

锦屏二级水电站深埋引水隧洞稳定性研究

陈卫忠¹, 伍国军¹, 戴永浩¹, 陈蓉², 陈立保³

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 湖北省发展与改革委员会, 湖北 武汉 430071; 3. 铁道第四勘察设计院, 湖北 武汉 430063)

摘要: 裂隙岩体的渗流应力耦合机理是岩体水力学研究重点。基于多孔介质有效应力原理, 以体积应变为切入点, 建立了考虑岩体变形特性的渗透系数动态演化方程和弹塑性耦合损伤本构模型, 并将所建立的本构模型编制程序导入到大型商用有限元程序 ABAQUS, 研究锦屏二级水电站深埋引水隧洞运营期围岩和衬砌的受力和变形特征。研究成果表明: 考虑渗透系数动态演化的力学模型可以更好地反映隧洞运营期衬砌的外水压力特征, 比不考虑渗透系数动态演化的计算结果更加合理, 由于锦屏 4 个引水隧洞的间距较大, 隧洞开挖和运行放水所产生的裂隙损伤演化区没有形成贯通区域。

关键词: 多孔介质; 耦合; 引水隧洞; 本构方程; 损伤

中图分类号: TV139.1; O35 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2008)08-1184-07

作者简介: 陈卫忠(1968-), 男, 研究员, 博士生导师, 主要从事地下工程及隧道工程研究方面的工作。E-mail: wzchen@whrsm.ac.cn。

Stability analysis of diversion tunnel for Jinping Hydropower Station

CHEN Wei-zhong¹, WU Guo-jun¹, DAI Yong-hao¹, CHEN Rong², CHEN Li-bao³

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. Hubei Development and Reform Commission, Wuhan 430071, China; 3. The Fourth Survey & Design Institute of China Railway, Wuhan 430063, China)

Abstract: Hydromechanical coupling of jointed rock mass was the key point for problems of hydraulics of rock mass. In consideration of the deformation of rock mass, the evolution equation of rock permeability coefficient related with volumetric strain and the saturated elasto-plastic damage coupling model were proposed based on the effective stress law of porous media. By means of the nonlinear FEM software ABAQUS, the model was implemented to study the stability of rock mass and the supporting of the diversion tunnel for Jinping Hydropower Station project during its operation period. It was shown that the hydromechanical coupled model considering evolution of rock permeability coefficient was more realistic to the project, for example, the external water pressures of lining were agreeable to the field measurement. So it was more reasonable than that without considering evolution of permeability coefficient. In the meanwhile, the damage evolution zones did not run through all the areas due to large space between them.

Key words: porous media; coupling; diversion tunnel; constitutive model; damage

0 引言

裂隙岩体渗流场与应力场的耦合是岩体水力学研究的热点问题。裂隙岩体的渗流场受应力场影响很大, 应力场的改变导致裂隙的张开或闭合, 进而影响岩体的渗透性, 从而引起岩体渗流场的改变。而渗流场的改变将改变渗透体积力的分布, 必将引起应力场的改变。

锦屏二级水电站位于四川省凉山州境内的雅砻江干流上, 是雅砻江上水头最高、装机规模最大的一座引水式地下电站。利用锦屏大河湾 150 km 的天然落

差, 截弯取直开挖隧洞引水发电。引水隧洞贯穿锦屏山, 具有埋深大、洞线长、洞径大的特点, 是锦屏二级水电站枢纽最重要的组成部分。隧洞所在区域内地形地质条件复杂、地下水活跃, 高地应力和高地下水是影响引水隧洞围岩稳定性及衬砌结构安全性的最主要因素^[1]。任旭华等采用考虑降雨入渗渗流场分析的

基金项目: 国家自然科学基金雅砻江水电开发联合基金项目(50539090, 50579087); 国家自然科学基金西部重大研究计划(90510019)

收稿日期: 2008-01-10

有限单元方法, 对锦屏二级水电站深埋引水隧洞的外水压力进行了研究, 提出富水区深埋隧洞渗流控制“以堵为主, 堵排结合”^[2-3]; 又对隧洞在不同渗控方案所形成的外部水环境条件下围岩和衬砌的工作性态进行了系统的比较研究和评价, 得到一些高地下水位条件下深埋引水隧洞的支护设计方面的结论^[4]; 吴世勇等应用弹塑性有限元法分析了锦屏二级水电站引水隧洞开挖和支护过程中围岩的应力和变形规律和特征^[5]。

目前, 大多采用有限元法对引水隧洞围岩渗流场、应力场和支护衬砌的受力特征等进行研究, 且通常采用的流固耦合渗流计算将渗透系数视为常量^[6-7], 没有考虑渗透性因开挖扰动而引起的动态变化特性, 事实上, 对于工程岩体而言, 当有外加荷载作用时, 不但会引起裂隙的张开, 还会引起裂隙的闭合, 在裂隙张开和闭合的过程中还会使工程岩体产生弹塑性变形或蠕变等宏观特征, 目前国内外很多学者已做了这方面的研究。Gang等^[8]研究了石油非固结砂土应力和孔隙度及渗透系数的关系; 蒋中明等^[9]提出了有限元计算过程中通过调整孔隙度和渗透系数来实现热-水-力耦合分析非线性孔隙弹性的研究方法; 任长吉等^[10]研究裂隙岩体中应力场改变对地下水渗流场的影响作用机理, 推导出渗透系数 k 和给水度 μ 受应力影响的表达式; 刘希亮等^[11]对高应力作用下深部含水层 19 个试样的渗透系数作了均匀试验, 研究表明: 渗透系数与有效应力呈指数衰减的变化规律; 杨天鸿等^[12]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项, 提出了岩石损伤演化过程渗流-应力耦合方程。

本文从多孔介质的角度, 以体积应变为切入点, 建立孔隙度、渗透系数与体积应变之间的动态演化关系, 并定义了反映围岩破坏的损伤变量, 建立岩体的应力渗流耦合弹塑性损伤本构模型, 以锦屏二级水电站引水隧洞长期稳定性为研究背景, 分析引水隧洞围岩稳定性和衬砌受力特征。

1 裂隙岩体应力渗流耦合本构模型

1.1 基于多孔介质的裂隙岩体有效应力原理

应用李培超等在文献[13]中的观点, 假定工程岩体为多孔介质, 推导出基于多孔介质的有效应力原理。该原理包含了多孔介质的结构参数孔隙度 ϕ , 代替了其他有效应力公式中用的较多的经验参数 (比如常用的Biot常数), 其有效应力原理为

$$\sigma_{ij} = (1-\phi)\sigma_{ij}^s + \phi p \delta_{ij} \quad (1)$$

式中, σ_{ij}^s 为固体颗粒间的应力, p 为孔隙流体压力。令 $(1-\phi)\sigma_{ij}^s = \sigma'_{ij}$ 为固体骨架的有效应力 (Terzaghi有效

应力), 则Terzaghi有效应力为

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \phi p \delta_{ij} \quad (2)$$

该原理较好的体现了多孔介质中的流固耦合效应。对于饱和岩体而言, p 就是孔隙水的压力。

1.2 裂隙岩体渗透系数动态演化模型

对于流固耦合工程岩体, 孔隙度和渗透系数率 K 等参数将随岩体的应力状态不同而发生动态变化, 因此有必要建立流固耦合作用下的动态模型。

根据文献[13], 可得到多孔介质孔隙度与体积应变、温度、应力等有如下关系:

$$\phi = 1 - \frac{(1-\phi_0)}{1+\varepsilon_v} (1 - \Delta p / K_s + \beta_s \Delta T) \quad (3)$$

式中, ϕ_0 为初始孔隙度, ε_v 为体积应变, $\varepsilon_v = \frac{\Delta V_b}{V_b} =$

$\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}$, K_s 为多孔介质骨架固体颗粒的体积弹性压缩模量, β_s 为热膨胀系数。

若不考虑渗流工程中温度和骨架颗粒的体积变化, 无扩容现象时, 其孔隙度可得

$$\phi = 1 - \frac{(1-\phi_0)}{1+\varepsilon_v} = \frac{\phi_0 + \varepsilon_v}{1+\varepsilon_v} \quad (4)$$

在扩容条件下, 可以得到在压缩条件下孔隙度 ϕ 的动态演化模型为

$$\phi = 1 - \frac{(1-\phi_0)}{1-\varepsilon_v} = \frac{\phi_0 - \varepsilon_v}{1-\varepsilon_v} \quad (5)$$

根据文献[14], 可由Kozeny-Carman方程导出渗透系数与体积应变的关系式为

$$K = K_0 \frac{1}{1+\varepsilon_v} \left[1 + \frac{\varepsilon_v}{\phi_0} - \frac{(\beta_s \Delta T + \Delta p / K_s)(1-\phi_0)}{\phi_0} \right]^3 \quad (6)$$

同样, 如果不考虑温度和材料骨架颗粒的体积变化, 则可以得到等温渗流过程中渗透系数的动态演化模型为

$$K = K_0 \frac{1}{1+\varepsilon_v} \left(1 + \frac{\varepsilon_v}{\phi_0} \right)^3 \quad (7)$$

对于扩容后的情况, 采用同样的分析方法, 可以得到压缩条件下渗透系数的动态演化模型为

$$K = K_0 \frac{1}{1-\varepsilon_v} \left(1 - \frac{\varepsilon_v}{\phi_0} \right)^3 \quad (8)$$

式(4)、(5)、(7)、(8)反映岩体在应力作用下使得裂隙闭合时将使孔隙度和渗透系数减小的特点, 以及当微裂隙扩展使得岩体产生扩容现象时, 其孔隙度和渗透系数将相应地增大的特性。

1.3 裂隙岩体弹塑性应力渗流耦合损伤模型

裂隙岩体渗流对围岩的应力场有较大的影响, 其渗透性与应力状态也密切相关, 由于节理裂隙的分布

复杂且裂隙损伤演化依赖于加载历史，很多学者应用自制方法或统计观点建立简化模型研究，但他们的研究成果仅限于描述岩体弹性阶段的损伤，其损伤演化特性未能和岩体的渗透性建立很好的关联关系。基于前述的裂隙岩体孔隙度动态演化的概念，建立岩体的损伤变量的表达式为

$$\Omega = \frac{\phi_0 - \phi}{\phi_0 - \phi_s} \quad (9)$$

式中， ϕ_0 为裂隙岩体初始孔隙度， ϕ_s 为岩体达到强度极限时孔隙度。

当材料完全破坏时，也就是孔隙度 $\phi = \phi_s$ 时，损伤变量 $\Omega = 1$ ；当材料没有损伤时，即 $\phi = \phi_0$ 时，损伤变量 $\Omega = 0$ 。

将式(4)、(5)分别代入式(10)，可得到损伤演化方程为

$$\Omega = \frac{\phi_0 - \phi}{\phi_0 - \phi_s} = \begin{cases} 0 & \text{(弹性压密阶段)} \\ \frac{\phi_0 - \frac{\phi_0 + \varepsilon_v}{1 + \varepsilon_v}}{\phi_0 - \phi_s} & \text{(扩容前)} \\ \frac{\phi_0 - \frac{\phi_0 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_v}}{\phi_0 - \phi_s} & \text{(扩容后)} \end{cases} \quad (10)$$

式(10)即为裂隙岩体损伤演化模型。由此可知，损伤变量 Ω 仅与材料的体积应变 ε_v 有关，其变化规律不仅与弹性变形相关还与塑性变形密切相关。从损伤变量的表达式可知，此处定义的损伤变量实际上为一标量损伤。该定义可以较好地描述岩石材料在不同应力状态下的损伤演化规律。

根据前述有效应力原理，可得到饱和岩体的增量弹塑性损伤本构关系为

$$d\sigma_{ij} = (1 - \Omega)E_{ijkl}^0 (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^p) - \phi dp_w \delta_{ij} - d\phi p_w \delta_{ij} \\ = \frac{\phi - \phi_s}{\phi_0 - \phi_s} E_{ijkl}^0 (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^p) - \phi dp_w \delta_{ij} - d\phi p_w \delta_{ij} \quad (11)$$

式中， E_{ijkl}^0 为无损伤岩体的刚度矩阵， ε_{kl} 为总应变， ε_{kl}^p 为塑性应变。

2 引水隧洞稳定性分析

以锦屏二级水电站引水隧洞为工程背景，采用大型有限元程序ABAQUS并对其进行二次开发，将以上建立的孔隙度、渗透系数、损伤动态演化模型嵌入到程序中，通过计算，与孔隙度、渗透系数取值及不考虑岩体损伤的固-液耦合计算进行分析对比，研究引水隧洞在运营期围岩的长期稳定性和衬砌结构受力特征^[15-16]。

2.1 工程概况

锦屏二级水电站引水隧洞贯穿锦屏山，长度约16.67 km，4条引水隧洞平行布置，引水隧洞之间的中心轴线距设计为60 m，约为隧洞开挖洞径的4.6倍，隧洞之间的净岩体厚度为47 m，约为隧洞开挖洞径的3.6倍，开挖洞径13 m，全线埋深较大，一般埋深为1500~2000 m，最大埋深约2525 m，属于深埋长隧洞。引水隧洞所在区域地形地质条件复杂、地下水活跃，受大气降水补给，地下水极为丰富。

引水隧洞沿线主要为三迭系中、上统的大理岩、灰岩、结晶灰岩及砂岩、板岩，其中大部分为碳酸盐地层，其次为砂板岩。如图1所示。本文重点研究板岩地段隧洞围岩和衬砌的水压力分布及受力特征。

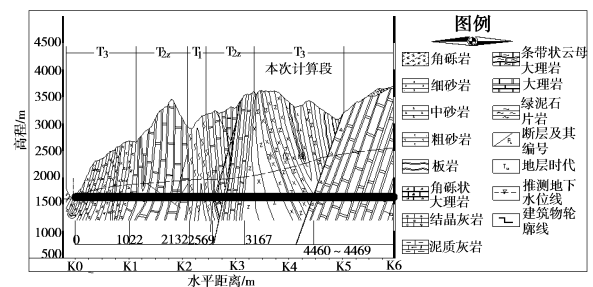


图1 引水隧洞纵剖面图(部分)

Fig. 1 Longitudinal profile of diversion tunnel

引水隧洞断面型式为马蹄形，隧洞开挖和衬后断面均采用四心圆马蹄形断面，即隧洞底部采用曲率半径较大的圆弧底。如图2所示。

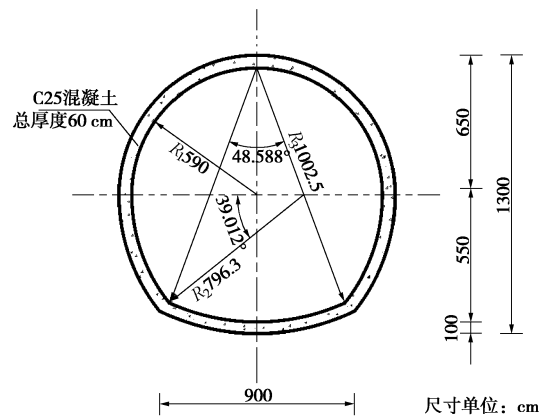


图2 引水隧洞标准断面图

Fig. 2 Cross-section of designed diversion tunnel

2.2 计算模型与参数

根据引水隧洞的布置特点，在隧洞埋深1830 m处建立了平面应变有限元渗流计算模型。计算范围为640 m×460 m。模型的Y轴方向为重力方向，X轴方向为平行于河谷方向，采用四边形单元进行剖分，共划分7010个单元，7135个节点，衬砌厚度60 cm，亦采用平面四边形单元。有限元网格模型为图3，4个引水隧洞代号分别为A，B，C，D。

表 1 材料力学参数

Table 1 Mechanical parameters of material

材料	弹模 E/GPa	泊松比 μ	密度 $\rho/(10^3\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	抗拉强度 σ_t/MPa	孔隙度 ϕ_0	渗透系数 $/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$
岩体	20	0.250	2.8	1.5	42	2	0.003	4.63×10^{-9}
衬砌	25	0.167	2.5	—	—	—	0.120	1.0×10^{-10}

边界条件: 模型左右两侧面施加X方向的位移约束, 底面施加Y方向的位移约束; 由于所建模型上表面距地面1600 m, 故上表面施加44.8 MPa的压应力, 上表面初始水头为300 m, 底面初始水头为760 m, 左右两侧面施加沿重力方向梯度变化的水头压力。根据现场勘察和试验成果, 数值计算时围岩和结构力学参数取值见表1所示。岩体材料采用Drucker-Prager屈服准则。

根据引水隧洞现场地应力的测试结果, 引水隧洞初始应力场以自重应力场为主, 中间主应力平行于河谷方向(即近似垂直于隧洞轴线方向), 其侧压力系数为0.87。岩体充分扰动时孔隙度取 $\phi_s=0.01$ 。

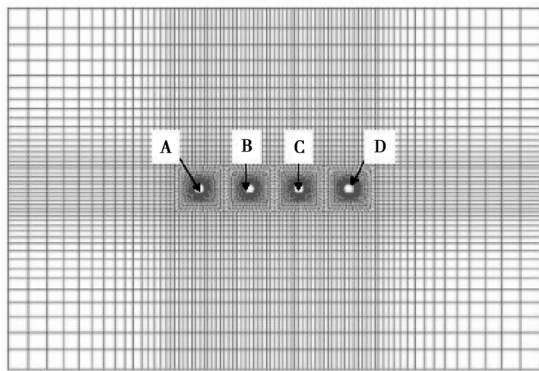


图 3 模型网格图

Fig. 3 Mesh of model

2.3 计算工况与步骤

应用本文所建立的应力渗流耦合模型及损伤演化方程, 研究引水隧洞在运营期围岩和衬砌水压力分布规律及受力变形特征, 并将本文的研究成果与传统的不考虑岩体渗透系数变化的结果进行对比分析, 数值模拟的工况如下所示。

(1) 工况1

采用本文建立的耦合模型, 考虑渗透系数及损伤动态演化特征。

(2) 工况2

传统应力渗流耦合模型, 考虑渗透系数为定值, 不考虑损伤演化。

两种工况均按以下计算步骤进行: ①建立初始地应力平衡, 给定水头边界; ②毛洞开挖后, 洞壁水压力骤降为0 MPa; ③施作隧洞衬砌; ④引水隧洞运行,

内水压力300 m水头; ⑤维修期开闸放水, 历时4 h。

2.4 数值计算结果分析

(1) 围岩应力分析

隧洞开挖后, 在隧洞周围产生应力集中。隧洞运行和放水对隧洞围岩应力产生较大的影响, 以工况1为例, B洞拱顶在施作衬砌后, 最大主应力为0.04 MPa, 最小主应力-13 MPa, 充水运行后, 最大主应力为0.11 MPa, 最小主应力-11.0 MPa, 放水后, 最大主应力1.40 MPa, 最小主应力1.40 MPa, 隧洞放水后围岩受拉, 工况1受拉范围1.71 m, 工况2为1.23 m。图4为工况1时单隧洞放水后围岩受拉应力分布图。

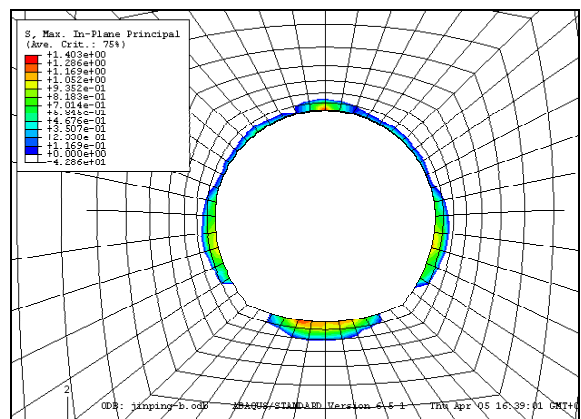


图 4 放水后围岩受拉应力分布图(工况1)

Fig. 4 Contour of tensile stress of surrounding rocks after drainage

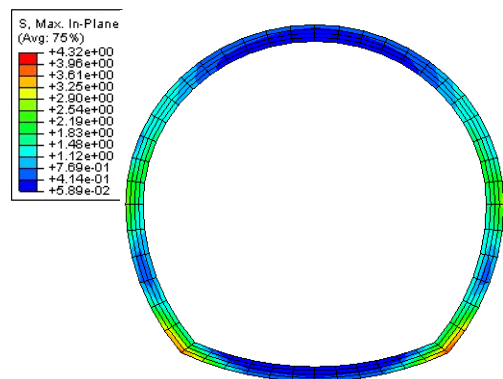


图 5 充水运行后衬砌最大主应力分布图(工况1)

Fig. 5 Contour of σ_1 of tunnel liner after filling

(2) 衬砌受力分析

衬砌在经历充水运行和放水的过程中, 其应力变化较大。以工况1为例: 衬砌在施作后, 由于围岩渗流

作用,衬砌与围岩接触的外边缘受拉,最大拉应力达到0.75 MPa,位于隧洞拱脚部位,而内边缘承受压力,最大压应力为7.0 MPa,位于隧洞拱底和拱脚部位;充水运行后,由于内水压力的作用,在拱脚衬砌外缘局部部位产生了较大拉应力,最大达到4.32 MPa;放水后,拱顶衬砌外边缘压应力较大,最大达到32.9 MPa。图5, 6分别为单隧洞充水运行的应力云图。从整个衬砌受力过程来看,工况1的衬砌最大拉应力略大于工况2,图7为衬砌在工况1, 2下最大拉应力变化图。

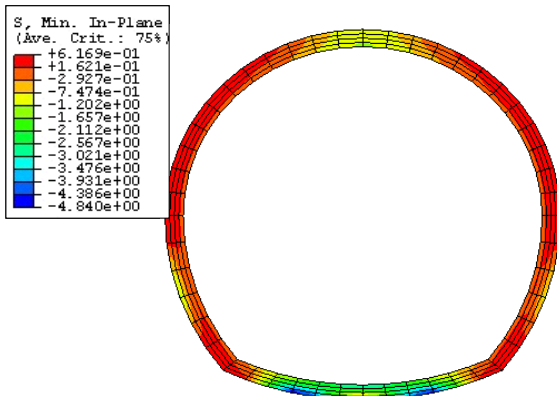


图6 充水运行后衬砌最小主应力分布图(工况1)
Fig. 6 Contour of σ_3 of tunnel liner after filling

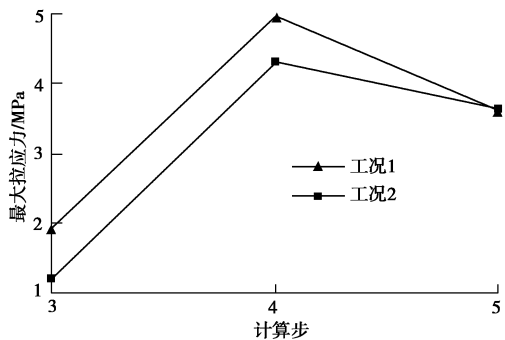


图7 两种工况下衬砌最大拉应力变化图
Fig. 7 Maximum tensile stress of liner under two working conditions

(3) 隧洞围岩和衬砌水压力分布规律

两种工况下的围岩水压力分布规律基本一致,但工况1的水压力变化范围较大:隧洞开挖后,周边水压力力迅速降低,尤以垂直方向降低最快,隧洞拱顶上方14.7 m范围内有明显降低,拱底约有11.6 m;充水运行后,由于内水压力作用,隧洞拱顶上方18.6 m范围水压力有明显变化,拱底约有16.1 m;放水后,拱顶上方约10.2 m,拱下方5.25 m范围水压力有较大变化。表2列出了两种工况下B洞洞顶和洞底衬砌外水压力,由表2知:隧洞在运营期最大外水压力达到3.62 MPa,这与文献[5]中所述的通过现场监测量得最大涌水压力3.5 MPa较为接近。图8, 9分别为工况1隧洞充水运行和放水后围岩水压力等值线分布图。

表2 B洞洞顶和洞底衬砌外水压力

Table 2 Water pressures of the liner at the top and bottom of tunnel B

计算步	工况1		工况2	
	拱顶 /MPa	拱底 /MPa	拱顶 /MPa	拱底 /MPa
施作衬砌	0.82	0.81	0.77	0.74
隧洞运行	3.54	3.62	3.54	3.62
放水后	2.09	1.72	2.15	1.46

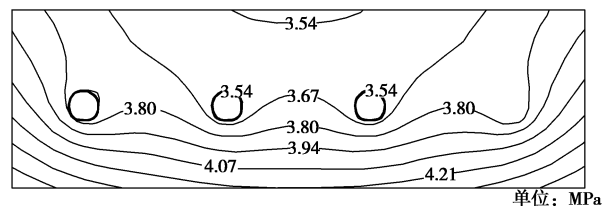


图8 隧洞充水运行后围岩水压力等值线分布图(工况1)
Fig. 8 Water pressure contour around tunnel after filling

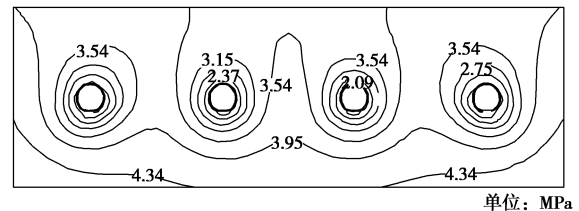


图9 隧洞放水后围岩的孔隙压力等值线分布图(工况1)
Fig. 9 Pore pressure contour around tunnel after drainage

(4) 位移分析

引水隧洞内水压运行后,隧洞四周产生向岩体深处的位移,放水后围岩位移向洞内发展,且位移变化较大。以工况1拱顶处为例,充水运行后位移4.66 mm,但放水后位移达到5.23 mm。表3为两种工况下不同计算步时B洞拱顶的位移变化值,由表3知,在隧洞拱顶处,工况1的位移均大于工况2。

表3 两种工况下B洞拱顶的位移变化表

Table 3 Displacement on top of tunnel B under two working conditions

计算步	位移/mm	
	工况1	工况2
隧洞运行	4.66	4.37
放水后	5.23	5.01

(5) 围岩塑性区

隧洞开挖后即出现了较大的塑性破坏区,充水运行后,内水压力对围岩应力状态有一定改善,但短时间内的放水造成了隧洞围岩更大程度的破坏,围岩产生了更大的塑性区。两种工况下塑性区变化规律基本一致,但工况1的塑性应变较大:隧洞开挖后,塑性区范围5.2 m左右,工况1的最大塑性应变 8.0×10^{-3} ,工况2为 7.0×10^{-3} ;隧洞放水后,塑性区范围6.6 m左右,工况1最大塑性应变 1.1×10^{-2} ,工况2为 1.0×10^{-2} 。图10, 11分别为工况1单隧洞开挖和放水

后的塑性区分布图。

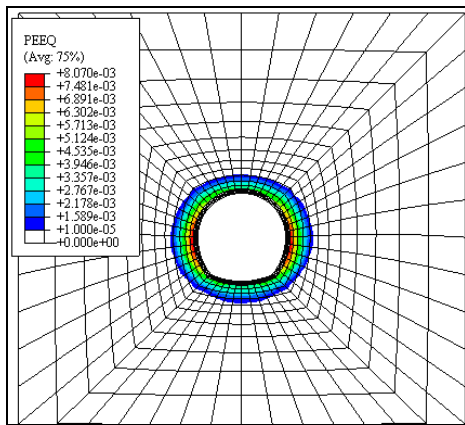


图 10 开挖后围岩塑性区分布图(工况 1)

Fig. 10 Plastic strain contour after excavation

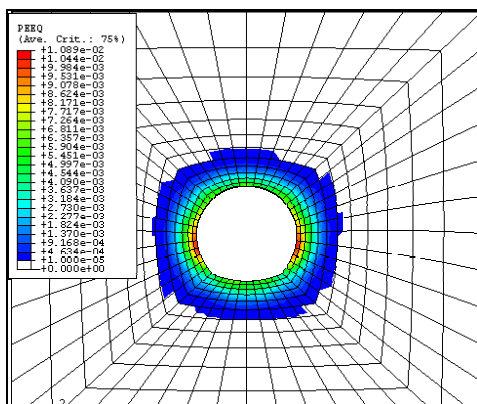


图 11 放水后围岩塑性区分布图(工况 1)

Fig. 11 Plastic strain contour after drainage

(6) 隧洞围岩损伤演化特征

隧洞开挖后即出现损伤, 隧洞充水运行后边墙损伤范围约 2.2 m, 竖向范围约 3.0 m, 最大损伤值 0.024; 放水后损伤进一步增大, 边墙损伤范围为 2.5 m, 竖向约为 3.4 m。由于隧洞之间的净距较大 (47 m), 隧洞之间损伤区并未贯通。图 12 为单隧洞在放水后的损伤范围云图。

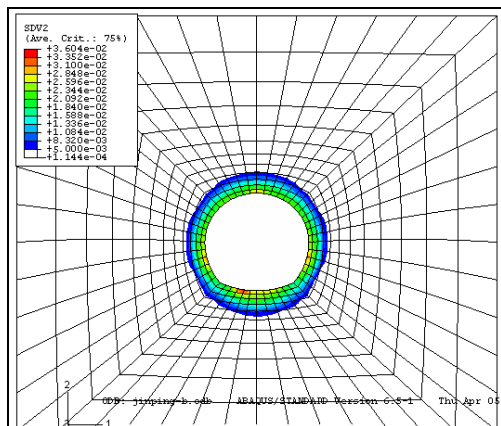


图 12 放水后围岩损伤范围云图

Fig. 12 Damage of tunnel after drainage

3 结 论

(1) 从多孔介质的角度, 基于有效应力原理, 以体积应变为切入点, 建立了饱和岩体孔隙度、渗透系数的动态演化固液耦合弹塑性损伤本构模型。

(2) 根据建立的弹塑性损伤本构模型, 结合 ABAQUS 有限元程序对锦屏二级水电站引水隧洞运营期围岩和衬砌的受力和变形特征进行计算分析, 与孔隙度、渗透系数取定值及不考虑岩体损伤的常规计算结果进行分析对比, 得到以下结论: 考虑渗透系数和孔隙度的动态演化损伤计算模型, 更能反映实际情况: 围岩变形较小, 发生了更大程度的塑性破坏, 衬砌承受拉应力略小, 但所受压应力很大 (尤其在隧洞放水后); 运营期衬砌的外水压力很大, 围岩在边墙方向损伤范围略小于岩体自重方向, 由于隧洞之间间距较大, 损伤区域并未贯通。

(3) 通过对实际工程的计算结果表明, 本文所建的饱和岩体孔隙度、渗透系数动态演化弹塑性损伤本构模型合理, 具有较好的实用性。

参考文献:

- [1] 戴永浩. 非饱和板岩微观试验与本构模型研究[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2006. (DAI Yong-hao. CT testing analysis and constitutive model study of unsaturated slates[D]. Wuhan: Wuhan Institute of Rock & Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2006. (in Chinese))
- [2] 任旭华, 王美芹, 王树洪, 等. 锦屏二级水电站深埋隧洞外水压力研究[J]. 水文地质工程地质, 2004(3): 85 - 88. (REN Xu-hua, WANG Mei-qin, WANG Shu-hong, et al. Study on the external water pressure of deep-lying tunnel in Jinping Hydropower Station[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2004(3): 85 - 88. (in Chinese))
- [3] 王美芹. 锦屏二级水电站深埋隧洞渗控研究[J]. 长江职业大学学报, 2003, 20(4): 26 - 28. (WANG Mei-qin. Study on the seepage control of deep-lying tunnel in Jinping Hydropower Station[J]. Journal of Changjiang Vocational University, 2003, 20(4): 26 - 28. (in Chinese))
- [4] 任旭华, 李同春, 陈祥荣. 锦屏二级水电站深埋引水隧洞衬砌及围岩结构分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(1): 16 - 19. (REN Xu-hua, LI Tong-chun, CHEN Xiang-rong. Structural analysis for the liner and surrounding rocks of diversion tunnel in Jinping Water Power Station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, 20(1): 16 - 19. (in Chinese))

- [5] 吴世勇, 任旭华, 陈祥荣, 等. 锦屏二级水电站引水隧洞围岩稳定分析及支护设计[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(20): 3777 - 3782. (WU Shi-yong, REN Xu-hua, CHEN Xiang-rong, et al. Stability analysis and supporting design of surrounding rocks of diversion tunnel for Jinping Hydropower Station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(20): 3777 - 3782. (in Chinese))
- [6] 李青麒, 何其诚. 压力隧洞衬砌计算方法[J]. 水力发电学报, 1998(3): 24 - 33. (LI Qing-qi, HE Qi-cheng. A computational method for the lining of pressure tunnel[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 1998(3): 24 - 33. (in Chinese))
- [7] 陈卫忠, 杨建平, 杨家岭, 等. 裂隙岩体应力渗流耦合模型在压力隧洞工程中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(12): 2384 - 2391. (CHEN Wei-zhong, YANG Jian-ping, YANG Jia-ling, et al. Hydromechanical coupled model of jointed rock mass and its application to pressure tunnels[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(12): 2384 - 2391. (in Chinese))
- [8] GANG Han, MAURICE B Dusseault. Description of fluid flow around a wellbore with stress-dependent porosity and permeability[J]. Journal of Petroleum Science and Engineering, 2003(40): 1 - 16.
- [9] 蒋中明, HOXHA Dashnor. 核废料贮存库围岩体热响应耦合场研究[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(8): 953 - 956. (JIANG Zhong-ming, HOXHA Dashnor. Studies on coupled field of thermal response in rock mass of nuclear waste repository[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(8): 953 - 956. (in Chinese))
- [10] 任长吉, 黄涛. 裂隙岩体渗流场与应力场耦合数学模型的研究[J]. 武汉大学学报(工学版), 2004, **37**(2): 8 - 12. (REN Chang-ji, HUANG Tao. A study of mathematical model coupling seepage field and stress field in fractured rock mass[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2004, **37**(2): 8 - 12. (in Chinese))
- [11] 刘希亮, 罗静, 朱维申. 深部含水层渗透系数均匀试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(16): 2989 - 2993. (LIU Xi-liang, LUO Jing, ZHU Wei-shen. Uniform experimental study on permeable coefficient of deep aquifer[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(16): 2989 - 2993. (in Chinese))
- [12] 杨天鸿, 唐春安, 朱万成, 等. 岩石破裂过程渗流与应力耦合分析[J]. 岩土工程学报, 2001, **23**(4): 489 - 493. (YANG Tian-hong, TANG Chun-an, ZHU Wan-cheng, et al. Coupling analysis of seepage and stresses in rock failure process[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, **23**(4): 489 - 493. (in Chinese))
- [13] 李培超, 孔祥言, 卢德唐. 饱和多孔介质流固耦合渗流的数学模型[J]. 水动力学研究与进展, 2003, **18**(4): 419 - 426. (LI Pei-chao, KONG Xiang-yan, LU De-tang. Mathematical modeling of flow in saturated porous media on account of fluid-structure coupling effect [J]. Journal of Hydrodynamics, 2003, **18**(4): 419 - 426. (in Chinese))
- [14] 冉启全, 李士伦. 流固耦合油藏数值模拟中物性参数动态模型研究[J]. 石油勘探与开发, 1997, **24**(3): 61 - 65. (RAN Qi-quan, LI Shi-lun. Study on dynamic models of reservoir parameters in the coupled simulation of multiphase flow and reservoir deformation[J]. Petroleum Exploration and Development, 1997, **24**(3): 61 - 65. (in Chinese))
- [15] 陈卫忠, 邵建富, 杨春和, 等. 粘土岩饱和 - 非饱和渗流机理研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(21): 3689 - 3694. (CHEN Wei-zhong, SHAO Jian-fu, YANG Chun-he, et al. Research on saturated and unsaturated flow mechanism of claystone[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(21): 3689 - 3694. (in Chinese))
- [16] 陈卫忠, 伍国军, 戴永浩, 等. 废弃盐穴地下储气库稳定性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(4): 848 - 854. (CHEN Wei-zhong, WU Guo-jun, DAI Yong-hao, et al. Stability analysis of abandoned salt caverns used for underground gas storage[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(4): 848 - 854. (in Chinese))