

应变敏感的裂隙及裂隙岩体水力传导特性研究

陈益峰, 周创兵, 盛永清

(武汉大学 水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072)

摘要: 通过将岩体单裂隙视为非关联理想弹塑性体, 导出单裂隙在压剪荷载作用下, 其机械开度和水力传导度的解析模型, 并采用已有相关试验研究成果对解析模型进行验证。在此基础上, 通过将岩体概化为含一组或多组优势裂隙的等效连续介质, 给出一种描述裂隙岩体在复杂加载条件下考虑非线性变形特征及滑动剪胀特性的等效非关联理想弹塑性本构模型。基于该模型, 给出裂隙岩体在扰动条件下应变敏感的渗透张量的计算方法, 该方法不仅考虑裂隙的法向压缩变形, 而且反映材料非线性及峰后剪胀效应对裂隙岩体渗透特性的影响。该模型通过引入滑动剪胀角和非关联理想塑性, 较为逼真地反映了真实裂隙及裂隙岩体峰后的剪胀特性、变形行为和水力传导度变化特征。通过数值算例, 研究了裂隙岩体在力学加载及开挖条件下渗透特性的演化规律。

关键词: 岩石力学; 裂隙; 裂隙岩体; 水力传导度; 应变; 水力耦合

中图分类号: TU 452; TV 139.1

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2006)12 - 2441 - 12

STRAIN-DEPENDENT HYDRAULIC CONDUCTIVITY FOR SINGLE ROCK FRACTURE AND FRACTURED ROCK MASS

CHEN Yifeng, ZHOU Chuangbing, SHENG Yongqing

(State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan, Hubei 430072, China)

Abstract: Regarding single rock fracture as a non-associated elastic-perfectly plastic medium, an analytical model of the mechanical aperture and the hydraulic conductivity is developed for the fracture subjected to normal and shear loadings, and the model is validated by an existing shear-flow coupling test under wide range of constant normal stress and increasing shear displacement. On this basis, by regarding rock mass as an anisotropic continuum with one or multiple sets of critically oriented fractures, a methodology is developed to address the change in hydraulic conductivity resulted from engineering disturbance under the framework of material nonlinearity. An equivalent non-associated elastic-perfectly plastic constitutive model with mobilized dilatancy is presented to describe the global nonlinear response of the rock system under complex loading conditions. By resolving the deformation of fractures from the equivalent medium, a strain-dependent hydraulic conductivity tensor suitable for numerical analysis is formulated, where the normal compressive deformations of the fractures are considered; and more importantly, the effects of material nonlinearity and post-peak shear dilatancy are integrated. The proposed model is capable of describing the reality of the post-peak dilatancy behavior, deformation characteristic and changes in hydraulic conductivity of a real fracture and fractured rock mass by using non-associated flow rule with a mobilized dilatancy angle. Numerical simulations are performed to investigate the changes in hydraulic conductivities of rock masses under mechanical loading or excavation.

Key words: rock mechanics; fracture; fractured rock mass; hydraulic conductivity; strain; hydromechanical coupling

收稿日期: 2006 - 01 - 24; **修回日期:** 2006 - 06 - 07

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(50239070, 50539100), 教育部科学技术研究重点项目(106157)

作者简介: 陈益峰(1974 -), 男, 博士, 1998年毕业于武汉水利电力大学水利水电学院水利水电工程建筑专业, 现任讲师, 主要从事岩土数值模拟及信息化方面的教学与研究。E-mail: csyfchen@whu.edu.cn

1 引言

近 20 a 来, 因大型水电工程建设、深层石油开采、核废料安全处置和水库诱发地震等领域的建模需要, 裂隙岩体水-力耦合分析(包括多场耦合分析)研究日益受到重视。正确描述裂隙及裂隙岩体的渗透特性既是进行水-力耦合分析的关键环节, 又是水-力耦合研究领域的难点所在。其原因在于岩体是包含各种具有不同规模和特征天然裂隙的各向异性地质体^[1]。当在岩体上建造各种工程建筑物时, 应力场调整将导致裂隙和完整岩块(称为基质)同时发生变形。由于基质较为坚硬, 大部分变形发生在裂隙中, 以法向变形和剪切变形的形式出现, 并导致裂隙闭合、张开、萌生或扩展, 进而改变岩体的组成结构和渗透特征。因此, 裂隙在水-力耦合分析中具有主导地位, 其力学特性和渗透特性与赋存环境密切相关, 应予以特别关注^[1]。

从宏观的角度研究岩体单裂隙水-力特性, 其渗透系数 k 一般表征为正应力 σ 、剪应力 τ 或弹性法向应变 ε 的函数^[2~13], 即 $k=f(\sigma, \tau)$ 或 $k=f(\varepsilon)$ 。例如, C. Louis^[2]根据钻孔压水试验数据, 建立了渗透系数与正应力的负指数经验关系: $k=k_0e^{-a\sigma}$ 。郑少河等^[7]通过大量天然裂隙渗流试验, 提出了裂隙渗透系数与三向主应力之间的经验关系式: $k=k_0[\sigma_2 - \nu(\sigma_1 + \sigma_3) - p]^{-\alpha}$ 。刘才华等^[11]通过对粗糙裂隙和充填裂隙的渗流试验, 给出了低应力、低水头条件下裂隙受剪应力作用的渗流模型: $k=k_0[1+(a\sigma_n + b)\tau]$ 。类似地, 用等效连续介质的方法研究裂隙岩体的渗透特性, 其渗透张量 \mathbf{K} 也一般表征为应力状态 $\boldsymbol{\sigma}$ 或弹性应变状态 $\boldsymbol{\varepsilon}$ 的函数^[14~17], 即 $\mathbf{K}=f(\boldsymbol{\sigma})$ 或 $\mathbf{K}=f(\boldsymbol{\varepsilon})$ 。其中, D. T. Snow^[14]假定岩体中的裂隙无限延伸, 根据裂隙的组数、间距、隙宽及产状要素, 推导三维裂隙岩体的渗透张量; M. Oda^[15]根据裂隙的发育特征, 采用统计理论确定岩体的渗透张量; 周创兵和熊文林^[16]则基于渗流扩散能叠加原理给出了确定裂隙岩体渗透张量的数值模型。以上 3 个模型都是通过应力作用下裂隙开度的变化反映岩体渗流与应力的耦合特性, 其在功能及形式上是完全等效的。而 J. Liu 等^[17]提出的渗透张量解析模型则将扰动岩体中有效孔隙率和渗透系数的变化与应力或弹性应变的重分布联系起来。

上述研究成果的共同特征是主要研究单裂隙及

裂隙岩体渗透特性的应力或弹性应变敏感性问题, 也就是渗透系数的变化均依赖于应力或弹性应变。然而大量工程实践表明: 裂隙及裂隙岩体渗透特性的显著变化主要出现在裂隙发生剪胀或进入非线性状态之后。而裂隙及裂隙岩体在进入非线性特征之后, 其应力-应变(或荷载-变形)响应往往失去一一对应关系。由于裂隙及裂隙岩体渗透特性的变化在本质上受控于介质孔隙率或开度的变化(即裂隙的变形), 因此上述模型难以全面反映裂隙及裂隙岩体的材料非线性行为, 特别是难以准确描述裂隙出现剪胀后水力传导特性的巨大变化。

为解决上述裂隙及裂隙岩体水力传导特性计算模型存在的问题, 本文的研究工作包括如下两个方面: 一是通过将单裂隙视为非关联理想弹塑性体, 导出在压剪荷载作用下, 单裂隙机械开度和水力传导度的应变敏感性解析模型, 并采用现有的相关试验成果^[9]对解析模型进行验证; 二是采用水-力特性等效的方法将单裂隙模型推广到三维裂隙网络, 建立复杂加载条件下, 裂隙岩体的渗透张量应变敏感性数值计算模型。

2 应变敏感的单裂隙水力传导特性

2.1 理论模型

设有一岩石试件, 试件正中含一硬质裂隙, 如图 1 所示。试件的高度为 s , 裂隙的初始开度为 b_0 。试件在常法向应力和剪切位移作用下, 裂隙剪应力-剪切位移及法向变形-剪切位移关系曲线如图 2 所示。在剪应力达到峰值 τ_p 之前, 剪应力随剪切位移线性增大, 二者的关系可用裂隙的初始剪切刚度 k_{s0} 线性表示。当剪应力达到峰值 τ_p 之后, 剪应力随剪切位移的增大以减速率下降, 并逐步稳定到残余剪应力, 呈现出应变软化特征。但在本文的研究中, 假定裂隙为非关联理想弹塑性体, 即剪应力达到峰值 τ_p 之后维持在峰值水平, 相应的 $\delta-\tau$ 关系曲线见图 2(a)。显然, 采用非关联流动法则可更准确地刻画裂隙在加载过程中的力学特性和渗透特性。

压剪荷载条件下, 裂隙法向变形 u 由压缩闭合变形 u_1 和剪胀张开变形 u_2 两部分组成。试验结果^[9]表明, 当剪应力接近峰值时, 裂隙将开始出现剪胀, 并随剪切位移的增大呈减速率增大, 如图 2(b)所示。随着剪胀效应的发挥, 裂隙的开度和水力传导度将随剪切位移的增大而发生变化。由此可见, 裂隙在

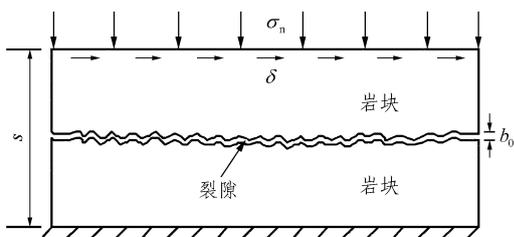


图 1 压剪荷载作用下含一硬质裂隙岩样示意图

Fig.1 Sketch of a rock specimen with a hard fracture under normal and shear loads

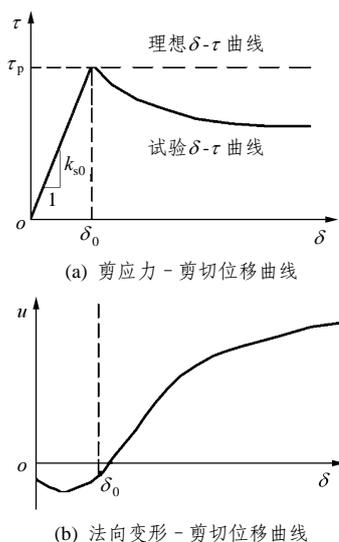


图 2 常法向应力作用下裂隙剪应力 - 剪切位移及法向变形 - 剪切位移关系曲线

Fig.2 Shear stress and normal displacement versus shear displacement curves under constant normal stress

峰后阶段的剪胀及水力传导特性的变化是伴随裂隙发生剪切塑性变形而出现的。

假设裂隙峰后剪切位移 δ 可分解为弹性剪切位移 δ_e 和塑性剪切位移 δ_p ，则对于理想弹塑性体，当 $\delta > \delta_0$ 时有

$$\delta_p = \delta - \delta_0 = \delta - \tau_p / k_{s0} \quad (1)$$

式中： δ_0 为裂隙刚达到剪切屈服时的最大弹性剪切位移，且有 $\delta_0 = \tau_p / k_{s0}$ ，如图 2(a)所示； τ_p 为裂隙在法向应力 σ_n 作用下的有效峰值抗剪强度，规定以拉应力为正，则根据 Mohr-Coulomb 准则，有

$$\tau_p = -\sigma'_n \tan \varphi + c \quad (2)$$

式中： φ 和 c 分别为裂隙的摩擦角和黏聚力； σ'_n 为裂隙的有效法向应力，且有

$$\sigma'_n = \sigma_n + p \quad (3)$$

式中： p 为作用在裂隙上的平均水压力。

在有效法向应力 σ'_n 作用下，裂隙压缩闭合变形 u_1 可表示为

$$u_1 = \sigma'_n / k_n \quad (4)$$

式中： k_n 为裂隙的法向刚度，与 u_1 常具有如下双曲线关系^[18]，即

$$k_n = \frac{b_0}{b_0 + u_1} k_{n0} = \frac{-\sigma'_n + b_0 k_{n0}}{b_0} \quad (5)$$

式中： k_{n0} 为裂隙的初始法向刚度。

根据非关联塑性流动法则，裂隙的峰后剪胀张开变形 u_2 可表示为

$$u_2 = \int_{\delta_0}^{\delta} \tan \psi d\delta_p \quad (6)$$

式中： ψ 为裂隙的滑动剪胀角。研究结果^[19]表明，滑动剪胀角 ψ 不仅受塑性参量控制，而且受法向应力和尺寸效应的影响。据此，本文采用如下负指数形式表示滑动剪胀角的演化方程，即

$$\psi = \psi_0 (\sigma_n) e^{-r(\delta - \delta_0)} \quad (7)$$

式中： r 为剪胀角衰减系数，反映剪胀角随塑性剪切变形的演化过程(当 $r = 0$ ，剪胀角保持常量；当 $r \rightarrow \infty$ ，剪胀角迅速衰减为 0)； ψ_0 为初始剪胀角或峰值剪胀角。根据 N. Barton 和 S. C. Bandis^[20]提出的节理峰值剪胀角估算公式， ψ_0 可表示为

$$\psi_0 = \omega JRC \lg |JCS / \sigma'_n| \quad (8)$$

式中： JRC 为节理粗糙度系数； JCS 为节理壁抗压强度； ω 为校正系数，可由剪切试验确定。

由于 JRC 和 JCS 与尺寸效应相关^[20]，因此式(7)通过 ψ_0 反映法向应力及尺寸效应对滑动剪胀效应的影响。考虑到裂隙的峰值剪胀角一般小于 45° ，因此 $\tan \psi$ 的 Taylor 级数展开式收敛。由于 $\psi \leq \psi_0$ ，且天然裂隙的 ψ_0 很少超过 30° ，故 $\tan \psi$ 可以很高的精度由如下多项式(以弧度为单位，截断到 3 次项)逼近：

$$\tan \psi = \psi + \psi^3 / 3 \quad (9)$$

将式(5)代入式(4)，并将式(1)，(7)和式(9)代入式(6)，则由式(4)和(6)可得

$$u = u_1 + u_2 = \chi b_0 \quad (10)$$

$$b = b_0 + u = (1 + \chi) b_0 \quad (11)$$

$$\chi = \frac{\sigma'_n}{-\sigma'_n + b_0 k_{n0}} +$$

$$\frac{1}{b_0} \left\{ \frac{\psi_0}{r} [1 - e^{-r(\delta - \delta_0)}] + \frac{\psi_0^3}{9r} [1 - e^{-3r(\delta - \delta_0)}] \right\} \quad (12)$$

式中： b 为裂隙在有效正应力 σ'_n 和剪切位移 δ 作用下的机械开度； χ 为量纲一的系数，反映初始开度为 b_0 的裂隙在压剪荷载作用下其开度的变化规律。注意在峰前加载阶段，式(12)右端项中的第 2 项取 0。

根据光滑平行板水流运动的立方定律，并考虑到天然岩体裂隙与理想平行板之间的差别，本文采用下式计算裂隙在有效法向应力 σ'_n 和剪切位移 δ 作用下的水力传导度：

$$k = \xi \frac{gb^2}{\nu} = k_0(1 + \chi)^2 \quad (13)$$

式中： ξ 为一个量纲一的常数($0 < \xi < 1/12$)，反映裂隙的延展性、起伏度、粗糙度及充填状况等几何性质对其实际导水能力的抑制作用； ν 为水的运动黏滞系数； k_0 为裂隙的初始水力传导度，且有

$$k_0 = \xi \frac{gb_0^2}{\nu} \quad (14)$$

研究结果^[21]表明，在峰后剪胀变形阶段，采用常数 ξ 能够较为合理地反映天然裂隙的实际导水特性。这样，导出单一岩体裂隙的水力传导度解析模型，该模型完全由有效法向应力 σ'_n 、剪切位移 δ 和裂隙的特征参数($b_0, \xi, k_{n0}, k_{s0}, \varphi, c, JRC, JCS, \omega$ 和 r)确定。该模型尽管在形式上是剪切位移的函数，但由于剪切位移可认为是某一应变变量的累积值，因此本文将之归结为应变敏感性模型。通过引入滑动剪胀角和非关联理想塑性，该模型能够较为逼真地反映真实裂隙峰后的剪胀特性、变形行为和水力传导度变化特征。该模型可与离散介质方法(如 DEM, DDA 法)和接触非线性有限元方法相结合，建立解析解和数值解的耦合计算方法。

2.2 试验验证

本文利用 T. Esaki 等^[9]的剪切 - 渗流耦合试验成果验证岩体单裂隙水力传导度解析模型的合理性(试验的设备与方法详见 T. Esaki 等^[9]的研究)。试验采用的花岗岩裂隙试件的物理力学参数如下：

$b_0 = 0.15 \text{ mm}$, $JCS = 162 \text{ MPa}$, $JRC = 9$ ；当法向应力分别为 1, 5, 10 和 20 MPa 时， k_0 分别为 3.37, 10.65, 11.97 和 17.97 MPa/mm。解析模型涉及其他物理力学参数全部由试验数据采用最小二乘法反算得到： $\varphi = 46.6^\circ$, $c = 0.99 \text{ MPa}$ ，拟合相关系数为 $R^2 = 0.9998$ ，峰值剪应力 - 法向应力曲线如图 3 所示； $k_{n0} = 100 \text{ MPa/mm}$, $r = 0.13$, $\omega = 1.0533$ ，其中 ψ_0 的拟合相关系数 $R^2 = 0.9538$, $\xi = 8.75 \times 10^{-3}$ ，这意味着裂隙机械开度 b 和水力开度 b^* 的关系为 $b^* =$

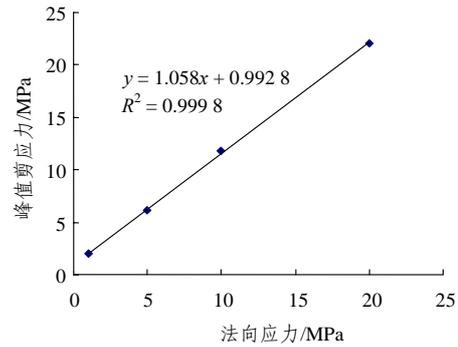


图 3 峰值剪应力 - 法向应力曲线

Fig.3 Curve of peak shear stress versus normal stress

0.324b，与试验结果较吻合。

当法向应力分别为 1, 5, 10 和 20 MPa 时，裂隙法向位移的解析解与耦合试验值对比如图 4 所示。

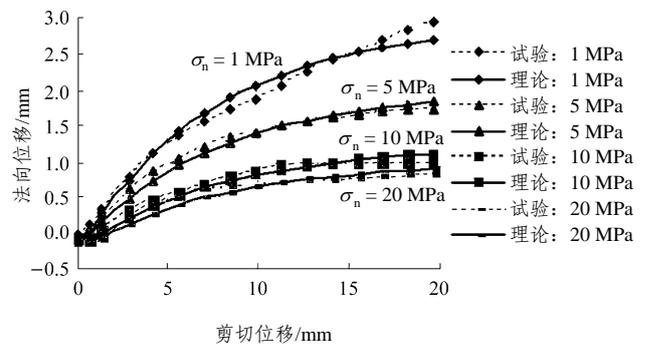


图 4 裂隙法向位移解析解(式(10))与耦合试验结果对比

Fig.4 Comparison of the fracture normal displacement analytically predicted by Eq.(10) with that measured from shear-flow coupling tests

由图 4 可知，在法向应力变化达 1~20 MPa，剪切位移变化达 0~20 mm 时，解析模型均能较好地描述裂隙的剪胀特性。即使裂隙开度因剪胀增大一个数量级，解析模型仍然可很好的拟合试验数据。在低法向应力条件下，二者的偏差略微显著。但就实际裂隙剪胀特性的发挥过程和变化趋势而言，解析模型的预测精度已能满足工程实际应用的要求。

水力传导度解析解(式(13))与耦合试验结果对比如图 5 所示。对于不同的法向应力，低法向应力条件下水力传导度的拟合效果最差，因此图中仅给出 $\sigma_n = 1, 5 \text{ MPa}$ 的数据曲线。图中的 Barton 模型^[22]利用如下经验公式将水力开度 b^* 和机械开度 b 联系起来：

$$b^* = b^2 / JRC^{2.5} \quad (15)$$

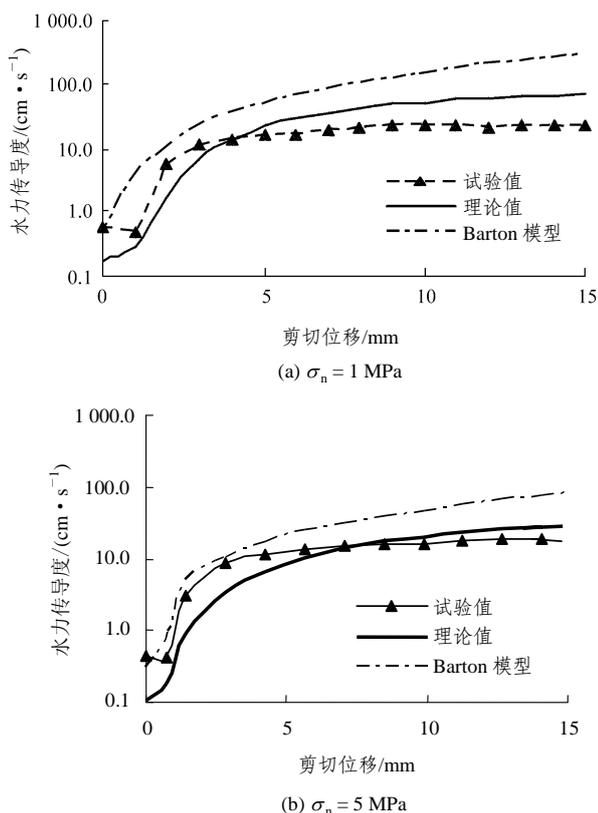


图 5 水力传导度解析解(式(13))与耦合试验结果对比
Fig.5 Comparison of the hydraulic conductivity analytically predicted by Eq.(13) with that calculated from shear-flow coupling tests with finite difference method

从图 5 可知, 解析模型可较好的预测实际裂隙在压剪荷载作用下水力传导特性的变化趋势。解析模型计算给出的水力传导度与对应试验结果的比值全部为 0.3~3.0, 二者在数量级上相当吻合。其偏差主要由如下两个原因造成: 一是耦合试验给出的水力传导度是利用有限差分法计算得到的, 而不是由立方定律直接给出; 二是在解析模型中采用线性关系描述裂隙机械开度 b 和水力开度 b^* 之间的关系, 即 ξ 取为常数。但考虑到岩体水力学中存在的大量不确定性因素, 这种简单关系在某些情况下反而更为有效。

从与试验结果的拟合精度上看, 解析模型明显优于 Barton 经验公式。一般情况下, Barton 经验公式计算的水力传导度比试验结果大得多, 许多情况下, 前者甚至比后者大一个数量级(见图 5)。

3 应变敏感的裂隙岩体渗透张量

3.1 裂隙岩体等效弹塑性本构模型

受地质作用模式和形成历史影响, 岩体中的天

然裂隙往往成组出现^[1]。因此, 本文把岩体概化成包含一组或多组平行、等间距、等隙宽但产状各异的等效连续介质。首先通过地质概化, 将问题域中的岩体划分为若干子域。设子域岩体包含 n 组产状各异的优势裂隙, 每组裂隙相互平行, 其特征用平均间距和平均隙宽(开度)描述。由于裂隙岩体在外载作用下的响应由裂隙和基质共同组成, 因此可通过对裂隙和基质之间的相互作用引入假设, 建立裂隙岩体的等效本构模型。为方便物理量之间的换算, 本文在裂隙岩体上建立整体坐标系 $OX_1X_2X_3$, 并在每组优势裂隙上建立局部坐标系 $o^f x_1^f x_2^f x_3^f$ ($f = 1, \dots, n$), 小写上标“ f ”为该物理量在 $o^f x_1^f x_2^f x_3^f$ 坐标系下度量, 如图 6 所示。整体坐标系可任意建立, 仅需满足右手法则。局部坐标系的建立要保证 x_1^f 和 x_2^f 轴在裂隙面内, 而 x_3^f 轴指向裂隙面法方向, 并满足右手法则。

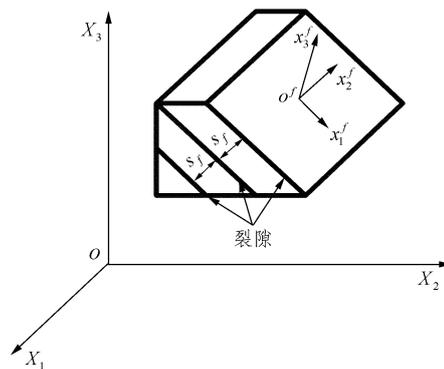


图 6 整体及局部坐标系
Fig.6 Coordinate systems

设整体坐标 X_i 轴的单位向量为 e_i ($i = 1, 2, 3$), 局部坐标 x_i^f 轴的单位向量为 e_i^f ($i = 1, 2, 3$), 则物理量在两个坐标系间的二阶转换张量 l_{ij}^f 为

$$l_{ij}^f = e_i^f \cdot e_j \tag{16}$$

在宏观上将裂隙岩体视为连续介质, 则可认为裂隙岩体的总应变增量由裂隙和基质的应变增量共同组成^[23, 24], 即

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = d\boldsymbol{\varepsilon}^R + \sum_F d\boldsymbol{\varepsilon}^F \tag{17}$$

式中: $d\boldsymbol{\varepsilon}$, $d\boldsymbol{\varepsilon}^R$ 和 $d\boldsymbol{\varepsilon}^F$ 分别为裂隙岩体的总应变增量、基质的应变增量和第 f 组裂隙在整体坐标系下的应变增量(注意大写上标 R 或 F 表示该物理量在 $OX_1X_2X_3$ 坐标系下度量, 上标 F 为非求和指标)。

另一方面, 裂隙界面上的应力连续性应得到保证。在整体坐标系中, 这个条件^[23, 24]可更严格地表示为

$$d\sigma' = d\sigma'^R = d\sigma'^F \quad (18)$$

式中： $d\sigma'$ ， $d\sigma'^R$ 和 $d\sigma'^F$ 分别为裂隙岩体、基质和第 f 组裂隙的有效应力增量。规定以拉应力为正，则根据修正的有效应力原理，有

$$\sigma' = \sigma + \alpha p \delta \quad (19)$$

式中： σ 为裂隙岩体的总应力， α 为修正系数 ($0 < \alpha \leq 1$)， δ 为 Kronecker Delta 张量。

结合塑性势流动理论和基质及裂隙的塑性一致性条件，由式(17)和(18)可导出裂隙岩体的等效弹塑性本构模型：

$$d\varepsilon = S^{ep} : d\sigma' \quad (20)$$

$$S^{ep} = (C^{R, ep})^{-1} + \sum_F (C^{F, ep})^{-1} \quad (21)$$

式中： S^{ep} 为裂隙岩体的等效弹塑性柔度张量； $C^{R, ep}$ 为基质的弹塑性切线刚度张量，且

$$C^{R, ep} = C^R - \frac{C^R : \frac{\partial Q_R}{\partial \sigma'} \otimes \frac{\partial F_R}{\partial \sigma'} : C^R}{\frac{\partial F_R}{\partial \sigma'} : C^R : \frac{\partial Q_R}{\partial \sigma'} + H_R} \quad (22)$$

式中： F_R ， Q_R 和 H_R 分别为基质的屈服函数、塑性势函数和硬化模量； C^R 为基质的四阶弹性刚度张量，可用 Lamé 常数 λ 和 G 及 Kronecker Delta 张量 δ 表示，即

$$C_{ijkl}^R = \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + G(\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (23)$$

为了模拟基质的剪胀特性，基质本构模型采用 Druker-Prager 理想弹塑性本构模型和非关联流动法则，即 $H_R = 0$ ，且有

$$F_R = \alpha I'_1 + \sqrt{J_2} - \kappa = 0 \quad (24)$$

$$Q_R = \beta I'_1 + \sqrt{J_2} - \text{const} = 0 \quad (25)$$

$$\alpha = \sin \varphi_R / \sqrt{3(3 + \sin^2 \varphi_R)} \quad (26)$$

$$\kappa = 3c_R \cos \varphi_R / \sqrt{3(3 + \sin^2 \varphi_R)} \quad (27)$$

$$\beta = \sin \psi_R / \sqrt{3(3 + \sin^2 \psi_R)} \quad (28)$$

式中： c_R ， φ_R 分别为基质的黏聚力和内摩擦角； I'_1 ($I'_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 - 3\alpha p$)， J_2 分别为基质的有效应力第一不变量和偏应力第二不变量； ψ_R 为随基质等效塑性应变 $\bar{\varepsilon}^p$ 递减的滑动剪胀角，其演化方程采用如下负指数形式：

$$\psi = \psi_0 \exp(-r \bar{\varepsilon}^p) \quad (29)$$

根据 L. R. Alejano 和 E. Alonso^[19]的研究成果，

基质的初始剪胀角 ψ_0 可表示为

$$\psi_0 = \frac{\varphi_R}{1 + \lg \sigma_c} \lg \left(\frac{\sigma_c}{-\sigma'_3 + 0.1} \right) \quad (30)$$

式中： σ_c 为完整岩块的单轴抗压强度。由于基质内摩擦角 φ_R 可与围压和尺寸效应相关^[19]，因此式(29)和(30)建立了基质滑动剪胀特性与材料塑性、围压以及尺寸效应的依赖关系。

等效塑性应变 $\bar{\varepsilon}^p$ 可表示为

$$\bar{\varepsilon}^p = \int d\bar{\varepsilon}^p = \int \sqrt{\frac{2}{3} d\varepsilon^p : d\varepsilon^p} \quad (31)$$

类似地，式(21)中的 $C^{F, ep}$ 为在 $OX_1X_2X_3$ 坐标系下度量的第 f 组裂隙的弹塑性切线刚度张量，可通过张量转换运算由 $\sigma^f x_1^f x_2^f x_3^f$ 坐标系下度量的弹塑性切线刚度张量 $C^{f, ep}$ 计算获得，即

$$C_{ijkl}^{F, ep} = l_{mi}^f l_{nj}^f l_{ok}^f l_{pl}^f C_{mnop}^{f, ep} \quad (32)$$

$$C^{f, ep} = C^f - \frac{C^f : \frac{\partial Q_f}{\partial \sigma'} \otimes \frac{\partial F_f}{\partial \sigma'} : C^f}{\frac{\partial F_f}{\partial \sigma'} : C^f : \frac{\partial Q_f}{\partial \sigma'} + H_f} \quad (33)$$

式中： C^f 为第 f 组裂隙的四阶切线弹性刚度张量，其元素 $C_{3333}^f = s_f k_{nf}$ ， $C_{2323}^f = C_{3131}^f = s_f k_{sf}$ ，而其他元素均为 0； k_{nf} ， k_{sf} 和 s_f 分别为第 f 组裂隙的法向刚度、切向刚度和平均间距。注意 k_{nf} 和 k_{sf} 可能随裂隙的加载呈非线性变化。

式(33)中的 F_f ， Q_f 和 H_f 分别为第 f 组裂隙的屈服函数、塑性势函数和硬化模量。同样，为更好的模拟裂隙峰后剪胀特性，采用非关联理想塑性的 Mohr-Coulomb 准则(此时 $H_f = 0$)，则有

$$F_f = \sqrt{\tau_{zxf}^2 + \tau_{zyf}^2} + \sigma'_{zf} \tan \varphi_f - c_f = 0 \quad (34)$$

$$Q_f = \sqrt{\tau_{zxf}^2 + \tau_{zyf}^2} + \sigma'_{zf} \tan \psi_f - \text{const} = 0 \quad (35)$$

式中： σ'_{zf} ， τ_{zxf} 和 τ_{zyf} 分别为裂隙面的有效法向应力和剪切应力； c_f ， φ_f 和 ψ_f 分别为第 f 组裂隙的黏聚力、内摩擦角和滑动剪胀角。 ψ_f 的演化方程同式(29)，但初始剪胀角 ψ_0 采用式(8)计算。

这样，对于任意加载或开挖步，只要得到等效岩体的有效应力增量 $d\sigma'$ ，则第 f 组裂隙的局部应变增量 $d\varepsilon^F$ 就可由下式给出：

$$d\varepsilon^F = (C^{F, ep})^{-1} : d\sigma' \quad (36)$$

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^f = l_{im} l_{jn} d\boldsymbol{\varepsilon}_{mn}^F \quad (37)$$

利用等效本构关系, 从岩体中分离裂隙的应变增量, 在本文的研究中起到重要的作用, 它使本文能够建立考虑滑动剪胀特性的裂隙岩体渗透特性的应变敏感模型。

3.2 应变敏感的裂隙岩体渗透张量

考虑一个受 n 组裂隙切割的岩体子域, 各组裂隙平均初始开度和间距分别为 b_{f0} 和 s_f ($f=1, 2, \dots, n$)。将各组裂隙的渗透特性等效到岩体中, 则第 f 组裂隙的初始等效渗透系数 k_{f0} [14, 17] 可表示为

$$k_{f0} = \xi \frac{g b_{f0}^3}{v s_f} \quad (38)$$

由于在加载过程中裂隙间距 s_f 的变化可忽略不计, 则在荷载作用下第 f 组裂隙的渗透系数改变为

$$k_f = \xi \frac{g b_f^3}{v s_f} = \xi \frac{g (b_{f0} + \Delta b_f)^3}{v s_f} \quad (39)$$

式中: Δb_f , k_f 分别为第 f 组裂隙在荷载作用下的开度增量和等效渗透系数。根据节 3.1 推导的等效本构模型, 则在局部范围内下式近似成立:

$$\Delta b_f = s_f \Delta \varepsilon_{\perp f} \quad (40)$$

式中: $\Delta \varepsilon_{\perp f}$ 为第 f 组裂隙的法向应变增量, 由式(37)积分得到。

将式(40)代入式(39)得

$$k_f = k_{f0} \left(1 + \frac{s_f}{b_{f0}} \Delta \varepsilon_{\perp f} \right)^3 \quad (41)$$

利用 D. T. Snow [14] 给出的方法, 含 n 组裂隙岩体的应变敏感等效渗透张量 \mathbf{K} 可表示为

$$\mathbf{K} = \sum_f k_f (\boldsymbol{\delta} - \mathbf{n}_f \otimes \mathbf{n}_f) \quad (42)$$

式中: \mathbf{n}_f 为第 f 组裂隙的单位法向量。

从式(42)可看出:

(1) \mathbf{K} 是 $\Delta \varepsilon_{\perp f}$ 的三次函数, 反映力学加载对水力特性的耦合效应。在加载过程中 $\varepsilon_{\perp f}$ 的任何变化都将导致 \mathbf{K} 的变化, 甚至使 \mathbf{K} 产生数量级的变化。

(2) \mathbf{K} 的变化依赖于应变, 而不是应力, 因此 \mathbf{K} 中包含峰后剪胀特性对渗透特性的影响。

(3) $\Delta \varepsilon_{\perp f}$ 对 \mathbf{K} 的影响除三次方关系外, 还得到 s_f/b_{f0} 的放大作用, 因而 \mathbf{K} 可能对 b_{f0} 和 s_f 相当敏

感。因此, 在实际应用时, b_{f0} 和 s_f 需要利用地勘资料和现场水力测试资料合理估值。

(4) 即使将初始 \mathbf{K} 值假定为各向同性, 但在荷载作用下, 裂隙的产状和力学效应可能使 \mathbf{K} 产生高度各向异性。

(5) 在有限元程序实现时, 每个地质子域或每个单元都可关联一个不同的 \mathbf{K} , 只要该子域或单元中的 k_{f0} , b_{f0} 和 s_f 已知。

(6) 在本文给出的等效模型中, $\Delta \varepsilon_{\perp f}$ 在各子域中是个场量, 因而与之具有依赖关系的渗透张量 \mathbf{K} 也呈现出场量特征。

需要指出的是, 在水-力耦合条件下, 力学场的扰动变化通过式(42)改变岩体的渗透特性, 而岩体渗透特性的变化又通过渗透荷载改变岩体力学场的状态及行为。因此需要通过耦合迭代计算求解扰动荷载作用下岩体的渗透张量。

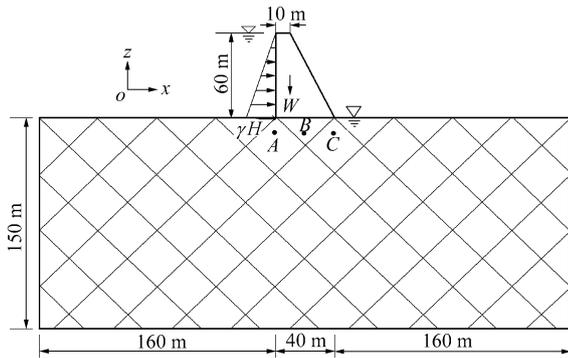
4 数值算例

上述裂隙岩体的等效弹塑性本构模型、应变敏感的渗透张量计算模型及迭代求解算法已经集成到自主开发的三维有限元计算软件 EPSCA^{3D} 中, 其核心代码用 Fortran 语言编写, 作为动态链接库供可视化界面调用, 并提供多种商业有限元分析软件的前后处理接口。

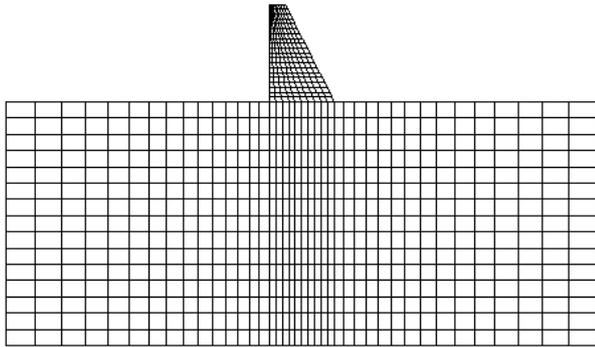
4.1 含正交裂隙坝基岩体的渗透特性

本文首先研究含两组正交裂隙的坝基岩体在坝体自重、库水作用及超载条件下(即增大库水容重, 用超载系数 γ 表征)其渗透特性的变化规律, 其主要目的是考察复杂加载对裂隙岩体峰后力学特性和渗透特性的影响, 而这种影响显然不可能通过有关研究 [15~17] 中介绍的弹性模型加以表征。

计算模型如图 7 所示, 其中坝基岩体含两组正交裂隙, 一组倾向上游, 另一组倾向下游, 倾角均为 45° 。坝基岩体初始应力场采用自重应力场模拟, 在初始应力场条件下, 每组裂隙的间距 s 均设为 1 m, 初始机械开度 b_0 为 1 mm。每条裂隙的力学参数相同, 并假定在加载过程中, 裂隙的法向和切向刚度保持不变。计算参数如表 1 所示。有限元计算在横河向取单位宽度进行分析, 计算网格如图 7(b) 所示, 共划分八节点六面体等参单元 800 个, 节点 1 752 个。在力学场分析时, 计算模型分别在 z 向底面、 x 向左右边界面和横河向前后边界面施加法向



(a) 计算简图



(b) 有限元网格

图 7 含正交裂隙坝基岩体计算模型

Fig. 7 Computational model for dam foundation with two sets of orthogonal fractures

表 1 坝体、岩体基质及裂隙的几何及力学参数

Table 1 Geometrical and mechanical parameters for dam and dam foundation with two sets of orthogonal fractures

E_R/GPa	μ_R	c_R/MPa	$\varphi_R/(\circ)$	$\psi_{R0}/(\circ)$	E_c/GPa	μ_c
10	0.25	1	46	30	20	0.167
r_R	b_0/mm	s/m	k_n $/(\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1})$	k_s $/(\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1})$	γ_R $/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	γ_c $/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$
100	1	1	30	10	27	24
c_f/MPa	$\varphi_f/(\circ)$	$\psi_{f0}/(\circ)$	r_f	ξ	c_v/MPa	$\varphi_v/(\circ)$
0.4	35	26	100	0.006 7	1.5	48

支座约束；在渗流场分析时，坝体设为隔水体，坝基上下游表面分别取定水头边界，水头值分别为 60, 0 m，其余边界为隔水边界。

假设基质不透水，根据表 1 中的计算参数和式(42)，坝基岩体在初始地应力场条件下其 xoz 平面内的渗透特性是各向同性的，等效渗透系数 $k_{s0} = k_{z0} = 6.42 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 。大坝建设后，在坝体自重(超载系数 $\gamma = 0$)、水库蓄水($\gamma = 1$)及超载($\gamma > 1$)条件下，坝踵、坝中及坝趾下部 10 m 处坝基岩体 3 个特征点

(分别见图 7(a)中的 A, B, C 点)的主渗透系数变化规律如图 8 所示；裂隙剪胀角随超载系数变化过程如图 9 所示；超载系数 $\gamma = 2.5$ 时坝基岩体等效主渗透系数矢量图如图 10 所示。需要指出的是，图 8 给出的大主渗透系数(即 k_{A1}, k_{B1}, k_{C1})方向倾向上游，其倾角 45° ，而小主渗透系数(即 k_{A2}, k_{B2}, k_{C2})方向则倾向下流，倾角亦为 45° ，二者的产状分别对应于两组优势裂隙的产状。

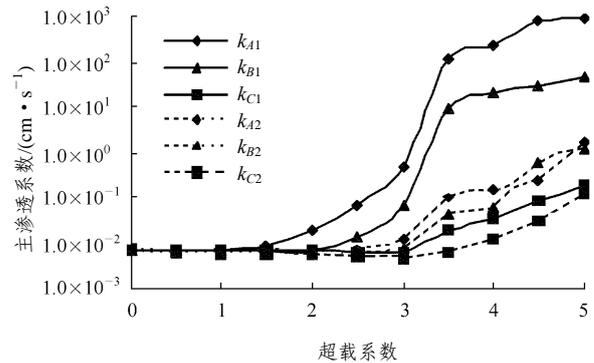


图 8 坝基岩体 3 个特征点主渗透系数随超载系数变化规律
Fig.8 Major hydraulic conductivities in three positions of dam foundation with overloading factor

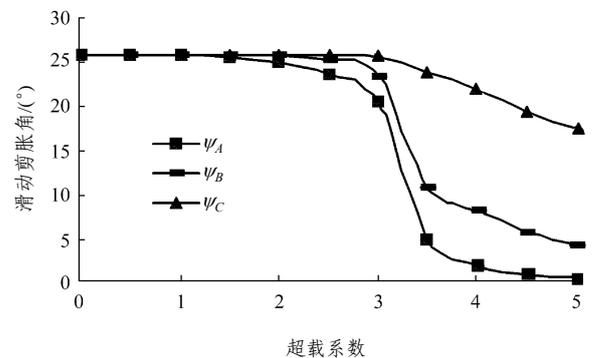


图 9 裂隙剪胀角随超载系数变化过程
Fig.9 Evolution of mobilized dilatancy angle of fractures with overloading factor

由图 8, 9 可知，在坝体自重及正常蓄水条件下 ($\gamma \leq 1$)，由于荷载较小，坝基岩体基本处于弹性状态，工程荷载对岩体渗透特性的影响不大；在超载条件下，当超载系数 $\gamma > 1.5$ 时，坝基岩体开始出现塑性屈服，岩体的渗透系数因裂隙出现剪胀而显著增大，且渗透特性明显地由初始的各向同性向各向异性特征转变。超载系数从 1 增大到 3 的过程中，坝基岩体的渗透特性增大 1~2 个数量级。当超载系数 $\gamma = 3.5$ 时，弹塑性力学场计算开始出现数值不稳定现象，表明坝基岩体已开始进入破坏状态。在此

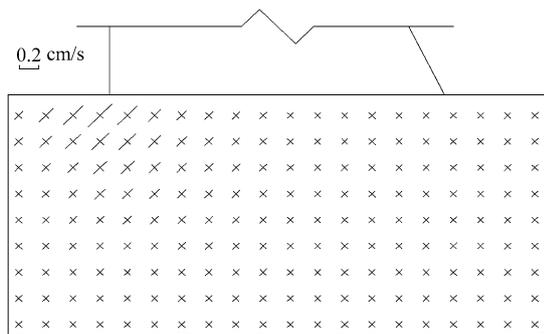


图 10 超载系数 $\gamma=2.5$ 时坝基岩体等效主渗透系数矢量图
Fig.10 Principal equivalent permeability vectors in dam foundation for overloading factor $\gamma=2.5$

过程中, 裂隙的等效塑性应变急剧增大, 剪胀角急剧减小, 并随着裂隙剪胀效应的发挥, 岩体主渗透系数进一步急剧增大。图 8, 9 同时表明, 坝基岩体渗透特性的变化与裂隙滑动剪胀角的演化具有良好的一致性, 与初始渗透特性相比, 岩体破坏时其渗透特性增幅可达 4~5 个数量级。

从图 8, 10 还可看出, 坝踵附近岩体因受拉剪荷载作用, 其渗透特性变化最为强烈, 而坝中及坝趾附近岩体渗透特性的变化则较为平缓。由于产状各异的两组优势裂隙在荷载作用下的力学效应不同, 因而在超载条件下, 坝基岩体的渗透特性呈现出强烈各向异性特征。尤其是处于拉剪荷载作用下的坝踵附近倾向上游组裂隙, 因其剪切错动变形空间较大, 相应方向上的主渗透系数变化量值也最大, 且各向异性特征也最为显著。

4.2 隧道开挖导致的渗透特性变化

为进一步验证本文提出的计算方法的正确性和实用性, 本文以 Stripa 矿山^[25, 26]双向应力场中的一条地下圆形隧道开挖为例, 计算隧道开挖引起的岩体渗透特性变化并与现场测试资料及 J. Liu 等^[17]的研究成果进行对比分析。双向应力场中的圆形隧道开挖简图如图 11 所示, 远场应力分别为 σ_x 和 σ_z 。

在 1981~1985 年间, 该隧道通过在 33 m 长的断面上作压水试验, 对隧道周围的大体积低渗透裂隙岩体渗透参数进行测定^[25, 26]。隧道的半径约为 2.5 m, 洞周岩体发育有两组与洞轴线斜交的优势裂隙, 如图 11 所示。通过隧道中的倾斜钻孔和垂直钻孔测得的裂隙发育密度分别为 4.5 条/m 和 2.9 条/m。隧道岩体的初始地应力场呈各向异性, 且水平应力分量较高。隧道开挖前, 岩体的初始渗透系数实测值约为 10^{-10} m/s。隧道开挖后, 洞周 0.5~1.0 m 范

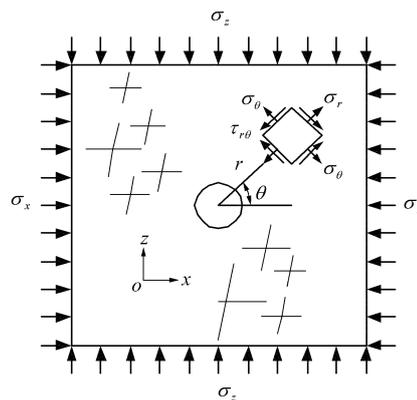


图 11 双向应力场中的圆形隧道开挖简图
Fig.11 Sketch of a circular excavation in a biaxial stress field

围内岩体的渗透系数急剧增大, 其平均量值为 $10^{-7} \sim 10^{-6}$ m/s, 增幅为 3~4 个数量级^[25]。

为简化计算, 并使计算结果与 J. Liu 等^[17]的研究具有可比性, 本文作如下假设:

- (1) 隧道开挖前裂隙开度和间距在统计上服从均匀分布。
- (2) 裂隙间距及延展特征不随开挖而发生变化。
- (3) 高角度斜交的两组优势裂隙近似用两组正交的裂隙代替。

(4) 隧道开挖导致的应变重分布可用本文给出的等效弹塑性本构模型模拟。圆形隧道周围岩体的几何及力学参数如表 2 所示, 其中部分计算参数直接摘自 J. Liu 等^[17]的研究。另外一些文献未给出的计算参数通过工程类比确定。表 2 中的裂隙初始机械开度由 $k_0 = 10^{-10}$ m/s 和式(38)计算得到。与 J. Liu 等^[17]的研究一致, 远场应力分别取 $\sigma_x = 20$ MPa 和 $\sigma_z = 10$ MPa。

表 2 圆形隧道周围岩体的几何及力学参数

Table 2 Geometrical and mechanical parameters for the rock mass around a circular tunnel

E/GPa	μ_R	c_R/MPa	$\varphi_R/(\text{^\circ})$	b_0/mm	s/m
37.5	0.25	5	46	0.007 5	0.27
k_n $/(\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1})$	k_s $/(\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1})$	c_f/MPa	$\phi_f/(\text{^\circ})$	ξ	
200	100	0.4	35	0.006 7	

(5) 计算仅考虑扰动力学场对渗透特性的影响, 而不考虑渗透荷载对力学场的作用。

为避免在确定裂隙及基质的初始剪胀角及剪胀角衰减系数上存在的困难(这两个参数需通过剪切

试验确定, 见节 2.2), 算例采用关联流动法则。需要说明的是, 这种处理对于该算例是合适的, 其原因是岩体强度较高, 扰动破坏区较小, 但对于力学性质较差或处于压剪破坏区中的岩体, 为合理评价其剪胀特征对岩体渗透特性的影响, 应采用非关联流动法则。此外, 为了简化计算, 本文假定裂隙的法向刚度和切向刚度在开挖过程中保持不变。计算范围取洞径的 22 倍, 计算采用的有限元网格如图 12 所示, 共划分单元 1 616 个, 节点 1 697 个, 计算模型在边界上均采用法向支座约束。图 13 给出隧道开挖后岩体的变形区和塑性区。图 14 给出水平方向($\theta=0^\circ$)及垂直方向($\theta=90^\circ$)上因隧道开挖导致的岩体渗透系数变化, 并同时给出 J. Liu 等^[17]的计算结果(图中 a 为隧道半径, r 为与隧道中心点的距离)。

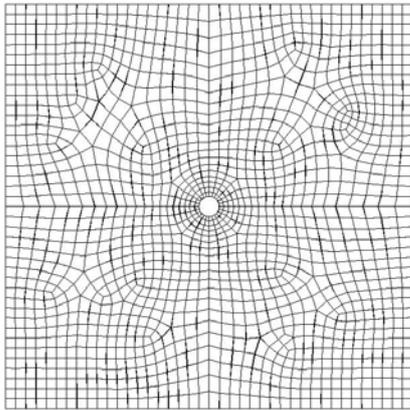
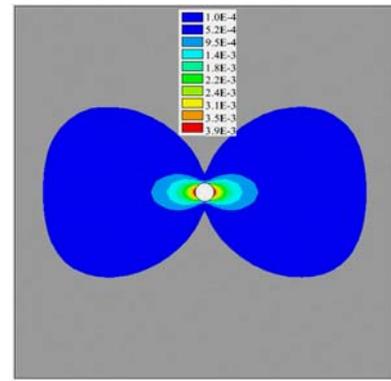


图 12 模拟隧道开挖的有限元网格
Fig.12 Finite element meshes for simulation of a tunnel excavation

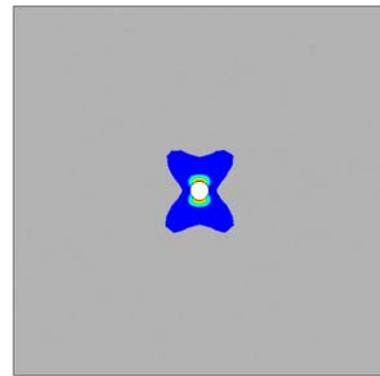
由图 14 可知, 隧道开挖后, 由于洞周岩体径向应力释放并形成松动圈, 导致切向渗透系数急剧增大, 达 1 000 倍左右, 与现场测试成果基本一致。而径向渗透系数因切向应力集中、相关裂隙闭合而急剧减小, 达两个数量级左右。在水平方向($\theta=0^\circ$)上, 本文计算给出的因开挖导致的切向渗透系数比值 k_θ/k_0 与 J. Liu 等^[17]的计算结果十分接近, 这与塑性区在该方向的扩展深度较小有关, 如图 13(b)所示; 但对于径向渗透系数比值 k_r/k_0 , 二者在洞周附近存在较大偏差。而在垂直方向上, 无论是 k_θ/k_0 还是 k_r/k_0 , 二者在洞周附近均存在较大偏差。

本文计算结果与 J. Liu 等^[17]的计算结果的偏差主要影响因素有:

- (1) 二者分别采用弹塑性模型和弹性模型, 因



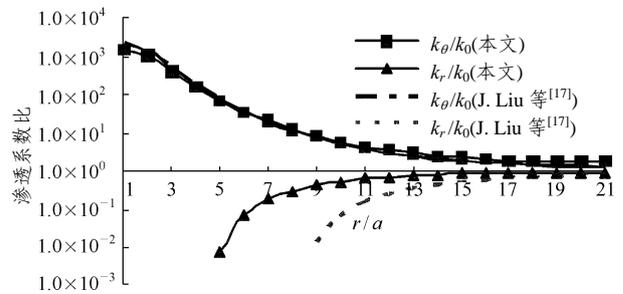
(a) 变形区(单位: m)



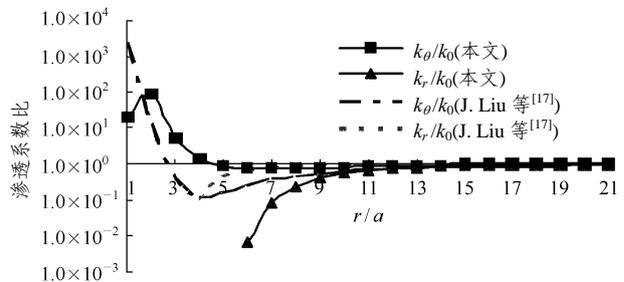
(b) 塑性区

图 13 隧道开挖后周围岩体的变形区及塑性区

Fig.13 Deformation zone and plastic zone induced by the tunnel excavation



(a) 水平方向($\theta=0^\circ$)



(b) 垂直方向($\theta=90^\circ$)

图 14 双向应力场中隧道开挖后, 隧道周围岩体渗透系数与开挖前渗透系数的比值

Fig.14 Excavation-induced hydraulic conductivity ratios around a circular tunnel in a biaxial stress field

而二者的应变分布模式不同。

(2) 二者采用不同的方法计算裂隙的应变增量。J. Liu 等^[17]采用由 RMR 定义的岩体与基质的模量折减比来分离裂隙的法向应变，而本文由等效弹塑性本构模型通过应变分解来计算裂隙应变。

(3) J. Liu 等^[17]假定裂隙分别沿径向和切向发育，因此二者的裂隙网络不同。

(4) 本文涉及的一些在有关研究^[17, 25, 26]中未给出的计算参数，如裂隙和基质的抗剪强度、裂隙的法向刚度和切向刚度等，是通过工程类比确定的。如果这些参数可由室内外试验确定，则本文的计算结果将更有说服力。

尽管存在这些偏差，但二者计算给出的洞周渗透系数比值的变化趋势基本一致，且在量级上与现场测试成果吻合，表明本文给出的计算方法可在工程实际运用。由图 13 可知，受各向异性远场初始应力的影响，隧道开挖后的变形区和塑性区在水平向及垂直向上分布不对称。从而应变重分布导致计算给出的渗透系数呈显著的各向异性特征(见图 14)。在水平方向($\theta = 0^\circ$)上，变形影响区达隧道半径的 16 倍以上，而塑性区较小，约为 1 倍半径；但在垂直方向($\theta = 90^\circ$)上，变形区和塑性区展布范围分别约为隧道半径的 2, 4 倍。变形区和塑性区的非对称性揭示水平向上的渗透系数比垂直向上的渗透系数更缓慢的趋近于稳定值 k_0 的原因。

5 结 论

基于非关联理想弹塑性理论，分别研究单裂隙及裂隙岩体渗透特性随应变增量的演变规律。主要工作包括两个方面：一是导出单裂隙在法向荷载和切向荷载作用下，其机械开度和水力传导度的解析模型，并采用现有的相关试验研究成果对解析模型进行验证；二是通过将岩体概化为含一组或多组平行、等间距、等开度，但产状各异的优势裂隙的等效连续介质给出一种描述岩体、特别是裂隙应力-变形特征的非关联理想弹塑性等效本构模型。基于这个模型，提出裂隙岩体在扰动(开挖或加载)条件下应变敏感的渗透张量的计算方法，并通过数值算例研究坝基岩体在坝体自重、蓄水及超载条件下渗透特性的变化规律及双向应力场中圆形隧道开挖导致的渗透特性变化特征。

本文给出的计算方法具有如下优点：

(1) 裂隙及裂隙岩体的渗透特性依赖于变形或应变，而不是应力，从而使水-力耦合分析能够从宏观上合理考虑裂隙岩体的材料非线性效应。

(2) 利用等效非关联理想弹塑性本构模型，通过滑动剪胀角考虑裂隙峰后剪胀效应对岩体渗透特性的影响。

(3) 对于压剪荷载作用下的单裂隙问题，导出的渗透系数解析模型较为逼真地反映真实裂隙峰后的剪胀特性、变形行为和水力传导度变化特征，可用于建立解析解与数值解相结合的水-力耦合计算方法。

(4) 给出的计算模型易于在有限元程序中实现，特别适合对大规模岩体工程中的水-力耦合问题进行数值分析。

参考文献(References):

- [1] Jing L. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modeling for rock mechanics and rock engineering[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2003, 40(3): 283 - 353.
- [2] Louis C. Rock Hydraulics[A]. In: Muller L ed. Rock Mechanics[C]. New York: Verlay Wien, 1974. 287 - 299.
- [3] Kranz R L, Frankel A D, Engelder T, et al. The permeability of whole and jointed Barre granite[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1979, 16(2): 225 - 234.
- [4] Jones F O. A laboratory study of the effects of confining pressure on fracture flow and storage capacity in carbonate rocks[J]. Journal of Petrol Technology, 1975, 9(2): 21 - 27.
- [5] Nelson R A. Fracture permeability in porous reservoirs: an experimental and field approach[Ph. D. Thesis][D]. Texas: Department of Geology, Texas A and M University, 1975.
- [6] 张玉卓, 张金才. 裂隙岩体渗流与应力耦合的试验研究[J]. 岩土力学, 1997, 18(4): 59 - 62. (Zhang Yuzhuo, Zhang Jincai. Experimental study on seepage flow-stress coupling in fractured rock masses[J]. Rock and Soil Mechanics, 1997, 18(4): 59 - 62. (in Chinese))
- [7] 郑少河, 赵阳升, 段康康. 三维应力作用下天然裂隙渗流规律的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(2): 133 - 136. (Zheng Shaohu, Zhao Yangsheng, Duan Kangkang. An experimental study on permeability law of natural fracture under 3D stresses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, 18(2): 133 - 136. (in Chinese))

- [8] 刘亚晨, 蔡永庆, 刘泉声, 等. 岩体裂隙结构面的温度 - 水力 - 应力耦合本构关系[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(2): 196 - 200.(Liu Yachen, Cai Yongqing, Liu Quansheng, et al. Thermo-hydro-mechanical coupling constitutive relation of rock mass fracture interconnectivity[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(2): 196 - 200.(in Chinese))
- [9] Esaki T, Du S, Mitani Y, et al. Development of a shear-flow test apparatus and determination of coupled properties for a single rock joint[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1999, 36(5): 641 - 650.
- [10] Chen Z, Narayan S P, Yang Z. An experimental investigation of hydraulic behavior of fractures and joints in granitic rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2000, 37(7): 1 061 - 1 071.
- [11] 刘才华, 陈从新, 付少兰. 剪应力作用下岩体裂隙渗流特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(10): 1 651 - 1 655.(Liu Caihua, Chen Congxin, Fu Shaolan. Study on seepage characteristics of a single rock fracture under shear stresses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(10): 1 651 - 1 655.(in Chinese))
- [12] 刘才华, 陈从新, 付少兰. 二维应力作用下岩石单裂隙渗流规律的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(8): 1 194 - 1 198.(Liu Caihua, Chen Congxin, Fu Shaolan. Testing study on seepage characteristic of a single rock fracture under two-dimensional stresses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(8): 1 194 - 1 198.(in Chinese))
- [13] 周创兵, 熊文林. 地应力对岩体渗透特性的影响[J]. 地震学报, 1997, 19(2): 154 - 163.(Zhou Chuangbing, Xiong Wenlin. Influence of geostatic stresses on permeability of jointed rock masses[J]. Acta Seismologica Sinica, 1997, 19(2): 154 - 163.(in Chinese))
- [14] Snow D T. Anisotropic permeability of fractured media[J]. Water Resources Research, 1969, 5(6): 1 273 - 1 289.
- [15] Oda M. An equivalent continuum model for coupled stress and fluid flow analysis in jointed rock masses[J]. Water Resources Research, 1986, 22(13): 1 845 - 1 856.
- [16] 周创兵, 熊文林. 双场耦合条件下裂隙岩体的渗透张量[J]. 岩石力学与工程学报, 1996, 15(4): 338 - 344.(Zhou Chuangbing, Xiong Wenlin. Permeability tensor for jointed rock mass in coupled seepage and stress fields[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1996, 15(4): 338 - 344.(in Chinese))
- [17] Liu J, Elsworth D, Brady B H. Linking stress-dependent effective porosity and hydraulic conductivity fields to RMR[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1999, 36(5): 581 - 596.
- [18] Huang T H, Chang C S, Chao C Y. Experimental and mathematical modeling for fracture of rock joint with regular asperities[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2002, 69(17): 1 977 - 1 996.
- [19] Alejano L R, Alonso E. Consideration of the dilatancy angle in rocks and rock masses[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2005, 42(4): 481 - 507.
- [20] Barton N, Bandis S C. Effects of block size on the shear behaviour of jointed rocks[A]. In: Proceedings of the 23rd US Symposium on Rock Mechanics[C]. Rotterdam: A. A. Balkema, 1982. 739 - 760.
- [21] Zhou C B, Chen Y F, Sheng Y Q. A generalized cubic law for rock joints considering post-peak mechanical effects[A]. In: Proceedings of GeoProc2006[C]. Nanjing: Hohai University Press, 2006. 188 - 197.
- [22] Barton N, Bandis S, Bakhtar K. Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1985, 22(3): 121 - 140.
- [23] Pande G N, Xiong W L. An improved multilaminar model of jointed rock masses[A]. In: Dungar R, Pande GN, Studer JA, ed. Proceedings of Numerical Models in Geomechanics[C]. Rotterdam: A. A. Balkema, 1982. 218 - 226.
- [24] Chen S H, Egger P. Three-dimensional elasto-visco-plastic finite element analysis of reinforced rock masses and its application[J]. International Journal for Numerical Analytical Methods in Geomechanics, 1999, 23(1): 61 - 78.
- [25] Pusch R. Alteration of the hydraulic conductivity of rock by tunnel excavation[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1989, 26(1): 79 - 83.
- [26] Kelsall P C, Case J B, Chabannes C R. Evaluation of excavation-induced changes in rock permeability[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1984, 21(3): 123 - 135.