

基于改进双剪统一强度理论的围岩松动圈分析^{*}

余敏^{1,2}, 林从谋^{1,2}, 殷榕鹏¹

(1.华侨大学 岩土工程研究所, 福建 厦门 361021; 2.福建省隧道与城市地下空间工程技术研究中心, 福建 厦门 361021)

摘 要: 为了研究岩石应变软化、剪胀性质、中间主应力和拉压不等特性对围岩松动圈的影响, 基于改进双剪统一强度理论, 得到了隧道围岩松动圈半径、围岩应力及洞壁位移的解析表达式。通过与已有方法计算结果的对比, 验证了该方法的可行性, 并进一步分析了中间主应力大小以及软化程度对结果的影响。研究表明: (1) 随着软化模量的降低, 隧道围岩塑性区、松动区(圈)半径以及洞壁位移均逐渐减小; (2) 中间主应力大小对隧道围岩弹塑性行为具有一定的影响, 随着中间主应力系数 b 的增大, 围岩的切向应力在塑性软化区、破碎区内变大, 而在弹性区内减小, 围岩的径向应力在3个区域内均增大; (3) 隧道洞壁位移随着中间主应力系数 b 的增大而减小; (4) 考虑中间主应力的影响以及围岩软化的程度, 能够充分发挥围岩的强度潜能, 合理指导隧道布置、支护设计与施工。该结果为隧道围岩松动破裂分析提供了理论依据, 具有一定的工程参考价值。

关键词: 松动圈; 应变软化; 改进双剪统一强度理论; 中间主应力; 解析解

中图分类号: TU452

文献标识码: A

文章编号: 1673-0836(2018)02-0379-08

Analysis on Loosen Zone of Surrounding Rock Based on Improved Double-shear Unified Strength Criterion

Yu Min^{1,2}, Lin Congmou^{1,2}, Yin Rongpeng¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Huaqiao University, Xiamen, Fujian 361021, P.R.China; 2. Fujian tunnel and Urban Underground Space Engineering Technology Research Center, Xiamen, Fujian 361021, P.R.China)

Abstract: In order to study the influence of rock strain softening, expansion properties, intermediate principal stress and varying characteristics of tension and compression on the fractured surrounding rock, based on the improved double-shear unified strength criterion, this paper obtains an analytical solution for the radius of loosen zone, surrounding rock stress and surrounding displacements of a circular opening. The method is proved to be feasible by comparing the results with the existing methods, furthermore, the effect of intermediate principal stress and softening extent on the results is analyzed. The results show that: (1) with the reduction of the softening modulus, the radius of plastic zone, loosen zone(circle) and the displacement of tunnel wall decrease; (2) the intermediate principal stress has a certain influence on the elastoplastic behavior of the surrounding rock, with the increase of the intermediate principal stress coefficient b , tangential stress of surrounding rock increases gradually in plastic softening zone and loosen zone, but decreases in elastic zone, and radial stress of surrounding rock increases in three zones; (3) the

^{*} 收稿日期: 2017-11-26(修改稿)

作者简介: 余敏(1991-), 男, 安徽安庆人, 硕士生, 主要从事岩土力学与工程方面的研究工作。

E-mail: 1076527809@qq.com

通讯作者: 林从谋(1957-), 男, 福建福州人, 博士, 教授, 主要从事岩土工程与地下结构的科研及教学工作。

E-mail: cmlin@hqu.edu.cn

基金项目: 福建省自然科学基金(2014J01197); 华侨大学研究生科研创新能力培育计划(1511304009)

displacement of tunnel wall decreases with the increase of the intermediate principal stress coefficient b ; (4) the strength potential of surrounding rock can be fully realized after considering the effects of the intermediate principal stress and softening degree of surrounding rock, that we can provide reasonable suggestions for design and construction of tunnel supporting structure. The results provide theoretical basis for analysis of fractured circular openings and have a certain reference value in engineering projects.

Keywords: loosen zone; strain-softening; improved double-shear unified strength criterion; intermediate principal stress; analytical solutions

0 引言

隧道开挖后,洞壁径向应力下降为零,造成围岩强度明显下降,围岩中出现应力集中现象。如果集中应力超过围岩强度,开挖面附近的围岩将首先发生破坏,并逐渐向深部扩展,直到达到三向应力平衡为止。此时,部分围岩已经进入塑性或破碎状态,需采取支护措施才能保证围岩的稳定性。通常将围岩受开挖影响形成的处于残余强度状态的区域定义为松动区(圈)^[1-2]。从 20 世纪至今,通过大量的理论和现场实测结果的分析已经表明,松动圈半径是确定隧道支护参数、最大限度地控制围岩破碎产生的碎胀变形的重要依据^[3]。

对平面应变假设下深埋圆形洞室的轴对称弹塑性分析是隧道支护设计的重要支持:袁文伯等^[4]根据岩体应变软化的变形特性,建立了弹塑性软化模型,对软岩巷道围岩塑性区和破裂区围岩的力学性态进行了分析,但是忽略了岩石剪胀的性质;付国斌^[5]考虑了岩石的应变软化和体积膨胀特性,求解了巷道围岩破裂区半径、塑性区半径以及周边位移的解析解;蒋斌松等^[6-7]分别采用 Mohr-Coulomb 和 Hoek-Brown 准则,基于弹-塑-脆性模型,对深部巷道破裂围岩进行了非关联的弹塑性分析,但是对岩石的应变软化特性考虑不够充分;张常光等^[8]基于弹-脆-塑性模型,考虑中间主应力、脆性软化、剪胀特性、塑性区弹性模量等因素,建立围岩塑性区位移及特征曲线新解;陈秋南等^[3]考虑了岩体的受扰动程度,基于可拓学理论,探讨了 Hoek-Brown 准则中表征岩体受扰动程度的扰动参数 D 的取值方法,改进了松动圈半径的推导。

综上,以往的解析求解均利用 Mohr-Coulomb 或者 Hoek-Brown 等忽略了中间主应力作用的强度准则。但通过大量的岩石三轴试验研究发现,不仅最大、最小主应力大小会影响岩石的强度,中间主应力的作用亦不可忽略^[9],在考虑了中间主应力

对岩石屈服破坏的影响后,岩石强度可以增大 30%左右^[10]。此外,岩土类材料在峰值强度之后存在应力随应变增长而降低的软化特性^[11],以及体积塑性膨胀的剪胀特性^[12],而以往的研究采用的模型多集中在弹-脆-塑性模型^[8, 13-14]或者弹-塑-脆性模型^[6-7],忽略或者未充分考虑岩石的扩容和应变软化性质。为此,本文在将隧道围岩划分为破裂区、塑性软化区和弹性区基础上,利用改进的双剪统一强度准则,综合考虑了岩石塑性剪胀以及黏聚力软化特性,获得了隧道软化围岩应力、位移以及围岩松动圈半径的解析表达式,并通过算例对相关参数的影响进行了分析。

1 松动圈半径的求解

1.1 理论分析模型

对岩石的全应力-应变曲线分析可知^[15],岩石的变形可以看成是处于破裂区、塑性区和弹性区 3 种状态。为了分析问题的方便,可以将岩石的全应力-应变曲线用近似地折线型全应力-应变曲线代替^[6],如图 1 所示。

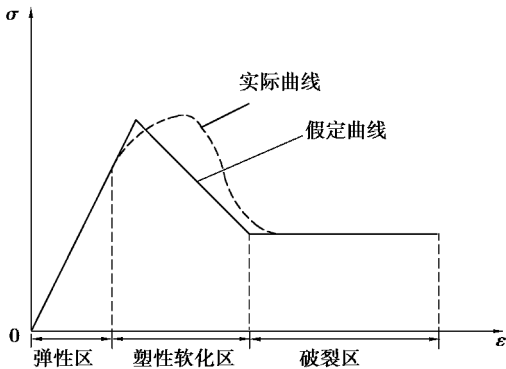


图 1 岩石的应力-应变曲线
Fig. 1 Stress-strain curves of rocks

类似于岩石的变形,隧道周边围岩同样处于破裂、塑性、弹性 3 种状态。设半径为 r_0 的圆形隧道围岩均匀、连续、各向同性,内表面支护力为 p_i ,无穷远处分布的原始均匀应力为 p_0 。隧道开挖过程

中,受爆破扰动的影响,沿隧道围岩内部形成厚度分别为 R_b-r_0 、 R_p-R_b 的环状破裂区和塑性软化区(R_b 、 R_p 分别为破裂区半径、塑性软化区半径)。由松动区(圈)的定义^[1-2],破裂区即为隧道围岩的松动区(圈)。如图 2 所示,将围岩分为破裂区、塑性软化区和弹性区 3 个部分,采用极坐标系,围岩的径向、环向应力和应变分别为 σ_r 、 σ_θ 和 ε_r 、 ε_θ ;巷道围岩径向位移用 u 表示。

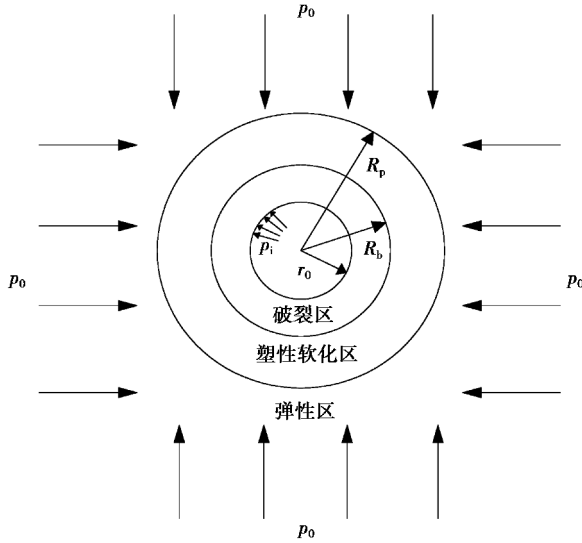


图 2 圆形隧道的分析模型

Fig. 2 Analytical model of a circular opening

1.2 改进的双剪统一强度准则

胡小荣等在双剪统一强度准则的基础上提出的改进双剪统一强度准则可以较为全面地反映岩石的基本强度特性,包括中间主应力及其区间性对岩石强度的影响、岩石的拉压不等特性等^[16],其主应力表达式为:

$$\begin{aligned} &(\alpha\sigma_1 - \sigma_3)(\sigma_1 - \sigma_3) + b(\alpha\sigma_1 - \sigma_2)(\sigma_1 - \sigma_3) + \\ &b(\alpha\sigma_2 - \sigma_3)(\sigma_2 - \sigma_3) = (1 + b)(\sigma_1 - \sigma_3)\sigma_t \end{aligned} \quad (1)$$

式中: σ_1 、 σ_2 、 σ_3 分别为第一、第二、第三主应力; σ_t 为岩石的单轴抗拉强度; b 是反映中间主应力效应的参数; α 为岩石的拉压强度比。当 $\alpha = 1$ 时, Tresca 与 Mises 屈服准则是改进双剪统一强度准则在 $b = 0$ 与 $b = 1/3$ 时的特例;当 $0 < \alpha < 1$ 时,若 $b = 0$, 则改进双剪统一强度准则演化为 Mohr-Coulomb 准则。

隧道围岩在弹性区内满足 $\sigma_2 = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$ ^[17],在围岩弹塑性分析中, $\sigma_1 = \sigma_\theta$ 、 $\sigma_3 = \sigma_r$,因而改进的双剪统一强度准则在弹性区内可以写成:

$$\sigma_\theta = M_{\text{peak}}\sigma_r + Y_{\text{peak}} \cdot c_{\text{peak}} \quad (2)$$

式中: $M_{\text{peak}} = \frac{(2+b)+2(1+b)\sin\varphi_{\text{peak}}}{(2+b)-2(1+b)\sin\varphi_{\text{peak}}}$; $Y_{\text{peak}} = \frac{4(1+b)\cos\varphi_{\text{peak}}}{(2+b)-2(1+b)\sin\varphi_{\text{peak}}}$; c_{peak} 、 φ_{peak} 分别为岩体峰值黏聚力与峰值内摩擦角。

大量抗剪和抗摩擦试验均表明,岩体强度随着变形发展产生衰减的原因主要取决于粘聚力的变化^[4]。为简化计算,假设塑性软化区的内摩擦角与弹性区相同且保持不变,而在破裂区内跌落至残余内摩擦角 φ_b ^[18]。从而,在塑性软化区和破裂区分别有

$$\sigma_\theta^p = M_{\text{peak}}\sigma_r^p + Y_{\text{peak}}\bar{c} \quad (3)$$

$$\sigma_\theta^b = M_b\sigma_r^b + Y_b c_b \quad (4)$$

式中: σ_r^p 、 σ_θ^p 分别为塑性软化区围岩的切向应力、径向应力; \bar{c} 为塑性软化区围岩的黏聚力, $\bar{c} = c_{\text{peak}} - M_c \varepsilon_\theta^p$; M_c 为塑性软化区围岩的黏聚力软化模量^[19],且有 $M_c = (c_{\text{peak}} - c_b)/(\varepsilon_\theta^b - \varepsilon_\theta^e)$,其中 c_b 为破裂区残余黏聚力, ε_θ^e 、 ε_θ^p 、 ε_θ^b 分别为弹性区、塑性软化区和破裂区切向应变; $M_b = \frac{(2+b)+2(1+b)\sin\varphi_b}{(2+b)-2(1+b)\sin\varphi_b}$,

$$Y_b = \frac{4(1+b)\cos\varphi_b}{(2+b)-2(1+b)\sin\varphi_b}。$$

1.3 围岩应力及变形

忽略体积力的作用,各区域内应力均满足平衡方程

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (5)$$

变形满足几何方程

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{du}{dr} \\ \varepsilon_\theta &= \frac{u}{r} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

1.3.1 弹性区($R_p < r < \infty$)

在弹性区内,由弹性理论的知识可得^[4-5]

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^e &= p_0 \cdot \left[1 - \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 \right] + \sigma_p \cdot \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 \\ \sigma_\theta^e &= p_0 \cdot \left[1 + \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 \right] - \sigma_p \cdot \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

$$u_e = \frac{(1 + \mu) \cdot (\sigma_p - p_0) \cdot R_p^2}{E \cdot r} \quad (8)$$

进而,由几何方程式(6),弹性区与塑性区交界处的应变和变形满足

$$(\varepsilon_{\theta}^e)_{r=R_p} = -(\varepsilon_r^e)_{r=R_p} = \frac{(1 + \mu) \cdot (\sigma_p - p_0)}{E} = A \tag{9}$$

式中： R_p 为塑性区半径； σ_p 为由弹性状态进入塑性软化状态的临界支护应力，文献[12]提出的 σ_p 解析式适用于本模型：

$$\sigma_p = \frac{2p_0 - Y_{peak} \cdot c_{peak}}{1 + M_{peak}}$$

1.3.2 塑性软化区 ($R_b < r < R_p$)

为求塑性软化区的位移，假设塑性软化区内的应变满足^[5]

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r^p &= (\varepsilon_r^e) + \Delta\varepsilon_r^p \\ \varepsilon_{\theta}^p &= (\varepsilon_{\theta}^e) + \Delta\varepsilon_{\theta}^p \end{aligned} \right\} \tag{10}$$

$$\Delta\varepsilon_r^p + \beta_p \cdot \Delta\varepsilon_{\theta}^p = 0 \tag{11}$$

式中： $\Delta\varepsilon_r^p$ 、 $\Delta\varepsilon_{\theta}^p$ 分别为塑性区围岩径向、切向应变增量； $\beta_p = \frac{1+\sin\psi_p}{1-\sin\psi_p}$ ，其中 ψ_p 为塑性区围岩的剪胀角。

由几何方程式(6)及式(10)、式(11)有

$$\frac{dup}{dr} + \beta_p \frac{up}{r} = A \cdot (\beta_p - 1) \tag{12}$$

该微分方程的解为^[14]

$$u_p = A \cdot r \cdot \left\{ 1 + \frac{2}{\beta_p + 1} \left[\left(\frac{R_p}{r} \right)^{\beta_p + 1} - 1 \right] \right\} \tag{13}$$

由几何方程式(6)以及式(10)、式(13)可得塑性软化区内黏聚力的表达式

$$\bar{c} = c_{peak} - \frac{2 \cdot A \cdot M_c}{\beta_p + 1} \left[\left(\frac{R_p}{r} \right)^{\beta_p + 1} - 1 \right] \tag{14}$$

从而

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta}^p &= M_{peak} \cdot \sigma_r^p + \\ &Y_{peak} \cdot \left\{ c_{peak} - \frac{2 \cdot A \cdot M_c}{\beta_p + 1} \left[\left(\frac{R_p}{r} \right)^{\beta_p + 1} - 1 \right] \right\} \end{aligned} \tag{15}$$

将上式代入平衡方程(5)，并利用边界条件

$\sigma_r^p = \sigma_r^e (r = R_p)$ ，可得

$$\begin{aligned} \sigma_r^p &= \frac{2}{1 + M_{peak}} \left[p_0 + \frac{Y_{peak} \cdot c_{peak}}{M_{peak} - 1} + \right. \\ &\frac{A \cdot M_c \cdot Y_{peak} \cdot (M_{peak} + 1)}{(M_{peak} - 1) \cdot (M_{peak} + \beta_p)} \left. \right] \cdot \left(\frac{r}{R_p} \right)^{M_{peak} - 1} + \\ &\frac{2 \cdot A \cdot M_c \cdot Y_{peak}}{(1 + \beta_p)} \cdot \left[\frac{1}{M_{peak} + \beta_p} \cdot \left(\frac{R_p}{r} \right)^{1 + \beta_p} - \right. \end{aligned}$$

$$\left. \frac{1}{M_{peak} - 1} \right] - \frac{Y_{peak} \cdot c_{peak}}{M_{peak} - 1} \tag{16}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta}^p &= M_{peak} \cdot \sigma_r^p + Y_{peak} \cdot \\ &\left\{ c_{peak} - \frac{2 \cdot A \cdot M_c}{\beta_p + 1} \left[\left(\frac{R_p}{r} \right)^{\beta_p + 1} - 1 \right] \right\} \end{aligned} \tag{17}$$

1.3.3 破裂区 ($r_0 < r < R_b$)

在破裂区与塑性区的交界处，黏聚力应满足 $\bar{c} = c_b (r = R_b)$ 。令 $R_b = t \cdot R_p$ ，代入软化区内黏聚力表达式(14)，有

$$c_b = c_{peak} - \frac{2 \cdot A \cdot M_c}{\beta_p + 1} \cdot \left[\left(\frac{1}{t} \right)^{\beta_p + 1} - 1 \right] \tag{18}$$

从而

$$t = \left\{ \frac{2 \cdot A \cdot M_c}{2 \cdot A \cdot M_c + (c_{peak} - c_b)(\beta_p + 1)} \right\}^{\frac{1}{\beta_p + 1}} \tag{19}$$

式中： R_b 为破裂区半径； t 为表征破裂区半径与塑性软化区半径大小关系的参数。

同样，假设破裂区内应变满足的关系式为

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r^b &= (\varepsilon_r^p) + \Delta\varepsilon_r^b \\ \varepsilon_{\theta}^b &= (\varepsilon_{\theta}^p) + \Delta\varepsilon_{\theta}^b \end{aligned} \right\} \tag{20}$$

$$\Delta\varepsilon_{\theta}^b + \beta_b \cdot \Delta\varepsilon_r^b = 0 \tag{21}$$

式中： $\beta_b = \frac{1+\sin\psi_b}{1-\sin\psi_b}$ ，其中 ψ_b 为破裂区围岩的剪胀角。

由几何方程式(6)以及边界条件 $u_b = u_p (r = R_b)$ ，同样可以求得

$$\begin{aligned} u_b &= 2 \cdot A \cdot r \cdot \left\{ \left\{ \frac{1}{\beta_b + 1} \left[\left(\frac{R_b}{r} \right)^{\beta_b + 1} - 1 \right] + \right. \right. \\ &\left. \left. \frac{1}{\beta_p + 1} \right\} \cdot \left(\frac{R_p}{R_b} \right)^{\beta_p + 1} + \frac{\beta_p - 1}{2(\beta_p + 1)} \right\} \end{aligned} \tag{22}$$

从而，隧道周边位移 u_0 的解析计算公式为

$$\begin{aligned} u_0 &= 2 \cdot A \cdot r_0 \cdot \left\{ \left\{ \frac{1}{\beta_b + 1} \left[\left(\frac{R_b}{r_0} \right)^{\beta_b + 1} - 1 \right] + \right. \right. \\ &\left. \left. \frac{1}{\beta_p + 1} \right\} \cdot \left(\frac{R_p}{R_b} \right)^{\beta_p + 1} + \frac{\beta_p - 1}{2(\beta_p + 1)} \right\} \end{aligned} \tag{23}$$

由破裂区围岩的双剪破坏准则式(4)、平衡方程式(5)以及塑性软化区与破裂区的应力边界条件 $\sigma_r^b = \sigma_r^p (r = R_b)$ ，可得破裂区的应力表达式为

$$\sigma_r^b = \left\{ \frac{2}{1 + M_{peak}} \left[p_0 + \frac{Y_{peak} \cdot c_{peak}}{M_{peak} - 1} + \right. \right.$$

$$\frac{A \cdot M_c \cdot Y_{peak} \cdot (M_{peak} + 1)}{(M_{peak} - 1)(M_{peak} + \beta_p)} \left] \left(\frac{R_b}{R_p} \right)^{M_{peak} - 1} + \right. \\ \left. \frac{2 \cdot A \cdot M_c \cdot Y_{peak}}{(1 + \beta_p)} \cdot \left[\frac{1}{M_{peak} + \beta_p} \cdot \left(\frac{R_p}{R_b} \right)^{1 + \beta_p} - \frac{1}{M_{peak} - 1} \right] - \frac{Y_{peak} \cdot c_b}{M_{peak} - 1} + \frac{Y_b \cdot c_b}{M_b - 1} \right\} \cdot \left(\frac{r}{R_b} \right)^{M_b - 1} - \frac{Y_b \cdot c_b}{M_b - 1} \quad (24)$$

$$\sigma_\theta^b = M_b \cdot \sigma_r^b + Y_b \cdot c_b \quad (25)$$

2 松动破裂区半径的确定

当围岩处于塑性自稳而即将产生破裂区时,设此时的塑性区半径为 $R_{critical}$,将 $c=c_b, \sigma_r^p=p_i(r=r_0)$ 代入塑性软化区径向应力表达式 (16) 可得

$$p_i = \frac{2}{1 + M_{peak}} \left[p_0 + \frac{Y_{peak} \cdot c_{peak}}{M_{peak} - 1} + \frac{A \cdot M_c \cdot Y_{peak} \cdot (M_{peak} + 1)}{(M_{peak} - 1) \cdot (M_{peak} + \beta_p)} \right] \cdot \left(\frac{R_{critical}}{r_0} \right)^{1 - M_{peak}} - \frac{2 \cdot A \cdot M_c \cdot Y_{peak}}{(M_{peak} - 1)(M_{peak} + \beta_p)} \left(\frac{R_{critical}}{r_0} \right)^{1 + \beta_p} - \frac{Y_{peak} \cdot c_b}{M_{peak} - 1} \quad (26)$$

经数值方法可求得临界状态下的塑性区半径 $R_{critical}$ 。

文献[6]利用 $R_{critical}$ 与 $\frac{r_0}{t}$ 之间的大小关系来判断围岩所处的状态:

(1) 如果 $R_{critical} > \frac{r_0}{t}$, 则围岩处于破裂区与塑性区共存的状态, 此时塑性区半径 R_p 可将边界条件 $\sigma_r^b=p_i(r=r_0)$ 代入破裂区应力表达式 (24) 可得

$$R_p = \frac{r_0}{t} \left\{ \left\{ \frac{2}{1 + M_{peak}} \left[p_0 + \frac{Y_{peak} \cdot c_{peak}}{M_{peak} - 1} + \frac{A \cdot M_c \cdot Y_{peak} \cdot (M_{peak} + 1)}{(M_{peak} - 1)(M_{peak} + \beta_p)} \right] \cdot t^{M_{peak} - 1} + \frac{2 \cdot A \cdot M_c \cdot Y_{peak}}{(1 + \beta_p)} \cdot \left[\frac{1}{M_{peak} + \beta_p} \cdot \left(\frac{R_{critical}}{r_0} \right)^{1 + \beta_p} - \frac{1}{M_{peak} - 1} \right] - \frac{Y_{peak} \cdot c_b}{M_{peak} - 1} + \frac{Y_b \cdot c_b}{M_b - 1} \right\} \cdot \left(p_i + \frac{Y_b \cdot c_b}{M_b - 1} \right) \right\}^{\frac{1}{1 - M_b}} \quad (27)$$

相应的破裂区半径为

$$R_b = t \cdot R_p \quad (28)$$

(2) 如果 $R_{critical} = \frac{r_0}{t}$, 则围岩处于塑性-破裂临界状态。

(3) 如果 $R_{critical} < \frac{r_0}{t}$, 则围岩仅存在塑性区, 塑性区半径由边界条件 $\sigma_r^p=p_i(r=r_0)$ 代入塑性软化区应力表达式 (16), 联合式 (14), 有

$$p_i = \frac{2}{1 + M_{peak}} \left[p_0 + \frac{Y_{peak} \cdot c_{peak}}{M_{peak} - 1} + \frac{A \cdot M_c \cdot Y_{peak} \cdot (M_{peak} + 1)}{(M_{peak} - 1) \cdot (M_{peak} + \beta_p)} \right] \cdot \left(\frac{r_0}{R_p} \right)^{M_{peak} - 1} + \frac{2 \cdot A \cdot M_c \cdot Y_{peak}}{(1 + \beta_p)} \cdot \left[\frac{1}{M_{peak} + \beta_p} \cdot \left(\frac{R_p}{r_0} \right)^{1 + \beta_p} - \frac{1}{M_{peak} - 1} \right] - \frac{Y_{peak} \cdot c_{peak}}{M_{peak} - 1} \quad (29)$$

可由数值解法求得此状态下的塑性区半径 R_p 。

3 算例分析

选取文献[6-7]唐口煤矿的岩石力学参数: 弹性模量 $E=20 \text{ GPa}$, 泊松比 $\mu=0.25$, 峰值、残余黏聚力与内摩擦角分别为 $c_{peak}=5.85 \text{ MPa}$, $\varphi_{peak}=30^\circ$, $c_b=2.0 \text{ MPa}$, $\varphi_b=15.2^\circ$ 。圆形隧道开挖半径 $r_0=3.0 \text{ m}$; 初始地应力 $p_0=23.4 \text{ MPa}$, 无支护作用, $p_i=0 \text{ MPa}$ 。

3.1 应变软化程度的影响

为研究软化程度对松动圈半径的影响, 令 $b=0$, 双剪统一强度准则演化为 Mohr-Coulomb 准则, 按文献[6-7]所用非关联流动法则进行计算, 得到不同软化模量 M_c 对应的塑性区与破裂区半径值, 并与分别采用 Mohr-Coulomb 准则和 Hoek-Brown 准则的文献[6-7]中的计算值进行比较, 如表 1 所示。此外, 取文献[13]中围岩力学参数, 仅考虑软化程度的影响, 与文献[14]中弹-脆-塑性模型计算得到的隧道洞壁位移 u_0 值也作了相应的对比, 如表 2 所示。

表 1 软化模量对松动圈半径的影响

Table 1 Effect of softening modulus on the radii of loose zone

塑性区 与破裂 区半径	软化模量					
	文献 [6]	文献 [7]	$M_c =$ 1.0E	0.8E	0.5E	0.4E 0.1E
R_p	5.40	7.41	6.48	6.30	5.85	5.60 4.02
R_b	4.74	4.62	6.00	5.73	5.09	4.75 —

表 2 软化模量对 u_0 的影响

Table 2 Effect of softening modulus on u_0

隧道洞壁 位移	软化模量					
	文献[14]	$M_c=1.0E$	0.8E	0.5E	0.4E	0.1E
u_0/mm	8.54	4.60	4.60	4.50	4.50	3.60

从表 1 可知,当 $M_c=0.4E$ 时,计算得到的塑性区半径和破碎区半径与文献[6]采用弹-塑-脆性模型计算所得的结果相近,相对误差在 3% 以内,这和现场松动圈测试的结果接近;而文献[7]中采用 Hock-Brown 准则计算出的破裂区半径与 $M_c=0.4E$ 时的计算结果及现场测试值较为接近,而塑性区半径较本文计算结果及现场测试值偏大;此外,随着软化模量的增大,松动圈半径的大小也随之增大。可见随着岩体软化程度增高,岩体的脆性性质更加明显。由表 2 可知,考虑围岩的软化程度后,按弹-脆-塑性模型计算得到的洞壁位移与本文方法计算结果相比偏大;当软化模量 M_c 取很小时,围岩软化程度低,自稳能力较强,围岩松动区域与隧道洞壁位移也相应减小,这与先前考虑围岩软化特性研究结论^[4, 20-21]是一致的;当 $M_c=0.1E$ 时,围岩软化程度较低,仅存在塑性软化区。

3.2 隧道围岩应力分析

系数 b 的值可以反映中间主应力作用的效应。令脆性系数 $M_c=1.0E$,同样运用非关联流动法则,取不同中间主应力系数 b 计算得到的隧道围岩径向、切向应力分布如图 3 所示。

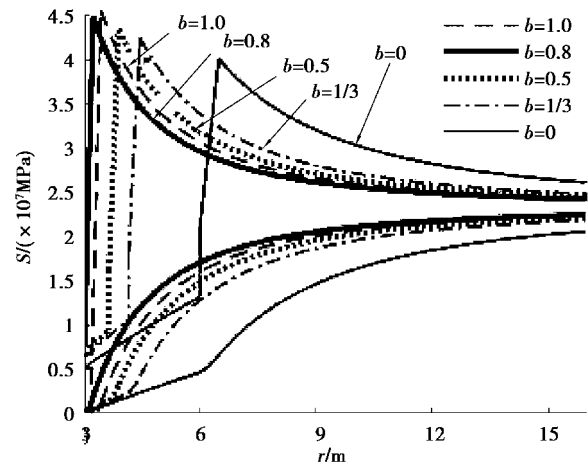


图 3 不同 b 值对应力的影响

Fig. 3 Effect of b on stresses

从图 3 可以看出,与文献[22]的研究结论一样,围岩的径向应力随着系数 b 的增大而增大;围岩的切向应力在塑性软化区、破碎区均随着系数 b 的增大而增大,而在弹性区内则随着系数 b 的增大而减小;围岩松动区域随着系数 b 的增大减小。由此可知,中间主应力系数对围岩弹塑性力学行为具有一定的影响,可以反映轴向应力对隧道围岩松动破坏的影响。

3.3 隧道围岩位移分析

针对隧道支护设计施工中最关心的围岩位移,同样令 $M_c=1.0E$,按相关联流动法则计算得到的不同系数 b 取值下围岩位移分布如图 4 所示,相应的隧道周边位移值 u_0 如表 3 所示。

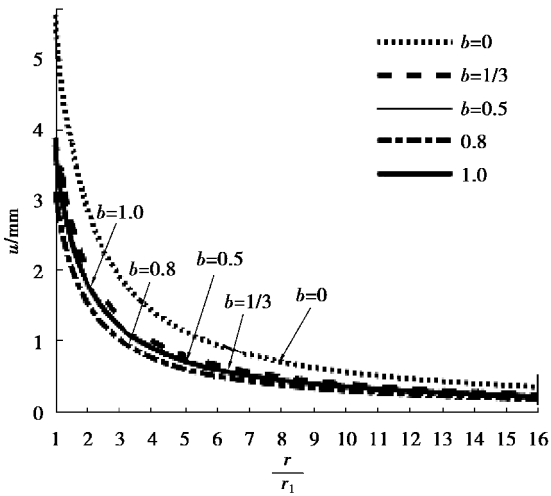


图 4 不同 b 值对位移的影响

Fig. 4 Effect of b on displacements

表 3 b 值对隧道周边位移 u_0 的影响

Table 3 Effect of b on surrounding displacement of tunnel

隧道周边 位移	b 值				
	1.0	0.8	0.5	$\frac{1}{3}$	0
u_0/mm	3.80	3.10	3.50	3.90	5.60

从图4中可知:当 $b=0$ 时,即不考虑中间主应力效应,隧道周边的位移值最大;随着系数 b 的增大,隧道洞壁位移逐渐减小;塑性软化区、破裂区内围岩的位移均随着 b 的增大而逐渐减小;当 $b=1.0$ 时,围岩仅存在塑性软化区而不存在自承能力较差的破碎区域,此时隧道围岩的位移分布曲线与 $b=0.5$ 时几乎重合。由位移分布图得到的结论可知,轴向应力的对隧道稳定具有一定的影响。

4 结论

(1)在综合考虑岩石的应变软化与剪胀性质的基础上,引入粘聚力软化模量 M_c 以及可以反映中间主应力效应以及拉压不等特性的双剪统一强度准则,得到了软岩隧道松动圈半径以及周边位移解析表达式。

(2)通过与已有方法计算结果的对比,采用的模型与假设能够获得与现场松动圈实测接近的松动圈半径值。此外,基于岩石全应力-应变曲线,综合考虑岩石的软化与扩容性质,能够更加合理地反映岩石的物理力学性质。

(3)应变软化程度可以由软化模量 M_c 来表征,且随着软化模量 M_c 的增大,岩石的软化程度增加,隧道松动圈半径和洞壁位移均随之增大。可见,在隧道的布置、支护设计与施工中,应当以降低软化程度、减小破裂范围作为重要原则。

(4)松动圈半径以及周边位移受中间主应力效应的影响显著,中间主应力效应可由双剪统一强度准则中的系数 b 来表示,且随着 b 的增大,中间主应力效应增强,松动圈半径以及隧道周边位移逐渐减小。因而,考虑中间主应力的影响能够充分发挥岩石的强度潜能,合理指导隧道的布置、支护设计与施工。

参考文献(References)

[1] 李术才,王汉鹏,钱七虎,等.深部巷道围岩分区破裂现象现场监测研究[J].岩石力学与工程学报,2008,27(8):1545-1553. (Li Shucai, Qian Qihu, Wang Hanpeng, et al. In-situ monitoring research on zonal disintegration of surrounding rock mass in deep mine roadways[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(8): 1545-1553. (in

Chinese))

[2] 龚建伍,夏才初,朱合华.鹤上隧道围岩松动圈测试与分析[J].地下空间与工程学报,2007,3(3):475-478. (Gong Jianwu, Xia Caichu, Zhu Hehua. Measurent and analysis on releasing zone of surrounding rock in Heshang Tunnel [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engeering, 2007, 3(3): 475-478. (in Chinese))

[3] 陈秋南,黄小城,谢小鱼.基于Hoek-Brown准则对围岩松动圈半径的推导及改进[J].应用力学学报,2015,32(2):304-310. (Chen Qiunan, Huang Xiaocheng, Xie Xiaoyu. Derivation and improvements to the surrounding rock loose circle radius based on Hoek-Brown criterion [J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2015, 32(2): 304-310. (in Chinese))

[4] 袁文伯,陈进.软化岩层中巷道的塑性区与破碎区分析[J].煤炭学报,1986,11(3):77-86. (Yuan Wenbo, Chen Jin. Analysis of plastic zone and lose zone around opening in softening rockmass [J]. Journal of China Coal Society, 1986, 11(3): 77-86. (in Chinese))

[5] 付国彬.巷道围岩破裂范围与位移的新研究[J].煤炭学报,1995,20(3):304-310. (Fu Guobin. Recent investigation of extent of fractured zone and displacement of rocks around the roadways[J]. Journal of China Coal Society, 1995, 20(3): 304-310. (in Chinese))

[6] 蒋斌松,张强,贺永年,等.深部圆形巷道破裂围岩的弹塑性分析[J].岩石力学与工程学报,2007,26(5):982-986. (Jiang Binsong, Zhang Qiang, He Yongnian, et al. Elastoplastic analysis of cracked surrounding rocks in deep circular openings[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(5): 982-986. (in Chinese))

[7] 蒋斌松,杨乐,时林坡,等.基于Hoek-Brown准则的破裂围岩应力分析[J].固体力学学报,2011,32(专辑):300-305. (Jiang Binsong, Yang Le, Shi Linpo. Stress analysis of cracked surrounding rock based on hoek-brown criterion [J]. Chinese Journal of Solid Mechanics, 2011, 32(Special Issue): 300-305. (in Chinese))

[8] 张常光,范文,赵均海.深埋圆形巷道围岩塑性区位移及特征曲线新解和参数分析[J].岩土力学,2016,37(1):12-24. (Zhang Changguang, Fan Wen, Zhao Junhai. New solutions of rock plastic displacement

- and ground response curve for a deep circular tunnel and parametric analysis [J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(1):12-24. (in Chinese))
- [9] 李小春, 许东俊. 双剪应力强度理论的实验验证——拉西瓦花岗岩强度特性的真三轴实验研究[Z]. 岩土报告(90) 52号, 武汉: 中国科学院武汉岩土研究所, 1990. (Li Xiaochun, Xu Dongjun. Experimental verification of double shear stress strength theory——Experimental study on strength characteristics of Rasiva granite by three axis[Z]. Geotechnical Report (90) No. 52, Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of sciences, 1990. (in Chinese))
- [10] 许东俊, 耿乃光. 岩石强度随中间主应力变化规律[J]. 固体力学学报, 1985(1): 72-80. (Xu Dongjun, Geng Naiguang. The variation law of rock strength with increase of intermediate principal stress [J]. Acta Mechanica solida sinica, 1985 (1): 72-80. (in Chinese))
- [11] 沈珠江, 蒋明镜. 考虑材料应变软化的柱形孔扩张问题[J]. 岩土工程学报, 1995, 17(4): 10-19. (Shen Zhujiang, Jiang Mingjing. Expansion of cylindrical cavity of materials with strain-softening behaviou [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 17(4): 10-19. (in Chinese))
- [12] Brown E T, Bray J W, Ladanyi B, et al. Ground Response Curves for Rock Tunnels [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1983, 109(1): 15-39.
- [13] Park K H, Kim Y J. Analytical solution for a circular opening in an elastic-brittle-plastic rock [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2006, 43(4): 616-622.
- [14] Sharan S K. Elastic-brittle-plastic analysis of circular openings in Hoek-Brown media [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2003, 40(6): 817-824.
- [15] 蔡美峰. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2002. (Cai Meifeng. Rock mechanics and Engineering [M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))
- [16] 胡小荣, 周洪华, 胡昌斌. 双剪统一强度准则改进及其在岩土工程中的应用[J]. 岩土力学, 2004, 25(增2): 97-102. (Hu Xiaorong, Zhou Honghua, Hu Changbin. Improvement of double shear criterion and its applications to geotechnical engineering [J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25 (Supp. 2): 97-102. (in Chinese))
- [17] 徐拴强, 俞茂宏, 胡小荣. 基于双剪统一强度理论的地下圆形洞室稳定性研究[J]. 煤炭学报, 2003, 28(5): 522-526. (Xu Shuanqiang, Yu Maohong, Hu Xiaorong. The stability analysis of circular tunnel based the twin shear unified strength theory [J]. Journal of China Coal Society, 2003, 28 (5): 522-526. (in Chinese))
- [18] 周华强. 巷道围岩稳定条件初探[J]. 采矿与安全工程学报, 2002, 19(1): 37-39. (Zhou Huaqiang. Preliminary probing of stability of entry surrounding rock [J]. Journal of Mining and Safety Engineering, 2002, 19(1): 37-39. (in Chinese))
- [19] 何满潮, 景海河, 孙晓明. 软岩工程力学[M]. 北京: 科学出版社, 2002. (He Manchao, Jing Haihe, Sun Xiaoming. Soft rock engineering mechanics [M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))
- [20] 姚国圣, 李镜培, 谷拴成. 考虑岩体扩容和塑性软化的软岩巷道变形解析[J]. 岩土力学, 2009, 30(2): 463-467. (Yao Guosheng, Li Jingpei, Gu Shuancheng. Analytic solution to deformation of soft rock tunnel considering dilatancy an plastic softening of rock mass [J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(2): 463-467. (in Chinese))
- [21] Park K H, Tontavanich B, Lee J G. A simple procedure for ground response curve of circular tunnel in elastic-strain softening rock masses [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, 23(2): 151-159.
- [22] 胡小荣, 俞茂宏. 统一强度理论及其在巷道围岩弹塑性分析中的应用[J]. 中国有色金属学报, 2002, 12(5): 1021-1026. (Hu Xiaorong, Yu Maohong. Unified strength theory and its application in elasto-plastic analysis to tunnel [J]. Chinese Journal of Nonferrous Metals, 2002, 12(5): 1021-1026. (in Chinese))