

DOI:10.20174/j.juse.2026.02.11

# 高地应力炭质板岩粘弹本构模型及大变形控制技术

刘宇<sup>1,2</sup>, 严涛<sup>1,2</sup>, 李佳龙<sup>1,2</sup>, 彭涛<sup>1,3</sup>, 王维嘉<sup>4</sup>

(1. 西南交通大学 土木工程学院, 成都 610031; 2. 交通隧道工程教育部重点实验室, 成都 610031; 3. 中冶成都勘察研究总院有限公司, 成都 610023; 4. 四川交投设计咨询研究院有限责任公司, 成都 610041)

**摘要:**针对高地应力炭质板岩隧道围岩变形时间周期长、变形量大、设计支护强度不足等问题。采用室内试验、数值计算及现场测试对炭质板岩粘弹性本构模型及大变形控制技术进行了研究。结果表明:(1)炭质板岩峰值强度受层理倾角影响较大,随着倾角的增加其强度呈现U型的趋势,层理倾角为45°的岩石强度最弱;(2)构建了非定常 Burgers 蠕变本构模型,并根据三轴蠕变试验确定了该本构的蠕变参数;(3)应用构建的蠕变本构模型建立6种支护工况,综合考虑安全与经济,明确了工况三(HW175钢架,0.6 m/樫,拱部设置4 m长锚杆,边墙设置6 m长锚杆,间距1.2 m×0.8(环×纵))为大变形控制试验段的支护参数;(4)通过施作试验段,采用HW175钢架和拱顶4 m+边墙6 m长锚杆组合,其平均拱顶沉降和边墙收敛分别为18.1 mm和79.72 mm,达到了控制大变形的目的。研究成果可为类似工程提供参考。

**关键词:**高地应力;炭质板岩;蠕变实验;粘弹本构模型;变形控制

中图分类号:U25

文献标识码:A

文章编号:1673-0836(2026)02-0495-11

## Viscoelastic Constitutive Model and Large Deformation Control Technology of Carbonaceous Slate with High Ground Stress

Liu Yu<sup>1,2</sup>, Yan Tao<sup>1,2</sup>, Li Jialong<sup>1,2</sup>, Peng Tao<sup>1,3</sup>, Wang Weijia<sup>4</sup>

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, P. R. China; 2. Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering, Ministry of Education, Chengdu 610031, P. R. China; 3. Chengdu Surveying Geotechnical Research Institute Co., Ltd. of MCC, Chengdu 610023, P. R. China; 4. Sichuan Jiaotou Design Consulting Research Institute Co., Ltd., Chengdu 610041, P. R. China)

**Abstract:** In order to solve the problems such as long deformation time period, large deformation amount and insufficient support strength of carbonaceous slate tunnel with high ground stress. The viscoelastic constitutive model and large deformation control technique of carbonaceous slate are studied by laboratory experiment, numerical calculation and field test. The results show that: (1) The peak strength of the carbonaceous slate is greatly affected by the bedding inclination, exhibiting a U-shaped trend with increasing inclination, and the strength of the rocks with the bedding inclination of 45° is the weakest. (2) The unsteady Burgers creep constitutive model was constructed, and the creep parameters of the constitutive model were determined according to the triaxial creep test. (3) Six supporting conditions were established by using the creep constitutive model constructed. Considering safety and economy comprehensively, the supporting parameters of the large deformation control test section were defined in case 3 (HW175 steel frame, 0.6 m/pin, 4 m long anchor bolt set at the arch, 6m long

收稿日期:2025-07-02(修改稿)

作者简介:刘宇(1999—),男,河北沧州人,硕士生,研究方向为隧道地层及结构安全性研究。

E-mail:652179079@qq.com

通讯作者:彭涛(1981—),男,四川简阳人,博士生,正高级工程师,四川省工程勘察设计大师,现从事岩土及隧道设计及其管理工作。E-mail:2077278352@qq.com

基金项目:国家自然科学基金(51508475);中国中冶2022年非钢领域立项重大研发项目(中冶科技[2022]2号);四川交投设计咨询院自立科技项目(2023-KY-004)

anchor bolt set at the side wall, spacing 1.2 m×0.8 (ring × longitudinal)). (4) Through the test section, HW175 steel frame and 4 m arch top + 6 m side wall long anchor rod are used. The average arch top settlement and side wall convergence are 18.1 mm and 79.72 mm, respectively, meeting the purpose of controlling large deformation. The research results can provide reference for similar projects.

**Keywords:** high ground stress; carbonaceous slate; creep experiment; viscoelastic constitutive model; deformation control

## 0 引言

西部山区隧道建设的过程中,由于其时常富存

高构造地应力且岩性多样,出现了大量的大变形隧道,如表 1 所示。大变形已经成为影响施工安全及工程进度的主要难题。

表 1 高地应力软岩隧道大变形统计

Table 1 Statistical of large deformation of soft rock tunnel with high ground stress

隧道名称	行业	断面尺寸 (宽×高)/m×m	地层 岩性	地应力 /MPa	相对 变形量	变形 量/cm	支护参数	开挖工法
茂县隧道 <sup>[1]</sup>	铁路	10.6×11.4	千枚岩、 砂岩	25.99	14.5%	60	拱墙 3.5 m 砂浆锚杆并增设 6 m 自进式锚杆、单层 I18b 型钢	两台阶预留核心土
杨家坪隧道 <sup>[2]</sup>	铁路	14.7×12.9	绿泥石 千枚岩	21.9	3.0%	30	拱部 4 m, 边墙 8 m 系统锚杆、 HW200 工字钢	带仰拱两台阶
关角隧道 <sup>[3]</sup>	铁路	9.5×10.4	大理岩、 变质砂岩	22.4	5.3%	50.5	5 m 锚杆、双层 I20a 型钢	两台阶预留核心土
藏噶隧道 <sup>[4]</sup>	铁路	8.3×10	弱风化 花岗岩	17.72	15.1%	125	拱部 6 m 中空锚杆, 边墙 10 m 自进式锚杆、双层钢架, 第一层 HW175, 第二层 I20b	三台阶法
木寨岭铁路隧道 <sup>[5]</sup>	铁路	14.58×14.6	炭质板岩	27.16	13.7%	199.7	8 m 自进式锚杆, 15 m 预应力锚索、 三层 HW175 钢架	三台阶预留核心土
川藏某高原隧道 A	铁路	\	砂岩	12	1.4%	15	单层 I16 钢架	三台阶法
川藏某高原隧道 B	铁路	10.96×10.2	糜棱岩化 花岗岩	20.23	6.4%	70	拱部 4 m 边墙 8 m 自进式锚杆、 单层 HW175 钢架、径向注浆	三台阶预留核心土法
木寨岭公路隧道 <sup>[6]</sup>	公路	13.3×10.1	砂质板岩、 炭质板岩	24.95	22.2%	200	拱墙 5 m 自进式锚杆、5 m 预应力锚索、 双层 HW175 钢架	三台阶法
折多山隧道 <sup>[7]</sup>	公路	14.9×11.45	变质砂岩	29	4.6%	31.8	双层 I22b 形工字钢	三台阶预留核心土法
宁缠隧道 <sup>[8]</sup>	公路	\	钙质 粉砂岩	13.04	6.3%	64.5	拱墙 6 m 锚杆、单层 HW75	二台阶预留核心土法
岷县隧道 <sup>[9]</sup>	公路	11.52×9.2	强风化 炭质板岩	6.38	11.8%	130	3.5 m 中空注浆锚杆、单层 I20a	三台阶法
金川二矿区巷道 <sup>[10]</sup>	矿山	5.4×5.4	混合岩、片麻岩	30	4.6%	24.7	2 m 长管缝式锚杆、无喷混凝土 锚网 TECCO	\
麻家梁煤矿 <sup>[11]</sup>	矿山	2.5×4	高岭质 泥岩	29.26	10.7%	42.83	2 m 螺纹钢锚杆, 7 m 锚索	\

国内外的学者对于软岩大变形力学机理以及控制措施进行了大量的研究。李磊等<sup>[12]</sup>通过岩石试验分析绿泥石千枚岩显著的各向异性力学特性,采用与岩层大角度相交的长短组合锚杆配合注浆

加固围岩。陈子全等<sup>[13]</sup>结合大量典型层状软岩隧道变形数据,总结了变形特点以及规律。胡涛涛等<sup>[14]</sup>参考炭质板岩不同层理倾角的蠕变试验,建立了改进 Nishihara 非线性损伤蠕变本构模型,并

给出了损伤参数与层理倾角的关系。刘国民等<sup>[15]</sup>开展了不同冻融循环次数下的三轴压缩蠕变试验,建立了可反映冻融与应力耦合的蠕变损伤模型。曹朔<sup>[16]</sup>建立一系列的力学模型,理论探讨了支护力对围岩应力场和洞壁位移的影响以及支护施作时机。陈子全<sup>[17]</sup>对中西部地区几种典型岩体以及非对称围岩进行系统研究,给出新的岩石能量脆性评价指标与大变形分级指标。并探讨了双层初期支护的效果。陈志敏等<sup>[8]</sup>总结归纳了不同地应力及地质隧道对应的工法与支护形式。提出了安全经济的控制技术。郭小龙<sup>[18]</sup>认为不同开挖方法不同台阶对变形贡献不一,应根据不同等级大变形选择开挖方法,并调整台阶高度,同时认为长短锚杆是控制大变形的关键措施之一。

前人的研究取得了丰硕的成果。炭质板岩本构模型构建方面,研究主要集中在不同层理倾角、寒区的冻融循环次数等方面,对于高地应力条件下的炭质板岩本构模型稍显不足。大变形控制措施方面,主要有预应力锚杆、锚索、双层初支、径向注浆等。但隧道断面尺寸、地层岩性、开挖工法等方面不同,同时需综合考虑工程进度与造价要求,大变形控制措施也将有所区别。

因此,本文依托某高原隧道,对其大变形段的

炭质板岩进行取样。通过单轴、三轴试验结果,设计三轴蠕变试验并构建蠕变本构模型。此外,将模型应用到 Flac3d 中,探究蠕变模型下的最优设计参数,最后在现场设置试验段进行验证。

## 1 大变形问题分析

### 1.1 工程概况

某在建高原隧道全长 18 820 m,最大埋深约 1 100 m。该工点地处康滇基底杂岩带,基底杂岩变形强烈,往往出现糜棱岩(化),并发育一系列背斜、向斜构造。地层岩性复杂,主要有炭质板岩、砂岩局部夹板状千枚岩、含炭钙质板岩等。对其大变形段炭质板岩取样,其 X 射线衍射分析报告如下表 2 所示。其矿物成分主要有石英和绿泥石。采用扫描电子显微镜进一步观察岩样如图 1 所示。其岩质较软,微观结构有明显的水平裂隙,受断层及褶曲构造影响,岩体呈现片状碎屑,散乱分布,核心有致密的柱状位置存在。核心部分层状分布较为明显,周围致密的柱状物资直径大小不一,另外在层状和柱状之间,尤其是后者之间有较透明装胶结物存在,二者之间分布了较多孔隙,最大的约为 12~15  $\mu\text{m}$  的长度范围。

表 2 沉积岩矿物 X-射线衍射分析

Table 2 X-ray diffraction analysis of sedimentary rock minerals

样品号	全岩矿物含量/%								
	石英	钾长石	斜长石	菱铁矿	铁白云石	伊利石	方解石	黄铁矿	绿泥石
1	42.2	0.3	10.5	0.0	6.1	15.1	0.0	0.3	25.4

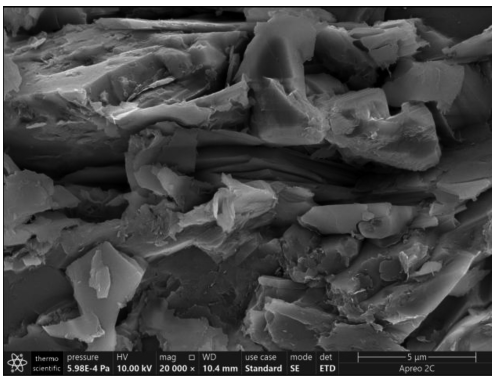


图 1 微观成分分析

Fig. 1 Microscopic composition analysis

### 1.2 大变形分级标准

强度应力比( $R_m/\sigma_{\max}$ , 岩体饱和单轴抗压强度与最大初始地应力之比)与相对变形量是目前主流的大变形分级指标。其中,强度应力比是大变形

预测最重要的参考依据。在实际工程中,岩体强度很难通过实际测量。Hoek 给出了基于 GSI 的岩石强度与岩体强度的关系<sup>[19]</sup>:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_1} + S \right)^a \quad (1)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \quad (2)$$

$$a = \begin{cases} 0.5, & GSI > 25 \\ 0.65 - \frac{GSI}{200}, & GSI < 25 \end{cases} \quad (3)$$

式中: $\sigma_c$  为岩石单轴饱和抗压强度; $m_b$  为岩石常数; $a$  为岩体常数; $GSI$  为地质强度指标; $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$  为岩体的最大和最小主应力。

对式(1)取  $\sigma_3 = 0$ , 则  $\sigma_1 = R_m$ , 即可得到岩石与岩体单轴饱和和抗压强度的换算关系,如式(4)所示。掌子面岩体情况如图 2 所示,由岩体 GSI 计算表<sup>[20]</sup>确定 GSI 值为 60。则  $a = 0.5$ ;  $s = 0.11$

$$R_m = \sigma_c S^a \quad (4)$$



图 2 掌子面岩体情况

Fig. 2 Rock conditions at the palm face

对某高原隧道大变形段围岩进行钻芯取样,得到不同层理倾角岩石单轴抗压强度。水压致裂法测得当前段落地应力水平为 18.7 MPa。计算其强度应力比,如表 3 所示。计算结果表明此变形段属于中等~强烈大变形。

表 3 围岩强度应力比

Table 3 Strength stress ratio of the surrounding rock

倾角/(°)	岩石强度/MPa	岩体强度/MPa	强度应力比
0	30.2	3.27	0.18
20	28.1	3.05	0.16
45	23.2	2.51	0.13
70	28.6	3.10	0.17
90	29.3	3.18	0.17

## 2 炭质板岩蠕变试验

炭质板岩属于横观各向同性材料,其力学性能具有明显的方向性。因此在进行蠕变试验前,应首先进行三轴压缩试验来探讨其规律并确定蠕变压力初始值。

### 2.1 三轴压缩试验

通过三轴压缩试验开展了炭质板岩横观各项同性研究。采集大变形段围岩岩石,并密封包裹岩石至实验室内钻取成高 100 mm、直径 50 mm 的标准试件,并满足平整度要求。部分试样如图 3 所示。得到 5 MPa 围压下,0°、20°、45°、70°、90° 共 5 个工况的三轴抗压强度。其强度-倾角关系曲线如图 4 所示。

由图 4 可知,强度曲线呈 U 形分布。倾角为 0° 的岩石强度最强,倾角为 45° 的岩石强度最弱。倾角小于 45° 时,岩石强度随倾角增加而减小,倾角大于 45° 后,岩石强度随倾角增加而增加。

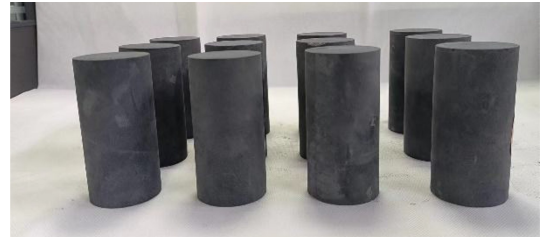


图 3 三轴压缩试验部分试样

Fig. 3 Partial samples of triaxial compression tests

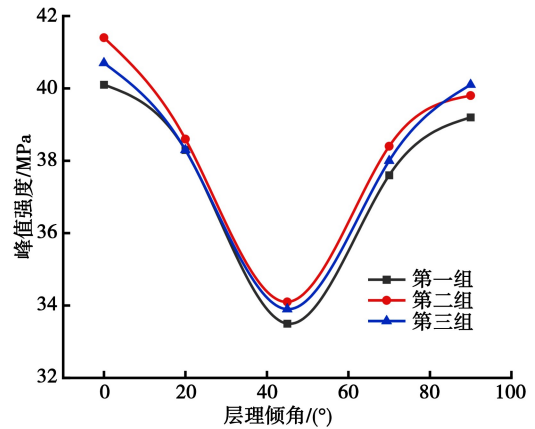


图 4 炭质板岩三轴压缩强度随倾角变化的关系曲线

Fig. 4 Triaxial compressive strength of carbonaceous slate varies with dipangle

### 2.2 蠕变试验方法

地勘资料显示,岩层倾角在 30°~70° 之间。参考三轴试验的结果,选择倾角为 45° 的岩石进行三轴蠕变试验。试验仪器为 MTS815.03 型多功能电液伺服试验机,初始压力设置为三轴压缩强度  $\sigma_c$  的 50%,逐级增加 10%  $\sigma_c$ 。通过传感器对试验数据进行采集,如图 5 所示,取每 5 s 采集 1 个数据点。

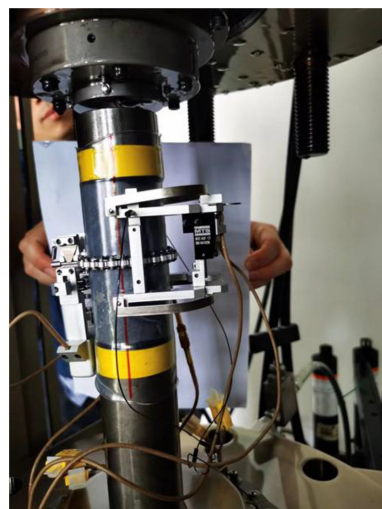


图 5 布置传感器

Fig. 5 Sensors lay out

破坏后的试样如图 6 所示,试样呈现明显的剪切滑移破坏特征。首先在试样边缘发生剪切破坏,随后多条裂缝穿过层理面沿弱面发展并逐渐贯通。最后,由于张拉破坏导致体积膨胀,一条拉伸裂缝在试样中部发展,出现剥落现象。



图 6 蠕变试验破坏试样

Fig. 6 Destroyed specimens in creep test

### 2.3 蠕变试验结果

图 7 为炭质板岩三轴压缩蠕变试验的应变-时间全过程曲线。结果表明,炭质板岩在每一级应力改变下都会发生瞬时应变,产生弹性变形。并在 90%  $\sigma_s$  条件下发生破坏,且两方向应变蠕变基本一致。相比与径向,轴向有更好的蠕变效应。

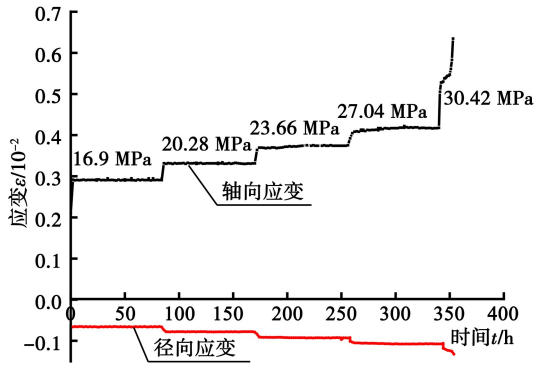


图 7 炭质板岩三轴压缩蠕变试验的应变-时间全过程曲线

Fig. 7 Strain-time curves of triaxial compressive creep test of carbonaceous slate

为了更好地分析炭质板岩的蠕变特性,采用陈氏法将全过程曲线分解成各级蠕变曲线如图 8 所示,炭质板岩在 16.9 MPa 和 20.28 MPa 应力水平下基本不会发生蠕变,这表明发生稳定蠕变需要超过其长期强度。忽略弹性变形,在 23.66 MPa 和 27.04 MPa 下,应变分别增加了  $0.045 \times 10^{-2}$  和  $0.055 \times 10^{-2}$ 。说明随着应力水平增加,炭质板岩蠕变效应逐渐加强。当应力水平达到 30.42 MPa 后,曲线开始变得不平滑,这是因为裂缝快速发

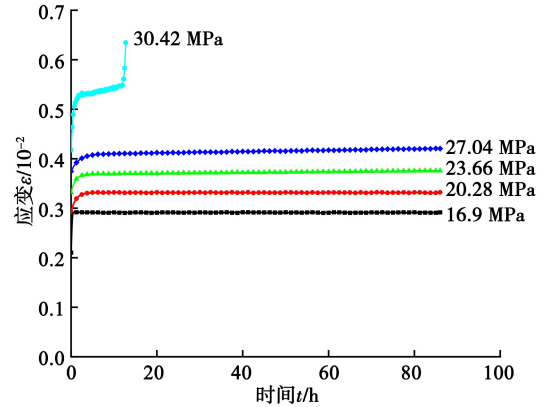


图 8 各级蠕变曲线

Fig. 8 Creep curve at each levels

展,试样体积增加,使得应变采集数据发生了波动。在经历 10 h 的稳定蠕变后,应变达到  $0.55 \times 10^{-2}$ ,随后进入加速阶段,应变急剧增加,最终试样破坏。

### 3 蠕变本构模型

#### 3.1 非定常 Burgers 模型的构建

参考对各级蠕变曲线分析结果,岩石蠕变模型受到流变时间和应力大小影响,且黏滞系数应在蠕变过程中不断变化。因此可采用图 9 带有非定常黏壶<sup>[21]</sup>的改进的 Burgers 模型建立炭质板岩的非定常蠕变模型来反应稳定蠕变现象,模型中的  $\eta_1$  如式(5)所示。

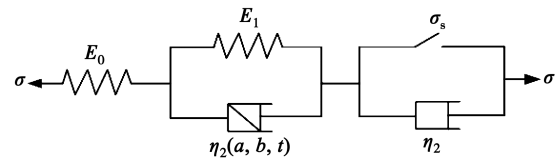


图 9 带有非定常黏壶的改进的 Burgers 模型

Fig. 9 Improved Burgers model with unsteady sticky pot

$$\eta_1(a, b, t) = \eta_0 \frac{t^a}{t^a + b} \quad (5)$$

式中: $t$  为时间; $\eta_0$ 、 $a$ 、 $b$  为材料参数,且  $0 < a < 1$ 。

对改进的 Burgers 模型分以下两种情况讨论:

(1) 当  $\sigma < \sigma_s$  时,模型退化为非定常 Kelvin 模型,围岩变形逐渐收敛。其蠕变本构方程为:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_0} + \frac{\sigma}{E_1} \left\{ 1 - \exp \left[ - \frac{E_1}{\eta_0} \left( t + \frac{bt^{1-a}}{1-a} \right) \right] \right\} \quad (6)$$

式中: $\varepsilon$  为总应变; $\sigma$  为正应力; $E_i$  为  $i$  部分弹性模量。 $\eta_i$  为  $i$  部分粘滞系数。

(2) 当  $\sigma \geq \sigma_s$  时,模型进入稳态蠕变阶段,围岩变形稳定增加,直至破坏。其蠕变本构方程为:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_0} + \frac{\sigma}{E_1} \left\{ 1 - \exp \left[ -\frac{E_1}{\eta_0} \left( t + \frac{bt^{1-a}}{1-a} \right) \right] \right\} + \eta_2 t \quad (7)$$

三向应力作用下,应力张量  $\sigma_{ij}$  由偏应力张量  $S_{ij}$  与球应力张量  $\sigma_m$  组成。通常考虑偏应力仅引起蠕变变形,球应力仅引起弹性变形<sup>[22]</sup>。因此,结合式(6)、式(7)可得非常 Burgers 模型的三维蠕变方程:

$$\begin{cases} \varepsilon_{ij} = \frac{\sigma_m}{3K_0} + \frac{S_{ij}}{2G_0} + \frac{S_{ij}}{2G_1} \left\{ 1 - \exp \left[ -\frac{G_1}{\eta_0} \left( t + \frac{bt^{1-a}}{1-a} \right) \right] \right\} & \sigma < \sigma_s \\ \varepsilon_{ij} = \frac{\sigma_m}{3K_0} + \frac{S_{ij}}{2G_0} + \frac{S_{ij}}{2\eta_2} t + \frac{S_{ij}}{2G_1} \left\{ 1 - \exp \left[ -\frac{G_1}{\eta_0} \left( t + \frac{bt^{1-a}}{1-a} \right) \right] \right\} & \sigma \geq \sigma_s \end{cases} \quad (8)$$

式中:  $K_i$  为  $i$  部分体积模量;  $G_i$  为  $i$  部分剪切模量。

### 3.2 蠕变参数辨识

若围压相同,即  $\sigma_2 = \sigma_3$ , 将其代入式(8)中可得三轴压缩蠕变试验下的非常 Burgers 模型蠕变方程:

$$\begin{cases} \varepsilon_{ij} = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{9K_0} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3G_0} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3G_1} \left\{ 1 - \exp \left[ -\frac{G_1}{\eta_0} \left( t + \frac{bt^{1-a}}{1-a} \right) \right] \right\} & \sigma_1 - \sigma_3 < \sigma_s \\ \varepsilon_{ij} = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{9K_0} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3G_0} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3\eta_2} t + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3G_1} \left\{ 1 - \exp \left[ -\frac{G_1}{\eta_0} \left( t + \frac{bt^{1-a}}{1-a} \right) \right] \right\} & \sigma_1 - \sigma_3 \geq \sigma_s \end{cases} \quad (9)$$

式中:  $\sigma_i$  为  $i$  方向主应力。

三轴压缩蠕变试验下的 Burgers 模型蠕变方程<sup>[12]</sup>为:

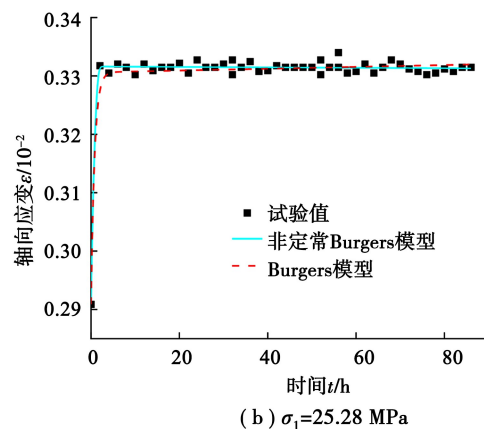
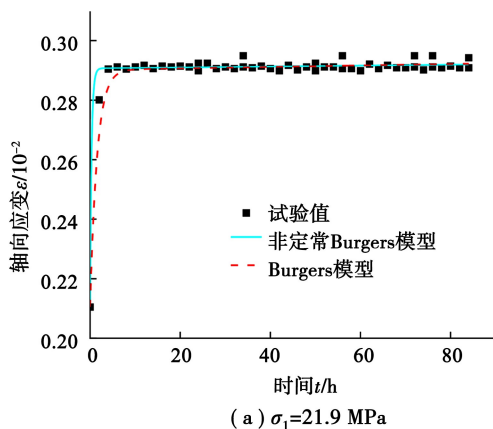
$$\varepsilon_{ij} = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{9K_0} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3G_0} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3\eta_2} t + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3G_1} \left[ 1 - \exp \left( -\frac{G_1}{\eta_0} t \right) \right] \quad (10)$$

采用 L-M 算法对蠕变曲线进行非线性拟合,泊松比取三轴压缩试验结果 0.27。得到各模型的参数值如表 4 所示,图 10 为两模型在不同加载水平下的试验曲线拟合结果。

表 4 基于拟合曲线的各模型参数

Table 4 The parameters of each model obtained based on the fitted curves

轴压/ MPa	围压/ MPa	非常 Burgers 模型								Burgers 模型						
		$K_0$ / GPa	$G_0$ / GPa	$\eta_2$ / (GPa·h)	$G_1$ / GPa	$\eta_0$ / (GPa·h)	$a$	$b$	$R^2$	$K_0$ / GPa	$G_0$ / GPa	$\eta_2$ / (GPa·h)	$G_1$ / GPa	$\eta_1$ / (GPa·h)	$R^2$	
16.9	5	0.722	0.392	\	0.187	0.077	0.102	1.401	0.999	1	0.695	0.397	1030.9	0.315	0.489	0.925
20.28	5	0.735	0.445	\	0.214	0.176	0.086	0.145	0.981	9	0.711	0.449	762.9	0.300	0.240	0.933
23.66	5	0.763	0.460	129.1	0.279	0.527	0.002	0.955	0.996	8	0.737	0.464	87.3	0.308	0.356	0.902
27.04	5	0.778	0.468	87.3	0.353	0.778	0.034	0.248	0.996	7	0.751	0.472	58.3	0.300	0.857	0.908
30.42	5	0.788	0.474	6.6	0.232	0.059	0.016	0.134	0.999	8	0.761	0.478	10.5	0.351	0.195	0.926



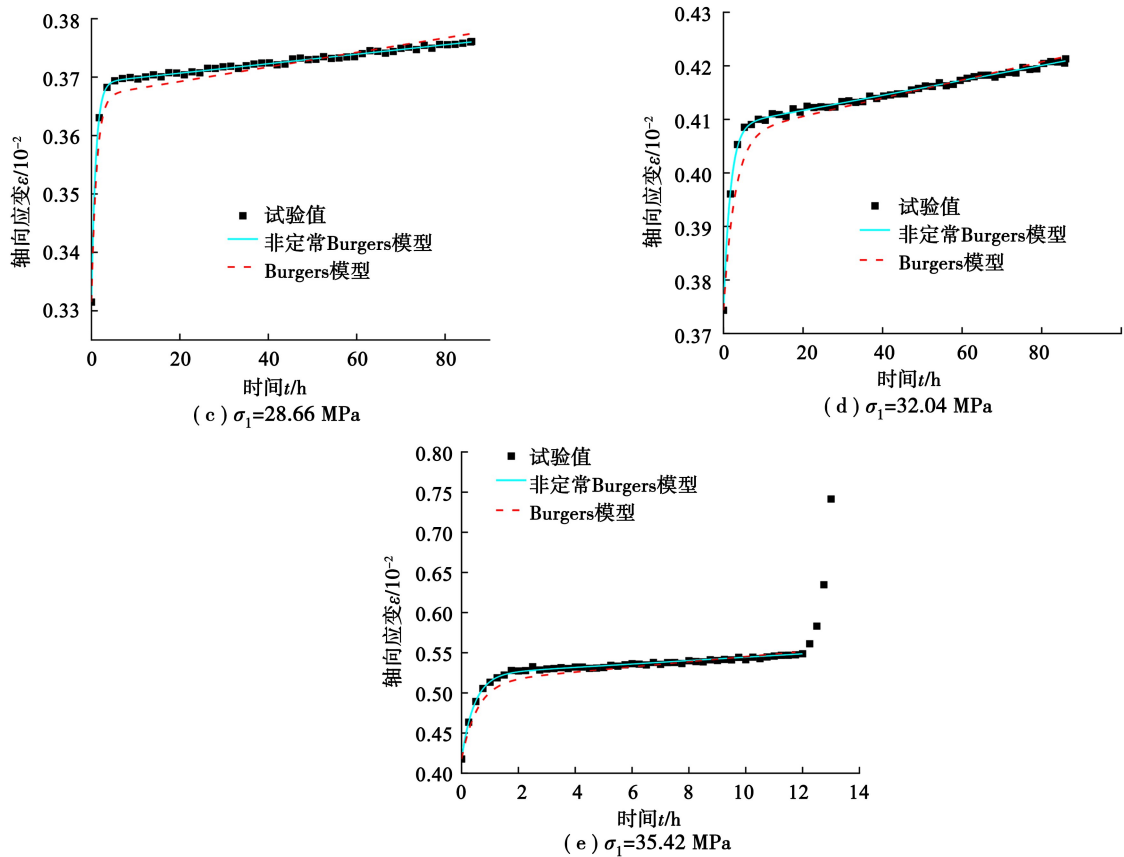


图 10 各级蠕变曲线拟合曲线

Fig. 10 Creep curves at each level fit curves

结合表 4 和图 10 可知,各级加载蠕变曲线非正常 Burgers 模型的  $R^2$  均大于 Burgers 模型,且均满足应力越大  $\eta_2$  越小。在衰减蠕变阶段,非正常 Burgers 模型的拟合效果优于 Burgers 模型。说明其关于试验曲线拟合度更好。

两种模型的  $K$  与  $G_0$  变化趋势相同,均随轴压增大而增加。 $\eta_0$  起初随轴压增大而增加,但在破坏荷载下,其值骤降为 0.059。这反映了当前阶段损伤劣化突增,应变增加  $0.115 \times 10^2$ ,试样迅速经历衰减蠕变阶段。

## 4 大变形控制技术

### 4.1 大变形控制措施研究

利用 FLAC3D 建立数值计算模型(图 11),模型上下边界取 5 倍洞径,尺寸为  $74 \text{ m} \times 30 \text{ m} \times 74 \text{ m}$  ( $X \times Y \times Z$ ),单元数量 315 690 个。模型下边界采用位移边界条件,顶面与侧面采用应力边界。参考地勘资料,上覆土重取 9.7 MPa、侧压力取 20.23 MPa。支护设置上,采用 cable 单元模拟锚杆,并对其两 endpoints 设置预拉力的方式模拟预应力。不同型号钢拱架采用等效刚度原则<sup>[23]</sup>,按照公式(11)进行设置:

$$E = E_c + \frac{A_s E_s}{A_c} \quad (11)$$

式中: $E$  为隧道衬砌等效后的弹性模量; $E_c$  和  $E_s$  分别为原混凝土和钢拱架的弹性模量; $A_s$  和  $A_c$  分别为钢拱架和混凝土截面面积。

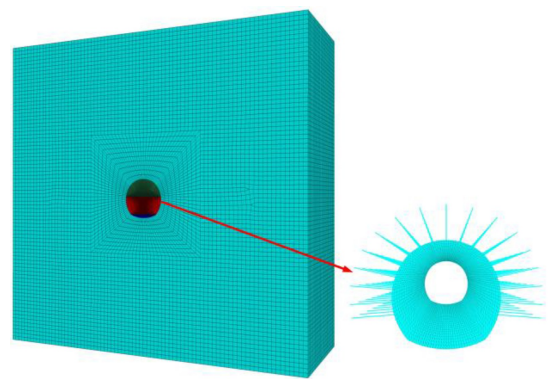


图 11 数值计算模型

Fig. 11 Numerical simulation model

本文依托工程为某高原隧道,原设计参数较弱,开挖里程至 DK406+198 ~ DK406+190 段出现中等大变形。目前,应对不同等级大变形,按照支护手段强弱区分有不同方式。对于中等大变形,较常采用增大钢拱架型号、中短锚杆或低预应力锚杆

等措施。针对依托工程地质情况,为进一步优化大变形段支护参数,基于 C++ 语言,将上述建立的非定常 Burgers 蠕变模型本构方程编译写入 dll 文件

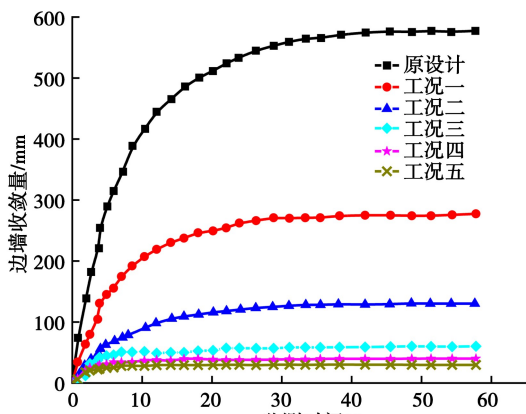
中,对 FLAC3D 进行二次开发,并应用此本构方程对几种支护工况进行数值模拟。原设计参数与变更设计参数如表 5 所示。

表 5 原设计参数与变更设计参数

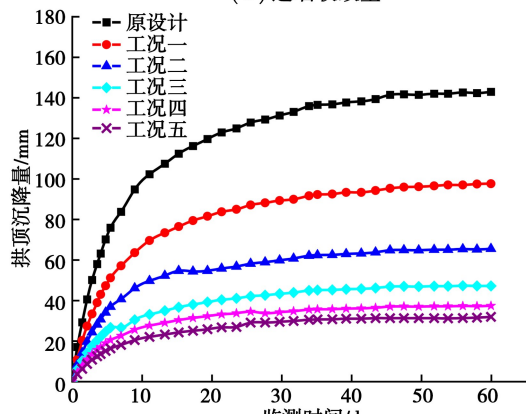
Table 5 Original design parameters and changed design parameters

	原设计参数	工况一	工况二	工况三	工况四	工况五
喷射混凝土	25 cm 厚, C30 混凝土	25 cm 厚, C30 混凝土,加 Φ8 钢筋网,网格间距 20 cm×20 cm				
钢拱架	I16, 1.2 m/榀	I20b, 0.6 m/榀	I22b, 0.6 m/榀	HW175, 0.6 m/榀	HW175, 0.6 m/榀	双层 I20b, 0.6 m/榀
锚杆	拱墙设置 2 m 长锚杆,间距 1.2 m×0.8 m (环×纵)	拱墙设置 2 m 长锚杆,间距 1.2 m×0.8 m (环×纵)	拱墙设置 4 m 长锚杆,间距 1.2 m×0.8 m (环×纵)	拱部设置 4 m 长锚杆,边墙设置 6 m 长锚杆,间距 1.2 m×0.8 (环×纵)	拱部设置 4 m 低预应力树脂卷锚杆,边墙设置 6 m 低预应力树脂卷锚杆,间距 1.2m×0.8(环×纵)	拱部设置 4 m 低预应力树脂卷锚杆,边墙设置 6 m 低预应力树脂卷锚杆,间距 1.2 m×0.8(环×纵)
超前支护	4 m 长 φ42 小导管,每环 18 根,0.5 m×2.4 m(环×纵)					

各工况拱顶与边墙变形收敛曲线如图 12 所示。



(a) 边墙收敛量



(b) 拱顶沉降量

图 12 变形监测曲线

Fig. 12 Deformation monitoring curves

分析表 5 和图 12,可得如下结论:

(1)各工况下,拱顶沉降量均显著小于边墙收

敛量。且拱顶沉降量在 32~143 mm 之间,变形较小。而边墙收敛量最高达到了 577.47 mm。说明在高构造水平应力下,应重点加强边墙支护。

(2)对比原设计参数和工况一可知,仅将钢拱架型号从 I16 增加到 I20b,每榀间距从 1.2 m 减小到 0.6 m。边墙变形从 577.47 mm 减少到 277.35 mm,减小了 48%。拱顶变形从 142.95 mm 减小到 97.67 mm,减小了 68%。

(3)由工况三—工况五可知,当钢拱架型号增加到 HW175 并分别在拱部和边墙设置 4 m 和 6 m 长锚杆后,边墙和拱顶变形已经分别缩小至 60.18 mm 和 47.2 mm。增设预应力锚杆和双层拱架后,边墙变形仅减小了 20.1 mm 和 30.56 mm。这是因为支护强度盈余过度,提升效果不明显。

### 4.2 试验段效果分析

本文以某高原隧道大变形段作为试验段。采用水压致裂法测得隧道埋深约 600 m 处最大水平主应力值为 18.53~20.23 MPa,最小水平主应力值 11.23~12.13 MPa,实测的最大水平主应力方向为 N39°W。

#### 4.2.1 支护参数优化

原施工变更设计中,围岩级别为 V 级,喷射混凝土采用 C30 混凝土,拱墙设置 I18 型钢钢架,纵向间距 0.8 m/榀,拱墙设置 2 m 锚杆,采用三台阶法施工,超前支护采用 Φ42 小导管,每环 18 根,间距 0.5 m×2.4 m(环×纵),单根长度 4 m。根据数值计算结果,按照表 5 的工况三对设计参数进行优化,锚杆布置形式如图 13 所示。

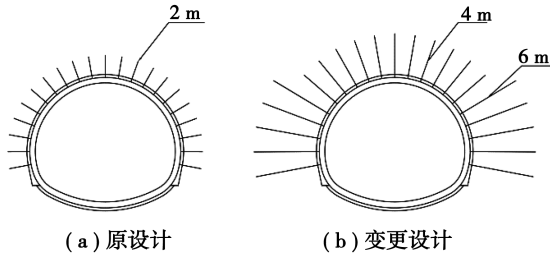


图 13 变更设计参数后的锚杆布置形式对比  
Fig. 13 Comparison of bolt layout after changing design parameters

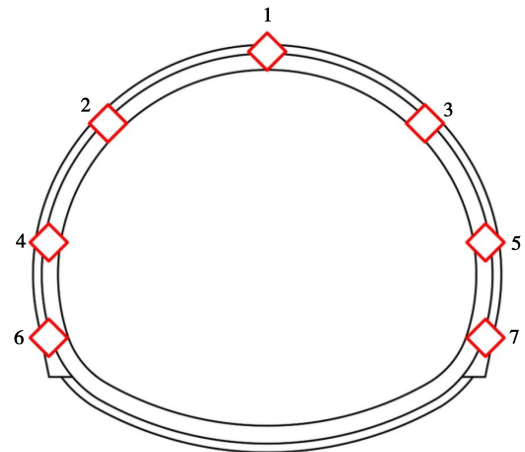


图 14 各测点布置位置  
Fig. 14 Location of each measuring points

4.2.2 现场监测方案

对 DK406+61~35 标段进行现场监测,分别在隧道拱顶、拱肩、拱腰共布置 7 个测点监测变形收敛情况,测点如图 14 所示。为验证优化方案,DK406+61~52 标段仍采用原设计方案,DK406+45~35 采用改进方案。开挖初期,早晚各监测一次。待变形稳定后,逐步延长监测周期。

4.2.3 监测结果分析

通过对测点位移进行监测,统计支护优化前后

隧道的拱顶沉降和边墙变形数据,将其绘制成曲线,如图 15 所示。各个测点累计变形如表 6 所示,提取各里程拱顶及边墙累计变形量如图 15 所示。

结合图 15、表 6 可知:

(1)隧道开挖后立即进入稳态蠕变阶段,变形

表 6 各测点累计变形量  
Table 6 Cumulative deformation of each measurement point

里程	累积变形/mm						
	测点 1	测点 2	测点 3	测点 4	测点 5	测点 6	测点 7
DK406+61	74.42	79.96	44.36	194.8	86	139	92.36
DK406+56	62.41	69.72	44.76	176.68	79.72	148.64	62.64
DK406+52	67.88	86.04	54.84	177.04	72.56	147.12	58.56
DK406+45	10.12	11.13	6.51	34.23	24.27	29.28	18.93
DK406+40	20.26	17.49	15.24	52.14	41.46	44.22	32.91
DK406+35	24.39	18.54	17.31	51.12	43.38	43.17	34.71

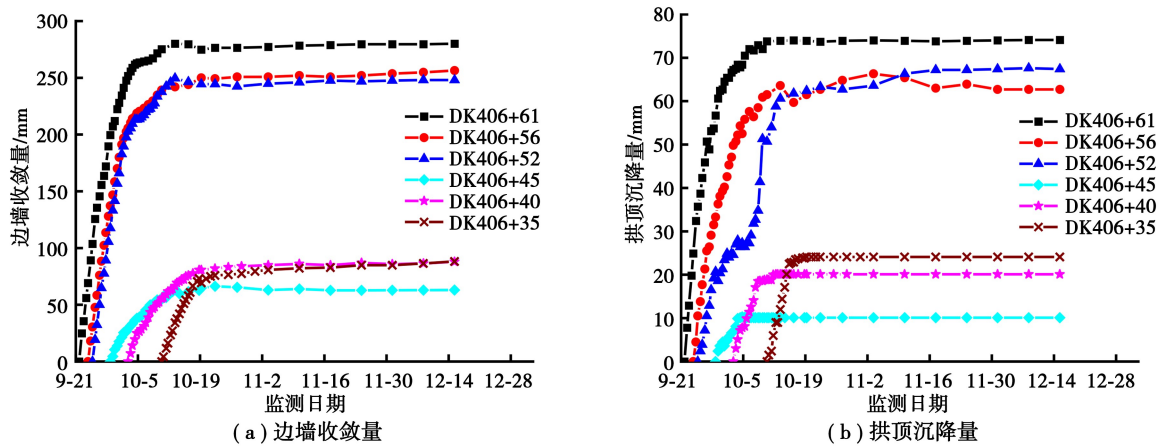


图 15 现场监测情况  
Fig. 15 Field monitoring situation

速率稳定。20 d 左右初支成环后,变形逐渐收敛。这是因为初支成环能很好改善钢架受力情况,减少变形。

(2) 炭质板岩隧道左右边墙变形不一,左边墙变形量大于右边墙。优化前试验段左右边墙变形量平均相差 103.4 mm,左右变形比分别为 2.27、2.22 和 2.43。选择 6 m 长锚杆对拱部加强后,左右边墙变形量平均差 9.46 mm,左右变形比分别为 1.41、1.26 和 1.18。

(3) 高地应力下隧道变形以边墙变形为主,拱顶沉降较小。优化前试验段拱顶沉降平均为 68.06 mm;边墙变形平均为 261.34 mm。优化后拱顶沉降平均为 18.1 mm;边墙变形平均为 79.72 mm。

## 5 结论

(1) 炭质板岩峰值强度受层理倾角影响较大,随着倾角的增加其强度呈现 U 形的趋势。预设计时应按照层理倾角 45° 下的炭质板岩岩体强度确定大变形等级。

(2) 低应力水平下,炭质板岩蠕变逐渐收敛。当应力达到 23.66 MPa 后,蠕变速率逐渐增加。当应力达到 30.42 MPa 即 90%  $\sigma_s$  时,炭质板岩进入破坏阶段。这说明在开挖过程中应减少对围岩扰动,缩小塑性区,降低围岩压力,从而避免发生破坏。

(3) 构建了非定常 Burgers 蠕变本构模型,并根据三轴蠕变试验确定了该本构的蠕变参数。

(4) 利用构建的本构模型,建立了包含原设计和优化支护参数在内的 6 种计算模型。根据拱顶沉降和边墙收敛累计值,考虑安全性及经济性,明确了工况三(HW175 钢架,0.6 m/榀,拱部设置 4 m 长锚杆,边墙设置 6 m 长锚杆,间距 1.2 m × 0.8 m(环×纵))为大变形控制试验段的支护参数。

(5) 通过现场实测,在中等大变形下,通过增大钢拱架型号、减小间距和增加锚杆长度是控制大变形的有效手段。本文依托工程中,优化支护参数后,其平均拱顶沉降和边墙收敛分别为 18.1 mm 和 79.72 mm,达到了控制大变形的目的。

## 参考文献(References)

[1] 刘小俊. 高地应力千枚岩隧道支护体系试验研究[J]. 地下空间与工程学报, 2021, 17(5): 1472-1478, 1528. (Liu Xiaojun. Experimental Research on Support System of High Geostress Phyllite Tunnel [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2021, 17(5): 1472-1478, 1528. (in

Chinese))

- [2] 祝安龙. 高地应力陡倾千枚岩地层铁路隧道大变形机理[J]. 现代隧道技术, 2019, 56(增 2): 231-238. (Zhu Anlong. The Mechanism of Large Deformation of a Railway Tunnel in Steeply Inclined Phyllite Strata with High Stress[J]. Modern Tunnelling Technology, 2019, 56(Supp. 2): 231-238. (in Chinese))
- [3] 王生仁. 青藏铁路关角隧道工程地质条件研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2008. (Wang Shengren. The Research on Engineering Geological Conditions of GuanJiao Tunnel [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2008. (in Chinese))
- [4] 彭学军, 李一萍, 陈彬, 等. 藏嘎隧道蚀变花岗岩地层围岩大变形控制措施研究[J]. 施工技术, 2021, 50(11): 92-95, 128. (Peng Xuejun, Li Yiping, Chen Bin, et al. Study on Controlling Large Deformation of Surrounding Rock of in Zangga Tunnel Passing Altered Granite Stratum [J]. Construction Technology, 2021, 50(11): 92-95, 128. (in Chinese))
- [5] 王永刚, 丁文其, 刘志强, 等. 木寨岭隧道大变形分级标准与支护时机研究[J]. 地下空间与工程学报, 2020, 16(4): 1116-1122. (Wang Yonggang, Ding Wenqi, Liu Zhiqiang, et al. Classification Standard of Large Deformation and Construction Time of Second Lining in Muzhailing Tunnel [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 20, 16(4): 1116-1122. (in Chinese))
- [6] 于家武, 郭新新. 木寨岭公路隧道复合型大变形控制技术与实践[J]. 隧道建设(中英文), 2021, 41(9): 1565-1576. (Yu Jiawu, Guo Xinxin. Composite large deformation control techniques for Muzhailing highway tunnel [J]. Tunnel Construction, 2021, 41(9): 1565-1576. (in Chinese))
- [7] 李佳宝. 川藏线折多山隧道围岩大变形规律研究[D]. 成都: 成都理工大学, 2020. (Li Jiabao. Study on large deformation law of surrounding rock of Zheduoshan Tunnel on Sichuan-Tibet Line [D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2020. (in Chinese))
- [8] 陈志敏, 张赓旺, 龚军, 等. 宁缠隧道高地应力软岩大变形控制措施研究[J]. 隧道建设(中英文), 2023, 43(增 1): 398-406. (Chen Zhimin, Zhang Gengwang, Gong Jun, et al. Control measures for large deformation of soft rock under high Geo-stress in Ningchan Tunnel [J]. Tunnel Construction, 2023, 43(Supp. 1): 398-406. (in Chinese))
- [9] 王智俊, 谢迪, 范晋琰, 等. 西部某强风化炭质板岩隧道变形力学机制及大变形控制方法研究[J]. 地质力学学报, 2023, 29(5): 648-661. (Wang Zhijiao, Xie

- Di, Fan jinyan. study on the deformation mechanism and large deformation control method of a strongly weathered carbonaceous slate tunnel in western China [J]. *Journal of Geomechanics* 2023, 29 ( 5 ): 648-661. (in Chinese))
- [10] 李利峰,韩六平,张晓虎,等. 金川矿区深部高地应力矿山巷道锚网支护技术[J]. *金属矿山*, 2020(7): 47-52. (Li Lifeng, Han Liuping, Zhang Xiaohu et al. Bolt-TECCO Net Supporting Technique in the Deep Mine roadway with High Ground Stress in Jinchuan Mining Area[J]. *Metal Mine*, 2020(7): 47-52. (in Chinese))
- [11] 张有喜,赵杰,白庆升. 麻家梁煤矿复合型软岩巷道支护技术研究及应用[J]. *煤炭工程*, 2013(1): 29-31. (Zhang Youxi, Zhao Jie, Bai Qingsheng. Research and application of composite soft rock roadway support technology in Majialiang Coal Mine [J]. *Coal Engineering*, 2013(1): 29-31. (in Chinese))
- [12] 李磊,谭忠盛,郭小龙,等. 高地应力陡倾互层千枚岩地层隧道大变形研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2017, 36 ( 7 ): 1611-1622. ( Li Lei, Tan Zhongsheng, Guo Xiaolong, et al. Large deformation of tunnel in steep dip strata of interbedding phyllite under high geostresses [ J ]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2017, 36(7): 1611-1622. (in Chinese))
- [13] 陈子全,何川,吴迪,等. 高地应力层状软岩隧道大变形预测分级研究[J]. *西南交通大学学报*, 2018, 53(6): 1237-1244. (Chen Ziquan, He Chuan, Wu Di, et al. Study of Large Deformation Classification Criterion for Layered Soft Rock Tunnels under High Geostress [J]. *Journal of Southwest Jiaotong University*, 2018, 53(6): 1237-1244. (in Chinese))
- [14] 胡涛涛,贺韶君,王栋. 考虑层理倾角的炭质板岩蠕变损伤本构模型[J]. *浙江大学学报(工学版)*, 2024, 58(8): 1704-1716. (Hu Taotao, He Shaojun, Wang Dong. Creep damage intrinsic model of carbonaceous slate considering laminar inclination [J]. *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, 2024, 58(8): 1704-1716. (in Chinese))
- [15] 刘国民,黄梅,陈华,等. 炭质板岩冻融后蠕变特性试验及损伤模型研究[J]. *公路交通科技*, 2024, 41(3): 143-150, 162. (Liu Guomin, Huang Mei, Chen Hua, et al. Experimental study on creep characteristics and damage model for carbonaceous slate after freezing and thawing[J]. *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, 2024, 41(3): 143-150, 162. (in Chinese))
- [16] 曹朔. 基于 D-P 屈服准则的圆形隧道流变特性研究 [D]. 成都: 西南交通大学, 2021. (Cao Shuo. Rheological behavior of circular tunnel based on D-P yield criterion [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2021. (in Chinese))
- [17] 陈子全. 高地应力层状软岩隧道围岩变形机理与支护结构体系力学行为研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2019. (Chen Ziquan. Study on the deformation mechanism of surrounding rock and mechanical behavior of supporting structures for layered soft rock tunnel under high geo-stress [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2019. (in Chinese))
- [18] 郭小龙. 高地应力软岩隧道变形分级控制技术及其二次衬砌施作时机研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2019. (Guo Xiaolong. Study on classification control technology on deformation of soft rock tunnel under high geo-stress and the construction time of secondary lining [D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2019. (in Chinese))
- [19] Hoek E, Marinos P. Predicting Tunnel Squeezing Problems in Weak Heterogeneous Rock Masses [J]. *Tunnels and Tunnelling International*, 2000, 32(11): 45-51.
- [20] 卢书强,许模. 基于 GSI 系统的岩体变形模量取值及应用[J]. *岩石力学与工程学报*, 2009, 28(增 1): 2736-2742. (Lu Shuqiang, Xu Mo. Determination and application of modulus of deformation of rock masses based on GSI system [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2009, 28(Supp. 1): 2736-2742. (in Chinese))
- [21] 刘小军,刘新荣,王军保,等. 浅变质板岩非定常开尔文模型研究[J]. *地下空间与工程学报*, 2015, 11(4): 975-979. (Liu Xiaojun, Liu Xinrong, Wang Junbao, et al. Study on non-stationary Kelvin model of low-grade metamorphic slate [J]. *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*, 2015, 11(4): 975-979. (in Chinese))
- [22] 韩阳,谭跃虎,李二兵,等. 岩石非定常 Burgers 蠕变模型及其参数识别[J]. *工程力学*, 2018, 35(3): 210-217. (Han Yang, Tan Yuehu, Li Erbing, et al. Non-stationary burgers creep model of rock and its parameter identification [J] *Engineering Mechanics*, 2018, 35(3): 210-217. (in Chinese))
- [23] 李术才,朱维申,陈卫忠,等. 弹塑性大位移有限元方法在软岩隧道变形预估系统研究中的应用[J]. *岩石力学与工程学报*, 2002(4): 466-470. (Li Shucai, Zhu Weishen, Chen Weizhong, et al. Application of elastic-plastic large displacement finite element method to the study of deformation prediction of soft rock tunnels [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2002(4): 466-470. (in Chinese))