

文章编号: 1000-7598(2010)08-2425-10

大理岩弹塑性耦合特性试验研究

张凯¹, 周辉¹, 冯夏庭¹, 邵建富², 杨艳霜¹, 张元刚³

(1 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学国家重点实验室, 武汉 430071;

2 法国里尔科技大学, 法国 里尔 59650; 3 兖州煤业股份有限公司, 山东 邹城 273500)

摘要: 大量研究表明, 岩石经历塑性变形时其弹性参数会发生变化, 即存在弹塑性耦合现象。为了研究岩石的弹塑性耦合特性, 进行了两种大理岩的循环加、卸载试验。试验结果表明: 与常规试验对比, 循环加、卸载试验对岩石的变形、强度及破坏形态影响较小; 弹性参数随塑性变形的变化显著, 考虑弹塑性耦合时, 弹性参数取体积模量和剪切模量更为合适; 基于 Mohr-Coulomb 屈服准则, 计算得到了强度参数, 即黏聚力和内摩擦角随塑性内变量的演化规律。所得结论将为岩石弹塑性耦合本构模型的建立提供基本的试验支持。

关键词: 大理岩; 弹塑性耦合; 循环加、卸载; 试验研究

中图分类号: TU 458

文献标识码: A

Experimental research on elastoplastic coupling character of marble

ZHANG Kai¹, ZHOU Hui¹, FENG Xia-ting¹, SHAO Jian-fu², YANG Yan-shuang¹, ZHANG Yuan-gang³

(1 State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics,

Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China;

2 LML, Université des Science et Technologie de Lille, Lille 59650, France ; 3 Yanzhou Coal Mining Company Limited, Zoucheng, Shandong 273500, China)

Abstract: A lot of research work shows that when rock undergoes plastic deformation, its elastic parameters vary. In order to study the elastoplastic coupling characteristic of rock, cyclic loading experiments on two kinds of marbles are carried out. The experiments show that comparing with conventional triaxial experiments, cyclic loading experiments do not influence the deformation and strength of the rocks. The elastic parameters obviously vary with plastic deformation. When taking the elastoplastic coupling character into consideration, bulk modulus and shear modulus are more suitable to be selected as elastic parameters than elastic modulus and Poisson ratio. The variation of the parameters of strength with plastic internal variable is also obtained under the hypothesis of Mohr-Coulomb yield criterion. The results can provide experimental basis for the further study on the elastoplastic coupling constitutive model of rock.

Key words: marble; elastoplastic coupling; cyclic loading; experimental research

1 引言

在隧洞开挖和采矿等工程中, 岩土体中的应力在外界扰动下会产生消散和集中, 当应力集中较大时, 除可逆的弹性变形外, 岩土体单元会发生不可逆的变形。如果不考虑温度和时间效应, 上述岩土体单元的力学响应可以用弹塑性模型进行较好的描述^[1-3]。传统的弹塑性模型在描述金属等材料时获得了很大的成功, 但由于岩土类介质结构的特殊性, 它的变形特性与金属等介质有显著的差别, 故有必

要对传统弹塑性模型进行改进, 从而可以更好地反映岩土类材料的力学特性。

传统的塑性增量理论中, 弹塑性的表述包含以下几个方面^[2]: (1) 存在一个与应力和应变历史有关的屈服函数或加载函数, 它在应力空间中定义了现时的弹性区域; (2) 有一个不变的对称正定的弹性矩阵, 联系应力和弹性应变; (3) 屈服(或加载)函数作为塑性位势函数, 即采用关联的流动法则; (4) 有一个强化规律, 它与加载函数的某些参数(不可逆过程的某种度量)相对应, 在变形过

收稿日期: 2010-02-28

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (No. 50979104、10772190); 国家重点基础研究发展规划(973)项目 (No. 2010CB732006)。

第一作者简介: 张凯, 男, 1984年生, 博士, 主要从事流固耦合的理论和试验研究方面的工作。E-mail: zhangkai_84@126.com

程中,加载面随应力点向外扩大表示强化,加载面保持不变表示理想弹塑性。这些性质满足 Drucker 关于稳定材料的公设。对于岩土类材料,建立弹塑性本构模型时,如下几个方面必须予以考虑^[1,3-4]:

(1) 塑性势函数与屈服(或加载)函数不同,即非关联流动;(2) 弹性参数随塑性变形的发展而变化,即弹塑性耦合;(3) 在变形过程中加载面可以扩大或不变,还可以收缩,即表现为应变硬化和软化性质。

为了研究脆性岩石经历塑性变形时的弹塑性耦合和硬化软化特性,本文利用两种大理岩进行了峰前和峰后的循环加、卸载试验,得到了弹性参数随塑性变形的演化规律,并基于 Mohr-Coulomb 屈服准则,得到了强度参数随塑性变形的演化规律。所得结果可为岩石本构模型的建立提供基础试验支持。

2 大理岩循环加、卸载试验

为了研究岩石经历塑性变形时弹性参数和强度参数的演化规律,利用取自锦屏 II 级水电站引水隧洞的两种大理岩进行了峰前和峰后的循环加、卸载试验。两种大理岩分别为埋深 1 700 m 的盐塘组 T_{2y6} 大理岩和埋深 2 500 m 的白山组 T_{2b} 大理岩。岩样尺寸为 $\phi 50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$, 试件的加工精度(包括平行度、平直度和垂直度)均控制在《水利水电工程岩石试验规程》(SL264-2001)规定范围之内。

2.1 试验设备和试验方法

试验在中国科学院武汉岩土力学研究所的 MTS815.03 型压力试验机上进行,该试验系统可以测量试样的轴向和环向应变。轴向变形采用两种方法测量,即 LVDT 和应变规,见图 1。LVDT 同时测量垫片和岩样的变形,而应变规仅测量岩样中部的变形。典型的测量结果如图 2 所示,在峰前用 LVDT 测得的轴向应变初始压密现象比较明显,但这部分初始压密并不完全是岩样的变形,还包括因为岩样端部不平引起垫片的调整位移,而应变规测量的完全是岩石的变形,初始压密段不明显;在峰后由于岩石会因剪切变形引起变形的局部化,此时由于应变规测量的范围较小,使其测量结果不能准确地反映岩样的变形。岩样的环向变形采用由链条链接的伸长计进行测量,链条安置在试样的中部,因此,在峰后岩样的变形出现局部化时,环向变形的测量也是不准确的,尤其是当剪切滑移面不经过试样的中部时。

Lan 和 Chandle^[5]进行了花岗岩的峰前和峰后循环加、卸载试验,其采用的试验设备及应变测量方法和本文的相似,不过其轴向应变仅采用 LVDT 进行测量。其试验方法是:在峰前,当轴向应力小于峰值强度的 75%时,采用轴向位移控制加、卸载循环;当轴向应力大于或等于峰值强度的 75%时,为了更好地控制岩样的破坏过程,采用环向变形控制进行卸载。试验发现,利用 Lan 等使用的方法并不能得到满意的结果,因为环向变形的链条固定在岩样的中部,在峰后阶段,其测量值与岩样剪切滑移的位置密切相关,根据前述分析,此时环向变形的测量值不准确。

综上,尽管开始阶段 LVDT 的测量结果包含了垫片的调整位移,使轴向应变的初始压密阶段更为明显,然而在初始压密以后直至峰后阶段,LVDT 测量的轴向变形都能反映岩样的变形,因此,本次大理岩循环加卸载试验采用的加载方式为:加载阶段采用 LVDT 测量的轴向变形控制,卸载阶段采用轴向力控制。至于应变规测量的轴向变形因其峰后阶段的测量不完整,后续的数据处理中都没有采用。

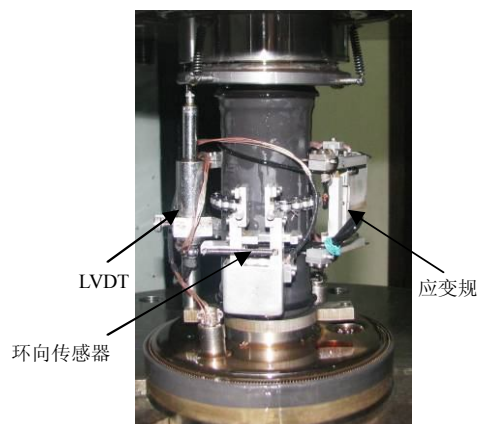


图 1 岩样安装方法

Fig.1 The completely assembled test stack

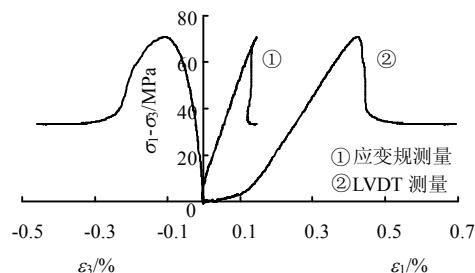


图 2. 5 MPa 围压下 T_{2y6} 大理岩应力-应变曲线

Fig.2 Stress - strain curves of T_{2y6} marble with 5 MPa confining pressure

2.2 T_{2y}6 大理岩常规及循环加、卸载试验

在进行循环加、卸载前,为了得到岩石的强度,进行了常规的三轴压缩试验。采用 LVDT 所测量的轴向位移控制加载,加载速率为 0.06 mm/min。典型的 T_{2y}6 大理岩常规试验的应力-应变曲线如图 3 所示。从图可以看出, T_{2y}6 大理岩表现出明显的脆性性质, 40 MPa 围压下仍然表现为脆性破坏。随着围压的升高,岩石的弹性模量稍有增加。

利用 T_{2y}6 大理岩进行了 5 组围压下的峰前和峰后循环加、卸载试验。加载阶段采用 LVDT 所测量的轴向位移控制,加载速率为 0.06 mm/min, 其对应的轴向力的加载速率随围压的不同而略有差别, 大约为 20~30 kN/min; 卸载阶段, 采用轴向力控制, 卸载速率为 30 kN/min, 卸载至偏压 5 MPa 左右。限于篇幅, 此处仅给出 3 种围压的试验曲线, 见图 4。从图可以看出, 由于试件端部的加工误差, 引起压头调整, 使得岩样在第一个循环时存在明显的初始压密段, 而在后续的循环中, 初始压密现象不显著; 循环加、卸载作用下, 岩石仍表现为脆性破坏, 加卸载曲线的外轮廓与图 3 中的常规试验比较接近, 可以认为, 两种加载方式下, 岩样的变形破坏机制是一致的。

图 5、6 分别为 T_{2y}6 大理岩常规和循环加、卸载试验后的岩样照片。两种条件下岩样的破坏形态一致。在单轴条件下, 岩样中出现多条平行于轴向的拉伸裂纹, 并有多条剪切裂纹连接这些拉伸裂纹, 当剪切面在垂直于轴向的投影覆盖整个岩样的端面时, 岩样发生破坏, 这与尤明庆^[6]所得结论一致。上述破坏形态说明, 单轴条件下, 影响岩石强度的因素比较复杂, 岩石的破坏机制不仅包括剪切滑移, 还包括拉伸裂纹的萌生和扩展, 以及剪切裂纹和拉伸裂纹的相互作用。随着围压的升高, 岩石试样将以剪切滑移破坏为主。

2.3 T_{2b} 大理岩常规及循环加卸载试验

试验方法同 2.2 节中的 T_{2y}6 大理岩。

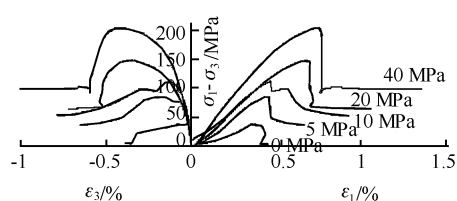
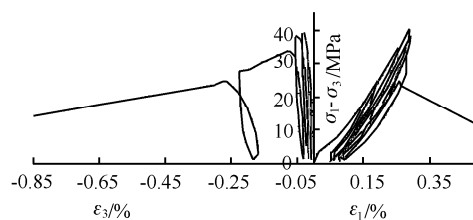
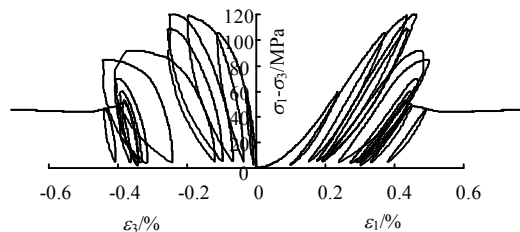


图 3 T_{2y}6 大理岩不同围压下三轴压缩全过程曲线
(曲线上的数字为围压)

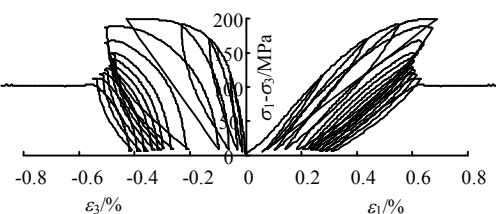
Fig.3 Complete curves of T_{2y}6 marble under triaxial compression with various confining pressures



(a) 单轴



(b) 围压为 10 MPa



(c) 围压为 40 MPa

图 4 T_{2y}6 大理岩不同围压下的加卸载曲线

Fig.4 Cyclic loading curves of T_{2y}6 marble under triaxial compression with various confining pressures



(a):单轴(b):5 MPa 围压(c):10 MPa 围压(d):20 MPa 围压(e):40 MPa 围压

图 5 T_{2y}6 大理岩岩样常规三轴试验破坏照片

Fig.5 Photos of samples after failure under uniaxial and triaxial compression with various confining pressures



(a):单轴(b):5 MPa 围压(c):10 MPa 围压(d):20 MPa 围压(e):40 MPa 围压

图 6 T_{2y}6 大理岩岩样循环加卸载试验破坏照片

Fig.6 Photos of samples after failure with cyclic-loading under uniaxial and triaxial compressions with various confining pressures

常规试验及循环加、卸载的加载阶段的位移速率为 0.06 mm/min, 其对应的轴向应力加载速率随围压的不同而稍有差别, 范围为 25~35 MPa/min, 加卸载试验的卸载段的轴向应力卸载速率为 26 MPa/min, 卸载至偏压 5 MPa 左右。

T_{2b} 大理岩常规试验的应力-应变曲线如图 7 所示, 岩样的破坏形态如图 9 所示, 从图 7 和图 9 可以看出, 该大理岩破坏形态受围压的影响较为显著, 低围压下表现为脆性破坏, 岩样中分布有竖向的拉裂纹; 随着围压的升高, 逐渐表现出延性变形的性质, 当围压大于 5 MPa 时, 岩样表面可见一组共轭的剪切滑移线, 其方向如图 9 (d) 中的黑线标示。

利用 T_{2b} 大理岩共进行了 4 组围压 (5、10、20、40 MPa) 下的峰前和峰后循环加卸载试验。限于篇幅, 此处仅给出 3 种围压下的试验曲线, 见图 8, 各围压下岩样破坏的形态见图 10, 当围压大于 5 MPa 时, 岩样表面也会出现一组共轭的剪切滑移线。对比可以看出, 常规和循环加卸载条件下, 无论是应力-应变曲线还是破坏形态, 都是一致的。

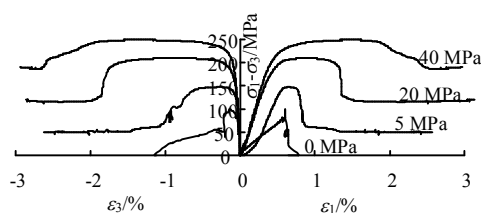
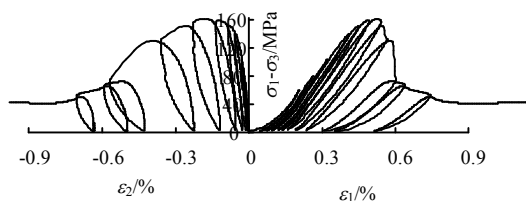
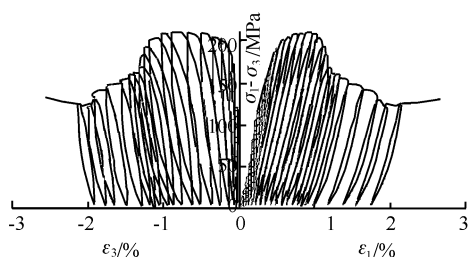


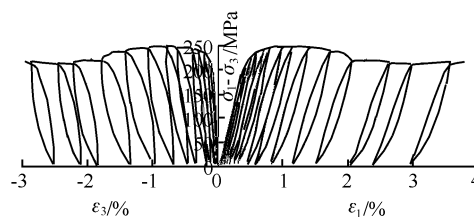
图 7 T_{2b} 大理岩不同围压下三轴压缩全过程曲线
Fig.7 Complete curves of T_{2b} marble under triaxial compression with various confining pressures



(a) 围压为 5 MPa



(b) 围压为 20 MPa



(c) 围压为 40 MPa

图 8 T_{2b} 大理岩不同围压下的加卸载曲线

Fig.8 Cyclic-loading curves of T_{2b} marble under triaxial compression with various confining pressures



(a) 单轴 (b) 5 MPa 围压 (c) 20 MPa 围压 (d) 40 MPa 围压

图 9 T_{2b} 大理岩岩样常规三轴试验破坏照片

Fig.9 Photos of samples after failure under uniaxial and triaxial compression with various confining pressures



(a) 5 MPa 围压 (b) 10 MPa 围压 (c) 20 MPa 围压 (d) 40 MPa 围压

图 10 T_{2b} 大理岩岩样循环加卸载试验破坏照片

Fig.10 Photos of samples after failure with cyclic loading under uniaxial and triaxial compressions with various confining pressures

3 弹性参数变化规律研究

3.1 塑性内变量的确定

为了表征岩样的塑性状态, 需要定义塑性内变量。一般取等效塑性剪应变为内变量^[7]。从图 4 和图 8 可以看出, 不同的围压下岩样从初始屈服到残余强度经历的塑性变形明显不同, 为了考虑围压对岩样塑性变形的影响, 利用等效塑性剪应变定义以下内变量 γ :

$$\gamma = \int d\gamma, \quad d\gamma = \frac{\sqrt{\frac{2}{3} de^p : de^p}}{f\left(\frac{P_c}{\sigma_c}\right)} \quad (1)$$

式中: de^p 塑性偏应变张量; 定义为

$d\epsilon^p = d\epsilon^p - \frac{1}{3}tr(d\epsilon^p)I$, 则表达式 $\sqrt{\frac{2}{3}d\epsilon^p : d\epsilon^p}$ 即为

等效塑性剪应变增量, 用 $d\gamma^p$ 表示; $f\left(\frac{P_c}{\sigma_c}\right)$ 为围压 P_c 的函数, 引入单轴抗压强度 σ_c 是为了无量纲化, 函数的形式可根据循环加卸载试验数据拟合得到。利用式(1)计算的内变量 γ 在初始屈服时为 0, 在达到残余强度时为 1。

由循环加、卸载试验, 按照 Martin 等^[8]建议的方法确定初始屈服应力点及其对应的塑性应变, 此塑性应变包含岩样中裂隙的初始压密变形以及压头调整引起的位移, 因现有的本构关系一般不考虑这部分变形, 在数据处理时假设此时的塑性应变为 0, 并将初始屈服以后的循环对应的塑性变形减去此部分应变。 T_{2b} 大理岩从初始屈服到残余强度对应的等效塑性剪应变增量与围压的关系见图 11, 图中单轴抗压强度 σ_c 取 90 MPa, 可得式(1)中函数 f 的形式为

$$f\left(\frac{P_c}{\sigma_c}\right) = 7.75\left(\frac{P_c}{\sigma_c}\right) + 0.30 \quad (2)$$

方法同上, 对于 T_{2y6} 大理岩, 取单轴抗压强度 $\sigma_c = 40$ MPa, 函数 f 的形式为

$$f\left(\frac{P_c}{\sigma_c}\right) = 0.47\left(\frac{P_c}{\sigma_c}\right) + 0.28 \quad (3)$$

从式(2)和式(3)可以看出, 围压对 T_{2b} 大理岩塑性变形特性的影响更显著, 这一性质与岩石的结构有关, 对比图 5 和图 8 可以看出, T_{2y6} 大理岩的晶粒比 T_{2b} 大理岩的粗, 即使在 40 MPa 围压下, T_{2y6} 大理岩岩样的表面也很少出现共轭剪切滑移线。

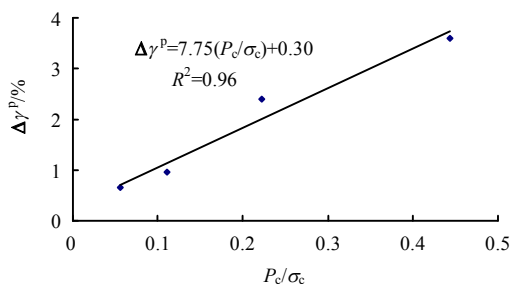


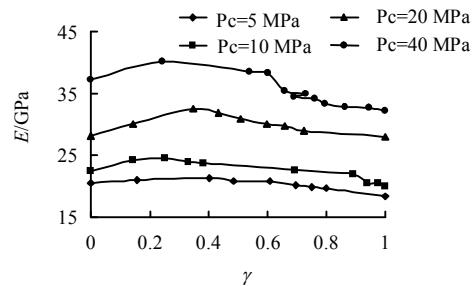
图 11 T_{2b} 大理岩等效塑性剪应变增量与围压的关系
Fig.11 Relation between equivalent plastic shear strain increment and confining pressure of T_{2b} marble

3.2 弹性参数的变化

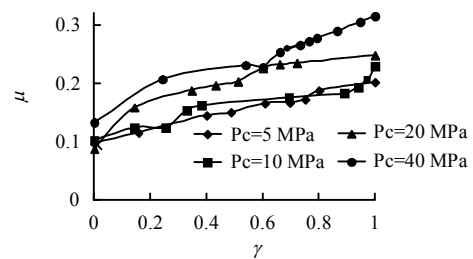
深埋隧洞在开挖的过程中, 会在围岩中形成一定深度的开挖损伤区 (EDZ), 声波测试结果^[9]表明, 在开挖损伤区内, 波速是连续变化的, 在开挖损伤区以外, 波速恢复至原岩波速。根据波速与弹性模

量的关系^[10], 可推断在开挖损伤区内弹性模量是随着开挖损伤逐渐衰减的; 大量的岩石室内试验^[8, 11-13]也表明当岩石经历塑性变形时, 其弹性模量会逐渐减小。上述现象说明大部分岩石具有明显的弹塑性耦合特性。许多学者^[1-3, 14-15]从理论和数值计算方法上对弹塑性耦合问题进行了研究。

本节根据 T_{2y6} 和 T_{2b} 大理岩的循环加、卸载试验, 研究岩石经历塑性变形时弹性参数的演化规律。求解弹性参数时, 将每个循环看作一个独立的试验, 根据加载曲线的线性段可求得弹性参数^[8, 16]。计算得到的弹性模量和泊松比与内变量 γ 的关系见图 12, 限于篇幅, 此处仅给出了 T_{2y6} 大理岩的结果。将计算结果按照内变量 γ 的数值进行线性插值, 得到不同内变量对应的弹性模量和泊松比, T_{2y6} 和 T_{2b} 大理岩的结果分别见表 1、2。从表 1、2 可以看出, 在初始屈服阶段, 两种大理岩的弹性模量都有所增加。 T_{2y6} 大理岩的泊松比变化范围比弹性模量的变化范围大; 而 T_{2b} 大理岩的弹性模量的变化范围比泊松比的变化范围稍大。



(a) 弹性模量 E 与内变量 γ 关系曲线



(b) 泊松比 μ 与内变量 γ 关系曲线

图 12 T_{2y6} 大理岩弹性模量和泊松比与内变量的关系
Fig.12 Relations between elastic modulus and Poisson ratio with internal variable of T_{2y6} marble

在进行数值计算时, 对于各向同性材料, 一般选择的弹性参数是弹性模量 E 和泊松比 μ , 现有文献^[9, 14-17]考虑弹塑性耦合时, 都是假设弹性模量和泊松比随内变量 (等效塑性应变或塑性体积应变) 变化。

表 1 T_{2y6} 大理岩在不同围岩的弹性模量和泊松比
Table 1 Elastic modulus and Poisson ratio of T_{2y6} marble at different cyclic loading steps

内变量 γ	5 MPa		10 MPa		20 MPa		40 MPa	
	E/GPa	μ	E/GPa	μ	E/GPa	μ	E/GPa	μ
0	20.52	0.10	22.48	0.10	28.07	0.09	37.28	0.13
0.1	20.80	0.11	23.73	0.12	29.51	0.14	38.43	0.16
0.2	21.03	0.12	24.38	0.12	30.79	0.17	39.58	0.19
0.3	21.18	0.13	24.16	0.14	31.94	0.18	39.79	0.21
0.4	21.33	0.15	23.75	0.16	32.14	0.19	39.27	0.22
0.5	20.89	0.15	23.34	0.17	31.06	0.20	38.76	0.23
0.6	20.78	0.16	22.93	0.17	30.09	0.23	38.29	0.23
0.7	20.11	0.17	22.53	0.18	29.22	0.23	34.37	0.26
0.8	19.75	0.19	22.24	0.18	28.69	0.24	33.21	0.28
0.9	19.07	0.19	21.67	0.18	28.33	0.24	32.75	0.30
1	18.38	0.20	20.10	0.23	27.97	0.25	32.22	0.31
变异系数%	4.7	16.4	7.9	20.5	5.3	10.3	7.6	12.6

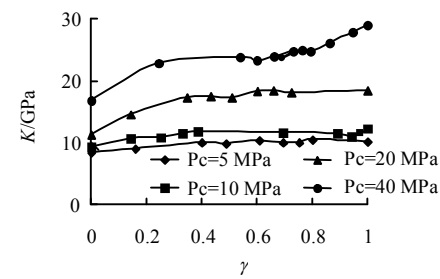
表 2 T_{2b} 大理岩在不同围岩的弹性模量和泊松比
Table 2 Elastic modulus and Poisson ratio of T_{2b} marble at different cyclic loading steps

内变量 γ	5 MPa		10 MPa		20 MPa		40 MPa	
	E/GPa	μ	E/GPa	μ	E/GPa	μ	E/GPa	μ
0	45.48	0.09	45.83	0.14	58.26	0.18	61.66	0.19
0.1	45.11	0.09	41.56	0.17	54.29	0.24	57.90	0.20
0.2	43.97	0.12	41.39	0.18	49.19	0.23	55.72	0.19
0.3	43.04	0.15	40.20	0.19	44.78	0.26	56.17	0.20
0.4	42.16	0.16	37.73	0.20	41.31	0.29	54.91	0.20
0.5	41.30	0.18	35.68	0.20	38.14	0.25	52.71	0.22
0.6	40.43	0.19	31.41	0.21	33.97	0.26	49.70	0.22
0.7	31.84	0.23	29.67	0.20	31.69	0.26	46.60	0.23
0.8	30.27	0.24	29.52	0.20	28.79	0.24	41.30	0.24
0.9	29.17	0.25	29.41	0.21	26.81	0.27	39.13	0.24
1	28.08	0.25	29.29	0.21	26.12	0.25	37.54	0.23
变异系数 /%	17.2	42.9	15.8	12.3	25.3	13.5	14.7	9.7

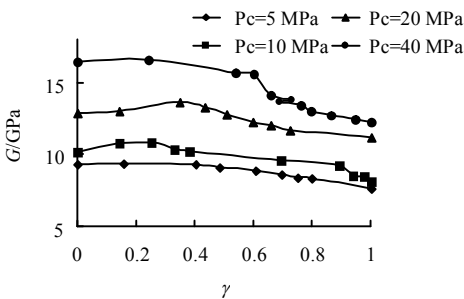
然而，用弹性模量和泊松比表达材料的弹性响应存在局限^[18]，对某些特定的材料，比如只抗压不抗剪的材料，用弹性模量和泊松比就无法描述，而体积模量 K 和剪切模量 G 对一切不违反热力学定律的弹性材料都是适用的；另外，体积模量和剪切模量的意义较为明确，分别表示单元体抗体积压缩和剪切的能力，这也是岩土工程中广泛采用的数值分析软件 FLAC 中默认使用体积模量和剪切模量的原因。根据前面得到的弹性模量和泊松比，利用式(4)可计算得到两种大理岩的体积模量 K 和剪切模量 G ，其与塑性内变量 γ 的关系见图 13，限于篇幅此处仅给出了 T_{2y6} 大理岩的结果。循环加卸载过程中两种大理岩的体积模量和剪切模量的变异系数见表 3，从表中可以看出，两种大理岩体积模量的变化范围都比剪切模量的变化范围小得多，这与大理岩的

破坏机制是一致的。当围压大于 5 MPa 时，从 2.2 节和 2.3 节中岩样的破坏形态可知，两种大理岩的破坏均以剪切滑移为主，经历塑性变形的过程中，岩样抵抗剪切变形的能力逐渐减小，即剪切模量减小，而抵抗体积变形的能力稍有增加，但变化比较小。因此，在进行弹塑性耦合的数值计算时，可以假设体积模量不随塑性应变变化，而剪切模量则线性减小。

$$\left. \begin{aligned} K &= \frac{E}{3(1-2\mu)} \\ G &= \frac{E}{2(1+\mu)} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$



(a) 体积模量 K 与内变量 γ 的关系曲线



(b) 剪切模量 G 与内变量 γ 的关系曲线

图 13 T_{2y6} 大理岩体积模量和剪切模量与内变量的关系
Fig.13 Relations between bulk and shear modulus with internal variable of T_{2y6} marble

表 3 T_{2y6} 和 T_{2b} 大理岩体积模量和剪切模量的变异系数
Fig.3 Coefficients of variation of bulk modulus and shear modulus

岩石类型	5 MPa		10 MPa		20 MPa		40 MPa	
	围压		围压		围压		围压	
	K	G	K	G	K	G	K	G
T _{2y6} 大理岩	2.0	6.7	4.3	10.7	2.9	7.1	4.1	10.3
T _{2b} 大理岩	6.1	21.7	9.6	17.6	20.8	27.2	9.6	15.9

4 强度参数变化规律研究

固定循环的最大偏应力后进行的循环加、卸载

试验称为疲劳试验^[19],试验结果表明,经历疲劳试验后,岩样的强度会降低。一些学者利用不同的岩石进行过循环加、卸载试验,其加载方式与本文中的相似,关于这种加载方式下,循环加、卸载试验是否会影响岩样的强度的问题尚未达成共识。尤明庆^[20]的大理岩试验结果表明,循环加卸载可以使试样的强度增加,强度大概可提高5%~10%,而苏承东等^[21]和Martin C D等^[8]的试验结果表明,循环加、卸载对岩样的变形和强度的影响均不显著。 T_{2y6} 和 T_{2b} 大理岩常规试验和循环加、卸载试验的强度对比见图14,图中的强度是同一试验条件下的若干个岩样强度的平均值,常规试验一个围压一般有3个岩样,而循环加、卸载试验因为耗时较长,一般一个围压只有2个岩样。从图14可以看出,循环加、卸载和常规试验条件下的强度差别不大,在离散范围之内。

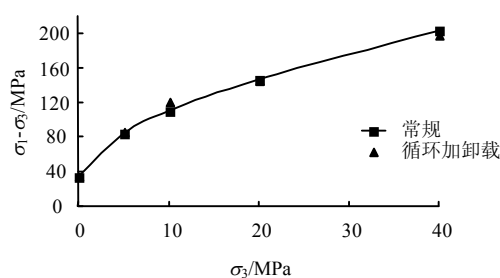
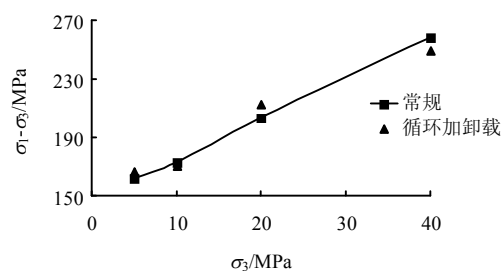
(a) T_{2y6} 大理岩(b) T_{2b} 大理岩

图14 常规试验和循环加卸载试验峰值强度对比

Fig.14 Comparison of peak strength under conventional triaxial and cyclic-loading experiments

从图14可以看出,当围压大于5 MPa时,偏应力与围压的关系近似为直线关系,即Mohr-Coulomb屈服准则在试验的围压范围内对于 T_{2y6} 和 T_{2b} 大理岩是适用的。在单轴条件下,由2.2和2.3节的分析可知,岩样的破坏形态比较复杂,以摩擦滑移为物理基础的Mohr-Coulomb屈服准则不再适用。因此,下文中基于Mohr-Coulomb屈服准则求强度参数,即黏聚力 c 和内摩擦角 φ 时,没有包括单轴的强度数据。

Mohr-Coulomb屈服准则物理意义明确,能较好地拟合大部分岩石的常规三轴压缩试验的结果,在岩土工程中得到了广泛应用,其表达式为

$$\tau = c + \mu \sigma_n \quad (5)$$

式中: c 和 μ 分别为黏聚力和内摩擦系数。

式(5)在主应力空间可表示为

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 \quad (6)$$

式中 φ 为内摩擦角。该准则表明,岩石的强度有两部分承担:一部分为与围压无关的黏聚强度;一部分为与围压有关的摩擦强度。

在岩土工程分析中一般认为,这两部分强度是同时起作用的,而Handin^[22]和Scholz^[23]等认为黏聚强度和摩擦强度不是同时起作用的,只有当黏聚力被破坏而产生滑动时,摩擦强度才能发挥出来。Mogi K^[13]提出了一个概化的裂纹模型来解释黏聚强度和摩擦强度不同时发挥作用的机制,如图15所示。图中 $(F-F')$ 为最终破坏面,该破坏面在最终形成前有3部分组成,即 A_1 、 A_2 和 A_3 。 A_1 面为完整岩石, A_2 面为闭合的裂纹,而 A_3 面表示张开的裂纹。因为张开的裂纹没有黏聚力,也没有摩擦力的作用,所以 A_3 面对强度没有影响。则岩石的抗剪切强度可表示为^[13]

$$\tau = \tau_1 (A_1/A) + \mu \sigma_n (A_2/A) \quad (7)$$

式中: τ_1 为完整岩石的抗剪切强度,与围压状态无关; μ 为裂纹面的摩擦系数。

对比式(5)和式(7)可以看到, Mohr-Coulomb 屈服准则中的黏聚力和内摩擦角是与裂纹的状态有关的。下文将基于 Mohr-Coulomb 屈服准则,利用循环加、卸载试验研究经历塑性变形时黏聚力和内摩擦角的变化规律。

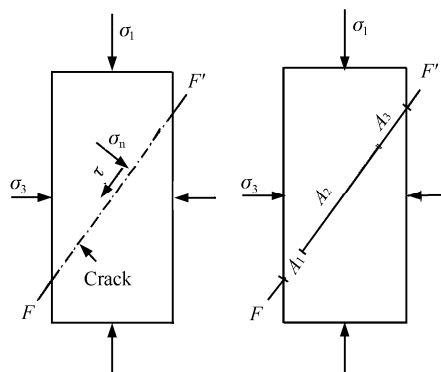
图15 破坏前裂纹状态模型^[13]

Fig.15 Simplified models of the cracked state along the eventual fault plane just before faulting

初始屈服应力的确定比较困难,一般取环向变形的明显转弯点对应的应力,如果环向变形的转弯

点不明显，可人为设定某个塑性应变对应的应力为屈服应力^[13]，本文中以体积应变出现转弯时的应力为初始屈服应力。两种大理岩初始屈服、峰值强度以及残余强度时的偏应力与围压的关系见图16，从图中可以看出，在不同屈服阶段强度参数是变化的。

下面利用循环加、卸载的试验结果，计算塑性变形中大理岩强度参数的变化。通过观察岩石试样的变形破坏形态可知，峰前主要以产生微裂纹为主，而峰后不仅有微裂纹的产生，还包含微裂纹的相互贯通。由于峰前和峰后的屈服过程的差别，处理试验数据时将峰前和峰后分为两部分进行计算。在峰前阶段，仿照式(1)定义塑性内变量 γ_1 ，见式(8)，为了便于区分，后文中将 γ_1 称为峰前内变量，而把式(1)定义的内变量 γ 称为全局内变量。首先计算各个围压下从初始屈服到峰值强度间的等效塑性剪应变差 $\Delta\gamma^p$ ，然后根据 $\Delta\gamma^p$ 与围压的关系（见图17，图中给出了T_{2b}大理岩的结果，其中 σ_c 取90 MPa）确定式(8)中函数 f_1 的形式，对于T_{2b}大理岩其结果为式(9)。

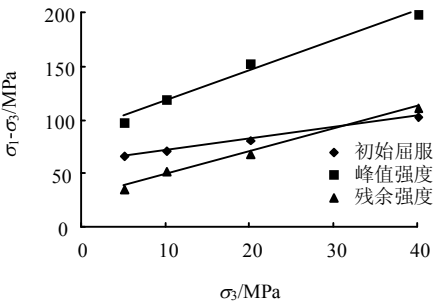
$$\gamma_1 = \int d\gamma_1, \quad d\gamma_1 = \frac{\sqrt{\frac{2}{3} d\epsilon^p : d\epsilon^p}}{f_1\left(\frac{P_c}{\sigma_c}\right)} \quad (8)$$

$$f_1\left(\frac{P_c}{\sigma_c}\right) = 1.32\left(\frac{P_c}{\sigma_c}\right) + 0.07 \quad (9)$$

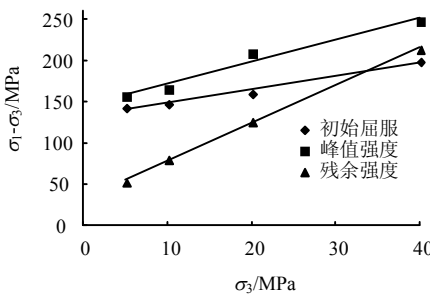
利用式(8)计算的内变量 γ_1 在初始屈服时为0，在达到峰值强度时为1。为了计算强度参数，将内变量 γ_1 进行等间隔取值，然后将试验得到的偏应力根据其对应的等效塑性剪应变的数值进行线性插值，从而得到不同围压下相同的内变量 γ_1 对应的偏应力，T_{2b}大理岩的结果见表4。利用不同围压下同内变量 γ_1 值对应的偏应力，根据式(6)求得强度参数 c 和 φ ，表4中给出了相应的结果。同理，在峰后阶段，可定义塑性内变量 γ_2 ，后文中称 γ_2 为峰后内变量，用前述方法，可计算得到峰后阶段不同 γ_2 值对应的 c 和 φ 。

试验发现，大理岩在不同的围压下，峰前从初始屈服到峰值强度的等效塑性剪应变差与峰后从峰值强度到残余强度的等效塑性剪应变差的比值为一定值，但不同大理岩该值差别较大，T_{2y6}和T_{2b}大理岩的结果见表5。根据表5，T_{2y6}和T_{2b}大理岩峰前和峰后全局内变量 γ 增量的比值分别取为1.5和4.5，则峰前内变量 γ_1 和峰后内变量 γ_2 与全局内变量 γ 成比例关系，对于T_{2y6}大理岩，其表达式为

$$\left. \begin{aligned} \Delta\gamma_1 &= \frac{1}{2.5} \Delta\gamma \\ \Delta\gamma_2 &= \frac{1.5}{2.5} \Delta\gamma \end{aligned} \right\} \quad (10)$$



(a) T_{2y6}大理岩



(b) T_{2b}大理岩

图16 两种大理岩屈服应力与围压的关系
Fig.16 Relations between yield stress and confining pressure of two kinds of marbles

表4 T_{2b}大理岩峰前内变量 γ_1 取不同值时对应的偏应力及强度参数

γ_1	围压/MPa				凝聚力/MPa	内摩擦角/(°)
	5	10	20	40		
0	144.0	148.7	160.7	200.0	41.0	26.7
0.2	150.9	165.6	202.0	234.5	39.1	33.0
0.4	153.5	166.6	206.3	241.2	38.5	34.0
0.6	154.7	166.9	208.7	243.0	38.6	34.2
0.8	156.0	166.2	209.0	245.1	38.3	34.5
1.0	157.2	165.5	210.0	247.9	37.8	34.9

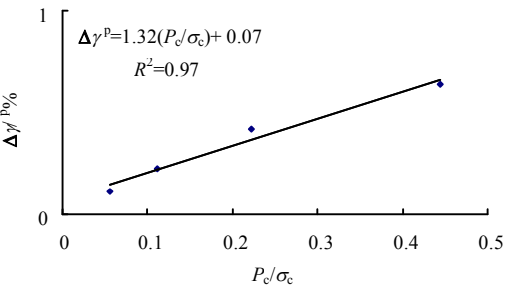


图17 T_{2b}大理岩峰前等效塑性应变增量与围压的关系
Fig.17 Relation between equivalent plastic shear strain increment and confining pressure during pre-peak period of T_{2b} marble

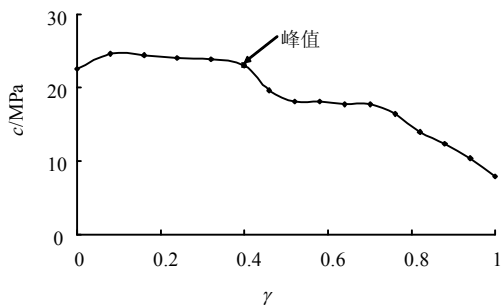
当 γ_1 取值为1时，对应于峰值点，则两种大理岩

峰值时对应的内变量 γ 的数值分别为0.40和0.182。利用 γ 与 γ_1 和 γ_2 的关系,可计算得到的强度参数 c 和 φ 与 γ 的关系,见图18和19,图中标出了峰值强度对应的强度参数。

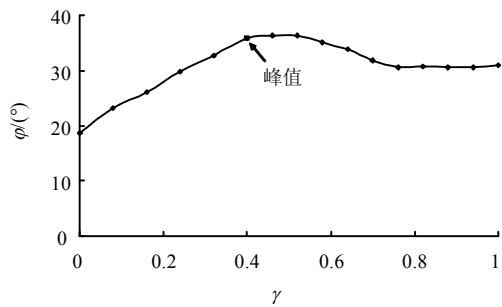
表 5 T_{2y6} 和 T_{2b} 大理岩峰前和峰后塑性应变增量的对比
Fig.5 Comparison of plastic strain increments before and after peak strength of T_{2y6} and T_{2b} marbles

状态	5 MPa 围压		10 MPa 围压		20 MPa 围压		40 MPa 围压	
	T_{2y6}	T_{2b}	T_{2y6}	T_{2b}	T_{2y6}	T_{2b}	T_{2y6}	T_{2b}
峰前	0.14	0.11	0.15	0.22	0.17	0.42	0.23	0.64
峰后	0.18	0.56	0.24	0.75	0.26	1.97	0.35	2.96
峰后/峰前	1.29	5.09	1.60	3.40	1.53	4.69	1.52	4.63

从图18和19中可以看出,两种大理岩在峰前阶段,黏聚力 c 都稍有下降,而摩擦角 φ 则上升的较快,这表明峰前在屈服过程中产生的微裂纹在围压和偏压的作用下是闭合的,由于摩擦的作用使岩样的后继屈服应力逐渐增加;在峰后阶段,黏聚力 c 快速减小,内摩擦角 φ 增加较少,表明峰后主要以裂纹的贯通和滑移为主。从图18可以看出, T_{2y6} 大理岩的内摩擦角在峰值强度附近为最大值,而在峰后则有所下降,这主要是在峰值强度附近由于裂纹的表面粗糙且尚未彼此贯通而形成互锁结构^[24](interlocking structure),从而使计算得到的摩擦系数大于岩石材料的摩擦系数;而在峰后阶段,随着岩石试样沿裂纹滑移,互锁结构逐渐破坏,使计算的摩擦系数减小至岩石材料的摩擦系数, T_{2b} 大理岩未发现这一现象。

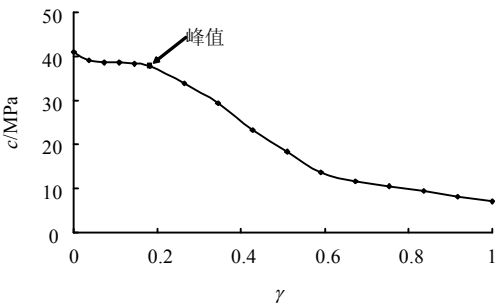


(a) 凝聚力 c 与内变量 γ 的关系曲线

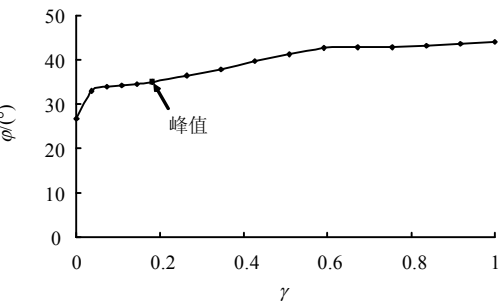


(b) 摩擦角 φ 与内变量 γ 的关系曲线

图18 T_{2y6} 大理岩强度参数与内变量的关系
Fig.18 Relations between strength parameters and internal variable of T_{2y6} marble



(a) 内聚力 c 与内变量 γ 的关系曲线



(b) 摩擦角 φ 与内变量 γ 的关系曲线

图19 T_{2b} 大理岩强度参数与内变量的关系
Fig.19 Relations between strength parameters and internal variable of T_{2b} marble

5 结 论

- (1)与常规试验对比,循环加卸载对岩石试样的强度、变形和破坏形态等影响较小。
- (2)弹性参数随塑性变形的变化显著,即弹塑性耦合现象明显;考虑弹塑性耦合时,弹性参数取体积模量和剪切模量更为合适,且体积模量随塑性变形的变化可以忽略。
- (3)强度参数随塑性变形的变化显著。基于Mohr-Coulomb屈服准则,计算得到了黏聚力 c 和内摩擦角 φ 与塑性内变量的关系。随着塑性变形的增加,黏聚力 c 逐渐减小,而内摩擦角 φ 一般会逐渐增加。

致谢: 本文试验所用岩石的采样工作由陈炳瑞副研究员、李占海博士和明华军博士等开展,在此表示感谢。

参 考 文 献

- [1] 殷有泉, 曲圣年. 弹塑性耦合和广义正交法则[J]. 力学学报, 1982, (1): 63—70.
YIN You-quan, QU Sheng-nian. Elastoplastic coupling and generalized normality rule[J]. Acta Mechanica Sinica, 1982, (1): 63—70.
- [2] 殷有泉, 曲圣年. 弹塑性耦合和广义正交法则[J]. 力学

- 学报, 1982, (1): 63—70.
- YIN You-quan, QU Sheng-nian. Elastoplastic coupling and generalized normality rule[J]. **Acta Mechanica Sinica**, 1982, (1): 63—70.
- [3] 王仁, 殷有泉. 工程岩石类介质的弹塑性本构关系[J]. 力学学报, 1981, (4): 317—325.
- WANG Ren, YIN You-quan. The elasto-plastic constitutive relation of the engineering rock medium[J]. **Acta Mechanica Sinica**, 1981, (4): 317—325.
- [4] 郭小明. 岩土介质弹塑性耦合问题的数学规划模型[J]. 东南大学学报, 1994, 24(5): 101—105.
- GUO Xiao-ming. A mathematical programming model for the elastoplastic coupling problems of rocks[J]. **Journal of Southeast University**, 1994, 24(5): 101—105.
- [5] MAIER G, HUECKEL T. Nonassociated and coupled flow rules of elastoplasticity for rock-like Materials[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 1979, 16: 77—92.
- [6] LAU J S O, CHANDLER N A. Innovative laboratory testing[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2004, 41(8): 1427—1445.
- [7] 尤明庆. 岩石的力学性质[M]. 北京: 地质出版社, 2007.
- [8] 郑颖人, 沈珠江, 龚晓南. 岩土塑性力学原理[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [9] MARTIN C D, CHANDLER N A. The progressive fracture of Lac de Bonnet granite[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, Pergamon Press. 1994, 31(6): 643—659.
- [10] 江权, 冯夏庭, 陈国庆. 考虑高地应力下围岩劣化的硬岩本构模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(1): 144—152.
- JIANG Quan, FENG Xia-ting, CHEN Guo-qing. Study of constitutive model of hard rock considering surrounding rock deterioration under high geostresses[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2008, 27(1): 144—152.
- [11] 聂德新. 岩质高边坡岩体变形参数及松弛带厚度研究[J]. 地球科学进展, 2004, 19(3): 472—477.
- NIE De-xin. The study of rock mass deforming parameters and relaxing thickness of rock high slope[J]. **Advance in Earth Sciences**, 2004, 19(3): 472—477.
- [12] 许江, 鲜学福, 王鸿, 等. 循环加、卸载条件下岩石类材料变形特性的实验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, (增1): 3040—3045.
- XU Jiang, XIAN Xue-fu, WANG Hong, et al. Experimental study on rock deformation characteristics under cycling loading and unloading conditions[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2006, (Supp.1): 3040—3045.
- [13] 黄书领. 高应力下脆性岩石的力学模型与工程应用研究[D]. 武汉: 中国科学院研究生院, 2008.
- [14] MOGI K. Experimental Rock Mechanics[M]. London: Taylor & Francis Group, 2005.
- [15] 曹伟, 宋玉普. 混凝土弹塑性耦合疲劳本构模型[J]. 混凝土, 2003, 159: 7—9.
- CAO Wei, SONG Yu-pu. An elastoplastic coupling fatigue constitutive model for plain concrete[J]. **Concrete**, 2003, 159: 7—9.
- [16] 张承柱, 刘信声. 应变空间表述的混凝土弹塑性耦合本构模型[J]. 清华大学学报(自然科学版), 1996, 36(3): 59—64.
- ZHANG Chen-zhu, LIU Xin-sheng. Constitutive model for concrete in strain space with elastoplastic coupling[J]. **Journal of Tsinghua University(Sci & Tech)**, 1996, 36(3): 59—64.
- [17] EBERHARDT E, STEAD D, STIMPSON B. Quantifying progressive pre-peak brittle fracture damage in rock during uniaxial compression[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 1999, 36(3): 361—380.
- [18] 赵冰, 李宁, 盛国刚. 考虑弹塑性耦合的单轴压缩岩样梯度塑性分析[J]. 西北农林科技大学学报(自然科学版), 2005, 33(9): 137—140.
- ZHAO Bing, LI Ning, SHENG Guo-gang. The gradient-dependent plastic analysis of rock specimen in uniaxial compression considering elastic-plastic coupling[J]. **Journal of Northwest Sci-Tech University of Agriculture and Forest (Nat. Sci. Ed.)**, 2005, 33(9): 137—140.
- [19] ITASCA CONSULTING GROUP INC. FLAC3D(Version 3.1)user's manual[M]. USA: ITASCA Consulting Group, Inc., 2006.
- [20] 葛修润, 蒋宇, 卢允德, 等. 周期荷载作用下岩石疲劳变形特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(10): 1581—1585.
- GE Xiu-run, JIANG Yu, LU Yun-de, et al. Testing study on fatigue deformation law of rock under cyclic loading[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2003, 22(10): 1581—1585.
- [21] 尤明庆, 苏承东. 大理岩试样循环加载强化作用的试验研究[J]. 固体力学学报, 2008, 29(1): 66—72.
- YOU Ming-qing, SU Cheng-dong. Experimental study on strengthening of marble specimen in cyclic loading of uniaxial or pseudo-triaxial compression[J]. **Chinese Journal of Solid Mechanics**, 2008, 29(1): 66—72.
- [22] 苏承东, 杨圣奇. 循环加卸载下岩样变形与强度特性试验[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2006, 34(6): 667—671.
- SU Cheng-dong, YANG Sheng-qi. Experimental study on deformation and strength characteristics of rock specimens under cyclic loading and unloading[J]. **Journal of Hohai University (Natural Science)**, 2006, 34(6): 667—671.
- [23] HANDIN J. On the Coulomb-Mohr failure criterion[J]. **Journal of Geophysical Research**, 1969, 74: 5343—5348.
- [24] SCHOLZ C H. The mechanics of earthquakes and

faulting[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1990.

- [25] HAJIABDOLMAJID V. Mobilization of strength in brittle failure of rock[D]. Kingston, Canada: Department of Mining Engineering, Queen's University, 2001.