

黄土高原地区典型隧洞段围岩应力 应变规律及稳定性分析

张文乐, 黄瑜潇

(陕西省引汉济渭工程建设有限公司, 陕西 西安 710024)

摘要:为实现对软弱围岩稳定性的准确预测,选取引汉济渭二期工程南干线隧洞为研究对象,建立精细三维地质模型,采用基于 Mohr-Coulomb 强度准则的理想弹塑性模型,对四个典型断面的围岩进行有无衬砌作用下软弱围岩的应力与应变规律分析。结果表明:黄午隧洞 CK35 和 CK61.5 围岩以水平向挤压变形为主,最大水平向位移位于围岩与衬砌拱脚接触部位,衬砌轴力均为压力,最大轴力出现在拱顶和拱底;少陵塬隧洞 CK87 和白鹿塬隧洞 CK97 围岩与衬砌顶拱、仰拱接触部位以竖向位移为主,衬砌轴力均为压力,最大轴力位于拱脚;考虑衬砌作用时,围岩破坏区域明显少于无衬砌情况,且破坏区域集中在顶拱和仰拱,便于采取加固措施与优化方案以维持隧道稳定。该研究揭示了不同隧洞段围岩应力应变规律及衬砌对稳定性的影响程度及范围。

关键词: 围岩稳定性;典型断面;应力应变规律;数值模拟;衬砌设计;黄土高原隧洞

中图分类号: TV67

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2025)04-0114-11

Stress and Strain Law of Tunnel Surrounding Rock in Loess Plateau Area

ZHANG Wenle, HUANG Yuxiao

(Hanjiang-to-Weihe River Valley Water Diversion Project Construction Co., Ltd., Xi'an, Shaanxi 710024, China)

Abstract: To achieve accurate prediction of the stability of weak surrounding rock, the south trunk tunnel of the second phase of the Hanjiang-to-Weihe River Diversion Project is selected as the research object. A detailed three-dimensional geological model is established, and an ideal elastoplastic model based on the Mohr-Coulomb strength criterion is adopted to study the stress and strain of surrounding rock at four typical sections, analyzing the changes in stress and strain of weak surrounding rock with and without the effect of lining. The research results show that the surrounding rock of CK35 and CK61.5 in Huangwu Tunnel is mainly subject to horizontal extrusion deformation, with the maximum horizontal displacement located at the contact part between the surrounding rock and the lining arch foot. The axial force of the lining is all pressure, and the maximum axial force appears at the arch top and arch bottom. The contact parts between the surrounding rock of CK87 in Shaolingyuan Tunnel and CK97 in Bailuyuan Tunnel and the lining's top arch and inverted arch are mainly subject to vertical displacement. The axial force of the lining is all pressure, and the maximum axial force is located at the arch foot. When considering the effect of lining, the damage area of surrounding rock is significantly smaller than that without lining, and the damage area is concentrated in the top arch and inverted arch, which is convenient for taking reinforcement measures and optimizing schemes to maintain the stability of the tunnel. This study reveals the stress and strain laws of surrounding rock in different tunnel sections and the impact of lining on stability, providing technical support for the reinforcement design and scheme optimization of tunnel projects.

Keywords: surrounding rock stability; typical cross-section; stress-strain law; numerical simulation; lining design; tunnel in the loess plateau

当前我国水利工程建设中,引水隧洞的修建具有较高普遍性,而隧洞施工过程中会引起围岩的变

形和不稳定,是一种危害性较大的工程地质问题。综观国内外围岩隧道(洞)工程,在建过程中均不同

程度遇到围岩变形问题,给施工带来很多困难。例如增加额外的施工成本、不能够充分利用施工机械设备、延长施工时间、拖慢施工进度、甚至造成坍塌,对施工人员的生命安全造成威胁。因此,对围岩稳定性的分析和相应的处理方法的研究显得尤为重要。国外学者在围岩稳定性研究领域成果丰硕。Terzaghi^[1]基于土力学理论提出了松动压力理论,认为隧道开挖后围岩会产生松动区,其稳定性主要取决于松动区的范围和岩土体的重力,该理论为隧道支护设计提供了早期的理论支撑。进入21世纪,诸多国外科研人员运用有限元法、有限差分法、边界元法、离散元法等数值模拟手段,对隧道开挖后围岩应力变化、变形特征及稳定性状况展开研究。Mohd-Nordin等^[2]借助Mohr-Coulomb和Barton-Bandis破坏准则对不同厚度节理充填体的抗剪强度进行估计,对岩体稳定性分析计算具有重要的控制作用,可以提供足够的节理充填变形特性。Mahieddine Chettah等^[3]提出了考虑非线性Barton-Bandis和线性Mohr-Coulomb破坏准则的简化表达式,用于分析平面破坏面上无张拉裂缝和滑动边坡的稳定性。

在国内,也有不少学者针对围岩稳定性^[4]开展研究。赵海涛^[5]针对隧道在施工开挖过程中产生的复杂应力场和位移场,应用FLAC3D 6.0三维有限差分软件进行数值模拟,地层采用Drucker-Prager准则^[6]作为岩体塑性屈服准则,计算得到隧道开挖及支护后的隧道应力场、位移场分布规律,进而确定隧道需要支护的关键位置,结果表明,支护能够抑制应力和位移的扩大,显著提高围岩的承载力。梁译文等^[7]通过运用Mohr-Coulomb准则推导隧道开挖支护后围岩径向变形与支护结构径向变形的协同方程,探讨Ⅳ级围岩塑性半径、围岩位移及支护刚度随支护强度的变化关系,说明确定围岩-支护结构体系动态协同变形关系是地下工程支护需要解决的关键问题之一。王怀健^[8]从围岩与锚杆相互作用的力学特性出发,基于围岩增强理论,采用数值模拟手段,探究锚杆支护作用下隧道开挖后围岩的力学特性,通过对比各种锚杆支护参数下与未支护状态下围岩特性曲线的差异,建立锚杆密度与围岩收敛降低比例之间的关系,研究结果表明,锚杆对围岩收敛的限制作用显著,能很好地控制围岩变形,且锚杆密度越大,支护效果越明显。韩观胜等^[9]的研究表明,吸能锚杆可有效提高深部岩体锚固节理的屈服强度及剪切强度,为深部节理岩体支护作业的减能增效提供了重要理论支撑。仝跃等^[10]长期致力于工程风险学理论与实践研究,围绕岩石隧道复杂岩

体结构开挖风险高、控制难度大等问题,研发了岩石隧道工作面围岩安全风险诊断仪,为精准评估隧道围岩稳定性提供关键支持,有效解决了隧道岩体结构判识与安全风险控制依赖经验的难题,但仅靠理论研究并不能提供准确的答案,与实际工程的差异仍然较大。

本文依托引汉济渭二期南干线隧洞段工程,针对四种不同的典型断面,构建精确的三维地质模型,使用围岩应力和变形的数值模拟方法,分析有无衬砌工况下软弱围岩应力的分布规律,研究输水隧洞不同部位的破坏区域,提出改善围岩稳定性的工程措施和支护方案,揭示南干线隧洞软弱围岩应力应变的变化规律,以期为后期开挖和支护加固提供技术支持。

1 工程概况

引汉济渭工程由调水工程和输配水工程两部分组成,整体工程分期实施,二期工程为输配水工程的骨干工程,是引汉济渭工程的重要组成部分。二期工程平面示意图如图1所示,工程起点位于秦岭输水隧洞出口黄池沟,输水范围西至杨凌,东到华州,北到富平,南至郃邑,工程区东西长约163 km,南北宽约8 km,受水总面积约1.4 km²。由黄池沟配水枢纽、南干线黄池沟至灞河水厂分水口段、北干线黄池沟至泾河新城北关水厂分水口段三部分组成。关中至陕南地区中间经过秦岭山脉,地形条件复杂,隧洞多为软弱围岩,开挖隧洞会遇到围岩变形破坏,产生断层、破碎带、支护结构难以保护等困难。

南干线隧洞分为四类,分别为黄午隧洞段、黄午隧洞末端段、少陵塬隧洞段、白鹿塬隧洞段。其中黄午隧洞全长69 km,前44 km分布大量的炭质片岩和绿泥石片岩等软弱围岩,跨越秦岭北缘中低山区、山前洪积平原区,含有丰富的地下水资源,岩体的完整性与本工程其他部分相比总体较弱,炭质片岩的岩质软弱,含有断层泥砾带、局部碎裂结构,在隧洞开挖卸荷^[11]过程中,围岩随时可能发生变形而导致初期支护结构破坏;少陵塬段大部分为黄土洞段,多位于地下水水位以下,室内试验显示饱和度大于80%,处于饱和状态,面临软弱围岩大变形、松弛破坏问题;白鹿塬段大部分为第三系泥沙岩中,多位于地下水水位以下,处于饱和状态,胶结差、强度小,也面临软弱围岩大变形、裂隙带突涌水问题。软弱围岩变形^[12]的滞后性可能影响隧洞衬砌结构的长期稳定性。



图 1 引汉济渭二期工程平面布置示意图

2 三维数值模型构建及计算条件

2.1 地质模型

为研究引汉济渭二期工程南干线隧洞围岩的应力变化规律,在四类隧洞段选取不同的断面进行模拟研究,分别为黄午隧洞 CK35 断面、黄午隧洞 CK61.5 断面、少陵塬隧洞 CK87 断面、白鹿塬隧洞 CK97 断面,总体都属于软弱围岩分布区,模型长度和宽度分别为 100 m,具体模型如图 2 所示。模型共划分 2 944 个单元,3 051 个节点,衬砌同时采用梁单元或实体单元模拟。四个模型顶面施加的荷载依次为:12.945 MPa、15.483 MPa、3.825 MPa、4.99 MPa。

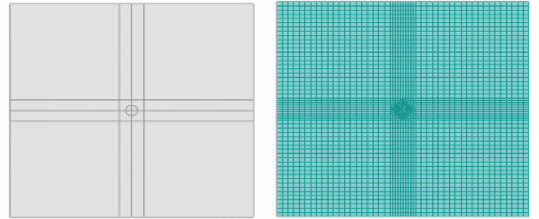


图 2 计算地质模型图及对应的网格剖分图

2.2 计算条件

本次计算选用基于 Mohr-Coulomb 强度准则^[13]的理想弹塑性模型^[14],此模型中涉及的参数如表 1 所示,主要依据是地质勘察报告和对工程地质条件的分析。

表 1 计算参数取值表

断面	材料	密度 /($g \cdot cm^{-3}$)	弹性模量 /GPa	泊松比	内摩擦角 /($^{\circ}$)	黏聚力 /MPa	抗拉强度 /MPa	侧压力系数
CK35	云母石英	2.60	54.00	0.20	56	2.580	1.600	2.70/2.00
CK61.5	花岗岩	2.65	60.00	0.18	56	2.600	2.100	1.40/0.60
CK87	粉质黏土	2.00	0.04	0.30	23	0.025	0.001	0.43/0.43
CK97	泥岩夹砂	2.20	2.00	0.20	46	0.500	0.150	0.25/0.25
—	混凝土	2.45	28.00	0.17	45	1.000	1.270	—

模型两侧为法向约束边界,底部为全约束边界,模型两侧施加水平向地应力,模型顶部施加此位置对应的自重应力。地应力平衡^[15]:即消除初始位移,保留初始应力。应力释放:本项目通过软化模量法实现,软化后模量为初始模量的 60%。施工衬

砌:激活衬砌单元,同时杀死需要开挖的部分岩土体单元。

3 围岩稳定性分析

隧洞工程由于施工开挖卸载和地应力的释放,

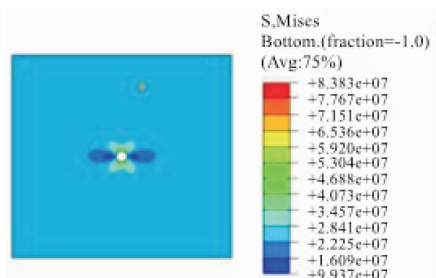
将产生应力重分布,对围岩的稳定性产生破坏,因此施工中选择支护和衬砌对围岩的稳定性进行改善。

3.1 未加衬砌的围岩应力变化规律

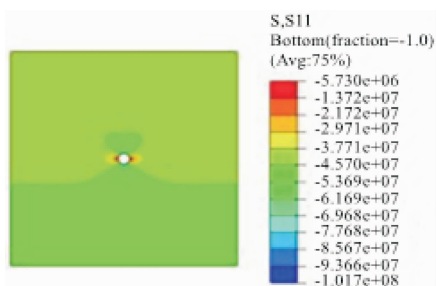
对原始隧洞软弱围岩开挖进行模拟分析,分别选取四个隧洞的典型断面,在不考虑衬砌的作用下,计算出围岩的应力大小和位移值的变化,找出因为隧洞围岩开挖可能发生破坏的区域。

3.1.1 CK35 断面围岩应力变化规律

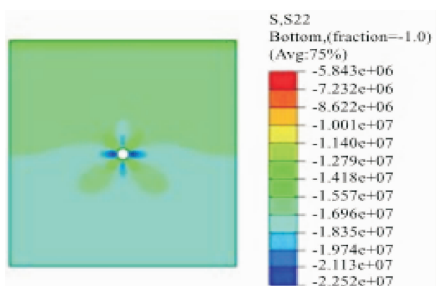
图 3 为隧洞开挖后围岩的 Mises 应力、水平向应力、竖向应力和剪切应力云图。



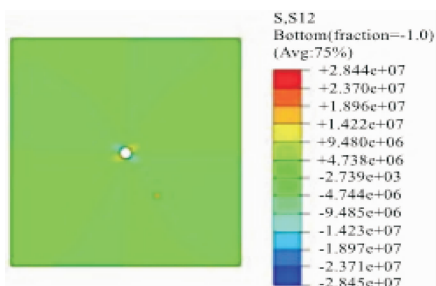
(a) Mises 应力云图



(b) 水平向应力云图



(c) 竖向应力云图

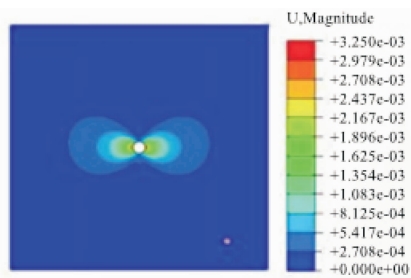


(d) 剪切应力云图

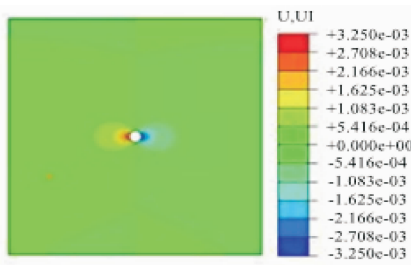
图 3 CK35 断面围岩应力云图

从图 3 可以看出,围岩分别与衬砌顶拱和仰拱接触的部位 Mises 应力较大,最大值发生在围岩与拱顶或拱底接触部位,最大值达到 83.83 MPa,此位置的水平向应力最大;围岩与衬砌侧拱接触部位的水平向应力较小,而竖向应力较大,竖向应力的最大值为 22.52 MPa;围岩与衬砌拱腰接触部位的剪切应力最大,最大值为 28.44 MPa。从分析结果看,隧洞围岩的顶部与底部有很大的破坏风险,建议在顶部与底部增加衬砌保护。

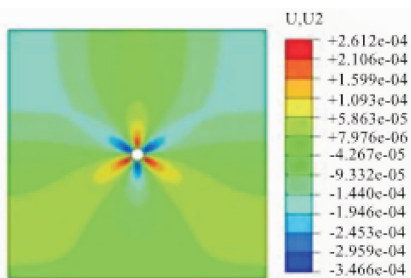
图 4 为隧洞开挖后围岩的总位移、水平向位移和竖向位移云图,从图 4 可以看出,围岩以水平向挤压变形为主,最大水平向位移发生在围岩与衬砌拱脚接触部位,最大值为 3.25 mm;围岩与衬砌拱顶接触的部位发生向上的竖向位移,其值为 0.26 mm,围岩与衬砌拱底接触的部位发生向下的竖向位移,其值为 0.35 mm。



(a) 总位移云图



(b) 水平向位移云图



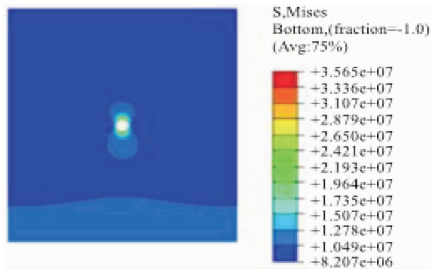
(c) 竖向位移云图

图 4 CK35 断面围岩位移云图

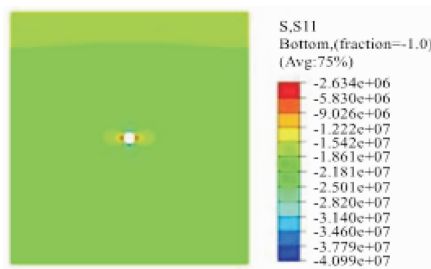
3.1.2 CK61.5 断面围岩应力变化规律

图 5 为隧洞开挖后围岩的 Mises 应力、水平向

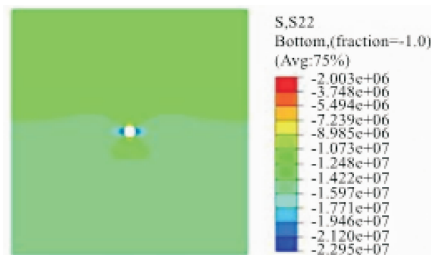
应力、竖向应力和剪切应力云图,从图 5 可以看出,围岩分别与衬砌顶拱和仰拱接触的部位 Mises 应力较大,最大值发生在围岩与拱顶或拱底接触的部位,最大值达到 35.65 MPa,此位置的水平向应力最大;围岩与衬砌侧拱接触部位的水平向应力较小,而竖向应力较大,竖向应力的最大值为 22.95 MPa;围岩与衬砌拱腰接触部位的剪切应力最大,最大值为 15.06 MPa。CK61.5 断面围岩应力最大值明显小于 CK35 断面,不会使围岩发生破坏,可不考虑增加衬砌。



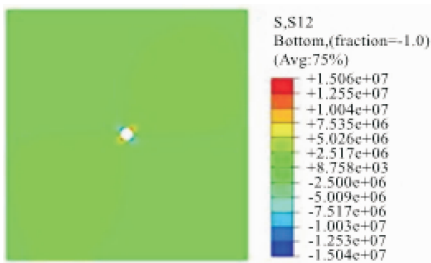
(a) Mises 应力云图



(b) 水平向应力云图



(c) 竖向应力云图

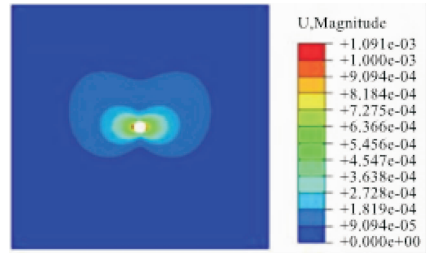


(d) 剪切应力云图

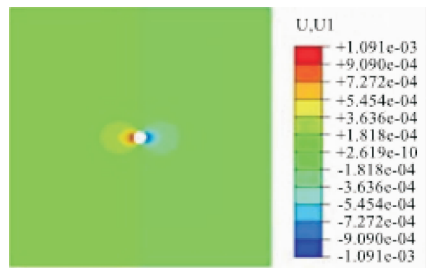
图 5 CK65.1 断面围岩应力云图

图 6 为隧洞开挖后围岩的总位移、水平向位移和竖向位移云图,从图 6 可以看出,围岩以水平向挤

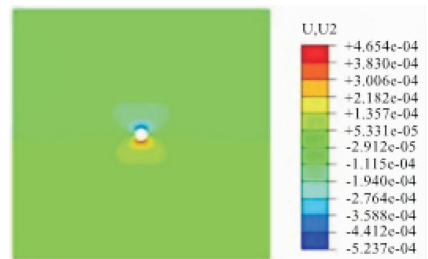
压变形为主,最大水平向位移发生在围岩与衬砌拱脚接触部位,最大值为 1.09 mm;围岩与衬砌拱顶接触的部位发生向下的最大竖向位移,其值为 0.52 mm,围岩与衬砌拱底接触的部位发生向上的最大竖向位移,其值为 0.46 mm。



(a) 总位移云图



(b) 水平向位移云图



(c) 竖向位移云图

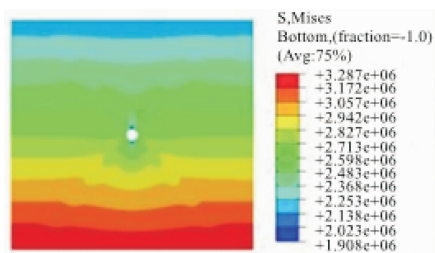
图 6 CK65.1 断面围岩位移云图

3.1.3 CK87 断面围岩应力变化规律

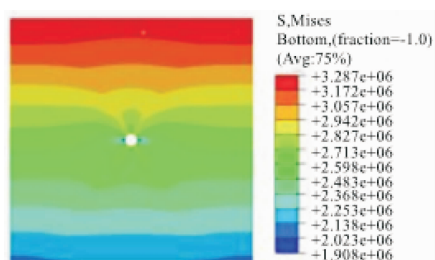
图 7 为隧洞开挖后围岩的 Mises 应力、水平向应力、竖向应力和剪切应力云图,从图 7 可以看出,因隧洞开挖在隧洞周边存在明显的卸荷现象;洞周围岩的最大水平应力为 2.66 MPa,主要出现在围岩与拱脚接触的一定范围内;洞周围岩与拱腰接触部位的剪切应力最大,最大值为 353 kPa,并且剪应力分布呈 X 型式向远处延伸。由此看出,围岩与拱腰处的接触部位应力最大,有很大的破坏风险,建议对拱腰处增加衬砌防护。

图 8 为隧洞开挖后围岩的总位移、水平向位移和竖向位移云图,从图 8 可以看出,围岩与衬砌顶拱、仰拱接触的部位以竖向位移为主,围岩与衬砌拱顶接触的部位发生向下的最大竖向位移,其值为

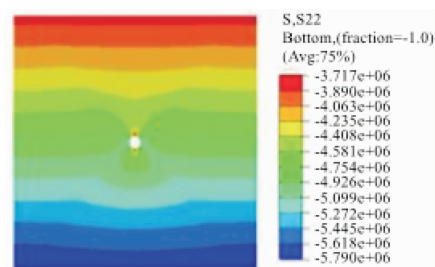
20.22 cm,围岩与衬砌拱底接触的部位发生向上的最大竖向位移,其值为 17.86 cm;而围岩与衬砌侧拱接触的部位以水平向位移为主,最大水平向位移发生在围岩与衬砌拱脚接触的部位,最大值为11.19 cm。



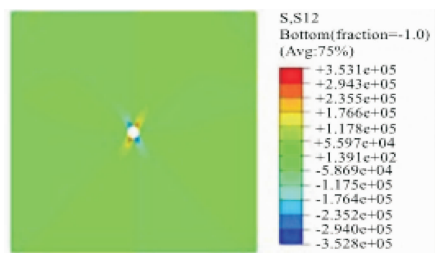
(a) Mises 应力云图



(b) 水平向应力云图



(c) 竖向应力云图



(d) 剪切应力云图

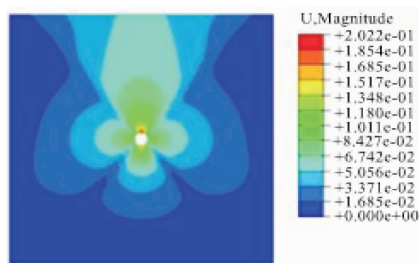
图 7 CK87 断面围岩应力云图

图 9 为隧洞开挖后围岩的等效塑性应变云图,从图 9 可以看出,围岩内部在拱腰部位形成 X 型剪切区。

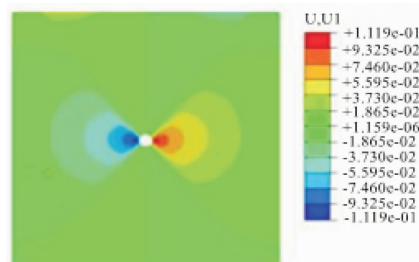
3.1.4 CK97 断面围岩应力变化规律

图 10 为隧洞开挖后围岩的 Mises 应力、水平向应力、竖向应力和剪切应力云图,从图 10 可以看出,洞周局部存在应力集中现象;洞周围岩的最大水平

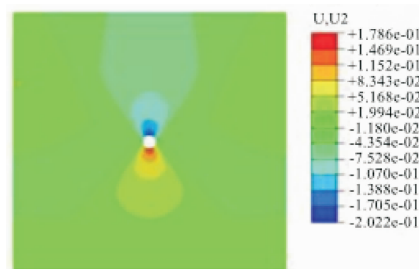
应力为 3.63 MPa,主要出现在围岩与拱脚接触的一定范围内;洞周围岩的最大竖向应力为 10.72 MPa,同样出现在围岩与拱脚接触部位;洞周围岩与衬砌拱腰接触部位的剪切应力最大,最大值为 1.879 MPa,并且剪应力分布呈 X 型式向远处延伸。由此看出,CK97 断面处围岩与拱腰处的接触部位应力最大,有很大的破坏风险,建议对拱腰处增加衬砌防护。



(a) 总位移云图



(b) 水平向位移云图



(c) 竖向位移云图

图 8 CK87 断面围岩位移云图

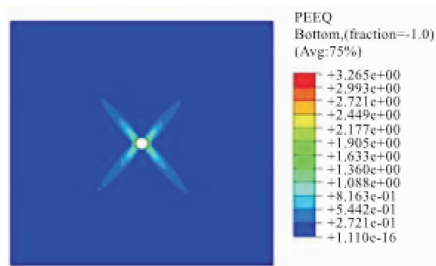
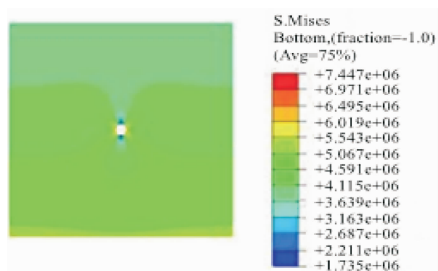


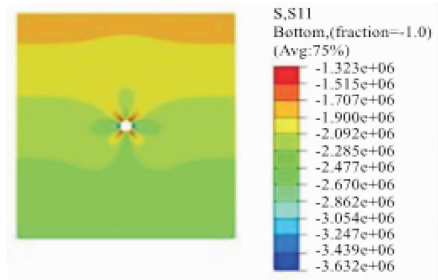
图 9 围岩的等效塑性应变云图

图 11 为隧洞开挖后围岩的总位移、水平向位移和竖向位移云图,从图 11 可以看出,围岩与衬砌顶

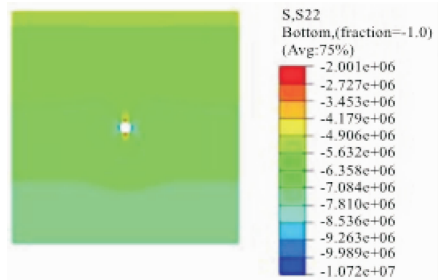
拱、仰拱接触的部位以竖向位移为主,围岩与衬砌拱顶接触的部位发生向下的最大竖向位移,其值为 9.15 mm,围岩与衬砌拱底接触的部位发生向上的最大竖向位移,其值为 8.51 mm;而围岩与衬砌侧拱接触的部位以水平向位移为主,最大水平向位移发生在围岩与衬砌拱脚接触的部位,最大值为 2.77 mm。



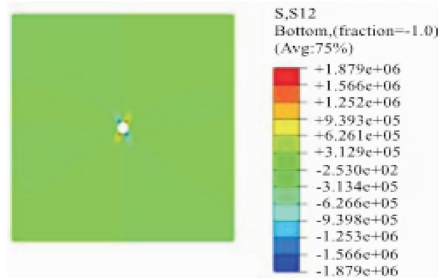
(a) Mises 应力云图



(b) 水平向应力云图



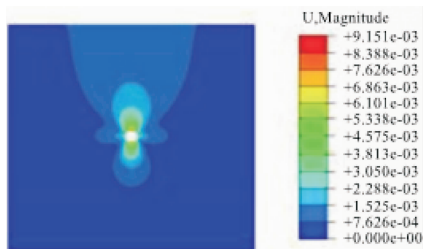
(c) 竖向应力云图



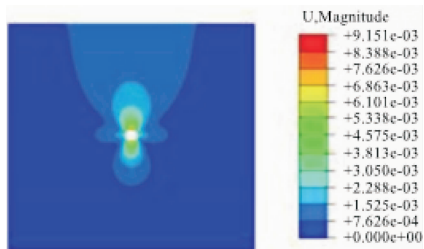
(d) 剪切应力云图

图 10 CK97 断面围岩应力云图

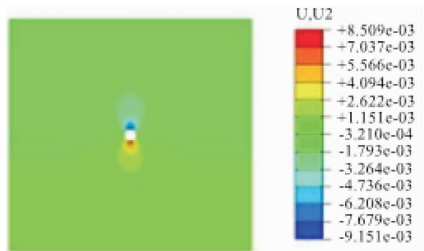
图 12 为隧洞开挖后围岩的等效塑性应变云图,从图 12 可以看出,围岩内部在拱腰部位出现塑性破坏区。



(a) 总位移云图



(b) 水平向位移云图



(c) 竖向位移云图

图 11 CK97 断面围岩位移云图

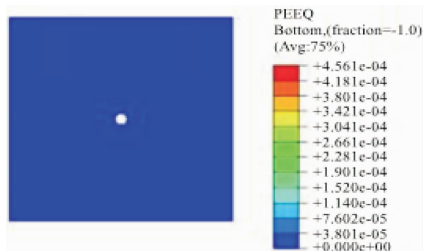


图 12 围岩的等效塑性应变云图

3.2 增加衬砌的围岩应力变化规律研究

在计算出原始隧洞围岩开挖应力分布规律,找到发生破坏区域的基础上,对围岩已选四个典型断面增加衬砌,在考虑增加衬砌的作用下,对围岩的应力大小和位移值进行研究,找出可能发生的破坏区域。

3.2.1 CK35 断面围岩应力变化规律

图 13 为隧洞开挖后衬砌的轴力及弯矩图,从图 13 可以看出,衬砌的轴力全部为压力,最大轴力为 8 017 kN,发生在拱顶和拱底;顶拱和仰拱衬砌外侧受拉,最大弯矩分别发生在拱顶和拱底,最大值为 27.26 kN·m;侧拱衬砌内侧受拉,最大弯矩发生在

拱脚,最大值为 26.96 kN·m。由此可以看出,CK35 断面处增加衬砌可以减小围岩破坏的风险,转移围岩破坏的区域,但并不能确保围岩不发生破坏。

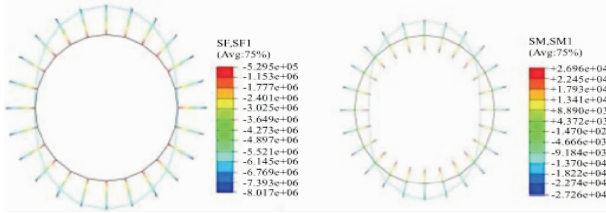


图 13 衬砌的轴力及弯矩图

图 14 为隧洞开挖后衬砌的水平向及竖向位移云图,从图 14 可以看出,侧拱处水平位移较大,左右两侧的水平位移均指向洞内,最大水平位移发生在拱脚处,数值为 3.25 mm,在拱腰位置处竖向位移较大,但总体竖向位移偏小,这是由于水平向地应力远大于竖向地应力造成的。

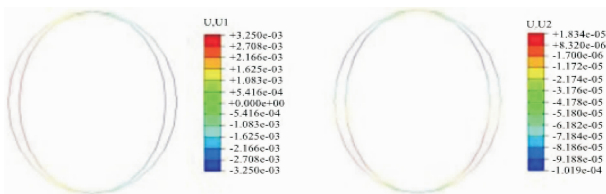


图 14 衬砌的水平向及竖向位移云图

图 15 为隧洞开挖后衬砌及围岩的等效塑性应变云图,从图 15 可以看出,顶拱和仰拱发生剪切破坏,拱顶和拱底对应的等效塑性应变最大,对应的围岩顶部和底部也分别发生剪切破坏。

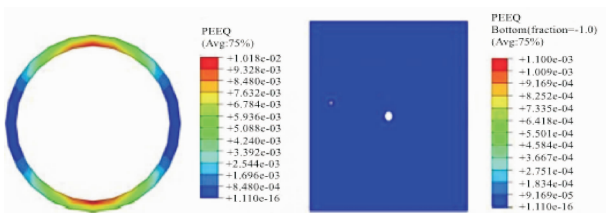


图 15 衬砌及围岩的等效塑性应变云图

3.2.2 CK61.5 断面围岩应力变化规律

图 16 为隧洞开挖后衬砌的轴力及弯矩图,从图 16 可以看出,衬砌的轴力全部为压力,最大轴力为 2 772 kN,发生在拱顶和拱底;顶拱和仰拱衬砌外侧受拉,最大弯矩分别发生在拱顶和拱底,最大值为 4.962 kN·m;侧拱衬砌内侧受拉,最大弯矩发生在拱脚,最大值为 4.923 kN·m。由此可以看出,CK61.5 段围岩处增加衬砌以后,反而出现了破坏区域,增大了围岩破坏的风险,因此建议不增加衬砌

保护。

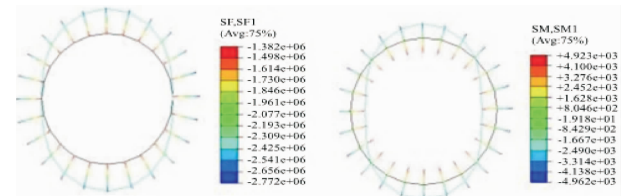


图 16 衬砌的轴力及弯矩图

图 17 为隧洞开挖后衬砌的水平向及竖向位移云图,从图 17 可以看出,侧拱处水平位移较大,两端的水平位移都指向隧洞内部,拱脚处发生最大的水平位移,数值为 1.09 mm,在顶拱和仰拱位置处竖向位移较大,拱顶发生向下的最大竖向位移,其值为 0.52 mm,拱底发生向上的最大竖向位移,其值为 0.47 mm,但总体竖向位移偏小,这是由于水平向地应力远大于竖向地应力造成的。

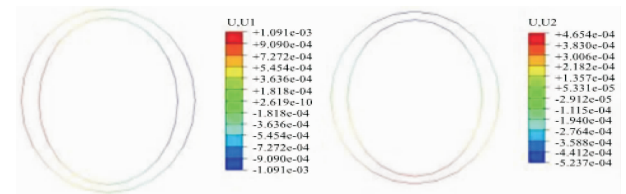


图 17 衬砌的水平向及竖向位移云图

图 18 为隧洞开挖后衬砌及围岩的等效塑性应变云图,从图 18 可以看出,顶拱和仰拱发生剪切破坏,拱顶和拱底对应的等效塑性应变最大,而围岩未产生明显的剪切破坏区。

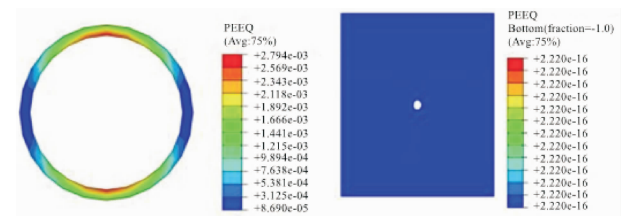


图 18 衬砌及围岩的等效塑性应变云图

3.2.3 CK87 断面围岩应力变化规律

图 19 为隧洞开挖后衬砌的轴力及弯矩图,从图 19 可以看出,衬砌的轴力全部为压力,最大轴力为 10 330 kN,发生在拱脚;顶拱和仰拱衬砌内侧受拉,最大弯矩分别发生在拱顶和拱底,最大值为 2 441 kN·m;侧拱衬砌外侧受拉,最大弯矩发生在拱脚,最大值为 2 464 kN·m。由此可以看出,CK87 断面在增加衬砌后,拱腰处的破坏区域没有了,且没有新发生的破坏区域,提高了围岩的稳定性,因此建议在

CK87 断面处增加衬砌。

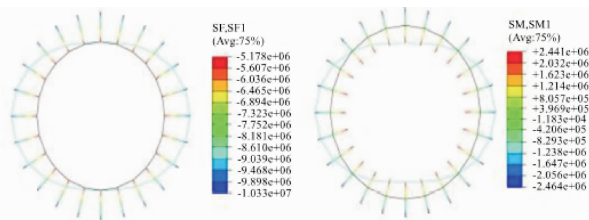


图 19 衬砌的轴力及弯矩图

图 20 为隧洞开挖后衬砌的水平向及竖直向位移云图,从图 20 可以看出,侧拱以水平位移为主,仰拱和顶拱以竖向位移为主,整体呈现出压扁的趋势。侧拱处水平位移较大,左右两侧的水平位移均指向洞外,最大水平位移发生在拱脚处,数值为 7.16 cm;在拱顶和拱底位置处竖向位移较大,且总体竖向位移偏大,拱顶位置处的竖向位移向下,最大值为 20.22 cm,拱底位置处的竖向位移向上,最大值为 17.86 cm。

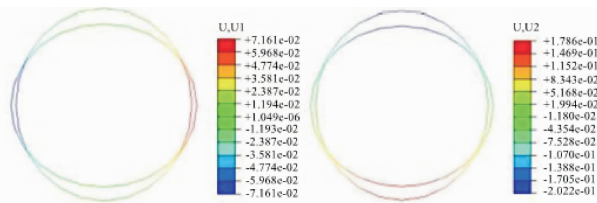


图 20 衬砌的水平向及竖直向位移云图

3.2.4 CK97 断面围岩应力变化规律

图 21 为隧洞开挖后衬砌的轴力及弯矩图,从图 21 可以看出,衬砌的轴力全部为压力,最大轴力为 8 827 kN,发生在拱脚;顶拱和仰拱衬砌内侧受拉,最大弯矩分别发生在拱顶和拱底,最大值为 123.1 kN·m;侧拱衬砌外侧受拉,最大弯矩发生在拱脚,最大值为 121.9 kN·m。CK97 断面与 CK87 断面情况相同,均减少了破坏区域,增加了围岩稳定性,因此建议增加衬砌。

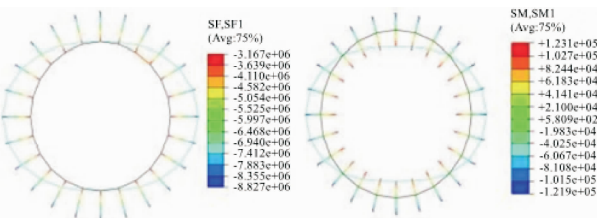


图 21 衬砌的轴力及弯矩图

图 22 为隧洞开挖后衬砌的水平向及竖直向位移云图,从图 22 可以看出,侧拱以水平位移为主,仰

拱和顶拱以竖向位移为主,整体呈现出压扁的趋势。侧拱处水平位移较大,左右两侧的水平位移均指向洞外,最大水平位移发生在拱脚处,数值为 2.77 mm;在拱顶和拱底位置处竖向位移较大,且总体竖向位移偏大,拱顶位置处的竖向位移向下,最大值为 9.15 mm,拱底位置处的竖向位移向上,最大值为 8.51 mm。

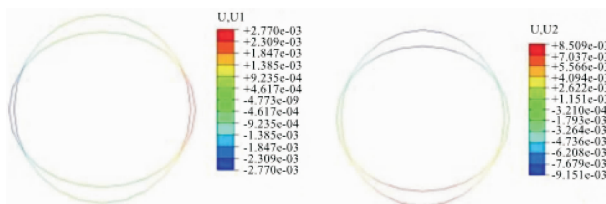


图 22 衬砌的水平向及竖直向位移云图

3.3 四个典型断面围岩应力和变形分布规律

利用数值模拟的方法对隧洞围岩的稳定性进行预测,得到了南干线隧洞四个典型断面的围岩应力和变形分布的规律,如表 2、表 3 所示。

从对隧洞围岩有无衬砌情况中对比发现,黄午隧洞 CK35 在考虑衬砌的情况下围岩水平向位移最大值没有发生变化,竖向位移最大值明显减少,隧洞围岩可能发生破坏区域从顶部和底部变化为顶拱和仰拱;黄午隧洞 CK61.5 在考虑衬砌的情况下围岩水平向位移最大值和竖向位移最大值均没有发生变化,但有可能在顶拱和仰拱处产生破坏区域;少陵塬隧洞 CK87 在考虑衬砌的情况下围岩水平向位移最大值方向无变化,但最值发生明显的减小,竖向位移最大值没有发生变化,隧洞围岩拱腰处破坏区域被消除;白鹿塬隧洞 CK97 在考虑衬砌的情况下围岩水平向位移最大值和竖向位移最大值均无发生变化,隧洞围岩拱腰处破坏区域被消除。由以上规律可以看出,在大多数情况下,考虑衬砌可以提升围岩的稳定性,避免隧洞发生破坏。

4 结 论

(1) 对于水平向构造应力远大于竖向地应力的条件下,围岩和衬砌呈水平挤压的鼓胀变形,衬砌顶拱和仰拱外侧受拉,而侧拱内侧受拉,容易在围岩与拱顶和拱底接触的部位发生破坏。而对于构造应力比较小的少陵塬隧洞 CK87 和白鹿塬隧洞 CK97 段,衬砌和围岩有形似为压扁椭圆的形状,其衬砌顶拱和仰拱内侧受拉,而侧拱外侧受拉,容易在围岩与拱腰接触的位置发生剪切破坏。在不考虑衬砌的作用下,黄午隧洞 CK35 段破坏区域主要为顶部和底部,

表2 未考虑衬砌作用下的不同洞段围岩应力和变形分布规律对比表

断面	Mises 应力	S11	S22	S12	U1	U2	破坏区域
	最大值/MPa 位置	最大值/MPa 位置	最大值/MPa 位置	最大值/MPa 位置	最大值/mm 位置	最大值/mm 位置	
黄午隧洞 CK35	83.83 与拱顶、拱 底接触部位	101.7 与拱顶、拱 底接触部位	22.52 与测拱接触 部位	28.44 与拱腰接触 部位	3.25(指向洞内) 与拱脚接触部位	0.26(向上) 与下拱腰接触 0.35(向下) 与上拱腰接触	顶部和 底部
黄午隧洞 CK61.5	35.65 与拱顶、拱 底接触部位	40.99 与拱顶、拱 底接触部位	22.95 与测拱接触 部位	15.06 与拱腰接触 部位	1.09(指向洞内) 与拱脚接触部位	0.52(向下) 与拱顶接触部位 0.47(向上) 与拱底接触部位	—
少陵塬隧洞 CK87	—	2.66 与拱脚接触 的一定范围内	—	0.35 与拱腰接触 部位	111.9(指向洞内) 与拱脚接触部位	202.2(向下) 与拱顶接触部位 178.6(向上) 与拱底接触部位	拱腰
白鹿塬隧洞 CK97	7.447 与测拱接触 部位	3.63 与拱脚接触 的一定范围内	10.72 与测拱接触 部位	1.879 与拱腰接触 部位	2.77(指向洞外) 与拱脚接触部位	9.15(向下) 与拱顶接触部位 8.51(向上) 与拱底接触部位	拱腰

表3 考虑衬砌作用下不同洞段衬砌内力和变形分布规律对比表

断面	轴力	弯矩	U1	U2	破坏区域
	最大值/kN 位置	最大值/(kN·m) 位置	最大值/mm 位置	最大值/mm 位置	
黄午隧洞 CK35	8017 拱顶和拱底	27.26(外侧受拉) 拱顶和拱底 26.96(内侧受拉) 拱脚	3.25(指向洞内) 拱脚	0.11 拱腰	顶拱和仰拱
黄午隧洞 CK61.5	2772 拱顶和拱底	4.962(外侧受拉) 拱顶和拱底 4.923(内侧受拉) 拱脚	1.09(指向洞内) 拱脚	0.52(向下) 拱顶 0.47(向上) 拱底	顶拱和仰拱
少陵塬隧洞 CK87	10330 拱顶和拱底	2441(内侧受拉) 拱顶和拱底 2464(外侧受拉) 拱脚	71.6(指向洞外) 拱脚	202.2(向下) 拱顶 178.6(向上) 拱底	—
白鹿塬隧洞 CK97	8827 拱脚	123.1(内侧受拉) 拱顶和拱底 121.9(外侧受拉) 拱脚	2.77(指向洞外) 拱脚	9.15(向下) 拱顶 8.51(向上) 拱底	—

黄午隧洞 CK61.5 段无明显破坏区域,少陵塬隧洞 CK87 段和白鹿塬隧洞 CK97 段破坏区域主要为拱腰处。在考虑衬砌的作用下,黄午隧洞 CK35 段和 CK61.5 段破坏区域主要为顶拱和仰拱,少陵塬隧洞 CK87 段和白鹿塬隧洞 CK97 段无明显破坏区域。

(2) 基于不同断面围岩稳定性分析与数值模拟结果,结合经济性与安全性对比,建议优化支护方案如下:

黄午隧洞 CK35 段未衬砌时顶拱 Mises 应力达 83.83 MPa,接近云母石英岩抗拉强度 1.60 MPa 的 52 倍,衬砌后顶拱轴力 8 017 kN(设计安全系数

1.8),但水平向位移 3.25 mm 仍显著,需通过增厚侧拱控制鼓胀变形,建议增加侧拱衬砌厚度至 60 cm,增加顶拱与仰拱主筋直径至 $\Phi 25$ mm,缩小配筋间距至 15 cm,衬砌成本增加约 12%,但可避免因塌方导致的停工损失。

黄午隧洞 CK61.5 段,未衬砌时 Mises 应力 35.65 MPa(仅为花岗岩抗拉强度 2.10 MPa 的 17 倍),且加衬砌后顶拱弯矩 4.962 kN·m,仅为混凝土抗弯强度 1.27 MPa 的 3.9%,安全裕度充足。建议减小衬砌厚度至 30 cm,减少侧拱配筋量 30%(主筋调整为 $\Phi 18$ mm,间距 25 cm),衬砌材料用量减少

约 25%, 每延米节省成本约 8 000 元, 而围岩失稳风险概率 $< 0.5\%$ 。

少陵塬隧洞 CK87 段, 未衬砌时拱腰剪切应力 353 kPa, 等效塑性应变形成 X 型破坏区, 加衬砌后轴力 10 330 kN (混凝土抗压强度 28 MPa, 安全系数 2.7), 但竖向位移仍达 20.22 cm, 需管棚控制松弛变形。建议衬砌厚度增至 50 cm, 拱腰增设 $\Phi 108$ mm 管棚 (长度 15 m, 间距 0.5 m), 主筋 $\Phi 22$ mm 双层布置, 管棚施工后, 围岩整体稳定系数从 1.1 提升至 1.5, 避免突涌水事故。

白鹿塬隧洞 CK97 段, 与 CK87 段相比, 泥岩夹砂层弹性模量 2.0 GPa (仅为粉质黏土 0.04 GPa 的 50 倍), 侧压力系数 0.25, 加衬砌后拱腰剪切应力 1.879 MPa, 较 CK87 段降低 47%, 故可优化配筋。建议衬砌厚度维持 40 cm (同 CK87 段), 但配筋量减少 20% (侧拱主筋调整为 $\Phi 20$ mm), 拱腰增设注浆锚杆 ($\Phi 25$ mm, 长度 4 m, 间距 1.0 m)。配筋量减少后, 每延米节省成本约 5 000 元, 同时注浆锚杆可提高岩体黏聚力至 0.8 MPa, 稳定系数从 1.3 提升至 1.6。

参考文献:

- [1] Terzaghi K. Theoretical soil mechanics [M]. Hoboken: John Wiley and Sons, Inc., 1943:66-67.
- [2] Mohd-Nordin M M, Abdullah R A. Empirical shear strength criteria for filled jointed of metasedimentary sandstone [J]. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 2022, 1022:012030.
- [3] Mahieddine Chettah, Zakaria Gahmousse, Rachid Lassoued. Closed-form solution for planar failure in rock slopes with an inclined upper surface using Barton-Bandis and Mohr-Coulomb models [J]. Arabian Journal of Geosciences, 2025, 18:55.
- [4] 陈登国, 高召宁, 赵光明, 等. 基于锚固力学效应巷道围岩稳定性分析 [J]. 煤炭学报, 2020, 45 (3): 1009-1019.
- [5] 赵海涛. 基于 FLAC3D 的隧道开挖过程围岩稳定性研究 [J]. 北方交通, 2025 (1): 87-90.
- [6] 赵国晨, 温云杰, 王娟娟. 基于 Drucker-Prager 屈服准则的岩石损伤断裂分析 [J]. 陕西煤炭, 2025, 44 (1): 69-73.
- [7] 梁译文, 查文华, 许涛. 基于 Mohr-Coulomb 准则隧道围岩-支护体系协同作用下支护强度分析 [J]. 科学技术与工程, 2024, 24 (1): 378-385.
- [8] 王怀健, 崔乃育, 金宇轩, 等. 基于 Mohr-Coulomb 强度准则的锚杆支护效应研究 [J]. 路基工程, 2024 (3): 47-53.
- [9] 韩胜胜, 陈志靖, 李博, 等. 恒定法向刚度条件下吸能锚杆锚固节理岩体剪切特性试验研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2024, 43 (4): 999-1012.
- [10] 全跃, 岳瑶, 黄宏伟, 等. 钻爆法施工隧道塌方风险量化评估模型及其应用 [J]. 土木与环境工程学报, 2022, 44 (5): 46-56.
- [11] 付长剑. 水库输水隧洞围岩变形监测及稳定性分析 [J]. 内蒙古水利, 2023 (7): 22-23.
- [12] 衣忠强. 浅埋软弱围岩隧道围岩变形及施工方法探讨 [J]. 四川建筑, 2025, 45 (3): 112-114.
- [13] 贾喜荣, 刘跃东, 刘畅, 等. 基于岩石单轴抗压强度和抗拉强度的非线性 Coulomb 强度准则 [J]. 岩石力学与工程学报, 2025, 44 (S1): 1-9.
- [14] 于旭光, 田汉儒. 基于幂强化-理想塑性模型的深埋圆形水工衬砌隧洞弹塑性解 [J]. 特种结构, 2023, 40 (1): 29-37.
- [15] 李燕波, 侍克斌. 基于 ABAQUS 生死单元技术的平衡地应力方法研究 [J]. 水利与建筑工程学报, 2021, 19 (4): 47-52.