

深基坑支护工程设计技术

黄 强 编 著

中国建材工业出版社

深基坑支护工程设计技术

黄 强 编 著

中国建材工业出版社

目 录

1. 概述	(1)
1.1 深基坑支护工程特点与现状	(1)
1.2 措施与对策	(6)
1.3 发展与展望	(7)
2. 侧向土压力	(9)
2.1 库伦土压力理论	(10)
2.2 朗肯土压力理论	(14)
2.3 静止土压力计算	(20)
2.4 分层土土压力计算	(20)
2.5 算例	(21)
3. 悬臂式支护结构	(24)
3.1 均质土支护结构	(24)
3.2 非均质土支护结构	(30)
3.3 基坑上下不同土层支护结构内力计算分析	(32)
3.4 基坑上下不同土层支护结构内力计算表	(42)
4. 土层锚杆	(76)
4.1 土层锚杆构造和应用	(76)
4.2 土层锚杆的试验研究	(76)
4.3 土层锚杆设计	(80)
5. 混合支护结构	(82)
5.1 混合支护结构的有限元分析	(83)
5.2 单层支点混合支护结构	(84)
5.3 多层支点混合支护结构	(85)
5.4 多层支点混合支护结构计算实例	(87)
5.5 均质土中多层支点混合支护结构内力计算表	(91)
6. 双排桩支护结构	(147)
6.1 计算模型	(147)
6.2 侧向土压力	(148)
6.3 内力计算	(158)
7. 重力式挡墙结构	(160)
7.1 滑动稳定性验算	(160)
7.2 倾复稳定性验算	(160)
7.3 地基土容许承载力验算	(161)
8. 基坑底稳定性分析	(162)
8.1 基坑底土体抗隆起计算	(162)

8.2	基坑底水压力稳定计算	(165)
9.	降水设计.....	(168)
9.1	降水基本理论	(168)
9.2	降水方法	(177)
9.3	降水设计与计算	(182)
10.	深基坑支护工程实例介绍	(192)
10.1	北京京城大厦(H型钢加锚杆)	(192)
10.2	北京华侨公寓(桩墙合一施工方法).....	(193)
10.3	上海锦江分馆.....	(194)
10.4	上海陆家宅沪办大楼.....	(198)
10.5	成都人民商场营业楼.....	(204)
10.6	上海展览中心北馆.....	(206)
10.7	深圳国商大厦地下车库.....	(208)
10.8	宁波镇海广播电视大楼.....	(212)
10.9	上海启华大厦.....	(214)
10.10	宁波北仑港火力发电厂	(217)
10.11	天津塘沽盐场气象台电算楼	(219)
10.12	抚顺饮食公司站前宾馆	(224)
10.13	上海特种基础工程研究所办公楼	(226)
10.14	上海电讯大楼	(229)
10.15	上海市人民广场地下变电站	(234)
10.16	福建省烟草综合业务大楼	(237)
	参考文献	(240)

1. 概 述

深基坑支护设计、施工、监测技术是近十多年来在我国逐步涉及的技术难题。深基坑的护壁,不仅要保证基坑内能正常作业安全,而且要防止基底及坑外土体移动,保证基坑附近建筑物、道路管线的正常运行。这些难题在具体工程实践中表现方法有所不同。近年来我国大量兴建的高层建筑深基坑成功施工实例,各地区通过工程实践与科研,都有了一些行之有效的技术方法,使深基坑支护工程技术水平得到了迅速提高,取得了可喜的成绩。

1.1 深基坑支护工程特点与现状

80年代以来,随着我国改革开放的进展,高层建筑不断增加。随着建筑高度的增加,根据构造及使用要求,基础埋深也随之不断增加。尤其是进入90年代后,我国经济的迅速发展,大中城市地价不断上涨,空间利用率随之提高,出现了众多的超高层建筑,使地下室埋深达20多米,各种深基坑支护的先进设计计算方法,施工工艺不断产生。

基坑开挖是基础和地下工程施工中的一个古老的传统课题。同时又是一个综合性的岩土工程难题,既涉及土力学中典型的强度与稳定问题,又包含了变形问题,同时还涉及到土与支护结构的共同作用。对这些问题的认识及其对策的研究,是随着土力学理论、分析技术、测试仪器以及施工机械、施工技术的进步而逐步完善的。我们简单的回顾一下便不难看出,无论是从理论还是从实践的角度看,基坑开挖技术都有了很大的进步。

最早提出分析方法的是 Terzaghi 和 Peck 等人,他们早在40年代就提出了预估挖方稳定程度和支撑荷载大小的总应力法。这一理论原理一直沿用至今,只不过有了许多改进与修正。50年代, Bjerrum 和 Eide 给出了分析深基坑底板隆起的方法。60年代开始在奥斯陆和墨西哥城软粘土深基坑中使用了仪器进行监测,此后的大量实测资料提高了预测的准确性,并从70年代起,产生了相应的指导开挖的法规。从80年代初开始我国逐渐涉入深基坑设计与施工领域,在深圳地区的第一个深基坑支护工程率先应用了信息施工法,大大节省了工程造价。进入90年代后为了总结我国深基坑支护设计与施工经验,开始着手编制深基坑支护设计与施工的有关法规。

随着旧城改造工程的推进,对基坑开挖技术提出了更高、更严的要求,即不仅要确保边坡的稳定,而且要满足变形控制的要求,以确保基坑周围的建筑物、地下管线、道路等的安全。为了准确估计由于开挖引起的土体和支护系统的变形,一方面依赖于成功应用有限元等现代分析工具,一方面依赖于土的计算参数的正确性。常规的室内试验方法已不足以确定预估位移的关键参数—土的刚度,只有把室内试验与原位测试技术结合起来才能解决这个问题。

与分析、计算方法的进步相对应的是基坑开挖技术,特别是支护技术的日臻完善,并出现了许多新的支护结构形式与稳定边坡的方法。维护边坡稳定,传统的做法是板桩支撑系统或板桩锚拉系统。这些方法的优点是支撑材料可以回收,但却存在许多致命弱点,诸如支撑往往是在开挖之后施加的,以致变形难以避免;拔出板桩时仍旧会引起边坡土体的进一步变形等。因此,在建筑物密集的城区或周围有建(构)筑物及地下设施的场地,选用传统方法受到许多限制,处之不当还常会酿成事故。这些例子是很多的。这些事故的发生固然是痛心的,但从反面教育了岩土工程师去重视、去研究、去改进。从这个意义上讲,这些事故也是岩土工程技术进步

的一种促进剂。

表 1-1 给出了上海部分主要高层、超高层建筑层总高度及地下部分深度概况表。

主要高层、超高层建筑情况表

表 1-1

工程名称	层数	高度 (m)	地下部分深度 (m)
上海展览中心北馆	48	164.80	-4.08~-9.20
上海锦江分馆	46	153.09	-9.10~-11.05
静安希尔顿酒店	43	143.62	-7.25~-9.30
上海国际贸易中心	37	140	-10.30
金陵综合大楼	37	139.70	-8.50
上海电讯大楼	24	130.60	-12.75
联谊大厦	30	108.50	-5.20
上海锦伦文华酒店	30	106.50	-8.075
亚洲宾馆	32	104.30	-5.40~-7.20
上海花园饭店	35	122.56	-6.20
陆家宅沪办大楼	37	127.60	-7.00
物资贸易中心大楼	37	115.25	-6.00~-6.80
上海贸易宾馆	25	94.56	-7.40~-8.40
启华大厦	24	74.50	-5.15~-6.65
华东电管局调度大楼	24	124.60	-3.90
长征医院	17	72.00	
华亭宾馆	29	90.00	-6.65~-10.70
虹桥宾馆	34	104.26	-7.50~-8.70

对于上海这种饱和软粘土地基,地基土的强度很低;渗透系数很小,一般为 $6 \times 10^{-7} \sim 2 \times 10^{-6} \text{cm/s}$,透水性较低,地下原水位较高,常见水位在地下 1m 左右,给深基坑支护设计、施工带来了诸多不利影响,除地质条件外,以上海地区为例深基坑支护工程施工还受如下因素影响:

(1)主要高层、超高层建筑都集中在市区,市区的建筑密度很大,人口密集,交通拥挤,施工场地狭小,为此,高层建筑施工,尤其是深基础施工的条件很差。

(2)为了节约土地,在工程建设中要充分利用基地面积,地下建筑物约占基地面积 90%,紧靠邻近建筑,还要求充分利用地下空间,设置人防、车库、机房、仓库等各种设施。基础深度越来越大,地下基坑的开挖深度由一层发展到二层,甚至三层,越来越深。

(3)深基坑的施工,对周围环境势必有所影响,要减小这一影响,也是软土地基深基坑施工中的一个很大的难题。不单要考虑对邻近建筑物的影响,还要考虑对周围地下的煤气、上水、下水、电讯、电缆等管线的影响。

随着竞争机制的增加,业主对造价、工程进度、工程质量的要求也越来越高,相应增大了施工单位的难度。

近年来,我国建造了不少高层建筑,北京、天津、上海、广州、深圳等地高层建筑密度最大,各种地质条件及地下水条件也不尽相同,尽管在深基坑支护设计、施工中遇到不少问题,甚至个别工程出现事故,但最终都得以解决,基本上满足了设计、施工要求。我国深基坑支护工程质量总体上的好的。表 1-2 汇集了北京地区有代表性的高层建筑深基坑成功经验共 34 个,最深

的基坑为地下 23.5m。

北京地区高层建筑深基坑支护情况表

表 1-2

序号	工程名称	面积 (m ²)	高度 (m)	层数		地面下 深度(m)	基础做法	支护施工做法
				地上	地下			
1	中国国际信托公司大厦	50193	101.6	28	3	-13.5	箱型基础,三元乙丙橡胶防水层	φ500 钢筋混凝土钻孔灌注桩及部分 H 型钢桩作挡土桩,间距 1m,在-6.95m 处作 1 道锚杆
2	京城大厦	110270	183	50	4	-23.5	箱型基础,持力层深 23.5m 卵石	H 型钢(488)桩长 24~27m,作支挡桩,中距 1.1m,3 道锚杆拉结,锚杆垂直距离为-5m,-12m,-18m
3	王府井宾馆	约 60000	48	15	3	-16	筏式基础,底板 1.5m 厚,由底板向上在连续墙侧构筑内墙衬,与连续墙连成一体	地下连续墙厚 600,深墙 20m,深入挖坑 4m,4 道锚杆分别为-1.8,-6.7,-11.2,-13.7m (施工时改为 3 道锚杆)
4	京广中心大厦	121712	204~209	51	4	-18.5	桩基,挖深 18.5m 后浇筑 φ1.5~2.5m 灌注桩,桩长 22.5m,持力层为地面下 41m 的砂卵石层	地下连续墙厚 600,挖坑深 18.5m,墙深 23.5m,设计 5 道锚杆
5	发展大厦	51495	80	22	2	-11	箱型基础,局部预制桩基	H 型钢(488)桩,间距 1.1m,1 道锚杆,在地面下 4m 处,间距 1.65m 及 2.2m
6	新华社主楼	28234	127	26	5	-19.6	箱型基础	φ800 灌注桩,间距 1.6m,1 道锚杆,上部采取放坡
7	农贸中心大厦	128765	90	27	4	-15.1	箱型基础	φ400 双排灌注桩,桩顶做双排宽连梁,1 道锚杆,局部 2 道锚杆
8	王府井穆斯林贸易大楼		30	7	2	-9	箱型基础	基坑深 9m,地下连续墙,1 层锚杆,墙深 15.5m,厚 600
9	中国人民银行金融大楼	38982	40	10	3	-13.8	箱型基础	φ1300 灌注桩,间距 1.8m,在-7m 处 1 道锚杆
10	友谊医院病房医技楼	33400	49.5	14	2	-10	箱型基础	φ500 灌注桩,间距 1m,1 道锚杆(在-4.5m 处)
11	京西宾馆	56139	96.6	29	3	-11	箱型基础	56C 钢板桩,间距 0.93~1.2m,桩顶下 2.4m 处 1 道锚杆
12	科技活动中心	27100	96.7	25	3	-10.5	箱型基础	φ400 灌注桩,双排桩顶下 4m 处 1 道锚杆,桩长 11.7m,挡土高度 8.7m
13	金朗大酒店	31000	48	15	3	-13.5	箱型基础	φ800 灌注桩及 H 型钢桩(局部),1 道锚杆,锚杆从 φ800 灌注桩中直接穿过,在 H 型钢桩间从腰梁间穿过

续表

序号	工程名称	面积 (m ²)	高度 (m)	层数		地面下 深度(m)	基础做法	支护施工做法
				地上	地下			
14	东四隆福大厦	17315	36	8	3	-12 -8.7	箱型基础	φ500 灌注桩, 间距 700, 最深坑为 -11.2~-12m, 1 道锚杆
15	华府大厦				2	-10.2 -13.4	箱型基础	φ1000 灌注桩, 间距 1.6m, 用锚杆 1 道, 局部 2 道
16	左家庄综合办公大楼	51392	109	32	3	-12.2	桩箱复合基础	H 型钢桩锚杆 1 道
17	长城饭店	55408	83	22	2	-12.1	主楼筏基, 低跨独立基础连系梁	一部分挡土钢桩拉锚
18	国际饭店	72660	104.4	31	3	-14.3	箱型基础	63 号工字钢桩, 间距 0.7m, 桩长 17m, 桩顶拉锚
19	北京图书馆主楼	50382	64	19	3	-11.9	箱型基础, 支护大直径桩又是承重桩	φ1000 大直径扩底桩兼作挡土桩, 并与其后的大直径扩底桩(承重)拉结, 在工程承重桩之间每 1.5m 加 φ800 挡土桩
20	北京饭店贵宾楼	42500	39	11	3	-10.5	主楼箱基, 过街楼部分用大直径扩底桩 φ1100, 经扩大到 φ1800	过街楼大直径桩作为主楼东西挡土桩, 其它三面用 SM50B 钢板桩, 间距 1m, 桩顶下 1m 拉锚, 钢板桩最后拔起
21	北京医院	61490	50.6	13	3	-9.5	箱型基础	φ500 灌注桩间距 1.2m, 桩顶拉锚, 部分用 φ800 灌注桩悬臂
22	科技情报中心	70326	27.6	6	2	-7	箱型基础	φ500/φ800 灌注桩间距 1.25/2m, 桩顶向下 3.8m 处拉锚
23	中国专利局	34816	76.3	25	4	-15	箱型基础	H 型钢(488)桩, 锚拉, 桩长 18m
24	长富宫大厦	33772	90	25	2	-14.33	筏基	φ800 灌注桩, 间距 1.5m, 悬臂 9m, 桩长 13.6m, 桩顶放坡
25	全国总工会工人之家	27000		19	3	-11.5	箱型基础	φ1000 灌注桩, 间距 1.5m, 悬臂 10m, 柱顶放坡
26	岭南饭店	21690	84.6	21	2	10.9	箱型基础	φ1000 灌注桩, 间距 1.5m, 悬臂 9m, 桩长 14m
27	军委通讯兵大楼	31820	91.5	19	2		箱型基础	φ1200 灌注桩, 悬臂 7m, 桩顶至槽口放坡
28	华侨公寓地下车库	7804		3	3	-11.3	φ800 大直径桩, 一柱一桩, 边桩既挡土又承重	桩墙合一, 半逆作法施工, 承重桩与挡土桩合一
29	新世纪饭店	总 101250	109	35	2	-14 10.8	筏基(低层桩墙合一)	φ800 挡土桩, 其后 4~6m 处拉桩, 桩径 800
30	西苑饭店	62500	93	29	2~3	-12	主楼箱基, 裙房交叉梁基	坑深 9~12m, 小坡度大开挖, 放坡 1:0.75, 钢丝网水泥护坡, 局部离
31	兆龙饭店	25239	71.8	22	2	-11.12	箱型基础	-6.2m 以上放坡, 以下采用 φ500 悬臂灌注桩
32	大都饭店	37800	66.7	15	2	-13.3	箱型基础	梅花型双排灌注桩, 大部 1 层锚杆, 局部 2 层锚杆
33	故宫地下构筑物				3	-13.5		φ800 灌注桩, 间距 1.5m, 上作承台连梁, 锚杆 1 道, 承台梁作腰梁
34	渔阳饭店	41000	96.6	28	2	-11.6	桩基上筏基	H 型钢桩挡土, 间距 1m, 后有锚桩, 拉杆在 -2m 处

目前基坑支护型式主要分为两大类,即支挡型和加固型,其主要型式如下:

1、支挡型

(1) 桩排支挡结构

1) 稀疏桩排

当边坡土质尚好地下水位较低时,可利用土拱作用,以稀疏桩排支挡边坡。

2) 连续桩排

对于不能形成土拱作用的软土边坡,支挡桩必须连续密排。密排的钻孔桩可以互相搭连,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树根桩把钻孔桩排连接起来,从而形成一种既挡土又防渗的简易连续墙。

3) 双排桩

当土软弱或开挖深度大时,单排桩的横向刚度往往不能满足控制变形的要求。这时,可采用双排桩通过桩顶盖梁联成门式刚架式的整体,这种框架式桩排具有较大的侧向刚度,可以有效地限制边坡的侧向变形。

4) 组合式桩排

a. 主桩与挡板组合:这实际上也是一种稀疏桩排支挡,只是桩距较大,利用挡板把桩间土的侧压力传递给主桩,同时起到一定的防渗作用。

b. 主桩与水泥土拱组合:以水泥搅拌桩相互搭接组成平面拱代替挡板,把侧压力传递给主桩。这种支挡具有良好的防渗效果,施工更方便,适用于更深的基坑。

c. 桩排与水泥土防渗墙组合:在地下水位高的软土地区,防渗是保证基坑支护成功的重要一环。采用稀疏桩排(单排或双排)挡土,水泥搅拌桩排防渗的组合结构被实践证明是经济有效的一种支护型式。

(2) 地下连续墙

地下连续墙优点是对周围环境影响小、对地层条件适应性强、墙体长度可任意调节。它适用于各种深度的基坑开挖。还可将地下连续墙作为支护结构与主体结构,从而大大降低工程造价。又可采用逆作法施工减少对环境和地面交通等影响。地下连续墙作为支护结构还具有抗弯刚度、防渗性能和整体性好等优点。开挖深度可达 30m。目前用于支护的地下连续墙,已从单一的一字型发展出折板型和 π 型等多种形式,以获得更大的侧向刚度。

以上所述支挡型支护结构均可加上内支撑或锚杆作用使其具有更大的适应性。

2、加固型

(1) 水泥搅拌桩加固法

水泥搅拌法是软土加固的一种有效方法,国内用于开挖工程首先是在上海四平路地下车库的基坑支护工程,获得成功后很快在上海地区推广开来,之后又推广到江、浙、闽等软土地区。其优点突出表现为:施工无环境污染(无噪声、无振动、无排污)、造价低廉及防渗性能好。

加固原理是:利用具有一定强度的水泥搅拌桩相互搭接组成格构体系,从而使边坡滑动棱体范围内的土体得加固,保持边坡稳定。加固体按重力式挡土墙验算,当稳定性不足时,增加加固体的厚度和深度,直到满足稳定性。

粉喷水泥搅拌桩也开始用于基坑支护,上海医药工业研究院新楼基坑深约 6m,采用粉喷桩获得成功。证明粉喷桩同样可以用于边坡加固支护。

(2) 高压旋喷桩加固法

高压旋喷桩也是加固软弱地基的方法,由于其水泥含量高,强度比水泥搅拌桩高得多,因

此加固边坡厚度可以较薄。当基坑为圆形时,可利用拱效应进一步减小加固厚度。

(3) 注浆加固法

其基本原理是:用气压、液压或电化学方法,把水泥浆或其它化学溶液注入土体孔隙中,改善地基土的物理力学性质,达到加固土体和防渗的目的。

(4) 网状树根桩加固法

其原理是:使边坡破坏棱体范围内的土体与树根桩网构成一个桩土复合体,它具有良好的整体稳定性,足以抗御土压力、水压力和地面超载。

(5) 插筋补强法

插筋补强护坡技术是通过在边坡土体中插入一定数量抗拉强度较大、并具有一定刚度的插筋锚体,使之与土体形成复合土体共同工作。这种方法可提高边坡土体的结构强度和抗变形刚度,减小土体侧向变形,增强边坡整体稳定性。在工作机理及施工工艺上,它明显不同于在填土中敷设板带的加筋土技术,也不同于护坡支撑中的锚杆技术。插筋补强护坡技术是吸取了上述某些工艺技术的特点而发展起来的一种以主动制约机制为基础的新型边坡稳定技术。它以发挥插筋锚体与土体相互作用形成复合土体的补强效应为基本特征,以插筋作为补强的基本手段。与其它护坡技术相比,虽然它的护坡深度不可能太大(一般 $>10\text{m}$),但它不需大型施工机械,不需单独占用场地,而且具有施工简便、适用性广泛,费用低,可以竖直开挖等优点,因而有广泛的应用前景。

1.2 措施与对策

深基坑支护工程是基础施工所必须的临时结构,深大基坑支护的施工造价与设计的合理紧密相关,合理的设计是影响整个工程施工进度与造价的关键所在。由于地基土的不定性,周围环境条件不同等,尤其是各个设计者的经验往往是影响基坑支护设计合理性的因素,不同的设计方案可能会使同一支护工程花较少的费用而获得更安全的结果。如何选择经济与安全、进度之间的合理平衡是每个设计者首先必须意识到的问题。

为了保证基坑设计的合理性与经济性,基坑支护设计施工技术的发展建议采用如下措施与对策:

(1) 建立可靠的设计质量管理办法。由于基坑支护设计与地质及水文条件密切相关,地基土参数的试验方法、取值、地下水的影响等往往是确定支护结构设计的主要因素。同时如打桩、降水施工过程中也可能改变地基土的性质;更应引起重视的是大型建筑物场地基坑周边地质条件与环境条件不尽相同。这些复杂因素都要求设计者依靠自己的岩土工程经验来决定不同的设计方案。因此,要求设计人员除具备结构设计知识还应具有一定的岩土工程经验。以深圳为例,根据这些年来高层建筑基坑设计经验总结,市政府有关部门明文规定,深基坑支护设计单位必须经过专门审查合格后才具备设计资质,完善了设计管理,使深圳的基坑支护结构设计水平有了明显的提高。

(2) 采用动态设计信息施工技术法,保证基坑安全施工。岩土工程的设计大多数情况下通常是与实际工程实践紧密不可分的,尤其是基坑支护这种临时结构其受力的不确定因素很多,为了保证较为经济地实现安全,有些设计意图将贯彻于具体工程实际条件的应用与处理中。在基坑开挖与支护的施工过程中,预知可能引起局部或整体破坏的先兆,并及时相应修改设计,采用措施往往可以弥补原设计的不足,以经济的设计,附加局部的“亡羊补牢”达到节省工程造价的目的。

从我国目前深基坑施工成功实例所见,凡是事前重视,采用预防措施,在施工过程中严格进行施工监控者,即采用前述的所谓“信息施工技术”,工程效果大都是成功的,对于开挖自身和对于邻近对象,都会取得良好反应。因而对于环境效应问题(岩土工程施工对周围或邻近的影响问题)需要强调的仍然是:对于岩土工程师的要求是需要设法与结构工程师、施工工程师直至建设单位在这一问题上取得共识与重视。有了统一的认识就有可能未雨绸缪防患于未然。实践表明:对于环境效应,事前有共识和采取工程措施,其所产生的危害是可以避免的。

工程监测的必要性,它的作用和在岩土工程中的地位应从两方面来认识。它既是防止产生环境影响的必不可少的环节和手段。更重要的是要从改革和发展设计方法的高度来认识。动态设计方法与信息施工技术要求人们随时注意和掌握岩土工程施工过程中的信息反馈和资料积累,而工程监测是其不可缺少的手段,由这样的高度来认识施工监控,它的重要性和作用便将使工程监测作为岩土工程实施的一个阶段(勘察—设计—施工—监控与反馈)常规化和固定下来,而不至于成为可有可无的措施。

(3)加强深基坑支护技术的科研工作,促进技术进步。深基坑支护工程投入的建设基金尤为可观,但在这方面所进行的系统科学研究工作却甚少。为了在这方面获得较大的技术进步,在认真总结经验、教训的同时,除具有信息施工中所得到的的一些常规数据外,还必须对支护结构工程的变形与内力包括作用于不同支护结构上的荷载(主动土压力和被动土压力)进行系统的实测,众所周知,岩土工程的科研成果优劣很大程度上依赖于试验数据的数量与精确度,只有积累了一定的实测结果后才能使深基坑支护设计、施工的技术水平得以提高。同时,各地应认真总结当地经验作法,并形成自己的一套设计施工技术,只有这样,我们才能将目前已有的一些定性经验逐步形成定量的计算分析方法,使深基坑支护设计、施工水平获得真正的提高。

目前,我国的深基坑设计、施工还处于边干、边学、边提高、边总结、边积累资料的过程。今后,对于所有工程都应注意进行认真总结,以尽早提高我们的设计、施工水平。

1.3 发展与展望

十多年来,随着改革开放的进展,国家经济建设取得了长足进步,从而带动了岩土工程包括开挖和支护工程技术的发展和进步,至少在面的方面已是广泛地铺展。目前,各地基本建设中的各类建筑朝着高、大、深、重等方面的发展势头仍方兴未艾。可以预料,基坑开挖与支护技术的各个方面均将继续得到全面而深入的应用和推广,各种支护型式和设计计算方法将会在“点”上更深入而形成“点深面广”的发展势态。今后深基坑设计施工技术将可能会有如下发展:

(1)根据基坑施工发展需要及我国综合经济水平的提高,将继续充实深基坑开挖、支护的施工队伍素质及装备,引进国外新技术,增加技术手段;

(2)大力促进与推广动态设计和信息施工技术,使之在开挖支护工程设计中,成为设计指导思想基调,用在变更改革岩土工程的总体设计构思;

(3)深基坑开挖与支护问题对经典土力学理论提出了新的挑战。此前,大量的浅挖工程和无需支护的实践,使人们已经习惯于一般常规的“加载”的土力学方法(特别是一次性的单调加载过程)。土中应力与变形均无需作符合开挖边界的调整,但是现在不同了,基坑(特别是深基坑)开挖与支护的应力、变形分析将把不可忽视的卸载问题(还有应力路径的内容)及其引发的土体应力、强度、变形性质以及其变化提上岩土工程师的议事日程、提出需要深入研究的课题。于是也可以说,不断发展中的工程实践对岩土工程和岩土力学得出了新的研究和发展方向与要求。

基坑开挖与支护技术的发展水平是从一个侧面反映和衡量一个国家工业水平和建筑技术高低的重要标志。从国外的发展趋势看来,为适应我国工程建设的需要,还必须继续深入研究和开发这方面的技术。当然,在基坑开挖与支护领域中,人们已应用各种手段和技术措施集中解决了一个又一个工程问题和难题。相信今后在不断完善和不断认识、提高深化的过程中,必定会将这一工程领域的技术水平推向更新的高度,为岩土工程总体增添更加丰富的内容。

2. 侧向土压力

侧向土压力在深基坑支护工程问题中是一个重要的设计参数。挡墙和板桩墙，支撑的和不支撑的开挖，筒仓壁和储箱上的谷物压力，隧道墙以及其它地下结构物上的土或岩石压力都需要对构件的侧向压力有定量的估算来作设计或稳定性分析。

从广义来说，土压力是土作用在工程结构上的或作用在被土体所包围的结构物表面上的压力或那些压力的合力。这些压力是由土的自重、土所承载的恒载和活荷载所产生，其大小由土的物理、力学性质、土和结构之间的物理作用、绝对位移、相对位移以及变形值与特性所决定。

图 2-1 示出有关各类土木工程结构土压力的几个例子，其基本不同点在于位移的类型和数值。图 2-1a 挡土墙绕其基底转动；图 2-1b 板桩是柔性结构，因而在土压力作用下变形；图 2-1c 用支撑围护的坑壁水平移动。

土压力的大小和分布是超静定问题，首先是因为位移和变形的作用，而且也由于各单个颗粒产生的压力以及颗粒间作用力的绝对值仍然不清楚。颗粒间的孔隙通常是由空气或水所填充。

根据墙的移动情况，作用在挡土墙墙背上的土压力可以分为静止土压力、主动土压力（往往简称土压力）和被动土压力（往往简称土抗力）三种，其中主动土压力值最小，被动土压力值最大，而静止土压力值则介乎两者之间，它们与墙的位移关系如图 2-2 所示。

如果墙体的刚度很大，墙身不产生任何移动或转动，这时墙后填土对墙背所产生的土压力称为静止土压力，其值可以根据直线变形体无侧向变形理论或近似方法求得，土体内相应的应力状态称为弹性平衡状态。

试验表明：如刚性墙身受墙后填土的作用绕墙背底部（即墙踵）向外转动（图 2-3a）或平行移动，作用在墙背上的土压力从静止土压力值逐渐减小，直到填土内出现滑动面。在滑动面以上的土体（滑动楔体）将沿着这一滑动面向下向前滑动。在这个滑动楔体即将发生滑动的一瞬间，作用在墙背上的土压力减少到最小值，称为主动土压力，而土体内相应的应力状态称为主动极限平衡状态。相反，如墙身受外力作用（如图 2-3b 所示拱桥传给桥台上的推力）而挤压墙后的填土，则土压力从静止压力值逐渐增大，直到填土内出现滑动面，滑动楔体将沿着某一滑动面向上向后推出，发生破坏。在这一瞬间作用在墙背上的土压力增加到最大值，称为被动土压力，而土体内相应的应力状态称为被动极限平衡状态。所以，主动土压力和被动土压力是墙

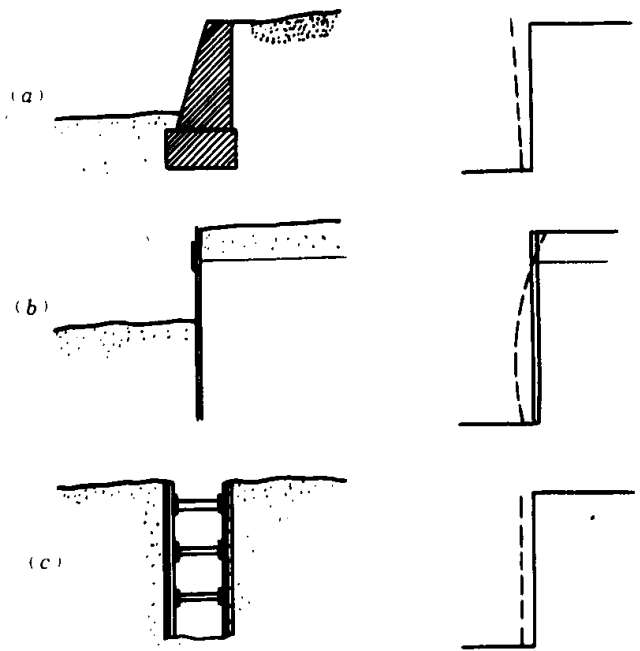


图 2-1 与土压力有关的工程问题
(a) 重力式挡墙；(b) 板桩；(c) 挖方的支撑

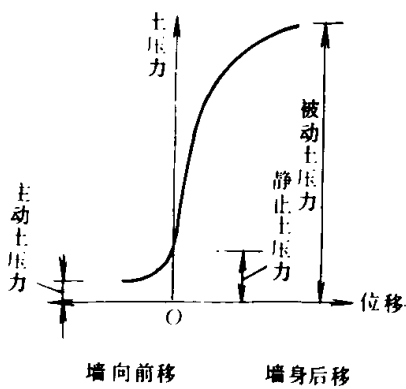


图 2-2 墙身位移与土压力关系

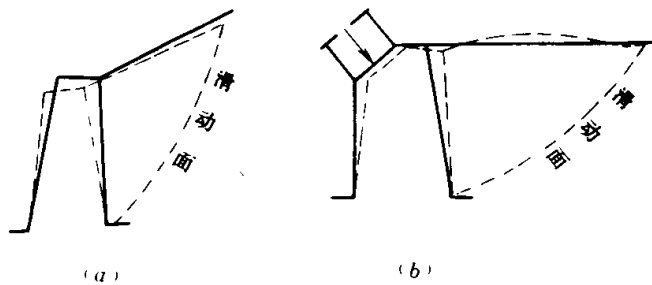


图 2-3 产生主动或被动土压力的情况

(a) 主动土压力; (b) 被动土压力

后填土处于两种不同极限平衡状态时作用在墙背上并且可以计算的两个土压力;至于介于这两个极限平衡状态间的情况,除静止土压力这一特殊情况以外,由于填土处于弹性平衡状态,是一个超静定问题,目前还无法计算其相应的土压力。

设计时应根据挡土结构的实际工作条件,主要是墙身的位移情况,决定采用哪一种土压力作为计算依据。一般基坑支抗护结构上部分由于它受到墙后土的作用和地基变形,总要转动向前移动,这些微小的转动或移动将足以使作用在墙背上的土压力接近于主动土压力,所以设计时多按主动土压力计算。在这同时,基坑支护结构的下部分,由于结构向坑内的可能位移,使土体处于被动受压状态,产生了被动土压力以维持结构的平衡作用。

计算土压力的理论主要有 G. A. 库伦(Coulomb)理论(1773)和 W. J. M. 朗肯(Rankine)理论(1857)。

2.1 库伦土压力理论

库伦土压力理论假定:(1)挡土墙是刚性的,墙后填土是无粘性砂土;(2)当墙身向前或向后移动以产生主动土压力或被动土压力时的滑动楔体是沿着墙背和一个通过墙踵的平面发生滑动;(3)滑动土楔体可视为刚体,如图 2-4 所示。库伦土压力理论是从滑动楔体处于极限平衡状态时力的静力平衡条件出发而求解主动或被动土压力的。分析时和分析土坡稳定性一样,也当作平面问题来考虑。

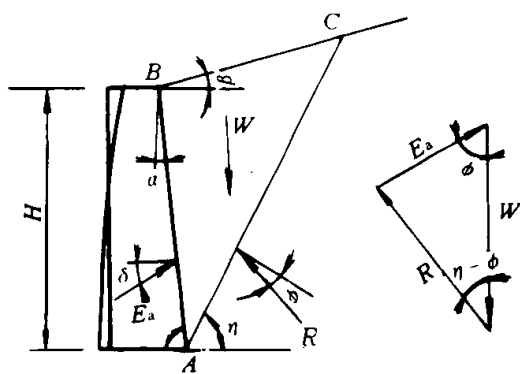


图 2-4 主动土压力的计算

1、一般分式

(1)主动土压力的计算

当墙身向前转动或平移使得墙后无粘性填土土楔 ABC(图 2-4)沿墙背 AB 和通过墙踵 A 点的滑动面 AC 向下向前滑动时,在这破坏的瞬间,滑动楔体 ABC 处于主动极限平衡状态。取 ABC 为隔离体,其自重为 W ,则墙背对滑动楔体的反力为 E ,其作用向与墙背的法线成 δ 角(δ 为墙背与土体间的摩擦角,称为墙摩擦角或外摩擦角),滑动面 AC 与水平面的夹角为 η ,AC 面上的反力为 R ,其作用方向与 AC 面上的法线成 φ 角(φ 角为土的内摩擦角),并位在

法线的下方,如图 2-4 所示。所以,作用在滑动楔体 ABC 上的力一共有 W 、 E 和 R 三个力,其中 W 的大小及方向、 E 和 R 的方向都为已知,由此可绘出封闭力三角形。根据静力平衡条件,由力的正弦定律,可得:

$$\frac{E}{W} = \frac{\sin(\eta - \varphi)}{\sin[180^\circ - (\eta - \varphi + \psi)]} = \frac{\sin(\eta - \varphi)}{\sin(\eta - \varphi + \psi)}$$

即

$$E = W \frac{\sin(\eta - \varphi)}{\sin(\eta - \varphi + \psi)}$$

式中 $\psi = \lambda - \delta$ 。

其他符号如图 2-4 所示。

由于滑动面 AC 是任意选择的,所以,它不一定是真正的滑动面,因而由上式计算得出的土压力 E 也只是相应于滑动面 AC 时的土压力,而不一定是所求的主动土压力。选用不同的滑动面,土压力 E 值也将随之不同。但是,挡墙破坏时,土体内只能有一个真正的滑动面(即最危险的滑动面),与这个滑动面相应的土压力才是所求的主动土压力 E_a 。那么,怎样来确定这个滑动面呢?可以把 E 看作是滑动楔体自重作用下克服了滑动面 AC 上的摩擦力以后而向前滑动的力,可见 E 值越大,楔体向下滑动的可能性也越大,所以产生最大 E 值的滑动面就是实际发生的真正的滑动面,相应最大的 E 值就是主动土压力 E_a 。所以求真正滑动面的条件是: $\frac{dE}{d\eta} = 0$,由此确定 η 值,也就是真正滑动面的位置。求得 η 值后,再代入上式,就可得出主动土压力 E_a 。如下式所示:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (2.1.1)$$

令

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (2.1.2)$$

则式(2.1.1)可改写成

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (2.1.3)$$

式中 γ 、 φ —分别是填土的容重(kN/m^3)的内摩擦角;

H —挡土墙度, m;

α —墙背的倾斜角,即墙背与垂线的夹角。以垂线为准,反时针为正(叫俯斜);顺时针为负(叫仰斜);

β —墙后填土表面的倾斜角;

δ —墙背与填土间的摩擦角,它与填土性质、墙背粗糙程度、排水条件、填土表面轮廓和它上面有无超载等有关,应由试验确定。一般情况下可取下列数值:

墙背粗糙和排水良好,取 $\delta = (1/3 \sim 1/2)\varphi$; 墙背很粗糙且排水良好,取 $\delta = (1/2 \sim 2/3)\varphi$; 墙背光滑而排水不良,取 $\delta = 0 \sim 1/3\varphi$;

K_a —主动土压力系数。

所以,主动土压力 E_a 与 γ 、 H 和 K_a 有关,而 K_a 又与一系列因素 φ 、 δ 、 α 、 β 等有关。 φ 角越大,则 K_a (或 E_a) 值越小; δ 角越大,则 K_a (或 E_a) 值越小; α 角为负(即仰斜墙),且其值越大,则 K_a (或 E_a) 值越小,而 α 角为正(即俯斜墙),且其值越大,则 K_a (或 E_a) 值越大; β 角越大,则 K_a (或 E_a) 越大,而当 $\beta > \varphi$ 时,则 K_a 将得出虚根,表明式(2.1.1)已不适用,因此,必须控制使 β

$\geq \varphi$ 。了解上述这些关系,将有助于在支护结构设计中如何减小主动土压力。

当墙高为 z 时, $E_a = \frac{1}{2} \gamma z^2 K_a$ 则沿墙高 z 的主动土压力强度 a_z 等于

$$e_{az} = \frac{dE_a}{dz} = \gamma z K_a \quad (2.1.4)$$

可见当 $z=0$ 时, $a_0=0$; $z=H$ 时, $a_H = \gamma H K_a$, 沿墙高主动土压力强度是按直线分布的, 其强度分布图形为三角形, 如图 2-5 所示, 而主动土压力 E_a 的作用点明显地就在距墙底为 $H/3$ 处。

对于最常见的情况, 即墙背垂直 ($\alpha=0$), 墙表面光滑 ($\delta=0$), 填土表面水平 ($\beta=0$) 且与墙齐高时, 式 (2.1.1) 可简化成:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (2.1.5)$$

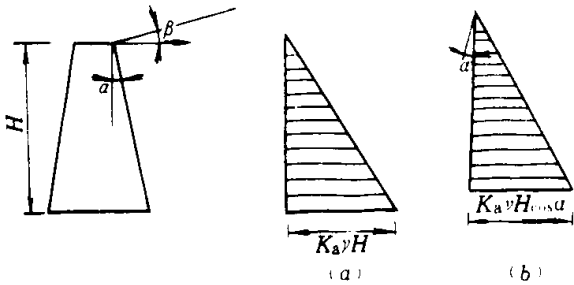


图 2-5 主动土压力强度分布图
(a)沿墙高的分布; (b)沿墙背的分布

(2) 被动土压力的计算

当墙在外力作用下向后推压填土, 最终使滑动楔体沿墙背 AB 和滑动面 AC 向上滑动时 (图 2-6), 在破坏的瞬间, 滑动楔体 ABC 处于被动极限平衡状态。取 ABC 为隔离体, 可见除自重 W 外, 作用在楔体上的反力 E 和 R 的方向与求主动土压力时相反, 都应位在法线的另一侧, 按上述求主动土压力时同样的道理和方法, 可求得被动土压力 E_p 的一般表达式, 如式 (2.1.6) 所示。但要注意到与求主动土压力不同的地方, 就是相应于 E 为最小值时的滑动面才是真正的滑动面, 因为楔体在这时所受的阻力最小, 最容易被向上推出。

被动土压力 E_p 的分式如下:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (2.1.6)$$

式中 K_p —被动土压力系数;

其他符号意义同前。

被动土压力 E_p 的作用点在距墙底等于 $H/3$ 处。

当墙背垂直 ($\alpha=0$)、光滑 ($\delta=0$), 填土表面水平 ($\beta=0$) 且与墙齐高时, 式 (2.1.6) 可简化成

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (2.1.7)$$

2. 粘性填土、超载和地下水对土压力的影响

(1) 粘性土式 (2.1.1) 和式 (2.1.6) 都是按无粘性填土推导而得出的。但有时填土可能是粘

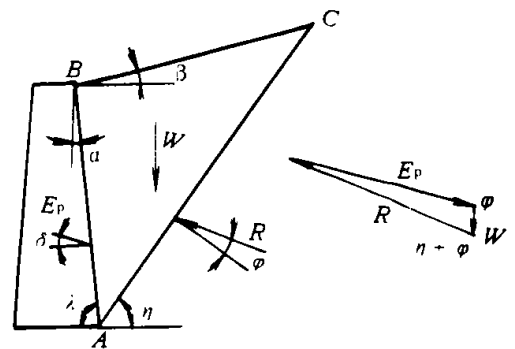


图 2-6 被动土压力的计算