

裂土边坡坍塌稳定性分析

王 桢

(铁道部科学研究院西北研究所, 兰州)

提 要

本文简要分析了裂土边坡产生坍塌破坏的机理, 根据极限平衡法及有限元分析的定性结论, 建立了求解塑性区的简单解析式, 进而把塑性区纳入到边坡稳定性计算中, 指出了裂土各种特性对边坡稳定性的影响, 根据这些影响因素建立了新的滑面图式及力学计算模式, 最后将其计算结果与实测的统计资料进行了比较, 发现有较好的一致性, 从而提出了边坡设计时的参考曲线。

一、前 言

边坡坍塌是裂土地区的“常见病”和“多发病”, 它的发生与坡高及坡比关系密切。当边坡设计过高过陡时, 在超固结引起的大水平应力的作用下, 坡面向外产生水平位移, 坡顶出现张性拉裂区, 坡脚因剪应力集中产生塑性破坏区。受大气营力的影响, 土体强度随时间而衰减, 造成塑性区逐渐扩散, 坡顶裂隙进一步向深部发展, 最后上下贯通形成一个滑动面, 导致坍塌的产生。尤为严重的是, 坍塌破坏还会继续向后发展, 诱发牵引式滑坡。因此, 如何经济合理地设计坡高及坡比, 做到防患于未然, 是裂土边坡稳定性分析的宗旨, 也是许多工程和设计单位的期望。

因裂土不同于一般粘性土, 所以常规的粘土边坡稳定性分析方法不适合于裂土。本文逐一分析了裂土的有关特性对边坡稳定性的影响。通过采用强度分区, 确定滑面图式及考虑静水压力等方法, 把裂隙性、塑性区、风化层及水的作用纳入到稳定性计算中, 并编制了相应的电算程序, 对阳安线的几个裂土边坡进行了试算, 得到不同安全系数下的坡高-坡角图, 最后与野外实测的统计曲线对比, 发现由两种不同途径得到的稳定坡与非稳定坡的临界线较为接近, 从而提出了边坡设计参考线。

二、基本假定及滑面形状的确定

为了考虑最不利因素并使计算工作简化, 假定如下:

1. 由超固结引起的大水平应力, 只在塑性区及滑面形成过程中起作用, 一旦裂面形成则失去影响, 故边坡最终是否稳定, 仅取决于重力作用下的静力平衡分析。
2. 根据调查, 边坡坍塌范围内一般不受地下水的影响(属于非饱和土), 实际的孔隙水压力不易测定, 故假定孔隙水压力为零。
3. 实际的滑面上陡下缓, 不一定为圆弧面, 通常滑面的后壁受张性裂隙的控制呈陡直状,

下部近似圆弧, 因此假定滑面的形状如图1所示, 后壁为直线, 其余为圆弧。



图1 滑面的形状

三、有限元分析的定性结论

1. 水平应力 σ_x 在坡面附近衰减较大, 但在坡脚处有增大的趋势, 在坡体内部基本保持原始的应力分布形态。

2. 垂直应力 σ_y 随深度的增加而增大, 基本呈线性变化, 任一深度处的 σ_y 等于该处以上土的自重应力 γH 。

3. 越靠近坡面剪应力 τ_{xy} 越大, 尤其在坡脚附近剪应力急剧增大, 且有可能达到或超过土体的峰值抗剪强度, 以致产生塑性破坏区。

4. 静止土压力系数 K_{or} 越大塑性区的范围也越大(见图2)。为了定量地说明塑性区与其它因素的关系, 现引用残余系数 R , 并定义为: 通过塑性区的部分滑面长度与滑面总长度的比值。当滑面一定时, 塑性区越大残余系数 R 越大。

5. 随着坡高及坡角的增大, 塑性区也相应增大, 残余系数 R 也随之增大, 分别见图3所示。

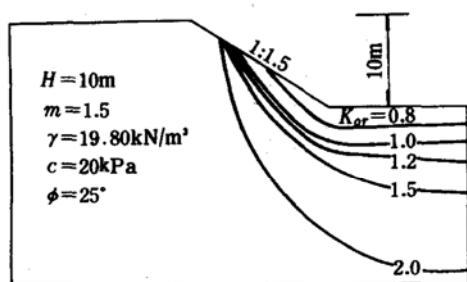


图2 不同 K_{or} 下的塑性区(有限元计算)

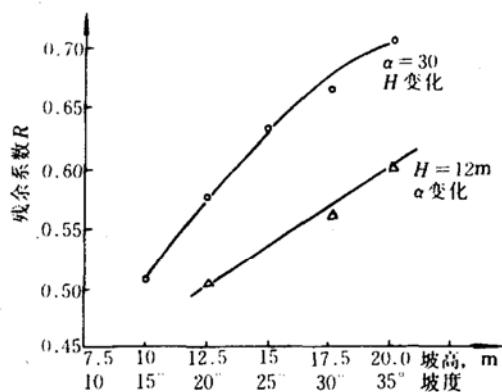


图3 残余系数与坡高、坡比的关系

四、静力学分析

虽然借助有限元分析, 可以得到边坡应力场的分布规律及塑性区的发展规律, 但是有限元分析程序复杂, 计算量大, 且不易对边坡稳定性作出评价。相反, 采用静力平衡分析可以得到边坡的稳定系数, 却不能直接把原位应力效应的结果考虑进去, 为了把二者结合起来取长补短, 我们根据莫尔圆极限平衡条件及有限元分析的定性结论建立了塑性区的边界线方程,

即

$$F(x,y)=\sin\phi-\frac{\sqrt{(\sigma_x-\sigma_y)^2+4\tau^2}}{\sigma_x+\sigma_y+2c\cdot\text{ctg}\phi} \quad (1)$$

式中 σ_x , σ_y 和 τ 分别为边坡中某一点的水平应力、垂直应力和剪应力, 其表达式根据有限元分析的结论来建立, 它们均是坐标 x 和 y 的函数; c 和 ϕ 为土的强度指标。

如果 $F(x,y)>0$, 说明土体处于弹性状态, 可以发挥峰值强度; $F(x,y)=0$, 说明土体达到临界状态, 满足该条件的点连成线即为塑性区的边界线; $F(x,y)<0$, 说明土体已经破坏, 只能承受残余强度, 满足该条件的区域即为塑性区。

知道了塑性区的范围, 通过残余系数 R 作媒介, 就可把塑性区纳入到边坡稳定性分析中。用解析法求得的塑性区见图4, 比较图2与图4, 可以看出两者误差不大。裂土边坡稳定性分析其实质就是逐个分析裂土的各种特性对边坡稳定性的影响, 并尽可能把主要影响因素纳入到稳定性计算中。

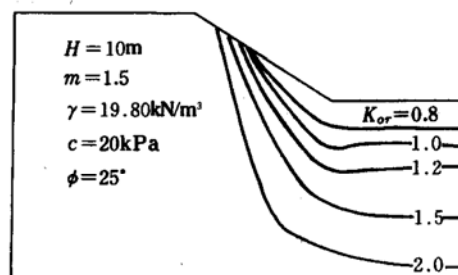


图4 不同 K_{or} 下的塑性区(用解析法计算)

(一) 塑性区对边坡稳定性的影响

塑性区是边坡中潜在的造成边坡失稳的主要因素之一。由于裂土的超固结及强度衰减特性, 使得裂土边坡中形成的塑性区较一般粘性土更大, 发展更快。当边坡开挖侧向失去支撑后, 超固结所储藏的应变能使土体沿水平方向膨胀, 坡脚是水平应力和剪应力影响最大的区域, 坡脚剪应力的急剧增大, 使该处土体首先达到或超过峰值强度, 随即产生塑性区。由于裂土强度随时间的衰减, 塑性区的范围也随时间而增大, 塑性区的扩展使得边坡产生渐进破坏。塑性区的强度接近土体的残余强度, 超固结性越强, K_{or} 越大, 塑性区越大, 相应的残余系数越大, 因而稳定性越差, 见表1所示。国外有些学者认为: “裂土边坡易滑是因 K_{or} 值大, 先产生局部破坏, 再引起连续破坏”^[1]。

表1

稳定系数与残余系数的关系

K_{or}	0.8	1.0	1.2	1.5	2.0	备 注
残余系数 R	0.22	0.33	0.34	0.48	0.67	$H=10\text{m}, m=1.5, c=20\text{kPa}$
稳定系数 F_s	1.52	1.42	1.31	1.14	0.92	$\phi=25^\circ, c_r=5\text{kPa}, \phi_r=12^\circ$

(二) 风化层及裂隙对边坡稳定性的影响

裂隙的存在不仅破坏了土体的连续性, 造成应力集中, 而且裂隙的不利组合控制了滑面的形状。通过大量的野外调查可知, 在风化层内, 裂隙极为发育, 多为张性垂直裂隙; 在风

化层以下, 多为网状裂隙, 且裂隙中往往有灰绿(或灰白)色充填物和铁锰质薄膜。破坏后的边坡, 滑体后壁呈围椅状, 滑面后缘陡直, 见图5。由此推断: 垂直裂隙决定了坍滑面的后缘, 滑面中部的形状与裂隙的优势产状有关, 灰绿色夹层或隔水层控制了坍滑面的出口。

在边坡稳定性计算中, 我们用实际坡高 H_0 减去风化层厚度 H_c 作为计算坡高 H , 见图6所示。图中的BC段为风化层内张性裂隙段, 故在计算中不考虑该段的强度, 并将坡顶风化层内土体换算为均布荷载作用在滑体上。

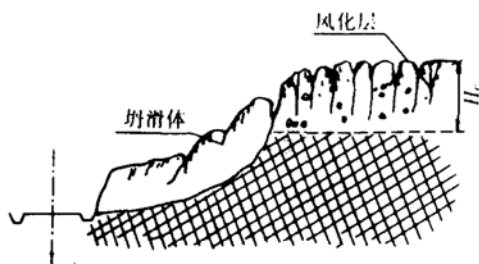


图5 裂隙分布示意图

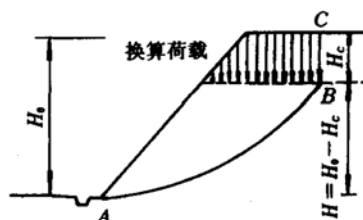


图6 坡高关系示意图

(三) 水对边坡稳定性的影响

风化层内发育的裂隙为地表水的浸入提供了良好通道, 而水的浸入又加速了土体的软化及裂隙的生成, 水与裂隙交相促进, 形成恶性循环, 消弱了土体的强度, 降低了边坡的稳定度。我们在调查中发现, 边坡坍滑大都发生在雨季, 有文献记载^[2]: 襄渝线仅1974年9~10月间, 一次久旱后的连绵阴雨, 尽使全段已竣工的路基工程, 有一半以上遭受不同程度的变形破坏, 其中边坡坍滑病害就达121次, 使工程进度严重受挫。由此可知, 水对边坡稳定性的影响是不容低估的。

在稳定性计算中考虑最不利的情况: 设想风化层以内裂隙充满着水, 滑体受到静水压力的作用。静水压力不仅是滑体增加了一个下滑力矩, 还产生滑面上的应力重分布增量 $\Delta N'$, 见图7所示。

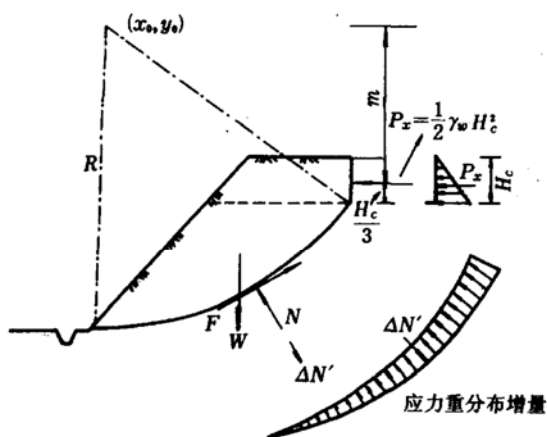


图7 静水压力的计算图式

(四) 分区选用强度参数

在风化层及塑性区内, 土体的原生结构均发生了不同程度的变化及破坏, 与未破坏的弹性区相比, 各区土体所发挥的强度差异很大, 因此有必要进行强度分区, 对潜在滑动面所经过的不同区域, 分别采用不同的强度值, 见图8。

1. 在埡顶风化层内, 不考虑强度, 当滑面出口单纯经过风化层区段, 采用胀缩循环后的强度 c_1 和 ϕ_1 。

2. 在塑性区内, 采用土体的残余强度 c_3 和 ϕ_3 。

3. 在塑性区与风化层重叠的区段, 取二者的最小值, $c_4 = c_{\min}\{c_1, c_3\}$, $\phi_4 = \phi_{\min}\{\phi_1, \phi_3\}$ 。

4. 在弹性区内, 取原状土的峰值慢剪强度 ϕ_2 , 由于实验室所做的土块强度与土体强度差别较大, 其中 ϕ 值变化较小, c 值出入很大, 因此对于 ϕ_2 值, 我们仍用实验室指标, c_2 值由野外大试样无侧限抗压强度 q 值反算而得, 即

$$c_2 = \frac{q}{2} \tan(45^\circ - \frac{\phi_2}{2}) \quad (2)$$

综上所述, 可以建立一个较完整的力学计算模式, 除未考虑裂土的膨胀性以外(因为膨胀性是裂土吸水膨胀时所产生的内应力, 对滑体而言是一种内力, 不影响其静力平衡)。该模式较全面地考虑了裂土的基本特性对边坡稳定性的影响。

在计算程序中, 笔者采用优选法及最大梯度线法寻找最危险圆弧的半径及圆心坐标, 用积分法计算边坡的稳定系数。具体思路是: 如图9建立坐标系, 取一微条 dx , 计算该条的下滑力矩和抗滑力矩, 根据坡顶、坡面及坡底轮廓线的不同, 将滑体分成三个积分区段, 用积分法计算各段的下滑力矩和抗滑力矩, 用公式 $F_s = \sum M_{i\text{抗}} / \sum M_{i\text{滑}}$ 来计算稳定系数。

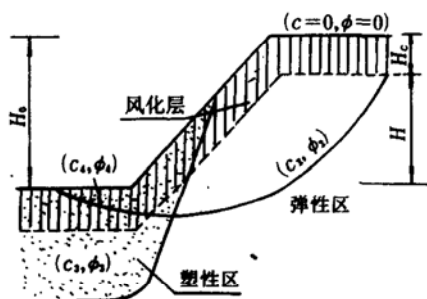


图8 强度分区示意图

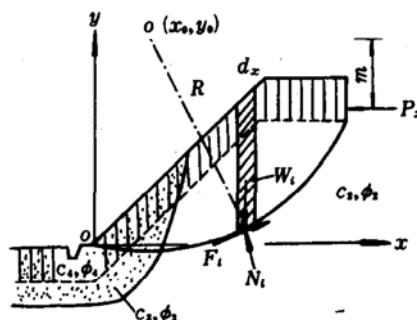


图9 力学计算图式

五、计算曲线与统计曲线的比较

为了找到相对稳定的坡高和坡角, 我们在阳安线观测了数百个裂土边坡, 其中有些是稳定的, 有些是已经破坏了的, 在坡高-坡角图上, 我们找到了稳定坡和破坏坡的临界线, 见图10中的虚线所示。为了与统计曲线相验证, 我们也用本文所述的方法计算了不同稳定系数下的坡高与坡角关系曲线, 分别标明在图10中。可以看出, 稳定系数等于1.0的曲线与统计的临界线较接近。需要说明的是, 图10仅是勉西地区的坡高-坡角图, 其它地区也有相同的规律。

从安全出发, 笔者建议: 在实际工程设计时, 采用 $F_s = 1.2$ 的曲线作为设计曲线。例如

在勉西地区当坡高为7.5m时,从图10中 $F_s=1.2$ 的曲线上查得相应的坡角为 29° ,所以设计中采用坡比为1:1.75的值较为适宜($m=1/\text{tg}29^\circ \approx 1.8$)。

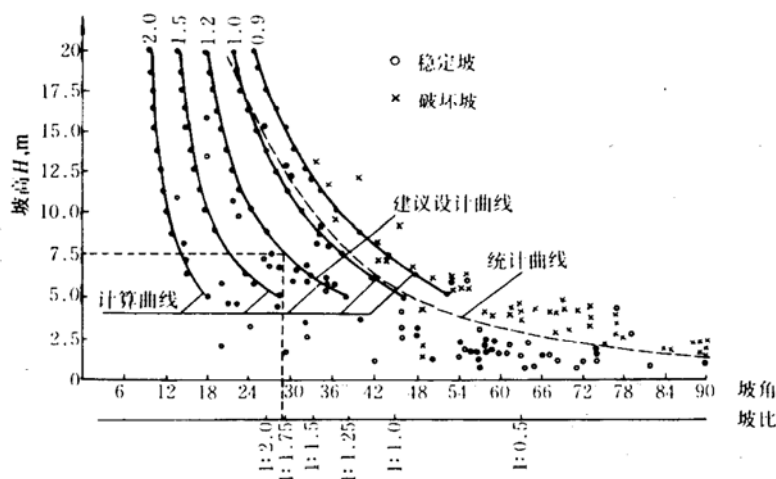


图10 勉西地区实测、计算坡高-坡角图

六、结 论

1. 裂土边坡的坍塌破坏是与坡高、坡比密切相关的,当边坡设计过高过陡时,很容易在坡顶出现张裂区,在坡脚产生塑性区,使边坡失去稳定。

2. 根据极限平衡法及有限元分析的结果,建立求解塑性区的解析式是可行的,在边坡稳定性分析中,考虑塑性区的影响是十分必要的。

3. 在风化层以内,裂隙与水交相促进形成恶性循环,大大地降低了土体的强度,是产生边坡坍塌的环境因素。

4. 在稳定性计算中,采用强度分区,并考虑组合型滑面,比较客观地反映了裂土边坡产生坍塌破坏的实际。

5. 在坡高-坡角图上,用本文介绍的方法计算得到的极限坡高-坡角曲线($F_s=1.0$),与野外实测的稳定坡与非稳定坡的临界线比较接近,这说明该方法是较为合理的。

参 考 文 献

- [1] 王桢. 裂土边坡塑性区的发展规律及其防治. 路基工程, 1990, (29): 10.
- [2] 李妥德. 裂隙粘土边坡设计的一种简易方法. 铁道部科学研究院论文集. 1988, (1): 729.

Stability Analysis of Slump of Fissured Soil Slope

Wang Zhen

(Northwest Institute, China Academy of Railway Sciences)

Abstract

A brief analysis on the mechanism of slump failure of fissured soil (expansive soil) slope is given. By the qualitative conclusion of method of limit equilibrium and the finite element analysis, the simple analytical formula for solving the plastic zone is established. The plastic zone is brought into the analysis of slope stability, and the effects of various characteristics of fissured soil on slope stability are indicated. According to these effected factors, the new sliding surface diagram and model are established, and the results of which has fair agreement with the statistic data from observation. The reference curve for slope design are finally presented.