

# 含软弱夹层岩质边坡动力劣化特性与时变稳定性

唐久龙, 梁德贤\*, 黄飞雪, 吕志儒, 杨箫纤, 唐寅杰

桂林理工大学地球科学学院, 广西 桂林

收稿日期: 2025年5月14日; 录用日期: 2025年6月19日; 发布日期: 2025年6月30日

## 摘要

含软弱夹层岩质边坡在内外动力耦合作用下极易失稳, 可能引发灾难性后果。随着工程建设规模的扩大和矿产资源的深度开发, 人类工程活动(如采矿爆破、山体开挖等)产生的动力扰动对边坡稳定性的影响日益显著。现有研究多聚焦于静态或瞬时动力条件下的边坡稳定性, 而忽略了长期振动荷载导致的软弱夹层强度参数劣化及其时变效应。基于此, 文章以含软弱夹层的岩质边坡为研究对象, 综合运用室内试验和理论分析, 系统探究了软弱夹层的动力学特性及其对边坡时变稳定性的影响。主要研究内容与成果如下: 1) 通过振动三轴试验, 研究了循环荷载作用下软弱夹层的动力响应特性。结果显示: 随着振动次数的增加, 软弱夹层的强度参数逐渐劣化, 黏聚力和内摩擦角分别衰减了76.4%和26.9%; 基于试验数据, 建立了考虑“振次-频率”耦合效应的强度参数劣化数学模型。2) 基于极限平衡法和Mohr-Coulomb强度准则, 结合软弱夹层动强度参数劣化模型, 推导了边坡时变稳定性系数表达式。实例分析结果表明: 边坡稳定性系数随振动时间延长呈渐进式衰减, 最终趋于稳定。

## 关键词

软弱夹层, 动三轴试验, 岩质边坡, 时变稳定性

# Dynamic Degradation Characteristics and Time-Dependent Stability Analysis of Rock Slopes with Weak Interlayers

Jiulong Tang, Dexian Liang\*, Feixue Huang, Zhiru Lyu, Zhixian Yang, Yinjie Tang

College of Earth Science, Guilin University of Technology, Guilin Guangxi

Received: May 14<sup>th</sup>, 2025; accepted: Jun. 19<sup>th</sup>, 2025; published: Jun. 30<sup>th</sup>, 2025

\*通讯作者。

文章引用: 唐久龙, 梁德贤, 黄飞雪, 吕志儒, 杨箫纤, 唐寅杰. 含软弱夹层岩质边坡动力劣化特性与时变稳定性[J]. 地球科学前沿, 2025, 15(6): 930-943. DOI: 10.12677/ag.2025.156088

## Abstract

Rocky slopes with weak interlayers are highly susceptible to destabilization under internal and external dynamic coupling, which may lead to catastrophic consequences. With the expansion of engineering construction scale and the deep development of mineral resources, the impact of dynamic disturbances generated by human engineering activities (e.g., mining and blasting, mountain excavation, etc.) on slope stability is becoming more and more significant. Existing studies mostly focus on the slope stability under static or transient dynamic conditions, but neglect the degradation of the strength parameters of the weak interlayer and its time-varying effects caused by long-term vibration loading. Based on this, we take the rocky slopes with weak interlayers as the research object, and systematically investigate the dynamic characteristics of the weak interlayers and their influence on the time-varying stability of the slopes by comprehensively using indoor experiments and theoretical analyses. The main research contents and results are as follows: 1) The dynamic response characteristics of weak interlayer under cyclic loading were investigated by vibration triaxial test. The results show that with the increase of vibration times, the strength parameters of weak interlayer gradually deteriorate, and the cohesion and internal friction angle are attenuated by 76.4% and 26.9%, respectively; based on the experimental data, a mathematical model of the deterioration of the strength parameters considering the coupling effect of vibration times-frequency is established. 2) Based on the limit equilibrium method and Mohr-Coulomb strength criterion, the expression of the time-varying stability coefficient of the slope was deduced by combining with the dynamic strength parameter degradation model of the weak interlayer. The results of the case study show that the slope stability coefficient decreases gradually with the prolongation of vibration time, and finally tends to be stabilized.

## Keywords

Weak Interlayer, Dynamic Triaxial Test, Rock Slope, Time-Dependent Stability

Copyright © 2025 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

## 1. 引言

在水电、交通、采矿等众多工程建设领域中，高陡岩质边坡作为典型的地质承载体广泛存在[1] [2]。这类边坡的稳定性直接关系到工程结构安全与区域生态环境安全，其失稳破坏往往具有规模大、突发性强、破坏显著等特点，极易形成灾难性后果[3]-[6]。特别是含软弱夹层的岩质边坡，在内外动力耦合作用下更易发生失稳，国内外已有多起灾难性事件：2009年6月重庆市武隆鸡尾层状岩质滑坡(74人死亡)[7]-[10]、2020年9月至2021年3月四川雅安市殡仪馆连续顺层岩质滑坡(4次)[11]、2022年1月贵州省毕节第一人民医院顺层岩质滑坡(14人死亡)[12] [13]均显示出软弱夹层控制顺层滑坡具有特殊的致灾机制。

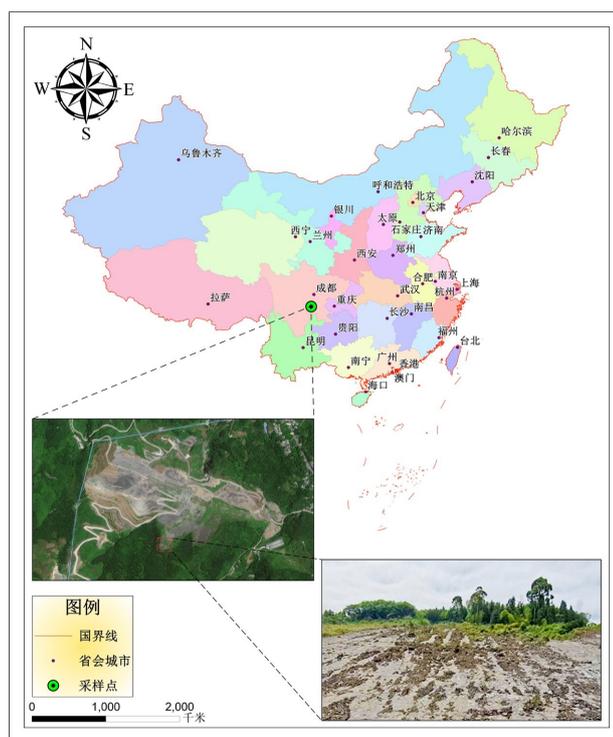
随着工程建设规模扩大和矿产资源深度开发，人类工程活动已成为边坡失稳的重要诱因。相较于自然营力作用(如降雨、地震等)，工程建设、采矿爆破等工程动力扰动具有作用频次高、持续时间长、影响范围广的特点，对含软弱夹层岩质边坡稳定性造成重要的影响。研究表明，动力扰动可导致边坡稳定系数最大降低10% [14]，其作用机制主要体现在：1) 瞬时动荷载增大滑体下滑力；2) 循环荷载促使软弱夹层累积损伤；3) 振动波加速岩体裂隙扩展。这种动力损伤效应在含软弱夹层的陡倾岩质边坡中尤为显著，

可能引发渐进式破坏甚至整体失稳。

现有研究多关注静力条件或强震作用下的边坡稳定性，对采矿等工程活动引发的长期动力扰动研究薄弱，特别是软弱夹层在动力荷载下的变形演化特性及其强度劣化机制尚不明确；而传统稳定性评价方法又难以反映动力扰动累积效应，亟需建立考虑软弱夹层时变特性的稳定性分析方法。因此，针对岩质边坡软弱夹层动力扰动力学特性劣化规律及其时变稳定性问题开展研究，既是破解工程地质灾害防治难题的科学需求，也是保障重大工程安全建设的现实要求，具有显著的理论创新价值和工程指导意义。研究成果可为含软弱夹层岩质边坡动力稳定性评价提供理论支撑，对工程项目建设、矿山安全开采等具有重要实践意义。

## 2. 研究区概况

试验采用的试样取自四川省峨眉山市某石灰石矿，具体位置见图 1。



注：该图基于自然资源部标准底图服务网站下载的审图号为GS(2022)4306号的标准地图制作，底图无修改。

**Figure 1.** Sampling locations

**图 1.** 取样位置

矿场内地形呈现明显的南高北低趋势，海拔高度介于 640 m 至 1229 m 之间。该区域广泛分布着典型的岩溶地貌特征，包括冲沟、溶蚀洼地以及喀斯特洞穴等。斜坡的坡面走向与岩层倾向基本一致，构成了典型的顺向坡地质结构，同时区域内发育有密集的深切冲沟网络。长期的矿产资源开发活动对研究区原始地形造成了显著改造，形成了 32°~64°的边坡。

矿区地层出露有奥陶系、二叠系和第四系，主要开采地层为二叠系下统的栖霞组( $P_1q$ )与茅口组( $P_1m$ )水泥用灰岩。栖霞组( $P_1q$ )岩性以中厚层至厚层状灰岩及生物碎屑灰岩为主，地层厚度介于 84.73 m 至 105.65 m 之间，层内发育 2~3 层力学性质较差的软弱夹层，软弱夹层为紫红色石英砂岩-粉砂岩；茅口

组( $P_1m$ )主要由中厚层到巨厚层状的炭质泥页岩组成,地层厚度介于 258.47 m 至 322.16 m 之间。

矿区属于典型的亚热带季风气候,具有显著的季节性特征。根据多年气象观测数据显示,该地区降雨充沛,年均降雨量介于 1555.9 至 2159.7 mm 之间。全年降雨量较高的时期主要集中于 6 月至 9 月。单次最长连续降雨量 534.7 mm,单次最长连续降雨过程达 16 天,24 小时最大降雨量 524.7 mm。

矿区地表水发育程度较低,区内分布有 3 条规模较大的季节性溪流,构成该区域主要的地表径流网络。大气降水在该区域的排泄方式主要包括两种途径:一是通过地表溪流进行自然排泄,二是向下渗透补给地下水。

### 3. 软弱夹层强度参数振动劣化效应

#### 3.1. 动三轴试验方案

对试样分别加载不同动应力幅值的循环荷载直至破坏。按照《土工试验方法标准》要求,不同围压下选取的动应力幅值应使试样破坏时的破坏振次  $N_f$  在 10~100 次之间,获得对应的破坏振次-动应力关系曲线。试验时,如果试样的轴向累积应变超过 5%,认为试样发生破坏,停止加载。本节通过动三轴试验探究不同围压及动应力幅值条件下土体的动强度特性。试验过程中,试样含水率控制为饱和状态(即 15%),并采用 1 Hz 的正弦波作为动力荷载输入。对试样进行不同围压(100 kPa, 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa)、不同动应力幅值作用下的动强度试验,研究其在不同影响因素下动强度的变化规律。具体方案见表 1。

Table 1. Dynamic strength test program

表 1. 动强度试验方案

试样编号	含水率/%	围压/kPa	频率/Hz	动应力幅值/kPa	应力比
1	15%	100	1	40	0.2
2				50	0.25
3				60	0.3
4		200		60	0.15
5				70	0.175
6				80	0.2
7		300		90	0.15
8				100	0.167
9				110	0.183
10		400		120	0.15
11				130	0.163
12				140	0.175

#### 3.2. 动三轴试验步骤

1) 真空饱和: ① 试样放入饱和器后置入真空缸,密封涂凡士林; ② 抽真空至-100 kPa 并维持 1 h,缓慢注水保持真空度; ③ 淹没后停止抽气,静置 12 h 使试样饱和。

2) 安装试样: ① 用承膜筒套乳胶膜,抽气贴合后固定试样; ② 装轴向应力传感器,捆扎防漏气,压力室密封。

3) 饱和检测: ① 施加 20 kPa 围压,逐级增加围压及反压(围压始终高 20 kPa); ② 孔压增量/围压增

量  $\geq 0.95$  时判定饱和。

4) 固结: ① 施加目标围压, 固结 24 h 消散孔压。

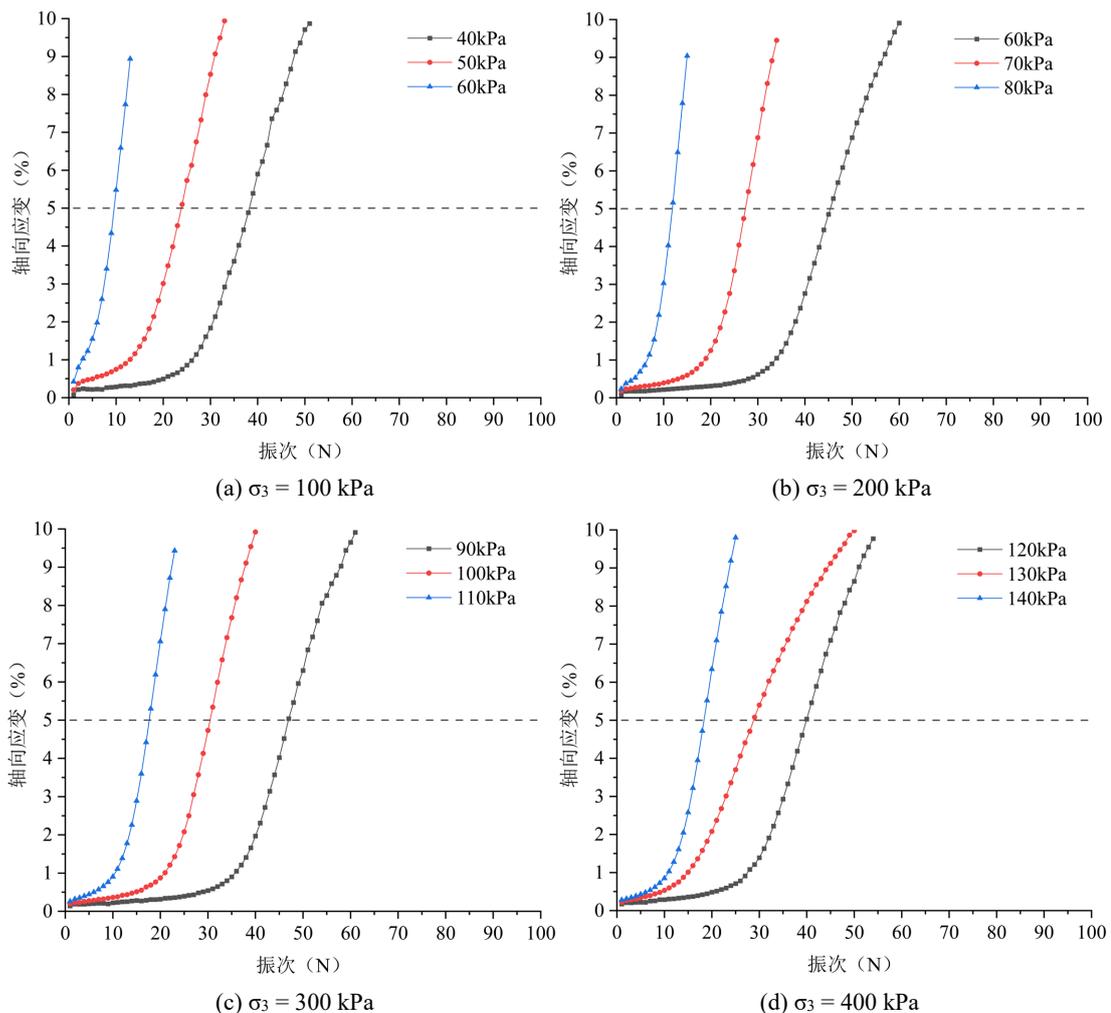
5) 动三轴试验: ① 固结不排水: 关闭排水阀; ② 动强度试验: 不同围压下多试样加载, 直至轴向应变  $> 5\%$  判定破坏, 停止试验。

### 3.3. 软弱夹层振动劣化模型

依据《土工试验方法标准》中关于土体动力特性的测试规范, 动强度试验中试样的破坏判定依据采用轴向应变  $\varepsilon_d = 5\%$ 。为确保试验结果的有效性, 需控制试样在动力荷载作用下的破坏振次处于 10 至 100 次的合理范围内。试验过程中, 根据试样所受围压的差异, 系统调整动力荷载的振幅参数。通过系列试验, 最终获得了不同围压条件下土体的动力强度参数, 即应力比  $R$  值:

$$R = \frac{\sigma_d}{2\sigma_3} \quad (1)$$

式中:  $\sigma_d$  为动应力幅值, kPa;  $\sigma_3$  为固结围压, kPa。



**Figure 2.** Axial strain-number of cycles curves of specimens under 1 Hz dynamic loading frequency at different confining pressures

**图 2.** 不同围压时试样在 1 Hz 动荷载频率作用下的轴向应变 - 振次曲线

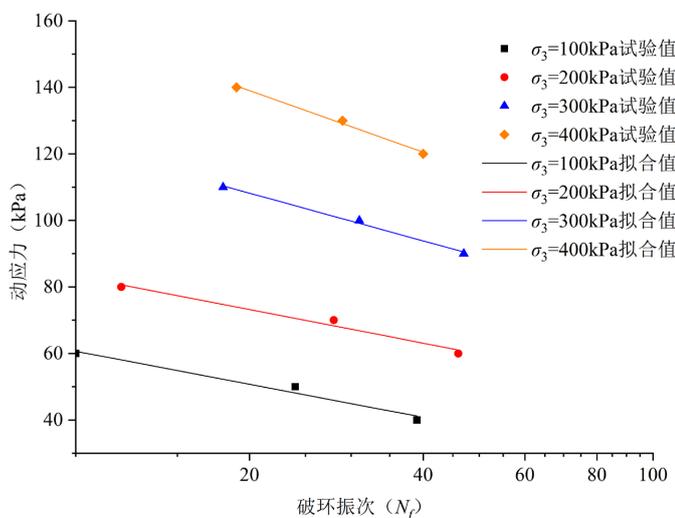
对动三轴试验结果数据进行整理, 绘制了  $\omega = 15\%$  的饱和试样在 1 Hz 动态荷载作用下轴向应变随振动次数变化的规律图(图 2)。试验结果表明, 在循环荷载作用过程中, 试样的轴向应变呈现明显的累积效应, 其发展速率表现出典型的非线性特征, 即初期增长相对缓慢而后逐渐加速。值得注意的是, 在相同围压条件下, 当动应力提高(应力比  $R$  值增大)时, 试样达到破坏状态所需的振动次数显著减少。

根据轴向应变与振动次数的关系曲线及试样破坏标准, 可确定不同围压条件下各动应力比对应的破坏振次, 见表 2。由表可知, 当围压升高时, 导致试样破坏所需的动应力幅值随之增加, 而相应的应力比  $R$  则呈现下降趋势。

基于表 2 的数据, 本研究对不同围压条件下重塑土样在 1 Hz 动荷载作用下的动力特性进行了分析, 并绘制了动应力与破坏振次的对应关系曲线, 见图 3。实验结果表明, 随着围压水平的提升, 土样的动强度指标呈现增长趋势。具体而言, 围压的增加显著提高了试样抵抗循环荷载作用的能力。

**Table 2.** Failure cycle numbers of specimens under 1 Hz dynamic loading frequency at different confining pressures  
**表 2.** 不同围压时试样在 1 Hz 动荷载频率下的破坏振次

围压/kPa	动应力幅值/kPa	应力比 $R$	破坏振次 $N_f$
100	40	0.2	39
	50	0.25	24
	60	0.3	10
200	60	0.15	46
	70	0.175	28
	80	0.2	12
300	90	0.15	47
	100	0.167	31
	110	0.183	18
400	120	0.15	40
	130	0.163	29
	140	0.175	19



**Figure 3.**  $\sigma_d$ - $N_f$  curves of specimens under 1 Hz dynamic loading frequency at different confining pressures

**图 3.** 不同围压时试样在 1 Hz 动荷载频率作用下的  $\sigma_d$ - $N_f$  曲线

根据不同围压时的动应力 - 破坏振次关系曲线, 对图中的数据进行拟合, 拟合关系和拟合参数见表 3。由拟合关系函数可得出不同破坏振次下的破坏动应力, 并获得不同振次下的动强度参数。

**Table 3.** Fitting parameters of dynamic stress versus failure cycle numbers relationship under different confining pressures  
**表 3.** 不同围压时的动应力 - 破坏振次关系曲线拟合参数

围压	拟合关系 $\sigma_d = a \log N_f + b$		R <sup>2</sup>
	a	b	
100	-32.936	93.599	0.988
200	-33.510	116.790	0.978
300	-47.701	170.260	0.994
400	-61.482	219.010	0.994

根据表 3 所示的试验数据, 在频率为 1 Hz 的动荷载作用下, 试样在不同振动循环次数下的破坏应力及强度特性参数呈现出规律性变化。

**Table 4.** Failure dynamic stresses and dynamic strength parameters under different vibration cycles  
**表 4.** 不同振动次数的破坏动应力及动强度参数

振次	破坏动应力/kPa				动抗剪强度参数	
	100	200	300	400	黏聚力 $c_d$ /kPa	内摩擦角 $\phi_d$ /°
10	60.663	83.280	122.559	157.528	9.33	8.09
20	50.748	73.192	108.200	139.020	7.22	7.46
30	44.949	67.292	99.800	128.194	5.97	7.08
40	40.834	63.105	93.840	120.512	5.08	6.8
50	37.642	59.858	89.217	114.554	4.38	6.59
60	35.034	57.204	85.440	109.686	3.81	6.41
70	32.829	54.961	82.247	105.570	3.33	6.26
80	30.919	53.017	79.481	102.004	2.91	6.13
90	29.234	51.303	77.041	98.859	2.53	6.02
100	27.727	49.770	74.858	96.046	2.20	5.91

将表 4 中数据整理绘图(如图 4), 动强度参数与振动次数之间存在明显的负相关关系。随着振动次数的增加, 试样的动强度参数呈现持续衰减趋势, 且这种衰减过程具有显著的非线性特征: 在初始振动阶段, 强度参数的下降较为显著; 随着振动次数的持续增加, 衰减曲线逐渐趋于平缓, 这表明振动作用对强度的影响效应随循环次数的增加而逐渐减弱。

由图 4 可知, 在施加轴向荷载振动 100 次后重塑试样的黏聚力衰减了 76.4%, 内摩擦角衰减了 26.9%。重塑试样的强度参数随振动次数变化的关系符合基本函数中的指数函数关系, 对其进行拟合可得动强度参数的劣化数学模型, 见图 5、式 2。

$$\begin{cases} c_d = a_1 x^{b_1} \\ \phi_d = a_2 x^{b_2} \end{cases} \quad (2)$$

式中:  $a_1$ 、 $a_2$  为岩土体的初始强度参数;  $b_1$ 、 $b_2$  为强度参数劣化系数。具体参数见表 5。

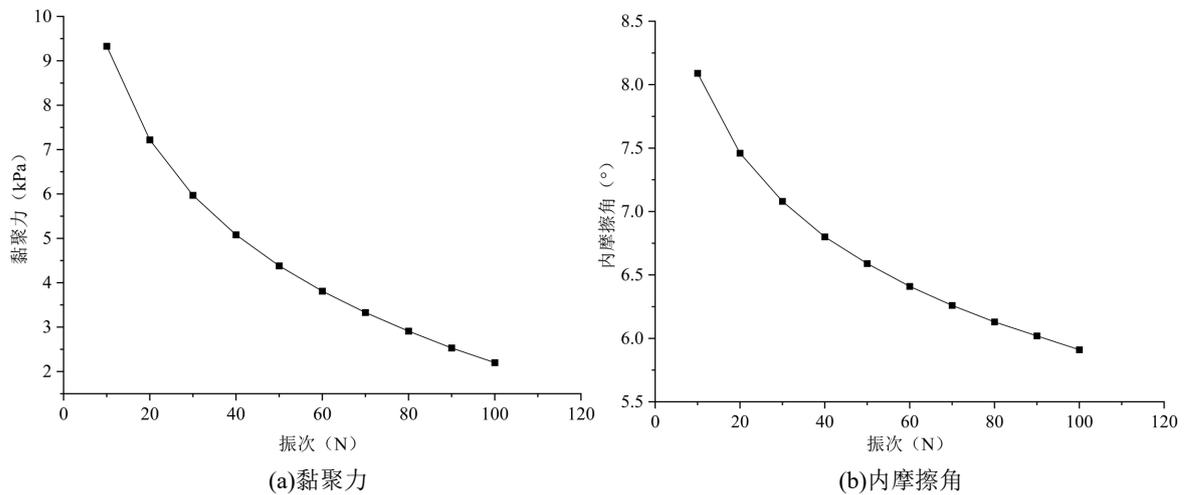


Figure 4. Relationship curves between dynamic strength parameters and vibration cycles for remolded specimens  
图 4. 重塑试样动强度参数 - 振次关系曲线

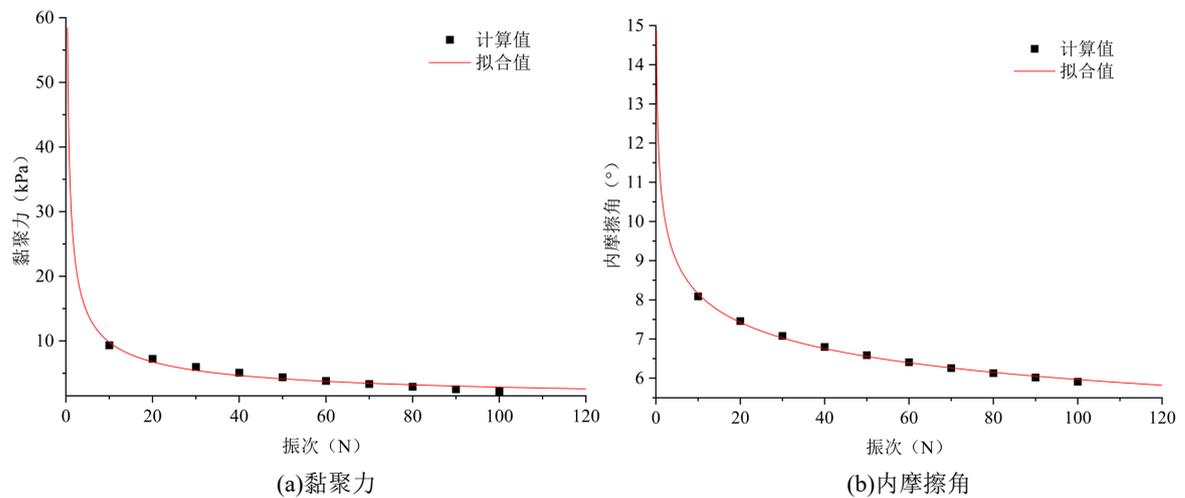


Figure 5. Fitted curves of dynamic strength parameters versus vibration cycles for remolded specimens  
图 5. 重塑试样动强度参数 - 振次关系拟合曲线

Table 5. Fitting parameters of strength parameters versus vibration cycles relationship curves  
表 5. 强度参数 - 振次关系曲线拟合参数

动强度参数	拟合参数		R <sup>2</sup>
	<i>a</i>	<i>b</i>	
黏聚力 <i>c</i>	33.766	-0.537	0.958
内摩擦角 $\phi$	11.154	-0.136	0.996

由  $N = ft$ ，软弱夹层力学强度参数劣化数学模型还可改写为：

$$\begin{cases} c_d = a_1 (ft)^{b_1} \\ \phi_d = a_2 (ft)^{b_2} \end{cases} \quad (3)$$

式中： $f$ 为动荷载频率； $t$ 为动荷载持续时间。

### 4. 基于刚体极限平衡法的边坡时变稳定性分析

边坡稳定性评价的核心参数为稳定性系数，该参数能够有效反映岩土体的稳定状态。从力学平衡角度分析，若稳定性系数  $F_s = 1$ ，则表明边坡达到临界平衡条件；当  $F_s > 1$  时，边坡处于稳定状态；当  $F_s < 1$  时，边坡处于不稳定状态。

本节将一个含有软弱夹层的岩质边坡作为研究对象，对边坡进行简单的二维分析，工程地质剖面图见图 6。

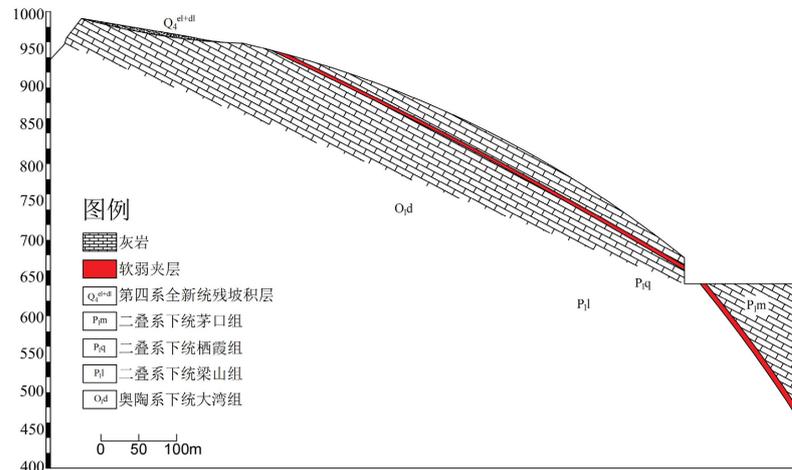


Figure 6. Engineering geological profile  
图 6. 工程地质剖面图

#### 4.1. 受力分析及稳定性系数表达式

该边坡的稳定性主要受缓倾角软弱夹层的制约，由此形成可能发生滑动的岩土体。针对软弱结构面可能产生的滑动情况，通过力学分析可知，坡体主要承受以下四种作用力：滑动岩土体自身的重力荷载  $G$ ；滑动面产生的法向支撑力  $N$ ；滑动面上由摩擦作用形成的摩擦阻力  $f$ ，环境外力  $F_o$ 。

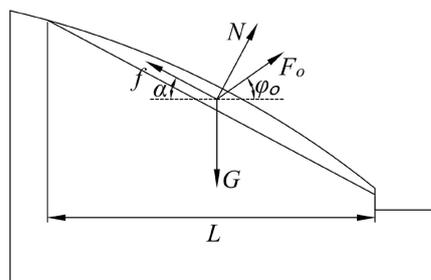


Figure 7. Slope schematic diagram  
图 7. 边坡示意图

图 7 中， $\alpha$  为软弱夹层与水平面的夹角； $\phi_o$  为环境外力与水平方向的夹角； $L$  为可能发生滑动的滑移面在水平面上的投影长度。

基于极限平衡理论，对投影到滑移面法向方向的力建立平衡方程，由平衡方程可得滑移面法向反力  $N$  为：

$$N = G \cos \alpha - F_o \sin(\alpha + \phi_o) \tag{4}$$

根据 Mohr-Coulomb 准则可得出滑移面上的抗滑力  $R$  为:

$$R = c \cdot l + N \tan \varphi = c \cdot l + [G \cos \alpha - F_o \sin(\alpha + \varphi_o)] \tan \varphi \quad (5)$$

式中:  $c$  为软弱夹层黏聚力;  $\varphi$  为软弱夹层内摩擦角;  $l$  为潜在滑体沿坡向的软弱夹层长度。

对投影到沿滑移面方向的力建立平衡方程, 由平衡方程可得沿滑移面方向的摩擦阻力  $f$ , 再由牛顿第二定律可得下滑力  $S$  为:

$$S = f = G \sin \alpha + F_o \cos(\alpha + \varphi_o) \quad (6)$$

由稳定性系数的定义可得  $F_s$  计算公式:

$$F_s = \frac{R}{S} = \frac{c \cdot l + [G \cos \alpha - F_o \sin(\alpha + \varphi_o)] \tan \varphi}{G \sin \alpha + F_o \cos(\alpha + \varphi_o)} \quad (7)$$

由平面几何关系可得潜在滑体沿坡向的软弱夹层长度  $l$  为:

$$l = \frac{L}{\cos \alpha} \quad (8)$$

假设滑体重度为  $\gamma$ , 由平面几何关系可得潜在滑体重力  $G$  为:

$$G = \gamma b S_A \quad (9)$$

式中:  $b$  为潜在滑体宽度,  $S_A$  为潜在滑体截面积。

将式(8)和式(9)代入到式(7)中, 可得稳定性系数  $F_s$  的完整表达式为:

$$F_s = \frac{R}{S} = \frac{\frac{c \cdot L}{\cos \alpha} + [\gamma b S_A \cos \alpha - F_o \sin(\alpha + \varphi_o)] \tan \varphi}{\gamma b S_A \sin \alpha + F_o \cos(\alpha + \varphi_o)} \quad (10)$$

由式可知, 边坡的稳定性系数主要由力学参数(黏聚力  $c$ 、内摩擦角  $\varphi$ )、环境外力参数(环境外力  $F_o$ 、环境外力作用角度  $\varphi_o$ )和几何参数(软弱夹层倾角  $\alpha$ 、潜在滑移面的水平投影长度  $L$ 、潜在滑体截面积  $S_A$ 、潜在滑体宽度  $b$ )共 3 类 8 个参数决定。

## 4.2. 时变稳定性系数表达式

由上一小节的受力分析可知, 边坡的稳定状态可通过稳定性系数  $F_s$  进行量化评估, 该系数主要受三类关键因素影响, 即岩土体的力学特性、环境外力参数以及坡体几何形态特征。在特定工况下, 若上述各影响参数均保持恒定, 则对应的稳定性系数将呈现为固定的值。但在实际情况中, 该相关参数随时间的发展呈一定规律变化。

边坡所承受的环境外力的数值大小会随着时间不断改变。基于这一事实, 可以推断出在时变环境外力作用下, 边坡的稳定状态也会呈现出动态演变的特征。因此, 在理论分析中, 需要将环境外力  $F_o$  定义为与时间相关的函数  $F_o(t)$ 。且有大量研究表明, 在动态环境外力的长期影响下, 岩土体的力学强度参数会逐渐发生衰减, 这种劣化效应将显著削弱岩质边坡的整体稳定状态。

综上, 由动态环境外力和岩土体强度参数劣化的共同作用下, 边坡动态稳定性系数  $F_s(t)$  完整表达式为:

$$F_s = \frac{R}{S} = \frac{\frac{c(t) \cdot L}{\cos \alpha} + [\gamma b S_A \cos \alpha - F_o(t) \sin(\alpha + \varphi_o)] \tan \varphi(t)}{\gamma b S_A \sin \alpha + F_o(t) \cos(\alpha + \varphi_o)} \quad (11)$$

### 4.3. 边坡时变稳定性系数变化规律

以图 8 展示的边坡为算例, 使用上述章节中所推导得出的时变稳定性系数表达式对边坡的稳定性系数变化规律进行研究。该边坡的几何参数分别为: 软弱夹层夹角  $\alpha = 28^\circ$ , 潜在滑移面的水平投影长度  $L = 90.98 \text{ m}$ , 潜在滑体截面积  $S_A = 440.36 \text{ m}^2$ 。岩土体的力学参数分别为: 软弱夹层的黏聚力  $c = 101.93 \text{ kPa}$ , 内摩擦角  $\phi = 29.76^\circ$ , 潜在滑体的重度  $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$ 。

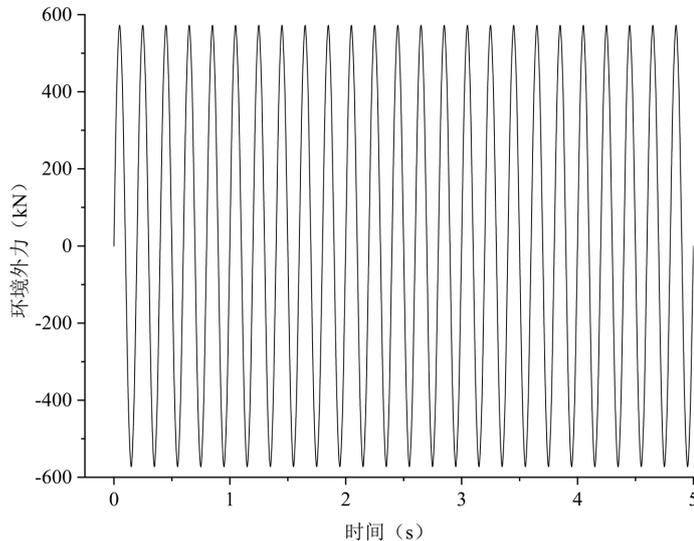


Figure 8. Time-history curves of environmental external forces  
图 8. 环境外力时程曲线

对该边坡先进行静力稳定性分析, 在无环境外力影响时,  $F_o = 0$ 。使用式 10 可计算得出静力状态下的边坡稳定性系数  $F_s = 3.03$ , 可知边坡在静力状态下处于稳定状态。

在静力稳定性分析的前提下, 进一步考察边坡在动态环境外力作用下的稳定性。所考虑的动态环境外力为具有周期特性的动力载荷, 为此采用正弦波形式进行模拟, 并将波动输入方向设定为沿边坡倾向的水平投影方向。其时程曲线函数见式:

$$\begin{cases} F_o(t) = A \sin(2\pi ft) \\ A = ma \end{cases} \quad (12)$$

式中:  $A$  为施加的环境外力的幅值;  $f$  为施加的环境外力的频率;  $t$  为施加的环境外力的持续时间;  $m$  为潜在滑体的质量;  $a$  为施加的环境外力的加速度幅值。

在不考虑边坡岩土体力学强度参数的衰减时, 仅分析环境外力频率  $f = 5 \text{ Hz}$ 、环境外力加速度幅值为  $0.05 \text{ g}$ 、环境外力持续时间为  $t = 5 \text{ s}$  时环境外力对边坡稳定性的影响。设定环境外力与水平向的夹角  $\phi_o = 0^\circ$ , 通过式 12 计算得出环境外力幅值  $A = 5.72 \times 10^2 \text{ kN}$ 。设定动态环境外力持续时间为  $t = 5 \text{ s}$ , 通过式 10、式 12 进行计算, 则可得到环境外力随时间变化的曲线及该边坡在动态环境外力作用下稳定性系数随时间变化的曲线, 见图 8、图 9。

图 8、图 9 中可见, 当施加的环境外力的加速度幅值为  $0.05 \text{ g}$  时, 环境外力在  $-5.72 \times 10^2 \text{ kN} \sim 5.72 \times 10^2 \text{ kN}$  之间波动; 在未考虑边坡岩土体力学强度参数的衰减时, 在动态环境外力作用下, 边坡的稳定性系数在  $2.74 \sim 3.38$  之间波动, 此时的稳定性系数尚未具有时变性, 而要使其具有时变性, 需要将 2.1 节中得到的动强度参数振动劣化数学模型加入稳定性系数计算公式中。2.1 节中得到的动强度参数振动劣化数

学模型为:

$$\begin{cases} c(t) = c_0 (ft)^{-0.537} \\ \varphi(t) = \arctan\left(\tan\left(\varphi_0 (ft)^{-0.136}\right)\right) \end{cases} \quad (13)$$

通过式 11 对边坡的动态稳定性系数进行计算, 在本次计算中, 设定环境外力与水平向的夹角  $\phi_0 = 0^\circ$ 、环境外力加速度幅值为  $0.05 g$ 、环境外力频率  $f = 5 \text{ Hz}$ 、环境外力持续时间为  $t = 30 \text{ s}$ 。

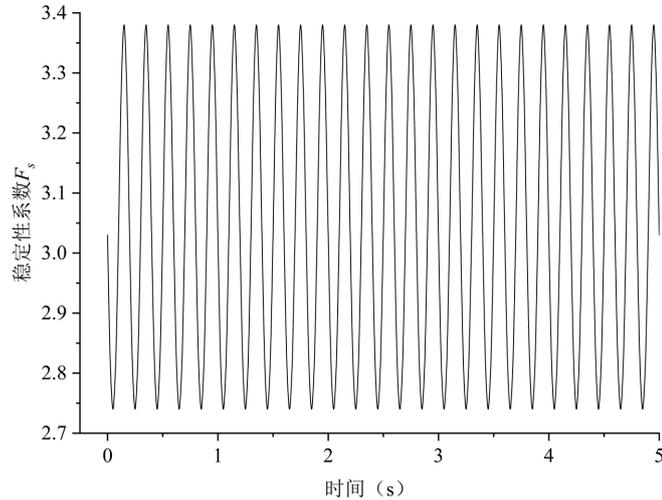


Figure 9. Time-history curve of stability coefficient

图 9. 稳定性系数时程曲线

图 10 为引入岩土体力学强度参数劣化时稳定性系数随时间变化的曲线。

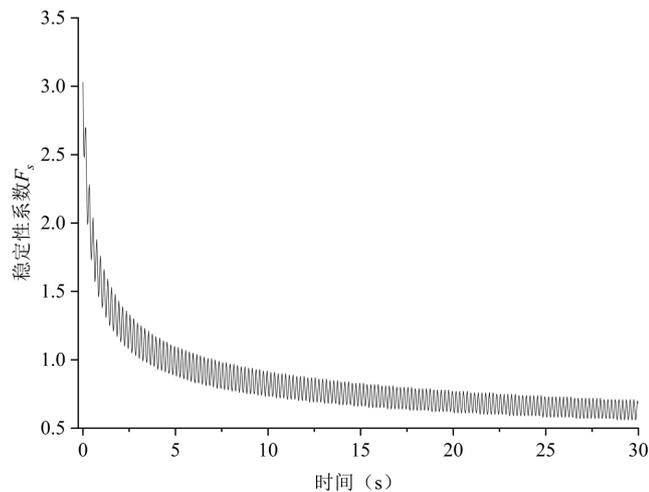


Figure 10. Time-history curves of stability coefficient considering deterioration of geotechnical strength parameters

图 10. 引入岩土体强度参数劣化的稳定性系数时程曲线图

基于图 10 可以得出以下结论: 当综合考量岩土体强度参数的时效劣化效应与动态环境荷载耦合作用时, 边坡稳定状态呈现明显的时变特征。具体表现为: 初始稳定系数为 3.03 的边坡, 在动力荷载作用过

程中呈现渐进式衰减趋势,当荷载持续时间达到 30 秒时,稳定系数已衰减至 0.62。在动力荷载作用初始阶段,稳定系数急剧衰减 2.48,降幅达 18.2%;随着荷载持续时间的延长,稳定系数的衰减速率逐渐减缓,但总体仍保持下降态势。对比分析表明,岩土体强度参数的时效劣化效应相较于动态环境外力对边坡稳定性的影响更为显著。

基于上述分析可以得出,在评估边坡稳定性时,若单独考察动态环境外力作用或同时考虑外力与岩土体强度参数劣化的耦合效应,其稳定性系数均会呈现周期性波动特征。当仅分析环境外力因素时,边坡的稳定状态完全取决于外部动力荷载,此时稳定性系数只与外部动力荷载的参数相关。当边坡承受较大幅值的环境动力荷载时,在荷载作用初始阶段,稳定性系数将产生显著波动;若外荷载对边坡产生负面效应,可能导致稳定性系数快速跌落至临界值 1 以下,进而导致边坡整体失稳破坏;当对边坡施加一个较小的环境外力,边坡稳定性系数在环境外力施加的初期大于 1,则在整个的波动变化中仍会大于 1,边坡始终处于稳定状态。在分析动态荷载作用下边坡稳定性演变规律时,需重点关注岩土体力学参数的渐进劣化效应。当边坡体系受到外部动力作用时,其稳定系数的波动幅值会显著降低。随着动力荷载的持续作用,岩土体抗剪强度等关键力学参数呈现明显的衰减趋势,导致边坡稳定系数持续下降。当该系数衰减至临界阈值( $F_s < 1$ )时,边坡即进入失稳破坏阶段。高频振动荷载会显著加剧岩土体力学参数的劣化,从而大幅提前边坡失稳破坏的发生时间。

综上,可以推断,对边坡施加动态环境外力时,边坡在施加动态环境外力初期的稳定性与施加动态环境外力的参数高度相关,而在施加动态环境外力后期的边坡稳定性与岩土体力学强度参数劣化高度相关。

## 5. 结束语

### 5.1. 结论

本文以含软弱夹层的岩质边坡为研究对象,综合运用室内试验和理论分析,系统探究了软弱夹层的动力学特性及其对边坡时变稳定性的影响。主要研究内容与成果如下:

1) 振动三轴试验结果表明,循环荷载作用下,软弱夹层表现出明显的强度参数劣化现象:经过 100 次循环后,黏聚力和内摩擦角分别衰减了 76.4%和 26.9%。基于试验数据,建立了考虑“振次-频率”耦合效应的强度参数劣化模型:黏聚力符合的函数关系  $c_d = 33.77(ft)^{-0.54}$  ( $R^2 = 0.96$ );内摩擦角符合的函数关系  $\phi_d = 11.15(ft)^{-0.14}$  ( $R^2 = 0.99$ )。

2) 基于极限平衡理论和 Mohr-Coulomb 强度准则,结合软弱夹层动强度参数劣化模型,推导了考虑时间效应的边坡稳定性系数表达式:

$$F_s = \frac{R}{S} = \frac{\frac{c(t) \cdot L}{\cos \alpha} + [\gamma b S_A \cos \alpha - F_o(t) \sin(\alpha + \phi_o)] \tan \varphi(t)}{\gamma b S_A \sin \alpha + F_o(t) \cos(\alpha + \phi_o)}$$

### 5.2. 研究展望

软弱夹层的几何特征(倾角、厚度)、物理性质(如含水率)及其与围岩接触面的力学强度参数(黏聚力、内摩擦角等)是控制边坡稳定性的关键因素。然而,本文中针对软弱夹层多参数耦合作用(如“几何特征-物理性质-界面力学”的协同效应)对边坡稳定性的影响机制仍缺乏系统性研究,尤其是含水率动态变化与强度劣化的关联性尚未明确。因此,后续研究应重点关注:

- 1) 软弱夹层厚度与倾角的交互作用对边坡临界滑裂面演化规律的影响;
- 2) 含水率波动对夹层及接触面力学参数的时效性弱化效应;

3) 基于多场耦合(渗流 - 应力 - 损伤)模型的参数敏感性分析, 以量化不同工况下边坡的稳定性。

此类研究不仅能够完善边坡失稳的理论预测模型, 可为工程实践中软弱夹层的加固设计(如排水措施、抗滑桩布置)提供科学依据, 从而提升边坡工程的长期安全性与经济性。

## 参考文献

- [1] 黄润秋. 岩石高边坡发育的动力过程及其稳定性控制[J]. 岩石力学与工程学报, 2008(8): 1525-1544.
- [2] 宋胜武, 严明. 一种基于稳定性评价的岩质边坡坡体结构分类方法[J]. 工程地质学报, 2011, 19(1): 6-10.
- [3] 周德培, 钟卫, 杨涛. 基于坡体结构的岩质边坡稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008(4): 687-695.
- [4] 许强, 李为乐, 董秀军, 等. 四川茂县叠溪镇新磨村滑坡特征与成因机制初步研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(11): 2612-2628.
- [5] 许强, 张登项, 郑光. 锦屏 I 级水电站左岸坝肩边坡施工期破坏模式及稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(6): 1183-1192.
- [6] 王有建. 高陡岩质边坡变形破坏特征及控制研究[D]: [硕士学位论文]. 淮南: 安徽理工大学, 2021.
- [7] Yin, Y., Sun, P., Zhang, M. and Li, B. (2010) Mechanism on Apparent Dip Sliding of Oblique Inclined Bedding Rockslide at Jiweishan, Chongqing, China. *Landslides*, **8**, 49-65. <https://doi.org/10.1007/s10346-010-0237-5>
- [8] 冯振, 殷跃平, 李滨, 等. 斜倾厚层岩质滑坡视向滑动的土工离心模型试验[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(5): 890-897.
- [9] 冯振, 殷跃平, 李滨, 等. 鸡尾山特大型岩质滑坡的物理模型试验[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2013, 44(7): 2827-2835.
- [10] 邓茂林, 许强, 郑光, 等. 基于离心模型试验的武隆鸡尾山滑坡形成机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(S1): 3024-3035.
- [11] 郑周, 马运超, 刘泳伶, 等. 雅安市某殡仪馆岩质边坡失稳破坏模式及应急抢险方案研究[J]. 矿产勘查, 2024, 15(S2): 691-697.
- [12] 刘柄材. 软弱夹层强度特性对顺层岩质斜坡稳定性影响研究[D]: [硕士学位论文]. 贵阳: 贵州大学, 2024.
- [13] 段育强. 建设项目山体滑坡地质灾害的安全防治措施研究——以毕节市金海湖新区“1·3”在建工地山体滑坡重大事故为例[J]. 矿产勘查, 2024, 15(S2): 248-253.
- [14] 裴来政. 爆破震动对金堆城露天矿高边坡稳定性影响研究[D]: [硕士学位论文]. 武汉: 武汉理工大学, 2005.