

海底岩溶隧道损伤-渗流耦合机制及其应用

许梦飞¹,姜谔男¹,李兴盛²

(1. 大连海事大学道路与桥梁工程研究所,辽宁 大连 116026;2. 中铁一局第二公司,辽宁 大连 116026)

摘 要 目的 分析多场耦合作用下海底岩溶隧道稳定性. 方法 建立基于 Hoek - Brown 准则的岩体弹塑性损伤-渗流耦合模型,通过 ABAQUS 软件中 Umat 子程序接口实现了模型的有限元计算,利用该模型对大连海底岩溶隧道进行数值计算. 结果 溶洞作用下地表沉降曲线在开挖面中线两侧存在较大差异,随着上覆海水压力的增加,沉降最大值出现小幅增长,其位置逐渐向溶洞中线处偏移;当施加充填水压时,地表沉降值、开挖面附近围岩位移值和衬砌最大主应力值均发生明显变化;随着充填水压的加载,隔水岩体的损伤值和损伤区域逐渐增大,渗透系数成数量级增长,形成的导水通道为开挖面发生突水突泥灾害埋下了隐患. 结论 计算结果对岩溶区隧道监测和突水灾害防治具有指导意义.

关键词 Hoek - Brown 准则;损伤-渗流耦合模型;海底岩溶隧道;充填水压;导水通道

中图分类号 TU 452

文献标志码 A

Damage-Seepage Coupling Mechanism and its Application in Submarine Karst Tunnel

XU Mengfei¹, JIANG Annan¹, LI Xingsheng²

(1. Institute of Road and Bridge Engineering, Dalian Maritime University, Dalian, China, 116026; 2. The First Engineering Bure CREC, Dalian, China, 116026)

Abstract: This paper analysis the stability of submarine karst tunnel under multiple field coupling rock elastoplastic damage-seepage coupling model based on Hoek-Brown criterion is established according to elastic-plastic mechanics, continuum damage mechanics and evolution equation of permeability coefficient. The numerical integration algorithm is implemented on ABAQUS. Finally, the coupling model is applied to karst undersea tunnel on Dalian metro line. The results show that: the surface subsidence curve is obviously different on both sides of excavation face, the maximum settlement value is increasing as sea water pressure increase slightly; the displacement value on earth surface and surrounding rock, and maximum principal stress in lining is change dramatically. As the filling water pressure loading, the damage value and damage zone increasing. The permea-

收稿日期:2018-12-31

基金项目:国家自然科学基金项目(51678101)

作者简介:许梦飞(1989-),男,博士研究生,主要从事岩土多场耦合机理及数值模拟等方面研究.

bility coefficient increases by orders which forms a water channel inducing water and mud inrush. The results has theoretical guiding for tunnel monitoring and prevention for water and mud inrush.
Key words: Hoek-Brown criterion; damage-seepage coupling model; undersea karst tunnel; filling water pressure; water channel

随着基础建设规模的扩大,隧道施工所面临的地质环境也愈发复杂,公路、铁路隧道的选址不可避免地要穿越海洋、岩溶和风化带等不良地质,极大地增加了施工风险. 尤其对于岩溶隧道,突水突泥事故时有发生,严重制约了隧道建设发展. 基于岩溶隧道的灾害预测和防治问题,学者们做了大量研究. 李利平等^[1]运用岩溶地质学、工程水力学和断裂力学分析了突水前后的水岩耦合机理. 孙谋等^[2]采用数值手段探讨了施工条件对突水现象的影响. 赵明阶等^[3]通过模型试验和数值分析手段给出了溶洞区全断面开挖隧道围岩的变形规律. 黄明利等^[4]利用 RFPA 软件揭示了有压溶洞加压过程中引发隧道突水现象的机理. 潘东东等^[5]针对溶洞突水的致灾机理问题开展了试验和数值计算研究. 王树仁^[6]、刘招伟^[7]、张民庆等^[8]对圆梁山岩溶隧道的突水机理进行了研究,指出影响岩溶突水的主要因素为水压、洞内充填物以及开挖塑性区范围. 地下工程的开挖不可避免的对周围岩体造成损伤,损伤区的渗透系数随着损伤值的累积成数量级增长,溶洞与开挖面之间形成导水通道,为突水突泥灾害的形成埋下了隐患. 因此,利用损伤-渗流耦合模型对溶洞区隧道的开挖稳定性进行分析,揭示岩溶区隧道灾害产生的机理是十分有必要的. 笔者以大连地铁5号线火-梭区间海底盾构隧道为工程依托,首先建立了基于广义 Hoek-Brown 准则的岩石弹塑性损伤-渗流耦合模型,以 ABAQUS 软件为平台进行二次开发,实现其数值求解算法;然后利用所建模型对多场耦合作用下岩溶隧道稳定性问题进行分析,旨在为类似工程提供一定的理论依据.

1 岩石弹塑性损伤-渗流耦合模型

1.1 岩石弹塑性损伤耦合模型

外荷载作用下岩体内部产生损伤,造成材料刚度和强度的弱化. 由 Lemaitre 等效应变假设可知,岩石中未损伤部分产生的应力称为有效应力,记作 $\bar{\sigma}$; 与之对应的,整体岩石产生的应力称为名义应力,记作 σ . 名义应力与有效应力的关系表达式为

$$\sigma = (1 - \omega)\bar{\sigma}. \tag{1}$$

式中: $\omega(0 < \omega < 1)$ 为损伤变量,表征岩石的破坏程度. $\omega = 0$ 表示岩体内没有产生损伤, $\omega = 1$ 表示完全损伤的岩体.

在小变形假设条件下,将岩石总应变 ε 分解为弹性应变 ε^e 和塑性应变 ε^p 之和,即:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p. \tag{2}$$

由各向同性广义虎克定理可得有效应力表达式为

$$\bar{\sigma} = D(\varepsilon - \varepsilon^p). \tag{3}$$

式中: D 为弹性刚度矩阵.

将式(3)代入式(1)即可得到考虑损伤的岩石本构方程.

由连续损伤力学理论可知,在名义应力空间中,岩石的塑性部分和损伤部分是可以完全解耦的,求解时首先在有效应力空间中由塑性力学理论求得塑性应变 ε^p ,继而由式(3)求得有效应力 $\bar{\sigma}$;在名义应力空间中求得损伤变量 ω ,最终由式(1)求得名义应力^[9-10].

在建立岩石塑性损伤模型时,众学者选取了不同强度准则对岩石变形特征进行描述. 王军祥等^[11]建立了基于 Druker-Prager 的岩石弹塑性损伤本构模型,贾善坡等^[12]针对泥岩的力学特性,建立了基于修正 Mohr-

Coulomb 准则的弹塑性损伤模型. 与上述强度准则相比, Hoek-Brown (HB) 准则更能反映岩体材料的非线性特征, 以及结构面、应力状态对强度的影响, 因此被广泛应用于岩石材料破坏判别和岩体工程稳定性评价当中. 图 1 为不同屈服准则在 π 平面上的图形.

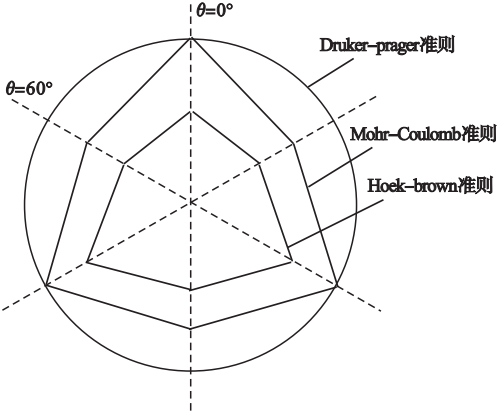


图 1 不同屈服准则在 π 平面上的图形

Fig. 1 Different yield criterion in π plane
广义 HB 强度准则的表达式为

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\bar{\sigma}_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a. \quad (4)$$

式中: $\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_3$ 为有效应力空间中, 岩石破坏时最大、最小主应力; σ_{ci} 为完整岩石的单轴抗压强度; 常数 m_b, s, a 的表达式为

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right). \quad (5)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right). \quad (6)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[\exp \left(\frac{-GSI}{15} \right) - \exp \left(\frac{-20}{3} \right) \right]. \quad (7)$$

式中: GSI 为地质强度指标, 取值在 0 ~ 100; m_i 为表征岩石软硬程度的经验参数, 取值在 0.001 ~ 25.0; D 为考虑爆破对岩体影响的扰动参数, 取值在 0 ~ 1.0 表示未受扰动的岩体.

岩体弹性模量表达式为

$$E_m = 100\,000 \left[\frac{1 - D/2}{1 + e^{((75 + 25D - GSI)/11)}} \right]. \quad (8)$$

岩石材料的塑性特性也会造成其力学性质的变化. 塑性与损伤的物理概念不同, 塑性主要是指内部裂隙或节理面间的摩擦滑动,

损伤是用来描述材料内部裂隙的萌生和发展状况. 为考虑岩石的峰后软化特性, 假设 Hoek-Brown 中的岩石力学参数 m_b, s 随软化参数 η 成线性衰减, 其关系表达式为

$$\kappa(\eta) = \begin{cases} \kappa^p - \frac{\kappa^p - \kappa^r}{\eta^*} \eta & 0 < \eta < \eta^*; \\ \kappa^r, & \eta \geq \eta^*. \end{cases} \quad (9)$$

式中: κ^p 和 κ^r 为力学参数的峰值和残余值; η^* 为材料达到残余强度时的塑性剪切应变; η 为塑性剪切应变, 由最大主塑性应变 ε_1^p 和最小主塑性应变 ε_3^p 相减而得:

$$\eta = \varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p. \quad (10)$$

考虑流动法则时, 选择与屈服函数具有相同形式的势函数:

$$g = \bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3 - \sigma_{cig} \left(m_{bg} \frac{\bar{\sigma}_3}{\sigma_{cig}} + s_g \right)^{ag}. \quad (11)$$

式中: $\sigma_{cig}, m_{bg}, s_g, a_g$ 为常数参数.

1.2 岩石损伤演化方程

损伤变量的演化方程较为多样, 袁小平^[13]等认为损伤是由微裂隙发展导致的体积膨胀引起的, 将损伤变量表示为体积应变的函数; 王军祥、贾善坡等^[14-15]将损伤表示为等效塑性应变的函数. 笔者将损伤值表示为等效塑性应变的双参数幂函数形式:

$$\omega = (1 - \beta) \left[1 - \exp \left(-\frac{\bar{\varepsilon}^p}{\alpha} \right) \right]. \quad (12)$$

式中: α 取值为 $[0, +\infty)$, 决定了损伤后岩石材料软化曲线的初始斜率; β 取值为 $[0, 1]$, 决定了岩石最大损伤值, 不同 α, β 值下的损伤变量变化曲线如图 2 所示. 从图中可以看出, α 越大, 损伤演化速率越慢, β 越大, 岩石的最终损伤值越小.

$\bar{\varepsilon}^p$ 为等效塑性应变, 其表达式为

$$\bar{\varepsilon}^p = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_{p1} - \varepsilon_{p2})^2 + (\varepsilon_{p2} - \varepsilon_{p3})^2 + (\varepsilon_{p1} - \varepsilon_{p3})^2}. \quad (13)$$

式中: $\varepsilon_{p1}, \varepsilon_{p2}, \varepsilon_{p3}$ 分别为三个方向的主塑性应变.

体积应变.

2 耦合模型数值积分算法

2.1 弹塑性损伤本构积分算法

在求解弹塑性损伤模型时,利用文献[16-17]提出的算子分离法,将整个求解过程分为弹性预测、塑性修正和损伤修正三个部分.

(1)弹性预测

为了减少应力维数,使问题在几何空间上的表达更为直观,笔者选择在主应力空间对问题进行求解.首先由给定应变增量求解弹性预测应力:

$$\sigma^{\text{trial}} = \sigma^n + C\Delta\varepsilon. \tag{16}$$

式中: σ^{trial} 为预测应力; σ^A 为上一荷载步中的应力值; C 为弹性本构矩阵.

将 $\sigma_1^{\text{trial}} > \sigma_2^{\text{trial}} > \sigma_3^{\text{trial}}$ 代入屈服函数式(4)中进行判断,若 $f < 0$,当前荷载步处于弹性阶段.更新应力状态和内变量,若 $f \geq 0$,则进入塑性修正阶段.

(2)塑性修正

塑性修正时,为了避免所求应力偏移屈服面,采用基于向后欧拉式的回映算法实现应力求解.首先参照 Clausen^[18-19]提出的界面法对应力空间进行划分(见图3),根据预测应力的位置选择回映策略:①当预测应力位于位置Ⅰ时,更新应力至尖点处;②当预测应力位于位置Ⅱ时,更新应力至棱线 l_1 上;③当预测应力位于位置Ⅲ时,更新应力至屈服面 f_1 ;④当预测应力位于位置Ⅳ时,更新应力至棱线 l_2 上.

用于求解塑性因子和应力的 Newton - Raphson 式相关文献已有给出,笔者不再赘述.

(3)损伤修正

应力更新完成后,将求得的塑性应变代入式(12)中更新损伤变量 ω ,即而由式(1)获得名义应力解.弹塑性损伤模型计算过程见图4.

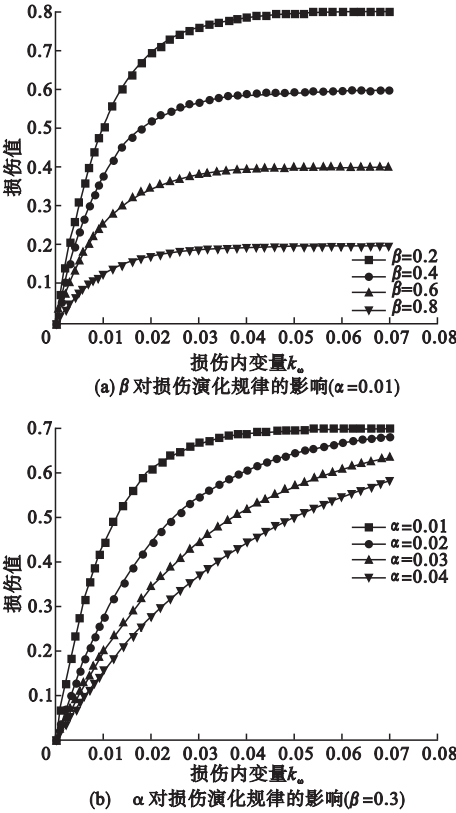


图2 损伤变量与等效塑性应变关系曲线
Fig.2 Relationships between damage variable and equivalent plastic strain

1.3 岩石应力-渗流耦合模型

围岩内部产生损伤后,渗透系数会成数量级增长,对施工安全造成威胁.因此,在进行应力-渗流耦合分析时,应充分考虑渗透系数的动态演化规律.

根据贾善坡等^[15]的研究,将非损伤区的渗透系数表示为体积应变的函数:

$$k^M = k_0 \left[\left(\frac{1}{n_0} \right) (1 + \varepsilon_v)^3 - \left(\frac{1 - n_0}{n_0} \right) (1 + \varepsilon_v)^{-1/3} \right]^3. \tag{14}$$

式中: k_0 为初始渗透系数; n_0 为初始孔隙度; k^M 为未损伤区岩体渗透系数.

对于损伤区围岩,其渗透系数演化方程为

$$k = (1 - \omega)k^M + \omega k^D (1 + \varepsilon_v^{\text{PF}})^3. \tag{15}$$

式中: k^D 为完全损伤岩体的渗透系数; $\varepsilon_v^{\text{PF}}$ 为缺陷相的塑性体积应变, $\varepsilon_v^{\text{PF}} = \omega \varepsilon_v^p$, ε_v^p 为塑性

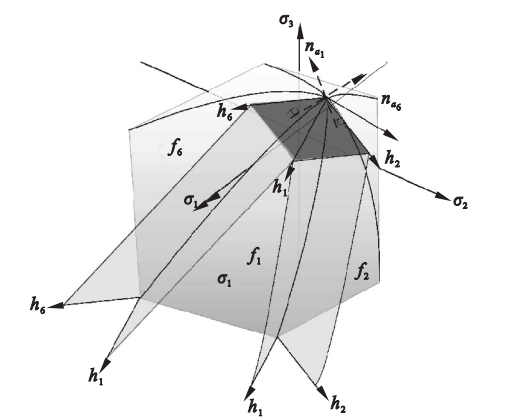


图3 主应力空间中 Hoek – Brown 准则边界面划分域

Fig.3 Boundaries of the different regions of Hoek-brown criterion in principal stress space

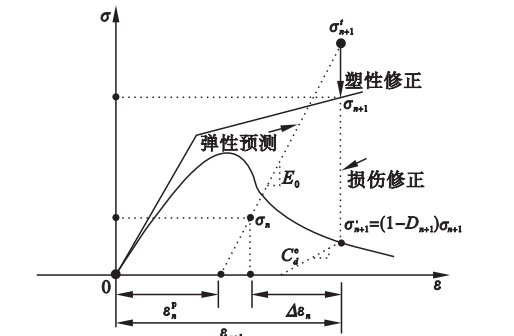


图4 弹塑性损伤模型计算流程

Fig.4 Calculation process of elastoplastic damage model

2.2 一致切线模量表达式

为了保证有限元方程组整体迭代求解过程中具有二阶收敛速度,需要给出一致切线模量的表达式^[20-21]:

$$D^{pc} = D^e - D^c \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \alpha_i \alpha_k (A^{-1})_{ik} \frac{\partial \Delta \epsilon^p}{\partial \Delta \lambda_i} \left(\frac{\partial f_k}{\partial \sigma} \right) D^e.$$

(17)

式中: n 为屈服面个数; $\Delta \epsilon^p$ 为塑性应变增量; A 为 n 阶方阵:

$$A_{ik} = \alpha_i \alpha_k \left[\left(\frac{\partial f_i}{\partial \sigma} \right) D^e \frac{\partial \Delta \epsilon^p}{\partial \Delta \lambda_k} \right] + (\alpha_i - 1)(\alpha_k - 1) \delta_{ij}.$$

(18)

其中: δ_{ij} 为 Kronecker 符号, α_i 的表达式为

$$\alpha_i = \begin{cases} 1, & \Delta \lambda_i > 0; \\ 0, & \Delta \lambda_i = 0. \end{cases}$$

(19)

其中: D^e 为修正后弹性矩阵, $D^e = TD$, T 为

修正矩阵,表达式为

$$T = \left(I + \sum_{i=1}^n \Delta \lambda_i \frac{\partial b_i}{\partial \sigma} \right).$$

(20)

在主应力空间求得 D^{epc} 后,还应通过转置,将其转化六维空间下的一直切线模量.

利用 ABAQUS 的 UMAT 子程序中实现上述弹塑性损伤模型的求解过程,将求出的损伤值作为场变量进行输出;由式(15)获得渗透系数与损伤值的关系,通过修改渗透系数关键字实现应力-渗流的完全耦合.

3 工程算例

3.1 工程概况及水文地质条件

大连地铁 5 号线 04 标段工程为 4 站 3 区间,其中火车站~梭鱼湾南站大盾构区间起止里程为 YK10+061.992~YK12+932.454,其中海域段长度为 2310 m. 笔者所选研究段位于 K11+400~K12+753 之间,由地质勘察报告可知,该段主要穿过中风化白云质灰岩,地下水量丰富,主要补给来源为海水及大气降水.

大直径盾构(12.1 m)下穿海域,水土压力高,施工风险大. 跨海段水深 9~14 m,穿越地层较破碎,透水性强,且与海水相连,水头压力大(最大近 5 bar),加上 2 m 左右高差的涨落潮反复影响,盾构掘进过程中易出现掌子面不稳、涌水现象. 另外,跨海段穿越地层主要为强中风化钙质板岩和强中风化白云质灰岩. 区间隧道穿越地层存在溶洞,体积较大,有可能造成盾构机突陷,或姿态难以控制,盾构掘进困难,造成工期不受控制. 火-梭区间地质剖面图如图 5 所示.

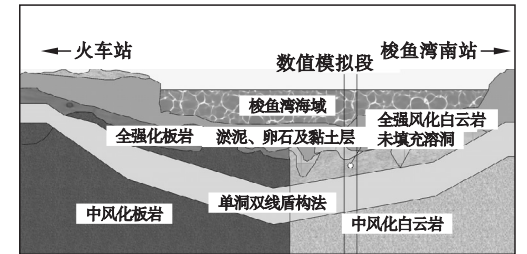


图5 火-梭区间地质剖面图

Fig.5 Geological section map

3.2 有限元计算模型

根据实际工程概况建立有限元模型如图 6 所示。模型长 100 m,宽 80 m,共划分为 8114 个节点和 7840 个单元;开挖面直径为 13.1 m;管片厚度 0.5 m;溶洞直径 10 m,其中心点与开挖面中心相距 17.23 m。通过地勘报告及文献[20]可得中风化白云岩的 Hoek – Brown 计算参数如表 1 所示。重力密度 $\gamma_1=22\text{ kN/m}^3$,弹性模量 $E_1=8\text{ GPa}$,泊松比 $\mu_1=0.25$, $\eta^*=2\times 10^{-3}$,损伤参数 $\alpha=0.02$, $\beta=0.2$;渗流场设置为瞬态计算,未损伤岩体的初始渗透系数为 $2.59\times 10^{-7}\text{ m/d}$,完全损伤岩体的渗透系数增大三个数量级,初始孔隙率为 0.3;衬砌设置为弹性材料,重力密度 $\gamma_2=25\text{ kN/m}^3$,弹性模量 $E_2=35\text{ GPa}$,泊松比 $\mu_2=0.3$,孔隙率为 0.003。模型顶部施加 0.1~0.5 MPa 的孔隙水压。

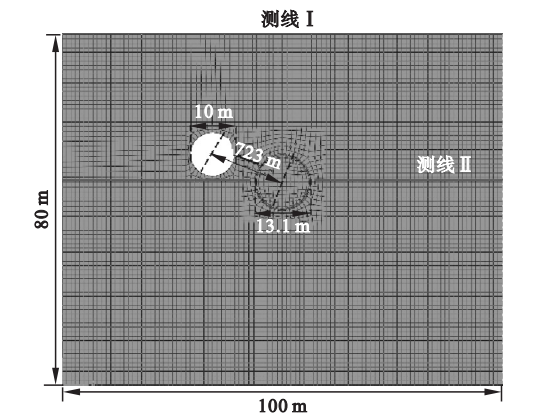


图 6 有限元计算模型

Fig. 6 FEM calculation model

表 1 围岩力学参数

Table 1 Mechanical parameters of surrounding rock

峰值强度			残余强度		
GSI^{peak}	m^{peak}	s^{peak}	GSI^{peak}	m^{peak}	s^{peak}
50	1.667	0.003 9	30	0.821	0.000 4

设置 4 个计算步对问题进行求解,首先对初始地应力场和渗流场进行平衡;随后软化处理待开挖岩体,以 40% 荷载释放率为标准计算软化参数;去除待开挖岩体;施放管片支护。

3.3 计算结果分析

3.3.1 围岩位移及衬砌内力分析

在不考虑充填水压时(溶洞处水压边界条件为 0)在模型顶部分别施加 0.1 MPa、0.3 MPa 和 0.5 MPa 的孔隙水压,计算得图 6 中测线 I 和测线 II 上的节点位移如图 7 所示。

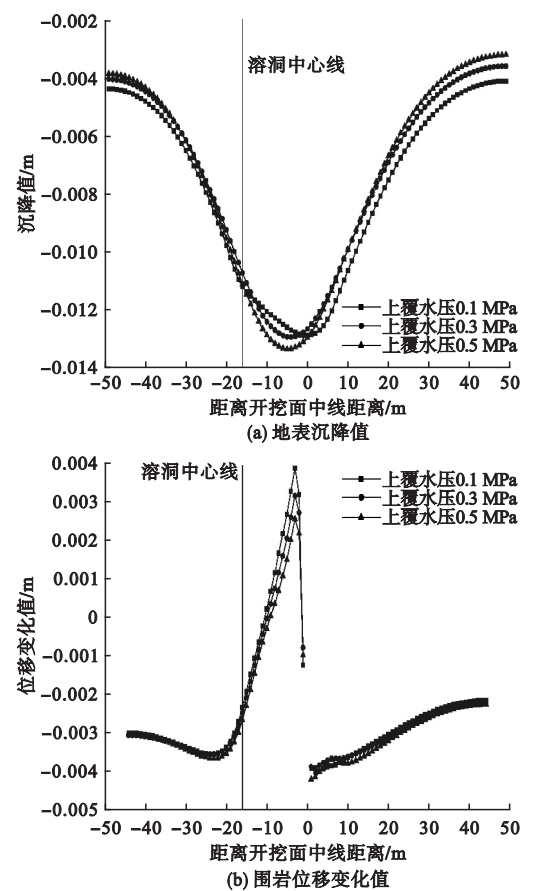


图 7 不同上覆水压下测线位移图

Fig. 7 Displacements under different sea pressures

由图 7(a) 可知,在溶洞影响下,地表沉降槽在隧道开挖轴线两侧存在一定的差异,呈现出非对称性。随着上覆水压的增大,地表最大沉降量逐渐增加,但增大幅度较小(由 11.9 mm 增至 12.3 cm),沉降最大值的位置逐渐向溶洞中心线靠拢。由图 7(b) 可知,开挖面与溶洞之间的隔水围岩部分,其位移值发生不连续,最大隆起量随上覆水压的增大而减小(由 38.7 mm 减少至 25.5 mm)。因此,在不同海水压力作用下,地表沉降和周围

岩体位移值均会发生变化,但变化幅度较小,对施工威胁性较小。

固定上覆水压力为 0.3 MPa,分别设置溶洞内充填水压为 0.2 MPa、0.4 MPa 和 0.6 MPa,计算测线位移值如图 8 所示。

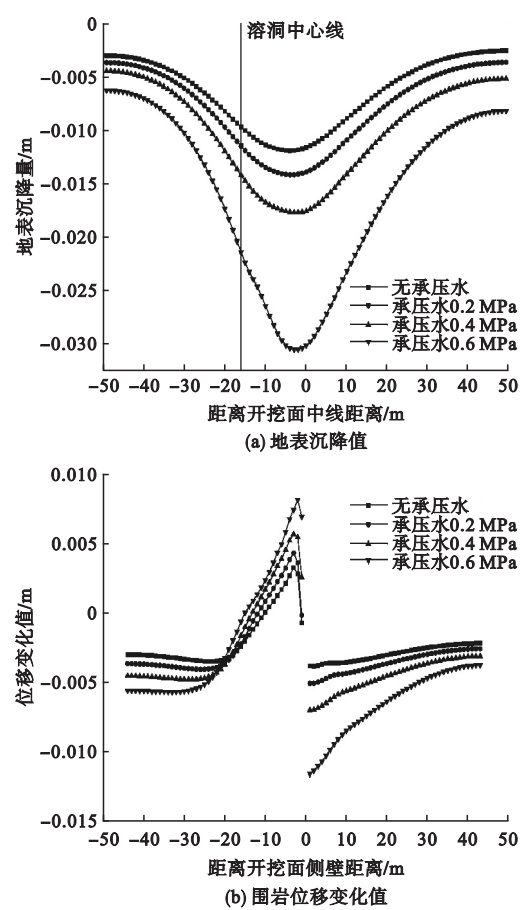


图 8 不同充填水压作用下测线位移图
Fig. 8 Displacements map under different filling water pressures

由图 8 可知,围压位移变化对充填水压值较为敏感.不同充填水压下,地表沉降最大值位置不变.随着充填水压的增大,最大沉降量由 14.2 mm 增至 30.6 mm,增长幅度为 16.4 mm;隔水围岩最大隆起量随充填水压值由 4.21 mm 增大至 8.06 mm,无溶洞一侧最大沉降值由 5.14 mm 增至 11.6 mm。

对不同充填水压下,衬砌节点最大主应力值进行计算,结果如图 9 所示.从图中可以看出,衬砌最大主应力值随着充填水压的增长而不断增大,最大值分别为 106 kN、

121 kN、133 kN 和 218 kN,且最大值均发生在背向溶洞的一侧。

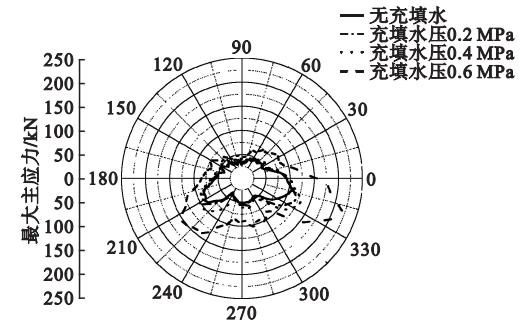
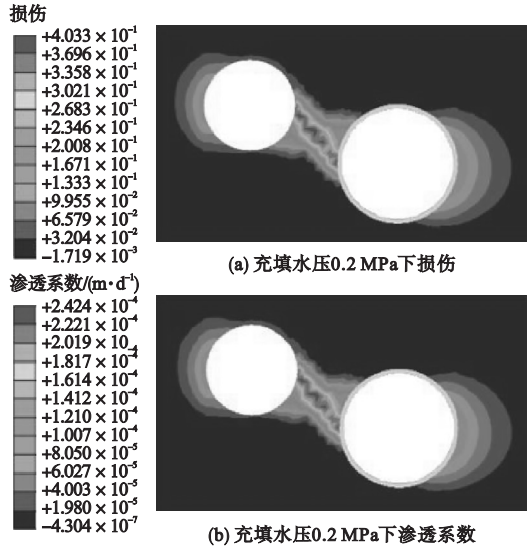


图 9 不同充填水压下衬砌最大主应力值
Fig. 9 Maximum principal stresses in lining

由上述分析可知,充填型溶洞内的水压值对围岩位移和衬砌内力的影响较大.在不受人为因素的干扰下,充水溶洞及周边岩体维持相对稳定的状态,不会产生灾害.当隧道开挖时,原始围岩的力学和水动力系统的平衡状态被打破,溶洞内水压急剧释放,充填物向开挖面迅速涌出,对隧道的安全稳定造成极大的安全隐患.充填水压释放后,围岩位移和衬砌内力均发生明显变化,这也为溶洞区隧道的监测和防治工作提供了理论依据。

3.3.2 损伤、渗流场分析

不同充填水压下,围岩损伤值和渗透系数分布规律如图 10 所示。



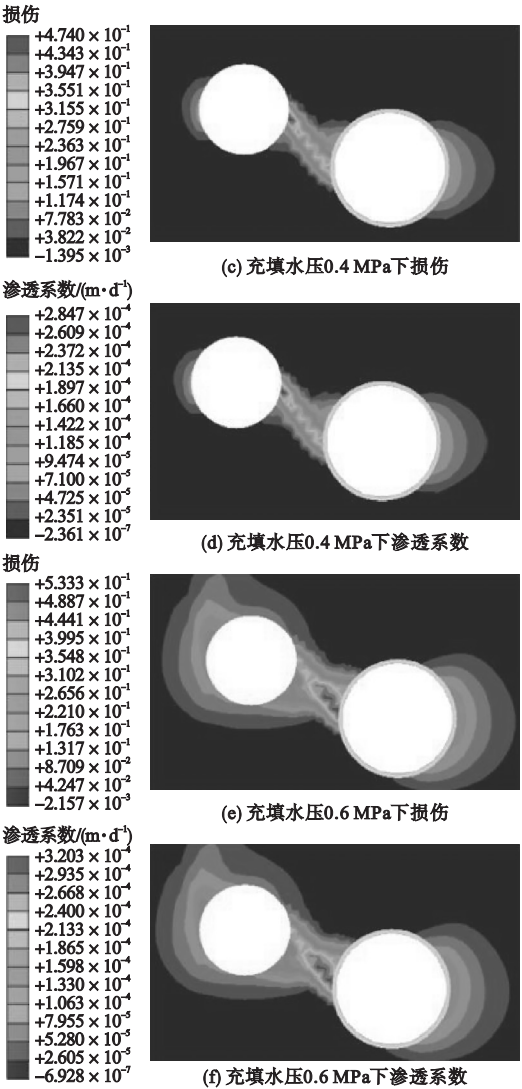


图 10 损伤值和渗透系数分布云图

Fig. 10 Contours of damage value and permeability coefficient

由图 10 可知,随着充填水压的增大,隔水围岩的损伤值和损伤范围逐渐增大,渗透系数也随之成数量级增长。在隧道开挖的扰动作用下,隔水岩体内部裂隙萌生、发育,渗流路径随着裂隙的发育不断调整,最终在溶洞与开挖面之间形成导水通道,溶洞内部充填物沿着导水通道在开挖面涌水,对施工安全造成威胁。

4 结 论

(1)溶洞作用下,地表沉降曲线在开挖

面中线两侧存在明显差异,随着上覆海水压力的增大,最大沉降值逐渐增大,其位置向溶洞中线方向变化;开挖面两侧位移变化规律不同,靠近溶洞一侧的隔水围岩中部分节点发生隆起,最大隆起值随上覆水压的增大而增大。

(2)地表沉降值、开挖面两侧围岩位移值和衬砌最大主应力值随着充填水压的加载发生明显的变化,计算结果为突水前兆的多元信息规律及监测理论提供了科学依据。

(3)随着充填水压的增加,隔水岩体的损伤值不断增大,渗透系数成数量级增长,溶洞与开挖面之间形成导水通道,为开挖面的突水突泥灾害埋下了隐患。

参考文献

[1] 李利平,李术才,张庆松.岩溶地区隧道裂隙水突出力学机制研究[J].岩土力学,2010,31(2):523-528.
(LI Liping, LI Shucui, ZHANG Qingsong. Study of mechanism of water inrush induced by hydraulic fracturing in karst tunnels[J]. Rock and soil mechanics, 2010, 31(2): 523-528.)
[2] 孙谋,刘维宁.高风险岩溶隧道掌子面突水机制研究[J].岩土力学,2011,32(4):1175-1180.
(SUN Mou, LIU Weining. Research on water inrush mechanism induced by karst tunnel face with high risk[J]. Rock and soil mechanics, 2011, 32(4): 1175-1180.)
[3] 赵明阶,徐容,许锡宾.岩溶区全断面开挖隧道围岩变形特性模拟[J].同济大学学报(自然科学版),2004(6):710-715.
(ZHAO Mingjie, XU Rong, XU Xibin. Deformation modeling of surrounding-rock during full-face excavation of tunnel in Karst regions[J]. Journal of tongji university (nature science), 2004(6): 710-715.)
[4] 黄明利,王飞,路威,等.隧道开挖诱发富水有压溶洞破裂突水过程数值模拟[J].中国工程科学,2009,11(12):93-96.
(HUANG Mingli, WANG Fei, LU Wei, et al. Numerical study on the process of water inrush in Karst caves with hydraulic pressure caused by tunnel excavation[J]. Strategic study of CAE, 2009, 11(12): 93-96.)
[5] 潘东东,李术才,许振浩,等.岩溶隧道承压隐伏溶洞突水模型试验与数值分析[J].岩土工程学报,2018,40(5):828-836.
(PAN Dongdong, LI Shucui, XU Zhenhao, et al. Model tests and numerical analysis for water inrush caused by karst caves filled with confined water in tunnels[J]. Chinese journal

- of geotechnical engineering, 2018, 40 (5): 828 - 836.)
- [6] 王树仁,何满潮,刘招伟. 岩溶隧道突水灾变过程分析及控制技术[J]. 北京科技大学学报,2006(7):613 - 618.
(WANG Shuren, HE Manchao, LIU Zhaowei. Analysis on the process of water burst catastrophe and its prevention counter-measures in a karst tunnel[J]. Journal of university of science and technology Beijing, 2006 (7): 613 - 618.)
- [7] 刘招伟,何满潮,王树仁. 圆梁山隧道岩溶突水机理及防治对策研究[J]. 岩土力学,2006(2):228 - 232,246.
(LIU Zhaowei, HE Manchao, WANG Shuren. Study on karst waterburst mechanism and prevention countermeasures in Yuanliangshan tunnel[J]. Rock and soil mechanics, 2006(2): 228 - 232, 246.)
- [8] 张民庆,刘招伟. 圆梁山隧道岩溶突水特征分析[J]. 岩土工程学报,2005(4):422 - 426.
(ZHANG Mingqing, LIU Zhaowei. Analysis on the features of karst water burst in the Yuanliangshan tunnel [J]. Chinese journal of geotechnical engineering, 2005, 27 (4): 422 - 426.)
- [9] 李杰,吴建营. 混凝土弹塑性损伤本构模型研究 I: 基本公式[J]. 土木工程学报,2005(9):14 - 20.
(LI Jie, WU Jianying. Elastoplastic damage constitutive model for concrete based on damage energy release rates, part I: basic formulations [J]. China civil engineering journal, 2005(9):14 - 20.)
- [10] 杜修力,黄景琦,金浏,等. 岩石三维弹塑性损伤本构模型研究[J]. 岩土工程学报,2017(6).
(DU Xiuli, HUANG Jingqi, JIN Liu, et al. Three-dimension elastic-plastic damage constitutive model for intact rock[J]. Chinese journal of geotechnical engineering, 2017, 39 (6): 978 - 985.)
- [11] 王军祥,姜谔男. 岩石弹塑性损伤本构模型建立及在隧道工程中的应用[J]. 岩土力学,2015,36(4):1147 - 1158.
(WANG Junxiang, JIANG Annan. An elastoplastic damage constitutive model of rock and its application to tunnel engineering[J]. Rock and soil mechanics, 2015, 36(4):1147 - 1158.)
- [12] 贾善坡,高敏,于洪丹,等. 高孔低渗泥岩渗流-损伤耦合模型与数值模拟[J]. 中南大学学报(自然科学版),2016,47(2):558 - 568.
(JIA Shanpo, GAO Min, YU Hongdan, et al. A coupled damage-permeability model of clay stone with high porosity and low permeability and its numerical implementation [J]. Journal of central south university, 2016, 47(2):558 - 568.)
- [13] 袁小平,刘红岩,王志乔. 基于 Drucker-Prager 准则的岩石弹塑性损伤本构模型研究[J]. 岩土力学,2012,33(4):148 - 153.
(YUAN Xiaoping, LIU Hongyan, WANG Zhiqiao. Study of elastoplastic damage constitutive model of rocks based on Drucker-Prager criterion[J]. Rock and soil mechanics, 2012, 33(4):1103 - 1108.)
- [14] 王军祥,姜谔男,宋战平. 岩石弹塑性应力-渗流-损伤耦合模型研究(i): 模型建立及其数值求解程序[J]. 岩土力学,2014,35(增刊2):626 - 637.
(WANG Junxiang, JIANG Annan, SONG Zhanping. Study of the coupling model of rock elastoplastic stress- seepage-damage (I): modelling and its numerical solution procedure [J]. Rock and soil mechanics, 2014, 35 (S2): 626 - 637.)
- [15] 贾善坡,陈卫忠,于洪丹,等. 泥岩隧道施工过程中渗流场与应力场全耦合损伤模型研究[J]. 岩土力学,2009,30(1):19 - 26.
(JIA Shanpo, CHEN Weizhong, YU Hongdan et al. Research on seepage-stress coupling damage model of boom clay during tunneling [J]. Rock and soil mechanics, 2009, 30 (1): 19 - 26.)
- [16] JU J W. On energy-based coupled elastoplastic damage theories: constitutive modeling and computational aspects[J]. International journal of solids & structures, 1989, 25(7):803 - 833.
- [17] SIMO J C, HUGHES T J R. Computational inelasticity [M]. Springer: Computational Inelasticity, 1998.
- [18] SORESENSEN E S, CLAUSEN J, DAMKILDE L. Finite element implementation of the Hoek-Brown material model with general strain softening behavior[J]. International journal of rock mechanics and mining sciences, 2015, 78: 163 - 174.
- [19] CLAUSEN J, DAMKILDE L. An exact implementation of the Hoek - Brown criterion for elasto-plastic finite element calculations [J]. International journal of rock mechanics and mining sciences, 2008, 45(6):831 - 847.
- [20] 孙闯,张向东,刘家顺. 基于 Hoek-Brown 强度准则的应变软化模型在隧道工程中的应用[J]. 岩土力学,2013(10):2954 - 2961.
(SUN Chuang, ZHANG Xiangdong, LIU Jiashun. Application of strain softening model to tunnels based on Hoek-Brown strength criterion[J]. Rock and soil mechanics, 2013, 34(10):2954 - 2961.)
- [21] SUN L, LI C, LI J, et al. Strain transfer analysis of a clamped fiber bragg grating sensor [J]. Applied sciences, 2017, 7(2):188.
(责任编辑:杨永生 英文审校:刘永军)