

DOI: 10.11779/CJGE20240962

# 基于 SPH 方法的盾构隧道开挖面失稳全过程模拟

马阳晨<sup>1</sup>, 翁效林<sup>1</sup>, 孙钰丰<sup>\*1</sup>, 叶 飞<sup>1</sup>, 马 越<sup>2</sup>, WONG K K Henry<sup>3</sup>, PARDOEN Benoît<sup>3</sup>

(1. 长安大学公路学院, 陕西 西安 710064; 2. 陕西西咸海绵城市工程技术有限公司, 陕西 咸阳 712000; 3. 里昂大学国立国家公共工程学院, 法国 里昂 69000)

**摘要:** 鉴于传统上基于网格的数值方法在模拟岩土材料大变形问题中的局限性, 将一种无网格数值方法——光滑粒子流体动力学 (smoothed particle hydrodynamics, SPH) 应用于盾构隧道开挖失稳全过程模拟, 包括土体渐进性失稳至极限平衡状态, 再到土体破坏后的坍塌大变形。首先, 建立了盾构隧道开挖 SPH 模型, 通过将 SPH 模拟结果与理论解以及模型试验得到的极限支护力和开挖面破坏模式进行对比, 验证了 SPH 方法在分析隧道开挖失稳大变形问题中的可行性。然后, 在无支护力条件下对隧道开挖失稳全过程进行模拟, 并分析了覆跨比、内摩擦角和黏聚力 3 个关键参数对土体破坏后坍塌大变形的影响。研究结果为今后解决隧道大变形问题提供了一种新的分析方法与视角。

**关键词:** 隧道工程; 大变形; 开挖面失稳; 光滑粒子流体动力学

中图分类号: TU455.4 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2025)10-2204-11

作者简介: 马阳晨(2000—), 男, 硕士研究生, 主要从事隧道大变形数值计算方法等方面的研究工作。E-mail: yangchen\_ma@163.com。

## Numerical simulation of complete instability process of shield tunnel excavation face based on SPH method

MA Yangchen<sup>1</sup>, WENG Xiaolin<sup>1</sup>, SUN Yufeng<sup>1</sup>, YE Fei<sup>1</sup>, MA Yue<sup>2</sup>, WONG K K Henry<sup>3</sup>, PARDOEN Benoît<sup>3</sup>

(1. Highway College of Chang'an University, Xi'an 710064, China; 2. Shaanxi Xi'an Sponge City Engineering Technology Co., Ltd., Xianyang 712000, China; 3. National School of State Public Works, Lyon University, Lyon 69000, France)

**Abstract:** Given the limitations of traditional grid-based numerical methods in simulating large deformation problems of geotechnical materials, this paper applies a meshless numerical method—Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH)—to a full process simulation of shield tunnel excavation instability, including the gradual instability of the soil to the ultimate equilibrium state and the large deformation collapse after soil failure. First, an SPH model for shield tunnel excavation is established. The SPH simulation results are then compared with theoretical solutions and the ultimate support force and excavation face failure patterns obtained from model tests, validating the feasibility of the SPH method in analyzing tunnel excavation instability and large deformation problems. Next, the entire excavation instability process is simulated under no support force conditions, and the effects of three key parameters—buried depth ratio, internal friction angle, and cohesion—on large deformation collapse after soil failure are analyzed. The research results provide a new analytical method and perspective for addressing tunnel large deformation problems in the future.

**Key words:** tunnel engineering; large deformation; excavation face instability; smoothed particle hydrodynamics

## 0 引言

随着经济的快速发展, 城市化的进程不断加快, 大量地铁隧道相继建成。地铁隧道具有施工扰动小、

安全、开挖效率高等优点, 已成为世界各地重要的交通基础设施<sup>[1]</sup>。然而, 当开挖面的支护压力不足以平衡外部压力, 隧道开挖面可能会失去稳定性, 甚至坍

基金项目: 国家自然科学基金项目(42277151); 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项目(300102214201) This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (Grant No. 42277151), Shaanxi Province Qin Chuangyuan ‘Scientist + Engineer’ Team Building Project (Grant No. S2024-YD-QCYK-0027), the Fundamental Research Funds for the Central Universities, CHD (Grant No. 300102215102).

收稿日期(Received): 2024-09-27 修回日期(Revised): 2025-02-26 接受日期(Accepted): 2025-03-13 网络出版日期(Online): 2025-03-14

\*通信作者 (E-mail: sunyf0708@163.com)

塌。因此, 研究隧道开挖面失稳特征, 例如合理的开挖面支护压力范围、变形特征和破坏机制等, 对于确保隧道稳定性和优化隧道施工过程至关重要。

目前, 关于隧道开挖面稳定性的研究主要分为 3 种类型: 模型试验、理论推导和数值模拟。通过模型试验可以直观地看到隧道开挖面前方破坏区的演变过程, 包括离心模型试验<sup>[2-3]</sup>和 1g 小比例模型试验<sup>[4]</sup>两种类型。Chambon 等<sup>[2]</sup>分析了在砂土中开挖的浅层隧道的开挖面失稳过程, 结果表明试验测得的极限支护力低于理论计算值, 并且开挖面失稳是瞬间发生的。Kirsch<sup>[4]</sup>通过 1g 小比例模型试验系统研究了隧道开挖面的稳定性, 并利用数字图像相关技术分析了隧道开挖面的破坏机制。

在理论分析方面, Horn<sup>[5]</sup>基于极限平衡法提出的经典楔块模型被广泛应用于分析隧道开挖面的稳定性。这种计算模型由两个标准几何体所组成: 一个棱柱体和一个楔形体。棱柱体位于楔形体之上并延伸至地表, 而楔形体则位于隧道开挖面的前方。借鉴极限分析法, Mollon 等<sup>[6]</sup>提出了多块刚性块模型。Zhang 等<sup>[7]</sup>在其分析模型中考虑了隧道开挖形状的影响。虽然理论分析具有快速解决问题的能力, 但往往需要做出与实际工程情况不同的假设。

与理论分析相比, 数值模拟更加灵活, 可以考虑实际工作条件和复杂的本构模型。常用的数值模拟方法包括有限元法 (FEM)、有限差分法 (FDM) 和离散元法 (DEM)。基于网格的有限元法是分析隧道开挖面稳定性的主流数值方法, 其优点是建模简单, 材料参数相对明确。有限差分法也是一种基于网格的算法, 可以准确高效计算大变形塑性流动问题, 也经常用于分析隧道开挖面的稳定性<sup>[8]</sup>。然而在处理材料的大变形行为时, 基于网格的经典有限元和有限差分法等会出现网格畸变问题, 因此 Collin 等<sup>[9]</sup>和 Sun 等<sup>[10-11]</sup>将作为正则化方法的第二梯度模型与经典有限元相结合以处理此类问题。离散元法是一种基于颗粒间相互作用力的数值模拟方法, 已被用于模拟隧道开挖面失稳大变形<sup>[12-13]</sup>。然而, DEM 中颗粒间的力学性质无法直接从宏观材料参数获取, 而是通过颗粒间的微观力学参数 (如接触模型和颗粒特性等) 来体现。参数的复杂校准过程和高昂的计算成本限制了该方法在实际工程规模中的应用。

光滑粒子流体动力学 (smoothed particle hydrodynamics, SPH) 是一种基于连续体的无网格方法, 最初是为天体物理应用而开发。自首次成功模拟岩土材料的弹塑性行为<sup>[14]</sup>以来, SPH 已被广泛用于解决一系列具有挑战性的岩土工程问题, 如土体流动<sup>[15]</sup>和边坡失稳等<sup>[16]</sup>。然而, 迄今为止, 将 SPH 方法应用于隧道

开挖引起的土体失稳大变形的研究并不多见。本文采用 SPH 方法对隧道开挖失稳全过程进行模拟, 分析开挖面在不同阶段的失稳破坏特征, 并定量分析覆跨比、内摩擦角和黏聚力对隧道坍塌后土体大变形行为的影响。

## 1 SPH 理论基础

### 1.1 控制方程

在 SPH 方法中, 计算域被离散化为携有质量、密度和应力等场变量的粒子并随物质速度移动。利用 SPH 方法, 可将连续体的偏微分方程转化为这些粒子的运动方程。本文涉及的 SPH 控制方程包括物质的质量守恒方程 (1) 和动量守恒方程 (2):

$$\frac{d\rho}{dt} = -\rho \frac{\partial v}{\partial x}, \quad (1)$$

$$\frac{dv}{dt} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \sigma}{\partial x} + F. \quad (2)$$

式中:  $\rho$ ,  $\sigma$ ,  $x$  和  $v$  分别为密度、总应力张量、空间坐标和速度;  $F$  为单位质量下所受的外部力, 如重力、支护力等。

每个粒子的场变量通过对其相邻粒子使用插值过程来计算, 插值过程基于如下场函数的积分表达式:

$$\langle f(x) \rangle = \int_{\Omega} f(x') W(x - x', h) dx'. \quad (3)$$

式中:  $f(x)$  为任意空间变量  $x$  的场函数。 $W(x - x', h)$  为 SPH 方法中的光滑核函数, 积分区域  $\Omega$  表示每个粒子所影响的范围, 又称为支持域。在二维空间中, 支持域为圆形, 其半径为  $kh$ , 其中  $k$  为常数, 表示核函数非零的区域大小, 本文采用了目前广泛使用的三次样条函数作为光滑核函数<sup>[17]</sup>。 $h$  是平滑长度, 用于控制支持域的大小。本文假设  $h = 1.2d$ ,  $d$  为初始粒子间距。

将式 (3) 对支持域中粒子的场变量求和, 对 SPH 控制方程组 (1), (2) 进行离散化<sup>[14]</sup>, 可分别得到如下控制方程的离散求和表达式:

$$\frac{d\rho_i}{dt} = \sum_{j=1}^N m_j (v_i - v_j) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_i}, \quad (4)$$

$$\frac{dv_i}{dt} = \sum_{j=1}^N m_j \left( \frac{\sigma_i}{\rho_i^2} + \frac{\sigma_j}{\rho_j^2} + C_{ij} \right) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_i} + F_i. \quad (5)$$

式中:  $i$  为所进行计算的粒子;  $j$  为在粒子  $i$  支持域内的相邻粒子;  $N$  为相邻粒子的总数;  $m$  和  $\rho$  分别为粒子的质量和密度。 $C_{ij}$  表示人工黏度项和人工应力项, 用于处理算法中的应力波动及伸拉不稳定性问题, 具体的研究请参考 Bui 等<sup>[14]</sup>的研究。

### 1.2 人工阻尼

许多隧道工程问题在计算之前需要获取初始应力

场。在 SPH 方法中, 当突然向土体施加载荷时, 隧道周围介质中会出现非常大的应力波动。应力场出现这种波动的原因是 SPH 方法存在零能量模式, 粒子会受到惯性力的影响, 产生小幅的无物理意义的简谐运动。

为抑制这种波动, 本文采用连续介质动力学中常用的线性黏性阻尼模型, 即在应力加载阶段的动量方程中添加阻尼力, 该阻尼力与作用在粒子上的其他力的合力方向相反。单位质量的阻尼力  $f$  定义如下:

$$f_i = -c_d v_i \quad . \quad (6)$$

式中:  $c_d$  为阻尼系数, 可表示为

$$c_d = \xi \sqrt{\frac{E}{\rho h^2}} \quad . \quad (7)$$

式中:  $\xi$  为无量纲阻尼系数, 本文取  $\xi = 0.04$ ,  $E$  为杨氏模量。

由于阻尼力会导致能量损失, 因此只能应用于初始应力加载阶段, 以获取土体的初始应力场, 根据表达式(5)得到初始应力加载阶段的动量控制方程为

$$\frac{dv_i}{dt} = \sum_{j=1}^N m_j \left( \frac{\sigma_i}{\rho_i^2} + \frac{\sigma_j}{\rho_j^2} + C_{ij} \right) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_i} + F_i + f_i \quad . \quad (8)$$

### 1.3 边界条件和时间积分

本文采用了两种虚拟粒子法来进行边界处理, 镜像粒子法和固定粒子法<sup>[18]</sup>。镜像粒子法用于模拟自由滑移边界, 而固定粒子法则用于模拟完全固定的边界条件。

本文采用跳蛙法对土颗粒的运动进行时间积分, 将平滑长度作为参考长度, 每一个迭代步的时间步长  $\Delta t$  必须满足 CEL 条件式(9)。此外, 如果材料受到外力的影响,  $\Delta t$  还应满足表达式(10):

$$\Delta t_1 \leq C_{\text{cour}} \left( \frac{h}{c} \right) \quad , \quad (9)$$

$$\Delta t_2 \leq C_{\text{cour}} \sqrt{\frac{h}{\|F\|}} \quad . \quad (10)$$

式中:  $C_{\text{cour}}$  为柯朗系数, 本文取 0.2;  $c$  取土的最大声速  $c = 600 \text{ m/s}$ ;  $\|F\|$  为  $F$  的范数, 用于表示向量  $F$  的大小; 最终  $\Delta t$  取  $\Delta t_1$  和  $\Delta t_2$  二者较小值。

## 2 本构模型

上一节所述的 SPH 控制方程通过跳蛙法进行时间积分求解时, 需要一个本构方程来计算式(5)中的总应力张量, 为此本文采用了基于 D-P 屈服准则的弹性本构模型来计算总应力张量  $\sigma$ 。总应力张量可表示为

$$\sigma = -p\delta + s \quad . \quad (11)$$

式中:  $s$  为剪应力张量;  $\delta$  为克罗内克函数;  $p = I_1 / 3$ ,

为静水压力, 其中  $I_1$  为应力张量的第一不变量, 本文以压应力为负。

弹塑性材料的总应变率张量  $\dot{\epsilon}$  由弹性部分和塑性部分组成

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p \quad . \quad (12)$$

式中:  $\dot{\epsilon}$  为总应变率张量;  $\dot{\epsilon}^e$  为弹性应变率张量;  $\dot{\epsilon}^p$  为塑性应变率张量。

弹性应变率张量使用广义胡克定律计算:

$$\dot{\epsilon}^e = \frac{\dot{s}}{2G} + \frac{I_1}{9K} \delta \quad . \quad (13)$$

式中:  $K$  为体积模量;  $G$  为剪切模量; 与杨氏模量  $E$  和泊松比  $\nu$  的关系为:  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ ,  $K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$ 。

塑性应变率张量使用塑性流动法则得到

$$\dot{\epsilon}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad . \quad (14)$$

式中:  $\lambda$  为塑性乘子变化率, 用于描述材料在塑性变形过程中应变的发展速率;  $g$  为塑性屈服函数。

本研究采用具有非相关联流动法则的 Drucker-Prager (D-P) 准则作为土体的塑性流动法则, D-P 准则在  $\pi$  平面上为圆形, 表述简单且计算效率高, 因此常被用来模拟岩土材料的塑性变形<sup>[19]</sup>, 基于 D-P 准则的屈服函数  $f$  定义为

$$f = \sqrt{J_2} + \alpha_\phi I_1 - k \quad . \quad (15)$$

式中:  $\alpha_\phi$  和  $k$  为与 Mohr-Coulomb (M-C) 材料参数黏聚力  $c$  和内摩擦角  $\varphi$  有关的常数;  $J_2$  为偏应力张量的第二不变量。

塑性屈服函数由以下公式表示:

$$g = \alpha_\psi I_1 + \sqrt{J_2} - \text{constant} \quad . \quad (16)$$

式中:  $\alpha_\psi$  为膨胀系数, 可表示为

$$\alpha_\psi = \frac{2 \sin \psi}{\sqrt{3}(3 - \sin \psi)} \quad . \quad (17)$$

式中:  $\psi$  为膨胀角。本文考虑非相关流动法则, 假设膨胀角  $\psi$  为 0, 即  $\alpha_\psi$  也为 0。在平面应变下, 与 M-C 准则等效的 D-P 准则参数  $\alpha_\phi$  和  $k$  值如下<sup>[19]</sup>:

$$\alpha_\phi = \frac{\sin \varphi}{3} \quad , \quad (18)$$

$$k = c \cos \varphi \quad . \quad (19)$$

限于篇幅, 本文仅列出关键公式, 土体弹塑性本构模型的详细说明及方程推导可参见 Bui 等<sup>[14]</sup>的研究。最终经推导得到总应力张量  $\sigma$  和塑性乘子变化率  $\lambda$  的最终表达式为

$$\dot{\sigma} = 2G\dot{\epsilon} + K\dot{\epsilon}_v\delta - \lambda \left( 3K\alpha_\psi\delta + \frac{G}{\sqrt{J_2}}s \right) \quad . \quad (20)$$

式中:  $\dot{\epsilon}$  为偏应变率张量;  $\dot{\epsilon}_v$  为体应变率; 塑性乘子

变化率  $\dot{\lambda}$  可表示为

$$\dot{\lambda} = \frac{3\alpha_\phi K \dot{\varepsilon}_v + (G/\sqrt{J_2}) s : \dot{\varepsilon}}{9\alpha_\phi \alpha_v K + G} \quad . \quad (21)$$

由式(21)可知, 当土体材料的屈服准则和屈服面流动规则确定后, 塑性乘子变化率可通过总应变率量计算, 进而根据式(20)求得相应时刻的总应力张量。

SPH 程序的模拟过程包括初始化粒子参数, 在每个时间步内循环计算应力、应变及动量变化率, 并通过人工黏度和人工阻尼进行修正, 随后更新粒子的状态(如应力、应变、位移和速度等), 最终输出结果。计算程序流程图如图 1 所示, 需要输入 6 个土体参数: 杨氏模量( $E$ )、泊松比( $\nu$ )、密度( $\rho$ )、黏聚力( $c$ )、内摩擦角( $\varphi$ )和膨胀角( $\psi$ )。

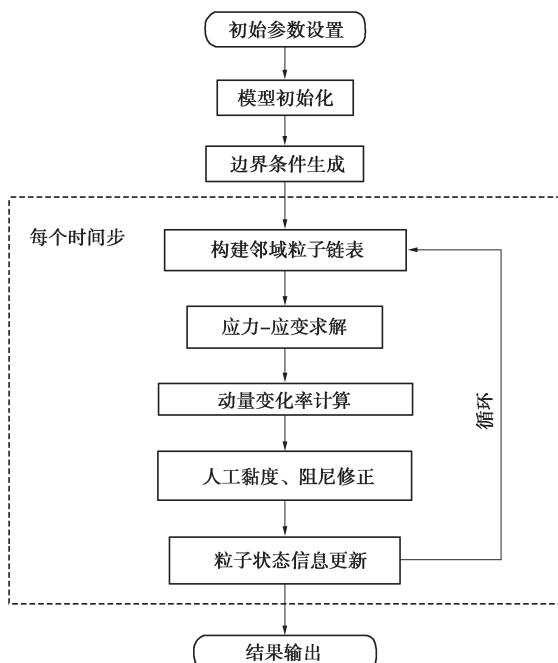


图 1 SPH 计算程序流程图

Fig. 1 Flow chart of SPH program

### 3 盾构隧道开挖面失稳 SPH 模型

#### 3.1 模型建立

有关盾构隧道开挖面稳定性的研究表明<sup>[20-21]</sup>, 在二维和三维模型中, 隧道的失稳变形模式是相似的。因此, 为了提高计算效率并对隧道开挖面稳定性进行合理预测, 本文建立了用于隧道开挖面稳定性分析的二维 SPH 模型。模型具体尺寸如图 2 所示, 其中  $D$  为隧道直径,  $C$  为隧道埋深, 根据圣维南原理, SPH 模型的尺寸选取为  $(C+2D) \times 7D$ 。

由于本文主要关注隧道开挖后的开挖面稳定性以

及土体变形与破坏特征, 因此采用全断面一步开挖, 并及时施加支护的简化方法来模拟隧道施工过程, 同时将支护结构假定为刚性结构<sup>[21]</sup>。此模型中土体部分用蓝色表示, 而镜像粒子和固定粒子分别用黑色和灰色表示。模型上边界设为自由边界, 左右两侧边界通过镜像粒子约束水平位移, 隧道以及模型底部边界通过三层固定粒子来限制水平和垂直方向的位移, 隧道上方的衬砌也采用一层固定粒子进行约束。

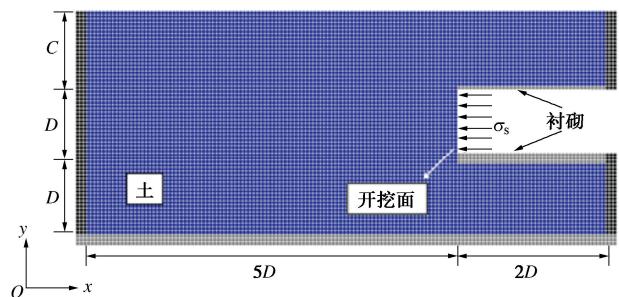


图 2 盾构隧道开挖面失稳 SPH 模型

Fig. 2 SPH model of face instability of shield tunnel

模型参数设置如下: 土体密度  $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$ , 杨氏模量  $E = 20 \text{ MPa}$ , 泊松比  $\nu = 0.3$ , 膨胀角  $\psi = 0$ 。隧道直径  $D$  设为 10 m, 埋深  $C$  分别取 5, 10, 20, 30, 40 m, 对应覆跨比  $C/D$  为 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0。初始粒子间距为 0.5 m, 人工黏度系数设为  $\alpha_{II} = 0.1$ ,  $\beta_{II} = 0.1$ , 时间步长  $\Delta t$  取  $1 \times 10^{-4} \text{ s}$ 。为研究土体参数对土体变形的影响, 结合实际工况, 本文分别取内摩擦角  $\varphi$  为  $25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ , 黏聚力  $c$  为 0, 5, 10, 15 kPa。

#### 3.2 模拟过程

盾构隧道开挖面失稳模拟分为 3 个阶段, 包括从初始地应力平衡到土体处于极限平衡状态, 再到土体坍塌大变形, 每个阶段均遵循准静态收敛准则:

**第一阶段:** 初始地应力平衡。为了避免在 SPH 方法中因突然施加重力和零能量模式而引起的应力波动, 引入了 1.3 节所述的人工阻尼方法, 通过施加重力载荷以获取土体的初始应力场。

**第二阶段:** 开挖和衬砌支护。隧道一次全断面开挖  $2D$  距离, 并在开挖后立即施作衬砌。考虑到本文重点是分析开挖面在支护力作用下土体应力应变与支护力的关系, 在开挖面上施加与开挖面中心点处初始水平地应力  $\sigma_0$  相同的支护力, 以维持开挖面的稳定。通过人工阻尼的作用, 迭代计算使模型达到平衡状态, 此时系统内部动能为零, 初始应力加载阶段结束。 $\sigma_0$  可通过下式计算:

$$\sigma_0 = K_0 \gamma \left( C + \frac{D}{2} \right) \quad . \quad (22)$$

式中:  $\gamma$  为土体重度; 土体侧压力系数为  $K_0 = 1 - \sin \varphi$ 。

第三阶段: 开挖后土体变形和破坏。在此阶段, 撤去人工阻尼, 并逐步等量减少开挖面上的支护力直至降至 0 kPa。每次调整支护力后, 通过迭代使模型达到平衡状态, 此阶段共包含  $1 \times 10^6$  个时间步。在此过程中, 记录开挖面前方中心点的土体水平位移变化, 并参考朱伟等<sup>[22]</sup>的研究, 将监测点向盾构机压力舱方向的最大位移量达到 1 m 时作为开挖面破坏失稳的一个状态参考指标, 同时为对比不同工况条件, 将支护力进行无量纲化, 并引入支护比的概念:

$$\lambda = \frac{\sigma_s}{\sigma_0} \quad (23)$$

式中:  $\lambda$  为支护比;  $\sigma_s$  为开挖面中心点支护力。

## 4 开挖面稳定性分析

### 4.1 开挖面极限支护力的确定

为确定开挖面的极限平衡状态和对应的极限支护力, 选取  $C/D = 1.0$ ,  $\varphi = 35^\circ$ ,  $c = 0$  kPa 的工况进行分析, 其余土体参数如 3.1 节所示。通过监测开挖面中心点向盾构机压力舱方向的水平位移, 得到了开挖面中心点水平位移随支护力变化的曲线, 如图 3 所示。

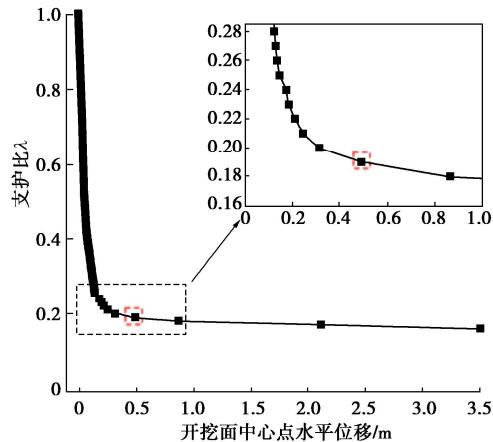


图 3 支护比与开挖面中心点水平位移曲线

Fig. 3 Curves of support stress ratios and horizontal displacements of central point of tunnel face

可以发现开挖面中心点水平位移随着支护力的减小而增大, 随着支护力的进一步减小, 开挖面中心点水平位移开始急剧增大时, 在图 2 中表现为曲线斜率接近于 0, 表明此时土体已经发生失稳破坏<sup>[23]</sup>, 当  $\lambda = 0.19$  时, 对应在开挖面上施加的支护力即为极限支护力 (图 2 红色方框处), 大小约为 21.46 kPa。

隧道开挖面在失稳前后四级支护力下的总位移  $u$  (由水平位移和竖直位移矢量合成) 如图 4 所示。不同支护比下的开挖面形状如图 5 所示。可以看出, 当

支护比  $\lambda > 0.19$  时, 开挖面前方的土体位移较小, 整体保持稳定状态; 当支护比  $\lambda = 0.19$  时, 土体位移显著增大, 表明此时土体处于临界状态; 当支护比降低至  $\lambda = 0.18$  时, 开挖面前方的大部分土体已经坍塌进入隧道, 导致开挖面整体发生失稳。

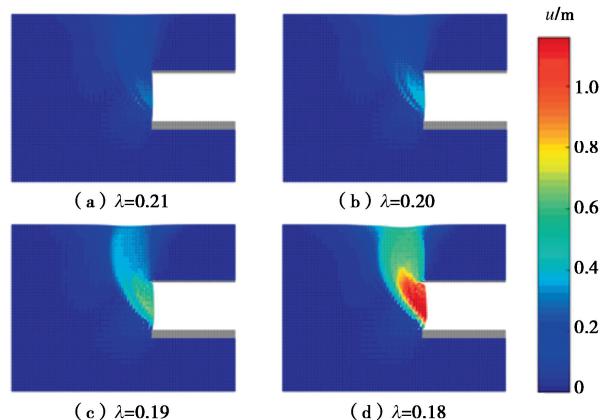


图 4 不同支护力下的土体总位移云图

Fig. 4 Total displacement contours of soil under support pressures

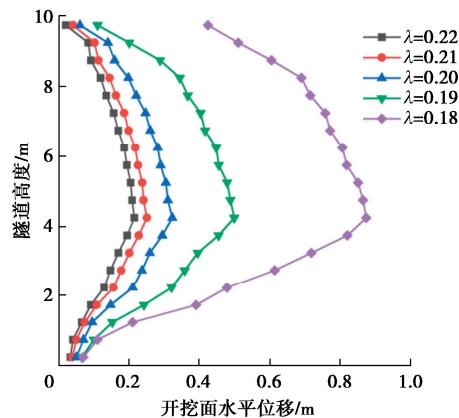


图 5 不同支护比下的开挖面形状

Fig. 5 Shapes of excavation face with different support ratios

### 4.2 数值模型合理性验证

为验证 SPH 方法模拟隧道开挖面稳定性方面的合理性, 本文选取了内摩擦角  $\varphi = 35^\circ$ , 黏聚力  $c = 0$  kPa 以及 3 种覆跨比  $C/D = 0.5, 1.0, 2.0$  的工况进行分析, 其余参数如 3.1 节所示。如图 6 所示, 通过无量纲系数  $\sigma_s / \gamma D$  将本文的 SPH 数值计算结果与其他研究结果进行比较。由图 6 可知, 当覆跨比  $C/D$  增加时, 极限支护力随之增加, 离散元数值模拟<sup>[13]</sup>与 Kirsch<sup>[4]</sup>的模型试验均得出了相似的结论。本文计算结果与 Anagnostou 等<sup>[24]</sup>利用极限平衡法提出的楔形体模型结果高度吻合, 而 Mollon 等<sup>[6]</sup>通过极限分析法所得到的上限解则相对保守。此外, Chambon 等<sup>[2]</sup>的离心试验给出的极限支护力偏小, 可能是由于其所用砂土的内摩擦角  $\varphi$  在  $38^\circ \sim 42^\circ$ , 高于本文数值模型所

用值, 且试验所用砂土具有一定黏聚力。

破坏区的形状和大小直接反映了开挖面失稳时的破坏模式与机理。本文选取覆跨比  $C/D = 1.0$  时的破坏区进行分析, 并记录隧道失稳时土颗粒的竖向位移。地表处 ( $C/D = 1.0$ ,  $y = 20 \text{ m}$ ) 的测点位移分布及位移突增点如图 7 所示。

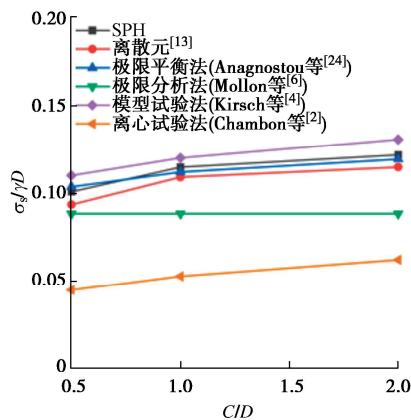


图 6 数值计算结果与其他研究比较

Fig. 6 Comparison between numerical results and other researchers

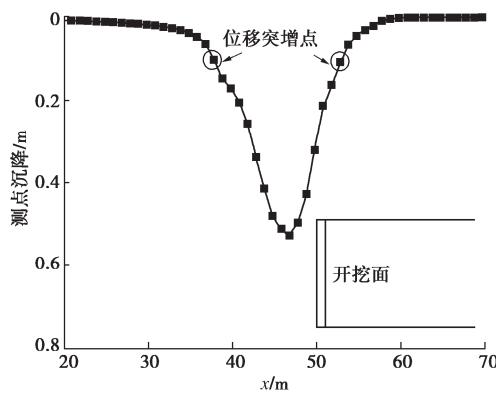


图 7 地表测点位移分布

Fig. 7 Displacement curves of surface measurement points

本文根据 Zhang 等<sup>[25]</sup>提出的破坏区确定准则, 选取位移突增点作为破坏区边界, 通过连接同一断面下所有位移突增点, 绘制出破坏区的分布情况, SPH 方法及其他研究得到的开挖面破坏区形状和范围如图 8 所示。可以看到 SPH 方法模拟的开挖面破坏区形状为棱柱体与楔形体的组合, 破坏区从开挖面附近逐渐向地表扩展, 在隧道失稳时, 该破坏区向前发展至距开挖面约  $1.06D$  的位置, 并向隧道后方延伸约  $0.15D$ 。这一结果与王俊等<sup>[13]</sup>通过 DEM 模拟得到的破坏区形状和范围相似。相比之下, Chambon 等<sup>[2]</sup>离心试验中, 破坏区的分布范围较小, 未发展至地表; 而 Kirsch<sup>[4]</sup>模型试验则表明破坏区延伸至地表。数值模拟与试验结果之间的差异可能源于以下几点: SPH 和 DEM 数值模拟中使用的是应力控制法, 而试验中采用了位移

控制法。此外, 试验中使用的砂土具有一定的黏聚力, 这也可能导致破坏区的差异。

将 SPH 方法模拟结果与开挖面失稳模型试验进行对比, 对于砂土地层、覆跨比  $C/D = 1.0$  的情况, 本文模型与模型试验之间的对比如图 9 所示, 由于其采用平面应变模型, 几何效应使得 SPH 模拟的沉降槽宽度略大于模型试验结果。然而, 从整体情况来看, 二者的破坏模式具有良好的一致性。

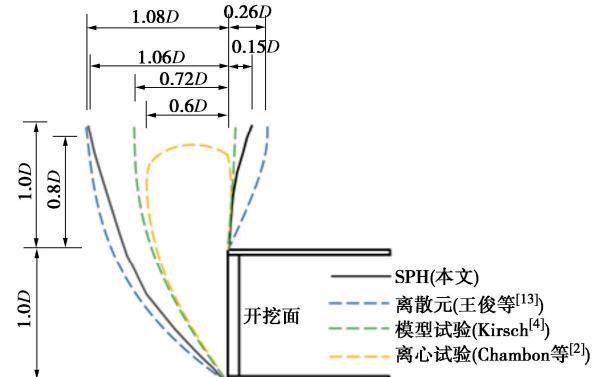
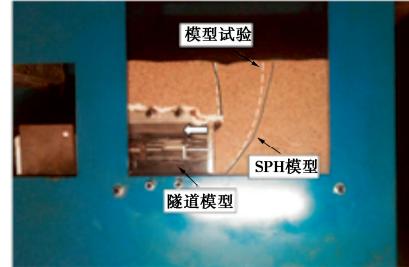


图 8 破坏区示意图

Fig. 8 Schematic diagram of failure zone



(a) 模型箱示意图



(b) 破坏模式对比

图 9 开挖面失稳模型试验

Fig. 9 Model test for instability of excavation face

通过比较 SPH 方法与其他方法得到的极限支护力和开挖面的破坏模式, 可以看到基于 SPH 方法预测得到的极限支护力以及破坏区的形状和范围与现有研究成果之间吻合较好。因此, 利用 SPH 方法对隧道开挖面稳定性分析是合理可行的。

#### 4.3 开挖面失稳破坏模式

为了进一步探究隧道开挖面失稳破坏形态和机

理, 本文选取  $C/D = 2.0$ ,  $\varphi = 35^\circ$ ,  $c = 0 \text{ kPa}$  工况进行分析。开挖面失稳前后四级支护力下的等效塑性应变  $\varepsilon_{\text{eq}}^p$  的分布如图 10 所示。当  $\lambda > 0.11$  时, 土体中的剪切带主要集中在开挖面附近, 且未延伸至地表, 土体整体变形程度较小; 当  $\lambda = 0.11$  时, 隧道拱顶和拱底出现两条具有一定宽度的剪切带, 拱顶附近的剪切带首先延伸至地表, 此时土体处于极限平衡状态; 随着支护比进一步降低至  $\lambda = 0.10$  时, 开挖面前方土体顶部和底部的剪切带均已贯通, 并延伸至地表, 导致土体沿剪切带整体失稳破坏。

不同支护力下土体总位移云图如图 11 所示。结合图 10、11 可以看到, 当  $\lambda = 0.12$  时, 剪切带内侧土体位移较大, 在开挖面前方形成楔形体, 而剪切带外侧土体位移相对较小。进一步降低支护比至  $\lambda = 0.11$  时, 支护力不足以维持土体稳定, 导致剪切带附近的塑性应变急剧增加, 进而形成大范围的塑性区, 并最终引发剪切带贯通。

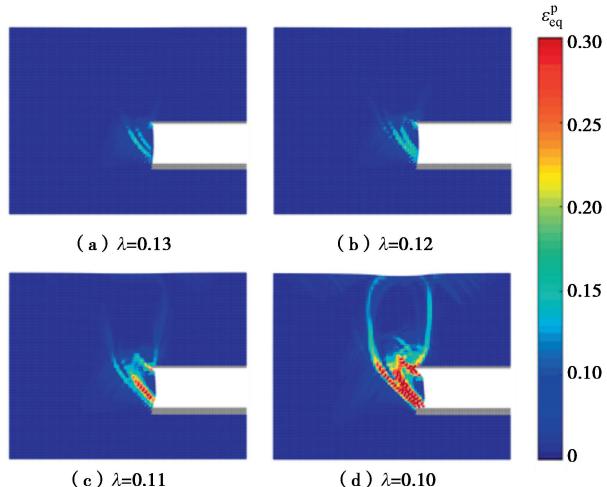


图 10 不同支护力下的等效塑性应变云图

Fig. 10 Equivalent plastic strain nephogram under different supporting forces

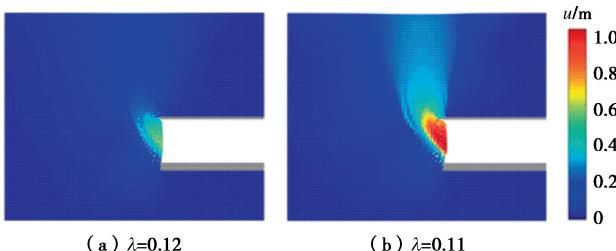


图 11 不同支护力下的土体总位移云图

Fig. 11 Total displacement nephogram of soil mass under different supporting forces

#### 4.4 地应力分布及土拱效应

图 12 为不同支护比下的地应力场分布, 当开挖面处的支护力逐步降低时, 开挖面前方土体的竖向和水平应力逐渐释放, 应力向周边位移较小的区域传递。

在开挖面上方, 土体的竖向应力逐步释放, 同时由于剪切带两侧土体的挤压作用, 水平应力有所增加, 在隧道拱顶上方形成了土拱。如图 12 (c), (d) 水平应力云图中红色方框所示。土拱承担了破坏区的荷载及两侧土体传递的水平应力, 有效提高了隧道的自稳能力。随着支护力进一步降低, 土体破坏区逐渐向地表发展, 土拱的位置逐渐上移并逐渐消散。

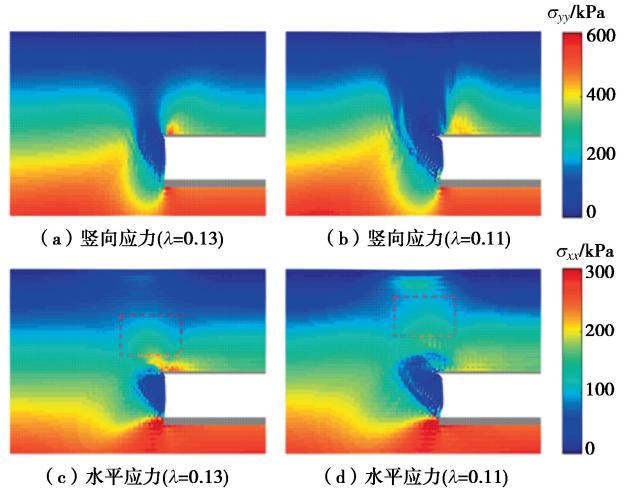
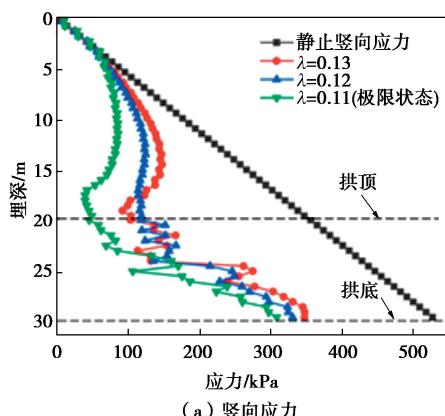


图 12 不同支护力下的地应力场

Fig. 12 Ground stress field under different supporting forces

为分析隧道拱顶上方土拱效应形成与分布, 绘制了开挖面前方  $0.5D$  处水平应力和竖向应力沿隧道埋深的分布曲线如图 13 所示。由图 13 可知, 当  $C/D = 2.0$  时, 随着隧道开挖面支护力的逐渐降低, 隧道拱底(埋深 30 m)至隧道拱顶(埋深 20 m)范围内的竖向和水平应力逐渐释放, 其中拱顶土体的水平应力释放更为显著。拱顶以上土体受到两侧土体的挤压作用, 水平应力逐渐增加, 当达到拱顶上方约  $0.5D$  至  $1.0D$  的范围时, 水平应力超过静止水平应力, 并达到峰值, 如图 13 (b) 的黑色方框所示。土拱在应力峰值区域形成, 从而有效地约束了上覆土层的位移, 且随着支护力进一步降低, 土拱区域逐渐向地表移动。所得的地应力分布规律与 Chen 等<sup>[3]</sup>离心试验结果及王俊等<sup>[13]</sup>的数值模拟结果相似。



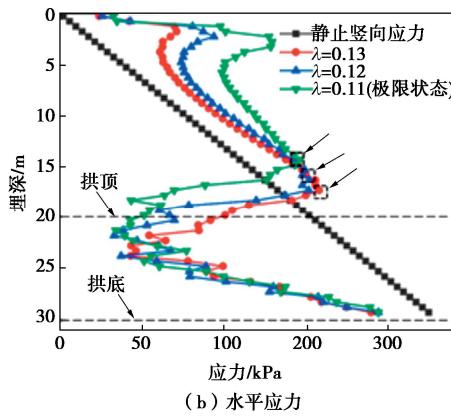
图 13 开挖面前方  $0.5D$  处应力沿隧道埋深分布

Fig. 13 Stress distribution along tunnel depth at  $0.5D$  in front of excavation face

## 5 开挖面失稳破坏全过程模拟及破坏特征分析

隧道前方土体可能发生整体失稳时, 会破坏原有的支护结构, 最终导致隧道坍塌。为探究隧道坍塌后开挖面的破坏特征和土体大变形的发展规律, 本节利用 SPH 方法对不同土体参数下的隧道进行了坍塌模拟。模型参数设置如 3.1 节所述, 并扩展了原始模型的尺寸, 隧道一次性开挖长度为  $5D$ , 因此模型最终尺寸为  $(C+2D) \times 10D$ 。模拟过程分为 3 个阶段: 前两阶段与 3.2 节所述一致, 但在第三阶段撤去开挖面上的支护力, 以触发隧道开挖面坍塌大变形。

### 5.1 隧道开挖面失稳全过程分析

在  $C/D = 1.0$ ,  $\varphi = 25^\circ$ ,  $c = 0$  kPa 情况下, 模拟开挖面失稳破坏全过程。隧道开挖面失稳坍塌过程中土体位移变形和最大位移随时间的变化分别如图 14, 15 所示。结合图 14, 15 可以看出, 在隧道开挖后, 随着开挖面附近土体应力逐渐释放, 开挖面发生隆起变形并逐渐失稳, 直至导致隧道发生坍塌。

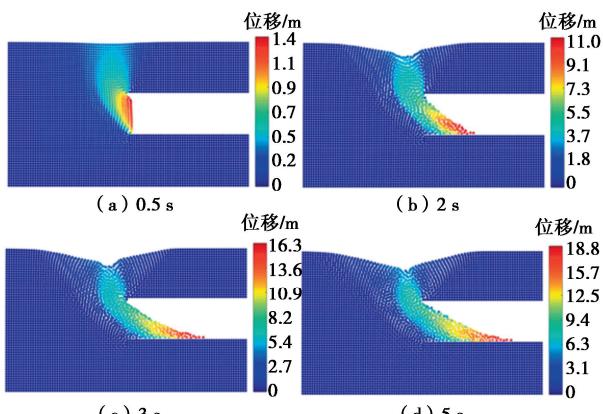


图 14 隧道开挖面失稳破坏全过程位移云图

Fig. 14 Displacement nephogram of the whole process of instability and failure of tunnel excavation face

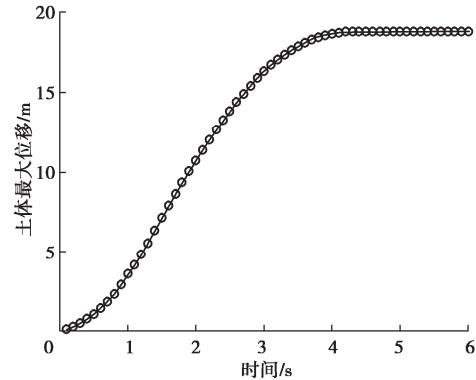


图 15 土体最大位移与时间的关系

Fig. 15 Relationship between the maximum displacement of soil and time

开挖面失稳破坏可大致分为 3 个阶段: 隧道开挖面变形阶段、隧道失稳破坏阶段以及隧道坍塌稳定阶段。当计算至  $0.5$  s 时, 开挖面出现显著变形并发生失稳。随着时间步的推进, 隧道发生大规模坍塌, 大量土体迅速涌入隧道内部, 逐渐堆积形成一个不断扩大的三角形区域。在约  $4$  s 时, 土体涌入隧道内的速度逐渐减缓并趋于稳定。

### 5.2 隧道埋深的影响

在  $\varphi = 25^\circ$ ,  $c = 0$  kPa 情况下, 研究覆跨比分别为  $1.0$ ,  $2.0$ ,  $3.0$ ,  $4.0$  时开挖面坍塌后的土体变形。开挖面失稳后土体的破坏模式如图 16 所示, 可以看到在不同  $C/D$  条件下, 开挖面均发生失稳破坏, 导致大范围土体变形。开挖面上方土体在重力作用下迅速下移, 上层覆土向隧道内涌入, 坍塌范围逐步扩展至地表。

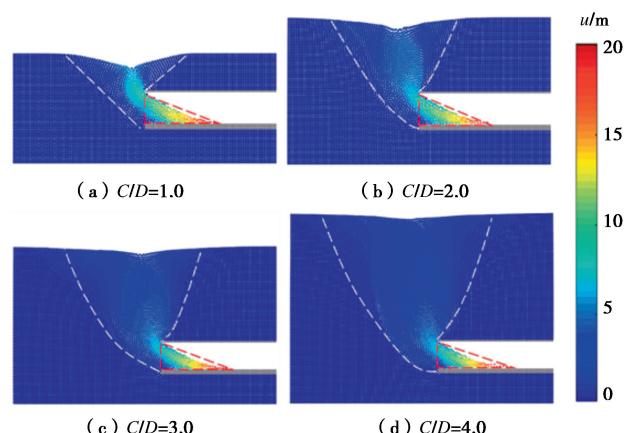


图 16 不同覆跨比下的破坏模式

Fig. 16 Collapse patterns under different  $C/D$

当  $C/D = 1.0$  时, 破坏区的滑移线(图中白色虚线表示)呈直线, 并且隧道完全坍塌后, 隧道内土体形成了一个三角形区域(图中红色虚线表示)。随着埋深的增加, 上方地表两侧土体在下移过程中发生了碰撞, 减缓了土颗粒的下移速度, 从而显著降低了地表沉降幅度, 并提高了隧道的稳定性。此外, 开挖面上方土

体形成了一个烟囱状的拱形区，地表沉降幅度减小且范围逐渐扩大，滑移线由直线过渡为曲线。

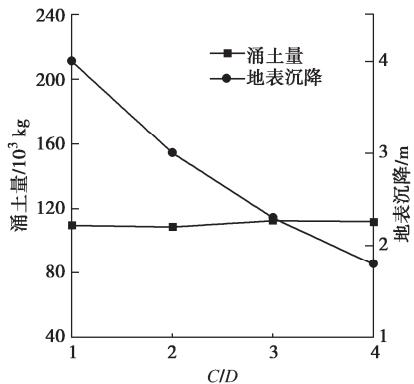


图 17 不同覆跨比下隧道坍塌后的涌土量和地表沉降

Fig. 17 Soil inflow and surface settlement after tunnel collapse under different  $C/D$

为反映开挖面坍塌后土体的破坏程度，本文以地表沉降和涌土量作为评估指标，其中涌土量被定义为涌入隧道内土体的质量，可根据隧道内土颗粒的数量确定<sup>[20]</sup>。不同覆跨比下隧道坍塌后涌土量和地表沉降如图 17 所示。由于开挖导致的土体地应力重分布和土拱效应的发挥，涌土量的变化几乎与覆跨比无关，而地表沉降则呈线性比例减小。这表明土拱效应在埋深较大时对开挖面坍塌的控制作用更加显著。

### 5.3 内摩擦角的影响

在  $C/D = 1.0$ ,  $c = 0 \text{ kPa}$  的条件下，研究内摩擦角  $\varphi$  分别为  $25^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $35^\circ$ ,  $40^\circ$  时开挖面坍塌后的土体变形。如图 18 所示，可以看到随着内摩擦角的增大，地表沉降的幅度和影响范围逐渐减小，同时隧道内土体的三角形堆积区域也变得更小。表明较高的内摩擦角增强了土体的抗扰动能力，从而减小了土体的整体变形和坍塌规模。

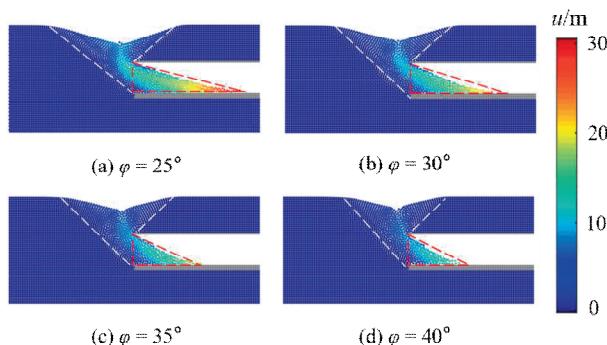


图 18 不同内摩擦角下的破坏模式

Fig. 18 Collapse patterns under different internal friction angles

不同内摩擦角下隧道坍塌后的涌土量与地表沉降如图 19 所示。结果表明，隧道开挖面坍塌后，内摩擦角较大的土体能够更有效地抵抗开挖引起的扰动，隧道内的涌土量和地表沉降显著减小。

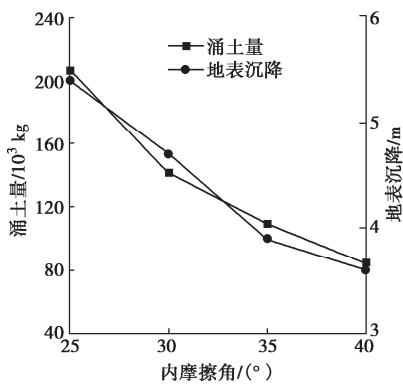


图 19 不同内摩擦角下隧道坍塌后的涌土量和地表沉降

Fig. 19 Soil inflow and surface settlement after tunnel collapse under different internal frictions

### 5.4 黏聚力的影响

在  $\varphi = 25^\circ$ ,  $C/D = 1.0$  的条件下，研究黏聚力分别为  $0$ ,  $5$ ,  $10$ ,  $15 \text{ kPa}$  时开挖面坍塌后的土体变形。不同黏聚力下开挖面失稳后土体的破坏模式如图 20 所示，可以看到随着黏聚力的增加，土体发生大变形的范围逐渐减小，但滑移线的形状没有显著变化。黏聚力的增大使得涌入隧道的土体在开挖面前堆积，形成的三角形区域与水平方向的倾角亦随之增大。

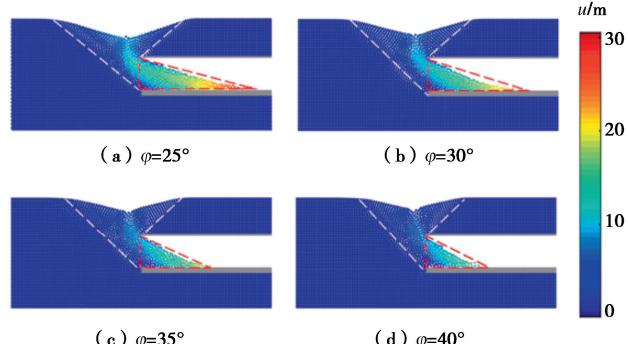


图 20 不同黏聚力下的破坏模式

Fig. 20 Collapse patterns under different soil cohesions

不同黏聚力下隧道坍塌后的涌土量与地表沉降如图 21 所示。结果表明，黏聚力的增加减缓了土体向隧道内的运动，随着黏聚力的增大，隧道内的涌土量和地表沉降也随之减少。

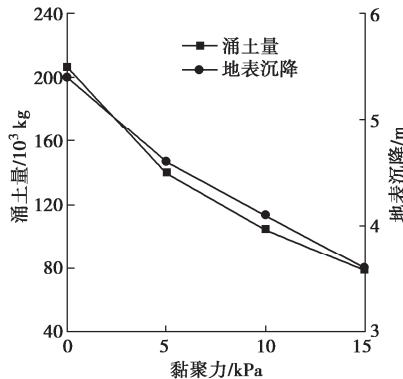


图 21 不同黏聚力下隧道坍塌后的涌土量和地表沉降

Fig. 21 Soil inflow and surface settlement after tunnel collapse under different soil cohesions

## 6 结 论

本文将 SPH 方法推广应用于盾构隧道开挖失稳全过程模拟, 对隧道开挖面的稳定性和破坏模式进行了系统分析, 主要得到以下 4 点结论。

(1) SPH 方法得到的极限支护力与破坏区的形状和范围与理论解和模型试验具有良好的一致性, 验证了 SPH 方法模拟隧道开挖面失稳大变形的可行性。

(2) 通过分析覆跨比  $C/D = 2.0$  时不同级支护力下的等效塑性应变和地应力分布可知, 随着支护力逐级降低, 集中在开挖面附近的剪切带逐渐向地表延伸, 剪切带内侧土体呈现明显的烟囱状位移, 并形成大范围贯通的塑性区, 导致土体失稳破坏。同时, 土拱区主要在拱顶上方约  $0.5D$  至  $1.0D$  范围内, 随着支护力的降低, 土拱位置逐渐上移并逐渐消散。

(3) 隧道开挖面失稳破坏全过程可大致分为 3 个阶段: 隧道开挖面变形阶段、隧道失稳破坏阶段以及隧道坍塌稳定阶段。通过研究隧道埋深、土体内摩擦角和黏聚力对隧道坍塌后的土体大变形和破坏模式的影响, 表明随着覆跨比的增加, 地表沉降的范围扩大, 但土拱效应有效减缓了地表沉降的程度, 并限制了隧道内土体的进一步涌入。内摩擦角和黏聚力的增加显著减少隧道内的涌土量和地表沉降, 使土体发生大变形范围减小, 并在隧道内形成了较大倾角的三角形堆积区。

(4) 水-土作用对隧道开挖面行为的影响不可忽视, 因此水力耦合效应将被考虑在未来研究之中。

**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:** 翁效林、孙钰丰、Henry K.K.Wong 参与数值方法框架建立。马阳晨、翁效林、孙钰丰、叶飞参与模拟工况设计。马阳晨、孙钰丰完成模拟方法数值化和工况模拟。所有作者参与论文写作和修改。所有作者均阅读并同意最终稿件的提交。The numerical method framework was designed by WENG Xiaolin, SUN Yufeng and WONG K.K. Henry. The simulation experiment was designed by MA Yangchen, WENG Xiaolin, SUN Yufeng and YE Fei. The numerical method and experimental simulation were completed by MA Yangchen and SUN Yufeng. The manuscript was drafted and revised by all the authors. All the authors have read the last version of manuscript and consented for submission.

## 参考文献:

[1] WENG X L, SUN Y F, ZHANG Y W, et al. Physical modeling

of wetting-induced collapse of shield tunneling in loess strata[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, 90: 208-219.

- [2] CHAMBON P, CORTÉ J F. Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(7): 1148-1165.
- [3] 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.
- [4] KIRSCH A. Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand[J]. Acta Geotechnica, 2010, 5(1): 43-62.
- [5] HORN N. Horizontaler erddruck auf senkrechte abschlussflächen von tunnelröhren[J]. Landeskonferenz Der Ungarischen Tiefbauindustrie, 1961: 7-16. (HORN N. Horizontaler erddruck auf senkrechte abschlussflächen von tunnelröhren. In National Conference of the Hungarian Civil Engineering Industry. Budapest, Hungary, 1961: 7-16. (in German))
- [6] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A H. Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(1): 215-229.
- [7] ZHANG C P, LI W, ZHU W J, et al. Face stability analysis of a shallow horseshoe-shaped shield tunnel in clay with a linearly increasing shear strength with depth[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, 97: 103291.
- [8] ZHANG C P, HAN K H, ZHANG D L. Face stability analysis of shallow circular tunnels in cohesive-frictional soils[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, 50: 345-357.
- [9] COLLIN F, CHAMBON R, CHARLIER R. A finite element method for poro mechanical modelling of geotechnical problems using local second gradient models[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2006, 65(11): 1749-1772.
- [10] SUN Y F, PARDOEN B, VAN DEN EIJDEN B, et al. Modelling the time-dependent mechanical behaviour of clay rocks based on meso- and micro-structural viscous properties[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2023, 47(17): 3177-3208.
- [11] SUN Y F, PARDOEN B, WONG H K K. Modelling the creep behaviour and induced failure of clay rock from microscale viscosity to large-scale time-dependant gallery convergences

- using a multiscale numerical approach[J]. *Computers and Geotechnics*, 2023, **162**: 105691.
- [12] CHEN R P, TANG L J, LING D S, et al. Face stability analysis of shallow shield tunnels in dry sandy ground using the discrete element method[J]. *Computers and Geotechnics*, 2011, **38**(2): 187-195.
- [13] 王俊, 林国进, 唐协, 等. 砂土地层盾构隧道稳定性三维离散元研究[J]. 西南交通大学学报, 2018, **53**(2): 312-321. (WANG Jun, LIN Guojin, TANG Xie, et al. Face stability analysis of shield tunnel in sandy ground using 3D DEM[J]. *Journal of Southwest Jiaotong University*, 2018, **53**(2): 312-321. (in Chinese))
- [14] BUI H H, FUKAGAWA R, SAKO K, et al. Lagrangian meshfree particles method (SPH) for large deformation and failure flows of geomaterial using elastic-plastic soil constitutive model[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2008, **32**(12): 1537-1570.
- [15] 胡曼, 谢谋文, 王立伟. 基于弹塑性土体本构模型的滑坡运动过程 SPH 模拟[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(1): 58-67. (HU Man, XIE Mowen, WANG Liwei. SPH simulations of post-failure flow of landslides using elastic-plastic soil constitutive model[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(1): 58-67. (in Chinese))
- [16] BUI H H, FUKAGAWA R, SAKO K, et al. Slope stability analysis and discontinuous slope failure simulation by elasto-plastic smoothed particle hydrodynamics (SPH)[J]. *Géotechnique*, 2011, **61**(7): 565-574.
- [17] MONAGHAN J J. An introduction to SPH[J]. *Computer Physics Communications*, 1988, **48**(1): 89-96.
- [18] MORRIS J P, FOX P J, ZHU Y. Modeling low Reynolds number incompressible flows using SPH[J]. *Journal of Computational Physics*, 1997, **136**(1): 214-226.
- [19] 邓楚键, 何国杰, 郑颖人. 基于 M-C 准则的 D-P 系列准则在岩土工程中的应用研究[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(6): 735-739. (DENG Chujian, HE Guojie, ZHENG Yingren. Studies on Drucker-Prager yield criterions based on M-C yield criterion and application in geotechnical engineering[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(6): 735-739. (in Chinese))
- [20] CHENG X S, ZHENG G, SOGA K, et al. Post-failure behavior of tunnel heading collapse by MPM simulation[J]. *Science China Technological Sciences*, 2015, **58**(12): 2139-2152.
- [21] TU S Q, LI W, ZHANG C P, et al. Face stability analysis of tunnels in saturated soil considering soil-fluid coupling effect via material point method[J]. *Computers and Geotechnics*, 2023, **161**: 105592.
- [22] 朱伟, 秦建设, 卢廷浩. 砂土中盾构开挖面变形与破坏数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(8): 897-902. (ZHU Wei, QIN Jianshe, LU Tinghao. Numerical study on face movement and collapse around shield tunnels in sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2005, **27**(8): 897-902. (in Chinese))
- [23] 乔金丽, 张义同, 高健, 等. 强度折减法在盾构隧道开挖面稳定分析中的应用[J]. 天津大学学报, 2010, **43**(1): 14-20. (QIAO Jinli, ZHANG Yitong, GAO Jian, et al. Application of strength reduction method to stability analysis of shield tunnel face[J]. *Journal of Tianjin University*, 2010, **43**(1): 14-20. (in Chinese))
- [24] ANAGNOSTOU G, KOVÁRI K. Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 1996, **11**(2): 165-173.
- [25] ZHANG C P, HAN K H, ZHANG D L. Face stability analysis of shallow circular tunnels in cohesive-frictional soils[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2015, **50**: 345-357.