

基于 GZZ 强度准则考虑应变软化特性的 深埋隧道弹塑性解

夏才初¹, 徐 晨¹, 刘宇鹏¹, 韩常领²

(1. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 中交第一公路勘察设计研究院有限公司, 陕西 西安 710075)

摘要: 基于三维非线性 Hoek-Brown 强度准则(GZZ 强度准则), 提出考虑应变软化特性的圆形隧道开挖后围岩非线性力学响应的求解方法。该强度准则不仅继承了传统二维 Hoek-Brown 准则的优点, 并可以考虑中主应力 σ_2 的影响。根据经典弹塑性理论采用数值方法得到考虑应变软化特性的围岩应力、应变、位移及塑性区范围的解答。计算结果表明, 传统二维 Hoek-Brown 强度准则低估了围岩的变形能力。与之相比, 采用考虑中主应力影响的 GZZ 强度准则计算得到的塑性区和软化区半径及围岩应变值更大。围岩最大环向应力 σ_θ 位于弹 - 塑性区边界处, 从软化区向流动区过渡过程中围岩的环向应力曲线斜率发生了突变。在塑性软化区内, 围岩应变值相对较小而应力值较大; 在塑性流动区内, 围岩的应力值相对较小, 但其应变值非常大, 流动区围岩的应变值可达软化区应变值的数十倍。塑性区围岩的软化可以使隧道洞壁附近的围岩应力减小, 但会使其变形大大增加。当支护压力较小时, 软化作用会使围岩变形增加数倍甚至数十倍。同样, 在保证洞壁收敛变形不变的条件下, 围岩软化后所需的支护反力会增加数倍甚至数十倍。在高地应力地区, 围岩的软化是导致隧道发生大变形破坏的关键原因。在隧道支护结构设计计算时适当考虑围岩的应变软化特征, 对于避免隧道发生大变形破坏十分重要。

关键词: 隧道工程; 深埋隧道; GZZ 强度准则; 应变软化; 有限差分法; 隧道大变形

中图分类号: U 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2018)11 - 2468 - 10

Elastoplastic solution of deep buried tunnel considering strain-softening characteristics based on GZZ strength criterion

XIA Caichu¹, XU Chen¹, LIU Yupeng¹, HAN Changling²

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. CCCC First Highway Consultants Co., Ltd., Xi'an, Shaanxi 710075, China)

Abstract: An approach for simulating the nonlinear response of surrounding rock was employed to analyze the excavation of circular tunnels in strain-softening rock masses. The proposed procedure was implemented in a finite element code based on the classical theory of plasticity in which the three-dimensional nonlinear Hoek-Brown strength criterion(GZZ strength criterion) is employed. This criterion not only inherits the advantages of the two-dimensional Hoek-Brown strength criterion but also can take account of the influence of the intermediate principal stress. The stress, strain, displacement and plastic zone in surrounding rock were solved with the numerical method according to the classical elastic-plastic theory. The traditional two-dimensional Hoek-Brown

收稿日期: 2018 - 06 - 04; **修回日期:** 2018 - 07 - 25

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(41472248, 51778475); 中交第一公路勘察设计研究院有限公司外委科技项目(kh0023020170991)

Supported by the National Natural Science Foundation of China(Grant Nos. 41472248 and 51778475) and program of CCCC First Highway Consultants Co., Ltd.(Grant No. kh0023020170991)

作者简介: 夏才初(1963 -), 男, 博士, 1984年毕业于中南大学采矿工程系, 现任教授、博士生导师, 主要从事岩石力学、地下结构方面的教学与研究。E-mail: tjxiaccb@126.com。通讯作者: 徐 晨(1991 -), 男, 现为博士研究生。E-mail: xctju@tongji.edu.cn

DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2018.0611

strength criterion was found to underestimate the deformation of surrounding rock. The calculated radii of plastic zone and softening zone in surrounding rock and the maximum strain in tunnel wall with GZZ strength criterion are much larger than those calculated with the traditional two-dimensional Hoek-Brown strength criterion. The maximum circumferential stress is located at the elastic-plastic boundary. The gradient of circumferential stress in the plastic zone is sharply changed, which shows the transition from the softening region to the residual region. In the softening region, the radial and circumferential strains in surrounding rock are relatively small. In the residual region, the stresses are relatively small, but the strains can reach scores of times of those in the softening region. The strain-softening behavior of rock masses reduces the ground stress near the tunnel wall in the plastic zone, but the tunnel deformation was greatly increased at the same time. When the internal supporting pressure is small, the deformation in the surrounding rock may increase scores of times due to the effect of strain-softening behavior. Similarly, under the same convergence deformation, the internal supporting pressure may increase scores of times due to the effect of strain-softening behavior. Therefore, the strain-softening behavior of the surrounding rock is the key to the large deformation of tunnel in the high stress area. It is critical to consider properly the strain-softening behavior of the surrounding rock in the design and calculation of the tunnel supporting structure.

Key words: tunnelling engineering; deep buried tunnel; GZZ strength criterion; strain-softening behaviour; finite difference method; large deformation of tunnel

1 引言

隧道开挖后, 围岩的轴对称弹塑性分析是一个经典问题, 国内外已有许多文献涉及该问题。早期的研究大多数采用理想弹塑性或弹-脆-塑性本构模型^[1-5], 认为围岩在应力达到强度极限后就发生破坏, 即进入塑性阶段, 其强度用岩体的残余强度表示。而未破裂的部分为弹性区。在求解时, 采用经典弹塑性理论对这 2 个区域分别进行求解, 再根据边界条件和连续性条件得到整个围岩的力学解答。

对于深埋的高地应力隧道来说, 由于围岩处在较高的地应力环境下, 围岩发生塑性屈服后, 表现出应变软化特性。杨超等^[6]基于室内试验拟合的岩石的本构模型描述了软岩峰后应变软化规律, 认为岩石的软化行为受围压 σ_3 控制。E. Hoek 和 E. T. Brown^[7]认为, 岩体的峰后行为与地质强度指标 GSI 有关, 当 $25 < GSI < 75$ 时, 岩体屈服后表现出应变软化行为。一些研究者针对考虑软化特性的本构和强度准则进行了探索。姚国圣等^[8-9]都基于 M-C 准则推导了考虑岩体扩容和塑性软化的隧道变形解析解, 在推导过程中, 对岩体黏聚力和内摩擦角进行了线性软化。结果表明, 应变软化程度通过破裂区半径影响进而对巷道收敛产生极大影响。孙闯等^[10]对 Hoek-Brown 强度准则中的强度参数进行了软化处理, 认为其软化行为由塑性剪切应变控制, 而塑性剪切应变的值并不是一个固定值, 而是随隧道的支护压力变化的变量。韩建新等^[11]采用类似的方法

广义 Hoek-Brown 强度准则中强度参数进行了软化。

在方程求解方面, 由于 Mohr-Coulomb 屈服准则是线性的, 求解起来相对较方便, 但是该准则无法反映岩体的非线性破坏特征。E. Hoek 和 E. T. Brown^[12]提出了能够反映岩体的非线性破坏特征的 Hoek-Brown 强度准则, 弥补了线性强度准则的不足。此后很多学者在该准则基础上提出了多种改进的 Hoek-Brown 准则。但是由于解析求解过程较复杂, 尤其是对于各种改进的 Hoek-Brown 屈服准则, 无法给出显式的解析解, 因此通过数值方法给出较精确的近似解也是可行的。Y. K. Lee 和 S. Pietruszczak^[13]首先提出了采用数值差分的方法推导基于 Mohr-Coulomb 和广义 Hoek-Brown 屈服准则考虑岩体塑性软化的围岩力学解答, 并认为黏聚力、内摩擦角、剪胀角等强度参数的软化规律受塑性剪应变控制。该方法求解的基本思路是: 将围岩塑性区划分成多个圆环单元, 使每个圆环单元的内外边界处的径向应力之差 $\Delta\sigma_r$ 相同, 通过联立塑性区岩体的平衡方程和屈服准则, 采用数值差分方法得到塑性区围岩的应力分量, 再根据物理方程和流动法则求出应变分量, 最后通过几何方程得到位移分量。此后, S. Wang 等^[14-16]均采用同样的方法推导了考虑岩体塑性软化的解答。其中, J. X. Han 等^[16]在推导时还考虑了弹性模量和泊松比的软化过程。Q. Zhang 等^[17]基于 Mohr-Coulomb 和广义 Hoek-Brown 屈服准则采用类似的方法推导了考虑塑性应变软化特性的解答, 稍有不同的是, 在单元划分时定义各圆环单元内外边界处的塑性剪应变之差为定值, 在

数值求解方法上采用了割线法和 Newton-Raphson 法求解。类似地, J. F. Zou 等^[18]推导了考虑塑性应变软化特性的围岩特征曲线, 其假定各个圆环的厚度 Δr 相同。

实际上, 这些研究者所选取的强度准则, 包括 Mohr-Coulomb 准则、Hoek-Brown 准则以及广义 Hoek-Brown 准则, 均没有考虑中主应力的影响, 是二维的强度准则。L. Zhang 和 H. Zhu^[19]提出了能考虑中主应力影响的三维 Hoek-Brown 强度准则(简称 GZZ 准则)。L. Zhang^[20]进一步完善了该准则, 提出了广义三维 Hoek-Brown 岩体强度准则。该准则继承了传统 Hoek-Brown 准则的优点, 并可以退化到二维的广义 Hoek-Brown 强度准则。该准则作为三维 Hoek-Brown 强度准则的代表, 成为国际岩石力学学会(ISRM)建议方法之一。本文基于 GZZ 强度准则考虑围岩应变软化和剪胀特性, 采用塑性偏应变 γ^p 作为软化参数对塑性区围岩强度参数进行折减, 推导了深埋隧道开挖后围岩的应力应变与变形等力学特性。但考虑到 GZZ 强度准则与 Mohr-Coulomb 准则、Hoek-Brown 准则及广义 Hoek-Brown 准则相比, 其关系式相对复杂, 且无法给出显式解析解, 因此本文借鉴 Y. K. Lee 和 S. Pietruszczak^[13]提出的数值方法进行求解, 并基于此解释深埋隧道发生大变形破坏的机制。

2 围岩应力 - 应变及位移解答

2.1 弹性区围岩应力 - 应变及位移解答

深埋隧道开挖问题可以简化为弹塑性力学中“厚壁圆筒”的问题。“圆筒”的内径即为隧道开挖直径, 外径可理想地视为无穷大。

对于弹性平面应变问题, 根据弹性力学厚壁圆筒的解析解, 隧道开挖后, 围岩的应力 - 应变及位移解答为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{R_0^2}{r^2} \left(\frac{r^2}{R_0^2} p_0 - p_0 + p_i \right) \\ \sigma_\theta &= \frac{R_0^2}{r^2} \left(\frac{r^2}{R_0^2} p_0 + p_0 - p_i \right) \\ \sigma_z &= \nu(\sigma_r + \sigma_\theta) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: r 为围岩计算点到隧道中心的距离, R_0 为洞室开挖半径, p_0 为原岩应力, p_i 为支护反力, ν 为泊松比。

对于地下洞室开挖问题, 除去初始地应力产生

的位移后, 围岩的径向位移 u 及相应的应变为

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{1}{2G} \frac{R_0^2}{r} (p_i - p_0) \\ \varepsilon_r &= \frac{1}{2G} \frac{R_0^2}{r^2} (p_i - p_0) \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1}{2G} \frac{R_0^2}{r^2} (p_0 - p_i) \\ \varepsilon_z &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中: G 为围岩剪切模量。

需要说明的是, 围岩的应力状态与支护压力 p_i 相关, 当支护压力 p_i 较小时, 洞壁周围一定范围内围岩会进入塑性状态。定义临界支护压力 p_c , 当 $p_i = p_c$ 时, 隧道洞壁处围岩恰好进入塑性状态。上述弹性解答仅适用于支护压力足够大时的情况, 即当 $p_i > p_c$ 时可以应用上述解答。

2.2 塑性区应力 - 应变及位移解答

当 $p_i < p_c$ 时, 洞周围岩开始进入塑性阶段, 而远处的围岩仍处于弹性阶段, 弹性区围岩的应力 - 应变及位移解答与式(1), (2)类似, 只需用塑性区半径 R_p 替换式中的 R_0 , 用弹塑性界面径向压力 σ_{R_p} 替换 p_i 即可。

在塑性区, 围岩的应力应满足平衡方程:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (3)$$

式中: σ_r , σ_θ 分别为径向和环向应力。

假设围岩屈服后满足 GZZ 强度准则, 该强度准则可以考虑中主应力 σ_2 的影响。当围岩进入塑性状态时, 其应力关系应满足:

$$\frac{1}{\sigma_c^{(1/a-1)}} \left(\frac{3}{\sqrt{2}} \tau_{\text{oct}} \right)^a + \frac{m_b}{2} \left(\frac{3}{\sqrt{2}} \tau_{\text{oct}} \right) - m_b \sigma_m = s \sigma_c \quad (4a)$$

式中: m_b , a , s 均为反映岩体特征的经验参数; σ_c 为岩石单轴抗压强度; τ_{oct} , σ_m 分别为八面体剪应力, 为平均主应力, 其值为

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (4b)$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (4c)$$

如果考虑沿隧道纵向的主应力 σ_z , 那么围岩的 $\sigma_\theta > \sigma_z > \sigma_r$ 。因此, $\sigma_1 = \sigma_\theta$, $\sigma_2 = \sigma_z$, $\sigma_3 = \sigma_r$ 。将其代入屈服准则表达式式(4), 并联立平衡方程式(3), 可将式(4)写成关于 σ_r 的方程:

$$s\sigma_c = \sigma_c^{\frac{a-1}{a}} [\beta(\sigma_r)]^{\frac{1}{a}} + \frac{m_b}{2} \beta(\sigma_r) - \frac{m_b}{3} \left[(1+\nu) \left(r \frac{d\sigma_r}{dr} + 2\sigma_r \right) \right] \quad (5a)$$

其中,

$$\beta(\sigma_r) = \left[(2\mu-1)^2 \left(\sigma_r^2 + r\sigma_r \frac{d\sigma_r}{dr} \right) + (\mu^2 - \mu + 1) \left(r \frac{d\sigma_r}{dr} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (5b)$$

考虑软岩的应变软化特性, 对强度参数进行折减, 如图 1 所示。

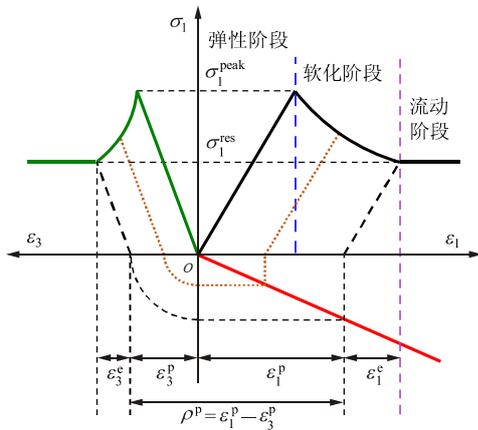


图 1 围岩应变软化和剪胀特性

Fig.1 Strain-softening and dilation behavior of rock mass

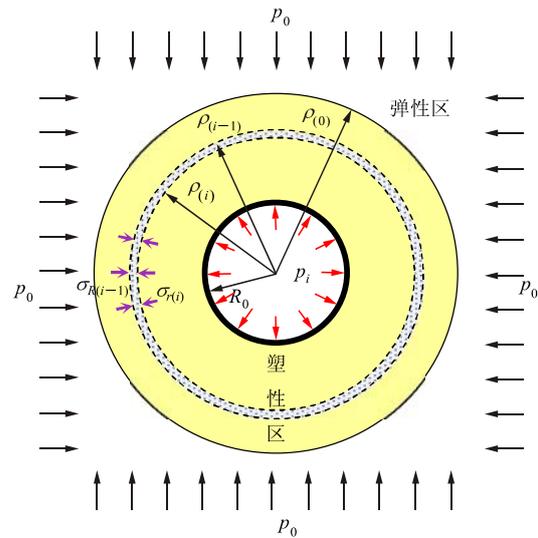
假设 Hoek-Brown 准则中的围岩强度参数 m_b 和 s 的软化规律与塑性偏应变 γ^p 相关:

$$\chi(\gamma^p) = \begin{cases} \chi^{\text{peak}} - \frac{\chi^{\text{peak}} - \chi^{\text{res}}}{\gamma^{p*}} \gamma^p & (0 < \gamma^p < \gamma^{p*}) \\ \chi^{\text{res}} & (\gamma^p \geq \gamma^{p*}) \end{cases} \quad (6)$$

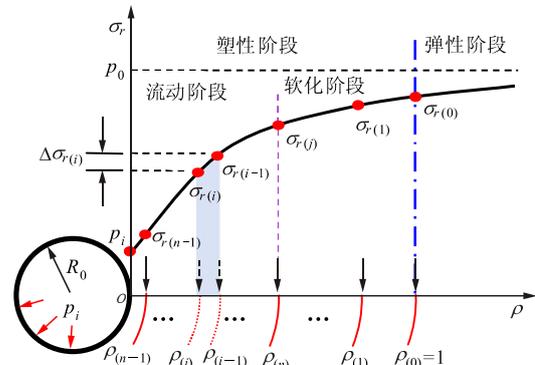
式中: $\gamma^p = \varepsilon_\theta^p - \varepsilon_r^p$; γ^{p*} 为临界塑性偏应变, 当 γ^p 达到该值时表示开始进入残余状态; χ 表示岩体强度参数 a , m_b 和 s ; χ^{peak} 和 χ^{res} 分别为强度参数的峰值和残余值。

联立式(5)和弹性区围岩的应力解答, 结合弹塑性区界面处($r = R_p$ 时)应力连续性条件, 即弹塑性区边界处($r = R_p$ 时), $\sigma_r = \sigma_{R_p}$, $\sigma_\theta = 2p_0 - \sigma_{R_p}$, 将其代入屈服条件式(4a), 可以求得弹塑性区界面处的应力与应变分量 σ_{R_p} , $\sigma_\theta|_{r=R_p}$, $\varepsilon_r|_{r=R_p}$, $\varepsilon_\theta|_{r=R_p}$ 。但是, 要进一步给出围岩塑性区半径及塑性区的解析解比较困难, 本文参考 Y. K. Lee 和 S. Pietruszczak^[13]采用的数值计算方法, 通过有限差分法给出近似解。

将围岩塑性区分割成 n 个圆环, 如图 2 所示。为了计算方便, 对所有的半径除以塑性区半径 R_p



(a) 塑性区围岩单元划分



(b) 围岩径向应力分布

图 2 圆形隧道的径向应力分布及单元划分

Fig.2 The radial stress and plastic zone in rock surrounding a circular tunnel

进行归一化处理, 即

$$\rho = \frac{r}{R_p} \quad (7)$$

那么, 第 i 个圆环的内外边界的半径分别为 $\rho_{(i)}$ 和 $\rho_{(i-1)}$, 在塑性区最外侧(弹塑性区界面处) $\rho_{(0)} = 1$, 在洞壁处, $\rho_{(n)} = R_0 / R_p$ 。

需要说明的是, 这里定义每个圆环内外侧的径向应力之差 $\Delta\sigma_r = \sigma_{r(i)} - \sigma_{r(i-1)}$ 均为定值。因此这 n 个塑性圆环并不是等厚度的。在弹塑性区界面处, 围岩的应力与应变分量分别为

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{r(0)} \\ \sigma_{\theta(0)} \\ \varepsilon_{r(0)} \\ \varepsilon_{\theta(0)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma_{R_p} \\ 2p_0 - \sigma_{R_p} \\ \frac{1}{2G}(-p_0 + \sigma_{R_p}) \\ \frac{1}{2G}(p_0 - \sigma_{R_p}) \end{Bmatrix} \quad (8)$$

由于每个圆环内外侧的径向应力之差 $\Delta\sigma_r$ 相等, 那么每个圆环间的径向应力增量为

$$\Delta\sigma_r = \frac{p_i - \sigma_{R_p}}{n} \quad (9)$$

对于 $\rho_{(i)}$ 的求解, 可将式(5)写成差分方程形式, 采用数值方法求解。其中,

$$r \frac{d\sigma_r}{dr} = \rho \frac{\Delta\sigma_r}{\rho_{(i)} - \rho_{(i-1)}} \quad (10)$$

根据式(3), 当 n 足够大时, 可将 $\sigma_{\theta(i)}$ 近似地表示为

$$\sigma_{\theta(i)} = \frac{\sigma_{r(i)} - \sigma_{r(i-1)}}{\rho_{(i)} - \rho_{(i-1)}} \rho_{(i)} + \sigma_{r(i)} \quad (11)$$

求得应力分量后, 根据物理方程可以求得应变分量。平面应变问题, $\varepsilon_z = 0$ 。对于第 i 个圆环来说, 其应变分量等于第 $i-1$ 个圆环的应变分量值加上相应的应变增量值, 即

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{r(i)} \\ \varepsilon_{\theta(i)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{r(i-1)} \\ \varepsilon_{\theta(i-1)} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_{r(i)}^e \\ \Delta\varepsilon_{\theta(i)}^e \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_{r(i)}^p \\ \Delta\varepsilon_{\theta(i)}^p \end{Bmatrix} \quad (12)$$

式中: $\Delta\varepsilon^e$, $\Delta\varepsilon^p$ 分别为弹性应变增量和塑性应变增量; 下标 r 与 θ 分别表示径向和切向。

对于弹性应变增量 $\Delta\varepsilon^e$, 可以用胡克定律表示:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_{r(i)}^e \\ \Delta\varepsilon_{\theta(i)}^e \end{Bmatrix} = \frac{1}{2G} \begin{bmatrix} 1-\nu & -\nu \\ -\nu & 1-\nu \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\sigma_r \\ \Delta\sigma_{\theta(i)} \end{Bmatrix} \quad (13)$$

以下给出塑性应变增量 $\Delta\varepsilon^p$ 的求解方法: 围岩应变由弹性应变和塑性应变组成, 即

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_{\theta} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_r^e \\ \varepsilon_{\theta}^e \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \varepsilon_r^p \\ \varepsilon_{\theta}^p \end{Bmatrix} \quad (14)$$

应变满足相容方程:

$$\frac{d\varepsilon_{\theta}}{dr} + \frac{\varepsilon_{\theta} - \varepsilon_r}{r} = 0 \quad (15)$$

将弹性应变与塑性应变分开, 有以下关系:

$$\frac{d\varepsilon_{\theta}^p}{dr} + \frac{\varepsilon_{\theta}^p - \varepsilon_r^p}{r} = -\frac{d\varepsilon_{\theta}^e}{dr} - \frac{\varepsilon_{\theta}^e - \varepsilon_r^e}{r} \quad (16)$$

如图 1 所示, 考虑软岩的体积扩容, 假设径向塑性应变与切向应变满足^[21]:

$$\varepsilon_r^p + \lambda\varepsilon_{\theta}^p = 0 \quad (17)$$

式中: λ 为剪胀系数, 当 $\lambda=1$ 时, 表示没有塑性体积应变。 λ 与剪胀角 ψ 的关系满足:

$$\lambda = \frac{1 + \sin\psi(\gamma^p)}{1 - \sin\psi(\gamma^p)} \quad (18)$$

将式(17)代入式(16), 并写成差分的形式:

$$\frac{\varepsilon_{\theta(i)}^p - \varepsilon_{\theta(i-1)}^p}{\rho_{(i)} - \rho_{(i-1)}} + \frac{(1 + \lambda)\varepsilon_{\theta(i)}^p}{\rho_{(i)}} = -\frac{\varepsilon_{\theta(i)}^e - \varepsilon_{\theta(i-1)}^e}{\rho_{(i)} - \rho_{(i-1)}} - 2\frac{\varepsilon_{\theta(i)}^e - \varepsilon_{r(i)}^e}{\rho_{(i)} + \rho_{(i-1)}} \quad (19)$$

联立式(14), (19)可以将塑性应变 $\varepsilon_{\theta(i)}^p$, $\varepsilon_{r(i)}^p$ 表示为

$$\varepsilon_{\theta(i)}^p = \frac{-\rho_{(i)}}{\rho_{(i)} + (1 + \lambda)(\rho_{(i)} - \rho_{(i-1)})} \left[\frac{\Delta\sigma_{\theta(i)} - \Delta\sigma_r}{4G} + \frac{(\rho_{(i)} - \rho_{(i-1)})(\sigma_{\theta(i)} - \sigma_r)}{G(\rho_{(i)} + \rho_{(i-1)})} - \varepsilon_{\theta(i-1)}^p \right] \quad (20a)$$

$$\varepsilon_{r(i)}^p = -\lambda\varepsilon_{\theta(i)}^p \quad (20b)$$

而 $\Delta\varepsilon_{\theta(i)}^p = \varepsilon_{\theta(i)}^p - \varepsilon_{\theta(i-1)}^p$, $\Delta\varepsilon_{r(i)}^p = \varepsilon_{r(i)}^p - \varepsilon_{r(i-1)}^p$, 代入式(12)可以求得塑性区围岩的应变分量。

通过迭代后可以求得洞壁处的 $\rho_{(n)}$, 由此可以推导出塑性区半径:

$$R_p = R_0 / \rho_{(n)} \quad (21)$$

于是可求出 $r_{(i)} = \rho_{(i)} / R_p$ 。再根据物理方程, 可得到塑性区围岩的径向位移:

$$u_{r(i)} = -\varepsilon_{\theta(i)} r_{(i)} \quad (22)$$

以上推导是基于 GZZ 强度准则开展的, 该强度准则考虑了中主应力 σ_2 的影响。图 3 为本文解答的具体计算流程。

3 算例验证

为了更好地验证本文的理论推导, 将基于本文推导的计算结果与既有研究成果进行对比。李有钢等^[22]推导了基于 GZZ 强度准则的圆形隧道解析解, 但其未考虑围岩的应变软化特性。如果令式(6)中的 $\chi^{\text{res}} = \chi^{\text{peak}}$, 则本文的解可以退化到不考虑围岩应变软化特性的解。为了检验本文理论推导的精确性, 将此解与李有钢等^[22]提供的解答进行对比。

计算时岩体参数取值为: 静水压力 $p_0 = 15$ MPa, 隧道开挖半径为 $R_0 = 3$ m, $a = 0.5$, $m_b = 0.5$, $s = 0.0001$, 剪胀角 $\psi = 0^\circ$, 支护反力 $p_1 = 0.8$ MPa。

图 4 给出了不同单轴抗压强度下的围岩径向和环向应力曲线对比, 表 1 给出了不同单轴抗压强度

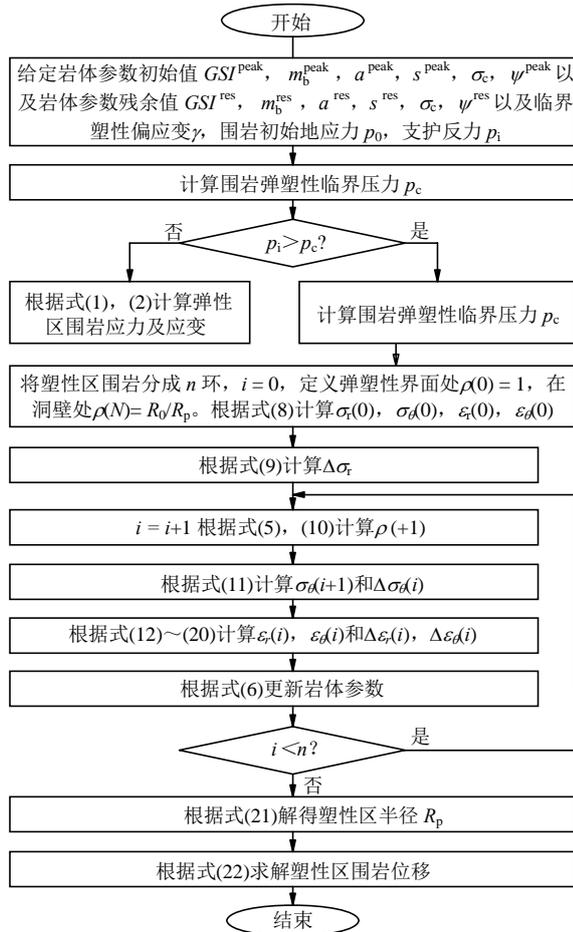


图 3 求解流程图

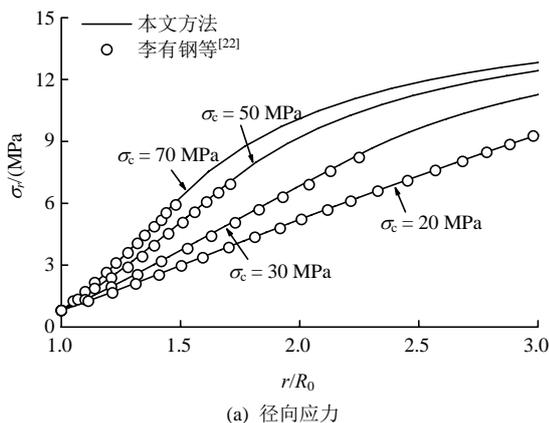
Fig.3 Flow chart for the sequence of calculations

下的围岩塑性区半径对比。其中，单轴抗压强度分别取为 20, 30, 50 和 70 MPa。可以看出本文的计算结果与李有钢等^[22]给出的计算结果几乎完全重合，塑性区半径也基本一致。验证了本文理论推导的正确性。

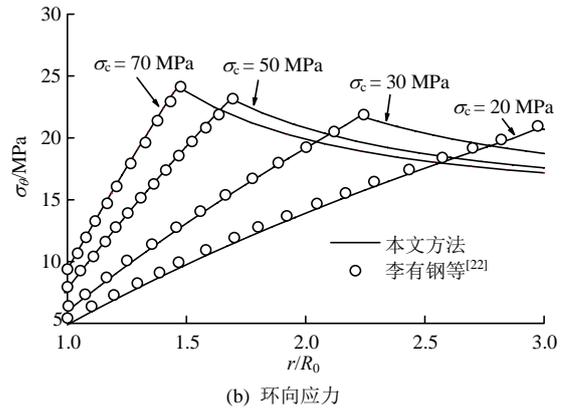
4 参数敏感性分析及讨论

4.1 中主应力的影响

GZZ 强度准则考虑了中主应力的影响，本文针



(a) 径向应力



(b) 环向应力

图 4 不同单轴抗压强度下的应力曲线

Fig.4 Curves of stresses under different uniaxial compressive strengths

表 1 不同单轴抗压强度下的围岩塑性区半径对比

Table 1 Comparison for plastic zone radii of surrounding rock under different uniaxial compressive strengths

来源	塑性区半径/m			
	$\sigma_c = 20 \text{ MPa}$	$\sigma_c = 30 \text{ MPa}$	$\sigma_c = 50 \text{ MPa}$	$\sigma_c = 70 \text{ MPa}$
本文方法	8.92	6.69	5.06	4.39
李有钢等 ^[22]	8.92	6.74	5.10	4.42

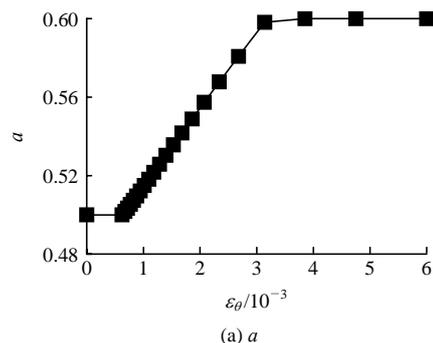
对中主应力对围岩的影响进行分析，采用工程算例分别计算了基于三维 Hoek-Brown 强度准则与传统二维 Hoek-Brown 强度准则的深埋隧道开挖后围岩应力应变及塑性区范围。

某深埋隧道处于 $p_0 = 15 \text{ MPa}$ 的静水压力环境中，隧道开挖半径为 $R = 7 \text{ m}$ ，其围岩力学参数见表 2 所示。假设支护反力 $p_i = 1.5 \text{ MPa}$ ，围岩临界塑性偏应变 γ^p 取为 0.5%。图 5 为 GZZ 准则中涉及到的围岩强度参数随应变的软化规律。

表 2 围岩力学参数

Table 2 Mechanical parameters of surrounding rocks

弹性模量 E/GPa	泊松比	Hoek-Brown 强度参数			
		m_i	GSI^{peak}	GSI^{res}	σ_c/MPa
20	0.35	6	30	10	20



(a) a

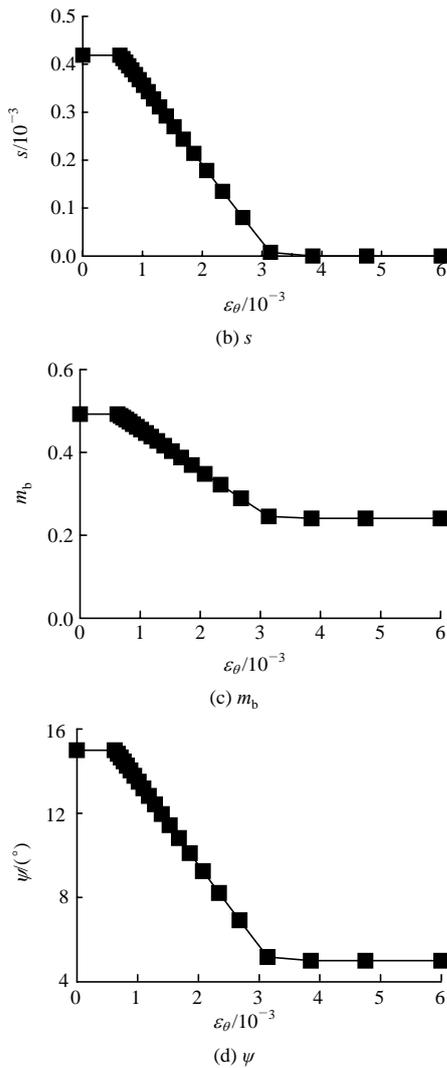
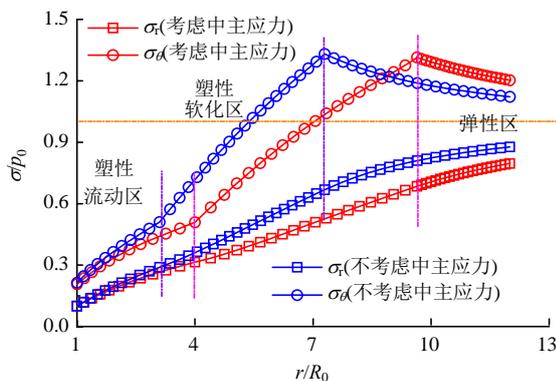


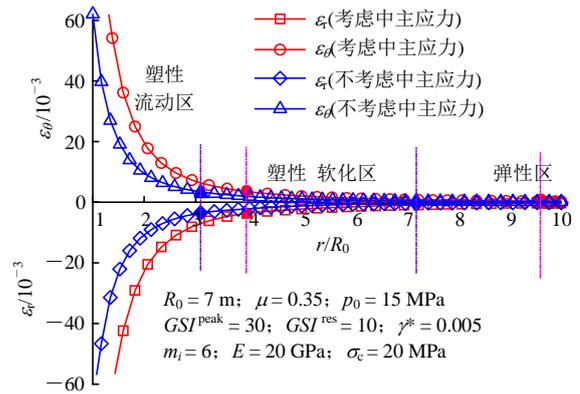
图5 强度参数软化规律

Fig.5 Softening law of strength parameters

图 6 给出了考虑应变软化的围岩应力与应变分布规律。由图 6 可知，与传统的二维 Hoek-Brown 准则相比，采用考虑中主应力影响的 GZZ 强度准则计算得到的围岩应变值和塑性区范围均相对更大，而塑性区围岩应力值相对较小。在不考虑中主应力影响的情况下，围岩塑性区半径和软化区半径分别



(a) 围岩径向应力与环向应力



(b) 围岩径向应变及环向应变

图 6 考虑应变软化的围岩应力与应变分布规律

Fig.6 Stresses and strains distributions in surrounding rocks considering strain-softening behavior

为 $7.3R_0$ 和 $3.4R_0$ ；洞壁处最大正应变和切应变值分别为 73×10^{-3} 和 62×10^{-3} 。而与之相比，考虑中主应力影响的情况下，围岩塑性区和软化区半径分别为 $9.6R_0$ 和 $4.0R_0$ ；相当于不考虑中主应力影响情况的 1.32 和 1.18 倍。相应地，洞壁处最大正应变和切应变值更是达到其 2.27 倍。可见，与传统 Hoek-Brown 强度准则相比，尽管采用考虑中主应力影响的 GZZ 强度准则计算得到的塑性区围岩应力值偏小，但塑性区半径和软化区半径及围岩应变值更大。

尽管考虑与不考虑中主应力影响得到的结果有所差异，但二者的变化规律大致相同。以考虑中主应力影响的计算结果为例，在围岩塑性区范围内，环向应力 σ_θ 随着 r 的增大而增大，并在塑性区边界处达到最大值 $1.34p_0$ 后，再随着 r 的增大而逐渐减小至 p_0 。围岩塑性区半径约为 $9.6R_0$ ，塑性区分为软化区和流动区，从软化区向残余区过渡过程中围岩的应力曲线斜率发生了明显的突变。在塑性软化区内 ($4.0R_0 < r < 9.6R_0$)，应变值相对较小而应力值较大；在塑性流动区内 ($R_0 < r < 4.0R_0$)，围岩的应力值相对较小，而其应变值非常大，在洞壁处其应变值达到软化 - 流动边界处应变值的 36 倍。可见塑性区围岩的软化使其应变大幅增加，从而增加了隧道的变形。

4.2 软化程度的影响

围岩塑性区的力学性态与其软化特性密切相关。本文重点针对围岩塑性软化参数对围岩塑性区的影响进行分析，下面通过具体算例来说明。算例中的隧道半径取 7.0 m，静水压力 $p_0 = 15$ MPa，假设支护反力 $p_i = 1.5$ MPa。围岩弹性模量为 20 GPa，泊松比 0.5，强度参数 $m_i = 6$ ，围岩单轴抗压强度 σ_c

取 20 MPa。围岩临界塑性偏应变 γ^{p*} 取为 0.5%。地质强度指标的初始值 GSI^{peak} 取为 50，其残余值 GSI^{res} 分别取 50，40，30，20，10。 $GSI^{res} = 50$ 表示不考虑围岩软化，作为对照组。

图 7 为不同软化程度条件下围岩应力分布规律。对于径向应力 σ_r 而言，在支护压力 p_i 相同的情况下，围岩软化程度越高，其径向应力越小。而环向应力 σ_θ 因受到塑性区大小的影响在弹、塑性区范围内分布规律并不相同。在洞壁处，围岩软化程度越高，其环向应力越小。从图 7(b)可以看出，围岩软化程度对塑性区范围影响非常大，软化程度越高，围岩塑性区越大。但是不管软化程度如何，各种工况下环向应力的最大值均相同。也就是说，在支护压力 p_i 相同的情况下，围岩的应变软化可以改变围岩的应力分布，并不能改变应力的最大值。软化程度越高的围岩，由于其塑性区半径较大，因此应力变化较为缓慢。但是无论软化程度如何，在塑性区边界处以及无穷远处围岩的应力大小是不变的。

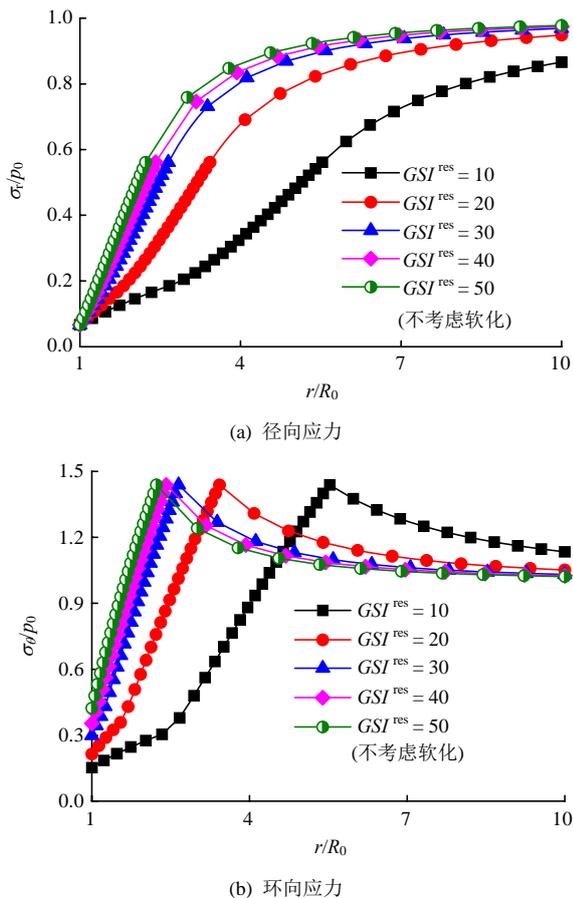


图 7 GSI^{res} 对围岩应力的影响
Fig.7 Stress curves with different GSI^{res}

在围岩应变方面，从图 8 可以看出，围岩的应变软化对其应变影响非常大，且塑性区围岩的应变

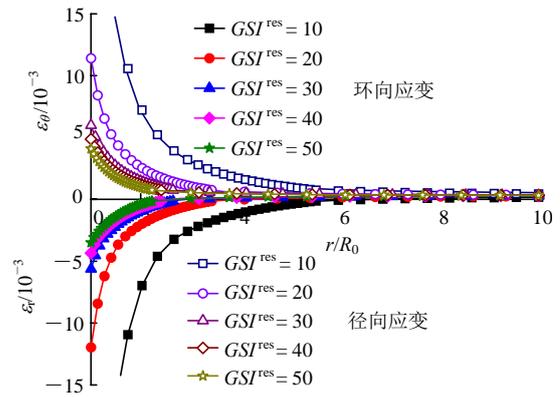


图 8 GSI^{res} 对围岩应变的影响
Fig.8 Strain curves with different GSI^{res}

对软化尤为敏感。在支护压力 p_i 相同的情况下，当 GSI^{res} 分别取 40，30，20 时，洞壁处的径向应变分别是无应变软化情况下的 1.2，1.6，3.4 倍，而 GSI^{res} 取 10 时，洞壁处的径向应变更是达到无应变软化情况下的 18.6 倍。切向应变的变化规律与径向应变相似。可见，围岩软化后，虽然其塑性区应力相对来说变小了，但其应变却成倍地增加，导致围岩变形大幅增加。

图 9 为不同软化程度下的围岩特征曲线，其中隧道围岩的物理力学参数如表 3 所示。由图 9 可以看出，当支护压力较大时，由于围岩变形较小，软化效应对其影响可以忽略。然而，随着支护压力的降低，围岩变形量随软化程度变化非常显著，在支护压力相同条件下，围岩变形相差数倍甚至数十倍。例如支护压力 $p_i = 1.5$ MPa 时，在不考虑围岩软化条件下洞壁的位移为 7.8 cm，当 GSI^{res} 分别取 40，30，20 时，洞壁处的径向位移为 11，18，50 cm，而当 $GSI^{res} < 20$ 时，洞壁位移更是达到数米以上，而此时隧道必然发生失稳破坏。同样道理，在保证洞壁围岩变形相同的条件下，不同软化程度的围岩所需的支护压力相差数倍甚至数十倍。

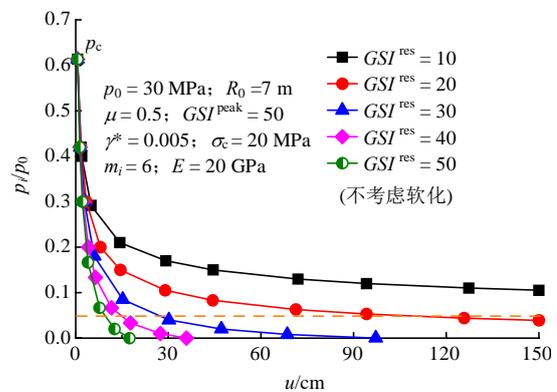


图 9 GSI^{res} 对围岩 - 支护特征曲线的影响
Fig.9 Ground-support characteristic curves with different GSI^{res} values

表 3 围岩力学参数

Table 3 Mechanical parameters of surrounding rocks

隧道半径 R/m	原岩应力 p_0 /MPa	弹性模量 E/GPa	泊松比	Hoek-Brown 强度参数		
				m_i	GSI^{peak}	σ_c /MPa
7	30	20	0.5	6	50	20

图 10 为不同软化程度条件下的围岩塑性区分布情况。由图可知，围岩软化程度越高，其塑性区越大，且塑性流动区所占的比例也越大。而在塑性流动区范围内，围岩破碎程度高、强度低，围岩极软弱，其自承能力下降，这就是深埋软岩隧道发生大变形的原因。在高地应力条件下，隧道未开挖时，围岩应力处于原岩状态。而隧道开挖卸荷后，围岩应力重新分布，由于受到巨大的挤压力作用，岩体结构面发生剪切滑移破坏，围岩变得软弱、破碎，岩体强度大大降低，且围岩软化程度越高，塑性流动区则越大。由于围岩自承能力大幅降低，需要提供的支护反力成倍增加，这种情况下若支护结构不能提供较大的支护反力，会导致隧道围岩应变急剧增大。轻则表现为大变形破坏，重则发生失稳坍塌。因此，在隧道支护结构设计计算时适当考虑围岩的应变软化特征，对于避免隧道发生失稳破坏十分重要。

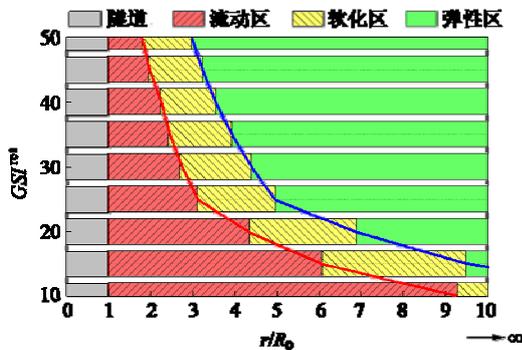


图 10 GSI^{res} 对围岩塑性区的影响

Fig.10 Plastic zones in surrounding rocks with different GSI^{res} values

5 结论

本文基于能考虑中主应力的影响的三维 Hoek-Brown 强度准则，提出了一种能反映围岩应变软化和剪胀特性的圆形隧道求解方法。采用数值方法得到了深埋隧道开挖后围岩的应力、应变及变形等力学特性。并结合工程算例研究了中主应力对围岩塑性区力学性状的影响以及围岩力学特性与软化参数

之间的关系，基于此分析了软岩隧道发生大变形的机制，得到以下主要结论：

(1) 与传统 Hoek-Brown 强度准则相比，尽管采用考虑中主应力影响的 GZZ 强度准则计算得到的塑性区围岩应力值偏小，但塑性区半径和软化区半径及围岩应变值更大。由于 GZZ 强度准则是对传统 Hoek-Brown 强度准则的修正，考虑了中主应力对强度的影响，因此，采用该准则进行计算在理论上更保守一些。

(2) 在支护压力相同的情况下，围岩的软化可以改变其应力分布，但并不能改变应力的最大值。即无论软化程度如何，在塑性区边界处以及无穷远处围岩的应力大小是不变的。但软化程度越高的围岩，由于其塑性区半径较大，隧道洞壁附近的围岩应力相对较小，但位移很大。当支护压力较小时，围岩变形量随软化程度变化显著，在支护压力相同条件下，围岩变形相差数倍甚至数十倍。同样，在洞壁围岩变形相同的条件下，围岩软化后所需的支护反力可能会增加数倍甚至数十倍。

(3) 隧道开挖卸荷使围岩应力重新分布，岩体结构面在高地应力条件下发生剪切滑移破坏，围岩强度降低，塑性区增大。围岩自承能力大幅降低，当支护结构不能提供较大的支护反力时，隧道围岩变形急剧增大，是深埋隧道发生大变形破坏的关键原因。因此，在隧道支护结构设计计算时应适当考虑围岩的应变软化特性，避免隧道发生大变形破坏。

参考文献(References):

- [1] 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.
- [2] WANG Y. Ground response of circular tunnel in poorly consolidated rock[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(9): 703 - 708.
- [3] HAMBLEY D. Influence of axial stress and dilatancy on rock tunnel stability[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, 122(2): 782 - 783.
- [4] CARRANZA-TORRES C, FAIRHURST C. The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999, 36(6): 777 - 809.
- [5] SHARAN S K. Exact and approximate solutions for displacements around circular openings in elastic-brittle-plastic Hoek-Brown rock[J].

- International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2005, 42(4): 542 - 549.
- [6] 杨超, 崔新明, 徐水平. 软岩应变软化数值模型的建立与研究[J]. 岩土力学, 2002, 23(6): 695 - 697.(YANG Chao, CUI Xinming, XU Shuiping. Establishment and study of strain-softening numerical constitutive model for soft rock[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, 23(6): 695 - 697.(in Chinese))
- [7] HOEK E, BROWN E T. Practical estimates of rock mass strength[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1997, 34(8): 1 165 - 1 186.
- [8] 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 and plastic softening of rock mass[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(2): 463 - 467.(in Chinese))
- [9] 孙振宇, 张顶立, 房倩, 等. 隧道初期支护与围岩相互作用的时空演化特性[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(增2): 3 943 - 3 956. (SUN Zhenyu, ZHANG Dingli, FANG Qian, et al. Spatial and temporal evolution characteristics of interaction between primary support and tunnel surrounding rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(Supp.2): 3 943 - 3 956.(in Chinese))
- [10] 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, 34(10): 2 954 - 2 960.(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): 2 954 - 2 960.(in Chinese))
- [11] 韩建新, 李术才, 汪雷, 等. 基于广义 Hoek-Brown 强度准则的岩体应变软化行为模型[J]. 中南大学学报: 自然科学版, 2013, 44(11): 4 702 - 4 706.(HAN Jianxin, LI Shucai, WANG Lei, et al. Model for strain-softening behavior of rock mass based on generalized Hoek-Brown strength criterion[J]. Journal of Central South University: Science and Technology, 2013, 44(11): 4 702 - 4 706.(in Chinese))
- [12] HOEK E, BROWN E T. Empirical strength criterion for rock masses[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1980, 106(9): 1 013 - 1 035.
- [13] LEE Y K, PIETRUSZCZAK S. A new numerical procedure for elasto-plastic analysis of a circular opening excavated in a strain-softening rock mass[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, 23(5): 588 - 599.
- [14] WANG S, YIN X, TANG H, et al. A new approach for analyzing circular tunnel in strain-softening rock masses[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2010, 47(1): 170 - 178.
- [15] WANG S, ZHENG H, LI C, et al. A finite element implementation of strain-softening rock mass[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2011, 48(1): 67 - 76.
- [16] HAN J X, LI S C, LI S C, et al. A procedure of strain-softening model for elasto-plastic analysis of a circular opening considering elasto-plastic coupling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2013, 37(6): 128 - 134.
- [17] ZHANG Q, JIANG B S, WANG S L, et al. Elasto-plastic analysis of a circular opening in strain-softening rock mass[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2012, 50(1): 38 - 46.
- [18] ZOU J F, LI C, WANG F. A new procedure for ground response curve(GRC) in strain-softening surrounding rock[J]. Computers and Geotechnics, 2017, 89(9): 81 - 91.
- [19] ZHANG L, ZHU H. Three-dimensional Hoek-Brown strength criterion for rocks[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(9): 1 128 - 1 135.
- [20] ZHANG L. A generalized three-dimensional Hoek-Brown strength criterion[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2008, 41(6): 893 - 915.
- [21] REED M B. The influence of out-of-plane stress on a plane strain problem in rock mechanics[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1988, 12(2): 173 - 181.
- [22] 李有钢, 俞缙, 张建智, 等. 基于 GZZ 准则的圆隧围岩塑性圈三维非线性分析[J]. 解放军理工大学学报: 自然科学版, 2016, 17(5): 445 - 452.(LI Yougang, YU Jin, ZHANG Jianzhi, et al. Three-dimensional nonlinear analysis of circular tunnel surrounding rock based on GZZ yield criterion[J]. Journal of PLA University of Science and Technology: Natural Science, 2016, 17(5): 445 - 452.(in Chinese))