

● 地下工程施工总论

● 知识目标

了解地下空间的形式及应用的重要性。

掌握地下工程施工的特点及地下工程施工技术的含义。

掌握地下铁道的基本组成及地铁车站的类型。

● 能力目标

了解地下工程施工的方法。

了解地下工程施工技术。

1.1 地下工程概述

1.1.1 地下工程的发展

地下空间是迄今尚未被充分开发利用的一种自然空间资源,具有很大的开发潜力。国际上提出一种普遍被接受的观点,认为 19 世纪是“桥梁”的世纪,20 世纪是“高层建筑”的世纪,21 世纪将是人类开发和利用“地下空间”的世纪。日本提出要利用地下空间,把国土面积扩大数倍,世界各国也都把开发和利用地下空间作为国策去努力。我国也已开始大规模地进行地下工程的开发与建设,正在或即将开发的主要地下工程有如下一些。

1. 铁路、公路隧道

我国铁路分布多集中在比较发达的中、东部地区,随着我国国民经济的不断发展和西部地区的不断开发,铁路正在或必定要向西南、西北等边远山区延伸。山区建路必多桥隧工程,如穿越秦岭山脉,打通包头—西安—安康—重庆—北海的西部大通道,西安至南京复线铁路神朔(神木—朔州)线、宝兰(宝鸡—兰州)线复线、渝怀(重庆—怀化)线等铁路的相继开工,都已出现了大量的隧道工程建设。

我国过去修建的山区公路大多采用盘山道,长远来看其缺点突出:线路长、费时、耗油量多、车辆磨损大且破坏植被和环境。如昆明—西双版纳路线,直线距离只有 400 多千米,而公路里程却有 800 多千米;四川、贵州、云南、广西等很多公路均是如此,更不用说通向世界屋脊的西藏公路了。随着经济和技术的不断发展和进步,我国也可以像发达国家那样开凿较长的隧道,这样就可以快速改善已有的交通状况。西部大开发,完成连接东西部地区的丹东至拉萨、青岛到银川等 8 条国道主干线的建设,打通滇藏、川藏、成都到樟木等 8 条省际主要公路通道,都会有大量的隧道工程建设任务。

2. 地下海底隧道

目前,世界上许多国家正在进行海峡隧道的研究和筹建,如白令海峡隧道(俄罗斯—美国)、直布罗陀海峡隧道(西班牙—摩洛哥)、连接意大利本土和西西里岛的墨西拿海峡隧道等。

21 世纪,我国也在为修建连接大陆与台湾地区的台湾海峡隧道、连接大陆与海南岛的琼州海峡隧道进行积极筹划和可行性研究。早在 1998 年 11 月 25~27 日,海峡两岸有关单位联合在厦门召开了“台湾海峡隧道学术论证研讨会”,探索和研究台湾海峡隧道工程的有关学术问题。

此外,国内有关单位正在组织研究横穿渤海海峡,连接辽东半岛与山东半岛的南桥和北隧海峡通道;连接上海—崇明岛—南通的长江口越江通道(桥隧结合通道);以及横跨胶州湾,连接青岛市区与黄岛开发区的青黄通道等工程。

3. 城市地铁隧道

我国人口众多,截至 2013 年,城市化率超过 50%,城市数量达 1 000 座左右。其中城市人口在 200 万以上的特大城市 21 座,市区人口在 400 万以上的城市 10 余座。随着国家工

业化的发展,会有更多的人口转向城市,现有的城市人口将大大增加,现有的中等城市将转为大城市。众所周知,大城市的交通已成大问题,堵车严重,交通事故频繁发生。解决这一问题的途径不外两种:一是高架桥,二是城市地铁。高架桥影响市容,且运输容量不大。从长远来看,城市地铁是解决交通问题的主要途径。纵观世界各大城市,均有四通八达的地铁网,可将乘客大量、快捷、安全、舒适地输送到四面八方。我国各主要大、中城市都在积极筹划和发展地铁交通,目前已有 36 座城市申请建设城市轨道交通,其中 28 座城市获国家批准。中国交通运输协会相关负责人表示,计划至 2015 年前后规划建设 96 条轨道交通线路,投资超过 1 万亿元。地铁工程建设将是我国 21 世纪城市地下空间开发的重点。

4. 城市地下市政建设

世界上有许多国家的城市建设都向地下发展,如地下商场、地下冷藏库、地下仓库、地下游泳馆、地下污水处理厂等。修建地下民用建筑可以更加充分地利用城市面积;修建地下冷藏库有明显的优点,可以将十几米甚至 20 米厚的地层冷冻起来,即使停电半个月,温度仍可保持在 0°C 以下。地下体育馆、游泳池等都是因为具有较好的保温性能而受到人们的青睐。城市建设尽可能地转入地下是未来城市空间拓展的趋势。

5. 水利、水电地下工程

调水工程翻山越岭,必须打通隧道,如引滦入津工程修建的穿山输水隧道、引大入秦修建的长 10 多千米的盘道岭隧道、引黄入晋工程修建的长 21 千米的隧道等。

我国现有的水电资源均在高山峡谷地区,尤其是西南、西北地区,河谷狭窄,流量大,选择地下厂房往往是最佳方案。根据规划,20 世纪末计划建造总装机容量达 4 000 万千瓦以上的水电站,其中 40% 以上为地下水电站。三峡地下电站土建工程安装有 6 台 70 万千瓦机组,相当于再建 1.5 个葛洲坝水电站或 2.3 个小浪底水电站。而在东南、华北地区,水电资源相对少些,这些地区的主力电站多半是火力发电站。火力电站调峰能力差,电网运行不经济,环境污染大。因此,抽水蓄能电站已经或正在这些地区兴建。这些电站均以庞大复杂的地下洞室群作为建设工程的主体。

据统计,目前世界上已有 400 多座地下电站,而我国只有 40 余座。可以想象,对于像我国这样幅员辽阔、人口众多、发展迅速的国家,在今后几十年内必然要建造大量的地下水电站。

6. 其他方面

1) 国防建设工程

现代地下建筑起源于地下铁路和军事工程,国防地下工程建设是国家军事建设的重要内容之一。例如,军事指挥中心、武器库(飞机、舰艇库等)、军需品仓库等均可以设置在地下,主要的军事工业工厂、导弹基地等也有设置于地下的。这些地下设施除了满足一般的地下工程要求外,往往还要发挥承受爆破冲击荷载的作用。

2) 油库、气库、核废料库

目前我国的石油天然气库建在地表,既占地又不安全,且钢材消耗量大。国际上某些发达国家将此类建筑建在地下,最大容量超过 300 万立方米。我国核电站发展处于刚起步阶段,以后还将兴建大量的民用核电设施,因此核废料必然越来越多,核废料的处理会成为一个严重的问题。发达国家如瑞典、美国等认为核废料密闭储藏在几百米深的地下洞库中比

较理想,可以做到几百年甚至几千年内不向外泄漏渗透。

3) 深部矿产资源开采

我国煤炭资源深埋在 1 000 m 以下的有 2.95 万亿吨,部分有色金属矿山已进入超过 1 000 m 的深部开采阶段,随着浅部资源的逐步枯竭,进行深部资源开采势在必行,这同时也会给采矿地下工程带来一系列问题,如地下工程稳定性、冲击地压等。

1.1.2 地下工程施工特点

地下工程是在岩体或土体中开挖的空间结构工程,与地面工程相比,地下工程在很多方面具有完全不同的特点,主要表现在以下几个方面。

1. 工程受力特点不同

地面工程是先有结构,后有荷载,经过施工形成结构后,再承受自重、风雪以及其他静载或动载;地下工程是先有荷载,后有结构,在岩土地质体内开挖,在工程开挖之前就存在着地应力荷载。

2. 工程材料特性的不确定性

地面工程结构材料多为人工制造,如钢筋混凝土、钢材、砖块等,这些材料与岩土体材料相比,在力学和变形性质等方面不仅无变异性,而且人们可以对其进行控制和改变。地下工程结构所涉及的材料包含两部分,一部分作为支护结构的材料是人工制造的,而另一部分作为地下结构重要组成的工程围岩是难以预测和控制的岩土地质体。这样的地质体不仅包含大量的断层、节理夹层等不连续介质,而且还存在着很大程度的不确定性。这种不确定性主要体现在以下两个方面。

(1)空间上的不确定性。对于地下工程围岩,不同位置围岩的地质条件存在差异(如岩性、构造、地下水条件等),因此,人们通过有限的地质勘查、取样,很难全面了解掌握整个工程地质条件和力学特性。

(2)时间上的不确定性。即使在同一地段的不同历史时期,其地应力、岩土体物理力学特征等也会发生变化。尤其是开挖后的工程岩体特性除随时间的变化而变化外,更重要的还与开挖顺序、支护方式、施工工艺方法、施工时间等因素密切相关,这往往是一个十分复杂的变化过程。

3. 工程荷载的不确定性

地面结构所受荷载较为明确,其荷载量值及其变异性与地下工程相比要小得多。对于地下工程,工程围岩的地质岩体不仅是支护结构的荷载,同时又是承载体,作用到支护结构上的荷载难以精确计算,而且,此荷载是随着支护类型、支护时间与施工工艺的变化而变化的。因此,地下工程的设计与计算,难以准确地确定作用于结构上的荷载类型与量值大小。

4. 破坏模式的不确定性

工程数值分析、计算的主要目的在于为工程设计提供评价结构破坏或失稳的安全指标,如稳定性系数、各种力学与变形指标等。这种指标的计算是建立在结构的破坏模式基础上的。地面工程的破坏模式较容易确定,如强度破坏、变形破坏、旋转失稳等破坏模式。而地下工程破坏模式一般难以确定,它不仅取决于岩土体工程、水文地质性质,而且还与开挖顺序、支护方式、施工工艺、支护时间等密切相关。

5. 地下工程设计施工信息的不充分性与模糊性

地下工程设计与施工的主要信息是通过工程勘查手段和局部的工作面中获取,此获取信息的数量与质量是局部和有限的,且资料或信息可能存在错误;准确充分的围岩工程地质与物理力学性质资料对地下工程设计与施工指导的作用极其重要,但这些资料的内容如节理特征、充填物性质以及岩性的描述等又都具有模糊性。

1. 1. 3 地下工程主要施工技术

地下工程施工技术是以在地层中修建建(构)筑物为目的,研究解决地下工程修建中的技术方案和措施,地下工程在各种地质条件下的施工方法、手段、工艺和工程实施中的技术、计划、质量、经济和安全管理措施,所包含的内容主要有地下工程的基本作业、辅助作业、环境控制和施工管理等,如图 1-1 所示。

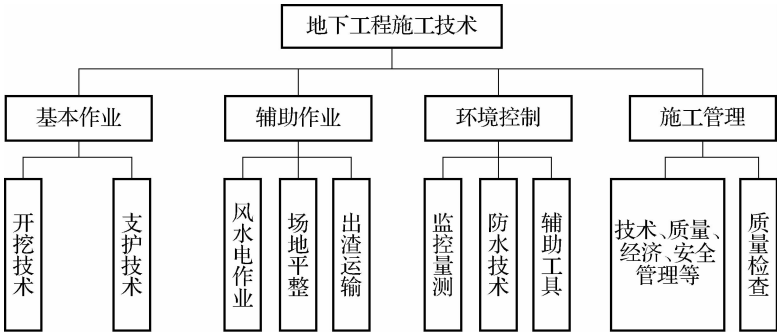


图 1-1 地下工程施工技术

地下工程基本作业主要包括开挖、支护(包括衬砌)两大技术。在开挖技术中十分重要的是开挖方法的选择,主要考虑因素一般有工程地质和水文地质条件、地形和地貌、埋置深度、结构形状和规模、使用功能和环境条件、施工队伍的技术水平和施工机具、交通条件和工期要求、经济和技术等,通过综合研究来确定。地下工程主要开挖方法见表 1-1。

表 1-1 地下工程主要开挖方法

明挖法	盖挖法	暗挖法
敞口放坡开挖	顺作法	矿山法(钻爆法)
地下连续墙		浅埋暗挖法
支护开挖		盾构法
沉管法	逆作法	掘进机(TBM)法
		顶进法

支护技术作业是为了保障地下工程开挖的安全,一般分为临时支护和永久支护两类,形式上有木支撑、钢支撑、格栅支撑、锚杆、喷射混凝土和它们的组合、混凝土衬砌等。

地下工程辅助作业是配合基本作业必需的环节,包括风水电的设计、安装和供给,施工场地的计划和布置,出渣运输的计划和设备的配置等。

环境监控主要研究解决地下工程施工过程中的安全和对周围环境的影响,如开挖洞室的位移过大引起围岩塌方,支护结构位移过大引起结构失稳或者沉陷,地面沉陷过大对环境的影响,地下水的控制等。采用的手段主要是对施工的过程进行监测监控,发现异常情况及时采取加固措施(辅助施工手段)和更改施工方法。

施工管理是通过有效的管理来保证工程的质量和工期,应用科学合理和符合地下工程施工特点的方法,规划组织施工设计,并对施工中的各环节进行技术、计划、质量、经济 and 安全的科学管理,以达到高质量、高效益的目的。

1.2 地下铁道概述

1.2.1 地铁建筑组成

地下铁道(以下简称地铁)是一种规模浩大的交通性公共建筑。它是现在城市中重要的快速的交通设施之一。地铁根据其功能、使用要求、设置位置的不同可分成车站、区间和车辆段三个部分,这三个部分的组合构成了一个完整的地铁线路运行系统。

(1)车站是地铁系统中一个很重要的组成部分,地铁乘客乘坐地铁必须经过车站,它与乘客的关系极为密切。同时它又集中设置了地铁运营中很大一部分技术设备和运营管理系统,因此,它对保证地铁安全运行起着很关键的作用。所以车站位置的选择、环境条件的好坏、设计的合理与否,都会直接影响地铁的社会效益、环境效益和经济效益,影响城市规划和城市景观。

(2)区间是连接相邻两个车站的行车通道,它直接关系到列车的安全运行。区间设计的合理性、经济性对地铁总投资的影响很大,对乘客乘车时的舒适感和列车运行速度的提高也有影响。

(3)车辆段是地铁列车停放和进行日常检修维修的场所,且又是技术培训的基地,由各种生产、生活、辅助建筑及各专业的设备和设施组成。

1.2.2 地铁车站分类

地铁车站可根据所处位置、埋深、运营性质、结构横断面形式、站台形式、换乘方式的不同进行不同的分类。

1. 按车站与地面相对位置分类

按车站与地面的相对位置,地铁车站可分为以下三类。

(1)地下车站。车站结构位于地面以下,如图 1-2(a)所示。

(2)地面车站。车站结构位于地面,如图 1-2(b)所示。

(3)高架车站。车站结构位于地面高架桥上,如图 1-2(c)所示。

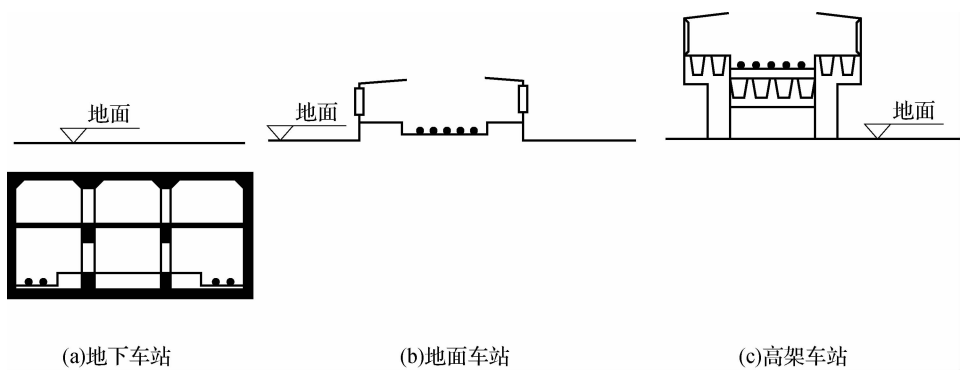


图 1-2 按车站与地面相对位置分类

2. 按车站埋深分类

(1)浅埋车站。车站结构顶板位于地面以下的深度较浅。

(2)深埋车站。车站结构顶板位于地面以下的深度较深。深埋车站一般设在地面以下稳定地层或坚固地层内。

3. 按车站运营性质分类

(1)中间站(一般站)。中间站仅供乘客上、下车之用,功能单一,是地铁最常用的车站,如图 1-3(a)所示。

(2)区域站(折返站)。区域站是设在两种不同行车密度交界处的车站,站内设有折返线和设备,根据客流量大小,合理组织列车运行,在两个区域站之间的区段上增加或减少行车密度。区域站兼有中间站的功能,如图 1-3(b)所示。

(3)换乘站。换乘站是位于两条及两条以上线路交叉点上的车站。它除具有中间站的功能外,更主要的是客流可以从一条线路上通过换乘设施转换到另一条线路上,如图 1-3(c)所示。

(4)枢纽站。枢纽站是由此站分出另一条线路的车站。该站可接、送两条线路上客流,如图 1-3(d)所示。

(5)联运站。联运站是指车站内设有两种不同性质的列车线路进行联运及客流换乘。联运站具有中间站及换乘站的双重功能,如图 1-3(e)所示。

(6)终点站。终点站是设在线路两端的车站。就列车上、下行而言,终点站也是起点站(或称始发站),终点站设有可供列车全部折返的折返线和设备,也可供列车临时停留检修。如线路远期延长后,则此终点站即变为中间站,如图 1-3(f)所示。

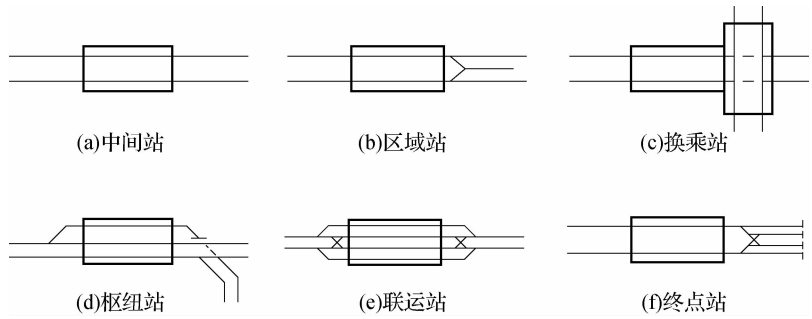


图 1-3 按车站运营性质分类

4. 按车站结构横断面形式分类

车站结构横断面形式主要根据车站埋深、工程地质和水文地质条件、施工方法、建筑艺术效果等因素确定。在选定结构横断面形式时,应考虑到结构的合理性、经济性、施工技术条件和设备条件。

车站结构横断面形式如图 1-4 所示,主要包括矩形断面、拱形断面、圆形断面和其他类型断面。

(1)矩形断面。矩形断面是车站中常选用的形式,一般用于浅埋车站。车站可设计成单层、双层或多层,跨度可选用单跨、双跨、三跨或多跨的形式。

(2)拱形断面。拱形断面多用于深埋车站,有单拱和多跨连拱等形式。单拱断面由于中部起拱,高度较高,两侧拱脚处相对较低,中间无柱,因此建筑空间显得高大宽阔,如建筑处理得当,常会得到理想的建筑艺术效果。

(3)圆形断面。圆形断面一般用于深埋或盾构法施工的车站。

(4)其他类型断面。其他类型断面有马蹄形、椭圆形等。

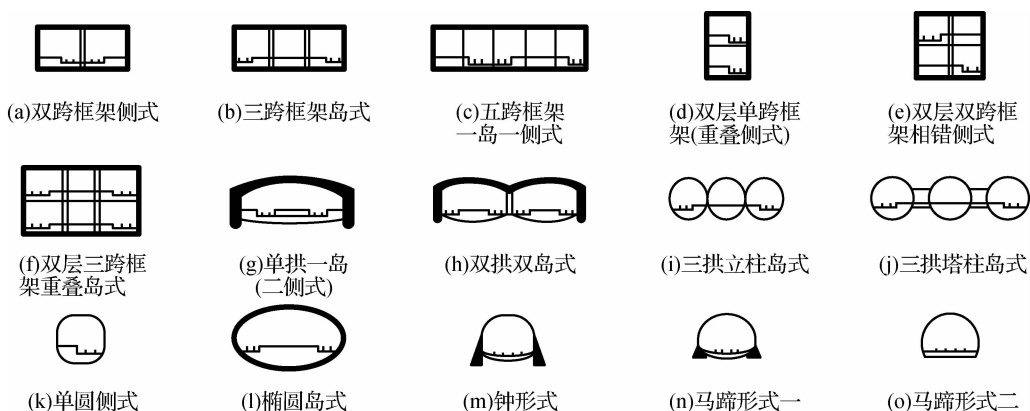


图 1-4 按车站结构横断面形式分类

5. 按车站站台形式分类

车站站台形式如图 1-5 所示,主要有以下 3 类。

(1)岛式站台。站台位于上、下行行车线路之间,这种站台布置形式称为岛式站台。具有岛式站台的车站称为岛式站台车站(简称岛式车站)。岛式车站是常用的一种车站形式,岛式车站具有站台面积利用率高、能灵活调剂客流、乘客使用方便等优点,一般常用于客流量较大的车站。有喇叭口(常用作车站设备用房)的岛式车站在改建、扩建时,延长车站是很困难的。

(2)侧式站台。站台位于上、下行行车线路的两侧,这种站台布置形式称为侧式站台。具有侧式站台的车站称为侧式站台车站(简称侧式车站)。侧式车站也是常用的一种车站形式。侧式站台根据环境条件可以布置成平行相对式、平行错开式、上下重叠式及上下错开式等形式。侧式车站站台面积利用率、调剂客流、站台之间联系等方面不及岛式车站,因此,侧式车站多用于客流量不大的车站及高架车站。当车站和区间都采用明挖法施工时,车站与区间的线间距相同,故无须喇叭口,可减少土方工程量,改建扩建时,延长车站比较容易。

(3)岛、侧混合式站台。岛、侧混合式站台是将岛式站台及侧式站台同设在一个车站内,

具有这种站台形式的车站称为岛、侧混合式车站。岛、侧混合式站台可同时在两侧的站台上、下车,也可适应列车中途折返的要求。岛、侧混合式站台可布置成一岛一侧式或一岛两侧式,西班牙马德里地铁车站中多采用岛、侧混合式车站。

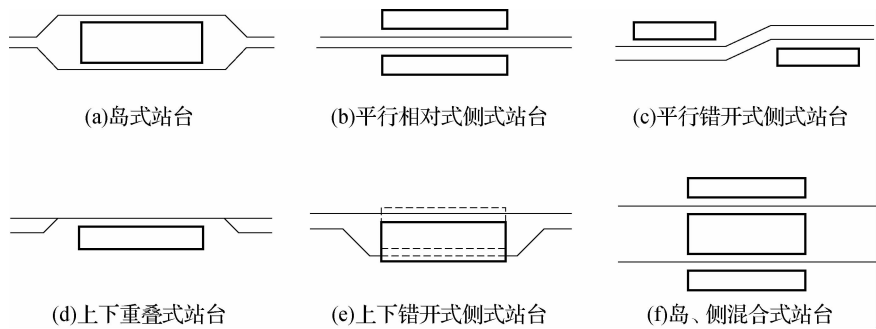


图 1-5 按车站站台形式分类

6. 按车站间换乘的方式和形式分类

车站间换乘的基本要求为:尽量缩短换乘距离,做到线路明确、简捷,方便乘客;尽量减少换乘高差,避免高度损失;换乘客流宜与进、出站客流分开,避免相互交叉干扰;换乘设施的设置应满足换乘客流量的需要。车站间宜留有扩、改建余地;换乘规划时应周密考虑选择换乘方式及换乘形式;合理确定换乘通道及预留口位置,换乘通道长度不宜超过 100 m,超过 100 m 的换乘通道,宜设置自动步道;节约投资。

1) 按车站间换乘方式分类

(1) 站台直接换乘。站台直接换乘有两种方式,一种是指两条不同线路分别设在一个站台的两侧,甲线的乘客可直接在同一站台的另一侧换乘乙线,如香港地铁的太子站、旺角站;另一种方式是指乘客由一个车站通过楼梯或自动扶梯直接换乘到另一个车站的站台的换乘方式。这种换乘方式多用于两个车站相交或上下重叠式车站。当两个车站位于同一个水平面时,可通过天桥或地道进行换乘。

站台直接换乘的换乘线路最短,换乘高度最小,没有高度损失,因此对乘客来说比较方便,并节省了换乘时间。换乘设施工程量少,比较经济。换乘楼梯和自动扶梯的总宽度应根据换乘客流量大小通过计算确定。其宽度过小,则会造成换乘楼梯口部人流集聚,容易发生安全事故,宜留有余地。

(2) 站厅换乘。站厅换乘是指乘客由某层车站站台经楼梯、自动扶梯到达另一个车站站厅的付费区内,再经楼梯、自动扶梯到达另一线车站站台的换乘方式。这种换乘方式大多用于相交的两个车站。站厅换乘的换乘路线较长,提升高度较大,有高度损失,需设自动扶梯,增加了用电量。

(3) 通道换乘。两个车站不直接相交时,相互之间可采用单独设置的换乘通道进行换乘,这种换乘方式称为通道换乘。通道换乘的换乘线路长,换乘的时间也较长,特别是老弱妇幼使用不便。且由于增加通道,造价较高。换乘通道的位置尽量设在车站中部,可远离站厅出入口,避免与出入站人流交叉干扰,换乘客流不必出站即可直接进入另一车站。

2) 按车站间换乘形式分类

按两个车站平面组合的形式分为五类,如图 1-6 所示。

(1)“一”字形换乘。两个车站上下重叠设置构成“一”字形组合。站台上下对应,双层设置,便于布置楼梯、自动扶梯,换乘方便。

(2)“L”形换乘。两个车站上下立交,车站端部相互连接,在平面上构成“L”形组合,相交的角度不限,在车站端部连接处一般设站厅或换乘厅,有时也可将两个车站相互拉开一段距离,使其在区间立交,这样可减少两站间的高差,减少下层车站的埋深。

(3)“T”形换乘。两个车站上下立交,其中一个车站的端部与另一个车站的中部相连接,在平面上构成“T”形组合,相交的角度不限,可采用站厅换乘或站台换乘,两个车站也可相互拉开一段距离,以减少下层车站的埋深。

北京地铁雍和宫换乘车站采用“T”形换乘形式,环线车站与另一线车站上下立交,站台直接换乘,乘客可通过环线车站一端的换乘楼梯直接下到另一线车站的站台,换乘线路短。

(4)“十”字形换乘。两个车站中部相立交,在平面上构成“十”字形组合,相交的角度不限。“十”字形换乘车站采用站台直接换乘的方式。

北京地铁呼家楼换乘车站采用“十”字形换乘形式。环线车站与另一线车站上下中部直接立交,站台直接换乘,两站间换乘楼梯均设在两站相交部位的站台上,乘客经换乘楼梯直接上下,换乘线路最短。

(5)“工”字形换乘。两个车站在同一水平面平行设置时,通过天桥或地道换乘,在平面上构成“工”字形组合,“工”字形换乘车站采用站台直接换乘的方式。

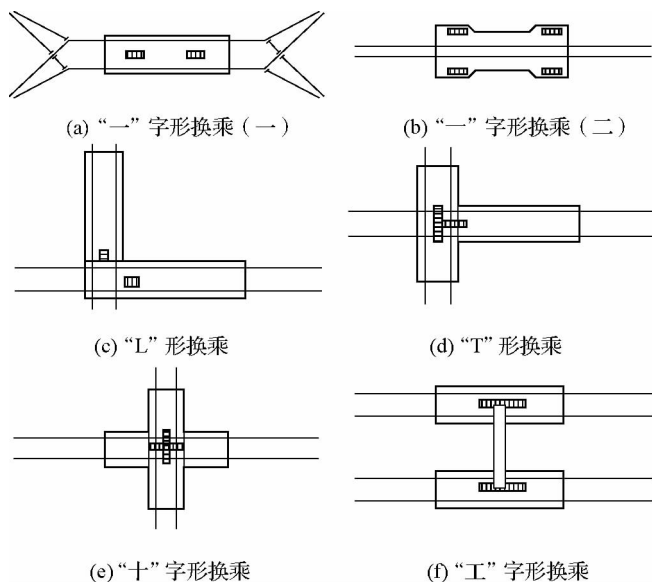


图 1-6 按车站间换乘形式分类

思考与练习

1. 简述地下工程的概念。
2. 地下工程施工技术的特点有哪些?
3. 地铁车站的类型有哪几种? 地铁车站施工方法有哪几种?

● 深基坑地下水控制

● 知识目标

了解深基坑降水的各种方法。

掌握轻型井点、喷射井点、深井泵井点降水方法的应用。

● 能力目标

学会选择深基坑降水的方法。

掌握编制深基坑降水方案的方法。

高层建筑多有地下室,甚至有多层地下室,这有利于增强建筑物的稳定性和充分利用地下空间,但要求基础有较大的埋深。为此,在开挖深基坑时,如为垂直开挖,就要涉及基坑的支护结构;如为放坡开挖,则要涉及放坡和边坡稳定;如施工区域的地下水位较高,且有产生流沙的危险,则要考虑降低地下水位。不论是垂直开挖还是放坡开挖,都需研究土方的开挖方案。本章着重研究高层建筑的基础工程施工中降低地下水位、边坡稳定和土方开挖等问题。

2.1 地下水流的基本性质

在进行高层建筑的深基础工程施工时,都需要降低地下水位。为了进行降低地下水位的计算和保证土方工程施工的顺利进行,需要对地下水流的基本性质有所了解。

2.1.1 水在土中渗流的基本规律

为了弄清水在土中渗流的基本规律,先看一下水的一维渗流情况,如图 2-1 所示。只要土样间存在并保持水头差 ΔH ,水就会不断从一面流向另一面,形成稳定渗流。实验表明,单位时间内流过土样的水量 $Q(\text{m}^3/\text{d}$ 或 $\text{cm}^3/\text{s})$ 与水头差 $\Delta H(\text{m}$ 或 $\text{cm})$ 成正比,与土样的横截面积 $A(\text{m}^2$ 或 $\text{cm}^2)$ 成正比,而与渗径长度 $L(\text{m}$ 或 $\text{cm})$ 成反比,即

$$Q \propto \frac{\Delta H}{L} A \quad (2-1)$$

或

$$Q = K \frac{\Delta H}{L} A \quad (2-2)$$

式中, K 为比例系数,因土而异,反映土的透水性大小,称为土的渗透系数(m/d 或 cm/s)。

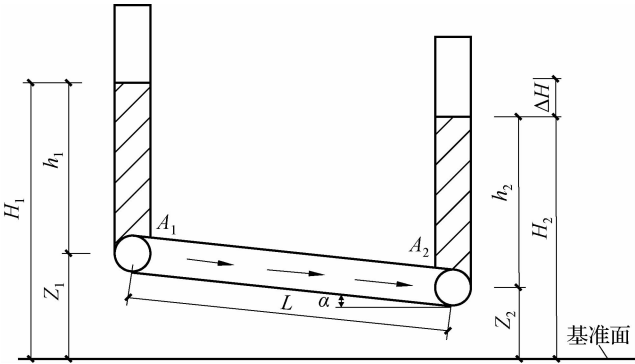


图 2-1 动水压力示意图

单位时间里流过单位截面积的水量,称为渗流速度 $v(\text{m}/\text{d}$ 或 $\text{cm}/\text{s})$,即

$$v = \frac{Q}{A} = K \frac{\Delta H}{L} \quad (2-3)$$

或

$$v = Ki \quad (2-4)$$

式中, i 为单位长度渗径所消耗的水头差,亦称水力梯度。

从式(2-4)中可以看出,水在土中的渗流速度取决于两方面因素,一是土的渗透系数 K ,二是水力梯度 i ,这就是水在土中渗流的基本规律,即达西定律。

2.1.2 渗透系数

渗透系数是计算水井涌水量的重要参数之一,水在土中的流动称为渗流。水点运动的轨迹称为“流线”。水在流动时如果流线互不相交,这种流动称为“层流”;如果水在流动时流线相交,水中发生局部旋涡,这种流动就称为“紊流”。由于水在土中运动的速度一般不大,因此,这种流动属于“层流”。从达西定律 $v=Ki$ 可以看出渗透系数的物理意义:水力坡度 $i=1$ 时的渗透速度即为渗透系数 K 。

土的渗透性取决于土的形成条件、颗粒级配、胶体颗粒含量和土的结构等因素。渗透系数 K 值是否正确将影响井点系统涌水量计算结果的准确性。在地基土壤勘探时应提供各土层的 K 值,可在实验室或野外现场进行测定。

2.1.3 等压流线与流网

水在土中渗流,地下水头值相等的点连成的面,称为等水头面,它在平面上或剖面上则表现为等水头线。等水头线即等压流线,由等压流线和流线所组成的网称为流网。流网具有流线与等压流线正交的特性。

2.1.4 动水压力和流沙

地下水分潜水和层间水两种。潜水即从地表至第一层不透水层之间含水层中所含的无压力水,属于重力水。层间水即夹于两不透水层之间的含水层中所含的水。如果水未充满此含水层,则水没有压力,称为无压层间水。如果水充满此含水层,则水带有压力,称承压层间水,如图 2-2 所示。

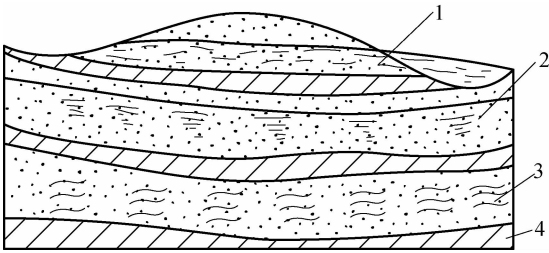


图 2-2 地下水

1—潜水; 2—无压层间水; 3—承压层间水; 4—不透水层

顺水流方向取一柱状土体 A_1A_2 作为脱离体(见图 2-1),其横截面面积为 S , Z_1 、 Z_2 为 A_1 、 A_2 在基准面以上的高程。

由于水面的高度 $H_1 > H_2$,存在压力差,因此水从 A_1 流向 A_2 。作用于脱离体 A_1A_2 上的力如下。

- (1) $r_w h_1 S$: A_1 处的总水压力,其方向与水流方向一致。
- (2) $r_w h_2 S$: A_2 处的总水压力,其方向与水流方向相反。
- (3) $nr_w L S \cos \alpha$: 水柱重量在水流方向的分力(n 为土的孔隙率)。
- (4) $(1-n)r_w L S \cos \alpha$: 土骨架重力对水流方向的分力。

(5) LST : 土骨架对水流的阻力, 其中 T 为单位阻力(kN)。

其中, r_w 为土的浸水容重(kN/m^3); h_1 为 A_1 处水柱的高度(m 或 cm); h_2 为 A_2 处水柱的高度(m 或 cm); α 为土层管倾角($^\circ$)。

由静力学平衡条件得

$$r_w h_1 S - r_w h_2 S + n r_w L S \cos \alpha + (1-n) r_w L S \cos \alpha - LST = 0$$

即

$$r_w h_1 - r_w h_2 + n r_w L \cos \alpha + (1-n) r_w L \cos \alpha - LT = 0$$

由图 2-1 可知

$$\cos \alpha = \frac{Z_1 - Z_2}{L}$$

从而得到

$$r_w [(h_1 + Z_1) - (h_2 + Z_2)] - LT = 0$$

又由图 2-1 可知

$$H_1 = h_1 + Z_1$$

$$H_2 = h_2 + Z_2$$

从而得到

$$r_w (H_1 - H_2) - LT = 0$$

推导出

$$T = r_w (H_1 - H_2) / L \quad (2-5)$$

式中, $(H_1 - H_2) / L$ 为水头差与渗透路程长度之比, 称为水力坡度, 以 i 表示, 因而式(2-5)可写成

$$T = r_w i$$

设水在土中渗流时, 对单位土体的压力为 G_D , 由作用力等于反作用力但方向相反的原理可知

$$G_D = -T = -r_w i \quad (2-6)$$

G_D 称为动水压力, 其单位为 kN/m^3 , 动水压力与水力坡度成正比, 即水头差 $H_1 - H_2$ 越大, G_D 也越大; 而渗透路线 L 越长, G_D 越小。动水压力的作用方向与水流方向相同。当水流在水位差作用下对土颗粒产生向上的压力时, 动水压力不但使土颗粒受到水的浮力, 而且还使土颗粒受到向上的压力, 当动水压力 G_D 等于或大于土的浸水重度 r'_w 时, 土颗粒会失去自重, 处于悬浮状态, 土的抗剪强度等于零, 土颗粒将随渗流的水一起流动, 这种现象称为流沙。在一定动水压力的作用下, 细颗粒、颗粒均匀、松散而饱和的土容易产生流沙现象。降低地下水位, 消除动水压力, 是防止流沙现象产生的重要措施之一。此外, 采用能阻挡地下水流的支护结构或采用冻结法等也能防止流沙产生。

2.2 降低地下水

在地下水位较高的地区开挖深基坑时, 土的含水层被切断, 地下水会不断地渗流入基坑内。为了保证施工的正常进行, 防止出现流沙、边坡失稳和地基承载能力下降的情况, 必须做好基坑的降水工作。对于深基坑即使已施工了支护结构, 且做了防水帷幕, 使得支护结构外面的地下水不能流入开挖的基坑内, 但施工时为了疏干基坑内土壤中含有的地下水, 便于

机械施工和提高被动土压力,提高支护结构的安全度,在软土地区多数仍需要降低地下水。

降水方法有集水井降水和井点降水两类。

(1)集水井降水。集水井降水属重力降水,是在开挖基坑时沿坑底周围开挖排水沟(最小纵向坡度为 0.2%~0.5%),每隔一定距离(最大 30~40 m)设集水井,使基坑内挖土时渗出的水经排水沟流向集水井,然后用水泵排出基坑。排水沟和集水井的截面尺寸取决于基坑的涌水量。但是,当基坑开挖深度较大,地下水的动水压力和土的组成有可能引起流沙、管涌、坑底隆起和边坡失稳时,则宜采用井点降水法。

(2)井点降水。井点降水是高地下水位地区基础工程施工的重要措施之一。它能克服流沙现象,稳定基坑边坡,降低承压水位,防止坑底隆起和加速土的固结,使位于天然地下水位以下的基础工程能在较干燥的施工环境中施工。美国在 1927 年即开始应用井点降水,多数国家是从 20 世纪 50 年代开始应用的。我国自 1952 年开始就将井点降水系统用于实际工程,目前已有较高的技术水平。

井点降水法有轻型井点法、喷射井点法和电渗井点法,此外,还有管井法和深井泵法。

2.2.1 轻型井点

1. 轻型井点的设备

轻型井点降低地下水位,是沿基坑周围以一定的间距埋入井管(下端为滤管),在地面上用水平铺设的集水总管将各井管连接起来,再于一定位置设置真空泵和离心泵,开动真空泵和离心泵后,地下水在真空吸力的作用下,经滤管进入井管,然后经集水总管排出,从而降低地下水位,如图 2-3 所示。

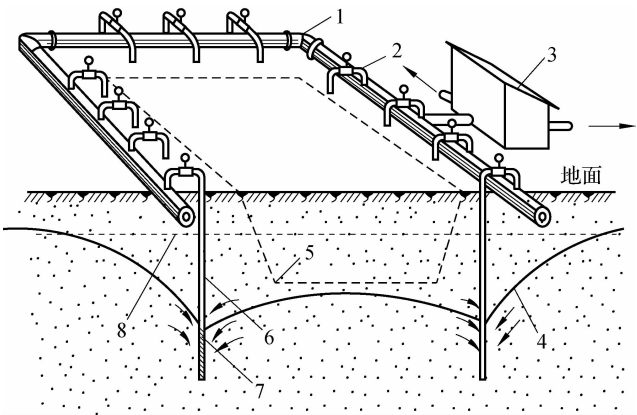


图 2-3 轻型井点降低地下水位

1—集水总管; 2—弯联管; 3—水泵房; 4—降水后的水位线; 5—基坑开挖深度线;
6—井管; 7—滤管; 8—原有地下水位线

轻型井点的设备主要包括:井管(下端为滤管)、集水总管、水泵和动力装置等。

1)井管(下端为滤管)

井管长 6 m,滤管长 1.0~1.2 m,井管与滤管用螺套连接。滤管的骨架管是外径为 38 mm 或 51 mm 的无缝钢管,管面上钻有 $\phi 12$ 的星棋状排列的滤孔,滤孔面积为滤管表面积的 20%~25%,骨架管外面包以两层孔径不同的塑料布滤网。为使水流畅通,在骨架管与滤网之间用梯形铅丝隔开,梯形铅丝沿骨架管绕成螺旋形。滤网外面再绕一层粗铁丝保护

网,滤管下端为铸铁塞头。

2)集水总管

集水总管是内径为 127 mm 的无缝钢管,每段长约 4 m,装有与井管连接用的短接头,间距为 0.8 m 或 1.2 m,集水总管与井点管用 90°弯头或塑料管连接。

3)根据水泵和动力设备

根据水泵和动力设备的不同,轻型井点分为干式真空泵井点、射流泵井点和隔膜泵井点。这三者用的设备不同,其所配用功率和能负担的总管长度亦不同,见表 2-1。

表 2-1 各种轻型井点的配用功率、井点根数及总管长度

轻型井点类别	配用功率/kW	井点根数/根	总管长度/m
干式真空泵井点	18.5	70~100	80~120
射流泵井点	22	25~40	30~50
隔膜泵井点	7.5	30~50	40~60

(1)干式真空泵井点。干式真空泵井点的抽水机组由干式真空泵、离心水泵和气水分离箱等组成,如图 2-4 所示。其主机的工作原理是:开动干式真空泵 21,将气水分离箱 15 内部抽成一定程度的真空,在真空吸力的作用下,地下水经滤管 1、井管 2 吸上,经弯管 3 和阀门 4 进入总管 5,再由此经过滤室 8,进一步过滤泥沙(以免其进入离心泵引起磨损),进入气水分离箱 15,气水分离箱内有一浮筒 13,它可沿中间导杆升降,当气水分离箱内的水多起来时,浮筒上升,此时开动离心泵 10,将气水分离箱内的水排出。为防止水进入干式真空泵,在真空泵与进水管 14 之间装一分水室 19。为对真空泵进行冷却,特设一冷却循环水泵 24。

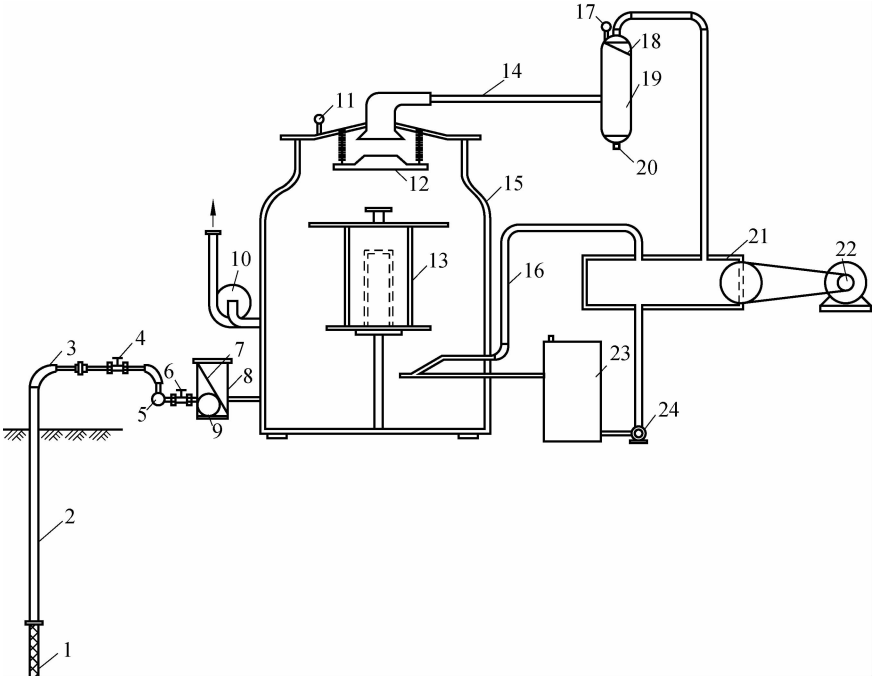


图 2-4 干式真空泵井点设备主机原理图

1—滤管; 2—井管; 3—弯管; 4—阀门; 5—总管; 6—总管阀门; 7—滤网; 8—过滤室; 9—掏砂孔; 10—离心泵; 11、17—真空计; 12—进气管阀门; 13—浮筒; 14—进水管; 15—气水分离箱; 16—冷却水管; 18—挡水板; 19—分水室; 20—放水口; 21—干式真空泵; 22—电动机; 23—冷却水箱; 24—冷却循环水泵

干式真空泵井点是我国应用最早的一种,对不同渗透系数的土具有较强的适应性,排水和排气能力较强。一套抽水机组通常设干式真空泵1台,离心水泵2台,2台离心水泵既可互相备用,又可在地下水量大时一起开泵排水。干式真空泵和离心水泵根据土的渗透系数和涌水量大小选用。常用的干式真空泵为W-IV型,其抽气速率为 $370\text{ m}^3/\text{h}$ 或 $200\text{ m}^3/\text{h}$ 。常用的离心水泵为BA型水泵,有多种型号(从2BA-6到8BA-25),根据需要选用。

(2)射流泵井点。射流泵井点由喷射扬水器(亦称喷嘴混合室)、BA型(或BL型)离心水泵和循环水箱组成,目前多用3BA-9型离心水泵,电动机功率为 7.5 kW 。射流泵能产生较高真空度,但排气量小,稍有漏气真空度就会下降,因此它带动的井点根数较少,且喷嘴易磨损,直径变大时效率降低,使用时保持水质清洁极为重要。但它耗电较少,重量轻,体积小,机动灵活。

(3)隔膜泵井点。隔膜泵井点是单根井点平均消耗功率最少的井点,它采用双缸隔膜泵,配 3 kW 电动机,机组构造简单。隔膜泵的底座安装应平整稳固,泵出水口的排水管应平接不得上弯,否则影响泵功能。隔膜泵内皮的碗易磨损,要注意安装质量。

2. 轻型井点的计算

轻型井点计算的目的是求出在规定的水位降低深度下每昼夜排出的地下水流量,以确定需要的抽水设备。

轻型井点的计算,受到许多不易确定的因素的影响,如水文地质因素和各种技术因素,故计算结果不可能十分精确。但如能仔细地分析水文地质资料和选用适当的数据及计算公式,则其误差一般可控制在一定范围内,在工程上应用是可以的。一些施工经验成熟的地区和单位,从实践中掌握了一定的规律,按一般常用的间距进行布置。但是对于多层井点系统、近河岸处的井点、渗透系数很大的井点以及非标准的井点系统,仔细地进行完整的计算还是十分必要的。

井点系统的计算是以水井理论为依据的。水井根据其井底是否到达不透水层,分为完整井与非完整井。井底到达不透水层的称为完整井,否则为非完整井。根据地下水有无压力,水井又有承压井与无压井(潜水井)之分。若水井布置在两层不透水层之间充满水的含水层内,因地下水具有一定的压力,则该井称为承压井;若水井布置在潜水层内,此种地下水无压力,则这种井称为无压井。各种类型井的涌水量的计算方法不同。

轻型井点系统的计算步骤为:确定井点系统的布置方式(平面布置和高程布置)—确定基坑的计算图形面积—计算涌水量—计算井管的数量和井距。

1) 确定井点系统的布置方式

井点系统的平面布置主要取决于基坑的平面形状和要求降低水位的深度。应尽可能将要施工的建筑物的各主要部分都包围在井点系统之内。开挖窄而长的沟槽时,可按线状井点布置,当沟槽宽度不大于 6 m ,水位降低又不大于 5 m 时,可用单排线状井点,布置在地下水流的上游一侧,两端适当加以延伸(一般不小于沟槽宽度)。如沟槽宽度大于 6 m ,或土质不良,宜用双排线状井点。面积较大的基坑宜用环状井点(见图2-5),有时亦可布置成U形。环状井点的四角部分应适当加密,井管距离基坑壁一般不小于 0.5 m ,以防漏气。

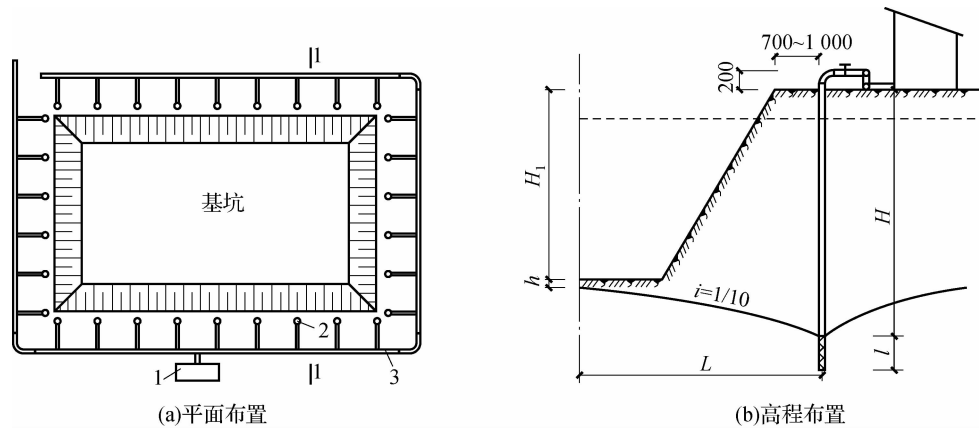


图 2-5 环状井点

1—泵站；2—井管；3—总管

井管的埋设深度(不包括滤管)按式(2-7)计算。

$$H \geq H_1 + h + iL \quad (2-7)$$

式中, H_1 为井管埋设面至基坑底的距离(m); h 为基坑轴线上降低后的地下水位至基坑底的距离,一般不小于 0.5 m; i 为水力梯度,环状井点为 1/10,单排线状井点为 1/5; L 为井管至基坑轴线的水平距离(m)。

此外,在确定井管埋设深度时,还要考虑到井管一般要露出地面 0.2 m 左右。

如算出的 H 值大于井管长度,地下水位如距离地面较深,则可设法降低总管的标高,使其接近地下水位。否则,则表示一层井点达不到规定的降水深度,应改用两层井点,或改用喷射井点。

2) 确定基坑的计算图形面积

井点系统布置方案确定以后,在计算之前尚需确定计算图形的面积。因为目前用来计算轻型井点的公式都有一定的适用条件,如矩形基坑的长宽比大于 5,或基坑宽度大于 2 倍的抽水影响半径时,都不能直接利用现有公式进行计算。遇此情况,就需要将基坑分成几小块,使其符合计算公式的适用条件,然后分别计算各小块的涌水量,再进行相加即得总涌水量。

3) 计算涌水量

(1) 单井涌水量计算。井点系统的理论计算是以法国水力学家裘布依 1857 年提出的水井理论为基础的。该水井理论的基本假定是:抽水井内水头上一致;在半径为 R 的圆柱面上保持常水头;抽水前地下水是静止的,即天然水力坡度为零;对于承压水,顶板、底板是隔水的;对于潜水,井边水力坡度不大于 1/4,底板是隔水的,含水层是匀质水平的。

根据该水井理论,当均匀地在井内抽水时,井内水位开始下降,而周围含水层中的潜水流向水位降低处。经过一定的抽水时间后,井周围原有的水面就由水平变为弯曲,最后这个曲线渐趋稳定,成为向井倾斜的水位降落漏斗。如图 2-6 所示为无压完整井抽水时水位的变化情况。当含水层为匀质构造,原地下水位为水平时,其水位降落漏斗为形状规则的旋转面,其轴线与井轴重合。在剖面图上,流线是一些曲线,这些曲线在上部与降落漏斗曲线近乎平行,而下部则与不透水层顶面近乎平行。

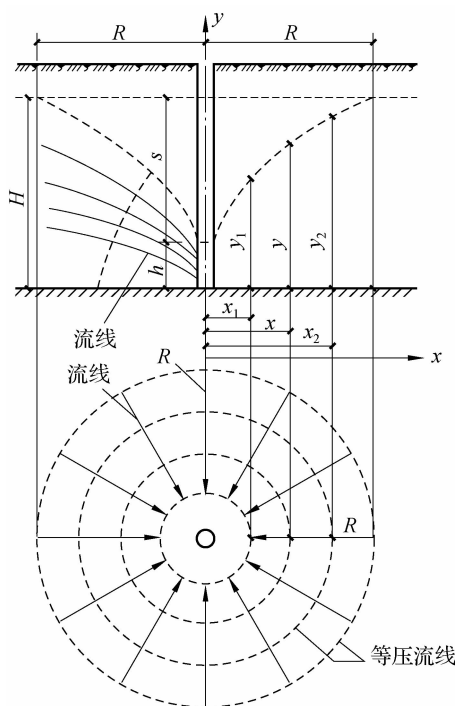


图 2-6 无压完整井抽水时水位的变化情况

按照以上假定,根据达西定律,取不透水层基底为 x 轴,取井轴为 y 轴,就可以求出流向井中的水流,对于任意横剖面为

$$w=2\pi xy \quad (2-8)$$

式中, w 为水流的横断面面积,取铅直的圆柱面作为水流断面面积(m^2); x 为由井中心至边缘的距离,即圆柱的半径(m); y 为由不透水层到距中心距离为 x 处曲线上的高度(m)。

该断面上的水力坡度为

$$i=\frac{dy}{dx} \quad (2-9)$$

将式(2-8)和式(2-9)代入达西公式,即得到裘布依微分方程。

$$Q=Qv=QKi=QK \frac{dy}{dx} \quad (2-10)$$

式中, v 为渗透速度(m/d 或 cm/s); K 为渗透系数(m/d 或 cm/s); Q 为井的涌水量(m^3/d 或 cm^3/s)。

将式(2-8)代入式(2-10)得

$$Q=2\pi xyK \frac{dy}{dx}$$

积分后得

$$y^2=\frac{Q}{\pi K}\ln x+C$$

取坐标为 (x_1, y_1) 、 (x_2, y_2) 的两点,则可写成

$$y_1^2=\frac{Q}{\pi K}\ln x_1+C$$

$$y_2^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln x_2 + C$$

因此可得

$$y_2^2 - y_1^2 = \frac{Q}{\pi K} (\ln x_2 - \ln x_1) = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{x_2}{x_1}$$

设 $x_1 = r, y_1 = h, x_2 = R, y_2 = H$, 则得

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r}$$

即

$$Q = \pi K \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{R}{r}} \quad (2-11)$$

将 $\pi = 3.14, h = H - s$ 代入式(2-11), 并用常用对数代替自然对数, 其中 s 为井中水位降低值, 则得无压完整井的涌水量计算公式为

$$\begin{aligned} Q &= 1.366K \frac{H^2 - h^2}{\lg \frac{R}{r}} \\ &= 1.366K \frac{(H+h)(H-h)}{\lg \frac{R}{r}} \\ &= 1.366K \frac{(2H-s)s}{\lg \frac{R}{r}} \\ &= 1.366K \frac{(2H-s)s}{\lg R - \lg r} \end{aligned} \quad (2-12)$$

但是, 在轻型井点系统中各井点是布置在基坑周围的, 是从许多井点中同时抽水的, 因而各单井的水位降落漏斗会相互干扰, 为此必须考虑群井的相互作用, 但其总涌水量并不等于各个单井涌水量之和。

(2) 群井涌水量计算。如果有几个相互之间距离在影响半径范围内的井点同时抽水, 水位降落会发生干扰现象, 因而各个单井的实际涌水量比计算得到的要小, 但总的水位降低值却大于单个井点抽水时的水位降低值, 这种情况对于以疏导为主要目的的基坑施工是有利的。如果各井点设在同一个圆周上, 则

$$Q = 1.366K \frac{(2H-s)s}{\lg R - \lg x_0} \quad (2-13)$$

式中, x_0 为基坑假想半径(m)。

对于无压非完整井, 地下潜水不仅从井的侧面流入, 还从井底渗入。无压非完整井井点系统涌水量的计算公式为

$$Q = 1.366K \frac{(2H_0-s)s}{\lg R - \lg r} \quad (2-14)$$

对于承压井, 如果地下水的运动为层流, 含水层上下两个透水层是水平的, 含水层厚度为 M , 且井中水深 $H > M$, 则承压完整井井点系统的涌水量计算公式为

$$Q = 2.73 \frac{KM_s}{\lg R - \lg r} \quad (2-15)$$

而承压非完整井井点系统的涌水量计算公式为

$$Q=2.73 \frac{KM_s}{\lg R-\lg r} r \sqrt{\frac{M}{l+0.5r}} \sqrt{\frac{2M-l}{M}} \quad (2-16)$$

在应用上述基本公式时,需要首先确定 x_0 、 R 、 K 、 H_0 。

①基坑假想半径 x_0 。对于矩形基坑,当其长宽比不大于 5 时,可将其转化成一个假想半径为 x_0 的圆形井进行计算,即

$$x_0=\sqrt{\frac{F}{\pi}} \quad (2-17)$$

式中, F 为基坑井点管所包围的面积(m^2)。

②抽水影响半径 R 和渗透系数 K 。井点系统抽水后,地下水因受到影响而形成降落曲线,从开始形成降落曲线到最后稳定,要经过一定的时间,时间的长短取决于土颗粒的组成。降落曲线稳定时的影响半径,即为计算的抽水影响半径 R 。一般在水泵的出水稳定后,再经过 1~5 d 降落曲线就会达到稳定。计算抽水影响半径 R 的公式很多,常用的计算公式为

$$R=575s \sqrt{HK} \quad (2-18)$$

式中, K 为渗透系数(m/s)。关于 K 值,最好通过扬水试验确定,否则只能根据土质参考已有的数据确定。

③抽水影响深度 H_0 。计算无压非完整井的涌水量时,需事先确定 H_0 值。因为在非完整井中抽水时,影响不到蓄水层的全部深度,只能影响到一定深度。 H_0 值可根据表 2-2 确定。

表 2-2 抽水影响深度 H_0

$s/(s+l)$	0.2	0.3	0.4	0.5
H_0	$1.3/(s+l)$	$1.5/(s+l)$	$1.7/(s+l)$	$1.85/(s+l)$

4) 计算井管的数量和井距

在上述各种数据确定后,即可根据井点系统的涌水量和单根井管的抽水能力,确定井管的数量和井距。单根井管的抽水能力按式(2-19)计算。

$$\begin{aligned} q &= 2\pi r_c l v \\ &= 2\pi r_c l \times 65 \sqrt[3]{K} \\ &= 130\pi r_c l \sqrt[3]{K} \end{aligned} \quad (2-19)$$

式中, q 为单根井管的极限涌水量(m^3/d); r_c 为滤管的半径(m); l 为滤管的长度(m); v 为滤管的极限速度(m/s); K 为土的渗透系数(m/d)。

由此,可求得井管的数量为

$$n'=1.1 \frac{Q}{q} \quad (2-20)$$

井管的平均间距为

$$b=\frac{2(L+B)}{n} \quad (2-21)$$

式中, L 、 B 为矩形井点系统的长度(m)和宽度(m)。

2.2.2 喷射井点

当降水深度超过 6 m 时,一层轻型井点已不能收到预期效果,此时需要采用多级轻型井点。但这样就会增大基坑挖土量、增加设备用量和延长工期。为此,可考虑采用喷射井点。

1. 喷射井点的工作原理

喷射井点用作深层降水时,其一层井点可把地下水降低 8~20 m,甚至 20 m 以下。喷射井点的主要工作部件是喷射井管内管底端的扬水装置——喷嘴和混合室,如图 2-7 所示。当喷射井点工作时,由地面高压离心水泵供应的高压工作水,经过内外管之间的环形空间直达底端,在此处高压工作水由特制内管的两侧进水孔进入至喷嘴喷出,在喷嘴处由于过水断面突然收缩变小,使工作水流具有极高的流速(30~60 m/s),在喷口附近造成负压(形成真空),因而将地下水经滤管吸入,吸入的地下水在混合室与工作水混合,然后进入扩散室,水流从动能逐渐转变为位能,即水流的流速相对变小,而水流压力相对增大,把地下水连同工作水一起扬升出地面,经排水管道系统排至集水池或水箱,由此再用排水泵排出。

喷射井点有喷水井点和喷气井点之分,它们的工作原理相同,只是工作流体不同。前者以压力水作为工作流体,后者以压缩空气作为工作流体。

2. 喷射井点的构造设计

在渗透系数大的土层中,由于土的透水性能好,地下水流向井点的流量大,因此在进行喷射井点系统设计时,要想有效地降低地下水位,主要应解决的问题是如何增大单井的抽水能力。而在渗透系数小的土层中,由于渗透水流非常缓慢,水难以从土层中渗出,因而要解决的主要问题不是提高单井的抽水能力,而是如何把地下水从土层中更快地聚集到井点管内,即要在井点管内形成最大限度的真空度,使之有较大的抽气能力。

喷射井点管单井的抽水、抽气能力,主要取决于喷嘴直径的大小、喷嘴直径与混合室直径之比、混合室的长度等。

3. 喷射井点的布置与使用

采用喷射井点时,当基坑宽度小于 10 m 时可单排布置,大于 10 m 时则应双排布置。当基坑面积较大时,宜环形布置。井点间距一般为 2~3 m。埋设时,冲孔直径为 400~600 mm,深度应大于滤管底 1 m 以上。

利用喷射井降低地下水位时,扬水装置的加工质量和精度非常重要。如喷嘴的直径加工不精确,尺寸太大,则工作水流需要增加,否则真空度将降低,影响抽水效果。如果喷嘴、混合室和扩散室的轴线不重合,产生偏差,则不但会降低真空度,而且由于水力冲刷,磨损较快,需经常更换,会给施工带来麻烦。

此外,工作水要干净,不得含泥沙和其他杂物,尤其在工作初期更应注意保证工作水的干净,因为工作初期抽出的地下水可能较混浊,如不经过很好的沉淀即用作工作水,会使喷嘴、混合室等部位很快磨损。如果扬水装置已磨损,应在使用前及时更换。

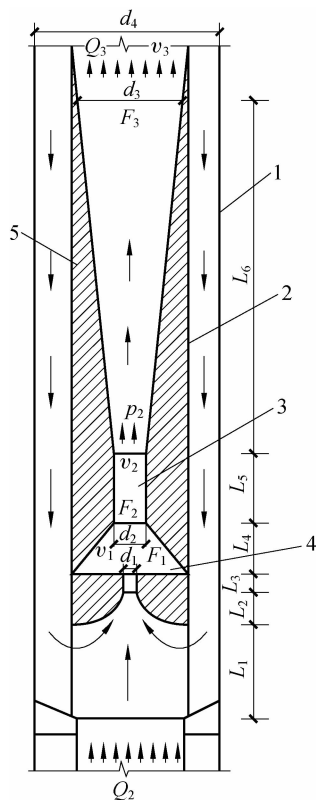


图 2-7 喷射井点扬水装置(喷嘴和混合室)的构造

1—喷射井点外管；2—扩散室；3—混合室；4—喷嘴；5—喷射井点内管； L_1 —喷射井点内管底端两侧进水孔高度； L_2 —喷嘴颈缩部分长度； L_3 —喷嘴圆柱部分长度； L_4 —喷嘴口至混合室距离； L_5 —混合室长度； L_6 —扩散室长度； d_1 —喷嘴直径； d_2 —混合室直径； d_3 —喷射井点内管直径； d_4 —喷射井点外管直径； Q_2 —工作水加吸入水的流量； p_2 —混合室末端扬升压力(MPa)； F_1 —喷嘴断面积； F_2 —混合室断面积； F_3 —喷射井点内管断面积； v_1 —工作水从喷嘴喷出时的流速； v_2 —工作水与吸入水在混合室的流速； v_3 —工作水与吸入水排出时的流速

2.2.3 电渗井点

电渗井点是在降水井点管的内侧打入金属棒(钢筋、钢管等)，连以导线。以井点管为阴极，金属棒为阳极，通入直流电后，土颗粒自阴极向阳极移动，称电泳现象，使土体固结；地下水自阳极向阴极移动，称电渗现象，使软土地基易于排水。电渗井点用于渗透系数小于0.1 m/d的土层。

电渗井点是以轻型井点管或喷射井点管作为阴极， $\phi 20 \sim \phi 25$ 的钢筋或 $\phi 50 \sim \phi 75$ 的钢管为阳极，埋设在井点管内侧，与阴极并列或交错排列。当用轻型井点时，两者的距离为0.8~1.0 m；当用喷射井点时为1.2~1.5 m。阳极入土深度应比井点管深500 mm，露出地面200~400 mm。阴、阳极数量相等，分别用电线联成通路，连接到直流发电机或直流电焊机的相应电极上。

电渗井点降水的工作电压不宜大于60 V，土中通电的电流密度宜为0.5~1.0 A/m²。为避免大部分电流从土表面通过，降低电渗效果，通电前应清除阴阳极间地面上的导电物，使地面保持干燥，如涂一层沥青则绝缘效果更好。通电时，为消除由于电解作用产生的气体积聚在电极附近的现象，使土体电阻增大，加大电能消耗，宜采用间隔通电法，即每通电

24 h, 停电 2~3 h。在降水过程中, 应量测和记录电压、电流密度、耗电量及水位变化。

2.2.4 管井法

管井法是围绕开挖的基坑每隔一定距离(20~50 m)设置一个管井, 每个管井单独用一台水泵(离心泵、潜水泵)进行抽水, 以降低地下水位。它适用于土渗透系数较大($K=20\sim 200$ m/d)、地下水量大的土层。

当降水深度更大, 在管井内用一般的水泵降水不能满足要求时, 可改用特制的深井泵, 即采用深井泵法。近年来, 我国在软土地区深基坑工程中采用的带真空设备的深井泵在渗透系数较小的淤泥质黏土中也能应用, 可进行深层降水, 并取得较好效果, 在上海地区应用广泛。降水方法和设备的选择取决于降水深度、土的渗透系数、工程特点和技术经济指标。

2.2.5 深井泵井点

深井泵井点降水是在深基坑周围埋设深于基底的井管, 依靠深井泵或深井潜水泵将地下水从深井内扬升到地面排出, 使地下水位降至坑底以下。电动机安装在地面上, 通过长轴传动使深井内的水泵叶轮旋转, 这种水泵叫作深井泵。而电动机和水泵均淹没在深井内工作的则称为深井潜水泵。

深井泵井点降水具有排水量大、降水深、不受吸程限制、井距大等优点。但其一次性投资大, 成孔质量要求高。深井泵井点降水适用于渗透系数较大(10~250 m/d), 土质为砂土、碎石土, 地下水丰富, 降水深(10~50 m), 面积大的情况。带真空的深井泵是近年来在上海等地区应用较多的一种深层降水设备。每一个深井泵井点由井管和滤头组成, 除单独配备一台电动机带动水泵外, 还配备一台真空泵, 真空泵开动后, 可使井管内及井点周围形成部分真空, 可增加流向井点的水力梯度并改善周围土的排水性, 使得深井泵井点降水在低渗透性的粉砂、粉土和淤泥质黏土中也能适用。真空深井泵井点的降水深度可达 8~18 m, 每个井点的降水服务范围在软土中可达 200 m² 左右。

1. 深井泵井点系统的设备

深井泵井点系统的设备由深井、井管、深井潜水泵和集水井等组成, 其构造如图 2-8 所示。

1) 井管

井管由滤水管、吸水管和沉砂管三部分组成, 它可用钢管或混凝土管制成, 管径一般为 300~375 mm, 内径应比潜水泵外径大 50 mm。

(1) 滤水管。在降水过程中, 滤水管的滤网将土、砂颗粒过滤在管外, 使清水流入管内。滤水管的长度取决于含水层的厚度、透水层的渗透速度及降水速度, 一般为 3~9 m。通常在钢管上分三段抽条(或开孔), 在抽条(或开孔)后的管壁上焊 $\phi 6$ 的垫筋, 在垫筋外缠绕 12 号铁丝, 呈螺旋形状, 螺距为 1 mm 并与垫筋用锡焊焊牢, 或外包 10 孔/cm² 和 41 孔/cm² 镀锌铁丝网各两层或外包尼龙网。简易深井也可采用钢筋笼作井管, 用 4~8 根 $\phi 12\sim\phi 16$ 钢筋作主筋, 外设 $\phi 6\sim 12@150\sim 250$ mm 钢筋箍筋, 并在内部设 $\phi 16@300\sim 500$ mm 加强箍, 主筋与箍筋、加强筋之间点焊连接形成骨架, 外包孔眼为 1 mm×1 mm 和 5 mm×5 mm 的铁丝网; 也可以在主筋上外缠 8 号铁丝, 间距为 2~3 mm, 与主筋点焊固定, 外包 14 目尼龙网; 或沿钢筋骨架周边绑扎竹片或细竹竿, 外包草帘、草袋各一层, 用 12 号铁丝扎紧。钢筋笼每节长 8 m, 纵筋比井笼长 300 mm, 以便接长, 钢筋笼直径比井孔每边小 200 mm。

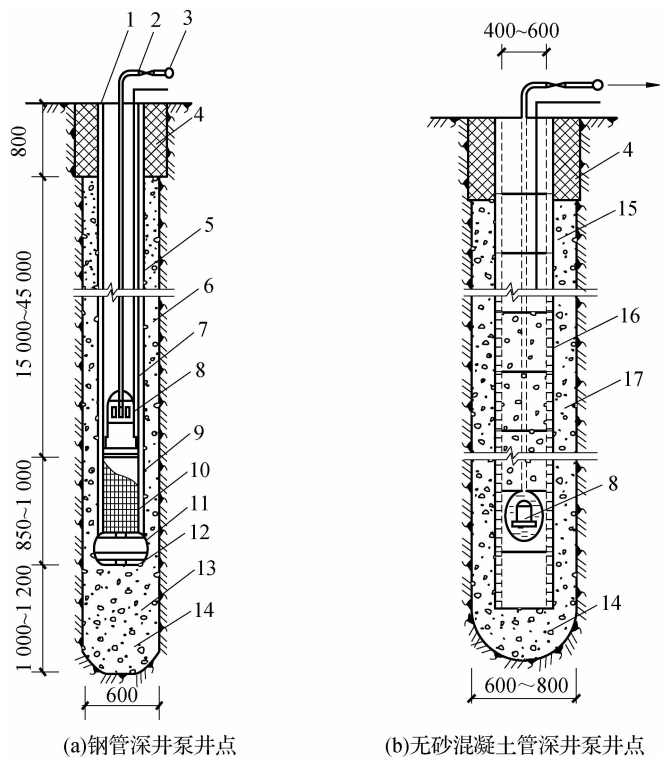


图 2-8 深井泵井点的构造

1—钢板井盖；2—出水管；3—出水总管；4—黏土封口；5—电缆；6—小砾石或中粗砂；7—直径 300~375 mm 井管；8—潜水泵；9—过滤段(内填碎石)；10—滤网；11—导向段；12—开孔底板(下铺滤网)；13—中粗砂；14—井孔；15—沉砂管(混凝土实管)；16—无砂混凝土过滤管；17—小砾石

深井泵井点滤水管的构造如图 2-9 所示。

当土质较好,深度在 15 m 以内时,也可以采用外径为 380~600 mm、壁厚为 50~60 mm、长度为 1.2~1.5 m 的无砂混凝土管作为滤水管。

(2)吸水管。吸水管连接滤水管,起挡土、贮水作用,采用与滤水管同直径的实钢管制成。

(3)沉砂管。在降水过程中,沉砂管用于沉淀少量进入滤水管的砂粒,一般采用与滤水管同直径的钢管,下端用钢板封底。

2)水泵

水泵的选用取决于地下水位的降深和排水量,可选用深井潜水泵或深井泵。水泵的出水量应大于设计值的 20%~30%。每口井配一台水泵,并带吸水管,同时配上一个控制井内水位的自动开关,井口安装一个阀门以便调节流量。另外,每个基坑井点群应有两台备用泵。

2. 深井泵井点的布置

深井泵井点的布置视基坑面积而定,一般每 200~250 m² 设一个深井泵井点,布置时既要避开内支撑,又要靠近支撑以便挖土时加以固定。井点的排水口应离开坑边一定距离,防

止排出水回渗流入坑内。

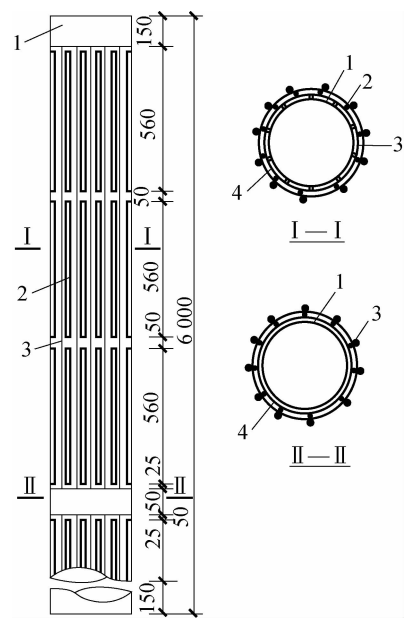


图 2-9 深井泵井点滤水管的构造

1—钢管；2—抽条或开孔；3—直径 6 mm 垫筋；4—缠绕 12 号铁线

井点滤水管宜设置在透水性较好的土层中,并深入到透水层 6~9 m,通常还应比所需降水的深度深 6~8 m。安装水泵时应按设计要求置于预定深度,水泵吸水口应始终能保持在动水位以下,且应高于井底 1 m 以上。

1) 施工工艺流程

深井泵井点施工工艺流程如图 2-10 所示。

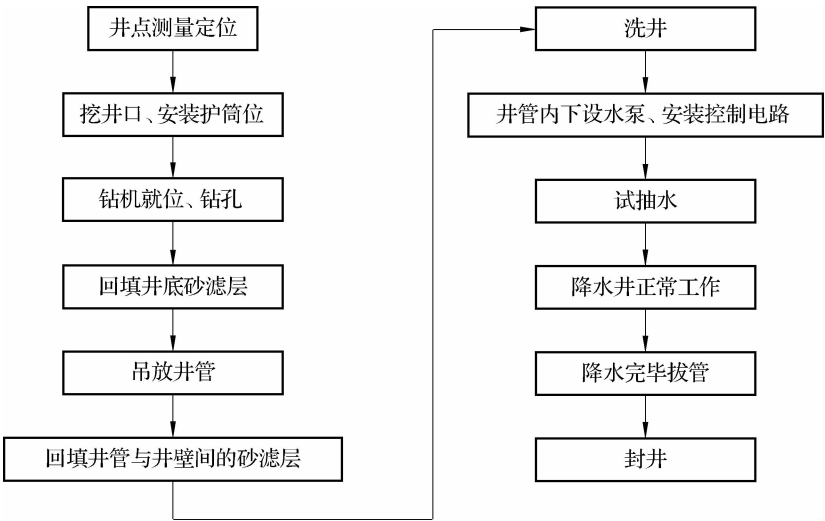


图 2-10 深井泵井点施工工艺流程

2) 井点埋设的注意事项

(1) 成孔。成孔时要注意保证井孔垂直,也要注意保护井壁、井口,防止坍塌;要注意保证钻孔深度;还要注意井管沉放前一定要清孔。成孔可根据土质条件和孔深要求,采用冲击钻、回转钻或潜水电钻钻孔;若有可能,也可利用少量用于护壁的人工挖孔桩作临时性降水深井。钻机钻杆应垂直钻进,以保证成孔垂直,这样,井管安设时才能居中,滤料厚度才能一致。在软土中成孔,一般要用泥浆护壁,孔口还要设置护筒,以防坍塌。钻孔深度要达到透水层,一般宜深入透水层 6~9 m,在不设沉砂管时,钻孔深度应适当加深,加深值应比抽水期间可能沉积的泥沙高度略大。

深井井管沉放前应清底,一般用压缩空气洗井或用吊筒上下取出泥渣,也可采用压缩空气与潜水泵联合洗井。清底排渣后,要复测井孔的实际深度和井底沉淀物的厚度。保证它们达到设计要求。

(2) 安设井管、填充滤料。井管下放时,将预先制作好的井管用吊车或三脚架借助卷扬机分段下放,钢管要分段焊接,一直下到井底。井管安放应力求垂直并位于井孔中间,管顶部比自然地面高出约 500 mm。当采用无砂混凝土管作为井管时,可在成孔完成后,逐节沉入无砂混凝土管,外壁绑上长竹片作导向,使接头对正。井管的滤水管部分应放置在透水层的适当范围内。

井管沉入后,要及时在井管与孔壁间填充沙砾滤料。滤料宜选用磨圆度较好的硬质岩石,不应采用棱角状石渣料、风化料或其他黏土质岩石。滤料规格应按照土层的实际情况选用,粒径还应大于滤网的孔径。沙砾滤料必须符合级配要求,要将设计沙砾规格上、下限以外的颗粒筛除,合格率要大于 90%,杂质含量不大于 3%。应用铁锹下料,避免沙砾分层不均匀和冲歪井管,填滤料要一次连续完成,从井底填到井口下 1 m 左右,然后在上部用黏土封口。

(3) 洗井。井管与孔壁间填充沙砾滤料后,安设水泵前应按规定清洗滤井,冲除沉渣。采用泥浆护壁钻孔的深井,还要通过洗井来清除遗留的泥浆和孔壁泥皮;否则会使地下水向井内渗透的通道不畅,严重影响单井降水能力,所以要把好洗井的质量关。

洗井一般采用压缩空气法,其原理是当压缩空气通到井管下部时,井管内部为密度小于 1 的气水混合物,而井管外为密度大于 1 的泥水混合物,这样井管内外形成压力差,井管外的泥水混合物在压力差的作用下流进管内,于是井管内的气水混合物就变成了气、水、土三相混合物,其密度随着掺气量的增加而降低,三相混合物不断被带出井外,滤料中的泥土成分则越来越少,直至清洁干净。洗井应在填好滤料并封口后尽快进行,以免时间过长,护壁泥浆逐渐硬化而难以破坏。

(4) 安设水泵。潜水泵在安装前,应对水泵本身和控制系统进行一次全面检查。检查的项目包括:检验电动机的旋转方向,各部位螺栓是否拧紧,润滑油是否加足,电缆接头的封口有无松动,电缆线有无破坏折断等。然后在地面上运转 3~5 min,如无问题,方可放入井内使用。深井内的潜水泵可用绳索或吊车吊入,电泵上部应与井管口固定。每台泵应设置一个控制开关,主电源线沿深井排水管路设置。

深井泵的电动机安装在地面上,机座应安设平稳,电动机严禁逆转,为此宜设置转向逆止阀,以防转动轴解体。深井泵的吸水口宜高于井底 1 m 以上,以保证吸水畅通。水泵安设完毕后应进行试抽水,满足要求后转入正常工作。

3) 使用阶段的注意事项

(1) 基坑内井点应同时抽水,使水位差控制在要求范围内。

(2) 加强水位监测,特别是靠近已有建(构)筑物的深井泵井点,宜在建(构)筑物附近设观测井,水位差过大时,应立即采取补救措施,如设置回灌井点等。

(3) 防止排出的地下水回渗而流入基坑。

(4) 潜水泵在运行时要注意检查电缆线是否和井壁相碰,以防磨损后水沿电缆芯渗入电动机内。应定期检查潜水泵密封的可靠性,以保证正常运转。

(5) 位于基坑内的深井泵井点,由于井管较长,挖土至一定深度后,井管应与附近的支护结构支撑或立柱等连接,予以固定。在挖土过程中,要注意保护深井泵,避免被挖土机撞击。

(6) 当基坑底部有不透水层时,为排除上层地下水,可采用砂井配合深井降水。下层水及部分上层水通过深井抽水降至预定水位线,剩余上层水通过砂井渗入到下层土中,从而达到较快降水的目的。砂井成孔后,用粒径为 5 mm 的砾料与粗砂各 50% 混合填充砂井深度至不透水层以下 1.0~1.5 m,砂井滤料填至不透水层以上 2~3 m,间距一般为 0.8~2.0 m。

(7) 井管使用完毕后,应将其拔出。拔除井管后的孔洞,应立即用砂土填实;对于穿过不透水层进入承压含水层的井管,将其拔出后应用黏土球将孔洞填衬封死,杜绝井管位置发生管涌。用于坑内降水的深井,也可以在基础底板浇筑后,将埋入底板的井管段封死,将上部井管割除。

2.3 井点降水预防周围地面沉降的措施

在井点降水过程中,由于会随水流带出部分细微土粒,再加上降水后土层的含水量会降低,使土产生固结,因而会引起周围地面的沉降。这对在周围建筑物密集的地区施工,会带来较严重的后果。为此,施工中常采用以下一些措施来防止周围地面产生沉降。

1. 截水帷幕

当基坑外降水可能会危及基坑和周边环境的安全时,宜采用截水的方法来控制地下水。深基坑的截水常采用截水帷幕,它是在深基坑开挖之前,沿深基坑四周设置隔水维护壁(亦称截水帷幕)。截水帷幕的类型有水泥土搅拌桩挡墙、高压旋喷桩挡墙、地下连续墙挡墙等,它们往往不只是为了挡水,常常也作为基坑的支护结构用来挡土。

当地下含水层的渗透性较强、厚度较大时,可采用侧向截水与坑内井点降水相结合或侧向截水与水平封底相结合的方法来防止周围地面产生沉降。水平封底可采用化学注浆法与旋喷注浆法。

2. 回灌井点技术

井点降水对周围建(构)筑物的影响是由于周围地下水流失造成的。回灌井点就是在降水井点和要保护的原有建(构)筑物之间打一排井点,在降水的同时,向土层内灌入一定数量的水,形成一道隔水帷幕,从而阻止或减少回灌井点外侧建(构)筑物下地下水的流失,使地下水位基本保持不变,这样就不会因降水而使地基的自重应力增加导致地面沉降。

回灌井点可采用一般井点降水的设备和技术,仅增加回灌水箱、闸阀和水表等少量设备,一般易被施工单位掌握,目前已有很多成功的实例,下面举一实例加以介绍。

上海友谊商店的平面尺寸为 $68\text{ m}\times 36\text{ m}$,筏基,基坑挖深近 5 m ,相距 10 m 处有20世纪30年代建造的5层电台大楼,亦为筏基。该处表层为厚 $2\sim 3\text{ m}$ 的褐黄色砂质粉土,下为厚约 6 m 的灰色砂质粉土。施工时为防止产生流沙而采用了井点降水,为防止邻近的电台大楼产生过大的沉降,在电台大楼与友谊商店之间埋设了一排长度为 8 m 的回灌井管,注水压力约为 0.05 MPa 。结果在降水开挖基坑到基础工程完成的 136 d 中,实测电台大楼的平均沉降值只有 $3\sim 4\text{ mm}$,最大沉降值为 7 mm ,最小处为零。友谊商店在降水施工过程中未对电台大楼产生有害的影响,证明回灌井点是有效的。

3. 砂沟、砂井回灌

在降水井点与被保护建(构)筑物之间设置砂井作为回灌井,沿砂井布一道砂沟,将井点抽出水,适时、适量地排入砂沟,再经砂井回灌到地下,实践证明也能收到良好的效果。例如,上海花园饭店工程,在挖深达 8.5 m 的电梯井基坑施工中采用此法回灌,周围的建筑物也未因降水影响而产生沉降和开裂。

另外,将降水井点布置在支护结构内侧,由于支护结构有阻水作用,亦能减少降水对坑外邻近建(构)筑物产生有害的影响。

4. 减缓降水速度

在砂质粉土中降水影响范围可达 80 m 以上,降水曲线较平缓,为此可将井点管加长,使降水速度减缓,防止产生不均匀沉降。亦可在井点系统降水过程中,调整离心泵阀,降低抽水速度。还可在邻近被保护建(构)筑物一侧,将井点管间距加大,需要时甚至停止抽水。

工程案例 莘庄镇 80 号地块商品住宅 B 区 基坑降水方案

1. 工程概况

拟建莘庄镇 80 号地块商品住宅工程 B 区基坑位于闵行区春申路、芒市路,为两层地下室。

2. 本方案的编制依据

- (1)《建筑与市政降水工程技术规范》(JGJ/T 111—1998)。
- (2)《基坑工程设计规程》(DBJ 08—61—1997)。
- (3)《建筑地基基础工程施工质量验收规范》(GB 50202—2002)。
- (4)拟建莘庄镇 80 号地块商品住宅工程 B 区基坑围护、加固设计平面图。
- (5)拟建莘庄镇 80 号地块商品住宅工程 B 区基坑剖面图。
- (6)拟建莘庄镇 80 号地块商品住宅工程 B 区基坑拟建场地岩土工程勘察报告。

3. 降水设计的有关参数

(1)基坑开挖深度。

①地下室底板开挖面的相对标高为-11.35 m,相对深度为 8.90 m。

②承台底面开挖的相对标高为-12.15 m、-11.95 m,相对深度为 9.70 m、9.50 m。

③集水井开挖面的相对标高为-11.25 m、-11.75 m,相对深度为 8.80 m、9.30 m。

④深坑区开挖面的相对标高为-12.75 m、-12.25 m,相对深度为 10.30 m、9.80 m。

⑤由于本次深坑开挖区的面积占整个基坑开挖面积的比例很小,因此本次降水设计以承台开挖面的标高为准。

(2)基坑开挖面积。开挖面积约为 6 200 m²。

(3)基坑围护情况。基坑围护深度为 22.00 m。基坑开挖设两道钢筋混凝土支撑。

(4)标高的确定。本方案中的地面相对标高为-2.45 m,方案中所涉及的深度均以此为准。

4. 地质条件

1)地层情况

拟建地段位于长江三角洲入海口滨海平原,根据勘查报告提供的有关资料,本场地地貌类型属于上海地区四大地貌单元中的滨海平原类型,地势较为平坦。本拟建地段勘查深度范围内遇到的地基土均属第四纪松散沉积物。在勘查深度范围内(30~40 m)遇到的地基土,按其结构特征、地层成因、土性不同和物理力学性质上的差异可划分为六层,各层又可分为不同的亚层。地层详细分布情况见表 2-3。

表 2-3 地层详细分布情况

层序	地层名称	层底标高/m	层厚/m	渗透系数/(cm·s ⁻¹)	湿度
①1	杂填土	2.82	1.59	—	—
①2	浜填土	0.86	1.68	—	—
②1	褐黄~灰黄色粉质黏土	0.72	2.17	1.00E-05	湿
②3	灰色砂质粉土	-1.41	2.14	1.54E-04	饱和
③1	灰色淤泥质粉质黏土	-6.60	5.19	1.00E-05	很湿
③2	灰色黏质粉土夹粉质黏土	-9.55	2.59	—	—
⑤1-a	灰色黏土	-17.16	7.61	4.00E-06	很湿
⑤1-b	灰色粉质黏土	-21.04	3.88	2.00E-05	湿
⑥	暗绿~草黄色黏土	-26.33	5.29	—	湿
⑦1a	草黄粉砂	-28.63	12.47	—	饱和
⑦1b	灰黄色粉砂	未钻穿	4.07	—	很湿

2)水文地质条件

根据上述地层情况,本场地浅部地下水属潜水类型,补给来源主要为大气降水与地表径流,水位动态为气象型。

根据勘察报告提供的资料,勘察期间测得的地下水埋深为 0.4~2.0 m。本次降水设计

取 0.5 m。根据地层情况,基坑开挖深度范围内以流塑状黏性土为主。各土层具有含水量高、孔隙比大、压缩性高、强度低及渗透性差的特点,受震动易触变,受压易沉降变形,因而具有较大的流变特性。

5. 降水目的

根据地质条件、工程的基坑开挖及基础底板结构施工的要求,本次降水的目的是:通过降水及时降低基坑开挖范围内土层的含水量,防止流沙等不良现象的发生,满足基坑开挖施工的要求。

在本场地上海地区普遍存在的第⑦层承压含水层,按上海地区最不利因素承压水水位埋深在地面以下 3.00 m,按上海市工程建设规范《基坑工程设计规程》(DBJ 08—61—1997)中第 7.1.11 条公式 $K_y = P_{cz} / P_{wy}$ (K_y 为坑底抗承压水头的稳定性安全系数; P_{cz} 为基坑开挖面以下至承压水顶板间覆土的自重压力; P_{wy} 为承压水的水头压力)估算,其坑底抗承压水头的稳定性安全系数 K_y 在此最不利点的值大于 1.05 的安全系数要求,故在基坑开挖到底时不会对坑底的安全产生影响,因此本方案不考虑承压水的影响。

6. 降水方案设计思路

由于上部潜水层的渗透性较差,在抽水过程中靠地下水的高差(重力作用)要在短期内将地下水抽汲出比较困难,因此在降水井内抽水的同时,应辅以真空泵抽气,在井内形成负压,以加快土层中地下水向井内的径流速度,以加快对土层的疏干,故本方案主要拟采用真空管井降水来达到本次降水的目的。为提高围护区域因围护渗水对土层产生的影响,可在基坑内侧打设轻型井点。单组井点长度为 50.00 m,支管间距为 1.50 m。

7. 降水方案

1) 基坑内抽水量的估算

(1) 地下水容积储存量的计算。

$$W = \mu V \quad (2-22)$$

或

$$W = \mu Ah \quad (2-23)$$

式中, W 为容积储存量(m^3); V 为含水层体积(m^3), V = 基坑面积 A × 降水深度 h (潜水静止水位至基坑底板以下 1.00 m); μ 为含水层的给水度(砂性土给水度经验值为 0.03~0.05),本次根据上部土层的性质取 $\mu = 0.03$; $A = 6\,200\,m^2$; h = 基坑开挖平均深度 9.70 m + 1.00 m - 静止水位 0.50 m。

由上述参数计算地下水容积储存量为

$$W = \mu Ah = 0.03 \times 6\,200 \times 10.20 = 1\,897.20\,m^3$$

(2) 基坑抽水量的确定原则。本基坑的出水量主要包括地下水的储存量与降雨量,由于对降雨量目前无资料估测,且根据上部潜水含水层的透水性较弱的特性,在短时期内因降雨渗入地层内的渗入量不会很多,因此,本次对基坑的抽水量确定、井数设计与抽水泵的选择只考虑地下水的储存量,对于降雨量的排出,采用明排水的施工措施来解决。

2) 坑内降水井数量的布置

$$n = A/a_{\text{井}} \quad (2-24)$$

式中, n 为井数(口); A 为基坑降水面积(m^2); $a_{\text{井}}$ 为单井有效抽水面积(m^2)。

根据降水施工经验,在上海地区第⑦层以上的以黏性土为主的潜水含水层的特性,单井有效抽水面积 $a_{\text{井}}$ 一般为 250 m^2 ,但从 A 区开挖的情况来看,在基坑底板以上 2.5 m 左右有一层淤泥质黏土,该层含水量大,渗透性差,降水效果不明显,再加上 B 区为明浜后回填土,为提高降水疏干效果,本区降水井需加密,本次取 200 m^2 。即

$$n = A/a_{\text{井}} = 6\,200/200 = 31 \text{ 口}$$

则拟定 31 口降水井。

3) 坑内降水井工作量设计结果分析

(1) 计算结果。

①地下水容积储存量 $W = 1\,897.20 \text{ m}^3$ 。

②降水井 31 口。

(2) 日抽水量计算。由于黏性土的弱透水性,地层中的地下水向井内渗透的速度非常慢,根据长期的降水经验,结合本次降水井结构、地层情况,真空管井单井在该地层中 24 h 的最大出水量约为 4 m^3 ,则总出水量为

$$Q = 4 \text{ m}^3/\text{d} \times 31 = 124 \text{ m}^3/\text{d}$$

(3) 抽水天数计算。

$$t = W/Q \quad (2-25)$$

式中, t 为抽水天数(d); W 为总储存量(m^3); Q 为每天抽取的储存量(m^3/d)。

计算结果为

$$t = W/Q = 1\,897.20/124 \approx 15 \text{ d}$$

(4) 从以上估算结果可知,当 31 口降水井全部抽水时,约 15 d 后就能将基坑内的地下水疏干,因此,上述井数的布置完全能满足本次基坑的干挖土施工的要求。

4) 基坑内轻型井点的布置

基坑内轻型井点为辅助降水,主要是为了对基坑上部杂填土及围护上部基坑外进入基坑内的水进行疏干,本次按单组轻型井点有效影响面积 600 m^2 计算,整个基坑内布轻型井点共 10 组。

5) 降水井结构

(1) 井口。井口应高于地面上 0.30 m ,以防止地表污水渗入井内。

(2) 井壁管。井壁管均采用焊接钢管,井壁管的内径为 250 mm 。

(3) 过滤器(滤水管)。滤水管外包两层 60 目的尼龙纱网,滤水管的直径与井壁管的直径相同。

(4) 沉淀管。设置沉淀管主要是为了防止过滤器被井内沉砂堵塞而影响进水,沉淀管焊接在滤水管的底部,直径与滤水管相同,长度为 1.00 m ,沉淀管底口用铁板封死。

(5) 填砾料。地面以下 2.00 m 以下部位围填粗砂作为过滤层。

(6) 填黏性土封孔。为防止地面污水的渗入及确保真空效果,在砾料的围填面以上必须采用优质黏土围填至地表并夯实,并做好井口管外的封闭工作。

6) 成井施工

成孔施工的机械设备选用 SW-100 型工程钻机及其配套设备,采用正循环回转钻进泥

浆护壁的成孔工艺及下井壁管、滤水管、围填砾料、黏性土等成井工艺。其工艺流程如下。

(1)测放井位。根据井位平面布置示意图测放井位,如果现场施工过程中遇到障碍或受到施工条件的影响,现场可做适当调整,但井位不能在支撑的位子上。

(2)埋设护口管。护口管底口应插入原状土层中,管外应用黏性土填实封严,防止施工时管外返浆,护口管上部应高出地面 0.10~0.30 m。

(3)安装钻机。机台应安装稳固水平,大钩对准孔中心,大钩、转盘与孔的中心三点成一垂线。

(4)钻进成孔。开孔孔径为 $\phi 500$,钻孔施工达到设计深度时,宜多钻 0.3~0.5 m。做好钻探施工描述记录,在钻进过程中,如发现实际地质情况与勘察时提供的资料不一致,需及时通知设计人员,并对井的结构进行及时调整,确保滤水管的安放位置能够有效地进水。钻进开孔时应吊紧大钩钢丝绳,轻压慢转,钻进过程中要确保钻机的水平,以保证钻孔的垂直度,成孔施工采用孔内自然造浆,钻进过程中泥浆密度控制在 1.10~1.15,当提升钻具或停工时,孔内必须压满泥浆,以防止孔壁坍塌。

(5)清孔换浆。下井管前的清孔换浆工作是保证成井质量的关键工序,为了保证成孔在进入含水层部位不致形成过厚的泥皮,当钻孔钻至含水层顶板位置时即开始加清水调浆。钻进至设计标高后,在提钻前将钻杆提至离孔底 0.50 m 处,进行冲孔,清除孔内杂物,同时将孔内的泥浆密度逐步调至接近 1.05,孔底沉淤小于 30 cm,返出的泥浆内不含泥块为止。第一次清孔换浆是使成井质量得以保证的关键,它将直接影响成井质量,因此施工时清孔换浆工作没有达到规定的要求时绝不允许进入下一道工序的施工。

(6)下井管。井管进场后,应检查过滤器的圆孔是否符合设计要求。下管前必须测量孔深,孔深符合设计要求后,开始下井管,下管时在滤水管上下两端各设一套直径小于孔径 5 cm 的扶正器(找正器),以保证滤水管能居中,井管焊接要牢固、垂直、不透水,下到设计深度后,井口固定居中。下井管时应连续进行,不得中途停止,如因机械故障等原因造成孔内坍塌或沉淀过厚,应将井管拔出,扫孔、清孔后再重新下入,严禁将井管强行插入坍塌的孔底。

(7)填砾料。填砾料前应用测绳测量井管内外的深度,两者的差值不应超过沉淀管的长度。填砾料的过程中应随填随测砾料的高度,填砾料工序也应连续进行,不得中途终止,直至砾料下入预定位置为止。最终投入的滤料量不应少于计算量的 95%。

(8)井口封闭。在采用黏性土封孔时,为防止围填时产生“架桥”现象,围填前需将黏土捣碎(粒径以小于 3 cm 为宜)。围填时应控制下入速度及数量,沿着井管周围按少放慢下的原则围填,然后在井口管外做好封闭工作。

(9)洗井。采用“泵放入井底抽水法”洗井,其原理:成井完毕后,立即下入高扬程底吸式潜水泵至井底抽水,如井内有沉淀,可在水泵抽水的同时人力上下串动水泵,扰动井内沉淀让水泵带出,直至水泵能下到井底。井内水抽干后拔出水泵,以防井外细颗粒进入井内造成埋泵,待井内水位上升至滤水管上口时重复上述操作,至井内没有新的沉淀并且水清后才可下入顶吸式潜水泵封井,在成井质量良好的情况下,上述操作基本不会超过 5 次。真空泵和潜水泵同时开启,至挖土施工开始时结束。

(10)安泵试抽。成井施工结束后,应及时下入潜水泵,接真空管,铺设排水管道、电缆,

安装地面真空泵等,抽水与排水系统安装完毕后即可开始试抽水。在设置电缆与管道系统时,为防止其在抽水过程中被损坏,应在这些设备上做标识。

(11)排水。洗井及降水运行时应用管道将水排至场地四周的明沟(渠)内,通过排水沟(渠)将水排入场外预设的排水沟(渠)中,场地四周的排水管道应定时清理,确保排水系统的畅通。

7) 轻型井点施工注意事项

(1)成孔安装施工前必须先将地下障碍物清理干净,以确保冲孔施工能够顺利进行。

(2)各支管的滤水管外包 2~3 层 60~80 目的纱网,并绑扎牢固。

(3)冲孔至预定深度(孔底深度宜比滤管底深 0.3 m 以上)后应立即将支管放至预定深度,并马上回填滤料至地表以下 1~2 m,滤料应选取中粗砂。

(4)在滤料的围填面上用黏土封孔,以确保真空抽水的效果。

(5)各支管的安放过程需连续,中途不得停止。

(6)当支管无法放入时,不得强行插入,应将支管拔出,冲孔后重新插入。

(7)各支管及其他连接部位应用胶带封死,确保各连接部位不漏气。

(8)总管要安放牢稳,防止支管脱落漏气。

(9)施工完一组井点即投入运行一组,降水应在基坑开挖前 15 d 进行。

(10)运行前应对泵本身和控制系统作一次全面细致的检查。检验电动机的旋转方向,各部螺栓是否拧紧,润滑油是否足,电缆接头的封口有无松动,电缆线有无破损等,然后试转 1 min 左右,如无问题,方可投入使用。

(11)真空泵使用前应对水箱进行彻底的清洗,以防水箱中沉积大量泥沙。由于在使用过程中会有泥沙沉积在水箱中,因此在使用过程中也需要对水箱进行定期清洗,以免水箱中泥沙沉积过多将离心泵堵住而影响抽水效果。

(12)使用时先关闭机组进水阀门,将水箱内放满水,然后启动离心泵。离心泵运转应平稳,工作压力应符合要求,可根据达到的极限真空度及当时的大气压和工作水温,以及运转时的声音判断运转是否正常。若运转正常,即可开启进水阀门投入运行。

(13)现场使用必须地基牢固,放置平稳,水箱内不得进入杂物。

(14)机组的工作真空度在一般情况下可以反映降水过程中在井点处的水位,即离机组进口的垂直距离。

(15)机组常见故障是真空度下降或倒水,遇此情况时可检查离心泵的工作压力,检查系统内是否堵塞或泄漏,检查水喷射泵是否磨损。

(16)抽水值班人员应经常检查机组运行情况,是否有漏气现象,如发现漏气应及时将漏气处密封,以确保抽水的效果。如有异常应及时维修,无法修复的应及时更换。

(17)抽水设备要注意保养,盘根应及时更换。

(18)降水工作应与开挖施工密切配合。

(19)降水井在降水运行阶段,电源必须保证,如遇电网停电,有关单位须提前通知降水施工人员,以便及时采取措施。

(20)做好井点管的保护工作,严禁机械施工时破坏抽水系统。

8. 降水运行施工

1) 抽水方法

本次采用真空泵抽气,潜水泵抽水的方法是降低潜水位,每口井单用一台潜水泵,一台真空泵带三口降水井,要求潜水泵的抽水能力大于单井的最大出水量,真空管路的真空度大于 -0.06 MPa ,潜水泵和真空泵同时开启。

2) 降水运行

(1)施工完一口井即投入运行一口,以及时降低地下潜水水位,确保基坑开挖效果。

(2)试运行之前,需测定各井口和地面标高、静止水位,然后开始试运行,以检查抽水设备、抽水与排水系统能否满足降水要求。

(3)安装前应对泵本身和控制系统作一次全面细致的检查。检验电动机的旋转方向,各部螺栓是否拧紧,润滑油是否充足,电缆接头的封口有无松动,电缆线有无破损等情况,然后在地面上试转 1 min 左右,如无问题,方可投入使用。潜水电机、电缆及接头应有可靠绝缘,每台泵应配置一个控制开关。安装完毕后应进行试抽水,满足要求后才能转入正常工作。

(4)降水运行期间,现场实行 24 h 值班制,值班人员应认真做好各项质量记录,做到准确齐全。

3) 降水运行的注意事项

(1)在施工前应及时对降水设备(主要是潜水泵与真空泵)做好调试工作,确保降水设备在降水运行阶段运转正常。

(2)工地现场要备足抽水泵,数量要比井数多 10 台。使用的潜水泵要做好日常保养工作,应经常检查泵的工作状态,一旦发现不正常应及时换泵,坏泵应立即修复,无法修复的应及时更换。

(3)降水工作应与开挖施工密切配合。

(4)降水井在降水运行阶段,电源必须保证,如遇电网停电,有关单位须提前 2 h 通知降水施工人员,以便及时采取措施。

(5)做好井口的保护工作,严禁将井管碰坏以及杂物掉入井内。经常检查排水管(沟)是否畅通。

9. 施工技术措施

(1)针对本工程的特点,选择适合本工程施工条件及能满足本次降水技术要求的洗井、降水的机械设备。

(2)排设排水管道与集水坑。

(3)施工前,对全体施工人员及管理人员做好本工程施工技术交底工作,对施工的关键节点作详细交底,使全体施工人员明了本工程的技术要点,并有的放矢地做好本工程的各项工作。

10. 施工质量保证措施

(1)编制符合本工程工程特点、技术要求、现场施工条件等情况的施工组织设计。

(2)严格按审定的施工组织设计施工。开工前组织本工程的全体管理人员和施工人员

进行技术交底,指出本工程施工的质量关键。

(3)加强施工工序质量控制。

①每道工序必须按拟定的施工方案与技术要求操作,以保证每道工序的操作质量。

②确定每道工序的责任人,明确管理职责,各司其职。

③加强与甲方单位的协调管理工作。

11. 施工安全技术措施

1) 施工现场安全制度

(1)建立安全生产管理网络,项目经理为安全生产第一责任人,工地设专职安全员,安全员必须经常对自己管辖的范围进行检查、指导、督促,行使职权。

(2)坚决贯彻执行总包公司各项安全生产规章制度,积极参加由总包项目部组织的有关施工现场的各种安全活动。严格遵守施工现场标准化管理细则,未经“三级教育”的人员不准上岗作业。

(3)高空作业必须系安全带,进入工地现场时必须戴安全帽,且帽饰、着装统一,正确使用劳防用品。

(4)特殊工种(电工、电焊工、机操工)必须持证上岗。

2) 施工现场临时用电安全措施

(1)编制临时用电施工组织设计。

(2)安装、维修或拆除临时用电设施的工作必须由持证专业电工进行。

(3)建立安全用电检查制度。

(4)对施工现场的所有电器都应做好接地保护。

(5)电器安装全部完成后应进行试运转,包括对双电源的切换试验成功后才能正式进行降水。

3) 机械设备安全管理

(1)严格执行机械设备进场前的验收制度。

(2)现场操作人员应严格执行《建筑机械使用安全技术规程》(JGJ 33—2012)及本公司编制的各类设备安全操作规程。

(3)严格执行机械设备的保养规程,认真贯彻条例制度和定期保养制度,做好作业前和作业后的设备清洁、润滑、紧固、调试和防腐工作。

(4)遵守机械设备原有技术性能的规定,正确使用机械设备,严禁机械超负荷使用及带病运转。

(5)机械卷扬及传动的各类离合器、制动器必须安全可靠,凡转动部分必须有防护罩。

4) 防火措施

(1)工地应设防火安全管理人员,建立防火责任制。

(2)现场设置适用的灭火器及其他消防设施,并有专人管理,定期检查。

(3)重点部位建立安全制度,且制度上墙。

(4)严格执行动火审批制度。电、气焊作业带好两证,落实监护人,严格执行“十不烧”。

(5)焊割作业点与氧气瓶、乙炔瓶距离不小于 10 m,与易燃易爆品的距离不少于 30 m。

(6)加强电源管理,防止发生电器火灾。

12. 文明施工管理措施

- (1)开展文明教育,施工人员均须遵守当地文明施工的各项规定。
- (2)加强班组建设,有“三上岗、一讲评”的记录,有良好的班容班貌。
- (3)施工现场应设置连续、通畅的排水设施,防止泥浆、废水、污水乱溢。
- (4)加强工地治安管埋,落实目标管理制度,做到责任到人。
- (5)生活卫生文明管理。
 - ①生活卫生应纳入总体规划,指定卫生专职管理人员,落实卫生责任制。
 - ②生活寝室应保持整洁,室内垃圾天天清扫,门前周围卫生实行“三包”。
 - ③寝室内不乱拉电线,不烧电炉。

13. 施工进度计划

施工进度计划根据挖土施工及结构底板施工的进度计划而定。

14. 投入的主要机械设备

投入的主要机械设备见表 2-4。

表 2-4 主要机械设备

编 号	设备名称	规格型号	数 量	电功率/kW
1	工程钻机	SW-100 型	1 台	52
2	电焊机	BX1-400-3	1 台	10
3	潜水泵	QD3-35/2-0.75	38 台	38×0.75
4	真空泵	JSJ60	23 台	7.5×23

15. 施工管理人员及劳动力配备

施工管理人员及劳动力配备见表 2-5。

表 2-5 施工管理人员及劳动力配备

序 号	岗 位	人 数	备 注
1	项目经理	1	—
2	项目工程师	1	—
3	施工员	1	—
4	技术员	1	—
5	机长	2	兼安全员
6	钻探工	16	—
7	抽水工	15	—

思考与练习

1. 深基坑地下水的控制方法有哪些？
2. 轻型井点降水的原理及适用范围是什么？
3. 简述深井泵井点降水施工的工艺流程。

● 明挖法施工

● 知识目标

了解明挖法的分类。

掌握明挖法施工的基本要领、施工工艺流程及施工注意事项。

● 能力目标

能够编制敞口放坡明挖法和有支护结构明挖法施工的施工组织设计或施工方案。

3.1 明挖法施工概述

明挖法具有施工简单、快捷、经济、安全的优点,因此城市地下隧道式工程发展初期都把它作为首选的开挖技术,其缺点是对周围环境的影响较大。明挖法的三种基本类型如下。

1. 先墙后拱法

先墙后拱法是明挖法施工中最常用的一种方法,适用于地形有利、地质条件较好的各种浅埋隧道和地下工程。施工步骤是:先开挖基坑或钎壕,再以先边墙后拱圈(或顶板)的顺序施作衬砌和敷设防水层,最后进行洞顶回填。当地形和施工场地条件许可,边坡开挖后又能暂时稳定时,可采用带边坡的基坑或钎壕。当施工场地受到限制,或边坡不稳定时,可采用直壁的基坑或钎壕,此时坑壁必须进行支护。

2. 先拱后墙法

先拱后墙法适用于破碎岩层和土层,其施工步骤是:从地面先开挖起拱线以上部分,按地质条件可开挖成敞开式基坑,或支撑的直壁式基坑,接着修筑顶拱,然后在顶拱掩护下挖中槽,分段交错开挖,修筑边墙。

3. 墙拱交替法

墙拱交替法是对上述两种方法的混合使用,边墙和顶拱的修筑相互交替进行,它适用于不能单独采用先墙后拱法或先拱后墙法的特殊情况。其施工步骤是:开挖外侧边墙部位土石方,修筑外侧边墙—开挖部分钎壕至起拱线修筑顶拱—分段交错开挖余下的钎壕,筑内侧边墙。

3.2 敞口放坡开挖

对于基坑深度较浅,施工场地空旷,周围建筑物和地下管线及其他市政设施距离基坑较远的情况,一般采用敞口放坡开挖,因为这是最为经济合理的施工方法。敞口放坡可以为地下结构的施工创造最大限度的工作面,因此,在场地允许的情况下应优先选择这种方法进行施工。

放坡开挖断面分全放坡与半放坡两种,全放坡开挖断面是不设任何形式的支护结构,而用放坡方法保持土坡稳定,其优点是不必设置支护结构,缺点是土方挖填量较大,费人力,而且占用场地大。半放坡开挖断面与全放坡开挖断面的区别主要是基坑底部可设置一定高度的直槽,如土质较差时可在直槽打设悬臂式钢桩以加强土壁稳定,这种方法与全放坡开挖断面比较,可少挖一部分土方。

在基坑开挖施工过程中,由于开挖等施工活动导致土体原始应力场的平衡状态遭到破坏,当土体抗剪强度下降或附加应力超过极限值时,便会出现土体的快速或渐进位移,即发生边坡失稳。因此,在采用敞口放坡的基坑中修建地下铁道时,保证基坑边坡的稳定是整个施工过程的关键,否则,一旦边坡发生坍塌,不但地基会受到振动,影响承载力,而且也会影响周围地下管线、地面建筑物和交通的安全。

3.2.1 基坑边坡的破坏形式及影响基坑稳定的因素

1. 基坑边坡的破坏形式

大量计算和实际观测表明,基坑边坡的破坏形式与土层的岩性、地面荷载及边坡的形状等因素有密切关系。破坏形式有以下两种。

- (1) 基坑边坡破坏沿近似圆弧的滑动面转动,这种破坏常常发生在较为均质的黏性土层中。
- (2) 基坑边坡破坏沿近似平面的滑动面滑移,这种破坏常常发生在无黏性土层中。

2. 影响基坑稳定的因素

影响基坑稳定的因素是多方面的,其中,基坑边坡坡度是直接影响基坑稳定的重要因素,当基坑边坡土体中的剪应力大于土体的抗剪强度时,边坡就会失稳坍塌。施工不当也会造成边坡失稳,主要表现为以下几个方面。

- (1) 没有按设计坡度进行边坡开挖。
- (2) 在基坑边坡坡顶堆放材料、土方及运输机械车辆等增加了附加荷载。
- (3) 基坑降排水措施不力。地下水未降至基底以下,而地面雨水、基坑周围地下给排水管线漏水,渗流至边坡的土层中,使土体湿化,自重加大,增加了土体中的剪应力,且改变了土体的抗剪强度指标 c 、 φ 值(c 为土的黏聚力, φ 为土的内摩擦角),降低了其抗剪强度。
- (4) 基坑开挖后暴露时间过长,经风化而使土体变松散。
- (5) 基坑开挖过程中,未及时刷坡,甚至挖了反坡,使土体失去稳定。

3.2.2 边坡稳定的措施

为保持基坑边坡的稳定,可采取以下措施。

- (1) 根据土层的物理力学性质确定边坡坡度,并于不同土层处做成折线形或留置台阶。
- (2) 做好降排水和防洪工作,保持基底和边坡的干燥。
- (3) 严禁在基坑边坡坡顶 1~2 m 的范围内堆放材料、土方和其他重物以及较大的机械等荷载。
- (4) 基坑开挖过程中,随挖随刷边坡,不得挖反坡。
- (5) 当基坑放坡坡度受到限制而采用围护结构又不经济时,可采用坡面土钉、挂金属网喷混凝土或抹水泥砂浆护面。
- (6) 暴露时间在 1 年以上的基坑,一般需采取护坡措施。

3.2.3 基坑边坡坡度的确定

确定基坑边坡坡度的方法有三种:计算法、图解法和查表法。

1. 计算法

如图 3-1 所示,假定边坡破裂面为通过坡脚的一个平面,滑动面上部土体 ABC 的重力为

$$G = \frac{1}{2} r h^2 \cot \theta \quad (3-1)$$

当土体处于极限平衡状态时,边坡的最大高度为

$$h = \frac{2c \sin \theta \cos \varphi}{r \sin^2 \left(\frac{\theta - \varphi}{2} \right)} \quad (3-2)$$

式中, c 为土体黏结力(kN/m^2); θ 为边坡坡度角($^\circ$); φ 为土的内摩擦角($^\circ$); r 为土体容重(kN/m^3)。

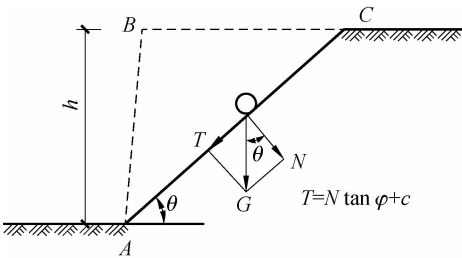


图 3-1 计算法示意图

当土体的 c 、 θ 、 r 值和开挖深度 h 已知时,即可求出基坑边坡的坡度角。由式(3-2)可知以下情况。

- (1)当 $\theta < \varphi$, $c = 0$ 时,边坡极限高度不受限制,并且边坡处于平衡状态。
- (2)当 $\theta > \varphi$ 时,边坡为陡坡,此时 c 值越大,边坡极限高度越高。
- (3)当 $\theta = \varphi$ 时,若 $c = 0$,则 $h = 0$,即非黏性土时,边坡高度是不稳定的。
- (4)坡度角 θ 越大,坡高 h 越小。反之,坡度角越小,坡高越大。

2. 图解法

当基坑边坡坡度为直线,坡顶为平面而土质均匀时,其稳定边坡角或极限坡高可根据计算资料综合整理而得到的基坑边坡图解曲线来求得。

3. 查表法

在地下铁道建设中,一般在地质条件良好、土质较均匀而地下水位低或通过降水将地下水位维持在基底面以下时,常采用查表法确定基坑边坡的坡度。根据地基基础设计规范并结合工程施工经验给出基坑边坡坡度(见表 3-1 和表 3-2),施工时可供参考。

表 3-1 岩石基坑边坡坡度

岩石类别	风化程度	坡度值(高度比)	
		8 m 以内	8~15 m
硬质岩石	微风化	1 : (0.1~0.2)	1 : (0.2~0.35)
	中等风化	1 : (0.2~0.35)	1 : (0.35~0.5)
	强风化	1 : (0.35~0.5)	1 : (0.75~1.00)
软质岩石	微风化	1 : (0.35~0.5)	1 : (0.5~0.75)
	中等风化	1 : (0.5~0.75)	1 : (0.75~1.00)
	强风化	1 : (0.75~1.00)	1 : (1.00~1.25)

表 3-2 土质基坑边坡坡度

土的类别	密实度或状态	坡度值(高度比)		
		5 m 以内	5~10 m	10~15 m
碎土	密实	1 : (0.35~0.5)	1 : (0.5~0.75)	1 : (0.75~1.0)
	中密	1 : (0.5~0.75)	1 : (0.75~1.0)	1 : (1.0~1.25)
	稍密	1 : (0.75~1.0)	1 : (1.0~1.25)	1 : (1.25~1.5)
粉土	密实	1 : (1.0~1.25)	1 : (1.25~1.5)	1 : (1.5~1.75)
黏性土	坚硬	1 : (0.75~1.0)	1 : (1.0~1.25)	1 : (1.25~1.5)
	硬塑	1 : (1.0~1.25)	1 : (1.25~1.5)	1 : (1.5~1.75)

3.3 有围护结构的明挖法

明挖法施工是修建地下铁道常用的施工方法,它具有施工作业面多、进度快、工期短、工程造价相对其他施工方法低的特点。而且,由于技术成熟,明挖法施工可以很好地保证工程质量。因此,在地面交通和环境要求允许的条件下,应尽可能采用明挖法施工。明挖法施工包括明挖顺作法和明挖逆作法,其具体的围护结构的类型及其特点见表 3-3。

表 3-3 围护结构的类型及其特点

类 型	特 点
桩板式墙	(1)H 钢的间距在 1.2~1.5 m; (2)造价低,施工简单,有障碍时可改变间距; (3)止水性差,地下水位高及坑壁不稳的地方不适用
钢板桩墙	(1)成品制作,可反复使用; (2)施工简单,但施工时有噪声; (3)刚度小,变形大,与多道支撑结合,在软弱土层中也可采用; (4)新的时候止水性尚好,如有漏水现象,需增加防水措施
钢管桩	(1)截面刚度大于钢板桩,在软弱土层中开挖深度可增大; (2)需有防水措施配合
预制混凝土板式桩	(1)施工简便,但施工有噪声; (2)需辅以止水措施; (3)自重大,受起吊设备限制,不适合深度大的基坑,国内用 10 m 以内的基坑,法国用 15 m 深基坑

续表

类 型	特 点
灌注桩	(1)刚度大,可用在深大基坑; (2)施工对周边地层、环境影响小; (3)需和止水措施配合使用,如搅拌桩、旋喷桩等
地下连续墙	(1)刚度大,开挖深度大,可适用于所有地层; (2)强度大,变位小,隔水性好,同时可兼做主体结构的一部分; (3)可邻近建筑物、构筑物使用,环境影响小; (4)造价高
SMW 工法	(1)强度大,止水性好; (2)内插的型钢可拔出反复使用,经济性好; (3)开挖深度 8.65 m,具有较好的发展前景,我国上海等城市已有工程实践
稳定液固化墙	国内尚未使用,日本应用较广
水泥搅拌桩挡墙	(1)无支撑,墙体止水性好,造价低; (2)墙体变位大

明挖顺作法是先施工基坑的围护结构,然后向下进行基坑开挖,开挖到结构基础底设计标高后,从结构的基础开始按正常的、从下向上的顺序进行施工,施工步骤如图 3-2 所示。明挖逆作法是在先施工基坑的围护结构后,边进行基坑的开挖,边向下进行主体结构的施工,直至基础结构施工完成。

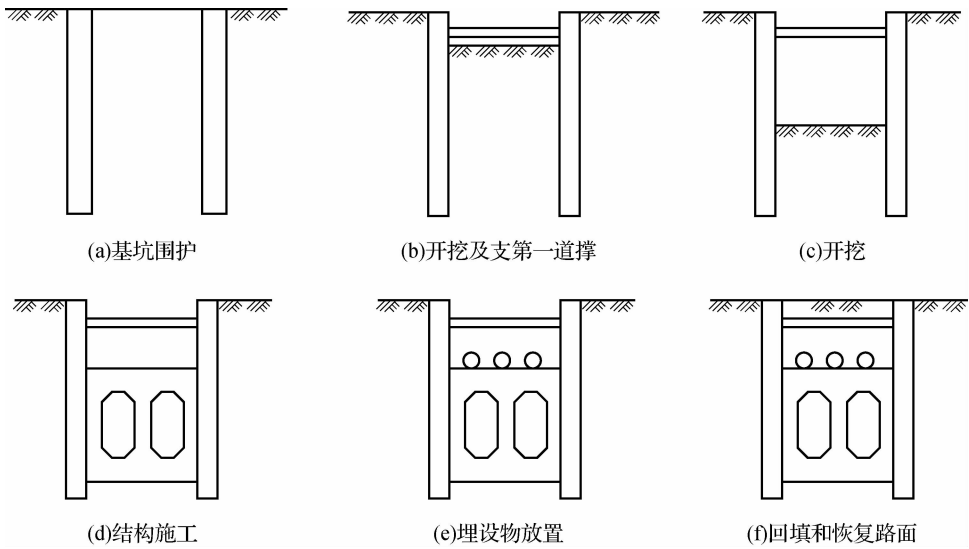


图 3-2 明挖顺作法的施工步骤

3.3.1 地下连续墙施工

地下连续墙是一种较为先进的地下工程结构形式。它是在地面上利用特制的成槽机械,沿着开挖工程的周边(如地上结构的边墙),在泥浆(又称稳定液,如膨润土泥浆)护壁的情况下进行开挖,形成一定长度的沟槽,再将制作好的钢筋笼放入槽段内,采用导管法进行水下混凝土浇筑,形成一个单元的墙段,各墙段之间采用特定的接头方式(如用接头管或接头箱做成的接头)相互连接,形成一道连续的地下钢筋混凝土墙。地下连续墙的围护结构呈封闭状,在基坑开挖后,加上支撑或锚杆系统,就可以挡土和止水,便于主体结构的施工。目前一般将地下连续墙作为建筑的承重结构部分。

1. 地下连续墙的分类

地下连续墙按其填筑的材料,分为土质墙、混凝土墙、钢筋混凝土墙(又有现浇和预制之分)和组合墙(预制钢筋混凝土墙板和现浇混凝土的组合,或预制钢筋混凝土墙板和自凝水泥膨润土泥浆的组合)。按其成墙方式,分为排桩式、壁板式、桩壁组合式。按其用途分为临时挡土墙、防渗墙、用作主体结构兼作临时挡土墙的地下连续墙、用作多边形基础兼作墙体的地下连续墙。

所谓排桩式地下连续墙实际上就是把钻孔灌注桩并排连接所形成的地下连续墙,其施工工艺等与钻孔灌注桩相同。壁板式连续墙是指在专用挖槽机械挖成的狭长槽段中(一般充满护壁泥浆)现浇钢筋混凝土而成的平面形墙,各幅墙体之间用锁结管或钢筋钢板搭接,连接成整体。

预制钢筋混凝土连续墙是在挖好的沟槽内,相互连续地依次插入预制的钢筋混凝土墙板,然后用特殊的固化泥浆将其固定在沟槽内而成的。这种固化泥浆所固有的固化性能为:成槽时充满沟槽以维持槽壁的稳定性,但不能对挖槽造成障碍,也不允许妨碍预制墙板的插入。待预制墙板安装就位后,沟内泥浆逐渐硬化,但在上一个相邻槽段开挖时,不能过硬以免妨碍成槽作业。也就是说,经过一定时间后,随着固化泥浆强度的逐渐增加,才能将墙板固定在槽内。由此可知,预制地下连续墙成败的关键是对固化泥浆的管理。目前,我国应用最多的还是现浇钢筋混凝土壁板式连续墙。

2. 地下连续墙的结构与构造

支护基坑的连续墙,按其受力特性,又可分为四种形式:仅用来挡土的临时围护结构,即临时墙;既是临时围护结构又作为永久结构的边墙,即所谓单层墙;作为永久结构边墙一部分的重合墙和复合墙。由于地下连续墙的作用不同,因此它和主体结构的连接方式也就不同,如图 3-3 所示。

(1)现浇钢筋混凝土壁板式连续墙。壁板式连续墙的厚度视地质条件、基坑深度、挖槽设备而定,有 40 cm、60 cm、80 cm、120 cm 等多种。墙体配筋按强度和抗裂性计算而定,目前,我国多采用普通钢筋混凝土结构。为了保证混凝土在钢筋间的自由流动,其间距应不小于 80 mm,保护层通常设计成:临时墙保护层厚度大于 60 mm,永久性墙体保护层厚度大于 100 mm。为了增加连续墙的抗弯能力,可采用预应力钢筋混凝土墙体。

(2)预制钢筋混凝土连续墙。预制墙板一般都是预应力钢筋混凝土的,其形状和尺寸应符合墙的使用要求。其形状虽有多种变化,但其尺寸会受到吊装能力的限制。

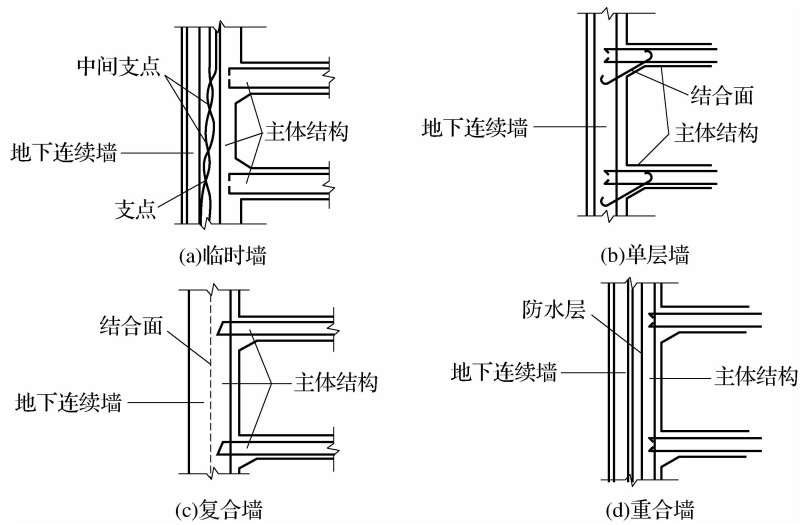


图 3-3 地下连续墙与主体结构的连接方式

3. 地下连续墙的稳定分析

地下连续墙的稳定分析主要是指泥浆槽壁的稳定分析,以保证在成槽和灌注混凝土的过程中不至发生槽壁大范围坍塌,并确保在基坑施工中不发生土体失稳和坍塌,这是保护周围岩土环境的基本工作。

泥浆护壁的基本原理:首先是泥浆在壁面上形成不透水的膜,将泥浆与周围土隔开,既能防止泥浆流失,又能挡住地下水流入槽内;其次是泥浆对槽壁产生静液压力,通过不透水膜对壁面起到支护作用,以平衡外侧的水、土压力;最后是由于电渗力的作用而使被不透水膜隔开的泥浆与土之间产生电位差,促使膨润土颗粒向壁面移动,同时电渗力也能对槽壁起到支撑作用。

沟槽开挖后尽管有泥浆护壁,但壁面仍会产生变形,而且由于土的流变性,壁面变形会随时间而增长。壁面变形的大小与方向视地层性质与泥浆参数而异,但其中向槽内的变形是不利的,若施工中对泥浆管理不周或设计不合理,这种变形就有可能发展成槽壁坍塌。

由上述可知,影响泥浆槽壁稳定性的因素有地层性质、槽内泥浆液位高度、泥浆比重、地下水位、槽边荷载、一次成槽长度、槽的深度等。为了保证槽壁的稳定,就需要找出上述各因素间的定量关系,这就是泥浆槽壁的稳定分析。

1) 二维楔形分析法

在这个方法中,槽壁的稳定条件可按楔形土体滑动的假定来分析。在图 3-4(a)中, ac 为沟槽壁面, ab 为与水平面成一定角度的滑动面, φ 为土的内摩擦角。

现在研究楔形土体 abc 的平衡状态,作用在它上面的力有以下几种。

(1) 自重(包括上部荷载)。

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + qH \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3-3)$$

式中, W 为作用在楔形土体上的力(kN/m); γ 为土的比重(kN/m^3); H 为楔形土体的高度(m); q 为上部荷载(kN/m^2)。

(2) ac 面上泥浆的静液压力。

$$P_f = \frac{1}{2} \gamma_f H^2 \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3-4)$$

(3) ab 面上土体的抗剪力 C 。

$$C = \frac{S_u H}{\cos \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (3-5)$$

式中, S_u 为土的不排水抗剪强度(MPa)。

对于饱和黏土,可假定 $\varphi=0$ 。

对于非饱和黏土,其抗剪强度随含水率而变,从天然地基中取样进行单轴试验时,应按 $\varphi=QS_u=q_u/2$ (Q 为基坑边荷载, q_u 为土的无侧限抗压强度) 考虑。其误差偏于安全。故对黏性土可画出楔形土体 abc 的力平衡图,如图 3-4(b) 所示,按 $\sum X=0$ 和 $\sum Y=0$,可求得在一定的泥浆重度 γ_f 时的泥浆液面临界高度 H_{cr} ,即

$$\frac{1}{2} \gamma H_{cr}^2 - 2S_u H_{cr} + q H_{cr} - \frac{1}{2} \gamma_f H_{cr}^2 = 0 \quad (3-6)$$

当上部有荷载时,

$$H_{cr} = \frac{4S_u - 2q}{\gamma - \gamma_f} \quad (3-7)$$

当上部无荷载时,

$$H_{cr} = \frac{4S_u}{\gamma - \gamma_f} \quad (3-8)$$

对于无黏结力的砂性土,若地下水位比泥浆液面低,则槽壁的平衡条件为

$$\frac{\gamma_f}{\gamma_w} = \frac{\left(\frac{h}{H} \right)^2 \cos \theta \tan \varphi + \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} \right) \cot \theta (\sin \theta - \cos \theta \tan \varphi)}{\cos \theta + \sin \theta \tan \varphi} \quad (3-9)$$

式中, γ_w 为水的重度(kN/m^3);其他参数意义同前。

当安全系数为 1,且其他参数已知时,即可求得使式(3-5)右端为最大值的 φ 角值,从而确定槽壁稳定(安全系数为 1)的 γ_f 值。

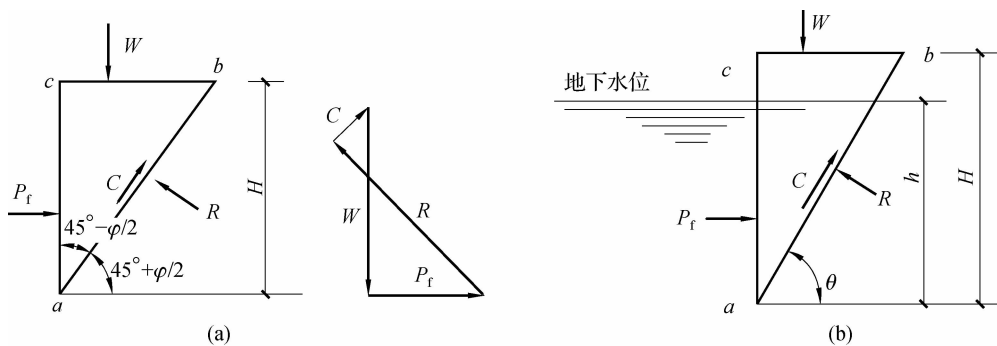


图 3-4 二维楔形分析法

2) 考虑拱效应的三维分析法

实际上滑动楔形土体的形状不可能是正楔形体(可以简化为平面问题),由于受沟槽两端面的约束作用,在槽壁外的土体中会产生拱效应,土体是沿着三维曲面滑动的。拱效应有利于槽壁稳定,在分析中必须予以考虑。

考虑拱效应的简化方法很多,这里介绍一种较常用的方法。采用该方法分析时可分以下两种情况进行。

(1) 槽段长度 L 大于两倍开挖深度 $D(L > 2D)$ 。可假定滑动土体的形状如图 3-5(a) 所示,地下水位在地表以下。滑动土体 $abcdfg$ 的体积为 $(\frac{D^2 L}{2} - \frac{D}{3}) \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ 。滑动面的面积为 $D(L - D) \sec(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ 。滑动土体的剖面 and 作用力如图 3-5(b) 所示。

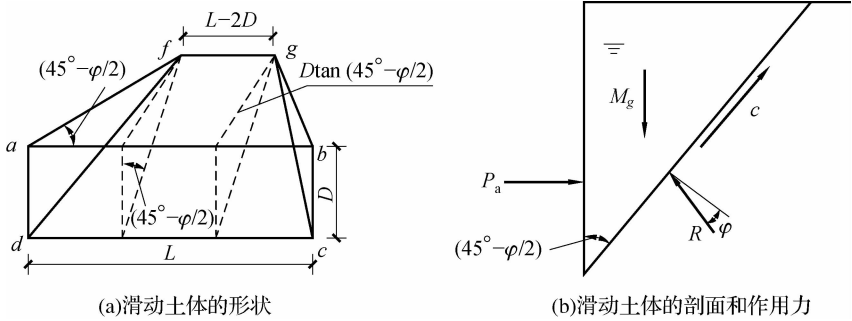


图 3-5 滑动土体拱效应分析($L > 2D$)

(2) 槽段长度 L 小于两倍的开挖深度 $D(L < 2D)$ 。可假定滑动土体的形状如图 3-6(a) 所示,地下水位在地表以下。滑动土体 $abcdef$ 的体积为 $(\frac{D^2 L}{4} - \frac{L^3}{24}) \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ 。滑动面 cdf 的面积为 $\frac{L^2}{4} \sec(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ 。滑动土体的剖面 and 作用力如图 3-6(b) 所示。

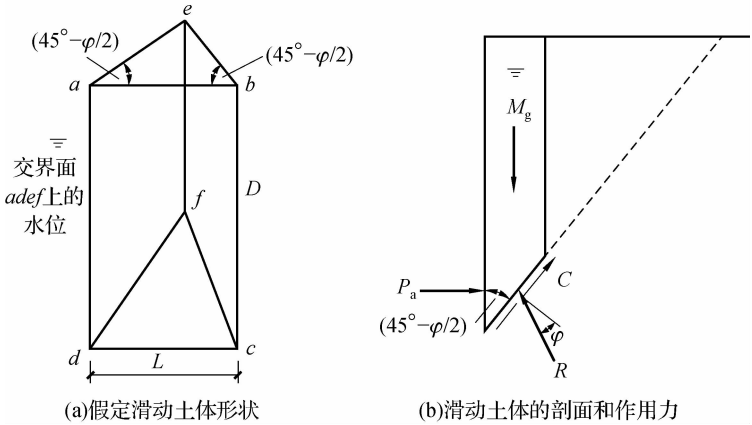


图 3-6 滑动土体拱效应分析($L < 2D$)

作出上述两种情况的力平衡图(见图 3-7),即可求出土体的水平下滑力 P_a 。

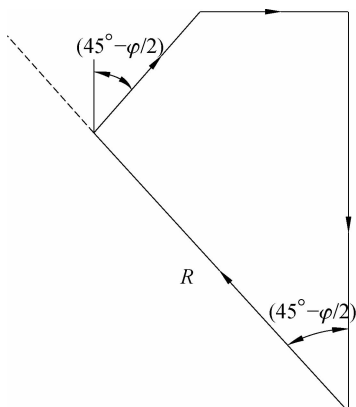


图 3-7 力平衡图

当为浅槽时,

$$\begin{aligned}
 C &= cD(L-D)\sec(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \\
 M_g &= [\rho g (\frac{D^2 L}{2} - \frac{D^3}{3} - \frac{m^2 D^2 L}{2} + \frac{m^3 D^3}{3}) + \rho' g \frac{m^2 D^2 L - m^3 D^3}{3}] \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \\
 P_a &= [\gamma (\frac{D^2 L}{2} - \frac{D^3}{3} - \frac{m^2 D^2 L}{2} + \frac{m^3 D^3}{3}) + \gamma' (\frac{m^2 D^2 L}{2} - \frac{m^3 D^3}{3})] \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - \\
 &\quad 2cD(L-D)\tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (3-10)
 \end{aligned}$$

当为深槽时,

$$\begin{aligned}
 C &= \frac{cL^2}{4} \sec(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \\
 M_g &= [\rho g (\frac{D^2 L}{4} - \frac{mDL^2}{4} + \rho' g (\frac{mDL^2}{4} - \frac{L^3}{24})] \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \\
 P_a &= [\gamma (\frac{D^2 L}{4} - \frac{mDL^2}{4}) + \gamma' (\frac{mDL^2}{4} - \frac{L^3}{24})] \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - \frac{2cL^2}{4} \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (3-11)
 \end{aligned}$$

式中, γ 为土体的天然重度(kN/m^3); γ' 为土体的浸水重度(kN/m^3); m 为地下水位至楔形土体的高度与楔形土高度的比值; c 为土体不排水的黏结力, 对于砂性土, $c=0$; φ 为土体不排水的内摩擦角($^\circ$)。

定义槽壁的安全系数为

$$K = \frac{P_f - P_w}{P_a} \quad (3-12)$$

式中, P_f 为泥浆的静水压力(kN); P_w 为泥浆与土体接触面上的地下水压力(kN)。若 $K \geq 1.5$, 槽壁为稳定的。

应该指出, 上面所述的稳定条件在一般情况下可为槽壁的稳定条件提供依据。但在实际工程中, 也可能出现不一致的情况。根据经验, 泥浆的静液压力似乎仅占槽壁稳定力的 70%~90%, 因为泥浆还有一定的抗剪力, 故分析结果偏于安全。若安全系数相差太多, 只可采用诸如加大泥浆比重, 在分析中考虑泥浆的抗剪力等方法。

4. 地下连续墙的施工步骤及施工工艺

1) 施工步骤

地下连续墙采用逐段施工的方法,且周而复始地进行。每段的施工程序大致可分为 5 步,如图 3-8 所示。

(1)利用专用挖槽机械开挖地下连续墙槽段,在挖槽过程中,沟槽内应始终充满泥浆,以保证槽壁的稳定。

(2)当槽段开挖完成后,在沟槽两端放入接头管(锁口管)。

(3)将事先加工好的钢筋笼插入槽段内,下沉到设计高度。当钢筋笼太长,一次吊沉有困难时,须将钢筋笼分段焊接,逐段下沉。

(4)待插入用于水下灌注混凝土的导管后,即可进行混凝土的浇筑。

(5)待混凝土初凝后,及时拔去接头管,这样便形成了一个单元的地下连续墙。

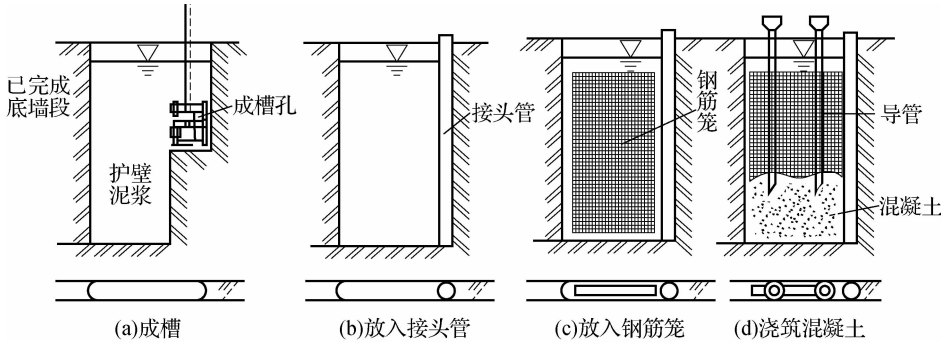


图 3-8 地下连续墙的施工程序

2) 地下连续墙的施工工艺

地下连续墙的施工由诸多工序组成,其中修筑导墙、泥浆护壁、成槽、钢筋混凝土的施工是主要的工序。

(1) 修筑导墙。

①导墙的作用。导墙作为地下连续墙施工中必不可少的构筑物,具有以下作用。

a. 控制地下连续墙的施工精度。导墙与地下连续墙的中心应一致,规定了沟槽的位置走向,可作为量测挖槽标高、垂直度的标准。

b. 成槽时起挡土作用。由于地表土层受地面超载的影响,容易塌陷,导墙起到挡土作用。为防止导墙在侧向土压的作用下产生位移,一般应在导墙内侧每隔 1~2 m 架设上下两道支撑。

c. 重物支撑台。导墙在施工期间承受钢筋笼、浇筑混凝土用的导管、接头管及其他施工机械的静、动荷载。

d. 维持稳定泥浆液面的作用。导墙内存储泥浆,为保证槽壁的稳定,要使泥浆液面始终保持高于地下水位一定高度。

②导墙的形式。导墙一般采用现浇钢筋混凝土结构。但也有钢制的或预制钢筋混凝土的装配式结构,目的是能多次重复使用。根据工程实践,采用现场浇筑的混凝土导墙容易做到底部与土层贴合,防止泥浆流失,而其他预制式导墙较难做到这一点。图 3-9 所示为各种

形式的现浇钢筋混凝土导墙。

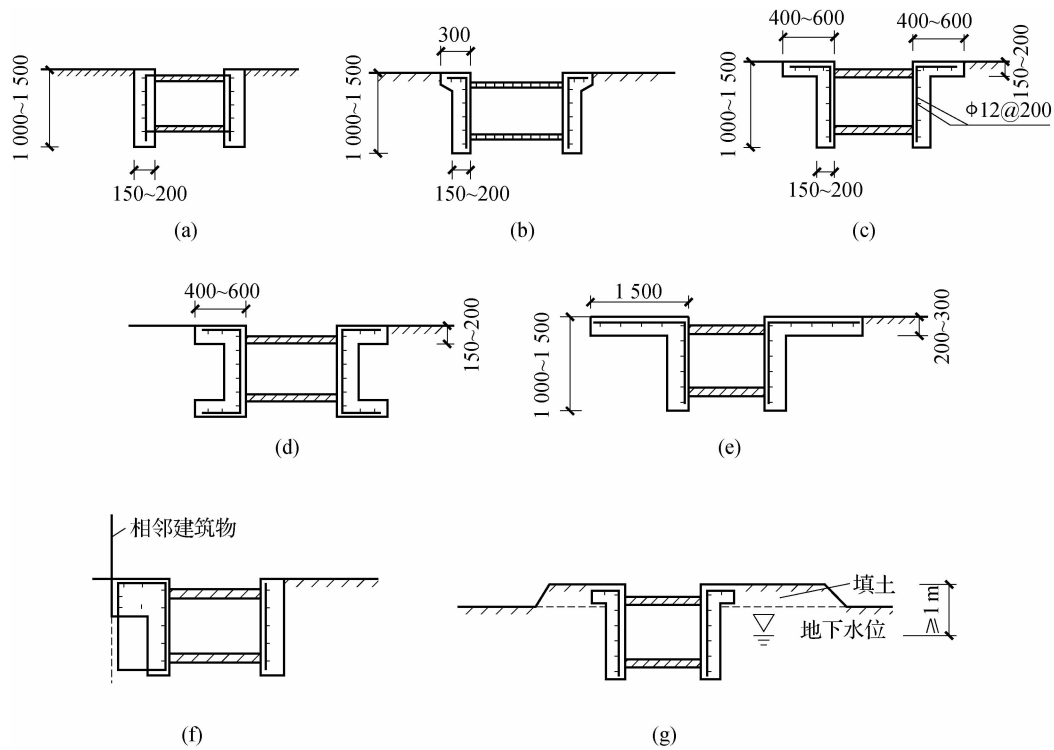


图 3-9 各种形式的现浇钢筋混凝土导墙

其中,形式(a)、(b)的断面最简单,它适用于表层土质良好(如密实的黏性土等)和导墙上荷载较小的情况。形式(c)、(d)为应用较多的两种,适用于表层土为杂填土、软黏土等承载能力较弱的土层。形式(e)适用于作用在导墙上的荷载很大的情况,可根据荷载大小计算其伸出部分的长度。形式(f)适用于邻近建筑物的情况,有相邻建筑物的一侧应适当加强。当地下水位很高而又不采用井点降水时,为确保导墙内泥浆液面高于地下水位1 m 以上,需将导墙上提而高出地面。在这种情况下,需在导墙周边填土,可采用形式(g)的导墙。

在确定导墙形式时,应考虑以下因素。

- a. 表层土的特性。表层土是密实的还是松散的,是否为回填土,土体的物理性质如何,有无地下障碍物等。
- b. 荷载情况。成槽机械的重量与组装方法,钢筋笼的重量,挖槽与浇筑混凝土时附近的静载与动载情况。
- c. 地下连续墙施工时对邻近建筑物可能产生的影响。
- d. 地下水位的高低及地下水位的变化情况。

③导墙的施工。导墙一般采用 C20 混凝土浇筑,配筋通常为 $\phi 12 \sim 14 @ 200$ 。当地表土较好,在导墙施工期间能保持外侧土壁垂直自立时,可以土壁代替外模板,避免回填土,以防槽外地表水渗入槽内。如表土开挖后外侧土壁不能垂直自立,则导墙外侧需设模板。导墙外侧的回填土应用黏土回填密实,以防止地表水从导墙背后渗入槽内,引起槽段

塌方。

地下连续墙两侧导墙内表面之间的净距应比地下连续墙的厚度略宽,一般为 40 mm 左右。导墙顶面应高于地面 100 mm 左右,以防雨水流入槽内稀释和污染泥浆。

现浇钢筋混凝土导墙拆模以后,应沿其纵向每隔 1 m 左右设上、下两道木支撑,将两片导墙支撑起来,在导墙的混凝土达到设计强度之前,禁止任何重型机械和运输设备在其旁边行驶,以防导墙受压变形。

(2) 泥浆护壁。

① 泥浆的组成与作用。在地下连续墙挖槽过程中,泥浆的作用为护壁、携砂、冷却机具和切土润滑,其中以护壁最为重要。泥浆的正确使用是保证挖槽成功的关键。

泥浆具有一定的密度,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,有助于保持土壁的稳定性的。

泥浆具有较高的黏性,能在挖槽过程中将土渣悬浮起来。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。

泥浆即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、密度太小、黏度不大,则难以形成泥饼、难以固壁、难以保证其携砂作用。但如黏度过大,也会发生泥浆循环阻力过大、携带在泥浆中的泥沙难以除去、浇筑混凝土的质量难以保证及泥浆不易从钢筋笼上去除等弊病。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。

在我国,目前地下连续墙用的护壁泥浆主要是膨润土泥浆,其成分为膨润土、水和一些掺合物,配合比见表 3-4。

表 3-4 膨润土泥浆的通常配合比

成 分	材料名称	通常用量/%
固体材料	膨润土	6~8
悬溶液	水	100
增黏剂	CMC(甲基纤维素)	0~0.05
分散剂	Na ₂ CO ₃ 、FCl	0~0.05
加重剂	重晶石粉	必要时才用
防漏材料	石、锯末、短化纤	必要时才用

② 泥浆的性能指标。泥浆对地下连续墙的施工影响很大,新配制的泥浆和循环泥浆的性能及质量控制指标应满足表 3-5 的要求。

表 3-5 泥浆性能及质量控制指标表

项 目	新制备的泥浆		使用过的循环泥浆	
	性能指标	测定方法	性能指标	测定方法
黏度/s	19~21	500 mL/700 mL 漏斗法	19~25	500 mL/700 mL 漏斗法
密度	<1.05	泥浆重度计	<1.20	泥浆重度计
失水量/(mL/30 min)	<10	失水量计	<20	失水量计
泥皮厚度/mm	<1	失水量计	<2.5	失水量计
稳定性	100%	500 mL 量筒	—	—
pH 值	8~9	pH 试纸	11	pH 试纸

③泥浆的制备和处理。地下连续墙施工中所需的泥浆量取决于一次同时开挖槽段的大小、泥浆的各种损失及制备和回收处理泥浆的机械能力，一般是参考类似工程的经验来决定。作为参考可用经验公式(3-13)估算。

$$Q=\frac{V}{n}+\frac{V}{n}\left(1-\frac{K_1}{100}\right)(n-1)+\frac{K_2}{100}V \tag{3-13}$$

式中， Q 为泥浆总需要量(m^3)； V 为设计总挖土量(m^3)； n 为单元槽段数量； K_1 为浇筑混凝土时的泥浆回收率(%)，一般为 60%~80%； K_2 为泥浆消耗率(%)，一般为 10%~20%，包括泥浆循环、排土、形成泥皮、漏浆等泥浆损失。

a. 泥浆的制备。地下连续墙施工时所采用的泥浆多用搅拌方法制备，而高速回转式搅拌机是常用的搅拌机械，它是通过高速回转(200~1 000 r/min)叶片，使泥浆产生激烈涡流，从而把泥浆搅拌均匀。

b. 泥浆的再生处理。在地下连续墙施工中，泥浆会与地下水、泥土及混凝土接触，泥浆中的膨润土、掺合料等成分会被消耗，而且还会混入一些土渣和电解质离子等，使泥浆受到污染而质量恶化。因此，应根据泥浆的恶化程度，决定舍弃或进行再生处理。

被污染的泥浆，应根据具体情况进行处理，而处理的方法主要有机械处理和重力沉淀处理，最好是两种方法组合使用。先经重力沉降处理，利用渣土和泥浆的密度差使土渣沉淀，再使用振动筛和旋流器将粒径大、密度大的颗粒分离出去。经处理后符合标准的泥浆可重复使用，其渣土应废弃。

重力沉降处理是利用泥浆和土渣的密度差使土渣沉淀的方法。沉淀池的容积越大或停留时间越长，沉淀分离的效果越显著，所以最好采用大沉淀池，其容积一般为一个单元槽段有效容积的 2 倍以上。沉淀池设在地上或地下均可，要考虑循环、再生、舍弃、移动等操作方便，再结合现场条件进行合理配置。机械处理方法通常是使用振动筛和旋流器。

振动筛是通过强力振动将土渣与泥浆分离的设备。经过振动筛可除去较大土渣的泥浆，尚带有一定量的细小砂粒。旋流器可使泥浆产生旋流，使砂粒在离心力的作用下聚集在旋流器内壁，再在自重作用下沉落排渣。旋流器的尺寸大小取决于泥浆的处理量、黏度、密度、土颗粒的混入率等，可通过调整旋流器底部的阀门来达到处理效果。

对无法再回收使用的废弃泥浆，在运走前，应进行预处理，通常是进行泥水分离。废弃

泥浆的泥水分离是指在现场或指定地方通过化学方法和机械方法,将含水量较大的废弃泥浆分离成水和泥渣两部分,水可排入河流或下水道,泥渣可用作填土,从而减少废弃泥浆的运输量。

(3)成槽。成槽是地下连续墙施工中的关键工序,因为槽壁形状决定了墙体外形,所以挖槽的精度也是保证地下连续墙施工质量的关键之一,特别是垂直度,必须要满足设计要求。我国地下铁道设计规范中规定,连续墙墙面倾斜度不宜大于 $1/150$,局部突出也不宜大于 100 mm ,且墙体不得侵入主体结构隧道净空。同时成槽工期约占地下连续墙施工工期的一半,因此提高其成槽效率也能加快施工进度。

①槽段长度的确定。地下连续墙施工时,预先沿墙体的长度方向把墙体划分为若干个某种长度的施工单元,这种施工单元称为“单元槽段”。

在实际施工中,确定单元槽段长度时应综合考虑以下因素。

- a. 地质条件。当土层不稳定时,为减少槽壁坍塌,应减少槽段长度,减短成槽时间。
- b. 地面荷载。如附近有高大建筑物和较大的地面荷载时,应缩减槽段长度,以缩小槽壁的开挖面和暴露时间。
- c. 起重机械的起重能力。根据起重机的起重能力估算钢筋笼的尺寸和质量,以此推算槽段的长度。
- d. 单位时间内供应混凝土的能力。一般情况下,一个槽段长度内的混凝土,宜在 4 h 内浇筑完毕,即槽段长度= 4 h 混凝土的最大供应量/单位槽段长度所需混凝土。

e. 泥浆池(罐)的容积。一般情况下泥浆池(罐)的容积应不小于每一槽段容积的 2 倍。

f. 工地所占用的场地面积以及能够连续作业的时间。如在交通繁忙而又狭窄的街道上施工,或仅允许在晚上进行作业,则为了缩短每道工序的施工时间,必须缩短槽段的长度。

此外,槽段的划分也应考虑槽段之间的接头位置,一般情况下接头应避免设在转角处及地下连续墙与内部结构的连接处,以保证地下连续墙有较好的整体性。槽段的长度多取 $3\sim 8\text{ m}$,但也有取 10 m 甚至更长的情况。

②槽壁的稳定。地下连续墙施工时,应始终保持槽壁的稳定,自成槽开始到浇筑混凝土完毕不应发生槽壁坍塌的情况。槽壁的稳定主要靠泥浆的静水压力,在目前只能用泥浆的静水压力和理论计算的土压力值比较,以此来判断槽壁的稳定。

泥浆护壁仍是目前地下连续墙施工中保持槽壁稳定的主要方法。选用适当的材料和配合比,能得到良好性能的泥浆,保持与外压平衡,可保持槽壁稳定。但实际上随着泥浆在沟槽内搁置时间的延长,其性质也会发生变化。因此,尽管地基土压力和地下水压力没有发生变化,但若长时间搁置,泥浆压力也会减小,泥浆和外压之间的平衡也将丧失。

在地下连续墙施工安排中,不可忽视泥浆在槽内放置的时间,所谓放置的时间指成槽结束到浇筑混凝土前的这段时间,一般条件下为 $2\sim 3\text{ d}$ 。在这段时间内尤需采取特别措施,但是要控制泥浆的性质、泥浆液面的高度以及地下水位的变化等。如需搁置较长的时间,则应增加膨润土的掺量和密度。同时应防止因为沉淀使密度减小的情况发生,以便使泥浆形成良好的泥皮或渗透沉积层。在搁置时间内仍需进行泥浆质量的控制,注意泥浆液面和地下水的变化,防止雨水流入。泥浆密度和泥浆黏度是泥浆的两项重要指标,必须严格控制。

a. 泥浆密度。泥浆密度宜每两小时测定一次,一般新制备的泥浆的密度应小于 1.05 。在成槽过程中由于泥浆混入泥土,比重上升,但为了能顺利地浇筑混凝土,希望在成槽结束

后,槽内泥浆的密度不大于 1.15,槽底部泥浆的密度不大于 1.25。泥浆密度过大,不但会影响混凝土的浇筑,而且会由于其流动性差而使泥浆循环设备的功率消耗增大。

b. 泥浆黏度。泥浆要有一定的黏度,才能确保槽壁稳定。黏度可用漏斗形黏度计测定。不同的土质、有无地下水、挖槽方式、泥浆循环方式等对泥浆的黏度有不同的要求。砂质土中的黏度应大于黏性土,地下水丰富的土层应大于无地下水层。泥浆静止状态下的成槽,尤其是用大型抓斗上下提拉的成槽方式,因为容易使槽壁坍塌,故黏度要大于泥浆循环成槽时的数值。下面分别将静止状态下使用的泥浆漏斗黏度值和循环状态下使用的泥浆漏斗黏度值列于表 3-6 和表 3-7,供参考(当地下水丰富或槽壁放置时间较长时,要取较大值)。

表 3-6 泥浆漏斗黏度(静止状态)

地基条件	泥浆性能	对 策	漏斗黏度经验值/s
$N>2$, 软弱的黏土, 粉土层(N 为标贯击数)	需增大泥浆密度或水不能侵入的性能	用高含量、高密度的陶土泥浆, 掺加重晶石	100 以上
N 值较高, 全都是黏土或粉土	保持最低的黏度和失水量, 仅使黏土或粉土不被冲洗掉即可	泥浆浓度为 5%~6%, 掺加少量的 CMC	25~33
一般粉土层或含砂粉土层	黏度、凝胶强度和失水量都不用过高	泥浆浓度为 7%~8%, 掺加较少的 CMC	30~38
一般砂层	黏度、凝胶强度和失水量都不用过高	泥浆浓度为 8%~10%, 掺加 CMC	35~50
全部地层 N 值较低, 黏土质粉土较多	泥浆浓度较低, 增多 CMC	泥浆浓度为 7%~9%, 掺加较多的 CMC	40~50
有地下水流出或滑流, 预计有坍塌层	增大泥浆密度, 提高黏度	泥浆浓度为 10%~12%, 掺加 CMC、重晶石及其他外加剂	80 以上

表 3-7 泥浆漏斗黏度(泥浆循环状态)

土质分类	漏斗黏度/s
含砂粉土层	25~30
砂质粉土层 1	25~30
砂质粉土层 2	27~34
砂层	30~38
沙砾层	35~44

- ③成槽的要领。在成槽过程中,要特别注意以下几方面的问题,以保证成槽顺利进行。
- a. 确保场地的平整以及地表层的地基承载力。
 - b. 确保作业场内的各种施工机械能够正常运转。
 - c. 随时调整并确保成槽机的垂直度。
 - d. 及时供应质量可靠的护壁泥浆。

- e. 预先钻孔导向。
- f. 加强槽底清淤工作。目前我国多用置换法进行清底。

④成槽设备。成槽机具设备是地下连续墙施工的主要设备。由于地质条件有很多种，目前还没有一种可以适合所有地质条件的成槽机。因此，根据不同的土质条件和现场情况，选择不同的成槽机是极为重要的。

目前使用的成槽机，按成槽机理可分为抓斗式、回转式和冲击式，见表 3-8。

表 3-8 成槽机的分类(按成槽机理划分)

分 类	操作方式			代表性機種
	成槽装置	挖土操作	升降方式	
抓斗式	蛤式抓斗	机械式、油压式	钢索、导杆	重力式抓斗
回转式	垂直多轴头 水平多轴头	反循环式	钢索	BW 型多头 钻牙轮钻
冲击式	重锤凿具	正反循环	钢索、导杆	制筒易锤

a. 抓斗式成槽机。抓斗式成槽机，先以其斗齿切削土体，将土渣收容在斗体内，开斗放出土渣，再返回到挖土位置，重复往返动作，即可完成挖槽作业，这种机械是最简单的成槽机械。

b. 回转式成槽机。以回转的钻头切削土体进行挖掘，钻土的土渣随循环的泥浆排出地面。钻头回转方式与挖槽面的关系有直挖和平挖两种。按钻头数目来分，有单钻头和多头，单钻头多用来钻导孔，多头多用来挖槽。

多头是由日本一家公司研制并生产出来的，称为 BW 钻机。我国参考 BW 钻机并结合我国实际，设计制造了 SF 型多头钻。这种钻头是一种采用动力下放、泥浆反循环排渣、电子测斜纠偏和自动控制钻进成槽的机械，具有一定的先进性。

回转式成槽机的排土方式一般均为反循环形式，排泥泵为潜水式，功率较高，钻机用钢索吊住，边排泥边下放，泵的工作能力可以选择，大的可以将卵石、漂石吸出，挖槽的速度是极快的。与其他挖槽机相比，这类成槽机的机械化程度较高，零部件很多，维修保养要求较高，需要有熟练的操作技术。

c. 冲击式成槽机。冲击式成槽机有各种形式的钻头，它通过上下运动或变换运动方向冲击破碎地基土，借助泥浆循环把土渣带出槽外。

冲击钻机是依靠钻头的冲击力破碎地基土，所以不但对一般土层适用，对卵石、砾石、岩层等地层也适用。另外，钻头的上下运动保持垂直，所以挖槽精度也可保证。

(4)钢筋混凝土的施工。

①钢筋笼的加工和吊放。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。钢筋笼最好是按照单元槽段组成一个整体。

组装钢筋笼时要预先确定好插入导管的位置，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、连接筋进行加固。另外，为了使钢筋不卡住导管，应将纵向主筋放在内侧，横向副筋放在外侧。纵筋放在槽内时，应距槽底 0.1~0.2 m。纵筋底端应向里弯曲，钢筋间的最小间距应保持在 100 mm 以上。

为了保证保护层达到规定厚度，可在钢筋笼外侧焊上用扁钢弯成的定位块，用以固定钢

筋笼的位置。定向块应设置在里外两侧,在水平方向上设置的数量在两个以上,在竖直方向上约5 m设置一个。钢筋笼的长度除特殊情况外,一般不超过10 m,倘若钢筋笼过长,则要增加剪刀斜撑进行加固。钢筋笼与其他结构连接时,预留筋应先弯曲并用塑料布盖住,待混凝土浇筑完毕后,以及将来的土体开挖后再定位。

地下连续墙拐角处的钢筋必须做成L形,接头不应当留在拐角处而应放置在直墙部位。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。起吊钢筋笼时,顶部要用一根横梁,其长度应和钢筋笼的尺寸相适应。钢丝绳必须吊住四个角,为使钢筋笼在起吊时不产生弯曲变形,一般用两台吊车同时操作。为使钢筋笼不在空中晃动,钢筋笼下端可系绳索,用人力控制。

钢筋笼插入槽段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的操作不当或风的吹动,使钢筋笼摆动而损坏槽壁壁面。

②混凝土的浇筑。地下连续墙的墙体混凝土浇筑是采用直升导管法浇筑水下混凝土的方法浇筑的。导管与导管既可采用丝扣连接,也可采用消防用橡皮管的快速接头,以便于在钢筋笼中顺利升降。

槽段的混凝土是利用混凝土和泥浆的密度差进行浇筑的,故必须保证密度差大于1.1。混凝土的密度是 $2\,300\text{ kg/m}^3$,槽内泥浆的密度应小于 $1\,200\text{ kg/m}^3$,若大于 $1\,200\text{ kg/m}^3$ 就会影响浇筑质量。此外,混凝土要有良好的和易性且不发生离析。

地下连续墙的施工工艺具有以下特点。

(1)地下连续墙施工工艺的优点。

①墙体刚度大、整体性好,因而既可用于基坑围护也可用于主体结构。

②适用于各种地质条件。目前我国除岩溶地区和承压水头很高的沙砾层难以采用外,在其他各种土质中皆可应用。在一些复杂的条件下,它几乎成为唯一可采用的有效的施工方法。

③可减少工程施工时对环境的影响。地下连续墙施工时,震动小,噪声小,对周围相邻的工程结构和地下管线的影响较小,对沉降和位移较易控制。

④可进行逆筑法施工,有利于加快施工速度,降低工程造价。

(2)地下连续墙施工工艺的缺点。

①对泥浆废液的处理,不但会增加工程费用,而且泥水分离技术不完善或处理不当,还会造成新的环境污染。

②槽壁坍塌问题。如地下水位急剧上升,护壁泥浆液面急剧下降,土层中有软弱疏松的砂性夹层,泥浆的性质不符合要求或已经变质,施工管理不善等均可能引起槽壁坍塌,引起邻近地面沉降,危害邻近工程结构和地下管线的安全。同时也可能使墙体混凝土体积超方,墙面粗糙和结构尺寸超出允许界限。

③地下连续墙如果仅用作施工时的临时挡土结构,则造价较高,不够经济。一般来说,当在软土地质条件下基坑开挖深度大于10 m,基坑周围建筑或地下管线对位移和沉降要求较高,或用作主体结构的一部分,或采用逆筑法施工时,可采用地下连续墙。

3.3.2 深层搅拌桩支护

深层搅拌桩支护,即深层搅拌水泥土挡墙,是采用水泥作为固化剂,通过特制的深层搅拌机,在地基深处将软土和水泥强制搅拌形成水泥土,利用水泥和软土之间所产生的

一系列物理化学反应,使软土硬化成整体性的并有一定强度的挡土防渗墙。

深层搅拌水泥土挡墙施工时,振动和噪声小,工期较短,无支撑,它既可挡土亦可防水,而且造价低廉。普通的深层搅拌水泥土挡墙,通常用于不太深的基坑护壁,若采用加筋搅拌水泥土挡墙,因其能承受较大的侧向压力,故可用于较深的基坑护壁。近年来,我国已将深层搅拌水泥土挡墙较广泛地用于软土地基的基坑支护工程,尤其在上海市应用广泛,多用于深度不超过 7 m 的基坑。深层搅拌水泥土桩施工时,由于搅松了地基土,对周围环境有时会产生不利影响,因此应采取措施加以预防。

1. 施工机具

1) 深层搅拌机

深层搅拌机是深层搅拌水泥土桩施工的主要机械,目前国内外应用的有中心管喷浆方式和叶片喷浆方式。采用中心管喷浆方式时,水泥浆是从两根搅拌轴之间的另一根管子输出的,不会影响搅拌的均匀度,可适用于多种固化剂;叶片喷浆方式可使水泥浆从叶片上的若干个小孔喷出,使水泥浆与土体混合得较均匀,适用于大直径叶片和连续搅拌,但因喷浆孔小易被堵塞,做该方式只能使用纯水泥浆而不能采用其他固化剂。图 3-10 所示为 SJB-1 型深层搅拌机,它采用的是双搅拌轴中心管输浆方式。其技术性能见表 3-9。图 3-11 所示为利用进口钻机改装的 GZB-600 型深层搅拌机,它采用单轴搅拌、叶片喷浆方式。目前深层搅拌机加固深度可达 19 m。

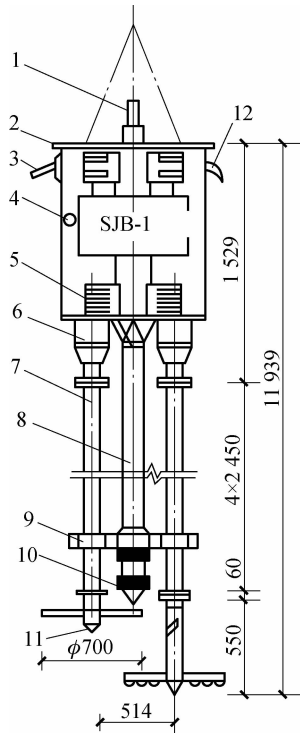


图 3-10 SJB-1 型深层搅拌机

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

表 3-9 SJB-1 型深层搅拌机的技术性能

项 目		性能指标	项 目		性能指标
深层搅拌机	搅拌轴数量/根	2	固化剂制备系统	灰浆拌制机台数×容量/L	2×200
	搅拌叶片外径/mm	700~800		灰浆泵输送量/(m ³ ·h ⁻¹)	3
	搅拌轴转数/(r·min ⁻¹)	46		灰浆泵工作压力/kPa	1 500
	电机功率/kW	2×30		骨料斗容量/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	0.71~0.88
	提升高度/m	大于 14		最大加固深度/m	10
	提升速度/(m·min ⁻¹)	0.2~1.0		效率/(m·台班 ⁻¹)	40
	接地压力/kPa	60		总重(不包括吊车)/t	4.5

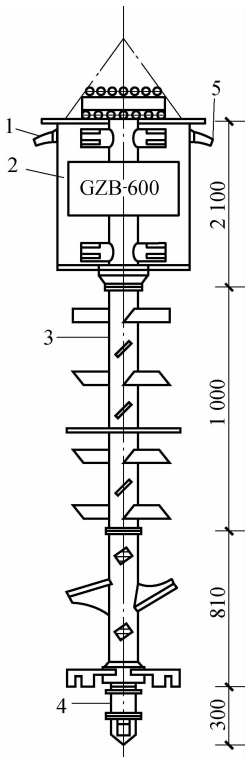


图 3-11 GZB-600 型深层搅拌机

1—电缆接头；2—电动机；3—搅拌轴；4—搅拌头；5—进浆口

2) 配套机械

配套机械主要包括灰浆搅拌机、骨料斗、灰浆泵。其中 SJB-1 型深层搅拌机采用 HB6-3 型灰浆泵，GZB-600 型深层搅拌机采用 PA-15B 型灰浆泵。

2. 施工工艺

深层搅拌水泥土挡墙的施工工艺流程如图 3-12 所示。

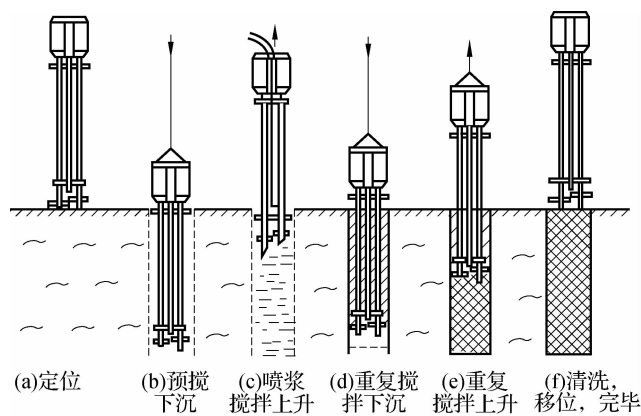


图 3-12 深层搅拌水泥土挡墙的施工工艺流程

(1)定位。用起重机(或用塔架)悬吊搅拌机到达指定桩位,对中。

(2)预搅下沉。待深层搅拌机的冷却水循环正常后,启动搅拌机,放松起重机的钢丝绳,使搅拌机沿导向架搅拌切土下沉。待深层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(水灰比宜为 0.45~0.50),压浆前将水泥浆倒入骨料斗中。

(3)喷浆搅拌上升。待深层搅拌机下沉到设计深度后,开启灰浆泵将水泥浆压入地基,且边喷浆、边搅拌,同时按设计确定的提升速度提升深层搅拌机。提升速度不宜大于 0.5 m/min。

(4)重复上、下搅拌。为使土和水泥浆搅拌均匀,可再次将搅拌机边旋转边沉入土中,至设计深度后再提升出地面。桩体要互相搭接 200 mm,以形成整体。相邻桩的施工间歇时间宜小于 10 h。

(5)清洗、移位,完毕。向骨料斗中注入适量清水,开启灰浆泵,清洗全部管路中残存的水泥浆,并将黏附在搅拌头上的软土清洗干净。桩位偏差应小于 50 mm,垂直度误差不超过 1%。桩机移位,特别在转向时要注意保持桩机的稳定。

3. 水泥土的配合比

水泥土的无侧限抗压强度 q_u 一般为 500~4 000 kN/m²,比天然软土大几十倍至数百

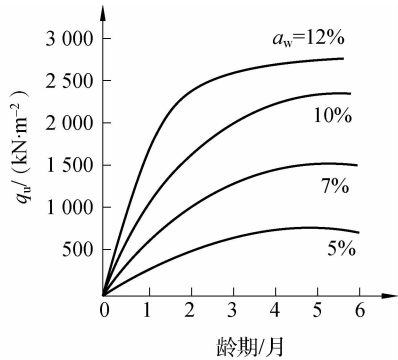


图 3-13 水泥掺入比与龄期强度的关系

倍。相应的抗拉强度、抗剪强度也提高不少。其内摩擦角一般为 20°~30°。变形模量 $E_{50} = (120 \sim 150)q_u$ 。水泥掺入量取决于水泥土挡墙设计的抗压强度 q_u ,水泥掺入比 a_w 与水泥土抗压强度的关系如图 3-13 所示。水泥标号每提高 100 号,水泥土强度 q_u 增大 20%~30%。通常选用龄期 3 个月的强度作为水泥土的标准强度较为适宜。

搅拌法施工要求时水泥浆的流动度大,水胶比一般采用 0.45~0.50,但软土含水量高,

对水泥土强度的增长不利。为了减少用水量,又利于泵送,可选用木质素磺酸钙作减水剂,另掺入三乙醇胺以改善水泥土的凝固条件和提高水泥土的强度。

4. 提高水泥土桩挡墙支护能力的措施

深层搅拌水泥土桩挡墙属重力式支护结构,主要由抗倾覆、抗滑移和抗剪强度控制截面和入土深度。目前这种支护的体积都比较大,为此可通过精心设计和采取下列措施来提高其支护能力。

- (1)卸荷。如条件允许可将顶部的土挖去一部分,以减小主动土压力。
- (2)加筋。可在新搅拌的水泥土桩内压入竹筋等,以提高其稳定性。但加筋与水泥土的共同作用问题有待研究。
- (3)起拱。将水泥土挡墙做成拱形,在拱脚处设钻孔灌注桩,可大大提高支护能力,减小挡墙的截面。或对于边长大的基坑,在边长中部适当起拱以减少变形,目前这种形式的水泥土挡墙已在工程中有所应用。
- (4)挡墙变厚度。对于矩形基坑,由于边角效应,角部的主动土压力会减小,为此在角部可将水泥土挡墙的厚度适当减薄,以节约投资。

3.3.3 排桩支护

基坑开挖时,对不能放坡或由于场地限制不能采用搅拌桩支护时,可采用排桩支护。排桩支护可采用钻孔灌注桩(包括干作业钻孔灌注桩和湿作业钻孔灌注桩)、人工挖孔桩、预制钢筋混凝土板桩、工字钢桩或钢板桩等。有关各种排桩的施工可参考“基础工程施工”课程中桩基础施工部分或参考其他相关教材。

排桩支护结构可分为柱列式排桩支护、连续式排桩支护和组合式排桩支护。

- (1)柱列式排桩支护。当边坡土质较好,地下水位较低时,可利用土拱作用,以稀疏的钻孔灌注桩或人工挖孔桩支挡土坡,如图 3-14(a)所示。
- (2)连续式排桩支护。在软土中一般不能形成土拱,支挡桩应该连续密排,如图 3-14(b)所示。密排的钻孔桩可以互相搭接,或在桩身混凝土强度尚未形成时,在相邻桩之间做一根素混凝土桩把钻孔桩连接起来,如图 3-14(c)所示。也可以采用钢板桩、钢筋混凝土板桩,如图 3-14(d)、图 3-14(e)所示。

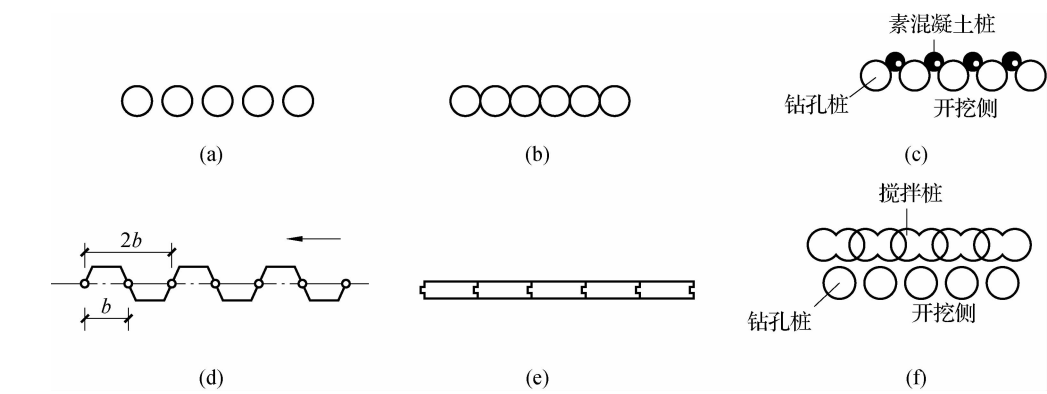


图 3-14 排桩支护的类型

(3)组合式排桩支护。在地下水位较高的软土地区,可采用钻孔灌注桩排桩与搅拌桩防渗墙组合的形式,如图 3-14(f)所示。

3.3.4 土钉墙围护结构

土钉墙是采用土钉加固的基坑侧壁土体与护面等组成的结构,它是将拉筋插入土体内部的全长度与土黏结,并在坡面上喷射混凝土,从而形成加筋土体加固区带,用以提高整个原位土体的强度并限制其位移,并增强基坑边坡体的自身稳定性。土钉墙适用于开挖支护和天然边坡的加固,是一项实用的原位岩土加筋技术。

土钉墙按施工方法的不同,可分为钻孔注浆型土钉墙、打入型土钉墙和射入型土钉墙。钻孔注浆型土钉墙目前我国应用最广,可用于永久性或临时性的支护工程中,它的施工方法及原理:基坑开挖后,首先在基坑坡面上钻直径为 70~120 mm 的一定深度的横孔,然后插入直径为 16~32 mm 的钢筋,再用压力注浆填充钻孔孔洞,从而形成与周围土体密实黏合的土钉,最后在基坑坡面上设置与土钉端部连接的构件,并用喷射混凝土组成土钉面层结构,成为一道临时自稳土层、土钉和喷射混凝土的组合墙,形成基坑的稳定侧墙体系。

1. 土钉墙的特点

1)安全可靠

当基坑边坡的直立高度超过临界高度,或坡顶有较大荷载以及环境因素改变时,都会引起基坑边坡失稳,这是由于土体自身的抗剪强度较低、抗拉强度很小。而土钉墙由于在土体内增设了一定长度与分布密度的锚固体,使之与土体牢固结合并共同工作,从而弥补了土体自身强度的不足。土钉在其加固的复合土体中的这种“箍束骨架”作用,大大提高了土坡的整体刚度与稳定性。

土钉墙还可增强土体破坏的延性,改变基坑边坡破坏时突然塌方的性质,这一点与前面介绍的排桩挡墙等明显不同。排桩挡墙等支护体系属于被动制约机制的支挡结构,这类支挡结构虽然可以承受侧压力并限制土体的变形发展,但它并未改变土的边坡位移增加到一定程度后可能产生脆性破坏的性质,所以一旦桩体产生倾斜破坏,就会有很大的位移速率,很难及时采取有效措施,会对结构安全及工期产生很大的影响。而土钉墙属于主动制约机制的支挡体系,它在超载作用下的变形特征表现为持续的渐进性破坏,即使在土体内已出现局部剪切面和张拉裂缝,并随着超载集度的增加而扩展,但仍可持续很长时间而不发生整体塌滑,表明其仍具有一定的强度,从而为土体的加固、排除险情提供了充裕的时间,并使相应的加固方法简单易行。

土钉墙是先开挖后支护、分层分段施工,因此具有比土方开挖稍后一步施工的特点,这个特点对那些复杂的土体结构特别有利,在开挖过程中,视土质条件的局部变化,采取相应的技术措施来解决,易使土坡得到稳定。

2)可缩短基坑施工工期

目前的桩排挡墙等支护体系都是在土方开挖前期施工,占用施工工期,而土钉墙与土方开挖同期施工,并可与土方开挖形成流水施工。对于工期紧的工程,可达到拆迁一块、开挖一块的快速施工要求。

3)施工机具简单、易于推广

设置土钉用的钻孔机具及喷射混凝土的设备都属于可移动的小型机械,移动灵活,所需

场地也小。此类机械的振动小、噪声低,在城市地区施工具有明显的优越性。钻孔、压力灌浆和面层喷射混凝土,已是土层锚杆、喷锚等支护体系中成熟的工艺,易于掌握,普及性强。

4)经济效益较好

在材料用料方面,土钉墙每平方米边坡支护的用量大大低于排桩挡墙等支护体系的材料用量。比人工挖孔桩使用的机械少,人工配备与人工挖孔桩大致相当,所以总成本明显低于排桩挡墙。

2. 土钉墙的局限性

(1)土钉施工时一般要先挖土层 1~2 m 深,在喷射混凝土和安装土钉前需要在无支护的情况下稳定至少几个小时,因此土层必须有一定的天然“凝聚力”。否则必须先进行地基加固处理来维持坡面稳定,这使得施工复杂化并且造价增加。

(2)施工时要求坡面无水渗出,否则开挖后坡面会出现局部塌滑,这样就不可能形成一层喷射混凝土面层。

(3)软土开挖支护不宜采用土钉墙。因为软土的内摩擦角小,使得土钉锚固体与软土的界面摩阻力小,土钉的承载能力小,另外在软土中成孔也较困难,故技术经济综合效益不理想。

3. 土钉墙的适用范围

土钉墙适用于地下水位以上或经人工降水后有一定黏结性的杂填土、黏性土、粉土及微胶结砂土的基坑开挖支护,不宜用于含水丰富的粉细砂层、砂卵石层和淤泥质土层,不应用于没有临时自稳能力的淤泥、饱和软弱土层。土钉墙基坑支护的开挖深度宜为 5~12 m,当与护坡桩或预应力锚杆联合支护时,深度还可适当增加。

4. 土钉墙的构造要求与设计

1)土钉墙的构造要求

土钉墙的构造如图 3-15 所示。

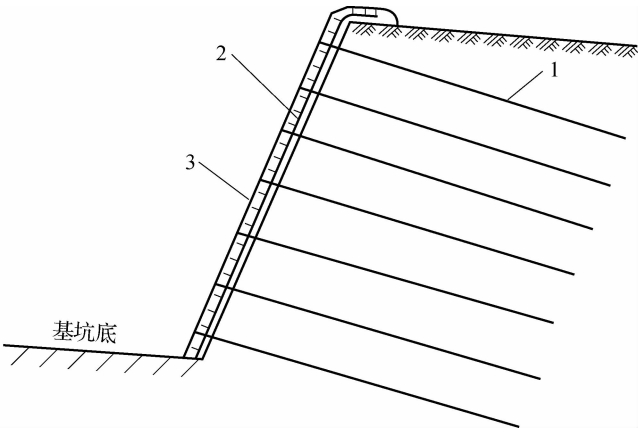


图 3-15 土钉墙的构造

1—土钉; 2—喷射混凝土面层; 3—铺设钢筋网

(1)土钉墙的墙面坡度不宜大于 1 : 0.1。

(2)土钉必须与面层有效连接,应设置承压板或加强钢筋等构造,承压板或加强钢筋应与土钉钢筋焊接连接。

(3)土钉的长度宜为开挖深度的 0.5~1.2 倍,间距宜为 1~2 m,与水平面的夹角宜为 5°~20°。

(4)土钉钢筋宜采用Ⅱ、Ⅲ级钢筋,钢筋直径宜为 16~32 mm,钻孔直径宜为 70~120 mm。

(5)注浆材料宜采用水泥浆或水泥砂浆,其强度不宜低于 M10。

(6)喷射混凝土面层中宜配置钢筋网,钢筋直径宜为 6~10 mm,间距宜为 150~300 mm;喷射混凝土的强度等级不宜低于 C20,面层厚度不宜小于 80 mm。

(7)坡面上下段钢筋网的搭接长度应大于 300 mm。

(8)土钉墙的墙顶应采用砂浆或混凝土护面,在坡顶和坡脚应设排水措施,在坡面上可根据具体情况设置泄水孔。

2)土钉墙的设计计算

土钉墙的设计内容主要包括:开挖基坑的几何尺寸设计、土钉的几何尺寸设计、土钉的抗拔力验算、土钉墙的整体稳定性验算、施工现场的监控设计等。此处主要介绍一下土钉的抗拔力验算和土钉墙的整体稳定性验算方法。

单根土钉的抗拉承载力计算应符合式(3-14)的要求。

$$1.25rT_{jk} \leq T_{uj} \tag{3-14}$$

式中, T_{jk} 为第 j 根土钉受拉荷载标准值(kN); T_{uj} 为第 j 根土钉抗拉承载力设计值(kN),按设计规定确定; r 为基坑侧壁重要性系数,安全等级为二级的基坑, r 取 1.0;安全等级为三级的基坑, r 取0.9。

5. 土钉墙的施工

1)施工流程

土钉墙的施工流程如图 3-16 所示。

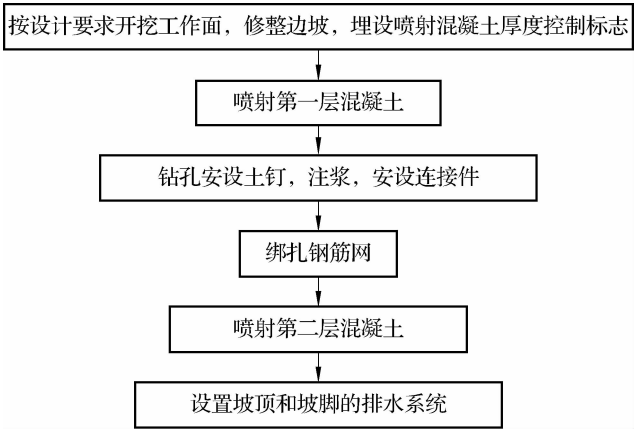


图 3-16 土钉墙的施工流程

2)施工注意事项

土钉墙施工中的锚体成孔、土钉杆体制作、压力灌浆与土层锚杆的施工方法大体相同,

可参见土层锚杆施工的有关内容,在此不再赘述。下面介绍土钉墙施工中应注意的其他几个问题。

(1)分层分段开挖。土钉墙是先开挖后支护,要保持边坡在施工中的稳定性必须控制土方开挖的层高与开挖段的长度,这就是土钉墙的分层分段开挖。基坑开挖的分层高度主要取决于暴露坡面的“直立”自稳能力,另外还与周围环境的变形控制要求有关,因此,基坑开挖的分层高度一定要与土钉墙的设计工况一致。一般在黏性土中的开挖深度为0.5~2.0 m,在超固结黏性土中的开挖深度可适当增大。

基坑开挖的分段长度与土质条件、坡度、坡顶超载大小及分层高度皆有关系。对于松软的杂填土和软弱土层、滞水层地段,分段长度应小一些;若施工期间坡顶超载较大,边坡坡度较陡,分段长度也应小一些;对深度较大的基坑,其下部开挖支护时,分段长度也应小一些。对工期紧的工程,为了加快施工速度,同时又要满足保证边坡稳定性的要求,可采用多段跳槽开挖的方式,以扩大施工面,并形成流水施工。

开挖下层土方及进行下层土钉施工要等到上层土钉砂浆及喷射混凝土面层达到设计强度的70%后才可开始。在机械开挖后,应辅以人工修整坡面,坡面平整度的允许偏差为±20 mm。开挖机械要最大限度地减少对支护土层的扰动,在坡面喷射混凝土前,对坡面虚土及任何松动的部分都要予以清除,然后再进行护面施工。

(2)喷射混凝土的作业要求。喷射混凝土的配合比应根据设计要求确定,一般采用水泥:砂子:石子为1:(2~2.5):(2~2.5)(重量比),水灰比一般采用0.40~0.50,石子的最大粒径一般不应大于12 mm。混凝土应随拌随用,应通过外加减水剂和速凝剂来调节所需工作度和早强时间。混凝土的初凝时间和终凝时间宜分别控制在5 min和10 min左右。

喷射混凝土机是借助压缩空气将混合料送往输送管端的喷头处与水混合后,喷射到工作面上。国产的喷射混凝土机的一般生产能力为5~10 m³/h,湿喷的输送距离一般在50 m左右。喷射作业应分段进行,同一分段内的喷射顺序应自下而上,一次喷射厚度不宜小于40 mm。喷射时,喷头处的工作风压宜保持在0.10~0.12 MPa,喷头与受喷面应保持垂直,距离宜为0.6~1.0 m;喷射混凝土上、下层及相邻段的接茬应做成斜坡搭接,搭接长度一般为喷射厚度的2倍以上;对喷射时散落的回弹物应及时回收利用,但不宜作为喷料重新喷射;喷射混凝土终凝2 h后,应喷水养护,养护时间宜根据气温确定,宜为3~7 d。

初喷混凝土应在边坡修整后尽快进行,以稳定基坑壁面,防止土层出现松弛或剥落;钢筋网铺设完毕后,还要再进行复喷,复喷的一次喷射厚度宜为50~70 mm。

(3)面层中钢筋网的铺设。钢筋网应在喷射一层混凝土后再铺设,钢筋与第一层喷射混凝土的间隙不宜小于20 mm;采用双层钢筋网时,第二层钢筋网应在第一层钢筋网被混凝土覆盖后再铺设;钢筋网与土钉应连接牢固。

(4)验收。对土钉墙进行工程质量验收时,应做土钉抗拔力试验,以检测土钉的实际承载力。同一条件下,试验数量不宜少于土钉总数的1%,且不少于3根。土钉验收合格的标准为:土钉的实际抗拉承载力应大于设计抗拉承载力,实际抗拉承载力的最小值应大于设计抗拉承载力的0.9倍。对喷射混凝土应进行喷层厚度检查,检查方法是采用钻孔检测,钻孔数宜每100 m²墙面积一组,每组不应少于3点。喷层厚度合格的条件为:全部检查孔处厚度的平均值应大于设计厚度,最小厚度不应小于设计厚度的80%。

喷射混凝土的外观检查应符合设计要求,无漏喷、离鼓现象,土钉墙工程完工后,应提交

有关必要的资料进行竣工验收。

3.3.5 土层锚杆

1. 土层锚杆的发展与应用

土层锚杆(土锚)是一种新型的受拉杆件,它的一端与支护结构等连接,另一端锚固在土体中,将支护结构和其他结构所承受的荷载(侧向的土压力、水压力、水上浮力及风力带来的倾覆力等)通过拉杆传递到处于稳定土层中的锚固体上,再由锚固体将传来的荷载分散到周围稳定的土层中去。土层锚杆不仅可用于临时支护结构,而且在永久性建筑工程中也得到广泛的应用。

土层锚杆是在岩石锚杆的基础上发展起来的,1958年,德国的卡尔·鲍尔公司在深基坑开挖中为固定挡土墙首次在非黏性土层中采用了土层锚杆。

由于土层锚杆具有一系列的优点,从1958年成功应用后就引起了世界各国的重视,都投入了很大的力量进行研究和开发,德国、英国、美国和日本等国家将土层锚杆广泛应用于各类工程结构中,土层锚杆的应用数量迅速增加,施工工艺日趋完善,并形成成套的施工专用机具,而且在大量研究和实践的基础上,各国从20世纪70年代开始先后制定了土层锚杆的设计和施工规程。1977年在日本东京召开的第八届国际土力学与基础工程会议上,又讨论了土层锚杆的计算理论和提高其承载能力的方法等。此外,在英国等一些国家的土木学会召开的会议上,也对土层锚杆和地下连续墙的共同作用等问题进行了讨论。总之,土层锚杆技术在近30年得到了迅猛的发展,目前它已成为现代建筑技术的重要组成部分。现代的土层锚杆技术已能施工长达50m的锚杆,在黏性土中的最大锚固力可达1000kN,在非黏性土中可达2500kN。

随着我国现代化建设的发展,深基础工程日渐增多。尤其是当深基坑邻近已有建筑物和构筑物、交通干线或地下管线时,深基坑难以放坡开挖,或基坑宽度较大、较深,支护结构采用内支撑的方法不经济或不可能实现时,采用土层锚杆支撑支护结构(钢板桩、地下连续墙、灌注桩等)能维护深基坑的稳定,对简化支撑、改善施工条件和加快施工进度可起到很大的作用。我国除了在湘黔铁路和北京、天津的地下铁道施工中应用过土层锚杆外,在高层建筑等基础工程施工中也较多地采用了土层锚杆,并取得了较好的效果,其曾被我国原建设部列为“八五”科技成果推广计划重点项目。土层锚杆的应用由非黏性土层发展到黏性土层。在高含水量、高压缩性的松散黏土层中是否能够应用,一直是大家关心的问题。我国沿海一带多为冲积性平原,土层以淤泥质黏土和粉质黏土为主,含水量往往高达40%甚至50%以上,呈塑性甚至流塑状态,在这样的土层中应用土层锚杆,过去没有先例。近年来,我国经过试验研究,已初步掌握了在软黏土中使用土层锚杆施工工艺,并成功地应用于工程建设中,这对发展土层锚杆技术做出了贡献。

2. 土层锚杆的构造

锚固支护结构的土层锚杆,通常由锚头、锚头垫座、支护结构、钻孔、防护套管、拉杆(拉索)、锚固体、锚底板(有时无)组成,如图3-17所示。

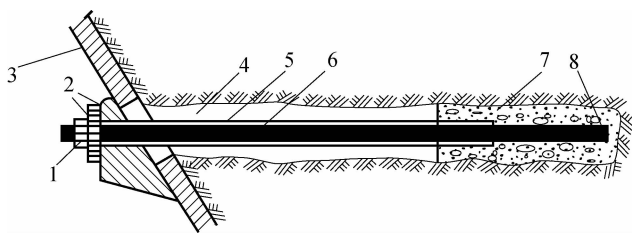


图 3-17 土层锚杆的构造

1—锚头；2—锚头垫座；3—支护结构；4—钻孔；5—防护套管；
6—拉杆(拉索)；7—锚固体；8—锚底板

土层锚杆根据主动滑动面,分为自由段 l_f (非锚固段)和锚固段 l_a ,如图 3-18 所示。土层锚杆的自由段处于不稳定土层中,要使它 与土层尽量脱离,一旦土层有滑动时,它可以伸缩,其作用是将锚头所承受的荷载传递给锚固段。锚固段处于稳定土层中,要使它 与周围土层结合牢固,通过与土层的紧密接触将锚杆所受荷载分布到周围土层中。锚固段是承载力的主要来源,锚杆锚头的位移主要取决于自由段。

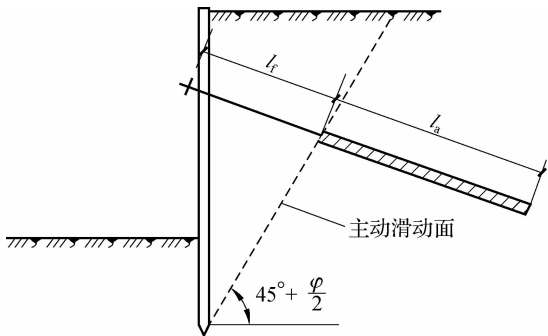


图 3-18 土层锚杆的自由段与锚固段的划分

l_f —自由段(非锚固段); l_a —锚固段

3. 土层锚杆的设计

土层锚杆涉及钢材、水泥和土体三种材料,但其承载能力与施工因素密切相关,因此按照弹塑性理论和土力学原理进行精确的设计计算是十分烦琐的,且与实际情况有差别,所以一般还是根据经验数据进行设计,然后通过现场试验进行检验。

土层锚杆设计要考虑的问题包括锚杆的布置、锚杆的承载能力、锚杆的整体稳定性等。

1) 锚杆的布置

锚杆的布置包括确定锚杆的层数、锚杆的水平间距和锚杆的倾角等。

(1) 锚杆的层数。锚杆的层数取决于支护结构的截面和其所承受的荷载,要考虑挖土后未做锚杆时支护结构所能承受的最大弯矩。锚杆层数越多则工期越长,所以要与支护结构综合考虑后确定。

为了不至于引起地面隆起,最上层锚杆的上面要有足够的覆土厚度。该覆土厚度需通过计算确定,即锚杆的向上垂直分力应小于上面的覆土重量。此外,在可能产生流沙的地区施工土锚,在布置土锚时,要使锚头标高与沙层有一定的距离,以防渗透距离过短造成流沙

从钻孔中涌出。

(2)锚杆的水平间距。锚杆的水平间距取决于支护结构承受的荷载和每根锚杆能够承受的拉力值。在支护结构荷载一定的情况下,锚杆的水平间距越大,每根锚杆承受的拉力就越大,因此需要通过计算确定。另外,若锚杆的水平间距过小时,锚杆有可能会相互影响,使单根锚杆的承载能力降低。为此,我国铁道科学研究院认为锚杆的水平间距最好不小于2 m,日本多为1 m以上,美国为2 m左右。但在我国的实际工程中,有的锚杆间距甚至小于1 m。例如,上海爱建公寓四号楼深基坑钢板桩支护,斜土锚的长度为18 m,间距只有0.66 m。

(3)锚杆的倾角。锚杆倾角的确定也是锚杆设计中的重要问题。因为倾角的大小不仅会影响锚杆水平分力与垂直分力的比例,而且也会影响锚杆锚固段与非锚固段的划分,此外,还对锚杆的整体稳定性和施工是否方便产生影响。

对于锚杆的锚固能力,水平分力是有效的,而垂直分力无效,垂直分力不但无效而且还会增加支护结构底部的压力,当支护结构底部的土质不好时对锚固很不利。因此,从这点来看,倾角应该越小越好。但是,在确定锚杆倾角时也要考虑到土层的情况,当土层为多层土时,锚杆的锚固体最好位于土质较好的土层内,以提高锚杆的承载能力。例如,北京京城大厦的深基础工程,原设计第一层锚杆的倾角为 13° ,锚杆的锚固段部分处于淤泥层中,经试验,承载能力只有500~550 kN,后将倾角改为 25° ,使其处于砂土层中,承载能力提高到750 kN以上。此外,锚杆还要避开邻近的地下构筑物和管道等,而且锚杆最好不与原有的或设计中的锚杆交叉。而且,锚杆倾角的大小还会对钻孔的方便性产生影响,尤其在软土层中钻孔时,如倾角过小需用套管钻进。此外,锚杆倾角还会对灌浆的方便性产生影响。因此,根据过去的经验,锚杆的倾角一般不宜小于 12.5° 。如果布置的锚杆超出了所施工建筑物的建筑红线,则应取得有关方面的同意。

2)锚杆的承载能力

锚杆的承载能力即极限抗拔力。根据锚杆拉力的传递方式,锚杆承载能力的大小通常取决于拉杆的极限抗拉强度、拉杆与锚固体之间的极限握裹力、锚固体与土体之间的极限侧阻力。由于拉杆与锚固体之间的极限握裹力远大于锚固体与土体之间的极限侧阻力,因此在拉杆选择适当的前提下,锚杆的承载能力主要取决于后者。要想增大单根土层锚杆的承载能力,不能依靠增大锚固体的直径,而主要是依靠增加锚固体的长度,或者采取技术措施把锚固段做成扩体及采用二次灌浆的方法。

各种计算理论对土层锚杆承载能力的概念理解不同。有的以过大变形为衡量的标准,有的以最大破坏荷载为标准,而有的则以蠕变的某一定值为标准。但多数是以极限荷载(小于最大破坏荷载)作为土层锚杆的承载能力,而极限荷载等于容许荷载乘以安全系数。以下是计算土层锚杆承载能力的不同理论与方法。

(1)锚杆承载能力的计算理论。从弹、塑性力学方法出发进行理论分析。

(2)经典土力学理论。计算公式,发展出各种经验公式。

(3)模型试验方法。通过大量模型试验,找出各种因素的影响以建立计算公式。

(4)由本构关系导出的公式。从变形应力的本构关系出发,求出土的剪应力机理进行模拟,求出其承载能力。

(5)数理统计方法。根据工程实践中的大量数据进行回归分析,求出各种参数的影响,然后确定锚杆的承载能力。