doi:10.3799/dqkx.2026.268

强震作用下锚固反倾岩质边坡稳定性影响因子权重分析方法

吴善百[1]，田建林[1,2]，王亮清[1*]，吴琼[1]，李长冬[3,1]，王琛璐[1]，高成程[1]，毕小超[1]

1. 中国地质大学工程学院，湖北武汉 430074
2. 长江勘测规划设计研究有限责任公司工程治理中心，湖北武汉 430010
3. 中国地质大学湖北巴东地质灾害国家野外科学观测研究站，湖北武汉 430074

摘 要：我国建成的世界最大清洁能源走廊中存在着大量的锚固边坡工程，而该区域地形地貌多样，地质条件复杂，强震频发。为了解决重要因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性影响及其权重仍未明晰的问题，在振动台试验的基础上，提出了一种融合通用离散元程序与支持向量机的方法，进而分析了不同因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的影响，并研究了影响权重。结果表明：通过与拟静力法和振动台试验的对比，验证了本文方法的有效性。岩体结构面与锚固因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的影响存在差异。影响因子权重由高到低排序为：边坡角度、层理面角度、锚固段长度、锚固角、节理角度、锚索垂直间距、节理间距、层理面间距、自由段长度和锚索直径。锚固因子的影响权重小于岩体结构面因子。研究成果为强震区反倾岩质边坡锚固工程的抗震设计提供了科学依据。

关键词：反倾岩质边坡；锚固结构；稳定性分析；影响权重；强震；工程地质学

中图分类号：P642　　**收稿日期：2026-6-11**

Weight Analysis Method of Factors Affecting the Dynamic Stability of Anchored Anti-Dip Rock Slope Under Strong Earthquakes

Wu Shanbai[1], Tian Jianlin[1,2], Wang Liangqing[1*], Wu Qiong[1], Li Changdong[3,1], Wang Chenlu[1], Gao Chengcheng[1], Bi Xiaochao[1]

1. *Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China*
2. *Center of Engineering Governance, ChangJiang Survey, Planning, Design and Research Co., Ltd., Wuhan 430010, China*
3. *Badong National Observation and Research Station of Geohazards, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China*

基金项目：国家重点研发计划项目（No. 2019YFC1509705）；国家自然科学基金重点项目（No. 41931295）

作者简介：吴善百（1997—），男，博士后，博士，主要从事地质灾害演化机理与防治研究. ORCID:0000-0003-0006-8235. E-mail:wushanbai@163.com

***通讯作者**：王亮清，男，教授，博士，博士生导师，主要从事岩土体稳定性与地质灾害防治研究. ORCID:0000-0001-9584-5812.

E-mail:wangliangqing@cug.edu.cn

Abstract: There are many anchored slope projects along the world's largest clean energy corridor built in China, and the region features diverse topography and geomorphology, complex geological conditions, and frequent strong earthquakes. This paper aims to address the issue that the influence of important factors on the dynamic stability of anchored anti-dip rock slopes and the weights of these factors remain unclear. Based on shaking table tests, we propose a method that integrates a universal distinct element code with a support vector machine, and we subsequently analyze the effects of different factors on the slope dynamic stability, as well as examine the influence weights. The results indicate that the proposed method is validated by comparisons with pseudo-static analysis and shaking table tests. The rock mass, structural planes and anchorage factors have different effects on the slope dynamic stability. The weights of the influencing factors, ranked from high to low, are: slope angle, bedding plane angle, anchorage segment length, anchorage angle, joint angle, anchor cable spacing, joint spacing, bedding plane spacing, free segment length, and anchor cable diameter. The influence weight of anchorage factors is smaller than that of the rock mass and the structural planes. The findings provide a scientific basis for seismic design of anchored anti-dip rock slopes in high-intensity seismic zones.

Key words: anti-dip rock slope; anchorage structure; stability analysis; impact weight; strong earthquake; engineering geology.

0 引言

我国已建成了世界最大清洁能源走廊，六座梯级水电站周围广泛分布着锚固边坡工程（图 1a-f）。该绿色能源动脉跨越约 1800 km，途径区域地形地貌多样，地质条件复杂，断裂带活跃，强震频发（彭建兵等, 2023）。坡面与层理面倾向相反的反倾边坡变形破坏现象在所有边坡问题中占比高达 30%~40%（黄润秋等, 2017），而包含了锚索和锚杆的锚固结构表现出了优良的抗震性能（石振明等, 2024），因此，锚固反倾岩质边坡是锚固边坡工程中重要类型之一。工程地质调查表明：不同



图 1 研究重要性及必要性

Fig.1 Significance and necessity of this research

a-f. 位于强震多发区的世界最大清洁能源走廊包含着大量的锚固边坡工程; g. 汶川地震中锚固反倾岩质边坡呈现出独特的变形失稳现象（据谢和平等, 2008, Guo and Hamada, 2012, 修改）

于非锚固反倾岩质边坡，汶川地震中锚固反倾岩质边坡呈现出了独特的变形失稳现象（谢和平等, 2008; Guo and Hamada, 2012），如图 1g 所示。与此同时，地质体与锚固结构的相互作用使得非锚固边坡的常规稳定性评价方法往往不适用于锚固边坡工程（Wu *et al*., 2024）。因此，科学评价强震作用下锚固反倾岩质边坡动力稳定性，并分析不同因子对该类边坡稳定性的影响，进而定量化明确影响因子权重，对于强震区反倾岩质边坡锚固工程抗震设计和关键基础设施安全具有重大意义。

由于实际地震的不可预测性与危险性，振动台模型试验、数值模拟和理论解析成为了研究岩质边坡动力稳定性的重要手段（杨国香等, 2012; 吴善百等, 2022）。锚固岩质边坡稳定性评价最常用指标为稳定性系数，锚固结构受力特性与边坡可靠度等评价指标也被部分应用（杨敏等, 2019; Ye and Shi, 2022），但单一指标评价可能会导致误判，需要进一步借助多个指标综合评价锚固岩质边坡动力稳定性。锚固结构的力学作用从最初被简化为恒定轴力转变为考虑轴力的动态变化（Yan *et al*., 2019; 贾志波等, 2020）。然而，锚固结构也会发生剪切破坏（Wang *et al*., 2024），剪切力在强震中的演化过程及其对边坡稳定性的影响仍鲜有报道。

在锚固边坡工程中，层理面角度、锚固角等岩体结构面和锚固因子易于改变，所以其对边坡抗震设计意义重大（彭铭等, 2025; 王哲等, 2025; 赵飞等, 2025a），但由于振动台试验成本高昂（Wu *et al*., 2025），需要借助数值模拟和理论分析来进一步研究多因子对边坡稳定性的影响（刘毛毛等, 2024）。其中，理论解析往往会简化锚固岩质边坡为理想模型，且主要通过拟静力手段来评价边坡稳定性（崔臻等, 2017; Rajabian and Vahedifard, 2025）。数值计算能够模拟具有复杂岩体结构特征的锚固岩质边坡，在试验或现场监测的基础上，能够较好分析不同因子对锚固岩质边坡动力稳定性的影响（郑文博等, 2012）。基于线性原理的极差分析法被用于确定单一结构面锚固边坡的影响因子敏感性（靳飞飞等, 2020）。随着人工智能发展，非锚固软硬互层反倾岩质边坡的影响因子权重也被支持向量机方法获取（Zhang *et al*., 2024）。然而，对于具有锚固结构、层理面和次级节理的反倾岩质

边坡而言，不同因子对其动力稳定性影响及其权重研究仍然有待开展。

鉴于上述研究背景，本文概化了强震区中广泛存在的锚固反倾岩质边坡，并以此为研究对象，在振动台模型试验的基础上，融合非连续数值模拟与支持向量机，提出了一种强震作用下锚固反倾岩质边坡稳定性影响因子权重分析方法，分析了岩体结构面和锚固因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的影响，并进一步明确了影响因子权重。研究成果可为其他高烈度震区中具有不同岩体结构特征的锚固反倾岩质边坡抗震设计提供科学依据。

1 研究方法

1.1 方法流程

本文融合通用离散元程序（Universal Distinct Element Code, UDEC）和支持向量机（Support Vector Machine，SVM），提出了一种锚固反倾岩质边坡动力稳定性影响因子权重分析方法（图 2），该方法有三个亮点：第一，考虑了锚固结构剪切

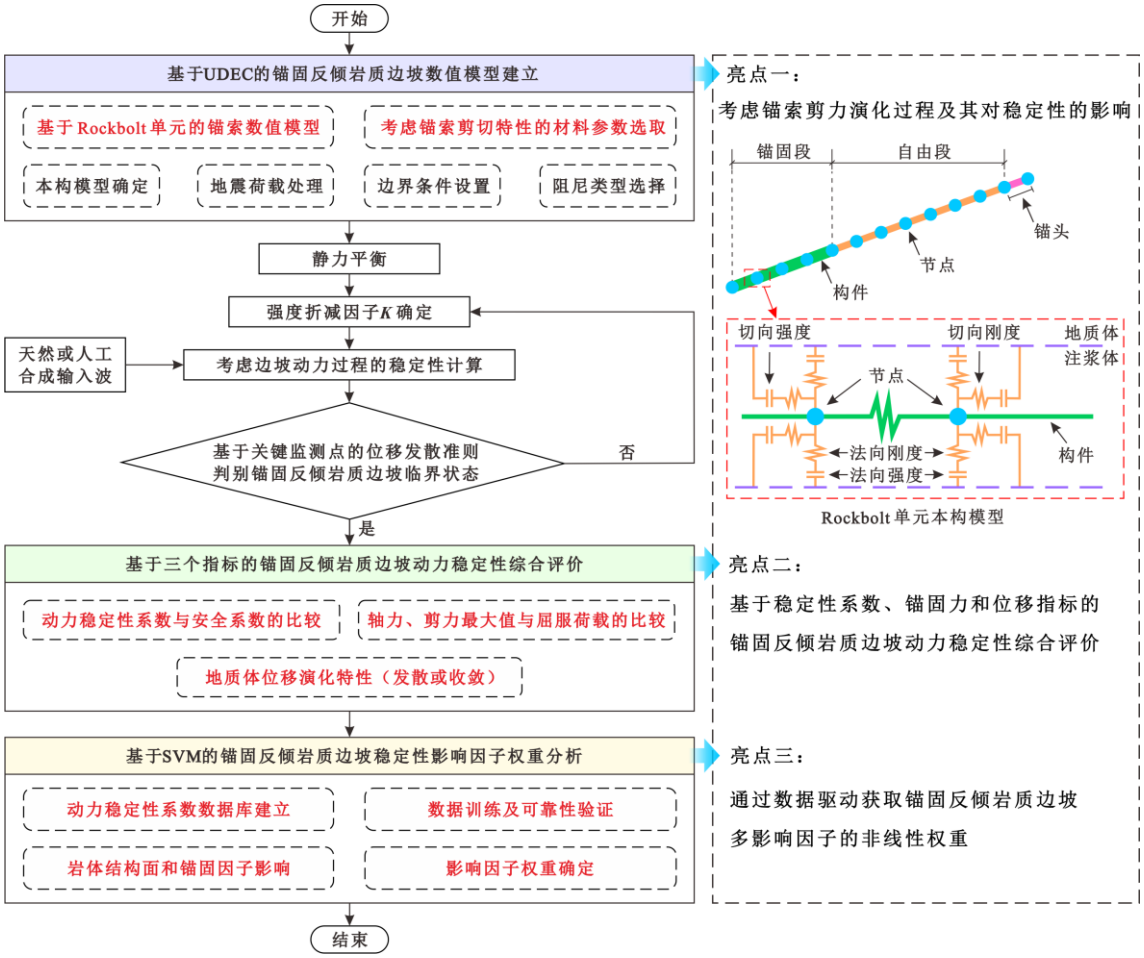


图 2 强震作用下锚固反倾岩质边坡动力稳定性影响因子权重分析方法流程

Fig.2 Method flowchart analysing weighting for factors affecting the dynamic stability of anchored anti-dip rock slopes under strong earthquakes

演化过程及其对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的影响；第二，采用动力稳定性系数、锚索锚固力、地质体位移演化特性三个指标综合评价锚固反倾岩质边坡动力稳定性；第三，通过数据驱动明确锚固反倾岩质边坡中重要因子的影响权重，从而指导锚固边坡工程抗震设计。本文方法实现细节如下：

首先，基于 UDEC 的 Rockbolt 单元构建了能够同时表征轴力和剪力的锚索计算模型，并反映了锚索中锚固段、自由段和锚头的力学性质。Rockbolt 单元由节点和构件组成的线性结构单元，其节点通过耦合弹簧与周围块体连接，实现了锚索与地质体之间的耦联作用。借鉴其他程序中锚索建模的相关流程（石崇等, 2016），在 UDEC 中通过分别为锚索的锚固段、自由段和锚头三部分赋予不同的参数值，从而实现对锚索结构的准确模拟。具体而言，锚头单元的物理力学参数设定为其

最大值，锚索索体的参数赋予自由段，而锚固段的参数则需考虑注浆体的特性。

其次，采用不涉及主观性的位移发散准则，建立锚固反倾岩质边坡动力稳定性系数与地质体位移演化特性之间的联系。在锚固反倾岩质边坡表面布设多个代表性监测点，以获取边坡的位移演化特性。如公式（1）至（3）所示，同时折减边坡岩体的抗拉和抗剪强度，因为地震作用下边坡往往发生拉剪复合破坏模式（Huang *et al*., 2012）。在动力计算初期，折减系数可设为较低值，随后逐步增大，边坡的动力稳定性会随着折减系数的增大而降低。当地震结束后，若在相邻两个折减系数下，监测点位移分别呈现收敛和发散趋势，则认为边坡处于临界失稳状态。此时，将对应的临界折减系数定义为锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数，如公式（4）所示：

$$c' = \frac{c}{K} \tag{1}$$

$$\phi' = \arctan(\frac{\tan\phi}{K}) \tag{2}$$

$$\sigma' = \frac{\sigma}{K} \tag{3}$$

$$F_s = K_{cri} \tag{4}$$

式中，c 和 c’为折减前和折减后的黏聚力；Φ 和 Φ’为折减前和折减后的内摩擦角；σ 和 σ’为折减前和折减后的抗拉强度；K 为折减系数；F_s 为锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数，K_{cri} 为临界折减系数。

然后，确定了动力稳定性系数、锚索锚固力、地质体演化位移特性三个指标来综合评价该类边坡的动力稳定性。第一，将获取的边坡动力稳定性系数与规范要求的安全系数进行对比，例如，《建筑边坡工程技术规范》（GB 50330-2013）；第二，对比锚索锚固力（包括轴力和剪力）最大值是否超过锚固结构的屈服荷载；第三，判断边坡岩体位移的演化特性为收敛或发散状态。综合以上比较并选择最为保守的结果，从而对锚固反倾岩质边坡的动力稳定性进行评价。

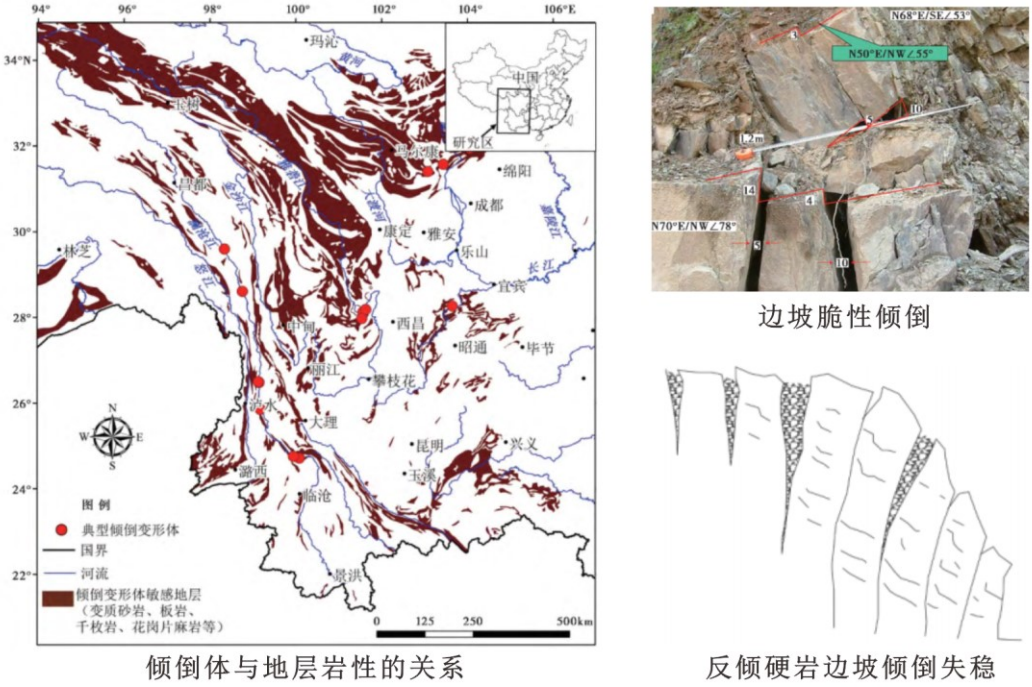
最终，根据已有研究和锚固反倾岩质边坡的岩体结构特征选取重要的影响因子，并分析不同因子对该类边坡动力稳定性的影响。以应用最为广泛的稳定性系数为代表性指标，结合正交设计原理，构建影响因子数据库，进而开展基于支持

向量机的数据训练，以确定不同因子对锚固反倾岩质边坡稳定性的影响权重。接下来，概化高烈度震区广泛存在的锚固反倾岩质边坡模型以验证并应用本文方法。

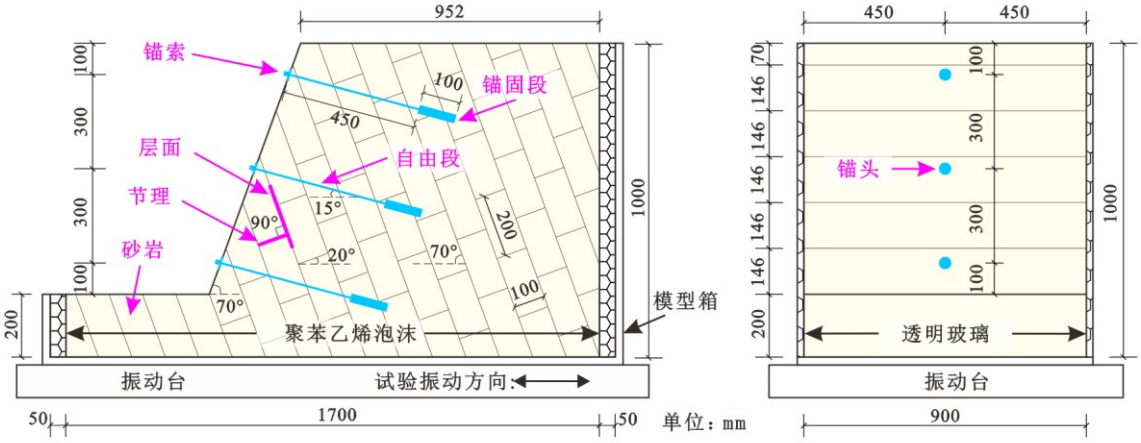
1.2 锚固反倾岩质边坡概化模型

黄润秋等（2017）以大量工程实例为基础，通过统计分析发现，在强震多发的中国西南山区中，具有倾倒特征的边坡坡角通常大于 30º，岩层倾角多大于 45º，砂岩等坚硬岩性为其主要类型之一，且通常发育次级节理，破坏呈现脆性折断倾倒（图 3a）。当坡角超过 40º 时，岩层倾角处于 60º~70º 区间更易形成倾倒变形。此外，具有类似岩体结构特征的反倾岩质边坡的岩层厚度多为中厚层状（Xu *et al*., 2014; Tang *et al*., 2015; Zhang *et al*., 2018）。因此，对于强震区广泛存在的锚固边坡工程而言（赵飞等, 2025b），具有以上特征的锚固反倾岩质边坡是主要类型之一。

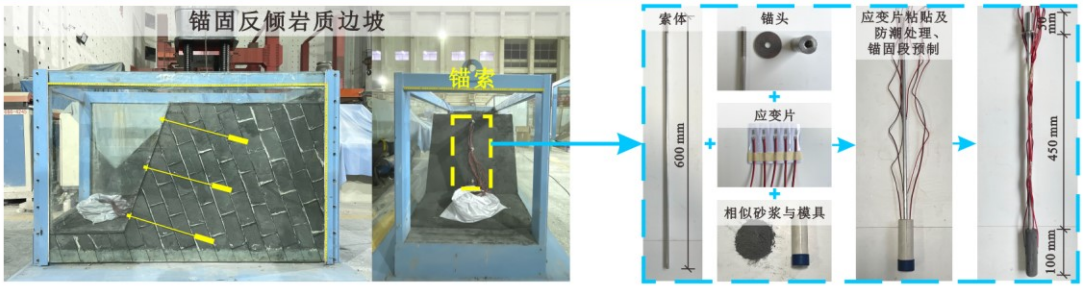
为了使研究成果具有更好的适用性和推广价值，合理概化出了典型的锚固反倾岩质边坡模型（图 3b）。该模型的主要特征包括：岩性为砂岩，具有层理面和节理，边坡角度与层理面倾角均为 70º，节理垂直于层理面。根据现有试验条件，边坡模型的尺寸确定为长 1.7 m、宽 0.9 m、高 1.0 m，层理面间距为 0.1 m，节理间距为 0.2 m。3 根锚索分别布设于边坡中心剖面的上部、中部和下部，锚索倾角设置为常用的 15º，锚固段长度设置为 0.1 m，自由段长度为 0.45 m，锚头长度为 0.05 m。基于边坡尺寸条件，本研究的相似关系共涉及 14 个物理量，其中，长度（L）、



(a) 广泛存在的反倾岩质边坡岩体结构特征（黄润秋等，2017）



(b) 锚固反倾岩质边坡概化模型



(c) 锚固反倾岩质边坡试验模型

图 3 本研究中锚固反倾岩质边坡模型

Fig.3 Anchored anti-dip rock slope model in this study

密度（ρ）和加速度（a）被选为控制量，长度相似比为 40，密度和加速度相似比皆为 1，其余物理量的相似比如表 1 所示。鉴于本研究重点关注不同因子对该类边坡在强震作用下的稳定性影响，锚索未施加预应力，以便更直观地获取边坡的动力响应特征及变形破坏过程。

表 1 锚固反倾岩质边坡的相似关系和相似比

Table 1 Similarity relationship and similarity ratio for the anchored anti-dip rock slope

物理量	符号	量纲	无量纲 π 项	相似比
长度*	l	L	C_l	40
密度*	ρ	ML^{-3}	C_ρ	1
加速度*	a	LT^{-2}	C_a	1
弹性模量	E	$ML^{-1}T^{-2}$	$C_E=C_lC_\rho C_a$	40
应力	σ	$ML^{-1}T^{-2}$	$C_\sigma=C_lC_\rho C_a$	40
应变	ε	-	$C_\varepsilon=1$	1
黏聚力	c	$ML^{-1}T^{-2}$	$C_c=C_lC_\rho C_a$	40
内摩擦角	φ	-	$C_\varphi=1$	1
泊松比	μ	-	$C_\mu=1$	1
位移	d	L	$C_d=C_l$	40
速度	v	LT^{-1}	$C_v=(C_lC_a)^{0.5}$	6.32
重力加速度	g	LT^{-2}	$C_g=C_a$	1
时间	t	T	$C_t=(C_l/C_a)^{0.5}$	6.32
频率	f	T^{-1}	$C_f=(C_a/C_l)^{0.5}$	0.16

注：*表示本次相似关系所选取的控制量。

基于概化模型，通过浇筑法构建了针对振动台试验的锚固反倾岩质边坡模型（图 3c）。模拟砂岩的相似材料由质量比为 15:8:7:5:2:1 的重晶石粉、铁粉、石英砂、水、石膏和水泥混合而成，然后利用单轴压缩、直剪和巴西劈裂试验来获取相似岩体的物理力学参数（表 2）。结构面由 2 mm 厚的滑石粉构成，在不同轴向压力下对节理岩体进行直剪试验，以测定其黏结力和内摩擦角，本次研究将层理面和次级节理的物理力学参数简化为一致。锚索锚固段的注浆体由重晶石粉、石英砂、铁粉、水、石膏和水泥按质量比 14:14:8:3:2:1 组合而成。用一根外径 8 mm 和内径 5 mm 的空心铝棒来模拟索体，拉拔试验表明其物理力学参数经相似比换算后与常规锚索的较为接近。模型的前后边界采用聚苯乙烯泡沫，左右边界则为透明玻璃并涂抹无色硅油，以减小试验误差，振动台的振动方向与边坡倾向平行。

为了构建锚固反倾岩质边坡试验模型，针对性设计了一个后缘挡板可拆卸的刚性模型箱。锚索通过预制锚固段、粘贴应变片并覆盖防潮涂层来完成，透明软管覆盖了锚索自由端，在边坡施工前期将其与岩体隔离。相似岩体能在初期一段时间内保持塑性，使边坡能够按设计形状成型。浇筑顺序从边坡前缘向后缘进行，涂抹滑石粉于结构面，埋入锚索至相应位置。岩体硬化后，迅速移除透明软管并安装锚头。浇筑完成后，安装聚苯乙烯泡沫和后挡板，并养护边坡模型一个月，然后进行地震波加载。

表 2 锚固反倾岩质边坡模型的物理力学参数

Table 2 Physico-mechanical parameters of anchored anti-dip rock slope model

	密度 (g/cm^3)	弹性模量 (GPa)	抗压强度 (MPa)	抗拉强度 (MPa)	内摩擦角 (◦)	黏聚力 (MPa)
岩体	2.49	0.31	1.74	1.03	39.00	0.38
结构面	–	–	–	–	24.00	0.12
索体	2.70	4.98	–	136.29	–	–
注浆体	2.36	0.22	0.67	0.41	30.00	0.30

1.3 非连续数值模型

1.3.1 模型尺寸与网格划分

UDEC 是一款基于离散单元法的数值分析软件，能够较好地模拟非连续介质的力学行为。基于振动台试验中锚固反倾岩质边坡模型的中部剖面建立数值计算模型，其中，边坡岩体被划分为三角形网格单元，网格尺寸需要符合公式（5）：

$$\Delta l \le \left(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{8}\right)\frac{C}{f} \tag{5}$$

式中，△l 为网格最大尺寸；C 为地震波在岩体中传播速度；f 为地震波卓越频率。

地震纵波和横波的速度可以通过公式（6）和（7）计算所得：

$$C_p = \sqrt{\frac{E(1-\upsilon)}{\rho(1-2\upsilon)(1+\upsilon)}} \tag{6}$$

$$C_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\upsilon)}} \tag{7}$$

式中，C_s 为地震横波速度，C_p 为地震纵波速度；E 为岩体弹性模量；v 为岩体泊

松比；ρ 为岩体密度。

1.3.2 本构模型与材料参数

本次模拟中岩块选择应用广泛的 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型，结构面采用常用的库伦滑移本构模型。

Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型中剪切破坏的屈服函数见公式（8）到（9）：

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi} \tag{8}$$

$$N_\varphi = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \tag{9}$$

式中，f_s 为剪切屈服函数；σ_1 和 σ_3 分别是最大、最小主应力；c 和 φ 是岩块黏聚力和内摩擦角。

对于结构面所采用的库伦滑移本构模型，在法向上，结构面应力-应变关系受到法向刚度控制，如公式（10）所示：

$$\Delta\sigma_n = -k_n \Delta u_n \tag{10}$$

式中，$\triangle\sigma_n$ 为法向应力增量；k_n 为结构面法向刚度；$\triangle u_n$ 为法向位移增量。

所采用的计算参数如表 3 所示。基于锚固反倾岩质边坡试验模型的物理力学参数，并通过试错法不断试算待定参数，从而确定了最终计算参数，后续 2.1 节通过振动台试验结果来验证计算参数的可行性。

表 3 锚固反倾岩质边坡非连续数值模型计算参数

Table 3 Calculation parameters for the discontinuous numerical model of anchored anti-dip rock slopes

	密度 (g/cm^3)	弹性模量 (GPa)	抗压强度 (MPa)	抗拉强度 (MPa)	内摩擦角 (◦)	黏聚力 (MPa)	法向刚度 (Pa/m)	切向刚度 (Pa /m)
岩体	2.49	0.31	1.74	1.03	39.00	0.38	–	–
结构面	–	–	–	–	24.00	0.12	4.10×10^9	2.20×10^9
索体	2.70	4.98	–	136.29	–	–	1.80×10^7	1.00×10^7
注浆体	2.36	0.22	0.67	0.41	30.00	0.30	–	–

1.3.3 输入波类型与加载设置

本次振动台试验和数值计算中皆采用鲁甸波作为输入波（图 4），其主震阶

段的能量释放集中在记录时间的 20 s~40 s 区间，所以选取该时段的地震波作为初始输入波。为确保计算精度，需对原始输入波进行预处理，包括滤波和基线校正。通过对输入波的傅里叶频谱分析发现，其能量主要分布在 0 Hz ~15 Hz 的频率范围内，且主导频率为 1.60 Hz，基于此，对原始地震波进行滤波处理，剔除 15 Hz 以上的高频成分，以消除高频噪声对数值模拟的干扰。对滤波后的波形进行基线校正，消除仪器记录可能引入的零漂误差，最终获得符合计算要求的输入地震波时程曲线。

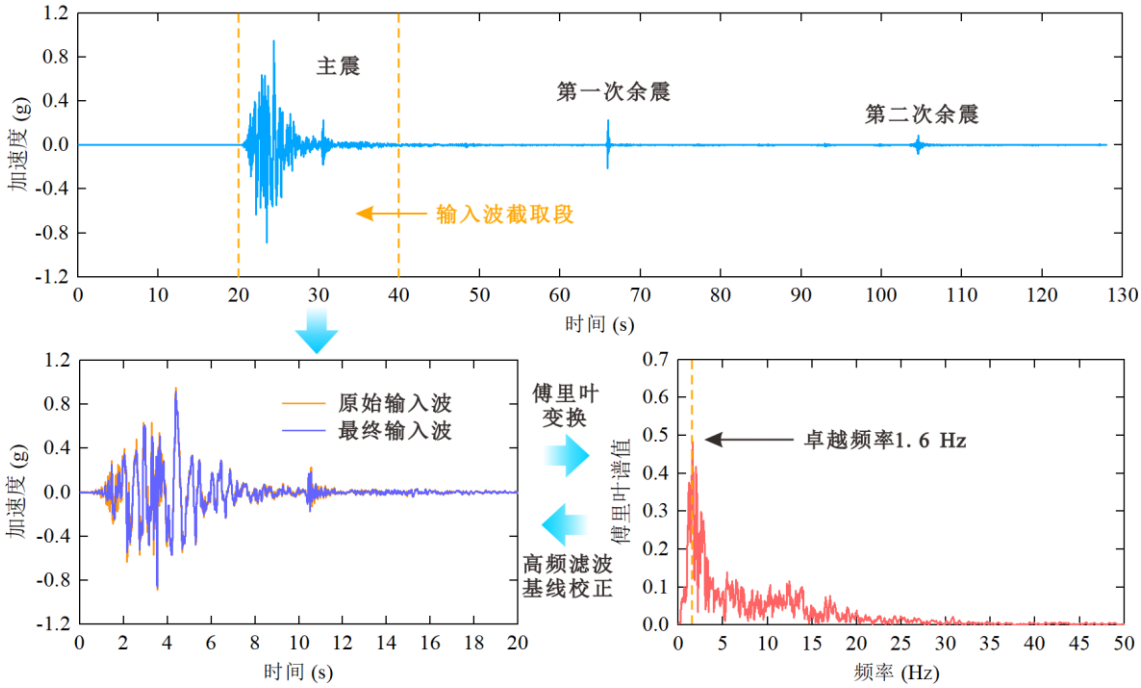


图 4 鲁甸地震波时频演化特征

Fig.4 Evolution characteristics of the Ludian wave in the time-frequency domain

1.3.4 边界条件与阻尼选择

在锚固反倾岩质边坡数值计算的静力平衡阶段，采用固定边界条件：边坡左右边界水平速度设置为零，底部边界水平和竖直速度分量均为零。在动力计算阶段，边坡左右两侧则采用自由场边界条件，允许边界随边坡振动自由变形，从而避免固定边界对地震波传播的反射干扰（李诗毓等, 2023）；底部则设置为粘滞边界，该边界仅允许应力波的输入。应力波可通过速度波转换生成，如公式（11）和（12）所示，该设置能够有效吸收边界反射，也能较好反映地震波从基岩向上的传播过程。

$$\sigma_n = 2(\rho C_p)v_n \tag{11}$$

$$\sigma_s = 2(\rho C_s)v_s \tag{12}$$

式中，σ_n 和 σ_s 分别为所施加在粘滞边界的法向应力和切向应力；ρ 为岩体密度；C_p 和 C_s 分别为纵波和横波的速度；v_n 和 v_s 分别为法向和切向的粒子速度。

本次锚固反倾岩质边坡动力计算采用瑞利阻尼，其是基于质量矩阵和刚度矩阵的线性组合，能够在有限频率范围内（通常覆盖地震波主导频段）提供近似频率无关的阻尼效果，适用于地震波传播模拟。将临界阻尼比设定为 0.20 %，其既符合岩土工程经验范围（0.10 %~0.50 %），又能有效抑制高频噪声对模拟的干扰。

根据上述步骤，为了尽可能减小误差，我们建立了与振动台试验模型尺寸相一致的锚固反倾岩质边坡非连续数值模型（图 5）。类似于振动台试验监测设置，在数值模型表面等间距布置了 4 个关键监测点 A-D，用于监测锚固反倾岩质边坡的加速度和位移，并将其与振动台试验结果进行对比。

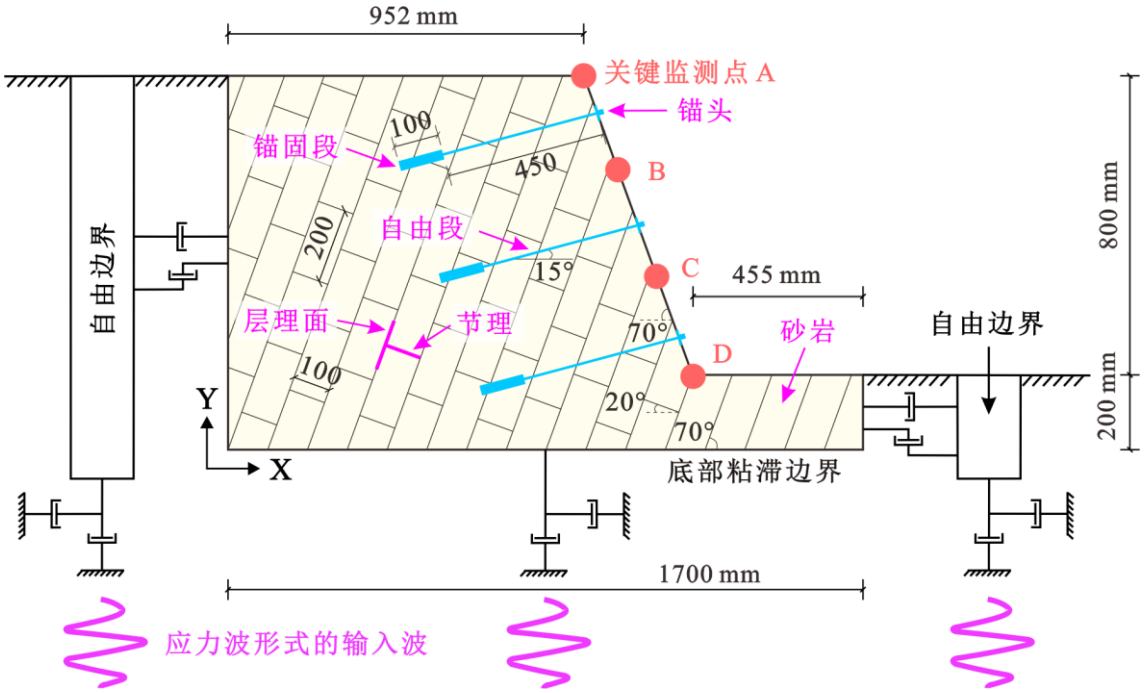


图 5 基于振动台试验模型的锚固反倾岩质边坡非连续数值模型

Fig.5 Discontinuous numerical model of the anchored anti-dip rock slope based on the shaking table test model

1.4 支持向量机原理

由美国学者 Vapnik 提出的支持向量机已成为最常用的机器学习算法之一，其基于结构风险最小化原则，在小样本学习中表现尤为突出。支持向量回归（Support Vector Regression，SVR）是支持向量机在回归问题上的扩展，已成为通过引入替代损失函数来解决非线性回归问题的有效技术，其寻求在有限样本条件下实现模型复杂度与学习能力的最佳平衡，从而找到具有良好泛化性能的决策规则，其中，对于非线性不可分的支持向量回归问题，其数学表达可表示为公式（13）：

$$f(x)=\omega^{T}\varphi(x)+b \tag{13}$$

式中，$\varphi(x)$为映射训练数据的非线性映射函数；ω 是权重向量； b 为偏移量。

权重向量和偏移量的估计可以通过最小化正则化风险函数来实现，如公式（14）和公式（15）所示：

$$R(C)=Z+R_{emp}=\frac{1}{2}\|\omega\|^{2}+C\frac{1}{N}\sum_{1}^{N}L_{\varepsilon}\left[y_{i},f(x_{i})\right] \tag{14}$$

$$L_{\varepsilon}\left[y_{i},f(x_{i})\right]=\left|y_{i}-f(x_{i})\right|-\varepsilon \tag{15}$$

式中，$R(C)$是广义最优分类面函数，考虑了最小化错分样本的数量和最大分类间隔；C 为惩罚因子；Z 是正则化项；R_{emp} 为经验误差，由公式（18）得出，其中，当其计算结果小于零时，取零。

随后，在支持向量回归中引入了两个非负松弛变量 λ 和 λ^{*}，用于度量训练样本的真实值与对应隔离带之间的偏差。因此，支持向量回归的问题转化为一个带约束的优化问题，从而得到最优的回归函数：

$$\min_{w,b}\frac{1}{2}\|\omega\|^{2}+C\sum_{1}^{N}(\lambda_{i}+\lambda_{i}^{*}) \tag{16}$$

通过引入拉格朗日乘子，优化问题的表达式可重新表述为公式（17）：

$$\begin{aligned}\min_{w,b}L(\omega,b,\lambda_{i},\lambda_{i}^{*})=&\frac{1}{2}\|\omega\|^{2}+C\sum_{i=1}^{N}\alpha_{i}\left[\varepsilon+\lambda_{i}-y_{i}+\omega^{T}\varphi(x)+b\right]-\\&\sum_{i=1}^{N}\alpha_{i}^{*}\left[\varepsilon+\lambda_{i}^{*}+y_{i}-\omega^{T}\varphi(x)-b\right]-\sum_{i=1}^{N}(\beta_{i}\lambda_{i}+\beta_{i}^{*}\lambda_{i}^{*})\end{aligned} \tag{17}$$

对上述公式中的四个参数分别求导，并代入公式（17），得到公式（18）：

$$\max_{\alpha,\alpha^*}\sum_{i=1}^{N}(\alpha_i-\alpha_i^*)y_i-\sum_{i=1}^{N}(\alpha_i+\alpha_i^*)\varepsilon-\frac{1}{2}\sum_{i=1}^{N}\sum_{j=1}^{N}(\alpha_i-\alpha_i^*)(\alpha_j-\alpha_j^*)\varphi(x_i)\varphi(x_j) \quad (18)$$

核函数 $K(x_i,x_j)=\varphi(x_i)\varphi(x_j)$用于将高维空间中的内积计算转化为低维空间的函数计算。通过求解公式（18）并结合 Karush-Kuhn-Tucker（KKT）互补条件求取偏置项 b，即可确定支持向量回归的决策函数，如公式（19）所示：

$$f(x)=\sum(\alpha_i-\alpha_i^*)K(x_i,x_j)+b \quad (19)$$

由于径向基核函数（Radial Basis Function, RBF）只需一个参数即可确定，其形式简单且强大的非线性映射能力，使得采用带 RBF 核的 SVR 在非线性预测任务中表现出色。因此，本研究选用径向基核函数，其为公式（20）：

$$K(x_i,x_j)=\exp(-\gamma\left\|x_i-x_j\right\|^2) \quad (20)$$

从决策函数公式（19）可知，当函数值不等于零时，对应的数据点即为支持向量，这些支持向量用于确定决策函数。因此，决策函数可表示为公式（21）：

$$f(x_i)=\sum(\alpha_j-\alpha_j^*)K(x_i,x_j)+b \quad (21)$$

在支持向量回归中，输入向量第 k 个特征值的敏感性可通过计算公式（22）中对应偏导数来近似表示：

$$\frac{\partial f(x_i)}{\partial x_{ik}}=\sum_{j=1}^{N_V}(\alpha_j-\alpha_j^*)\frac{\partial K(x_i,x_j)}{\partial x_{ik}} \quad (22)$$

随后，对公式（20）进行偏导数求解，并代入公式（22），即可得到公式（23）：

$$\frac{\partial f(x_i)}{\partial x_{ik}}=-2\gamma(x_{ik}-x_{jk})\exp(-\gamma\sum_{l=1}^{k}\left\|x_{il}-x_{jl}\right\|^2) \quad (23)$$

对于训练集中的输入向量，第 k 个特征值的重要性系数通常用来衡量该特征对支持向量回归模型输出的影响程度，该重要性系数如公式（24）所示：

$$S(k)=\frac{\sum_{i=1}^{N}\left|\frac{\partial f(x_i)}{\partial x_{ik}}\right|}{N} \quad (24)$$

然后，利用公式（25）计算输入向量第 k 个特征值对预测结果的影响权重：

$$W(k)=\frac{S(k)}{\sum_{k=1}^{k}S(k)} \tag{25}$$

最终，$W(k)$数值越大，表明其影响权重越高，进而说明该因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的作用越显著，敏感性越强。

1.5 影响因子设计方案

基于现有研究成果和锚固反倾岩质边坡的岩体结构特征（Zhang *et al*., 2024; Wu *et al*., 2025），并结合工程实践，本研究重点选取了 5 个岩体结构面因子和 5 个锚固因子，其对于反倾岩质边坡锚固工程的抗震设计具有重要意义。岩体结构面因子为：边坡角度、层理面角度、层理面间距、节理角度、节理间距；锚固因子包括：锚固角、锚固段长度、自由段长度、锚索直径、锚索垂直间距。依据边坡模型的尺寸条件，对上述影响因子均设置了 11 个水平（表 4 和表 5）。分析岩体结构面及锚固因子对边坡动力稳定性影响时，设定的基准条件为：锚固角 16º，锚固段长度 0.10 m、自由段长度 0.45 m、锚索直径 8 mm、锚索垂直间距 0.22 m、边坡和层理面角度 70º、层理面间距 0.1 m、节理角度 160º、节理间距 0.2 m。随后，分析在不同水平下每个影响因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的影响。基于此，构建用于机器学习权重分析的影响因子数据库，采用正交设计方法，11 个水平对应 121 组计算模型，其中，70 %（84 组）作为训练集，30 %（37 组）作为测试集。

表 4 锚固反倾岩质边坡中岩体结构面因子设计水平

Table 4 Design level of factors of rock mass and structural plane in the anchored anti-dip rock slope

水平	坡面倾角 (º)	层理倾角 (º)	层理间距 (m)	节理倾角 (º)	节理间距 (m)
1	60.00	60.00	0.05	150.00	0.15
2	62.00	62.00	0.06	152.00	0.16
3	64.00	64.00	0.07	154.00	0.17
4	66.00	66.00	0.08	156.00	0.18
5	68.00	68.00	0.09	158.00	0.19

6	70.00	70.00	0.10	160.00	0.20
7	72.00	72.00	0.11	162.00	0.21
8	74.00	74.00	0.12	164.00	0.22
9	76.00	76.00	0.13	166.00	0.23
10	78.00	78.00	0.14	168.00	0.24
11	80.00	80.00	0.15	170.00	0.25

表 5 锚固反倾岩质边坡中锚固因子设计水平

Table 5 Design level of anchorage factors in the anchored anti-dip rock slope

水平	锚固角 (º)	锚固段长度 (m)	自由段长度 (m)	锚索直径 (m)	垂直间距 (m)
1	10.00	0.10	0.45	0.008	0.10
2	12.00	0.11	0.46	0.009	0.11
3	14.00	0.12	0.47	0.010	0.12
4	16.00	0.13	0.48	0.011	0.13
5	18.00	0.14	0.49	0.012	0.14
6	20.00	0.15	0.50	0.013	0.15
7	22.00	0.16	0.51	0.014	0.16
8	24.00	0.17	0.52	0.015	0.17
9	26.00	0.18	0.53	0.016	0.18
10	28.00	0.19	0.54	0.017	0.19
11	30.00	0.20	0.55	0.018	0.20

2 结果

首先，2.1 节将非连续数值模拟与振动台模型试验、拟静力法进行对比，从而验证本文方法中数值模拟的有效性。其次，2.2 节和 2.3 节分析了基于数值模拟的岩体结构面和锚固因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的影响。然后，2.4 节根据数值模拟所建立的数据库，评估了训练模型性能来验证权重可靠性，最终，获取了不同因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的影响权重。

2.1 方法有效性验证

为了校核数值模型所选参数的合理性，将不同振幅工况下的模拟结果与振动台试验的加速度、锚索轴力及宏观破坏模式进行对比（图 6）。以 0.1 g 鲁甸波作用下锚固反倾岩质边坡肩部的监测点 A7 为例（对应模拟中的监测点 A），模拟与试验的峰值加速度分别为 1.01 m/s²和 1.02 m/s²（图 6a），误差为 0.9 %，在 95 %置信区间内，且二者的时程曲线形态较为一致。对于锚索轴力，模拟的锚索轴力最大值为 69.02 N（图 6b），略低于振动台试验的 72.78 N，二者相差 5.2 %。模拟获得的关键参数最大值略小于振动台试验，这主要与试验中岩体存在一定程度的振动劣

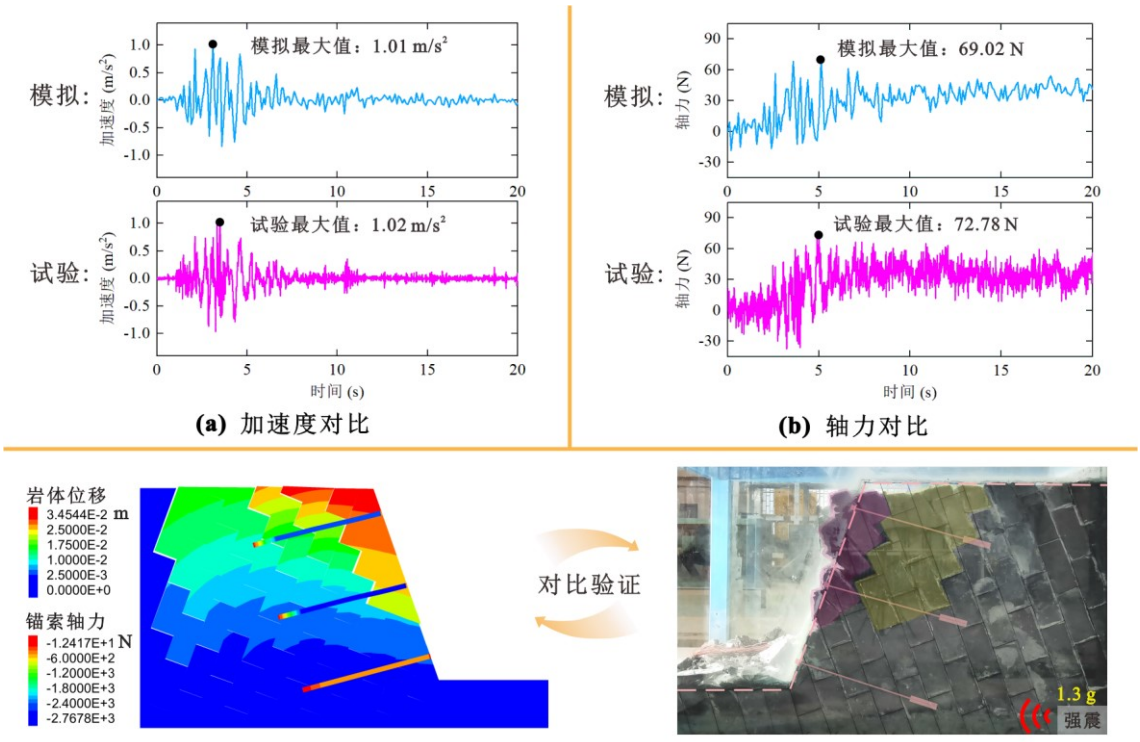


图 6 锚固反倾岩质边坡的非连续模拟与振动台试验结果对比

Fig.6 Result comparison between discontinuous simulation and shaking table test for anchored anti-dip rock slope

化有关（赵亚文等, 2026），本次模拟未考虑材料劣化，因此振动台试验中的边坡动力响应相对剧烈。施加与振动台试验相一致的 1.3 g 鲁甸波来得到边坡的宏观破坏模式（图 6c），数值模型中的显著位移主要聚集在边坡上部，尤其是坡肩部分，

破坏区域与振动台试验结果较为吻合，锚索的锚固段、自由段及锚头特征也得到了良好表征。由此可知，所采用的计算参数合理可行。

为了准确分析锚固反倾岩质边坡动力稳定性，需要保证边坡未发生整体失稳，根据振动台试验结果，后续计算输入波加速度峰值采用 1.0 g。基于本文所提出方法，图 7a-b 展示了折减系数为 1.06 时，1.0 g 鲁甸波作用下锚固反倾岩质边坡关键监测点的水平和竖向位移演化特征。从中可知，四个监测点在地震前 8 s 内的水平位移响应较为相似（图 7a），均表现为先在一定范围内震荡，随后发生显著变化。这是由于输入地震波的能量主要集中在前 8 s（图 4），监测到的水平位移包含了振动引起的位移以及边坡的永久位移。随着地震进行，四个监测点的位移持续增加，其中坡脚处的位移增长速率较慢，而坡肩处的位移增长则更为显著。地震结束时，监测点 A-D 的水平位移分别为 13.27 mm、9.61 mm、6.19 mm 和 3.40 mm，并保持稳定。边坡的竖向位移演化特征与水平位移相似（图 7b），但各监测点之间竖向位移的差异较小。地震结束时，监测点 A-D 的竖向位移分别为-0.12 mm、0.73 mm、0.62 mm 和 1.09 mm，也保持恒定。由此可知，当折减系数为 1.06 时，锚固反倾岩质边坡虽然出现了一定的永久位移，但未发生整体失稳，且地震结束后位移呈现收敛趋势，表明边坡依然保持稳定。

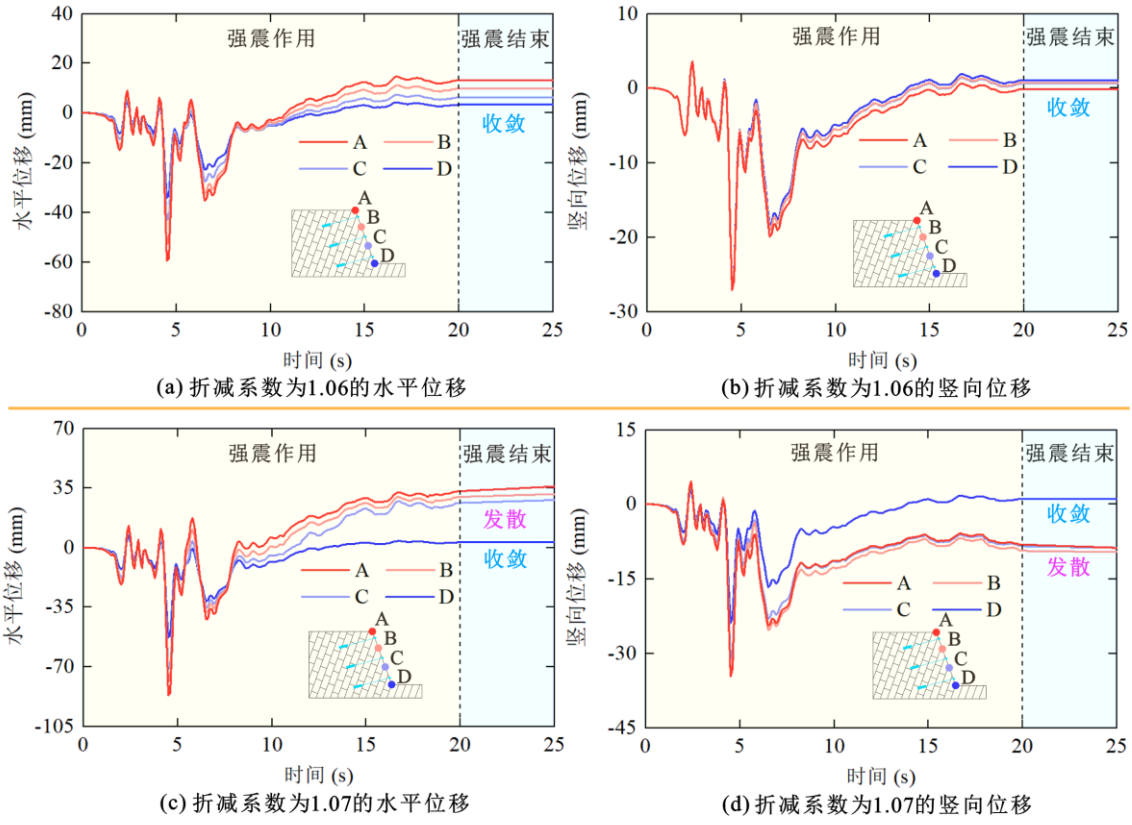


图 7 折减系数为 1.06 和 1.07 时锚固反倾岩质边坡关键监测点位移演化特征

Fig.7 Displacement evolution characteristics at key monitoring points on the anchored anti-dip rock slope for reduction factors of 1.06 and 1.07

对于折减系数为 1.07 的边坡位移演化（图 7c-d），当地震作用持续前 2.5 s 内，边坡的水平位移变化不明显，而在 2.5~5 s 期间，随着地震剧烈振动，边坡水平位移显著增大（图 7c）。随后，水平位移继续缓慢上升，但坡脚处监测点的增长速度明显低于其他三个位置。当强震结束时，监测点 A~D 的水平位移分别为 33.09 mm、29.74 mm、26.17 mm 和 3.08 mm，坡脚位移保持不变，而其他位置的位移仍在缓慢增加。竖向位移的演化趋势与水平位移相似（图 7d）。地震结束时，监测点 A~D 的竖向位移分别为-8.11 mm、-9.35 mm、-8.64 mm 和 1.09 mm，其中坡脚位移保持恒定，其余位置的竖向位移仍呈发散趋势，但发散程度低于水平位移。由此可知，折减系数为 1.07 的边坡部分区域位移在地震结束后仍呈发散趋势，说明即使地震停止，边坡中上部岩体依然发生位移，表明边坡处于不稳定状态。综上，根据本文方法，折减系数为 1.06 的锚固反倾岩质边坡处于极限平衡状态，因此确定该边坡的动力稳定性系数为 1.06。

本文方法还能有效表征锚固反倾岩质边坡位移和锚固力的演化过程及空间响应特征（图 8）。在地震发生前 2.6 s，锚索的峰值轴力变化不明显（图 8a）；随后在 2.6~6.5 s 内，峰值轴力显著增加，且边坡下部锚索的峰值轴力增长幅度较小，而中部和上部锚索的峰值轴力增长尤为显著。此后，峰值轴力在一定范围内呈现震荡波动状态。当地震结束时，边坡上、中、下部锚索的峰值轴力分别达到 2.60 kN、2.58 kN 和 0.53 kN。在地震发生前 5.5 s，锚索的峰值剪力基本保持不变（图 8b）；随着地震持续，峰值剪力波动逐渐增强，其中边坡上部锚索的变化幅度最为明显。地震

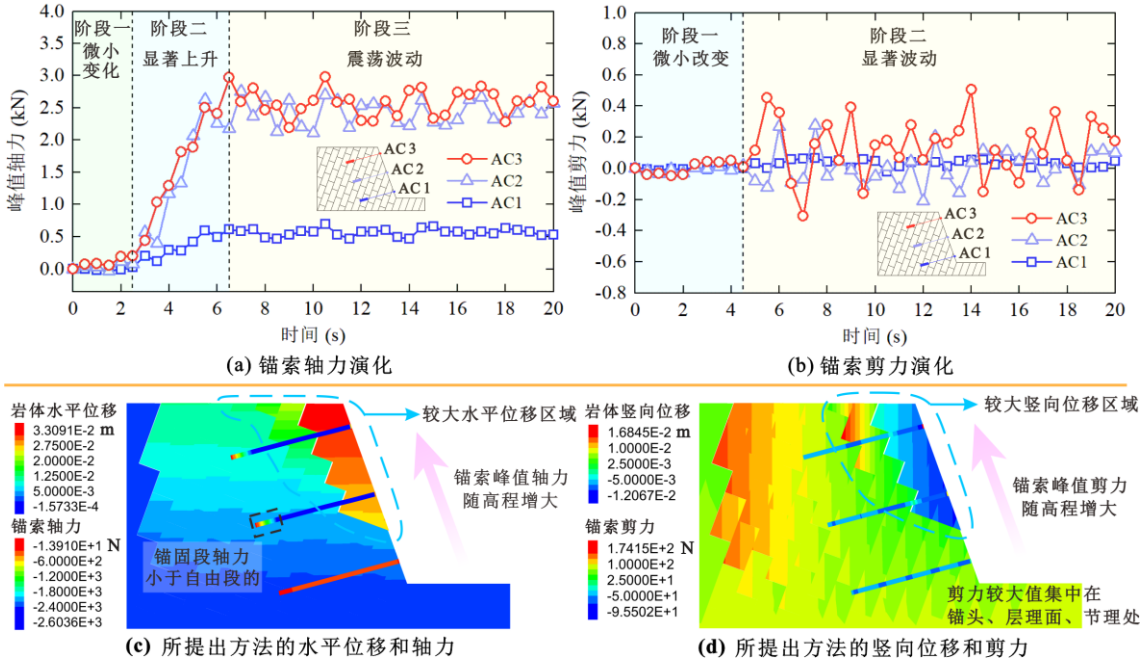


图 8 强震作用下锚固反倾岩质边坡位移和锚固力的演化过程与空间响应特征

Fig.8 Evolution process and spatial response characteristics of displacement and anchorage force of the anchored anti-dip rock slope during strong earthquakes

结束时，边坡上、中、下部锚索的峰值剪力分别为 0.17 kN、0.10 kN 和 0.05 kN。另一方面，较大的水平位移主要集中在边坡中上部的浅层岩体（图 8c），整体上呈现出明显的高程放大效应，最大水平位移为 36.36 mm，位于坡肩附近。中上部锚索的轴力显著高于下部锚索，且在锚索自由段内，轴力分布较为均匀并普遍高于锚固段，锚索的峰值轴力达到 2.60 kN。竖向位移的较大值同样主要分布于边坡上部（图 8d），由于边坡以倾倒破坏为主，坡表较大的竖向位移表现为负值，最

大竖向位移为 16.85 mm。锚索较大的剪力基本分布于破坏面、层理面、节理及锚头处，上部锚索的峰值剪力大于下部锚索，锚索剪力最大值为 0.17 kN。

由此可知，本文方法揭示了锚索峰值轴力的演化过程可分为三个阶段：微小变化、显著上升和震荡波动，而峰值剪力则表现为微小变化和显著波动两个阶段；较大位移主要集中于边坡中上部，锚索轴力和剪力的空间分布存在差异，轴力主要由自由段承担且分布较为均匀，而剪力则集中于破坏面、层理面、节理及锚头位置。

为验证本文方法中稳定性评价的有效性，将其与拟静力法结果进行对比（图 9）。拟静力法中较大的水平和竖向位移同样主要集中于边坡中上部（图 9a-b），最大水平位移和竖向位移分别为 36.36 mm 和 17.66 mm，但坡顶潜在破坏区域大于本文方法结果（图 8）。锚索的峰值轴力和剪力整体上也表现出高程放大效应，较大的轴力主要分布于自由段，且自由段轴力普遍大于锚固段，较大剪力则主要集中在破坏面、层理面、节理及锚头处。锚索轴力和剪力的最大值分别为 2.42 kN 和 0.19 kN。另一方面，拟静力法得到的锚固反倾岩质边坡稳定性系数为 1.02，略低于本文方法的动力稳定性系数 1.06，二者相差 3.9 %，处于 95 %置信区间内（图 9c）。拟静力法的边坡峰值水平位移、竖向位移和锚索峰值剪力（36.36 mm、17.66 mm、0.19 kN）均大于本文方法结果（33.09 mm、16.85 mm、0.17 kN）；而本文方法的锚索峰值轴力（2.60 kN）则高于拟静力法结果（2.42 kN）。由此可见，本文所提出方法的稳定性系数略大于拟静力法结果，峰值水平位移和竖向位移均略小于拟静力法，锚索峰值轴力则略高于拟静力法，但锚索峰值剪力存在差异，尽管二者数值较为接近。总体上，两种方法的关键参量数值与空间响应特征具有良好的一致性，验证了本文方法中稳定性评价的合理性。

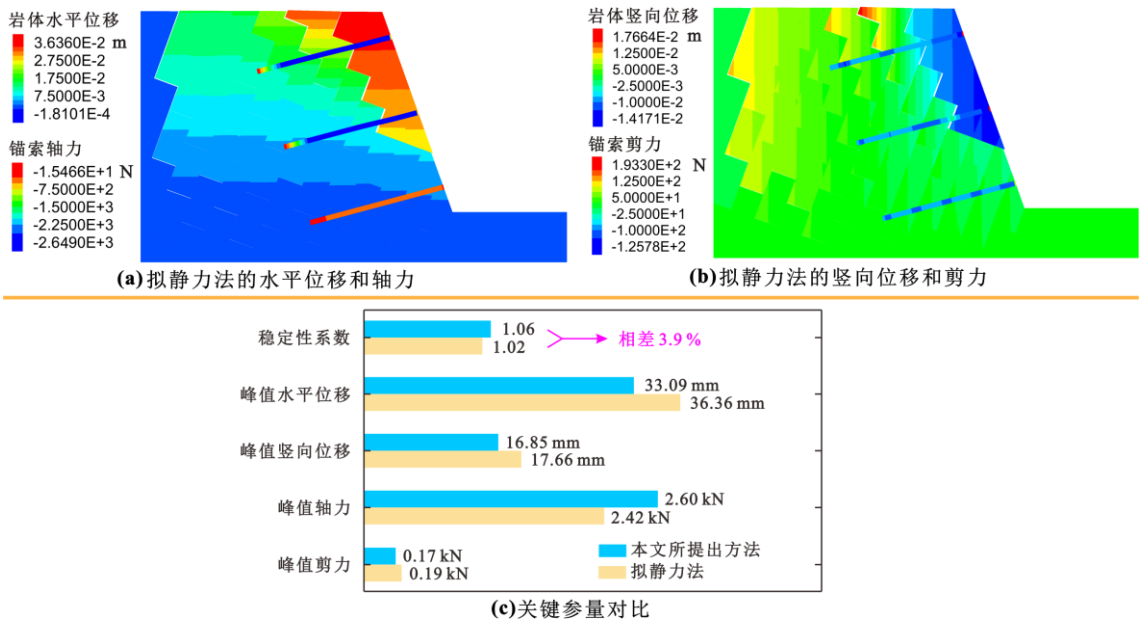


图 9 本文所提出方法的锚固反倾岩质边坡关键参量与拟静力法对比

Fig.9 Comparison between the key parameters of the anchored anti-dip rock slope obtained by the proposed method and those from the pseudo-static method

造成上述差异的原因主要在于本文方法与拟静力法的原理不同。拟静力法假定地震力的方向和大小恒定，并同时作用于锚固边坡的所有单元（Belghali *et al*., 2017; Cecconi *et al*., 2019），因此会放大地震作用的影响（李宁等, 2012）。拟静力法也未能考虑地震波传播过程、能量耗散以及岩体劣化等效应（Qi *et al*., 2022; Li *et al*., 2023; 李师毓等, 2023）。因此，采用拟静力法计算时，得到的稳定性系数和锚索峰值轴力较小，而峰值水平和竖向位移则较大。此外，两种方法获得的锚索最大剪力较为接近，说明在本研究中锚索所受的剪切作用较为温和。

对 1.0 g 地震作用下锚固反倾岩质边坡试验模型的动力稳定性进行了综合评价（图 10a）。本文方法得到的边坡动力稳定性系数为 1.06，小于规范中的安全系数 1.15，但大于 1.05，处于基本稳定状态（中华人民共和国住房和城乡建设部, 2013）。边坡中锚索的轴力和剪力最大值分别为 2.60 kN 和 0.17 kN，低于屈服荷载 4.18 kN。岩体的最大水平和竖向位移分别为 33.09 mm 和 16.85 mm，且在地震结束后保持收敛状态。因此，在 1.0 g 鲁甸地震作用下，锚固反倾岩质边坡试验模型处于基本稳定状态。该评价与试验结果较为吻合（图 10b），在该振幅的输入

波作用下，边坡试验模型肩部出现了局部裂缝和永久位移，但并未发生整体失稳。

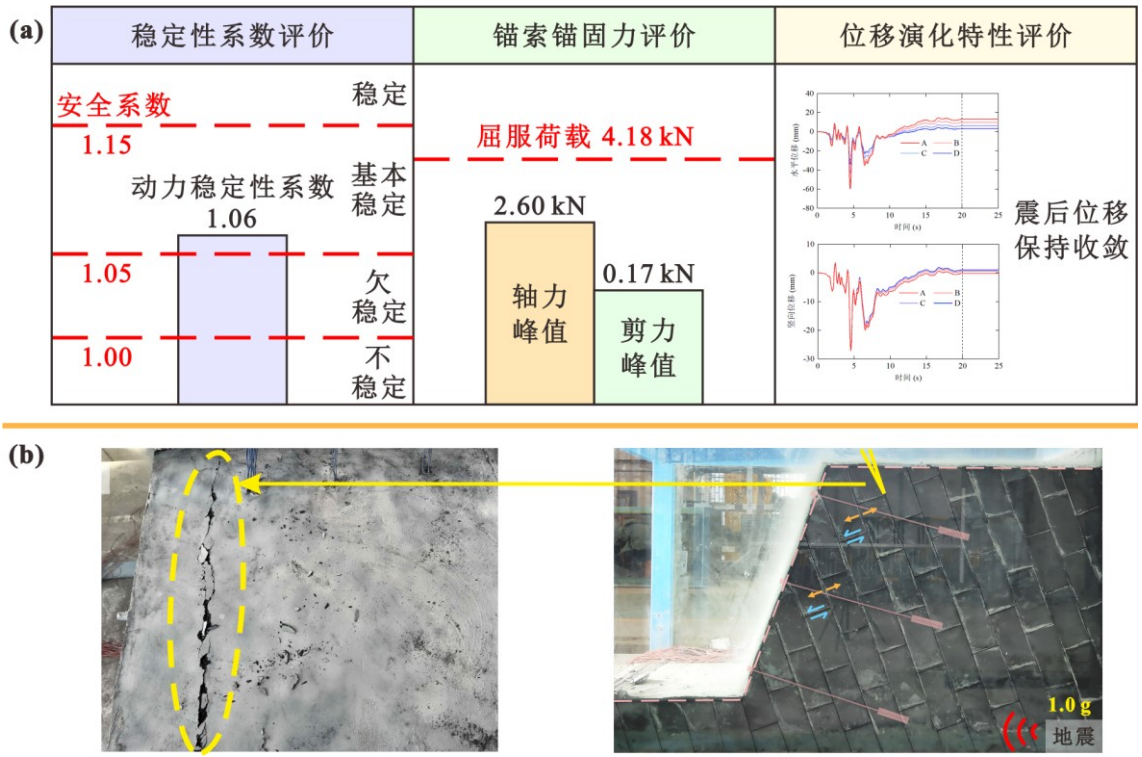


图 10 （a）1.0 g 鲁甸地震作用下锚固反倾岩质边坡动力稳定性综合评价及（b）对应的振动台试验中边坡变形特征

Fig.10 (a) Comprehensive evaluation of the dynamic stability of the anchored anti-dip rock slope under a 1.0 g Ludian earthquake, and (b) corresponding deformation characteristics of the slope based on the shaking table test

综上所述，本文方法有效表征了锚索轴力演化的三阶段（微小改变、显著上升、震荡波动）和剪力演化的两阶段（微小变化、显著波动），并考虑了其对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的影响。同时，该方法还能够明确地震任意时刻锚固反倾岩质边坡中岩体位移和锚索锚固力的空间响应特征。通过与拟静力法和振动台试验结果的对比，验证了本文方法中稳定性评价的合理性。接下来，借助该方法进一步探讨岩体结构面和锚固因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的影响。

2.2 岩体结构面因子的影响

坡角的增大使得锚固反倾岩质边坡动力稳定性系数、峰值轴力和峰值剪力总体呈下降趋势（图 11a）。当边坡角度为 60º 和 62º 时，稳定性系数分别为 5.38

和 5.49，显著高于其他工况；同时，锚索峰值轴力由 2.76 kN 降至 2.23 kN，峰值剪力由 0.67 kN 下降至 0.47 kN。随着坡角增大至 80º，动力稳定性系数由 4.06 显著降低至 0.81，峰值轴力由 3.34 kN 减少至 0.80 kN，峰值剪力则从 0.44 kN 降至最小值 0.13 kN 后出现波动。锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数、峰值轴力和剪力的最大值分别出现在边坡角度为 62º、64º、60º 时，最小值则分别对应于 80º、80º 和 70º。

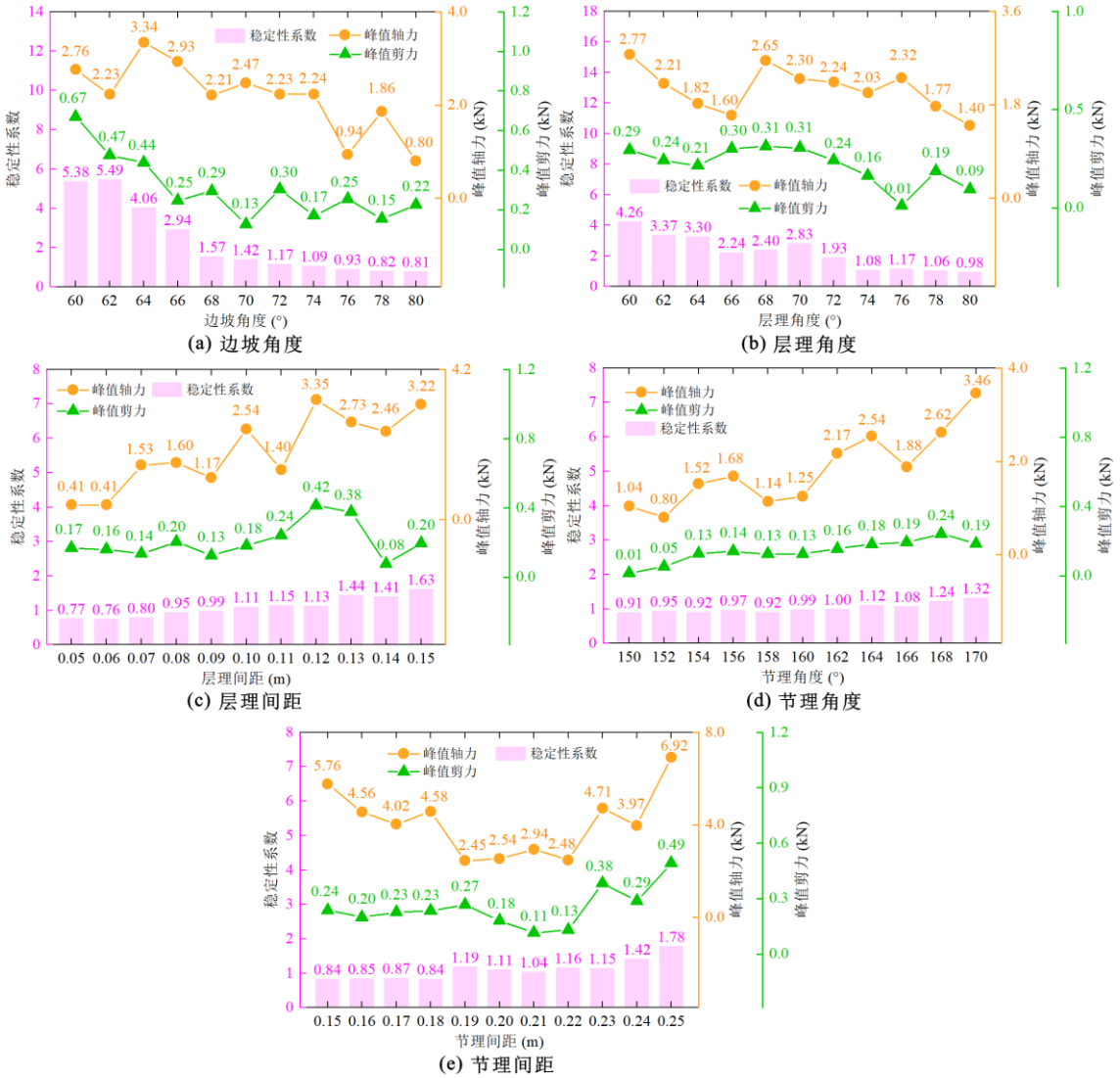


图 11 岩体结构面因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的影响

Fig.11 Influence of factors of rock mass and structural plane on the dynamic stability of the anchored anti-dip rock slope

类似于边坡角度的影响，随着层理角度的增大，锚固反倾岩质边坡的动力稳

定性系数、峰值轴力和剪力整体呈下降趋势（图 11b）。随着层理角度从 60º 增大到 66º，边坡动力稳定性系数由 4.26 持续下降至 2.24，锚索峰值轴力也从 2.77 kN 减少至 1.60 kN，峰值剪力则从 0.29 kN 先降至 0.21 kN 后又回升至 0.30 kN。进一步增大层理角度至 70º 时，稳定性系数上升至 2.83，峰值轴力增加至 2.30 kN，峰值剪力小幅变化至 0.31 kN。当层理角度增加到 80º 时，稳定性系数显著降低至 0.98，峰值轴力先增大至 2.32 kN 后又减少至 1.40 kN，峰值剪力则从 0.24 kN 先降至 0.01 kN，后回升至 0.09 kN。动力稳定性系数、峰值轴力和剪力的最大值分别出现在层理角度为 60º、60º 和 68º 时，最小值则出现在 80º、80º 和 76º 时。

当层理间距增加时，锚固反倾岩质边坡动力稳定性不断上升，锚索峰值轴力在震荡中增加，峰值剪力则先增大后减小（图 11c）。随着层理间距从 0.05 m 逐渐增加到 0.15 m，边坡动力稳定性系数从 0.77 逐渐先增大到 1.44 后 下降到 1.41，再上升至最大值 1.63。锚索峰值轴力先从 0.41 kN 震荡上升至 3.35 kN，再小幅度下降至 3.22 kN。峰值剪力则先从 0.17 kN 下降至 0.13 kN 后上升至最大值 0.42 kN，再下降至 0.20 kN。锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数、峰值轴力和剪力最大值分别出现在层理间距 0.15 m、0.12 m、0.12 m，最小值分别出现在层理间距 0.05 m、0.05 m、0.14 m。

随着节理角度的增大，锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数不断上升，锚索峰值轴力在震荡中增加，峰值剪力先增大后小幅度减少（图 11d）。当节理角度从 150º 不断上升到 170º 时，边坡动力稳定性系数从 0.91 逐渐增大到 1.12 后下降至 1.08，再增加至最大值 1.32。锚索峰值轴力从 1.04 kN 震荡上升至 3.46 kN。峰值剪力从 0.01 kN 增加至 0.24 kN 后再下降到 0.19 kN。锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数、峰值轴力和剪力最大值分别出现在节理角度 170º、170º、168º，最小值分别出现在节理角度 150º、152º、150º。

当节理间距不断增加，动力稳定性系数整体呈上升趋势，锚索峰值轴力先下降后上升，峰值剪力则在小幅下降后逐步增加（图 11e）。当节理间距从 0.15 m 增大到 0.18 m 时，动力稳定性系数保持在 0.84~0.87 之间，锚索峰值轴力由 5.76 kN 下降至 4.58 kN，峰值剪力则由 0.24 kN 降至 0.20 kN 后又回升至 0.23 kN。随着节

理间距进一步增大到 0.19 m，岩体整体性有所提升，荷载传递路径更为有效，稳定性系数显著上升至 1.19，峰值轴力降至 2.45 kN，峰值剪力增至 0.27 kN。最终，当节理间距增大至 0.25 m 时，稳定性系数在小幅波动后持续提升，达到 1.78，峰值轴力和剪力也分别上升至 6.92 kN 和 0.49 kN。锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数、峰值轴力和剪力最大值均出现在节理间距 0.25 m 时，而最小值分别对应于 0.15 m、0.19 m 和 0.21 m。因此，

综上所述，岩体结构面因子对锚固反倾岩质边坡的动力稳定性影响各异。边坡角度的增大导致锚固反倾岩质边坡动力稳定性下降显著，这主要是因为坡角增加导致下滑力增大，岩体自重分量沿潜在破坏面的切向力增强，从而使得锚固反倾岩质边坡整体稳定性降低。层理面角度的增大使得岩体沿层面的滑移趋势增强，导致边坡稳定性系数、锚索峰值轴力和剪力整体呈下降趋势。层理间距的增加有助于提升岩体整体性，从而提高锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数，岩体整体刚度增强使锚索峰值轴力呈震荡上升趋势，而峰值剪力则因应力集中效应减弱，呈现先增后减的变化，反映了岩体破坏模式由局部剪切向整体协调变形的转变。节理角度的增大虽可能促使局部块体分离，但整体上由于节理面与潜在滑移方向夹角的变化，岩体咬合作用增强，动力稳定性系数持续提升，锚索峰值轴力因节理面错动引发的应力重分布而震荡上升，峰值剪力则受节理面摩擦阻力与锚固协同效应的动态平衡影响，呈现先增后小幅减少的趋势。随着节理间距的增大，岩体结构向相对完整转变，边坡稳定性系数整体逐渐提高，锚索峰值轴力由于荷载传递路径的优化，经历先下降后上升的过程，峰值剪力则因结构面贯通程度的变化，先小幅下降后持续增加，表明大间距节理更有利于锚固效应的发挥。

2.3 锚固因子的影响

当锚固角增大时，锚固反倾岩质边坡动力稳定性总体上先增加后震荡波动（图 12a）。随着锚固角由 10º 增大至 16º，动力稳定性系数由 1.13 小幅下降至 1.09，但锚索的峰值轴力和剪力则分别由 2.54 kN 和 0.03 kN 上升至 2.69 kN 和 0.35 kN。当锚固角进一步从 16º 增加至 18º 时，稳定性系数显著提升至 1.87，峰值轴力和

剪力也分别增加至 3.09 kN 和 0.42 kN。继续增大锚固角至 30º 时，稳定性系数在 1.66 至 1.88 之间波动，峰值轴力和剪力也分别在 2.90 kN 至 3.09 kN 和 0.35 kN 至 0.47 kN 之间变化。锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数、峰值轴力和剪力最大值出现在锚固角 24º 时，最小值分别出现在锚固角 16º、12º、10º 时。

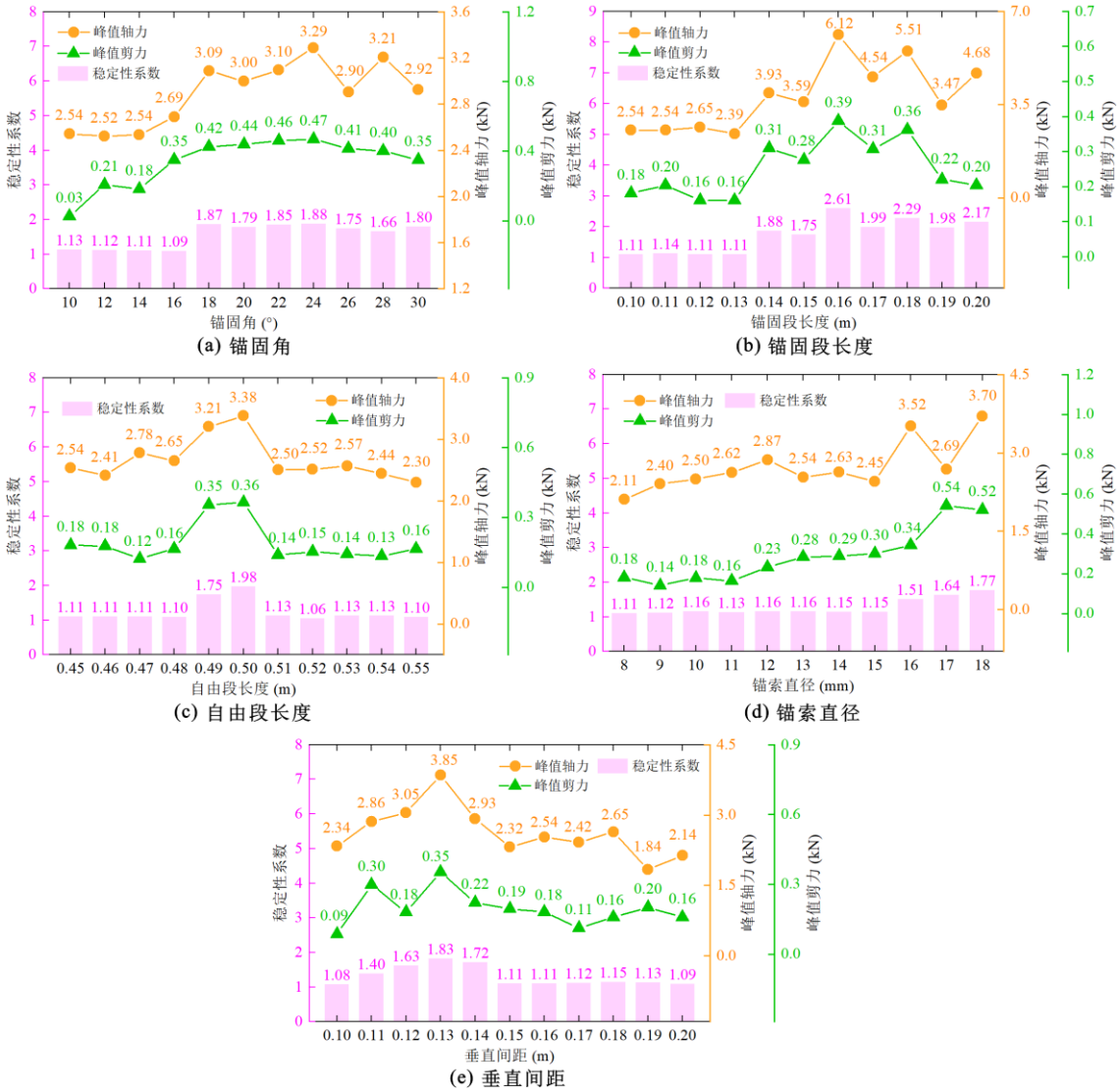


图 12 锚固因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的影响

Fig.12 Influence of anchorage factors on the dynamic stability of the anchored anti-dip rock slope

随着锚固段长度的增加，边坡动力稳定性系数、峰值轴力和剪力初期变化较小，随后显著上升，之后出现一定波动（图 12b）。当锚固段长度由 0.10 m 增加至 0.13 m 时，稳定性系数、锚索峰值轴力及剪力的变化均不明显，分别维持在 1.11~1.14、2.39~2.65 kN 和 0.16~0.20 kN 的范围内。随着锚固段长度进一步增加

至 0.16 m，稳定性系数逐渐升高，从 1.88 增至最大值 2.61，锚索峰值轴力和剪力也分别增至 6.12 kN 和 0.39 kN。随后，锚固段长度从 0.16 m 增加到 0.20 m，稳定性系数呈现下降趋势，在 1.98~2.29 之间波动，峰值轴力和剪力也相应下降至 4.68 kN 和 0.20 kN。总体来看，锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数、峰值轴力及剪力的最大值均出现在锚固段长度为 0.16 m 时，最小值则分别出现在 0.10 m、0.11 m 和 0.13 m。

随着自由段长度不断增加，锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数、锚索峰值轴力和剪力先经历小幅变化后显著增加，随后又有所回落并趋于平稳（图 12c）。当自由段长度由 0.45 m 增大至 0.48 m 时，动力稳定性系数、锚索峰值轴力及剪力的变化较小，分别由 1.11 略减至 1.10，峰值轴力由 2.54 kN 增至 2.78 kN，剪力则由 0.18 kN 减小到 0.16 kN。随着自由段长度增加至 0.50 m，动力稳定性系数、锚索峰值轴力和剪力均显著提升，分别达到最大值 1.98、3.38 kN 和 0.36 kN。然后，当自由段长度继续增大至 0.55 m 时，这三项指标均发生回落，并趋于稳定，分别维持在 1.06~1.13、2.30~2.57 kN 和 0.13~0.16 kN 的区间，与自由段长度为 0.45~0.48 m 的结果较为接近。总体来看，动力稳定性系数、峰值轴力与剪力的最大值均出现在自由段长度为 0.50 m 时，最小值则分别出现在 0.52 m、0.47 m 和 0.55 m。

锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数、峰值轴力和剪力总体上与锚索直径成正比（图 12d）。随着锚索直径从 8 mm 增加到 15 mm，锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数变化并不显著，从 1.11 增加到 1.16 后稍微减小到 1.15；峰值轴力从 2.11 kN 增大到 2.87 kN 再下降至 2.45 kN；峰值剪力则从 0.18 kN 逐渐增大到 0.30 kN。随后，锚索直径增大到 18 mm，动力稳定性系数显著增大并达到最大值 1.77，锚索峰值轴力从 3.52 kN 减小到 2.69 kN 后上升至 3.70 kN；峰值剪力从 0.34 kN 增大到 0.54 kN 后减小到 0.52 kN。锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数、峰值轴力和剪力最大值出现在锚索直径 18 mm、17 mm，最小值分别出现在 8 mm、9 mm。

当锚索垂直间距增加，锚固反倾岩质边坡的动力稳定性系数、峰值轴力和剪力总体上先升高，后下降，并最终趋于稳定（图 12e）。结果表明，当锚索垂直

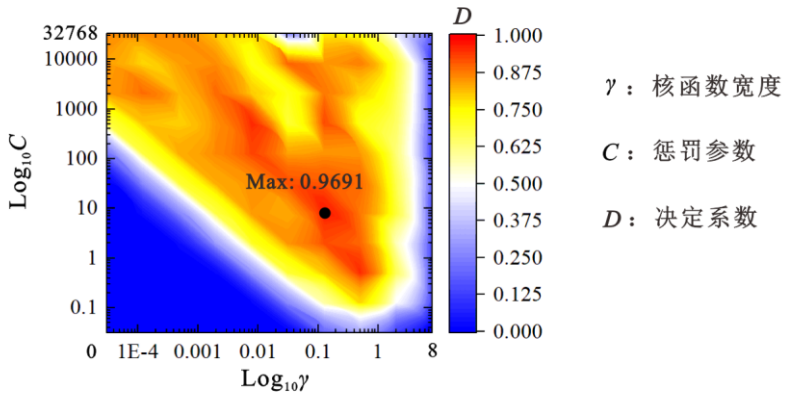
间距由 0.10 m 增加至 0.13 m 时，动力稳定性系数从 1.08 持续上升至最大值 1.83，锚索峰值轴力由 2.34 kN 逐渐增大至 3.85 kN，峰值剪力则从 0.09 kN 波动上升至 0.35 kN。随着锚索垂直间距进一步增加至 0.20 m，稳定性系数显著下降并趋于稳定，保持在 1.09~1.15 之间；锚索峰值轴力持续降低至 2.14 kN；峰值剪力也减小至 0.16 kN。总体来看，动力稳定性系数、峰值轴力与剪力的最大值均出现在垂直间距为 0.13 m 时，最小值则分别出现在 0.10 m、0.19 m 和 0.10 m。

由此可知，锚固角、锚固段长度、自由段长度、锚索直径及锚索垂直间距因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性产生了不一致的影响。具体而言，随着锚固角的增大，边坡的动力稳定性系数、锚索峰值轴力和剪力整体上呈现先上升后波动的趋势，说明存在一个最优锚固角区间，可使锚固效果达到最佳。当锚固段长度增加时，边坡的动力稳定性系数、峰值轴力和剪力初期变化不明显，随后显著提升，之后出现一定波动，表明锚固段过长可能引起应力分布不均，从而降低锚固效率。随着自由段长度的增加，边坡动力稳定性系数、锚索峰值轴力和剪力在小幅变化后明显上升，随后又出现下降，表明自由段长度需合理控制，过长则可能导致锚索刚度不足，影响整体加固效果。锚索直径的增加能够有效提升锚固反倾岩质边坡的动力稳定性，原因是直径增大提高了锚索的抗拉和抗剪能力。随着锚索垂直间距增大，边坡动力稳定性总体先升高后降低，并最终趋于稳定，说明锚索布置存在一个最佳间距范围。

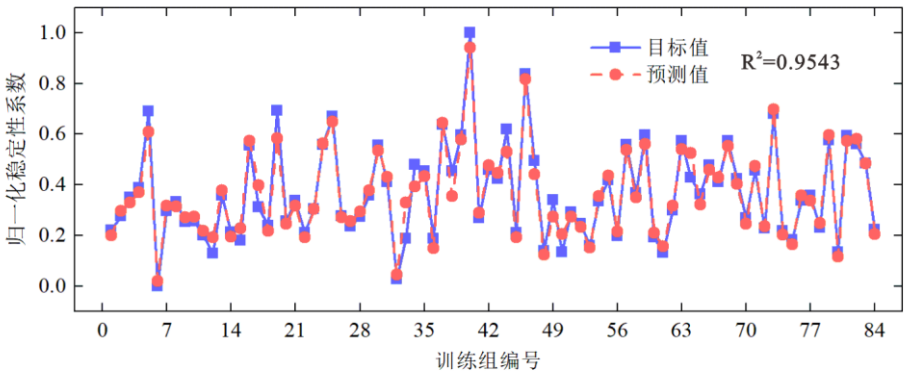
2.4 影响因子权重分析

基于上述结果构建了包含 121 组数据的影响因子库，从而进行基于 SVR 的锚固反倾岩质边坡动力稳定性影响因子权重分析。SVR 模型采用了 RBF 核函数，需要准确选择惩罚参数 C 和核函数宽度 γ，以保证模型具备良好的学习能力和泛化性能。网格搜索法是 SVR 参数优化中的常用手段，由于 SVR 模型仅涉及 C 和 γ 两个独立超参数，所以网格搜索过程可实现并行化处理。在设定的 C 和 γ 搜索区间内，逐一评估了各参数组合对应的决定系数，最终确定最佳参数组合为$(C, \gamma) = (8, 0.125)$，对应的决定系数为 96.91 %（图 13a）。基于该最优参数组合，构建

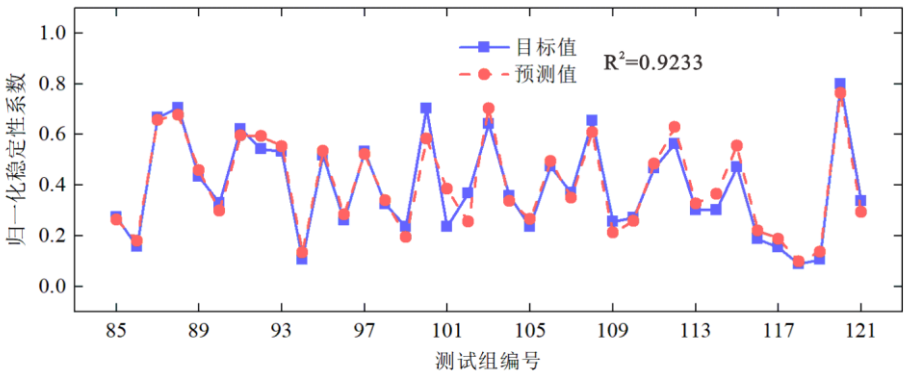
了本文方法得到的动力稳定性系数为评价指标的 SVR 训练模型。该模型在训练集和测试集上的预测结果及性能如图 13b-c 所示。训练集共包含 84 组数据，R^2达到 95.43 %，处于 95 %置信区间内；在 37 组测试数据中，模型编号为 92、101 和 102 的样本预测未达到预期，但其余 34 组预测值与实际值较为接近，整体准确率为 92.33 %，显示出良好的预测能力。因此，该 SVR 训练模型可用于分析锚固反倾岩质边坡动力稳定性影响因子的权重。



(a) C,γ 对决定系数的影响



(b) 训练集目标和预测值



(c) 测试集目标和预测值

图 13 基于锚固反倾岩质边坡动力稳定性系数的支持向量机模型性能

Fig.13 Performance of the support vector machine model based on the dynamic stability factor of

the anchored anti-dip rock slope

图 14 展示了基于支持向量机的岩体结构面和锚固因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的影响权重。影响因子的显著性系数由大到小依次为：边坡角度（31.96 %）、层理面角度（18.15 %）、锚固段长度（11.65 %）、锚固角（6.57 %）、节理角度（6.28 %）、锚索垂直间距（5.99 %）、节理间距（5.97 %）、层理面间距（5.53 %）、自由段长度（4.11 %）、锚索直径（3.79 %）。岩体结构面因子的总影响权重为 67.89 %，高于锚固因子的 32.11 %。最大和最小影响权重的差值为 28.17 %。由此可见，基于支持向量机分析，前五位主要影响因子依次为：边坡角度（31.96 %）、层理面角度（18.15 %）、锚固段长度（11.65 %）、锚固角（6.57 %）和节理角度（6.28 %）。在锚固因子中，影响权重前三位的是锚固段长度（11.65 %）、锚固角（6.57 %）和锚索垂直间距（5.99 %）；在岩体结构面因子中，排名前三的则为边坡角度（31.96 %）、层理面角度（18.15 %）和节理角度（6.28 %）。

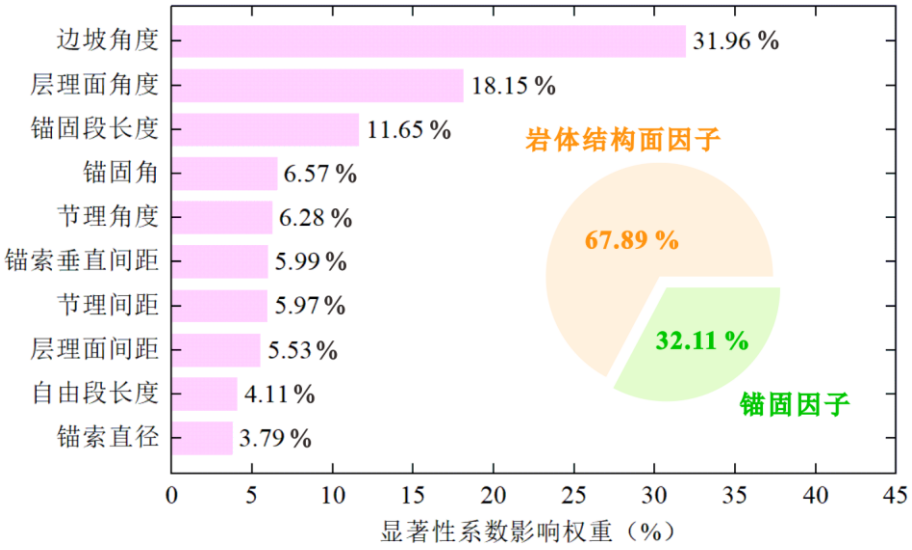


图 14 基于支持向量机的锚固和岩体结构面因子对锚固反倾岩质边坡稳定性影响权重

Fig.14 SVM-based influence weights of factors of anchorage, rock mass and structural plane on the dynamic stability of the anchored anti-dip rock slope

3 讨论

3.1 本文方法与极差分析法对比

将本文所提出方法得到的影响因子权重与极差分析法进行对比（图 15）。极

差分析法得到的影响因子权重由大到小依次为：边坡角度（36.22 %）、层理面角度（26.22 %）、锚固段长度（9.68 %）、节理角度（6.17 %）、锚固角（5.90 %）、节理间距（5.48 %）、锚索垂直间距（4.26 %）、锚索直径（2.98 %）、层理面间距（2.66 %）和自由段长度（0.43 %）。最大与最小影响权重的差值为 35.79 %。可见，极差分析法中排名前五的影响因子依次为边坡角度、层理面角度、锚固段长度、节理角度及锚固角。锚固因子中排名前三的为锚固段长度（9.68 %）、锚固角（5.90 %）和锚索垂直间距（4.26 %）；岩体结构面因子中排名前三的为边坡角度（36.22 %）、层理面角度（26.22 %）和节理角度（6.17 %）。

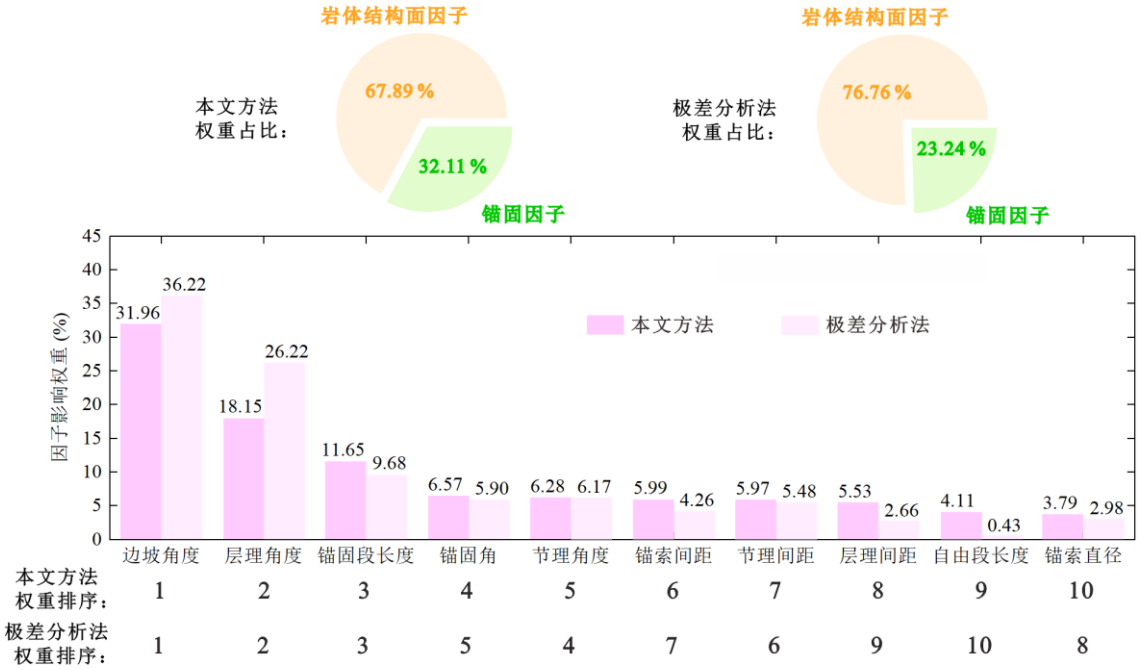


图 15 本文所提出方法的锚固反倾岩质边坡稳定性影响权重与极差分析法对比

Fig.15 Comparison of the influence weights on the dynamic stability of the anchored anti-dip rock slope between the proposed method and the range analysis method

通过对比本文方法和极差分析法所得的锚固反倾岩质边坡动力稳定性影响因子权重排序发现，两种方法在关键因子的识别上具有一致性，但在权重分配和敏感性排序方面存在显著差异。本文方法和极差分析法得出的排名前三的影响因子一致（边坡角度、层理面角度、锚固段长度），震后滑坡现场调查也发现了具有较大坡角和不利层理面的边坡更易发生失稳（Guo and Hamada, 2012）。然而，基于支持向量机的坡角和层理面角度权重值小于极差分析法的结果。两种方法中，

排名前五的影响因子也均为边坡角度、层理面角度、锚固段长度、锚固角和节理角度，但节理角度与锚固角的排序不同。两种方法均表明岩体结构面因子的影响权重大于锚固因子，但基于本文方法的锚固因子影响权重值大于极差分析法的结果。

以上对比差异的原因在于，极差分析法往往会放大主控因子的权重值，这与其采用线性模型的分析原理有关（靳飞飞等, 2020），具体来说，极差分析法忽略了非线性效应，而支持向量机则能够识别微弱影响因子的非线性贡献，并通过惩罚系数有效控制模型复杂度，避免对较大权重值因子的过度拟合。因此，支持向量机所得的最大与最小影响权重的差值明显小于极差分析法，岩体结构面因子的权重也低于极差分析法，而锚固因子的权重则相对更高（图 15）。此外，支持向量机还能对不同变量条件下的锚固反倾岩质边坡稳定性进行预测，其适用性优于极差分析法。类似的权重排序也在无锚固结构的软硬互层反倾边坡的稳定性影响因子权重分析中发现（霍逸康等, 2023; Zhang *et al*., 2024）。由此可知，本文在现有研究基础上进一步明确了具有锚固结构、层理面和节理的反倾岩质边坡动力稳定性影响因子权重，研究成果可为高烈度震区中反倾岩质边坡锚固工程的抗震设计提供科学依据。

3.2 潜在的工程建议

基于以上结果和讨论，提出了针对锚固反倾岩质边坡抗震设计的潜在工程建议，供地质工程师参考：

（1）岩体结构面因子优化的优先性

本研究表明，岩体结构面因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性影响显著，边坡和层理面角度的权重排序居前，进而可通过降低坡角（分台阶开挖或缓坡设计）、不利倾向层理面的封闭与加固（喷射混凝土或系统注浆），以及优化节理间距（灌浆填充或人工切割形成大间距）等措施，来降低强震作用下锚固反倾岩质边坡潜在破坏面的活跃度，从而提升边坡动力稳定性。

（2）多锚固因子组合的动态优化

锚固因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的影响呈非线性变化，因此，在该类边坡的抗震设计中，应基于模型和数值试验确定各锚固因子的最佳影响区间。例如，过大的锚固角或自由段长度可能导致应力集中，在强震作用下反而不利于该类边坡稳定。锚索直径与垂直间距应匹配设计，因为直径增大可提升抗震性能，但垂直间距超过某一临界值后稳定性提升并不显著甚至下降，所以锚固反倾岩质边坡边坡应以多锚固因子综合优化为原则，以提升其抗震效果。

（3）锚固力实时监测与动态调整

强震作用下锚固反倾岩质边坡的轴力和剪力响应在不同结构面和锚固配置下变化显著。因此，建议在该类边坡中上部的自由段、锚索与结构面交界处布设光纤拉力监测或无线应力传感网络，以实时获取锚固结构应力演化。当监测数据接近或超过设计峰值时，应及时增加局部锚固或加装其他支护结构。此外，在强震发生后，应立即开展锚固反倾岩质边坡稳定性评估，并完成边坡显著变形区域的加固。

3.3 研究贡献及未来工作

本研究在工程地质、岩土工程及更广泛的研究领域贡献体现在三个方面：首先，本文在振动台试验的基础上，融合了非连续数值模拟和支持向量机等手段提出了一种方法，进而分析了强震作用下锚固反倾岩质边坡动力稳定性影响因子权重，这些结果为有关岩质边坡-锚固结构体系稳定性影响影子权重分析的理解提供了明确且实质性的补充。其次，本文所提出的研究流程可以应用到具有不同岩体结构特征的锚固反倾岩质边坡抗震设计中。然后，本研究所得到的见解为全世界其他高烈度震区中具有不同支护结构的边坡工程抗震设计提供了参考借鉴，该类边坡独特性在于地质体与工程结构的相互作用，例如抗滑桩、桩锚结构和锚索框架梁组合等。

未来可借助有限元-离散元耦合方法，进一步量化锚固结构在抗震过程中的力学贡献，同时考虑锚固材料振动劣化、锚固界面破损和节理扩展等因素，综合分析锚固结构与地质体之间的应力传递与变形演化过程。其次，将融合多种机器学

习算法，对比不同算法组合下的权重差异性，并分析不同影响因子之间的关联性。此外，可将反倾岩质边坡锚固工程中的稳定性提升、材料利用率、施工及运营成本纳入统一优化框架，构建多目标决策模型，确保在抗震安全性与经济性之间实现平衡。

4 结论

本文融合了非连续数值模拟与支持向量机，提出了一种锚固反倾岩质边坡动力稳定性影响因子权重分析方法，通过该方法揭示了岩体结构面和锚固因子对边坡动力稳定性的影响规律，并进一步定量化明确了影响因子权重。主要结论如下：

（1）基于本文所提出方法，1.0 g 鲁甸地震作用下锚固反倾岩质边坡动力稳定性系数为 1.06，小于规范中的安全系数 1.15，但大于 1.05，处于基本稳定状态。边坡中锚索的轴力和剪力最大值分别为 2.60 kN 和 0.17 kN，低于屈服荷载 4.18 kN。岩体的水平和竖向位移在地震结束后保持收敛。因此，锚固反倾岩质边坡处于基本稳定状态。通过与拟静力法和振动台试验的对比，验证了本文方法的有效性。

（2）随着锚固角增大，锚固反倾岩质边坡动力稳定性系数、锚索峰值轴力和剪力整体呈现先上升后震荡波动的趋势。锚固段长度对前述指标的影响规律与锚固角类似。自由段长度的增加使得稳定性系数、峰值轴力和剪力在显著上升后又发发生下降。稳定性系数、峰值轴力和剪力总体上与锚索直径呈正比。随着锚索垂直间距增大，稳定性系数、峰值轴力和剪力整体上先持续增加，随后下降并趋于稳定。

（3）随着坡角和层理面倾角的增大，稳定性系数、峰值轴力与剪力均呈整体下降趋势。层理面间距增加时，稳定性系数不断提升，峰值轴力在波动中增加，峰值剪力则表现为先增大后减小。节理倾角的增大使稳定性系数持续上升，峰值轴力总体上增加，峰值剪力先增大后略有下降。随着节理面间距的增大，稳定性系数逐步提高，峰值轴力先下降后上升，峰值剪力则在小幅下降后持续增加。

（4）岩体结构面和锚固因子对锚固反倾岩质边坡动力稳定性的影响权重排序由大到小依次为：边坡角度、层理面角度、锚固段长度、锚固角、节理角度、锚

索垂直间距、节理间距、层理面间距、自由段长度和锚索直径。岩体结构面因子的影响权重大于锚固因子。

References

Belghali, M., Saada, Z., Garnier, D., et al., 2017. Pseudo-Static Stability Analysis of Rock Slopes Reinforced by Passive Bolts using the Generalized Hoek-Brown Criterion. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(4): 659-670. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.12.007

Cecconi, M., Cencetti, C., Melelli, L., et al., 2019. Non-Dimensional Analysis for Rock Slope Plane Failure in Seismic (Pseudostatic) Conditions. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(3): 1955-1969. https://doi.org/10.1007/s10064-017-1215-0

Cui, Z., Sheng, Q., Ma, Y., 2017. Application of Rigid Discrete Element Method in the Displacement-Based Seismic Stability Analysis of Rock Slopes. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 36(11): 2672-2685 (in Chinese with English abstract).

Guo, D. P., Hamada, M, 2012. Lessons Learnt from Seismic Damage Induced by the 2008 Wenchuan Earthquake. *International Conference on Vibration*, Structural Engineering and Measurement (ICVSEM2012), 226-228: 889-896.

Huang, R. Q., Li, Y. S., Yan, M, 2017. The Implication and Evaluation of Toppling Failure in Engineering Geology Practice. *Journal of Engineering Geology*, 25(5): 1165-1181 (in Chinese with English abstract).

Huang, R. Q., Pei, X. J., Fan, X. M., et al., 2012. The Characteristics and Failure Mechanism of the Largest Landslide Triggered by the Wenchuan Earthquake, May 12, 2008, China. *Landslides*, 9(1): 131-142. https://doi.org/10.1007/s10346-011-0276-6

Huo, Y. K., Shi, Z. M., Zheng, H. C., et al., 2023. Study on Influence Factors of Stability and Failure Modes of Anti-Dip Rock Slope with Soft and Hard Interbed. *Journal of Engineering Geology*, 31(5): 1680-1688 (in Chinese with English abstract).

Jia, Z. B., Tao, L. J., Shi, M., 2020. Stability Analysis of Prestressed Anchor Cable Slope under Seismic Loads. *Rock and Soil Mechanics*, 41(11): 3604-3612+3631 (in Chinese with English abstract).

Jin, F. F., Yan, Z. X., Zhai, J. Y., et al., 2020. Study on the Influence Weights of Ground Motion Parameters on Seismic Responses of Anchored Rock Slope. *Water power*, 46(2): 36-41 (in Chinese with English abstract).

Li, N., Yao, X. C., Zhang, C. K., 2012. Several Points in Dynamic Stability Analysis of Rock Slope. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 31(5): 873-881 (in Chinese with English abstract).

Li, S. Y., Wu, Q., Wang, L. Q., et al., 2023. Seismic Behavior Analysis of Soft and Hard Interbedded Rock Slope Considering Vibration Deterioration of Discontinuities at the Interface between Different Rock Types in Meizoseismal Area-A Case Study. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 82: 14. https://doi.org/10.1007/s10064-022-03036-9

Li, S. Y., Wu, Q., Wang, L. Q., et al., 2023. Study of Dynamic Response of Soft and Hard Interbedded Rock Slopes under Earthquakes. *Earth Science*, 48(8): 3127-3136 (in Chinese with English abstract).

Liu, M. M., Shi, Z. M., Li, B., et al., 2024. Analysis of Dynamic Response and Failure Mode of Bedding Rock Slopes Subject to Strong Earthquakes Based on DEM-FDM Coupling. *Earth Science*, 49(8): 2799-2812 (in Chinese with English abstract).

Ministry of Housing and Urban-Rural Development of China, 2013. Technical Code for Building Slope Engineering GB50330-2013. Beijing: *China Architecture and Building Press*.

Peng, J. B., Zhang, Y. S., Huang, D., et al., 2023. Interaction Disaster Effects of the Tectonic Deformation Sphere, Rock Mass Loosening Sphere, Surface Freeze-Thaw Sphere and Engineering Disturbance Sphere on the Tibetan Plateau. *Earth Science*, 48(8): 3099-3114 (in Chinese with English abstract).

Peng, M., He, L. K., Sun, R., et al., 2025. Seismic Performance Analysis of Slope Reinforced by Pile-Anchor Combination Based on Newmark Model. *Earth Science*, 50(10): 3857-3872 (in Chinese with English abstract).

Qi, S. W., He, J. X., Zhan, Z. F., 2022. A Single Surface Slope Effects on Seismic Response Based on Shaking Table Test and Numerical Simulation. *Engineering Geology*, 306: 106762. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2022.106762

Rajabian, A., Vahedifard, F., 2025. Seismic Stability Analysis of Anchored Concave Slopes. *Transportation Geotechnics*, 51: 101505. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2025.101505

Shi, C., Zhu, W. J., Zheng, W. T., 2016. Numerical Simulation Technique and Engineering Application of Discrete Element in Block. Beijing: *China Building Industry*.

Shi, Z. M., Xie, K. L., Yu, S. B., et al., 2024. Research Advance and Thinking on Energy Dissipation and Seismic Bolts. *Earth Science*, 49(2): 522-537 (in Chinese with English abstract).

Tang, C., Ma, G. C., Chang, M., et al., 2015. Landslides Triggered by the 20 April 2013 Lushan Earthquake, Sichuan Province, China. *Engineering Geology*, 187: 45-55. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.12.004

Wang, C. L., Zheng, L. B., Wang, L. Q., et al., 2024. Effects of the Tensile and Shear Properties of Bolts on the Shear Properties of Bolted Rock Joints. *Journal of Earth Science*, 35(5): 1626-1639. https://doi.org/10.1007/s12583-022-1749-3

Wang, Z., Shi, Z. M., Hou, Z. L., et al., 2025. Seismic Dynamic Response and Damage Mechanism Analysis of Slope Reinforced by Pile-Anchor Structures. *Earth Science*, 50(10): 3929-3942 (in Chinese with English abstract).

Wu, S. B., Wang, L. Q., Wu, Q., et al., 2022. Advance and Prospect for Seismic Dynamic Response of Anchored Rock Slope. *Earth Science*, 47(12): 4456-4468 (in Chinese with English abstract).

Wu, S. B., Wang, L. Q., Wu, Q., et al., 2024. Dynamic Stability Analysis of Anchored Anti-Dip Slope Under the Ludian Earthquake: A Case Study of the Manhekuan Slope, Yunnan, China. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 83(11): 429. https://doi.org/10.1007/s10064-024-03904-6

Wu, S. B., Wang, L. Q., Havenith, H. B., et al., 2025. Failure Mechanism of Anchored Anti-Dip Rock Slope Subjected to Strong Earthquakes: Insights from Large-Scale Shaking Table Tests. *Engineering Geology*, 355: 108217. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2025.108217

Xie, H. P., Deng, J. H., Tai, J. J., et al., 2008. Wenchuan Large Earthquake And Post-Earthquake Reconstruction-Related Geotechnical Problems. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 27(9): 1781-1791 (in Chinese with English abstract).

Xu, C., Xu, X. W., Yao, X., et al., 2014. Three (Nearly) Complete Inventories of Landslides Triggered by the May 12, 2008 Wenchuan Mw 7.9 Earthquake of China and Their Spatial Distribution Statistical Analysis. *Landslides*, 11(3): 441-461. https://doi.org/10.1007/s10346-013-0404-6

Yan, M. J., Xia, Y. Y., Liu, T. T., et al., 2019. Limit Analysis Under Seismic Conditions of A Slope Reinforced with Prestressed Anchor Cables. *Computers and Geotechnics*, 108: 226-233. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.12.027

Yang, G. X., Ye, H. L., Wu, F. Q., et al., 2012. Shaking Table Model Test on Dynamic Response Characteristics and Failure Mechanism of Antidip Layered Rock Slope. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 31(11): 2214-2221 (in Chinese with English abstract).

Yang, M., Li, N., Li, H. R., et al., 2019. Evaluation of Stability of Toppling Slope by Increment Method of Anchoring Cable Stress. *Hydro-Science and Engineering*, (2): 8-15 (in Chinese with English abstract).

Ye, S. H., Shi, Y. L., 2022. Reliability Analysis of Slope Reinforced by Anchors Under Earthquake Action. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 59(4): 376-384. https://doi.org/10.1007/s11204-022-09825-4

Zhang, B. C., Tang, H. M., Ning, Y. B., et al., 2024. Weight Analysis of Impact Factors of Interbedded Anti-Inclined Slopes Block-Flexure Toppling Based on Support Vector Regression. *Journal of Earth Science*, 35(2): 568-582. https://doi.org/10.1007/s12583-023-1835-1

Zhang, G. C., Wang, F., Zhang, H., et al., 2018. New Stability Calculation Method for Rock Slopes Subject to Flexural Toppling Failure. International *Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 106: 319-328. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2018.04.016

Zhao, F., Shi, Z. M., Li, B., et al., 2025a. Research on Dynamic PerformanceOptimization and Stability Evaluation of Seismic Pile-Cable Composite Structure for Bedding Rock Slope in Meizoseismal Areas. *Earth Science*, 50(10): 3943-3954 (in Chinese with English abstract).

Zhao, F., Shi, Z. M., Yu, S. B., 2025b. Research Progress on Dynamic Failure and Reinforcement of Stratified Rock Slopes. *Rock and Soil Mechanics*, 46(11): 3585-3614 (in Chinese with English abstract).

Zhao, Y. W., Dong, J. Y., Liu, H. D., et al., 2026. A Large-Scale Shaking Table Test of Slopes Protected by New-Type Concrete. *Earth Science*, 51(4): 1499-1512 (in Chinese with English abstract).

Zheng, W. B., Zhuang, X. Y., Cai, Y. C., et al., 2012. Modeling of Prestressed Anchors in Rock Slope Under Earthquake and Optimization of Anchor Arrangement. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 34(9): 1668-1676 (in Chinese with

English abstract).

中文参考文献

崔臻, 盛谦, 马亚丽娜, 2017. 刚体离散元动力方法在基于位移的岩坡地震响应分析中的应用. 岩石力学与工程学报, 36(11): 2672-2685.

黄润秋, 李渝生, 严明, 2017. 斜坡倾倒变形的工程地质分析. 工程地质学报, 25(5): 1165-1181.

霍逸康, 石振明, 郑鸿超, 等, 2023. 软硬互层反倾岩质边坡稳定性影响因素分析及破坏模式研究. 工程地质学报, 31(5): 1680-1688.

贾志波, 陶连金, 史明, 2020. 地震作用下预应力锚索边坡的稳定性分析. 岩土力学, 41(11): 3604-3612+3631.

靳飞飞, 言志信, 翟聚云, 等, 2020. 地震动参数对锚固岩质边坡地震响应影响权重研究. 水力发电, 46(2): 36-41.

李宁, 姚显春, 张承客, 2012. 岩质边坡动力稳定性分析的几个要点. 岩石力学与工程学报, 31(5): 873-881.

李师毓, 吴琼, 王亮清, 等, 2023. 地震作用下软硬互层顺层岩质边坡动力响应研究. 地球科学, 48(8): 3127-3136.

刘毛毛, 石振明, 李博, 等, 2024. 基于 DEM-FDM 耦合的顺层岩质边坡强震动力响应及破坏模式分析. 地球科学, 49(8): 2799-2812.

彭建兵, 张永双, 黄达, 等, 2023. 青藏高原构造变形圈-岩体松动圈-地表冻融圈-工程扰动圈互馈灾害效应. 地球科学, 48(8): 3099-3114.

彭铭, 何龙坤, 孙蕊, 等, 2025. 基于 Newmark 模型的桩锚组合加固边坡动力响应分析. 地球科学, 50(10): 3857-3872.

石崇, 褚卫江, 郑文棠, 2016. 块体离散元数值模拟技术及工程应用. 北京: 中国建筑工业出版社.

石振明, 谢可禄, 俞松波, 等, 2024. 消能抗震锚杆的研究进展与思考. 地球科学, 49(2): 522-537.

王哲, 石振明, 侯卓霖, 等, 2025. 桩锚参数对边坡地震动力响应的影响及震损机理. 地球科学, 50(10): 3929-3942.

吴善百, 王亮清, 吴琼, 等, 2022. 地震作用下锚固岩质边坡动力响应研究进展与展望. 地球科学, 47(12): 4456-4468.

谢和平, 邓建辉, 台佳佳, 等, 2008. 汶川大地震灾害与灾区重建的岩土工程问题. 岩石力学与工程学报, 27(9): 1781-1791.

杨国香, 叶海林, 伍法权, 等, 2012. 反倾层状结构岩质边坡动力响应特性及破坏

机制振动台模型试验研究. 岩石力学与工程学报, 31(11): 2214-2221.
杨敏, 李宁, 李宏儒, 等, 2019. 锚索应力增量法评价边坡稳定性. 水利水运工程学报, (2): 8-15.
赵飞, 石振明, 李博, 等, 2025a. 强震区顺层岩质边坡抗震桩锚组合结构动力性能优化及稳定性评估研究. 地球科学, 50(10): 3943-3954.
赵飞, 石振明, 俞松波, 等, 2025b. 层状岩质边坡动力失稳及加固研究进展. 岩土力学, 46(11): 3585-3614.
赵亚文, 董金玉, 刘汉东, 等, 2026. 新型混凝土防护边坡大型振动台试验. 地球科学, 51(4): 1499-1512.
郑文博, 庄晓莹, 蔡永昌, 等, 2012. 地震作用下预应力锚索对岩石边坡稳定性影响的模拟方法及锚索优化研究. 岩土工程学报, 34(9): 1668-1676.
中华人民共和国住房和城乡建设部, 2013. 建筑边坡工程技术规范 GB50330-2013. 北京: 中国建筑工业出版社.