

中文引用格式:张佳华,杨小丽,杨永祥,等. 管棚支护下深部隧道工作面稳定性分析[J]. 中国安全科学学报, 2025, 35(8): 129–138.

英文引用格式:ZHANG Jiahua, YANG Xiaoli, YANG Yongxiang, et al. Stability analysis of deep tunnel faces under pipe shed support[J]. China Safety Science Journal, 2025, 35(8): 129–138.

管棚支护下深部隧道工作面稳定性分析^{*}

张佳华^{1,2}副教授, 杨小丽², 杨永祥², 鲁义²教授, 张道兵²教授

(1 湖南科技大学 公共安全与应急管理研究院, 湖南 湘潭 411201;

2 湖南科技大学 资源环境与安全工程学院, 湖南 湘潭 411201)

中图分类号:X913.4;U451

文献标志码:A

DOI: 10.16265/j.cnki.issn1003-3033.2025.08.0974

基金项目:国家自然科学基金资助(52074116);湖南省教育厅科学研究优秀青年项目(23B0476)。

【摘要】 为了研究管棚预支护下深部高应力、高水压隧道工作面的稳定性问题,首先采用变分法构建深部隧道工作面破坏模型,将高水压与围岩应力引入到力学模型中,利用上限定理计算外力功率和内能耗散率;其次根据虚功率原理,推导出深部隧道工作面潜在破裂面的解析解,并借助 Matlab 软件求解深部隧道的安全系数;然后分析不同参数对破裂面曲线的影响,讨论高应力、高水压环境下深部隧道安全系数的变化特征,评价管棚预支护效果。研究表明:围岩强度较小时产生的破坏范围较大,破裂的纵向深度也较大;此外,高水压与围岩应力对隧道工作面的稳定性具有显著影响,忽略则会明显高估隧道工作面的稳定性,安全系数的相对误差可达 60% 以上;管棚支护可以有效提高深部隧道工作面的稳定性,安全系数增大了 79%,且高应力、高水压环境会明显降低管棚的支护效果。

【关键词】 管棚支护; 深部隧道工作面; 稳定性; 高水压; 围岩应力; 安全系数

Stability analysis of deep tunnel faces under pipe shed support

ZHANG Jiahua^{1,2}, YANG Xiaoli², YANG Yongxiang², LU Yi², ZHANG Daobing²

(1 Institute of Public Safety and Emergency Management, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan Hunan 411201, China; 2 School of Resources Environment and Safety Engineering, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan Hunan 411201, China)

Abstract: To investigate the stability of tunnel faces under pipe shed support in deep environments characterized by high stress and high-water pressure, a failure model for the deep tunnel face was established by the variational method. High water pressure and surrounding rock stress were incorporated into the mechanical model, and the external power and internal energy dissipation rates were calculated using the upper limit theorem. The analytical solution for the potential fracture surface of the tunnel faces was derived based on the principle of virtual work. The safety factor of the deep tunnel was solved by Matlab software. The influence of diverse parameters on the failure surface curve was analyzed, and the variation characteristics of safety factor under high stress and high-water pressure environment were discussed. Additionally, the effect of pipe shed support was evaluated. The results indicate that when the

surrounding rock strength is low, the failure zone is larger and the longitudinal depth is greater. The high-water pressure and the surrounding rock stress have remarkable influence on the stability of tunnel face. Without considering them, the safety of tunnel face will be overestimated, and the relative error of safety factor can reach more than 60%. Pipe shed support can enhance the stability of deep tunnel face, increasing the safety factor by 79%. Meanwhile, high stress and high-water pressure environment will significantly reduce the effectiveness of pipe shed support. These findings provide theoretical guidance for the support design of deep tunnel, high-stress, and high-water pressure environments.

Keywords: pipe shed support; deep tunnel faces; stability; high water pressure; surrounding rock stress; safety factor

0 引言

近年来,随着我国“交通强国”战略的实施,深部高水压、高应力隧道不断涌现。深部隧道在地应力引起的围岩应力影响下,再加上高水压、施工扰动等因素作用,极易诱发工作面大面积坍塌破坏或强突水灾害,从而造成不可估量的人员伤亡与经济损失。台湾雪峰山隧道在施工过程中,由于高地应力引起 63 处塌方灾害,最终耗时 15 年才得以建成;日本自 1984 年后的 13 年里,大范围塌方造成的死亡占比高达 26%;2022 年 7 月底,云南鹤剑某隧道施工区段内发生强突水灾害,导致 3 人遇难、4 人重伤、1 人失联^[1]。由此可见:深部隧道由于高压与高应力引发工作面坍塌突水灾害的破坏力极强,危害性极大,是目前隧道向更深部迈进的重大难题之一,亟待解决。

国内外学者针对深部隧道的安全性问题进行研究,并取得了一系列成果。例如:何满潮等^[2]针对深部隧道围岩大变形等工程问题,提出新的大变形支护理论。李奥等^[3]基于上限定理与变分法得到了塌方范围曲线,并提出了预防塌方事故的安全措施。ZHANG Yu 等^[4]基于极限平衡法,提出了承载拱的极限支撑压力预测分析模型。ZHANG Mengxi 等^[5]分析了深部隧道工作面破坏特征与埋深比之间的关系,探究了深部条件下隧道洞周的土拱效应。邱居涛等^[6]分析了不同埋深下隧道受力分布与变形特征,揭示了深部黏土隧道地层与结构间的相互作用机制。胡昌文等^[7]采用刚体运动单元有限元法,深入研究了深部隧道拱顶围岩潜在破裂面的形态和范围。上述研究为揭示深部隧道的破坏机制以及提出围岩安全性控制理论奠定了坚实的基础,但是忽略了高压富水等特殊深部地质环境的影响,即没有考虑高应力以及高水压等不良地质条件。为此,一些学者便开始了相关研究,例如:ZHENG

Keyue 等^[8]研究了非对称主应力环境下高地应力深部软岩隧道开挖卸荷的力学响应特征。源小梦等^[9]建立了高地应力、高水压作用下深部隧道工作面防突可靠度模型,并采用响应面法求解了突水灾害的失效概率。CHENG Xuansheng 等^[10]基于流固耦合理论分析了高水压渗流下水位、土体物理特性等对盾构隧道工作面稳定性的影响。金大龙等^[11]研究了高水压下开挖面坍塌失稳破坏模式以及土水应力的变化特征。

虽然以上研究为深部隧道的安全性问题做了大量的工作,取得了较多的成果,但并没有将高应力、高水压这 2 种深部地质条件同时考虑,事实上,高水压、高应力水平同时赋存的深部地质环境危害极大,成为隧道向深部发展的瓶颈之一^[1-2]。因此,笔者针对深部高水压、高应力不良地质条件,研究管棚预支护下深部隧道工作面的稳定性问题,为今后深部隧道的支护设计提供依据。

1 管棚支护下深部隧道工作面力学模型

黄俊等^[12]基于弹塑性理论利用变分法,建立了隧道工作面坍塌破坏模型,求解了潜在破裂面 $y = y(x)$ 解析解,并验证了它的有效性。本文也采用这种方法,考虑管棚预支护,在高水压和围岩应力作用下建立了深部隧道工作面的力学模型,如图 1 所示, EF 为隧道工作面; L 为工作面洞径, m ; H 为埋深, m ; n 为法向量; e 为切向量。隧道开挖时,在高水压 p 和围岩应力 q 影响以及管棚支护下,工作面处于极限破坏状态,潜在破裂面 ECF 的数学表达式为 $y = y(x)$ 。高水压 p 、围岩应力水平 q (围岩应力) 均匀分布在破裂面 ECF 上,假定破坏体 ECF 的运动速度为 v ,所选取破裂面上的微线段在剪应力方向上成单位向量 e ,其与水平方向成夹角 α ,在正应力

方向上成单位向量 $\mathbf{n}$, 破坏体 ECF 的速度 v 与水平方向的夹角为 β 。

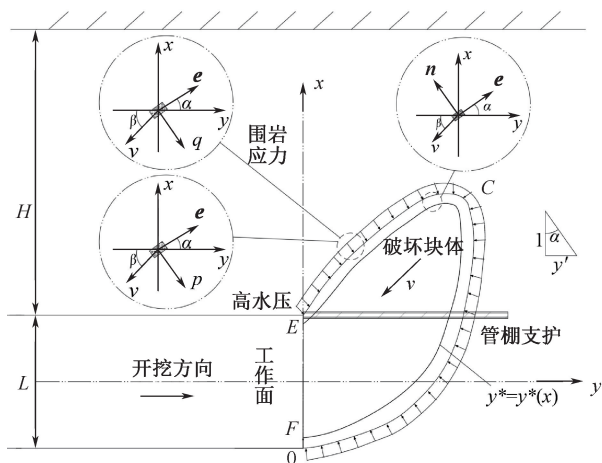


图1 管棚支护下深部隧道工作面计算模型

Fig.1 Computational model of deep tunnel faces under pipe sheds support

值得一提的是,参数 β 与隧道埋深以及地应力密切相关,根据康红普等^[13]研究成果,表达式为:

$$\beta = \arctan\left(\frac{\sigma_v}{\sigma_h}\right) = \arctan\left(\frac{0.024\ 5H}{0.021\ 5H + 3.267}\right) \quad (1)$$

式中: σ_v 为垂直地应力, MPa; σ_h 为水平主应力, MPa。

2 安全系数上限解

2.1 计算条件假设

1) 深部隧道通常伴随着较高的地应力, 开挖强卸荷会改变围岩应力水平, 造成围岩应力场重分布, 基于已有研究成果^[14], 本文采用围岩应力 q 来表征地应力效应, 且 q 以均布荷载形式作用在图1力学模型破裂面 $y(x)$ 上。

2) 一般认为超过 0.5 MPa 为高水压环境, 小于 0.5 MPa 为常规水压环境^[15], 本文考虑无水压、常规水压、高水压 3 种情况, 且水压力以均布荷载形式作用在图1力学模型破裂面 $y(x)$ 上。

3) 破坏体为理想的弹塑性材料, 服从 Hoek-Brown 破坏准则^[16] 与相关流动法则, 且其屈服面是凸的, 破坏时其体积不发生变化, 均满足小变形条件。

2.2 内能耗散率

2.2.1 破裂面上产生的内能耗散率

根据假设条件 3) 塑性内力耗散只发生在破裂面上, 故沿曲线 $y=y(x)$ 的任意一微段的内力耗散功率 ΔD_i 可以表示为:

$$\Delta D_i = \sigma_i \dot{\epsilon}_i = (\sigma_n)_i (\dot{\epsilon}_n)_i + (\tau_n)_i (\dot{\gamma}_n)_i \quad (2)$$

式中: $\dot{\epsilon}_n$ 和 $\dot{\gamma}_n$ 分别为高水压下与围岩应力作用下的正应变率和剪应变率, s^{-1} ; σ_n 与 τ_n 分别为正应力和剪切应力, MPa。

假设岩土体服从相关流动法则, 此时破坏的塑性势面与屈服势面会重合, 并且可以用 Hoek-Brown 屈服函数表示塑性势函数 G , 公式如下:

$$G = \tau_n - A(1/\sigma_c)^{B-1} \cdot (\sigma_n + \sigma_t)^B \quad (3)$$

式中: A 和 B 为材料试验常数; σ_c 与 σ_t 分别为材料在静力条件下的抗压强度和抗拉强度, MPa。

由于材料服从相关流动法则, 那么就可以将正应变率 $\dot{\epsilon}_n$ 与剪应变率 $\dot{\gamma}_n$ 表示为:

$$\begin{cases} (\dot{\epsilon}_n)_i = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_n} = -\lambda AB \left(\frac{\sigma_n + \sigma_t}{\sigma_c} \right)^{B-1} \\ (\dot{\gamma}_n)_i = \frac{\partial G}{\partial \tau_n} = \lambda \end{cases} \quad (4)$$

式中 λ 为塑性乘子。

假设理想隧道内各点均满足小变形条件, 那么变形率就约等于应变率 $\dot{\epsilon}_i$, 并且可以在图1中根据几何关系得:

$$\begin{cases} (\dot{\epsilon}_n)_i = \frac{\mathbf{v} \cdot \mathbf{n}_i}{\delta} = \frac{v}{\delta} \cos(\alpha_i - \beta) \\ (\dot{\gamma}_n)_i = \frac{\mathbf{v} \cdot \mathbf{e}_i}{\delta} = \frac{v}{\delta} \sin(\alpha_i - \beta) \end{cases} \quad (5)$$

式中: α_i 为曲线 $y=y(x)$ 上任意点单位切向量与 y 轴的夹角, 其中, $\tan \alpha_i = y'(x_i)$; δ 为塑性区厚度, m。

将式(4)和式(5)联立, 可以得到破坏曲线 $y(x)$ 上 σ_n 与 τ_n 的表达式为:

$$(\sigma_n)_i = -\sigma_t + \sigma_c [AB \tan(\alpha_i - \beta)]^{\frac{1}{1-B}} \quad (6)$$

$$(\tau_n)_i = A \sigma_c [AB \tan(\alpha_i - \beta)]^{\frac{B}{1-B}} \quad (7)$$

将任一个微段内的内能耗散功率 ΔD_i 沿着整个速度间断面上进行曲线积分, 得到曲线 $y=y(x)$ 上的总内能耗散功率 D_s 为:

$$D_s = \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \frac{\left(\frac{dy}{dx} \cdot \sin \beta + \cos \beta \right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2}} \times \left\{ -\sigma_t + \sigma_c \left(\frac{\frac{dy}{dx} - \tan \beta}{\frac{dy}{dx} \cdot \tan \beta + 1} \right)^{\frac{1}{1-B}} \right\} v ds = \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \left(\frac{dy}{dx} \cdot \sin \beta + \cos \beta \right) \times$$

$$\left\{ -\sigma_t + E_c \left(\frac{\frac{dy}{dx} - \tan\beta}{\frac{dy}{dx} \cdot \tan\beta + 1} \right)^{\frac{1}{1-B}} \right\} v dx \quad (8)$$

其中,
$$\begin{cases} \cos(\alpha_i - \beta) = \frac{\frac{dy}{dx} \cdot \sin\beta + \cos\beta}{\sqrt{\left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + 1}}, \\ \tan(\alpha_i - \beta) = \frac{\frac{dy}{dx} - \tan\beta}{\frac{dy}{dx} \cdot \tan\beta + 1}, \\ E_c = \sigma_c \left[(AB)^{\frac{1}{1-B}} + A\sigma_c (AB)^{\frac{B}{1-B}} \right]. \end{cases}$$

2.2.2 管棚作用下产生的内能耗散率

工作面发生破坏时,管棚的内能耗散率的大小由钢管极限抗剪强度 τ_g 、水泥砂浆的极限抗剪强度 τ_h 、钢材与水泥砂浆的面积 S_g, S_h 、钢材与混凝土沿着破坏面的长度 l_g, l_h 共同构成^[17],其内能耗散的表达式为:

$$\dot{W}_{gh} = 2v\sin\beta(\tau_g S_g l_g + \tau_h S_h l_h) \quad (9)$$

2.3 外力产生的功率

2.3.1 围岩应力功率

根据假设,围岩应力均匀分布在整個破坏曲线 $y(x)$ 上,将各点围岩应力 q 与相同方向上速度分量的乘积通过整个破裂面 ECF 积分得到围岩应力产生的功率为:

$$\dot{W}_q = v \int_0^s q \sin(\beta - \alpha_i) ds = \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} q \left(\cos\beta + \frac{dy}{dx} \sin\beta \right) v dx \quad (10)$$

2.3.2 水压力功率

水压力产生的功率为水压力 p 在破裂面上的各微分点速度方向上的乘积,再通过整个破裂面 ECF 上的积分得到:

$$\dot{W}_p = \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} p \left(\cos\beta + \frac{dy}{dx} \sin\beta \right) v dx \quad (11)$$

2.3.3 重力功率

整个破裂面 ECF 产生的重力功率为破裂面上的重力与其方向上的速度乘积并积分:

$$\dot{W}_G = \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \gamma \cdot y(x) v \sin\beta dx \quad (12)$$

2.4 构建泛函确定坍塌曲线

根据上限定理^[18],联立式(8)一式(12),得到极限破坏状态下破坏体的能量守恒方程:

$$\dot{W}_{gh} + D_s = \dot{W}_q + \dot{W}_p + \dot{W}_G \quad (13)$$

整理得到:

$$\dot{W}_{gh} = - \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \left\{ \left(\frac{dy}{dx} \cdot \sin\beta + \cos\beta \right) \times \left[-\sigma_t + E_c \left(\frac{\frac{dy}{dx} - \tan\beta}{\frac{dy}{dx} \cdot \tan\beta + 1} \right)^{\frac{1}{1-B}} \right] - (q+p) \left(\cos\beta + \frac{dy}{dx} \cdot \sin\beta \right) - \gamma(x) \gamma \sin\beta \right\} v dx \quad (14)$$

式中自变量 y' 为 x 的函数。

可以将此目标函数式(14)当作一个泛函,表示为:

$$\dot{W}_{gh} = - \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} F[x, y(x), y'(x)] dx \quad (15)$$

其中

$$F(x, y, y') = \left(\frac{dy}{dx} \cdot \sin\beta + \cos\beta \right) \times \left[-\sigma_t + E_c \cdot \left(\frac{\frac{dy}{dx} - \tan\beta}{\frac{dy}{dx} \cdot \tan\beta + 1} \right)^{\frac{1}{1-B}} \right] - (q+p) \left(\cos\beta + \frac{dy}{dx} \cdot \sin\beta \right) - \gamma(x) \gamma \sin\beta \quad (16)$$

式(16)中并不包含 $x, F=F(y, y')$ 这种情况,它属于一种特殊的欧拉方程,此类方程满足如下关系:

$$\frac{d}{dy} \left(\frac{\partial F}{\partial \left(\frac{dy}{dx} \right)} \right) = 0 \quad (17)$$

积分得到:

$$F - \frac{dy}{dx} \cdot \frac{\partial F}{\partial \left(\frac{dy}{dx} \right)} = c_1 \quad (18)$$

式中 c_1 为式(17)首次积分得到的待定常数。

其中

$$\frac{\partial F}{\partial \left(\frac{dy}{dx} \right)} = \left[-\sigma_t + E_c \cdot \left(\frac{\frac{dy}{dx} - \tan\beta}{\frac{dy}{dx} \cdot \tan\beta + 1} \right)^{\frac{1}{1-B}} \right] \cdot \sin\beta - (p+q) \sin\beta + \frac{1}{1-B} \sigma_c \left(\frac{dy}{dx} \cdot \sin\beta + \cos\beta \right) \cdot \left[\frac{1}{1 + \frac{dy}{dx} \cdot \tan\beta} - \frac{\sin\beta \left(\frac{dy}{dx} - \tan\beta \right)}{\cos\beta \left(1 + \frac{dy}{dx} \cdot \tan\beta \right)^2} \right] \quad (19)$$

将式(17)与(19)带入式(18)中得到如下简式:

$$\cos\beta \times \left[-\sigma_t + E_c \cdot \left(\frac{\frac{dy}{dx} - \tan\beta}{\frac{dy}{dx} \cdot \tan\beta + 1} \right)^2 \right] - (q+p)\cos\beta - \gamma y - \frac{dy}{dx} \times \left\{ \frac{1}{1-B} E_c \left(\frac{dy}{dx} \cdot \sin\beta + \cos\beta \right) \left(\frac{\frac{dy}{dx} - \tan\beta}{\frac{dy}{dx} \cdot \tan\beta + 1} \right) \left[\frac{1}{1 + \frac{dy}{dx} \cdot \tan\beta} - \frac{\sin\beta \left(\frac{dy}{dx} - \tan\beta \right)}{\cos\beta \left(1 + \frac{dy}{dx} \cdot \tan\beta \right)^2} \right] \right\} = c_1 \quad (20)$$

要得到式(20)的解,令 $t = y' \cdot k = \tan\beta$, 则 $m =$

$\frac{t-k}{tk+1} = \frac{y' - \tan\beta}{y' \tan\beta + 1}$, 于是将式(20)进一步化简为关于 t 的一元二次方程:

$$\begin{aligned} & (3E_c \cos\beta - 2E_c \cos\beta \cdot k^2 - C \cdot k^2) \cdot t^2 - \\ & (4E_c \cos\beta + 2kG) \cdot t + E_c \cos\beta \cdot k^2 - G = 0 \end{aligned} \quad (21)$$

式中 $G = y(x) \gamma \sin\beta + \cos\beta [-\sigma_t - (q+p)] - c_1$ 。

式(21)进一步求根可得 $t = f(y, c_1)$, 对 $t = \frac{dy}{dx}$

$f(y, c_1)$ 进行变量分离, 再通过积分可得到 $y(x)$ 通解:

$$x = \int \frac{dy}{f(y, c_1)} + c_2 \quad (22)$$

式中 c_2 为待定常数, 可以通过边界条件 $y(-L/2) = y(L/2) = 0$ 求出。

通过上述方法得到 $y(x)$ 的2个解为:

$$\begin{cases} y_1(x) = -f_{11} - f_{12}x + \sqrt{g_{11} + g_{12}x} \\ y_2(x) = -f_{11} - f_{12}x - \sqrt{g_{11} + g_{12}x} \end{cases} \quad (23)$$

引入边界条件 $y(0) = y(L) = 0$ 求式(22)中

$$\begin{aligned} c_1, c_2: & \begin{cases} c_1 = \left\{ -\sigma_t + \frac{1}{4} E_c [-5(q+p) - 2\cos 2\beta + \right. \\ \left. \cos 4\beta] \right\} \cos\beta - \frac{1}{32 E_c} (\gamma D \sin\beta)^2 (1 + \cos 2\beta) \cos\beta \\ c_2 = 0 \end{cases} \end{aligned} \quad (24)$$

在式(24)中:

$$\begin{cases} f_{11} = \frac{16 E_c \cdot \cos\beta}{\gamma \sin\beta (\cos 4\beta - 1)} \\ f_{12} = \frac{2 \sin 2\beta \cdot \gamma + 2 \sin 4\beta}{\gamma \sin\beta (\cos 4\beta - 1)} \\ g_{11} = \frac{32 (1 + \cos 2\beta) (\sin\beta + \sin 3\beta) \cdot E_c}{\gamma \sin\beta (\cos 4\beta - 1)^2} \\ g_{12} = -\frac{2 (1 + \cos 2\beta)}{[\gamma \sin\beta (\cos 4\beta - 1)]^2} \\ \left[(73 - 2 \cos 2\beta - \cos 8\beta + 2 \cos 6\beta) \cdot E_c^2 + \right. \\ \left. 8(-p - q - \sigma_t) \cdot \bar{\sigma}_c - 16(c_1 \cos\beta - c_1 \cos 3\beta - \right. \\ \left. \frac{1}{2} \sigma_t \cos 4\beta - \frac{1}{2} (p + q) \cos 4\beta) \cdot E_c \right] \end{cases} \quad (25)$$

根据文献[12], 假设破坏面曲线的特解为关于变量 y 的二次方程 $(y + a + bx)^2 - (m + nx) = 0$ 的2个根, 将常数 c_1 和 c_2 代入公式(23)可得到破裂面曲线的特解, 那么破裂面曲线 $y^* = y^*(x)$ 即为二次抛物曲线在满足 $\left\{ -\frac{L}{2} \leq x \leq \frac{L}{2}, y > 0 \right\}$ 时的曲线段。

2.5 安全系数

利用上限定理分析图1中高应力与高水压下深部隧道工作面坍塌破坏模型可得, 工作面极限状态下抗力抵抗破坏产生的内能耗散率 $\dot{W}_R$ 包含破裂面上产生的内能耗散率 D_s 与管棚作用下产生的内能耗散率 $\dot{W}_{gh}$, 具体表达式为:

$$\begin{aligned} \dot{W}_R = \dot{W}_{gh} + D_s = 2v \sin\beta (\tau_g S_g l_g + \tau_h S_h l_h) + \\ \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \left(\frac{dy}{dx} \cdot \sin\beta + \cos\beta \right) \times \\ \left\{ -\sigma_t + \bar{\sigma}_c \cdot \left(\frac{\frac{dy}{dx} - \tan\beta}{\frac{dy}{dx} \cdot \tan\beta + 1} \right)^2 \right\} v dx \end{aligned} \quad (26)$$

外荷载作用时外力功率 $\dot{W}_s$ 包含围岩应力功率 $\dot{W}_q$ 、水压力功率 $\dot{W}_p$ 和破坏体重力功率 $\dot{W}_G$, 具体表达式为:

$$\begin{aligned} \dot{W}_s = \dot{W}_q + \dot{W}_p + \dot{W}_G = \\ v \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \left[(q+p) \left(\cos\beta + \frac{dy}{dx} \cdot \sin\beta \right) + \gamma \cdot y(x) \right] dx \end{aligned} \quad (27)$$

在极限分析理论框架内, 很多学者采用抗力产

生的内能耗散率与破坏产生的外力功率两者之比来计算隧道的安全系数,该方法与强度折减法等比较验证了可行性^[19],本文也采用该方法来计算深部隧道的安全系数,联立式(26)、式(27)可得:

$$F_s = \frac{\dot{W}_R}{\dot{W}_S} = \frac{\dot{W}_{gh} + D_s}{\dot{W}_q + \dot{W}_p + \dot{W}_G} \tag{28}$$

针对式(28),利用 Matlab 软件计算可得深部隧道安全系数的数值解,具体程序命令不再赘述。

3 深部隧道工作面稳定性分析

3.1 关键参数对破裂面位置的影响

在不同参数影响下工作面的纵向破裂深度呈现出显著的差异性,如图 2 所示,纵向最大破裂深度 y_{max} 随参数 A 、岩体重度 γ 的减小而增大,表明围岩强度较小时产生的破坏范围较大,破裂的纵向深度也较大。

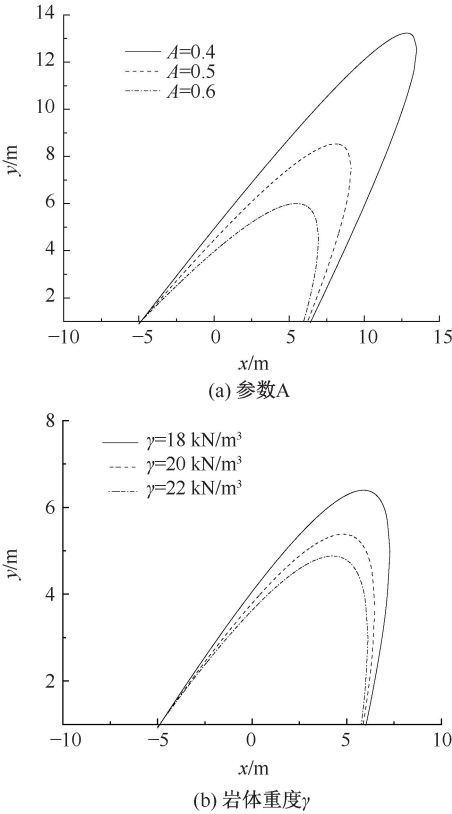


图 2 不同参数对工作面纵向破裂深度的影响
Fig. 2 Influence of parameters on longitudinal fracture depth of working face

3.2 高水压和高应力对安全系数的影响

图 3 与表 1 给出了不同水压力 p 、围岩应力 q 下深部隧道工作面稳定性的变化特征以及相应的安全系数 F_s ,深部隧道工作面的 F_s 随着 p 、 q 的增大而减小。

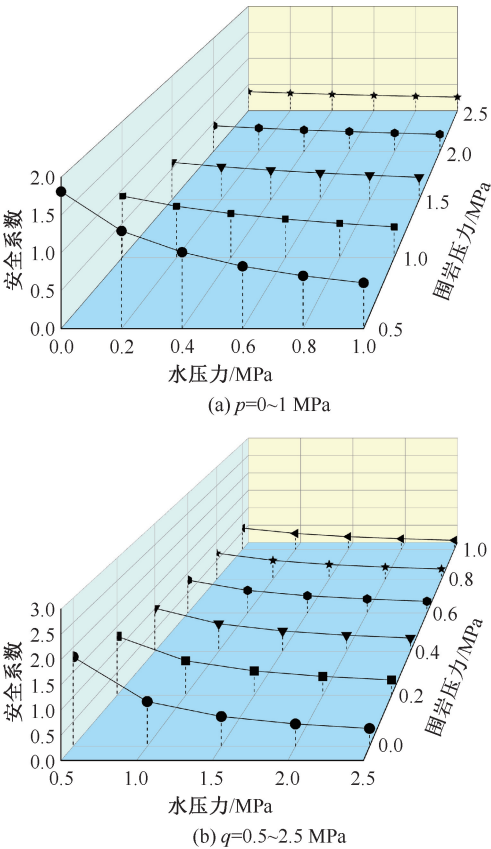


图 3 水压力与围岩应力对安全系数的影响
Fig. 3 Influence of water pressure and surrounding rock stress on safety factor

以表 1 中 $p=0 \text{ MPa}$ (即不考虑水压)、 $q=0.5 \text{ MPa}$ 时所得到的 $F_s=1.810$ 为例进行分析,当 p 增大到 1 MPa 时,所得到的 F_s 为 0.604 ,其对应的相对误差为 66.6% 。若不考虑水压力效应,则明显高估深部隧道工作面的稳定性,尤其是在高压 ($p \geq 0.5 \text{ MPa}$) 情况下,此时工作面极有可能处于不安全状态,而忽略水压力效应会错误判断其稳定性而造成工作面发生突水灾害。同样,以表 1 中 $q=0.5 \text{ MPa}$ 、 $p=0.6 \text{ MPa}$ 所得到的 $F_s=0.823$ 为例进行分析,当 q 增大到 2.5 MPa 时,其所得到的数 F_s 下降到 0.292 ,其对应的相对误差为 64.5% 。说明围岩应力也显著影响了深部隧道工作面的稳定性,尤其在高应力水平环境下,深部隧道工作面处于不安全状态,需要采用支护措施来维持其稳定性。

综上所述,深部环境下的高水压、高应力水平对隧道稳定性有着十分显著的影响,在开挖过程中应实时掌握水压和地应力的变化,及时合理地提高支护强度和支护范围,尽可能避免突水、坍塌等灾害的发生。

表 1 不同水压力和围岩应力下深部隧道的安全系数

Table 1 Safety factors of deep tunnels under different water pressure and surrounding rock stress

F_s		p/MPa					
		0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
q/MPa	0.5	1.810	1.290	1.010	0.823	0.697	0.604
	1.0	0.906	0.755	0.647	0.566	0.503	0.453
	1.5	0.604	0.533	0.477	0.431	0.394	0.362
	2.0	0.453	0.412	0.377	0.350	0.324	0.302
	2.5	0.362	0.336	0.312	0.292	0.275	0.259

3.3 管棚预支护对安全系数的影响

深部隧道工作面的支护设计中常常使用管棚预支护,根据《公路隧道设计规范》^[20],管棚一般采用热轧无缝钢管,钢管内部应使用 M30 水泥砂浆填充,再参照《钢结构设计标准》^[21],壁厚小于 16 mm 的无缝钢管钢材抗剪强度为 125 MPa,本文选取的管棚支护参数见表 2。

表 2 管棚支护参数^[20-21]

Table 2 Parameters of pipe shed support^[20-21]

管棚	直径/mm	壁厚 t/mm	抗剪强度 τ/MPa
①	76	5	125
②	108	5	125
③	114	6	125
④	127	8	125

图 4 和表 3 为不同管棚支护下深部隧道工作面稳定性的变化特征以及相应的安全系数。可以发现,在深部高水压、高应力环境下,随着无管棚支护到管棚支护的变化、以及管棚支护参数的变大,隧道工作面的安全系数呈增大的趋势。以 $p=0.5\text{ MPa}$ 、 $q=0.9\text{ MPa}$ 为例进行分析,在无管棚支护时其 $F_s=0.314$,使用 $\Phi 76\text{ mm}\times 5\text{ mm}$ 管棚支护时所得到的 $F_s=0.562$,即 F_s 增大了 79.0%;并且随着管棚直径以及厚度的增大,分别采用上述另外 3 种管棚支护时, F_s 增加到 0.943、1.080、1.463,与无管棚支护对比, F_s 分别增大了 200.3%、243.9%、365.9%。因此,在高水压、高应力等恶劣环境下,可通过采用管棚支护来提高工作面的稳定性,且管棚直径以及厚度越大,支护效果越好。

此外,表 3 给出了不同管棚的适用条件,可以看出,在低水压和低围岩应力条件下,安全系数 F_s 大于 1,工作面开挖可以不采用管棚支护。而当 p 增大到 1.0 MPa、 q 增大到 1.5 MPa 时, F_s 远小于 1,此时隧道工作面易发生突水或坍塌灾害,必须采用支护措施如管棚来维持工作面的稳定性。但是,当采用管棚支护后,随着水压和围岩应力的持续增大,安

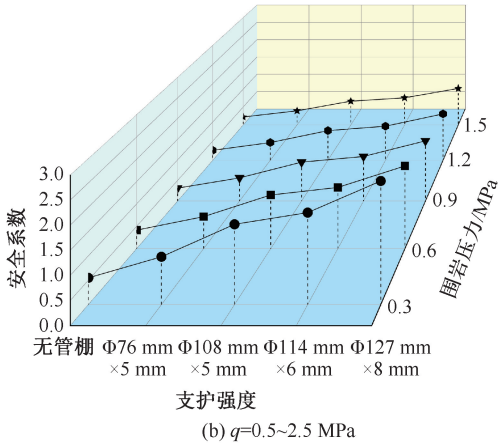
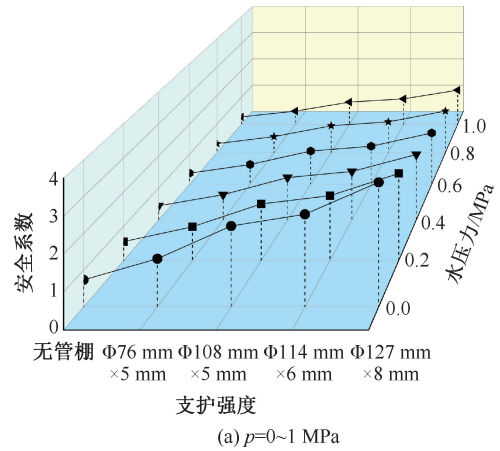


图 4 不同支护强度下安全系数的变化特征
Fig. 4 Variation characteristics of safety factor under different support strength

全系数也在逐渐减小,以管棚类型④为例,当 p 、 q 分别 从 0.5、0.3 MPa 增大到 1、1.5 MPa, F_s 从 2.540 减小到 0.815,即降低了 67.9%。说明采用管棚支护也不能保障工作面的稳定性,此时必须采用管棚与其他支护相结合(如高强高韧锚杆等)来维持深部隧道工作面的稳定性。

综上所述,高水压、高应力水平环境下采用管棚支护可以有效的提高深部隧道工作面的稳定性,而且增大管棚直径、厚度等支护参数能适应更差的深部环境,但是当水压、地应力非常大时,即深部环境

非常恶劣时,单一管棚支护方式并不能保障隧道的稳定性,建议管棚与其他支护措施相结合,即采用联合支护方式维持深部隧道的稳定性来预防突水、坍塌等重大突发性灾害。

表 3 不同管棚支护下深部隧道的安全系数

Table 3 Safety factor of deep tunnels under different pipe sheds support								
管棚	q/MPa	p/MPa						
		0	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	1.0
无	0.3	1.461	0.879	0.628	0.550	0.489	0.404	0.339
	0.6	0.733	0.551	0.440	0.413	0.367	0.314	0.275
	0.9	0.489	0.402	0.339	0.314	0.294	0.259	0.232
	1.2	0.367	0.314	0.275	0.259	0.245	0.220	0.205
	1.5	0.294	0.259	0.232	0.221	0.210	0.191	0.176
①	0.3	2.610	1.571	1.121	0.982	0.873	0.715	0.605
	0.6	1.31	0.982	0.786	0.715	0.655	0.562	0.491
	0.9	0.873	0.715	0.605	0.562	0.524	0.463	0.414
	1.2	0.655	0.562	0.491	0.463	0.437	0.393	0.358
	1.5	0.524	0.463	0.414	0.393	0.375	0.342	0.315
②	0.3	4.391	2.640	1.881	1.650	1.472	1.201	1.021
	0.6	2.202	1.650	1.320	1.200	1.100	0.943	0.825
	0.9	1.471	1.206	1.020	0.943	0.884	0.777	0.695
	1.2	1.103	0.943	0.825	0.774	0.734	0.660	0.610
	1.5	0.880	0.771	0.695	0.662	0.629	0.574	0.528
③	0.3	5.021	3.020	2.160	1.890	1.680	1.370	1.160
	0.6	2.520	1.893	1.510	1.376	1.260	1.080	0.945
	0.9	1.683	1.372	1.164	1.080	1.010	0.889	0.796
	1.2	1.267	1.083	0.945	0.889	0.840	0.756	0.687
	1.5	1.016	0.889	0.796	0.756	0.721	0.657	0.605
④	0.3	6.771	4.071	2.910	2.540	2.260	1.850	1.571
	0.6	3.390	2.542	2.044	1.855	1.702	1.460	1.276
	0.9	2.267	1.852	1.570	1.463	1.360	1.217	1.075
	1.2	1.711	1.461	1.270	1.210	1.130	1.028	0.926
	1.5	1.366	1.204	1.071	1.020	0.971	0.886	0.815

4 管棚支护下红岩寺隧道算例分析

红岩寺隧道位于湖北省保康—宜昌高速公路内,其最大埋深达到 655.6 m,右线全长 6746 m,隧道施工区段内围岩主要为中风化页岩与微风化页岩,围岩等级为Ⅳ级,属于较破碎岩体,且根据超前地质预报显示,随着施工的推进,工作面前方围岩逐渐变差,隧道地下水补给主要来源于降雨渗入,且年

均降雨量高达 930 mm,降水极为丰富,极易发生围岩大面积塌方。红岩寺深部隧道部分易坍塌施工区段设置 25 根大直径热轧无缝钢管进行管棚注浆超前临时支护,相关参数为: $\Phi 76\text{ mm}\times 5\text{ mm}$ 与 $\Phi 108\text{ mm}\times 5\text{ mm}$,每根长度 18 m,环间距 40 cm。

根据红岩寺隧道的工程概况,相关参数取值如下:单轴抗压强度 $\sigma_c = 14\text{ MPa}$ 、 $\gamma = 22\text{ kN/m}^3$ 、参数 $\beta = 40^\circ$ 、参数 $A = 0.4$ 、 $p = 0.5\text{ MPa}$ 、 $q = 0.6\text{ MPa}$ 。采用本文方法进行计算,管棚支护前后隧道的 F_s 见表 4,无管棚支护时,深部隧道的 F_s 为 0.723,处于不安全状态;采用 $\Phi 76\text{ mm}\times 5\text{ mm}$ 以及 $\Phi 108\text{ mm}\times 5\text{ mm}$ 管棚预支护后,工作面的安全系数分别为 1.040 和 1.520,与之相比, F_s 分别增大了 43.8%、110.2%,而且隧道处于安全状态。此外,管棚支护结束后,又通过增设多个测量控制点,对隧道拱顶与水平收缩变形量实时监测,根据计算结果以及施工现场监测数据可得,采用管棚支护显著提高了深部隧道工作面的自稳能力,有效避免了塌方以及突水灾害。

表 4 不同管棚支护下红岩寺隧道的安全系数

Table 4 Safety factor of Hongyansi tunnel under different pipe sheds support		
管棚 $\Phi/\text{mm}\times\text{mm}$	F_s	相对误差/%
无	0.723	—
76×5	1.040	43.8
108×5	1.520	110.2

5 结 论

- 1) 高水压和高应力环境是影响深部隧道稳定性的关键因素,忽略二者的影响会严重高估工作面稳定性,导致支护不足引发灾害。因此,施工中必须实时监测水压和围岩应力的变化,及时调整支护方案,如增加支护强度和范围,以确保施工安全。
- 2) 管棚支护能显著提高深部隧道工作面稳定性。直径和厚度越大对隧道工作面的支护效果越好,与无管棚支护相比,安全系数增大了 79% 以上。但在恶劣环境下,单一管棚支护具有局限性,应采用管棚与其他支护技术(如高强高韧锚杆)等联合支护方式,以有效预防突水和坍塌等突发性灾害,为隧道支护设计提供了明确的方向。

参 考 文 献

[1] 江新,王婧雯,王耀威,等. 突变视角下地下深部隧洞塌方风险耦合演化研究[J]. 中国安全科学学报, 2023, 33(5): 103–111.

- JIANG Xin, WANG Jingwen, WANG Yaowei, et al. Study on coupling evolution of collapse risk of deep underground tunnel from perspective of catastrophe[J]. China Safety Science Journal, 2023, 33(5): 103-111.
- [2] 何满潮, 任树林, 陶志刚. 深部隧道灾变防控方法[J]. 工程地质学报, 2022, 30(6): 1 777-1 797.
- HE Manchao, REN Shulin, TAO Zhigang. Disaster prevention and control methods for deep buried tunnels[J]. Journal of Engineering Geology, 2022, 30(6): 1 777-1 797.
- [3] 李奥, 张顶立, 黄俊, 等. 软弱破碎围岩深部隧道拱顶渐进性塌方机理及控制[J]. 工程科学与技术, 2022, 54(6): 85-96.
- LI Ao, ZHANG Dingli, HUANG Jun, et al. Progressive collapse mechanism and safety control of deep buried tunnel vault in soft and broken surrounding rock[J]. Advanced Engineering Sciences, 2022, 54(6): 85-96.
- [4] ZHANG Yu, TAO Lianjin, ZHAO Xu, et al. An analytical model for face stability of shield tunnel in dry cohesionless soils with different buried depth[J]. Computers and Geotechnics, 2022, 142: DOI: 10.1016/j.compgeo.2021.104565.
- [5] ZHANG Mengxi, DAI Zhiheng, ZHANG Xiaoqing, et al. Active failure characteristics and earth pressure distribution around deep buried shield tunnel in dry sand stratum[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2022, 124: DOI: 10.1016/j.tust.2022.104479.
- [6] 邱居涛, 申玉生, 赵何霖, 等. 城市深部黏土隧道变形破坏机制试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2023, 42(11): 2 765-2 775.
- QIU Jutao, SHEN Yusheng, ZHAO Helin, et al. Experimental research on deformation and failure mechanism of deep-buried clay tunnels in urban areas[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2023, 42(11): 2 765-2 775.
- [7] 胡昌文, 韦彬, 戴智颖, 等. 深部隧道拱部围岩潜在塌落破坏上限有限元分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2021, 18(8): 2 121-2 128.
- HU Changwen, WEI Bin, DAI Zhiying, et al. Upper bound finite element limit analysis of potential collapse failure on surrounding rock of arch in deep buried tunnel[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2021, 18(8): 2 121-2 128.
- [8] ZHENG Keyue, SHI Chenghua, ZHAO Qianjin, et al. Supporting design method for deep-buried soft rock tunnel under asymmetric high geostress environment[J]. Journal of Central South University, 2024, 31(7): 2 431-2 445.
- [9] 源小梦, 张佳华. 深部岩溶隧道掌子面突水灾害可靠性上限分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2024, 44(2): 301-312.
- YUAN Xiaomeng, ZHANG Jiahua. Reliability of water inrush disaster in deep karst tunnel faces based on upper bound analysis theorem[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2024, 44(2): 301-312.
- [10] CHENG Xuansheng, ZHANG Shanglong, ZHOU Xinhai, et al. Parameter analysis of excavation face stability of shield tunnel under high water pressure seepage[J]. Physics and Chemistry of the Earth, 2022, 128: DOI: 10.1016/j.pce.2022.103218.
- [11] 金大龙, 袁大军, 郑浩田, 等. 高压条件下泥水盾构开挖面稳定离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(9): 1 653-1 660.
- JIN Dalong, YUAN Dajun, ZHENG Haotian, et al. Centrifugal model tests on face stability of slurry shield tunnels under high water pressures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(9): 1 653-1 660.
- [12] 黄俊, 党发宁, 周磊, 等. 利用变分法探索地震作用隧道掌子面破坏形式[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(10): 1 844-1 855.
- HUANG Jun, DANG Faning, ZHOU Lei, et al. Exploration of face failure curve under earthquakes using calculus of variations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(10): 1 844-1 855.
- [13] 康红普, 伊丙鼎, 高富强, 等. 中国煤矿井下地应力数据库及地应力分布规律[J]. 煤炭学报, 2019, 44(1): 23-33.
- KANG Hongpu, YI Bingding, GAO Fuqiang, et al. Database and characteristics of underground in-situ stress distribution in Chinese coal mines [J]. Journal of China Coal Society, 2019, 44(1): 23-33.
- [14] 张道兵, 朱元爆, 尹华东, 等. 孔隙水作用下深部硐室稳定性分析及破坏机制[J]. 中国安全科学学报, 2023, 33(10): 62-70.
- ZHANG Daobing, ZHU Yuanlei, YIN Huadong, et al. Stability analysis and failure mechanism of deep-buried chamber

- under pore water[J]. China Safety Science Journal, 2023, 33(10): 62–70.
- [15] 袁大军, 吴俊, 沈翔, 等. 超高水压越江海长大盾构隧道工程安全[J]. 中国公路学报, 2020, 33(12): 26–45.
YUAN Dajun, WU Jun, SHEN Xiang, et al. Engineering safety of cross-river or cross-sea long-distance large-diameter shield tunneling under superhigh water pressure [J]. China Journal of Highway and Transport, 2020, 33(12): 26–45.
- [16] HOEK E, BROWN E T. Practical estimates of rock mass strength[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1997, 34(8): 1 165–1 186.
- [17] 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): 2 154–2 162.
CHEN Zheng, HE Ping, YAN Dumin, et al. Upper-bound limit analysis of tunnel face stability under advanced support[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(6): 2 154–2 162.
- [18] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. Florida: J Ross Publishing, Inc, 2007: 20–24.
- [19] 李永鑫. 考虑岩土体强度非线性的边坡稳定性上限法研究[D]. 长沙: 中南大学, 2019.
LI Yongxin. Upper bound analysis of slope stability considering the nonlinear strength behavior of rock and soil[D]. Changsha: Central South University, 2019.
- [20] JTG33701—2018,公路隧道设计规范[S].
JTG33701—2018, Specifications for design of highway tunnels[S].
- [21] GB50017—2017,钢结构设计标准[S].
GB50017—2017, Standard for design of steel structures[S].



作者简介: 张佳华 (1983—),男,湖北天门人,博士,副教授,从事隧道工程稳定性研究。E-mail: 1010090@hnust.edu.cn。