

DOI: 10.11779/CJGE

# 不同层间倾角下砂-黏复合地层隧道开挖面稳定性离心模型试验

李铉聪<sup>1,2</sup>, 翁效林<sup>\*1,2</sup>, 叶飞<sup>1,2</sup>, 邓国华<sup>3</sup>, 党博涵<sup>1,2</sup>, 张昕晔<sup>1,2</sup>

(1. 长安大学特殊地区公路工程教育部重点实验室, 陕西 西安 710064; 2. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064;  
3. 西安黄土地下工程技术咨询有限公司, 西安 712000)

**摘要:** 基于离心模型试验, 系统研究了不同层间倾角及层间界面位置下砂-黏复合地层盾构隧道开挖面的稳定性。试验采用高速摄像与分析系统定量分析开挖面周围土体运动特征, 采用后置应力传感器与前置土压力盒两种测量手段测定开挖面支护力, 通过实时土压力监测系统获取失稳过程中土压力场的动态演化特征。通过建立三维离散元数值模型, 对试验结果进行验证。研究结果表明: 层间倾角显著影响开挖面失稳破坏模式。正倾角条件下, 砂土与黏土呈较独立变形特征。负倾角条件下两层土体协同变形, 失稳范围显著扩大, 产生贯通地层界面的连续剪切区域。当层间界面位于拱顶时, 正倾角工况失稳区域范围有限, 而负倾角工况仍会产生明显失稳。极限支护力主要受层间界面位置影响, 层间界面位于拱顶时所需极限支护力小于其位于拱轴线的情况, 层间倾角对极限支护力影响相对有限。失稳区域土压力呈现先快速下降后趋于稳定的两阶段演化特征。砂土层竖向土拱率分布与失稳区域轮廓吻合, 横向形成显著土拱效应, 拱顶与拱腰分别位于地表附近及层间界面处。研究成果可深化对倾斜复合地层开挖面失稳机理的认识, 为工程实践中施工风险控制提供一定依据。

**关键词:** 盾构隧道; 开挖面稳定性; 砂-黏复合地层; 层间倾角; 离心模型试验

**中图分类号:** TU411      **文献标识码:** A      **文章编号:**

**作者简介:** 李铉聪(1999—), 男, 博士研究生, 主要从事复杂地质条件下盾构隧道灾害预测与防控相关研究工作。E-mail: lixuancong1@chd.edu.cn。

## Centrifuge test of face stability in sand-clay layered strata with different interlayer angles

LI Xuancong<sup>1,2</sup>, WENG Xiaolin<sup>1,2</sup>, YE Fei<sup>1,2</sup>, DENG Guohua<sup>3</sup>, DANG Bohan<sup>1,2</sup>, ZHANG Xinye<sup>1,2</sup>

(1. Key Laboratory for Special Area Highway Engineering of Ministry of Education, Chang'an University, Xi'an 710064, China; 2. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China; 3. Xi'an Loess Subsurface Engineering Technology Consulting Co., Ltd., Xi'an 712000, China)

**Abstract:** Based on centrifuge model tests, this study systematically investigated the stability of shield tunnel face in sand-clay composite strata under different interlayer inclination angles and interface positions. The experiments employed high-speed camera and analysis systems to quantitatively analyze soil movement characteristics around the tunnel face, utilized both rear-mounted stress sensors and front-mounted earth pressure cells to measure support pressures, and captured the dynamic evolution of earth pressure fields during instability processes through real-time earth pressure monitoring systems. Three-dimensional discrete element model was established to validate the experimental results. The research findings indicate that interlayer inclination angles significantly influence the instability and failure modes of tunnel face. Under positive inclination conditions, sand and clay exhibit relatively independent deformation characteristics. Under negative inclination conditions, the two soil layers deform cooperatively, with instability ranges significantly expanding and continuous shear zones penetrating through the stratum interface. When the interlayer interface is located at the crown, positive inclination conditions result in limited instability zones,

**基金项目:** 国家自然科学基金项目(42277151, 52178355); 陕西省秦创原“科学家+工程师”队伍建设项目(S2024-YD-QCYK-0027); 长安大学中央高校基本科研业务费专项资金资助(300102214201) This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (42277151, 52178355); the Qinchuangyuan "Scientist + Engineer" Team Building Project of Shaanxi Province (S2024-YD-QCYK-0027); and the Fundamental Research Funds for the Central Universities, CHD (300102214201)

**收稿日期(Received):** 2025-02-06    **修回日期(Revised):** 2025-04-06    **接受日期(Accepted):** 2025-07-07    **网络出版日期(Online):** 2025-xx-xx  
\*通信作者 (E-mail: wengxl2000@126.com)

while negative inclination conditions still produce significant instability. The critical support pressure is primarily influenced by the interlayer interface position, with the required critical support pressure being smaller when the interface is at the crown compared to when it is at the tunnel axis, while the interlayer inclination angle has relatively limited impact on critical support pressure. Earth pressure in the instability zone exhibits a two-stage evolution pattern characterized by rapid initial decline followed by stabilization. The vertical soil arching ratio distribution in the sand layer aligns with the instability zone contour, forming significant lateral soil arching effects with the arch crown and arch waist located near the ground surface and at the interlayer interface. These research findings can deepen understanding of tunnel face instability mechanisms in inclined composite strata and provide guidance for construction risk control in engineering practice.

**Key words:** shield tunnel; face stability; sand-clay layered strata; interlayer angle; centrifuge test

## 0 引言

我国城市化进程正迈向高质量发展的新阶段,城市规模持续扩张,地下空间资源的开发利用已成为城市基础设施建设的关键部分。作为城市交通网络的重要载体,地铁隧道的建设规模与技术难度也在不断提升。特别是随着隧道工程向更深,更长,地质条件更为多变的地下空间拓展,盾构隧道开挖面失稳灾害日益突出,对工程灾害的防控带来严峻挑战<sup>[1-3]</sup>。

近年来,部分学者开展了物理模型试验以研究干燥细、粉砂<sup>[4,5]</sup>与饱和砾石<sup>[6]</sup>的开挖面失稳模式。对于这些均质低黏聚力地层,其失稳区域往往呈现楔形体上覆筒仓体的几何形态,且失稳模式与土体的密实程度紧密相关。传统物理模型试验虽能反映土体的失稳行为,但土体所处的应力水平远小于工程实践,难以重现真实的自重应力场。为克服上述局限性,研究者对饱和黏土<sup>[7,8]</sup>开挖面失稳模式进行离心模型试验研究,研究结果指出高黏聚性地层失稳模式与低黏性地层存在显著差异。对于性质各异的复合地层,失稳模式则与两种地层的物理力学性质均相关。宋洋等<sup>[9]</sup>指出砂-砾混合地层中支护力变化规律与粉细砂的含量密切相关。Berthoz 等<sup>[10]</sup>指出砂-黏复合地层中隧道轴线下部黏性土对于开挖面失稳模式影响较小。马少坤等<sup>[11]</sup>指出黏土-砾石复合地层下部砾石层破坏形态类似于楔形体,而上部黏土层破坏形类似于倒圆锥。

尽管已有研究涵盖了多种类型的复合地层,但多数将其简化为理想的水平分层结构(层间倾角为0°),该假设主要适用于盾构隧道沿顺层方向掘进的情况。然而,如图1所示,实际复合地层结构复杂,存在不同程度的倾斜特征。当层间倾角介于0°与90°之间时,盾构掘进需穿越倾斜地层,这在盾构施工中较为常见;当层间倾角为负值时,则对应于向斜或背斜构造中的交错层理结构,此时盾构掘进过程中需多次穿越地层界面。层间倾角显著改变隧道前方土体的应力分布特征及潜在破坏模式<sup>[12]</sup>。尤其在掘进面跨越倾斜砂-黏复合地层时,开挖面各区域受不同力学性质土体的耦合作用,上部砂层因孔隙大、黏聚力低,易在开挖过程中发生局部失稳现象;而下部黏土层因黏聚力较高,易在开挖面形成附着效应,进一步加剧了应力分布的

非均匀性与复杂性。上述应力场的非对称性及层间界面的非连续性,使得传统楔形体失稳模式难以准确描述倾斜地层开挖面的真实破坏过程,同时也显著增加了支护压力控制的难度。施加过大支护会引起地表隆起,而支护力不足则易导致开挖面坍塌。此外,倾斜地层中局部应力集中与局部失稳更易诱发非均匀变形,甚至发展为渐进性破坏<sup>[13]</sup>,最终造成灾难性后果。

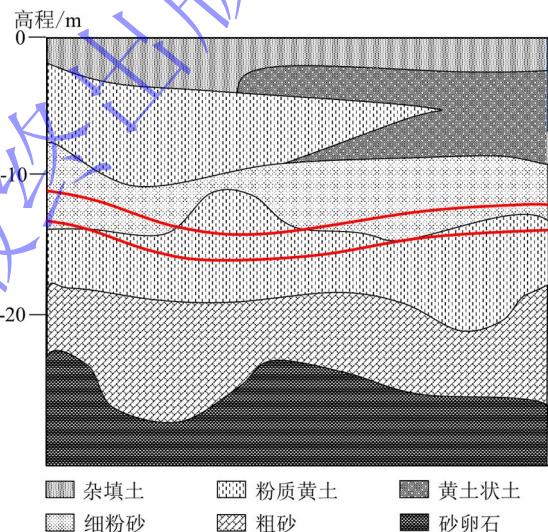


图1 复合地层盾构隧道地质剖面图  
Fig. 1 Geological profile of shield tunnel in composite stratum

然而,当前针对层间倾角变化条件下砂-黏复合地层中盾构隧道开挖面稳定性的研究仍显不足,开挖面破坏模式变化规律缺乏系统的试验验证。基于此,通过开展多组大型离心模型试验,系统研究不同层间倾角及层间界面位置下盾构隧道开挖面稳定性。试验重点关注不同层间倾角及层间界面位置下开挖面破坏模式及支护力变化规律,并通过布设土压力传感器监测开挖面附近土压力的动态响应过程。通过建立与离心试验尺寸相同的三维离散元数值模型,对离心试验结果进行验证。研究结果可为倾斜砂-黏复合地层中盾构隧道施工提供参考。

## 1 离心模型试验

试验基于长安大学 TLJ-3 土工离心机开展,其最大离心加速度为 200 g,最大荷载能力 60 g·t。试验采用自主研发的开挖面离心模型试验系统进行,采用的

相似比为 1:50, 离心加速度为  $50 g$ 。该自研系统拥有基于 WiFi7 协议的无线传输系统, 可实现高达  $5\text{Gbps}$  的稳定传输速率<sup>[14]</sup>, 并搭载能在高离心力下保持稳定的微型摄影系统。

### 1.1 土体制备

试验所使用的下层黏土选用取自陕西省合阳县的非饱和黄土, 其天然含水率  $w=19.1\%$ , 对应的饱和度为  $S_r=81\%$ , 上层土体采用商用标准砂。所使用土体的颗粒级配曲线如图 2 所示, 两种土体的部分物理力学参数如表 1 所示。

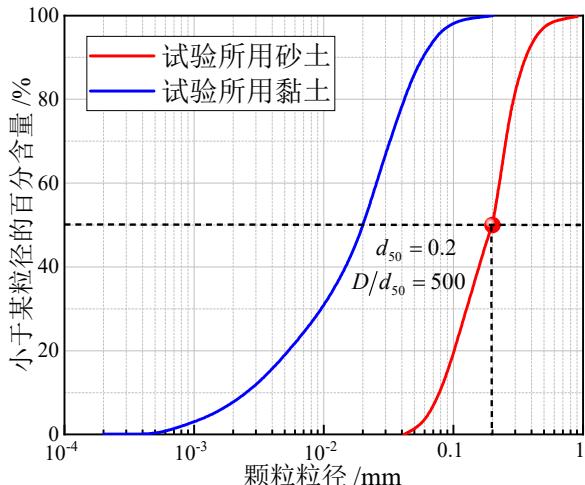


图 2 试验所用黏土与砂土的颗粒级配曲线

Fig. 2 Grain size distribution of sand and clay used in tests

为降低尺寸效应的影响, 黏土与砂土层被分别筛分处理并去除超过特定粒径的颗粒。试验前对下层黏土进行重塑处理以消除结构性的影响。考虑到试验中

所使用的隧道直径  $D=100\text{ mm}$  与土体平均粒径  $d_{50}=0.2\text{ mm}$  的比值  $D/d_{50}=500$ , 远大于常用临界值, 因此可以忽略土颗粒尺寸效应对试验结果的影响。

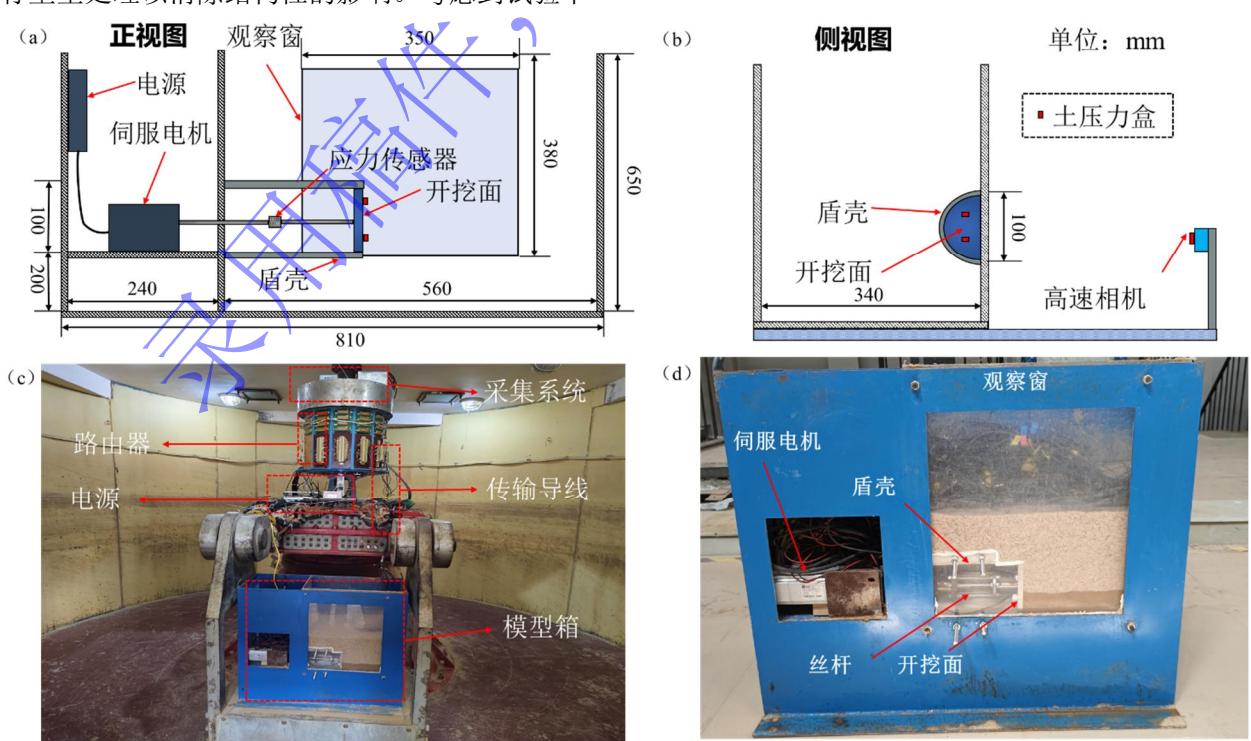
表 1 土体物理力学参数表

Table 1 Physical and mechanical parameters of the soil

土体类型	内摩擦角 $\phi^\circ$	黏聚力 $c/\text{kPa}$	干重度 $\gamma_d/(\text{kN}/\text{m}^3)$	天然重度 $\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$
黏土	31.9	31	16.8	19.9
砂土	30.1	0.6	14.5	15.0

### 1.2 离心模型试验系统

试验所用离心模型试验箱结构的正视图及侧视图分别如图 3 (a), (b) 所示, 模型箱采用高强钢板制作, 整体尺寸为  $810\times340\times650\text{ mm}$ , 通过中隔板将其划分为控制区及试验区两部分。控制区 (宽 240 mm) 用于布置电源、伺服电机、应力传感器等控制与测量设备, 试验区 (宽 560 mm) 内部用于放置土体, 隧道盾壳以及开挖面模型。模型箱内壁经过严格的防水与光滑处理, 以最大程度降低接缝渗漏与表面粗糙度对试验结果的影响。隧道盾壳模型由壁厚 3 mm, 内径 100 mm 的钢制半圆筒构成, 底部与模型箱底板距离为  $2D=200\text{ mm}$ 。开挖面为一实心半圆刚性构件, 其外径略小于盾壳内径。开挖面位移控制系统由伺服电机驱动丝杆实现, 可保证开挖面以预设速率移动。在丝杆与伺服电机连接处安装应力传感器, 实时监测支护系统受力特征。模型箱正面设置观察窗, 并在其前方布置高速摄像系统进行实时监控与图像采集。离心试验系统与模型箱的照片分别如图 3 (c), (d) 所示。



(a) 正视图 (b) 侧视图 (c) 离心试验系统照片 (d) 模型箱照片

图 3 隧道开挖面稳定性离心模型试验系统

Fig. 3 Centrifuge test system for tunnel face stability

通过应力传感器实时获取开挖面支护力的动态变化。为验证测量结果的可靠性,在隧道面上下半圆弧的圆心位置分别布设土压力盒,获取局部应力数据以进行交叉验证。如图4所示,考虑到失稳区域面积有限,为避免过多传感器导线产生加筋效应,在开挖面周围布设9个呈矩阵式分布(间距为 $0.5D$ )竖向土压力监测点,用于捕捉失稳过程中土压力演化及土拱效应的发展。同步采用高速摄像系统对观察窗区域进行实时成像,并结合数字图像处理技术,对图像序列开展系统分析,实现失稳机制的定量识别与表征。

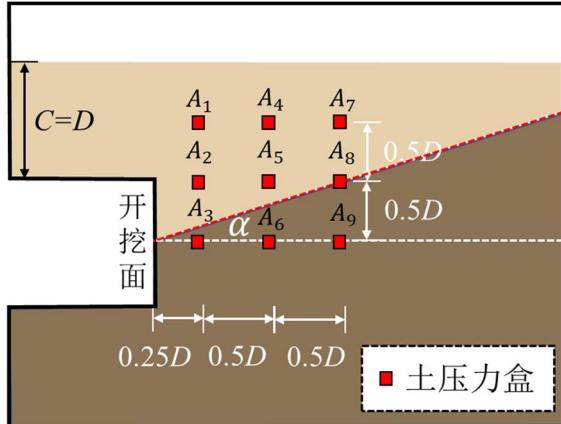


图4 土压力盒布设示意图

Fig. 4 Schematic diagram of earth pressure cells layout

### 1.3 工况设计

试验共设置6组工况进行对比分析,试验方案详见表2,且各工况下埋深比 $C/D$ 均为1。层间倾角参数 $\alpha$ 可基于图3定义, $\alpha>0^\circ$ 时,层间界面位于隧道拱轴线上方; $\alpha<0^\circ$ 时,层间界面位于拱轴线下方; $\alpha=0^\circ$ 时,层间界面与拱轴线相互重合。试验工况主要从如下两方面进行设计:在相同界面位置(拱轴线、拱顶)条件下,设置 $0^\circ$ 、 $30^\circ$ 、 $-30^\circ$ 三种层间倾角,研究不同层间倾角的影响;在相同层间倾角条件下,研究层间界面由拱轴线移至拱顶对开挖面稳定性的影响。

表2 开挖面稳定试验方案

Table 2 Schemes of tunnel face stability

工况	层间倾角 $\alpha/^\circ$	层间界面位置
工况 1	0	拱轴线
工况 2	30	拱轴线
工况 3	-30	拱轴线
工况 4	0	拱顶
工况 5	30	拱顶
工况 6	-30	拱顶

### 1.4 试验步骤

采用分层填筑法对土体进行填筑,每层土体填筑完成后进行压实处理。填筑过程同时布设土压力盒。对于倾斜层间界面情况,在填土工程中将模型箱倾斜至设计角度后再分层进行填筑以确保层间倾角达到指定水平。土体填筑过程完成后,将模型箱固定至离心试验平台中并进行测试设备及摄像监测系统的调试工

作。离心机按照预设方案缓慢逐步加速至 $50\text{ g}$ ,并在该加速度水平下维持30分钟,确保模型箱内土体充分固结。系统稳定后通过远程遥控设备启动伺服电机,带动开挖面以预定速率向后缓慢位移模拟隧道渐进失稳过程。当开挖面位移达到预设位置后,伺服电机自动停止运行。在开挖面停止位移后,继续保持 $50\text{ g}$ 离心加速度直至失稳区域演化趋于稳定。随后缓慢降低离心加速度直至离心机停止,完成单组试验。

## 2 离散元数值模型

建立如图5所示的离散元模型对试验结果进行对比验证。基于相似理论推得离散元模型尺寸为 $28\times 17\times 20\text{ m}$ ,隧道面直径 $D=5\text{ m}$ 。模型包含约三十万个相互无重叠的球形颗粒,隧道底部与模型底部间距将设置为 $D$ 以提高计算效率。上层砂土间相互作用采用线性抗滚动模型,下部黏土层则选用能够有效描述黏聚效应的JKR模型。各颗粒与墙体的接触均采用线性模型,且摩擦因数 $\mu$ 设置为0。所使用的模型参数取值如表3所示。模型采用的工况与试验中完全一致(表2)。根据土工相似理论,数值模拟中采用离心模型试验后撤速度的50倍进行墙体后撤,以实现准静态条件下的失稳过程模拟。计算过程中,通过软件内置Fish函数及测量球等测量手段对支护压力变化情况,失稳区域轮廓及土压力分布规律进行实时监测。

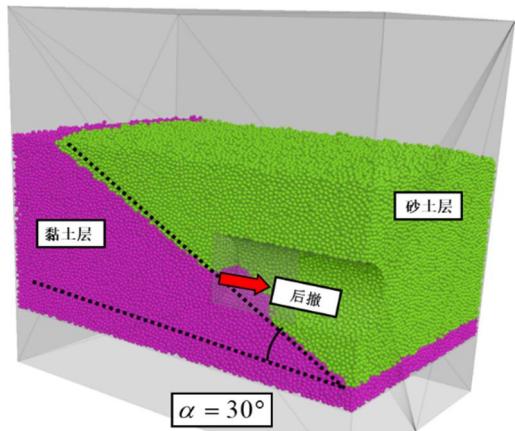


图5 开挖面稳定离散元模型示意图

Fig. 5 DEM model diagram of tunnel face stability

表3 砂土层与黏土层微观接触参数表

Table 3 Microscopic parameters of sand and clay layers

砂土 (线性抗滚动模型)	黏土 (JKR 模型)		
参数名称	参数值	参数名称	参数值
法向刚度 $k_n (\text{N/m})$	$5 \times 10^7$	剪切模量 $G (\text{N/m})$	$5 \times 10^8$
切向刚度 $k_s (\text{N/m})$	$5 \times 10^7$	泊松比 $\nu$	0.3
摩擦因数 $\mu$	0.3	摩擦因数 $\mu$	0.2
抗阻系数 $\mu_r$	0.21	抗阻系数 $\mu_r$	0.15

### 3 结果分析

#### 3.1 颗粒位移场

图 6 展示了离心试验中不同工况下开挖面支护力达到极限值时的颗粒位移场特征。图中箭头方向表示该位置处位移矢量方向, 箭头长度代表绝对位移大小。 $\alpha=0^\circ$  时(图 6(a)), 失稳区域主要集中于上部砂土层, 而下部黏土层位移量极小, 呈现典型的楔形体+棱柱体失稳模式。但失稳区域范围仅为隧道直径的 0.5 倍, 这远小于相同埋深下干砂的失稳区域范围。这表明下部硬黏土的存在显著提升了地层的整体稳定性。

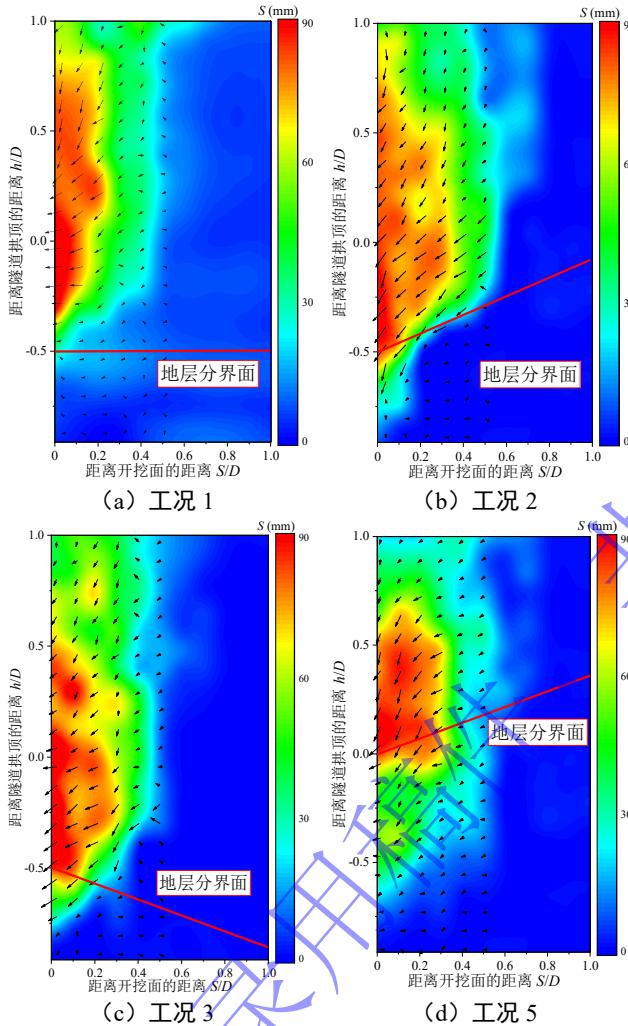


图 6 不同工况下颗粒位移场对比

Fig. 6 Comparison of particle displacement fields under different working conditions

当  $\alpha=30^\circ$  时(图 6(b)), 失稳区域向下延伸, 部分较硬黏土层产生明显位移, 失稳区域在层间界面处呈现不连续性。两层均表现出楔形体破坏特征, 但下部的楔形体倾角显著小于上部。由于层间倾角改变了砂土速度场的方向, 上部砂层破坏棱柱体呈现一定的内收趋势。 $\alpha=-30^\circ$  时(图 6(c)), 黏土层同样产生显著失稳破坏, 但失稳区域在层间界面处较为连续。整体失稳区域相比正倾角工况有所增加, 颗粒绝对位移量同样增加, 这表明负倾角条件可能加剧隧道面的

不稳定性。在保持  $\alpha=30^\circ$  的条件下, 选取工况 2 与工况 5(图 6(d))对比分析层间界面位置的影响。工况 5 中黏土层位移仍然较小, 最大位移区域集中于隧道拱顶以上的砂层中, 且最大位移量显著大于工况 2。这可归因于层间界面位置的抬升降低了上部砂层所承受的自重应力及侧向压力, 导致隧道面以上砂层失稳区域扩展更为显著。

#### 3.2 剪切应变带

剪切应变通过角度变化反映了土体内部颗粒间的相对滑移程度, 局部区域出现较大剪应变, 通常表明该位置发生显著的塑性变形。采用图像处理技术识别剪切应变带的位置、形态和发展趋势, 进而预测土体局部失稳的潜在位置。图 7 展示了离心试验中不同工况下的剪应变分布特征。

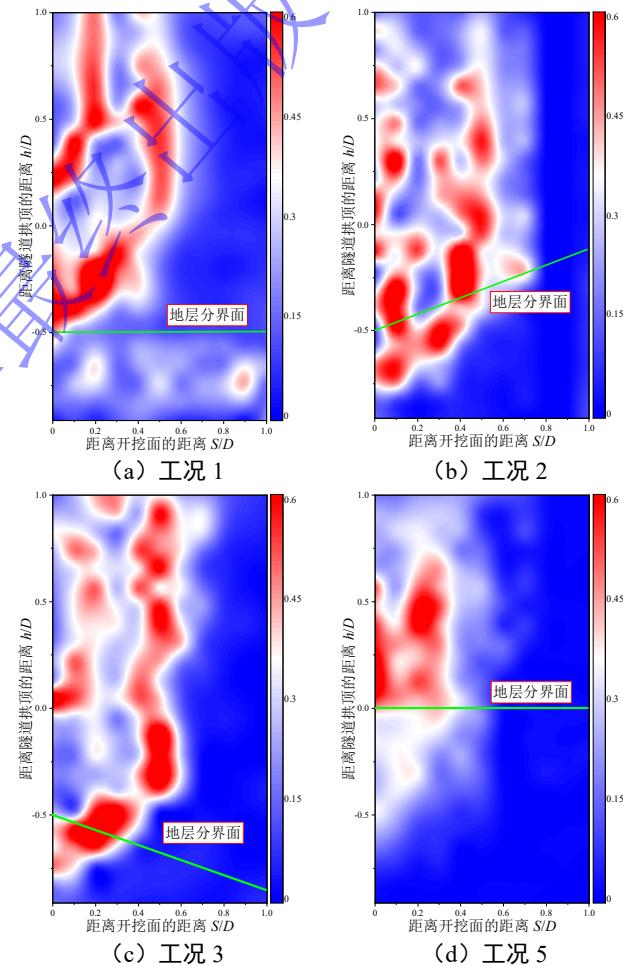


图 7 不同工况下剪应变分布对比

Fig. 7 Comparison of shear strain field distribution under different working conditions

$\alpha=0^\circ$  时(图 7(a)), 隧道面附近形成两条基本互不相交的剪应变条带, 失稳区域位于两条带之间。高剪应变区域大多分布于开挖面中轴线上方砂层, 表明此处发生了显著的塑性变形。两条带间区域剪应变略增大, 这可归因于砂土的塑性流动现象。 $\alpha=30^\circ$  时(图 7(b)), 下部黏土层出现大范围高剪应变区域, 这表明隧道面前方黏土承受较高塑性应变, 并在开挖

面附近产生显著挤压作用, 导致孔隙比显著降低。特别值得注意的是, 剪切带的发育方向基本垂直于地层倾向。 $\alpha=-30^\circ$ 时(图7(c)), 高剪应变区域跨越地层界面呈现出较强的连续性, 层间力学差异对剪切带发展的影响减弱。该现象可能与主应力方向和地层倾向之间的相对关系有关, 负倾角使主应力方向更接近潜在滑动面方向, 从而促进了剪切带的连续发展。剪切带的形态与水平层间条件下相似, 但其发展范围更大, 表明负层间倾角对开挖面稳定性具有更大的不利影响。在保持 $\alpha=0^\circ$ 的条件下, 选取工况2与工况5(图7(d))对比分析层间界面位置的影响。层间界面位置抬升至拱顶时, 地层整体剪应变数值大幅降低。下部黏土层具有较好整体与自稳定性, 而隧道面以上砂层的高剪应变区域更多来源于砂层的塑性流动。

### 3.3 失稳区域演化

图8展示了工况2与工况3下隧道面后撤过程中土体失稳区域的演化特征。隧道面后撤位移为 $S=0.001D$ 时, 两工况下黏土层均呈现明显的剪切破坏带, 破坏带内土体已经达到临界状态而失去稳定性, 同时隧道面周围局部砂土开始向隧道面方向进行塑性流动。 $S=0.002D$ 时, 工况2中剪切破坏带的横向拓展趋于稳定, 限制了其上覆砂质土体塑性流动区域的横向扩展幅度。相比之下, 工况3表现出较弱的自稳能力, 剪切破坏带随隧道面后撤过程持续横向扩展, 破坏带内的黏性土层在上覆砂质土层荷载作用下稳定性显著降低, 并朝向隧道面方向发生位移。最终, 黏性土层在砂质土层传递的剪应力作用下达到新的力学平衡状态时, 形成一个稳定的倾斜滑动面。隧道面后撤完全时, 两种工况的对比分析表明, 由于剪切破坏带横向扩展程度的差异性, 上覆砂质土层的流动轨迹呈现明显区别, 进而导致失稳区域的空间分布存在显著差异。剪切破坏带横向扩展幅度较小的情况下, 砂土塑性流动区域的横向范围较为有限, 反之则较为广泛。

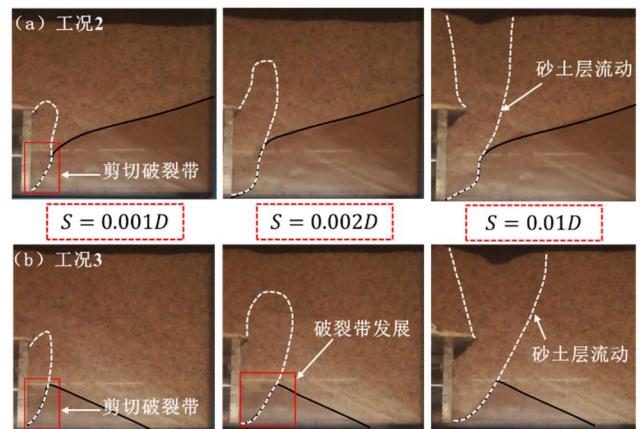


图8 失稳区域演化实拍图

Fig. 8 Photo of instability zone evolution

图9对比了 $S=0.01D$ 时不同工况下离心试验与数值模拟所获得的土体失稳区域的空间分布特征。如图9(a)所示, 层间界面位于拱轴线时,  $\alpha=-30^\circ$ 时的失稳区域在层间界面表现出明显的连续性, 且横向拓展幅度较为显著。相比之下 $\alpha=0^\circ$ ,  $30^\circ$ 时黏土层的主动失稳范围相对有限, 并在层间界面呈现一定的空间不连续性, 三种层间倾角下失稳区域均延伸至地表, 且试验观测结果与数值模拟预测表现出较高一致性。

如图9(b)所示, 当层间界面位于拱顶时,  $\alpha=0^\circ$ ,  $30^\circ$ 情况下试验结果显示黏土层几乎不发生明显位移, 仅有少量黏土与砂土颗粒向隧道面内迁移。而 $\alpha=-30^\circ$ 时则呈现出与层间界面位于拱轴线情况相类似的失稳特征, 失稳区域形态同样延伸至地表, 但其横向扩展幅度显著小于层间界面位于拱轴线情况。数值模拟结果也呈现相似的规律,  $\alpha=-30^\circ$ 情况下的失稳区域轮廓明显大于另外两种情况, 然而该情况下失稳区域并未延伸至地表, 这与离心试验观测结果存在一定差异。这种差异可能由于离散元数值模型中, 放大的颗粒直径, 滚动阻力系数以及黏性层对砂层的黏聚力共同限制了上覆砂土颗粒的移动。

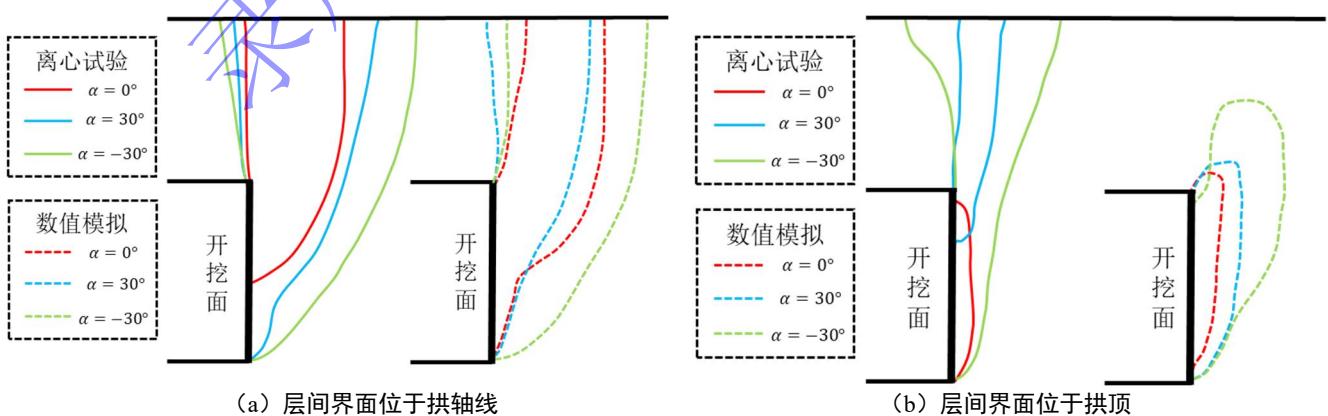


图9 离心试验与数值模拟所得到的失稳区域对比

Fig. 9 Comparison of instability zones obtained from centrifuge tests and numerical simulations

### 3.4 极限支护力

离心试验与离散元模型得到的不同工况下归一化支护压力  $P/P_0$  随归一化位移  $S/D$  的变化曲线如图 10 所示。在离心试验中(图 10 (a)),  $P/P_0$  呈现先快速下降随后相对稳定的两阶段特征, 将两阶段交界处的支护压力定义为极限支护压力  $P_{lim}$ 。当层间界面位于拱轴线时,  $P_{lim}$  均稳定在  $0.2P_0$  附近, 层间倾角影响相对较小; 而当层间界面位于拱顶时, 所需  $P_{lim}$  下降至  $0.1P_0$  以下。当  $\alpha=30^\circ$  时,  $P/P_0$  出现小幅回升并最终稳定于  $0.16P_0$  附近, 其它情况则并未出现回升现象。

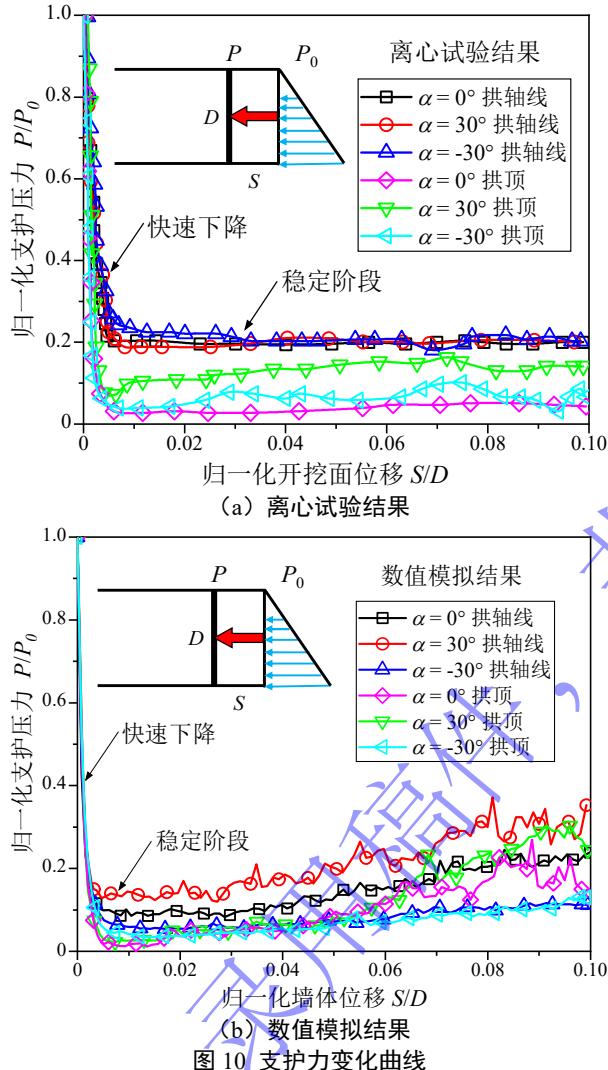


Fig. 10 支护力变化曲线

Fig. 10 Variation of support pressure

离散元数值模拟结果如图 8 (b) 所示,  $P/P_0$  同样呈现快速下降-相对稳定的两阶段特征, 且层间界面位于拱轴线情况下的  $P_{lim}$  大于层间界面位于拱顶的情况, 这说明离散元模拟结果试验结果具有较高一致性。值得注意的是, 在层间界面位于拱轴线时, 模拟结果显示层间倾角对  $P_{lim}$  存在一定影响, 这与试验结果存在一定差异, 这可能是由于离心试验的误差所致, 需要进一步进行研究。上述结果说明, 层间倾角对  $P_{lim}$  的影响相对有限, 而层间界面位置对  $P_{lim}$  的影响则十分

显著。这种差异可归因于交界面位置改变导致的土体变形模式变化。当交界面位于拱顶时, 开挖面周围土体的变形受到抑制, 从而导致  $P_{lim}$  有所降低。

试验采用传统后置应力传感器与前置土压力盒两种方法测定支护力变化曲线。后置应力传感器法通过测量伺服设备传导应力并基于应力平衡原理进行等效计算。然而, 该间接测量方法难以直接反映开挖面的实际受力状况。基于此, 引入隧道面前置土压力盒直接测量的方法, 通过对比验证研究支护力准确测定方法。图 11 呈现了工况 3 支护力快速下降阶段的测试结果, 应力传感器测量值以红色曲线表示, 并辅以浅红色区域标识 90% 置信区间。土压力盒测量结果与应力传感器法测得数据具有较高一致性, 基本落入置信区间范围内。初始阶段, 土压力盒记录的应力衰减相对缓慢, 这可归因于土压力盒由于位移量不足导致应力释放受限。而对于曲线整体趋势, 土压力盒测量值略低于应力传感器结果。通过上述分析可知, 两种测量方案对于支护力测定均具有较强可靠性。

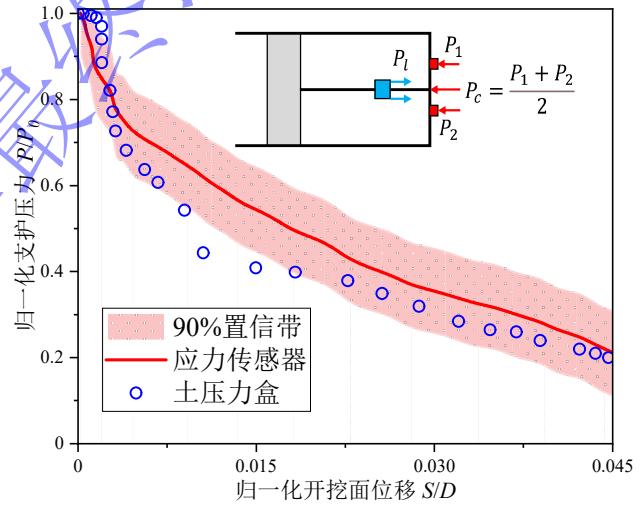


图 11 两种支护力测试方法对比图

Fig. 11 Comparison of two support pressure testing methods

### 3.5 土压力分布

为定量描述失稳过程中土压力演化规律, 引入竖向及横向(平行于隧道掘进方向)土拱率  $\lambda_z = \sigma_z / \sigma_{z0}$ ,  $\lambda_x = \sigma_x / \sigma_{x0}$  以描述土压力变化规律, 其中  $\sigma_z$  与  $\sigma_{z0}$  分别为某位置失稳前后的竖向土压力,  $\sigma_x$  与  $\sigma_{x0}$  则分别为某位置失稳前后的横向土压力。图 12 展示了离心试验中  $\alpha=30^\circ$  (工况 2) 条件下各土压力传感器测得的竖向土压力演化曲线。从图 12 (a) 可观察到, 邻近隧道面的测点  $A_1-A_3$  的土压力呈现先显著下降趋势再保持平稳的两阶段特征, 与支护力的变化规律相似。然而, 由于砂性土进入塑性滑移状态, 近隧道面处测点的数据出现明显波动, 导致土压力传感器测试结果变化幅度较大。最终, 这些测点处的土拱率稳定在 0.2-0.4 之间。

图 12 (b) 为测点  $A_4-A_6$  的土拱率演化规律。测点

$A_4$  的土压力失稳初期显著降低, 但在系统达到平衡状态后, 其土拱率略大于 1.0, 这一现象可能源于砂土层沿层间界面发生剪切滑移所致。测点  $A_5$  位于失稳区域轮廓内部, 其土拱率约为 0.7, 由于其相比  $A_1-A_3$  测点距隧道面较远, 残余土拱率较大。测点  $A_6$  的土拱率始终维持在 1.0 左右, 表明该处土压力基本保持恒定状态, 这与先前观察到的该位置黏土层未发生显著剪切变形的结果相互印证。

图 12 (c) 为测点  $A_7-A_9$  的土拱率变化特征。相较于靠近隧道面的测点, 这些位置的土压力时程曲线表现出较高稳定性与连续性。测点  $A_7$  的土拱率呈现轻微降低趋势, 这可能归因于该测点处砂土产生局部松动所致。测点  $A_8$  与  $A_9$  位置的土拱率略大于 1, 其中位于层间界面上方的测点  $A_8$  的土拱率接近于 1.1, 这可能由于层间界面的存在对应力测量存在一定影响。而测点  $A_9$  则完全位于黏土层中, 其土拱率约为 1.03, 这可能由于应力重分布导致该位置需承受更大竖向应力以维持结构稳定。综上所述, 试验结果展示出失稳过程中应力衰减规律及其空间分布特征。

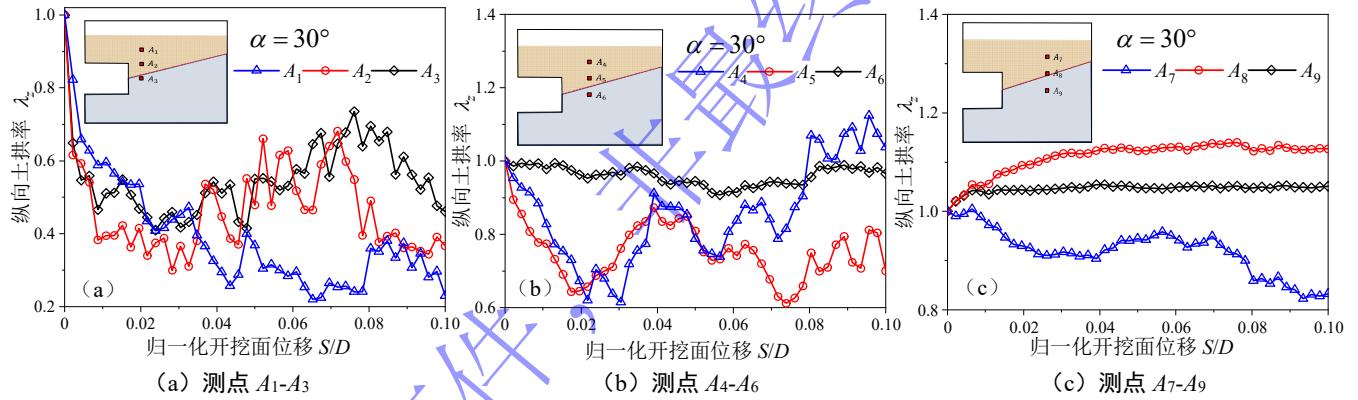


Fig. 12  $\alpha=30^\circ$  situation vertical earth pressure variation curve  
Figure 12  $\alpha=30^\circ$  situation vertical earth pressure variation curve

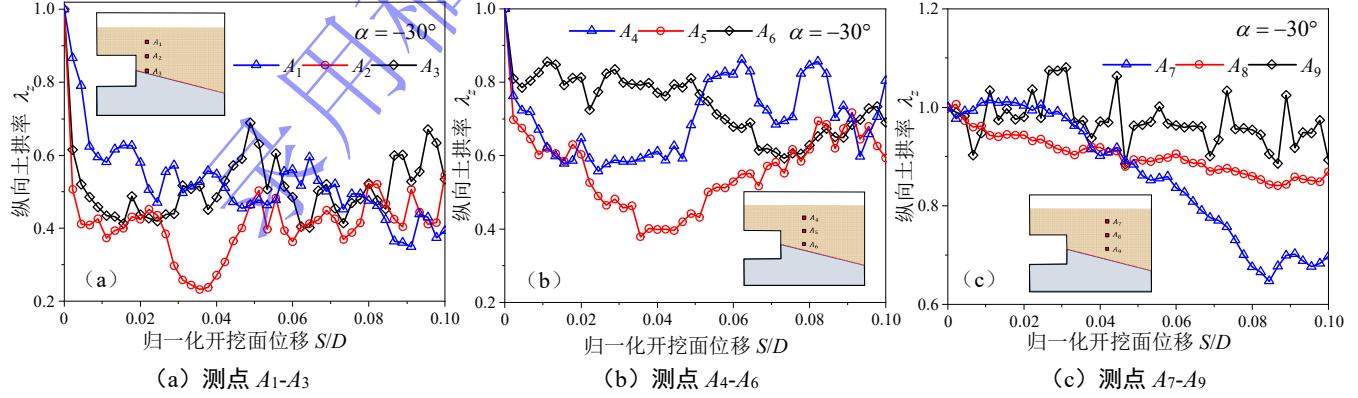


Fig. 13  $\alpha=-30^\circ$  situation vertical earth pressure variation curve  
Figure 13  $\alpha=-30^\circ$  situation vertical earth pressure variation curve

对于盾构隧道开挖面而言, 其稳定性不仅取决于竖向压力, 也与沿隧道轴线方向的挤出压力有关。为对土体的横向挤出应力进行分析, 并进一步可视化隧道面失稳导致的土拱效应, 离散元模拟过程中通过多个测量球实时监测隧道面前方  $1.5D \times 2D$  位置处竖向及

图 13 为  $\alpha=30^\circ$  (工况 3) 条件下不同测点位置的竖向土拱率演化曲线。通过对比图 11 与图 12 可知, 两工况下测点  $A_1-A_3$  的  $\lambda_z$  变化趋势相似, 表现为  $\lambda_z$  随  $S/D$  增加而先快速下降, 在经过一定波动后最终稳定在 0.4-0.6 之间。中部测点  $A_4-A_6$  与  $\alpha=30^\circ$  情况相比, 其竖向土拱率普遍偏小。其中  $A_6$  测点的  $\lambda_z$  在先快速下降后趋于稳定, 最终维持在 0.8 左右;  $A_4$  和  $A_5$  测点则呈现先下降后逐渐回升的趋势, 最终稳定在 0.6-0.7 之间。 $A_4-A_6$  测点土拱率均小于 1 且降低幅度较大, 这表明在  $\alpha=30^\circ$  条件下, 失稳区域的横向扩展范围较  $\alpha=30^\circ$  工况有所扩大, 即层间界面对失稳过程中应力重分布机制存在一定影响。远离开挖面的测点  $A_7-A_9$  仍然保持较为稳定的变化特征。在整个观测范围内 ( $A_1-A_9$ )  $\lambda_z$  基本不超过 1, 这与  $\alpha=30^\circ$  情况有所区别。这一特征进一步说明在  $\alpha=30^\circ$  条件下, 失稳区域的影响范围更为广泛, 这可能归因于在该倾角下黏土层自稳能力相对较弱, 因此上部砂土层需要形成更大范围的承载拱才能达到稳定状态。

Fig. 13  $\alpha=-30^\circ$  situation vertical earth pressure variation curve  
Figure 13  $\alpha=-30^\circ$  situation vertical earth pressure variation curve

横向土压力。图 14 给出  $S=0.01D$  时工况 2 的竖向与横向土拱率空间分布云图。蓝色区域表征该位置处土拱率小于 1 (应力减小), 而红色区域代表该位置土拱率大于 1 (应力增大), 色彩的饱和度定量反映其与基准值 1 的偏离程度, 灰色实线位置处土拱率等于 1。

如图 14 (a) 所示, 距离隧道面  $0.5D$  范围内的土体的竖向土拱率下降显著, 由于两土层性质差异较大, 应力重分布机制存在一定差异, 砂土层较黏土层呈现出更显著的土拱率下降梯度。距离隧道面  $0.5D$  以外的土体竖向土拱率变化不显著, 其值均处于  $0.95\sim1.05$  范围之间。上述分析表明该工况下隧道失稳导致的土体应力重分布范围大约为  $0.5D$ 。蓝色区域轮廓与 3.3 节中失稳区域轮廓呈现高度一致性, 验证了土拱效应与失稳区域间的空间对应关系。图 14 (b) 展示了横向土拱率的空间分布特征, 其与竖向土拱率分布的主要差异体现在隧道面正上方的近地表区域。该区域横向土拱率普遍大于 1, 表明在横向维度形成显著的土拱效应, 且拱顶主要位于近地表位置, 而拱腰则位于层间界面处。除失稳区域土拱率下降外, 压力拱外侧上部砂层的横向土拱率也显著降低, 这可能由于塑性流动改变了砂层的受力状态。图 14 中失稳区域外的下部黏土层的土拱率基本保持稳定, 这与前述黏性土层较砂土层自稳定性良好, 不易产生扰动的结论相吻合。

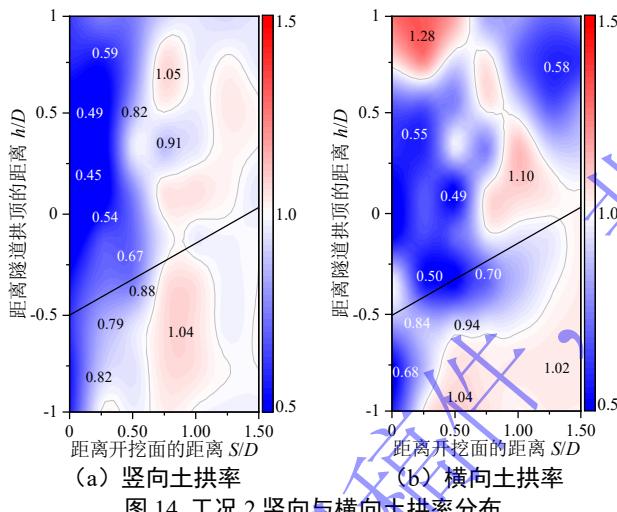


Fig. 14 工况 2 坚向与横向土拱率分布

工况 2 在  $S=0.01D$  时的力链分布如图 15 所示。图中蓝色线段代表砂土颗粒间接触力, 红色线段则代表黏土颗粒间接触力, 接触力大小与将通过线段长短及粗细进行可视化。由图 15 可知, 受重力场影响, 远离隧道面区域的土体力链呈现自下而上逐渐稀疏的分布特征。近隧道面区域的力链分布特性与先前关于失稳区域及土拱率的分析结果具有一致性, 即隧道面附近砂层表现为力链分布稀疏状态, 而黏土层则呈现相对密实的力链网络。隧道顶面上方砂层中可观察到局部横向拱形力链分布, 进一步证明横向土拱效应的存在。综上所述, 基于离散元方法构建的数值模型与离心试验结果呈现出良好的一致性, 即该模型能够合理地对隧道面失稳过程进行模拟。

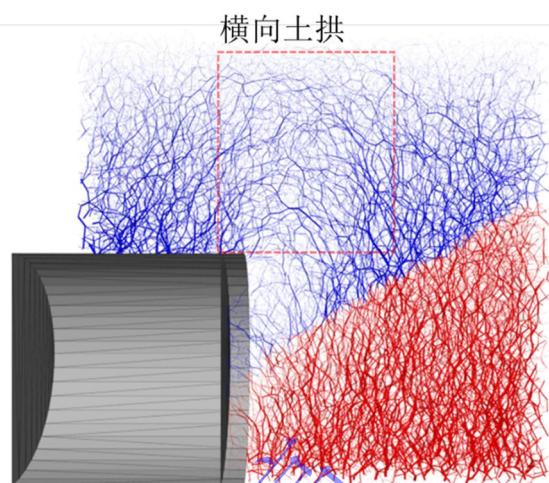


图 15 工况 2 力链分布示意图  
Fig. 15 Schematic diagram of force chain distribution under working condition 2

## 4 结 论

通过离心模型试验及离散元数值手段系统研究了不同层间倾角及层间界面位置下砂-黏复合地层盾构隧道开挖面稳定性, 得到以下三点结论。

(1) 层间倾角显著影响开挖面周围土体的失稳模式。在正倾角条件下, 破坏面沿倾角方向发展, 黏土层与砂土层表现出独立的变形特征, 且形成与地层倾向垂直的局部剪切带; 而在负倾角条件下, 两层土体呈现协同变形, 失稳区域显著扩大, 产生贯通地层界面的连续剪切区域。当层间界面位于拱顶时, 负倾角工况仍会导致明显失稳, 而正倾角工况则显著减小失稳范围。

(2) 极限支护压力主要受层间交界面位置的控制, 当界面位于拱顶时支护力需求最小。在层间界面位于拱轴线时, 极限支护压力约为  $0.2P_0$ , 而当界面位于拱顶时, 所需支护力降至  $0.1P_0$  以下。层间倾角对极限支护力的影响相对有限, 支护力选取应更注重层间界面位置而非倾角因素。

(3) 层间倾角显著影响土压力场分布及土拱效应发展。离心试验结果表明, 失稳区域坚向土压力呈现先快速下降后趋于稳定的两阶段特征。数值模拟结果显示, 砂土层坚向土拱率的空间分布与失稳区域轮廓高度一致, 横向维度则形成显著土拱效应, 其拱顶与拱腰分别位于地表附近及层间界面处。

**利益冲突声明/Conflict of Interests:** 所有作者声明不存在利益冲突。All authors disclose no relevant conflict of interest.

**作者贡献/Authors' Contributions:** 李铉聪、翁效林、党博涵、张昕晔参与离心模型试验; 李铉聪、翁效林参与离散元数值模拟; 李铉聪、翁效林、邓国华参与数据处理及图像绘

制; 李铉聪、翁效林、叶飞参与论文的写作和修改。所有作者均阅读并同意最终稿件的提交。

LI Xuancong, WENG Xiaolin, DANG Bohan, and ZHANG Xinye participated in the centrifuge model tests; LI Xuancong and WENG Xiaolin participated in the discrete element numerical simulation; LI Xuancong, WENG Xiaolin and DENG Guohua participated in data processing and figure preparation; LI Xuancong, WENG Xiaolin and YE Fei participated in the writing and revision of the manuscript. All authors have read and agreed to the submission of the final manuscript.

## 参考文献:

- [1] TU S, LI W, ZHANG C, et al. Effect of inclined layered soils on face stability in shield tunneling based on limit analysis[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2023, 131: 104773.
- [2] ZHANG Z, WANG Z Z, GOH S H, et al. Deep learning-based prediction of tunnel face stability in layered soils using images of random fields[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2024, 150(8): 04024065.
- [3] 袁大军, 沈翔, 刘学彦, 等. 泥水盾构开挖面稳定性研究[J]. 中国公路学报, 2017, 30(8): 24-37. (YUAN Dajun, SHEN Xiang, LIU Xueyan, et al. Research on face stability of slurry shield tunneling[J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, 30(8): 24-37. (in Chinese))
- [4] 陈仁朋, 李君, 陈云敏, 等. 干砂盾构开挖面稳定性模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(1): 117-122. (CHEN Renpeng, LI Jun, CHEN Yunmin, et al. Model test study on face stability of shield tunnel in dry sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(1): 117-122. (in Chinese))
- [5] KIRSCH A. Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand[J]. Acta Geotechnica, 2010, 5: 43-62.
- [6] 吕玺琳, 曾盛, 王远鹏, 等. 饱和圆砾地层盾构隧道开挖面稳定性物理模型试验[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(S2): 129-132. (LÜ Xilin, ZENG Sheng, WANG Yuanpeng, et al. Physical model test on face stability of shield tunnel in saturated gravel stratum[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(S2): 129-132. (in Chinese))
- [7] 雷华阳, 刘敏, 钟海晨, 等. 黏土地层盾构隧道开挖面失稳离心试验及数值模拟[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2023, 56(5): 503-512. (LEI Huayang, LIU Min,
- ZHONG Haichen, et al. Centrifuge test and numerical simulation of face instability of shield tunnel in clay stratum[J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2023, 56(5): 503-512. (in Chinese))
- [8] WENG X, SUN Y, YAN B, et al. Centrifuge testing and numerical modeling of tunnel face stability considering longitudinal slope angle and steady state seepage in soft clay[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, 101: 103406.
- [9] 宋洋, 王韦颐, 杜春生. 砂-砾复合地层盾构隧道开挖面稳定性模型试验与极限支护压力研究[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(12): 2206-2214. (SONG Yang, WANG Weiyi, DU Chunsheng. Model test on face stability and limit support pressure of shield tunnel in sand-gravel composite stratum[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(12): 2206-2214. (in Chinese))
- [10] BERTHOZ N, BRANQUE D, SUBRIN D, et al. Face failure in homogeneous and stratified soft ground: Theoretical and experimental approaches on 1g EPBS reduced scale model[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2012, 30: 25-37.
- [11] 马少坤, 韦榕宽, 邵羽, 等. 基于透明土的隧道开挖面稳定性三维可视化模型试验研究及应用[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(10): 1798-1806. (MA Shaokun, WEI Rongkuan, SHAO Yu, et al. Three-dimensional visualization model test and application of tunnel face stability based on transparent soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(10): 1798-1806. (in Chinese))
- [12] LI W, ZHANG C, TU S, et al. Face stability analysis of a shield tunnel excavated along inclined strata[J]. Underground Space, 2023, 13: 183-204.
- [13] TU S, LI W, ZHANG C, et al. Effect of inclined layered soils on face stability in shield tunneling based on limit analysis[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2023, 131: 104773.
- [14] 翁效林, 胡继波, 谢永利, 等. TLJ 型土工离心机数据采集系统更新升级[J]. 岩土工程学报, 2024, 46(S1): 59-63. (WENG Xiaolin, HU Jibo, XIE Yongli, et al. Update and upgrade of data acquisition system for TLJ geotechnical centrifuge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2024, 46(S1): 59-63. (in Chinese))