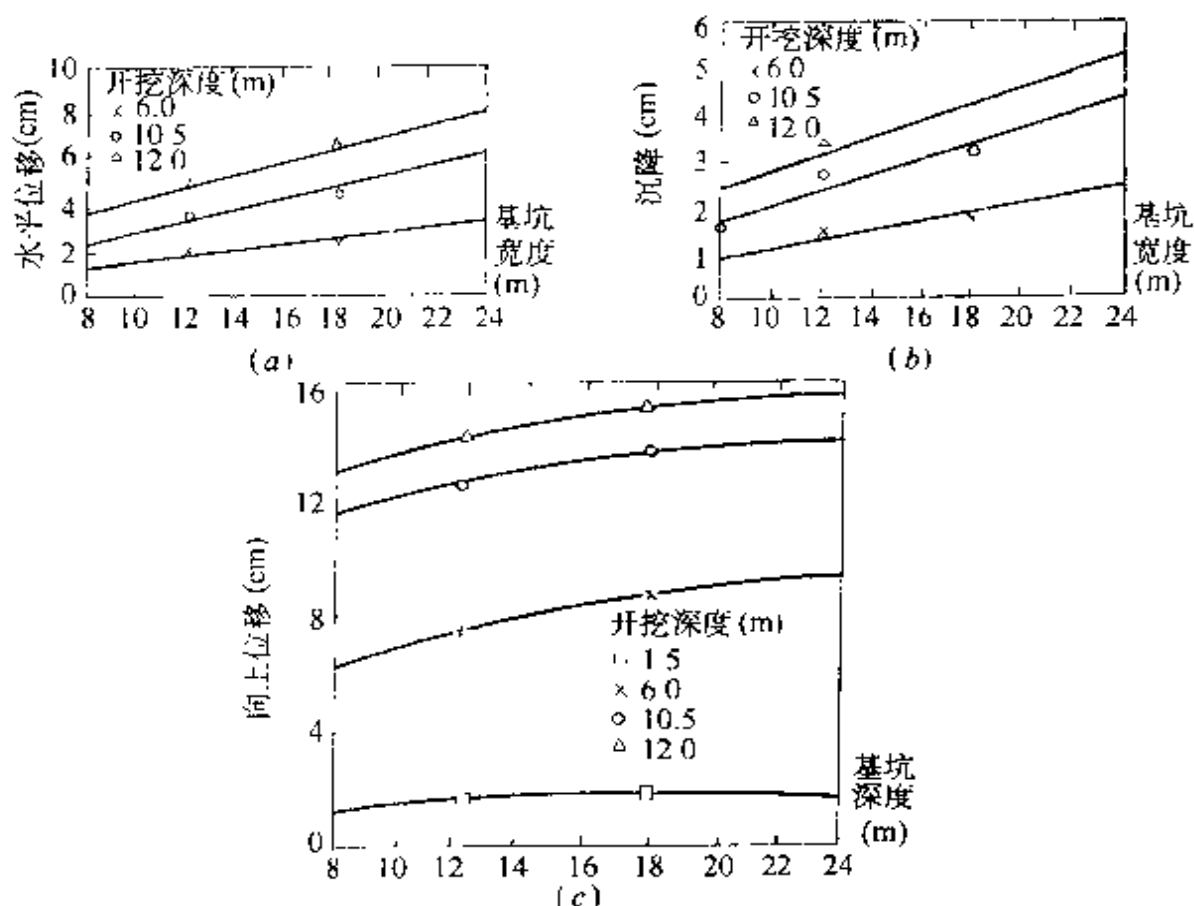


图 3 80 基坑宽度和开挖深度对墙体的影响

由图可见基坑宽度愈大，发生的地层移动量也愈大。墙体水平位移和地表沉降的增长几乎与基坑宽度的增加成线性关系；基底向上隆起量则随基坑宽度的增加而呈曲线关系，增长速率低于地表沉降。由图可见开挖深度为 10.5m 及 12m 时的变位速率较开挖深度为 6m 时的变位速率大得多，表明深开挖工程可引起较大的地层移动。一般说来，开挖深度小于 6m 的基坑可进行大面积开挖，而大于 6m 时地层移动量将显著增长，因此将 6m 深度取为深、

浅基坑的分界点是合适的。

③ 支撑数量的影响

支撑道数对地层变位量有显著影响。一般说来,增加支撑道数可减小变位量,但需增加工程造价,也影响工期。在含水软弱地层中,支撑的竖向间距宜取为 $3\sim 4\text{m}$,顶层支撑宜尽量上移,底层支撑的位置则应尽量放低。底撑轴心至坑底面的距离仅需留出浇筑底板所需的空间,一般可取为 2m 左右。图 3-81 为在其他条件都相同的情况下,对某工程设置两道支撑和三道支撑时地表沉降曲线的对比图。其中(a)图为设置两道支撑,支撑轴心标高为 -0.91m 和 -3.60m ,基底面标高为 -12.00m ; (b)图为设置三道支撑,标高分别是 -0.75m , -5.25m 和 -9.75m ,基底面标高与(a)图相同。比较(a)图与(b)图,可知采用三道支撑时,设置顶层支撑前地表沉降不足 1cm ,而若采用两道支撑,则在设置第一道支撑时地表沉降已有 3cm 之多。开挖结束时,设置三道支撑的总沉降量为 4cm 多,两道支撑的则为 5cm 多。虽然总地表沉降量仅差 1cm 余,但对保护地面邻近房屋和地下管线等往往有至关重要的意义。

④ 施工速度的影响

加快施工速度能有效地减小地层移动,因此,基坑开挖后应及时设置支撑并预加轴力,在挖到基坑设计底标高后应立即敷设垫层、绑扎钢筋和浇捣底板混凝土。如果施工速度过慢,软土地层的流变性将使地层移动有明显增加。根据上海某地铁车站实测数据的统计资料,可知如果支撑架设时间超过 8h ,则设置第二道支撑时地表沉降的增量为 2.3mm/d ,设置第三道支撑时为 2.4mm/d ,设置第四道支撑时为 3.4mm/d ,设置第五道支撑时为 4.1mm/d 。另据日本国的现场实验数据,基坑开挖后不到 10d 的时间内,基底隆起量增加了约 50% 。上述实例都说明施工速度对基坑周围地层变形的影响。

(2) 盾构隧道工程

影响盾构隧道地层移动规律的因素有胸板给予地层的正面压

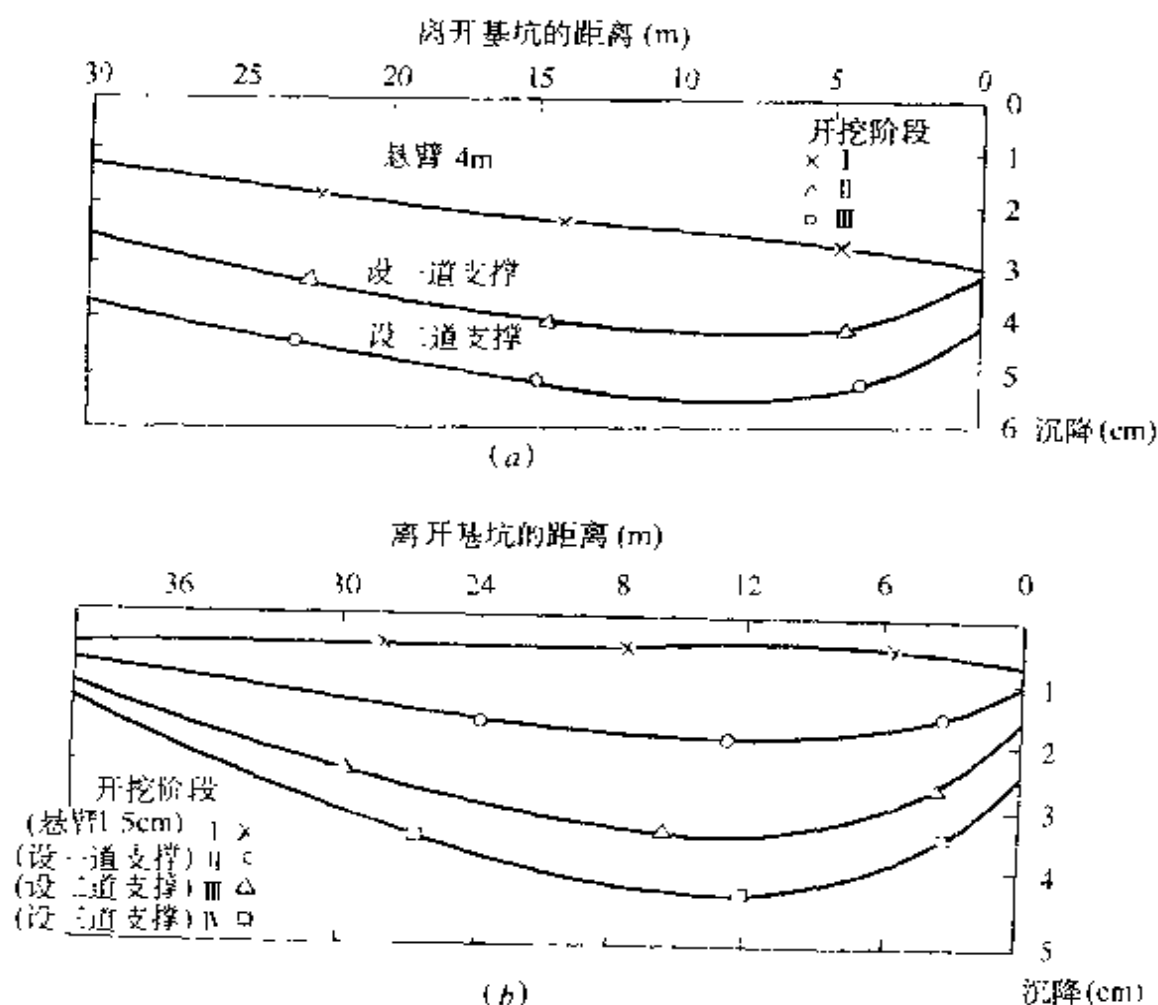


图 3.81 支撑数量对地层变位量的影响

力的大小、覆土厚度、地层性质、盾尾灌浆开始时间、灌浆压力和灌浆量、出土量及盾构推进速度等。结合实际工程精确研究各个因素与地层移动间的关系较为困难，因为这些因素的影响常常同时存在，因此，有时常借助数值解析方法，例如有限元方法进行研究。

①胸板正面压的影响

数理统计表明胸板正面压力与地表变形量间有如下关系式：

$$P - P_0 = 2.266\delta \quad (3-42)$$

式中 P ——胸板给予地层的正面压力，一般取为胸板上的土压力的平均值 (MPa)；

P_0 ——地层静止侧压力 (MPa)；

δ ——距盾构前端 $2D$ (D 为盾构直径) 处的地表变形量 (m); “+” 为隆起, “-” 为沉降。

与式 (3-42) 相应的直线示于图 3-82。由图可见胸板压力超过静止侧压力时地表隆起, 反之则下沉。而胸板压力等于静止侧压力时, 理论上地表变形将为零。

②覆土厚度的影响

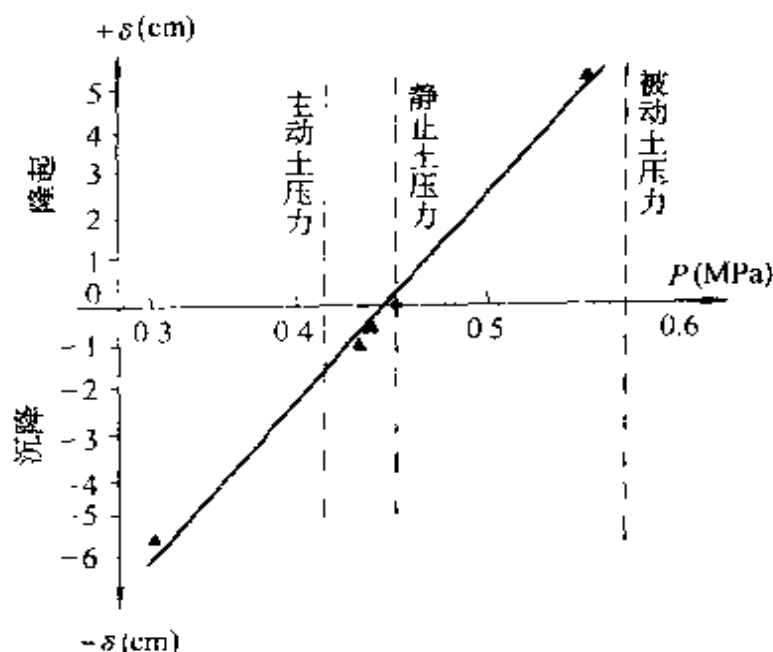


图 3-82 胸板正面压力与地表变形增量的关系

图 3-83 为根据日本大阪 10 余个工程实例的资料绘出的地表最大沉降量与覆土厚度的关系图。图中 D 为盾构外径, H 为覆土厚度, E_s 为地层平均变形模量, δ 为地表最大沉降量。由图可见, 地层 E_s 值较大时, 地表最大沉降量 δ 都较小, 且当 H/D 在 $1.5 \sim 2.5$ 时, H/D 的大小几乎不影响地表沉降量。地层较软弱、且 H/D 接近 1.5 时, 地表沉降量最大。

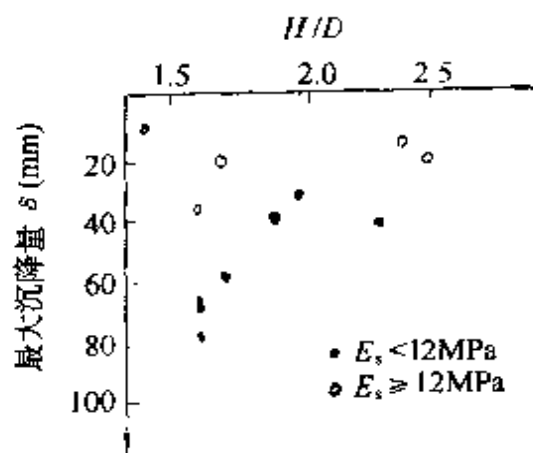


图 3-83 $\delta \sim H/D$ 的实例关系

随着 H/D 值的增大而沉降量有所减少则表明 δ 与 H/D 之间存在反比关系。日本的竹山乔建议用下式近似表示它们之间的关系：

$$\gamma = \frac{1}{E_s} \left[491.5 - 23 \left(\frac{H}{D} \right) \right] \quad (3-43)$$

式中： δ 的单位为 mm， E_s 的单位为 MPa。图 3-84 为按式(3-42)绘出的 δ - H/D 的关系图。

③地层平均变形模量的影响

图 3-85 为根据日本积累的资料绘制的 $H/D=3.0$ 时地表最大沉降量 δ 与地层平均变形模量 E_s 的关系曲线。由图可见，最大沉降量随 E_s 值的增大而减少，当 E_s 值小于 10MPa 时， δ 值增大较显著。根据该图所示的关系，可知欲使最大沉降量控制在 30mm 以内，地层平均变形模量需大于 10MPa。这一数据对有环境保护要求的工程，可作为确定采取何种施工技术措施的参考依据。

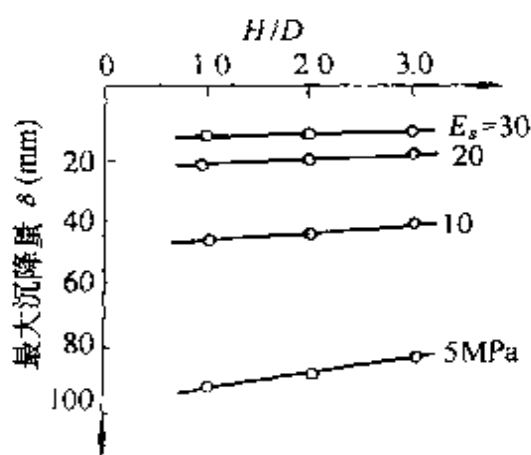


图 3-84 δ - H/D 的理论关系

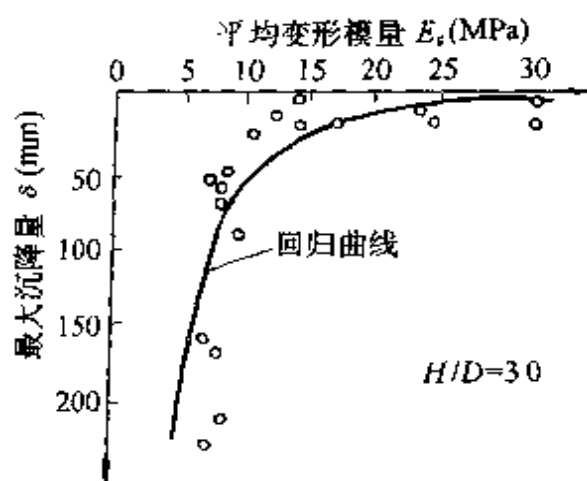


图 3-85 δ - E_s 的关系

④盾尾灌浆开始时间、压力和灌浆量的影响

前面说过，盾尾脱离后应及时向隧道衬砌与地层间的空隙灌浆，以免地层在释放应力作用时向空洞收缩，使地表沉降。图3-86是根据日本国一些盾构隧道工程的实际数据绘制的地表沉降与灌浆开始时间的关系图，由图可见，灌浆开始时间越迟，地表沉降越大。因此，灌浆开始时间愈早愈好，最好能做到同步灌浆，即边脱开盾尾，边向空隙灌浆；不能做到同步灌浆时，可采用提高

灌浆压力、增加灌浆量等方法弥补。

地层能承受的灌浆压力称为地层劈裂压力。当实际灌浆压力大于地层劈裂压力时，浆液可侵入地层，使地层受到扰动，加大变位量；小于地层劈裂压力时，地层结构基本完好，浆液可全部进入原有的空隙。国内外的工程实践表明，为使盾尾空隙充填良好以免发生

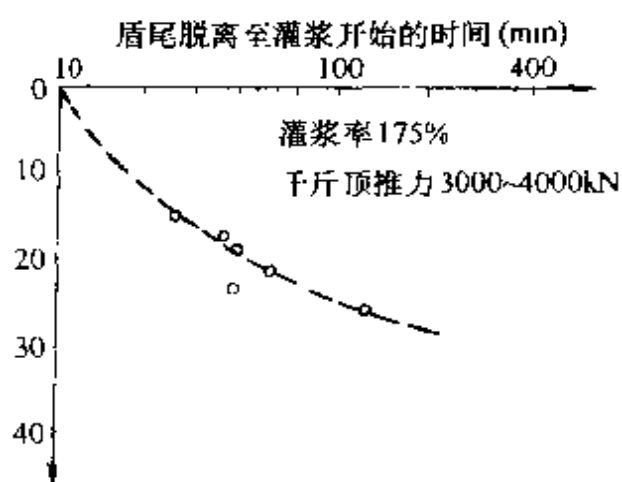


图 3-86 地表沉降与灌浆开始时间关系图

劈裂，实际灌浆压力应小于（或接近于）地层劈裂压力。这类压力的确定方法，可参阅有关的参考文献。

灌浆量理论上应与盾尾存在的空隙体积相等，以使地层移动量为最少。但是对于软土地层，因在灌浆开始前地表已有沉降，因此灌浆率应大于 100%，以使地表有所隆起，抵消已经出现的沉降。国外有在实际施工中成功地进行同步灌浆的实例，但在进行同步灌浆时，灌浆率也选为大于 100%，以抵消在盾构推进过程及灌浆过程中因扰动地层而产生的地层移动和地表沉降，其效果与克服稍微推迟灌浆开始时间造成的影响大致相当。

⑤ 出土量的影响

出土量一般以实际出土体积与盾构推进体积之比表示。显而易见，出土量为 100% 时地层移动量最小。由于出土量较难精确地控制，盾构推进时往往改为控制胸板的正面挤土压力值。胸板正面压力值与静止侧压值相近时，出土量接近 100%。如前所述，为了确保开挖面的稳定性，盾构正面挤土压力值一般需略大于静止侧压力，使出土量总是略小于 100%。可见，盾构法施工时初期地表产生少许隆起是正常的。

⑥ 盾构推进速度的影响

加快盾构推进速度可加快工程进度，但如出土速度过慢，盾

构将处于挤压推进状态，使胸板挤土压力增大，引起地表隆起变形，这类情况应予避免。盾构推进速度应由地层条件和出土设备的能力确定，施工时应始终使胸板正面压力略大于静止侧压力。

200. 基坑施工的地层移动影响范围如何确定？

基坑工程地层移动的范围取决于地层性质、基坑开挖深度和宽度、墙体入土深度、下卧软弱土层的深度以及支撑形式等。地

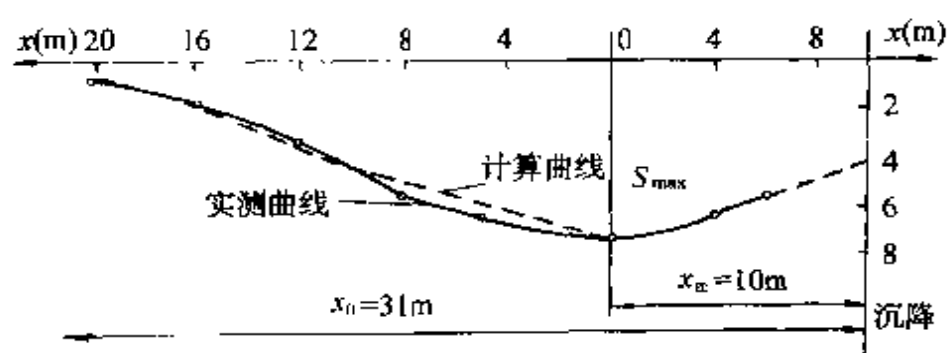


图 3-87 上海某地铁车站横断面上的地表沉降曲线

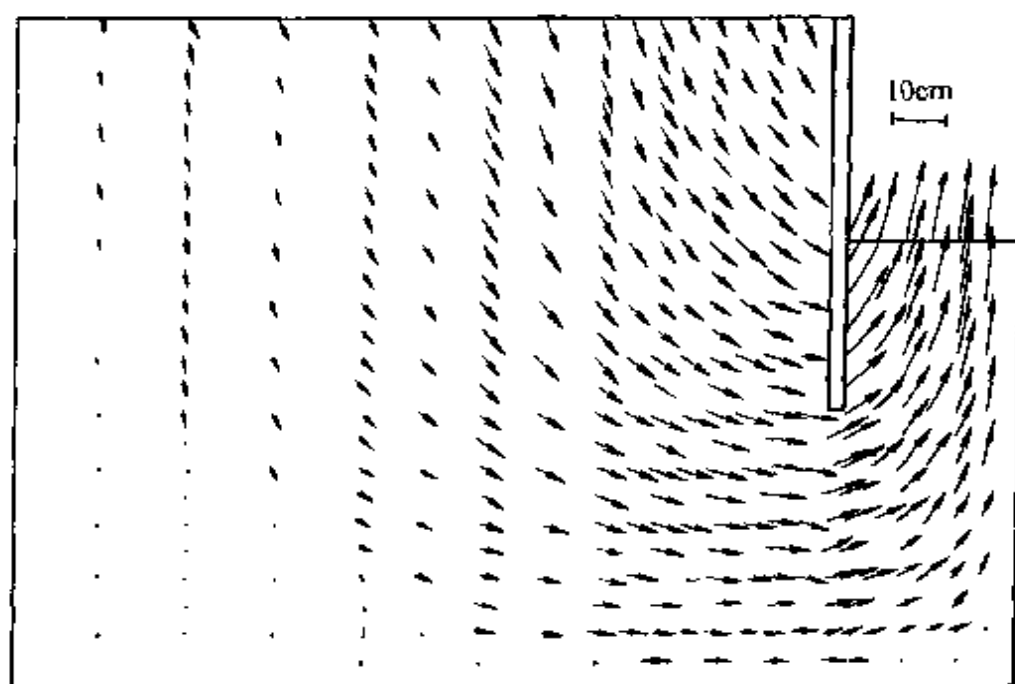


图 3-88 地层位移矢量图

表沉降范围一般为开挖深度的1~4倍。图3-87为上海某地铁车站横断面上的典型地表沉降曲线，由图可见地表沉降的影响范围为31m，约为开挖深度的两倍。图3-88为用有限元方法对该工程进行计算得到的地层位移矢量图，由图可见基底以下土体的变形主要是隆起，紧靠墙背的土体水平变位与沉降并重，而远土体的变形以沉降为主，墙底以下的土体则主要向基坑方向发生水平位移。

对基坑工程，日本按图3-89来确定开挖引起地层移动的影响范围。

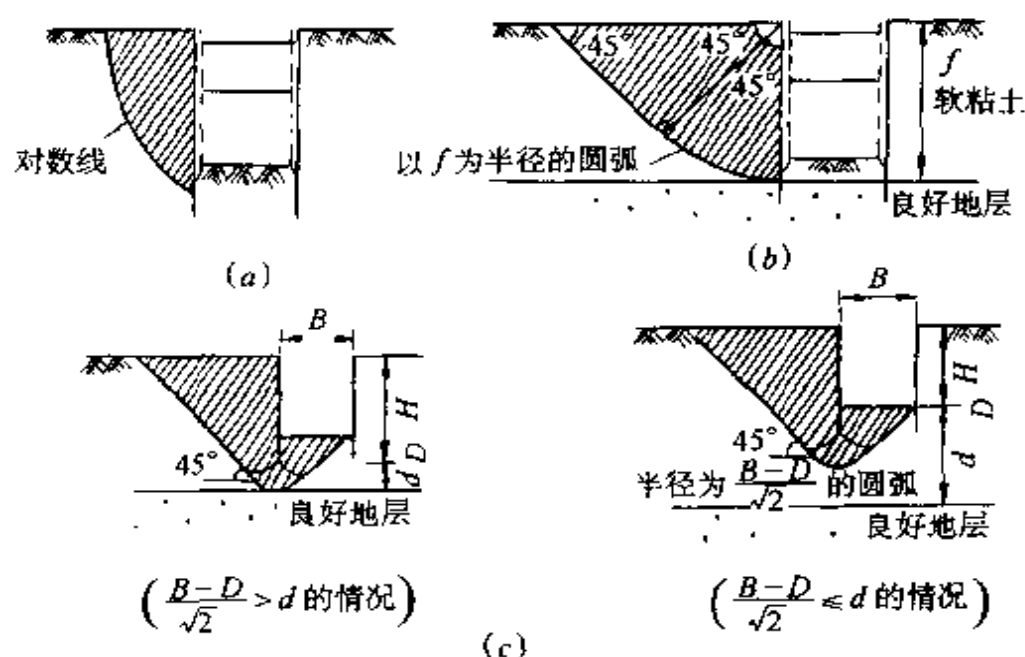


图 3-89 基坑工程地层移动影响范围

201. 基坑工程施工时地层移动能预测吗？

地层移动预测是指对工程周围地层的变位量作预报，用以分析工程施工对邻近建筑物、构筑物或管线的影响，以作研究对策技术的基础。在软土工程的施工中，对可能发生的地层移动进行预测是必要的，也是可行的。

地层移动预测可分为设计阶段预测和施工阶段预测两类。设计阶段预测在地层开挖前进行，一般根据钻探资料和隧道断面按

经验公式估计地层移动量，或选用某种计算模型进行计算，得出隧道结构的内力和变形，以及地层移动的数值，但所得结果常与施工过程中取得的实测值有较大的差别，需根据实际情况加以修正。

施工阶段预测指在开挖基坑或隧道施工过程中，根据实地量测到的各项参数值对下一施工阶段乃至最终阶段的地层移动及各项参数进行预报。这类预测属于反分析范畴，常称信息化施工，是近期建立和发展的预测方法，由此得到的预测值较设计阶段的预测值准确得多，并可随施工进度与实测值越来越接近。

地层移动预测方法有经验法、模型试验法和理论预测法等。在微机普及前的数十年，盾构施工时的地层移动预测仅仅有几何学方法，如 Bruggs、Rozsa、Peck、村山和松冈等人的方法等。后来发展的有吉越法、Jeffery 法等，但考虑的仍是单一地层条件。近期一般多采用有限单元法，它可同时考虑多层地层、盾尾空隙和灌浆等因素的影响。

202. 基坑工程施工中对环境保护如何实施监控？

软土地下工程的施工不仅需要合理的设计方案和切合实际的施工方法，而且需要加强施工监控。周围有较严格的环境保护要求时，例如邻近有建筑物或地下埋设物时，更有必要进行施工监控。在通常情况下，进行施工监控可参考图 3-90 所示的流程。

对软土地下工程进行施工监控前，需先对邻近建筑物或地下埋设物的邻近程度进行判别，确定地层的允许变位量和施工过程中的控制管理值，然后根据地层变形的特点制定施工量测计划，并埋设位移观测点和各类量测仪表。工程施工时，按预定计划测读位移量和其他数据，经数据处理后将其与控制管理值比较，据以确定施工方法和采用的环境保护措施的合理性。

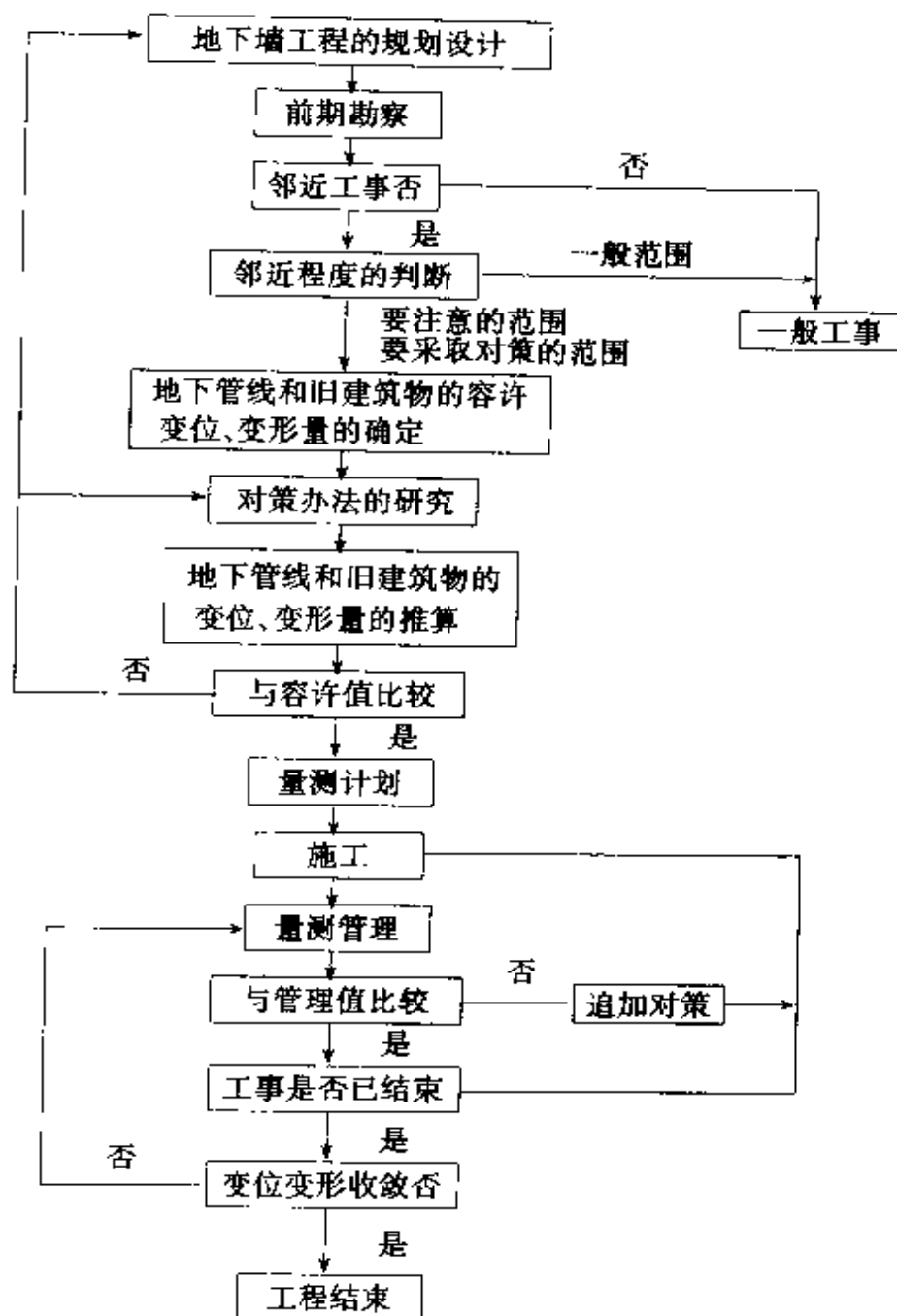


图 3-90 施工监控流程

2. 地下建筑工程

2.1 一般问题

203. 什么是地下建筑?

地下建筑一般称为地下工程。其特点是工程的全部或绝大部

分处于地表以下。地下建筑可分为地下建筑物和地下构筑物。地下建筑物有地下商场、地铁车站、地下医院、地下旅馆、地下停车场、地下仓库等，地下构筑物主要有地下隧道、地下管线、地下水库等。

按开挖方式，地下工程可分为明挖地下工程和暗挖地下工程，而暗挖的方法多种多样；有逆作法、盾构法、顶管法和管排法等。

按有无防护功能要求又可分为一般地下建筑和人防工程。通常将上部有楼房并有防护要求的地下建筑称为附建式人防工程或人防地下室；上部有楼房但无防护要求的称为一般地下室。上部无建筑物的人防工程称为单建式人防工程；上部无建筑物无防护要求的工程称为一般地下建筑物。

204. 一般地下建筑物的设计与一般地面建筑有什么不同？

一般地下建筑的建筑布置及结构设计均按普通工业与民用建筑要求。地下室的建筑布置还应满足上部建筑的要求符合上部建筑的传力体系，并满足作为房屋基础的设计要求。

对于明挖顺作法施工的工程，其传力体系完全与地面建筑相同。当外墙为单层结构时，按使用阶段考虑静止土压力及水压力作用，一般采用水、土分算的方法进行设计。当外墙为复合结构（与围护壁共同受力），除使用阶段按上述方法设计外，还应模拟施工情况进行验算。

对于逆作法施工的工程，一般先打桩、再进行中间柱和围护壁，顶板、地下室楼板和底板施工。设计墙、柱时，要按照施工状况的不同阶段分别进行，特别要注意墙、柱子的约束条件随施工的不同阶段而变化，并考虑由于侧压引起的墙、柱变形对已经施工完毕的顶板、梁等引起的附加内力。逆作法施工的复合结构的外墙，其计算方法及荷载取值应满足有关规范的规定。

普通地下室一般作为地面建筑物的基础，其底板的设计应按各工程基础类型进行。例如：桩基础的房屋，地下室底板应根据桩的布置情况进行设计。

如果地下建筑为人防工程，应按人防工程的有关要求进行设计，并按国家现行有关规范对该工程进行施工阶段、使用阶段的验算，取其中的控制条件作为设计的依据。

205. 地下建筑如何考虑抗浮设计？

所有房屋在进行基础设计时，都要扣除水浮力的影响，一般房屋连同地下室的自重再加上按规范考虑的活荷载均大于水浮力，所以地下室在使用阶段的抗浮都能满足要求，但在施工阶段还要进行抗浮验算。

位于地下水位较高地区的上部无建筑物的地下建筑（包括人防工程），在施工阶段及使用阶段均存在抗浮问题，此类工程均应进行这两个阶段的抗浮验算。

206. 地下建筑的抗浮措施有哪些？

在施工阶段，可采用降水措施使地下水降至基坑底以下500mm，并应配有足够的排除积水的能力。当停止降水时应根据此时的工程建成情况进行抗浮验算，以确定在什么情况下可以停止降水。当地下室为桩基础时，可按施工要求停止降水，但承载桩必须满足施工阶段在水浮力作用下的抗拔要求。

当地下建筑在使用阶段经验算抗浮不满足要求时，应采取适当的抗浮措施，常用的抗浮措施有压重法、排水法和锚桩法。

当工程规模较小，水浮力与工程自重之差值不大时可采用压重法，即采用增加覆土或增加结构自重的方法来达到抗浮的目的；当工程宽度不大时，可采用底板四周外挑周边覆土或使底板、顶板与周边围护结构（一般指钻孔灌注桩、地下连续墙）牢固连接，在整体抗浮满足的条件下，还须进行在水浮力作用下的结构整体抗弯验算。

当工程处于粘性土中，且四周没有对沉降较敏感的建筑物或管线，当抗浮不满足要求时可采用排水法。即在底板下采用导滤层、开设若干盲沟、将水引入排水井中，当水位到允许高度时将水排走，达到抗浮的目的。这种方法可节约一次性投资、但须加强使用期的长期管理，并不应引起工程四周建筑物的沉降。

规模较大、开挖深度较深的地下建筑，当抗浮不满足要求时，一般采用锚桩法较为经济。就是在底板下按抗浮要求，打入一定数量的桩（钻孔灌注桩、预制混凝土桩等）或锚杆，用桩和锚杆的抗拔力来抵抗水浮力。

以上几种方法都是工程中常用的抗浮方法，究竟何种较为合理，要根据工程的情况以及经济比较来确定。

2.2 盾构法施工

207. 何谓盾构法施工？盾构的分类及适用范围是什么？

盾构法是在地表面以下暗挖隧道的一种施工方法。用此法建造隧道，其埋设深度可以很深，不受地面建筑物和交通的影响，近年来由于盾构法技术不断改进，机械化程度越来越高，对地层的适应性也越来越好。

作为综合性的施工技术，盾构本身只是进行土方开挖和隧道衬砌结构安装的施工机具，它还需要其他施工技术密切配合才能顺利施工。主要有：地下水的降低，隧道衬砌结构的制造，地层的开挖，隧道内的运输，衬砌与地层间的充填，衬砌的防水与堵漏，配合施工的量测，合理的施工布置等。

盾构有下列几类：

(1) 手掘式盾构

手掘式盾构构造简单（图 3-91），配套设备较少，造价低。其开挖面可以根据地质条件全部敞开，也可以采用正面支撑随开挖随支撑。在某些松散的砂性地层，还可以按照土的摩擦角将开挖面分为几层，此时亦称为棚式盾构。

手掘式盾构的主要优点：

①正面是敞开的，施工人员随时可以观察地层变化情况，及时采取应付措施；

②当地层中遇到桩、孤石等地下障碍物时，比较容易处理；

③可以向需要方向超挖，容易进行盾构纠偏，便于在隧道的

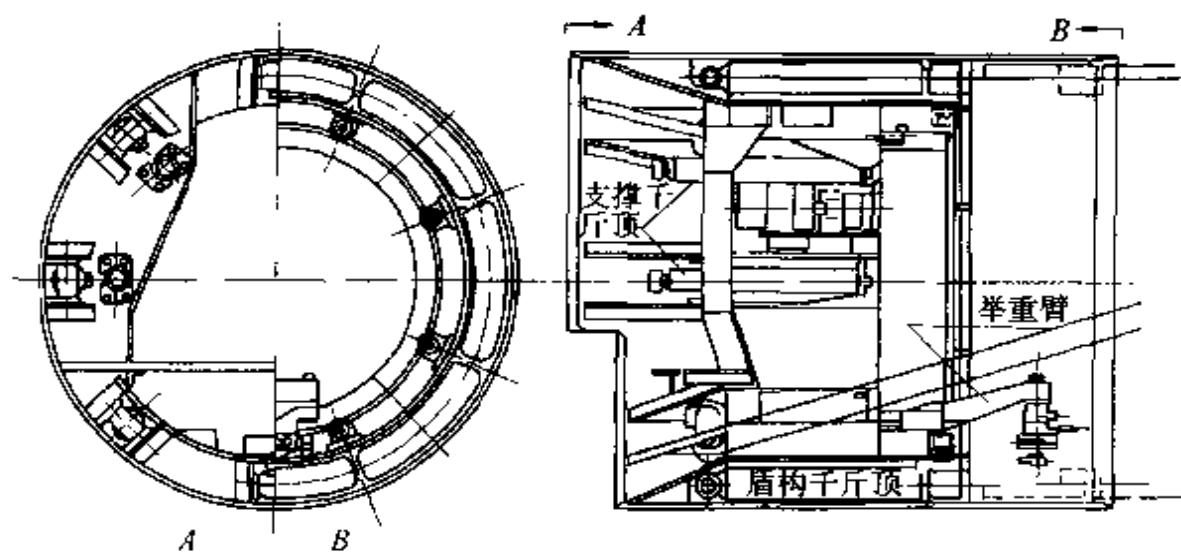


图 3 91 手掘式盾构构造图

曲线段施工；

④造价低，结构设备简单。

它的主要缺点有：

①在含水地层中，当开挖面出现渗水、流砂时，必须辅以降
水、气压或地层加固等措施；

②工作面若发生塌方事故时，易引起危及人身及工程安全的
事故；

③劳动强度大，效率低、进度慢，在大直径盾构中尤为突出。

(2) 挤压式盾构

挤压式盾构分为全挤压及半挤压两种，前者是将手掘式盾构
的开挖工作面用胸板封闭起来，把土层挡在胸板外，这样就比较
安全可靠，没有水、砂涌入及土体坍塌的危险，并省去了出土工
序。后者是在封闭胸板上局部开孔。当盾构推进时，土体从孔中
挤入盾构。

(3) 机械式盾构

机械式盾构是在手掘式盾构的切口部分，安装与盾构直径同
样大小的大刀盘，以实现全断面切削开挖。若地层能够自立或采
取辅助措施后能自立，可用开胸机械式盾构。如果地层较差，可
采用下列几种闭胸机械式盾构。

①局部气压盾构 这种盾构（见图 3-92）在开胸机械式盾构的切口环和支承环之间装上隔板，使切口环部分形成一个密封舱，舱中通入压缩空气，以平衡开挖面的土压力代替在隧道内加压的全气压施工。这样衬砌拼装和隧道内的其他施工人员，就不在气压内工作，无疑有很大的优越性。但局部气压盾构的一些技术问题，目前尚未很好解决，目前世界各国应用不多。

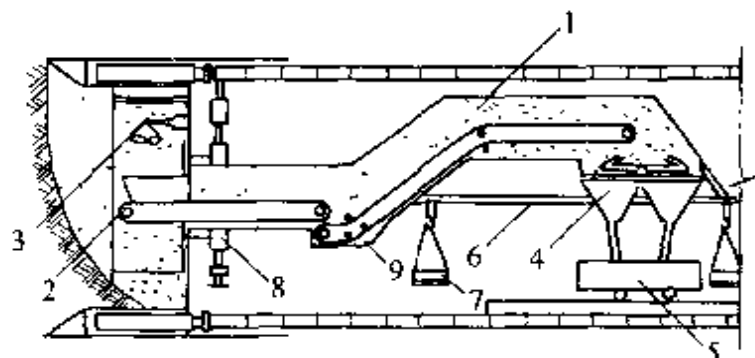


图 3 92 局部气压盾构

1—气压内出土运输系统；2—皮带运输机；3—排土抓斗；4—出土斗；
5—运土车；6—运送管片单轨；7—管片；8—管片拼装器；9—伸缩接头

②泥水加压式盾构 局部气压盾构的技术难题是连续出土和压缩空气的泄漏问题。地层在同样压力差及同样间隙条件下，漏气量要比漏水量大 80 倍之多。因此，若在上述局部气压密封舱内改通入泥水（泥浆），既可利用泥水压力来支撑开挖面，又可大大减少盾尾的漏气。同时，刀盘切削下来的土，还可利用泥水通过管道输送到地面处理，这就解决了从密闭舱内连续出土的问题。

但泥水盾构的配套设备多，首先要有一套自动控制和泥水输送的系统，还要有专门的泥水处理系统。所以泥水加压盾构的设备费用较大。以 5m 直径的中型盾构为例，假定泥水盾构本身的投资为 100，则其控制系统和泥水输送系统的投资也需 100，地面泥水处理的投資还需 100。

③土压平衡式盾构 这种盾构又称削土密闭式或泥土加压式盾构（图 3-93），是在上述两种机械化盾构的基础上发展起来的。

这种盾构的前端也有一个全断面切削刀盘，盾构的中心或下部有长筒形螺旋运输机的进土口，其出土口则在密闭舱外。所谓土压平衡，就是用刀盘切削下来的土，如同用压缩空气或泥水一样充满整个密封舱，并保持一定压力来平衡开挖面的土压力。螺旋运输机的出土量（用它的转速控制）要密切配合刀盘的切削速度，以保持密闭舱内始终充满泥土，而又不致过于饱满。这种盾构避免了局部气压盾构的主要缺点，也省略了投资较大的泥水盾构所需的输送和处理设备。

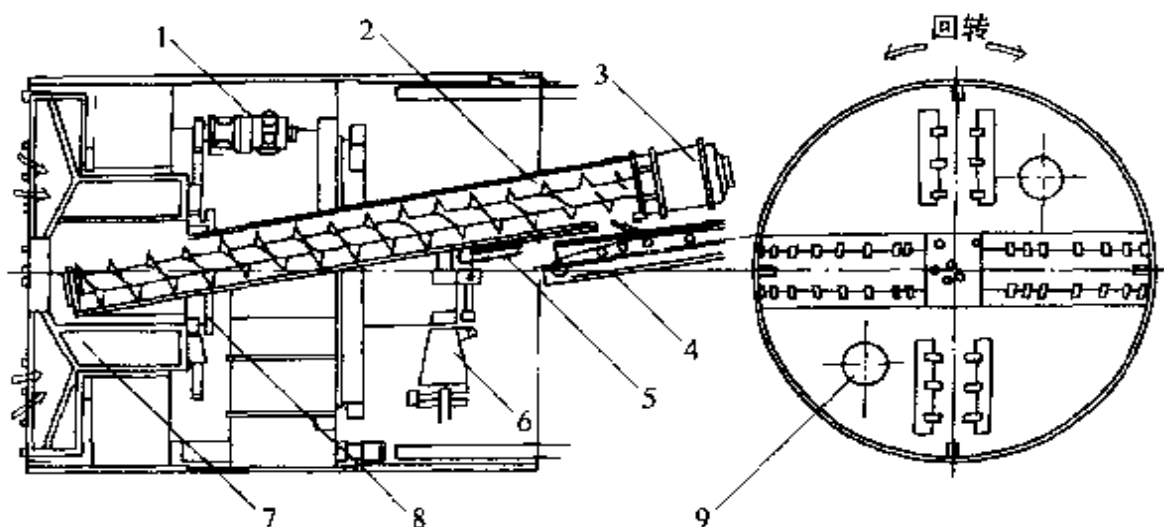


图 3-93 土压平衡式盾构

- 1—刀盘用油电动机；2—螺旋运输机；3—螺旋运输机油电动机；4—皮带运输机；
5—闸门千斤顶；6—管片拼装器；7—刀盘支架；8—隔壁；9—紧急用出入口

208. 盾构的基本构造是怎样的？

盾构的基本构造包括盾构壳体、推进系统、拼装系统三大部分。

(1) 盾构壳体

盾构的壳体由切口环、支承环和盾尾三部分组成，借外壳钢板连成整体，见图 3-94。

①切口环部分 它位于盾构的最前端，施工时切入地层并掩护开挖作业。切口环前端设有刃口，以减少切土时对地层的扰动。切口环的长度主要决定于支撑、开挖方法以及挖土机具和操作人员的工作回旋余地等。大部分手掘式盾构切口环的顶部比底部长，

犹如帽檐。有的还设有千斤顶操纵的活动前檐，以增加掩护长度。机械化盾构的切口中容纳各种专门挖土设备。在局部气压式、泥水加压式和土压平衡式盾构中，其切口部分的压力高于隧道内的常压，故切口环与支承环之间需用密闭隔板分开。

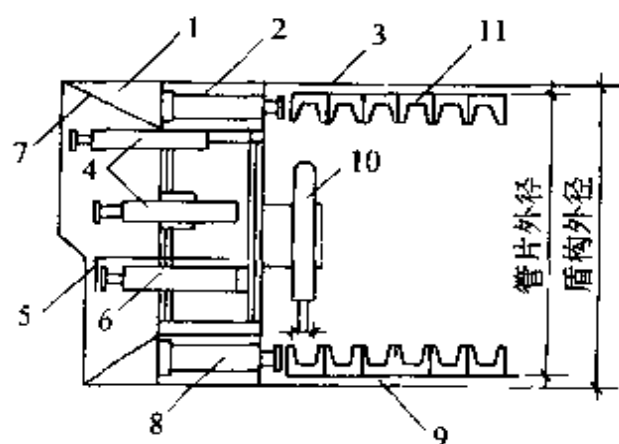


图 3-94 盾构构造简图

1—切口环；2—支承环；3—盾尾部分；4—支撑千斤顶；5—活动平台；6—活动平台千斤顶；7—切口；8—盾构推进千斤顶；9—盾尾空隙；10—管片拼装器；11—管片

②支承环部分 支承环紧接于切口环后，位于盾构的中部。它是一个刚

性较好的圆环结构。地层土压力、所有千斤顶的顶力以及切口、盾尾、衬砌拼装时传来的施工荷载均由支承环承担。支承环的外沿布置盾构推进千斤顶。大型盾构由于空间较大，所有液压动力设备、操纵控制台、衬砌拼装器（举重臂）等都往往布置在这里。中、小盾构则可把部分设备移至盾构后面的车架上。当切口环内压力高于常压时，在支承环内要布置人行加压与减压闸。

③盾尾部分 盾尾一般由盾构外壳钢板延长构成，主要用于掩护隧道衬砌的安装工作。盾尾末端设有密封装置，以防止水、土及注浆材料从盾尾与衬砌之间进入盾构内。盾尾密封装置损坏时，需在盾尾部分进行更换。因此，盾尾长度要满足以上各项工作的进行。盾尾厚度从结构上考虑应尽可能减薄，但盾尾除承受地层土压力外，遇到隧道纠偏及弯道施工时，还有一些难以估计的施工荷载，受力情况复杂，所以其厚度应综合上述因素来确定。

盾壳外径与衬砌外径间的建筑空隙，在满足盾构纠偏要求的前提下应尽量减小。盾尾密封装置要将经常变化的空隙加以密封，因此材料要富有弹性，构造形式要求耐磨损、耐撕裂。目前一般采用多道、可更换的盾尾密封装置，如图 3-95 所示。

(2) 推进系统

盾构的推进系统由液压设备和盾构千斤顶组成。

液压设备操纵过程如下：启动输油泵，从油箱供油给高压油泵；启动高压油泵，通过溢流阀或手控调压阀使油压升至要求值；启动控制油泵，待控制油压升至

额定压力后，按指令操纵电磁阀开关；用电磁吸铁按指令打开控制阀，依靠压力较低的控制油压按同样指令推动高压阀，使总管内高压油通向千斤顶；使千斤顶按操纵指令伸出或缩回。

整个系统另设一些保护设备，如电控压力表、电流过载保护装置等，使高压油泵及电动机不至过载而损坏。

简单的液压控制系统是采用手动高压操纵阀，直接控制千斤顶的动作，省去了控制油路、电磁阀等，较简单、可靠。

(3) 拼装系统

衬砌拼装器（俗称举重臂）是拼装系统的主要设备，常以液压系统为动力。

拼装管片的举重臂，目前多数安装在支承环上。也有一些与盾构脱离，安装在后部车架上。有的小型盾构甚至把举重臂装在平板车上。

209. 盾构的开挖有哪几种方式？

盾构的开挖方式可分为敞开式、机械切削式、网格式和挤压式等。为了减少盾构施工对地层的扰动，先借助千斤顶驱动盾构使其切口贯入土层，然后在切口内进行土体开挖与运输。这是软土地层盾构掘进的基本过程。

(1) 敞开式开挖

手掘式及半机械式盾构均为敞开式开挖。这种方式适于地质

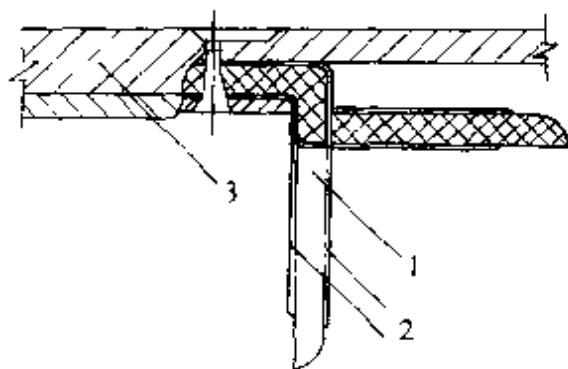


图 3-95 盾尾密封装置

1 橡胶带；2—弹簧钢板；3—盾构壳体

条件好，开挖面在掘进中能维持稳定或在有辅助措施时能维持稳定的情况。其开挖程序一般是从顶部开始逐层向下挖掘。若土质较差，还可以借助支撑千斤顶加撑板对开挖面进行临时支撑。根据切口长度，每环可分数次开挖和推进。支撑千斤顶常设计成差压式，即在保持支撑力的条件下可以缩回，以确保支撑效能。

采用敞开式开挖，处理孤立障碍物、纠偏、超挖均比其它方式容易。为尽量减少对地层的扰动，要适当控制超挖量与暴露时间，土质较差时尤应注意。

(2) 机械切削开挖

主要指与盾构直径相仿的全断面旋转切削刀盘（简称大刀盘）开挖方式。目前大都采用以液压或电动机作动力的可双向转动切削的大刀盘。根据地质条件的好坏，大刀盘可分为刀架间无封板的及有封板的两种。大刀盘切削开挖配合运土机械（皮带机、刮板机、转盘、螺旋运输机等）可使土方从开挖到装车运输都实现机械化。

这种开挖方式，在弯道施工或纠偏时不如敞开式便于超挖（有些刀盘装有周边超挖刀来弥补其不足）。此外，清除障碍物也显得困难些，特别是装有封板的大刀盘更显不便。使用大刀盘的盾构、机械构造复杂，消耗动力也较大。但这种盾构便于实现隧道施工机械化、减轻体力劳动。

(3) 网格式开挖

网格式开挖的开挖面由网格梁与隔板分成许多格子。开挖面的支撑作用是由土的粘聚力和网格厚度范围内的阻力（与主动土压相等）而产生的。当盾构推进时，克服这项阻力，土体就从格子里呈条状挤出来。要根据土的性质，调节网格的开孔面积。格子过大会丧失支撑作用，格子过小则会引起对地层的挤压扰动等不利影响。我国在使用大、中型盾构过程中，曾在网格后面布置提土转盘，把土提到盾构中心的刮板机头部，然后装车外运。实践证明，这种出土方式效率高、效果好。网格式开挖一般不能超前开挖，全靠调整千斤顶编组进行纠偏。

采用网格式开挖时，在所有千斤顶缩回之后，会产生较大的盾构后退现象，导致地表沉降。因此施工时务必采取有效措施，防止盾构后退。根据施工经验，每环推进结束后采取维持顶力（使盾构不进不推）屏压5~10min，可有效防止盾构后退。此外，拼装管片时，要使一定数量的千斤顶轴对称地轮流维持顶力，以防盾构后退。

在确定网格式盾构的推力时，应计及开挖面土体主动土压力引起的阻力以及网格梁、隔板切入土层的阻力。

（4）挤压式开挖

全挤压式和局部挤压式开挖，由于不出土或只部分出土，对地层有较大的扰动，在考虑施工轴线时，应尽量避免地面建筑物。局部挤压施工时，要精心控制出土量，以减小和控制地表变形。全挤压施工时，盾构把四周一定范围内的土体挤密实。由于只有上部有自由面，所以大部分土体被挤向地表面，部分土体则挤向盾尾及盾构下部。因此，盾尾建筑空隙可以自然得到充填，不需要再进行衬砌壁后注浆。

挤压施工时，由于可以把开挖面全部封闭起来，在盾尾密封效果良好的条件下，可以不采取其他辅助施工措施，而且不出土、不压浆，能在土质塑性大、空隙比大、有流动性的地层中达到较高的施工速度。挤压推进时，盾构有明显的上浮趋势，正面又不能超挖，只能凭调整千斤顶编组来进行纠偏。遇到纠偏困难时，在正面阻力较大处，可以打开封板挤出部分土来调整阻力。因此，常在正面封板的各个方位设置可启闭的出土闸门。

210. 盾构的推进和操纵过程是怎样的？

盾构脱离工作井导轨进入地层后，主要依靠调整千斤顶编组及辅助措施来控制位置与方向。盾构在地层中推进时，导致偏离隧道设计轴线的因素很多。地质条件方面，主要是土层不均匀，地层中有孤石或其他障碍物，造成正面及四周的阻力不一致；在机械设备方面，有各千斤顶伸出的阻力不一致、盾构壳体的安装误差、设备的重心偏于一侧等因素。施工操作方面的某些因素影响

最大，如长期开启某部分千斤顶，导致衬砌环缝的防水材料压密量不一致，累积起来使推进的后座面不平；挤压式盾构推进时有明显的标高上浮趋势；盾构下部土体的过量流失，引起盾构的下沉等。

盾构偏离设计轴线的数据，具体记录在“盾构现状”测量报表上。根据施工要求，该报表主要反映盾构切口里程（以始发井中心为零）；切口、举重臂中心、盾尾的各点高程及水平偏位值；盾构纵坡以及盾构的自转角。操纵盾构时，还可以随时通过连通管、千斤顶的伸出长度差来大致估计纠偏效果。用激光在靶板上的位置，能比较直观地反映纠偏效果。盾构操纵主要包括调整千斤顶编组、调整开挖面阻力、控制盾构推进纵坡等几项。

（1）千斤顶编组的调整

千斤顶是沿盾构四周均匀布置的。根据“盾构现状”测量报表，确定盾构轴线在地下空间的方位之后，再根据施工中每次纠偏量的要求，决定下次推进时开启千斤顶的编号。由于常常是高程与平面位置均需纠偏，所以，在确定千斤顶编组时，一般要停开与偏离方位相反处的几只千斤顶，但在满足纠偏要求的前提下，停开的千斤顶应尽可能少，以利于提高推进速度，减少液压设备的损坏。盾构每推进一环的纠偏量应有限制，以免引起衬砌拼装的困难，以及对地层产生过大的扰动。

（2）盾构纵坡的控制

盾构在推进中的纵向坡度也是靠调整千斤顶编组来控制的。通过控制盾构纵坡，可纠正其高程偏差。为减少拼装衬砌的困难，一般要求每次推进结束时的盾构纵坡尽量接近隧道纵坡。盾构纵坡控制常采用变坡或稳坡二种方法。变坡推进即在推进一环时采用不同的纵坡，有先压后抬和先抬后压两种，分别用于盾构高程偏高和偏低的情况。由于此法对土层扰动大，故很少采用。稳坡推进则在每环推进中盾构纵坡始终不变，这样既满足纠偏要求，对地层扰动又小。

（3）开挖面阻力的调整

有意识地使开挖面阻力不均匀,也能得到很好的纠偏效果。当用调整千斤顶编组方法仍不能达到纠偏要求时,宜考虑此项措施。盾构的开挖形式不同,调整的方法也有所不同。敞开式盾构可用超挖或欠挖来调整;挤压盾构可调整进土孔位置及开孔率来调整;大刀盘机械开挖,可用超挖刀来实现超挖的,也可用伸出盾构壳体左右两侧的鳍状翼板或阻力板来调整推进阻力,以达到纠偏目的。

(4) 盾构自转的控制

盾构在施工过程中还有绕其本身轴线旋转的现象。当转动角度很大时,会对盾构的操纵、液压系统的正常运转、隧道衬砌的拼装以及隧道的施工测量等带来很多困难。盾构产生旋转的原因主要有:盾构两侧的土层有明显差别;施工时对某一方位的超挖环数过多;盾构重心不通过轴线;大型旋转设备和举重臂、切削大刀盘、提土转盘等的旋转;推进千斤顶的轴线与盾构轴线不平行;隧道衬砌拼装时的左右程序(主要是先纵后环拼装方法)等等。控制盾构自转的简单而行之有效的方法是,在旋转方向的反侧加压重。压重根据盾构大小及要求纠正的速度,可以从几十吨到上百吨。此外,盾构装有水平鳍板,也可用来控制旋转。

211. 盾构修筑隧道的管片拼装过程是怎样的?

软土地层盾构施工的隧道衬砌,通常采用预制拼装的形式;对于防护要求甚高的隧道,也有采用整体浇筑混凝土的。整体浇筑衬砌施工烦琐、进度较慢,目前已逐渐被复合式衬砌取代。复合式衬砌是在成洞阶段先采用较薄的预制衬砌,然后再浇筑混凝土内衬,以满足防护要求。

预制拼装式衬砌是由称为“管片”的多块弧形预制构件拼装而成。管片可采用铸铁、铸钢、钢筋混凝土等材料制成的各种构造型式。通常,盾构及衬砌结构形式确定之后,其拼装方法也就大致决定了。

管片拼装方法根据结构受力要求,分为通缝拼装和错缝拼装两种。通缝拼装,即管片的纵缝要环环对齐,拼装较为方便,易

定位，衬砌环施工应力小。其缺点是环面不平整的误差容易累积起来，特别是采用较厚的现浇防水材料时，更是如此。若结构设计中需要利用衬砌本身来传递圆环内力时，则宜选用错缝拼装，即衬砌圆环的纵缝在相邻圆环环间错开 $1/2\sim 1/3$ 管片。这种管片的环纵缝可设计成榫形连接，以利拼装。错缝拼装的隧道比通缝拼装的隧道整体性强，但由于环面不平整，常引起较大的施工应力，以及防水材料压密不够而渗漏水。

管片拼装方法，按其程序又可分为“先环后纵”和“先纵后环”两种。先环后纵法，在拼装前将所有盾构千斤顶缩回；管片先拼装成圆环，然后用千斤顶使拼好的圆环纵向靠拢（与已成环连接成洞）。这种方法拼装的环面较为平整，纵缝拼接质量好。但对易产生后退现象的盾构，不宜采用。先纵后环法则可以有效地防止盾构后退。即拼装某一块管片时，就只缩回该管片部分的千斤顶，其它千斤顶则轴对称地支撑或升压。如此逐块轮流缩回、伸出部分千斤顶，直至拼装成环。在整个拼装过程中，要求控制盾构位置不变。

管片拼装常用举重臂来进行。举重臂可以根据拼装要求完成旋转、径向伸缩、纵向移动等动作。有的还装有可以微动调节的装置。其操作顺序是，自下而上，左右交叉，最后封顶成环。

212. 什么是管片衬砌后的压浆？

为防止地表沉降，必须将盾尾和衬砌之间的建筑空隙，及时压浆充填。压浆还可以改善隧道衬砌的受力状态，增强衬砌的防水效能，因此，是盾构施工的关键工序。

（1）压浆方法

压浆方法有二次压注法和一次压注法两种，主要应根据地层条件选用。

①二次压注 这种压注工艺是当盾构推进一环后，立即用风动压注机通过管片的压注孔，向衬砌壁后的建筑空隙注入豆粒砂，防止地层的坍塌。继续推进数环（5~8环）后，再用压浆泵将水泥类浆体灌入砂间空隙，使之固结。

二次压注法施工烦琐，压注豆粒砂不易保证密实，尤其是拱顶部分；此外灌注水泥浆时也难填满。地表沉降量略大，后期常需进行补充压浆。但此法对保护盾尾密封装置有利。

②一次压注 若地层条件较差，盾尾空隙一出现就会发生坍塌时，则希望盾尾空隙内始终保持一定的压力。在这种情况下宜采取一次压注法。即随着盾尾空隙的出现，立即压注水泥砂浆，并保持一定压力。一旦压浆出现故障，盾构也要暂停推进。这种工艺对盾尾密封装置要求较高，易产生盾尾漏浆，必须准备采取有效的堵漏措施。

根据施工经验，压浆数量同注入压力及要求控制的地表沉降量有关，一般为理论计算建筑空隙体积的 110%~180%。压浆要对称于衬砌环进行，尽量避免单点超压注浆，以减少衬砌环的不均匀施工荷载。注浆压力一般为 0.6~0.8MPa。若发现较明显的地表沉陷趋势或隧道严重渗漏时，可在相应区间进行补充压浆。

(2) 压浆材料

压浆材料的凝结时间应可以调节，材料应具有一定的触变性，在压注过程中和易性好，不离析，不堵塞管路。压浆材料的强度应相当于或略高于土层的抗压强度，以利于减少扰动土的固结变形。但注浆后，要求浆体在盾构向前推进一段距离后才增长强度，这样既起到充填作用，又可保护盾尾密封装置。此外，还要求浆体的收缩量小，并具有一定的抗渗能力。

压注的豆粒砂材料，常采用粒径 3~5mm 的石英砂或卵石，形成的孔隙率约为 69%，二次压注宜采用以水泥为主要胶结材料的浆体，其配合比为水泥：黄泥=1：1（水灰比为 0.40），或水泥：黄泥：细砂=1：2：2（水灰比为 0.45）。其延散度为 15~18cm。

(3) 压浆设备

隧道内的压浆设备由压浆泵、软管、连接管片压浆孔的旋塞注浆嘴组成。压浆泵要根据压浆材料来选择。一次压注方式可选

用 HP-013 型的活塞式注浆泵。使用时，在出料口与储料斗间要加接回浆管路，借人工操纵可达到变量压注效果，或以调节活塞行程实现变量压注。

目前采用的流动式压浆泵，可装在平板车上，其储料筒较大，并装有搅拌设备。该泵系以压缩空气为动力。

213. 盾构法隧道施工，对土方、材料运输和供电、通风、排水有哪些要求？

一般有下列要求。

(1) 运输 隧道内需运输的材料有开挖的土方、管片、压浆材料，以及隧道延伸所需的枕木、钢轨、走道板、管道等。运输方式分为水平运输与垂直运输，见图 3-96。

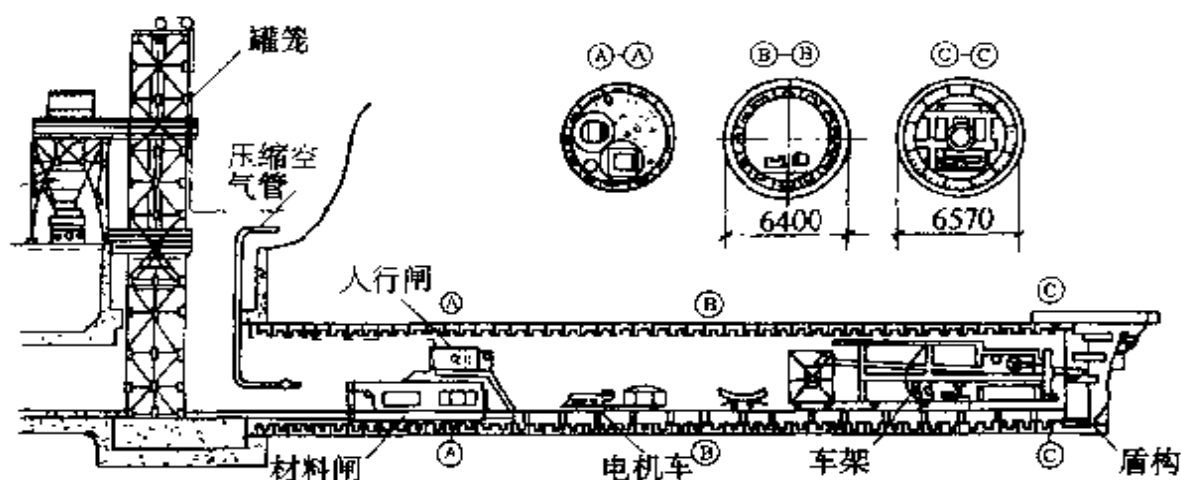


图 3-96 手掘式气压盾构纵剖面图

水平运输大都采用轻型窄轨(轨距 600mm)，以蓄电池式电机车牵引。在运距长、坡度陡的情况下，可采用内燃机车。

隧道内的水平运输线，通过竖井内的罐笼或货运电梯等垂直运输工具与地面联系。

整个运输系统要根据施工现场的具体条件，进行合理的设计与布置。

(2) 供电 盾构施工时，除了要重视盾构本身及井下设备的供电外，对地面降水用水泵、气压用空压机等的供电也需充分保

证，否则会因断电招致重大工程事故。供电系统要考虑足够的备用系数，还应采用多路电源供电的办法。供电线路及设备要有良好的安全措施，并经常维修检查。如果外电源供电参数不足时，工地上要采取补偿措施，必要时要布置临时发电站，其发电量以保证工程及人身安全为主。例如，维持降水的水泵用电量；气压盾构维持工作面气压的空压机用电量；隧道内照明以及维持工程安全的设备用电量，以及保证撤出施工人员的电梯、罐笼、讯号用电量等。这些保证供电项目，要明确地反映到工程的施工组织设计中去。

(3) 通风 盾构施工均为独头巷道的形式，为此，应根据工作面实际操作人数，供给新鲜空气，并注意调节工作面的温度与湿度。隧道内使用电焊、气割、化学灌浆堵漏时应加大通风量。当采用矿用通风机时，考虑一定距离的接力，送到开挖面。气压盾构直接利用加压管路接往开挖面，以保证空气清新。大断面隧道的工作面还可布置若干排风扇。气压盾构隧道的排气管宜布置在隧道后部，以利隧道内换气。

(4) 排水 隧道施工用水、渗漏水以及工作面涌水要迅速排除，以保证盾构机械的安全操作。隧道内积水先排入工作井，再用专设的抽水系统排至地面。为减少隧道施工所需的排水设备，可将盾构推进线路设计成上坡推进，使积水能自动流入工作井的集水坑。对于有上下纵坡转换的隧道，要在最低点布置临时水泵，通过管道将水排往工作井的集水坑。使用气压盾构时，可利用压力差排除气压段积水。若闸墙处于隧道低端，要在常压段闸墙附近另设排水设施。

214. 盾构法隧道施工的质量标准如何？

盾构法隧道施工前应根据工程地质水文地质条件、隧道功能、衬砌结构、盾构机械性能等制定施工质量标准，在环境保护无特殊要求的情况下，可采用表 3-13 所规定的标准。

盾构法隧道施工质量标准

表 3-13

项次	项 目		单位	质 量 标 准
1	轴线偏差	一般隧道	mm	≤200
		越江、地铁等对建筑限界要求高的隧道	mm	50~100
2	衬砌拼装成环偏差	水平直径	mm	(5~6)‰D
		竖向直径	mm	(5~6)‰D
3	相邻环衬砌的高差	一般隧道	mm	10~20
		地铁隧道	mm	≤10
4	嵌缝及堵漏等防水措施			达到设计防水等级

注：D 为隧道外径。

215. 盾构法隧道施工引起的地面沉降如何进行估算？

当隧道在地面建筑密集地区内通过，地表沉降的大小将成为衡量施工质量的最主要标准。这种情况下，隧道规划和设计的基本决策——隧道线路、埋深选择，衬砌、盾构选型、施工工艺、环境保护措施等，往往是建立在地面沉降可靠预估、施工控制的基础上的。

地面沉降的估算如下：

从理论上讲，如不考虑次固结沉降，地面沉降应等于由于地层损失造成的施工沉降加上由于地层扰动所引起的主固结沉降。如计入次固结沉降，则应再加上因土层骨架蠕变的蠕变沉降。

(1) 地层损失引起的施工沉降的估算

①根据 R. B. Peck 提出的盾构法施工引起地面沉陷的估算方法，当地层损失在隧道长度上均匀分布，而沉陷的土体体积没有明显变化时，则地面沉陷槽曲线近似高斯曲线，如图 3-97 所示。根据图 3-97 隧道沉降槽断面的正态概率曲线，可得沉降槽体积：

$$V = 2.5i \cdot \delta_{\max} \quad (3-44)$$

式中 i ——沉降槽宽度参数；

$\delta_{\max}$ — 沉降槽断面的正态概率曲线至地表面的最大距离。

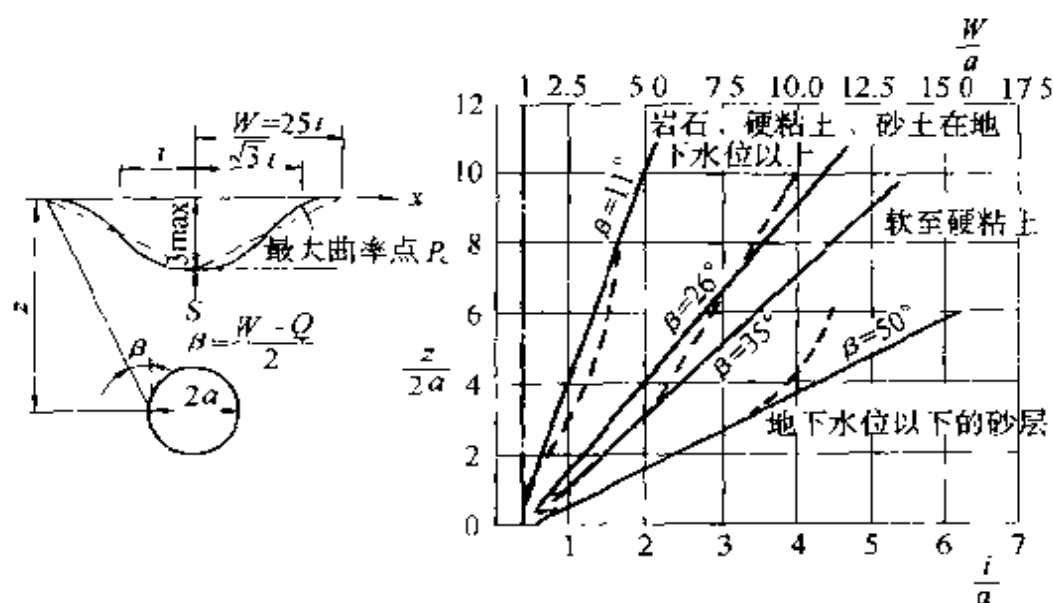


图 3-97 地面沉降槽图形及 $\frac{z}{2a} - \frac{i}{a}$ 关系图

(图中 $S_{\max}$ — 最大地面沉降量; $2W$ — 沉降槽大体宽度;
 i — 自隧道中心至沉降曲线反弯点的距离。)

同样可得到距离隧道中心线 x 处的地面沉陷

$$\delta = \delta_{\max} \cdot \exp\left[-\frac{x^2}{2i^2}\right] \quad (3-45)$$

式中 x — 地面某点至隧道中心线的距离;

i — 沉陷槽宽度参数, 是土壤条件、隧道半径 a 、隧道中心埋深 z 的函数。 i/a 与 $z/2a$ 的关系因地质条件不同而归纳为图 3-97 所示的关系曲线。

在已知隧道中心埋深 z 、隧道半径 a 以及地质条件后可按如下方法求出有关地面沉降的定量数值:

(a) 从图 3-97 中查出一定地质条件下 $z/2a$ 相应的 i/a 值, 从而求得 i 值;

(b) 在一定地质和施工条件下, 根据工程经验和有关估算公式, 估算地层损失 V ;

(c) 从公式 (3-44) 中可算出 $\delta_{\max}$;

(d) 从公式 (3-45) 中可算出距离中心线 x 的地面沉陷 δ , 以

及距隧道中心不同距离的各点的沉降差。

②在饱和塑性粘土中，盾构施工引起的弹性状态下相对地层损失约为 0.2% 至 0.6%，一般可以忽略，而在塑性状态下相对地层损失则随稳定系数 (N_T) 增加而迅速增加，甚至达到 30~90%。

开挖面土体稳定系数 N_T 按下式求出：

$$N_T = \frac{P_z - P_s}{S_u} \eta \quad (3-46)$$

式中 P_z ——开挖面中心处土体竖向压力。一般按 $z \cdot \gamma$ 计算；

γ ——土体重度；

P_s ——在隧道施工中用气压或其它加压法施加于开挖面的侧向压力；

η ——折减系数(当盾构正面部分封闭时，可按经验判断采用小于 1 的折减系数)；

S_u ——土体不排水抗剪强度，(在地下水位以下的可能发生流动的砂性土中， S_u 为零)。

Birger Schmidt 等，根据弹性理论分析和对工程观测资料的研究，提出稳定系统与地层损失的关系曲线如图 3-98 所示。

按照稳定系数和相对地层损失的关系，我们可以根据不同的稳定系数采取有效的施工措施以减少地层损失。当稳定系数小于 2 时，地层损失一般小于 1%。在这样的地层中，采用盾构只是为了防止土体的松动及得到一个整齐的开挖空间。如安装衬砌后，衬砌能胀开直接支撑土体，则所引起的地面沉陷是很微小的。当稳定系数在 2~4 之间时，采用盾构法施工可以将地层损失限制到小于 2%~3%，这对隧道附近的建筑将产生影响。当稳定系数在 4~6 时，通常要采用全断面支撑(如在普通盾构中网格加气压的正面支撑或泥水盾构中加压泥浆支护等)，并需采取随盾构推进的同步压浆等措施来控制地面沉陷。

饱和塑性粘土中地面沉陷槽宽度参数 i 亦可由图 3-98 中查出，再按前述方法可求出最大沉陷量 $\delta_{\max}$ ，并估算地而上隧道中心线两侧基本个范围的沉降差。

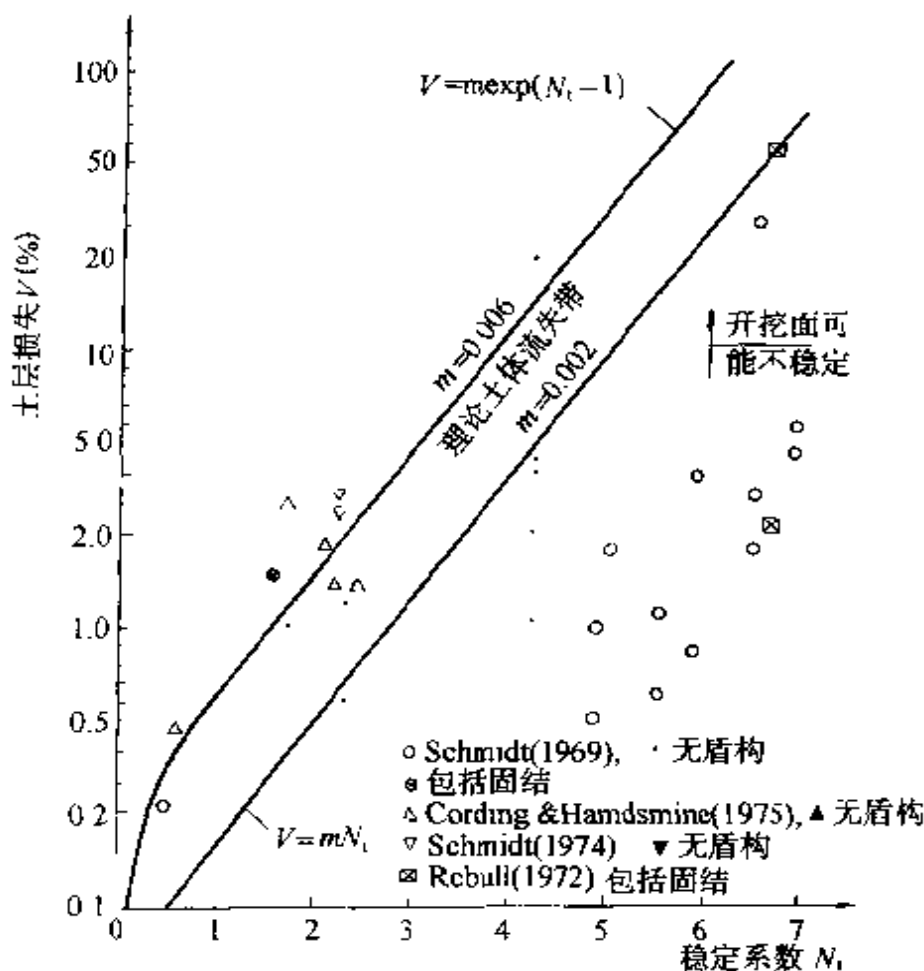


图 3 98 稳定系数与土层损失关系

例：上海地铁试验工程，隧道半径 $a = 3.1\text{m}$ ，埋深 $z = 13.1\text{m}$ ，若将地层损失控制在 3% ，根据资料该沉降槽的体积相当于地层损失 $V = 3\% \times (\pi \times 3.1^2) = 0.9\text{m}^2/\text{m}$ 计，则：

$$i = a \cdot \left[\frac{z}{2a} \right]^{0.8} = 3.1 \times 1.82 = 5.6\text{m}, \text{ 代入公式 (3-44)}$$

得：

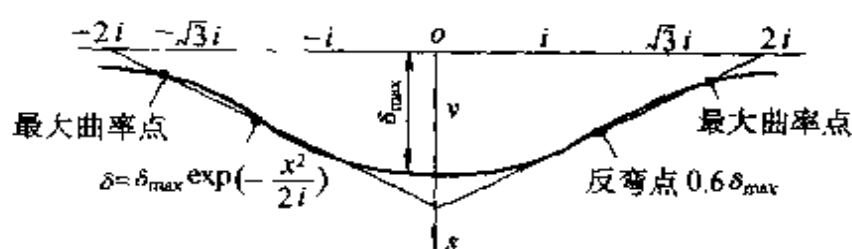
$$\delta_{\max} = V / 2.5i = 64\text{mm}, \text{ 在 } x = i \text{ 处得：}$$

$$\text{沉降曲线的最大斜率：} \left[\frac{ds}{dx} \right]_{\max} = 0.6\delta_{\max} / i = 1/150$$

这样大的斜率仅对建筑物有损害，而不会影响结构的正常工作。

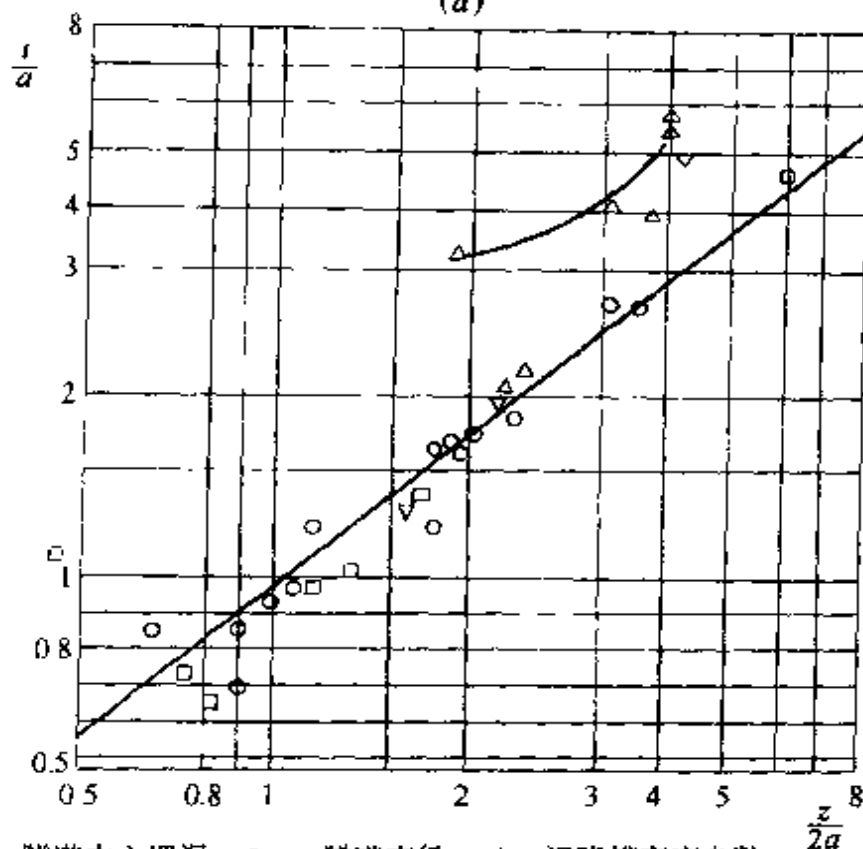
(2) 固结沉降

固结沉降的理论计算，目前尚无较有效的方法，但在积累了较多



$\delta_{\max}$ —最大沉降量； i —沉降槽宽度参数； v — $2.5i \cdot \sigma_{\max}$ (沉降槽面积)

(a)



z —隧道中心埋深； $2a$ —隧道直径； i —沉降槽宽度参数

观测数据来源：

○● Peck(1969), Schmidt(1969) △▲ Cording & Harmsmeine(1975)

▽ Schmidt(1974) ⊙▲▼ 稳定系数 $N_1 > 4$ 时的固结沉降

□ 模型试验数据 (Atkinson & Potts, 1977)

(b)

图 3-99 从隧道埋深、直径推算沉降槽宽度的图表

(a) 用高斯曲线表示的沉降槽；(b) $\frac{i}{a} \sim \frac{z}{2a}$ 关系曲线

工程的实测资料后，即可建立起合理的半理论半经验的预估方法。

根据上海浅层地质特点及施工经验，在衬砌、盾构选型得当，施工工艺合适的情况下，可将地表最终沉降控制在 30~80mm。

216. 盾构法隧道施工时地层移动影响范围如何确定？

这类工程的地层移动影响范围可以通过三个方面加以说明：

(1) 地表横断面上的变位曲线

在横断面上，地表变位曲线的形状一般与图 3-100 所示的情况相同，其特点是在与隧道轴线垂直的平面上形成沉降槽，隧道上方沉降量大，向两侧逐渐减小。沉降槽的大小，一般随时间而增长。

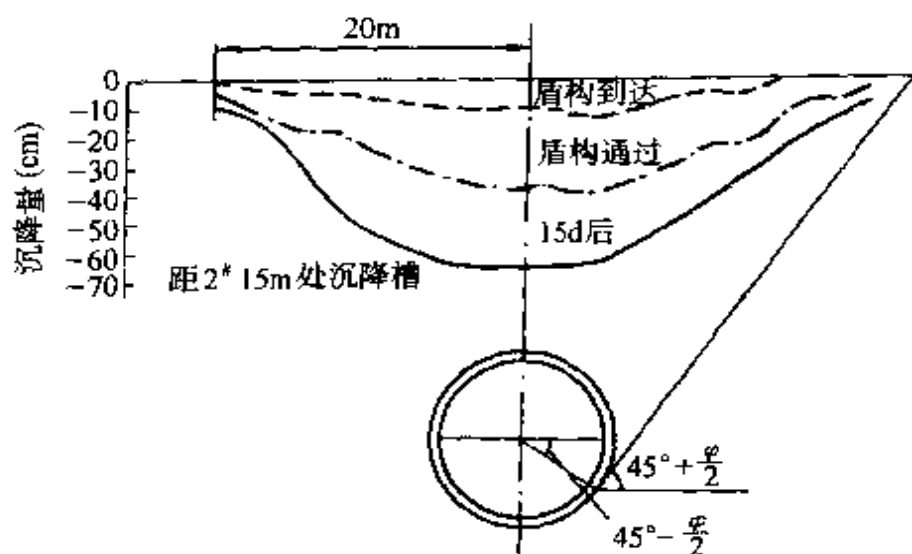


图 3-100 某盾构隧道地表横断面变位曲线

(2) 地表沉降等高线

盾构推进时地层移动的规律有明显的三维空间特征，使地表沉降槽的形状为锥形。对地表沉降槽可绘出如图 3-101 所示的等

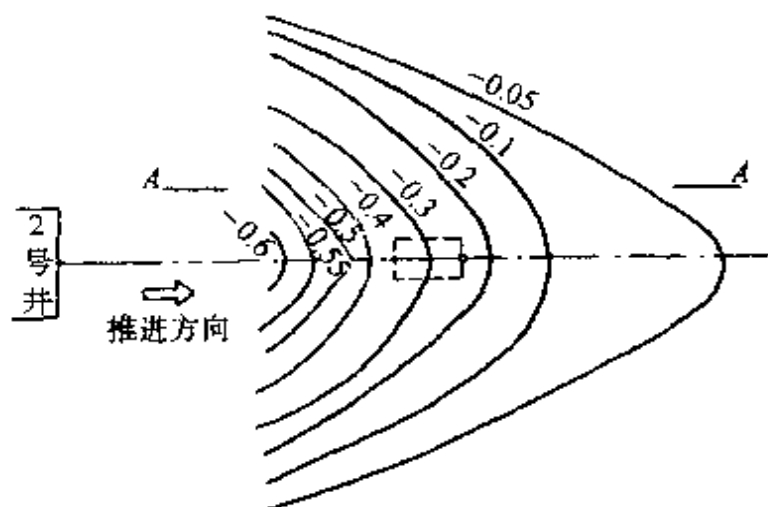


图 3-101 地表沉降等高线 (单位: m)

高线，锥尖指向盾构推进方向，在盾构推进过程中，锥形沉降等高线逐步向前扩展。

(3) 地层水平变位

盾构推进不仅可引起地表沉降或隆起，而且可造成地层水平变位。水平变位由推力引起，图 3-102(a) 为横断面上隧道周围土体水平变位的分布图，图 3-102(b) 为图 7.28 中 A-A 剖面上土体的水平变位图。由图可见，近盾构处水平变位较大，前方水平变位较小，形成盆形影响区域。

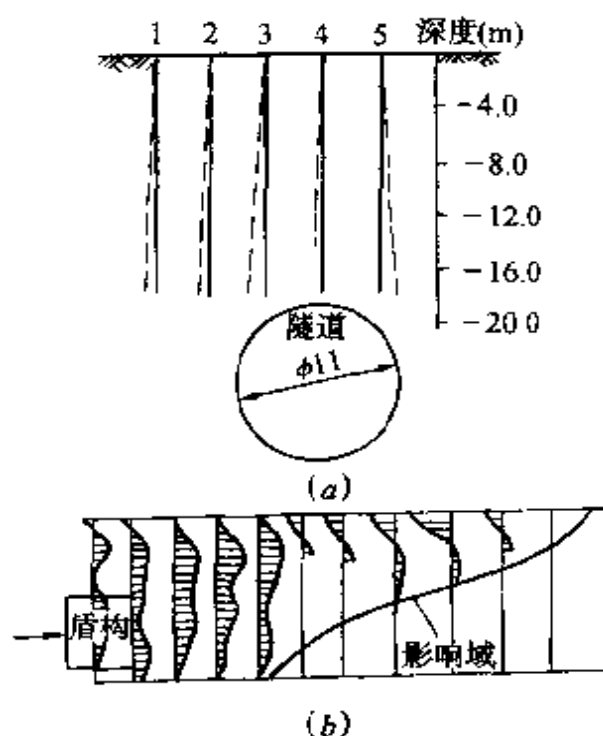


图 3-102 地层水平变位
(a) 隧道周围土体横向位移;
(b) A—A 剖面土体的水平变位

217. 盾构法施工的准备工作的有哪些?

准备工作有下列几方面:

(1) 盾构的拼装和拆卸室

在盾构施工段的始端和终端，要布置基坑或井，用以进行盾构的安装和拆卸工作。若盾构推进线路特别长时，还应设置检修工作井。这些井和基坑都应尽量结合隧道规划线路上的通风井、设备井、地铁车站、排水泵房以及立体交叉、平行交叉、施工方法转换处来设置。作为拼装和拆卸室用的井，其建筑尺寸应根据盾构装、拆及施工要求来确定。其宽度一般应比盾构直径大 1.6~2.0m，以满足安装时铆、焊等工作的要求。采用整体吊装的小型盾构时，井的宽度可酌情减小。井的长度方向（沿推进方向）要考虑盾构设备安装的要求。若考虑安装全部设备车架，会使工作井尺寸过长。一般盾构可采用临时操纵措施安装部分车架。但确定井的长度时也要考虑将来转换成全套车架的方便。从施工要求

考虑,井的宽度具有盾构安装尺寸已够,而长度则要考虑在盾构前面拆除洞门封板和在盾构后面布置后座和垂直运输所需的尺寸。此外,为便于进行洞门与衬砌间空隙的充填、封板工作及临时后座衬砌环与盾构导轨间的填实工作,在盾构下部至少应留有1m左右高度。

盾构拆卸井要满足起吊、拆卸工作的方便,其要求一般比拼装井稍低,但应考虑进行洞门与隧道外径间空隙充填工作的余地。

(2) 盾构基座

盾构基座在井内用作安装及稳妥地搁置盾构,更重要的是通过设在基座上的导轨使盾构在施工前获得正确的导向。导轨需要根据隧道设计、施工要求定出的平面及高程位置进行测量定位。基座可以采用现浇钢筋混凝土或钢结构。导轨一般布置在盾构下半部的 90° 范围内,由两根或多根钢轨组成。基座除承受盾构自重外,还应考虑盾构切入地层后,进行纠偏时产生的集中荷载。

(3) 盾构进出洞方法

盾构进出洞是盾构法施工的重要环节,涉及到竖井洞门的形式和盾构切口内设备的布置,对地面沉降及隧道的防水都有很大影响。

① 盾构进出洞方法

a. 临时基坑法 先在用板桩(也可以用明挖)围成的临时基坑中进行盾构安装、后座安装及垂直运出口施工,然后把基坑全部回填,仅留垂直运输的进出口。拔除原基坑板桩后,盾构就在回填土中开始掘进。此法没有洞门拆除问题,但一般只用于埋深较浅的盾构始发端。

b. 逐步掘进法 用盾构法进行纵坡较大、与地面直接连通的斜隧道(如越江隧道等)施工时,其后座可由敞开式引道承担,盾构由浅入深进行掘进,直至全断面进入地层而形成洞口。这种方法使整个隧道施工单一化,但目前由于盾构法施工造价偏高,一般从洞口起的一段较浅的暗埋隧道采用明挖法施工,在较深处才开始用盾构法施工。

c. 工作井进出洞法 在沉井或沉箱壁上设预留洞及临时封门，盾构在井内安装就位。所有掘进准备工作结束后，即可拆除临时封门，使盾构进入地层。这是目前使用较多的方法，见图 3-103。

②临时封门的构造形式

a. 钢结构封门

工程上采用的有横向钢板梁封门、竖向钢板梁封门及整块圆钢板封门等。

横向钢板梁封门是由横向钢梁（板梁或桁架梁）与梁间钢

封板组成。钢梁支承于洞门圈板的钢牛腿上。拆门一般由下而上地进行，土质差、洞门直径大时还应对土体临时支撑。拆除进洞临时封门时，由于盾构已靠近洞口，土压力基本消除，可以由上而下进行。这种封门，做在井壁内侧时，拆起来比较方便。

竖向钢板梁封门是根据施工现场的起吊能力，由型钢和钢板组成，通过支承牛腿或预埋螺栓固定在井壁上。拆门时，盾构可以靠近封门，型钢可逐根抽除，比拆除水平钢门方便迅速，而为此竖向钢门往往突出内井壁。

整块圆钢板封门固定于井壁预留洞门圈板上，只适用于小直径盾构。拆除时只要割除封板四周连接部分，就可以整块吊走。

b. 砖石或混凝土封门 盾构施工时，可在沉井洞门内用砖石砌体作封门结构，也可以直接在井壁上凿孔出洞。大直径盾构采用这种洞门时，要加临时支撑以承受较大的水、土压力。拆除可采用凿岩机或爆破的方法，拆除程序与横向钢封门相类似。该法费工费时，目前除小型盾构外，一般不用。

关于盾构进出洞方面的施工准备工作，除合理选用洞门结构

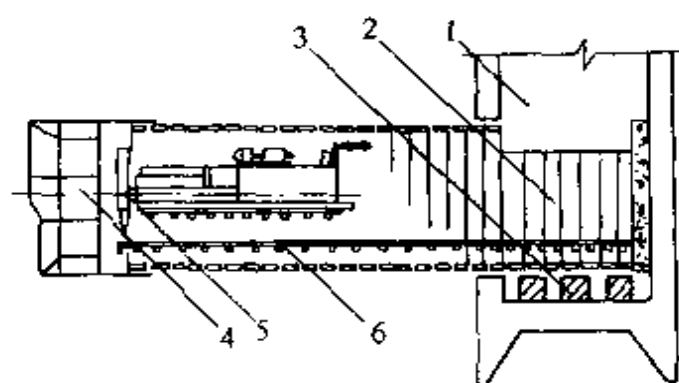


图 3-103 盾构进洞示意图

1—盾构拼装井；2—后座管片；3—盾构基座；
4—盾构；5 管片拼装器；6—运输轨道

形式外，在直径大、土层差、隧道埋深较大的情况下，还应考虑降水、局部冻结、局部地层化学加固、加气压等辅助措施，以临时减小水、土压力，稳定洞口暴露面土体和防止涌水。

③盾构后座

盾构刚开始掘进时，其推力要靠工作井井壁来承担。因此，在盾构与井壁之间需要传力设施，此设施称为后座。通常采用隧道衬砌管片或专用顶块与顶撑做后座。利用管片做后座有很多优点：可以利用管片拼装器迅速安装后座，满足快速掘进要求；井内后座衬砌与隧道衬砌联接方便；井底车场与隧道内有轨运输联接方便等。使用管片作后座时，要设计专用的人行洞门，在井内要留出垂直运输的开口，故不能拼成整环。为保证后座的刚度，环纵向螺栓要全部拧紧，开口部分不影响垂直运输的区段最好加支撑。采用无螺栓连接的砌块作后座时，砌块要预埋铁件或凿出钢筋用电焊连接，以保证施工安全。

218. 管片防水的基本构造是怎样的？

管片防水按隧道衬砌的构造型式不同，分为单层衬砌防水和双层衬砌防水两大类。它们各具特征，又有共同点。

解决管片防水的关键是达到拼装接缝密封和管片抗裂防渗的要求。

不论单层还是双层衬砌，拼装接缝的防水技术均包括密封垫防水、嵌缝防水和螺栓孔防水等三项主要内容，如图 3-104 所示。

(1) 单层衬砌防水

防水是决定管片单层衬砌成败的关键。目前修建大断面的隧道，应用单层衬砌较少。如果掌握了有效的防水方法，单层衬砌的推广应用将会取得极好的技术经济效果。

单层衬砌防水的特点是：接缝防水构造是隧道衬砌构造的永久组成部分。选用的防水材料要求有较高的耐老化性能，在承受接头紧固压力和千斤顶推力产生的接缝往复变形后仍有良好的粘着力、弹性复原力和防水能力，且施工性能良好。目前能够满足这种要求的弹性防水材料，只有特种合成橡胶。

单层衬砌防水的主要措施是：

①管片采用多道防线的防水构造型式。一般设置两道密封沟，管片内沿设置嵌缝槽（见图 3-105），并有接缝堵漏的可靠技术措施，确保修补堵漏的方便。

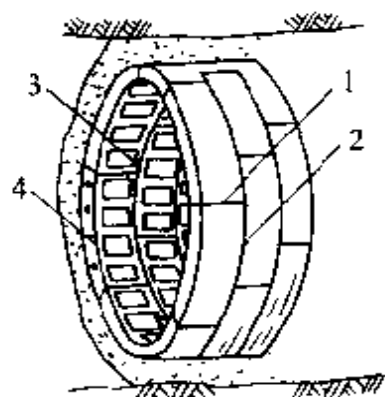


图 3-104 管片防水部位示意图

- 1 纵缝防水密封垫；
2—环缝防水密封垫；
3—嵌缝槽；4—螺栓孔

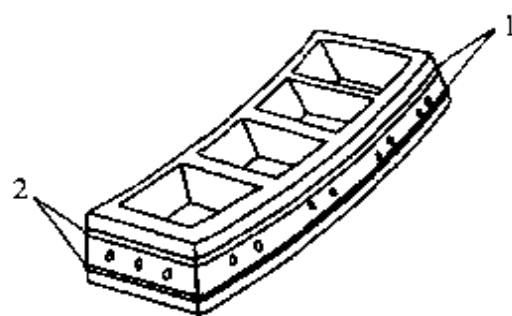


图 3-105 单层衬砌防水构造

- 1—环缝密封垫；2—纵缝密封垫

密封垫视为主要防线，如果其防水效果优良，也可以省掉嵌缝工序或只进行部分嵌缝。

②密封沟内设置的防水密封垫，目前主要是应用橡胶衬垫，依靠相邻管片的接触压力挤密之后产生防水效能。橡胶密封垫必须保持其永久适应接缝伸张变形的弹性形态，并具有足够的承压能力。这种橡胶密封衬垫目前以氯丁橡胶或丁苯橡胶制作最为适当。

③管片正确的尺寸精度是保证橡胶密封垫应用的前提。

(2) 双层衬砌防水

双层衬砌的目的是解决管片防水、防腐蚀和结构补强等问题。

双层衬砌在以防水作为主要目的场合，管片内表面要求粘贴卷材防水层或涂刷防水涂层。如果管片接缝防水效果较好，可不作内侧附加防水层。但浇筑内层衬砌的混凝土之前，管片内表面必须清理干净，最好进行凿毛。

双层衬砌防水的特点及技术措施是：

①由于隧道内衬层起主要防水作用，对管片接缝的防水材料要求较低，只起临时止水作用。防水密封垫可以选用价格便宜的

沥青油膏、聚氯乙烯胶泥或采用沥青粘贴胶粉油毡等措施，以填补管片接缝，均布千斤顶推力，防止管片顶裂。

按隧道用途，可以在接缝面附加橡胶条、泡沫塑料等以增强防水效果。

②双层衬砌的管片仍要求设置嵌缝槽。在密封垫层防水效果良好时，可以省掉嵌缝工序，否则，可局部嵌缝。这里的嵌缝以堵漏为目的，只起临时止水作用，可选用速凝水泥一类作为嵌缝材料。

③修建地下铁道时，双层衬砌的管片防水多数采用单道密封沟与嵌缝槽防水。密封垫选用粘贴橡胶或塑料弹性预制条，或现场浇涂焦油聚氨酯弹性体。

④管片内表面抹水泥砂浆找平层之后，制作内衬防水层。内衬防水层有下列几种做法：

a. 粘贴卷材防水层。将热沥青胶结料，用喷涂或辊涂的方法，涂敷到隧道内壁上，并立即粘贴沥青玻璃布油毡或聚异丁烯卷材或再生橡胶沥青油毡等。

b. 喷涂或刷涂防水涂层。常用材料有环氧沥青涂料、环氧呋喃涂料、焦油聚氨酯涂料等。但这些涂料具有一定的毒性，给施工操作带来不便，未被大量选用。

c. 喷涂聚合物水泥砂浆或防潮涂料。其可以在隧道潮湿的内壁上直接施工。

d. 喷射混凝土防水层。内层衬砌采用喷射混凝土施工时，可在混凝土拌合料中添加化学剂掺剂，以提高混凝土的防水性能，使内层衬砌不透水。

此外，单层衬砌和双层衬砌都必须重视螺栓孔的防水，并要求混凝土管片的结构设计周密地考虑盒子部位的防水处理。管片拼装时，螺栓孔防水的基本措施是采用沥青、橡胶、塑料的环形垫圈。

219. 管片接缝防水密封的种类有哪些？

混凝土管片使用的防水密封垫大体上可以分为两大类。即未

定型制品（现场浇注的液状或膏状材料）和定型制品（工厂预先加工成型的各种带形制件）。表 3-14 列出了它们的主要特征。

未定型制品与定型制品的特征 表 3-14

项 目	未 定 型 制 品	定 型 制 品
形 状	二液型、膏状	预制，带状
施工方法	二液混合后，手工或以挤出枪涂抹到管片密封沟内，常温硫化定形	用专用胶粘剂粘贴
施工难易	要求具有一定的熟练程度	易掌握
特 性	1. 无施工缝，一般比定型制品粘接性能好 2. 需要经过一昼夜的硬化，才能下井拼装 3. 施工厚度不均匀，必须进行仔细的控制	1. 施工简易，粘贴后 1~3h 即可下井使用 2. 若胶粘剂涂抹与密封垫贴附的时间间隔控制不当，粘接刀明显恶化

密封垫的密封性能表现为对管片拼接面的粘接力、弹性复原力、充填抗渗能力等。密封垫的材质和种类不同，其密封性能也有所差异。应在充分研究隧道地质、水头大小、管片构造、盾构现场操作条件等的基础上，权衡技术经济效果后，来选择适当的密封垫。

(1) 全断面浇注环氧煤焦油砂浆 这种砂浆要求在盾构施工现场配制。先按配合比将环氧树脂、煤焦油、活性溶剂、增韧剂及粉细填充料在搅拌机内制备成混合料。称取混合料，加温到 60~65℃ 时加入胺类固化剂，搅拌均匀后加入石英砂，继续搅拌均匀，立即浇注。必须随配随用。纵缝涂料，因往立面上涂抹，要掺适量石棉绒以防流淌。管片浇注后必须在 6~12h 之内，运送下井并完成拼装。对于尺寸精度差的混凝土管片，该法是一种可行的结构防水构造型式。缺点是施工烦琐，成本高，适应隧道沉降变形性能差。

(2) 焦油聚氨酯弹性体 为典型的未定型制品，并可以预制成定型制品，还能通过改变焦油和树脂的配方制成价廉的塑性涂层。这种材料因与已成环管片的接触面之间无粘接力，仅靠挤密来防水，多用于双层衬砌。工厂以两罐分装的主剂和硬化剂供应施工现场。主剂系甲苯二异氰酸酯与聚醚树脂或液态聚硫橡胶制成的预聚体，外观为黄色液体。硬化剂系 MOCA（摩卡）和软煤沥青的混合物，外观为黑色粘稠液体。使用前按比例混合均匀，用人工涂抹或注入带有可拆卸塑料衬套的专用挤出枪施工。挤出枪每次使用完毕，拆除塑料衬套，免去了对枪筒的清洗，并可以连续操作。

(3) 复合密封垫

典型的复合密封垫有泡沫橡胶复合密封垫（图 3-106）和异型橡胶条复合密封垫（图 3-107）二种。

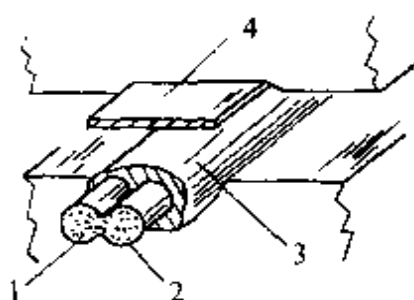


图 3-106 泡沫橡胶复合密封垫

- 1—哑铃形泡沫橡胶芯材；
2—限制伸张的软线；
3—自粘性外包层；4—自粘性板材

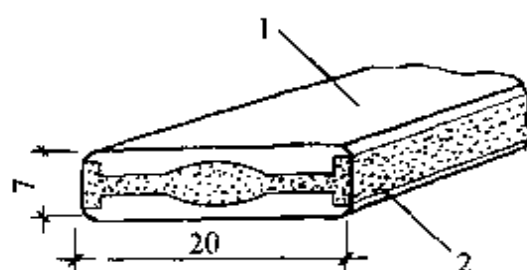


图 3-107 异型橡胶条复合密封垫

- 1—丁基橡胶；2—氯丁橡胶

泡沫橡胶复合密封垫由两部分组成。核心部分是海绵状泡沫橡胶弹性体，外层复以自粘性强的丁基橡胶，组合成为弹性复原力强、双面具备粘结能力的垫材。

为了改进泡沫橡胶复合密封垫的抗剪性能、充填抗渗能力以及对千斤顶往复推力的抗疲劳性能，进一步研究了以异型橡胶条为芯材的复合密封垫。氯丁橡胶芯材有回弹能力，材质密实，阻止了压力水的通过。中间的圆形部分对任何方向来的压力都具有回弹能力。两侧的形状防止了异丁橡胶外溢。这种密封垫呈现的

优异性能，是其它构造型式所没有的。

粘贴复合密封垫时，管片密封沟应清洁干燥，并要求刷涂打底料。打底料晾干后，贴上复合密封垫，最少要放置 3h，方可运送管片进行拼装。管片潮湿时，通过强制干燥后方能进行粘贴。雨天特别是梅雨季节施工，应事先架设防雨棚。

(4) 齿槽形定型制品

这里介绍一种齿槽形氯丁橡胶定型制品，见图 3-108。这种密封垫在地面上粘贴到管片外沿四周的密封沟内。当管片拼装后，螺栓固紧时，受压缩的齿槽形构造产生极高的弹性复原力，发挥有效的止水作用。这种密封垫能承受两个大气压力的水压，

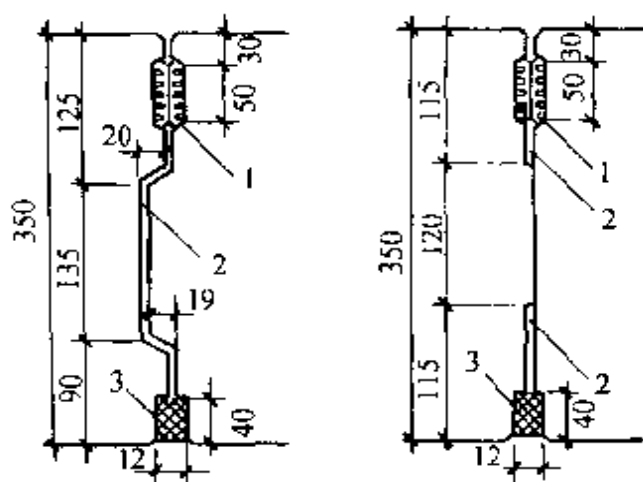


图 3 108 管片接缝防水构造

1—可以压缩的氯丁橡胶高弹性密封垫；
2—合成树脂改性沥青的可塑性涂料；3—嵌缝材料

接缝容许变形为 2~3mm，并从构造上周密地解决了管片角部的防水问题，见图 3-109。

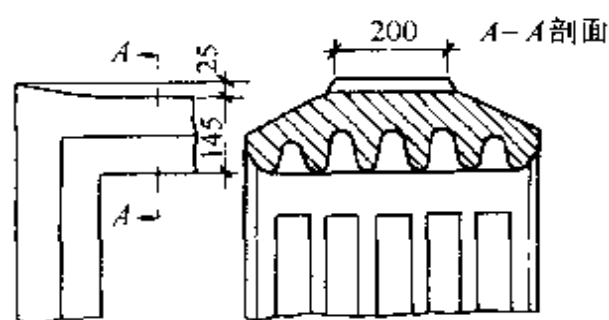


图 3 109 管片角部密封垫构造

这种密封垫对管片表面的干燥和清洁度无严格要求，但其敷设和最终密封效果的发挥均需要一定的压应力。当遇到环间错动变形，接头产生比较大的张角或间隙，圆环或管片的位置复杂变化时，这种

无粘接性能的氯丁橡胶定型制品就难以保证理想的水密性能了。

220. 管片嵌缝的材料有哪些？如何进行施工？

嵌缝材料是管片拼装完成之后，填嵌到管片内沿预留沟槽中的密封防水材料。它与密封垫两者配合使用以增强接缝防水的效能。

管片拼装完成后形成的嵌缝槽，通常宽 15~20mm，深 20~30mm。从隧道内侧进行嵌缝操作，依靠嵌缝材料的充填力和粘接力达到密封防水的目的。

(1) 嵌缝材料的种类和性能

目前常用的管片嵌缝材料如表 3-15 所示。这些材料中，水泥胶浆类和环氧树脂类在潮湿的混凝土管片基面上具有良好的粘接力，可以作为防水密封垫失效部位的修补堵漏材料。

嵌缝材料的种类

表 3-15

嵌缝材料	基本化学成分
金属铅	铅
水泥胶浆	水泥、防水剂、石棉
环氧树脂类	环氧树脂、聚酰胺及改性胺类固化剂
聚硫橡胶类	聚硫橡胶、过氧化铅等
聚氨酯类	异氰酸酯预聚体、聚醇及芳香胺类物质

水泥胶浆类材料硬化后会产生体积收缩，不能适应接缝变形，只能作为双层衬砌防水的临时嵌缝止水材料。

环氧树脂类对干燥及潮湿基面均具有优良的粘接力，并具有 5% 的延伸率，可以适应接缝的伸缩变形，是目前使用性能最好的一种。

嵌缝材料应该具备下列性能：嵌缝材料与管片基面的粘接力要求大于衬砌外壁的静水压力；随着时间的增长，材质性能保持稳定；要求长期耐 0.3MPa 以上的水压力，且不产生徐变；施工时对干、湿基面均具有良好的粘接性能；材料富有弹性，能够适应管片的变形，且不受隧道内高浓度二氧化碳的影响。

(2) 嵌缝材料的使用方法

必须严格遵照制造厂的说明来使用嵌缝材料。现以环氧树脂嵌缝材料为例，介绍使用方法。

嵌缝原则上要在气压内施工。正在施工的隧道内，盾构推力影响不到的区段，即可进行嵌缝作业。

环氧树脂嵌缝材料以二液型的主剂和硬化剂供应施工现场。使用之前按比例混合搅拌均匀。二种液体从混合时就开始硬化反应，混合物有一定的使用期限。因此拌合均匀后，应立即用手工或专用挤出枪，嵌填到经过清理的嵌缝槽中。然后再用压铲抹压嵌填密实，以增强粘结力和防水效果。

对潮湿基面或有漏水点的部位，必须使用可以在湿基面上施工的专用环氧嵌缝材料。对于渗漏水部位，应先封堵引水，集水于一点，然后用速凝灰浆或速凝环氧树脂胶浆堵塞。必要时还须注入聚氨酯浆液止水。堵漏完成之后，再按上述方法进行嵌缝。

施工条件允许的话，最好在嵌缝槽内预先刷涂底漆，这样可以增强粘结力。隧道解除气压之后，应仔细检查嵌缝质量，对漏水部位重新按上述方法进行堵漏和嵌缝。

近年来，发展了一种简便的嵌缝方法，即先在嵌缝槽内涂上树脂胶浆，然后嵌填适当尺寸的异型橡胶条，如图 3-110 所示。这种作法凭借橡胶的复原力，可以吸收隧道完工、投入运行之后产生的振动。

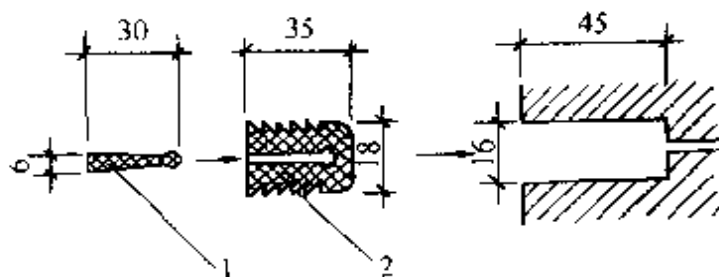


图 3-110 异型橡胶嵌缝条

1 硬橡皮制穿心楔；2—异型空心橡胶条

221. 管片拼装螺栓孔的防水措施有哪些？

管片拼装完成之后，一般渗漏水较多的部位是封顶块接缝和螺栓孔。管片接缝在螺栓孔外侧均设有防水密封垫，如密封垫的止水效果好，就不会从螺栓孔发现渗漏。而密封垫失效和管片拼装精度差的部位，都会从同一位置的螺栓孔漏水显示出来。单是依靠密封垫的高质量，使螺栓孔达到滴水不漏，显然是不现实的。因此，必须对螺栓孔进行专门的防水处理。

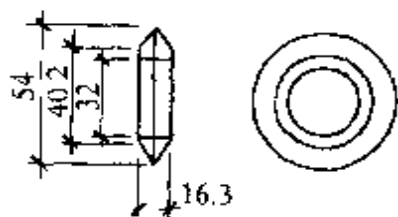


图 3-111 螺栓孔防水垫圈

螺栓孔的防水方法是套用环形防水垫圈，见图 3-111。靠螺母和弹簧垫圈的紧固力，将防水垫圈挤密充填到螺栓孔间隙内，起到止水作用。现在普遍应用塑料防水垫圈与橡胶防水垫圈图 3-112。采用这些方法，大多数的螺栓孔均可达到完全止水。若有少数发现漏水，一般情况下只要紧固螺母即可止水。但在隧道曲线推进段，螺栓插入螺孔时常出现不规则的偏斜，紧固后防水垫圈局部受压，很难达到止水效能，易出现渗漏水。在此情况下，可以采用如图 3-113 所示的防水方法，即使用铝制杯型罩，将弹性嵌缝材料束紧到螺母部位，并依靠专用夹具挤紧，待材料硬化之后，再拆除夹具。此法止水效果非常好。

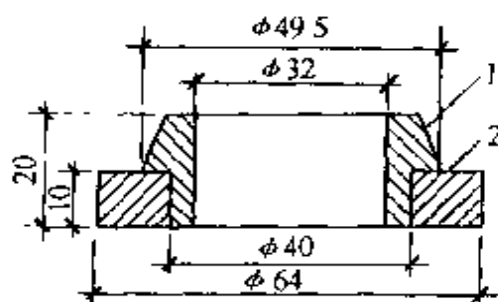


图 3-112 橡胶防水垫圈

1- 橡胶防水垫圈；2- 钢垫圈

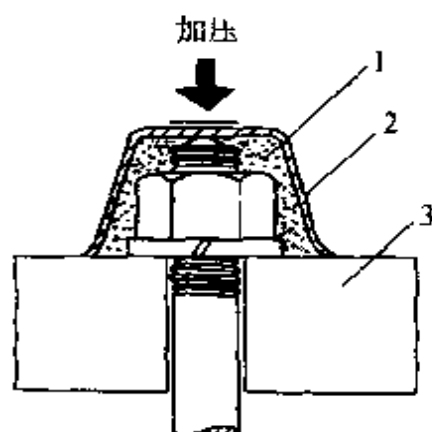


图 3-113 螺栓孔的防水

1 嵌缝材料；

2 止水铝质罩壳；3 管片

222. 管片防水堵漏技术的措施和方法有哪些？

(1) 管片防水堵漏的基本措施

管片拼装完成之后的渗漏水，除极少见的隧道事故性涌水之外，主要表现为明显的滴漏。每个漏点的每小时渗漏水量常介于 5~30mL 之间。当大于 30mL 时，就呈现连续细流。针对这个特点，管片防水堵漏主要是处理缝的漏水。堵漏的基本措施有以下几方面：

①单层衬砌在管片设计阶段，就应注意到接缝堵漏的技术措施。接缝发现漏水之后，松动漏水部位附近的管片连接螺栓，将水从螺栓孔引出，然后进行嵌缝堵漏。接缝堵好并加固之后，用充填法封堵螺栓孔或从螺栓孔灌浆堵水。

②双层衬砌管片的一般性滴漏，主要采用水泥胶浆修堵。情况严重时要考虑灌浆堵水。

③对于极少见的隧道事故性涌水，可按矿井注浆堵水的方法进行抢修。

(2) 管片防水堵漏方法

(1) 单层衬砌可在两道密封沟之间，设计注浆堵漏的专用沟槽。若接缝出现渗漏水，就可从预留孔或螺栓孔注浆入沟槽堵水，见图3-114。

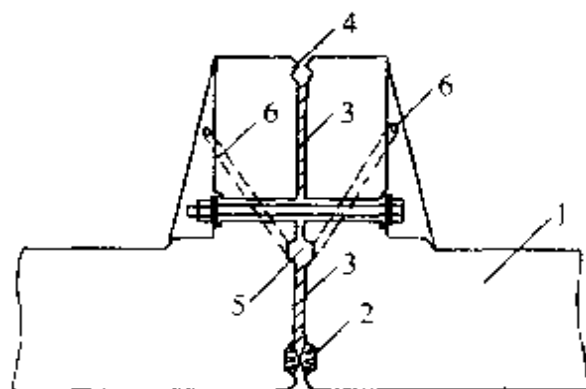


图 3-114 注浆沟槽

1—钢筋混凝土管片；2—橡胶密封垫；
3—承压垫板；4—嵌缝槽；
5—预留注浆沟槽；6—预留注浆管

②充填堵漏法与化学灌浆堵漏法，参阅本书有关内容。

③对于较严重的隧道漏水，例如竖井内的盾构进出洞井圈部位，因有伸缩变形很难用修补堵漏的方法止水时，应设置合理的导水系统，以保证隧道的正常使用和外观整洁。

2.3 沉管隧道施工

223. 水底沉管隧道的类型有哪些？

(1) 船台型

先在造船厂的船台上预制钢壳，制成后沿着船台滑道滑行下水，然后在水上于浮态中灌筑钢筋混凝土。这种船台型管段的横断面，一般是圆形、八角形或花篮形的，隧管内只能设二个车道（见图3-115）。在建造四车道隧道时就需制作二管并列的管段。

它的优点是：

①横断面接近圆形，沉设完毕后，荷载作用下所产生的弯矩较小，在水深较大时，比较经济；

②管段的底宽较小，基础处理比较容易；

③管段外的钢壳既是灌筑混凝土的外模，又是防水层，在浮运过程中，不易碰损；

④充分利用船厂设备，工期可较短，在管段需要量较多时，更为明显。

它的缺点是：

①圆形断面的空间，常不能充分利用；

②由于车道上方必定余出一个限界之外的空间，车道的路面高程不得不相应地压低，终使隧道的深度增加，浚挖深度增大；

③在钢壳下水时，以及于浮态下进行混凝土灌筑时，应力状态复杂，必须加强结构，因而耗钢量大，管段造价较高；

④手焊不能避免，防水质量不保证。沉设完毕后，如有渗漏，难以修理；

⑤钢壳本身的防锈问题，至今未能完善的解决；

⑥管段的圆形断面内只能安设二个车道，不便于建造多车道隧道。

(2) 干坞型

在临时干坞中制作钢筋混凝土管段，制成后往坞内灌水使之浮起并拖运至隧址沉设。用干坞施工的管段，其断面多为矩形，在同一管段断面内可以同时容纳4~8个车道。这一类管段的主要优点是：

①不占用造船厂设备，不妨碍造船工业的生产；

②在隧道横断面中，空间利用率较高。建造多车道隧道时，尤为突出；

③车道部位高，路面最低点的高程亦较高，隧道的全长相应较短，所需浚挖的土方量亦较少；

④不用钢壳防水，大量地节约钢材。

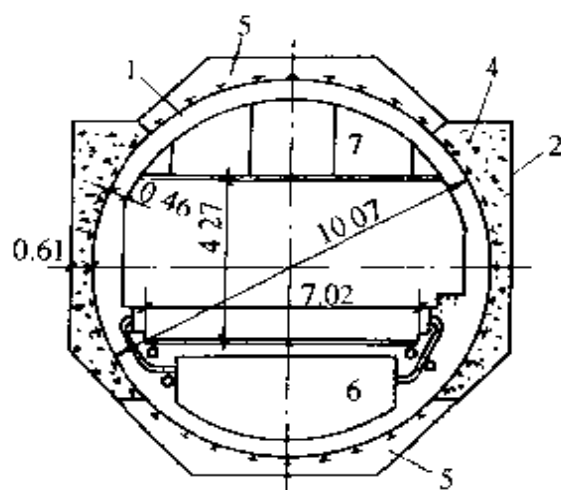


图 3-115 船台型沉管

1—8mm 钢壳；2—6mm 钢板；
3—混凝土龙骨；4—水中混凝土；
5—压顶混凝土；6—送风道；
7—排风道

其缺点是：

①管段宽度较大，基础处理时不如船台型管段简便；

②制作管段时，要对混凝土施工工艺作些必要的调整，并采用一系列的严格措施，以保证干舷（管段浮在水上时，水面与管顶间的高差称为干舷）和抗浮安全系数；

③普通的混凝土难以防水，因此常须另加充分的防水措施。

224. 制作管段的临时干坞如何设置？

(1) 临时干坞的构造

矩形钢筋混凝土预制管段大多数是在临时干坞中制作的，因此在水底沉管隧道开工之始，就得先着手准备一座制管专用的临时干坞。临时干坞的周边大多数是采用简单的、没有护坡的天然上坡，只在个别情况下才用钢板桩围堰。在临时干坞中，底板做得很薄，近年来甚至不用底板，基础亦常不做。因此临时干坞实系一临时性的工作土坑。

①临时干坞的底面尺度

临时干坞的坞底平面尺度，并没有什么统一的规定。在一些沉管隧道工例中，临时干坞搞得很大，坞底面积达 8 万多 m^2 ，可以同时制作 9 节 6 车道的大型管段。但在另外一些工例中，制作 6 车道大型管段所用干坞的坞底面积不足 5000m^2 。

②临时干坞的深度

临时干坞的深度，应能保证管段制成后能顺利地进行安装工作并浮运出坞。因此坞室深度（坞底高程），应既能保证管段在低水位时露出顶面，又能保证在高水位时有足够的水深以安设浮箱，在中水位时，能使管段自由浮升。

③临时干坞的边坡

在确定坞边坡度时，要进行抗滑稳定性的详细验算。为保证稳定安全，一般多设井点系统。在分批浇制管段的中、小型临时干坞中，要特别注意坞室抽水时的边坡稳定性问题。除井点之外，亦有采用防渗墙的。防渗墙多用钢板桩构成，亦有用 1mm 厚的薄钢板构成，安设时用水冲法送入地下，成本很低。

④临时干坞的坞底

临时干坞的坞底,常只是在砂层上铺设一层23~30cm厚的无筋混凝土或钢筋混凝土。浇筑管段时作用在坞底上的附加荷载并不大。几万吨重的大型管段作用在坞底上的压力亦不超过80~90kPa。因此在陆地上开挖出来的干坞中,地基承载力一般不成问题。

⑤临时干坞的坞首和闸门

在把全部管段一批浇制完成的大型干坞中,都不采用闸门,仅用土围堰或钢板桩围堰作坞首。管段出坞时,局部拆除坞首围堰便可将管段逐一拖运出坞。在分批浇制管段的中、小型干坞中,常用双排钢板桩作坞首,而用一段单排钢板桩作坞门。每次拖运管段出坞时,将此段单排钢板桩临时拔除,即可把管段拖出(见图3-116)。采用浮箱式闸门的亦有,但较少(见图3-117)。

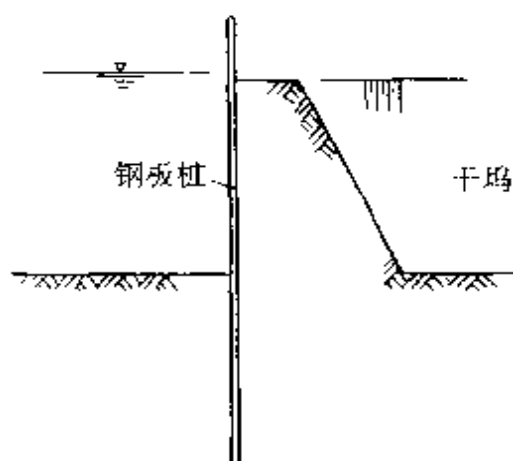


图 3-116 单排钢板桩坞门

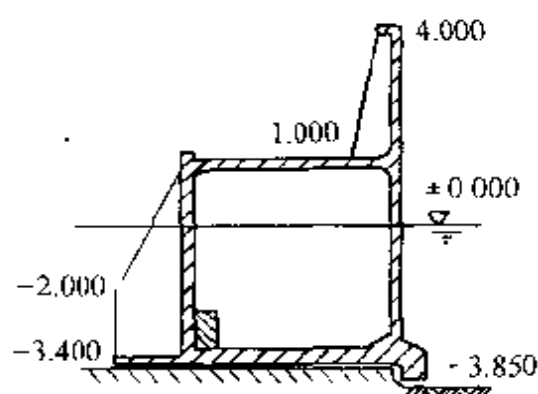


图 3-117 浮箱式闸门之一例

(2) 临时干坞的主要设备

临时干坞中没有特殊的机具设备,一般都用普通土建工程中常见的通用设备。主要有混凝土搅拌站设备、水平运输车辆、起重设备、空压机、电焊机和钢筋成型设备等。

①临时干坞中的混凝土搅拌站(图3-118)的生产能力或设备规模,应按施工组织设计要求而定。通常要求能连续供应灌注一个节段(一般将管段全长分成5~6个节段,每个节段长15~20m)所需混凝土。

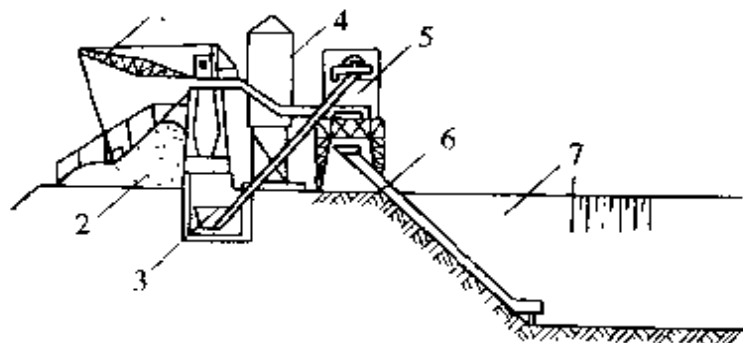


图 3-118 临时干坞的拌和站

1—索铲挖土机；2—砂、石料堆；3—提升料斗；4—水泥仓；
5—搅拌台；6—斜槽；7—临时干坞

②临时干坞中的起重设备，常为轨行门式起重机或塔式起重机。轨行门式起重机效率高，利用率亦高，所需基础较轻，故在临时干坞中用得比较普遍。灌注一节 100m 左右长的管段采用 2 台就够。在施工过程中，起重对象主要是模板、钢筋、混凝土料和橡胶垫环等，所以对起重能力的要求不高，通常是 5~7.5t。门式起重机可为单伸臂式或双伸臂式。跨度应比管段宽度大 7~8m 左右。净空应比管段高度高出 4m 左右。

③临时干坞中的水平运输，常用电瓶车或卡车。电瓶车的轨道和卡车用道路，设在干坞边坡顶面的较多。但亦有将电瓶车轨道铺在坞底上，或将卡车运输道路沿边坡延伸到坞底的。

④临时干坞中的拖运（管段）设备，主要是用于管段浮起后，将管段拖送出坞。一般采用普通的绞车。在坞室充水，管段浮起、闸门打开之后，就用这些安装在干坞周边坡顶上的绞车把管段慢慢地拖送出坞。等候在坞外的拖轮即将出了坞门的管段接送到临时贮存管段的系泊区（多为小河湾）或驳装码头去。

225. 钢筋混凝土管段的制作过程如何？

在干坞中制作矩形钢筋混凝土管段的基本工艺，与地面上类似的钢筋混凝土结构大体相同。但是由于采用浮运沉设的施工法，而且最终是埋设在河底水中，因此对匀质性与水密性要求特别高，这是一般土建工程中所没有的。

矩形管段在浮运时的干舷只有 10~15cm，仅占管段全高

1.2%~2%左右。如果混凝土密度变化幅度稍大,超过1%以上,管段就会浮不起来。此外,如果管段的板、壁厚度的局部偏差较大,或前后、左右的混凝土密度不均匀,管段就会倾侧。因此在管段制作时必须采取一些独特的措施以严格控制模板的变形与移动,严格控制混凝土混合物的匀质性,不能按通常的施工标准来浇制管段混凝土。

在制作中,为了保证管段的水密性,混凝土的防裂问题也非常突出。因此对施工缝、变形缝的布置也要慎重安排。

施工缝常是渗漏的主要环节,除了要在构造上、工艺处理上采取措施外,在组织施工时,也要设法尽量减少不必要的留设。施工缝可分为二种,一种是横断面上的施工缝,亦可称作纵向施工缝;一种是管段长度方向分段施工时的留缝,可称作横向施工缝。

纵向施工缝,一般留设在管壁上,在管壁的上下端各留一道。下端的一道应高出底板面 30~50cm。

横向施工缝是垂直的,垂直施工缝的水密性更难确保,因此一般都要采取较慎重的防水措施。

管段在施工阶段和使用阶段总难免要发生一定的纵向变形,由此而产生的混凝土应变常很可观,容易导致通透性的横向裂缝。施工阶段的收缩裂缝,是其中常见的一种。为了防止发生这些横向的通透性裂缝,通常都把横向施工缝做成变形缝(见图 3-119),并把每一节管段用变形缝分成若干个节段。每一个节段的长度不宜太长,常采用 15~20m 左右(见图 3-120)。

管段上的变形缝与其他地上或地下工程不同。在浮运、沉设时,管段受到纵向弯矩的作用,管段结构至少要具有临时的抗弯能力,因此须采取一定的措施:

①把变形缝处的管壁内、外纵向(水平)钢筋全部断开。另设临时的预应力筋(纵向),承受浮运时的纵向弯矩。

②只将变形缝处所有的管壁外排纵向钢筋切断。内排纵向钢筋则保持连续并通过变形缝。待沉设完毕之后,再予切断,使之成为完全的变形缝。

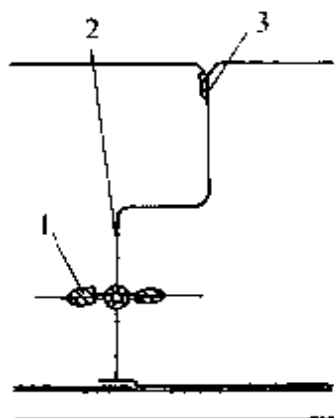


图 3-119 管段变形缝的构造
1—钢边止水带；2—变形缝；
3—防水填料

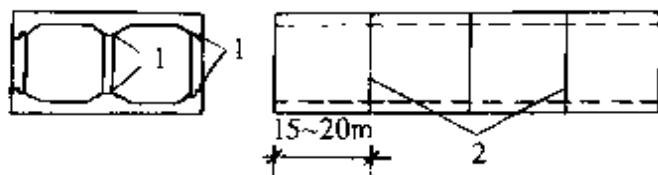


图 3-120 管段的施工缝与变形缝布置
1—纵向施工缝；2—变形缝

226. 管段的封墙、压载、检漏、设施如何？

(1) 封墙

在管段灌筑完成，模板拆除之后，为了使它能在水中浮起，须在管段的二端离端面 50~100cm 处，设置封墙。封墙可用木料、钢材或钢筋混凝土制成。采用钢筋混凝土封墙的好处是变形小，易于确保不漏，但拆除时比较麻烦。

设计封墙时可按最大静水压力（即沉到槽底时的压力）计算。拖运时的动水压力，一般不必考虑。

封墙上须设排水阀、进气阀以及出入人孔。排水阀设于下部，进气阀则设于顶端，口径均约为 100mm 左右。出入人孔均应设置防水密闭门扇。

(2) 压载设施

由于沉管式隧道的预制管段是自浮的，因此在沉设时，需加压载加压下沉时，有用石碴、矿渣等物来压载，有用水来压载。用水压载比较方便，采用的较多。

在封墙安设之前，须先在管段内设置容纳压载水的容器。以前采用小型浮筒充作水箱的较多。近年来多改用木板水箱，取其装拆方便。亦有利用风道，用木板隔成水箱的。

水箱的容量决定于干舷的大小，下沉力的大小，前后二节管段封墙之间空间的大小，以及基础处理时“压密”工序所需压重

的多少。

每节管段至少要设四只水箱，对称地布置在四角。

(3) 检漏与干舷调整

管段在制作完成之后，须作一次检漏，如有渗漏，可在浮运出坞之前及时发现，早作处理。一般在于坞灌水之前，先往压载水箱里注水压载，然后再往干坞室里灌水（在有的工例中，于干坞灌水后，还进一步抽汲管段内的空气，使管段中气压降到0.6大气压力），灌水24~48h后，工作人员进入管段内对管段的所有外壁（包括顶底板）进行一次仔细的水底检漏。如无问题，可即排出压载水，让管段浮升出水。如有渗漏，则可于坞室排干后，进行修补。

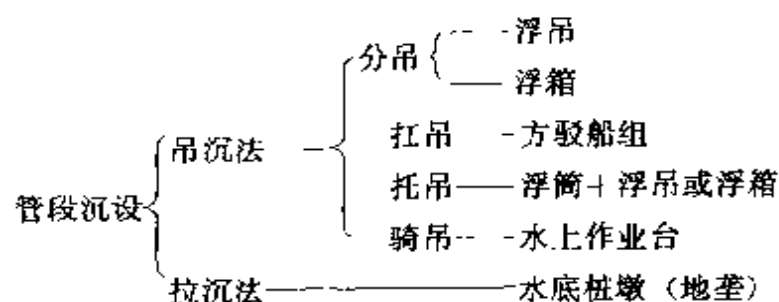
经检验合格后浮起的管段，还要在坞中检查四边干舷是否符合规定，是否有倾侧现象。如有上述现象，可用调整压载的办法来纠正。

在一次制作多节管段的大型干坞中，经检漏和调整好干舷的管段，应再加压载水，使之沉置坞底，待使用时再逐一浮升，拖运出坞。

227. 管段的沉设方法有哪些？

预制管段的沉设工作是整个沉管式水底隧道施工中比较重要的一个环节。它受到气象、河流自然条件的直接影响，还受到航道条件一定的制约。所以在沉管隧道施工中，并没有一套统一通用的管段沉设方法。施工时须根据自然条件、航道条件、沉管本身的规模以及设备条件等，因地制宜地选用合适的沉设方法。

在沉管隧道工程中所用的沉设方法和工具设备，种类繁多，还没有一种较好的分类方法。其概况归纳如下：



(1) 分吊法

管段制作时，一般都在管段顶板上预先埋设 3~4 个吊点（其位置要能保证各吊力的合力通过管段的重心）。分吊法就是在沉设作业时分别用 2~4 艘 100~200t 浮吊（即起重船）或浮箱吊着各个吊点，逐渐将管段沉设到规定位置上。

浮箱吊沉法的主要特点是设备简单，尤适于宽度特大的大型管段。通常于管段顶板上方用四只 100~150t 的方形浮箱（边长约 10m，型深约 4m）直接将管段吊起来。吊索直接作用在各个浮箱中心，克服了用扛沉法沉设大型管段时所遇到的困难。4 只浮箱可分成前后两组，每组 2 只浮箱用两副钢桁架联系起来，并用 4 根锚索定位。起吊卷场机和浮箱的定位卷扬机均安设在浮箱顶上。管段本身则另用 6 根锚索定位（边锚四，前后锚各一），共定位卷扬机则安设在定位塔顶部。图 3-121 表示浮箱吊沉法的全过程。

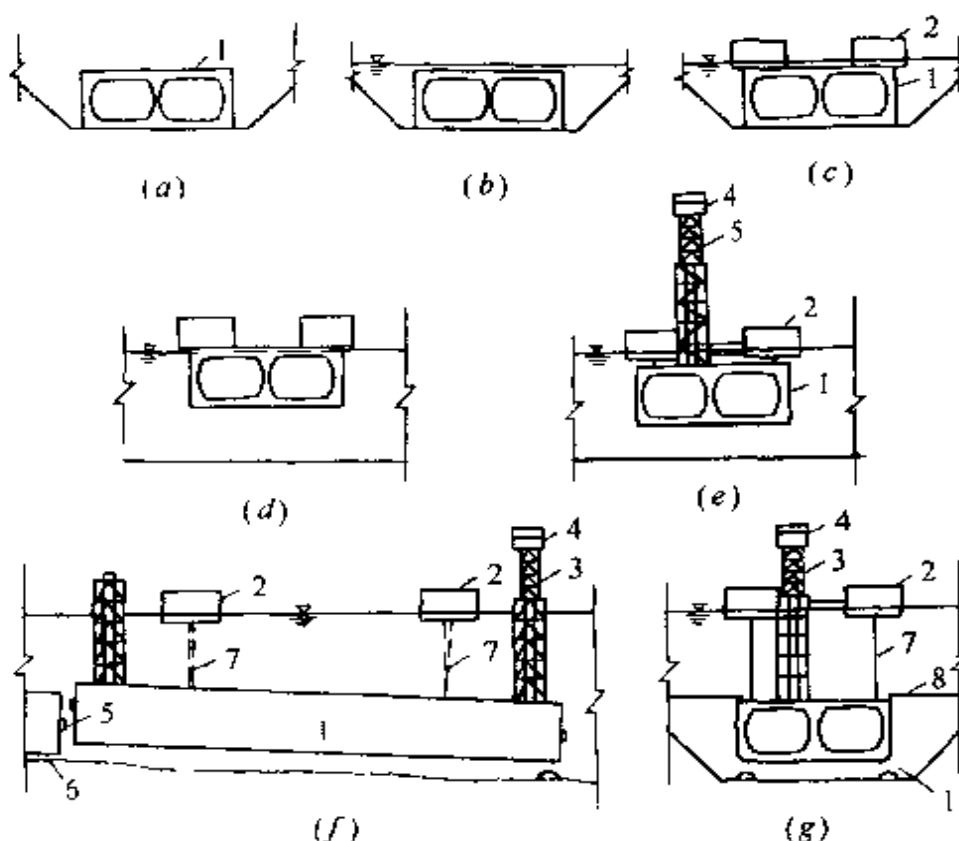


图 3-121 浮箱吊沉法的工艺过程

(a) 管段制作；(b) 管段灌水；(c) 安置浮箱；

(d)、(e) 浮运；(f)、(g) 沉放管段

1—管段；2—浮箱；3—定位塔；4—指挥室；

5—鼻型托座；6—既设管段；7—吊索；8—定位锚索

(2) 扛吊法

此法亦称方驳扛吊法。其基本概念就是用二副“扛棒”来完成吊沉作业，形同以二副扛棒搬运大方木。每副“扛棒”的二个“肩”就是二艘方驳。左右二艘方驳之间的“扛棒”，一般是型钢梁或钢板梁。前后二组方驳之间，可用钢桁架联系起来，使成为一个整体的驳船组如图所示，驳船组用六根锚索定位，管段本身则另用六根锚索定位（均是四边锚及二前后锚）。所有的定位卷扬机均安设在驳船上。吊索的吊力作用在“扛棒”钢梁上，通过“扛棒”传递到方驳上。起吊卷扬机则可安设在方驳上，亦可直接安设在“扛棒”上。

在方驳扛吊法中，只要用100~200t的小型方驳就足够有余了。一般沉管的下沉力只有100~400t，大多数为200t。每副“扛棒”上只受力50~200t。每个“肩”上只负担25~100t，大多数仅50t。因此在方驳扛吊法中最主要的大型工具就是四艘小型方驳，其经济性是较明显的。

这类用四艘方驳构成沉设作业船组的吊沉方法，称为“四驳扛吊法”（图3-122）。

在美国和日本的沉管隧道工程中也曾采用过一种在台司隧道所用扛吊法的基础上发展起来的“双驳扛吊法”，见图3-123。其所用方驳的船体尺度比较大（驳体长度为60~85m，宽度为6~8m，型深2.5~3.5m）。这种“双驳扛吊法”的主要特点是整体稳定性好施工时可利用这一特点，把管段的定位锚索省去，而改用对角方向张拉的斜索系定于整体稳定性很好的双驳船组上。双驳扛吊法操作方便，这是它的突出优点，但设备费较大（主要是大型驳船较贵），所以一般只在具备下列条件之一时才采用它：

- ①工程规模较大，需要沉设的管段数量较大。
- ②计划准备在附近将连续建造多条沉管隧道。
- ③沉管工程完毕之后，大型方驳可以移作他用。

(3) 托吊法

这种沉设方法，适用于不能自浮（没有干舷）的重型管段。

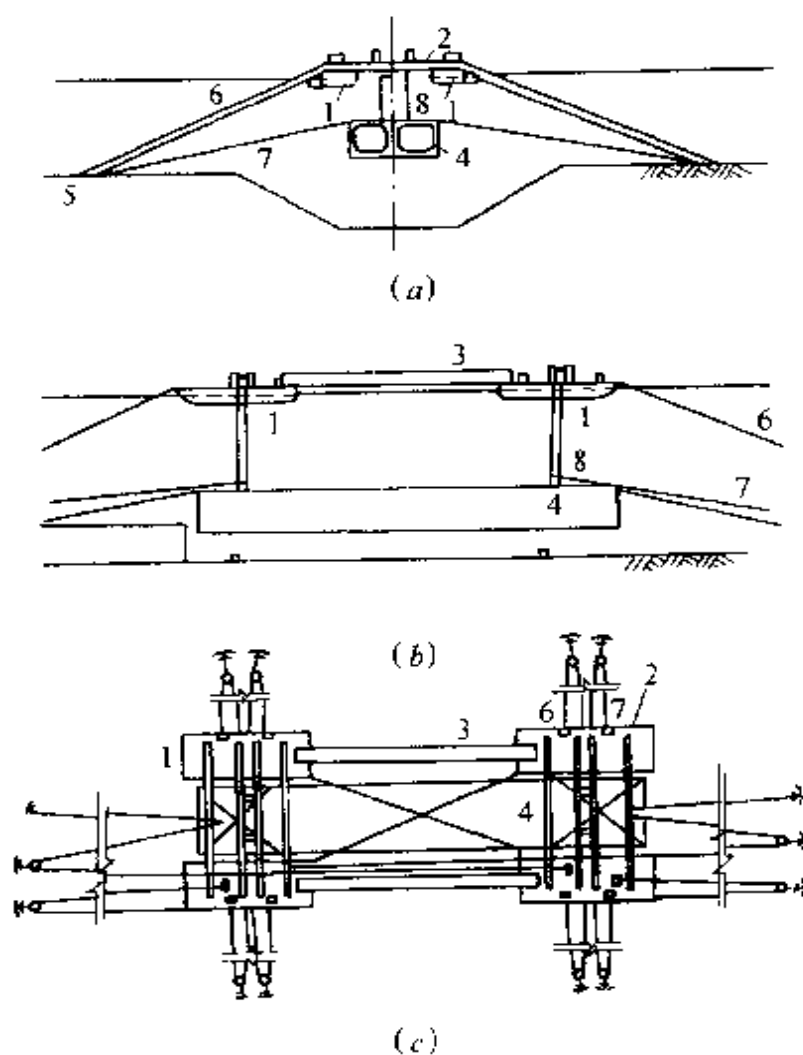


图 3-122 四驳扛吊法

(a) 方驳与管段定位; (b) 管段沉放 (立面图); (c) 管段沉放 (平面图)

1—方驳; 2—“扛棒”; 3—纵向联系桁架; 4—管段;
 5—地锚; 6—方驳定位索; 7—管段定位索; 8—吊索

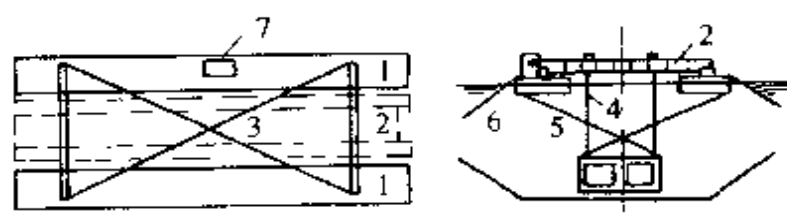


图 3-123 双驳扛吊法

1—方驳; 2—吊梁 (“扛棒”); 3—绷索; 4—吊索;
 5—斜索; 6—方驳定位索; 7—指挥室

所谓“托”就是助浮，即通过浮筒或围堰所产生的浮托力，使管段不致自沉。1940 年代以后，不能自浮的重型管段早已淘汰，所以托吊法亦随之废弃。

(4) 骑吊法

这种沉设方法，就是用水上作业台，“骑”在管段上方，将它慢慢地吊放沉设，如图 3-124 所示。

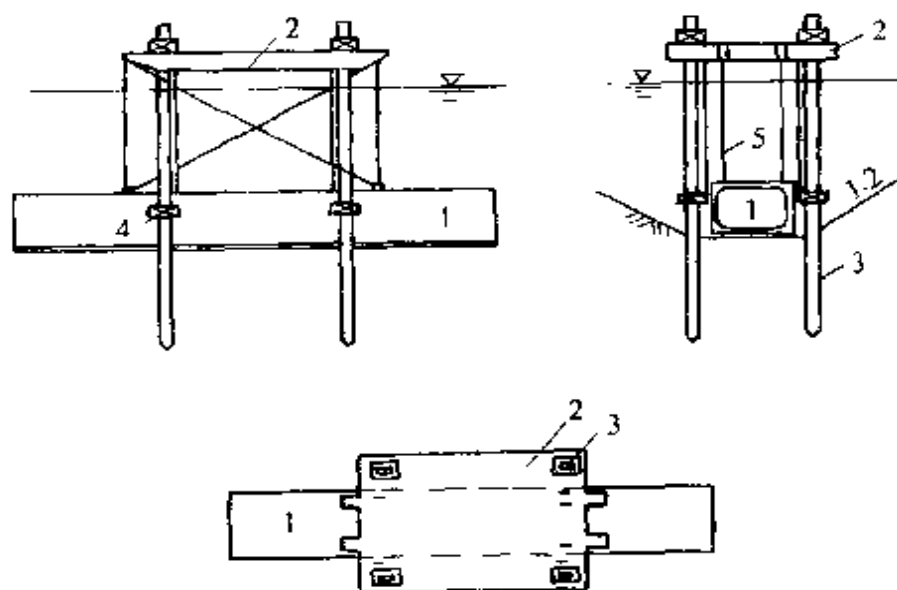


图 3-124 骑吊法

1--沉管；2--作业台；3--钢腿；4--钢腿夹固器；5--吊索

水上作业台亦称自升式作业台，国外常简称作 SEP (Self-elevating platform)，原是海洋钻探或开采石油的专用设备。它的工作平台实际上是个钢浮箱（常是方环形）。就位时，向浮箱里灌水加载，使四条钢腿插入海底或河底。移位时，排出箱内贮水，使之上浮，将四条钢腿拔出。在外海沉设管段时，只有用此法施工，其他的沉设方法均不能胜任。在内河或港湾内沉设管段时，如流速过大，亦可采用此法施工。它还有不需抛设锚索的特点，作业时对航道干扰较小。然而由于设备费较大，因此一般不用此法施工。

(5) 拉沉法

这种沉设方法的特点是既不用浮吊、方驳，也不用浮筒、浮箱。管段沉设时不靠灌注压载水来取得下沉力，而是利用预先设

置在沟槽底面上的水下桩墩（作为地垅用），依靠安设在管顶钢桁架上的卷扬机，通过扣在地垅上的钢索，将具有 2000~3000kN 浮力的管段慢慢地“拉下水”去，沉设到桩墩上，管段沉置到水底后，进行水下连接时，亦用此法以斜拉方式使之靠向前节已设管段。使用此法必须设置水底桩墩，费用较大，因此未得推广。

在以上五种方法中，托吊法已基本废弃，拉沉法、骑吊法亦少采用，所以实际上最常用的是浮箱吊沉法和方驳扛吊法。一般顶宽在 20m 以上的大、中型管段多用浮箱吊沉法，而小型管段则以采用方驳扛吊法较为合适。小型管段采用方驳扛吊法，不但沉设时较平稳，而且在管段浮运时还可利用方驳船组挟持管段行进，使浸水面积对浮轴的惯性矩成倍地增大，从而使浮运时的抗倾稳定性大为提高。

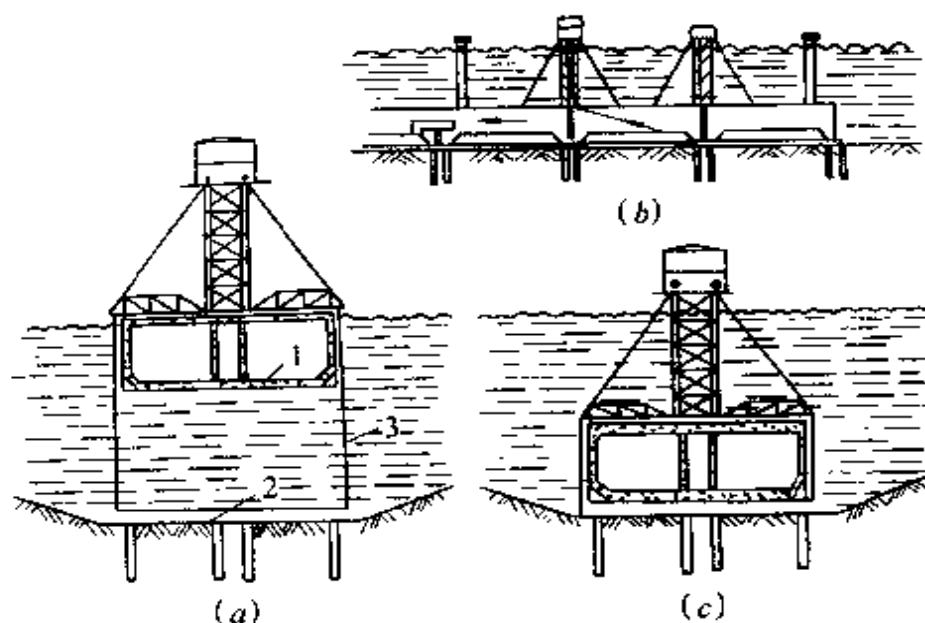


图 3-125 拉沉法

(a) 管段准备沉放；(b) 管段沉放就位（正面图）；(c) 管段沉放就位

1—沉管；2—水底桩墩；3—拉索

228. 管段沉设作业的主要工具和设备有哪些？

浮箱吊沉法与方驳扛吊法所用的最主要的大型工具，就是四艘 100~150t 的方型浮箱或小型方驳。其最主要的起重设备就是 6~14 台定位卷扬机（可选用电动或液压驱动，单筒式，牵引力 80

~100kN, 绳速 0~3m/min 的卷扬机) 和 3~4 台起吊卷扬机 (可选用电动或液压驱动, 单筒式, 牵引力 100~120kN, 绳速 5m/min 的卷扬机)。

在沉设作业中, 除上述主要工具设备外, 尚需:

(1) 定位塔 定位塔为事先安装在管段顶面上, 高约 10m 的塔形钢结构, 中带出入人孔“腰子筒”, 筒径多为 80~120cm。每节管段多数设有前、后二座定位塔在每座塔顶上都没有测量标志。在使用浮箱吊沉法时, 还在其中一座定位塔上设置指挥室 (采用方驳扛吊法时, 指挥室一般设在驳船上), 以及测量工作室。定位卷扬机也可安设在定位塔上。

(2) 超声波测距仪 设于管段端面, 以测定前后二节管段间的三向相对距离, 见图 3-126。当距离在 1m 以内时, 测量精度可达 $\pm 5\text{mm}$ 。

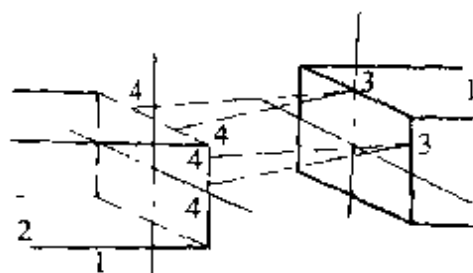


图 3-126 超声波测距

1—新设管段; 2—既设管段;
3—超声波发射器; 4—超声波接收器

(3) 倾度仪 自动反映管段的纵横倾度, 以便及时调整吊索。

(4) 缆索测力计 在每一锚索或吊索的固定端均设自动测力计, 能在指挥室中直接显示受力数值, 并作自动记录。

(5) 压载水容量指示器 随时向指挥室反映压载水容量及下沉力实际数量, 并作自动记录。

(6) 指挥通讯器具 有二类, 一类是带音频放大器的双向无线电话机 (可为单工双向无线电话), 用于指挥室与岸上值班室或岸上测量室间的直接联系; 另一类是步话机, 用于指挥室与驳船组或浮箱上各工长间的直接联系。

229. 管段沉设作业过程是怎样进行的?

管段沉设作业大体上可分为下列几个步骤:

(1) 沉设前的准备

在沉设开始前的 1~2d, 应完成沟槽清淤工作, 把管段范围内

以及附近的回淤泥沙排除掉，以保证管段能顺利地沉放到规定位置，避免沉设中途发生搁浅，临时延长沉设作业时间，打乱港务计划。

在沉设之前应事先和港务、港监等部门商定航道管理有关事项，并及早通知有关方面。

水上交通管制（临时改道及局部封锁）开始之后，须抓紧时间布置好封锁线标志，包括浮标、灯号、球号等。同时须迅速埋设管段定位及作业船组定位用的地锚。地锚上都须设置浮标。

（2）管段就位

在高潮平潮之前，将“背着”浮箱的管段或挟持着管段的作业船组拖运到指定位置上，并带好地锚，校正好前后左右位置。此时管段所处位置，可距规定沉设位置 $10\sim 20\text{m}$ ，但中线要与隧道轴线基本重合，误差不应大于 10cm 。管段的纵向坡度亦应调整到设计坡度。定位完毕后，可开始灌注压载水，至消除管段的全部浮力为止。

（3）管段下沉

管段下沉的全过程，一般需要 $2\sim 4\text{h}$ ，因此应在潮位退到低潮平潮之前 $1\sim 2\text{h}$ 开始下沉。开始下沉时的水流速度，宜小于 0.15m/s ，如流速超过 0.5m/s ，就要另行采取措施。

下沉作业一般分三个步骤进行，即初次下沉，靠拢下沉和着地下沉，见图 3-127。

①初次下沉 先灌注压载水至下沉力达到规定值之 50% （用缆索测力计测定）。随即进行位置校正，待前后左右位置校正完毕后，再继续灌水至下沉力达到规定值之 100% 。并开始按 $40\sim 50\text{cm/min}$ 速度将管段下沉，直到管底离设计高程 $4\sim 5\text{m}$ 为止。下沉时要随时校正管段位置。

②靠拢下沉 先将管段向前节既设管段方向平移，至距既设管段 2m 左右处。然后再将管段下沉到管底离设计高程 $0.5\sim 1\text{m}$ 左右，并校正好管段位置。

③着地下沉 先将管段继续前移至距前节既设管段约 50cm

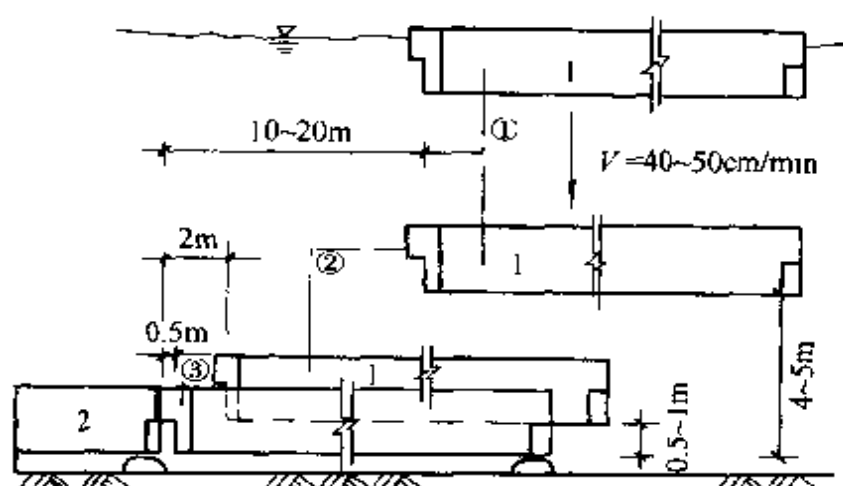


图 3-127 下沉作业

①初次下沉；②靠拽下沉；③着地下沉

1—新设管段；2—既设管段

处（此距离主要依靠超声波测距仪来控制）。校正管段位置后，即开始着地下沉。这最后 1m 的下沉，速度要慢得多，并应同时进行校正位置。着地时先将前端搁上“鼻式”托座或套上卡式定位托座，然后将后端轻轻地搁置到临时支座上。搁好后，各吊点同时卸荷。先卸去 1/3 吊力，校正位置后再卸至 1/2 吊力。待再次校正位置后，卸去全部吊力，使整个管段的下沉力全都作用在临时支座上。至此，可接着开始进行拉合（水下连接作业的第一步）作业。开始拉合之前最好收紧各吊索，使管段的各支座（包括前端的托座和后端的临时支座）只受到 1/2 下沉力的压力，以减少拉合时的摩擦阻力。待水下连接作业全部结束后，再行撤去吊索上的荷载。管段的沉设工作至此基本完成。

管段的沉设周期（即前后二节管段的沉设时间间隔），视各方配合与准备情况而定。大多数工例采用一个月周期，即一个月沉设一节。

230. 管段水下连接的施工过程是怎样的？

在管段沉设完毕之后，随即开始进行水下连接。用水力压接法进行连接的主要工序是：

对位——拉合——压接——锁定——拆除封墙。

(1) 对位

管段在着地下沉时须结合管段连接工作进行对位，对位的精度要求达到这个精度要求（见表 3-16）。

表 3-16

部 位	水 平 方 向	垂 直 方 向
前 端	$\pm 2\text{cm}$	
后 端	$\pm 5\text{cm}$	$\pm 1\text{cm}$

（2）拉合

拉合工序的任务是用一个较小的机械力量，将刚沉设的管段拉向前节既设管段，使胶垫的尖肋部产生初步变形，产生初步止水作用。胶垫所应具有的初步止水能力，应为尖肋变形后，能在 0.2MPa 以上（具体量值视水深而定）的侧向水压力作用下，既不歪倒，又不漏水。尖肋的高度多为 38mm，拉合时一般只要求压缩 20mm，便能达到初步止水。

拉合时所需要的拉力，一般为沿胶垫长度 10~30N/m（多为 20N/m）。通常用安装在管段竖壁（可为外壁或内壁）上，带有锤形拉钩的专用千斤顶来进行拉合，见图 3-128、3-129。拉合千斤顶所提供的总拉合力应为 2000~3000kN，视胶垫周长而定。其行程一般为 100cm。拉合千斤顶设在管段前端端部，可为 2000~3000kN 的一具，或 1000~1500kN 的二具，其位置应对称于管段

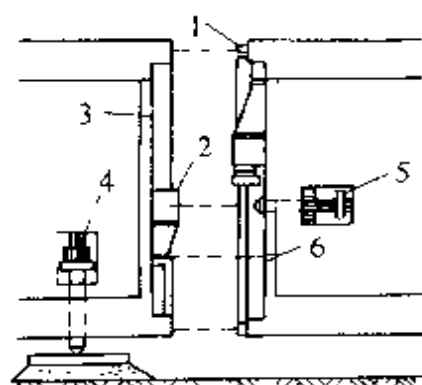


图 3-128 鼻式托座与拉合千斤顶

- 1—胶垫；2 鼻式托座；
3—封墙；4 空位千斤顶；
5—拉合千斤顶；6—超声波测距器

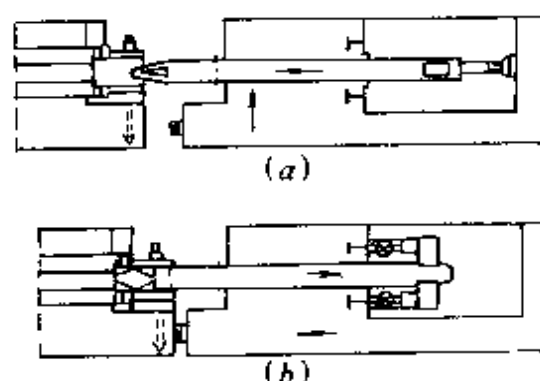


图 3 129 拉合千斤顶

- (a) 千斤顶拉合前；
(b) 千斤顶拉合后

的平面中线。设二具 $1000\sim 1500\text{kN}$ 拉合千斤顶的工例较多,因便于调节校正。

(3) 压接

拉合完成之后,可即打开既设管段后端封墙下部的排水阀,排出前后二节沉管封墙之间被胶垫所包围封闭的水。排水阀经管道接至既设管段的水箱中去。排水开始后不久,须即打开安设在既设管段后端封墙顶部的进气阀,以防封墙受到反向的真空压力(一般封墙设计时,只考虑单向的水压力)。当封墙间的水位降低到接近水箱里的水位时,须即开动排水泵助排,否则水位不能继续下降。

排水完毕之后,作用到整个胶垫上的压力便等于作用在新设管段后封墙和管段端面上的全部水压力。此压力可达几千吨到几万吨(相当于作用在胶垫上 $300\sim 4000\text{kN}$ 的压力),视水深和管段断面尺度而定。在全部水压力作用到胶垫上去后,胶垫必然进一步压缩,这个阶段的压缩量一般为胶垫本体高度的三分之一左右。胶垫的尺度和硬度,即按此压力和压缩变形量来设计。

(4) 拆除封墙

锁定结束后即可拆除封墙。在各国工例中,钢筋混凝土封墙用得较多,这种封墙变形小,易于密封,但拆除时比较麻烦。

拆除封墙后,各既设管段全都连通到岸上,因没有象盾构施工时那样的出土和管片运输的频繁行车,内装工作(包括铺设路面、安装壁面、平顶,以及永久性照明灯具等)立即可以开始。

231. 沉管基础处理中的先铺法施工的基本工序是怎样的?

先铺法施工基本上只有刮铺法一种。在刮铺法中又可按所用铺垫材料的不同,分为刮砂法和刮石法。两者的操作工艺基本上相同。

刮铺法的基本工序是:

- (1) 在浚挖沟槽时先超挖 $60\sim 80\text{cm}$;
- (2) 在沟槽底面二侧,打数排短桩,安设导轨(控制高程、坡

度用)；

(3) 用抓斗或通过刮铺机的喂料管，在宽度为管段底宽加 1.5~2m，长度为一节管段长度的范围内，投放铺垫材料（或为粗砂，或为最大粒径不超过 100mm 的砾石或碎石）。

(4) 按导轨所规定的厚度、高程以及坡度，用简单的钢犁或特制的刮铺机刮平之（见图 3-130）。刮平后的表面平整度，在采用刮砂法时，可达 $\pm 5\text{cm}$ 左右；用刮石法时，约为 $\pm 20\text{cm}$ ；

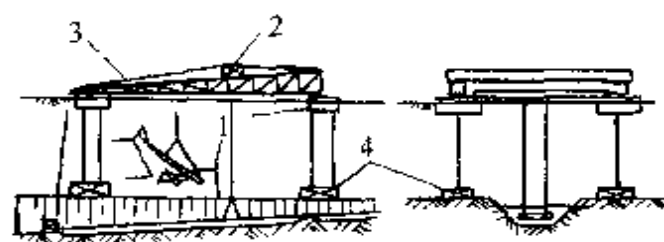


图 3-130 刮铺法

1- 钢犁；2 卷扬机；3—钢索；4 - 锚块

(5) 在管段里灌足压载水，有时再压砂石料，使其产生超荷，而使垫层压紧密贴；

(6) 如采用刮石法，通过管段底板上预埋的压浆孔，向垫层里压注水泥斑脱土（或粘土）混合砂浆。

先铺法的缺点是：

(1) 须加工特制的专用刮铺设备。

(2) 须按规定高程和坡度在水底架设导轨。要求具有较高的精度，否则会影响到基础处理的成败。所以在水底由潜水员架设导轨时，比较费工、费时；

(3) 刮铺完成后，回淤上或坍塌的泥土，常覆盖到铺好的垫层上，必须不断地加以清除，直到管段沉设开始时为止；

(4) 刮铺作业时间比较长，作业船在水上停留占位时间较长，对航运影响较大；

(5) 在流速大、回淤快的河道上，施工较困难；

(6) 当管段底宽较大，超过 15m 左右时，施工比较困难。

232. 沉管基础处理中的后填法施工的基本工序是怎样的？

后填法施工的基本工序是：

- (1) 在浚挖沟槽时，先超挖 100cm 左右；
- (2) 在沟底安设临时支座；
- (3) 管段沉设完毕（在临时支座上搁妥）后，往管底空间回填垫料。

在后填法中，安设水底临时支座，是项比较主要的工序。然而后填法中所用临时支座，大多数是较简易的。因为几万吨重的六车道管段，沉到水底后只有 200~300t 重，特大型管段（重达 45,000~50,000t）亦不超过 400t。所以作用到临时支座上的荷载非常轻。用 2~4 个临时支座来支承这么小的荷载，支座的构造自然可以做得小而简易。除了少数工例曾采用短桩简易墩外，多数是用道碴堆式临时支座，就是在道碴堆上设置钢筋混凝土的预制支承板，构成临时支座。道碴堆的常用尺度为 $7\text{m} \times 7\text{m} \times 0.5 \sim 1.0\text{m}$ ，预制支承板的尺度一般为 $2\text{m} \times 2\text{m} \times 0.5\text{m}$ 。最初这种支承板是用浮吊沉设的，近年来已改为跟随管段一起浇制（也在干坞里浇制），一起浮运，一起沉设。在预制支承板与管段底面之间，设有液压千斤顶，在管段沉设定位时，可从管段里操纵，以调整管段高程和位置（见图 3-131）。

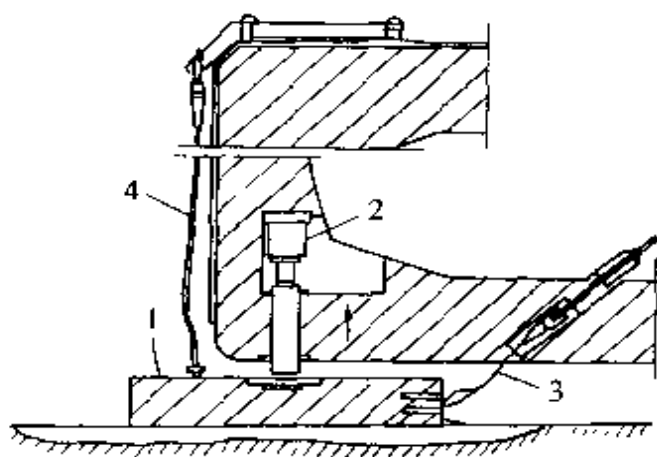


图 3-131 临时支座板与定位千斤顶

1—临时支座板；2—定位千斤顶；3、4—钢索

每节管段的临时支座数量，在最早的工例中，一概是 4 只。1950 年代之后按三点定平面原理改为 3 只，调整确较方便。1960 年代出现了一种很简易的“羊角托承法”。此法略去管段前端（即靠近既设管段之端）的临时支座，而由前端管段顶上临时安装的

悬臂钢梁，将管段的一半重量搁到前节既设管段上。不但减省了临时支座数量，而更重要的是使沉管定位非常便捷。这种“羊角托承”法经改进后又发展成了目前已成常规设计的“鼻式”托座（见图 3-132）。

后填法的主要优点是：

(1) 临时支座少而小，高程控制易于达到精度要求，与刮铺法的导轨相比，设置时方便得多；

(2) 作业时河道上占位时间短，对航行干扰少。

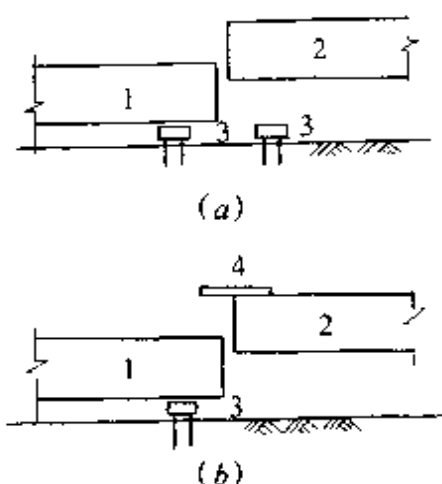


图 3-132 羊角托承法

(a) 以前的支承法；

(b) 羊角托承法

1—既设管段；2 新设管段；

3 临时支座；4—“羊角”托座

233. 后填法中的灌砂法和喷砂法施工各是如何进行的？

(1) 灌砂法

在管段沉设完毕后，从水面上通过导管沿着管段侧面向管段底边灌填粗砂，垫成二条纵向的垫层。此法不需专用设备，施工方便，但不适用于宽度较大的管段。这是最早的后填法，美国早期的船台型沉管隧道常用此法。

(2) 喷砂法

在管段宽度较大时，刮铺法、灌砂法均不适用，宜采用喷砂法。

喷砂法主要是从水面上用砂泵将砂、水混合料通过伸入管段底下的喷管向管底喷注，填满空隙。喷填的砂垫层厚度一般是 1m 左右。

喷砂作业需一套专用的台架，台架顶部突出在水面上，可沿铺设在管段顶面上的轨道作纵向前后移动。在台架的外侧，悬挂着一组（3 根）伸入管段底部的 L 形钢管。中间一根为喷管，直径 100mm，旁边 2 根为吸管，直径为 80mm。作业时将砂、水混合料经喷管喷入管段底下空隙中，喷射管作扇形旋移前进（见图 3-133）。在喷砂进行的同时，经 2 根吸管抽吸回水。从回水的含砂

量中可以测定砂垫的密实程度。喷砂时从管段的前端开始，喷到后端（亦称自由端）时，用浮吊将台架吊移到管段的另一侧，再从后端向前端喷填（见图3-134）。

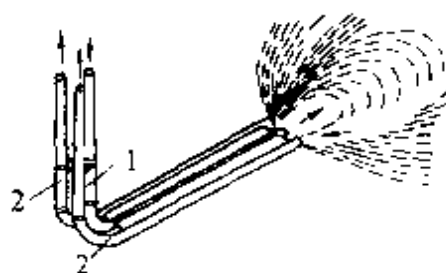


图 3-133 喷砂法
1—喷砂管；2 吸水管

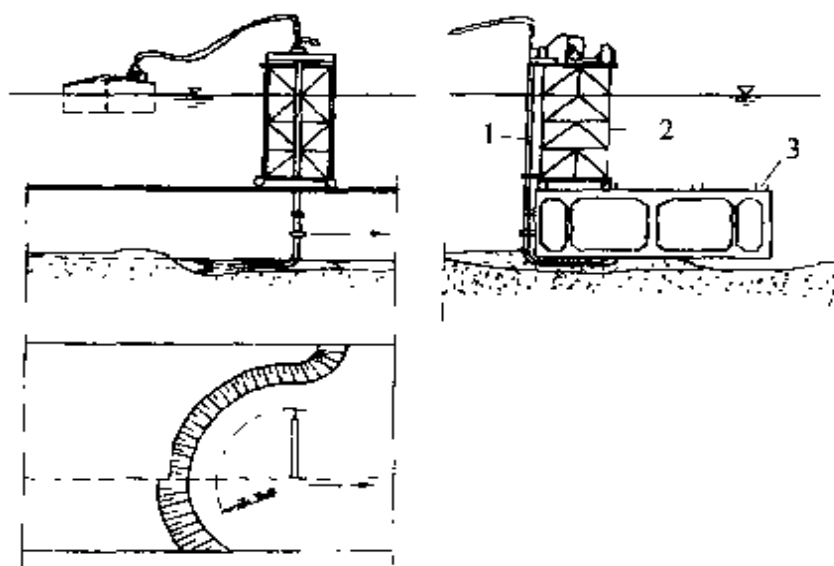


图 3-134 喷砂作业

1—喷砂管；2—喷砂台架；3—台架轨道

喷砂作业的施工速度约为 $200\text{m}^3/\text{h}$ 。当管段底面积为 $3000\sim 4000\text{m}^2$ 时，喷砂作业的实际时间仅 $15\sim 20\text{h}$ ，大约 2d 便可完成。

在喷砂开始之前，可以利用这套喷砂设备把沟槽底面上的回淤土或松散的扰动土块清除干净。

喷砂完毕后，随即松卸临时支座上的定位千斤顶，使管段的全部（包括压载物）重量压到砂垫层上去进行压密。这时产生的沉降量，一般在 5mm 以下。通车以后的最终沉降量，一般在 15mm 以内。

234. 后填法中的灌囊法施工是如何进行的？

灌囊法是在砂、石垫层面上用砂浆囊袋把剩余空隙切实垫密。所以在管段沉设之前所铺设的砂、石垫层与管底之间要留出 $15\sim 20\text{cm}$ 的空间。管段沉设时就带着事先系扣在管段底部的空囊一起

下沉。待管段沉设完毕之后，从水面上向囊袋里灌注由粘土、水泥和砂配成的混合砂浆（见图 3-135）。囊袋的大小按一次灌注量而定，一般不宜太大，以能容纳 $5\sim 6\text{m}^3$ 为度。囊袋本身的材料要求有一定的牢度，并有较好的透气性，以便灌注砂浆时能顺利地排出囊袋中的水和空气。混合砂浆的强度要求不高，只要略高于地基原土便可，但流动度却要求高些。灌浆时，从水面通过 100mm 直径的消防皮龙，靠砂浆的自重自行灌注，不必加压（所以不称压浆）。灌注时要跳挡灌，以防管段被顶起。

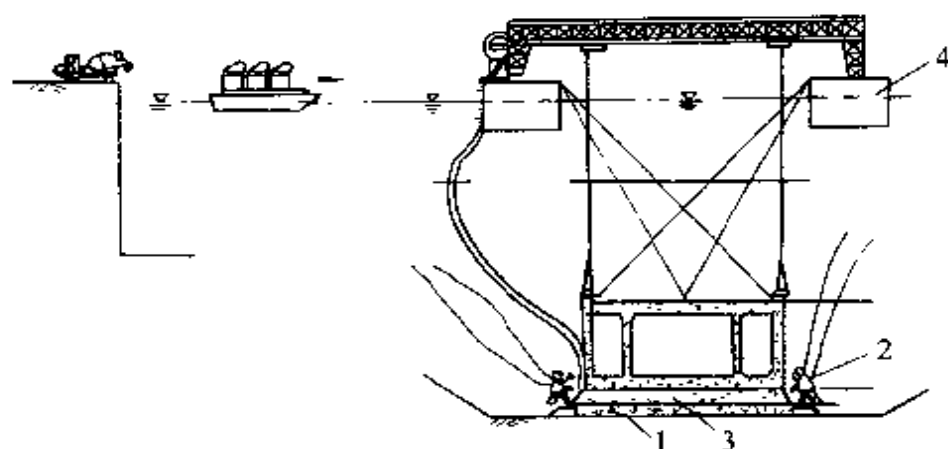


图 3-135 灌囊法

1 砂、石垫层；2 潜水员；3—砂浆囊袋；4—方驳

235. 后填法中的压浆法、压混凝土法和压砂法施工各是如何进行的？

(1) 压浆法

这是一种在灌囊法的基础上进一步改进和发展而来的处理方法，可省去较贵的囊袋，繁复的安装工艺、水上作业和潜水作业。

在浚挖沟槽时，也是先超挖 1m 左右，然后摊铺一层碎石（厚约 40~60cm），但不必刮平，只要大致整平即可。再堆设临时支座所需的道碴堆。完成后即可沉设管段。

在管段沉设结束后，沿着管段二侧边及后端底边抛堆砂、石封闭槛，槛高到管底以上 1m 左右，以封闭管底周边。然后从隧道内部，用通常的压浆设备，通过预埋在管段底板上的 $\phi 80\text{mm}$ 压浆孔，向管底空隙压注混合砂浆（图 3-136）。混合砂浆系由水泥、斑

脱土、砂和缓凝剂配成。掺用斑脱土的目的是增加砂浆的流动度，同时还可节约水泥。压浆的压力不必太大，一般比水压力大五分之一，或比水压大 $0.1\sim 0.2\text{MPa}$ 。压浆时对压力要慎加控制，以防

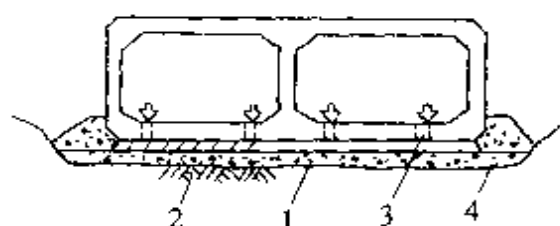


图 3-136 压浆法

1—碎石垫层；2—压入的混合砂浆；
3—压浆孔；4—砂、石封闭槽

顶起管段。压浆孔的间距（ $40\sim 90\text{cm}$ ）与布置，压注顺序，压入速度等均须慎加探讨。同时在沟槽浚挖过程中，要严格掌握浚挖精度，务使平整度控制在 20cm 之内。

（2）压混凝土法

此法基本原理与工艺，和压浆法相同。在沉设作业完毕后，立即进行一次回填，然后用混凝土泵通过管底预留压浆孔向管底下方的空间压注流动度大的低强度混凝土。

（3）压砂法

此法与压浆法很相似，但压入的不是砂浆而是砂、水混合料。所用的砂的粒度以 $d_{50}=150\sim 300\mu$ 为宜。

2.4 顶管施工

236. 顶管施工的装置和工序有哪些？

在土中进行顶管施工是利用顶管设备中的主顶油缸及管道间中继间等的推力，把工具管或掘进机从工作坑内穿过上层一直推到接收坑内吊起。在推进过程中把紧随工具管或掘进机后的管道埋设在两坑之间，这是一种非开挖的敷设地下管道的施工方法。

图 3-137 所示为顶管施工装置，包括以下 6 个部分：

（1）工作坑、接收坑和洞口止水装置

工作坑是安放所有顶进设备的场所，也是顶管掘进机的始发场所。工作坑还是承受主顶油缸推力的反作用力的构筑物。

接收坑是接收掘进机的场所。通常预制管子从工作坑中一节一节向前推进，到接收坑中把掘进机吊起以后，再把第一节管子推

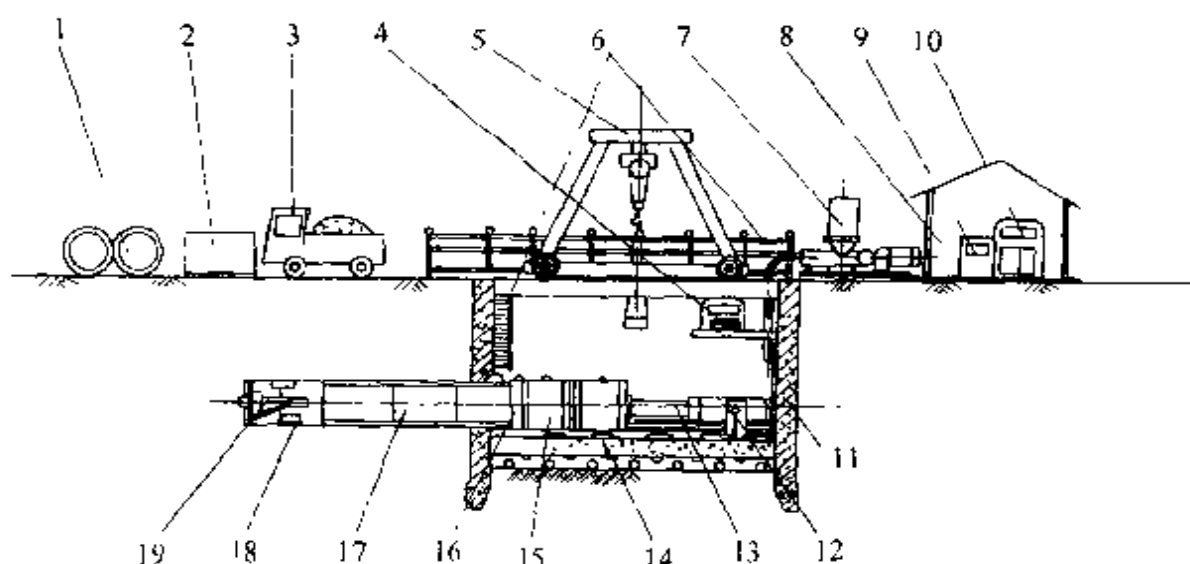


图 3-137 顶管施工装置

- 1- 混凝土管；2- 泥浆沉淀池；3- 运输车辆；4- 主顶油泵；5- 行车；
6- 安全栏杆和扶梯；7- 润滑注浆系统；8- 操纵房；9- 配电系统；
10- 操纵系统；11- 后座；12- 测量系统；13- 主顶油缸；14- 导轨；
15- 弧形顶铁；16- 环形顶铁；17- 混凝土管；18- 泥浆输送泵；19- 机头

出一定长度后，整个顶管工程才基本告结束。有时在多段连续顶管的情况下，工作坑也可当接收坑用，但反过来则不行，因为一般情况下接收坑比工作坑小许多，顶管设备是无法安放的。洞口的止水装置是洞口止水圈。洞口止水圈是安装在工作坑的出洞洞口和接收坑的进洞洞口，具有制止地下水和泥砂流到工作坑和接收坑的功能。

(2) 掘进机、主顶装置和顶铁

掘进机是顶管用的机器，安放在所顶管道的最前端，它有各种形式，是决定顶管成败的关键所在。在手掘式顶管施工中是不用掘进机而只用一节工具管。不管哪种形式，掘进机的功能是取土和确保管道顶进方向的正确性。

主顶装置由主顶油缸、主顶油泵和操纵台及油管等四部分构成。主顶油缸是管子推进的动力，它多呈对称状布置在管壁周边。在大多数情况下都成双数，且左右对称。

主顶油缸的压力油由主顶油泵通过高压油管供给。常用的压力在 32~42MPa 之间，高的可达 50MPa。

主顶油缸的推进和回缩是通过操纵台控制的。操纵方式有电动和手动两种，前者使用电磁阀或电液阀，后者使用手动换向阀。

顶铁有环形、弧形或马蹄形之分。环形顶铁的主要作用是把主顶油缸的推力较均匀地分布在所顶管子的端面上。

弧形或马蹄形顶铁是为了弥补主顶油缸行程与管节长度之间的不足。弧形顶铁用于手掘式、土压平衡式等许多方式的顶管中，它的开口向上，便于管道内出土。而马蹄形顶铁则是倒扣在基坑导轨上的，开口方向与弧形顶铁相反。它只用于泥水平衡式顶管中。

(3) 基坑导轨、后座墙和测量装置

基坑导轨是由两根平行的箱形钢结构焊接在轨枕上制成的，它的作用主要有两点：一是使推进管在工作坑中有一个稳定的导向，并使推进管沿该导向进入土中；二是让环形、弧形顶铁工作时能有一个可靠的托架。

基坑导轨有的用重轨制成，但重轨较脆，容易折断。重轨制成的基坑导轨的优点是耐磨性好。现已不常使用。

后座墙是把主顶油缸推力的反力传递到工作坑后部土体中去的墙体。它的构造因工作坑的构筑方式不同而不同。在沉井工作坑中，后座墙一般就是工作井的后方井壁。在钢板桩工作坑中，必须在工作坑内的后方与钢板桩之间浇筑一座与工作坑宽度相等的厚度为 0.5~1m 的钢筋混凝土墙，目的是使推力的反力能比较均匀地作用到土体中去，尽可能地使主顶油缸的总推力的作用面积大些。

由于主顶油缸较细，对于后座墙的混凝土结构来讲只相当于几个点，如果把主顶油缸直接抵在座墙上，则后座墙极容易损坏。为了防止此类事情发生，在后座墙与主顶油缸之间，再垫上一块厚度在 200~300mm 之间的钢构件，称之为后靠背。通过它把油缸的反力较均匀地传递到后座墙上，这样后座墙也就不太容易损坏。

通常用得最普遍的测量装置是置于基坑后部的经纬仪和水准仪。用经纬仪测量管子的左右偏差，用水准仪测量管子的高低偏差。有时所顶管子的距离比较短，也可只用上述两种仪器的任何一种。

在机械式顶管中，大多使用激光经纬仪。它是在普通的经纬仪上加装一个激光发射器，用激光束打在掘进机的光靶上，观察光靶上光点的位置就可判断管子顶进的高低和左右偏差。

(4) 推进用管、输土装置和地面起吊设备

推进用管分为多管节和单一管节两大类。多管节的推进管大多为钢筋混凝土管，管节长度有2~3m不等。这类管都必须采用可靠的管接口，该接口必须在施工时和施工完成以后的使用过程中都不渗漏。这种管接口形式有企口形、T形和F形等多种形式。

单一管节的是钢管，它的接口都是焊接成的，施工完工以后变成一根刚性较大的管子。它的优点是焊接接口不易渗漏，缺点是只能用于直线顶管，而不能用于曲线顶管。

除此之外，也有些PVC管可用于顶管，但一般顶距都比较短。铸铁管在经过改造后也可用于顶管。

输土装置因不同的推进方式而不同。在手掘式顶管中，大多采用人力车出土；在土压平衡式顶管中，有蓄电池拖车、上砂泵等方式出土；在泥水平衡式顶管中，都采用泥浆泵和管道输送泥水。

地面起吊设备最常用的是门式行车，它操作简便、工作可靠，不同口径的管子应配不同吨位的行车。它的缺点是转移过程中拆装比较困难。

汽车式起重机和履带式起重机也是常用的地面起吊设备。它们的优点是转移方便、灵活。

(5) 注浆系统和中继站

注浆系统由拌浆、注浆和管道三部分组成。拌浆是把注浆材料兑水以后再搅拌成所需的浆液。注浆是通过注浆泵来进行的，它可以控制注浆的压力和注浆量。管道分为总管和支管，总管安装在管道内的一侧。支管则把总管内压送过来的浆液输送到每个注浆孔去。

中继站亦称中继间，它是长距离顶管中不可缺少的设备。中继站内均匀地安装有许多台油缸，这些油缸把它们前面的一段管

子推进一定长度以后,如 30mm,然后再让它后面的中继站或主顶油缸把该中继站油缸缩回。这样一只连一只,一次连一次就可以把很长的一段管子分几段顶。最终依次把由前到后的中继站油缸拆除,一个个中继站合拢即可。

(6) 供电、照明、通风、换气与辅助施工

顶管施工中常用的供电方式有两种:在距离较短和口径较小的顶管中以及在用电量不大的手掘式顶管中,都采用直接供电。如动力电用 380V,则由电缆直接把 380V 电输送到掘进机的电源箱中。另一种是在口径比较大而且顶进距离又比较长的情况下,都是把高压电如 1000V 的高压电输送到掘进机后的管子中,然后由管子中的变压器进行降压,降至 380V 再把 380V 的电送到掘进机的电源箱中去。高压供电的好处是途损耗少而且所用电缆可细些,但高压供电危险性大,要慎重,更要做好用电安全工作和采取各种有效的防触电、漏电措施。

照明通常也有低压和高压两种:手掘式顶管施工中的行灯应选用 12~24V 低压电源。若管径大、照明灯固定的则可采用 220V 电源,同时,也必须采取安全用电措施加以保护。

通风与换气是长距离顶管中不可缺少的一环,不然的话,则可能发生缺氧或气体中毒现象。

顶管中的换气应采用专用的抽风机或鼓风机。通风管道一直通到掘进机内,把混浊的空气抽离工作井,然后让新鲜空气自然地补充。使用鼓风机,可对工作井内的空气进行强制流通。

顶管施工有时离不开一些辅助的施工方法,不同的顶管方式以及不同的土质条件应采用不同的辅助施工方法。顶管常用的辅助施工方法有井点降水、高压旋喷、注剂、搅拌桩、冻结法等多种,在洞口加固时常用高压旋喷施工和水泥土搅拌桩施工;在手掘式顶管中常用井点降水或注浆等施工方法。

顶管的施工工序是:测量放样、放线;工作坑和接收坑的构筑;工作坑内设备安装及地面设备配套;机头出洞准备及注浆材料准备;推进与出土(或泥浆);卸管、接口安装并重复推进过程;

机头进接收坑及取工具管；全线测量及收坑、整个工程结束。

237. 顶管施工技术的现状和发展趋势是怎样的？

顶管施工随着城市建设的发展已越来越普及，应用的领域也越来越宽。顶管施工最初主要用于下水道施工。近年来运用到自来水管、煤气管、动力电缆、通信电缆和发电厂循环水冷却系统等许多管道的施工中，并在顶管的基础上发展成一门非开挖施工技术。

随着顶管施工的普及和专业化，它的理论也逐渐完善。施工中主要研究的土体稳定理论包括两个方面的内容：第一是工具管前方挖掘面上的土体是否稳定；第二是工具管前上方的覆土层是否稳定。如果发现有不稳定的现象，就必须采用有效的辅助措施使其保持稳定。另外，在顶管施工中还有三种平衡理论：气压平衡、泥水平衡和土压平衡理论。

①气压平衡理论，又有全气压平衡和局部气压平衡之分。全气压平衡使用得最早，它是在所顶进的管道中及挖掘面上都充满一定压力的空气，以空气的压力来平衡地下水的压力。而局部气压平衡则往往只有掘进机的土仓内充以一定压力的空气，达到平衡地下水压力和疏干挖掘面土体中地下水的作用。

②泥水平衡理论，就是以含有一定量粘土的且具有一定相对密度的泥浆水充满掘进机的泥水舱，并对它施加一定的压力，以平衡地下水压力和土压力的一种顶管施工理论。按照该理论，泥浆水在挖掘面上能形成泥膜，以防止地下水的渗透，然后再加上一定的压力就可平衡地下水压力，同时，也可以平衡土压力。

③土压平衡理论，就是以掘进机土舱内泥土的压力来平衡掘进机所处土层的土压力和地下水压力的顶管理论。

从目前发展趋势来看，土压平衡理论的应用已越来越广，因而采用土压平衡理论设计出来的顶管掘进机也应用得越来越普通。其主要原因是它的适应范围都比前述的两种宽。土压平衡掘进机在施工过程中所排出的渣土要比泥水平衡掘进机所排出的泥浆容易处理。加之土砂泵的出现，使其渣土的长距离输送和连续

排土、连续推进已成为可能。土压平衡掘进机的设备要比泥水平衡和气压平衡简单得多。

过去，顶管是作为一种特殊的施工手段，不到万不得已，一般不轻易采用。因此，顶管常被当作穿越铁道、公路、河川等的特殊施工手段，施工的距离一般也比较短，大多在20m~30m左右。然而，现在则不同，顶管施工作为一种常规施工工艺已广泛地采用。长距离大口径的顶管日渐增多，而且，一次连续顶进的距离也越来越长。最长的一次连续顶进距离可达数千米。

常用的顶管管径也日渐增大，实际施工中，最大的顶管口径已达4m。我国和日本都把3m口径的混凝土管列入顶管口径系列之中，德国最大的顶管口径为5m。

为了克服长距离大口径顶进过程中所出现的推力过大的困难，注浆减摩阻力成了重点研究课题。现在顶管的减摩浆有单一的也有由多种材料配制而成的。在粘性土中，混凝土管顶进的综合摩阻力可降到3kPa，钢管则可降到1kPa。

顶管技术除了向大口径管的顶进发展以外，也向小口径管的顶进发展，最小顶进管的口径只有 $\phi 75\text{mm}$ ，这类管子在电缆、供水、煤气等工程中应用得最多。

过去顶管大多只能顶直线，现在已发展成曲线顶管。曲线形状越来越复杂，不仅有单一曲线，而且有复合曲线，如S形曲线；不仅有水平曲线，而且有垂直曲线；还有水平和垂直兼而有之的复杂曲线等。曲线的曲率半径也越来越小，这些都使顶管施工的难度增加许多。

为了适应长距离顶管的需要，目前，已开发出一种玻璃纤维加强管，它的抗压强度可达90~100MPa，是目前使用顶管用管子的1.5倍左右。还有用PVC塑料管和玻璃纤维管取代小口径的混凝土管或钢管作为顶管用管。

顶管的附属设备、材料也得到不断的改良，如主顶油缸已有两级和三级等推力油缸。土压平衡顶管用的土砂泵已有各种形式。测量和显示系统有的已朝自动化的方向发展，可做到自动测量、自

动记录、自动纠偏，而且所需的数据可以自动打印出来。计算机技术已在顶管施工中得到了普遍应用。

238. 顶管用管子是用什么材料制作的、其制作过程是怎样的？

顶管用管子分类方法很多，按制成管子的材料来分，通常可分为：钢筋混凝土管、钢管、铸铁管、硬塑料管、玻璃钢管、复合管等。

钢筋混凝土管是顶管中使用得最多的一种管材。按它的生产工艺可分为离心管、立式振捣管等几类，在钢筋混凝土管中，还有采用玻璃纤维进行加强的管子和用钢板进行加强的管子。

钢筋混凝土离心管的制作过程，是把已制成的钢筋笼放入圆形的钢模内，而圆形的钢模是放在可以高速旋转的有四个托轮的离心机的托轮上，有一个或两个是主动轮，主动轮一旋转，就带动圆形钢模一起转动。这时，把预先由水、粗细骨料、水泥及添加剂搅拌成的混凝土徐徐加入钢模内，加到所需数量以后再提高离心机的转速，并保持数分钟以后再经养护、脱模等一系列工序以后就制成了所需钢筋混凝土管子。

用于顶管的离心管，其强度要求比较高，在其制造过程中对一些主要材料有着特殊的要求。水泥一定要采用高强度等级的，最好采用C50以上的混凝土，所用的水泥必须完全符合质量标准。

制造离心管所用的骨料有粗细之分，粗骨料指石子，细骨料指砂子。石子中的细长石片及薄石片和其他较疏松的且不符合要求的石子含量不允许过多。所使用的石子要经过水洗，先除去浮在水面上的木片、草屑等杂质，还要冲洗去石子中的泥土和灰层。以上这些东西如果不除干净，不仅影响管子的内在质量，降低管子的强度，而且影响管子的外观。

制造离心管用石子颗粒的大小与混凝土管子的壁厚有关。若管壁厚度在50~127mm时，石子的粒径应控制在10~30mm的范围之内；若管壁厚度大于200mm以上时，石子的粒径应在25~40mm的范围内。

细骨料绝对不允许用海砂，要确保进货的质量，粗细均匀而且恰当。使用前，应该用筛子筛去杂质。

钢筋一般多采用 $\phi 2.4 \sim 8\text{mm}$ 之间的圆钢，在使用前，须经过冷拔拔直工艺，除去表面的氧化层，然后用它制成钢筋笼。钢筋的抗拉强度指标应符合设计要求，而且对每一批钢筋都要定期、定量地做好检验，合格以后方可使用，以确保管子的质量。

顶管用钢筋混凝土离心管的水泥用量在 $400 \sim 550\text{kg/m}^3$ ，水灰比在 $1:30 \sim 1:35$ 之间，坍落度在 $2 \sim 4\text{cm}$ 。其 28d 的强度在 50MPa 以上。由于混凝土投入高速旋转中的钢模内，混入其中的空气容易被逸出。所以，采用相同配比所制成的管子的相对密度，离心管要比其他管略重些。普通管混凝土相对密度在 $2.30 \sim 2.35$ 之间，离心管混凝土则在 $2.45 \sim 2.50$ 之间，所以，离心管的质量和强度都比其他形式的管子好，仅强度就可提高 20% 以上，离心管是顶管用比较理想的管材。

钢筋笼有人工制作和机器制作两种。机器制作的钢筋笼不仅质量好，而且生产效率高。在设计中，若管径在 $\phi 1000\text{mm}$ 以下时，一般采用单层的钢筋笼；若管径在 $\phi 1000\text{mm}$ 以上时，则多采用双层钢筋笼。纵向钢筋的用量一般占管子断面 $0.25\% \sim 0.35\%$ 左右，环向钢筋的间距在 $30 \sim 40\text{mm}$ 之间。整节管子钢筋的用量占管子质量的 $0.57\% \sim 1.70\%$ 之间。

离心管的质量与离心力的大小和加力的时间长短有关，而离心力的大小则与钢模在离心机上的转速成正比。在通常情况下，管子的直径越小，离心机的转速则应越高；管子的直径越大，离心机的转速则可低一些。

养护是制造离心管过程中的一个重要环节。脱模以前的管子，应和钢模一起被送到蒸汽室中进行蒸汽养护。蒸养时间在 3h 以上，升温的速度应控制在 $20\text{C}/\text{h}$ 为好，最高温度应控制在 65C 以下，之后，把蒸汽室的温度降到与常温差不多时，才可把管子从钢模中取出。因为这时混凝土管的强度仅在 $10 \sim 12\text{MPa}$ 之间，脱模应小心进行，不要碰坏管口等处。管子脱模后还应在水中或空

气进行洒水养护 3~5d，然后才可堆放。堆放时不能叠得太高，避免堆高时管子损坏。

顶管用钢筋混凝土管除了采用离心法制造以外，也可以采用立式振捣法制造。所谓立式振捣法就是制作管子的内外钢模不是像离心法那样卧放在离心机上而是竖放在模子的底盘上，然后吊入钢筋笼，注入混凝土用插入式振捣器振捣，最后脱去钢模养护。立式振捣法有一种采用半干性混凝土，它在振捣好以后可立即脱模，还有一种是一般的混凝土，它需经养护以后脱模。前者的生产效率高，模具周转快，但管子表面比较粗糙，且掌握不好管子易碰坏和变形。后者模具周转慢，生产周期长，但表面较光滑，且管子不易变形也不易碰坏。

立式振捣制管工艺有其独特的优点，首先是工艺简单，投入设备较少，可以把制管工作搬到施工现场来做。这对于远离制管厂的大口径顶管来说，可以节省运输费和克服运输不便的问题。

顶管用管子大多是钢筋混凝土管，且主要用于下水道中。有时需用钢管做外壳，里面再浇上钢筋混凝土，这种管子是一种特殊的加强管，可用于超长距离的顶进。

顶管用钢管。多用于自来水、煤气、天然气及发电厂的冷却水用管，一般不需要施工单位制作，有定型的钢管可以采购。

239. 顶管的管与管之间是怎样连接的？

很长的顶管管线是由一节节的顶管管段连接而成的。常用的连接接口形式有企口、T 形套环接口和 F 形接口等三种，下面介绍它们的管段形式和连接接口。

(1) 企口管段 (图 3-138)

企口管段多采用的

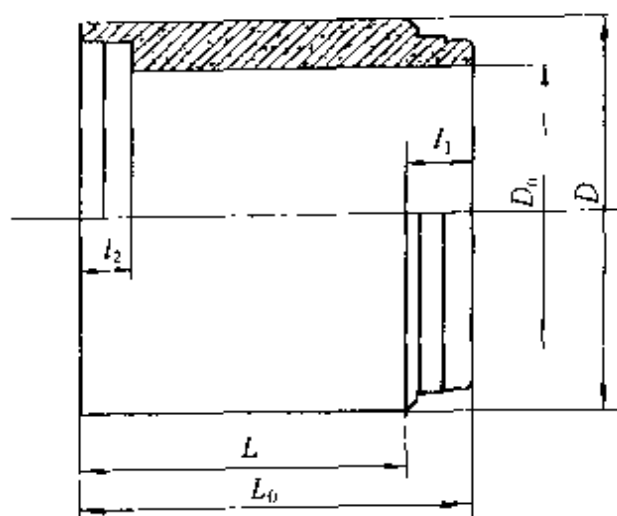


图 3-138 企口管段

是半干性混凝土，用钢模立式振捣浇筑，特点是脱模快，模具周转也快。而且钢筋笼可由机器制作的，自动化程度高，精度也高，因此，该管制管的生产率也高。成本较低，比较受施工企业的欢迎。该管混凝土 28d 的抗压强度不低于 50MPa。

企口管段是埋管和顶管都能使用的管子，口径从 $\phi 1350\text{mm}$ ~ $\phi 2400\text{mm}$ ，共有七种规格。成品管的混凝土为 C50，最大覆土深度为 5.5m ~ 6m，最小覆土深度为 0.7m，内水压可达 75kPa ~ 90kPa。

(2) T 形套环平口式管段 (图 3-139)

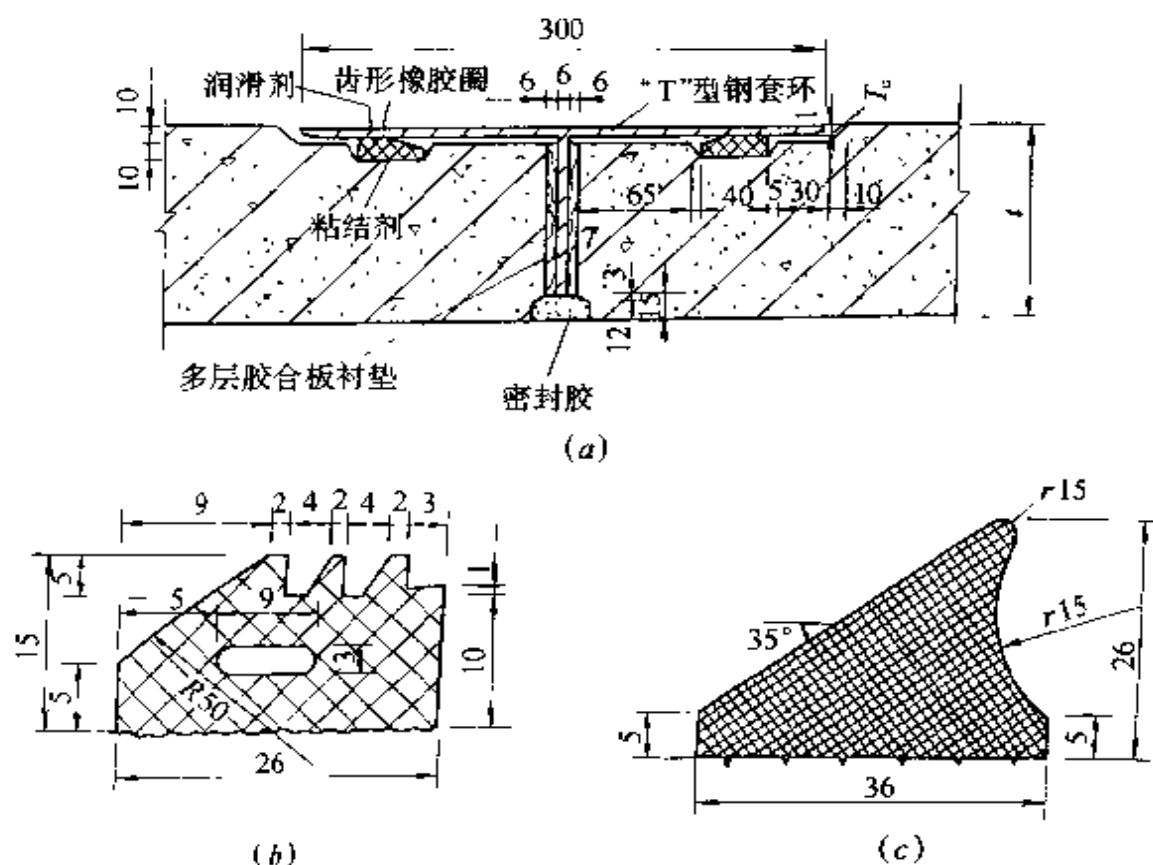


图 3-139 T 形套环管接口及止水圈

(a) T 形套环管接口；(b) 齿形橡胶止水圈；(c) 鹰嘴形橡胶止水圈

T 形套环平口式管段的连接结构形式是用一个 T 形钢套环把两只管段连接在一起的接口形式。接口的止水部分由安装在混凝土管与钢套环之间的齿形橡胶圈承担。为了保护管端，增加管端间的接触面积，在两个管端与钢套环的筋板两侧都安装有一个

易变形。

(3) F 形接口很适用于曲线顶管。它的最大张角可达 3° 左右，不会产生接口渗漏，可靠性好。

(4) 与企口管接口比较，接口间的接触面积差不多增加了一倍多，所以很适用于长距离顶管。

图 3-141 所示的这种 F 形接口形式，与前面的 F 形接口相比，它有下列特点：

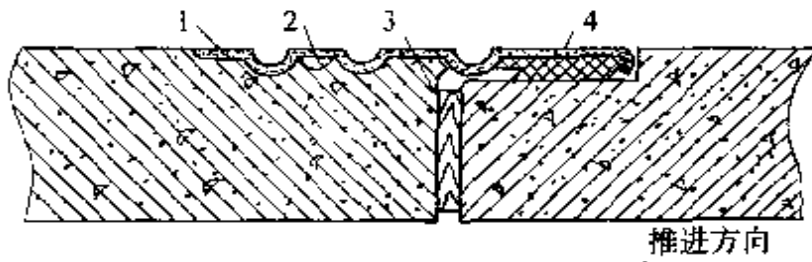


图 3-141 F 形接口

1—钢套环；2—遇水膨胀止水橡胶圈；3—垫板；4—橡胶圈

(1) 埋在混凝土管内的钢套环的一端有两道圆弧形沟槽，能使钢套环不容易从混凝土管中被拉出，增加了钢套环与混凝土管段之间的机械结合力。

(2) 在不埋在混凝土管的一端也有一个比另一端略大一些的圆弧形沟槽，端面向里有一个卷边，这也增加了该端面的刚度。

(3) 止水圈是粘贴在外露一端钢套环内的，一般在工厂内就已贴好，使施工更加方便。

(4) 有了圆弧沟槽，截面惯性矩增加。这种钢套环的材料壁厚可比普通钢套环薄。

这种钢套环的加工比较复杂，特别是接压三个圆弧槽和卷边，要有专用的加工设备。

240. 顶管施工中的工作井如何设置？

顶管施工中，工作井的设置工作是十分重要的一项内容，它主要包括工作井地点的选择和井上、井内设备布置三大部分。

(1) 工作井位置的选择

工作井位置选择要关注地面和地下两方面的情况。在地面上，

应避开高压线、电话线、动力线等架空线路，避开各种地面建筑物，选择作业条件较好的位置。在交通繁忙的道路上选择了工作井，应设置好隔离装置和醒目的标志，夜间应有良好的照明，有条件时应尽量偏离机动车道，并保持有较好的施工通道。

在地下，应离地下管线和地下构筑物远些，防止工作井位移造成各种管线爆裂给顶管所带来的麻烦。还要防止地面明水对工作井周围土体的冲刷所造成的水土流失现象。

工作井还应远离河道、池塘以及低洼地，工作井作为承受主顶油缸反力的后座一端，上述地形会影响工作井的后座力。如实在无法避免，应对工作井后部的土体进行加固。在软弱地质条件下，工作井同时起到向两个方向顶进的作用时，应先向软弱地质的一方先顶，在另一方向上对土体进行必要的处理然后再调头向另一个方向顶。这时，已顶进的管子可承受一部分后座力。

(2) 工作井周围地面上设备的布置

工作井周围地面要布置起重运输设备、供电设备、供水设备、供浆设备、液压设备、气压设备等。起重运输设备一般采用行车或吊车。采用履带式吊车不需设置轨道，使用比较方便；如用轨道式行车则轨道应与工作井纵向轴线平行，埋设在工作井两侧，在其后座方向的地面上可堆准备顶进用管，这样布置可减小顶进过程中的地面荷载，从而减小顶进阻力。

供电设备提供所有动力电源，同时提供工作井及周围地面的照明。如果顶进周期长，用电量又大，可设一间配电间，如果顶进周期短，用电量小，则可在工作井边上安装一只配电箱或用发电机供电。无论采用何种形式，都必须设有触电、漏电保护装置。接到管内的电缆必须装有防水接头，还必须把它悬挂在管内的一侧，不要与油管及注浆、水管挂在同一侧。管内照明应采用 12V 或 24V 的低压行灯。

动力电源以三相 380V 直接接到掘进机的电气操纵台上。如果遇到长距离、大口径顶管时，可采用高压供电，供电电压一般在 1kV 左右。这时，在掘进机后的三到四节管子内的一侧，安装

一台干式变压器，把 1kV 的电压转变成 380V 供掘进机用。高压供电的优点是所用的供电电缆的截面可小些。但高压供电对电缆接头、电缆、变压器等的绝缘要求很高，否则容易发生事故，所以要非常注意用电安全，要有可靠的触电、漏电保护措施和严格的操作规程，在手掘式和土压式的顶管施工中，供水量小，只需接两只直径 25mm 的自来水龙头即可。在泥水平衡顶管施工中，由于其用水量大，必须在工作井附近设置一个或多个泥浆池。它可以采用砖砌，然后把它分隔成三到四个小池，排泥排到第一个小池中，泥水经过各小池的溢流，较大的颗粒都沉淀了下来，由微小的粘粒混合成的泥浆被供水泵吸入参与下一次的泥水循环。

各小池也可采用钢板制成，小池之间用软管连接。要考虑设置向泥浆池内添加水的水源，可以采用自来水也可采用河水或地下水。同时，还要考虑浓泥浆的外运、外排方法，供浆设备主要由拌浆桶和盛浆桶组成，盛浆桶与注浆泵连通。现在多用膨润土系列的润滑浆，它不仅需要搅拌，而且要有足够的时间浸泡，这样才能使膨润土颗粒充分吸水、膨胀。供浆设备一般应安放在雨棚下，防止下雨时对浆液的稀释。另外，干膨润土也需堆放在架子上防止地面水使它受潮，上面搭个雨棚。

液压设备主要指为主顶油缸及中继站油缸提供压力油的油泵。油泵可以置于地上，也可在工作井内后垂墙的上方搭一个台，把油泵放在台子上。一般不宜把油泵放在工作井内，油泵工作的噪声会影响各种指令的传达；另外油泵放在工作井内会使工作坑显得过于拥挤，在气压顶管时，空压机和储气罐及附件必须放置在地面上，而且空压机应远离坑边较好，因为大多数空压机工作时发出的噪声都比较大。

(3) 工作井内的设施布置

工作井壁可采用钢板桩，也可采用钢筋混凝土板桩或钢筋混凝土沉井。准确的井内设施布置顺序为：

①构筑钢筋混凝土后座墙。采用钢筋混凝土沉井则井壁可直接作为后座墙，注意后座墙的平面要与顶进轴线垂直。

②设置洞口止水圈。注意洞口止水圈中心必须与管段中心轴线一致。

③安放基坑导轨。基坑导轨的前端应尽量靠近洞口。左右两边可以用槽钢支撑。如果底板上预埋好钢板，导轨应和预埋钢板焊接在一起，尤其是管径比较大时，更必须这样做。导轨的水平状态可以与所设计的管子坡度相一致，也可以把导轨按水平状态安装。在土质比较好地情况下常采用前一种方法，而在土质比较软的情况下，往往采用后一种方法安装的同时，还须把导轨比设计所要求的高程再提高 30mm 左右。以克服施工过程中的地基变形。

④安放后靠背。后靠背大多由钢构件做成，其厚度在 300mm 左右。用普通的厚钢板做后靠背。它没有用钢构件的好。

⑤安装主顶油缸。主顶油缸都安装在主顶油缸架上。在管径比较大的情况下，主顶油缸的合力中心应比管中心低 5% 的管内径左右。

⑥安装测量仪器。对泥水式顶管，应先安装好基坑旁通、排泥泵等施工管路以后再安装仪器。

完成了上述三个部分的布置，顶管施工就可以进行了。

241. 顶管从工作井壁洞口进出时需要考虑哪些问题？

顶管施工中，管段进出工作井壁洞口是很重要的工作，施工中应考虑它的安全性和可靠性。尤其是从工作中的出洞开始顶管，如果出洞顺利，可以说顶管施工已初步成功。

为了使进出洞口工作顺利，可采用对洞口土体进行加固的措施。如果土质不是很软，采用门式加固法。就是对所顶管道外径的两侧和顶部的一定宽度和长度的范围内的土体进行加固，以提高这部分土的强度，从而使工具管或掘进机在出洞或进洞中不发生坍土现象。可采用高压旋喷技术、搅拌桩技术、注浆技术或冻结技术来加固土体。

如果土质比较软，必须在管子顶进一定的范围内，对整个断面进行加固。

如果土质比较好，土比较硬，也可不必对土体进行加固。

在使用工具管的手掘式顶管或全断面切削的掘进机，洞口可用低强度等级砂浆砌砖封门。出洞时可以用工具管直接把砖封门挤倒或用刀盘慢慢地把砖封门切削掉。进洞时也同样把接收坑中的砖封门挤倒或切削掉。

还可采用特制的钢封门使工具管或掘进机安全地进出洞。具体做法是在洞口外侧沉井壁上预先安装好由一块块槽钢制成的钢封门，把沉井的进出洞口封住。槽钢的下部被安装在井壁上洞口以下的钢构件托住，中部被安装在井壁上洞口以上的钢构件压住，槽钢的上部必须高出沉井端面。在沉井的洞口内，仍砌上一堵砖封门。当工具管或掘进机出洞时，先把砖封门拆除。这时，由于有钢封门挡住，土体不会向洞内涌进来。把工具管或掘进机推进到距钢封门 50~100mm 时，洞口止水圈已能发挥作用，我们把头露在地面上的槽钢一块块拔起，工具管或掘进机就能安全出洞。

工具管或掘进机在接收坑中进洞时，在工具管或掘进机接近钢封门时，把头露在地面上的槽钢一块块拔起，把掘进机或工具管迅速推到进洞洞口，把砖墙推倒以后就一直往前推，直到进洞洞口的止水圈起作用时为止，就完成了进洞过程。

在特别软的土中，将洞口加固和钢封门两种方法同时使用。

为防止较重的掘进机在出洞时产生叩头，可在洞内下部填上一些硬粘土或者用混凝土在洞内下部浇一块托板，把掘进机托起，也可在洞内再预埋一副短的延伸导轨，它可把握进机托起。此外，还应把掘进机与第一节混凝土管连接在一起。

在覆土较深和土体较软的情况下，出洞初期掘进机及前几节混凝土管往后退的情况可能发生。发生这种情况大多是由于全封闭式掘进机的全断面上主动土压力所造成的使掘进机后退的力，大于掘进机及混凝土管或钢管周边摩擦阻力和它们与导轨间摩擦阻力的总和。管子往后退了以后，前方的土体就会发生不规则的坍塌。所以我们要采取措施防止掘进机和管段的后退，一般可以在洞口两侧各设置一只手拉葫芦或液压千斤顶，在主顶油缸回缩

之前、用它们将最后一节管段拉住，以保证顶管施工顺利进行。上述这些都是顶管进出洞主要需要考虑的一些问题。

242. 泥水式顶管是如何施工的？

通常把用水力切削泥土以及虽然采用机械切削泥土而采用水力输送弃土及利用泥水压力来平衡地下水压力和土压力的这一类顶管形式都称为泥水式顶管施工。从有无平衡的角度出发，又可以把它们分为具有泥水平衡功能的和不具有泥水平衡功能的两大类。如网格式水力切割土体的，是没有泥水平衡功能的一类。

采用了局部气压——向泥土仓内加上一定压力的空气，也属气压平衡而非泥水平衡。现今生产的比较先进的顶管掘进机，大多具有泥水平衡功能。

下面介绍泥水平衡式顶管的基本施工原理泥水平衡式顶管施工有两种方式：一种是单一的泥水平衡式，即以泥水压力来平衡地下水压力，同时它也平衡掘进机所处土层的土压力。另一种是泥水仅起到平衡地下水的作用，而土压力则用机械方式来平衡。图 3 142 是单一泥水平衡式顶管的施工示意。

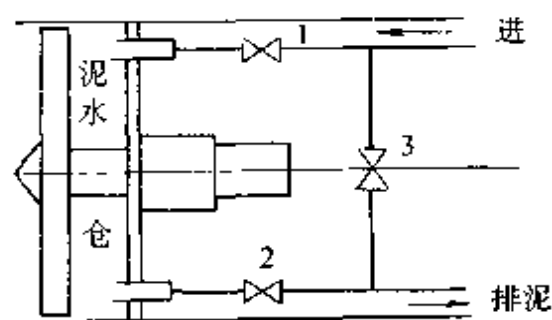


图 3 142 单一泥水平衡式顶管施工

当顶管掘进机工作时，阀门 1 和 2 均打开，而阀门 3 则关闭。这时，泥水从进泥管经过阀门 1 而进入掘进机的泥水仓里。而泥水仓中的泥水则通过阀门 2 由排泥管道排出。我们只要调节好进、排泥水的流量，就可以使掘进机的泥水仓中建立起一定的压力，与泥水仓前方的土体压力保持平衡，以保证掘进面的稳定，从而保证管线前方和上方的地下管线和地面建筑物的安全。如果顶进过程暂停，则我们要关闭阀门 1 和阀门 2，同时还必须保持掘进面的

压力梯度。如果由于渗漏或其他因素使正面的压力梯度产生变化，则也会发生掘进面的失稳，从而影响施工安全。

另一种泥水平衡顶管掘进机是以泥水压力平衡地下水压力，以机械方式平衡土压力的具有双重平衡功能的顶管机。它的泥水平衡原理与前面相同，其机械平衡土压力的方式参照图 3-143，当土压力 p 作用在刀盘上时，刀盘会往后缩。然而刀盘的主轴是一个油缸的活塞杆，当刀盘后缩时，只要把油缸后腔的油压提高到一定的高度 p' 就能使油缸不致于后缩而达到平衡。这种顶管掘进机施工的安全度比较高。

243. 土压式顶管的施工特征是怎样的？

土压式顶管施工的主要特征是在顶进过程中，利用土仓内的压力和螺旋输送机排土来平衡地下水压力和土压力，排出的土可以是含水量很少的干土或含水量较多的泥浆。排出的土或泥浆一般都不需要再进行泥水分离处理。

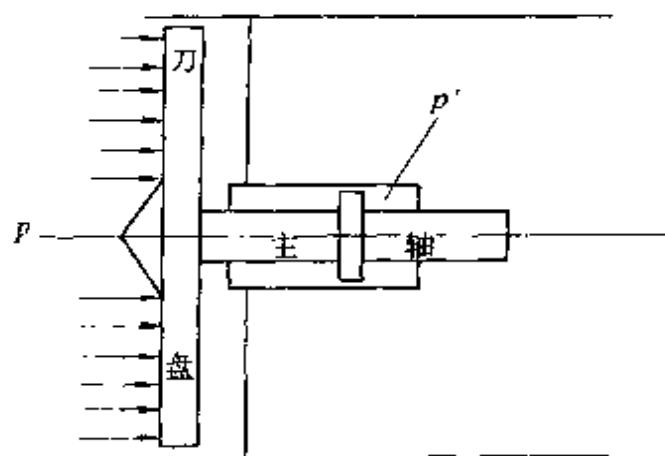


图 3 143 机械平衡土压力的原理

土压式顶管施工有两种分类方法：一种是从泥土仓中所充的泥土的类型来分，分为泥土式、泥浆式和混和式三种。

泥土式可分成压力保持式和泥土加压式。压力保持式使泥土仓内保持一定的压力以阻止挖掘面产生塌方。泥土加压式就是使泥土仓内的压力比掘进机所处土层的主动土压力再加上一个 Δp ，以防止挖掘面产生塌方。

泥浆式是指排出的土中含水量大。这种含水量大可能是地下水丰富，也可能是人为加入一些添加剂、以帮助掘进机在砾石地层中的掘进施工。

土压式顶管施工还可从有无加泥功能来分为普通土压式和加泥式两类;加泥式是具有改善土质这一功能的一种顶管施工方式,它可以通过设置在掘进机刀盘及面板上的加泥孔,把粘土及其他添加剂的浆液加到挖掘面上,然后再与切削下来的土一起搅拌,使原来流动性和塑性比较差的土,变成流动性和塑性都比较好,还可使原来止水性差的土变成止水性好的土。这样就扩大了土压式顶管施工适应土质的范围。

土压式顶管系统由掘进机、排土机构、输土系统、土质改良系统、操纵控制系统和主顶系统等六大部分组成。

244. 气压式顶管施工与泥水式顶管和土压式顶管有何区别?

气压式顶管施工是以一定压力的压缩空气来平衡地下水压力,保持挖掘面土体稳定的一种顶管施工方法。气压式顶管施工可分为全气压顶管施工和局部气压顶管施工两类。全气压顶管施工是挖掘面上的工作人员和管道内所有工作人员都在气压条件下作业,整个顶管的管道内都充满一定压力的压缩空气。局部气压顶管施工仅仅在挖掘面上充满一定压力的压缩空气,并用机械挖土,而操作人员不在气压条件下作业,后者的工作条件及安全性要比前者好。

气压施工与泥水及土压施工有许多不同之处,主要体现在它对土质、环境、施工人员和设备上有一些特殊的要求。比如,在砂砾土层中,由于土质透气性大,所以不能采用气压施工;在砂性土层中,由于它的渗透系数差别很大,气压施工有时适合、有时就不能用;在粉砂层中气压式顶管施工比较适用。又如气压顶管施工设备比较多,占地也比较大。空压机工作时噪声很大地面在施工后有较大的沉降,对周围环境造成的影响比较大。

在全气压施工中,进入气压区内作业的施工人员都必须经过严格的体格检查被认可合格的。为作业人员的安全,在工作场所内应备有应急用气压舱和快捷的交通运输工具,用于抢救。

气压施工尤其是全气压施工中,气压站不能停止工作,否则

就有可能出安全事故。空压机必须要有备用的，供电也必须要要有独立的两个电源。因此气压式顶管施工是一项有较多特殊要求的施工方法，其适用性受到限制、不宜推广。

245. 何谓长距离顶管施工，它在施工中会遇到哪些困难？

长距离顶管施工指每一段连续推进的距离在100m以上的顶管施工，有的可达1000m以上。由于一次连续推进距离长，就会遇到许多困难，并对长距离顶管起制约作用。

制约长距离顶管的一个重要因素是推力，理论上管子推进距离增长了，只需要把主顶油缸的推力增加就可以了。实际施工中，问题在于推力增加了，管子是否能承受，后座又能否承受，混凝土管的抗压强度为13~32MPa，玻璃纤维加强管的抗压强度为90~100MPa，钢管的抗压强度可达210MPa。在长距离顶管中首选应为钢管。尽管相同口径钢管壁的断面是混凝土管壁断面的21.3%左右，但相同口径的钢管要比混凝土轻，钢与土之间的摩擦系数又比混凝土与土的摩擦系数小，推同样口径的钢管要比推混凝土管的推力小许多。这是目前许多长距离顶管施工中多采用钢管的原因之一。在混凝土管中，玻璃纤维加强管是长距离顶管的首选管。在混凝土管的接口形式中，F管又是长距离顶管的首选形式。

长距离顶管还受后座所能承受推力大小的制约。不同的工作井结构所能承受的推力是不一样的，采用钢筋混凝土沉井结构、它的整体性好、能承受的推力就大、所以长距离顶管施工多采用这种工作井。如采用钢板桩工作井就难以承受巨大推力、要采取加固措施。

长距离顶管施工会受运土方式的制约。如果管子长达100m以上时，采用人工出土，出土速度太慢，制约了顶进速度，如采用水力输送，也需加一台中间泵。如采用土砂泵，需保证土砂泵克服各种弯头、伸缩接头的阻力，在长距离内把管道内的土砂排出，或者加中间输土泵。如果是管径较大的顶管，可采用电瓶车

出土。

管径大小也会制约长距离顶管施工，长距离顶管的管径宜在1.8m以上。如果管径小，作业人员进出管道内时不能直立行走，就会降低工作效率。

长距离顶管还受到测量的制约。普通的激光经纬仪，距离太长，光点的直径扩大，影响测量精度。增大激光的功率，会对人体造成伤害。距离太长，管内雾气也会影响测量。当顶进长度达数千米以上时，测量会因地球表面的曲率而影响其测量精度。

另外由于长距离顶进，掘进机械的工作寿命，通风系统的性能，供电系统的可靠都会直接影响施工的顺利进行，因此都必须采取有效的措施来克服这些困难。近年来我国在长距离顶管施工中创造了许多新的工艺方法、其中采用注浆减摩施工工艺和增设中继站等都有效地增加的顶管施工的距离，取得了很好的效果。

246. 顶管顶进过程中能转弯吗？

顶管顶进过程中是可以转弯的、我们称之为曲线顶管施工。曲线顶管可分为两种形式：一种是普通的曲线顶管，就是利用掘进机在顶进过程中向某一个方向造成人为的轴线偏差，并使这个偏差符合设计的曲线要求。实际上每一节管子的轴线都偏差一点，所顶管子多了，就成了一条折线。用这条折线来代替设计所需的曲线。另一种是按计算的数据，调整每一个管口的张角，使所顶的管子在符合设计要求的前提条件下，再进行推进。这称谓预调式曲线顶管。普通曲线顶管的管口张角，是管子的侧向分力产生的。如果土体太软这个侧向分力过小，管口张不开，就无法进行曲线顶进，只能在管子圆弧外侧进行土体加固，以提高土体的强度。这样成本高，而且加固的范围不容易掌握。

预调式曲线顶管是在每一个管接口中，都安装有间隙调整器，人为地调整管子的张角，使之符合设计曲线所要求的张角，再进行推进的一种推进工艺。它与普通曲线顶管比较，具有不需要土体加固，曲线精度高，管端不易破损、施工经济性好，可以使曲率半径更小等优点。所以现在采用得比较多。

247. 管径很细能进行顶管施工吗？

管径很细也能进行顶管施工，我们称之为微型顶管施工。

微型顶管施工是指管径在 $\phi 400\text{mm}$ 以下，人无法进入管内作业的顶管施工。微型顶管广泛用于自来水、煤气、电缆、通信等各个领域的管道敷设中。城市建设规模的不断扩大，城市中道路交通量的不断上升，许多建成区内已无法采用开槽埋管施工工艺。全国铁路网、公路网和新增的高速公路网已建成，许多过路管也不允许采用开槽施工。这促使微型顶管迅速发展。而微型顶管在不断发展中得到完善，显示出它优良的施工性能和低廉的施工成本，反过来又促进它的更广泛、更普及地使用。微型顶管施工已有不少于 50 种以上的机型，它们中绝大多数施工速度快、施工精度高、适应性广，但各种机型都有其针对性。在不同的土质条件下只有选用与之相适应的微型顶管方法才能取得令人满意的效果。微型顶管施工的长度大多在 50~60m 以下。

微型顶管可根据它的工作原理和取土形式等分为压入式、螺旋钻式、泥水式、土压式、空心钻式和长距离、曲线形式等类型。

微型顶管施工除了应用于敷设小管径管道外，还可用于管棚施工，敷设密排的钢管以形成各种断面形状的管棚，然后在管棚中进行各类地下建筑物或构筑物的施工。