

DOI: 10.11779/CJGE20240222

气压辅助掘进盾构开挖面失稳机制及土拱效应 三维物质点法研究

王树英^{1,2}, 刘霆宇^{*1}, 郑响凑¹, 张 涛¹

(1. 中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 2. 深圳大学土木与交通工程学院, 广东 深圳 518060)

摘要: 开挖面失稳坍塌是隧道施工安全的重大威胁, 而厘清开挖面失稳破坏全过程演化机理是制定灾害防控与大变形处治措施的前提。采用三维物质点法对气压辅助掘进盾构开挖面失稳机制进行研究。对比盾构隧道开挖面稳定性模型试验与物质点模拟所得极限支护力、地表沉降以及地应力分布结果, 验证物质点法模拟隧道开挖面失稳大变形的可行性。随后建立工程尺度气压辅助掘进盾构模型, 探讨埋深、气压支护、刀盘开口型式对开挖面坍塌、地层变形响应及土拱动态演化的影响。研究结果表明: 气压支护及刀盘可减缓坍塌速率与最终坍塌量, 而较大埋深下早期坍塌速率更快; 随着开挖面坍塌, 地层协同变形并产生土拱, 当土拱发育至地表附近并消散后, 地表迅速发生塌陷。物质点法可动态捕捉气压辅助掘进盾构开挖面失稳破坏全过程特征, 为类似工程灾后行为预测提供参考。

关键词: 盾构隧道; 物质点法; 气压辅助掘进; 开挖面失稳; 土拱

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2025)11-2264-10

作者简介: 王树英(1982—), 男, 安徽黄山人, 博士, 教授, 主要从事盾构隧道工程等方面的教学与研究工作。E-mail: swang24@szu.edu.cn。

Failure mechanism of tunnel face and soil arch effects in auxiliary air balanced shield using three-dimensional material point method

WANG Shuying^{1,2}, LIU Tingyu¹, ZHENG Xiangcou¹, ZHANG Tao¹

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China; 2. College of Civil and Transportation Engineering, Shenzhen University, Shenzhen 410075, China)

Abstract: The collapse of tunnel face poses a serious threat to the safety of tunnel construction, and a comprehensive understanding of the entire evolutionary failure mechanism is the key premise for disaster prevention and treatment measures. By using the three-dimensional material point method (MPM), the large deformation behaviours of the collapse of tunnel face in the auxiliary air pressure balanced shield are investigated. The effectiveness of the MPM in analyzing the failure problems of tunnel face is validated by comparing the results of the limit support force, ground settlement and stress distribution with those of the experimental tests. Subsequently, a series of field-scale numerical simulations are conducted to explore the dynamic characteristics of collapse of tunnel face, response of ground deformation, and evolution of soil arch under various burial depths, support air pressures and cutter head types. The results demonstrate that the development rate and final mass of the collapse of tunnel face are reduced by the support of air pressure and cutter head, and a faster early collapse rate is observed in a deeper burial depth. The soil arch emerges with the ground deformation induced by the collapse of tunnel face, and the collapse of ground surface grows rapidly when the soil arch reaches the ground surface and vanishes. The MPM can effectively capture the entire dynamic process of the collapse of tunnel face in the auxiliary air pressure balanced shield, therefore providing valuable insights for preventing the collapse of tunnel face and predicting the post-failure behaviors in similar projects.

Key words: shield tunnel; material point method; auxiliary air pressure tunnelling; tunnel face instability; soil arch

基金项目: 国家自然科学基金项目(52022112); 国家自然科学基金青年基金项目(52308425); 博士后国际交流计划引进项目(YJ20220219); 中国博士后科学基金特别资助项目(2023TQ0382); 中南大学中央高校基本科研业务费专项资金项目(2023ZZTS0675)。This work was supported by National Natural Science Foundation of China (Grant No. 52022112), National Natural Science Foundation of China (Grant No. 52478403), National Natural Science Foundation of China (Grant No. 52308425), Postdoctoral International Exchange Program (Grant No. YJ20220219), China Postdoctoral Science Foundation (Grant No. 2023TQ0382) and Fundamental Research Funds for the Central Universities of Central South University (Grant No. 2023ZZTS0675)。

收稿日期(Received): 2024-03-12 修回日期(Revised): 2024-06-18 接受日期(Accepted): 2024-07-09 网络出版日期(Online): 2024-07-10

*通信作者 (E-mail: 214811112@csu.edu.cn)

0 引言

盾构法因其机械化、自动化、施工便捷等优点被广泛应用于地下空间建设^[1-2]。土压平衡盾构施工往往依靠土舱内充填渣土平衡开挖面水土压力, 然而经典的满舱模式常面临掘进负荷大、刀具磨损量大、掘进效率低等问题, 对此中国诸多城市广泛采用压缩空气替代土舱内部分渣土, 即气压辅助掘进模式^[3]。由于气压控制不当诱发开挖面失稳的风险案例已屡见不鲜^[4], 因此有必要研究气压辅助掘进盾构开挖面失稳破坏机制, 为开挖面坍塌风险预防与处治提供指导。

国内外学者对隧道开挖面稳定性进行了一系列研究。在理论研究方面, 极限平衡理论一般通过假设失稳区形状^[5]得到开挖面极限支护力, 极限分析理论则通过假设位移场或应力场得到上限解或下限解^[6], 然而, 理论解难以反映开挖面失稳动态过程。试验研究方面, Chen 等^[7]通过离心试验还原隧道施工真实应力水平, 对开挖面极限支护力进行了分析。Kirsch^[8]开展了一系列 1g 重力试验, 并结合粒子图像测速 (PIV) 技术观测了地层失稳机制。需注意到, 现有模型试验往往采用后移刚性支护板^[8-9] (位移控制式) 或调节柔性水/气压力^[7] (应力控制式) 模拟开挖面失稳, 而有关盾构刀盘对于开挖面稳定性影响的研究仍较为有限。

在数值仿真方面, 传统拉格朗日有限元或有限差分方法已广泛应用于隧道开挖面稳定性分析^[10-11], 然而上述方法受限于网格畸变等问题而难以模拟开挖面大变形失稳破坏过程。无网格方法常采用质点对计算区域进行离散, 避免了网格畸变问题, 其代表有光滑粒子流体动力学方法^[12]、质点有限元法^[13]等, 然而该方法常存在搜索临近质点计算工作量大、边界处理复杂等不足。基于非连续介质假定的离散元方法具备仿真松散颗粒大变形流动的能力^[14], 但高昂的计算成本使其难以胜任工程尺度模拟。相较而言, 近年来快速发展的物质点法 (MPM) 结合了拉格朗日和欧拉双重描述特点, 在算法稳定性与计算效率上具有独特优势^[15]。在隧道开挖面失稳 MPM 模拟方面, Li 等^[16]模拟了二

维隧道穿越软弱破碎带时开挖面动态失稳特征, 分析了破碎带几何特征及土体摩擦强度对于开挖面破坏形态的影响, Fernandez 等^[17]研究了三维毛洞隧道开挖面坍塌及地表沉陷响应机制, 对开挖面坍塌发展及休止角、滑移距离等形态参数进行了探讨。以上研究结果表明物质点法在模拟隧道开挖面失稳大变形问题方面具有独特的优势。

此外, 土拱效应对确定开挖面支护力及评价盾构施工影响具有重要意义。Karl^[18]最早通过活动门试验证实了土拱效应的存在。随后, 学者们对隧道开挖过程中的土拱形成条件、拱体分布范围及土拱演化机制^[19-20]开展了研究。然而, 现有隧道土拱效应研究大多聚焦于小变形临界稳定状态, 开挖面渐进坍塌过程土拱动态发展及消散机制研究仍处于起步阶段。

综上所述, 既有开挖面稳定性研究大多尚未聚焦于盾构气压辅助掘进模式这一特殊工况, 且三维开挖面失稳大变形灾后特征与土拱动态演化机制仍有待进一步揭示。为此, 本文采用三维物质点法研究气压辅助掘进盾构开挖面失稳机制及土拱效应。首先, 通过模型试验结果验证三维物质点法分析隧道大变形问题的准确性; 其次, 建立气压辅助掘进盾构开挖面失稳模型, 考虑不同埋深、刀盘开口型式及气压支护力, 分析开挖面失稳发展动态过程、地层变形响应规律及土拱分布与演化机制; 最后, 基于三者协同发展关系探讨整体动态失稳机制。

1 物质点法离散及其控制方程

物质点法将计算域离散为若干物质点并设置独立于物质点的背景网格, 每个物质点携带子区域所有状态变量, 如质量、速度、应力等, 背景网格则用于求解控制方程。单一时步内物质点法计算流程可分为 3 个阶段^[21] (图 1)。

(1) 映射阶段

通过插值函数 (形函数) 将物质点所携带的变量信息映射至网格节点。在本研究采用的标准物质点方法中, 插值函数为线性形式。

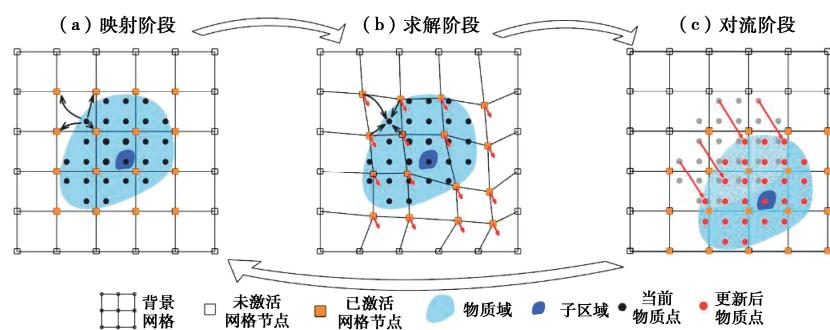


图 1 物质点法计算流程

Fig. 1 Illustration of a single computational cycle for MPM

(2) 求解阶段

在背景网格上求解控制方程, 得到网格节点速度增量, 并将结果信息映射返回至物质点。本研究采用的单相物质点法包括两个基本控制方程^[21], 其中质量守恒方程为

$$\frac{d\rho}{dt} + \rho \nabla \cdot \mathbf{v}_s = 0 \quad (1)$$

式中: ρ 为土体密度 (kg/m^3); \mathbf{v}_s 为土体速度矢量 (m/s)。在物质点法计算过程中, 每一物质点的质量保持不变, 因此自动满足质量守恒条件。其动量平衡方程为

$$\rho \frac{d\mathbf{v}_s}{dt} = \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}_s + \rho g \quad (2)$$

式中: $\boldsymbol{\sigma}_s$ 为柯西应力张量 (Pa); g 为重力加速度 (m/s^2)。根据虚功原理对上式积分即可得到其等效弱形式。

(3) 对流阶段

更新物质点信息, 并重置背景网格, 开始下一步循环。

数值计算采用显式时间积分方法, 为避免能量耗散, 动态计算过程中未设置阻尼。另外, 由于本文物质点法采用线性形函数, 其一阶梯度在网格节点处不连续, 因此当物质点穿越单元时将导致内力计算出现明显的震荡。为此, 采用高斯点积分 (即将单元内所有物质点的应力进行平均) 及应变平滑算法 (即对共用节点的相邻单元的体应变率进行最小二乘平均) 以减小应力振荡。

2 模拟方法验证

参照干砂地层隧道开挖面稳定性模型试验^[9], 建立三维物质点模型。将模拟所得地层变形、地表沉降、开挖面极限支护力及地应力分布等结果与理论分析及试验结果进行对比分析, 验证三维物质点法在模拟隧道开挖面坍塌大变形过程中的准确性。

2.1 模型试验及数值模型

图 2 为模型试验装置示意图。盾壳为直径 $D = 1.0 \text{ m}$ 的钢筒, 隧道拱顶埋深 $C=2.0D$, 开挖面由有机玻璃板支护。试验材料为烘干中砂, $d_{50}=0.33 \text{ mm}$, 干重度 $\gamma=16.5 \text{ kN}/\text{m}^3$, 摩擦角 $\phi=37^\circ$, 相对密实度 $D_r=0.55$ 。开挖面失稳过程采用位移控制方法, 即逐级后移支护板, 同步记录支护板后方 LVDT 与轴力计读数, 从而得到荷载-位移曲线并以此得到开挖面极限支护力。土压力盒用于监测开挖面不同变形状态下地层应力分布情况。

考虑到模型的对称性, 基于模型试验尺寸建立的 MPM 模型网格如图 3 所示。网格采用四面体单元, 单元尺寸为 0.125 m , 每个单元内 4 个物质点。土体

本构采用莫尔-库仑模型, 土体重度、摩擦角与模型试验参数一致, 弹性模量 $E=5000 \text{ kPa}$, 泊松比 $\nu=0.3$, 剪胀角为 0° 。

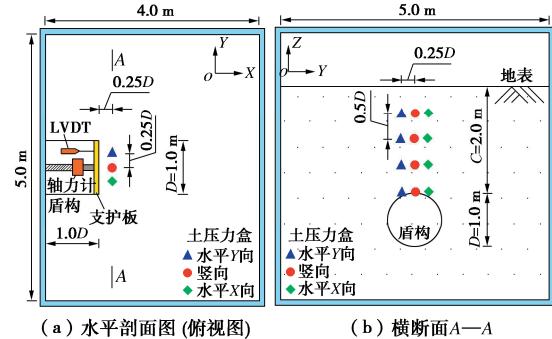


图 2 模型试验装置示意^[9]

Fig. 2 Schematic of laboratory test devices^[9]

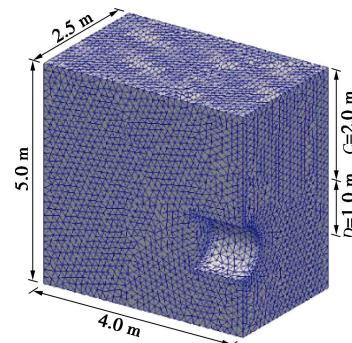


图 3 MPM 验证模型网格划分

Fig. 3 Mesh discretization of numerical model for validating MPM

模型侧边界及开挖面处设置法向水平约束, 底部边界与盾壳设置固定约束。采用 K_0 法 (K_0 为土体侧压力系数, $K_0=1-\sin\phi$) 生成初始地应力场, 随后移除开挖面处的约束, 开启开挖面动态失稳破坏模拟计算。为模拟开挖面支护条件, 在开挖面前方单层物质点上施加梯度荷载 P , 如图 4 所示。

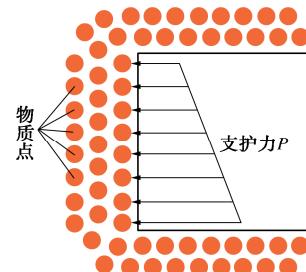


图 4 开挖面梯度支护力示意

Fig. 4 Diagram of gradient support pressure on tunnel face

模型设置不同支护比 P/P_0 工况, 其中 P_0 为开挖面中心处原位水平土压力,

$$P_0 = K_0(C + D/2) \quad (3)$$

对于每一支护比工况, 支护力在动态计算开始时刻施加, 并保持恒定直至计算终止。

2.2 模拟结果及对比验证

现有模型试验常通过监测中心水平位移衡量开挖

面稳定程度。然而, 对于大变形情况, 土体涌入土舱内并在重力作用下发生堆聚, 导致开挖面处水平位移难以监测。在 MPM 计算中, 可方便地统计涌入物质点质量以衡量开挖面失稳程度。计算至 0.5 s 时, 支护力较小工况开挖面坍塌已完全终止, 因此, 统计不同 P/P_0 下 0.5 s 时刻涌土质量并绘制支护力-涌土质量曲线如图 5 所示。随着支护力下降, 涌土质量变化可分为 2 个阶段。

(1) 第一阶段无土体涌入, 开挖面保持稳定。

(2) 第二阶段, 当支护力减小至临界值 ($0.16P_0$) 后, 发生涌土, 且随支护力减小涌土质量增长速率(即曲线斜率)越来越快。此阶段开挖面发生失稳。

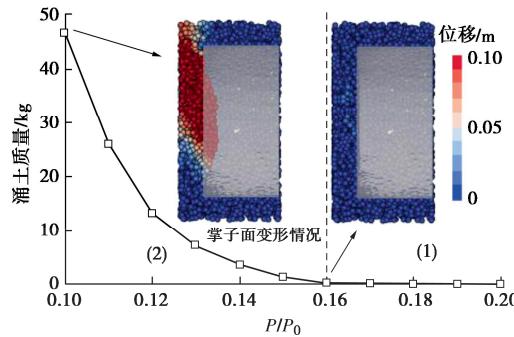


图 5 开挖面支护力-涌土质量曲线

Fig. 5 Support pressure-inflowed mass curve of tunnel face

将支护力-涌土质量曲线(1)、(2)阶段的分界值 ($0.16P_0$) 定义为极限支护力 P_u 。MPM 模拟、模型试验^[9]及极限平衡分析^[22-23]所得的归一化极限支护力 $P_u/\gamma D$ 分别为 $0.159\gamma D$, $0.072\gamma D$, $0.128\gamma D$, $0.147\gamma D$, 其中砂土 ϕ 均为 37° 。模拟所得极限支护力与楔体模型^[22]及半球模型^[23]极限平衡解较为接近, 而与 Chen 等^[9]试验结果差异较大。

导致上述差异的主要原因可能是由于砂土的剪胀效应及模拟中应力边界条件施加方式与模型试验略有不同。Chen 等^[9]试验中采用中密砂, 且采用位移控制方法模拟开挖面失稳。此条件下砂土颗粒咬合紧密, 剪切过程中抗剪强度上升至峰值后发生软化, 因而开挖面支护力首先下降至最低值, 然后发生回弹, 此时极限支护力 P_u 由砂土的峰值抗剪强度决定(图 6)。而对于相对松散砂土或应力控制方法 (MPM 模拟), 地层砂土难以发生剪胀, 极限支护力 P_u 由砂土的临界状态抗剪强度决定, 因此 P_u 明显大于 P_p 。

不同涌土质量及地层损失率 V_L 下开挖面前方 0.25D 地表横向无量纲沉降曲线如图 7 所示。Peck 基于大量工程实测数据, 提出地表沉降曲线大致符合正态分布^[24], 相应的估计公式为

$$s = s_{\max} \exp \left(-\frac{\omega^2}{2i^2} \right) \quad (4)$$

式中: s_{\max} 为地表最大沉降值; ω 为至隧道轴线的横向距离; i 为沉降槽宽度, 可根据 O'Reilly 等^[25]提出的下式计算:

$$i = Kz_0 \quad (5)$$

式中: K 为沉降槽宽度系数, 对于无黏性土取值为 $0.2 \sim 0.3$; z_0 为隧道中心埋深。当 K 取为 0.2 时, 模拟所得沉降槽与 Peck 公式吻合良好。

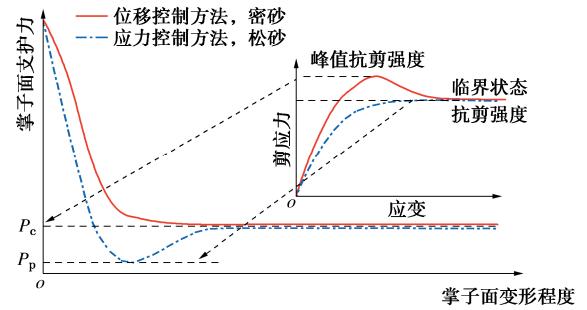


图 6 不同条件下极限支护力差异示意

Fig. 6 Interpretation of discrepancies between limit support pressures under different conditions

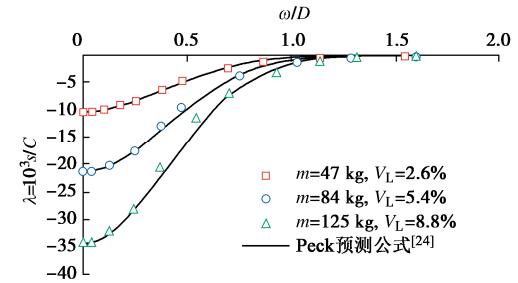
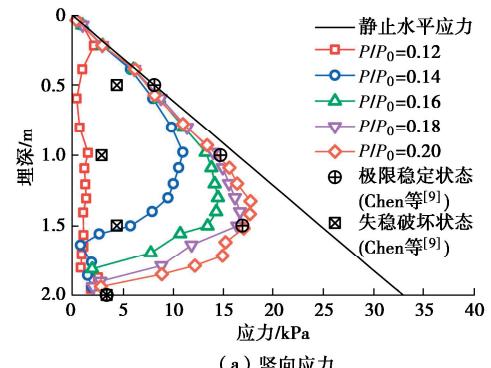


图 7 开挖面前方 0.25D 地表沉降槽

Fig. 7 Ground settlement trough at $0.25D$ in front of tunnel face

不同支护力下, 地层变形稳定后, 开挖面前方 0.25D 处竖向线(与模型试验中土压力计位置一致)地应力沿埋深分布情况如图 8 所示。模拟所得极限支护力 ($P/P_0=0.16$) 下地应力分布与 Chen 等^[9]试验所得开挖面极限稳定状态下地应力监测值吻合良好。随着支护力进一步减小 ($P/P_0=0.12$), 地应力下降至极低值且沿埋深基本不变, 此与 Chen 等^[9]试验中开挖面失稳破坏后监测所得地应力分布情况类似, 数值上存在一定偏差的原因可能为模拟采用的开挖面支护形式(应力控制式)与试验(位移控制式)有所不同。



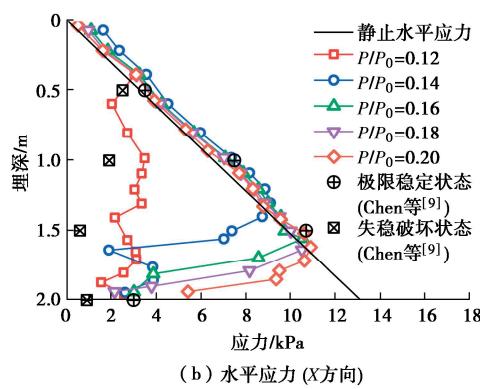


图 8 地层应力沿埋深分布

Fig. 8 Distribution of ground stress along burial depth

3 气压辅助盾构开挖面失稳模拟

3.1 模型建立

考虑到本研究侧重于探讨盾构开挖面大变形失稳破坏的演化规律, 对此建立了隧洞直径为 0.15 m, 模型半宽度分别为 2 倍、4 倍洞径的小尺度对比模型, 模拟发现相同涌土质量下地表横向沉降槽几乎一致(图 9), 因此可确定模型半宽度大于 2 倍洞径时, 可忽略边界效应的影响。

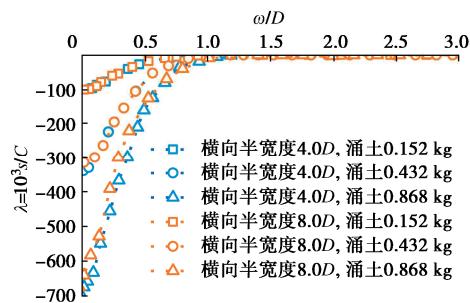


图 9 不同 MPM 模型宽度下地表沉降槽对比

Fig. 9 Comparison of ground settlement troughs under different model widths in MPM

干砂地层气压辅助掘进模式盾构开挖面失稳模型如图 10 (a) 所示(为便于观察, 仅展示模型半结构)。模型长度为 30 m (X 方向), 宽度为 30 m (Y 方向)。隧道直径为 $D=6.4$ m, 隧道顶部埋深 C 取为 $0.5D$, $1.5D$, $2.5D$ 。土舱长度 $L_0=1.6$ m, 土舱后方盾壳长度 $L=8.4$ m, 土舱内渣土高度 $h=0.5D$ 。模型网格采用四面体单元, 每个单元内 4 个物质点。

为兼顾计算效率与精度, 网格尺寸由远离开挖面处的 2.4 m 逐渐加密至开挖面附近的 0.6 m(图 10 (b))。土体采用莫尔-库仑本构模型, 干密度 $\gamma=15.90$ kN/m³, 内摩擦角 $\phi=35^\circ$, 剪胀角 $\psi=0^\circ$, 弹性模量 $E=5000$ kPa, 泊松比 $\nu=0.3$ 。

模型侧边界、及土舱隔板设置法向水平约束, 底

部边界设置固定约束。由于本研究重点关注开挖面土体失稳大变形全过程演化特征, 将盾壳简化为固定约束, 即忽略盾壳与地层土体间摩擦接触的影响。此外, 模拟中未考虑刀盘旋转的对于开挖面的扰动, 因此将刀盘简化为水平约束。模拟考虑面板式(开口率 $\eta=40\%$)及辐条式(开口率 $\eta=70\%$)两种典型刀盘形式及开口率工况(图 10 (c))。

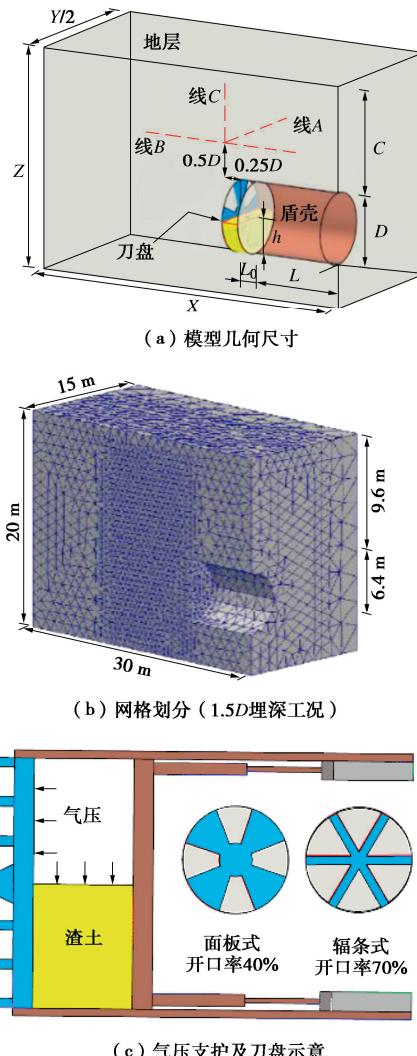


图 10 盾构气压辅助三维 MPM 模型

Fig. 10 Three-dimensional MPM model for shield under auxiliary air pressure balanced mode

非满舱情况下, 气压支护力 P 理论上均匀作用于开挖面上半部分及舱内渣土上表面, 如图 10 (c) 所示。在 MPM 模型中, 施加支护荷载(图 11 中绿色箭头)于初始开挖面临空面及土舱内渣土上表面处边界物质点(图 11 中红色球体), 以模拟支护气压。

开挖面失稳模拟过程分为 2 个阶段: ①土体充满土舱, 采用 K_0 法初始化地应力; ②移除土舱上半部分土体, 同时施加气压支护, 开启动态计算。对 3 种埋深隧道设置了不同支护比 P/P_0 工况, 其中 P_0 按照式

(3) 定义。每一工况计算至变形停止后终止模拟。需注意到, 本研究中忽略了刀盘转动及改良渣土力学性质变化对开挖面的影响。

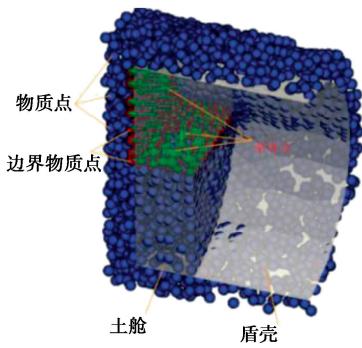


图 11 MPM 模拟气压支护边界条件施加

Fig. 11 Application of air pressure boundary conditions in MPM simulation

3.2 开挖面坍塌发展及地层变形响应

图 12 为开挖面坍塌时土舱情况示意(刀盘位置由黑色虚线描出)。可以看出, 大量土体从上半开挖面涌入舱内, 而下半土舱原有渣土也相应受到轻微扰动。

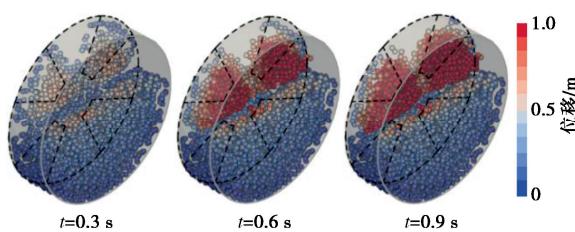


图 12 开挖面坍塌失稳土舱内部示意 ($C/D = 1.5$, $\eta = 40\%$,

$P/P_0 = 0$)

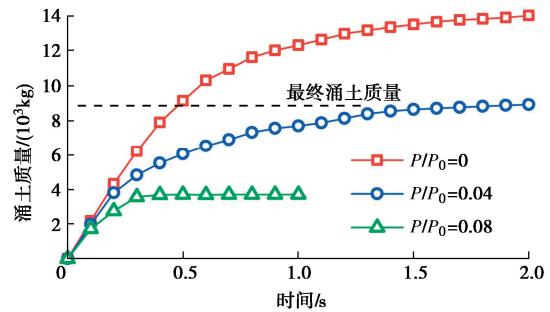
Fig. 12 Typical states of failure of tunnel face inside chamber with $C/D = 1.5$, $\eta = 40\%$ and $P/P_0 = 0$

不同支护力下土舱内涌土质量随时间发展情况如图 13 (a) 所示。初期涌土速率(曲线斜率)与最终质量随支护力下降而增大。当无支护力时, 涌土持续时间可达 1.0 s 以上, 最终质量可达 17000 kg (理论上填充满土舱所需土体质量的 42%)。当支护力相对较大时 ($P/P_0 = 0.08$), 涌土持续时间较短(小于 0.5 s), 且最终质量有限, 表明开挖面发生一定挤入变形后便达到自稳状态。

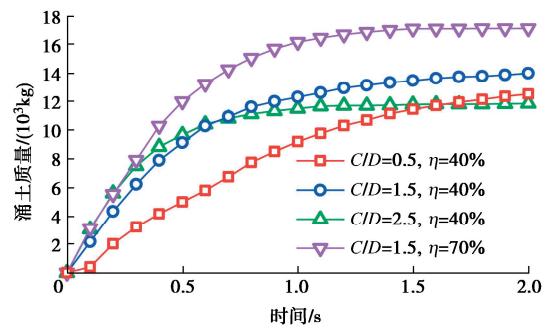
图 13 (b) 对比了不同埋深及开口率对于涌土发展的影响。开口率一定时 ($\eta=40\%$), 埋深较大时, 由于原位应力水平较高, 初期涌土速率更快, 而最终涌土质量无明显差异。对于同一埋深 ($C/D=1.5$), 开口率越大, 初期涌土速率与最终质量越大。

图 14 为不同工况下地层变形稳定后的位移场。由图 14 (a) 可知, 当刀盘开口率较小且支护力较大时

($\eta = 40\%$, $P/P_0 = 0.10$), 土体变形集中在开挖面附近, 而随着支护力下降或开口率增大, 地层扰动范围增大。图 14 (b) 比较了不同埋深下地层最终变形情况(3 种埋深工况土舱内最终涌土质量相近), 较大埋深下地层变形扰动更难以传递至地表, 表明一定厚度的上覆土层对地层失稳响应具有稳定作用。扰动区在地层内部呈灯泡状, 发展至地表后呈烟囱状, 此与秦建设^[11]离心试验得到的变形形状近似。



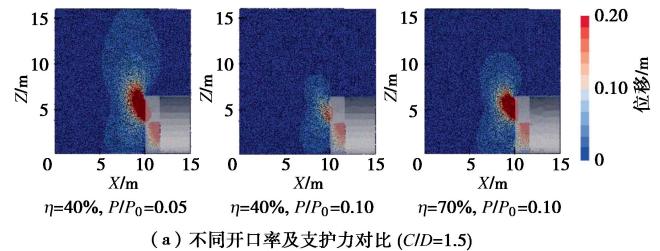
(a) 不同支护力对比 ($C/D=1.5$, $\eta=40\%$)



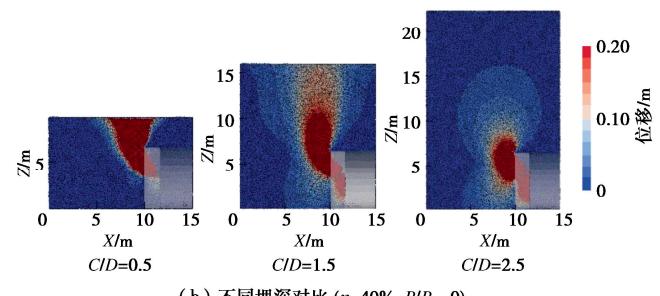
(b) 不同埋深及开口率对比 ($P/P_0=0$)

图 13 不同工况下土舱涌土质量随时间发展情况

Fig. 13 Time evolution of masses of soils flowing into chamber under different cases



(a) 不同开口率及支护力对比 ($C/D=1.5$)



(b) 不同埋深对比 ($\eta=40\%$, $P/P_0=0$)

图 14 不同工况下地层最终位移场

Fig. 14 Final ground displacement fields under different cases

3.3 地应力分布及土拱效应

图 15 为不同支护力下地层变形稳定后地应力分布情况。由于开挖面处应力释放, 开挖面附近竖向土压力与水平土压力明显下降, 表明该区域土体发生松动。在松动区上方一定高度可观察到水平应力增加(图 15 (b) 中黄色虚线方框), 表明此区域土体沿水平方向受两侧挤压, 土颗粒相互楔紧形成土拱。随着支护力减小, 土体松动区扩大, 土拱明显上移。

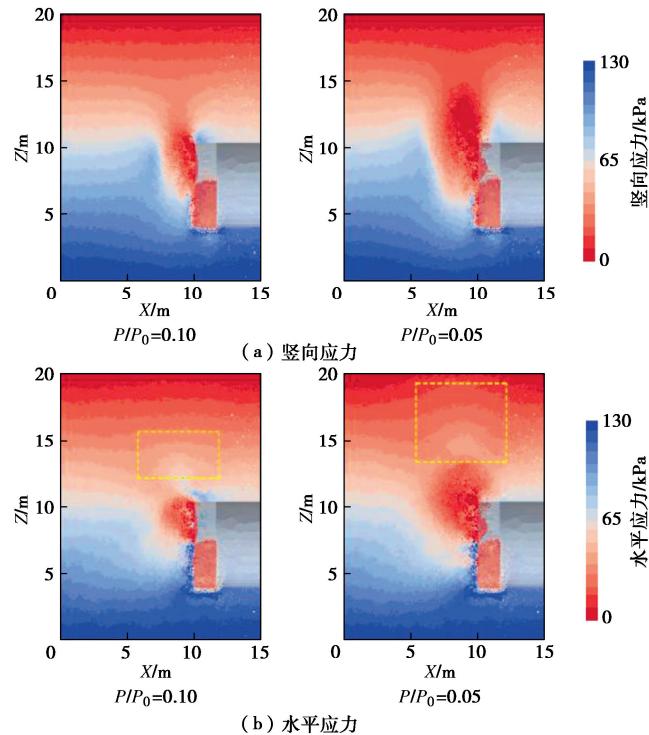


图 15 不同支护力下最终地应力场 ($C/D = 1.5, \eta = 40\%$)

Fig. 15 Final ground stress fields under different support pressures with $C/D = 1.5$ and $\eta = 40\%$

为进一步分析土拱分布情况, 提取不同支护力下地层变形稳定后隧道拱顶上方 $0.5D$ 地层沿隧道横向(图 10 (a) 线 A) 应力分布情况见图 16。图 16 中坐标轴竖向应力 σ_v 、水平应力(沿隧道横向) σ_{hy} 均除以原位应力, 距隧道轴线横向距离 ω 、距开挖面轴向距离 l (正值代表开挖面前方) 均除以隧道直径 D , 以进行无量纲化处理。根据地应力分布情况可大致确定土拱范围, 土拱区以外地应力基本不发生变化, 土拱区以内土体竖向应力明显下降, 而水平应力在原位应力水平附近波动。根据水平应力分布可对土拱区内部进一步划分, 拱顶区内水平应力大于原位应力水平, 而两侧拱脚区由于土体松动, 水平应力小于原位应力水平, 此与 Zheng 等^[15]试验观察规律类似。土拱区内剪应力变化明显, 拱顶区与拱脚区分界处剪应力达到极值。随着 P/P_0 由 0.08 下降至 0.06, 竖向应力下降程度加剧, 剪应力极值增大, 而水平应力仍维持在原位水平附近, 表明土拱持续发挥作用。当 P/P_0 下降至 0.04,

水平应力骤然下降, 表明此埋深土拱已破坏, 土体松动区进一步向浅层发展。应力呈现轻微不对称分布, 这可能是网格划分不完全对称及应力振荡造成的。

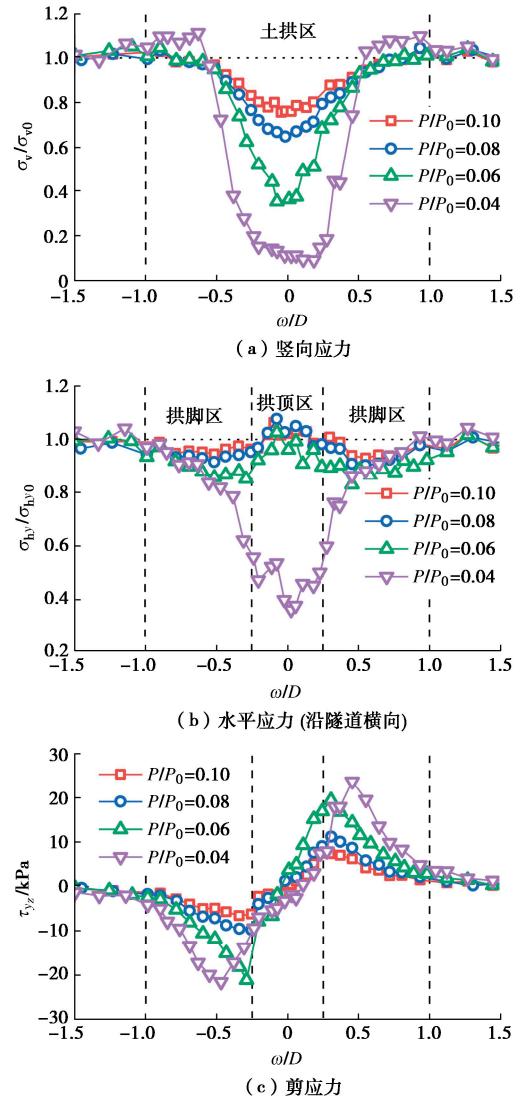


图 16 隧道拱顶上方 $0.5D$ 地层应力分布 ($C/D = 1.5, \eta = 40\%$)

Fig. 16 Distribution of ground stress at $0.5D$ above tunnel crown with $C/D = 1.5$ and $\eta = 40\%$

不同支护力下地层变形稳定后, 开挖面前方 $0.25D$ 地应力沿埋深分布(图 10 (a) 线 C) 见图 17。地应力首先随埋深增加而增大, 至某一深度后(地应力-埋深曲线出现明显拐点, 如图中黑色圆形虚线框所示), 地应力随埋深增大而急剧减小。随着支护力下降, 应力-埋深曲线拐点向上移动。部分学者^[18-20]提出可由竖向应力-埋深曲线拐点确定土拱上边界或质心线位置, 并通过水平应力-埋深曲线拐点确定土拱下边界位置。因此绘制不同工况下地层变形稳定后竖向土压力-埋深曲线拐点距隧道拱顶高度 H_v 及水平土压力-埋深曲线拐点距隧道拱顶高度 H_h 变化情况, 以揭示最终土拱范围的演化过程, 见图 18。随着支护力下降,

最终土拱区首先维持在隧道拱顶上方, 随后向浅层移动。对于埋深 $1.5D$ 工况, 当支护力相同时, 刀盘开口率越小, 最终土拱高度越低, 表明刀盘约束限制了土体松动范围。当支护力极低时 ($\eta = 70\%$ 、 $P/P_0 < 0.10$ 或 $\eta = 40\%$ 、 $P/P_0 < 0.05$), 最终土拱消散。相较于埋深 $1.5D$ 工况, 埋深 $2.5D$ 工况土拱厚度 ($H_v - H_h$) 明显增大, 且在无支护力时, 最终土拱仍维持在隧道拱顶上方 $0.5D \sim 1.0D$, 验证了图 14 (b) 中地层最终扰动范围局限在开挖面附近而未延伸至地表的现象。由于土拱的形成及发展需要一定上覆土厚度^[26], 在埋深 $0.5D$ 工况中未观察到明显的应力-埋深曲线拐点。

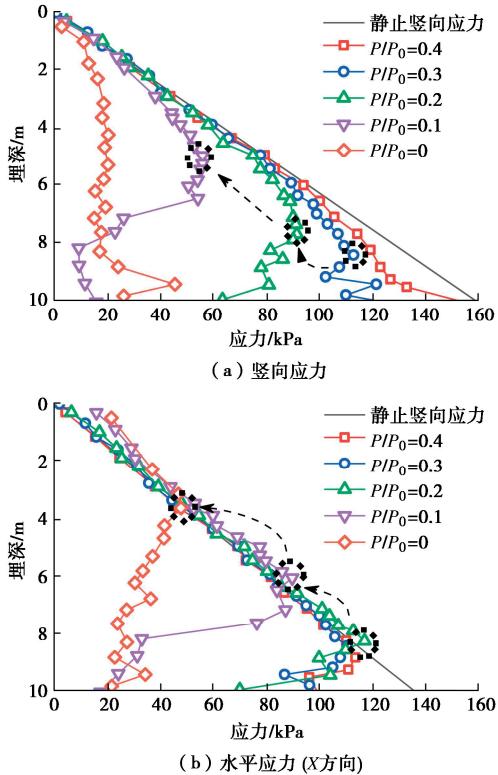


图 17 不同支护力下地应力沿埋深分布 ($C/D = 1.5, \eta = 70\%$)

Fig. 17 Distribution of ground stress along burial depth under different support pressures with $C/D = 1.5$ and $\eta = 70\%$

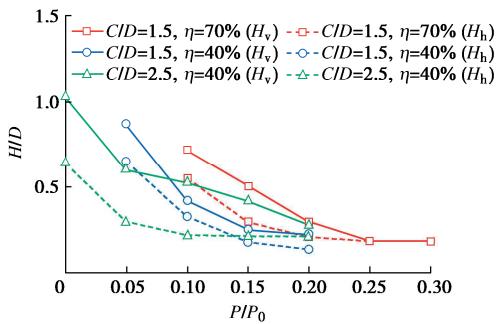


图 18 地层变形停止后土拱高度随支护力变化情况

Fig. 18 Variation of soil arch height with support pressure after termination of ground deformation

3.4 整体动态协同失稳机制

开挖面坍塌大变形传递至前方土体, 地层发生渐

进松动破坏, 伴随着土拱形成、向上发展, 失稳响应传递至地表, 此过程整体动态失稳机制如图 19 所示。

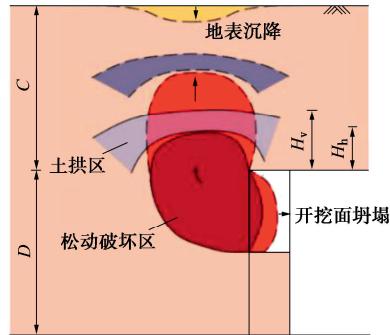


图 19 开挖面与地层整体失稳发展示意图

Fig. 19 Schematic diagram of global evolution of collapse of tunnel face and ground failure

图 20 为土拱区高度随开挖面坍塌而向上动态发展情况。土拱高度随涌土质量增大而近似呈线性增长, 且不同埋深及刀盘开口率下增长速率近似。对于 $C/D = 1.5$ 工况, 土拱发育至地表附近后消散, 而对于 $C/D = 2.5$ 工况, 开挖面坍塌停止后土拱仍维持在地层内部。

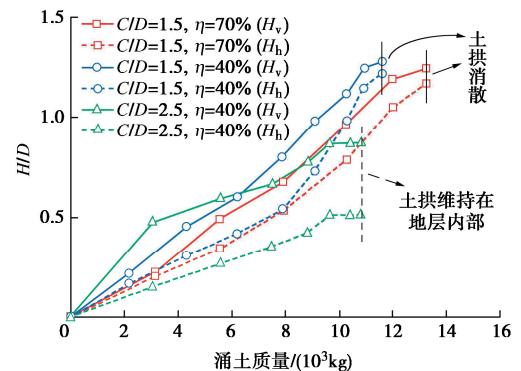
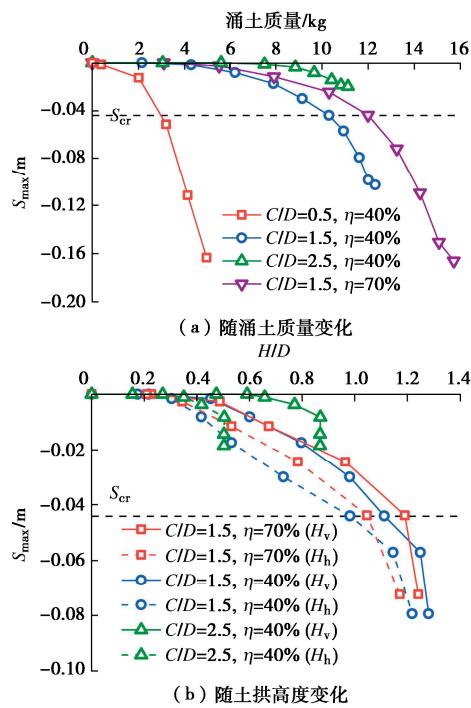


图 20 土拱高度随涌土质量发展情况 ($P/P_0 = 0$)

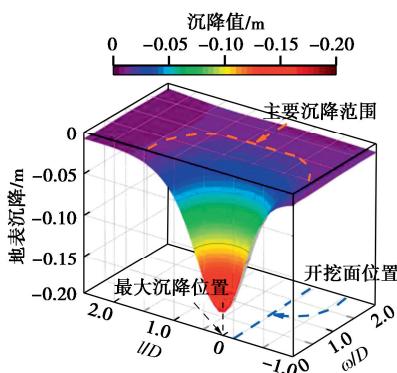
Fig. 20 Development of soil arch height with inflow mass of soils with $P/P_0 = 0$

开挖面坍塌期间地表沉降发展情况如图 21 (a) 所示。 $C/D = 1.5$ 时, 地表沉降随开挖面坍塌增长过程可分为两个阶段: ①第一阶段, 沉降缓慢增长; ②第二阶段, 沉降达到某一临界值 s_{cr} 后, 增长速率迅速增大。不同开口率下临界值相近, 约为 $0.006D$ 。 $C/D = 0.5$ 时, 地表沉降初期便迅速增长 (无第一阶段), 而 $C/D = 2.5$ 时, 地表沉降缓慢增长直至最终值 (无第二阶段)。

图 21 (b) 阐释了上述不同埋深工况地表沉降曲线发展趋势不同的原因。开挖面坍塌失稳初期, 隧道拱顶上方形成土拱, 土拱上覆地层保持相对稳定, 地表沉降响应微弱。随着开挖面进一步坍塌, 土拱发育至地表后消散, 地层松动破坏延伸至地表, 导致地表沉降迅速增长。对于埋深 $0.5D$ 工况, 由于隧道上覆土厚度较小, 难以形成土拱, 因此地表沉降初期响应迅速。而对于埋深 $2.5D$ 工况, 土拱最终维持在地层内部, 阻隔了开挖面坍塌对于地表的影响。

图 21 地表沉降发展情况 ($P/P_0 = 0$)Fig. 21 Development of maximum settlement with $P/P_0 = 0$

为分析地表塌陷形态及影响范围, 提取最大沉降值 (-0.17 m) 工况下 ($\eta = 70\%$, $P/P_0 = 0$) 三维沉降曲面如图 22 所示。观察可知, 地表塌陷主要影响纵向范围为开挖面后方 $1.0D$ 至前方 $1.5D$, 横向范围为 $2.0D$, 最大沉降位于开挖面前方 $0.2D$ 。

图 22 最终地表三维沉降曲面 ($\eta = 70\%$, $P/P_0 = 0$)Fig. 22 Final three-dimensional ground surface settlements with $\eta = 70\%$ and $P/P_0 = 0$

4 结 论

(1) 土舱内涌土质量发展情况可反映开挖面坍塌失稳过程。随着气压增大或刀盘开口率减小, 开挖面坍塌速率及最终坍塌量减小; 埋深对最终坍塌量影响较小, 而埋深较大时早期坍塌速率明显更快。

(2) 开挖面坍塌引起地层发生渐进松动破坏。松动区上方土拱形成并向上发展。不同埋深及刀盘开口率下土拱高度随涌土质量增长而向地表移动速率近似。随着气压减小或刀盘开口率增大, 最终土拱区上

移。较浅埋深下土拱难以形成, 而较深埋深有利于土拱形成并维持在地层内部, 从而减轻地层失稳响应。

(3) 土拱有利于阻隔地层失稳响应对地表的影响。土拱维持在地层内部期间, 地表沉降缓慢增长, 当土拱发育至地表附近时, 地表沉降对应发展至临界沉降值, 随后由于土拱作用的消散, 地表迅速发生塌陷。

(4) 研究结果可为不同埋深、刀盘开口率及气压支护值等施工条件下失稳预防提供有效指导, 开挖面坍塌、土拱演化及地表塌陷之间协同发展机制将有助于利用地表沉降值反演开挖面失稳涌土量, 从而为灾后行为量化预测提供参考。

需要说明的是, 相较于盾构气压辅助掘进真实情况而言, 本文尚未考虑盾构与地层间摩擦接触、刀盘切削扰动及渣土状态等的影响, 且模拟中将气压简化为均匀荷载, 与真实情况存在一定程度的偏差。此外, 由于地层土体本身为多孔介质, 地下水、压缩气体沿土体孔隙迁移亦将对开挖面稳定性造成复杂影响。因此, 未来研究将进一步考虑更加复杂的盾构施工条件, 并探明更为准确的支护气压模拟方式, 从而进一步揭示多场多相耦合失稳全过程演化机制。

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: 王树英提出研究理念和设计研究, 对最终提交版本进行确认; 刘霆宇获取研究数据, 分析解释研究数据, 撰写文章, 对重要文章内容进行关键性修改, 对最终提交版本进行确认; 郑响凑分析解释研究数据, 对重要文章内容进行关键性修改, 对最终提交版本进行确认; 张涛对最终提交版本进行确认。WANG Shuying conceptualization, methodology, final approval. LIU Tingyu data collection, formal analysis, Writing-original draft, writing-review & editing, final approval. ZHENG Xiangcou formal analysis, writing-review & editing, final approval. ZHANG Tao final approval.

参 考 文 献:

- [1] 刘霆宇, 王树英, 钟嘉政. 土压平衡盾构改良渣土坍落度试验与理论研究综述[J]. 现代隧道技术, 2023, 60(2): 1-13. LIU Tingyu, WANG Shuying, ZHONG Jiazheng. A review of experimental and theoretical studies on the slump of conditioned spoils of earth pressure balance shields[J]. Modern Tunnelling Technology, 2023, 60(2): 1-13. (in Chinese))
- [2] 王树英, 刘朋飞, 胡钦鑫, 等. 盾构隧道渣土改良理论与技术研究综述[J]. 中国公路学报, 2020, 33(5): 8-34. (WANG Shuying, LIU Pengfei, HU Qinxin, et al. State-of-the-art on theories and technologies of soil conditioning for shield tunneling[J]. China Journal of Highway and Transport, 2020,

- 33(5): 8-34. (in Chinese))
- [3] WANG S Y, LIU P F, GONG Z Y, et al. Auxiliary air pressure balance mode for EPB shield tunneling in water-rich gravelly sand strata: feasibility and soil conditioning[J]. Case Studies in Construction Materials, 2022, 16: e00799.
- [4] 竹维彬, 钟长平, 黄威然, 等. 盾构掘进辅助气压平衡的关键技术研究[J]. 现代隧道技术, 2017, 54(1): 1-8. (ZHU Weibin, ZHONG Changping, HUANG Weiran, et al. Key techniques for the auxiliary air pressure balance mode for shield tunnelling[J]. Modern Tunnelling Technology, 2017, 54(1): 1-8. (in Chinese))
- [5] ANAGNOSTOU G, KOVÁŘI K. Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1996, 11(2): 165-173.
- [6] LECA E, DORMIEUX L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material[J]. Géotechnique, 1990, 40(4): 581-606.
- [7] CHEN R P, YIN X S, TANG L J, et al. Centrifugal model tests on face failure of earth pressure balance shield induced by steady state seepage in saturated sandy silt ground[J]. Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research, 2018, 81: 315-325.
- [8] KIRSCH A. Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand[J]. Acta Geotechnica, 2010, 5(1): 43-62.
- [9] CHEN R P, LI J, KONG L G, et al. Experimental study on face instability of shield tunnel in sand[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2013, 33: 12-21.
- [10] 吕玺琳, 周运才, 李冯缔. 粉砂地层盾构隧道开挖面稳定性离心试验及数值模拟[J]. 岩土力学, 2016, 37(11): 3324-3328, 3335. ((LÜ Xilin, ZHOU Yuncai, LI Fengdi. Centrifuge model test and numerical simulation of stability of excavation face of shield tunnel in silty sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(11): 3324-3328, 3335. (in Chinese))
- [11] 秦建设. 盾构施工开挖面变形与破坏机理研究[D]. 南京: 河海大学, 2005. (QIN Jianshe. Study on Deformation and Failure Mechanism of Excavation Face in Shield Construction[D]. Nanjing: Hohai University, 2005. (in Chinese))
- [12] LUCY L B. A numerical approach to the testing of the fission hypothesis[J]. The Astronomical Journal, 1977, 82: 1013.
- [13] IDELSOHN S R, OÑATE E, DEL PIN F. The particle finite element method: a powerful tool to solve incompressible flows with free-surfaces and breaking waves[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2004, 61(7): 964-989.
- [14] QU T M, WANG S Y, FU J Y, et al. Numerical examination of EPB shield tunneling-induced responses at various discharge ratios[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2019, 33(3): 04019035.
- [15] ZHENG X C, WANG S Y, YANG F, et al. Material point method simulation of hydro-mechanical behaviour in two-phase porous geomaterials: a state-of-the-art review[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2024, 16(6): 2341-2350.
- [16] LI Z Y, HUANG H W, ZHOU M L, et al. Failure responses of rock tunnel faces during excavation through the fault-fracture zone[J]. Underground Space, 2023, 10: 166-181.
- [17] FERNANDEZ F, ROJAS J E G, VARGAS E A, et al. Three-dimensional face stability analysis of shallow tunnels using numerical limit analysis and material point method[J]. Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research, 2021, 112: 103904.
- [18] KARL T. Theoretical Soil Mechanics[M]. New York: Wiley, 1943.
- [19] CHEN C N, HUANG W Y, TSENG C T. Stress redistribution and ground arch development during tunneling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2011, 26(1): 228-235.
- [20] KONG X X, LIU Q S, PAN Y C, et al. Stress redistribution and formation of the pressure arch above underground excavation in rock mass[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2021, 25(4): 722-736.
- [21] ZHENG X C. Stabilised Material Point Method for Fluid-Saturated Geomaterials[D]. Delft: Delft University of Technology, 2022.
- [22] LÜ X L, ZHOU Y C, HUANG M S, et al. Computation of the minimum limit support pressure for the shield tunnel face stability under seepage condition[J]. International Journal of Civil Engineering, 2017, 15(6): 849-863.
- [23] KRAUSE T. Schildvortrieb Mit Flüssigkeits-und Erdgestützter Ortsbrust[D]. Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, 1987.
- [24] PECK R B. Deep excavations and tunneling in soft ground[C]// Proceedings of the First International Conference ISSMFE Harvard. Boston, 1969.
- [25] O'REILLY M P, NEW B. Settlements above tunnels in the United Kingdom-their magnitude and prediction[C]// Proceedings of Tunnelling 82. London, 1982.
- [26] 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. Large-scale tests on face stability of shield tunnelling in dry cohesionless soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(1): 117-122. (in Chinese))