

建筑技术讲座

北京秋光技术开发有限公司

岩土技术开发部

深基坑工程技术讲座(11)

沈保汉

(北京市建筑工程研究院)

第十一讲 挡土支护结构侧压力(中)

11.1 主动土压力与被动土压力

11.1.1 定义

挡土支护结构在土压力作用下,将向基坑内侧移动(即产生背离土体的横向位移)或绕前趾向基坑内侧转动。当位移达到一定量值时,则其后土体开始形成滑裂面,应力达到极限平衡状态,此时土压力处于最小值,称为主动土压力(E_a),进入主动土压力状态的位移量一般是比较小的(表 11.1)。

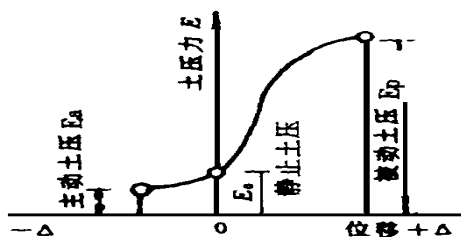


图 11.1 侧土压力与位移关系图

挡土支护结构在外荷作用下,将向土体方向移动或转动。随着位移的增加,土体阻止其变形的抗力将增加,应力水平随之提高,使作用于结构上的土压力逐渐增加。当位移达到一定量值时,则土体中亦将形成一个滑裂面,应力达到极限平衡状态,此时土压力处于最大值,称为被动土压力(E_p),进入被动土压力状态的位移量比主动土压力状态要大得多(表 11.1)。

产生主动和被动土压力所需位移量的参考值

表 11.1

土 类	应力状态	位移形式	所需位移量
砂 土	主 动	平 移	(0.001 ~ 0.005) H
	被 动	平 移	> 0.05 H
	主 动	绕前趾转动	(0.001 ~ 0.005) H
	被 动	绕前趾转动	> 0.1 H
粘 土	主 动	平 移	(0.004 ~ 0.010) H
	主 动	绕前趾转动	(0.004 ~ 0.010) H

注:1. 本表引自刘建航主编的《基坑工程手册》表 4-1(朱桐浩);2. 本表用于挡土墙,对于深基坑挡土支护结构可参考;3. 表中 H 为挡土墙高度。

挡土支护结构所承受的土压力,要精确地加以确

定是很困难的,甚至是不可能的,因为影响土压力的不确定因素太多,至少有 16 个(见本技术讲座第十讲)。

11.1.2 库伦土压力和朗金土压力

库伦(Coulomb)土压力理论(1773 年)的基本假定:(1)挡土墙是刚性的,墙后填土是各向同性、均质的无粘性砂土;(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破坏楔体是沿着墙背和一个通过墙踵的平面发生滑动;(3)破坏土楔视为刚体;(4)摩擦力沿着破裂平面是均匀分布的,摩擦系数 $f = \tan \phi$ (ϕ 为内摩擦角);(5)有墙身摩擦,亦即破坏土楔沿着墙背移动,在墙的界面上产生摩擦力;(6)破坏是一个平面变形问题,即取无限长楔体的一个单位长度进行讨论。根据上述假定,从滑动楔体处于极限平衡状态时的静力平衡条件出发,求出主动土压力及被动土压力。

库伦理论的主要缺点是假定土是理想的以及滑裂面定为平面。在主动土压力与被动土压力的计算中,由于实际滑裂面是曲面,这使得在平面滑裂面假定下的计算结果,导致主动土压力偏小(差值为 2 ~ 10%);被动土压力显著偏大,差值随内摩擦角 ϕ 的增大而增加,有时相差数倍至十数倍,若应用此值则是危险的。

朗金(Rankine)土压力理论(1857 年),其概念简单明确而被工程界广泛采用。朗金土压力建立在土体的摩尔-库仑强度理论及半无限土体的微元极限平衡状态的假定上。朗金土压力理论的基本假定:(1)挡土墙背竖直、光滑;(2)墙后砂性填土表面水平并无限延长;(3)墙对破坏楔体没有干扰。推导结果,主动朗金状态出现与水平面成 $(45^\circ - \phi/2)$ 夹角的滑动面,被动朗金状态出现与水平面成 $(45^\circ + \phi/2)$ 夹角的滑动面。可以说,朗金土压力公式是库伦土压力理论的一个特例。由于没有考虑墙背和填土之间的摩擦力,这样求得的主动土压力值偏大,而被动土压力值则偏小。因此,用朗金土压力理论来设计挡土墙总是偏于安全的。

贝尔 (Bell, 1915 年) 把朗金理论发展成可考虑粘聚力 c 值的土压力理论。以下为考虑粘聚力的朗金土压力计算公式。

$$e_a = z \tan^2(45^\circ - \frac{\gamma}{2}) - 2c \tan(45^\circ - \frac{\gamma}{2}) \quad (11 - 1)$$

$$e_p = z \tan^2(45^\circ + \frac{\gamma}{2}) + 2c \tan(45^\circ + \frac{\gamma}{2}) \quad (11 - 2)$$

式中 e_a ——计算点处的主动土压力强度 (kPa) ;
 e_p ——计算点处的被动土压力强度 (kPa) ;
——土的重度 (kN/m^3) ;
 z ——计算土压力点的深度 (m) ;

c ——土的粘聚力 (kPa) ;
——土的内摩擦角 ($^\circ$) ;

定义 $K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\gamma}{2})$;

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\gamma}{2})$$

式中 K_a ——无粘性土情况的朗金主动土压力系数 ;
 K_p ——无粘性土情况的朗金被动土压力系数。

11.1.3 经典理论土压力与深基坑挡土支护结构土压力的区别

经典理论土压力与深基坑挡土支护结构土压力的区别 表 11.2

对比项目	库伦、朗金理论土压力	深基坑挡土支护结构土压力
土 类	墙后填土为均质无粘性砂土	基坑土为杂填土及粘性土、粉土、砂土或经加固后的土等,在开挖前土体已具有一定的坚固性,不再是散粒状
土体应力性 质	先筑墙后填土,填土过程是土体应力增长过程	先设桩(墙)后在基坑范围内开挖土方,开挖过程是土体应力释放过程
结构使用要求	挡土墙是永久性的	挡土支护结构多数是临时性的
结构特性	假设挡土墙为刚性体	挡土支护结构多数为柔性结构
土压力特性	挡土墙建成后视土压力为定值	土压力是土与挡土支护结构之间相互作用的结果,土压力大小和分布随结构类型、刚度、支点数量而异,在开挖过程中土压力随结构变形而动态地变化
墙土间摩擦力	朗金土压力理论假设墙背与填土之间不存在摩擦力	挡土结构与其背后土之间实际上存在摩擦力
空间效应	库伦、朗金土压力理论所解决的挡土墙是平面问题	挡土支护结构土压力有显著的空间效应
时间效应	库伦、朗金极限平衡原理,属于静态设计原理	开挖后的土体处于动态平衡状态,这是由于开挖后长时期内基坑环境有所变化以及土体松弛等原因致使土体强度逐渐下降
施工效应	确定土压力计算参数(c 、 γ 等)采取定值,不考虑施工效应	深基坑工程采用降排水引起土体固结,打桩时产生的挤土效应,以及对地基土进行加固等,均会提高土的 c 、 γ 值

由表 11.2 可知,按经典理论计算得到的土压力不能简单地直接用于计算深基坑挡土支护结构,应视具体情况,作必要的修正。总之,土压力的计算不是由精确的理论来保证其正确可靠,而应通过现场测试和室内模型试验并依此为基础,提出简单实用而尽可能合理的土压力计算模式。

在计算土体作用在挡土结构上的侧压力时,应着重考虑下列因素:土的物理力学性质(土的重度、抗剪强度);挡土结构相对土体的变位方向和大小;地面坡度、地面荷载与邻近基础荷载;地下水位及其变化;挡土支护结构的刚度;深基坑工程的施工方法与施工顺序。

11.2 悬臂式柔性挡土支护结构的土压力

实践表明,作用于悬臂式柔性挡土支护结构的土

压力与公式(11 - 1)和(11 - 2)的计算值存在着误差。虽然土压力并不完全处于静止或主动状态,但通常仍采用静止或主动土压力进行估计,甚至被动区也同样采用被动土压力来估计,再根据实践的经验加上适当的修正系数。严格地说,在被动区是随着结构的变形,土压力逐渐由静止土压力向被动土压力进展,但并未达到被动土压力,否则土体将开始破坏。被动区的土压力通常宜根据结构与土的相互作用来确定,称为土的被动抗力。

11.2.1 软土地区的悬臂式柔性挡土支护结构

对于软土地区(软土的定义及特性见本讲座第三讲),作用于悬臂式柔性挡土支护结构的土压力与朗金土压力相差不大,可以通过调整参数来解决。

实例 1 天津市建筑科学研究院金鸣等(1994),结

合模型试验和工程实测得出结果:软土地区中的悬臂式挡土支护结构的主动土压力呈三角形分布形式,其值一般可按静止土压力计算取值。

实例 2 宁波北仑港火力发电厂设备基础基坑深 6m,采用双排钻孔桩 (d600mm,L27m) 构架式挡墙,坑内开挖后呈阶梯状 (3m,6m 各一阶梯),开挖后墙体位移较小 (2~3cm)。实测的主动土压力呈三角形分布,其值比朗金土压力计算值略大。

11.2.2 一般粘性土地区的悬臂式柔性挡土支护结构

对于一般粘性土地区 (一般粘性土的定义及特性见本讲座第四讲) 的悬臂式柔性挡土支护结构,由于粘性土的粘聚强度,挡土结构与土体之间的摩阻力等因素,使挡土支护结构中实际的土压力往往小于按公式 (11-1) 和 (11-2) 的计算值 (图 11.2)。同时由于挡土桩 (墙) 和土的位移不协调,后者的位移小于前者的位移,在粘聚力的影响下桩 (墙) 后土产生裂缝,从桩 (墙) 顶开始向下延伸一定深度,向后延伸一定宽度 (图 11.3); 在裂缝上部,土体与桩脱离,该部位的土压力为零 (图 11.2),因土的粘聚性,裂缝处土体不会坍塌;在裂缝下部裂缝闭合,该处土体受剪切;上述现象与朗金土压力假定显著不同。但当上层粘性土的含水量大于液限时,土处于流态,则裂缝不会出现。

由图 11.2 可以看出:非挖土侧的土压力的合力值

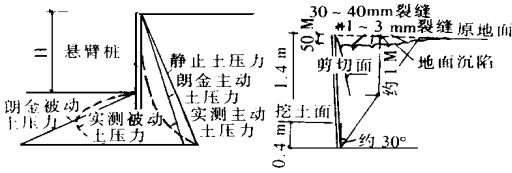


图 11.2 实测土压力与朗金土压力对比 图 11.3 模型试验地缝与沉降

于朗金土压力的合力值,并且前者的合力作用点亦下移;被动区的上半区段的土压力略大于朗金被动土压力,下半区段的土压力则明显地小于朗金被动土压力。模型试验表明,即使桩处于临界失稳状态时,也无法在整个嵌固段都达到朗金的线性分布的被动土压力状态。

表 11.3 为北京地区的两个实例。

以上两个工程实例数据表明: (1) 实测土压力值显著地低于朗金土压力值,并且主动土压力降低幅度大于被动土压力; (2) 实测钢筋应力值远远低于钢筋强度标准值; (3) 实测弯矩值也显著地低于计算弯矩值。总之,用朗金土压力来计算一般粘性土地区的悬臂式柔性挡土支护结构是偏于安全的。

何颐华等 (1991) 提出裂缝计算理论及按粘性土滑动体土压力计算的方法。该法要点如下:

(1) 裂缝深度 H_c 以上侧土压力为零; (2) 裂缝深度

H_c

北京地区悬臂式挡土支护结构实例

表 11.3

深基坑工程名称	北京医院急诊楼	北京邮政通信枢纽工程
基坑深度 (m)	8.40	10.20
挡土支护结构类型	单排人工挖孔桩	单排人工挖孔桩
桩 径 (mm)	800	800
桩 长 (m)	12.70	16.60
嵌固长度 (m)	4.30	6.40
实测主动土压力/朗金主动土压力	1/3	1/4~1/3
实测被动土压力/朗金被动土压力	1/2	1/3~1/2
实测钢筋应力 (MPa)	20~49	20~30
两根桩的实测弯矩/计算弯矩 (%)	30,58	50,60

至基坑深度之间,土压力按三角形分布计算; (3) 开挖面以下沿用粘性土朗金土压力; (4) 假设裂缝深度 H_c 不随挡土结构的位移而变化,并等于粘性土竖直开挖能站立的理论高度 H_p ,即:

$$H_c = H_p = \frac{4c}{\sqrt{K_a}} \quad (11-3)$$

(11-3) 式中的符号同 (11-1)、(11-2) 式。

应用 (11-3) 式时,需考虑以下因素: (1) 由于地质

勘察时原状土剪切试验强度指标 c 值的离散性较大,适当降低 c 值; (2) 在雨季施工时,及其它外界因素的影响,可能会导致土体含水量的增加 (例如在裂缝处被水充满),造成 c 值的降低,为避免这种情况就要求做好坑顶防水; (3) (11-3) 式是在极限分析下得出的,故该式应除以一定的安全系数。

11.3 单支点柔性挡土支护结构的土压力

锚定板型单支点挡土支护结构,其主动土压力由

锚定板拉杆和入土部分的被动土压力共同承受,加以平衡。锚定板拉杆和入土部分为挡土结构上下两个支点,结构顶部的位移近似于多支点挡土结构的顶部的位移,其底部的位移则近似于挡土墙底部的位移,最大位移在中部。上部土压力分布近似于抛物线(与多支点挡土支护结构顶部的土压力分布近似),下部土压力分布呈三角形(与挡土墙底部的土压力分布近似)。实测主动土压力分布见图 11.4 中 $a_s t_1 t_1$ 曲线,其面积($a_s t_1 b_1$)大约等于 atb_1 三角形面积,在计算时为简化计算仍可按三角形分布来计算。这样,总主动土压力的作用点,比库伦—朗金理论计算值略向上移动。即锚定板型单支点挡土支护结构的实际弯矩,比库伦—朗金理论计算值小一些,而锚定板拉杆的实际拉力则要大一些。

锚杆型单支点挡土支护结构(图 11.4b),由于锚杆需要有一定的覆土厚度,所以一般说来,锚固点在地面下一定深度处。这样锚杆以上部分(ab段)可看作是一个挡土墙,其变形和土压力分布与挡土墙近似;而锚杆以下部分(bd段)的变形和土压力分布则与锚定板型单支点挡土支护结构近似。所以,ab段主动土压力呈三角形(abb_1)分布,bd段主动土压力则呈曲线形($bb_1 s_1 t_1 d$)分布。总主动土压力亦与库伦—朗金理论土

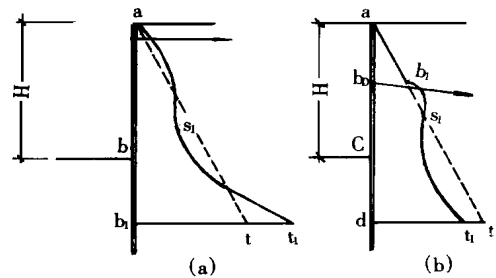


图 11.4 单支点挡土支护结构上的土压力分布图

(a) 锚定板型; (b) 锚杆型

压力(atd)接近,这样,计算时可近似地取三角形 atd 。于是,按库伦—朗金理论土压力计算结果,弯矩值偏于安全,锚杆拉力则偏小。

11.4 悬臂式重力式挡土支护结构的土压力

《上海市基坑工程设计规程 DBJ08 - 61 - 97》、《深圳地区建筑深基坑支护技术规范 SJ G05 - 96》和《武汉地区深基坑工程技术指南 WBJ1 - 1 - 7 - 95》,对悬臂式水泥土桩挡墙的侧土压力均采用朗金理论计算。其中上海规程采用土体天然饱和重度计算土压力,不单独算水压力,同时考虑到各土层的强度差异,强度指标均取按土层厚度加权平均值。

(上接 46 页)

夹层橡胶隔震垫自重重大,安装时工作面小,又是在高处作业,除遵守国家颁布的有关安全规范外,还必须采取如下措施:

- (1) 施工用脚手架跳板要专门搭设,留出安装工作面,且不得有探头。
- (2) 操作人员必须系安全带,有保护设施。
- (3) 吊装时,必须有专人统一指挥、协调,塔吊司机必须持证上岗,听从指挥且不得违章作业。

7. 效益分析

7.1 社会效益

(1) 目前,国家还设有关于夹层橡胶隔震垫统一的施工规范,通过本工法为减震垫施工积累了宝贵的第一手资料,探索了一条比较可行的施工方法,为将来制定统一的施工规范打下了坚实的基础。

(2) 为结构减震技术在大面积公用建筑上应用作了一个有益的探索,提供了一个可供借鉴的范例。

7.2 经济效益

(1) 减震垫施工存在工作面小、工序多、工作量大、

技术含量高等特点,所以从整个工程看进行本分项工程施工时产生的窝工现象比较严重,这就要求我们精心组织统筹安排,与其它的分项工程穿插施工,以保证整个工程的工期。

(2) 采用橡胶隔震垫虽增加了本项投入,但减少了结构抗震的投入,还大大增强了抗震性能,减小上部结构设计的限制,从而降低整个房屋造价。

总的来讲,运用本工法施工安全,速度快,能可靠的保护减震垫安装的质量。

8. 工程实例

太原市图书馆工程,是太原市的重点工程之一,主馆东西方向长 56.25m,南北方向 52.5m,建筑面积近二万平方米,六层框架结构,地下室一层,部分水箱间、电梯间为七层,本工程全部采用夹层橡胶隔震垫,大部分同一柱上有二个或多个橡胶垫,最多者同一柱上有四个橡胶垫,本工程使用隔震垫 135 套,原设计工期 47 天,采用工法施工仅用了 22 天全部安装完。随后抗震办、质检站、监理公司、建设单位、设计院等单位专门组织了一个验收小组,一次性验收合格率达 92.86%。