

岩石破裂过程渗流与应力耦合分析

Coupling analysis of seepage and stresses in rock failure process

杨天鸿¹, 唐春安¹, 朱万成¹, 冯启言²

(1. 东北大学 岩石破裂与失稳研究中心, 辽宁 沈阳 110006; 2. 中国矿业大学 资源与环境学院, 江苏 徐州 221008)

摘要: 通过对经典 Biot 渗流力学做进一步的考察, 讨论了耦合渗流方程参数的物理意义, 在 Biot 基本方程的基础上, 增加一个反映渗透系数和孔隙变化率关系的耦合方程, 并结合原有的 RFPA 弹性损伤本构方程, 引入渗透率突跳系数 ξ 这一概念, 提出了岩石损伤演化过程渗流-应力耦合方程, 开发出岩石破裂过程渗流-应力耦合分析系统 F-RFPA^{2D}, 实例分析表明, 这个系统能够对裂纹的萌生、扩展过程中渗透率演化规律及其渗流-应力耦合机制进行模拟分析。

关键词: 渗流与应力耦合; 破坏过程; 渗透率突跳系数

中图分类号: O 346

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2001)04-0489-05

作者简介: 杨天鸿, 男, 1968 年生, 博士研究生, 现主要从事岩石破裂过程的数值模拟研究。

YANG Tianhong¹, TAN Chun'an¹, ZHU Wan'cheng¹, FENG Qiyang²

(1. Center for Rock Instability and Seismicity Research, Northeast University, Shenyang 110006, China; 2. School of Resource & Environment, China University of Mining and Technology, Xuzhou 221008, China)

Abstract: By reviewing Biot's seepage mechanics theory, this paper discussed physical meaning of coupling seepage equation parameters. According to the basic equation of Biot's seepage mechanics theory, a coupling equation is added to describe the variety of permeability and porosity. On the basis of elasticity damage equation in RFPA, a new concept of mutation coefficient of permeability is introduced into the equation, a coupling equation of seepage-stress in damage propagation process of rock is brought forward, and a new code of coupling analysis of flow and solid in Rock Failure Process Analysis (F-RFPA^{2D}) is developed. The results show that seepage rule and coupling mechanism of seepage and stress in initiation, propagation and evolution of cracks can be simulated by the new code.

Key words: coupling of seepage and stress; progressive failure; mutation coefficient of permeability

1 引言*

岩体内部孔隙水渗透过程及其孔隙水压力的存在, 使得渗流与应力耦合作用下的岩体破坏过程更为复杂。迄今为止, 耦合作用的研究主要集中在建立渗透系数与应力应变之间的关系方程上^[1], 岩体破裂后其渗透性的演化及其对力学行为的响应, 目前只局限于试验研究^[2~5], 没有和本构方程联系起来建立相应的应力应变-渗透率关系方程, 更没有一种数值计算方法, 能够研究岩体从应力变化到破裂过程中渗透性的演化过程及其耦合作用机理。

本文的岩石损伤破裂过程渗流-应力耦合分析系统是在原有的 RFPA^{2D}基础上^[6], 为进行岩石破坏过程渗流与应力耦合分析而开发的, 其核心继承了 RFPA^{2D}的思路和优点。这个系统能够对裂纹萌生、扩展过程中渗透率演化规律及其渗流-应力耦合机制进行模拟分析, 把流固耦合问题的研究从应力状态分析深入到破坏过程分析之中。

和水容量 Δn 的变化也增列为状态变量, 本构方程是 7 对状态变量(σ_j , ε_j) 和(p , Δn) 之间的物理关系, 是考虑渗流中流固耦合效应的第一个力学理论。其基本方程^[7]三维表达为

平衡方程:

$$\frac{\partial \sigma_j}{\partial x_j} + \rho_j = 0 \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (1)$$

几何方程:

$$\varepsilon_j = (u_{i,j} + u_{j,i})/2, \quad \varepsilon_v = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} \quad (2)$$

本构方程(有效应力原理):

$$\sigma_j' = \sigma_j - p \delta_{ij} = \lambda \delta_{ij} \varepsilon_v + 2G \varepsilon_j \quad (3)$$

$$\Delta n = p/Q - \alpha \varepsilon_v = p/H - \sigma_i/3H \quad (4)$$

渗流方程:

$$K_j \nabla^2 p = \frac{1}{Q} \frac{\partial p}{\partial t} - \alpha \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (5)$$

式中 p , Δn 为孔隙水压力和孔隙变化量; ρ 为体力密度; δ 为 Kronecker 常数; K_j 为渗透系数; σ_j , σ_j' , ε_j 为总应力、有效应力和总应变; α 称为孔隙水压系数, 描述岩体中不均匀分布在空隙(裂隙)中的孔隙水压作

2 经典 Biot 渗流力学耦合方程分析

对渗流中流固耦合问题, Biot^[7]将孔隙流体压力 p

* 基金项目: 国家自然科学基金资助项目(49974009); 国家重点基础研究发展规划 973 项目(95-13-07-01)

收稿日期: 2001-01-06

用效果^[8]; G , λ 为剪切模量和拉梅系数; H , $R(Q, \alpha)$ 为 Biot 常数, 物理意义为^[9]: $1/R$ 度量了由于水压力变化引起的水容量变化, $1/H$ 度量了由于水压力变化引起的介质整体体积的变化。 α 是水充分排出时, 排出的水量与介质体积应变之比, 而 $1/Q$ 是多孔介质体积不变的情况下, 在水压力作用下挤进多孔介质中水量。 Q, R, H, α 之间的关系为:

$$\alpha = \frac{3\lambda + 2G}{3H} = \frac{2(1-\mu)G}{3(1-2\mu)H} = \frac{E}{3(1-2\mu)H} = \frac{K'}{H} \quad (6)$$

$$1/R = 1/Q + \alpha/H \quad (7)$$

式中 E, K' 分别为弹性模量和体积模量。

3 岩石损伤过程渗流-应力耦合模型

对于饱和土, Biot (1941) 做了简化假设^[10]: 渗流过程中瞬时压缩应变与最后压缩应变相比, 是可以忽略的, 这意味着稳定流过程中, 随着孔隙水消散流动趋于稳定, Q 非常大, 取 $Q = \infty$ 。

则式(7)简化为

$$1/R = \alpha/H \quad (8)$$

Biot 建立的三维固结理论只考虑了应力对流体质量(孔隙变化量 Δn) 的影响, 没有考虑其对流体动量(孔隙变化量 Δn 引起渗透率的变化) 的影响, 因此只能反映流固之间的线性耦合作用^[8], 当孔隙变化量 Δn 引起的流量变化时, 渗透系数 K 是孔隙变化量 Δn 的函数, 这样又要增加一个耦合方程, 由式(8)可得该方程为

$$K_{ij}(\sigma, p) = K_0 e^{a \Delta n} = K_0 e^{a(R - \frac{1}{3H} \sigma_{ii})} = K_0 e^{-a(\frac{\sigma_{ii}/3 - p}{H})} \quad (9)$$

式中 $\sigma_{ii} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$, $\sigma_{ii}/3$ 表示平均总应力; a 为耦合参数, 表征应力应变对渗透系数的影响程度, 它和 α 由试验确定。

该方程即为本文提出的渗流与应力应变耦合方程, 当然, 该方程本文假设为负指数关系, 也可以假设为幂指数、双曲线或其他的函数关系方程^[11]。

通过岩石室内应力应变-渗透率全过程试验可知^[4, 5, 11, 12], 加载岩石试件荷载超过峰值强度后, 岩石破裂过程中, 渗透率伴随细观结构的变化, 发生突跳性增大, 这一现象很难从纯理论上表达^[12], 本文通过引入突跳系数 ξ 这一概念, 描述岩石破裂过程渗透率的突跳增大, 该系数可由试验取得。

下面以单轴拉伸和压缩的弹性损伤本构关系为基础, 给出单元在一般应力状态下的弹性损伤演化过程中渗流-应力耦合方程。

3.1 细观单元拉伸损伤演化渗流-应力耦合方程

按照应变等价原理, 认为有效应力 σ' 作用在受损材料上引起的应变与有效应力作用在无损材料上引起的应变等价。受损材料的本构关系可通过无损材料中

的名义应力得到, 即

$$\varepsilon = \sigma'/E = \sigma/E = \sigma(1-D)/E_0$$

$$\text{或} \quad \sigma' = E_0(1-D)\varepsilon \quad (10)$$

式中 E 和 E_0 分别为存在损伤的平均弹性模量和无损伤的弹性模量; D 为损伤变量。 $D = 0$ 对应无损伤状态; $D = 1$ 对应完全损伤(断裂或者破坏)状态; $0 < D < 1$ 对应不同的损伤程度。

当单元的应力状态或者应变状态将满足某个给定的损伤阈值时, 单元开始损伤。其一, 当单元的最大拉主应力达到其抗拉强度时, 开始发生拉伸损伤; 其二, 当单元的应力状态最满足摩尔库仑准则时, 该单元发生剪切损伤。

在单轴受拉的应力状态下, 损伤本构关系见图 1。

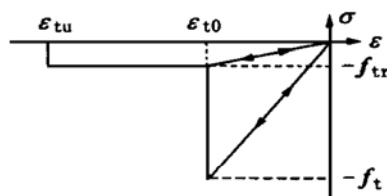


图 1 单轴受拉时的弹性损伤本构关系

Fig. 1 Elastic damage constitutive law of element under uniaxial tensile stress

弹脆性并带有残余强度的本构关系式如下:

$$D = \begin{cases} 0 & \varepsilon_0 \leq \varepsilon \\ 1 - f_{tr}/E_0 \varepsilon & \varepsilon_u \leq \varepsilon \leq \varepsilon_0 \\ 1 & \varepsilon \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (11)$$

渗透系数 K 的表达式为

$$K = \begin{cases} K_0 e^{-a \frac{\sigma_{ii}/3 - p}{H}} & D = 0 \\ \xi K_0 e^{-a \frac{\sigma_{ii}/3 - p}{H}} & 0 < D < 1 \\ \xi K_0 e^{-a \frac{\sigma_{ii}/3 - p}{H}} & D = 1 \end{cases} \quad (12)$$

式中 f_t 为单轴抗拉强度, ξ ($\xi > 1$) 为渗透率突跳系数, 表征在相同应力状态下单元损伤前后渗透系数增大的倍率, 可通过应力应变-渗透率试验求得; f_{tr} 初始拉伸损伤时残余强度; ε_0 是采用单轴拉伸准则($\sigma_3 \leq f_t$) 时的拉伸损伤应变阈值; 当单轴拉伸应变达到 ε_0 时, 单元开始损伤, 并不立即失去承载能力, 随着损伤演化发展, D 不断减小($0 < D < 1$), 渗透系数按式(12)计算。其最大拉主应变达到了给定的极限应变 ε_u 时, 则认为该单元完全失去承载能力, 单元将完全损伤达到拉伸断裂(破坏)状态, 即 $D = 1$, 这时突跳后的渗透系数-应力关系方程中孔隙水压力系数 $\alpha = 1$ 。

在三维应力状态下, 假设单元平均总应力对渗透系数张量影响程度相同。用平均总应力 $\sigma_{ii}/3$ 代替 σ_3 , 用最大拉应变 ε_3 代替式(11)中的拉应变 ε 。

3.2 细观单元压剪损伤演化渗流- 应力耦合方程

为了反映细观单元在压缩或剪切应力下的损伤, 这里选择摩尔库仑准则作为第二个损伤阈值判据。

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \geq f_c \quad (13)$$

式中 φ 为内摩擦角, f_c 为单轴抗压强度(为正数); σ_1 和 σ_3 分别为最大和最小主应力; 在单轴压缩应力状态下的本构方程为(如图2所示)。

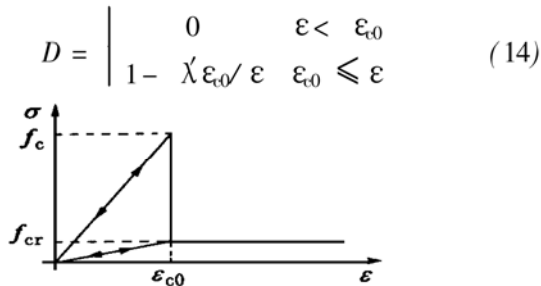


图2 单轴受压时的弹性损伤本构

Fig. 2 Elastic damage constitutive law of element under uniaxial compressive stress

渗透系数可以按照下式求出:

$$K = \begin{cases} K_0 e^{-a \frac{\sigma - \sigma_p}{H}} & D = 0 \\ \xi K_0 e^{-a \frac{\sigma - \sigma_p}{H}} & D > 0 \end{cases} \quad (15)$$

式(14)中, λ' 为残余强度系数, 满足关系式 $f/f_{cr} = f_t/f_{tr} = \lambda'$, ε_{c0} 是最大压主应力达到其单轴抗压强度时对应的最大压主应变。在如上所述的单轴压缩应力状态下可得

$$\varepsilon_{c0} = f_c / E_0 \quad (16)$$

当单元单轴压缩应变达到 ε_{c0} 时, 单元开始损伤, D 不断减小, 渗透系数按式(15)计算。当单元处于多轴应力状态并且满足摩尔库仑准则时, 可以用最大压主应变 ε_1 来代替式(14)中单轴压应变, 用平均主应力 $\sigma_1/3$ 代替 σ_1 , 这样就可以将以上表述的一维压应力作用下的本构关系推广到三维, 由于 ε_1 已经反应了围压的作用, 所以单元的强度和其残余强度由广义虎克定律按比例提高。

3.3 裂纹萌生扩展及接触处理

当单元在卸载或重新受载时其损伤变量保持不变, 所以单元的渗透系数按照发生突跳后的耦合方程给出, 这表明破坏单元的水力学性质和渗透性质变化是不可逆的。对于损伤的单元, 其最大拉主应变达到了给定的极限应变 ε_u 时, 则认为该单元完全失去承载能力, 其单元的弹性模量赋一个接近于零的小值(1.0×10^{-5}), 此时在后处理图上该单元以黑色显示为裂纹, 此时单元渗透系数发生突跳, 孔隙水压力系数为1。如果裂缝受挤压再次闭合产生接触时, 单元又可再度被激活成破坏后被

挤压的材料, 刚度明显提高, 再次发挥传递上下左右单元应力的作用, 渗透率仍按与应力的关系方程计算, 明显降低。借助于以上这种分离及接触处理方法不用设置专门的裂缝单元, 裂纹形成后不用重新划分网格, 有效地分析非均匀材料中多个裂纹的萌生和扩展过程中渗透性提高、水压力跟踪传递问题以及单元接触后渗透率降低问题, 实现了对岩石破裂过程中渗流- 应力耦合作用的复杂规律的全过程的模拟。

4 实例分析

数值模型采用二维平面应力薄板型模型, 试样尺寸 $70 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$, 模型划分为 140×100 个单元。首先加一定的轴压 p_1 , 侧压 p_2 和孔压 p_3, p_4 , 然后整个加载过程采用位移控制的加载方式, 加载位移增量为 $\Delta S = 0.005 \text{ mm}$, 相当于应变量为 7.14×10^{-5} 。侧压 $p_2 = 3 \text{ MPa}$, 试件上下的孔压分别为 $p_4 = 1.3 \text{ MPa}$, $p_3 = 2.8 \text{ MPa}$ 。试样的力学性质参数见表1, 模型示意图见图3。

表1 岩石试件力学指标

Table 1 Mechanical parameters of rock sample

力学参数及载荷控制方式	参数值
均质度 m	3
弹性模量均值 E/MPa	6000
摩擦角 $\varphi/^\circ$	30
抗压强度均值 f/MPa	60
抗压强度的残余值 f_{cr}/MPa	6
渗透系数 $/(\text{m} \cdot \text{d}^{-1})$	0.1
破裂后渗透率系数 ξ	10
泊松比 μ	0.25
孔隙水压力 $p_3, p_4/\text{MPa}$	2.8, 1.3
围压值 p_2/MPa	3
加载方式	压缩 $\Delta S = 0.005 \text{ mm}$
应力- 渗透率耦合方程	负指数方程
耦合参数 a	0.01
孔隙水压力系数 α	0.8

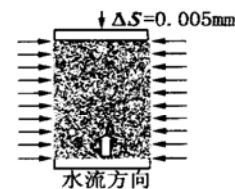


图3 岩石试件加载示意图

Fig. 3 Diagram of loading of rock sample

4.1 岩石加载破裂过程

整个应力应变曲线(图4)可分为: ①线性变形阶段(step1- 40, AB段), 应力- 应变行为表现出线性特征。②非线性变形阶段(step41- 46, BC段)。随着载荷的增加, 产生变形局部化现象, 裂纹开始在试件下部的左端点出现。裂纹的扩展方向总体向上, 但裂纹的扩展形式非常复杂, 并且表现出断断续续的特征。裂纹的边界非

常粗糙, 裂纹分叉现象频繁出现(见图 5 的 45 和 46 步), 水流矢量方向开始有序且沿贯通裂纹流动。宏观应力场的分布逐渐发生了变化。应力-应变曲线表现出非线性。在 46 步出现峰值强度。③软化阶段。尽管从 46 步到 51 步应力降低了 14%, 到第 52 步, 裂纹几乎贯穿了整个试样, 这时试件达到峰值强度后应力迭落。

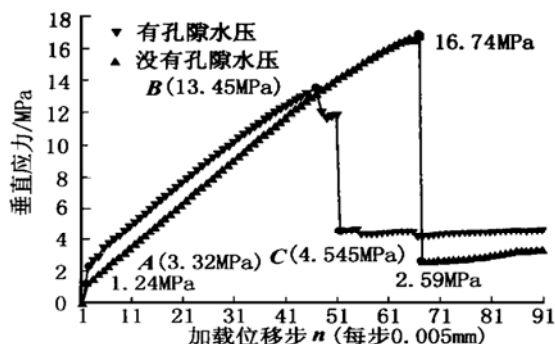


图 4 有无孔压情况岩石加载过程应力应变曲线

Fig. 4 Stress-strain curve of rock with and without hydraulic pressure in loading process

4.2 孔隙水压力的作用机理

对比无水孔压的加载计算结果(图 5, 6), 可见孔隙水压力的作用十分明显:

(1) 由式(3)可知, 岩石孔隙中孔压的存在, 要抵消一部分围压 p_2 和垂压 p_1 , 从图中可见, 有水压的应力-应变曲线在无水压的之上, 但峰值强度小于无水压的情况, 孔隙水压力的作用使岩石更易达到极限强度。同时, 水压力的作用和各向等压的传递直接影响岩石残余强度的大小, 并使岩石从脆性破坏到延性破坏过渡^[10]。

(2) 由式(9)可知, 耦合参数 a 越大, 有效应力对渗透性的影响越大, 水力梯度的非线性越明显, 而在非耦合或低应力状态下, 水力梯度从试件下端到上端线性分

布。本文在数值模型中为了突出细观单元破裂后渗透性突变及其裂纹扩展过程对水力梯度分布的影响, a 设为 0.01, 即峰值前应力对单元渗透性影响较小(见文献[4~7]的试验结果)。在试件整个加载过程中, 随着裂纹的萌生、扩展、演化, 细观破坏单元的渗透系数和孔隙水压系数不同于非破坏单元, 孔隙水压力在裂纹区的非线性分布(篇幅所限, 水力梯度图略)反过来又改变有效应力场的分布, 直接影响到裂纹的扩展模式。理论上耦合参数 a 越大, 水力梯度的非线性越明显, 试件越易破坏。受篇幅所限这一结论本文没有详细分析。

4.3 孔隙水压力对岩石强度和破裂模式的影响

从应力应变曲线(图 4)中可见, 无水压作用时峰值强度为 16.74 MPa, 有水压作用时峰值强度为 13.45 MPa, 相差 3.29 MPa, 水压作用减低了岩石的强度。虽然模型中细观非均匀单元的平均值为 60 MPa, 由于水压作用和非均匀性的影响, 整体试件的峰值强度只有 13.45 MPa, 有关非均匀性对岩石强度的影响见文献[13]。

分析两者的破裂模式, 两者同为剪破裂, 但破裂的演化方式不同: 有水压时是在试件下部左端孔压较大的地方启裂, 然后以 55° 斜角向上部扩展, 直至贯通(图 5); 无水压时是在试件中间形成裂纹, 以 45° 斜角同时向上下两个方向扩展, 左端达到边界, 右端发展到右角点(图 6)。水压在裂纹中的扩容和劈裂作用, 有水试件的裂纹扩展角度明显大于无水试件。

5 试验结果

为了比照数值模拟试验结果, 应用美国 MTS 公司 815.02 型电液伺服岩石力学试验系统, 对东滩煤矿侏罗系砂岩试样进行了应力应变-渗透率全过程试验^[14], 其中有的试件应力应变曲线和破裂模式(如图

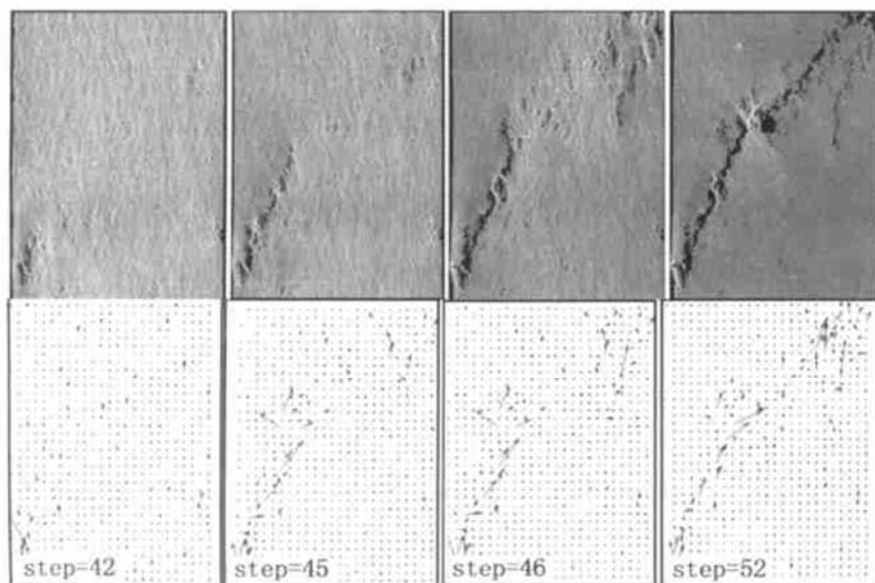


图 5 有水压加载试件剪应力分布和水流矢量分布

Fig. 5 Distribution of shear stress and seepage vector in loading rock sample with hydraulic pressure

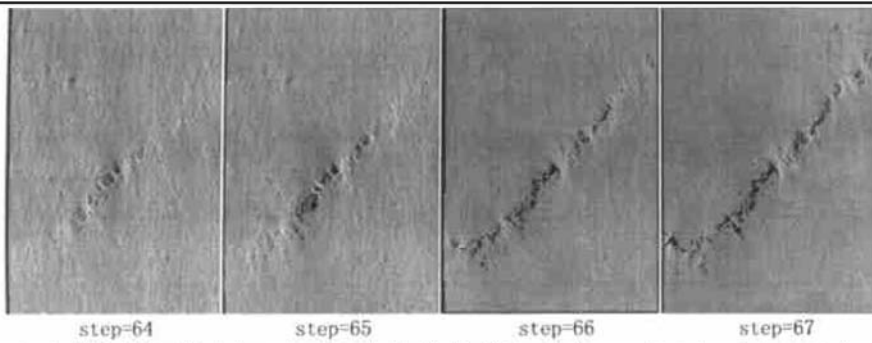


图6 无水压加载试件剪应力分布

Fig. 6 Distribution of shear stress in loading rock sample without hydraulic pressure

7, 8所示)和模拟结果较相似,表明文中的数值模拟方法可行。本文的砂岩试样和一般岩石应力应变-渗透率试验^[4-7]都为圆柱形试件,而数值模型为二维模型,不能和试验结果做定量对应,但仍可在破坏模式和应力应变曲线“形状”上定性研究孔压对含水岩石试件的影响。

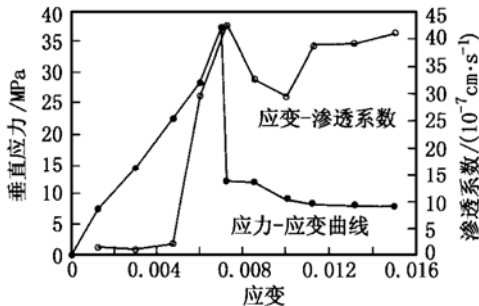


图7 岩石应力应变-渗透率试验曲线

Fig. 7 Permeability-strain behavior of rock specimens



图8 水压作用下岩石试件破裂模式

Fig. 8 Crack pattern of rock specimen on hydraulic pressure

6 结 论

通过上述分析和实例计算,可得到以下几点结论:

(1) 岩石加载变形破坏过程,是其中微裂隙萌生、扩展、贯通的过程,使岩石的结构产生显著的变化。相互连通的裂隙作为新的渗流通道,将使岩石的渗透率增大。所以岩石渗透率发生显著变化的根本原因在于岩石内部细观结构的变化。

(2) 裂隙的扩展导致孔隙水压力大小和梯度分布的非均匀性,重新改变应力分布形式,而贯通裂隙之中水压力的传递过程和扩容劈裂作用,诱使裂纹不断地

扩展,对岩石强度和破裂模式的影响十分显著。

(3) 工程中可通过分析岩体应力场的变化规律及破坏区分布发展圈定渗透率显著变化区,为防渗设计提供依据。反之,当岩体的渗透率发生显著变化时,其结构必定产生破坏,由此可确定岩体的破坏范围及其模式。

参考文献:

- [1] 盛金昌, 速宝玉. 裂隙岩体渗流应力耦合研究综述[J]. 岩土力学, 1998, 19(2): 92~98.
- [2] Zoback M D, Byerlee J D. The effect of microcrack dilatancy on the permeability of Westerly Granite[J]. Journal of Geophysical Research, 1975, (80): 752~755.
- [3] 张守良, 沈琛, 邓金根. 岩石变形及破坏中渗透率变化规律的实验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(增): 885~888.
- [4] 韩宝平, 冯启言, 等. 全应力应变过程中碳酸盐岩渗透性研究[J]. 工程地质学报, 2000, 8(2): 127~128.
- [5] 李世平, 李玉寿, 吴振业. 岩石全应力应变过程对应的渗透率-应变方程[J]. 岩土工程学报, 1995, 17(2): 231~235.
- [6] 唐春安. 脆性材料破坏过程分析的数值试验方法[J]. 力学与实践, 1999, 21(2): 21~24.
- [7] Biot M A. General theory of three-dimensional consolidation[J]. J Appl Phys, 1941, 12: 155~164.
- [8] 赵阳升. 煤体-瓦斯耦合数学模型及数值解法[J]. 岩石力学与工程学报, 1994, 13(3): 229~239.
- [9] 徐曾和. 渗流的流固耦合问题及应用[D]. 沈阳: 东北大学, 1998.
- [10] 耶格 J C, 库克 N G W. 岩石力学基础[M]. 中国科学院工程力学研究所译. 北京: 科学出版社, 1981.
- [11] 姜振泉, 季梁军. 岩石全应力应变过程渗透性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(2): 153~156.
- [12] 李树刚, 徐精彩. 软煤样渗透特性的电液伺服试验研究[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(1): 68~70.
- [13] 唐春安, 刘红元, 等. 非均匀性对岩石介质中裂纹扩展模式的影响[J]. 地球物理学报, 2000, 43(1): 116~121.
- [14] 杨天鸿. 岩石破裂过程渗透性质及其与应力耦合作用的研究[D]. 沈阳: 东北大学, 2001.