

土锚设计 (一)

韩学广

一、土锚型式选择因素

1、锚固对象结构特征

●松散体或软土结构。如土坡、崩塌堆途中心体、破碎岩体边坡。具有强度指标低、完整性差，在施加锚固力后容易产生较大的变形的特点。

●岩质。如岩质边坡、地下洞室岩体锚固等。具有强度指标相对较高、完整性相对较好，在施加锚固力后变形相对较小的特点。

●构筑物。如大坝加固、隧洞衬砌结构环锚等，在施加锚固力后，被锚固体基本无变形。

2、锚固段的周边介质结构特征。如松散体、岩质、均匀软质岩土、稳定构筑物等，其所能提供的最大锚固力或单位长度锚固段提供的锚固力差别较大。

3、地下水发育以及其对锚固结构的侵蚀性，包括对胶结介质和锚筋的影响程度。

4、锚固结构的服务期限。服务期限越长，其耐久性要求越高。

5、预期锚固效果。

●限制变形的过度发展，避免引起破坏。如地下洞室围岩支护、边坡防护等，锚固力与被锚固体的变形有关，随着被锚固体的变形的增加而加大。锚固力具可变性。

●阻止变形。如特定滑坡体或危岩体的加固，为满足被锚固体的稳定和安全，其所需施加的锚固物是确定的，一般不会在使用过程中发生大的变化。

●提高结构的承载力和改善结构的使用状态。如隧洞衬砌环锚等，锚固结构的受力状态具有可控性，如大坝加固。

6、需要提供总锚固力以及单根锚索锚固力的大小。

7、场地条件。应满足锚杆最小间距要求。

8、锚固结构的使用环境条件。如可变荷载与不变荷载的比值。

9、辅助加固措施。

二、土锚设计的基础资料

1、被锚固体周边介质的物理力学指标：

a、容量

b、粘聚力

c、内摩擦角

2、锚固土体（岩体）应力场、弹性模量或变形模量

3、外加使用荷载

4、锚固结构本体的材料及其力学指标

5、地下水发育情况及其侵蚀性

6、地震作用

7、降雨及环境温度

8、锚固对象的几何特征。如边坡高度、洞室跨度（或高度）、埋深等。

9、锚固对象的结构特征。包括主要地质结构面，如断层、节理、裂隙产状和发育情况、结构面充填情况及充填物的性状和主要力学指标，风化层深度等。

10、对地下洞室锚固设计还包括：岩石的完整性指标、岩石强度（包括单轴饱和抗压强度和点荷载强度）、岩石强度应力比和岩体纵速度等。

11、其它指标。如砂浆与锚索孔壁、锚筋与砂浆之间的粘结力。

三、各类锚索的适用范围

1、普通型：(无保护型)

适用于地下水无侵蚀性，临时或次要岩土工程锚固。

2、PE 保护型

适用于地下水有一定侵蚀性或永久重要工程，必要时可二次张拉。

3、拉力集中型

适用于单束锚固力相对较小，且地下水不发育或对锚索体无侵蚀性的岩土锚固工程。一般情况下，土质等软弱岩土中锚固力不宜大于 600KN/束，岩质中锚固力不宜大于 3000KN/束。

4、拉力分散型

适用于地下水无侵蚀性，单束锚固力要求较大，锚固段周边岩土完整、稳定的岩土锚固工程。

5、压力集中型

适用于地下水有一定侵蚀性，使用期限长、耐久性要求高，单束锚固力要求不高（土质一般不大于 600KN/束，岩质中锚固力不宜大于 3000KN/束）、锚固段周边岩土完整、稳定的岩土锚固工程。

6、压力分散型

适用于地下水有一定侵蚀性，或耐久性要求高，单束锚固力较大、锚固段周边岩土完整、稳定的岩土锚固工程。

7、拉压分散型

适用于耐久性要求较高，单束锚固力大且锚固段周边岩土完整、稳定的岩土锚固工程。

四、设计

我们搜集和整理了一些关于设计方面的资料，供参考。

1、设计原则

1.1 边坡工程可分为以下两类极限状态：

1.1.1 承载能力极限状态：对应于支护结构达到承载力破坏锚固系统失效或坡体失稳。

1.1.2 正常使用极限状态：对应于支护结构和边坡的变形达到结构本身或邻近建（构）筑物

的正常使用限值或影响耐久性能。

1.2 边坡工程设计采用的荷载效应最不利组合应符合下列规定：

1.2.1 按地基承载力确定支护结构立柱（肋柱或桩）和挡墙的基底面积及其埋深时，荷载效应组合应采用正常使用极限状态的标准组合，相应原抗力应采用地基承载力特征值。

1.2.2 边坡与支护结构的稳定性和锚杆（索）锚固体与地层的锚固长度计算时，荷载效应组合应采用承载能力极限状态的基本组合，但其荷载分项系数均取 1.0，组合系数按现行国家标准的规定采用。

1.2.3 在确定锚杆（索）、支护结构立柱、挡板、挡墙截面尺寸、内力及配筋时，荷载效应组合应采用承载能力极限状态的基本组合，并采用现行国家标准规定的荷载分项系数和组合值系数；支护结构的重要性系数 r_0 按有关规范的规定采用，对安全等级为一级的边坡取 1.1，二、三级边坡取 1.0。

1.2.4 计算锚杆（索）变形和支护结构水平位移与垂直位移时，荷载效应组合应采用正常使用极限状态的准永久组合，不计入风荷载和地震作用。

1.2.5 在支护结构抗裂计算时，荷载效应组合应采用正常使用极限状态的标准组合，并考虑长期作用影响。

1.2.6 抗震设计的荷载组合和临时性边坡的荷载组合应按现行有关标准执行。

1.3 永久性边坡的设计使用年限应不低于受其影响相邻建筑的使用年限。

1.4 边坡工程应按下列原则考虑地震作用的影响。

1.4.1 边坡工程的抗震设防烈度可采用地震基本烈度，且不低于边坡破坏影响区内建筑物的设防烈度。

1.4.2 对抗震设防的边坡工程,其地震效应计算应按现行有关标准执行,岩石基坑工程不作抗震计算。

1.4.3 对支护结构和锚杆外锚头等,应采用相应的抗震构造措施。

1.5 边坡工程的设计应包括支护结构的选型计算和构造,并对施工、监测及质量验收提出要求。

1.6 边坡支护结构设计时应进行下列计算和验算。

1.6.1 支护结构的强度计算:立柱、面板、挡墙及其基础的抗压、抗弯、抗剪及局部抗压承载力以及锚杆(索)杆体的抗拉承载力等均应满足现行相应标准的要求。

1.6.2 锚杆(索)锚固体的抗拔承载力和立柱与挡墙基础的地基承载力计算。

1.6.3 支护结构整体或局部稳定性验算。

1.6.4 对变形有较高要求的边坡工程可结合当地经验进行变形验算,同时应采取有效的综合措施保证边坡和邻近建(构)筑物的变形满足要求。

1.6.5 地下水控制计算和验算。

1.6.6 对施工期可能出现的不利工况进行验算。

2、设计基本理论依据

2.1 朗肯土压力理论

朗肯于1857年研究了半无限土体在自重作用下,处于极限平衡状态的应力条件,推导出土压力计算公式,即著名的朗肯土压力理论。

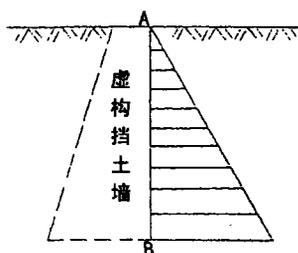


图1 朗肯假设

朗肯理论假设条件:表面水平的半无限土体,处于极限平衡状态。若将垂线AB左侧的土体,换成虚设的墙背竖直光滑的挡土墙,如图1所示。则作用在此挡土墙上的土压力,等于原来土体作用在AB竖直线上的水平法向应力。

朗肯理论适用条件:

a、挡土墙的墙背竖直、光滑;

b、挡土墙后填土表面水平。

2.1.1 无粘性土的土压力

2.1.1.1 主动土压力

(1) 理论研究在表面水平的无限空间弹性体中,于深度 z 处取一微小单元体,若土的天然重度为 γ 则作用在此微元体顶面的法向应力 σ_1 ,即为该处土的自重应力,即:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \gamma z$$

同时,作用在此微元体侧面的应力为

$$\sigma_3 = \sigma_4 = K_0 \gamma z$$

此微元作用的应力如图2(a)所示。

此微元体的应力状态可用图2(d)中的摩尔应力圆I来表示。此摩尔应力圆的 $\sigma_1 = \gamma z$, $\sigma_3 = K_0 \gamma z$,由图2(d)可见,此摩尔应力圆I位于抗剪强度曲线之下,表示此微元体处于弹性平衡状态。

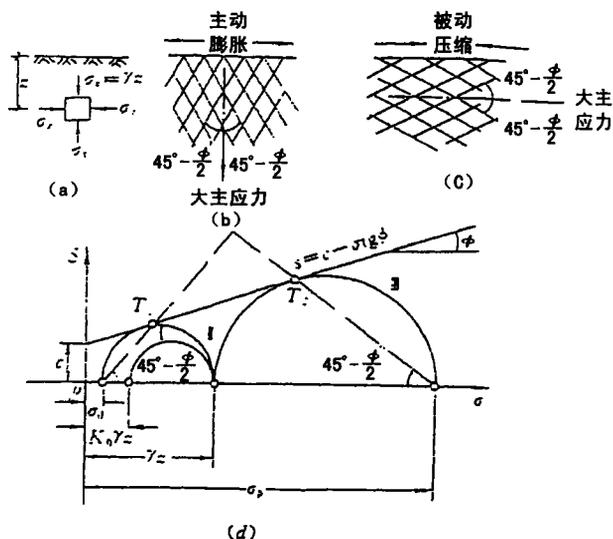


图2 半无限土体的极限平衡状态

假想：在巨大的外力作用下，使土体在水平方向均匀地拉伸膨胀，则上微元体顶面作用的法向应力 $\sigma_2 = \tau_z$ 不会改变，但侧面上作用的应力 $\sigma_2 = K_0 \tau_z$ 将逐渐减小。绘制新的摩尔应力圆将逐渐靠近抗剪强度曲线，直至摩尔应力圆与抗剪强度曲线相切于 T1 点，此时土体达到极限平衡状态，如图 2 (b) 和 (d) 中摩尔应力圆 II 所示。剪切破坏面与大主应力方向成的夹角为 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ ，可应用极限平衡条件来计算。

(2) 主动土压力计算公式由极限平衡条件公式

$$\sigma_3 = \sigma_2 \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

可得无粘性土的主动土压力计算公式：

$$P_a = \tau_z K_a \quad (2.1)$$

式中 P_a —— 主动土压力：即 σ_3 ， KP_a ；

K_a —— 主动土压力系数， $K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$

σ_2 —— 最大主应力 $\sigma_1 = \sigma_2 = \tau_z$ 土的自重应力；

τ —— 墙后填土的重度， KN/m^3 ；

z —— 计算点离填土表面的深度， m 。

(3) 主动土压力分布 由公式 (2.1) $P_o = K_a \tau_z$ 可知， ϕ 已知， K_a 为常数， τ 为常数。 $P_o = f(z)$ 时，当 $z=0$ 时， $P_o=0$ ，当墙底 $z=H$ 时， $P_o = K_a \tau H$ ，故主动土压力呈三角形分布，如图 3 (b) 所示。

(4) 总主动土压力 总主动土压力，取挡土墙长度方向 1 米计算，为土压力三角形分布图的面积，即：

$$P_a = \frac{1}{2} \tau H^2 K_a \quad (2.2)$$

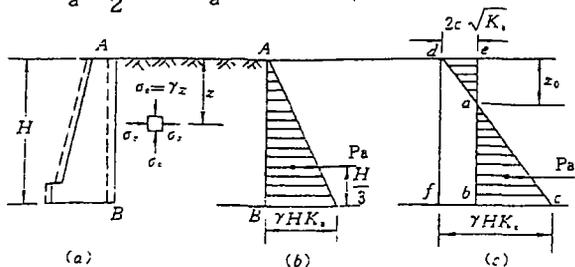


图 3 主动土压力分布图

(5) 总主动土压力作用点 总主动土压力作用点为土压分布三角形的重心，距离底 $H/3$ 处，如图 3 (b) 所示。

2.1.1.2 被动土压力

(1) 理论研究 假设在巨大的外力作用下，使土体在水平方向均匀地压缩，则作用在上述微元体顶面作用的法向应力 $\sigma_2 = \tau_z$ 不变；侧面上作用的应力 $\sigma_2 = K_0 \tau_z$ 不断增大，并超过 σ_2 ，一直达到被动极限平衡状态为止。此时，摩尔应力圆又与抗剪强度曲线相切于 T2 点，如图 2 (d) 中摩尔破坏圆 III 所示。由图 2 (d) 可见： $\sigma_2 = \tau_z$ 成为最小主应力 σ_3 ，而 σ_2 达到极限应力最大主应力 σ_1 ，即为所求被动土压力。

(2) 被动土压力计算公式 由极限平衡条件公式：

$$\sigma_1 = \sigma_3 \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

可得被动土压力计算公式：

$$P_p = \tau_z K_p \quad (2.3)$$

式中 P_p —— 无粘性土被动土压力， KP_p ；

K_p —— 被动土压力系数， $K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 。

(3) 被动土压力分布

由公式 (2.3) $P_p = \tau_z K_p$ 可知， K_p 为常数。因此被动土压力 P_p 为深度 z 的函数，即 P_p 与 z 成正比。当 $z=0$ 时， $P_p=0$ ；当 $z=H$ 时， $P_p = K_p \tau H$ ，故被动土压力呈三角形分布，如图 4 (b) 所示。

(4) 总被动土压力 总被动土压力计算，取挡土墙长度方向 1 延米，土压力三角形分布图的面积：

$$P_p = \frac{1}{2} \tau H^2 K_p \quad (2.4)$$

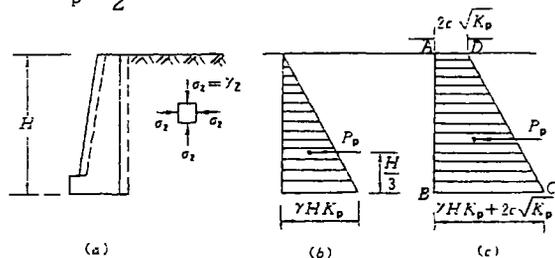


图 4 被动土压力分布图

(5) 总被动土压力作用点 总被动土压力作用点, 位于土压力三角形分布图形的重心, 距墙底为 $H/3$ 处, 如图 4(b) 所示。

2.1.2 粘性土的土压力

2.1.2.1 主动土压力

(1) 土压力计算公式 粘性土的情况与无粘性土相类似。当土体到达主动极限平衡状态时, 由极限平衡条件公式

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - 2c \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

可得粘性土的主动土压力计算公式:

$$P_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (2.5)$$

式中 c ——粘性土的粘聚力, KPa 。

其余符号同前。

(2) 主动土压力分布

由公式 $P_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a}$ (2.5) 可知: 粘性土的主动土压力由两部分组成。第一部分 $\gamma z K_a$, 与无粘性土相同, 是由土的自重 γz 产生的, 与深度 z 成正比, 此部分土压力呈三角形分布。

第二部分为 $-2c \sqrt{K_a}$, 由粘性土的粘聚力 c 产生的, 与深度 z 无关, 是一常数。

这两部分土压力叠加后, 如图 3(c) 所示。墙顶部土压力三角形 $\triangle aed$ 对墙顶部的作用力为负值, 即为拉力。实际上, 墙与土并非整体, 在很小的拉力作用下, 墙与土即分离, 亦即挡土墙不承受拉力, 可认为挡土墙顶部 ae 段墙上土压力作用为零。因此, 粘性土的主动土压力分布只有 $\triangle abc$ 部分。

(3) 总主动土压力

① 临界深度 Z_0 土压力为零的 a 点的深度 Z_0 称为临界深度。

$$P_a = \gamma Z_0 K_a - 2c \sqrt{K_a} = 0$$

可得

$$Z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (2.6)$$

② 深度 $z=H$ 处, $P_a = \gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a}$

③ 总主动压力取挡土墙长度方向 1 延米, 计

算 $\triangle abc$ 面积上总主动土压力为:

$$P_a = \frac{1}{2} (\gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a}) (H - Z_0) \\ = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2c \sqrt{K_a} H + \frac{2c^2}{\gamma} \quad (2.7)$$

(4) 总主动土压力作用点 总主动土压力作用点位于 $\triangle abc$ 的重心, 即 $\frac{1}{3} (H - Z_0)$ 处。

2.1.2.2 被动土压力

(1) 粘性土被动土压力计算公式 同理, 当土体达到被动极限平衡状态时, 由极限平衡条件公式 $\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + 2c \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\phi}{2})$

可得粘性土被动土压力公式:

$$P_p = \gamma z K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (2.8)$$

根据朗肯理论, 世界各国及我国派生出各种计算方法, 例如德国采用布氏 (H. Blum) 方法, 对无粘结、有拉结及拉接部位, 插入土内嵌固与简支等问题, 分析很详细, 并制定各种图表以简化计算。这种方法 80 年代初在沈阳中山大厦工程中设计施工时采用了这种设计议案。(该工程是钢筋混凝土桩与锚杆结合)

原苏联采用 82 号定型设计的方法进行设计, 60 年代北京地铁如前门地下站、崇文门地下站等均采用 82 号定型设计。(该工程是钢板桩与锚杆结合)

日本则采用二分之一分割法设计, 如北京京城大厦由日本清水负责设计, 北京则利用美国的主被动土压力法, 西德布氏法、苏联 82 号定型设计法及日本的二分之一分割法综合考虑提出了自己的 23 个设计方案中标, 负责设计并施工。(该工程是钢板桩与锚杆(索)结合)

不管哪种计算方法, 均以朗肯理论为基础计算主动土压力与被动土压力, 由主动土压力与被动土压力的力学平衡关系求出锚杆的受力及嵌固深度。然后进行受力件的计算(钢结构或钢筋混凝土等)。以上的方法多用在基坑围护结构上。

(未完待续)