

红层边坡浮托力作用下滑移弯曲破坏机理分析

胡新红

(湖南省交通规划勘察设计院有限公司, 湖南 长沙 410200)

摘要: 红层软岩具有独特的工程特性, 其顺向边坡发生失稳的案例非常多。本文以岩体弹性变形本构方程为理论基础, 推导出红层边坡在降雨条件下发生滑移弯曲破坏的极限承载力、极限坡长和弯曲点位置计算式, 以及红层软岩边坡发生滑移弯曲破坏的判据, 并结合湖南湘西某大型缓倾顺层滑坡实例对相关结论进行验证。相关结论对今后类似工程的勘察及预加固等具有重要的参考价值。

关键词: 红层; 滑坡; 滑移弯曲; 浮托力

中图分类号: U 418.55

文献标识码: A

Analysis of Failure Mechanism of Sliding and Bending of Red Bed Slope under Uplift Force

HU Xinhong

(Hunan Provincial Communications Planning, Survey & Design Institute Co., Ltd, Changsha 410200, Hunan, China)

Abstract: The red bed soft rock has unique engineering characteristics, and there are many cases of its consequent slope instability. Based on the constitutive equation of elastic deformation of rock mass, this paper deduces the calculation formula of the ultimate bearing capacity, the ultimate slope length and the position of the bending point of the red bed slope under the condition of rainfall, and the criterion of the sliding bending failure of the red bed soft rock slope, and validates the relevant conclusions with the example of a large gently inclined bedding landslide in southern and western Hunan. The relevant conclusions have important reference value for the investigation and pre-reinforcement of similar projects in the future.

Key words: red-bed; landslide; slips curving; uplift force

湖南的红层分布较为广泛^[1-2], 红层边坡失稳导致建筑物、构筑物发生破坏的例子非常多^[3-4], 如湖南浏醴高速公路、京珠高速公路湘潭至耒阳段、湖南通平高速公路、湖南常吉高速公路等在项目建设过程中发生过多次红层边坡失稳, 致使路基垮塌或构筑物受损。红层边坡失稳多发生在顺层边坡中, 由于坡体内存在软弱夹层, 其滑移变形或结构破坏也多顺软弱夹层发生^[5-7]。总结以前项目特点, 红层滑坡主要破坏形式可分为3类, 即塑流-拉裂、卸荷-拉裂和滑移-弯曲^[8-10]。针对红层边坡易发生失稳的这一

工程特性, 长沙理工大学、武汉岩土所、湖南省交通规划勘察设计院有限公司及湖南大学等单位进行了大量研究工作, 也取得了丰硕的成果, 但均未对长条形的板块在降雨条件下发生顺层滑移弯曲破坏机理进行研究。本文在考虑地下水浮托力作用前提下^[11-13], 利用岩体弹性变形本构方程^[14-15]推导出红层边坡发生滑移弯曲破坏的极限坡长、极限承载力、弯曲点及滑移弯曲判据。

1 滑移弯曲破坏模型建立

滑移弯曲破坏是一个动态变化的过程, 是顺

收稿日期: 2023-10-17

作者简介: 胡新红, 高级工程师, 硕士, 研究方向为岩土工程勘察设计及公路特殊路基处治

基金项目: 湖南省交通运输厅科技进步与创新计划 (编号: 201003, 202120)

层岩质边坡在其自身重力及外荷载作用下，结构面强度受到影响，岩体逐渐达到其强度极限，发生的沿结构面滑移-弯曲破坏。根据其演化过程可以分为瞬移-蠕滑阶段、隆起-弯曲阶段和弯曲-破坏阶段。

1.1 基本假定

根据红层边坡顺层滑移弯曲变形破坏机制，将岩层视为单宽板条，并进行如下假设：①岩层变形较小，按小变形理论进行受力分析；②岩层的弯曲变形为平面应变问题；③岩体及各结构面具有各向同性力学性质及参数；④仅考虑静水压力且呈线性分布；⑤最高水位与地表平齐。

1.2 建立模型

根据上述假定，结合红层软岩发生滑移弯曲变形破坏特征及单宽板条受力特点和变形特性，建立几何模型如图1所示，采用能量法和压杆理论建立模型进行分析。取单宽岩层作为研究对象，建立 xy 坐标，假设岩层倾角为 α 、岩层整体长为 L ，其重度为 γ ，弹性模量为 E ，垂直层厚为 h ，岩层横截面关于中性轴的最小形心主惯性矩为 I ，设各岩层间的内聚力和内摩擦角分别为 c 和 φ 。

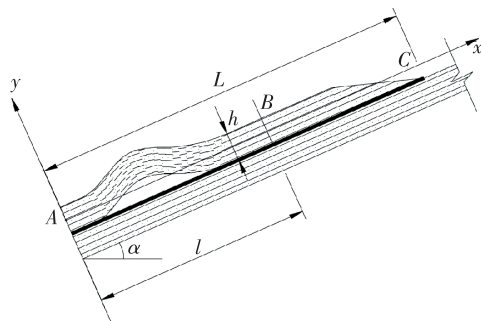


图1 顺层边坡滑移弯曲破坏几何模型

如图1所示，厚度为 h 的岩层在外力和自重的共同作用下发生滑移弯曲破坏。将整个失稳段根据其变形特性分为弯曲段和滑移段两部分，即 AB 和 BC 。 BC 段发生顺软弱夹层的纵向位移即滑移，视为刚性滑块，其倾角取岩层产状角度 α ； AB 段发生以法向位移为主、纵向位移为辅的脱离向外凸出，即弯曲， A 和 B 两个端点不发生转动，即转角为 0° 。从受力特点分析， BC 段主要受重力作用为主， AB 段除了受自身重力 P_1 作用外，其纵向受上段 BC 的剩余下滑力 P 作用，法向同时还受地下水带来的浮托力 q 作用（见图2）。

在整个滑移弯曲过程中，假设 AB 弯曲段长度为待定值 l ，变形初期， A 、 B 两点位移、转角

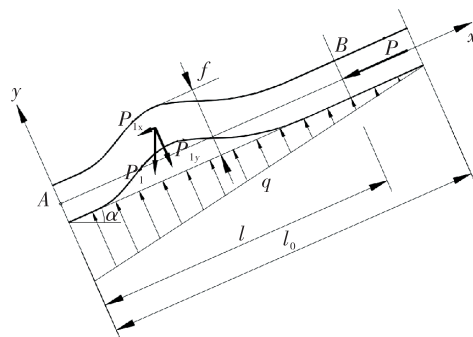


图2 顺层边坡滑移弯曲破坏力学模型

值均为0，即初始条件为： $x_A = 0$ ， $y_A = 0$ ， $y'_A = 0$ ； $x_B = l$ ， $y_B = 0$ ， $y'_B = 0$ 。

采用顺层边坡滑移弯曲破坏的弹性变形曲线方程^[9]进行分析，则有：

$$y = a \times \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{l} \right) \quad (1)$$

式中 a 是关于 l 的高次幂函数，考虑岩层变形始终沿 y 轴正方向，故取 a 的绝对值代入，其表达式可写为：

$$a = \frac{4P_{ly}}{\frac{4\pi^2}{l^2}(2P + P_{lx} \cdot l) - \frac{32EI\pi^4}{l^4}} \quad (2)$$

2 力学分析

2.1 受力情况

岩层在发生滑移弯曲破坏时，考虑弯曲破坏这种模式时受地下水的影响较大，故外力主要考虑水的浮托力，则板块的受力主要有以下几种。

$$\text{板条自重: } P_1 = \gamma h \quad (3)$$

自重作用沿 x 和 y 方向上的分力分别为：

$$P_{1x} = P_1 \sin \alpha, P_{1y} = P_1 \cos \alpha \quad (4)$$

滑动段 BC 的剩余下滑力 P 为：

$$P = [P_1(\sin \alpha - \cos \alpha \tan \varphi) - C](L - l) \quad (5)$$

地下水的浮托力为：

$$q = q_0 \left(1 - \frac{x}{l_0} \right) \quad (6)$$

式(6)中 $q_0 = \gamma_w l_0 \sin \alpha$ ； l_0 为受静水压力作用的坡面长度。

2.2 受力计算

当板条在外力和重力共同作用下达到平衡状态时，根据能量法中的能量守恒原则，外力微分位移所做的功等于系统弹性势能的增加量，可得如下表达式：

$$\Delta W_1 + \Delta W_2 = \Delta T_1 + \Delta T_2 + \Delta T_3 \quad (7)$$

式中 ΔW_1 为弹性势能; ΔW_2 为系统势能增加量; ΔT_1 为外力 P 所做的功; ΔT_2 为轴向体力所做的功; ΔT_3 为浮托力所做的功。

对式 (1) 进行一阶、二阶求导, 可得:

$$y' = \frac{2\pi a}{l} \sin \frac{2\pi x}{l} \quad (8)$$

$$y'' = \frac{4\pi^2 a}{l^2} \cos \frac{2\pi x}{l} \quad (9)$$

当板条在力的共同作用下发生弯曲时, 其弹性势能增量为:

$$\Delta W_1 = \frac{EI}{2} \int_0^l (y'')^2 dx = \frac{4\pi^4 EI a^2}{l^3} \quad (10)$$

板条弯曲变形时, 其轴向的变形量 $d\Delta$ 可表达为下式:

$$d\Delta = ds - dx = [\sqrt{1 + (y')^2} - 1] dx \approx \frac{1}{2} (y')^2 dx \quad (11)$$

通过应力应变关系可得外力 P 所做的功 ΔT_1 为:

$$\Delta T_1 = \int_0^l P d\Delta = \frac{\pi^2 P a^2}{l} \quad (12)$$

板条在自重作用下所做的功为:

$$\Delta T_2 = \int_0^l P_{1x} (l - x) d\Delta = \frac{1}{2} \pi^2 P_{1x} a^2 \quad (13)$$

系统势能的增加量 ΔW_2 :

$$\Delta W_2 = \int_0^l P_{1y} \cdot y dx = P_{1y} \cdot a \cdot l \quad (14)$$

浮托力所做的功 ΔT_3 :

$$\Delta T_3 = \int_0^l q y dx = q_0 \cdot a \cdot \left(l - \frac{l^2}{2l_0} \right) \quad (15)$$

将式 (11) ~ (15) 代入能量平衡方程式 (7) 中, 可得:

$$\left(\frac{4\pi^2 EI}{l^2} - \frac{1}{2} P_{1x} \cdot l \right) - P = \frac{l^2}{a \cdot \pi^2} \left[q_0 \left(1 - \frac{l}{2l_0} \right) - P_{1y} \right] \quad (16)$$

$$\text{令: } P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{l^2} = \frac{\pi^2 EI}{(0.5l)^2} \quad (17)$$

$$P_k = P_{cr} - \frac{1}{2} P_{1x} \cdot l \quad (18)$$

$$K = q_0 \left(1 - \frac{l}{2l_0} \right) - P_{1y} \quad (19)$$

则式 (16) 可写成:

$$(P_k - P) \cdot a = \frac{l^2}{\pi^2} \cdot K \quad (20)$$

式中 P_{cr} 为计算压杆临界力推导出的欧拉公式; P_k 为长度为 l 的板条发生弯曲破坏的极限承载力。

因此, 利用上述推导出的公式可以对红层顺层边坡发生弯曲破坏机理进行分析与判断。

2.3 力学分析

2.3.1 极限承载力

当板条发生弯曲破坏时, 从破坏机理分析, 其顺延 y 轴的变形将逐渐增大, 且会趋于无穷大, 当 $y \rightarrow \infty$, 此时必有 $a \rightarrow \infty$, 则式 (20) 可简化为:

$$P_k - P = 0 \quad (21)$$

$$\text{即: } P_k = \frac{4\pi^2 EI}{l^2} - \frac{1}{2} P_{1x} \cdot l \quad (22)$$

式 (22) 为长度为 l 的板条在发生弯曲破坏时的极限承载力。

2.3.2 极限坡长

坡体在无外力作用仅受自重作用时, 可得其发生滑移弯曲破坏所对应的极限坡长。

仅受自重作用可表达为:

$$P_k = P_{cr} - \frac{1}{2} P_{1x} \cdot l = 0,$$

$$\text{即: } \frac{4\pi^2 EI}{l_k^2} - \frac{1}{2} P_{1x} \cdot l_k = 0 \quad (23)$$

$$\text{则: } l_k = \sqrt[3]{\frac{8\pi^2 EI}{P_{1x}}} \quad (24)$$

顺向坡坡长大于式 (24) 确定的临界值时, 将会发生弯曲破坏。

2.3.3 弯曲点位置

板条发生弯曲破坏时, 其弯曲隆起的最高点位置 (x), 可通过弹性变形曲线方程求极值。式 (8) 由 $dy/dx = 0$ 得:

$$\frac{2\pi \cdot a}{l_k} \sin \frac{2\pi x}{l_k} = 0 \quad (25)$$

上式调整后可得:

$$x = 0.5l_k \quad (26)$$

由式 (26) 可以判断出板条在发生滑移弯曲破坏时隆起的最高点位置为临界坡长中点, 即在该点处, 岩体受到抗拉强度值达到岩体极限抗拉强度, 从而发生破坏。

3 滑移弯曲判据

通过对滑移弯曲破坏的受力机理分析, 可利用上述计算的式 (20), 对顺层坡体的稳定性进行初步的判断。

3.1 当 $K < 0$ 的情况

当 $K = q_0 \left(1 - \frac{l}{2l_0} \right) - P_{1y} < 0$, 说明自重的法向

分量远大于浮托力, 板条整体法向受力向下, 但由于下伏约束, 使其无法产生向下的位移; 而 $\frac{l^2}{\pi^2} \cdot K$ 是一个负常数, 若公式 (20) 成立, 必然有 $P_k - P$ 趋向于负无穷, 说明只有当板条足够长, 使得 $P_k \ll P$, 坡体弯曲破坏才可能发生, 或者板条本身的强度发生破坏而失稳, 这种情况发生在图 3 的阴影Ⅲ区中。

3.2 当 $K=0$ 的情况

当 $K = q_0 \left(1 - \frac{l}{2l_0}\right) - P_{1y} = 0$, 说明此时板条自重的法向分力 P_{1y} 作用和其所受的浮托力相当, 即板条法向合力为零, 此种情况也为板条的临界坡长。当边坡长 L 达到或超过临界坡长 l_k 时, 顺层边坡产生弯曲破坏, 见图 3 的阴影Ⅱ区。

3.3 当 $K>0$ 的情况

当 $K = q_0 \left(1 - \frac{l}{2l_0}\right) - P_{1y} > 0$, 说明板条的自重法向分量小于其地下水产生的浮托力, 发生在板条长度 L 小于临界长度 l_k 时的第Ⅰ区内 (图 3)。此时板条实际推力 P 小于计算的极限承载力 P_k , 同时在指向坡外的法向合力作用下, 板条会先发生强度破坏, 而不会发生弯曲破坏。

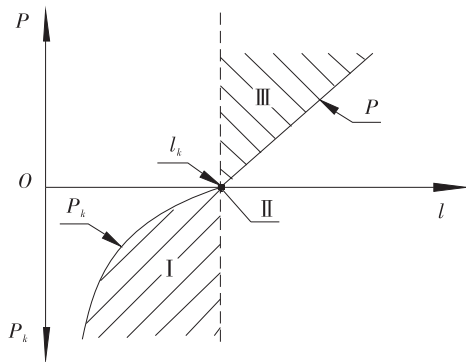


图3 P_k 和 P 的曲线关系图

4 工程实例

湖南湘西某大型缓倾顺层滑坡, 其滑坡长度 448 m, 横向宽度 425 m, 滑体厚度 5 ~ 20 m, 整个滑坡方量约 $2.6 \times 10^5 \text{ m}^3$ (图 4、图 5)。

根据现场钻探及室内试验成果, 滑体岩石弹性模量 $E = 9 \times 10^6 \text{ kPa}$, 重度 $\gamma = 24 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$, 滑面综合内摩擦角 $\varphi = 18^\circ$, 黏聚力 $c = 10 \text{ kPa}$, 岩层产状为 $185^\circ \angle 20^\circ$, 钻探揭露到的地下水位很高。

根据现场实测, 计算用 l_0 取 392 m, 利用式 (3) 和式 (4) 可得: $P_1 = 312 \text{ kN}$, $P_{1x} = 284.84 \text{ kN}$,



图4 滑坡侧貌



图5 滑坡全貌

$P_{1y} = 127.33 \text{ kN}$, 边坡总长取 $L = 392 \text{ m}$, 则可得板条的惯性矩 $I = \frac{h^3 \times l}{12} = 183.08 \text{ m}^4$, 下滑段的推力为:

$$\begin{aligned} P &= [P_1(\sin\alpha - \cos\alpha \tan\varphi) - C](L - l) \\ &= 419.6 \times (392 - l) \end{aligned} \quad (27)$$

极限承载力为:

$$\begin{aligned} P_k &= \frac{4\pi^2 EI}{l^2} - \frac{1}{2} P_{1x} \cdot l \\ &= 6.5 \times 10^{10} / l^2 - 142.42 \times l \end{aligned} \quad (28)$$

$$\begin{aligned} a &= \left| \frac{4P_{1y}}{l^2(2P + P_{1x} \cdot l) - \frac{32EI\pi^4}{l^4}} \right| \\ &= \left| \frac{509.3 \times l^4}{1.11 \times 10^4 \times l^3 - 5.13 \times 10^{12}} \right| \\ K &= q_0 \left(1 - \frac{l}{2l_0}\right) - P_{1y} = 357.87 - 0.456 \times l \end{aligned} \quad (29) \quad (30)$$

将式 (27) ~ (30) 代入式 (20), 通过编程计算可得 $l_k = 365.61 \text{ m}$, 其计算结果与现场实际滑坡发生滑移弯曲破坏时的坡体长度相当。

引入稳定系数 η , 作为评价边坡稳定性的依据, 以便更加直观地说明该稳定性。稳定系数 η 定义为: 坡体发生滑移弯曲的极限坡长 l_k 与坡体实际长度 L 的比值, 即:

$$\eta = \frac{l_k}{L} \quad (31)$$

利用式 (31), 可以得到 $\eta = 365.61/392 = 0.932 < 1.0$, 说明坡体在自重及外力共同作用下会发生滑移弯曲破坏。

(下转第 28 页)

模拟良好。在拆除8#块右侧和拆除5#块右侧时各测点实际测量数据与理论数据相差较大,其余工况理论模拟结果与测试数据吻合良好。

4. 结语

本文以马兰大桥老桥为工程背景,针对该桥拆除施工中箱梁的吊装中使用的一种新型移动式桥面吊机,给出了T构和主桥的拆除施工工艺及流程,最后通过数值计算测得T构拆除过程中桥墩应力理论值,并通过理论值与现场监测的实测数据进行对比,验证了本项目研究提出的主桥拆除技术与理想设计情况一致,所得施工技术方案具有良好的可行性与有效性。

参考文献:

[1] 凌宇恒. 高速公路跨线天桥爆破拆除及数值模拟[D].

南宁:广西大学,2018.

[2] 张帆. 连续刚构钢筋混凝土箱梁拆除技术研究[D]. 郑州:郑州大学,2015.

[3] 潘久贵,颜全胜,邓洪钧. 龙桥东江大桥T构拆除施工技术[J]. 科技通报,2021,37(10):71-77.

[4] 全瑞金,李博. 跨东江航道旧桥拆除施工方案[J]. 广东公路交通,2017,1(5):30-34.

[5] 邢健. 惠州市龙桥东江大桥旧桥改造方案比选[J]. 交通世界,2021,4(2):161-162.

[6] 凌庆基. 观澜大桥旧桥拆除方案的比选与施工[J]. 广东公路交通,2008(1):45-47.

[7] 张治成,胡开建,李强,等. 旧桥拆除中的预应力筋放张效果探讨[J]. 华东公路,2012(3):68-71.

[8] 孔繁龙. 施桥运河大桥旧桥拆除施工技术[J]. 华东公路,2013(1):16-19.

[9] 叶显亮. 预应力混凝土T型刚构桥旧桥拆除分析[J]. 山西建筑,2016,42(022):157-158.

(上接第9页)

利用 $l_k = 365.61\text{ m}$ 反算 $K = 63.66 > 0$,表明板条在高水位下受到的浮托外力远大于板条自身重力的法向分量。

同时也可计算出,当板块仅在自身重力作用

下发生滑移弯曲所需的极限长度为 $l_k' = \sqrt[3]{\frac{8\pi^2 EI}{P_{1x}}} = 769.86\text{ m}$,进一步说明水的浮托力在整个滑移弯曲破坏过程中起到决定性的作用。

5 结论

(1) 本研究采用岩体弹性变形本构方程,对红层滑移弯曲破坏机理进行分析,推导出红层边坡发生滑移弯曲的极限承载力、极限坡长和弯曲点位置计算式;并进一步分析推导,得出红层软岩发生滑移弯曲的判据。

(2) 利用湖南湘西某大型缓倾顺层滑坡实例对上述结论进行验证,分别计算出了坡体在自重作用下、自重和地下水浮托力共同作用下发生滑移弯曲的极限坡长。

(3) 通过对弯曲破坏的机理分析及验证情况总结,得出红层顺层边坡发生滑移弯曲破坏时,其岩层地下水的浮托力起到了关键性作用,是边坡发生弯曲破坏的重要诱因之一。

参考文献:

[1] 湖南省地产矿产局. 湖南省区域地质志[M]. 北京:地质出版社,1988:256-257.

[2] 左文贵. 湖南白垩系、第三系红层工程特性研究[D]. 长沙:中南大学,2006.

[3] 蒋正,倪化勇,宋志. 重庆丰都县城区红层边坡变形破坏模式与稳定性评价[J]. 中国地质灾害与防治学报,2018,29(6):56-60.

[4] 张劲松,杨红,刘云海. 滇西红层边坡变形破坏机制及整治对策研究[J]. 人民长江,2021,52(S1):69-73.

[5] 雷航,刘天翔,程强. 红层地区公路高边坡变形机理及支护措施研究[J]. 公路,2019,64(12):47-53.

[6] 田冉,张军,叶咸. 滇东北某运营期高速公路边坡失稳特征与成因分析[J]. 土工基础,2022,36(2):83-87.

[7] 姜思源,向喜琼. 层厚对红层边坡变形破坏影响研究[J]. 中国水运(下半月),2021,21(3):124-125.

[8] 李红英,濮仕坤,谭跃虎. 滑坡体稳定性分析方法比较[J]. 岩土工程技术,2022,36(3):208-213.

[9] 李安洪,周德培,冯君. 顺层岩质路堑边坡破坏模式及设计对策[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(S1):2915-2921.

[10] 汤明高,马旭,张婷婷. 顺层斜坡溃屈机制与早期识别研究[J]. 工程地质学报,2016,24(3):442-450.

[11] 王瑞春,王雪彤. 复杂条件下路堑边坡失稳变形机制分析和治理设计[J]. 岩土工程技术,2022,36(6):469-476.

[12] 童欣,方燃,李虹. 降雨对滑坡的稳定性影响及排水措施建议[J]. 岩土工程技术,2021,35(1):52-55,59.

[13] 周英博,柴少波,周秋鹏,等. 干-湿分明条件下降雨诱发滑坡演化过程模拟[J]. 岩土工程技术,2022,36(4):278-283.

[14] 朱木青. 顺层岩质边坡结构失稳弹性板理论法分析与实例[J]. 铁道科学与工程学报,2011,8(4):61-63.

[15] 孙广忠. 岩体结构力学[M]. 北京:科学出版社,1988.