

DOI: 10.20040/j.cnki.1000-7709.2023.20222659

基于尖点突变理论的大凉山隧道断层带渗流/爆破开挖时围岩稳定性研究

郭彦超^{1,2}, 李旭哲², 苗景川¹, 陈诺², 李文杰², 梁斌²

(1. 中铁十五局集团第一工程有限公司, 陕西 西安 710018; 2. 河南科技大学土木建筑学院, 河南 洛阳 471000)

摘要: 依托四川省乐西高速大凉山[#]2隧道项目, 基于尖点突变理论所提出的失稳判据对围岩稳定性进行判定, 采用有限元软件 MIDAS GTS NX 建立相关隧道开挖模型, 研究了隧道—断层系统在地下水渗流和爆破条件下围岩应力、位移和最大振速峰值的变化情况。结果表明, 通过失稳判据计算发现, 围岩综合刚度比 $k < 1$, 分岔集方程 $\Delta < 0$, 两者结果均表明围岩具有失稳风险; 渗流条件下断层围岩最大主应力为 27.71 MPa, 拱顶位移沉降为 307.83 mm, 应力比非断层处增加了约 20.64%, 位移增加了 105.21%, 受爆破因素影响, 断层处竖向最大振速峰值是普通围岩的 13 倍左右, 达到了 162.97 cm/s, 可见断层的存在会对其周边围岩动力响应产生放大效应; 理论计算和数值模拟结果均表明大凉山隧道 F3 断层处具有失稳风险, 施工时应当提前采取相应的防范措施。

关键词: 尖点突变理论; 断层带隧道; 地下水渗流; 爆破; 围岩稳定性; 数值模拟

中图分类号: TU43 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-7709(2023)11-0138-05

1 工程概况

乐西高速大凉山隧道工程位于四川省西昌市牛牛坝镇, 处于青藏高原东南缘与上扬子西缘的构造结合部位, 采用双线式分离隧道, 最大埋深约 757 m, 长 12.5 km, 地处高地应力区域。隧道开挖时穿越 F3 大断层, 此处原岩以白云质灰岩、泥灰岩与玄武岩为主以及少量砂岩、粉砂质泥岩薄层片状石膏, 综合划分为 V 围岩。F3 断层位于由莫合背斜北东翼, 性质与尔马洛西断层性质一致属于逆断层, 埋深在 530~550 m 范围内, 主破碎带宽度约为 50 m。项目所处位置地下水较为丰富, 存在高水头危害, 可能遇到突水突泥灾害发生, 且考虑到爆破开挖影响, 给断层区域隧道施工增加了一定难度。隧道穿越断层时, 由于断层带内结构多变, 受力复杂, 岩体往往呈现出自稳能力差的特点, 从而导致出现围岩大变形和塌方^[1]。彭亚雄等^[2]在隧道穿越断层破碎带的施工背景下, 同时考虑爆破施工和富水的外界条件, 建立了

围岩失稳的尖点突变模型, 并根据隧道—断层系统失稳机制提出了围岩失稳判据; 宋瑞刚等^[3]通过基于突变理论所建立的不同工况下穿越断层带隧道失稳模型, 推导出了围岩失稳判据, 在实际工程中有较好的应用效果。本文依托乐西高速大凉山隧道项目, 基于尖点突变理论对断层围岩失稳进行判定, 运用 MIDAS GTX NX 软件模拟断层带隧道开挖过程, 对围岩受地下水渗流和爆破因素影响下位移、应力、振速峰值的变化情况进行分析, 总结相关变化规律, 以期对隧道穿越断层带围岩失稳安全评价及施工提供参考。

2 断层突变理论分析

2.1 断层力学模型

考虑到爆破对破碎带造成的振动作用及断层处可能存在地下水对围岩造成的软化作用, 建立了断层力学模型见图 1, 以此分析穿越断层带时隧道围岩稳定性。

图 1 中 H 为隧道净高; θ 为断层破碎带与水

收稿日期: 2022-12-29, 修回日期: 2023-02-01

基金项目: 国家自然科学基金项目(U1604135); 中铁十五局集团有限公司重点科研项目(2020B2); 河南省科技厅产学研合作项目(2015HNCXY011)

作者简介: 郭彦超(1987-), 男, 工程师, 研究方向为隧道工程, E-mail: 295220953@qq.com

通讯作者: 梁斌(1963-), 男, 教授、博导, 研究方向为隧道与地下工程, E-mail: liangbin4231@163.com

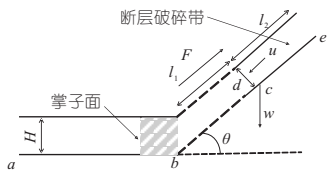


图 1 隧道穿越断层破碎带力学模型

Fig. 1 Mechanical model of tunnel crossing fault fracture zone

平面夹角; d 为断层破碎带平均厚度; 由于受到断层破碎带围岩自重 w 而产生的下滑力作用, 导致隧道沿断层破碎带产生下滑位移, 用 u 表示; F 为隧道开挖爆破产生的作用力; 受地下水软化作用, 断层带出现应变软化层与应变硬化层, 分别用 l_1 、 l_2 表示; 为简化计算, 根据文献[3], 假定断层力学模型由三部分组成, 其中 a-b 段代表隧道已开挖部分; b-c 段代表围岩塑性区与断层带应变软化区; c-e 段代表断层带应变硬化层。

2.2 突变理论及尖点模型

针对大凉山隧道 F3 断层, 利用尖点突变模型的折叠翼缘平衡曲面来描述围岩的突变过程, 进而分析其稳定性。在文献[2, 3]的基础上, 建立了图 2 的突变尖点模型, 将围岩失稳过程用模型

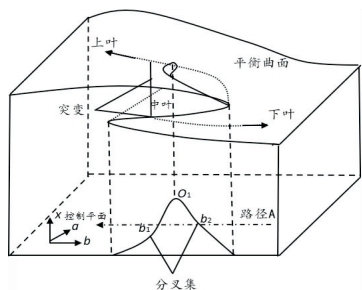


图 2 尖点突变模型

Fig. 2 Cusp point mutation model

下叶来表示, 并将其定义为准稳定状态; 围岩失稳后所呈现的稳定状态用上叶表示; 中叶代表不稳定状态。尖点突变的势函数方程为:

$$V = x^4 + ux^2 + vx \quad (1)$$

式中, V 为系统的势; x 为状态变量; u 、 v 为控制变量。

在图 2 中, 若系统跨越分叉集会导致系统突变的发生, 如路径 A 所示, 系统是否发生突变归结于控制变量 a 、 b 的取值。对状态变量 x 求一阶导数, 并令其导数等于 0, 得到下式:

$$\text{grad}_x V = 4x^3 + 2ux + v \quad (2)$$

式(2)在 (x, a, b) 空间中的图形见图 2, 称其为平衡曲面。由突变理论可知, 图 2 中控制平面的方程满足:

$$\text{grad}_x (\text{grad}_x V) = 12x^2 + 2u = 0 \quad (3)$$

联立式(2)、(3), 求解出尖点模型分岔集方程满足的方程:

$$B = 8u^3 + 27v^2 = 0 \quad (4)$$

断层在开挖过程中, 受到爆破和地下水影响, 此时尖点突变模型图 2 的分叉集方程为:

$$\Delta = 4a^3 + 27b^2 = 4 \left[\frac{6(k-1)}{(m+1)^2} \right]^3 + 27 \left[\frac{6(mk+1-\xi)}{m(m+1)^2} \right]^2 \quad (5)$$

式中, Δ 为突变特征值; k 为 b-c 段与 c-e 段岩体在拐点 c 处的修正刚度比; m 为曲线形状参数, 表示材料局部强度变化; ξ 为几何—力学参数, 取值受到隧道断层系统的几何尺寸、力学参数、爆破振动效应和水致弱化效应的影响。

2.3 围岩失稳判据

当隧道开挖考虑渗流及爆破因素影响时, 断层发生突变失稳的充要条件是满足式(5), 当 $\Delta = 0$ 时, 围岩处于失稳的临界值; 当 $\Delta < 0$ 时, 围岩处于失稳状态, 当 $k < 1$ 时, 满足 $\Delta < 0$, 结合项目施工实际情况和文献[2]建立了综合刚度比定义为 k 的方程:

$$k = \frac{f(\omega_e)}{f(\omega_s)} \frac{(1-D)G_e l_e}{mG_s l_s} \exp\left(\frac{m+1}{m}\right) < 1 \quad (6)$$

式中, ω_e 、 G_e 、 l_e 分别为应变硬化层含水率、切变模量、应变硬化层长度; ω_s 、 G_s 、 l_s 分别为应变软化层含水率、切变模量、应变软化层长度。

考虑到施工安全性和方便性, 工程中通常将综合刚度比 $k < 1$ 作为系统是否发生突变的判断依据。结合大凉山地质条件及相关施工经验, 相关参数取值见表 1, 将其代入式(6)计算得到综合刚度比 k 的取值为 $0.76 < 1$, 表明断层处围岩具有失稳风险。

表 1 物理计算参数

Tab. 1 Physical calculation parameters

参数	取值	参数	取值
围岩重度 $\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	20.00	$\omega_e/\%$	22
G_e/GPa	2.18	$\omega_s/\%$	23
G_s/GPa	2.11	d/m	12
m	1.20	$\theta/(\text{°})$	60
l_e/l_s	0.20	D	0.3

文献[4]通过对其数值模拟结果进行分析, 构建了围岩位移变量和开挖步数之间的函数关系:

$$V(t) = a_0 + a_1 t + a_2 t^2 + a_3 t^3 + a_4 t^4 \quad (7)$$

为简化计算, 运用拉普拉斯变换, 对实变量函数和复变量函数进行转换, 令 $t = x - A$ 、 $A = a^3/4a^4$ 得到下式:

$$V(x) = b_0 + b_1 x + b_2 x^2 + b_3 x^3 + b_4 x^4 \quad (8)$$

通过式(7)、(8)之间等效替代及转换, 最终求得尖点突变模型的标准函数式(1), 式(1)中:

$$\begin{cases} u = \frac{a_2}{a_4} - \frac{3a_3^2}{8a_4^2} \\ v = \frac{a_1}{a_4} - \frac{a_2 a_3}{2a_4^2} + \frac{a_3^3}{8a_4^3} \end{cases} \quad (9)$$

基于突变理论原理,通过判据围岩位移突变进行判定,当 $\Delta = 8u^3 + 27v^2 < 0$ 时,围岩处于失稳状态;当 $\Delta > 0$ 时,围岩处于稳定状态;当 $\Delta = 0$ 时,围岩处于临界状态。

3 数值计算模型

3.1 隧道渗流及爆破荷载等效分析

选用各向同性渗流模型,隧道开挖时,取最不利情况模型不再模拟衬砌支护,为还原周边围岩的渗流破坏特征,将模型开挖边界设置为透水边界,对其渗流路径进行简化分析,运用 MIDAS GTS NX 软件模拟渗流时,在模型顶部、侧部及底部均设置节点水头的边界条件,开挖面处设置“压力水头”为 0 的边界条件。项目施工采用光面爆破方案,根据 Sharpe 提出的爆破等效孔穴理论^[5],本文模拟时选用更加贴合实际的抛物线型爆破荷载。爆破计算参数见表 2。当进行时程分析时,对受荷载影响的围岩建立粘性边界,在土体四周和底部添加弹簧单元,图 3 为爆破荷载曲线。

表 2 爆破计算参数

Tab. 2 Blasting calculation parameter

参数	取值	参数	取值
爆破速度/(m·s ⁻¹)	5 200	最大装药数/kg	2
炸药密度/(g·cm ⁻³)	1	荷载系数	100
装药直径/mm	38	结束时间/s	0.05
钻孔直径/mm	40	时间增量/s	0.001

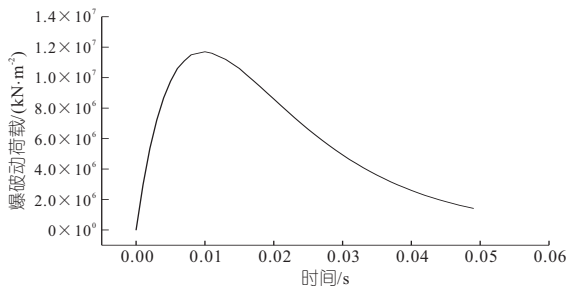


图 3 爆破荷载曲线

Fig. 3 Blast load curve

3.2 模型建立

以大凉山隧道 ZK105 + 210 ~ ZK105 + 485 段为例,通过有限元分析软件 MIDAS GTS NX 建立隧道开挖三维数值模型,见图 4。数值模拟计算材料参数见表 3。根据圣维南原理,为消除边界效应,模型边界设置时应取隧道洞径的 3~5 倍,结合断层实际进深与地质条件,计算模型尺寸

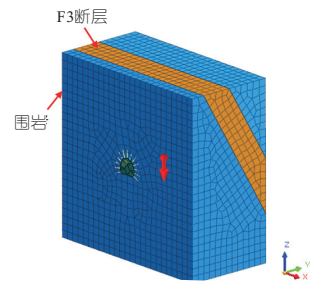


图 4 隧道三维计算模型

Fig. 4 Longitudinal bending moment of pipeline

表 3 数值模拟计算材料参数

Tab. 3 Numerical simulation of material parameters

材料名称	重度	弹性模量/GPa	泊松比 μ	粘聚力/kPa	内摩擦角/(°)	渗透系数/(m·s ⁻¹)
围岩	20	1.4	0.35	90	30	2.8×10^{-6}
断层	20	0.5	0.40	46	19	2.0×10^{-5}
锚杆	78.5	210	0.30			
喷混	24	15	0.20			

注:重度单位为 kN/m³。

分别取 100 m × 50 m × 100 m (长 × 宽 × 高)。围岩本构关系采用莫尔-库伦强度准则,为模拟围岩上覆岩层自重和隧洞四周围岩压力,对模型上边界施加垂直压力、左右两侧施加侧向压力,为固定模型位移,将模型四周及下表面作为位移约束边界。

4 数值计算结果分析

4.1 渗流对围岩稳定性影响

4.1.1 渗流条件下围岩孔隙水压

图 5 为渗流条件下隧道开挖前后孔隙水压力等值线云图。由图 5(a)可知,在隧道开挖前孔隙水压力成层分布,顶部地表为自由边界,此时围岩处于饱水状态,孔隙水压力为静水压力。由图 5(b)可看出,孔隙水压力逐渐由原本的成层分布转移至隧道开挖面成漏斗状分布,此时隧道开挖区域的边界为自由透水边界,当地下水流动到围岩上部时,地下水的存在会增大上部围岩压力,同时也会软化破碎带岩层,对隧道稳定性产生较大影响,具有一定的施工风险。

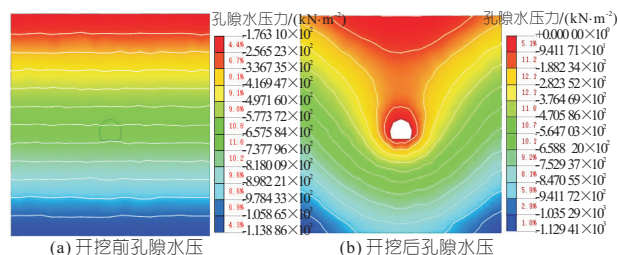


图 5 围岩孔隙水压力等值线云图

Fig. 5 Pore pressure contour nephogram of surrounding rock

4.1.2 渗流条件下围岩位移影响

为研究地下水渗流对隧道围岩稳定性的影响,分析了随隧道开挖围岩位移的变化情况,隧道开挖后围岩竖向位移云图见图 6。由图 6 可看出,隧道围岩最大竖向位移分布在洞室顶部和底部,隧道开挖时易导致围岩应力发生变化,其底部由于开挖卸载作用致使地面隆起,拱部则是在上覆压力作用下发生屈服。通过图 6(a)、(b)对比发现,无渗流条件下隧道拱顶沉降值为 149.99 mm,渗流影响下拱顶沉降为 307.83 mm,约是前者的 2 倍。

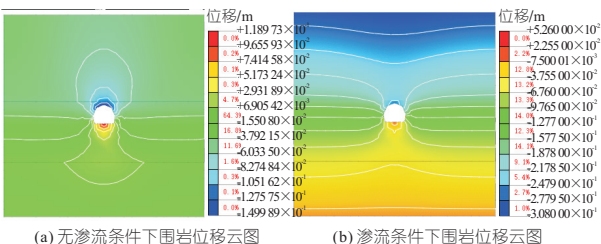


图 6 隧道开挖后围岩竖向位移变化云图

Fig. 6 Nephogram of vertical displacement of surrounding rock after tunnel excavation

图 7 为垂直方向位移随隧道开挖进深曲线变化。由图 7 可看出,随隧道进深增加,围岩竖向位移值与其进深呈正比关系,且围岩顶部沉降值均大于其底部的隆起值。当隧道开挖到 32 m 时,此时到达断层面处,围岩位移开始急剧增长,最终趋于稳步增长的趋势。在无渗流和渗流条件下,围岩拱顶最大沉降值均发生在断层处,其值分别为 149.99、307.8 mm,后者比前者增大了 105.21%,可见渗流对围岩稳定性造成的影响较大,尤其是断层的存在放大了其影响。

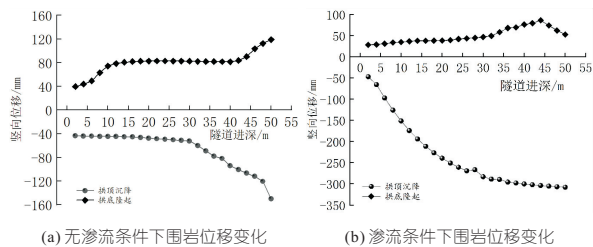


图 7 垂直方向位移随隧道开挖进深曲线变化
Fig. 7 The vertical displacement curve changes with the depth of tunnel excavation

4.1.3 渗流条件下围岩应力影响

图 8 为有无渗流影响下隧道开挖的应力云图。由图 8 可看出,渗流条件下掌子面顶部应力明显大于非渗流条件下,在不考虑渗流影响时,围岩的最大主应力为 22.96 MPa,考虑地下水渗流时,最大主应力达到了 27.71 MPa,比前者增加了 20.64%。随隧道进深增加,两种情况下的应力变化情况见图 9。由图 9 可看出,隧道到达断层开

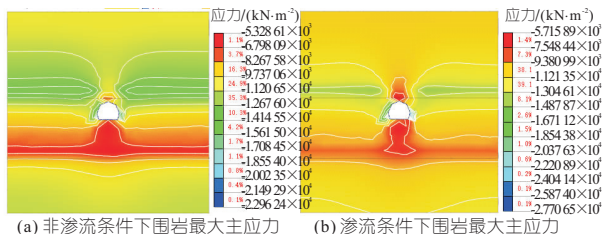


图 8 围岩应力云图

Fig. 8 Stress nephogram of surrounding rock

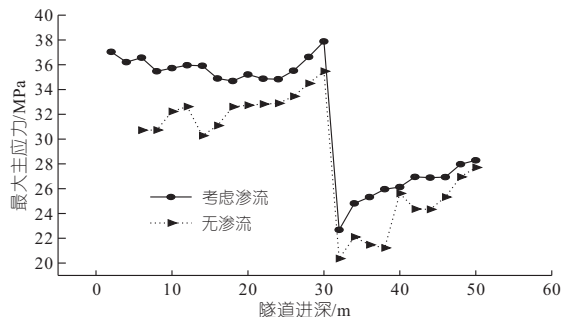


图 9 不同条件下不同进深处围岩应力

Fig. 9 Surrounding rock stress at different depth under different conditions

挖断面时,由于围岩连续性出现突变,导致围岩应力分布状态发生了改变,断层周围的围岩最大主应力明显小于非断层处。

4.2 爆破条件下围岩稳定性分析

将图 10 中拱顶监测点 A 作为特征点,提取在隧道开挖过程中其速度响应峰值,根据其结果绘制出变化曲线(图 11)。由图 11 可看出,随着爆破工作面逐渐接近断层,监测点 A 的竖向振速

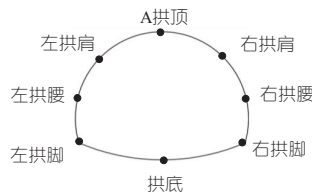


图 10 围岩监测点

Fig. 10 Surrounding rock monitoring point

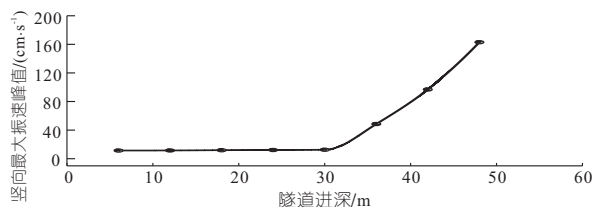


图 11 围岩竖向最大振速峰值曲线
Fig. 11 Maximum vertical peak velocity curve of surrounding rock

峰值此时呈缓慢增长趋势,开挖 32 m 后进入断层区域,围岩最大振速峰值开始呈加速增长趋势。由于断层的岩性较弱,在爆破荷载作用下容易产生较大振动,通过数值模拟发现非断层处振速峰值基本稳定在 12 cm/s 范围内,而断层处围岩最大振速峰值达到了 162.97 cm/s。文献[6]根据

最大峰值提出了围岩损伤标准,当最大峰值大于 136 cm/s 时定义为破坏区,此时岩体完全破碎具有施工风险。

4.3 突变理论位移分析

为分析隧道穿越断层时围岩稳定性,提取监测点 A 数值结果中每步位移增量,利用 origin 软件对其进行四次多项式拟合,当隧道开挖 16 步后,此时处于普通围岩和断层带掌子面交界处,图 12 为隧道到开挖断层处时位移增量多项式拟合分析。

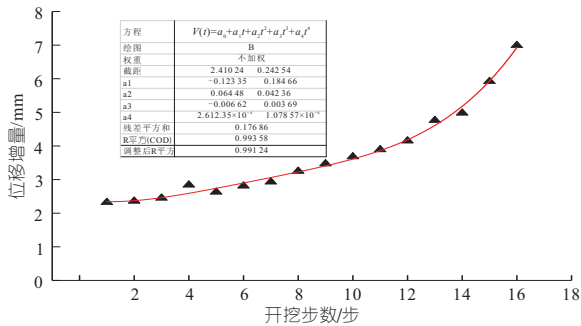


图 12 隧道开挖位移增量四次多项式拟合

Fig. 12 Quartic polynomial fitting of tunnel excavation displacement increment

通过图 12 拟合分析可得到式(9)所对应的系数分别为 $a_1 = -0.123 4$; $a_2 = 0.064 5$; $a_3 = -0.006 6$; $a_4 = 0.000 2$ 。计算求得 $u、v$ 分别为 $-86.38、204.38$,代入判据得 $\Delta = -4 027 535 < 0$,结果表明围岩处于失稳状态,满足突变条件围岩失稳。

5 结论

Study on Surrounding Rock Stability of Seepage Tunnel Blasting Excavation in a Fault Zone Based on Cusp Mutation Theory

GUO Yan-chao^{1,2}, LI Xu-zhe², MIAO Jing-chuan¹, CHEN Nuo², LI Wen-jie², LIANG Bin²

(1. The 1st Construction Co., Ltd. of China Railway Construction 15th Group, Xi'an 710018, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, Henan University of Science and Technology, Luoyang 471000, China)

Abstract: Based on the instability criterion proposed by the cusp catastrophe theory, the whole surrounding rock was judged, and the relevant tunnel excavation model was established by using the finite element software MIDAS GTS NX, and the changes in surrounding rock stress, displacement and maximum vibration velocity peak in the tunnel-fault system under the conditions of groundwater seepage and blasting were studied by taking No. 2 tunnel project of Daliangshan in Lexi Highway of Sichuan Province for an example. The results show that the comprehensive stiffness ratio of the surrounding rock $k < 1$ and the bifurcation set equation $\Delta < 0$ are found by the calculation of the instability criterion, both of which indicate that the surrounding rock has the risk of instability. Under the seepage condition, the maximum principal stress of the fault surrounding rock is 27.71 MPa, and the displacement settlement of the vault is 307.83 mm. Compared with the non-fault area, the stress increases by about 20.64%, and the displacement increases by 105.21%. Influenced by blasting factors, the maximum vertical peak vibration velocity at the fault area is about 13 times that of the common surrounding rock, it is up to 162.97 cm/s. It can be seen that the existence of a fault will have an amplification effect on the dynamic response of surrounding rock. Both theoretical calculation and numerical simulation results show that the F3 fracture of the Daliangshan Tunnel has the risk of instability, and corresponding preventive measures should be taken in advance during construction.

Key words: cusp catastrophe theory; fault zone tunnel; groundwater seepage; blasting; surrounding rock stability; numerical simulation

a. 通过尖点突变理论计算得到综合刚度比 $k < 1$,且隧道开挖到达断层处时,分叉集方程 $\Delta < 0$,说明 F3 断层处围岩具有失稳风险。

b. 渗流条件下围岩拱顶沉降和最大主应力分别达到了 307.83 mm、27.71 MPa,相比正常开挖条件下分别增加了 105.21%、20.64%,且最大值均发生在断层处,表明 F3 断层具有较大的施工风险。

c. 非断层处围岩最大振速峰值基本稳定在 12 cm/s 范围内,断层处的振速峰值是其 13 倍左右,达到了 162.97 cm/s。隧道爆破开挖时,断层的存在会对其自身及周边围岩的动力响应产生放大效应,且越接近断层带时效果越明显。

参考文献:

[1] 邢军,董小波,贺晓宁. 断层破碎带内隧道施工围岩稳定性分析[J]. 灾害学,2018, 33(增刊1): 164-168.

[2] 彭亚雄,刘广进,黄智刚,等. 穿越富水断层带隧道爆破围岩突变失稳判据研究[J]. 中国安全科学学报, 2022, 32(5): 104-111.

[3] 宋瑞刚,张顶立,文明. 穿越断层破碎带深埋隧道围岩失稳的突变理论分析[J]. 土木工程学报, 2015, 48(增1): 289-292.

[4] 廖元欢,邓涛,张文涛,等. 基于尖点突变理论的巷道开挖围岩稳定性及支护研究[J]. 有色金属工程, 2022, 12(4): 116-123.

[5] 张程红. 邻近隧道爆破施工引起的既有隧道衬砌振动速度阈值分析[D]. 兰州:兰州交通大学,2009.

[6] 邓镔,杨伟超,雷明锋,等. 薄基岩顶板隧道爆破施工围岩稳定性分析[J]. 隧道建设(中英文),2017, 37(11):1430-1435.