

文章编号: 1000-7598(2012)01-0065-09

泥质砂岩蠕变特性与锚固控制效应试验研究

韩立军¹, 王廷宁^{1,2}, 蒋斌松¹, 张后全¹, 宗义江¹

(1. 中国矿业大学 深部岩土力学与地下工程国家重点实验室, 江苏 徐州 221008;

2. 中交天津港湾工程研究院 港口岩土工程技术交通行业重点实验室, 天津 300222)

摘要: 通过泥质砂岩单轴压缩蠕变试验, 揭示岩石蠕变变形与破坏的特点, 反映了不同应力路径下的岩石蠕变速率与发展过程, 建立了泥质砂岩的非线性蠕变模型, 并通过对试件施加侧向刚性约束和锚固约束, 以反映地下工程围岩在平面应变状态和支护状态下的蠕变特性。研究结果表明, 锚固约束可以显著提高岩石发生稳定蠕变的应力阈值, 减缓蠕变速率。根据改进的蠕变方程进行试验数据的拟合, 确定了改进的西原模型蠕变方程中的各物理量。与单轴蠕变试验结果对比表明, 该模型的计算结果与试验数据吻合较好, 说明改进的西原模型可较好地反映岩石加锚后的蠕变特征。研究结果对深部地下工程围岩的变形与稳定控制研究具有重要的指导意义。

关键词: 蠕变; 锚固; 弹性模量; 黏滞系数; 西原模型; 应力阈值

中图分类号: TU 452

文献标识码: A

Experiment study of argillaceous sandstone creep characteristics and anchoring control effect

HAN Li-jun¹, WANG Yan-ning^{1,2}, JIANG Bin-song¹, ZHANG Hou-quan¹, ZONG Yi-jiang¹

(1. State Key Laboratory for Geomechanics and Deep Underground Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou, Jiangsu 221008, China;

2. Key Lab. of Port Geotechnical Engineering of Ministry of Communications, Tianjin Port Engineering Institute, China Communications Construction Company Limited, Tianjin 300222, China)

Abstract: Rock creep deformation and failure characteristics are discovered and rock creep velocity and propagation process under different stress paths are represented through argillaceous sandstone creep tests. A nonlinear creep model for argillaceous sandstone is set up. Creep characteristics of surrounding rock in underground engineering under the condition of plane strain and support are represented through the application of lateral and anchoring constraints, respectively. The research results show that anchoring constraint can increase the critical stress value that rock produces stable creep and decrease creep velocity evidently. The parameters for creep constitutive equation is determined by the fit of experimental data according the improved visco-elastoplastic creep model. The calculated strains according to the obtained parameters are in good accordance with experiment results, which can be effectively validated that the improved creep model describes the creep characteristics very well. This research is very significant for the study of deformation and stability of surrounding rock mass in deep underground engineering.

Key words: creep; anchoring; elastic modulus; coefficient of viscosity; Nishihara model; stress threshold value

1 引言

深部地下工程围岩是极其复杂的非均质、非连续结构体, 其力学属性具有非线性、各向异性及随时间变化的特性^[1-2]。地下工程围岩中的应力状态不变而位移随时间逐步发展直到破坏的行为称为蠕变失稳, 这种失稳破坏对地下工程的长期稳定与安全形成了严重威胁。因此, 开展岩体蠕变特性研究

对地下工程的长期稳定性具有重要的理论意义和实际应用价值。

Lee 和陈宗基教授率先将流变学应用于岩土工程领域研究, 此后许多学者相继开展了岩土体流变学研究与应用, 尤其是岩土蠕变特性的研究^[3]。许宏发^[4]利用单轴压缩蠕变试验, 讨论了软岩强度和弹性模量的时间效应问题; 李青麒^[5]介绍了一种根据室内蠕变试验资料确定流变参数的曲线拟合的方

收稿日期: 2010-03-30

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(No. 50774082, No. 50804046); 江苏省“青蓝工程”和“333 高层次人才培养工程”资助。

第一作者简介: 韩立军, 1966 年生, 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩石力学与工程稳定、岩土工程加固方面的教学与研究工作。

E-mail: hanlj@cumt.edu.cn

法;吴立新等^[6]在煤柱设计时考虑了煤的流变性质;李永盛等^[7-8]采用伺服刚性试验机对粉砂岩、大理岩、红砂岩和泥岩 4 种不同岩性的岩石进行了单轴压缩条件下的蠕变和松弛试验,反映了岩石流变的非连续性和突变性特征。在岩石流变模型方面,逐步形成了经验模型、组合模型^[9-10]和损伤力学模型^[11-13]等,以反映不同类型岩石的蠕变特性。在岩石蠕变控制方面,张向东等^[14]研究表明,控制围岩过量蠕变变形的根本途径是改善围岩应力状态;崔希海等^[15]研究认为,围岩的蠕变主要受围岩中弹性区蠕变的控制,将围岩中弹性区的蠕变控制在稳定的蠕变范围内,即可满足经济和安全要求。锚固是一种控制地下工程围岩变形的有效手段,可形成有效约束结构,从而对围岩的蠕变变形产生控制作用,因此,这里以泥质砂岩的蠕变特性试验为基础,研究锚固约束状态下岩石的蠕变特性,为有效控制围岩的蠕变变形提供依据。

2 单轴压缩与蠕变试验

2.1 试验岩样与试验系统

试验岩样取自徐州地区的黄砂岩和红砂岩,呈土黄色和铁红色,泥质胶结,细粒结构,质地细腻均匀,少层理和微裂纹,均匀性良好,具有明显的膨胀性和时效性,稳定性差,有软岩特性。将不规则岩块制成标准试件和立方体试件,分别在试验机上进行普通单轴压缩试验和蠕变试验。试验系统由主机、液压源、计算机和测量控制系统 4 部分组成。采用荷重传感器测量加载量,测量范围为传感器量程的 2%~100%;采用引伸计测量试样变形,并用位移传感器测量两钳口间位移量,测量精度为 $\pm 0.5\%$ F.S;加载速度控制在 0.2~50 mm/min,精度为 $\pm 0.5\%$ 。采用千分表测量试件整体变形,包括轴向和侧向变形,通过在试样侧向自由面的竖向和横向粘贴的应变片反映试样的局部变形,结合 Datataker 数据采集系统及时记录试验数据。

2.2 标准岩样单轴压缩试验

采用 $\phi 50\text{ mm}\times 100\text{ mm}$ 标准岩样在 TATW-2000 型岩石试验机上进行单轴压缩下的变形破坏试验,设置了位移控制模式,加载速率为 0.3 mm/min。典型试验结果如图 1 和表 1 所示。

试验结果表明,由于岩样中含泥质成分,所以具有明显的延性特征,呈现稳定的渐近破坏模式,当达到峰值强度后,轴力较稳回落,裂纹逐步发展,沿纵向开裂,局部破碎,但整体基本保持完好。

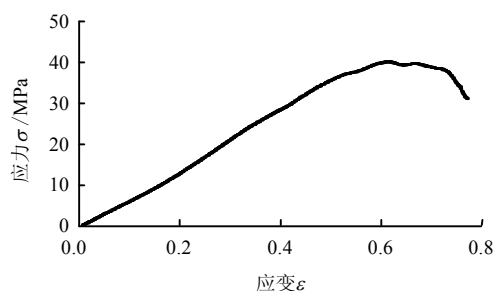


图 1 单轴压缩轴向应力-应变曲线
Fig.1 Axial stress-strain curve for uniaxial compression test

表 1 砂岩单轴压缩试验参数
Table 1 Experiment parameters of sandstone in uniaxial compression tests

岩样编号	σ_c /MPa	E_{50} /GPa	ν
S-1	70.6	10.6	0.40
S-2	69.0	10.2	0.39
S-3	66.8	11.4	0.40
S-4	64.2	10.4	0.39
S-5	71.8	11.4	0.37
平均值	68.4	10.6	0.39

注: σ_c 为岩石的单轴抗压强度, E_{50} 为岩石峰值强度 50% 时的割线模量, ν 为泊松比。

2.3 立方体岩样单轴压缩蠕变试验

2.3.1 试验方法

采用 100 mm $\times$ 100 mm $\times$ 100 mm 立方体岩样在 CSS-1000 万能试验机上通过单轴分级压缩试验反映岩石的蠕变特性。试验中首先根据单轴压缩试验所获得的瞬时破坏强度和极限应变,将拟施加的最大载荷或最大位移分成若干等级,然后在同一批试件上由小到大逐级施加荷载或位移,各级荷载和位移所持续时间需根据应变速率或应力速率变化情况予以确定。试验应力增量取 10 MPa 为一级,根据单轴抗压强度大致分为 3~4 级。试验时首先迅速施加轴向荷载,使岩样达到预定的应力水平,记下传感器的初始读数,然后保持应力值不变,自动采集该级应力水平下的轴向应变、侧向应变和位移等数据。

2.3.2 试验结果

单轴压缩状态下岩石典型蠕变试验的应变-时间曲线如图 2 所示,各试件最终宏观破坏所对应的应力、轴向平均应变、破坏时间 t_1 和最后一级荷载的持续时间 t_2 ,以及横向最大应变值等参数见表 2。

2.3.3 试验结果分析

试件基本为沿受力方向的纵向劈裂破坏,且破坏时表现为位移的持续增加,有明显的加速阶段。

(1) 轴向变形

在每一级加载状态下,都有瞬时形变,而后是

蠕变变形, 且存在某应力阈值。当应力值小于该阈值时, 蠕变很快衰减趋于 0, 即只有第 1 阶段蠕变; 当应力值大于该阈值时, 蠕变趋于稳定, 即进入第 2 阶段蠕变, 产生蠕变的应力阈值约为瞬时单轴抗压强度的 45%~55%; 当接近破坏荷载时, 虽然出现加速蠕变阶段, 但试验曲线稍上翘后试件即发生破坏; 岩石的蠕变与全部应变的比例, 随应力的增加, 先减小后增加, 该比值均在 30% 以内; 随着荷载的增大, 每单位应力增量下的瞬时变形量呈减少趋势。

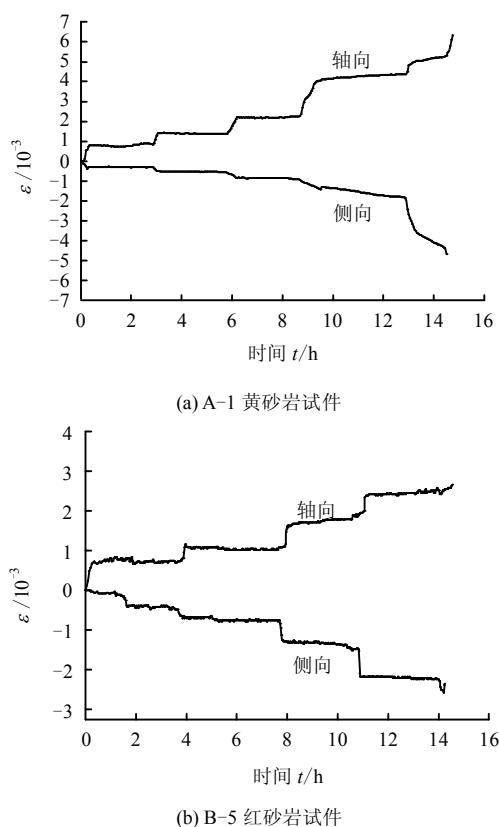


图 2 单轴分级加载压缩蠕变曲线
Fig.2 Compression creep curves under uniaxial and step loading

表 2 岩石破坏的极限应变和时间

Table 2 Limit strains and creep time of rock fracture

试件 编号	破坏应力 /MPa	轴向应变 / 10^{-3}	横向应变 / 10^{-3}	t_1 /h	t_2 /h
A-1	50	5.12	3.92	15	3
A-3	50	4.98	3.61	14	3
A-4	47	4.91	3.58	15	2
B-3	40	4.14	2.38	13	2
B-4	43	4.09	2.32	13	3
B-5	40	4.12	2.17	13	2

(2) 横向变形

与轴向蠕变一样, 各级荷载下的变形也可分为

瞬时变形和蠕变变形两部分; 横向瞬时变形与轴向瞬时变形特点相反, 随着荷载的增大, 每单位荷载下的瞬时变形量呈增大趋势, 横向蠕变变形较轴向蠕变变形的规律性更好、更明显; 横向蠕变也存在一个应力阈值, 但低于轴向应力, 约为轴向蠕变应力阈值的 80%。这表明横向稳定蠕变阶段的出现比轴向更早; 同时, 每一级荷载下的横向蠕变速率均大于轴向蠕变速率; 在最终一级荷载下, 横向蠕变先进入加速蠕变, 蠕变曲线上有明显的加速蠕变阶段。该阶段经过一段时间的发展后, 试件横向变形变得极不均匀, 此时试件并未发生宏观破坏, 轴向蠕变仍处于稳定蠕变状态, 之后轴向蠕变才进入加速阶段, 导致试件发生破坏。

3 侧向锚固约束状态下蠕变试验

3.1 侧向锚固约束模式

采用 100 mm×100 mm×100 mm 立方体岩样, 其中一组侧面采用两块高刚度钢板配合 4 根连接螺杆和限位螺母来实现侧向刚性约束, 钢板规格为 250 mm×250 mm×30 mm, 螺杆规格为 $\phi 30$ mm×200 mm, 通过螺杆上粘贴的应变片, 可控制施加的侧向预紧力, 并反映试验过程中约束力的变化情况, 侧向初始预紧力为 400 N 左右; 而侧向另一组对面采用 $\phi 6$ mm 高强螺栓穿过岩样中心, 配两块 30 mm 厚钢板和六角螺母形成侧向锚固约束, 可通过扭力扳手施加锚固预紧力, 锚固预紧力矩大小控制在 20 N·m 左右。

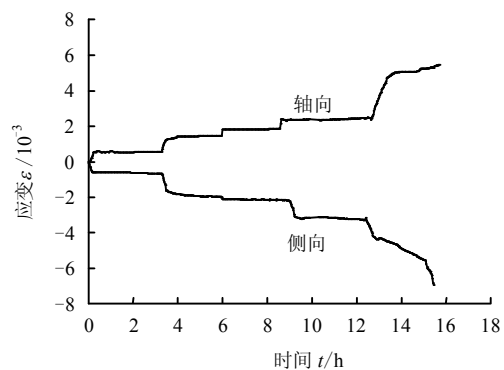
3.2 单轴压缩蠕变试验与结果

在 CSS-1 000 万能试验机上对侧向锚固约束状态下 100 mm×100 mm×100 mm 立方体岩样进行单轴分级压缩蠕变试验, 其典型蠕变试验的应变-时间曲线如图 3 所示。

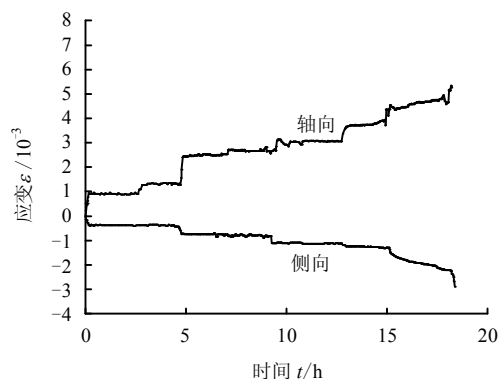
试验结果表明, 岩样最终破坏模式与单轴压缩试验迥异, 表现为松软和极度破碎状态, 形成大量微裂隙, 裂隙内部充满大量岩石粉末, 且约束锚杆托盘弯曲变形, 甚至出现脱落现象, 而锚杆杆端两侧岩石较完好, 侧向呈现压密状。

3.3 试验结果综合分析

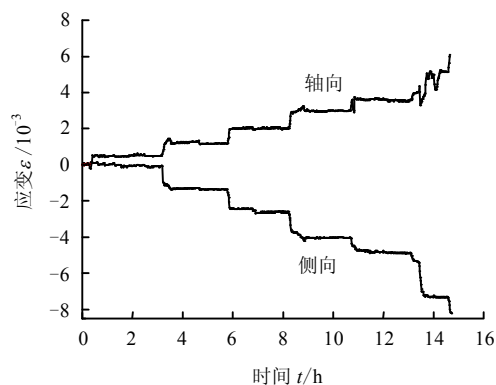
由图 3 可知, 两类岩样在侧向锚固约束状态下, 在 50 MPa 应力级下开始出现稳定蠕变, 较单轴压缩蠕变试验的应力阈值提高约 50%, 且蠕变速率明显减缓, 大致为 $12 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ 。因此, 锚固对提高岩石发生稳定蠕变时的阈值和控制蠕变速率都有显著作用。侧向锚固约束下砂岩蠕变量在总应变中的比例增加, 在较高应力级下表现出显著蠕变特性。



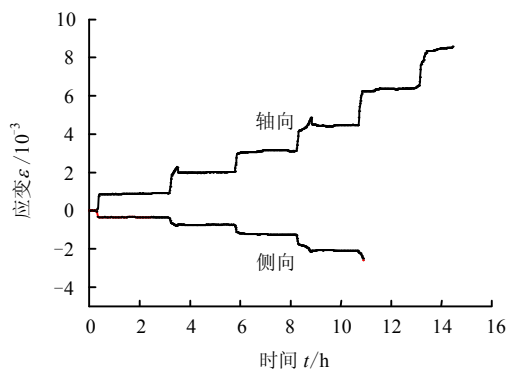
(a) A-13



(b) A-14



(c) B-11



(d) B-14

图3 砂岩加锚和侧向约束下的压缩蠕变曲线
Fig.3 Uniaxial compression creep curves under lateral restriction and anchoring conditions

从蠕变速率-时间关系曲线(见图4~7)可以看出,蠕变速率随时间逐步增加。在试件A-13中,较低应力(轴向偏应力 $S \leq 40$ MPa)状态下轴向和侧向的稳定蠕变速率很快衰减为0(见图4、6);当 $S \geq 50$ MPa时,其轴向和侧向稳定蠕变速率均逐渐增大,但侧向变化更明显(见图5、7)。

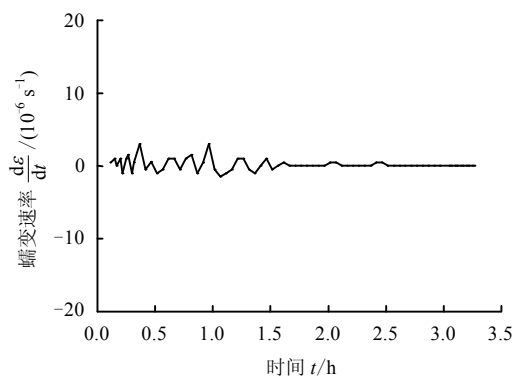
通过以上分析,可获得以下几点认识:

(1) 岩样发生稳定蠕变的阈值进一步提高,大致为50 MPa,约为常规单轴抗压强度的83%,而稳定蠕变速率减缓,大致为 $12 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$,且瞬时应变增量随应力的提高而增加。

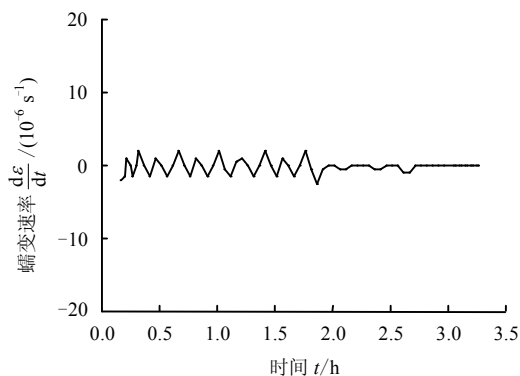
(2) 轴向和侧向应变速率随时间增加而减缓,直至破坏,是典型蠕变曲线的前两个阶段,即初始蠕变和等速蠕变阶段,蠕变速率逐步趋于0。

(3) 轴向蠕变极限应变较单轴压缩蠕变极限应变提高80%以上,且宏观裂纹产生时的横向应变值较稳定,约为0.05%左右。

(4) 侧向锚固约束能有效改善岩体应力状态,限制层理及节理的滑移变形,导致其破裂形态与单轴压缩蠕变岩样形成加大差异,表明锚固对控制岩石的蠕变变形作用明显。



(a) 轴向



(b) 侧向

图4 A-13 黄砂岩试件 $S=20$ MPa时蠕变速率与时间关系
Fig.4 No. A-13 rock sample's relationship curves of creep rate with time at $S=20$ MPa level

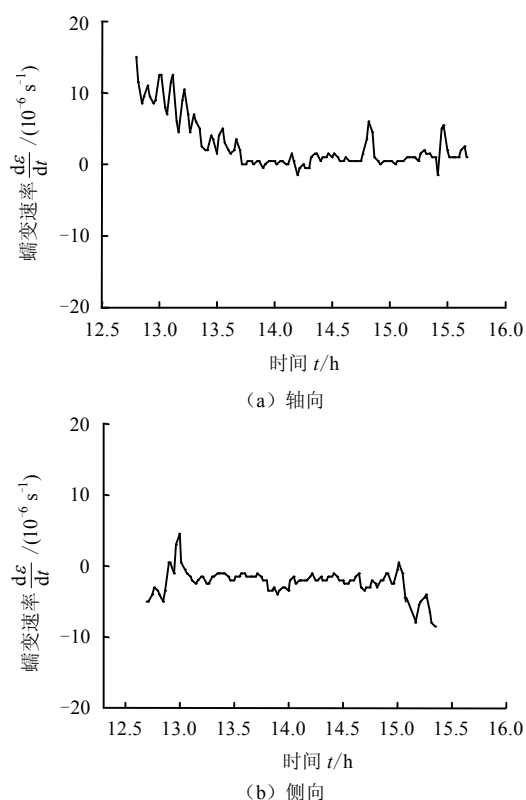


图5 A-13 黄砂岩试件应力 $S=60$ MPa 时蠕变速率与时间关系

Fig.5 No. A-13 rock sample's relationship curves of creep rate with time at $S=60$ MPa level

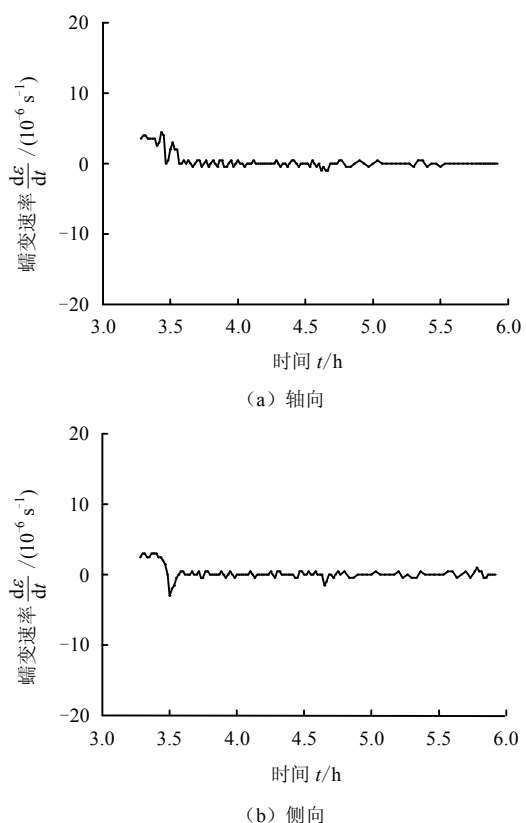


图6 B-11 红砂岩试件 $S=20$ MPa 时蠕变速率与时间关系
Fig.6 No. B-11 rock sample's relationship curves of creep rate with time at $S=20$ MPa level

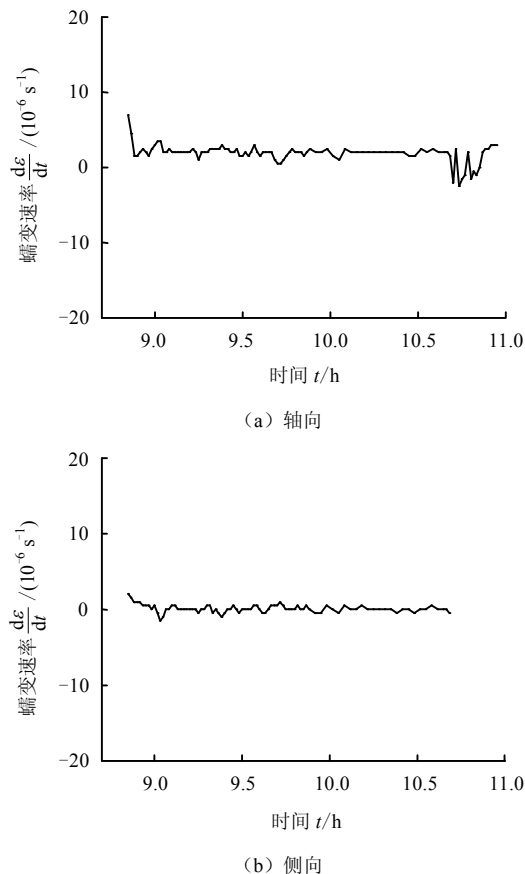


图7 B-11 红砂岩试件 $S=60$ MPa 时蠕变速率与时间关系
Fig.7 No. B-11 rock sample's relationship curves of creep rate with time at $S=60$ MPa level

4 蠕变模型与参数确定

4.1 改进的西原模型

西原模型由虎克体、开尔文体和理想黏塑性体串联组成（见图8）。应力水平较低时，开始变形较快，一段时间之后逐渐趋于稳定成为稳定蠕变，当应力水平等于和超过岩石某一临界应力值 σ_s 后，逐渐转化为不稳定的蠕变过程，其蠕变方程为^[16]

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{E_2} \left(1 - e^{\frac{-E_2 t}{\eta_1}} \right) + \frac{\sigma_0 - \sigma_s}{\eta_2} t \quad (1)$$

式中： E_1 为虎克体的弹性模量； E_2 为开尔文体的弹性模量； η_1 为开尔文体的黏滞系数； η_2 为黏塑性体的黏滞系数； σ_0 为常应力。

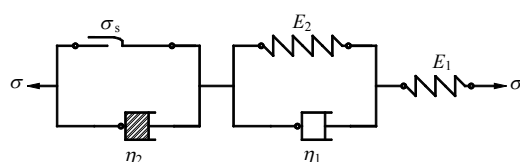


图8 西原体力学模型构成
Fig.8 Nishiara mechanical model and its composing

但该模型无法反映稳定蠕变转化为加速蠕变的非线性特性,因此,需对超过应力阈值 σ_s 的模型进行改进,也就是说,对与塑性体并联的黏壶进行改进,使其黏滞系数是时间的函数 $\eta_2 = f(t)$ 。因蠕变变形随时间加速增大,所以有

$$\eta_2 = \frac{1}{t^n} \eta \quad (2)$$

式中: t 为时间; n 为自然数。

从而得到新的黏滞模型^[9], 即

$$\sigma = \frac{A\eta_0}{At^2 + Bt + C} \dot{\varepsilon}, \quad \tau = \frac{A\eta_0}{At^2 + Bt + C} \dot{\gamma} \quad (3)$$

式中: A 、 B 、 C 均为常数, 由岩石的变形特征决定, 且 $B^2 - 4AC < 0$; η_0 为应力作用之前的黏滞系数, 可取平均黏滞系数。

在一维应力状态下, 西原模型流变本构方程为

(1) 当 $\sigma < \sigma_s$ 时

$$\frac{\eta_1}{E_1} \dot{\sigma} + \left(1 + \frac{E_2}{E_1}\right) \sigma = \eta_1 \dot{\varepsilon} + E_2 \varepsilon \quad (4)$$

(2) 当 $\sigma > \sigma_s$ 时

$$\frac{\eta_1}{E_1 E_2} \ddot{\sigma} + \left(\frac{1}{E_2} + \frac{1}{E_1} + \frac{\eta_1}{E_2 \eta_2(t)}\right) \dot{\sigma} + \frac{1}{\eta_2(t)} (\sigma - \sigma_s) = \frac{\eta_1}{E_2} \ddot{\varepsilon} + \dot{\varepsilon} \quad (5)$$

式中: $\eta_2(t)$ 为改造后的黏滞系数, 且有

$$\eta_2(t) = \frac{C\eta_2}{At^2 + Bt + C} \quad (6)$$

当 $\sigma_0 < \sigma_s$ 时, 方程与未改进的西原模型相似,

因此, 只考虑 $\sigma_0 > \sigma_s$ 的情形, 在常应力 $\sigma = \sigma_0$ 作用下, 将式 (6) 代入式 (1), 得到该改进模型的蠕变方程为

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{E_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2 t}{\eta_1}}\right) + \left\langle \frac{\sigma_0 - \sigma_s}{\eta_2} \left(\frac{1}{3} t^3 - \frac{1}{2} \frac{B}{A} t^2 + \frac{C}{A} t\right) \right\rangle \quad (7)$$

式中: $\langle \rangle$ 是开关算符, 当 $f \leq 0$ 时, $\langle f \rangle = 0$; 当 $f > 0$ 时, $\langle f \rangle = f$; σ_s 一般定义为“极限摩阻力”或长期强度极限, 其物理意义为: 在小于该值的荷载作用下, 任意实际观测时间内材料只发生衰减蠕变、稳定蠕变, 不会发生加速蠕变, 但在超过此荷载作用下, 初期发生衰减蠕变、稳定蠕变, 后期则发生加速蠕变, 导致非线性蠕变破坏。

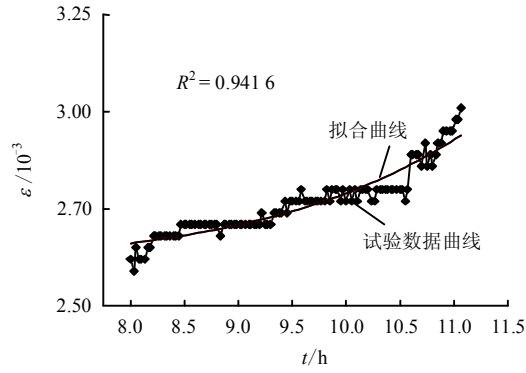
4.2 蠕变参数的确定和蠕变方程

蠕变方程 (7) 属于非线性函数形式, 为求其中的流变参数, 可利用最小二乘法中 Marquardt 法处理试验数据, 即采用逐次线性化的间接方法求解^[17]。由试验结果得到改进西原模型中各参数值 (见表 3), 根据确定的参数绘出 B-5 岩样 (单轴压缩蠕变试验) 和 A-14 岩样 (侧向锚固约束蠕变试验) 的理论和试验曲线 (见图 9~12)。结果表明, 其理论曲线与试验曲线的相关系数 R^2 在 0.78~0.94 之间, 考虑到岩体结构的差异性较大, 因此, 可以认为其理论模型与试验结果基本吻合。

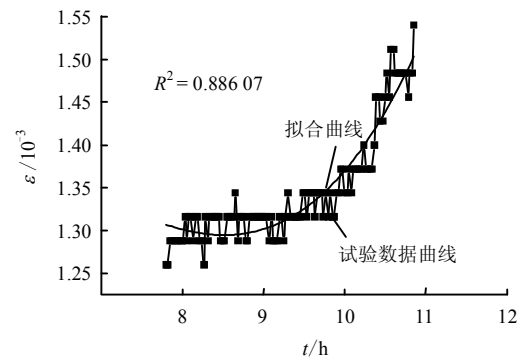
由表 3 可以看出, 侧向锚固约束条件下, 模型中参量 σ_s 、 η_2 的值均比单轴压缩条件下有所提高, 特别是 σ_s 的提高幅度达 20% 以上, 黏滞系数 η_2 值提升 50% 以上, 表明锚固约束作用对减缓围岩蠕变速度和减少蠕变变形具有明显控制作用。

表 3 改进西原模型参数
Table 3 Parameters of improved Nishihara model

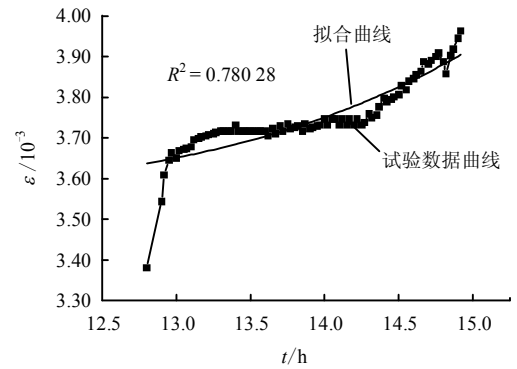
试件编号	应力水平 /MPa	E_1 /MPa	E_2 /MPa	η_1 /(GPa · s)	η_2 /(GPa · s)	B/A	C/A	σ_s /MPa
A-1	40	128	2.977	433.00	-112	13.190	46.700	38.4
	50	284	0.210	241.00	-1 078	18.531	59.500	38.4
B-5	40	60	716.000	3.14	256	15.159	59.600	37.2
	50	65	2.455	147.00	2 067	20.594	61.756	37.2
A-14	50	67	1.640	57.00	690	17.780	-0.218	47.1
	60	104	3.220	150.00	23	3.287	1.236	47.1
B-11	50	26	84.000	1 400.00	2 557	9.945	-30.185	46.4
	60	244	20.000	3 630.00	4 726	16.552	79.740	46.4



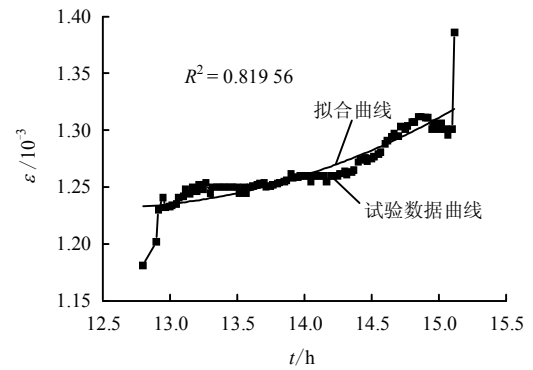
(a) 轴向



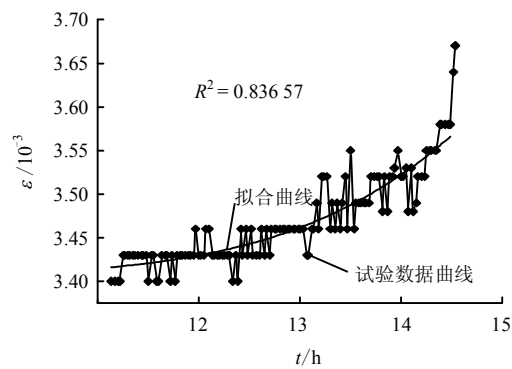
(b) 侧向

图 9 B-5 试件 $S=40$ MPa 应力级下的非线性拟合结果Fig. 9 No. B-5 rock sample's nonlinear fitting results at $S=40$ MPa level

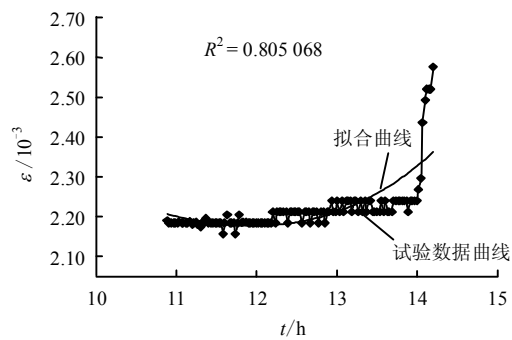
(a) 轴向



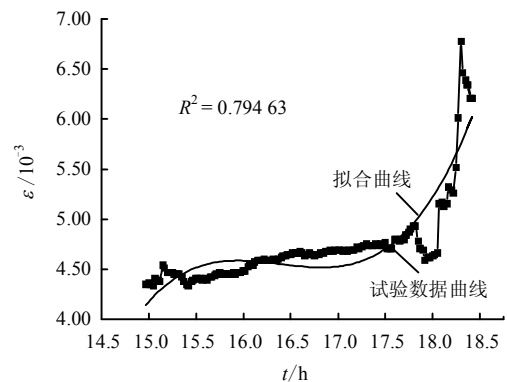
(b) 侧向

图 11 A-14 试件 $S=50$ MPa 应力级下的非线性拟合结果Fig. 11 No. A-14 rock sample's nonlinear fitting result at $S=50$ MPa level

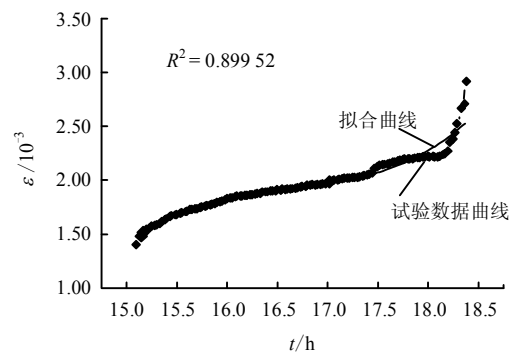
(a) 轴向



(b) 侧向

图 10 B-5 试件 $S=50$ MPa 应力级下的非线性拟合结果Fig. 10 No. B-5 rock sample's nonlinear fitting result at $S=50$ MPa level

(a) 轴向



(b) 侧向

图 12 A-14 试件 $S=60$ MPa 应力级下的非线性拟合结果Fig. 12 No. A-14 rock sample's nonlinear fitting result at $S=60$ MPa level

5 结 论

(1) 分级加载下的单轴蠕变试验表明, 横向发生稳定蠕变的应力阈值要低于轴向, 横向蠕变有明显的加速蠕变阶段, 且早于轴向出现, 横向蠕变比轴向蠕变对应力水平的反应要敏感。随着应力水平的提高, 岩石瞬时变形模量明显增大, 蠕变泊松比变化更为显著。

(2) 在侧向锚固约束状态下, 岩样蠕变阈值进一步提高, 红砂岩达 50 MPa 以上才发生加速蠕变, 低于该阈值, 蠕变速率迅速衰减为 0, 且蠕变变形量明显降低, 相当于蠕变模型中黏滞系数 η_2 明显提高, 逐级加载的瞬时变形量降低, 并随应力级别的提高而增加。

(3) 应用改进的西原模型反映了泥质砂岩蠕变变形的 3 个阶段, 并通过对试验结果的数据拟合, 得到改进的西原模型各参数值, 理论模型与试验结果较吻合。

(4) 侧向锚固约束条件下, 模型中参量 σ_s 、 η_2 的值均比单轴压缩条件下有所提高, 特别是 σ_s 提高 20% 以上, 岩石黏滞系数 η_2 提高 50% 以上。

(5) 研究表明, 锚固作用对减缓围岩蠕变速率, 降低蠕变变形量具有明显的控制作用, 从而对深部地下工程围岩稳定控制研究具有重要的指导意义。

参 考 文 献

- [1] 何满潮, 谢和平, 彭苏萍, 等. 深部开采岩体力学研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(16): 2803—2813.
HE Man-chao, XIE He-ping, PENG Su-ping, et al. Study of rock mechanics in deep mining engineering[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(16): 2803—2813.
- [2] 周宏伟, 谢和平, 左建平. 深部高地应力下岩石力学行为研究进展[J]. 力学进展, 2005, 35(1): 91—99.
ZHOU Hong-wei, XIE He-ping, ZUO Jian-ping. Developments in researches on mechanical behaviors of rocks under the condition of high ground pressure in the depths[J]. **Advances in Mechanics**, 2005, 35(1): 91—99.
- [3] 孙钧. 岩土材料流变及其工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [4] 许宏发. 软岩强度和弹模的时间效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1997, 16(3): 246—251.
XU Hong-fa. Time dependent behaviors of strength and elasticity modulus of weak rock[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 1997, 16(3): 246—251.
- [5] 李青麒. 软岩蠕变参数的曲线拟合计算方法[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, 17(5): 559—564.
LI Qing-qi. Curve fitting methods for creep parameter of soft rock[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 1998, 17(5): 559—564.
- [6] 吴立新, 王金庄, 孟顺利. 煤岩流变模型与地表二次沉降研究[J]. 地质力学学报, 1997, 3(3): 29—34.
WU Li-xin, WANG Jin-zhuang, MENG Shun-li. Coal creep and ground subsidence of Fengfeng coal mine II[J]. **Journal of Geomechanics**, 1997, 3(3): 29—34.
- [7] 李永盛. 单轴压缩条件下四种岩石的蠕变和松弛试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1995, 14(1): 39—47.
LI Yong-sheng. Creep and relaxation of 4 kinds of rock under uniaxial compression tests[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 1995, 14(1): 39—47.
- [8] LI YONGSHENG, XIA CAICHU. Time-dependent tests on intact rocks in uniaxial compression[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2000, 37(3): 467—475.
- [9] 邓荣贵, 周德培, 张俤元, 等. 一种新的岩石流变模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 19(6): 780—784.
DENG Rong-gui, ZHOU De-pei, ZHANG Zhuo-yuan, et al. A new rheological model for rocks[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2001, 19(6): 780—784.
- [10] 曹树刚, 边金, 李鹏. 岩石蠕变本构关系及改进的西原正夫模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(5): 632—634.
CAO Shu-gang, BIAN Jin, LI Peng. Rheologic constitutive relationship of rocks and a modified model[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2002, 21(5): 632—634.
- [11] 朱维申, 邱祥波, 李术才, 等. 损伤流变模型在三峡船闸高边坡稳定分析的初步应用[J]. 岩石力学与工程学报, 1997, 16(5): 431—436.
ZHU Wei-shen, QIU Xiang-bo, LI Shu-cai, et al. Preliminary stability analysis of high slope of the Three Gorges ship lock by damage-rheology model[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 1997, 16(5): 431—436.
- [12] 韦立德. 岩石力学损伤和流变本构模型研究[博士学位论文 D]. 南京: 河海大学, 2004.

- [13] 范庆忠, 高延法. 软岩蠕变特性及非线性模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 25(2): 391—396.
FAN Qing-zhong, GAO Yan-fa. Study on properties and nonlinear creep model of soft rock[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 25(2): 391—396.
- [14] 张向东, 李永靖, 张树光, 等. 软岩蠕变理论及其工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(10): 1635—1639.
ZHANG Xiang-dong, LI Yong-jing, ZHANG Shu-guang, et al. Creep theory of soft rock and its engineering application[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(10): 1635—1639.
- [15] 崔希海, 高延法, 范庆忠, 等. 巷道围岩最优恒阻支护计算方法[J]. 岩土工程学报, 2006, 25(5): 674—678.
CUI Xi-hai, GAO Yan-fa, FAN Qing-zhong, et al. Optimum calculating method for constant resistant supporting of roadway surrounding rock[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2006, 25(5): 674—678.
- [16] 蔡美峰. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2002.
- [17] 王金铭. 数值分析[M]. 大连: 大连理工大学出版社, 2007.