

DOI: 10.11779/CJGE201509024

砂质泥岩卸荷流变本构模型研究

原先凡¹, 邓华锋^{2, 3}, 李建林²

(1. 中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司, 四川 成都 610072; 2. 三峡大学三峡库区地质灾害教育部重点实验室, 湖北 宜昌 443002;
3. 中国水利水电科学研究院流域水循环模拟与调控国家重点实验室, 北京 100044)

摘 要: 基于隧洞开挖过程中围岩应力的实际调整路径设计加轴压卸围压条件下的分级卸荷流变实验, 对某水电站引水隧洞洞轴线主要穿越的砂质泥岩的卸荷流变力学特性进行研究。试验结果表明: ①应力水平低于岩石破坏应力时, 砂质泥岩的流变只表现出衰减流变阶段和稳态流变阶段, 且随着围压的逐级卸除, 应力水平逐渐超过岩石的长期强度, 试样的稳态流变速率由最初接近于 0 的常数逐渐增大至一个大于 0 的常数; ②应力水平高于岩石破坏应力时, 砂质泥岩经过衰减流变阶段和稳态流变阶段之后进入非线性加速流变阶段直至发生破坏, 通过对比发现, 不同卸荷初始围压下试样发生流变破坏的总历时不同, 且各试样发生非线性加速流变的启动时间也显著不同。对砂质泥岩卸荷流变试验结果分析表明, 西元模型能够较好地描述应力水平低于破坏应力时砂质泥岩的流变特性, 但却无法反映应力水平高于其破坏应力时的非线性加速流变特征, 基于此, 引入岩石非线性加速流变启动元件, 通过将其与西元模型相结合建立了一个新的非线性黏弹塑性流变模型, 对提出的模型进行参数辨识, 并将流变模型拟合结果与试验结果进行对比, 结果表明, 新建立的卸荷流变本构模型能够较全面地描述砂质泥岩卸荷流变破坏的全过程, 证明所建模型是正确合理的。
关键词: 砂质泥岩; 加轴压卸围压; 卸荷流变; 长期强度; 非线性黏弹塑性流变模型

中图分类号: TU452

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)09-1733-07

作者简介: 原先凡(1988-), 男, 河南焦作人, 硕士, 助理工程师, 主要从事水利水电工程地质及岩土工程方面的研究工作。E-mail: xianfanyuan@163.com。

Unloading rheological constitutive model for sandy mudstone

YUAN Xian-fan¹, DENG Hua-feng^{2, 3}, LI Jian-lin²

(1. PowerChina Chengdu Engineering Corporation Limited, Chengdu 610072, China; 2. Key Laboratory of Geological Hazards on Three Gorges Reservoir Area of Ministry of Education, China Three Gorges University, Yichang 443002, China; 3. State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100044, China)

Abstract: Based on the actual adjustment path of the surrounding rock stress in the process of tunnel excavation, the grading unloading rheological tests under unloading confining pressure with axial compression are designed, and the unloading rheological mechanical properties of sandy mudstone which is mainly threaded by the tunnel axis of diversion tunnel of a hydropower station are studied. The test results show that: (1) When the stress level is lower than the rock failure stress, the rheology of sandy mudstone only has the stages of attenuation creep and steady-state creep, and with the unloading of confining pressure step by step, the stress level is gradually over the long-term strength of rock, and the steady-state creep rate of sample gradually increases from being close to 0 originally to a constant greater than 0. (2) When the stress level is higher than the rock failure stress, the sandy mudstone goes into nonlinear acceleration creep stage until destruction after the stages of attenuation creep and steady-state creep. By comparison, the whole time of the sample for rheological damage under different initial unloading confining pressures is different, and the start time of the sample for accelerated nonlinear rheology is also significantly different. The analysis of the test results shows that Nishihara model can well describe the rheological properties of sandy mudstone when the stress level is lower than the failure stress, but it cannot reflect the nonlinear accelerating rheological characteristics when the stress level is higher than its failure stress. Based on this, by introducing a start element of nonlinear acceleration creep of rock and combining with Nishihara model, a new nonlinear visco-elastoplastic rheological model is established. The rheological parameters of the model are identified, and the fitting results of the rheological model are compared with the test results. It is concluded that the proposed unloading rheological constitutive model can fully

基金项目: 中国水利水电科学研究院流域水循环模拟与调控国家重点实验室开放研究基金项目 (IWHR-SKL-201316); 湖北省高等学校青年教师深入企业行动计划项目 (XD2014035)

收稿日期: 2014-11-16

describe the whole process of unloading creep damage of the sandy mudstone, and it is correct and reasonable.

Key words: sandy mudstone; unloading confining pressure with axial compression; unloading rheology; long-term strength; nonlinear visco-elastoplastic rheological model

0 引言

岩石流变本构模型的建立一直是岩石流变力学理论研究的重点和难点,合理的流变本构模型应该能够较为准确地描述岩石的本质特征,并能较为准确地反映岩石的力学特性和变形机理。目前,建立岩石流变本构模型主要有经验模型理论和元件模型理论两种方法^[1]。

经过众多专家学者数十年的研究,相关领域已经取得了大量的研究成果。杨春和等^[2-4]建立了多种不同条件下盐岩的蠕变本构模型; Enrico 等^[5]建立了适用于花岗岩的非关联黏塑性模型;陈沅江等^[6-7]通过提出蠕变体和裂隙塑性体两种非线性元件建立了一种新的复合流变力学模型,并基于连续介质不可逆热力学基本原理建立了软岩的内时流变方程;巫德斌等^[8]建立了符合泥板岩流变特性的黏弹性流变本构模型;袁海平等^[9]、余成学^[10]、赵宝云等^[11]通过对 Kelvin 模型、Burgers 模型和西元模型等进行改进,建立了新的黏弹塑性蠕变模型;范庆忠等^[12]通过引入损伤和硬化两个变量建立了能够较好吻合泥岩及红砂岩蠕变试验曲线的软岩非线性蠕变模型;王宇等^[13]根据不同应力水平下恒轴压、分级卸围压泥质粉砂岩室内流变试验结果,建立了一个非线性损伤流变模型。然而,综合以上研究成果可以发现,每种本构模型都是基于特定的试验结果建立的,有其特定的适用范围。由于岩石材料及其受力路径的差异性,要找到一种普遍适用的、能够全面反映岩石流变力学特性及变形机理的本构模型基本是不可能的,因此,针对工程的实际情况建立适用于该工程本身的本构模型具有重要的意义。

隧洞开挖过程中围岩的应力状态通常是切向加载、径向卸荷^[14],而以往的试验研究大都集中在加载条件下试样的力学特性,少量的基于卸荷路径下的试验也往往只考虑了恒轴压卸围压试验方案,这与实际情况存在一定的差异。为了更好地研究隧洞开挖后围岩的流变特性,本文以某水电站引水隧洞为研究背景,取其洞轴线主要穿越的砂质泥岩进行卸荷流变试验,通过加轴压卸围压试验对其卸荷流变力学特性进行研究,并基于试验结果建立一个新的非线性黏弹塑性流变模型,以充分描述砂质泥岩的卸荷流变特性,进一步丰富相关领域的研究成果。

1 试验仪器及试验方案

岩石卸荷流变试验在 RLW-2000 岩石三轴蠕变试

验机上进行,如图 1 所示。该试验系统由轴向加载系统、围压加载系统和计算机系统组成,采用了多项先进技术,具有加载分辨率高、加载平稳、控制波动度小、长时间稳定性好、在断电时还能继续保持原力值、能源消耗小和噪音低等优点,并可自动完成整个试验过程。该试验机可施加最大围压 50 MPa,最大负荷 2000 kN,轴向和径向变形测量范围分别为 0~5 mm 和 0~2 mm。试验过程中受环境振动影响较小,试验室内配备空调,室内温度长期保持在 $(20 \pm 1)^\circ\text{C}$ 。



图 1 RLW-2000 岩石三轴蠕变试验机

Fig. 1 RLW-2000 rock triaxial creep testing machine

试样由现场钻取岩芯直接加工而成,为直径 50 mm×高度 100 mm 的标准试样,严格按照《水利水电工程岩石试验规程》(DLT5368—2007)和国际岩石力学学会 (ISRM) 推荐标准的要求加工制备,并在制作完成后立即蜡封以保持其含水率。试验所用试样如图 2 所示。试验采用分级卸载方式进行,首先按静水压力条件施加 $\sigma_1 = \sigma_3$ 至预定值;待围压和变形稳定后,保持围压 σ_3 恒定,加载轴向应力至设定的应力水平并保持一段时间;变形稳定后,以一定速率逐级卸除围压 σ_3 ,同时以相同的速率逐级增大 σ_1 ,记录该级应力水平下试样轴向及侧向应变随时间的变化关系,并待试样在该级应力水平下的流变变形趋于稳定后再进行下一级围压的卸除,如此反复直至试样发生流变破坏。



图 2 试样照片

Fig. 2 Sample photos

2 试验结果分析

2.1 轴向及侧向流变变形规律分析

本次试验共进行了两组试样的卸荷流变试验, 其卸荷初始围压分别为 10 MPa 和 30 MPa, 对应的初始轴向应力分别为 20 MPa 和 40 MPa。图 3, 4 分别为两组试样的卸荷流变曲线, 括号中数字表示卸荷初始围压, 曲线上方数字表示各级应力水平下的围压值。

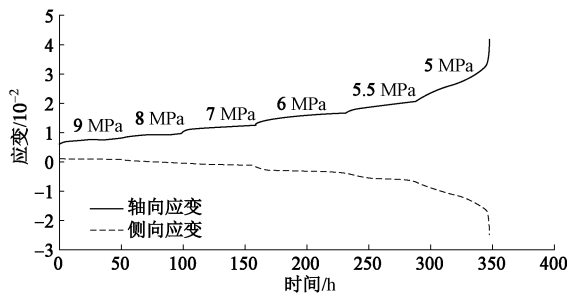


图 3 R-15 卸荷流变曲线 (10 MPa)

Fig. 3 Unloading rheological curve of R-15 (10 MPa)

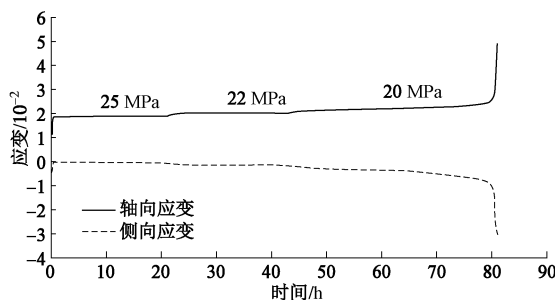


图 4 R-1 卸荷流变曲线 (30 MPa)

Fig. 4 Unloading rheological curve of R-1 (30 MPa)

从图3, 4中可以看出:

(1) 试样在各级应力水平下均出现了瞬时应变和流变应变, 其总应变随着围压的逐级卸除不断增大。

(2) 在较高围压及较低应力水平下, 砂质泥岩试样的流变只表现出衰减流变阶段和稳态流变阶段, 在最后一级应力水平下则表现出岩石流变变形典型的3个阶段——衰减流变阶段、稳态流变阶段和加速流变阶段。

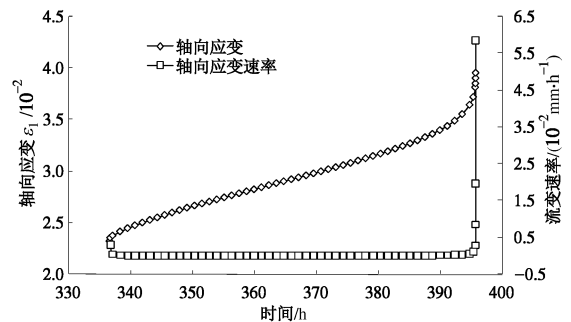
(3) 对比各级应力水平下试样的稳态流变曲线可以看出, 随着围压的逐级卸除, 试样稳态流变曲线的斜率在逐渐增大, 曲线由最初的近乎水平发展到具有一定的倾角, 表明稳态流变速率由最初接近于0的常数逐渐增大为一个大于0的常数, 分析可知, 这是由于随着围压的逐级卸除, 应力水平逐渐增大并超过了试样的长期强度, 进而导致试样出现了一定的塑性变形。

(4) 砂质泥岩试样在最后一级应力水平下发生流变破坏, 在此近似认为应力水平超过倒数第二级应力

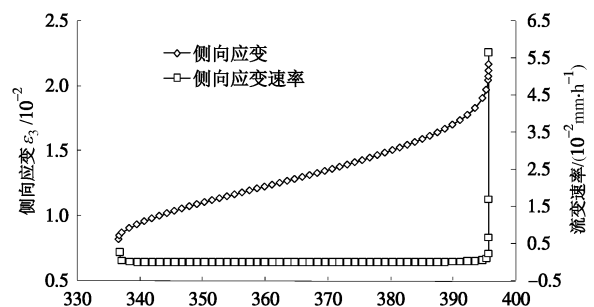
水平时试样便会发生流变破坏, 因此将倒数第二级应力水平确定为破坏应力 σ_s , 本次试验中砂质泥岩试样在初始围压 10 MPa 和 30 MPa 条件下的破坏应力分别为 5.5 MPa 和 22 MPa。

2.2 加速流变阶段规律分析

在最后一级应力水平下, 试样发生流变破坏, 图5, 6分别给出了试样 R-15 和 R-1 在该级应力水平下的应变及流变速率随时间的变化规律。



(a) 轴向 (围压 5.0 MPa, 应力水平 20.0 MPa)



(b) 侧向 (围压 5.0 MPa, 应力水平 20.0 MPa)

图 5 R-15 加速流变阶段应变及速率与时间的关系

Fig. 5 Relation among strain, rate and time at accelerated creep stage of R-15

从图5, 6中可以看出:

(1) 不同卸荷初始围压条件下试样在最后一级应力水平下发生流变破坏的规律基本相同, 试样均由衰减流变阶段经由稳态流变阶段发展到非线性加速流变阶段, 直至试样最终破坏; 其中, 衰减流变阶段和非线性加速流变阶段历时相对较短, 稳态流变阶段历时相对较长。

(2) 对比试样 R-15 和 R-1 在该级应力水平下的流变曲线可以发现, 不同卸荷初始围压条件下试样发生流变破坏的总历时不同, 且各试样开始发生非线性加速流变的时间 (即非线性加速流变启动时间) 也显著不同, 这在建立本构模型的过程中必须予以重视。根据流变曲线分析可得, 试样 R-15 在围压为 5.0 MPa、偏应力为 20.0 MPa 应力水平下流变全程历时 59.08 h, 相应的加速流变启动时间 t_F 为 48.51 h; 试样 R-1 在围压为 20.0 MPa、偏应力为 30.0 MPa 应力水平下流变全程历时 37.21 h, 相应的加速流变启动时间 t_F 为 27.03

h。

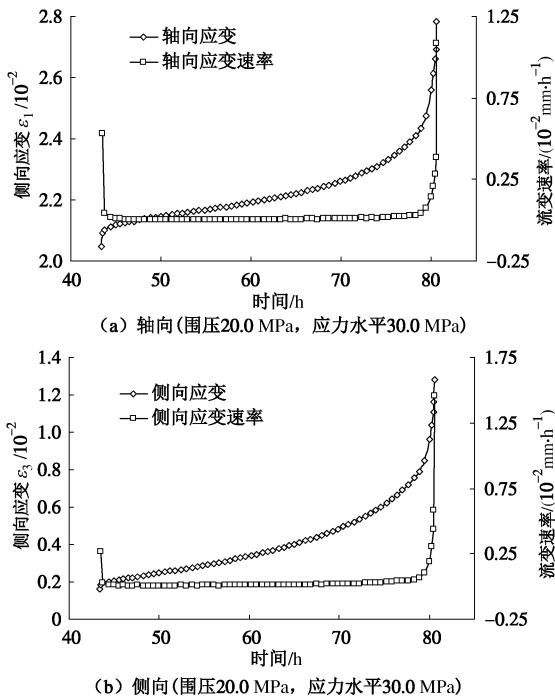


图 6 R-1 加速流变阶段应变及速率与时间的关系

Fig. 6 Relation among strain, rate and time at accelerated creep stage of R-1

2.3 长期强度的确定

岩体的长期强度是考虑时效特征条件下岩体的强度指标，该值明显低于其常规瞬时强度，本文采用等时曲线法来确定砂质泥岩的长期强度。根据流变试验结果整理得到的试样R-15和R-1的等时曲线图7、8所示。

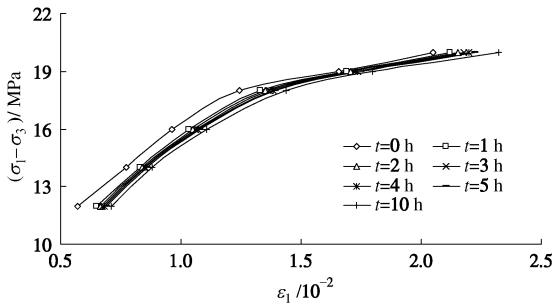


图 7 R-15 等时曲线

Fig. 7 Isochronous curves of R-15

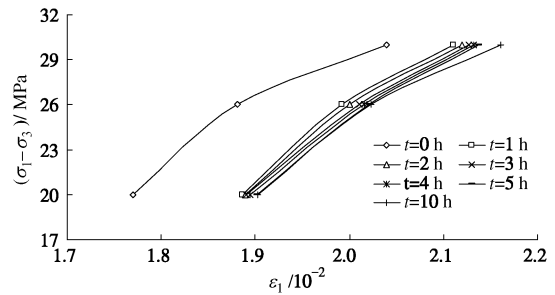


图 8 R-1 等时曲线

Fig. 8 Isochronous curves of R-1

从图7、8中可以看出，曲线的前一段近似为直线，后半段逐渐呈弯曲状，存在明显的拐点，根据曲线的这一特点，通过拐点绘制一条平行于横轴的直线，该直线与纵轴的交点所对应的应力即为岩石的长期强度。由此得到的砂质泥岩在不同卸荷初始围压条件下的长期强度如表1所示，其中，强度比为长期强度与破坏应力的比值。从表中可以看出，加轴压卸围压试验条件下，10 MPa和30 MPa初始围压下砂质泥岩的长期强度分别为14.0 MPa和21.2 MPa，约为其流变破坏强度的70%。

表 1 砂质泥岩长期强度

Table 1 Long-term strengths of sandy mudstone

试样 编号	长期强 度/MPa	破坏应力 /MPa	长期强度相应 的围压/MPa	强度比 /%
R-15	14.0	20.0	8.0	70.0
R-1	21.2	30.0	24.4	70.67

3 应力水平低于破坏应力时的流变模型

3.1 西原模型力学特性及应用

基于前述对砂质泥岩卸荷流变试验曲线的分析可知，在应力水平小于 σ_s 时，目前常用本构模型中的广义Kelvin模型、Burgers模型和西原模型均能较好地描述其流变特性，三者在描述衰减流变阶段和稳态流变阶段的效果基本一致，但是意义上却存在本质差别，由于广义Kelvin模型和Burgers模型没有屈服极限，因而无法描述岩石长期强度以上的流变特征，且模型中的永久变形也是纯黏性流动所致，而西原模型因为具有屈服极限，不仅可以描述岩石长期强度以下的衰减流变，而且能够描述其长期强度以上的稳态流变，因此，最终选择采用西元模型（见图9）来描述应力水平小于 σ_s 条件下砂质泥岩的流变特性。

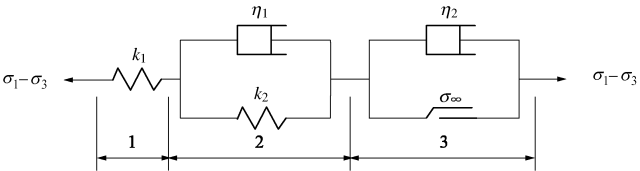


图 9 西原模型元件图

Fig. 9 Elements of Nishihara model

由图9可以看出，当 $(\sigma_1 - \sigma_3) < \sigma_\infty$ 时，模型中只有1、2部分参与流变，西原模型退化为广义Kelvin模型，此时模型的流变方程为

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{k_1} + \frac{\sigma}{k_2} (1 - e^{-\frac{k_2}{\eta_1} t}) \quad , \quad (1)$$

式中， $\sigma = (\sigma_1 - \sigma_3)$ ，下同。

当 $(\sigma_1 - \sigma_3) \geq \sigma_\infty$ 时，模型中的3部分均参与响应，

此时模型能够全面地反映岩石的黏弹塑性流变特性, 此时西原模型的流变方程为

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{k_1} + \frac{\sigma}{k_2} (1 - e^{-\frac{k_2 t}{\eta_1}}) + \frac{\sigma - \sigma_\infty}{\eta_2} t \quad (2)$$

3.2 西原模型参数辨识与模型验证

为了获得较为合理的参数辨识结果, 特采用 Boltzmann 叠加原理对试验数据进行了处理。基于 Levenberg–Marquardt 非线性优化算法, 利用数据分析软件对砂质泥岩三轴卸荷流变试验实测数据进行参数辨识, 结果如表 2, 3 所示。

表 2 砂质泥岩轴向流变参数辨识结果

Table 2 Identification results of axial rheological parameters of sandy mudston

试样 编号	围压 /MPa	偏应力 /MPa	k_1 /GPa	k_2 /GPa	η_1 /(GPa·h ⁻¹)	η_2 /(GPa·h ⁻¹)
R-15	9.0	12.0	1.9	9.7	39.1	—
	8.0	14.0	1.7	9.7	205.1	—
	7.0	16.0	1.6	18.0	94.3	81.5
	6.0	18.0	1.4	11.3	101.1	146.8
	5.5	19.0	1.1	13.2	155.2	122.1
R-1	25.0	20.0	1.5	19.0	41.0	—
	22.0	26.0	1.4	33.0	19.2	269.9

表 3 砂质泥岩侧向流变参数辨识结果

Table 3 Identification results of lateral rheological parameters of sandy mudston

试样 编号	围压 /MPa	偏应力 /MPa	k_1 /GPa	k_2 /GPa	η_1 /(GPa·h ⁻¹)	η_2 /(GPa·h ⁻¹)
R-15	9.0	12.0	—	—	—	—
	8.0	14.0	—	—	—	—
	7.0	16.0	73.5	37.8	153.0	206.1
	6.0	18.0	10.6	19.6	136.0	283.0
	5.5	19.0	5.0	16.6	211.0	199.0
R-1	25.0	20.0	71.0	65.1	646.0	—
	22.0	26.0	39.0	54.7	8.9	247.0

图 10 为通过西原模型拟合得到的理论曲线与试验曲线的对比图, 限于篇幅, 在此仅给出了试样 R-1 的曲线对比结果。从图 10 中可以看出, 西元模型能够较好的描述应力水平低于破坏应力时砂质泥岩的流变特性。

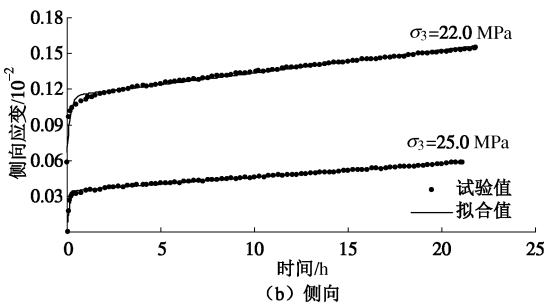
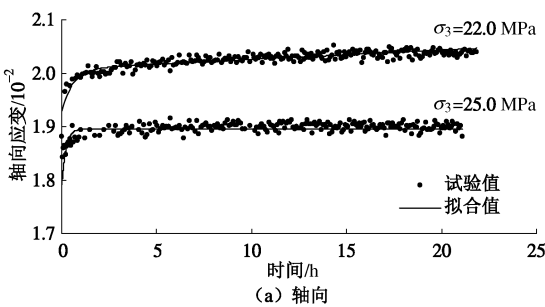


图 10 西原模型拟合曲线与试验曲线对比图 (R-1)

Fig. 10 Comparison between fitting and test curves of Nishihara model (R-1)

4 应力水平高于破坏应力时的流变模型

4.1 非线性黏弹塑性流变本构模型研究

西原模型虽能较好地描述砂质泥岩的衰减流变和稳态流变特性, 但却无法反映试样在流变破坏过程中表现出的非线性加速流变特性, 这是因为西原模型是由线性元件组成的, 这使得它只能反映材料的线性力学特性而不能反映材料的非线性力学特性。为了建立能够描述砂质泥岩非线性流变特征的本构模型, 在此引入张治亮等^[15]提出的非线性黏塑性流变元件, 如图 11 所示。

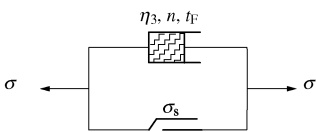


图 11 岩石非线性加速流变启动元件示意图^[15]

Fig. 11 Sketch of nonlinear accelerated creep startup component of rock^[15]

在应力 σ 作用下, 该非线性黏塑性流变元件的表达式为

$$\varepsilon = \begin{cases} 0 & (\sigma \leq \sigma_s) \\ \frac{\sigma - \sigma_s}{\eta} H(t - t_F) & (\sigma > \sigma_s) \end{cases} \quad (3)$$

式中 η 为流变参数; σ_s 为岩石流变破坏前一级应力水平; t_F 为加速流变启动时间; $H(t)$ 为与时间相关的开关函数, 其表达式为

$$H(t) = \begin{cases} 0 & (t \leq 0) \\ t^n & (t > 0) \end{cases} \quad (4)$$

式中, n 为流变指数。由式 (3) 可以看出, 当应力水平低于 σ_s 时, 该非线性黏塑性流变元件不发生作用。当应力水平高于 σ_s 时, 该元件的蠕变过程可分为两段: 当 $t \leq t_F$ 时, 其应变量 ε 恒为 0; 当 $t > t_F$ 时, 其应变量 ε 随时间非线性增长, 各试样不同的加速特征由流变指数 n 的大小体现出来。

将上述非线性黏塑性流变元件与西原模型结合起来, 建立一个新的非线性黏弹塑性流变模型, 如图 12

所示。

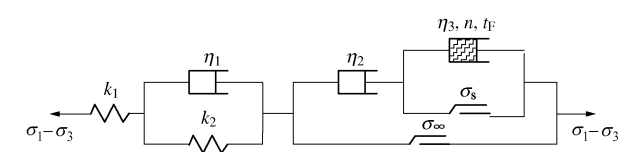


图 12 非线性黏弹塑性流变模型

Fig. 12 Nonlinear visco-elastoplastic rheological model

应力水平小于 σ_s 时，模型即为西原模型，由前述可知，此时模型的流变方程为

$$\varepsilon = \begin{cases} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{k_1} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{k_2} (1 - e^{-\frac{k_2}{\eta_1} t}), & (\sigma_1 - \sigma_3) \leq \sigma_\infty \\ \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{k_1} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{k_2} (1 - e^{-\frac{k_2}{\eta_1} t}) + \\ \frac{\sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_\infty}{\eta_2} t, & \sigma_\infty < (\sigma_1 - \sigma_3) \leq \sigma_s \\ \frac{\sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_s}{\eta_3} (t - t_F)^n, & (\sigma_1 - \sigma_3) \geq \sigma_s, t > t_F \end{cases} \quad (5)$$

当 $(\sigma_1 - \sigma_3) \geq \sigma_s$ ， $t < t_F$ 时，非线性黏塑性流变元件不发生作用，上述模型仍类似于西原模型；当 $(\sigma_1 - \sigma_3) \geq \sigma_s$ ， $t \geq t_F$ 时，砂质泥岩试样进入非线性加速流变阶段，非线性黏塑性流变元件参与变形，此时模型可以完整描述试样的衰减流变阶段、稳态流变阶段和非线性加速流变阶段，相应的一维流变方程为

$$\varepsilon = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{k_1} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{k_2} (1 - e^{-\frac{k_2}{\eta_1} t}) + \frac{\sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_\infty}{\eta_2} t + \frac{\sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_s}{\eta_3} (t - t_F)^n \quad (6)$$

4.2 非线性黏弹塑性流变模型参数辨识模型验证

采用Levenberg–Marquardt非线性优化算法对砂质泥岩在破坏围压下的流变参数进行辨识，辨识过程中首先采用西原模型对加速流变启动时间之前的试验数据进行拟合，然后基于拟合结果对非线性加速段进行参数辨识，辨识结果如表4所示。

表 4 砂质泥岩非线性黏弹塑性流变模型参数辨识结果

Table 4 Nonlinear visco-elastoplastic rheological model parameters identification results of sandy mudstone

试样编号	方向	k_1 /GPa	k_2 /GPa	η_1 /(GPa·h ⁻¹)	η_2 /(GPa·h ⁻¹)	η_3 /(GPa·h ⁻¹)	n
R-15	轴向	0.86	22.2	45.5	35.2	147.0	2.87
	侧向	2.40	24.7	38.1	44.5	120.0	2.68
R-1	轴向	1.25	19.5	3.35	165.0	802.1	2.91
	侧向	15.4	49.2	904.0	261.0	827.0	2.96

在此，同样以试样 R-1 为例来验证模型的合理性，其流变试验曲线与建立的非线性黏弹塑性流变模型拟合曲线对比图如图 13 所示。从图 13 中可以看出，拟合曲线与试验曲线吻合度很高，该模型能够较好地描述砂质泥岩非线性加速流变破坏的全过程，表明采用

所建立的非线性黏弹塑性流变模型是合理的。

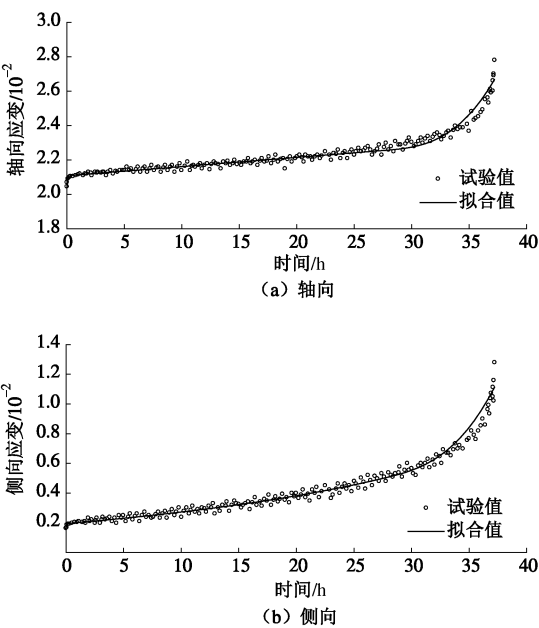


图 13 非线性黏弹塑性流变模型拟合结果与试验曲线对比图 (R-1)

Fig. 13 Comparison between fitting and test curves of nonlinear visco-elastoplastic rheological model (R-1)

5 结 论

(1) 应力水平低于破坏应力时，砂质泥岩的流变只表现出衰减流变阶段和稳态流变阶段，且随着围压的逐级卸除，试样在各级应力水平下的稳态流变速率由接近于0的常数逐渐增大至一个大于0的常数。

(2) 应力水平高于破坏应力时，试样发生非线性加速流变破坏，不同卸荷初始围压条件下试样发生流变破坏的总历时不同，且各试样的非线性加速流变启动时间也显著不同，在构建流变本构模型时应予以重视和考虑。

(3) 基于加轴压卸围压流变试验结果，采用等时曲线法确定了砂质泥岩在该试验条件下的长期强度，分析可知其长期强度约为流变破坏强度的70%。

(4) 西元模型能够对砂质泥岩在应力水平低于破坏强度时的流变特性进行较好地描述，但却无法描述应力水平高于破坏应力时岩石的非线性加速流变特征。

(5) 以西元模型为基础，通过引入岩石非线性加速流变启动元件建立了一个新的非线性黏弹塑性流变模型。应力水平低于破坏应力时，该模型退化为西元模型；应力水平高于破坏应力时，模型具有非线性流变原件，能够描述岩石的非线性加速流变特征。对建立的本构模型进行参数辨识，并将流变模型拟合结果与试验结果进行对比，结果表明，新建立的卸荷流变

本构模型是正确合理的。

参考文献:

- [1] 王 宇. 软岩瞬时及流变力学特性试验研究[D]. 武汉: 武汉大学, 2012. (WANG Yu. Experimental study on the instantaneous and rheological mechanical properties os soft rock[D]. Wuhan: Wuhan University, 2012. (in Chinese))
- [2] 杨春和, 陈 锋, 曾义金. 盐岩蠕变损伤关系研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, **21**(11): 1602 - 1604. (YANG Chun-he, CHEN Feng, ZENG Yi-jin. Investigation on creep damage constitutive theory of salt rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, **21**(11): 1602 - 1604. (in Chinese))
- [3] 韦立德, 杨春和, 徐卫亚. 基于细观力学的盐岩蠕变损伤本构模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(23): 4253 - 4258. (WEI Li-de, YANG Chun-he, XU Wei-ya. Study on creep damage constitutive model of salt rock based on mesomechanics[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(23): 4253 - 4258. (in Chinese))
- [4] 胡其志, 冯夏庭, 周 辉. 考虑温度损伤的盐岩蠕变本构关系研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(8): 2245 - 2248. (HU Qi-zhi, FENG Xia-ting, ZHOU Hui. Study of creep model of rock salt with thermal damage considered[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(8): 2245 - 2248. (in Chinese))
- [5] ENRICO M, TSUTOMU Y. A non-associated viscoplastic model for the behaviour of granite in triaxial compression[J]. Mechanics of Materials, 2001, **33**(5): 283 - 293.
- [6] 陈沅江, 潘长良, 曹 平, 等. 软岩流变的一种新力学模型[J]. 岩土力学, 2003, **24**(2): 209 - 214. (CHEN Ruan-jiang, PAN Chang-liang, CAO Ping, et al. A new mechanical model for soft rock rheology[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, **24**(2): 209 - 214. (in Chinese))
- [7] 陈沅江, 潘长良, 曹 平, 等. 基于内时理论的软岩流变本构模型[J]. 中国有色金属学报, 2003, **13**(3): 735 - 742. (CHEN Ruan-jiang, PAN Chang-liang, CAO Ping, et al. Endochronic rheological constitutive model of soft rock[J]. The Chinese Journal of Nonferrous Metals, 2003, **13**(3): 735 - 742. (in Chinese))
- [8] 巫德斌, 徐卫亚, 朱珍德, 等. 泥板岩流变试验与黏弹性本构模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(8): 1242 - 1246. (WU De-bin, XU Wei-ya, ZHU Zhen-de, et al. Study on rheological test and viscoelastical constitutive model for shale[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(8): 1242 - 1246. (in Chinese))
- [9] 袁海平, 曹 平, 万 文, 等. 分级加卸载条件下软弱复杂矿岩蠕变规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(8): 1575 - 1581. (YUAN Hai-ping, CAO Ping, WAN Wen, et al. Study on creep rules of soft and intricate ore-rock under step load and unload[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(8): 1575 - 1581. (in Chinese))
- [10] 余成学. 岩石非线性黏弹塑性蠕变模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(10): 2006 - 2011. (SHE Cheng-xue. Research on nonlinear viscoelasto-plastic creep model of rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(10): 2006 - 2011. (in Chinese))
- [11] 赵宝云, 刘东燕, 郑志明, 等. 基于短时三轴蠕变试验的岩石非线性黏弹塑性蠕变模型研究[J]. 采矿与安全工程学报, 2011, **28**(3): 446 - 451. (ZHAO Bao-yun, LIU Dong-yan, ZHENG Zhi-ming, et al. Non-linear visco-elastic plastic creep model of rocks based on the short time triaxial creep test[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2011, **28**(3): 446 - 451. (in Chinese))
- [12] 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, **26**(2): 391 - 396. (FAN Qing-zhong, GAO Yan-fa. Study on creep properties and nonlinear creep model of soft rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(2): 391 - 396. (in Chinese))
- [13] 王 宇, 李建林, 邓华锋, 等. 软岩三轴卸荷流变力学特性及本构模型研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(11): 3338 - 3344. (WANG Yu, LI Jian-lin, DENG Hua-feng, et al. Investigation on unloading triaxial rheological mechanical properties of soft rock and its constitutive model[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(11): 3338 - 3344. (in Chinese))
- [14] 李建林. 卸荷岩体力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003. (LI Jian-lin. Unloading rock mass mechanics[M]. Beijing: China Water Power Press, 2003. (in Chinese))
- [15] 张治亮, 徐卫亚, 王 伟. 向家坝水电站坝基挤压带岩石三轴蠕变试验及非线性黏弹塑性蠕变模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(1): 132 - 140. (ZHANG Zhi-liang, XU Wei-ya, WANG Wei. Study of triaxial creep tests and its nonlinear visco-elastoplastic creep model of rock from compressive zone of dam foundation in Xiangjiaba hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(1): 132 - 140. (in Chinese))