

基坑动态支护技术与应用实例

JIKENG DONGTAI ZHIHU JISHU YU YINGYONG SHILI

◎宋明健 汤连生 王俊杰 编著



中国建筑工业出版社

基坑动态支护技术与应用实例

宋明健 汤连生 王俊杰 编著

中国建筑工业出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

基坑动态支护技术与应用实例/宋明健等编著. —北京: 中国建筑工业出版社, 2017. 4
ISBN 978-7-112-20591-2

I. ①基… II. ①宋… III. ①基坑-支护工程
IV. ①TU46

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2017) 第 060396 号

本书在总结基坑支护理论研究和实践的基础上, 对动态支护的理论和
技术进行了系统阐述, 并附有工程应用实例进行说明。全书共分为 6 章,
包括基坑工程现状、基坑力学特性、动态支护技术、拱支可调基坑支护
法、动态支护其他形式、PRM 支护法应用工程实例。

本书可供从事基坑支护设计与施工的岩土技术人员和科研人员学习参
考, 也可作为高等院校相关专业师生参考用书。

责任编辑: 杨 允

责任设计: 李志立

责任校对: 王宇枢 李欣慰

基坑动态支护技术与应用实例

宋明健 汤连生 王俊杰 编著

*

中国建筑工业出版社出版、发行 (北京海淀三里河路 9 号)

各地新华书店、建筑书店经销

霸州市顺浩图文科技发展有限公司制版

北京云浩印刷有限责任公司印刷

*

开本: 787×960 毫米 1/16 印张: 10 $\frac{1}{4}$ 字数: 196 千字

2017 年 7 月第一版 2017 年 7 月第一次印刷

定价: 35.00 元

ISBN 978-7-112-20591-2

(29985)

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)

前言

基坑工程的服务工作面几乎涉及所有土木工程领域，如建工、水利、港口、路桥、市政、地下工程以及近海工程等。基坑工程的可靠性，不仅对其本身构筑物及设施的稳定安全起决定作用，而且对其周围一定范围内的设施和建筑都有巨大影响，由此引起的社会效应也是巨大的。2005年7月21日12时左右，广州市海珠区某建筑工地基坑挡土墙坍塌，使得工地附近宽约6m的水泥路也出现整体下陷，导致工地附近的海员宾馆北侧发生坍塌，压倒5人，并引发火灾。同时，塌方事故引起邻近一幢9层楼宾馆和一幢8层居民楼出现倾斜，墙面开裂。由于事故现场距离地铁二号线隧道较近，导致地铁二号线中大站至市二宫站区段当天下午停运。据初步分析，事故造成的经济损失超过当时市值2亿元人民币，所造成的社会影响更是不可估量。

由此可见，基坑工程一旦出现事故，可能引起的后果非常严重。这点也得到广大工程技术人员和科学家的普遍重视。

基坑工程问题解决的最终目的，就是为了确保基坑的安全与稳定，为基坑开挖和后续结构施工创造出一个可靠的作业环境。要实现这个目的，最根本的就是需要对岩土内真实的土压力进行准确描述，并以此进行有效的支护设计。但是，受岩土特性差异性、取样测试的扰动及试样有限代表性、本构关系不符合实际、强度准则不科学合理、施工过程扰动等影响，很难准确定量真实土压力的标准值及其动态变化规律，也就很难设计并施加符合基坑真实力学特征需要的支护形式。

现有很多基坑支护，基本都是按勘探提供的岩土参数，采用经典土压力理论进行的一次性设计和一次性支护，根本不符合基坑受多种不确定因素影响显著而复杂多变的特征。后面虽然推出了动态设计等信息化施工理念，但其监测量、多次设计量和多次支护量都普遍较大，实施起来较为困难。

因此，鉴于该实际，本书提出了动态支护的新型支护理念，在满足支护能力足够的情况下，不需将主要精力再放在研究准确的真实土压力及其获取诸多相关影响因素方面，不需多次设计和反复增减支护结构，只需要动态地调节支护能力的大小，进而实现对坑壁变形的调控作用，达到确保坑壁安全稳定的目的。

目 录

前言

第1章 基坑工程现状	1
1.1 工程实践发展	1
1.2 支护技术发展	2
1.3 理论研究现状	4
1.3.1 土压力分析计算理论	4
1.3.2 沉降与变形分析方面	8
1.3.3 对反分析的认识	11
1.3.4 时空效应理论	12
1.4 存在的主要问题	14
1.4.1 测试技术影响了对岩土真实特性的认识	14
1.4.2 土力学对岩土特性描述的准确性不足	14
1.4.3 设计体系没有考虑参数的变化	15
1.4.4 支护措施施加不符合实际	16
1.4.5 管理和组织水平	16
第2章 基坑力学特性	17
2.1 变形基本规律	17
2.2 变形分区概念模型	17
2.2.1 坑周岩土状态及分区概念模型	17
2.2.2 坑周岩土状态的演化过程	18
2.3 应力场和位移场的解析解	19
2.3.1 应力场和位移场解析研究的现状	19
2.3.2 应力场和位移场的力学分析模型	20
2.3.3 应力场和位移场的弹性解析解	21
2.3.4 应力场和位移场的塑性解析解	26
2.3.5 弹塑性解析法的两点说明	28
2.4 考虑距离的流变力学模型	28

2.4.1	距离应变率	28
2.4.2	坑周力学特性的距离演化	29
2.4.3	距离流变模型	30
2.5	基坑共同变形分析	33
2.5.1	基坑共同变形组成	33
2.5.2	基坑共同变形分析的关键	33
2.5.3	坑壁位移的组成	33
2.5.4	基坑共同变形的简化算法	34
2.6	土压力与位移之间的非线性关系	39
2.7	考虑土压力与位移非线性关系的直撑特性	39
2.7.1	现有直撑的不足	39
2.7.2	轴力和位移的关系	40
2.7.3	变形和坑壁位移的关系	41
2.7.4	计算实例	41
2.8	卸荷拱效应	44
2.8.1	土拱效应认识现状	44
2.8.2	卸荷拱形成机理	45
2.8.3	卸荷拱形式	46
2.8.4	平衡拱	50
2.9	坑中坑基坑变形特性	50
2.9.1	分布类型	50
2.9.2	分析模型	53
2.9.3	变形机制及规律	53
2.9.4	处理方法及流程	61
2.9.5	计算实例	63
第3章	动态支护技术	66
3.1	现有支护特点	66
3.2	动态支护理念	68
3.3	动态支护特点	69
3.4	动态支护与信息化施工的比较	69
3.4.1	概念分析	69
3.4.2	流程分析	70
3.4.3	应用现状分析	70
3.4.4	不足分析	72

第4章 拱支可调基坑支护法	74
4.1 基本原理	74
4.2 拱撑动态支护技术的流程	74
4.3 拱撑动态支护技术的有益效果	77
4.4 拱撑动态支护技术的设计	79
4.4.1 静定拱撑动态支护技术的设计	79
4.4.2 超静定拱撑动态支护技术的设计	82
4.5 考虑开挖卸荷效应的拱撑力学特性	87
4.5.1 土压力大小和方向的变化	87
4.5.2 考虑开挖卸荷效应的可调节荷载	88
4.5.3 考虑开挖卸荷效应的拱撑力学特性	89
4.6 拱撑与坑壁的共同变形	94
4.6.1 静定拱与坑壁的共同变形	94
4.6.2 超静定拱与坑壁的共同变形	99
4.7 计算实例	101
4.7.1 工程概况	101
4.7.2 计算与分析	102
第5章 动态支护其他形式	109
5.1 轴力复加技术	109
5.1.1 基本原理	109
5.1.2 实施流程	110
5.1.3 实施例探讨	110
5.2 双拱自稳支撑	112
5.2.1 结构形式	112
5.2.2 基本原理	113
5.2.3 有益效果	114
5.2.4 实施流程	115
5.3 隆倾互抑支护	116
5.3.1 结构形式	116
5.3.2 基本原理	116
5.3.3 有益效果	117
5.3.4 实施流程	117
5.4 盖压锚固支护	118

5.4.1	结构形式	118
5.4.2	基本原理	118
5.4.3	有益效果	119
5.4.4	实施流程	120
第6章	PRM 支护法应用实例	123
6.1	模型建立	123
6.2	分析过程	123
6.2.1	剩余下滑力	123
6.2.2	锚固力	124
6.2.3	锚固结构设计	126
6.2.4	覆压侧挡结构设计	126
6.3	实施流程	127
6.4	工程应用	129
6.4.1	工程概况	129
6.4.2	边坡稳定性分析	130
6.4.3	剩余下滑力计算	131
6.4.4	不加锚固时覆压侧挡支护结构设计	133
6.4.5	带锚固措施的覆压侧挡支护结构设计	135
6.4.6	实施效果	137
6.5	其他应用	138
参考文献		141

第 1 章 基坑工程现状

1.1 工程实践发展

基坑工程是指为了减小沉降、确保上部结构的安全稳定,从地表向下挖取一定大小的空间,进行施工降水和周边围挡,同时要对基坑本身及其围挡结构、坑周一定范围内的构筑物进行监测和维护,确保正常、安全施工的一系列综合性工程的总称^[1,8]。

基坑工程历史悠久。广义的角度看,从人类有意识地开展建设类活动开始,基坑工程即出现了,如伐木围挡、引河筑坝、洞穴掘进等都涉及各种类型的基坑^[5]。至今很少发现较大型的古建(构)筑物直接修筑于地表,也是一个很好的证明。

但是,基坑工程的大力发展,却是近代以来的事,尤其是工业革命之后,世界经济腾飞,城市规模不断扩大,加速了房建、市政、路桥等基础设施及相关产业的发展,世界范围内大兴土木建筑,基坑工程随之大量出现。

基坑工程在我国出现较晚,至 20 世纪 70 年代,国内也只在少数大工程中有开挖深度达 10m 以上的基坑工程。80 年代开始,我国首先在北京、上海、广州、深圳等大城市大量兴建高层建筑^[3],但那时多为一层地下室,支护结构主要采用钢板桩、水泥土搅拌桩等形式,较深一点的基坑也有采用排桩结构,如有地下水,再加水泥土搅拌桩做止水帷幕^[17]。90 年代后为充分利用有限的土地资源,各地掀起了一股向空中和地下发展的热潮。2000 年以来,随着城镇建设中高层及超高层建筑的大量涌现,深基坑工程越来越多,同时密集的建筑物、复杂的深坑形式,使得基坑开挖的条件越来越复杂。

近年来,我国还兴建了大量大型市政设施,如北京、上海、天津等地的地下铁道、地下娱乐城、地下商业街、地下停车场、地下发电站、地下仓库等,上海人民广场的地下变电站及上海合流污水工程等。北京、天津、上海、广州、深圳、南京、重庆、青岛、沈阳、成都等大城市都在拓展筹建地铁。据统计,在 21 世纪的前 20 年里,中国的地铁线路总长度将超过 7000km。另外,中国还正在发展跨越江河的水下隧道,已经在上海黄浦江下建设了三条水下隧道,正在建设另三条黄浦江水下公路隧道,另一条宁波甬江下公路隧道。此外,两条跨越长江的水下隧道(南京和武汉)将要建设。两条跨越琼州、渤海的海底隧道正在

论证。

随着城市土地资源越来越稀缺,现代建筑向地下拓展空间的意愿也越加强烈,各类大型深基坑也越来越多。尤其是高层建筑、地下交通和特殊构筑物的全面建设,涌现了大量的深大基坑工程,使基坑的深度和开挖面积不断增大,与邻近构筑物的距离越来越近。在国外,日本某圆形基坑深度已达74m,法国某基坑深达地下9层^[14]。中国长沙国金中心基坑深达42.45m,南京河西金鹰天地广场建筑基坑深34m,上海地铁基坑深度达到过33.1m。宝钢某炼铁炉基坑深达32m^[1],上海世博变电站34m^[17],上海董家渡修复基坑41m^[17],润扬大桥南汉桥北锚锭开挖深度达54m^[14],被誉为“神州第一锚”的阳逻长江大桥南锚锭深基坑深61m^[14]。文献[1-4]、[9]统计了国内部分高层的发展情况,这些高层的地下深度几乎都超过10m,许多超过20m。基坑平面尺寸也在不断增加,如上海金茂大厦,基坑平面尺寸为170m×150m^[3],上海虹桥综合交通枢纽基坑工程平面面积约35万m²^[17],上海恒隆广场基坑面积达25000m²^[8],上海另一工程基坑开挖面积达51000m²^[1]。上海汇京广场基坑,围护结构与相邻建筑的最近距离仅40cm^[14]。广州市某基坑紧靠交通要道滨江路的路缘,滨江路另一侧则是高水位且常年川流不息的珠江。

基坑工程的大力发展,促进了大批新技术、新工艺的出现和应用^[1,5,8,98-106]。在支护方面,出现了SMW工法、SPR排桩、拱形支护、预应力支护、U形钢可缩性支架支护等一些新的支护形式;设计方面,成功发展了反分析、动态设计、增量法、数值分析等设计理论;施工方面,出现了盾构法、半(全)逆作法、沉井(管)施工法、时空效应施工法等;监测方面,出现了远程监控系统、自动监测技术等;环境保护方面,提出了一系列坑内坑外加固、变形预测、降水纠偏等技术和理论。

然而,基坑工程是一个典型的不确定性系统。岩土的区域性、勘测点的代表性、岩土试样选取和试验测试的局限性、地下水状态的不确定性、施工过程的不确定性、交通振动等环境状况的不确定性,以及不确定的气候因素以及设计施工人员的阅历和主观意识等,使得基坑问题显得非常复杂。据有关资料^[3,9]统计,基坑工程的故事率高达1/4,在软土环境和其他特殊工程地质条件的基坑工程,故事率甚至高达1/3。

因此,对基坑工程仍旧是土木建筑领域一个值得今后关注和深入研讨的重要方向之一。

1.2 支护技术发展

基坑支护形式的合理选择,是基坑支护设计的重要工作,也是确保基坑安全

稳定的保障。

常见的围护结构有^[1-5,8-9,14,30,96,102-107]：地下连续墙、灌注桩、SMW 桩、钢板桩、钢筋或素混凝土面层等；常用的顶撑结构有：水平撑、角撑、斜撑、桁架、圈梁等及其组合；常用的拉锚结构有：土钉、锚杆、锚索、加筋土等及其组合。表 1-1 总结了目前基坑开挖后常用的支护维稳形式，并对它们的优缺点和适用范围进行了分析。

可以说，表 1-1 是对我国近年基坑支护措施的一个简要总结。由于施工作业条件的限制，加上技术人员多才多艺的设计风格，支护方式的选择是多种多样。赵锡宏^[8]提到的上海外环隧道浦西段的基坑工程，使用了地下连续墙、水平钢筋混凝土支撑、竖向钢支撑、钢管桩墙临时支挡结构等。这种综合的基坑处理措施就很难给出具体分类。谢适安^[19]等人在广东珠江电厂某基坑工程中设计的新型基坑支护结构形式“带桩腿悬空式地下连续墙”，在地下连续墙底部按一定间隔布置系列支撑桩，充分利用了桩基的承载能力和连续墙的抗弯防渗优点，受力合理，节省投资，该基坑处理措施也不能完全归为表中的某一分类。

基坑常用支护维稳形式及适用范围

表 1-1

结构形式		适用范围
放坡		土质较好，地下水较低，开挖深度较小
支拉	支撑	土质较好，基坑开挖深度不大，一般不单独使用
	土钉、锚杆(索)	土质较好，开挖深度一般不大于 12m 左右的土层
侧挡	挡土墙	成本低，造价省，地下水影响不大
	排桩	适用各类土质，有搅拌、劲性搅拌、灌注、钢板等多种形式，不同形式适用范围有差异
	地下连续墙	防渗性能好，变形小，施工空间小，几乎适用所有条件
	沉管施工	适用土质中软环境
	逆作法施工	适用大多土质，具有逆作法施工作业条件的环境
组合	梁+撑/锚	适用开挖深度不大的基坑，采用桩锚时，坑周土体应具有一定的强度；采用桩撑时，基坑平面尺寸不宜过大
	墙+撑/锚	适用各种开挖深度的基坑，采用桩锚时，坑周土体应具有一定的强度；采用桩撑时，基坑平面尺寸不宜过大
	桩+撑/锚	
	梁+桩+撑/锚	适用各种开挖深度的基坑，采用桩锚时，坑周土体应具有一定的强度；采用桩撑时，基坑平面尺寸不宜过大
	桩+墙+撑/锚	适用开挖深度较大且有特殊要求(如降低成本、局部增强支护能力)的基坑，采用桩锚时，坑周土体应具有一定的强度；采用桩撑时，基坑平面尺寸不宜过大

一些临时性的加强补救治理手段形成的多种组合支护方法也很难定其类属,不同的角度归并的结果也不一样。

有些分类还可以划分得更具体,比如逆作法下面,还可分为全逆作法、半逆作法、部分逆作法、分层逆作法等;单支点支撑和多支点支撑均可结合排桩、挡板、板桩等做进一步划分。

此外,有些地基处理措施也可使用到基坑支护中来,对他们的分类还值得讨论,比如用于改善土质、加固防渗的注浆加固法,提高土体整体强度和抗弯刚度的插筋补强法等。

1.3 理论研究现状

基坑工程有关的理论研究很多,主要涉及土压力、承载能力、变形、稳定性、渗流、土工试验及检测等。这里主要对土压力和变形有关的认识现状进行总结。

1.3.1 土压力分析计算理论

土压力的分析计算是基坑工程设计的重要内容之一^[46],其度量的准确性是确保基坑安全可靠的根本前提。

1. 经典土压力理论

土压力的研究是一个古老的课题^[44-45,95],对土力学最早做出理论贡献的是1773年Coulomb建立的库仑定律。之后,Rankine于1857年发展了朗肯土压力理论,Fellenius在1926年提出了圆弧滑动分析理论。

以Rankine和Coulomb理论为代表的经典土压力理论,仅考虑静止状态、主被动极限状态下的情形,且假定岩土呈弹性、围护结构绝对刚性、滑裂面为平面,计算所得的土压力竖直上呈三角形、水平上呈直线分布。而实际基坑变形达不到极限状态所需的位移值,理论结果和实际情况之间存在一定的差异,实际土压力与所计算的极限土压力大小是有较大差距的,其实际分布形式也并非直线。在基坑开挖过程中,土中的应力路径复杂,经典土压力理论考虑不了结构与土的相互作用的动态过程,计算不了这种非线性的土压力。

由于岩土问题的不确定性,以及经典土压力思路简单易用、计算过程简便等原因,使得经典土压力理论仍旧是目前岩土设计中的主流依据。但是,考虑施工过程的土压力理论,以及与实际情况更相符合的非线性土压力理论的研究和探讨,也一直未停止过。

2. 非线性土压力理论

土压力的非线性特征主要指土压力在空间分布上的非线性和土压力随着施工

过程(时间)变化的非线性。

土压力空间分布的非线性,是指土压力在坑壁上的分布并不如经典土压力所描述的“竖直上为三角形、水平上为直线”分布特征,而是呈一定的空间曲面形状。土压力变化的非线性指坑壁土压力将会随着施工作业持续、围护结构变形、岩土自身流变等因素的影响而出现的随着时间的非均衡变化^[47-48,50]。

在国外, Terzaghi 首先对经典土压力理论提出质疑。通过一系列大规模的模型试验^[51-54], Terzaghi 认为只有土体水平位移达到一定规模,且土体发生剪切破坏时,经典土压力理论才适用。此外,墙体不同的转动形态会直接引起土压力分布的非线性。Bang^[46]认为土体从静止状态到极限主动状态是一个渐变的过程,指出土压力计算应同时考虑墙体变位的模式和变位的大小。Fang^[55-56]、Bros^[57]、James^[58]等对墙体平动、绕墙底转动和绕墙顶转动三种变形模式下的土压力进行了模型试验研究,试验表明三种情况下的土压力分布形状及大小均不相同,且受变位模式的影响很大。

在国内,徐日庆^[143]、周应英^[144]、王保建^[147]、郭竞宇^[149]等研究表明,在墙体不同变位模式下土压力的差异很大,土压力的计算应考虑墙体的位移模式以及位移量的大小,经典的土压力理论无法考虑以上除土体性质之外的诸多因素的影响。邓子胜^[145]、龚慈等^[146]、朱彦鹏^[148]等指出建立在经典土压力理论基础上的深基坑侧土压力计算理论和方法没有考虑围护墙的变形过程。何昌荣等^[150]通过实测,发现实测土压力均比 Rankine 土压力理论值小,填土土压力的大小和分布取决于墙或面板的刚度、位移大小和方向、填土性质和应力状态。

邓子胜^[29]根据横向受荷桩的载荷-挠度曲线,建立了深基坑支护结构-土非线性共同作用的土压力计算模型,提出了深基坑支护结构-土非线性共同作用弹性地基反力法的基本原理与计算方法。番泓等^[124]从圆形支护结构的空间结构特性出发,提出了考虑空间特性的变形分析方法,并分析了影响圆形支护结构内力、变形的因素。陆瑞明等^[123]提出了计算挡土拱拱圈内力和位移的非线性共同作用方法。高俊合等^[202]建立了固结、土-结构相互作用效应的数值分析方法,分析了基坑开挖过程中渗流、水平位移、地面沉降及坑底隆起等各因素之间的相互影响。孔德志等^[203]分析了作用在挡土结构上的土压力产生的机理,指出土压力应分为两部分:一部分产生于开挖卸载,另一部分产生于挡土结构位移;提出了一种考虑挡土结构与土体共同作用的分段弹性地基梁分析方法。

应宏伟等^[151]对基坑开挖过程中土压力的变化规律进行研究后指出:随开挖深度的增加,挡土结构后的土压力逐渐减小,但在支撑范围内出现较明显的土拱作用;被动区土压力在最终开挖面附近逐渐减小,在开挖面下较深处则逐渐增大。何颐华^[155]对黏性土和砂土两种填料的悬臂式挡土桩进行模型试验。研究表明,开挖后主动侧土压力随开挖深度及桩体位移的增加而减小,且小于 Rankine

主动土压力；被动侧土抗力随挖深的增大桩底部土抗力有减小的趋势。

胡敏云等^[163]根据被支护土体中的成拱作用，将排桩后的土压力分为直接土压力和间接土压力，用小主应力拱分析计算直接土压力，用大主应力拱分析计算间接土压力，由此得到的土压力呈曲线分布。蒋鹏等^[164]提出了一种基于弹性地基理论的土压力计算方法，分析指出作用于支护结构上的基坑外侧土压力，将产生与支护结构挠曲变形相协调的重分布现象，在极限状态下，土压力分布图形一般与传统土压力理论的三角形分布不相吻合。蒋波等^[165]考虑墙土摩擦角的影响，用莫尔应力圆求解得到了对应不同内摩擦角和墙土摩擦角的侧土压力系数，得到了挡土墙主动土压力强度、土压力合力和合力作用点的理论公式。钟小春^[166]取支护桩后水平土条进行力学分析，推导了考虑土拱效应的桩间土体的水平侧向土压力理论计算式。王渭漳等^[167]通过理论分析和推导提出了适合任意土质、任意墙背倾角、任意斜度填料面的墙背主动土压力非线性分布的通用表达式。叶晓明^[168]提出了水平卸荷拱存在的情况下，挡土板上的土压力的计算方法，计算结果远小于经典土压力计算的结果。

表 1-2 对多年来一些专家学者所提出的、考虑位移影响时的非线性土压力数学模型进行了整理统计。可以看出，土压力和位移之间存在着明显的非线性，这点已取得普遍共识。但对这种非线性关系的描述，不同的学者使用了不同形式的非线性函数，其中，用得较多的是三角函数和指数函数。而且，大部分都是通过非线性函数来直接描述土压力与位移之间的关系，少数则是通过对岩土特性参数的修正或增量换算，来间接地反映土压力随位移的变化。

土压力与位移之间非线性关系模型 表 1-2

土压力和位移的非线性关系	提出者
$p=p_0 \pm K_h \delta$ 式中, p 为实时土压力; p_0 为静止土压力; K_h 为非线性系数; δ 为坑壁实时位移	杨光华 ^[2]
$\sigma=\sigma_0+e^{-nt} \sin \left(\frac{\pi}{2} \frac{\delta}{\delta_{cr}}\right)\left(\sigma_{cr}-\sigma_0\right)$ 式中, σ 为实时土压力; σ_0 为静止土压力; σ_{cr} 为极限土压力; δ 为坑壁实时位移; δ_{cr} 为坑壁极限位移; n 为蠕变参数; t 为时间参数	徐日庆 ^[169] 张吾渝等 ^[170]
$p=\left(\frac{k(\varphi)}{1+e^{-b\left(s_a, \varphi\right) s}}-\frac{k(\varphi)-4}{2}\right) p_0$ 式中, p 为与位移量 s 对应的实时土压力; p_0 为静止土压力的一半; $k(\varphi)$ 为内摩擦力的函数; $b\left(s_a, \varphi\right)$ 为主动土压力位移量和内摩擦角的函数, 且有 $b>0$; s 为实际发生的挡土墙位移量; φ 为内摩擦角	梅国雄 ^[171, 172] 宰金珉等 ^[173]
$p=\left[1+e^{-\alpha t}\left(\frac{k(\varphi)}{1+e^{-b\left(s_a, \varphi\right) s}}-\frac{k(\varphi)-4}{2}\right)-e^{-\alpha t}\right] p_0$ 式中, t 为时间; n 为蠕变参数; 其他参数同上	张云军等 ^[154]

续表

土压力和位移的非线性关系	提出者
$p_a = p_0 - (p_0 - p_{acr}) \left(\frac{\delta}{\delta_{acr}} \right) e^{\alpha \left[1 - \frac{\delta}{\delta_{acr}} \right]}; p_p = p_0 + (p_{pcr} - p_0) \left(\frac{\delta}{\delta_{pcr}} \right) e^{\beta \left[1 - \frac{\delta}{\delta_{pcr}} \right]}$ 式中, p_0、p_a、p_p 分别为静止土压力、主动土压力、被动土压力; p_{acr}、p_{pcr} 分别为极限状态下的主动土压力和被动土压力; δ、δ_{acr}、δ_{pcr} 分别为墙体实时位移、主动状态时极限位移、被动状态时极限位移; α、β 为和土性有关的参数, 均介于 0~1 之间	陈页开 ^[175]
$p_a - p_0 = \frac{s}{1/k_{ai} + B} + \frac{s e^{s/s_{acr}}}{s_{acr} e^{s_{acr}}} \left[p_{acr} - p_0 - \frac{s_{acr}}{1/k_{ai} + B s_{acr}} \right]$ 式中, p_0、p_a 分别为静止、主动土压力; p_{acr} 为极限状态下的主动土压力; s、s_{acr} 分别为墙体实时位移、主动状态时极限位移; k_{ai} 为主动压力段初始段的切线斜率; B 为参数, 有专门的计算方法	张文慧等 ^[176]
$p'(i) = p'_0(i) \pm k'_i \delta_i$ 式中, $p'(i)$、$p'_0(i)$ 分别表示第 i 时刻的实时土压力和静止土压力; δ_i 表示第 i 时刻的实时位移; k'_i 表示第 i 时刻土压力与位移之间的非线性关系数	秦建设 ^[32]
$\sigma_a = K_0 \left(1 - \frac{1+2K_0}{3K_0} \cdot \frac{\varepsilon_h}{a_1 + \bar{b}_1 \varepsilon_h} \right) \gamma \cdot z$ 式中, K_0 为静止土压力系数; ε_h 表示坑壁水平应变; γ 表示土体重度; z 表示位置深度; $\bar{a}_1$、$\bar{b}_1$ 分别为实验测定的与土性有关的参数	李蓓等 ^[177]
$\sigma_x = k_0 \sigma_z - \frac{\Delta(k_0 \sigma_z - \sigma_a)}{\Delta_a(1-R_a) + R_a \Delta}$ 式中, σ_x 为水平方向实时土压力; σ_z 为竖向土压力; k_0 分别为静止土压力系数; Δ、Δ_a 分别表示坑壁实时位移及主动极限状态下位移; σ_a 为主动土压力; R_a 为主动土压力状态参数	杨斌等 ^[178]
$p = \eta \left(\frac{k}{1 + e^{\frac{\ln \Delta}{s_{ai}}}} - \frac{k-4}{2} \right) \frac{(1 - \sin \varphi') \gamma h}{2}$ 式中, k、A 均为与土的内摩擦角及等代内摩擦角有关的参数; φ' 表示土体内摩擦角; s、s_a 分别表示坑壁实时位移及主动极限状态下位移量; γ 表示土体重度; h 表示位置深度; η 为修正系数, 当 $s < 0$, 计算值为主动土压力时, $\eta = 1$; 当 $s > 0$, 计算值为被动土压力时, η 取经验值	赵建平 ^[179]
$p = p_0 + \frac{\delta}{(1-n)\delta_{cr} + n\delta} (p_{cr} - p_0)$ 式中, p、p_0 分别表示实时土压力、静止土压力; δ、δ_{cr} 分别为墙体实时位移、极限位移; n 为待定参数	姜志强等 ^[180]
$p = p_0 + (p_{cr} - p_0) \sin^m \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{u}{u_{cr}} \right)$ 式中, p、p_0 分别表示实时土压力、静止土压力; m 为待定参数; u、u_{cr} 分别为墙体实时位移、极限位移	曾玉莹等 ^[181]
$\Delta e = \frac{u}{1/(m_0 z) + u/(e - e_0)}$ 式中, Δe 为土压力增量; e 为主动、被动极限土压力; e_0 为静止土压力; u 为支护结构位移, 主动变形时为负, 被动变形时为正	邓子胜等 ^[182]
$\tan \varphi_m = \tan \varphi_0 + K_d (\tan \varphi - \tan \varphi_0)$ 式中, φ_m、δ_m 分别表示土体内摩擦角和墙土接触面上外摩擦角的发挥值; φ_0 为内摩擦角的初始值; K_d 为考虑土体位移对 φ_m 的影响系数	龚慈慈 ^[146]

续表

土压力和位移的非线性关系	提出者
$\sigma = \sigma_0 + \sin\left(\frac{\pi h}{2H}\right)(\sigma_H - \sigma_0); \sigma = \sigma_0 + e^{(-t/T)}(\sigma_{cr} - \sigma_0)$ 式中, σ_0、σ_H、σ_{cr} 分别为静止土压力、深度 H 处的土压力、极限土压力; h、H 分别为当前开挖深度、基坑最终深度; t、T 为当前开挖时间和基坑总施工时间	张燕凯等 ^[183]
$p_{sth} = K \left[\left(q - \frac{b_{th}\gamma H}{a_{th}K - 2} \right) \left(\frac{H - \gamma}{H} \right)^{a_{th}K - 1} + \frac{b_{th}\gamma H}{a_{th}K - 2} \frac{H - \gamma}{H} \right]$ 式中, K 为侧压力系数; q 为地表超载; γ 为土体重度; H 为墙体总高度; a_{th}、b_{th} 均为参数, $a_{th} = \frac{\cos(\theta - \varphi - \delta) \cos \varphi}{\cos \theta \cos \delta}$, $b_{th} = \frac{\sin(\theta - \varphi) \cos \varphi}{\sin \theta}$, 其中, θ、δ、φ 分别为墙基底与水平面夹角、墙后填土与墙体之间的摩擦角、墙后填土内摩擦角	王元战等 ^[184]
$p_n = p_0 - \frac{\delta}{1/k_w + A\delta}, A = \frac{k_w \delta_a - p_0 + p_n}{(p_0 - p_n)k_w \delta_a}$ 式中, p_0、p_n、p_n 分别为静止土压力、实时土压力、主动土压力; δ、δ_n 分别为墙体实时位移、主动土压力对应位移; k_w 为初始切线水平基床曲展系数	易南概等 ^[185]

注: 1. 表中公式形式和符号意义遵照原文习惯。

2. 部分仅列出了主动侧的公式, 如文献 [175]、[176]、[183] 等。

1.3.2 沉降与变形分析方面

变形控制是基坑工程设计首要考虑的问题之一, 以强度控制为主的设计理念也开始向以变形控制为导向的设计思路转变。

土体开挖, 打破了土体内部自重应力、地质应力等长期作用形成的平衡, 对坑底来说是去掉了坑底之上土体的重力和水压力, 相当于在坑底加了一个向上的作用力, 该力的大小和开挖部分的重量相当; 对坑壁来说, 是取消了坑壁土体的侧挡部分, 相当于在坑壁增加了一个向坑内的作用力, 其大小和开挖部分的水土侧压力相当。这就必然使得围护墙外侧土体向基坑内产生内倾移动的趋势, 同时使基坑坑底土体产生向上隆起的趋势。

因此, 基坑的变形主要由围护结构变形、地表沉降和坑底隆起三部分组成, 这三者之间同时存在一定的耦合关系。

1. 坑壁变形

基坑坑壁的变形, 一定意义上即为侧向卸荷引起的挡土结构变形^[11]。这种变形除了和施工工艺有关外, 还受土体力学性质、地层分布、地下水状态以及支护结构刚度等影响。

对于刚性挡土结构, 由于其刚度很大, 在侧向压力作用下, 一般只发生整体平移、以坑脚或某支点为中心翻转倾覆, 引起的结构物挠度变形可以忽略。

对于柔性挡土结构, 受侧向压力 and 支护时间、支撑体系等的作用, 坑壁的变形情况有多种, 有平移、外倾、内倾、抛物线形以及由支撑段挠度曲线形成的复杂曲线形式。文献 [1] 认为坑壁变形还应包括竖向变位, 这一点在实际工程中

往往被忽略。

2. 坑底隆起

随着开挖深度增加, 基坑内外的土面高差不断增加, 加之土面高差所形成的超载和地面各种堆载的作用, 坑壁内倾、坑底隆起变形将加剧。

开挖深度不大时, 坑底为弹性隆起, 其特征为坑底中部隆起最高。当开挖较深且基础较宽时, 出现塑性隆起, 逐渐变成中部大两边小的形式, 对于较窄或长条基坑, 仍是中间大、两边小分布^[1]。史佩栋^[5]认为坑底隆起还与基坑形状、施工情况、支护结构形式、支护结构插入深度等相关。

3. 坑后土体沉降

坑壁的内倾变形, 使得基坑外侧发生地层损失, 导致基坑周围一定范围内发生地层移动和地面沉降^[1,5]。有人认为这种变形主要是坑底土体隆起和围护墙位移造成的^[5,92]。沉降的范围和幅度受多种因素制约, 最主要的因素在于支护体系, 包括支护形式、刚度、间距、深度、表面粗糙(摩擦)情况、预应力情况和施工的及时程度等。另外也和基坑的岩土特性、地下水状况、施工工序和组织, 地面超载和振动等因素相关。

刘国彬^[237]等对上海某地铁车站连续墙施工引起周围地表沉降的实测表明, 地下连续墙施工时对房屋沉降的影响是随着距槽段中点的距离变化而近似呈正态分布衰减变化的。对周围房屋沉降的影响也只局限于一定的范围。俞建霖^[222]等分析认为基坑中部在悬臂开挖时地表沉降曲线为“三角形”, 随着支撑的设置和基坑的开挖, 新增的地表沉降曲线为“凹槽形”, 最终的地表沉降曲线即为两者的叠加。基坑中部剖面的地表沉降曲线可能为“三角形”或“凹槽形”, 而角点处剖面的地表沉降曲线始终为“凹槽形”。

基坑周围地层的变形及移动是基坑工程变形控制的首要问题。国内外很多专家学者和岩土工程技术人员提出了大量理论或经验的估算描述方法。Terzaghi^[53]在1943年最早提出支护结构后破坏面呈穿过基底的对数螺线形式。Martos于1958年提出隧道开挖所引起的地表沉降槽可由误差函数近似表示。1969年Peck^[92]系统地提出了地层损失的概念和估算隧道开挖地表下沉的实用方法, 认为支护结构水平位移曲线与其后地表沉降曲线相似, 可以根据支护结构的水平位移来推出支护结构后土体位移场的情况。Peck法经过改进完善, 已成为目前应用最为广泛的预测隧道施工地表沉降方法。刘建航^[1]院士等提出了考虑时空效应的双曲线方程计算方法。侯学渊^[1]教授等提出的墙外地面沉降量分布的经验估算公式, 包括沉降影响范围和沉降量, 在上海实际工作中显示出较好的使用性。其他还有地层损失法、稳定安全系数法等估算法, 也有不少人采用有限元法进行计算分析。

4. 变形耦合关系

随着开挖扰动、各支护构件的不断加入卸除, 以及其他不确定因素的影响,