

斜坡：倾斜的地面，是天然斜坡和人工边坡的总称。

边坡的分类：

本章主要讨论人工开挖的岩质边坡的稳定性。

岩质边坡稳定性分析方法：

- 1) 数学力学分析法（包括块体极限平衡法、弹性力学法和弹塑性力学分析法及有限元法等）
- 2) 模型模拟试验法（相似材料模型试验、光弹试验法和离心模型试验）
- 3) 原位观测法

此外，还有破坏概率法、信息论方法及风险决策法等。

核心内容：

第一节 边坡岩体中的应力分布特征

一、应力分布特征

假定岩体为连续、均质、各向同性的介质，且不考虑时间效应的情况下

(1) 边坡面附近的主应力迹线明显偏转，与坡面趋于平行，与坡面趋于正交，而向坡体内逐渐恢复初始应力状态；

(2) 坡面附近出现应力集中现象；

(3) 坡面处的径向应力为零，故坡面岩体仅处于双向应力状态，向坡内逐渐转为三向应力状态；

(4) 因主应力偏转，坡体内的最大剪应力迹线由直线变为凹向坡面的弧线。

二、影响边坡应力分布的因素

(1) 天然应力： \uparrow ，坡体内拉应力范围加大。

(2) 坡形、坡高、坡角及坡底宽度等，对边坡应力分布有一定的影响；
坡高 \uparrow 、 α 、 β 也大；

坡角 \uparrow ，拉应力范围 \uparrow ，坡脚剪应力 \uparrow 。

(3) 岩体性质及结构特征

变形模量 E 对边坡影响不大， μ 对边坡应力影响明显。

第二节 边坡岩体的变形与破坏

一、边坡岩体变形破坏的基本类型

1. 边坡变形的基本类型

根据其形成机理分为两种类型：卸荷回弹和蠕变变形。

2. 边坡破坏的基本模型

四类，见教材 P₁₇₇

实际上，就是两种：滑坡和崩塌。

二、影响岩体边坡变形破坏的因素

1. 岩性：岩体越坚硬，边坡不易破坏，反之，容易破坏（一般情况）。

2. 岩体结构：岩体结构控制着边坡的破坏形式及稳定程度。

3. 水的作用：水的渗入，滑动力 \uparrow ；软化作用；产生动水压力和静水压力，不利于边坡稳定。

4. 风化作用：风化作用降低。

5. 地形地貌：影响坡内的应力分布特征 \rightarrow 影响边坡的变形破坏形成及稳定性。

6. 地震：加速边坡破坏。

7. 天然应力：影响边坡拉应力及剪应力分布范围及大小。

8. 人为因素：不合理设计、爆破、开挖或加载等等。

第三节 边坡岩体稳定性分析的步骤

边坡岩体稳定性预测，定性分析与定量评价的方法相结合。

块体极限平衡法计算边坡岩体稳定性的步骤:

(1) (可能滑动岩体)几何边界条件的分析

滑动面、切割面和临空面

目的: 确定边坡中可能滑动岩体的位置、规模及形态, 判断边坡岩体的破坏类型及主滑方向。

赤平投影、实体比例投影等图解法。

(2) 受力条件分析

岩体重力、静水压力、动水压力、建筑物作用力和地震(动)力等。

(3) 确定计算参数

滑动面的剪切强度参数(C、 ϕ 、E等);

滑动面上的剪切强度介于峰值强度()与残余强度()之间, 从偏安全角度出发, 应取接近于残余强度。

(4) 稳定性系数的计算和稳定性评价

第四节 边坡岩体稳定性计算

在此仅讨论平面滑动和楔形体滑动, 圆弧形滑动的计算在土力学中已详细论述过, 而对于倾覆破坏可参看 Hoke-Bray 的《岩石边坡工程》。

一、平面滑动

假定滑动面的强度服从 Mohr-Coulomb 准则。

1. 单平面滑动

图 9.1 单平面滑动稳定性计算图

边坡角为 α , 坡度 H, ABC 为可能滑动体, AC 为可能滑动面, 倾角为 β , 如图 9.1 所示。

1) 仅在重力作用下

抗滑力:

滑动力:

稳定性系数

由三角关系:

式中: C、 ϕ 为 AC 面上的粘聚力和内摩擦角。

令 $F=1$ 可得到极限高度 H_c 。

图 9.2 有地下水渗流时边坡稳定性计算图

2) 当边坡后缘存在拉张裂隙时, 地表水从裂隙渗入, 沿滑动面渗流并在坡脚出露, 形成静水压力。(地下水的影响)

如图 9.2 所示,

静水压力:

AD 面上的静水压力:

则:

G 为 ABCD 的重量。

3) 在②的状态下, 如考虑地震力, 将产生水平地震力 E , (地震力的影响)

式中 K 为水平地震影响系数。

2. 同向双平面滑动

1) 滑动体为刚体的情况

主要有等 K 法、刚体极限平衡法和非等 K 法。

图 9.3 同向双平面滑动稳定性分析计算图

(1) 等 K 法

① 非极限平衡等 K 法

如图 9.3 所示。

对 滑动体:

抗滑力=

滑动力=

稳定性系数为:

.....①

对 滑动体:

.....②

令 , 联立求解可得 。

②极限平衡等 K 法

将 AB、BC 两滑面的抗剪强度参数 、 除以斜坡稳定性系数 , 此时两滑面将处于极限平衡状态。两边同除以 ,那么

①式变为:

.....③

②式变为:

.....④

③代入④可得:

(2) 非等 K 法

实际上是等 K 法的一种特例, 认为 和 两块体的稳定性系数不相等, 并假定 (即) , 此时, 的 即代表整个斜坡的稳定性。

由①式令 , 得:

上式代入②式可得:

注意: 非等 K 法主要是令次要的那块滑动体的稳定性系数为 1 即 , 否则很不合理。

图 9.4 刚体极限平衡法分析双平面滑动的稳定性简图

(3) 刚体极限平衡法

如图 9.4 所示, ABC 为刚性危岩体, 滑动面为结构面 AB、BC, 作用于危岩体 ABC 上的所有外力 (包括重力、地震力及结构面 AB、BC 上的渗透压力等) 的合力为 , 它在 、 方向的分量为 和 , 那么:

静力平衡条件:

得:⑤

假定危岩体不下滑的稳定性系数为 。根据极限平衡条件, 维持危岩体 ABC 不下滑; 结构面 AB、BC 上的抗滑力 S_1 和 S_2 应满足:

.....⑥

⑥代入⑤式可得:

.....⑦

⑦式中有 三个未知数, 无法求解。

$K \uparrow$, 由⑥式可知, S_1 、 $S_2 \downarrow$ 也即总抗滑力 \downarrow , 当 $K \rightarrow$ (临界值) 时, 危岩体 ABC 处于临界状态, 此时 $N_1=0$, (N_1 不能小于 0, 滑动面不承受拉力, 最小只能是 $N_1=0$), 并由此求得 K 的上限值。

由⑦消去 N_2 得:

式中

只有 N_1 自正值降低至零时的 K 值为所求, 即 K 的上限值。如 $K < 0$, 则斜坡危岩体不可能失稳。