

□ 秦四清 王建党 等著

土钉支护机理 与优化设计

□ 地质出版社



TU172.2
1-728

中国科学院地质研究所工程地质力学开放研究实验室资助项目
中国科学院“百人计划”基金资助项目

土钉支护机理与优化设计

秦四清 王建党 王 清 汪一帆 著

地 质 出 版 社

· 北 京 ·

531.31/06
899489

内 容 简 介

本书通过理论分析、试验研究和有限元模拟,系统研究了深基坑土钉支护机理、支护结构稳定性以及土钉支护优化设计问题,首次将准粘聚力理论用于土钉支护结构的整体稳定性分析,首次应用剪滞力理论研究了钉土相互作用问题,并首次从理论上对支护结构中的土拱效应进行了初步的研究。从多角度对土钉支护优化设计问题进行了理论研究。利用有限元方法模拟了深基坑无支护分步开挖与土钉支护分步开挖的应力场、位移场等的变化规律,通过分析对比,总结了土钉支护的原理。

图书在版编目(CIP)数据

土钉支护机理与优化设计/秦四清、王建党等著. —北京:地质出版社, 1999.5
ISBN 7-116-02801-3

I. 土… II. ①秦… ②王… III. 深基础-土钉支护 N. TU473.2

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (1999) 第 17815 号

地质出版社出版发行

(100083 北京海淀区学院路 29 号)

责任编辑:江晓庆 白 铁

*

北京印刷学院实习工厂印刷 新华书店总店科技发行所经销

开本:787×1092 1/16 印张:6.375 字数:155000

1999 年 5 月北京第一版·1999 年 5 月北京第一次印刷

印数:1—1000 册 定价:18.00 元

ISBN 7-116-02801-3

T·54

(凡购买地质出版社的图书,如有缺页、倒页、脱页者,本社发行处负责调换)

目 录

第一章 绪论	(1)
§ 1.1 前言	(1)
§ 1.2 土钉支护技术简介	(2)
§ 1.3 国内外研究现状	(5)
§ 1.4 本书主要内容	(7)
第二章 土钉支护机理研究	(9)
§ 2.1 引言	(9)
§ 2.2 土钉抗拔试验分析	(9)
§ 2.3 土钉直剪试验分析	(15)
§ 2.4 摩擦加筋原理	(20)
§ 2.5 准粘聚力理论	(21)
第三章 钉土相互作用分析	(26)
§ 3.1 土钉横向抗剪作用	(26)
§ 3.2 土拱效应分析	(30)
§ 3.3 剪滞力理论	(33)
第四章 土钉支护结构稳定性分析	(38)
§ 4.1 土钉支护稳定性研究的现状	(38)
§ 4.2 土钉支护结构的失稳形式	(40)
§ 4.3 土钉支护结构的 Bishop 法	(41)
§ 4.4 土钉支护结构的极限分析	(43)
§ 4.5 基于应变设计方法的土钉支护结构极限分析	(48)
§ 4.6 土钉支护结构的变形	(52)
第五章 土钉支护结构优化设计	(54)
§ 5.1 土钉支护设计的原则	(54)
§ 5.2 优化设计的思想和方法	(55)
§ 5.3 土钉支护设计的复合形法	(56)
§ 5.4 支护结构稳定性的对数螺旋曲线优化分析法	(61)
§ 5.5 基于 Bishop 条分法的通用优化设计方法	(65)
第六章 土钉作用机理的有限元模拟	(69)
§ 6.1 有限元法原理及基本方程	(69)
§ 6.2 深基坑开挖土钉支护的有限元法分析	(72)
§ 6.3 分步开挖荷载及位移增量计算	(78)
§ 6.4 支护过程模拟	(79)

§ 6.5 计算程序..... (80)

第七章 工程实例数值模拟分析 (81)

§ 7.1 工程概况..... (81)

§ 7.2 无支护开挖过程数值模拟..... (82)

§ 7.3 土钉支护开挖过程数值模拟结果..... (87)

第八章 结论 (93)

参考文献及资料 (95)

第一章 绪 论

§ 1.1 前 言

随着城市建设的高速发展,高层、超高层建筑项目日益增多,建筑规模不断扩大。进入 90 年代以来,经济的腾飞发展,房地产行业的升温,使得高层、超高层建筑如雨后春笋般地拔地而起。由于建筑结构及使用功能上的要求,基坑开挖的深度越来越深,开挖面积也越来越大,基坑深度由原来的 5 m 左右发展到目前的 20 多米之深。

高层建筑深基坑工程通常是在城市密集的建筑群中建造,其场地之狭窄,施工技术难度之大是前所未有的。深基坑工程开挖除了保证基坑自身的稳定之外,还必须保证邻近建筑设施的安全,因此在狭窄的场地内开挖深基坑不仅会给支护设计带来很大困难,也会对邻近建筑的安全使用造成很大威胁。由于深基坑工程涉及面广,技术难度大,再加之国内目前设计和施工单位的水平不一,市场管理体制不太健全,因此深基坑支护工程经常发生严重事故,造成巨大的经济损失和不良的社会影响,这给岩土工程师们提出了新的问题和挑战。为解决深基坑工程中的技术难题,国内多次举行深基坑工程技术研讨会,总结工程实践中成功的经验与失败的教训,并对基坑设计理论、方法以及改良对策进行研究探讨。有关深基坑支护的文章也在文献中逐渐增多。所有这些都说明基坑工程已成为岩土工程界的热点问题,支护技术也成为亟待解决的难点问题。

深基坑工程是一个高难度的岩土工程技术课题,其影响因素较多,与场地条件、地层情况、水文地质条件、施工管理、现场监测及相邻建筑场地的施工相互影响等密切相关,因此事故隐患多。深基坑工程又是一个复杂的、与众多学科相关的交叉学科,涉及到土力学、水文地质工程地质、结构力学、施工技术 etc 知识,因此它要求研究的问题较多。不但要研究土的强度、变形、稳定性问题,还要研究土与结构的相互作用;同时还要研究施工方法及施工过程对岩土体的影响和制约,变形反馈对结构设计的控制,设计方法和计算方法(例如考虑时空效应、土体本构关系)等重要问题。由于深基坑工程的复杂性和不确定性,信息化施工成为深基坑施工全过程中必不可少的手段,它可以反馈信息,以便及时修改设计方案中的不足之处,并及时采取补救措施。

在深基坑开挖及支护研究中,以前对深基坑开挖工程中的时空效应问题研究很少,随着基坑开挖深度的增加、面积的增大及地质条件的复杂化,研究时空效应问题显得越来越重要。所谓“时空效应”是指基坑分步开挖的空间尺寸和支护墙体开挖部分的无支护暴露时间对周围墙体及土体的强度及变形的影响。为探讨考虑时空效应的深基坑工程技术,近几年来,上海地铁总公司与同济大学合作,结合上海地层特点,作了大量工作,指出了考虑时空效应的基坑设计和施工的主要特点,为软土地区深基坑支护工程提供了一条安全、经济的技术途径。

由于各种新技术新方法不断地应用于基坑工程中,出现了实践超前于理论的现象,经典的一些理论对于这些新技术新方法已不太适用,因此设计施工中常采用以理论为导向,工

程类此、经验、测试定量相结合的方法。

目前我国深基坑工程的支护方法较多,其分类方法也较多。以结构受力特点来划分,可将基坑支护类型划分为以下三类。

(1) 被动受力支护结构 其特点为支护结构依靠自身的结构刚度和强度被动地承受土压力,限制土体的变形,从而保持边坡安全稳定。常用的方法多为传统的支护技术,例如,人工挖孔桩、机械钻孔桩、预制钢筋混凝土桩、钢板桩、钢管桩、支撑围护结构及地下连续墙等。

(2) 主动受力支护结构 其特点为通过不同的途径和方法提高土体的强度,使支护材料与土体形成共同作用体系,从而达到支护的目的。常用的方法有土钉支护技术,树根桩技术和近几年在软土地区采用的搅拌桩技术等。这些技术又常被称为补强类护坡技术。

(3) 组合形式 根据土体力学性质,将前两种支护方法同时应用于同一个基坑工程中。这种支护形式已经在许多工程中得到了成功的应用,表现出很大的优势和潜力。

被动受力支护结构是传统的支护方法,其应用时间较久,在设计和施工中积累了一定的经验,因此在工程中采用率较高;但这种支护方法造价高、工期长、施工难度大,其局限性日渐突出。因此,寻求一种适合目前基坑工程新特点的支护模式显得极为重要,主动受力支护结构就是在这种情况下应运而生的。

主动受力支护结构是当前国内外较为流行的方法,在基坑支护工程中占有主导地位,其最大的特点在于安全度较高,施工简单方便,工期较短,造价低,噪声污染小,弥补了传统支护方法的许多缺点,因此深受岩土工程界的青睐。尤其近些年来,其设计施工经验逐渐积累并日趋完善,发展较快,其中土钉支护技术是现在已得到广泛应用的支护方法之一。

§ 1.2 土钉支护技术简介

§ 1.2.1 土钉支护概念

土钉 (soil nailing) 支护技术是 70 年代发展起来的一种支护技术。该方法是先以一定倾角成孔,然后将钢筋置入孔内,在孔内注浆形成土钉体,随后在坡面挂钢筋网,并与土钉连接,最后在坡面喷射混凝土。土钉体与周围的土体紧密结合,并依靠接触界面上的粘结力或摩擦力,与周围的土体形成复合土体,通过提高土体的力学强度及土体在变形时土钉提供给土体的抗拔力达到支护目的。由于土钉一般是通过钻孔、插筋、注浆来完成的,因此也被国内岩土工程界称为砂浆锚杆或锚钉支护,在国外又被称为原位加筋横向支撑系统 (In situ earth reinforcement lateral support system)。由于这样的结构类似于加筋土挡土墙,因此常称由加固土体、土钉、面层所组成的结构为土钉墙,并有人认为土钉支护原理和重力式挡土墙相同。土钉墙的施工是一种由上到下分步修建的过程,其步骤为:①开挖上层土体到一定的深度,开挖的深度取决于天然边坡的稳定性和施工所需的时间;②在开挖深度范围内的工作面上设置一排土钉并构筑混凝土面层,土钉通常采用直径为 20~30 mm 的钢筋,面层厚度一般为 80~250 mm;③继续向下开挖并重复上述的步骤,直到所需的深度为止。土钉的长度取决于土体参数,一般在 0.5~1.0 倍基坑深度之间,土钉的间距一般在 0.8~1.5 m 之间。土钉的施工过程如图 1-1 所示。

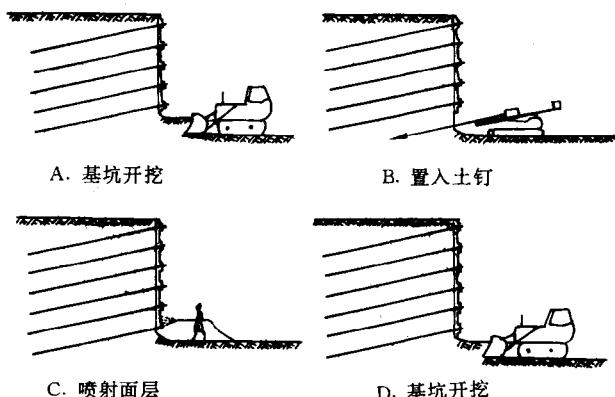


图 1-1 土钉支护施工工序示意图

§ 1.2.2 土钉支护的特点

土钉支护与传统的支护方法相比，具有工期短、造价低、施工简便、应用广泛等优点。尤其在因场地所限，无法使用大型、重型施工机具时，土钉技术更能显示出其独特的优越性。由于土钉支护在工艺上采用了边开挖边支护的施工方法，因此不占用单独作业时间，缩短了工期。再者，土钉支护将土体作为支护结构的一部分，整个工程包括的开挖量和混凝土工程的施工量少，全部材料的用量较桩支护和地下连续墙支护少得多，因此土钉支护的造价可较常规方法节约 10%~30%。土钉的制造和成孔不需要太复杂的技术和大型的机械设施，施工方法灵活，对环境干扰小，特别适合于人口密集的生活住宅区。土钉支护一般适用于地下水位以上或经过降排水措施后的杂填土、普通粘性土、非松散砂土边坡。此外，对于软土基坑支护，在我国武汉、广州等地都有过成功的应用。除了加固土体以外，土钉支护也已成功地应用到了岩体边坡的加固改造中，广泛地应用于建筑、水利、水电、煤炭、交通、海洋等领域。土钉支护将土体作为支护结构的一部分，提高并发挥了土体本身的强度，因此该技术具有安全稳定的特点。

由于土钉产生拉力所需的总位移量很小，因此该方法应属于 Peck (1969) 支护系统质量分级图中的支护效果好的范围，再者，由于土钉一般是在土体刚刚开挖完成后置入的，因此减小了对地面的扰动及对邻近建筑物破坏的可能性。

综上所述，土钉支护技术具有许多传统基坑围护技术无法比拟的优点，但也存在着一些缺点。土钉支护的第一步是土体开挖，一般要求深 1~2 m，开挖面在钻孔、放置钢筋、注浆、挂网、喷射面层混凝土之前，土体在无支撑的情况下必须自稳，否则，必须对开挖面附近的土体进行加固，保持坡体稳定，这必然会增加施工的复杂性和工程造价；当地下水位高于开挖面时，必须预先降低水位到坑底之下，否则地下水渗流作用将使局部开挖面坍塌，并且难以建造面层；土钉支护对于软粘土地区一般不太适宜；另外土钉支护的环境效应往往为人们所忽视，土钉支护一般都要“入侵”到建筑场地之外的邻近地带，或置于邻近建筑的地基中，工程完工后，一般土钉不能被回收利用，而是留在原地，这必然为“被入侵”地带未来基坑开挖和地基处理带来很大的不便。

§ 1.2.3 土钉支护与锚杆支护的区别

在护坡工程中，土钉与锚杆从表面上看有类似之处，因此有人误将土钉当作锚杆，认

为土钉不过是尺寸小一点的锚杆而已。实际上这两种支护方法存在着本质上的差别。

(1) 锚杆支护是一种被动受力机制，它通过施加预应力约束结构的变位，锚杆仅在锚固段传递荷载；土钉则不需施加预应力，而是在土体发生变形后使其承受拉力而工作，因此两者的受力状态不一样。再者，土钉较锚杆密集得多，起到了加筋的作用，提高了土体的强度，为主动受力机制。由于土钉在全长范围内与土体接触，其荷载传递沿着整个土钉进行。

(2) 锚杆设置的数目有限，每个杆件都是主要的受力部件；而土钉设置较为密集，钉土之间形成复合土体，从功能上讲，整个结构类似重力式挡土墙，因此某一个土钉的破坏不会对整个结构的功能产生较大的影响。

(3) 锚杆挡墙的面板承受很大的压力，而土钉墙的面层不是主要受力结构，其主要作用在于保持土体的局部稳定性。

(4) 锚杆长度一般很长，多在 15~45 m 之间，直径较大，因此锚杆所承受的荷载大，可达 400 kN 以上，其端头部的构造较土钉复杂，以防止面层冲切破坏；而土钉长度较小，一般为 3~10 m，直径亦较小，一般不需要很大的承载力，单根土钉受荷一般在 100 kN 以下，面层结构较简单，利用混凝土及小尺寸垫板即可满足要求。对于无预应力的全长注浆锚杆，其受力特点也和土钉有较大的差异。

严格来讲，土钉支护技术是由加筋土技术衍生而来的，但它又不同于一般的加筋土挡土墙。加筋土挡土墙从下向上铺设，一般采用砂土作为回填土，并与面板一起组成挡土墙，而土钉则是从土体中开挖并将拉筋置入原位土中。虽然土钉和加筋土中拉筋拉力的产生都以土体的侧向变形为前提，但二者在拉力的分布形式及与土体界面的摩擦粘结力方面也存在着较大的差异。土钉墙的变形一般是上部最大，而加筋土挡土墙下部的变形最大。加筋土挡土墙的筋体一般水平设置，而土钉则常以小倾角（ $0^{\circ}\sim 10^{\circ}$ ）设置。

§ 1.2.4 土钉支护的历史和发展

土钉的产生和锚杆的发展过程是密不可分的。锚杆在矿山工程中的应用历史很久，尤其是在二次世界大战结束后，锚杆支护技术得到广泛应用。1959 年，德国出现了全长树脂粘结锚杆。60 年代早期新奥法（New Austrian Tunneling Method）得到发展，该法起初是利用喷射混凝土与全长粘结锚杆组合维护硬岩开挖初期的稳定性。通过该系统在大量硬岩支护中的实践和观测，人们又成功地将其应用到较软且较易变形的页岩支护中，后继的工程充分地证实了该支护系统在较软弱岩体材料支护中的可行性和有效性，不久，人们开始将这种技术在不同的土体中试用，最早（1970 年）试用在德国法兰克福（Frankfurt）地铁隧道小断面支护中；之后不久，该技术再次在纽瑞姆堡（Nuremberg）地铁支护中得到成功应用。法国承包商 Bouygues 利用新奥法获得了宝贵的经验，他意识到可以利用相似的技术来支护软岩和土体，并于 1972 年和承包商兼专家 Soletanch 一起在法国的凡尔赛附近的铁路拓宽工程中得到成功应用。该工程边坡高 14m，放坡 70° ，支护面积 1200 m^2 ，将 25000 根 6 m 长的钢筋放入预成的钻孔中，并对钻孔注浆加固。这就是有记载的首例土钉支护工程。

随后，Bouygues 完成了许多土钉工程项目，并对这项加固技术不断地改进，并获得专利。从此土钉支护工程项目很快地增多，尤其是在法国、前西德和北美应用最多。法国的 Bouygues 在利用注浆土钉出色地完成了许多工程后，又有了新的举措。1974 年，在开挖 Les

Invalides 地铁时,他直接将插筋击入土体,取代了先钻孔再插筋注浆的施工方法,这一施工特点成为 Bouygues 土钉支护系统的中心;同时,包括 Soletanch 等在内的法国一批专家也完成了许多土钉支护工程,并对这项技术进行了改进和完善。他们的公司采用了传统的钻孔注浆技术,但插筋、高压注浆同步进行。

第一个土钉支护大型研究工程于 1976 年到 1981 年在前西德完成,该工程被命名为“Bodenvernagelung”,该工程进行了几个足尺(比例尺为 1:1)土钉墙的测试试验及稳定性研究。在同一时期,美国对于土钉支护(又称横向土体支护系统:lateral earth support system)亦进行了研究。最为著名的研究工程是在 Schlosser 教授领导下,在法国土钉支护研究基金会 CERMES 资助下所进行的历时 4 年(1986~1989 年)的 Clouterre 工程。该工程是为了研究土钉墙的工作机理、改进土钉墙设计方法和编写法国土钉墙规范而进行的,工程主要模拟了土钉墙两种失稳形式情况下土钉墙的工作机制——土钉拉断及挖方量过大而造成土钉墙失稳时土钉的拉力分布情况。在这同时及以后,德国的 Stocker、Gäsler,英国牛津大学的 Jewell 和 Pedley,威尔士大学的 Briddle 及 Barr,美国路易斯安那州大学的 Juran 等人,都曾通过试验测试,并结合理论分析方法对土钉支护技术的研究作出了较大贡献,成为土钉支护领域研究的活跃代表。

我国在土钉支护技术方面的研究和起步较晚。1982 年,太原煤炭设计研究院的王步云勘察大师在国内首次将土钉技术应用于工程实践中,他在山西晋中柳湾煤矿调度房黄土边坡的加固中,利用土钉支护技术成功地实施了对该边坡的加固。该边坡垂直高度为 10.2m,坡角 80°,长 40 m。之后土钉支护技术开始在国内流行起来,并出现了一些代表性的工程,例如重庆市望龙门土钉墙工程(高达 18m)、四川铜梁县船闸边坡土钉支护工程等,同时土钉技术开始在北京、天津、武汉、深圳、沈阳、郑州等地相继应用到深基坑支护中。目前国内深基坑土钉支护深度可达 15 m 以上。

§ 1.3 国内外研究现状

对土钉支护技术的研究,国内外已取得了一些可喜的研究成果。但还存在着一些难以解决的问题,例如土钉支护结构的变形,面层土压力与土钉密度、长度间的关系及最佳土钉间距的确定等。目前,对土钉支护的研究包括理论研究和试验研究。试验研究方法主要包括室内的模型墙试验、离心试验、抗剪试验,室外足尺墙试验,现场抗拔试验,压力、应力应变测试等。理论分析主要采取了有限元、边界元数值模拟的方法和解析解,以及根据工程经验总结的工程经验方法。在工程设计方面,法国、德国、美国等国家都已经有了较为完善的土钉支护设计规范。而我国还没有正式的土钉支护技术规范出台,只有一些行业性和地方性的规范正在酝酿之中。因此,当前土钉墙设计施工方面存在着较为混乱的局面,出现过许多问题。

迄今为止,土钉墙的设计还没有一个较为理想的理论方法,现有的方法都是将土钉支护当作平面问题来研究,实际上土钉支护是一个三维问题。和锚杆研究状况相比,土钉支护没有锚杆支护理论成熟,这是因为土钉支护作用机理较锚杆复杂得多。它除了提供拉力外,更重要的是由于它以较小的间距和被支护土体相互作用形成复合土体,提高了土体的强度,从而达到了支护目的。现在的研究大多忽略了土钉和土体间的相互作用,而这正是

土钉支护理论的灵魂所在。

土钉支护机理受土钉间距、土钉长度及其沿剖面的布置方法、土钉倾角、钉土间的相对刚度及土体物理力学参数等多种因素影响,要将所有这些影响因素都考虑进去是不现实的。因此,在研究过程中不得不作一些假设,这就出现了不同的理论和设计方法。

极限平衡法是土钉支护理论和设计计算中最早采用的方法,也是当前应用最为广泛的方法之一。该方法沿用了土力学中极限平衡方法,在进行受力分析时,加入了土钉作用力,起初仅考虑到土钉抗拉作用,后来改进考虑了土钉抗拉、抗剪、抗弯作用。按极限平衡理论研究土钉墙稳定性时,通常假设一个潜在的滑裂面,对应于不同的滑裂面形状产生了基于极限平衡理论的不同设计计算方法,例如直线形 Rankine 滑裂面法和圆弧形 Janbu 法、Bishop 法。直线 Rankine 滑裂面法假设土钉墙的破裂面通过坡脚,并和水平方向呈 $45^\circ + \phi/2$ 角;圆弧滑裂面方法采用了竖向条分法,通过寻优技术进行。这些方法的缺点在于无法考虑各土条对土钉所提供的拉力大小以及剪阻力沿钉长的分布规律。法国 Schlosser 教授提出的“多准则法”(Multi-criterium method),实质上是经典的极限平衡分析的延伸。该法考虑了土钉抗拉、抗弯、抗剪作用,认为钉土系统的屈服可根据四个不同的屈服模式(土钉受拉破坏、土钉的拉出破坏、土钉下面土体的屈服、土钉被剪断)来确定,四种屈服模式相交的内部区域为土钉支护设计的容许域,该法结果和 Clouterre 工程试验中的结果吻合较好(F. Schollosser, 1990)。

除了上述的极限平衡法之外,另外一种常用的方法为局部稳定性分析方法。该法假设各层土钉平衡了它所对应的被加固土条上的土压力,例如我国建设部颁发的“建筑基坑支护技术规程”的征求意见稿就是采用了这种方法。Juran 将该方法做了改进,提出了工作应力状态下的机动分析法,该法考虑了设计参数,边坡超载,地下水位,土钉的倾角、间距、刚度等诸多因素的影响。毫无疑问,局部稳定性分析方法也具有很大的缺陷,它仅考虑了水平方向的平衡条件,未考虑垂直方向的平衡条件。土体在失稳时必须沿着垂直方向移动,因此土钉总要提供剪应力。当考虑垂向的平衡条件时,上述方法便从静定问题变为超静定问题,要解决超静定问题必须引入变形条件,这对于该方法是难以实现的。

自从 R. J. Briddle 发表了《soil nailing-analysis and design》一文之后, R. A. Jewell 及 M. J. Pedley 对其中的分析设计方法首先提出了质疑。他们对土钉抗弯刚度对土钉支护稳定性的作用进行了讨论,否定了抗弯刚度在土钉支护稳定性中的重要作用,并对该文献错误引用的几个公式进行了讨论。从此,土钉抗弯刚度对于土钉墙稳定性的贡献及其在土钉支护设计时是否应该作为关键问题进行考虑成为争论的热点问题。F. Schollosser 根据 Clouterre 工程的试验结果认为,在开挖过程中,土钉首先受到的是拉力作用,在土钉墙失稳之前且在土钉墙产生大变形情况下,土钉抗弯刚度被调动(mobilized)起来,土钉抗弯刚度在各层土钉最大拉力连线附近的变形区内阻止了土钉墙的坍塌。因此,土钉的抗弯刚度是应该考虑的。土钉抗弯刚度对土钉墙稳定性的贡献,因土钉刚性的大小不同可达 $10\% \sim 15\%$ 。M. J. Bastick 亦认为,在通常情况下,土钉的刚度较大,土钉抗弯刚度不应忽略,并应用反例说明土钉抗弯刚度在土钉倾角较大时对土钉墙稳定性的副作用,从反面说明了土钉抗弯刚度是应该考虑的。

R. A. Jewell 和 M. J. Pedley 利用弹性解和塑性解对土钉抗弯刚度进行了分析,得出土钉抗弯刚度对土钉墙稳定性所起的作用为极小的结论,随后,二人做了大型剪切试验,并

根据他们的试验结果以及别人的试验结果,得出土钉抗弯刚度在土钉支护设计时可以忽略和抗弯刚度引起的土钉最大剪力与土钉最大轴向拉力之比小于 5% 的结论。人们在土钉抗弯刚度方面的研究似乎逐渐达成共识,从安全和实用角度出发,土钉支护设计应该忽略由抗弯刚度而引起的横向剪力 (Jewell)。

土压力理论一直是土力学研究的主旋律。目前,在土压力研究方面还没有一个较为理想的理论,在挡土墙土压力计算方面,依然采用传统的 Rankine 土压力公式或 Column 土压力公式。对刚性和柔性挡土墙实测结果表明,传统的土压力模式和实测的结果相差较大。因此在实际工程设计计算中,只能以传统的土压力理论计算结果作为导向,结合测试和经验判断,以求达到可靠、适用、简易的技术效果。在土钉墙的土压力计算中,目前主要采用经典土压力理论或采用 Peck 土压力模式,忽略了钉土之间的相互作用效应对土压力的影响。试验表明,土钉的刚度、间距、长度的大小对于面层所受的土压力有很大的影响。在边坡顶部超载情况不太大的情况下,面层上作用的主动土压力约为 Rankine 主动土压力理论计算值的 70%;在超载较小的情况下,面层所受的主动土压力较小。因此,有人认为面层主要起到维持基坑开挖面处土体局部稳定性的作用,可以认为不受力,例如 Juran 提出的土钉墙机动分析法、应变相容设计法都是建立在忽略面层作用基础上的土钉墙设计方法。

国内对土钉支护技术进行的系统研究起步较晚。1987~1995 年,北京工业大学对主动制约机制补强理论及插筋护坡技术的应用进行了较为系统的研究,主要进行了大型模拟试验和室内试验、数值分析研究、理论与设计方法研究、工艺试验研究、现场试验研究、施工技术与工艺准则研究,并于 1991 年通过了北京市科委组织的专家鉴定;1992~1995 年,他们又完成了北京市自然科学基金资助的与此相关的项目。

由于土钉作用机理极其复杂,目前在土钉支护技术研究中,钉土之间的相互作用都被忽略了,虽然这样做简化了问题研究和工程设计,但并没有从实质上揭示土钉支护机理的本质。因此,土钉支理论还有待于进一步的发展和提高。

虽然国内土钉支护工程数目越来越多,地域越来越广,但在土钉的研究和设计水平上距国外还有很大差距。由于经济条件所限,目前国内还没有作过大型土钉墙试验(例如,足尺墙试验、离心试验等),只进行过少量的试验室内小尺寸的模型试验或现场抗拔试验而已,对于土钉墙的应力、应变测试工作也做得很少。目前的设计方法依然停留在摩擦筋理论基础上,完全忽略了钉土相互作用问题。

§ 1.4 本书主要内容

本书利用理论分析法和有限元法研究了深基坑土钉支护的作用机理、土钉支护结构的稳定性及土钉的优化设计理论和方法。在土钉支护机理的研究中,对土钉抗拔应力传递机理进行了详细分析和描述,建立了抗拔作用的力学模型,在考虑土钉刚性位移的条件下,利用解析法研究了土钉的轴向拉力、轴向剪力、位移与土钉长度间的关系,并用工程实例验证了理论的正确性;研究了土钉直剪试验中土钉变形的全过程,并对土钉的受力机制和变形特征进行了详细分析,从理论上导出了土钉轴力增量与剪切位移增量的关系;首次将准粘聚力理论用于土钉整体稳定性分析中,推导了准粘聚力的计算公式。

在土钉相互作用研究中,指出了目前土钉横向抗剪作用研究中存在的问题,对土钉横

向抗剪作用机制进行了深入研究,并将理论分析与实测结果进行了对比分析;首次对土拱理论进行了研究,推导了土钉作用的有效范围及临界密度的计算公式;首次将剪滞力理论应用于钉土相互作用机理的研究,并研究了土钉轴力、土钉轴向剪力沿土钉轴向的传递规律。

在土钉支护结构稳定性分析中,总结了土钉支护结构失稳的基本形式,说明了不同失稳形式产生的原因;根据 Bishop 条分法推导出支护结构安全系数的表达式;根据塑性极限分析中的虚功率原理,建立了土钉支护系统的功率平衡方程,利用功率比定义并给出了支护结构安全系数的表达式;利用极限分析法研究了土钉拉断破坏状态下土体的应力应变关系。

在土钉优化设计理论研究中,提出了土钉支护设计的原则,建立了土钉支护设计的复合形优化模型;利用 Fortran 77 编制了土钉设计计算的复合形寻优程序,进行了土钉支护结构安全系数影响因素的敏感性分析;提出了基于 Bishop 条分法的通用优化算法,建立了优化模型;根据约束随机数确定土钉抗拔力的分配系数,实现了土钉长度的自动优化计算。

编写了土钉支护的有限元程序,分别对基坑无支护开挖和土钉支护开挖进行了有限元数值模拟,详细分析了无支护开挖和土钉支护开挖两种情况下的应力分布情况、位移变化规律及破坏面的形成与演化规律;通过分析比较,总结出基于钉土相互作用基础上的土钉支护原理。

在本书出版之际,谨向李造鼎教授、王思敬院士、王存玉副研究员、杨志法研究员、刘均副研究员、李丹工程师、于晓海工程师及于劲波博士表示感谢。

第二章 土钉支护机理研究

§ 2.1 引言

目前,一般认为土钉支护机理是以新奥法(New Australian Tunneling Method)理论为基础,在土钉体作用下,把潜在滑裂面之前主动区的复合土体视为具有自撑能力的稳定土体,以阻止土体侧向位移,支承未加筋域土体的侧压力,保证土坡的整体稳定性,即认为经过加筋的土体形成了类重力式挡土墙——土钉墙,土钉的作用机理类似于挡土墙的机理。作者认为,这种观点对于解释土钉支护结构的外部整体稳定性(抗滑、抗倾覆、支护结构底部土体极限承载力)是合理的,然而却无法解释支护结构内部稳定性与钉土相互作用有关的许多问题。因此,这种观点是片面的。实际上土钉支护机理极其复杂,它与许多因素有关,例如土体的物理、力学指标,土钉本身的强度、几何尺寸、布置方式等。因此仅仅将土钉支护结构当作“土钉墙”来研究是远远不够的,将土钉支护结构称为“土钉墙”也是不太科学的。因此,作者抛弃“土钉墙”这一概念,采用具有广义性的“土钉支护技术”这一术语来研究土钉支护的机理。

目前对土钉支护结构的研究有三种途径,即试验研究、理论分析及数值模拟研究。由于影响土钉支护机理的因素复杂多样,因此试验研究在目前土钉支护技术研究中占据着主导地位。许多理论分析所得到的模型和一些结果都是通过试验研究验证、提高的,尤其是在计算土钉支护结构的变位时,几乎全是建立在足尺墙现场试验结果的基础上。因此,土钉的试验研究是了解土钉支护机理极为重要的环节。目前研究土钉作用机理的试验可以分为室内的直剪试验、离心模型试验及室外的现场抗拔试验、足尺墙试验。由于受经济条件所限,在离心模型试验和足尺墙试验方面的研究工作寥寥无几,目前国内还没有这方面的研究见诸于文献,大多只是开展了室内剪切试验、模型墙试验及现场的土钉抗拔试验研究工作。

§ 2.2 土钉抗拔试验分析

土钉抗拔试验是土钉支护工程中最常用、最直接的试验。利用该试验可以确定单位长度土钉的抗拔力,继而为土钉支护结构的设计提供必需的参数。同时,土钉的抗拔试验也是衡量土钉施工质量好坏的一个标准。研究土钉抗拔力,掌握抗拔作用下的应力与应变、拉力与位移等关系,能为土钉支护结构的合理设计提供理论上的指导。

当前,工程界常假设剪力沿土钉均匀分布,根据抗拔试验结果,利用下式来估算钉土剪切面处的最大剪应力(极限抗剪强度):

$$\tau = \frac{P}{2\pi RL} = \sigma_v \tan \varphi + C \quad (2.2.1)$$

式中, P 为钉端拉力; R 、 L 分别为土钉的半径和长度; σ_v 为土钉平均深度处垂直应力; C 、

φ 分别为钉土切向剪切面处的粘聚力和内摩擦角。实际上按照 (2.2.1) 式计算的剪应力既不是局部剪应力, 也不是平均剪应力, 而是整体剪应力 (global shear stress)。

Schlosser 和 Guillous (1984) 提出的土钉抗拔时最大剪应力 (极限抗剪强度) 的计算公式为:

$$\tau_f = KC + 2s\sigma_v\mu^* \tag{2.2.2}$$

式中, μ^* 为钉土作用面处的似摩擦系数, K 为土钉横截面周长, C 为土体粘聚力, s 为土钉的半径, σ_v 为土钉平均深度处的垂直应力。

实际上, 土钉抗拔作用的机理较为复杂, 远非以上两个简单的公式所能描述。影响土钉抗拔作用的因素较多, 主要有土体的物理力学参数、土钉的刚度、钉土接触面处的特征、土体的剪胀 (缩) 性、剪切面处介质的应力与应变关系等。Guilloux 等所做的土钉抗拔试验表明, 当钉土的相对位移达到 0.60~3.0mm 时, 钉土间的极限剪应力达到最大, 土钉所受的剪力与钉土间的位移直接相关, 并在位移达到某一值前, 随位移的增大而显著增加。极限剪应力的大小与土钉的埋藏深度几乎没有关系, 并非如以上两式中的呈线性变化。这是由于似摩擦系数 μ^* 随深度的减小被土钉上部的超载 (γh) 所平衡的缘故。试验表明, 钉土间的相互作用与应力应变的关系极为密切。式 (2.2.1)、(2.2.2) 所描述的剪应力与埋深 (体现在 σ_v 中) 的线性关系是与实际不太相符的。因此应从应力应变的关系研究土钉抗拔试验的机理, R. John Byrne 曾利用应力应变关系研究了土钉抗拔作用, 该文对土钉抗拔时的剪应力与剪位移关系曲线的阶段性没有考虑, 并且忽略了土钉刚体位移部分是土钉抗拔试验位移的一个重要组成部分的事实。本书根据土钉抗拔试验实测的剪应力与位移关系曲线, 建立了土钉抗拔力学模型, 并用解析方法研究了土钉的抗拔试验。

§ 2.2.1 土钉抗拔荷载传递机理

当拉力逐渐施加于土钉被拉拔端时, 靠近拉拔端处的土钉单元受到拉伸而产生相对于土体的向外 (与拉力方向相同) 变形, 与此同时土钉侧表面受到土体的向内摩擦力。土钉

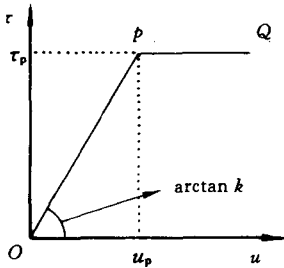


图 2-1 土钉抗拔试验的剪应力-位移关系

荷载通过所发挥出来的侧向摩擦阻力传递到土钉周围土体中 (降低了土体的分担作用), 致使土钉的轴向拉力和土钉的拉伸变形随土钉的长度方向而递减。在钉土相对位移等于零处, 其摩擦阻力尚未开始发挥作用而等于零。随着荷载的逐渐增加, 土钉体的拉伸变形量和位移量逐渐增大, 内部土钉段的摩擦阻力随之逐步调动起来, 内部土钉段处周围的土体因此而产生摩擦阻力; 当土钉周侧的摩擦阻力全部发挥出来达到极限状态时, 土钉周侧土体发生剪切破坏, 位移增长速度显著增大, 并收敛于某一常数, 土钉以均匀的速度被拔出。由此可见, 抗拔作用下钉土系统荷载的传递过程可以简单描述为: 土钉的位移和轴向拉力向内 (沿长度方向) 递减, 土钉周侧的摩擦阻力向内逐步被调动起来。

§ 2.2.2 抗拔作用的力学模型

土钉与钢管的抗拔试验的剪应力-位移关系可简化成图 2-1 所示的实线部分, 这种剪应力-位移关系曲线在形式上和高强度有纺土工织物加筋土抗拔试验的剪应力-位移曲线极其相似。

为建立土钉抗拔作用的力学模型, 首先应分析抗拔试验时的剪应力-位移曲线。土钉抗拔作用下的剪应力-位移曲线, 根据文献可简化成图 2-1 的 OP 段和 PQ 段。 OP 段表示随着位移的增加, 剪应力与位移呈线性增加, 表现为土体被压实, 并具有弹性体性质; PQ 段说明当钉土间的相对位移达到一定值 u_p 后, 钉土间的剪应力保持不变, 整个土钉发生均匀移动, 土体已发生剪切破坏。

根据图 2-1, 可写出下面的表达式:

$$\tau_x = ku_x \quad \text{当 } u_x \leq u_p \text{ 时} \quad (2.2.3)$$

$$\tau_x = ku_p = \tau_p \quad \text{当 } u_x \geq u_p \text{ 时} \quad (2.2.4)$$

以上两式中的 τ_p 为峰值剪应力, u_p 为达到峰值剪应力时所需的最小位移, u_x 表示土钉 x 断面处的位移 (见下文), k 为剪切变形系数 (kPa/m), 其值与土体性质、土钉表面的特性、土钉上部的垂直应力大小等因素有关。可根据实测资料计算或根据表 2-3 确定。

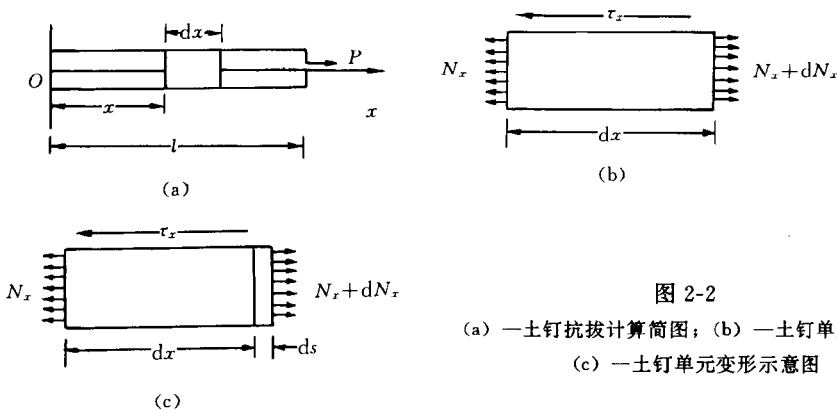


图 2-2

(a) 一土钉抗拔计算简图; (b) 一土钉单元应力图;
(c) 一土钉单元变形示意图

设土钉钉头 (土钉与面层交点位置) 作用着大小为 P 的拉力, 土钉的长度为 l , 以土钉尾端为坐标原点, 土钉轴线为坐标轴建立如图 2-2 (a) 所示的坐标系。沿坐标方向, 在距离坐标原点位置 x 处取一长度为 dx 的单元进行分析 [图 2-2 (b) 及图 2-2 (c)], 取 x 方向为作用力的正方向, 根据单元的平衡条件有:

$$N_x + dN_x - (N_x + \pi D \tau_x dx) = 0$$

$$\tau_x = \frac{1}{\pi D} \frac{dN_x}{dx} \quad (2.2.5)$$

式中, D 为土钉直径, N_x 为 x 截面处的轴向拉力。

根据土钉拉伸变形 ds_x 与轴力 N_x 的关系, 有:

$$ds_x = \frac{N_x}{AE} dx \quad (2.2.6)$$

x 断面的轴力为:

$$N_x = AE \frac{ds_x}{dx} \quad (2.2.7)$$

上式中, $E = \frac{E_g A_g + E_{st} A_{st}}{A}$, 为有效土钉模量, E_g 、 E_{st} 分别为土钉的浆体及钢筋模量, A_g 、 A_{st} 分别为土钉的浆体及钢筋的横截面积。

根据 x 断面处力的平衡条件得:

$$P - N_x - k\pi D \int_x^l u_x dx = 0$$

即:

$$N_x = P - k\pi D \int_x^l u_x dx \quad (2.2.8)$$

土钉任一截面处的位移等于土钉的刚体位移与土钉拉伸变形之和, 则 x 断面处土钉的总位移为:

$$u_x = u_g + s_x = u_g + \int_0^x \frac{N_x}{EA} dx \quad (2.2.9)$$

式中, s_x 为土钉 x 断面处土钉的拉伸变形量, u_g 为土钉刚体位移。由于土钉尾端不受拉力作用, 因此尾端的拉伸变形量为零, 其位移即为土钉刚体位移。

上式对 x 求一阶导数得:

$$\frac{du_x}{dx} = \frac{ds_x}{dx} = \frac{N_x}{EA} \quad (2.2.10)$$

将 (2.2.8) 式代入上式得:

$$\frac{du_x}{dx} = \frac{P - k\pi D \int_x^l u_x dx}{EA} \quad (2.2.11)$$

上式对 x 求一阶导数得:

$$\frac{d^2 u_x}{dx^2} = \frac{k\pi D}{EA} u_x \quad (2.2.12)$$

方程 (2.2.12) 可以写成下面的形式:

$$\frac{d^2 u_x}{dx^2} - \frac{\pi D \tau_p}{EA} = 0 \quad \text{当 } u_x \geq u_p \text{ 时} \quad (2.2.13)$$

$$\frac{d^2 u_x}{dx^2} - \frac{\pi D k}{EA} u_x = 0 \quad \text{当 } u_x \leq u_p \text{ 时} \quad (2.2.14)$$

方程 (2.2.13) 的通解为:

$$u_x = \frac{\pi D}{EA} \left(\frac{\tau_p}{2} x^2 + C_1 x \right) + C_2 \quad (2.2.15)$$

方程 (2.2.14) 的通解为:

$$u_x = C_3 e^{\gamma x} + C_4 e^{-\gamma x} \quad (2.2.16)$$

上式中, $\gamma^2 = \frac{\pi D k}{EA}$, γ 表示土钉对土体的相对刚度, 其量纲为长度。

钢管抗拔试验和加筋土的抗拔试验表明, 在土体未发生剪切破坏前 (受拉杆件发生均匀移动前), 拉拔端的位移最大, 位移由拉拔端向尾端逐渐减小到零。由于钢管常在工程中被用作打入式土钉或注浆式土钉的拉筋, 因此, 文献中的抗拔试验等同于土钉的抗拔试验。因此当 $x=l$ 时, $u=u_p$, 土钉的位移最大。在土钉被拔出的过程中, 土钉各点处的位移相同, 即土钉发生均匀移动, 开始发生抗拔破坏, 不会存在 $u \geq u_p$ 的情况。因此应该只考虑 $u \leq u_p$ 时土钉的受力及变形情况。

将方程 (2.2.16) 代入到方程 (2.2.8) 中得: