

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2026.029



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



风积沙路基填料的动力变形特性及细观分析

骆闻骁¹, 夏元友¹, 刘占兵², 王金元¹, 殷源³

(1. 武汉理工大学土木工程与建筑学院, 武汉 430070; 2. 湖北省政建设集团有限公司, 武汉 430063; 3. 湖北省路桥集团有限公司, 武汉 430056)

摘要:开发和合理利用风积沙作为路基材料对沙漠地区交通工程建设具有重要意义。现有研究多集中于风积沙路基填料的宏观变形现象描述, 缺乏对风积沙这种特殊不良级配材料“动力失稳临界状态”的定量判别标准, 且其在动载作用下的宏观变形机制尚不明确。通过室内动三轴试验结合 PFC^{3D} 离散元模拟, 基于累积塑性应变速率演化规律, 提出了适用于风积沙路基填料的基于 b 值的动力稳定性临界判据; 从力链网络演化角度, 探明了风积沙在不同变形模式(稳定型、临界型、破坏型)下的细观结构响应机制。结果表明: 围压与动应力幅值分别通过侧向约束强化和荷载增量效应调控风积沙路基塑性变形, 其中低围压下动应力诱发颗粒结构失稳, 高动应力直接导致变形加剧。基于累积塑性应变速率随循环加载次数变化的拟合曲线建立的参数 b 值判定准则能准确识别风积沙路基填料塑性变形行为的类型(破坏型/稳定型/临界型)。3 种类型塑性变形行为的力链场演化过程在细观上存在差异: 破坏型工况因轴向强力链密集集中导致迅速变形; 稳定型工况通过均匀分布的强弱力链形成稳定传力路径, 提高了抗变形能力; 临界型工况存在强力链断裂弱化现象, 力链体系未达平衡, 仍有破坏风险。

关键词: 道路工程; 风积沙; 路基填料; 动力变形特性; 动三轴试验; 离散元仿真

中图分类号: U416.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(XXXX)XX-0001-11

Dynamic deformation characteristics and microanalysis of aeolian sand subgrade fill materials

LUO Wenxiao¹, XIA Yuanyou¹, LIU Zhanbing², WANG Jinyuan¹, YIN Yuan³

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, P. R. China; 2. Hubei Municipal Construction Group Co., Ltd., Wuhan 430063, P. R. China; 3. Hubei Provincial Road and Bridge Group Co., Ltd., Wuhan 430056, P. R. China)

Abstract: The development and rational utilization of aeolian sand as subgrade material is of great significance for the construction of transportation projects in desert areas. Existing research mainly focuses on the description of macroscopic deformation phenomena of aeolian sand subgrade fillers, lacking quantitative criteria for the "dynamic instability critical state" of this special poorly-graded material, and the macroscopic deformation

收稿日期: 2025-12-10

基金项目: 湖北省路桥集团有限公司科研项目(A06JS-XZ-2024-001/0)

作者简介: 骆闻骁(2000-), 男, 主要从事风积砂路基填料应用研究, E-mail: 1165182297@qq.com。

夏元友(通信作者), 男, 教授, 博士生导师, E-mail: xiayy1965@whut.edu.cn。

Received: 2025-12-10

Foundation item: Scientific Research Project of Hubei Provincial Road and Bridge Group Co., Ltd (No. A06JS-XZ-2024-001/0)

Author brief: LUO Wenxiao (2000-), main research interest: application of wind-blown sand roadbed fillers, E-mail: 1165182297@qq.com.

XIA Yuanyou (corresponding author), professor, doctoral supervisor, E-mail: xiayy1965@whut.edu.cn.

mechanism under dynamic loading is still unclear. Through indoor dynamic triaxial tests combined with PFC^{3D} discrete element simulation, based on the evolution law of cumulative plastic strain rate, a dynamic stability critical criterion based on the b value for aeolian sand subgrade fillers was proposed; from the perspective of force chain network evolution, the microstructure response mechanism of aeolian sand under different deformation modes (stable type, critical type, and failure type) was clarified. The results show that confining pressure and dynamic stress amplitude respectively regulate the plastic deformation of aeolian sand subgrade through lateral constraint strengthening and load increment effect, among which low confining pressure causes particle structure instability under dynamic stress, and high dynamic stress directly leads to aggravated deformation. The parameter b value determination criterion established based on the fitting curve of cumulative plastic strain rate with the number of loading cycles can accurately identify the type of plastic deformation behavior of aeolian sand subgrade fillers (failure type/stable type/critical type). The evolution process of the force chain field of the three types of plastic deformation behaviors shows differences at the microscale: in the failure type condition, the dense concentration of axial strong force chains leads to rapid deformation; in the stable type condition, stable force transmission paths are formed through uniformly distributed strong and weak force chains, enhancing the anti-deformation ability; in the critical type condition, there is a phenomenon of strong force chain fracture and weakening, and the force chain system is not in equilibrium, still posing a risk of failure.

Keywords: road engineering; aeolian sand; subgrade fill material; dynamic deformation characteristics; dynamic triaxial test; discrete element simulation

中国境内存在四大沙地和八大沙漠,是世界上受沙漠化与荒漠化影响最为严重的国家之一。据统计,中国荒漠化土地面积为 257.37 万 km^2 , 占国土总面积的 27.2%; 沙化土地面积为 168.78 万 km^2 , 占国土总面积的 18.12%^[1]。随着公路、铁路、桥梁、隧道等交通建设工程在中国西北地区全面铺开,对沙石等建筑基材的需求持续增长,但沙漠地区物资短缺、交通阻滞等问题,给工程建设造成困难,成为制约区域建设发展的瓶颈。值得关注的是,风积沙在中国西北沙漠区域广泛赋存。风积沙是由岩石经过风化、剥蚀等作用后,因风力、河流冲刷等作用被搬运到冲积平原区,经过堆积和自然风化而形成的一种沉积物,绝大多数颗粒粒径处于 0.075~0.25 mm,含量可达 90% 以上,具有结构松散、级配不良、含水率小、无黏性、保水性差和透水性好等特点^[2]。风积沙作为沙漠地区最常见的天然材料,若能针对其理化性质、工程特性等开展全面系统研究,将会为沙漠地区交通基础设施建设实现“就地取材,因地制宜”提供重要支撑。

在交通荷载的反复作用下,路基会逐渐出现累积塑性应变^[3]。确保路基长期稳定运营的关键在于防止路基出现过大的累积塑性变形或差异沉降,因此,研究风积沙路基填料在车辆等动荷载作用下的累积塑性应变规律及机制,对于有效开发和合理利用风积沙作为路基材料具有重要的参考价值和指导作用。目前,对于风积沙的动力特性已经开展了

一系列的研究。张冰冰等^[4]对土工格室加固风积沙路基在交通荷载作用下的动应力响应规律进行了研究,发现路基填料的性质对动应力衰减系数起决定性作用。邹波^[5]在三轴试验系统的基础上,用电磁式激振器对试样底部施加动荷载,开展了一系列不同围压、含水率及动应力幅值的循环荷载试验,发现提高围压、压实系数能有效改善风积沙填料的动力性能。Guan 等^[6]探究了含盐量和含水率对风积沙路基动回弹特性的影响,建立了适用于风积沙动回弹特性的预测模型。聂如松等^[7]开展了循环振动试验对风积沙在循环荷载下的累积塑性变形研究,并基于安定准则提出了风积沙试样的塑性行为判据与应变预测模型。王玉清等^[8]以水胶比水泥类型及温度变化等多因素建立了掺风积沙的 PVA-FRCC 的早期自生收缩预测模型,预测效果良好。马梦倩等^[9]以和若铁路某试验段路基为研究对象,开展了现场动力响应试验,将室内动三轴试验得到的临界动应力与累积塑性变形作为评价参数,从动变形与动强度两方面评价了风积沙填料的动力稳定性。同时,一些学者采用数值模拟针对颗粒材料细观力学机理进行了探索,如剪切带发展模式与规律^[10]。Zhang 等^[11]利用 PFC3D 从细观角度研究了振动压实过程中风积沙的运动规律与振动参数对压实度的影响。

已有研究通过风积沙的动力特性试验研究,发现围压、压实度和含水率对风积沙的动力特性有显

著影响,临界动应力和累积塑性变形可作为评价风积沙填料动力稳定性的重要参数。对于风积沙路基填料细观力学分析主要针对改性和格栅加固风积沙路基进行研究,但针对素风积沙路基填料的细观动力变形机制研究相对较少。同时,由于各地风积沙本身性质差异,仍需要进行针对性研究。为此,笔者以在建的G217线公路库车地区风积沙为研究对象,开展室内动三轴试验,研究不同围压、不同动应力幅值对最优含水率风积沙路基填料的动力变形特性,并结合离散元数值模拟,探索风积沙路基填料动力学行为的细观力学机制。

1 动三轴试验

1.1 试验材料

G217线库车地区公路路基设计采用新疆库车龟兹地区风积沙在最优含水率条件下填筑路基,再利用黏土进行风积沙路基包边封层处理。风积沙试样采自新疆库车龟兹地区,土样的颗粒主要分布在0.075~0.700 mm之间,占比高达99.32%,其中小于0.075 mm的颗粒含量为0.47%,大于0.700 mm的颗粒所占比例更低,仅为0.21%。风积沙的级配曲线如图1所示。其不均匀系数 $C_u=2.28$,曲率系数 $C_c=1.14$,表明该地风积沙具有典型单峰分布特征,颗粒级配分选程度较低。通过击实试验、相对密度试验和比重试验等,获得风积沙的物理特性指标如表1所示。

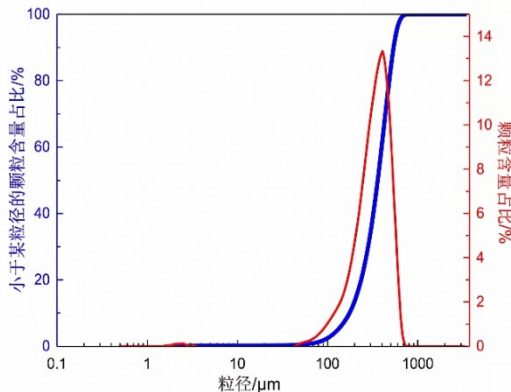


图1 风积沙颗粒粒径级配曲线

Fig. 1 The particle size gradation curve of aeolian sand

表1 风积沙的物理指标

Table 1 Physical indicators of aeolian sand

颗粒相对密度	最大干密度/ (g/cm ³)	最优含水率/%	最大孔隙比	最小孔隙比
2.70	1.61	14.0	0.91	0.62

1.2 试验方案

试验采用GDS-DYNTTS动三轴仪(图2),其

最大加载频率和轴向荷载分别可达5 Hz和40 kN。动力荷载由电磁式激振器产生,围压和反压均由伺服控制器施加。

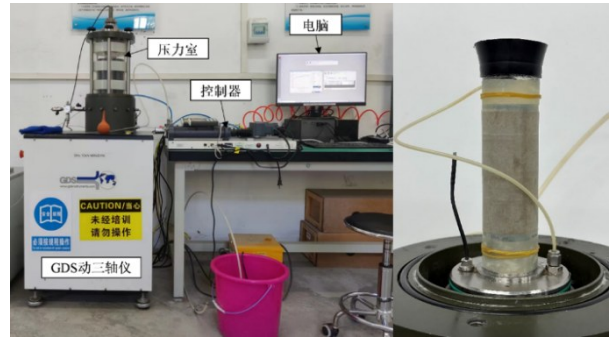


图2 动三轴仪器及试样安装完成图

Fig. 2 Dynamic triaxial apparatus and the installed specimen

工程中风积沙路基填料施工有干压法填筑和湿压法填筑。试验考虑湿压法,选择最优含水率 $w_{opt}=14.0\%$ 进行试验。依据《公路路基设计规范》^[12],所有试样的压实度均控制在95%,以确保试验条件的可比性和工程适用性。

为准确模拟路基层状体系浅层(1 m)、中层(2.5 m)以及深层(5 m)原位应力状态,依据《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)^[13]中静土压力计算公式计算围压,其表达式为

$$\sigma_3 = K_0 \gamma z \quad (1)$$

式中: σ_3 为围压; K_0 为静止土压力系数; γ 为风积沙重度,最优含水率下取值为20.4 kN/m³; z 为距地表深度。

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (2)$$

式中: φ 为风积沙内摩擦角,由静力三轴试验获得最优含水率风积沙的内摩擦角为32.05°。

由式(2)计算得到浅层、中层及深层围压分别为11、27、54 kPa,然而,考虑到实际路基在服役期间,土体不仅承受自重应力,还需承受行车荷载引起的附加侧向应力,实际侧向约束水平往往高于静止土压力理论值。为了更准确地模拟路基在综合作用下的真实受力状态,取围压梯度为15、30、60 kPa。G217公路设计车速 v 为100 km/h,中国货车车体长度 l 最大值为18 m,按 $f=v/l$ 换算成车辆荷载对路基的主要加载频率 $f=1.4$ Hz,考虑到公路车辆实际速度和试验加载的方便,取试验加载频率 $f=1.0$ Hz。动三轴试验采用应力控制加载方式,使用偏压半正弦波模拟交通动荷载作用。路基在不同深度承受的动荷载,依据布辛奈斯克公式^[14]计算应力幅值,其表达式为

$$\sigma_z = \alpha \frac{F}{z^2} \quad (3)$$

式中: σ_z 为竖向应力; α 为集中力作用下的地基竖向应力系数,取0.477 5; F 为竖向集中力; z 为车轮荷载中心下应力作用点深度。

从《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)^[13]可查得车辆荷载后轴重力标准值为70 kN,采用车辆荷载计算时,其分项系数取1.8。计算可得在浅层、中层及深层处应力幅值分别为60.2、9.6、2.4 kPa。实际公路在运营服役期间,路基承受的动荷载往往高于理论计算值。一方面,重载货车的超载现象使得实际轴重可能达到标准值的1.3~1.5倍;另一方面,路面不平整度引起的车辆振动会产生额外的动力冲击效应(动力放大系数通常取1.1~1.3)。若考虑超载+动力冲击的最不利工况组合,路基浅层顶面承受的极限动应力幅值可达 $60.2 \times 1.2 \times 1.3 = 93.912$ (kPa)。为了涵盖从正常行车到极限超载的工况范围,并探明风积沙路基的破坏阈值与安全储备,试验最终确定动应力幅值梯度为30 kPa(对应深层或轻载)、60 kPa(对应标准轴载)和90 kPa(对应浅层极限超载工况)。试验加载示意如图3所示。图3中AB段表示对试样以10 kPa/min的速率逐级施加围压,直到围压达到预定压力,加压过程应避免出现围压变化过大造成试样变形;BC表示固结阶段,试样进行等压固结;CD为试样动力加载阶段。聂如松等^[7]的研究表明,风积沙的累积塑性变形主要发生在加载初期,当振次达到2 000次时,试样变形已趋于收敛,足以满足揭示其动力特性规律及建立预测模型的研究目的,因此选取2 000次作为加载次数,以保证数据有效性同时兼顾试验效率。当振动次数累积至2 000或累积塑性应变达到5%临界阈值时,自动终止加载程序^[7,15]。

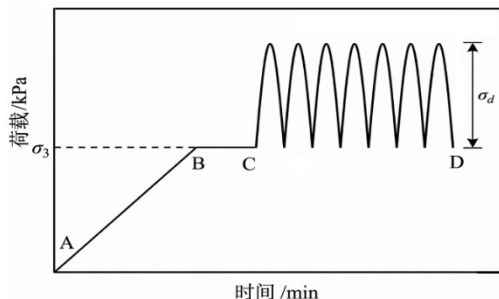


图3 动三轴试验轴向应力时程示意图

Fig. 3 Schematic diagram of the axial stress time history in the dynamic triaxial test

采用分层击实法制备风积沙试样。制样前,根据目标含水率及试样体积计算风积沙与水的质量,拌和均匀后将土样平均分为5份。制样过程中,土样按层装入三瓣膜钢制模具内,每层经整平后采用

固定落距击实锤压实,层间进行刮毛处理,以增强相邻层结合效果。各层击实完成后对其高度进行校核,以确保试样沿高度方向压实均匀,最终制得结构均匀且满足各向同性要求的风积沙试样。试样安装完成如图2所示。

试验采用固结不排水试验(CU)共开展9组不同围压和动应力幅值条件下动三轴试验,具体试验方案如表2所示。

表2 动三轴试验方案

Table 2 Dynamic triaxial test scheme

围压 σ_3 /kPa	含水率 w /%	动应力幅值 σ_d /kPa
15、30、60	14	30、60、90

2 动三轴试验数值模拟

2.1 模型建立

1) 试样制备

按照动三轴试验确定模拟试样的形状和大小,模型墙体设置为与动三轴试验一致的直径50 mm,高度100 mm的标准圆柱试样。通过控制生成不同粒组的颗粒以保证生成试样的颗粒粒径级配分布与动三轴试验土样保持一致,考虑到砂土颗粒破碎情况一般发生在高应力状态,鉴于作为路基填料的风积沙一般处于较低应力状态,因此在模型中将生成颗粒设定为刚性,在后续加载过程中不考虑颗粒破碎情况。

由于按照风积沙实际粒径大小生成颗粒会造成颗粒数过多影响计算效率。为减少数值模型计算时间,根据文献[16-17],采用放大粒径的方法以减少颗粒数量,颗粒粒径放大系数取为20。

依据表3所示室内试验测得的风积沙粒径含量,在PFC3D软件中按照土力学中常用的粒度累计曲线将颗粒体系划分为多个组,然后随机生成,得到相对吻合实际的颗粒体系^[18]。最终生成的数值模型试样颗粒数量在20 000左右,图4为生成的数值模型以及级配曲线图,图4(b)中黑色曲线为风积沙粒度累计曲线,红色曲线为生成模型颗粒的粒度累计曲线。

2) 加载

表3 粒径含量分布

Table 3 Particle size content distribution

粒径/mm	含量/%	粒径/mm	含量/%
0~0.045	0.47	0.3~0.4	26.00
0.045~0.075	0.65	0.4~0.5	22.88
0.075~0.1	1.35	0.5~0.6	12.67
0.1~0.2	11.28	0.6~0.7	3.53
0.2~0.3	20.96	0.7~0.8	0.21

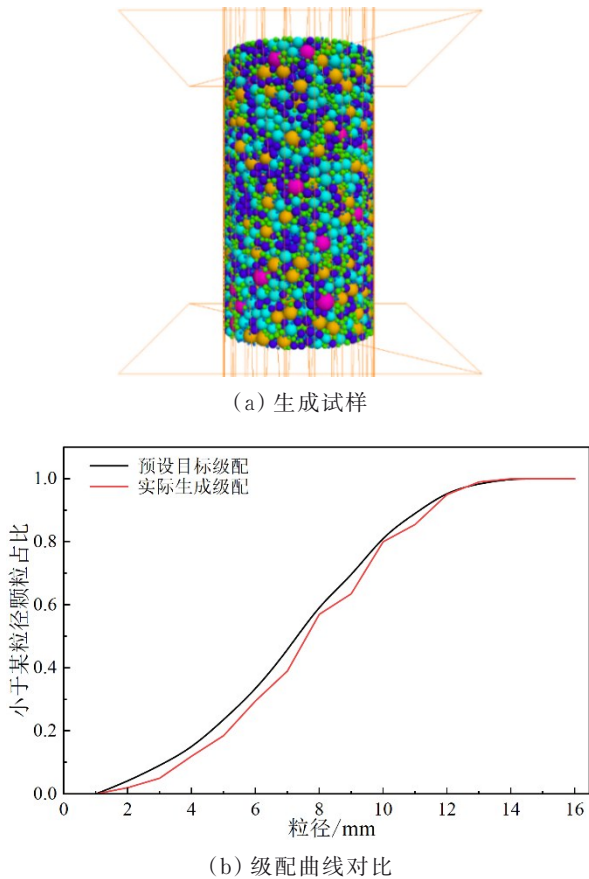


图 4 数值模拟模型与级配曲线图

Fig. 4 Numerical simulation model and gradation curve graph

初始围压:利用伺服系统,将速度转化为力施加围压,进行等压固结。循环荷载:固结完成后,保持围压不变,通过对顶部底部墙体施加半正弦周期速度,利用伺服达到动荷载加载目的。引入平均不平衡力比作为准静态条件的判别指标,其定义为颗粒体系平均不平衡力与平均接触力的比值^[18]。在循环荷载模拟全过程中,通过伺服机制实时监测并控制该比值始终小于 1.0×10^{-3} ,确保颗粒体系始终处于准静态平衡状态,从而保证数值模拟结果的物理真实性。

2.2 模型选择与细观参数确定

PFC 软件提供了多种接触模型,包括线性接触模型、Herz 接触模型、接触黏结模型和平行黏结模型等^[18]。鉴于风积沙属于无黏聚性砂土,采用线性接触模型进行模拟^[17]。需要说明的是,针对含水率对风积沙试样力学性能的影响,参照毛海涛等^[19]的做法,通过参数标定将含水率对强度的贡献等效映射为颗粒细观摩擦系数的调整,从而保证宏观力学响应的一致性。

由于 PFC 软件中宏观力学响应与其细观参数之间缺乏直接的理论关联^[20],因此,针对线性接触模

型的关键参数-法向刚度 K_n 、切向刚度 K_s 以及摩擦系数 μ 需要通过分析其对风积沙变形特性的影响规律,并对照动三轴试验结果进行标定。此外,考虑到切向刚度 K_s 与法向刚度 K_n 的比值对压缩量影响较小^[21],设定 K_s 与 K_n 比值为 1.0,皆为 K 。

模型参数标定的具体方法为:选取室内动三轴试验在围压 $\sigma_3=60$ kPa、动应力幅值 $\sigma_d=60$ kPa 条件下获得的累积塑性应变曲线作为基准,与数值模型在相同工况下的计算结果进行对比。通过试错法反复调整细观参数,并对数值试样孔隙率进行计算校核,试验测得风积沙试样的最小孔隙比 0.62,基于此可计算压实度为 95% 时试样的孔隙比,进而计算孔隙率,可确保模型生成试样的密实度与试验压实度 95% 一致,颗粒密度与实际风积沙密度设定为一致。最终确定的最优的细观参数组合见表 4。利用表 4 参数进行模拟,获得试样的模拟结果与试验结果对比如图 5 所示,对比结果显示,模拟结果较好地反映了试验的变形趋势。为进一步验证标定该组细观参数在其他工况的适用性,将标定的细观参数用于模拟其他工况试验,对比结果见图 6。图 6 显示,该组细观参数模拟得到不同工况试件的累积塑性应变趋势与室内试验结果保持了良好的一致性,验证了参数标定的有效性。

表 4 风积沙模型细观参数

Table 4 Mesoscopic parameters of aeolian sand model

K/MPa	摩擦系数	颗粒密度/(kg/m ³)	孔隙率
128	0.52	2 700	0.39

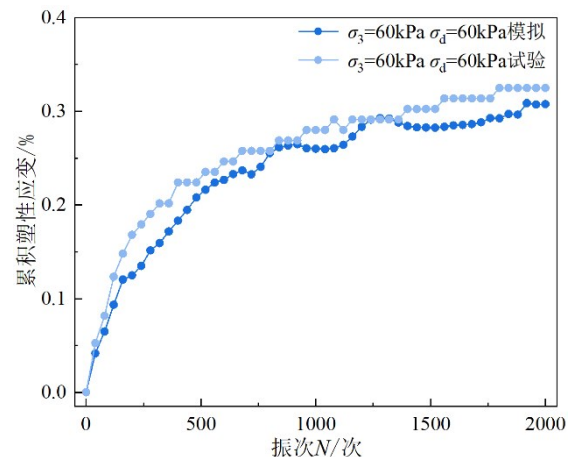


图 5 试验与模拟累积塑性应变对比图

Fig. 5 Comparison chart of cumulative plastic strain between the test and the simulation

3 试验与模拟结果分析

3.1 动力变形特征分析

图 6 所示为不同加载条件的室内试验与数值模拟获得的试样累积塑性应变-振动次数曲线对比。

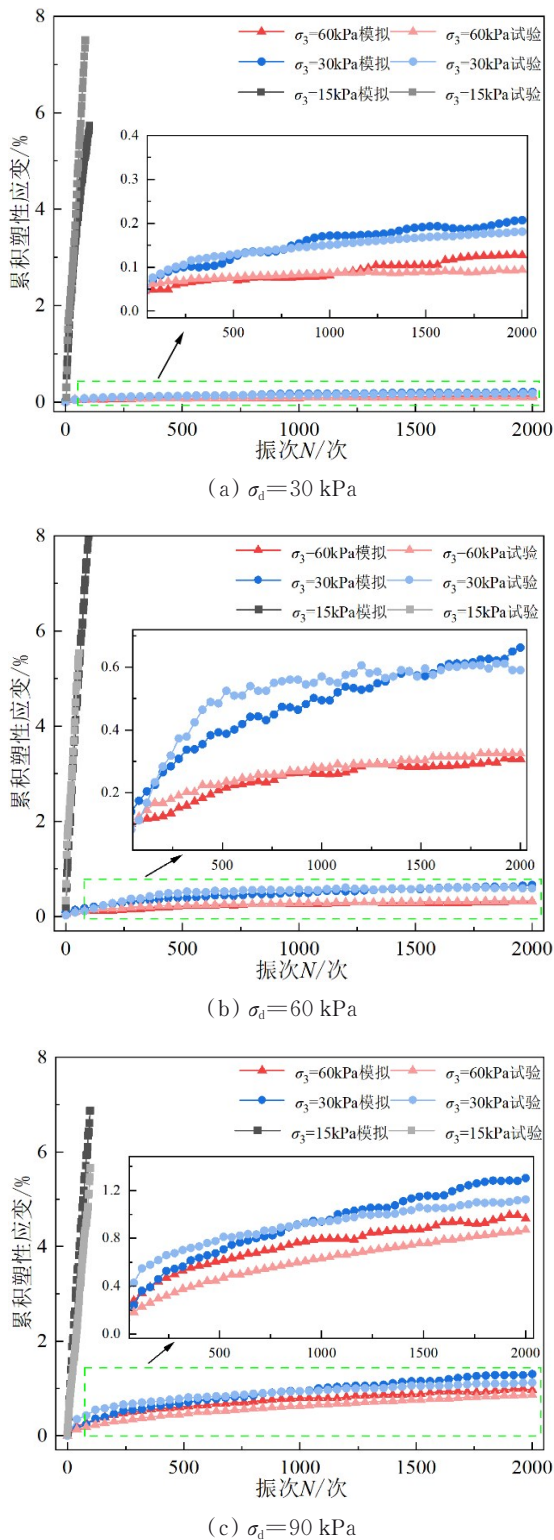


图 6 累积塑性应变-振次曲线对比

Fig. 6 Comparison of cumulative plastic strain-vibration frequency curves

在 3 种围压与 3 种动应力幅值工况下,数值模拟与室内试验的应变-振动次数曲线均呈现出良好的一致性,说明数值模拟可以真实还原室内试验。

对比图 6 中不同围压试样累积塑性应变-振动次数曲线发现,风积沙试样的累积塑性应变与围压的关系呈负相关。在动应力作用下,低围压下的风

积沙试样呈现快速失稳特征,经过不到 100 次动力加载就迅速产生了显著变形,直至破坏。这说明低围压条件下,颗粒之间容易发生相对滑动和重排,而颗粒重排过程中易发生链式滑动破坏,这主要归因于风积沙典型的级配不良及无黏性特征。由于颗粒粒径分布均一且缺乏细颗粒填充,颗粒间咬合镶嵌能力弱,在低围压下难以形成稳定的骨架结构,动荷载极易诱发颗粒滚动滑移。而随着围压的增加,增强了侧向约束效应,同时土体内部增强的颗粒嵌挤效应与接触摩擦力协同作用,可以在一定程度上提高土体的抗剪强度,使得土颗粒之间的结构不容易失去稳定,能够保持较低的变形。动应力幅值的变化对风积沙试样累积塑性应变的发展也具有显著影响(图 6)。在相同的试验条件下,风积沙填料的累积塑性应变随着动应力幅值的增加而增大,表明高动应力幅值加剧了颗粒间挤压,接触点应力超过颗粒间摩擦阻力,颗粒发生不可逆的滑动,导致塑性应变快速累积。这也预示着当压实系数、含水率以及围压等因素保持不变时,交通运输车辆的载重量增加会加剧风积沙路基填料的累积塑性应变,进而可能对路基的长期稳定性产生不利影响。

风积沙试样在不同工作状态下,其累积塑性变形-振动次数关系曲线随动应力幅值的变化呈现明显差异性(图 6)。按其演化过程可将其划分为稳定型工况、临界型工况和破坏型工况。

1) 稳定型工况曲线特征:试样的累积塑性应变在初期迅速累积,并在一定的加载次数后趋于平稳。具体来说,累积塑性应变低于 1% 且不再发生明显变化^[22]。以图 6(a)中 $\sigma_3=30\text{ kPa}$ 和 $\sigma_3=60\text{ kPa}$ 的试样为例,加载至 2000 次累积塑性应变分别为 0.2% 和 0.1%,在最初阶段,风积沙的累积塑性应变以较快的速度增长,而随着循环荷载的不断施加,累积塑性应变的增长速度逐渐减缓,循环次数接近 500 次时趋于稳定,后续循环加载过程中,塑性累积应变增长缓慢,试样始终保持稳定状态。

2) 临界型工况曲线特征:在循环加载过程中,试样在初始阶段的塑性变形增幅较大,随着振动次数的增加,应变速率有小幅减小,虽然在加载过程中没有发生失效,但累积塑性应变仍然在持续增加,且累积塑性应变率维持在较高水平。以图 6(c)中 $\sigma_3=30\text{ kPa}$ 和 $\sigma_3=60\text{ kPa}$ 的试样为例,风积沙试样的累积塑性应变在最初加载阶段表现出类似稳定型曲线的变化,应变快速增加,试样在 2000 次循环加载后虽然未出现失效,但累积塑性应变仍然继续增加。在试验结束时,累积塑性应变分别达到了

1.31% 和 0.9%, 不排除继续加载试样出现破坏的风险。

3)破坏型工况曲线特征:在循环加载的作用下,试件的累积塑性变形在初期阶段迅速增大,特别是在振次 N 较低的情况下,试样很快便进入失效状态。以图 6(a)中 $\sigma_3=15$ kPa 试样为例,风积沙在短时间内的应变累积非常迅速,尤其是在初始加载阶段,累积塑性应变的增长速度显著高于其他条件下的试样。这种应变迅速积累的现象反映了颗粒间的相对滑动和重新排列导致的内摩擦力减弱,结果是在很少的振动次数下,累积塑性应变就已经达到了 6% 左右,此时便可以视为试样失效。

3.2 塑性变形行为判定与累计位移预测

聂如松等^[23]以累积塑性应变速率为依据,对各类土体的塑性变形行为进行分类,获得了较为理想的分类标准。故选用累积塑性应变速率对风积沙的塑性变形行为进行分析和判定。

以幂函数表示风积沙累积塑性应变速率与振次关系,其表达式为

$$\dot{\epsilon}_p = aN^{-b} \quad (4)$$

式中: $\dot{\epsilon}_p$ 为累积塑性应变速率; N 为振动次数; a 、 b 为拟合参数。

由式(4)可以发现,参数 b 的变化直接反映了试样在循环荷载下的变形状态。通过对累积塑性应变曲线进行分类,可以有效预测试样的长期稳定性或潜在失效风险。当 b 值较大时,表示试样内部颗粒在受力后的重排和摩擦作用较为充分,结构趋于稳定,累积塑性应变逐渐趋缓,进而形成动态平衡的状态。相反,当 b 值较小时,表明试样内部结构尚未得到有效重组,颗粒间的接触和摩擦作用不足,随着循环荷载的持续作用,塑性变形迅速累积,最终导致破坏。此时, b 值越小,试样在较少振次内失效的可能性越大,尤其是在动荷载较大时,这类试样的抗变形能力较弱,容易产生不可恢复的累积塑性变形。

图 7 为 $\sigma_3=60$ kPa 风积沙试样的累积塑性应变速率与振次的拟合曲线图,由图 7 可知,该表达式对不同动应力幅值下累积塑性应变速率拟合效果均较好。表 5 所示为试验结果的拟合 a 、 b 值与相关系数 R^2 及塑性变形状态。由表 5 可以看出,当 $b \geq 0.7888$ 时,试样表现出稳定状态;当 $b \leq 0.5890$ 时,试样则会出现破坏。而当 b 值介于 $0.6097 \sim 0.7049$ 之间时,试样处于临界状态。临界状态往往出现在围压与动应力幅值等条件处于中等水平的状态下,累积塑性应变可能在一定的振次后逐渐平稳,但仍存在失效的风险。基于 b 值的这一分类标准,

不仅可以在实际工程中评估路基材料的稳定性,还可以为不同条件下的路基设计提供参考。

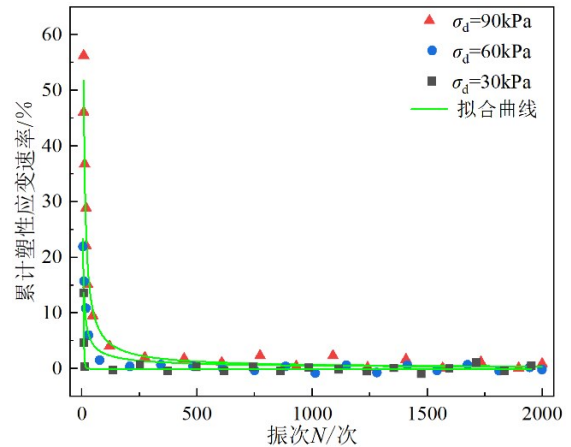


图 7 累积塑性应变速率-振次拟合曲线图 ($\sigma_3=60$ kPa)
Fig. 7 Cumulative plastic strain rate-vibration frequency fitting curve ($\sigma_3=60$ kPa)

表 5 变形状态与拟合参数表

Table 5 Deformation state and fitting parameter table					
σ_3/kPa	σ_d/kPa	a	b	R^2	状态
15	30	0.114 6	0.492 7	0.961 2	破坏
30	30	0.115 0	0.879 8	0.950 3	稳定
60	30	0.115 1	0.942 4	0.975 3	稳定
15	60	0.115 3	0.589 0	0.924 1	破坏
30	60	0.116 2	0.811 1	0.970 8	稳定
60	60	0.116 3	0.973 6	0.969 5	稳定
15	90	0.116 5	0.389 8	0.946 3	破坏
30	90	0.117 6	0.609 7	0.961 9	临界
60	90	0.117 7	0.704 9	0.980 8	临界

为建立考虑围压和动应力幅值影响的统一预测模型,进一步对表 5 中不同工况下的拟合参数 b 进行了非线性曲面拟合,发现二维多项式对其拟合效果良好, R^2 达到了 0.976,图 8 所示为拟合曲面图,其对应的经验公式为

$$b = -0.2198 + 0.0357\sigma_3 + 0.0142\sigma_d - 0.00033\sigma_3^2 - 0.00013\sigma_d^2 - 0.00004\sigma_3\sigma_d \quad (5)$$

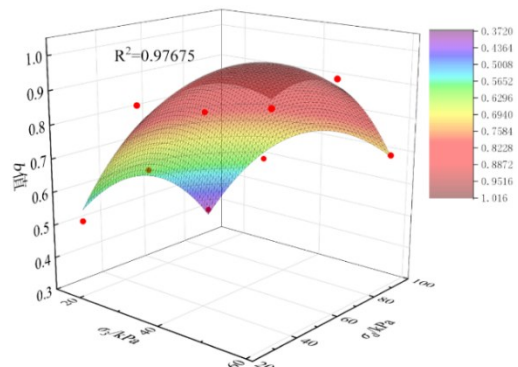


图 8 参数 b 与 σ_3 及 σ_d 的非线性曲面拟合图
Fig. 8 Fitting graph of parameter b with σ_3 and σ_d

由表5可以看出,各工况条件下 a 值变化幅度不大,取其平均值 $a=0.116$ 。将 a 值与式(5)带入式(4)即可得到风积沙累积塑性应变速率与振次关系的预测式

$$\dot{\epsilon}_p = 0.0116N^{0.2198 - 0.0357\sigma_3 - 0.0142\sigma_d + 0.00033\sigma_3^2 + 0.00013\sigma_d^2 + 0.00004\sigma_3\sigma_d} \quad (6)$$

3.3 风积沙动力变形细观机制

分析风积沙颗粒之间的力链强度与空间分布演化特征,可以揭示风积沙的变形机理。在离散元软件中,离散颗粒通过接触形成的链状传导结构称为力链。其中,承载主要荷载传导路径、接触力较大的力链称为强力链;而接触力较小、构成次级传导网络的力链则称为弱力链。为阐明不同类型试样的变形机制差异,选取典型的破坏型($\sigma_d=30$ kPa、 $\sigma_3=15$ kPa)、稳定型($\sigma_d=60$ kPa、 $\sigma_3=30$ kPa)和临界型($\sigma_d=90$ kPa、 $\sigma_3=60$ kPa)试样,绘制其不同振次下的力链场演化如图9所示,图中不同颜色和粗细力链代表接触力大小不同。表6统计了不同振次下力链场的总力链数量与强力链数量变化(其中接触力大于2倍均值的力链为强力链)以及对应的轴向累积塑性应变。

表6 力链数量统计表

Table 6 Statistics of the number of force chains

工况	振次	总力链数量	强力链数量	强力链占比/%	轴向累积应变/%
破坏型	0	25 857	3878	15	0
	50	25 803	4902	19	3.75
	90	26 163	9680	37	4.31
	120	26 287	10 777	41	5.59
稳定型	0	26 598	1 861	7	0
	50	26 544	2 389	9	0.13
	1 000	26 657	3465	13	0.49
	2000	26 695	3737	14	0.66
临界型	0	28 184	6764	24	0
	50	27 927	6702	24	0.16
	1 000	28 019	6164	22	0.79
	2000	28 198	5921	21	0.96

图9(a)表明破坏型工况的力链演化呈典型的阶段性特征。在初始阶段($N=50$ 次),试样加载端部成为循环荷载作用下的主要受力区,与未加载阶段($N=0$ 次)相比,强力链集中分布于此并优先沿轴向传递,形成密集的轴向力链网络,与弱力链共同构成网状结构。进入中期阶段($N=90$ 次),强力链持续承担荷载并向试样内部延伸,产生多级分叉,整体形态趋于密实,呈“树根”状分布;此时力链总数增至26 163条(增幅约1.4%),其中强力链比例提升至37%。至后期阶段($N=120$ 次),强力链接

触力持续增大,力链网络整体呈现明显压缩状态,颗粒体系发生显著应变,轴向累积塑性应变增至5.59%,此时强力链占比达到41%,表明强力链的高度集中。

图9(b)表明稳定型工况在加载初期($N=50$ 次)即表现出与破坏型工况不同的力链分布特征,其强力链与弱力链在试样内部分布相对均匀,且大部分强力链与竖直方向呈一定夹角,仅少部分严格沿荷载方向延伸。在随后的第50次至第1 000次加载过程中,颗粒体系进入结构调整期,颗粒通过旋转、滑动实现位置重组,接触力分布趋于均匀化,强力链占比由加载初期的9%增长至13%,但强力链整体分布格局未发生根本改变,力链接触力普遍有所增长,力链网络逐渐致密化,体系开始由局部变形向整体协调变形过渡。在第1 000次至第2 000次的加载过程中,力链网络完成适应性重构,强力链占比进一步小幅增加至14%,对应应变仅为0.66%,说明力链网络已形成稳定的多路径传力结构,宏观变形趋于稳定。

图9(c)中临界型工况的强力链初始方向分布($N=50$ 次)与稳定型工况具有一定相似性,整体呈较为均匀的空间分布特征。此时强力链占比为24%,对应轴向累积塑性应变为0.16%,表明体系初始阶段仍具备一定的承载能力。在第50次至第1 000次加载过程中,力链网络演化呈现出与稳定型显著不同的特征:部分强力链在循环荷载作用下逐渐超过其承载极限并发生断裂,断裂后的强力链转化为弱力链并在体系内部重新分布。受此影响,强力链占比由24%下降至22%,但总力链数量略有增加,说明颗粒体系在局部破坏的同时伴随着接触结构的不断重组,形成了更多次级传力路径。与此同时,轴向累积塑性应变由0.16%增长至0.79%,表明强力链的断裂削弱了原有主承载路径,使荷载向弱力链网络转移并引起持续变形累积。当加载至2 000次时,强力链占比进一步降低至21%,表明力链网络尚未形成稳定的多路径传力结构,仍处于动态调整状态。对应地,轴向累积塑性应变增至0.96%,说明体系在持续加载作用下仍在发生渐进变形,尚未达到稳定平衡状态,具有进一步发展为失稳破坏的潜在风险。

风积沙单一粒径导致接触形式简单,难以形成致密填充结构,从而使力链网络对围压条件高度敏感。结合表6中强力链占比及轴向累积塑性应变的演化规律,可以进一步从细观机制角度解释3种工况下宏观变形差异的形成原因。在低围压的破坏型工况下,由于颗粒间咬合力较弱,试样内部难以

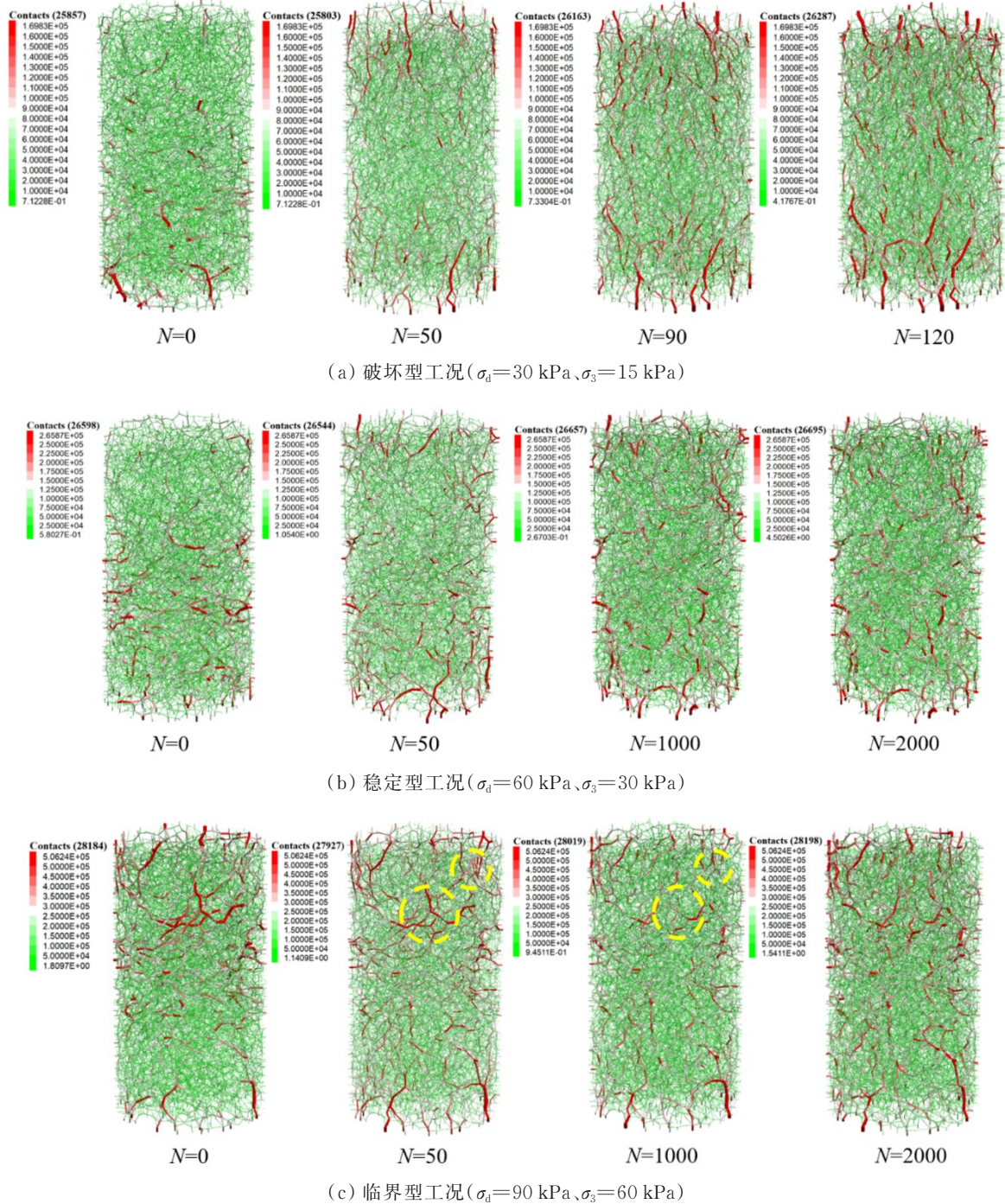


图 9 不同振次下典型工况的力链变化图

Fig 9 Force chain variation diagrams of typical working conditions under different vibration frequencies

形成致密的弱力链支撑网络。如前所述,强力链占比快速增加(从15%增加至41%)的同时,对应轴向累积塑性应变急剧增长(从0增加至5.59%),表明体系主要依赖少量强力链承担荷载。此时,虽然强力链在初期承担了大部分轴向动荷载,但由于缺乏足够的侧向围压约束,这些相对孤立的强力链在循环荷载作用下极易发生侧向屈曲并迅速断裂。强力链断裂后,荷载无法有效向周围结构分散传递,导致颗粒骨架发生连锁式崩塌,宏观上表现为塑性变形的急剧增长。相反,在高围压的稳定型工况

下,较高的围压促进颗粒之间形成更加致密的接触结构,构建起均匀分布的弱力链网络。该工况中强力链占比仅缓慢增加(从9%增加至14%),且对应轴向累积塑性应变始终维持在较低水平(小于1%),说明荷载可通过多路径在强弱力链之间协同传递。密集的弱力链网络有效约束了强力链的侧向变形,提高了其临界屈曲荷载,从而保证了试样整体结构的长期稳定。

对于临界型工况,其细观机制介于上述两者之间。在中等围压条件下,体系虽能够形成一定数量

的强力链,但弱力链网络尚不充分。在循环加载过程中,强力链不断发生断裂并向弱力链转化,强力链占比变化幅度有限(从24%减小至21%),但轴向累积塑性应变持续增长(从0.16%增加至0.96%),表明体系主承载路径逐渐削弱而未完全失稳。与此同时,力链网络通过不断重构形成新的次级传力路径,但整体传力结构仍未达到稳定平衡状态,因此宏观上表现为变形持续累积、结构处于亚稳定状态。

4 结论

基于室内试验与数值模拟方法对风积沙路基填料的动力变形特性及机制进行分析,建立了风积沙动力稳定性判据,揭示了风积沙动力变形的宏细观跨尺度关联机制。主要结论如下:

1) 风积沙试样的累积塑性应变与围压呈负相关,受限于风积沙级配不良及无黏性特征,其低围压下抗动载能力极差,高围压通过增强侧向约束和颗粒嵌挤作用,显著提升结构的稳定性并抑制塑性变形的发展。

2) 风积沙试样的累积塑性应变随动应力幅值增大而增大。高动应力幅值加剧了颗粒间挤压,当接触点应力超过颗粒间摩擦阻力,颗粒会发生不可逆的滑动,进而导致塑性应变快速累积直至破坏。

3) 风积沙路基填料在循环荷载作用下的塑性变形行为可划分为破坏型、稳定型和临界型3类,并提出了基于塑性应变速率与振次关系的幂函数拟合参数 b 值的塑性变形行为判定准则。

4) 3类塑性变形行为的典型试样数值模型分析表明,破坏型工况轴向强力链数量多且分布集中,导致迅速变形;稳定型工况强弱力链分布均匀,构成稳定传力路径,提高了试样抵抗变形能力;临界型工况存在强力链断裂转化为弱力链现象,力链体系未达完全平衡,仍有破坏风险。

需要指出的是,3类塑性变形行为判别准则是基于试验获得,对于不同含水率或不同来源的风积沙路基填料,该准则的适用性及具体临界阈值仍需进一步试验验证。另外,采用线性接触模型模拟分析风积沙动力响应的细观机理,但在定量匹配动三轴试验结果时仍存在不足,后续可通过引入非线性接触模型及应变率效应等方式进一步提高模拟精度。

参考文献

[1] Yi Z J, Zhao C H. Desert "soilization": an eco-mechanical solution to desertification[J]. Engineering,

2016, 2(3): 270-273.

[2] 何锐,韩得军,李龙龙,等. 风积沙在道路工程中的应用研究进展[J]. 中国公路学报, 2025, 38(1): 1-30.

He R, Han D J, Li L L, et al. Application review of aeolian sand used in road engineering[J]. China Journal of Highway and Transport, 2025, 38(1): 1-30. (in Chinese)

[3] 陈有为,冷伍明,徐方,等. 分级变围压条件下粉土路基填料回弹模量试验研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2025, 22(2): 625-635.

Chen Y W, Leng W M, Xu F, et al. Experimental study on resilient modulus of silty subgrade soil with stepped variations of confining pressure[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2025, 22(2): 625-635. (in Chinese)

[4] 张冰冰,刘杰,阿肯江·托呼提,等. 土工格室加固风积沙路基动应力响应现场试验研究[J]. 公路交通科技, 2021, 38(12): 37-46.

Zhang B B, Liu J, Tohuti A, et al. Field experimental study on dynamic stress response of aeolian sand subgrade strengthened by geocell[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2021, 38(12): 37-46. (in Chinese)

[5] 邹波. 列车荷载下风积沙填料弹性应变及预测模型[J]. 铁道科学与工程学报, 2024, 21(6): 2511-2522.

Zou B. Elastic strain and prediction model of aeolian sand filler under train-induced loading[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2024, 21(6): 2511-2522. (in Chinese)

[6] Guan X L, Bao W X, Chen R, et al. Experimental study on characterization of resilient modulus and prediction model of saline aeolian sand[J]. Construction and Building Materials, 2024, 446: 138014.

[7] 聂如松,钱冲,刘婷,等. 风积沙路基填料累积塑性应变及预测模型[J]. 铁道科学与工程学报, 2022, 19(9): 2609-2619.

Nie R S, Qian C, Liu X, et al. Accumulated plastic strain of aeolian sand as subgrade filler and its prediction model[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2022, 19(9): 2609-2619. (in Chinese)

[8] 王玉清,屈寻,云泽亚,等. 掺风积沙的PVA-FRCC早期自生收缩特性[J/OL]. 土木与环境工程学报(中英文), 2025 (2025-05-13). <https://link.cnki.net/urlid/50.1218.TU.20250511.0957.002>.

Wang Y Q, Qu X, Yun Z Y, et al. Early autogenous shrinkage performance of PVA-FRCC mixed with aeolian sand[J/OL]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2025 (2025-05-13). <https://link.cnki.net/urlid/50.1218.TU.20250511.0957.002>. (in Chinese)

[9] 马梦倩,聂如松,钱冲,等. 铁路基床底层风积沙填料长期动力稳定性研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2024, 21(6): 2284-2294.

- Ma M Q, Nie R S, Qian C, et al. Study on long-term dynamic stability of aeolian sand filling at the bottom layer of railway subgrade bed[J]. *Journal of Railway Science and Engineering*, 2024, 21(6): 2284-2294. (in Chinese)
- [10] Lü X L, Ma Y Y, Qian J G, et al. Discrete-element simulation of scaling effect of strain localization in dense granular materials[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2019, 19(6): 04019059.
- [11] Zhang Z Y, Wang W, Zhao B. Numerical study on the vibratory compaction mechanism of the sand-gabion backfills in underground coal mines[J]. *Minerals*, 2022, 12(11): 1428.
- [12] JTG D30—2015 公路路基设计规范[S].
JTG D30—2015 Specifications for design of highway subgrades[S].
- [13] JTG D60—2015 公路桥涵设计通用规范[S].
JTG D60—2015 General specifications for design of highway bridges and culverts[S].
- [14] 李广信. 土力学[M]. 中国水利水电出版社, 2018: 624.
Li G X. Soil mechanics[M]. China Water & Power Press, 2018: 624. (in Chinese)
- [15] 张向东, 任昆, 刘家顺. 不同冻结条件下辽西风积砂土动力参数试验研究[J]. *冰川冻土*, 2020, 42(4): 1229-1237.
Zhang X D, Ren K, Liu J S. Experimental study on dynamic parameters of aeolian sand in western Liaoning Province under different freezing conditions[J]. *Journal of Glaciology and Geocryology*, 2020, 42(4): 1229-1237. (in Chinese)
- [16] 张亚飞, 徐光黎, 申艳军, 等. 自钻式原位剪切旁压模型不同固结荷载颗粒流数值试验[J]. *岩土力学*, 2014, 35(2): 591-600.
Zhang Y F, Xu G L, Shen Y J, et al. PFC3D numerical experiments of self-boring in-situ shear pressuremeter model test under different consolidation pressures[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, 35(2): 591-600. (in Chinese)
- [17] Feng Y T, Owen D R J. Discrete element modelling of large scale particle systems: I: exact scaling laws[J]. *Computational Particle Mechanics*, 2014, 1(2): 159-168.
- [18] 石崇, 张强, 王盛年. 颗粒流(PFC5.0)数值模拟技术及应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.
Shi C, Zhang Q, Wang S N. Numerical simulation technology and application with particle flow code (PFC 5.0)[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2018. (in Chinese)
- [19] 毛海涛, 黄海均, 严新军, 等. 非饱和紫色土三轴试验颗粒流宏观细观参数关系研究[J]. *工程地质学报*, 2021, 29(3): 711-723.
Mao H T, Huang H J, Yan X J, et al. Numerical study on macroscopic and microscopic parameters of particle flow in unsaturated purple soil tri-axial test[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2021, 29(3): 711-723. (in Chinese)
- [20] 王杰, 庄建琦, 孔嘉旭, 等. 基于DEM模拟的破碎对黄土滑坡动力学特征影响研究[J]. *工程地质学报*, 2023, 31(2): 502-513.
Wang J, Zhuang J Q, Kong J X, et al. Influence of fragmentation on dynamic characteristics of loess landslide based on Dem simulation[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2023, 31(2): 502-513. (in Chinese)
- [21] 吴越, 杨仲轩, 徐长节. 初始结构各向异性对砂土力学特性及临界状态的影响[J]. *岩土力学*, 2016, 37(9): 2569-2576.
Wu Y, Yang Z X, Xu C J. Effects of initial fabric anisotropy on mechanical behavior and critical state of granular soil[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, 37(9): 2569-2576. (in Chinese)
- [22] 刘文劼, 冷伍明, 蔡德钧, 等. 重载铁路路基粗颗粒土循环振动试验与累积动应变研究[J]. *铁道学报*, 2015, 37(2): 91-97.
Liu W J, Leng W M, Cai D G, et al. Cyclic vibration tests on coarse grained soil of heavy haul railway subgrade and study on accumulative dynamic strain[J]. *Journal of the China Railway Society*, 2015, 37(2): 91-97. (in Chinese)
- [23] 聂如松, 李亚峰, 冷伍明, 等. 列车间歇荷载作用下路基细粒土填料的塑性变形行为及临界动应力研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2021, 40(4): 828-841.
Nie R S, Li Y F, Leng W M, et al. Plastic deformation and critical dynamic stress of fine-grained soils under intermittent loading of trains[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2021, 40(4): 828-841. (in Chinese)