文章编号:1005-0523(2025)03-0031-09

管棚支护下软岩隧道掌子面稳定性研究

胡瑞奇,张海娜,杜 可,江学辉

(华东交通大学土木建筑学院,江西 南昌 330013)

摘要:为揭示管棚支护对软岩隧道掌子面稳定性的加固机理,评价管棚支护对软岩隧道掌子面稳定性的加固效果,运用数值模拟方法对比分析有无管棚支护的软岩隧道掌子面的破坏模式。基于数值模拟结果,提出了一种新的考虑管棚支护和土拱效应的抛物线拱-对数螺旋掌子面破坏模型,通过极限分析上限法和强度折减法推导了管棚支护下掌子面安全系数的计算方法,并且探讨了围岩参数和管棚支护参数对掌子面稳定性的影响。研究结果表明,无管棚支护掌子面发生破坏时,上方围岩形成一大一小两个塌落拱;管棚支护条件下,掌子面破坏向拱顶发展受到限制,防止了未支护段上方局部塌落拱的形成,并使未支护段上方围岩的位移方向由竖直向下改为向掌子面挤出;隧道掌子面稳定性安全系数随围岩内摩擦角、黏聚力、管棚尺寸的增大而增大,随单次开挖长度、管棚间距的增大而减小,管棚尺寸过大对于增强掌子面稳定性缺乏经济性。

关键词:掌子面稳定;管棚支护;土拱效应;极限分析;安全系数

中图分类号:U451 **文献标志码:**A

本文引用格式:胡瑞奇,张海娜,杜可,等. 管棚支护下软岩隧道掌子面稳定性研究[J]. 华东交通大学学报,2025,42(3):31-39.

Study on the Stability of Tunnel Face of Soft Rock Tunnel Under the Pipe Shed Support

Hu Ruiqi, Zhang Haina, Du Ke, Jiang Xuehui

(School of Civil Engineering and Architecture, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, China)

Abstract: To reveal the reinforcement mechanism of pipe shed support on the tunnel face of soft rock tunnel and evaluate the stability of the tunnel face under pipe shed support, the numerical simulation method is used to compare and analyze the failure mode of tunnel face with or without pipe shed support. Then, based on the numerical simulation results, a new parabolic arch-logarithmic spiral tunnel face failure model considering pipe shed support and soil arch effect was proposed, and the calculation method of tunnel face safety factor under pipe shed support was derived by upper bound limit analysis method and strength reduction method. Finally, the influence of surrounding rock parameters and pipe shed support parameters on the stability of tunnel face was discussed. The research results indicate that when the instability failure of the tunnel face without pipe shed support occurs, the surrounding rock above the tunnel face forms a large collapse arch and a small collapse arch. Because of the pipe shed support, the instability failure of the tunnel face dose not develop to the vault. Meanwhile the pipe shed support prevents the formation of local collapse arch above the unsupported section, and makes the displacement direction of the surrounding rock above the unsupported section change from vertical downward to extru-

收稿日期:2024-08-02
基金项目:江西省防灾减灾及应急管理重点实验室项目(20212BCD42011)

sion to the tunnel face. The safety factor of tunnel face stability increases with the increase of internal friction angle, cohesion of surrounding rock and the size of pipe shed, and increases with the increase of single excavation length and pipe shed spacing. Too large size of the pipe shed is not economical for enhancing the stability of the tunnel face.

Key words: tunnel face stability; pipe shed support; soil arching effect; limit analysis; safety factor

Citation format: HU R Q, ZHANG H N, DU K, et al. Study on the stability of tunnel face of soft rock tunnel under the pipe shed support[J]. Journal of East China Jiaotong University, 2025, 42(3): 31-39.

随着我国公路交通网络向西部山区发展,隧道施工难以避免穿越大量软弱围岩地层。公路隧道采用“新奥法”施工,掌子面缺少主动支护,容易发生坍塌,工程中主要靠管棚等超前支护措施来保证隧道的稳定性。然而超前支护下隧道发生坍塌的工程事故仍时有发生[1],其中一个重要的原因就在于管棚支护和施工方案设计多依靠类似工程施工经验,缺乏一套有效的定量评价管棚支护下隧道掌子面是否稳定的判别方法。

隧道掌子面稳定一直都是隧道工程界和学术界关注的焦点,国内外学者针对掌子面稳定性开展了大量研究,主要采用了极限分析法、极限平衡法以及数值模拟[2]等研究方法。Xie等[3]基于极限平衡理论计算了管棚支护下矩形隧道掌子面所需的极限支护力。曾明生等[4]采用极限分析上限法和数值模拟方法对两种多块体破坏模型的掌子面极限支护力进行对比分析。宁茂权等[5]提出超大矩形盾构隧道掌子面极限支护力的计算方法,并与数值模拟和现场监测结果进行对比。张宇等[6]基于极限平衡法和楔形体理论提出了深埋干砂盾构隧道掌子面极限支护力计算方法。孙玉永等[7]将管棚支护下的掌子面稳定问题简化为上覆隧道开挖释放荷载的三维边坡稳定问题,并以此提出掌子面稳定的判别方法。

管棚支护是软弱围岩隧道建设过程中常用的辅助施工方法,其主要目的是防止围岩坍塌、控制地层位移[8]。现有工程实践和试验结果表明,管棚支护对隧道掌子面稳定也有一定的加固效果[9]。现有对管棚支护机理的研究主要集中在对隧道拱顶和地表沉降的限制效果上。如代聪等[10]通过离心机缩尺模型试验发现管棚支护条件下隧道最大地表沉降量仅为无管棚支护时的1/4。周顺华[11]结合杭州解放路隧道原位观测和室内土工离心模拟试验,对隧道拱部形成“棚”和“架”的条件进行分析,得出管棚支护的主要作用是加固围岩和扩散围岩压力,并减少开挖释放应力的结论。

在实际工程中,软岩隧道开挖通常需要设置管棚支护来保障施工安全,并且开挖时围岩具有明显的土拱效应。尽管目前分别针对隧道掌子面稳定性和管棚支护的研究都较为全面,然而既有研究均没有考虑软岩隧道开挖的土拱效应,并且对于管棚支护下的软岩隧道掌子面稳定性的研究还相对不足。关于管棚支护是如何加强软岩隧道掌子面稳定性的认识还不深刻,同时还缺少可以定量评价管棚支护下隧道掌子面稳定性的理论方法。

基于此,本文采用数值模拟方法,通过对比分析有无管棚支护的软岩隧道掌子面破坏模式,揭示管棚支护对软岩隧道掌子面稳定性的加固机理,并在数值模拟结果的基础上提出考虑土拱效应和管棚支护的抛物线拱-对数螺旋破坏模型,采用极限分析上限法和强度折减法分析管棚支护条件下的软岩隧道掌子面稳定性,进一步探讨了土体参数和管棚参数对掌子面稳定性的影响。本文研究结果可以快速判定管棚支护软岩隧道掌子面稳定性,同时从掌子面稳定的角度提供了一种管棚支护设计的参考。

1 管棚支护掌子面加固机理

1.1 数值模型建立

利用Optum G2软件,选取隧道纵向中轴线剖面建立软岩隧道二维平面掌子面数值模型。模型长20 m,隧道直径为10 m,埋深为8 m,隧道拱底与模型下边界的距离为10 m,如图1所示。软岩隧道围岩选取Mohr-Coulomb本构模型,围岩参数见表1。

Optum G2软件中的边界通过限制法向或切向

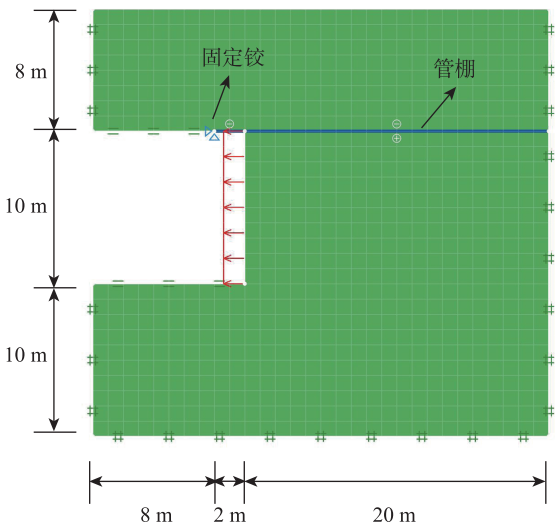


图1　隧道数值模型示意图

Fig. 1　Tunnel numerical model diagram

表1　围岩材料参数

Tab.1　Surround rock material parameter

弹性模量/MPa	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	重度/(kN/m³)	泊松比
1 500	20	20	18	0.35

速度来约束单方向位移，或同时限制法向和切向速度进行完全约束。本模型的上边界和掌子面不施加约束；左边界、右边界和下边界施加完全约束；在隧道已开挖部分的前8 m上下边界施加法向约束，以模拟已施做完成的支护结构；后2 m为未支护段，不施加约束，以模拟隧道刚完成开挖还未施做初期支护时的状态。

计算时通过在掌子面上施加乘数分布荷载来模拟掌子面主动支护力。乘数分布荷载是Optum G2软件中一种在计算中自行变化的量，通过向洞口方向施加乘数为1的乘数分布荷载，并根据分析类型放大到一定值，得到计算收敛后的放大倍数即为极限主动支护力。

Optum G2软件中“板”结构单元用于模拟墙壁和各种其他薄元件，在二维条件下可以视作梁单元。因此，本文利用“板”结构单元在二维模型中模拟管棚支护。由于隧道纵向中轴线的剖面进行二维分析，不考虑管棚的三维空间分布，因此建模时只模拟掌子面纵向中轴线顶部的一根注浆管棚钢管。模型中管棚钢管尺寸为ϕ108 mm×6 mm，纵向长度为22 m，其中未支护段为2 m，掌子面前方为20 m。管棚前端通过设置“固定铰”限制管棚起点的水平和竖向位移来模拟已施做完成的支护结构对管棚前端的约束。注浆管棚钢管材料参数来源于已有试验结果[1]，其中截面面积、塑性截面模量、惯性矩均为注浆管棚钢管的全横截面参数，具体的材料参数见表2。

表2　管棚材料参数

Tab.2　Pipe shed material parameter

横截面积/m²	塑性截面抵抗矩/m³	截面惯性矩/cm⁴	弹性模量/GPa	屈服强度/MPa	重量/(kg/m)
91.6	185.5	668	66.4	215	15

1.2　结果分析

通过内能耗散云图可以直观地反映隧道掌子面土体破坏模式，如图2所示，右侧图例为总耗散能，云图中颜色越红表示土体损伤产生的总耗散能越大。可以看出，软岩隧道掌子面发生失稳破坏时，掌子面前方土体沿剪切滑动面发生滑移破坏，剪切滑动面轮廓接近一条以掌子面拱顶为起点的

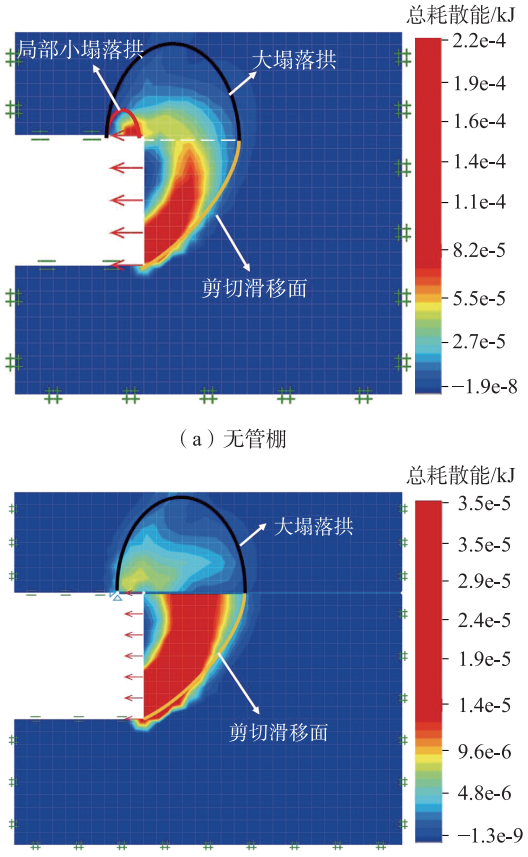
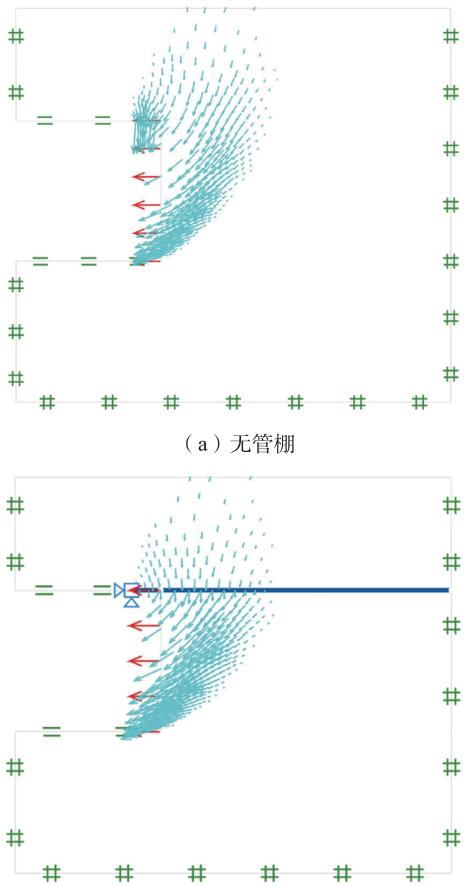


图2　内能耗散云图

Fig. 2　Internal energy dissipation cloud diagram

对数螺旋线(图2中黄色曲线),而掌子面上方围岩表现出明显的土拱效应,塌落范围呈抛物线形(图2中黑色曲线)。对比有管棚和无管棚模型计算结果的内能耗散云图可以发现,管棚支护有效阻止了掌子面破坏向上部围岩发展。无管棚支护时,未支护段上方土体塌落明显,形成局部的小塌落拱(图2(a)中红色曲线),而有管棚支护时未发生明显坍塌。

围岩破坏的位移矢量如图3所示,图中位移矢量方向表示围岩位移的速度方向,位移矢量密度的大小可以反映位移量的大小。由位移矢量图可以发现,掌子面前方围岩剪切破坏的速度方向为对数螺旋线的切线方向。对于掌子面上方围岩,管棚支护条件下,围岩破坏的速度方向竖直向下,围岩跟随掌子面破坏,而无管棚时,靠近掌子面的部分围岩则是由未支护段向下破坏。



(a)无管棚

(b)有管棚

图3 围岩破坏的位移矢量图

Fig. 3 Displacement vector diagram of surrounding rock failure

2 考虑土拱效应的管棚支护掌子面稳定性极限上限分析

2.1 破坏模式与几何关系

基于数值模拟结果,假定隧道掌子面破坏模式由掌子面上方的刚性破坏区域a和掌子面前方的剪切破坏区域b组成,如图4所示。破坏区域a为一抛物线拱,速度大小为v_a,方向竖直向下;破坏区域b为掌子面与围岩潜在滑动剪切面之间的区域,潜在破坏面的分界线为一对数螺旋线,区域b速度大小为v_b,方向沿滑动面切线向下。

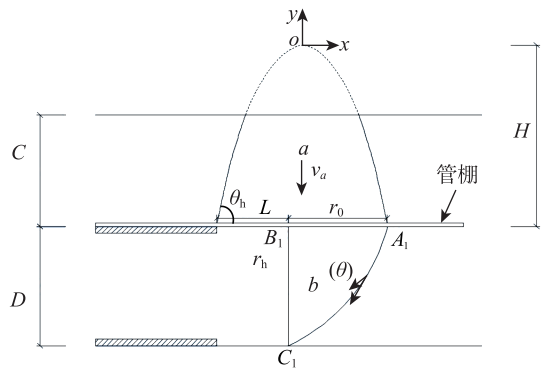


图4 管棚支护条件下隧道掌子面极限分析模型

Fig. 4 Limit analysis model of tunnel face under pipe shed support

在图4中,C为隧道埋深,D为隧道直径。破坏区域a的抛物线拱底边长度为悬空段长度L与掌子面前方破坏区域长度r_0之和。以抛物线拱顶为坐标原点,抛物线的解析方程[12]为

$$y=-\frac{\tan\theta_h}{L+r_0}x^2 \tag{1}$$

式中:θ_h为拱脚处抛物线与水平方向的夹角。

$$\theta_h=\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2} \tag{2}$$

由抛物线方程可得土拱高度H为

$$H=\frac{(L+r_0)\tan\theta_h}{4} \tag{3}$$

区域b为以掌子面顶端B_1为旋转中心的对数螺旋受剪区,以A_1点为旋转起点,C_1点为旋转中点,旋转角度为90°,对数螺旋线方程为

$$r=r_0\mathrm{e}^{(\theta-\theta_0)\tan\varphi} \tag{4}$$

由几何关系,隧道直径D为

$$D=r_0\mathrm{e}^{\frac{\pi}{2}\tan\varphi} \tag{5}$$

2.2　外力功率和内能耗散率计算

本文破坏模型中外力做功率包括抛物线拱破坏区域a重力所做功率$P_{\gamma 1}$和掌子面前方对数螺旋破坏区域b重力做功率$P_{\gamma 2}$。

根据隧道埋深C与土拱高度H的大小关系，区域a重力所做功率$P_{\gamma 1}$的计算式如式(6)所示，其中γ为围岩重度。

$$P_{\gamma 1}=\begin{cases}\dfrac{2}{3}\gamma v_a H(L+r_0), & H\leqslant C\\ \dfrac{2}{3}\gamma v_a H(L+r_0)-\dfrac{1}{3}(H-C)\sqrt{\dfrac{(H-C)(L+r_0)}{\tan\theta_{\mathrm{h}}}}, & H>C\end{cases} \tag{6}$$

为求得区域b重力做功率$P_{\gamma 2}$，取区域b内任一对数螺旋微单元进行分析，如图5。微单元面积为

$$\mathrm{d}A=\frac{1}{2}r^2\mathrm{d}\theta \tag{7}$$

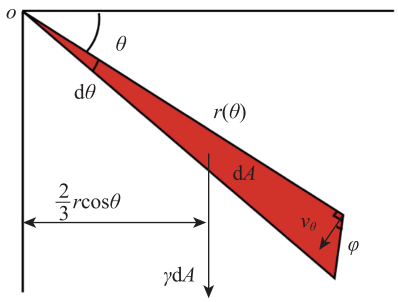


图5　对数螺旋微单元

Fig. 5　Logarithmic spiral micro-units

微单元的速度为

$$v=\frac{2}{3}v_a\mathrm{e}^{(\theta-\theta_0)\tan\varphi}\cos\theta \tag{8}$$

区域b重力做功率$P_{\gamma 2}$可由数螺旋微单元在旋转角度范围内进行积分的方式求得，计算式为

$$P_{\gamma 2}=\int_0^{\frac{\pi}{2}}\frac{1}{3}\gamma v_a r_0^2\mathrm{e}^{3\theta\tan\varphi}\cos\theta\mathrm{d}\theta=\frac{1}{3}\gamma v_{\mathrm{a}} r_0^2\frac{\mathrm{e}^{\frac{3\pi}{2}\tan\varphi}-3\tan\varphi}{9\tan^2\varphi+1} \tag{9}$$

本文破坏模型的内能耗散率包括抛物线拱破坏区域a在间断面上的内能耗散率$P_{\gamma 1}$、掌子面前方对数螺旋破坏区域b沿滑动面的内能耗散率$P_{\gamma 2}$以及管棚支护弯曲破坏的能量耗散率P_{gp}。

区域a在间断面上的内能耗散率$P_{\gamma 1}$等于间断面长度、沿间断面的剪切速度和土体黏聚力的乘积，滑动面上任意一点的速度v的方向与滑动线方向夹角为φ。

$$P_{v1}=\begin{cases}cv_a\cos\varphi[(L+r_0)\pi/2+2(H-L-r_0)], & H\leqslant C\\ cv_a\cos\varphi(H^2\arcsin\dfrac{C}{H}+C\sqrt{H^2-C^2}), & H>C\end{cases} \tag{10}$$

为求得区域b沿滑动面的内能耗散率，需先确定区域b内任一微单元长度和对数螺旋曲线上的切向滑动速度。类似的，微单元长度、切向滑动速度和黏聚力的乘积即为区域b内任一微单元的内能耗散率，再对其在数螺旋线旋转角度范围内进行积分，即可得到整个区域b沿滑动面的内能耗散率。

微单元长度为

$$\mathrm{d}l_1=\frac{r_0\mathrm{e}^{(\theta-\theta_0)\tan\varphi}}{\cos\varphi}\mathrm{d}\theta \tag{11}$$

对数螺旋曲线上的切向滑动速度为

$$v=v_a\mathrm{e}^{(\theta-\theta_0)\tan\varphi}\cos\varphi \tag{12}$$

所以，微单元沿滑动面的内能耗散率为

$$\mathrm{d}P_{v2}=cv_a r_0\mathrm{e}^{2(\theta-\theta_0)\tan\varphi}\mathrm{d}\theta \tag{13}$$

对上式求积分，可得区域b的内能耗散率为

$$P_{v2}=\int_0^{\frac{\pi}{2}}cv_a r_0\mathrm{e}^{2\theta\tan\varphi}\mathrm{d}\theta=cv_a r_0\frac{\mathrm{e}^{\pi\tan\varphi}-1}{\tan\varphi} \tag{14}$$

管棚的内能耗散率P_{gp}由管棚钢管的内能耗散率和管内注浆体的内能耗散率两部分组成。考虑管棚是受弯构件，管棚钢管和注浆体的内能耗散率分别为各自弯矩和角速度的乘积。其计算式为

$$P_{\mathrm{gp}}=(M_{\mathrm{s}}\omega+M_{\mathrm{c}}\omega)\cdot n=\left([f_{\mathrm{s}}]\cdot W_{\mathrm{s}}\cdot\omega+[f_{\mathrm{c}}]\cdot W_{\mathrm{c}}\cdot\omega\right)\cdot n \tag{15}$$

式中：$[f_{\mathrm{s}}]$和$[f_{\mathrm{c}}]$分别为管棚钢管和注浆体的抗弯强度设计值；W_{s}和W_{c}分别为管棚钢管和注浆体的截面模量；ω为管棚转动的角速度。假设管棚的速度掌子面上方土体相同，则

$$\omega=\frac{2v_a}{L+r_0} \tag{16}$$

n为管棚钢管数量，计算式为

$$n=\frac{\pi D}{2c_{\mathrm{gp}}}\cdot\frac{\theta_{\mathrm{gp}}}{180} \tag{17}$$

式中：c_{gp}为管棚间距；θ_{gp}为管棚支护布置角度。

将式(16)、式(17)带入式(15)，即可得到管棚支护内能耗散率的计算公式为

$$P_{\mathrm{gp}}=2\left([f_{\mathrm{s}}]\cdot W_{\mathrm{s}}+[f_{\mathrm{c}}]\cdot W_{\mathrm{c}}\right)\cdot n\cdot\frac{2v_a}{l+L} \tag{18}$$

根据极限分析上限法原理，外力功率和内能耗

散率的等式关系为

$$P_{\gamma 1}+P_{\gamma 2}=P_{v1}+P_{v2}+P_{gp} \tag{19}$$

2.3 掌子面安全系数

本文采用基于强度折减法的掌子面安全系数 K_s 作为掌子面稳定性的评价指标。具体做法是，首先将隧道围岩的原始土体参数 c、φ 除以安全系数 K_s，得到一组新的土体参数 c_m、φ_m，计算式为

$$\begin{cases} c_m = c/K_s \\ \tan\varphi_m = \tan(\varphi/K_s) \end{cases} \tag{20}$$

将新的土体参数 c_m、φ_m 代替式(6)、式(9)、式(10)、式(14)、式(15)中的原始土体参数 c、φ，之后带入式(19)即可得到关于安全系数 K_s 的非线性方程，利用Matlab编程进行求解得到隧道掌子面安全系数。

从强度折减的计算方法可以提出以下基于安全系数 K_s 的掌子面稳定性评价方法：当安全系数 $K_s<1$ 时，隧道掌子面发生失稳破坏，需增强管棚支护强度；当安全系数 $K_s\geqslant 1$ 时，隧道掌子面处于稳定状态；当安全系数 $K_s\geqslant 2$ 时，隧道掌子面稳定性余量较大，可以适当减少管棚支护强度。

3 对比计算

3.1 无管棚掌子面安全系数对比

安永林等[13]同样基于极限分析上限法，提出三角形+对数螺旋掌子面破坏模式。Vermeer等[14]则是根据数值模拟结果拟合出掌子面稳定性公式为

$$K_s=\frac{0.9\tan\varphi+18(c/\gamma)D}{2+3(L/D)^{6\tan(\varphi/K_s)}} \tag{21}$$

以上两个研究均没考虑管棚支护的影响。而当式(18)中管棚钢管数量 n 为0时，本文分析方法退化为不考虑管棚支护的掌子面稳定性分析方法。

为验证本文提出的破坏模式及计算方法的正确性，将上述已有研究的掌子面安全系数计算结果与本文退化后公式的计算结果进行对比。验证工况隧道尺寸和围岩参数见表3。计算得到不同开挖进尺的掌子面稳定安全系数，如图6所示。由图6可见，3种方法掌子面安全系数变化曲线规律相同，均随开挖进尺增大而减小。而本文方法得到的掌子面安全系数在短进尺(图中开挖进尺小于4 m)时更大，较长进尺(文中开挖进尺大于4.6 m)时更小，减小幅度较其他两种方法更大，可以更好地反映软岩隧道开挖过程中小进尺开挖掌子面通常较为稳定，而随开挖进尺增大掌子面失稳风险急剧增大的工程特点，可见本文方法是合理的。

表3 验证工况参数

Tab.3 Parameter of verifying working condition

隧道直径/m	埋深/m	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa
4.56	10.31	15.3	38.3

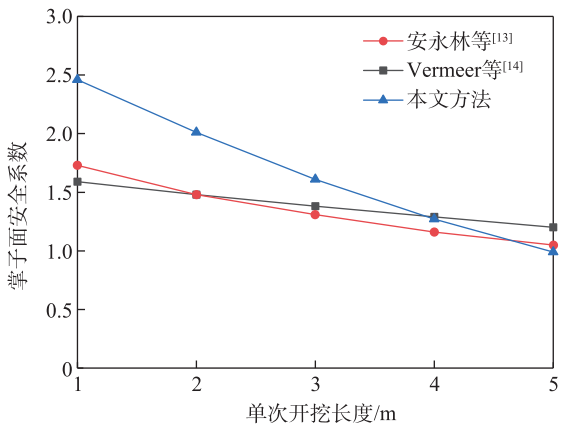


图6 不同方法掌子面稳定性安全系数对比

Fig. 6 Comparison of safety factors of tunnel face stability with different methods

3.2 有管棚掌子面安全系数对比

为验证有管棚支护时本文模型和计算程序的正确性，将本文计算方法得到的掌子面安全系数与已有理论计算方法结果进行对比分析，结果如表4所示。由于本文模型中将掌子面上方破坏区域考虑为抛物线拱，此部分破坏区域面积较陈峥等[15]计算模型中假定的三角形破坏区域更大，且更符合真实破坏形式，因此得到的安全系数小。此外，文献[16]研究表明管棚支护更多承担上部围岩荷载产生的弯矩，因此本文以抗弯强度设计值计算管棚支护功率较文献[15]模型以抗剪强度设计值为基准的计算方法更符合管棚支护的实际受力特性。王华贵[17]将管棚支护的地基反力作为外荷载施加在掌子面上方时进行了线性简化，使得上部围岩通过管棚支护传递到掌子面顶部的荷载比实际荷载小，因此得到的安全系数偏大，并且该计算模型不能直接考虑管棚支护参数对隧道掌子面安全系数的影响。本文计算方法综合考虑了土拱效应和管棚支护参数对隧道掌子面稳定性安全系数的影响，计算结果更真实并具有更广泛的适用性。

表4　理论计算结果对比

Tab.4　Comparison of theoretical calculation results

案例	c/kPa	φ/（°）	γ/（kN/m³）	C/m	D/m	L/m	管棚尺寸/（mm×mm）	c_{gp}/cm	安全系数K_s	
									文献结果	本文结果
陈峥等[15]	23.60	20.5	18.67	20	12.0	1	ϕ108×6	40	1.286	0.950
王华贵[17]	18.67	5.0	20.00	10	6.5	1	ϕ108×6	40	1.060	0.940

4　参数分析

在基本算例的基础上，分别对围岩参数、管棚支护参数进行改变，分析各参数对隧道掌子面稳定性的影响。基本算例工况参数为：隧道直径D=8 m，隧道埋深C=10 m，土体重度γ=18 kN/m³，内摩擦角φ=20°，黏聚力c=20 kPa，管棚尺寸为ϕ108 mm×6 mm，管棚间距c_{gp}=40 cm，管棚支护角度180°。

4.1　内摩擦角与黏聚力

对不同内摩擦角和黏聚力围岩条件下掌子面安全系数进行计算，结果如图7所示。可以看出，掌子面安全系数随围岩内摩擦角和黏聚力增大而增大，呈线性关系，说明围岩内摩擦角和黏聚力越大，隧道掌子面越稳定。当黏聚力c=10 kPa时，内摩擦角φ从5°提高到10°、15°、20°、25°、30°，掌子面安全系数从0.51增加到0.62、0.72、0.83、0.94、1.06，分别提高了21.6%、41.2%、62.7%、84.3%、107.8%；当内摩擦角φ=10°时，黏聚力c从10 kPa提升到20、30、40、50 kPa，掌子面安全系数从0.62分别增大到1.03、1.44、1.84、2.24，分别提高了66.1%、132.3%、196.8%、261.3%。由此可见，隧道施工中由于围岩条件较差导致隧道掌子面不能稳定时，可以通过管棚或超前小导管注浆等方式增大围岩内摩擦角和黏聚力，进而提高隧道掌子面的稳定性。

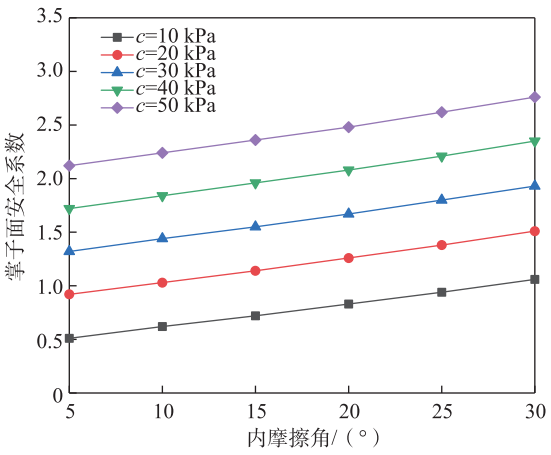


图7　不同黏聚力条件下掌子面安全系数与土体内摩擦角关系曲线

Fig. 7　Relationship curve between safety factor of tunnel face and internal friction angle of soil under different cohesion conditions

4.2　单次开挖长度

掌子面安全系数与单次开挖长度的关系曲线如图8所示。由图8可见，无论是否设置管棚支护，掌子面安全系数都随隧道的单次开挖长度增大而快速减小。不设置管棚支护时，当单次开挖长度从1 m增加到2、3、4、5 m，掌子面安全系数分别从1.05减小到1.00、0.95、0.89、0.83。而在管棚支护条件下，当单次开挖长度从1 m增加到2、3、4、5 m，掌子面安全系数分别从1.63减小到1.42、1.26、1.19、1.01。可见管棚支护对增强隧道掌子面稳定性有重要作用，在管棚支护条件下可以适当增大单次开挖长度，提升隧道开挖速度。

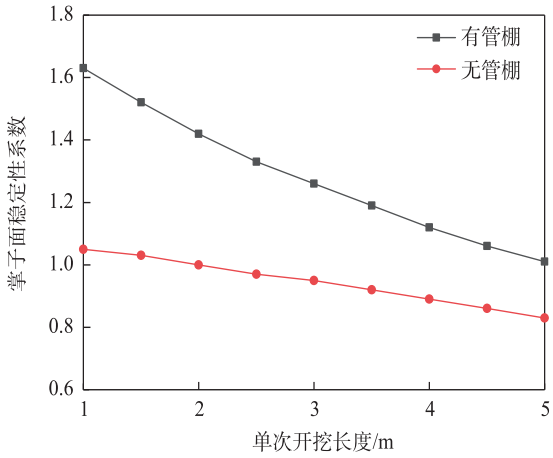


图8　掌子面安全系数与单次开挖长度关系曲线

Fig. 8　Relationship curve between safety factor of tunnel face and excavation step distance

4.3　管棚尺寸与管棚间距

选取隧道工程中常用的5种管棚钢管尺寸和3种管棚间距进行参数分析，得到不同管棚支护参数条件下隧道掌子面安全系数如表5所示。实际施工时管棚间距不应小于2.0~2.5倍的钢管直径，因此不

考虑ϕ159 mm×8 mm管棚钢管间距30 cm的情况。

从表5可以看出，相同管棚间距条件下，管棚尺寸越大掌子面安全系数越大，而相同管棚尺寸时，管棚间距越大掌子面安全系数越小。当管棚尺寸为ϕ127 mm×7 mm，管棚间距为30 cm或40 cm，以及管棚尺寸为ϕ159 mm×8 mm时，掌子面安全系数大于2，说明当管棚尺寸大于ϕ127 mm×7 mm后，再通过增加管棚尺寸来保证隧道掌子面稳定性是不经济的。

表5 不同管棚支护参数的掌子面安全系数

Tab.5 Safety factor of tunnel face with different pipe shed support parameters

管棚间距/cm	管棚尺寸/（mm×mm）				
	ϕ76×5	ϕ89×5	ϕ108×6	ϕ127×7	ϕ159×8
30	1.31	1.46	1.89	2.89	—
40	1.24	1.34	1.63	2.19	5.29
50	1.20	1.28	1.50	1.88	3.45

5 结论

本文采用数值模拟方法并基于极限分析上限法，对管棚支护下软岩隧道掌子面破坏机理和掌子面稳定性的定量评价方法展开研究，得出以下结论。

1）管棚支护对掌子面稳定的加固机理为：限制未支护段上方围岩位移，防止未支护段形成局部的小塌落拱；改变未支护段上方围岩的位移方向，由竖直向下改为向掌子面方向挤出，由于挤压从而减缓上方围岩向下位移的速度。

2）“抛物线拱+对数螺旋线”破坏模型更贴近实际破坏模型，基于该模型提出了管棚支护下软岩隧道掌子面稳定性的定量评价方法，对实际工程具有一定的指导意义。

3）隧道掌子面安全系数随围岩内摩擦角和黏聚力的增大线性增加，而与隧道单次开挖长度呈负相关关系。隧道施工过程中，可以通过超前注浆等方式，改善围岩条件来增大围岩的内摩擦角和黏聚力或者适当减小单次开挖长度来保证隧道掌子面的稳定性。

4）管棚尺寸越大，间距越小，掌子面越稳定。但太大的管棚支护尺寸或太小的管棚间距会使掌子面安全系数大于2，导致材料浪费。

参考文献：

[1] HU R Q, ZHANG H N, LUO W J, et al. Effect of connection and grouting level on mechanical behavior of pipe roof[J]. Journal of the Chinese Institute of Engineers, 2024, 47(5): 575-588.

[2] 王凌, 张跃明, 钟久强, 等. 考虑黏土强度各向异性的掌子面支护压力分析[J]. 华东交通大学学报, 2022, 39(2): 1-7.
WANG L, ZHANG Y M, ZHONG J Q, et al. Pressure analysis of excavation face support considering anisotropy of clay strength[J]. Journal of East China Jiaotong University, 2022, 39(2): 1-7.

[3] XIE X Y, ZHAO M R, SHAHROUR I. Face stability model for rectangular large excavations reinforced by pipe roofing[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, 94: 103132.

[4] 曾明生, 王文法, 康海波, 等. 基于不同破坏模式的盾构隧道掌子面支护力上限分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2022, 19(8): 2360-2368.
ZENG M S, WANG W F, KANG H B, et al. Upper limit analysis of support force on shield tunnel face based on different failure modes[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2022, 19(8): 2360-2368.

[5] 宁茂权, 唐再兴, 刘顺水, 等. 复合地层下穿高铁超大矩形盾构隧道开挖面的极限支护力[J]. 高压物理学报, 2023, 37(1): 182-190.
NING M Q, TANG Z X, LIU S S, et al. Ultimate support force of excavation face of super-large rectangular shield tunnel crossing high-speed railway in composite stratum [J]. Chinese Journal of High Pressure Physics, 2023, 37 (1): 182-190.

[6] 张宇, 陶连金, 刘军, 等. 考虑主应力偏转和土拱效应的干砂盾构隧道掌子面极限支护力计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2023, 45(3): 530-540.
ZHANG Y, TAO L J, LIU J, et al. Method for calculating limit support pressure of face of shield tunnels considering principal stress axis rotation and soil arching effects in dry sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2023, 45(3): 530-540.

[7] 孙玉永, 周顺华, 肖红菊, 等. 管棚法应用于软土地层的稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(S2): 4199-4206.
SUN Y Y, ZHOU S H, XIAO H J, et al. Application of pipe-roof method to stability analysis of soft ground[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(S2): 4199-4206.

[8] SUN X H, MIAO L C, LIN H S, et al. Soil arch effect analysis of shield tunnel in dry sandy ground[J]. International Journal of Geomechanics, 2018, 18(6): 04018057.

[9] 石钰锋. 浅覆软弱围岩隧道超前预支护作用机理及工程应用研究[D]. 长沙: 中南大学, 2014.
SHI Y F. Study on mechanism and engineering application of advanced support for lower overburden tunnel in weak stratum[D]. Changsha: Central South University, 2014.

[10] 代聪, 何川, 刘川昆, 等. 管棚布设范围对软岩隧道围岩稳定性影响研究[J]. 隧道建设(中英文), 2019, 39(9): 1437-1444.
DAI C, HE C, LIU C K, et al. Influence of pipe roof layout range on stability of surrounding rock of soft rock tunnel[J]. Tunnel Construction, 2019, 39(9): 1437-1444.

[11] 周顺华. 软弱地层浅埋暗挖施工中管棚法的棚架原理[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(14): 2565-2570.
ZHOU S H. Principles of pipe roof applied to shallow-buried tunnels in soft ground[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(14): 2565-2570.

[12] WAN T, LI P F, ZHENG H, et al. An analytical model of loosening earth pressure in front of tunnel face for deep-buried shield tunnels in sand[J]. Computers and Geotechnics, 2019, 115: 103170.

[13] 安永林, 李佳豪, 曹前, 等. 基于极限分析的进尺对隧道掌子面稳定性影响[J]. 铁道科学与工程学报, 2019, 16(2): 443-449.
AN Y L, LI J H, CAO Q, et al. Influence of excavation footage on tunnel face stability using limit analysis[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2019, 16(2): 443-449.

[14] VERMEER P A, RUSE N, MARCHER T. Tunnel heading stability in drained ground[J]. Felsbau, 2002, 20(8): 8-18.

[15] 陈峥, 何平, 颜杜民, 等. 超前支护下隧道掌子面稳定性极限上限分析[J]. 岩土力学, 2019, 40(6): 2154-2162.
CHEN Z, HE P, YAN D M, et al. Upper-bound limit analysis of tunnel face stability under advanced support[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(6): 2154-2162.

[16] 宋战平, 田小旭, 周冠南, 等. 隧道洞内管棚超前预支护力学行为的理论分析[J]. 中国公路学报, 2020, 33(4): 89-98.
SONG Z P, TIAN X X, ZHOU G N, et al. Theoretical analysis of mechanical behavior of advanced pre-support of pipe-roof in tunnel[J]. China Journal of Highway and Transport, 2020, 33(4): 89-98.

[17] 王华贵. 浅埋隧道管棚预加固理论及多种预加固后的上限研究[D]. 长沙: 中南大学, 2013.
WANG H G. Shallow buried tunnel's pipe roof pre-reinforcement theory and its upper limit research under variety of pre- reinforcement[D]. Changsha: Central South University, 2013.

第一作者：胡瑞奇（1997—），男，博士研究生，研究方向为隧道工程。E-mail：huruichy@163.com。

通信作者：张海娜（1992—），女，博士，硕士生导师，研究方向为岩土工程。E-mail：zhanghaina@ecjtu.edu.cn。

（责任编辑：吴海燕）