

doi:10.3969/j.issn.1673-9833.2018.01.007

扰动荷载下单孔大理岩蠕变特性试验研究

徐俊, 祝方才, 谭园辉

(湖南工业大学 土木工程学院, 湖南 株洲 412007)

摘要: 以冬瓜山 -790 m 的地下隔离矿柱回采为工程背景, 进行了室内扰动蠕变试验, 分析不同轴压及扰动荷载下含孔洞大理岩的蠕变特性。试验结果表明: 含孔洞大理岩的单轴蠕变先后经过蠕变衰减阶段、蠕变等速阶段和蠕变加速阶段; 每次扰动岩石都会产生应变突变值, 且其随应力水平的增大而增大, 对于含同样大小孔洞的大理岩, 扰动荷载的大小对岩石蠕变特性有重大影响, 扰动荷载越大, 蠕变产生的瞬时应变突变值也越大, 岩石被破坏的速度越快; 对于含孔洞直径越大的大理岩, 扰动荷载对蠕变变形的影响也越大。最后, 通过蠕变本构模型及确定 Burgers 扰动蠕变模型的参数等方法进行了蠕变理论分析, 所得理论分析结果与试验结果具有较好的拟合度。

关键词: 蠕变特性; 含孔洞岩石; 扰动荷载; 蠕变本构模型

中图分类号: TU458⁺.4

文献标志码: A

文章编号: 1673-9833(2018)01-0036-08

An Experimental Study on Creep Properties of Marble with Single Holes Under a Disturbance Load

XU Jun, ZHU Fangcai, TAN Yuanhui

(College of Civil Engineering, Hunan University of Technology, Zhuzhou Hunan 412007, China)

Abstract: With the underground isolated pillar mining in the depth of -790 m of Dongguashan Mountain as the engineering background, a series of indoor turbulence creep tests have been carried out, followed by an analysis of creep properties of marble with holes under different axial compression and disturbance loads. The results show that the uniaxial creep of marble with holes undergoes successively creep decay stage, creep isokinetic stage and creep acceleration stage. The perturbation of the rock will produce the strain mutation value, which increases with the stress level. For marble of the same size, the value of the disturbance load has a great influence on the creep properties of the rock. The greater the perturbation load, the greater the instantaneous strain mutation caused by the creep, and the faster the rock will be damaged. For marble with the larger diameter of the hole, the greater the diameter is, the greater the influence of the disturbance load on the creep deformation will be. Finally, based on the statistics of the creep constitutive model and the parameters of the Burgers disturbance creep model, an analysis has been made of the creep theory, which yields results in good agreement with the experimental results.

Keywords: creep property; rock with holes; disturbance load; creep constitutive model

0 引言

地下岩体工程中, 因岩体长期处于受压状态且在

多次扰动荷载作用下, 其内部已产生大量裂纹, 因而会严重危害地下工程的稳定性, 现常通过分析扰

收稿日期: 2017-07-19

基金项目: 湖南省自然科学基金资助重点项目 (13JJ2033)

作者简介: 徐俊 (1992-), 男, 江苏盐城人, 湖南工业大学硕士生, 主要研究方向为地应力测试,

E-mail: 2459901094@qq.com

动荷载作用下含孔洞硬岩的蠕变特性来预测岩石的破坏特性。E. Maranini 等^[1]对石灰岩进行了蠕变试验研究,结果表明岩石的蠕变机理为当围压较低时,主要是内部裂纹的慢慢发展并最终贯通;当围压较高时,高应力作用会使得岩石内部孔隙坍塌。李永盛^[2]对4种不同强度的岩石进行了蠕变和松弛试验研究,其认为岩石材料都会出现衰减蠕变阶段、稳定蠕变阶段和加速蠕变阶段,且岩石破裂后仍具有一定的残余强度。张向东等^[3]对软岩进行了三轴压缩试验,发现软弱岩体具有明显的蠕变特性,并提出了软弱岩体蠕变理论。金丰年^[4]对5种岩石的蠕变试验结果表明,岩石蠕变寿命会随加载应力水平的提高而大幅缩短。高文华等^[5]采用分级增量循环加卸载方式,对水井头煤矿煤层底板粉砂岩进行了三轴蠕变特性试验,发现随着循环加卸载次数的增加、时间的延长及围压的增大,变形模量随着岩石内部蠕变损伤的产生而减小;且发现当时间增加到一定量后,蠕变变形随围压变化有明显的波动,同时围压还对岩石蠕变变形有约束作用。高延法等^[6]利用KJF25型压力与位移检测系统进行了岩石流变及扰动效应试验,建立了岩石在不同流变扰动效应下的本构方程。

通过以上分析可知,已有不同岩体的蠕变理论、三轴蠕变特性研究较为细致,但对含裂隙岩体的蠕变特征研究不足,而实际采矿中的岩体较多存在裂隙,故本研究以铜陵冬瓜山-790 m的地下隔离矿柱回采为研究对象,取出隔离矿柱上岩石,制备含孔洞大理岩岩样,以模拟含裂隙岩体,并采用分级加载的方式,对含裂隙岩样进行蠕变试验研究,且在岩体蠕变基本稳定后再施加冲击荷载,研究含孔洞岩体在扰动荷载下的稳定性和破坏特征,为在爆破荷载作用下的地下隔离矿柱回采提供参考依据。

1 试验设计及试验过程

试验前,将从铜陵冬瓜山-790 m的地下隔离矿柱上现场采取的大理岩岩块分别加工成标准规格岩石力学试样(直径为50 mm、高为100 mm),并在岩样环向中心通过水射流加工贯穿孔洞,用于模拟含裂隙岩体,加工的含孔洞大理岩岩样如图1所示,具体岩样尺寸参数参见表1。

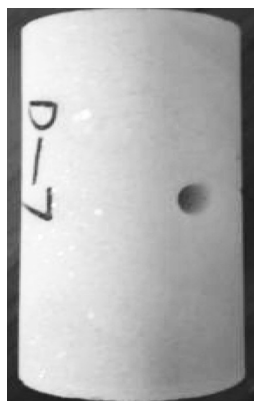


图1 含孔洞大理岩岩样
Fig. 1 Hole-bearing marble specimen

表1 含孔洞大理岩岩样尺寸参数

Table 1 Size parameters of hole-bearing marble specimen

岩石编号	孔洞直径/mm	高度/mm	直径/mm	高径比/mm
D-10	6.30	99.74	49.05	2.03
D-7	8.10	100.35	48.62	2.06
D-6	8.21	100.82	49.08	2.05

1.1 试验仪器

本试验通过施加冲击荷载的方式模拟扰动荷载,研究孔洞岩体在扰动荷载下的稳定性和破坏特征,考虑到SHPB(split hopkinson pressure bar)试验机能施加冲击荷载,且试验时的油压稳定,故本研究中的蠕变扰动试验采用中南大学设计的SHPB冲击试验系统(如图2所示),该试验系统的轴压加载范围为0~200 MPa。



图2 SHPB冲击试验装置
Fig. 2 SHPB impulse device

SHPB冲击试验系统结构示意图见图3,系统主要由轴向静压加载装置(包括薄挡板、入射杆、投射杆、金属框架、油压加载装置及试件)、围压装置、数据采集系统及动力冲击装置组成,由薄挡板、投射杆和金属框架一起对试件加载轴向静压。试验试样在轴向静压加载装置作用下,保持静载压力恒定一段时间后,启动动力冲击装置,并打开气缸,使动载压力室充能;然后打开动载压力室阀门,使冲头撞击入射杆,产生一定大小(由冲头到入射杆的距离决定)的冲击应力波,最终传递到岩石试样。冲击力大小由粘贴在入射杆和投射杆上的应变片进行测量。因一般静态应变仪无法准确测量出动态应变,故本研究采用超动态应变仪采集瞬时的动态应变,最终得到冲击力值。

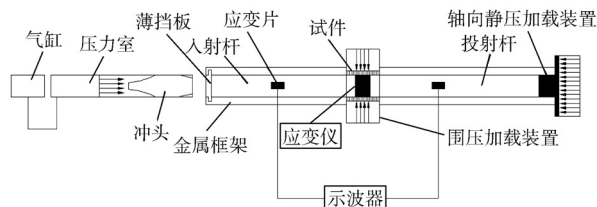


图3 SHPB冲击试验装置结构示意图

Fig. 3 A schematic diagram of the structure of SHPB impact test devices

1.2 试验方法及步骤

采用分级增量加载方法进行蠕变试验,分析扰动荷载对岩石试样的影响。在同一个岩样上进行分级增

量加载,完成一级荷载的蠕变试验;然后进行下一级蠕变试验,即进行多级荷载蠕变试验,直到蠕变试验结束。已有研究表明,该方法能很好地克服岩石本身的离散性并能满足试验结果要求^[7]。

实验测得不作用扰动荷载下含孔洞 6, 8 mm 的大理岩抗压强度分别为 45, 69 MPa。根据岩样抗压强度及扰动荷载的大小,确定了岩样蠕变扰动试验的应力加载水平,具体的应力加载水平见表 1。

表 2 单轴蠕变试验分级加载应力水平

Table 2 Uniaxial creep testing under graded loading stress levels MPa

岩石编号	扰动荷载	第一级荷载	第二级荷载	第三级荷载	第四级荷载	第五级荷载
D-6	0.9	25	28	30	32	36
D-7	1.2	25	30			
D-10	0.9	36	42	49	55	59

蠕变试验具体过程如下: 1) 选取敏感栅尺寸为 10 mm × 2 mm 的电阻应变片,在试件中部位置(孔洞的另一侧),贴上两组互相垂直的 2 个应变片,图 4 为应变片粘贴示意图。2) 将贴好应变片的试样安装到加载装置上,再平衡应变仪上的应变值,并加压到预定荷载值。3) 蠕变试验开始后,采用 SHPB 冲击试验系统加载到第一级荷载,并且保持施加第一级荷载不变,使用应变仪进行测量并记录试样的应变值,先每隔 2, 3, 5, 10 min 测量一次数据,然后每隔 20 min 测量一次; 4) 待蠕变稳定以后,施加 0.9 MPa 的扰动荷载(约为抗压强度的 1/10~1/100),并记录应变仪上的数据。5) 待施加扰动荷载前的蠕变变形基本稳定后,施加第一次扰动荷载,并记录其瞬时变形量,扰动后并保持静载不变,待第一次扰动后的蠕变变形基本稳定后(判断方法为当观测到试件的轴向变形在 1 h 内小于 0.001 mm 时,则认为其蠕变变形基本稳定),然后,施加下一次扰动荷载,共施加 2 次扰动荷载。6) 待施加完 2 次扰动荷载后,继续蠕变试验,待其蠕变变形基本稳定后,再进行下一级蠕变试验。7) 依次重复前面的步骤,直至试件最终被破坏^[8]。

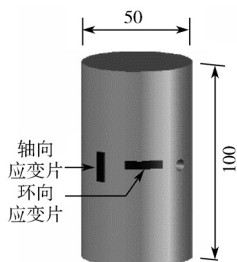


图 4 应变片粘贴示意图
Fig. 4 Strain gauge of marble specimen

为完整; D-7 试件在扰动荷载为 1.2 MPa 时,试件较为破碎; D-10 试件在扰动荷载为 0.9 MPa 时,破坏最为严重。可见,扰动荷载越大,试件被破坏得越明显,但 3 种试件破坏时都存在明显的剪切面,发生剪切破坏。因此,在实际工程中,孔洞较大的区域为薄弱区域,是扰动最为严重的地方,易发生剪切破坏,应重点监控。



a) D-6 岩样



b) D-7 岩样



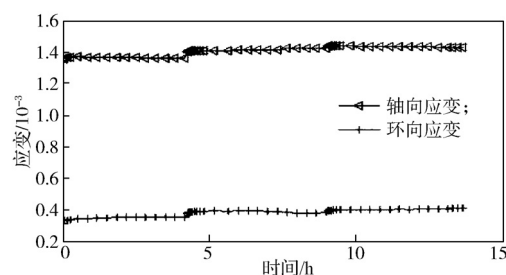
c) D-10 岩样

图 5 岩样破坏图

Fig. 5 A physical map of marble specimen failure

2.1 单轴扰动蠕变曲线变形特性分析

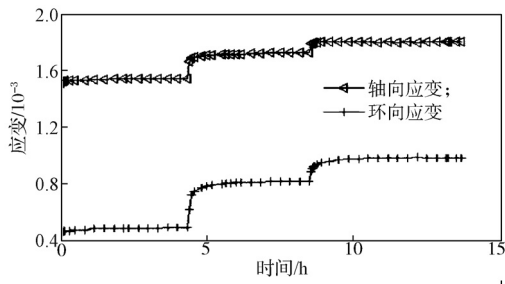
试验所得各试件在不同扰动荷载下的蠕变曲线如图 6~8 所示。由表 2 知,编号为 D-6 的孔洞大理岩分为五级增量加载,每级加载都对试件的轴向应变和环向应变进行测量,扰动荷载为 0.9 MPa 时,直径约为 8 mm 的孔洞大理岩在各级荷载下的蠕变曲线试验数据见图 6。



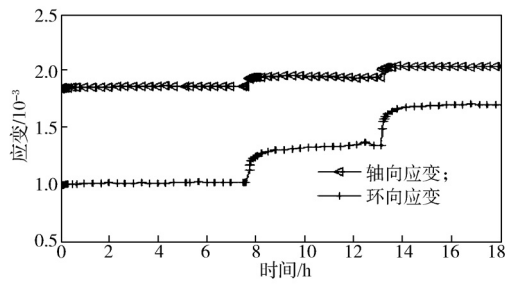
a) 第一级荷载下的蠕变曲线

2 试验结果与分析

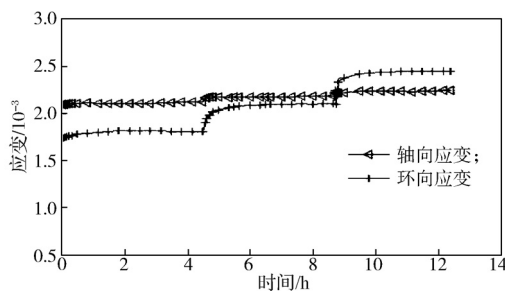
蠕变扰动试验的岩样破坏图见图 5,结合表 2 可知 D-6 试件在扰动荷载为 0.9 MPa 时,岩体破坏较



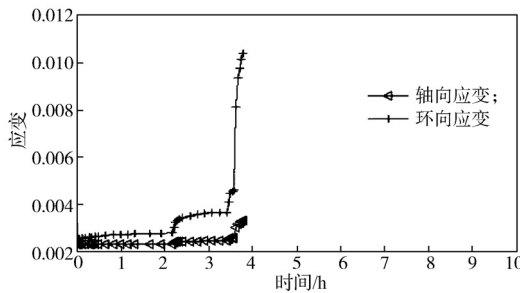
b) 第二级荷载下的蠕变曲线



c) 第三级荷载下的蠕变曲线



d) 第四级荷载下的蠕变曲线



e) 第五级荷载下的蠕变曲线

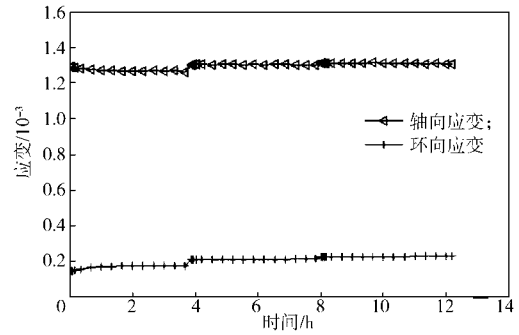
图 6 扰动荷载为 0.9 MPa 时, D-6 孔洞大理岩在各级荷载下的蠕变曲线

Fig. 6 Creep curves marble specimen with D-6 holes under different loads with a disturbance load of 0.9 MPa

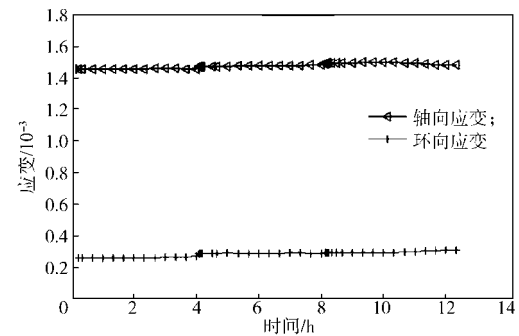
由图 6 可知, 当轴压较小时, 施加扰动荷载, 轴向产生较小的变形; 扰动消失后, 变形停止, 可见轴压对变形的影响较小。当轴压逐级增大时, 施加扰动荷载产生的变形随之增大, 且扰动消失后, 变形还有一个逐渐增大的过程, 时间约为 10 min 左右, 之后才达到该级轴压作用下的稳定阶段。环向蠕变应变值刚开始都小于轴向蠕变应变值, 但随着荷载的逐级加载逐渐增大到大于轴向应变值, 并直至最终破坏。

在第五级荷载 (36 MPa) 的作用下, 8 mm 孔洞大理岩最终被破坏。由之前单轴压缩试验测得其平均抗压强度为 45 MPa 可知, 试件在扰动荷载作用下, 其破坏时的强度为未扰动破坏强度的 80% 左右。这一结果表明, 扰动荷载对含裂隙硬岩的强度影响较大, 且轴压越大, 扰动产生的变形越大。

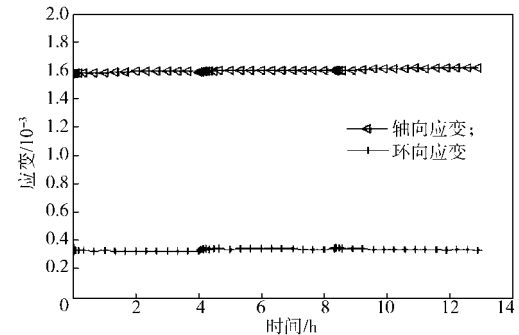
扰动荷载为 0.9 MPa 时, D-10 孔洞大理岩在各级荷载下的蠕变曲线试验数据如图 7。



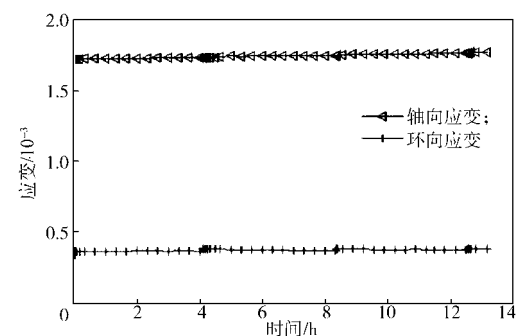
a) 第一级荷载下的蠕变曲线



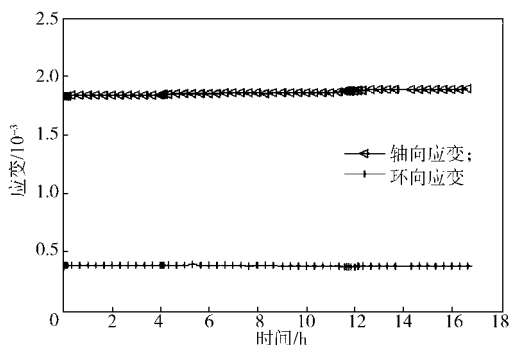
b) 第二级荷载下的蠕变曲线



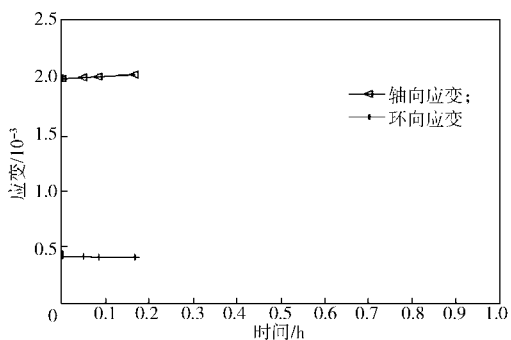
c) 第三级荷载下的蠕变曲线



d) 第四级荷载下的蠕变曲线



e) 第五级荷载下的蠕变曲线



f) 第六级荷载下的蠕变曲线

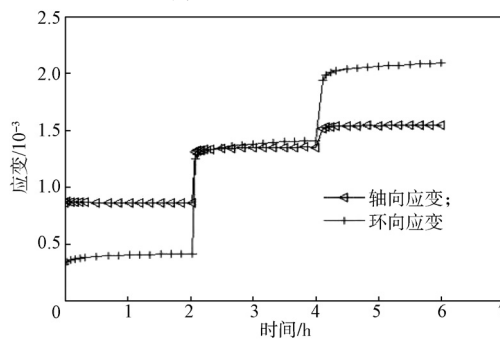
图7 扰动荷载为 0.9 MPa 时, D-10 孔洞大理岩在各级荷载下的蠕变曲线

Fig. 7 Creep curves of marble specimen with D-10 holes under different loads with a disturbance load of 0.9 MPa

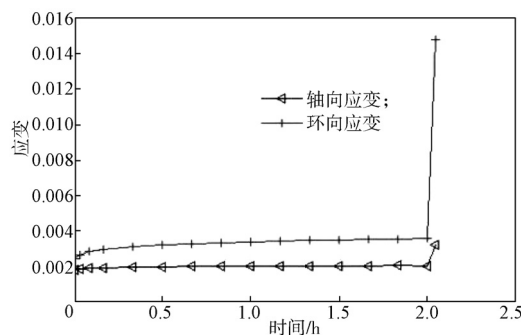
由图7可知,直径约为6 mm的孔洞大理岩试样在轴压逐级增加的过程中,其轴向应变始终大于环向应变;施加扰动荷载后,该试样的变形较小。在第六级荷载(63 MPa)作用下,试件被破坏。单轴抗压强度试验结果表明,6 mm孔洞大理岩的抗压强度为69 MPa,可知试件在扰动荷载作用下,其破坏时的强度约为单轴抗压强度的91%。试样在第五级荷载59 MPa下还存在一定的强度值,没有被破坏,由此可知6 mm孔洞大理岩的长期强度为单轴压缩条件下瞬时强度的91%左右。但对比8 mm孔洞大理岩试样的长期强度仅为瞬时强度的80%,可见当扰动荷载一定时,孔洞越大,岩体的破坏强度越低,由此可知孔洞的大小对岩石破坏强度的影响较大。

扰动荷载为1.2 MPa时,D-7孔洞大理岩在第一、二级荷载下的蠕变曲线如图8所示。由图8知,扰动荷载为1.2 MPa时,孔洞直径约8 mm的大理岩只进行了二级加载就已被破坏,且环向应变变化明显,在第一级荷载第一次加扰动荷载时就达轴向应变大小。该试件被破坏时的荷载为30 MPa,而其单轴抗压强度为45 MPa,可知其扰动荷载作用下的破坏强度为单轴抗压强度的67%。对比8 mm孔洞大理岩试样在0.9 MPa扰动荷载的长期强度仅为单轴抗压强度80%的结果可知,当试件孔洞大小一定、扰动荷载增大时,

岩体瞬时破坏强度降低。



a) 第一级荷载下的蠕变曲线



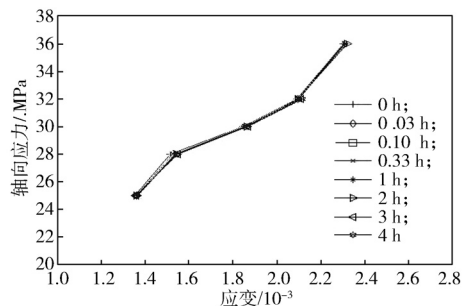
b) 第二级荷载下的蠕变曲线

图8 扰动荷载为 1.2 MPa 时 D-7 孔洞大理岩在各级荷载下的蠕变曲线

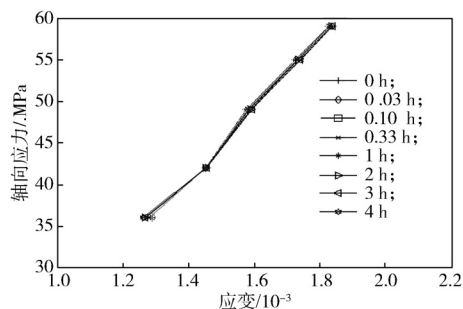
Fig. 8 Creep curves of marble specimen with D-7 holes under different loads with a disturbance load of 1.2 MPa

2.2 等时应力-应变曲线分析

等时应力-应变曲线能够很好地分析试件材料性质,为本构模型拟合提供参数,对试验数据进行应力-应变曲线分析,如图9所示。



a) D-6



b) D-10

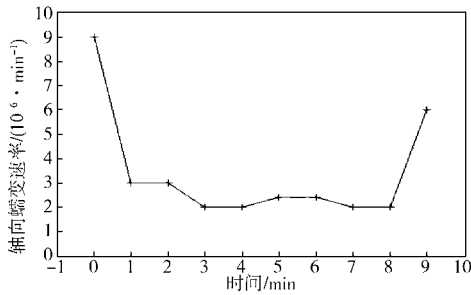
图9 孔洞轴向应力-应变曲线

Fig. 9 Stress-strain curves of hole axis of the marble specimen

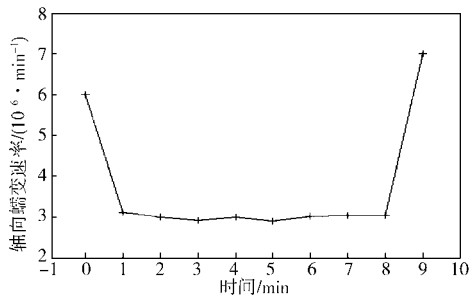
由图 9 可知, 各等时曲线的形态表现为相近似的几组折线, 变化趋势均基本一致。其中, 8 mm 孔洞大理岩试件的等时应力 - 应变曲线为折线形, 有个拐点, 对应应变值为 0.14%~0.18% 中的某一值; 6 mm 孔洞大理岩试件的等时应力曲线几乎为直线型, 试件表现为黏弹性体, 这可为其后对岩石蠕变扰动本构模型研究提供岩石蠕变参数特征。

2.3 单轴扰动加速蠕变特性分析

由孔洞直径约 8, 6 mm 的试件分级蠕变曲线可知, 在最后一级应力水平下 (8 mm 孔洞试件在第五级荷载时施加扰动荷载后瞬速发生破坏、6 mm 孔洞试件在第六级荷载时发生破坏), 试件均产生加速蠕变并导致试件最终破坏。因此本节分别给出 8 mm 孔洞试件在最后一级荷载下第二次扰动后的轴向蠕变速率曲线和 6 mm 孔洞试件在最后一级荷载下的轴向蠕变速率曲线 (见图 10), 可知两试件均在加速蠕变阶段即蠕变发展 10 min 内被破坏。



a) 试件 D-6



b) 试件 D-10

图 10 试件的轴向蠕变速率图

Fig. 10 Axial creep rate diagram of the specimen

由图 10 所示岩石破坏时的蠕变速率曲线可知, 岩石蠕变具有 3 个阶段的变化特征, 即衰减蠕变阶段、稳定蠕变阶段和加速蠕变阶段。首先, 岩石试件蠕变最先进入第一阶段即衰减蠕变阶段, 轴向蠕变速率迅速下降, 1 min 后两试件均降至蠕变速率, 即降低至 $3 \times 10^{-6}/\text{min}$; 然后发展至第二阶段即稳定蠕变阶段, 此时 D-6、D-10 孔洞试件的轴向蠕变速率变化不大, 但相较而言, 7 min 后, D-6、D-10 试件都由稳定蠕变阶段进入蠕变加速阶段, 轴向蠕变速率迅速增大, 在 1 min 内即发生蠕变破坏。可见, 岩石试件符合岩

石蠕变 3 阶段特征, 蠕变发展试件基本一致, 单轴扰动加速蠕变特征与孔洞直径无关联, 蠕变发展时间同为 8~9 min 之间。

3 岩石蠕变扰动本构模型研究

探讨岩石蠕变本构模型的主要目的, 是得到岩石的应力、变形和时间的关系, 从而能更好地描述岩石的蠕变特性, 实现岩石蠕变的理论研究^[9]。经典的 Burgers 黏弹性模型^[10]能够较好地反映大理岩的上述蠕变特征。Burgers 力学模型如图 11 所示。图中 σ 为恒定应力, E_1 、 E_2 为弹性模量, ε_1 、 ε_2 为蠕变值, η_1 、 η_2 为黏性流体黏度。由于扰动荷载的存在, 且扰动荷载对岩石的作用会对岩石应变值产生一个突变值, 故对施加荷载后的蠕变曲线模型选用改变 Burgers 模型中的 Kelvin 体参数, 即改变图 11 中 E_2 和 η_2 , 以期能够很好地拟合扰动荷载产生的应变, 每级荷载水平下, 在每次施加扰动荷载后都改变 Kelvin 体参数。

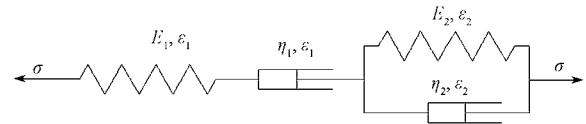


图 11 Burgers 力学模型

Fig. 11 Burgers mechanical model

利用同一瞬时叠加原理, Burgers 模型的蠕变方程可由 Kelvin 体与 Maxwell 体的蠕变方程相叠加, 成为单轴压缩时的 Burgers 模型蠕变本构方程:

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

根据蠕变试验数据整理与分析的结果, 基于最小二乘法, 利用数值软件 Matlab 对 D-6 孔洞大理岩扰动蠕变曲线进行参数拟合, 即可得各级应力下及扰动后的轴向 Burgers 蠕变方程参数。表 3 和 4 列出了 D-6 试件轴向和环向参数拟合结果。

由表 3 和表 4 所示的拟合参数结果, 选用改变 Burgers 模型中的 Kelvin 体, D-6 试件在每一级加载参数的 E_1 弹性模量系数、黏性流体的黏度 η_1 的数值一定, 相关系数在 90% 之间, 参数 E_2 、 η_2 的数据虽然有一定的差异, 但是为合理地描述孔洞大理岩的扰动蠕变特征提供参考依据, 改变 Burgers 模型中的 Kelvin 体拟合蠕变特性整体性合理, 只是个别参数变化规律不明显。因此本文在整体相关系数较好的条件下, 应用改变 Burgers 模型中的 Kelvin 体合理地描述孔洞大理岩的扰动蠕变特性, 为岩石蠕变的理论研究提供参考依据。

表3 D-6 试件轴向拟合参数结果

Table 3 Axial fitting parameters of D-6 specimen

分级	扰动	$E_1/$	$E_2/$	$\eta_1/$	$\eta_2/$	相关
加载	情况	GPa	GPa	(GPa·h)	(GPa·h)	系数
	无	18.30	3.71e+5	1.8e+6	2.77e+8	0.956 7
一级	一次	18.30	518.6	1.8e+6	1 285.7	0.921 5
	二次	18.30	377	1.8e+6	35	0.923 2
	无	18.20	5.78e+3	8.86e+6	3.59e+6	0.964 2
二级	一次	18.20	16.67	8.86e+6	16.67	0.912 5
	二次	18.20	119.91	8.86e+6	119.91	0.938 6
	无	16.14	1.58e+4	1.58e+4	8.3e+6	0.973 0
三级	一次	16.14	411.35	1.58e+4	76.23	0.905 3
	二次	16.14	197.63	1.58e+4	337.65	0.885 7
	无	15.23	1 635	5.45e+3	8.35e+5	0.960 3
四级	一次	15.23	790	5.45e+3	1 580	0.896 2
	二次	15.23	426.67	5.45e+3	853.33	0.920 6
	无	18.40	8.3e+3	12.5e+3	1.7e+3	0.910 5
五级	一次	18.40	595	12.5e+3	1 037	0.891 7
	二次	18.40	442	12.5e+3	885	0.881 2

表4 D-6 试件环向拟合参数结果

Table 4 Circumferential fitting parameters of D-6 specimen

分级	扰动	$E_1/$	$E_2/$	$\eta_1/$	$\eta_2/$	相关
加载	情况	GPa	GPa	(GPa·h)	(GPa·h)	系数
	无	77.3	1 920.0	6 580	275.0	0.925 5
一级	一次	77.3	833.0	6 580	833.0	0.902 3
	二次	77.3	757.0	6 580	1 515.0	0.896 5
	无	58.0	560.0	17 800	124.0	0.937 2
二级	一次	58.0	71.8	17 800	143.6	0.926 5
	二次	58.0	43.3	17 800	169.0	0.893 7
	无	30.0	1 200.0	60 000	267.0	0.956 2
三级	一次	30.0	52.0	60 000	693.0	0.892 7
	二次	30.0	31.0	60 000	411.0	0.872 7
	无	18.7	427.0	6 400	122.0	0.992 2
四级	一次	18.7	65.7	6 400	405.8	0.916 7
	二次	18.7	40.5	6 400	257.4	0.894 2
	无	14.5	130.9	7 200	65.4	0.930 9
五级	一次	14.5	10.2	7 200	86.0	0.903 4
	二次	14.5	2.3	7 200	14.3	0.876 4

利用 D-6 孔洞大理岩扰动蠕变曲线的参数拟合结果，将蠕变本构方程与每级荷载下的试验数据对应，绘制成试验曲线与拟合结果对比图，见图 12。

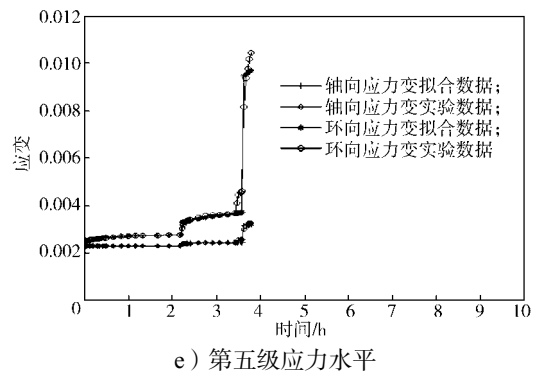
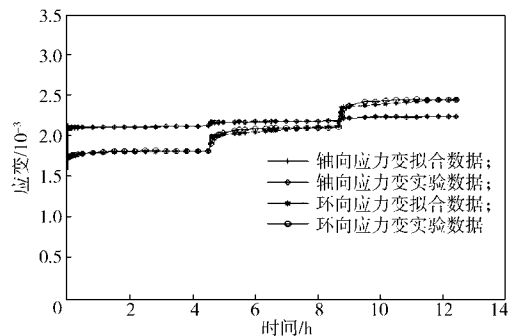
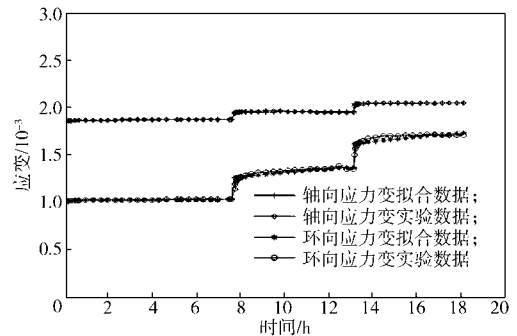
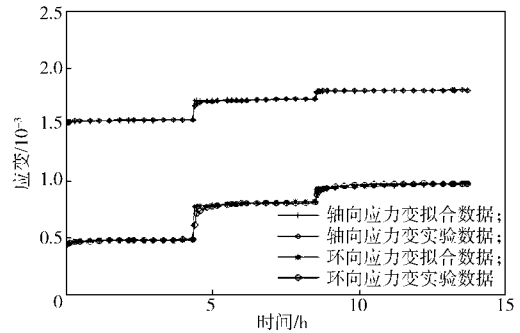
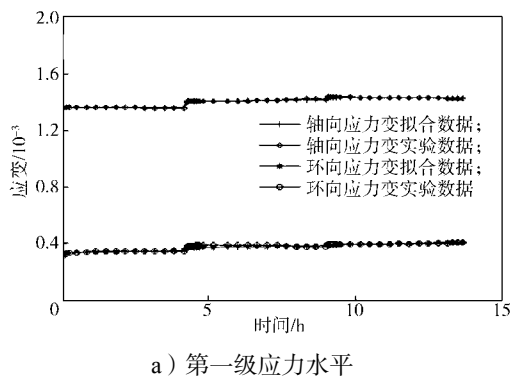


图 12 试件 D-6 试验曲线与拟合结果对比图

Fig. 12 Test curves and fitting results of D-6 specimen

由图 12 所示试验曲线与拟合结果对比图可知，利用 Matlab 软件对 D-6 孔洞大理岩扰动蠕变曲线进行参数拟合，所得拟合曲线参数结果与孔洞大理岩扰动蠕变试验结果吻合度较高，其曲线相关系数在 85%~95% 之间。可见，用改变 Burgers 模型中 Kelvin 体参数的方法能较合理地描述孔洞大理岩的扰

动蠕变特性。

4 结论

通过对含孔洞岩石的蠕变扰动试验研究,分析了轴向应变与环向应变与扰动荷载间的关系,可得出如下结论:

- 1) 扰动荷载越大,岩石被破坏时的荷载越小,扰动荷载的大小对岩石蠕变特性有重大影响。
- 2) 环向蠕变比轴向蠕变受扰动荷载的影响更大,环向应变值的起始值低于轴向应变的起始值,后逐渐增大到大于轴向应变值,且每次扰动后 10 min 中左右环向应变才能达到稳定。
- 3) 不同扰动荷载作用下,孔洞的直径越大,岩样的变形越大,岩石强度下降得明显,孔洞直径约为 6 mm 大理岩的长期强度为单轴压缩条件下瞬时强度的 91% 左右,孔洞直径约为 8 mm 大理岩的长期强度为瞬时强度的 80%。
- 4) 含孔洞大理岩的单轴蠕变先后经过蠕变衰减阶段、蠕变等速阶段和蠕变加速阶段,孔洞大小对单轴蠕变时间无影响。
- 5) 根据试验结果,提出了一种考虑参数变化的 Burgers 扰动蠕变模型,试验曲线与拟合结果对比表明二者的拟合度较高,曲线的相关系数在 85%~95% 之间。可见,用改变 Burgers 模型中 Kelvin 体参数的方法,能较为合理地描述孔洞大理岩的扰动蠕变特性,为含裂隙岩石蠕变的理论研究提供参考。

参考文献:

- [1] MARANINI E, BRIGNOLI M. Creep Behavior of a Weak Rock. Experimental Characterization[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 1999, 36(1): 127-138.
- [2] 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 Yongsheng. 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.
- [3] 张向东, 郑雨天, 肖裕行. 第三系软弱岩体蠕变理论[J]. 东北大学学报(自然科学版), 1997, 18(1): 31-35.
ZHANG Xiangdong, ZHENG Yutian, XIAO Yuxing. Creep Research on the Soft Rock of Tertiary Formation[J]. Journal of Northeastern University (Natural Science), 1997, 18(1): 31-35.
- [4] 金丰年. 岩石拉压特征的相似性[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(2): 31-33.
JIN Fengnian. Comparison of Tensile and Compressive Behaviours of Rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, 20(2): 31-33.
- [5] 高文华, 刘正, 刘栋, 等. 分级加卸载下深部粉砂岩三轴蠕变特性试验研究[J]. 自然灾害学报, 2012, 21(5): 127-134.
GAO Wenhua, LIU Zheng, LIU Dong, et al. Experimental Study on Triaxial Creep Behavior of Deep Siltstone Under Stepwise Loading and Unloading[J]. Journal of Natural Disasters, 2012, 21(5): 127-134.
- [6] 高延法, 肖华强, 王波, 等. 岩石流变扰动效应试验及其本构关系研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(增刊1): 3180-3185.
GAO Yanfa, XIAO Huaqiang, WANG Bo, et al. A Rheological Test of Sandstone with Perturbation Effect and Its Constitutive Relationship Study[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(S1): 3180-3185.
- [7] 赵宝云. 岩石拉、压蠕变特性研究及其在地下大空间洞室施工控制中的应用[D]. 重庆: 重庆大学, 2011.
ZHAO Baoyun. Study on Rock Creep Characteristics in Tension and Under Compression and Its Application in Construction Control of Large Space in the Underground Cavern[D]. Chongqing: Chongqing University, 2011.
- [8] 肖洪天, 周维垣, 杨若琼. 岩石裂纹流变扩展的细观机理分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(6): 623-626.
XIAO Hongtian, ZHOU Weiyuan, YANG Ruoqiong. Mesoscopic Analysis of Rheological Growth of Rock Cracks[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, 18(6): 623-626.
- [9] 杨松林, 徐卫亚, 张贵金. 裂隙蠕变的稳定性准则[J]. 岩土力学, 2003, 24(3): 423-427.
YANG Songlin, XU Weiya, ZHANG Guijin. Stability Criterion for Fracture Creep[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(3): 423-427.
- [10] 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 Yuanjiang, PAN Changliang, CAO Ping, et al. A New Mechanics Model of Soft Rock Rheology[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(2): 209-214.

(责任编辑: 廖友媛)