

文章编号:1671-1637(2018)02-0053-08

## 考虑隧道围岩蠕变的复合式衬砌受力规律

谷拴成, 黄荣宾, 苏培莉

(西安科技大学 建筑与土木工程学院, 陕西 西安 710054)

**摘要:**将锚杆作用力视为体力作用于围岩内,将初期支护与锚杆锚固范围内的围岩视为围岩加固体,建立了围岩力学模型,基于统一强度理论分析了隧道蠕变条件下的围岩应力与变形规律,推导了复合衬砌应力与变形表达式,分析了隧道围岩蠕变过程中支护结构受力特点及不同初期支护强度下二次衬砌受力变化规律。分析结果表明:当初期支护按照“初期支护应与围岩共同受力且能保证施工阶段安全”的原则进行设计时,在围岩蠕变作用下,锚杆与喷射混凝土最大受力分别为48、286 kPa,与开挖阶段相比分别增大了57.5%、13.7%,且超过支护结构最大承载力,说明在进行初期支护设计时,仅满足隧道开挖过程中围岩稳定而不考虑蠕变产生的附加应力影响,可能造成隧道运营过程中初期支护结构破坏,不利于隧道稳定;当二次衬砌厚度由300 mm增大至500 mm时,二次衬砌最大受力增大了40.5%,荷载分担比由25.2%增大至36.2%,而增大初期支护强度后,二次衬砌受力减小了14.5%,荷载分担比由25.2%减小至22.3%,说明二次衬砌荷载随初期支护强度增大而减小,而随自身强度增大而增大,应重视初期支护与二次衬砌支护强度的协调配置,实现围岩压力的合理分配;在软岩地质条件下,应保证隧道施工过程中围岩稳定并避免围岩蠕变过程中发生结构破坏,以实现初期支护与二次衬砌共同承担蠕变引起的附加应力。

**关键词:**隧道工程;复合式衬砌;应力;应变;围岩蠕变;统一强度理论

**中图分类号:**U451.2

**文献标志码:**A

## Force rule of composite lining considering creep of tunnel surrounding rock

GU Shuan-cheng, HUANG Rong-bin, SU Pei-li

(School of Architecture and Civil Engineering, Xi'an University of Science and Technology,  
Xi'an 710054, Shaanxi, China)

**Abstract:** Anchor force was regarded as the physical force acting on the surrounding rock, the initial support and the surrounding rock in the anchorage zone were regarded as reinforced surrounding rock, and the mechanical model of surrounding rock was established. Based on the unified strength theory, the stress and deformation laws of surrounding rock of tunnel in the creep process were analyzed, the expressions of stress and deformation of composite lining were derived, and the stress characteristics of supporting structure in the creep process of tunnel surrounding rock and the change laws of secondary lining stresses under different initial support strengths were analyzed. Analysis result shows that compared with the excavation stage, the maximum forces of bolt and shotcrete are 48 kPa and 286 kPa in the creep process of surrounding rock, respectively, and increase by 57.5% and 13.7%, respectively, which exceeds the

收稿日期:2017-09-09

基金项目:国家自然科学基金项目(51508462);陕西省自然科学基金研究计划项目(2016JM4014)

作者简介:谷拴成(1963-),男,陕西扶风人,西安科技大学教授,工学博士,从事隧道工程研究。

通讯作者:黄荣宾(1988-),男,河北沧州人,西安科技大学工学博士研究生。

maximum bearing capacity of supporting structure when the initial support is designed in accordance with the principle of “the initial support should be based on the joint force with the surrounding rock to ensure the safety of construction phase”. So it can cause the failure of initial support structure during tunnel operation if only to meet the stability of surrounding rock during tunnel excavation without considering the additional stress caused by the creep during designing the initial support, which is not conducive to tunnel stability. When the thickness of secondary lining increases from 300 mm to 500 mm, its maximum load increases by 40.5%, and the load sharing ratio increases from 25.2% to 36.2%. When the initial support strength increases, the load of secondary lining reduces by 14.5%, and the load sharing ratio reduces from 25.2% to 22.3%. So the load of secondary lining decreases with the increase of initial supporting strength, but increases with the increase of itself strength, and it is important to rationally allocate the strengths of initial support and secondary lining support to realize the reasonable distribution of surrounding rock pressure. In order to realize the effect that the primary support and the secondary lining jointly bear the additional stress caused by the creep under the condition of soft rock geology, the primary support not only ensures the stability of surrounding rock during tunnel construction, but also avoids the structural damage in the process of rock creep. 1 tab, 5 figs, 25 refs.

**Key words:** tunnel engineering; composite lining; stress; strain; creep of surrounding rock; unified strength theory

**Author resumes:** GU Shuan-cheng (1963-), male, professor, PhD, yikaiyizhi@qq.com; HUANG Rong-bin(1988-), male, doctoral student, 446413318@qq.com.

## 0 引 言

隧道作为地下永久性建筑,除了要保证开挖过程中围岩的稳定性,还要求隧道运营期间能够抵抗围岩长期蠕变所带来的附加作用力<sup>[1-2]</sup>。复合式衬砌结构是目前隧道工程中最为常见的支护形式,《公路隧道设计规范》(JTG D70/2—2014)中规定,初期支护与围岩共同受力能保证施工阶段的安全,二次衬砌在Ⅰ~Ⅲ级围岩中作为安全储备,在Ⅳ、Ⅴ级围岩中为承载结构<sup>[3]</sup>。对于蠕变明显的软弱岩土层,如果二次衬砌设计参数不合理,则可能受变形压力过大而出现破坏,对隧道长期稳定带来不利影响<sup>[4-7]</sup>,因此,从力学角度分析围岩蠕变条件下复合式衬砌受力特点,并以此为基础进行二次衬砌合理设计是亟待解决的问题。

现阶段对考虑蠕变的隧道二次衬砌支护机理主要从数值模拟、理论解析及现场数据反馈等方式进行大量研究<sup>[8-13]</sup>;刘保国等将释放荷载看作时间函数,用解析方法分析与推演了圆形隧道围岩与支护结构之间相互作用的时效规律,对合理设计永久性支护结构具有指导意义<sup>[14]</sup>;Sulem 等基于力学分析提出一个考虑时间效应的收敛约束方法,可以预测

隧道衬砌受力随时间的变化趋势<sup>[15]</sup>;王迎超等利用有限元程序 ANSYS 建立计算模型,分析了二次衬砌在不同支护时机和不同刚度下复合式衬砌的受力规律,并提出了初期支护承担全部基本荷载,二次衬砌作为安全储备,初期支护和二次衬砌共同承担特殊荷载的复合衬砌设计思想<sup>[16]</sup>;Cristescu 等认为岩石遵循非牛顿流体规律,引入非线性蠕变模型对隧道蠕变规律进行分析,以此为基础研究了围岩蠕变对衬砌影响规律<sup>[17]</sup>;戚承志等利用 Shvedov-Bingham 模型,考虑了塑性区与弹性区岩体的性质,对隧道围岩在初始时刻出现塑性区情况下的流变特性进行理论研究,并给出了解析解<sup>[18]</sup>;周勇等推导了在考虑围岩流变特性时,衬砌抗力、位移与围岩的位移表达式,依托工程实例对考虑围岩流变条件下的隧道二次衬砌支护时机的确定方法进行了深入研究,并对比了围岩拱顶下沉实测值和理论计算值,验证了理论的准确性<sup>[19]</sup>;王中文等对现场实测数据进行拟合,确定了不同等级围岩的流变参数,进而明确了隧道围岩长期蠕变特性,并以此分析了不同工程地质条件下围岩变形与支护受力特点<sup>[20]</sup>。

上述研究主要关注隧道围岩蠕变过程中二次衬砌支护特点,缺乏对于初期支护与二次衬砌在围岩

蠕变过程中应力分担特点与相互影响规律的分析。鉴于此,基于统一强度理论,将锚杆支护作用力视为体力作用在围岩加固体内,建立其力学模型,推导复合衬砌作用下隧道应力变形表达式;采用广义 Kelvin 模型分析围岩蠕变特性,得出初期支护及二次衬砌在围岩蠕变过程中的受力变化规律;提出更加合理的复合式衬砌设计理念,以保证隧道运营期间支护结构与围岩的稳定性。

## 1 建立分析模型

假定圆形隧道开挖半径为  $r_0$ ;圆心为  $O$ ;受到的应力为  $P$ ;塑性区半径为  $r_1$ ;锚杆与其锚固范围内的岩土共同组成围岩加固体,厚度为  $r_2$ ;支护结构施加的支护面力为  $P_1$ ,包括喷射混凝土等初期支护提供的作用力  $P_3$  与二次衬砌提供的支护作用力  $P_4$ ;锚杆施加的支护体力为  $P_2$ ;  $x$ 、 $y$  分别为水平方向与垂直方向; $\theta$  为径向  $r$  与  $y$  轴正向顺时针夹角;计算模型见图 1。在对隧道进行弹塑性应力分析时,按照平面应变问题求解,力学模型的基本假设为:将隧道断面等效为圆形,长度无限;原岩应力  $P$  为静水压力,即侧压力系数为 1;围岩为均质、各向同性、不可压缩材料;围岩加固体为均匀介质,且锚杆在围岩加固体内支护作用力均匀加载,应力随围岩深度线性变化;忽略支护体系蠕变对围岩的影响;压应力为负,拉应力为正。

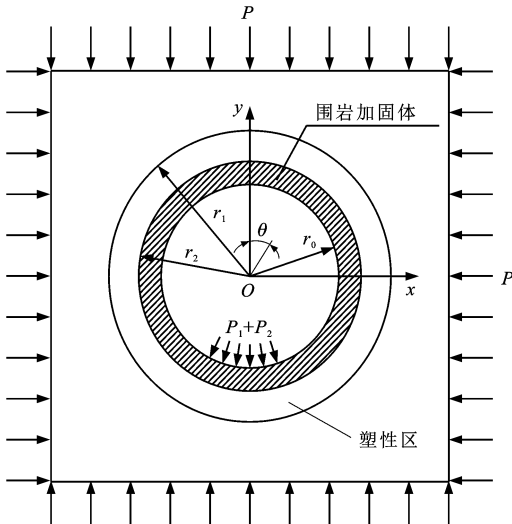


图1 力学计算模型

Fig. 1 Mechanical calculation model

## 2 隧道围岩黏弹塑性分析

### 2.1 弹性区蠕变分析

由于广义 Kelvin 模型能够描述岩体弹性滞后现象,且能够反映瞬时变形特点,因此,在岩体工程中得

到广泛应用<sup>[21]</sup>。本文考虑塑性区形成过程中塑性区应力重分布的时间效应,应用广义 Kelvin 模型对岩石蠕变特性进行分析。广义 Kelvin 模型的本构模型为

$$\begin{cases} \left(1 + \frac{\eta_1}{G_1 + G_2} D\right) S_{ij} = \left(\frac{G_1 G_2}{G_1 + G_2} + \frac{\eta_1 G_1}{G_1 + G_2} D\right) e_{ij} \\ \bar{\sigma} = 3K \bar{\epsilon} \end{cases} \quad (1)$$

式中: $G_1$  为围岩瞬时剪切模量; $G_2$  为围岩延迟剪切模量; $\eta_1$  为围岩黏滞系数; $D$  为时间  $t$  的微分算子,  $D = \partial/\partial t$ ;  $S_{ij}$  为应力偏张量,其中  $i, j = x, y, z$ ,  $z$  为隧道走向; $e_{ij}$  为应变偏张量; $\bar{\epsilon}$  为平均应变; $\bar{\sigma}$  为平均应力; $K$  为体积弹性模量。

在黏弹性区中,对于半径  $r = \beta r_1$  ( $\beta$  为任意正常数)的一点,其应力状态只随塑性区半径  $r_1$  变化,而不随时间改变,根据平面对称问题弹性解可将式(1)变形为

$$\begin{cases} \sigma_r + P = \frac{2G_1 G_2}{G_1 + G_2} \epsilon_r + \frac{2\eta_1 G_1 G_2}{G_2 (G_1 + G_2)} \frac{d\epsilon_r}{dt} \\ \sigma_\theta + P = \frac{2G_1 G_2}{G_1 + G_2} \epsilon_\theta + \frac{2\eta_1 G_1 G_2}{G_2 (G_1 + G_2)} \frac{d\epsilon_\theta}{dt} \end{cases} \quad (2)$$

式中: $\sigma_r$ 、 $\epsilon_r$  分别为径向应力与应变; $\sigma_\theta$ 、 $\epsilon_\theta$  分别为环向应力与应变。

假设蠕变过程中岩体体积应变为 0,即

$$\frac{\partial u}{\partial r} + \frac{u}{r} = 0 \quad (3)$$

式中: $u$  为围岩径向位移。

当  $t=0$  时,有

$$u_0 = - \frac{[P \sin(\varphi_1) + c_1 \cot(\varphi_1)] r_1^2}{2G_0 r} \quad (4)$$

式中: $u_0$  为  $t=0$  时围岩位移; $c_1$  为围岩在弹性区的统一黏聚力; $\varphi_1$  为围岩在弹性区的统一内摩擦角; $G_0$  为围岩剪切模量。

从而可以解得黏弹性区的应力和位移分别为

$$\begin{cases} \sigma_r^e = -P - \frac{Mr_1^2}{2r^2} \\ \sigma_\theta^e = -P + \frac{Mr_1^2}{2r^2} \\ u_r^e = -\frac{Mr_1^2}{4r} \left[ \frac{G_1 + G_2}{G_1 G_2} (1 - e^{-G_2/\eta_1}) + \frac{1}{G_1} e^{-G_2/\eta_1} \right] \\ M = -2[P \sin(\varphi_1) + c_1 \cot(\varphi_1)] \end{cases} \quad (5)$$

式中: $\sigma_r^e$ 、 $\sigma_\theta^e$  分别为黏弹性区径向应力与环向应力; $u_r^e$  为黏弹性区径向位移; $M$  为围岩环向应力与径向应力差值。

### 2.2 塑性区蠕变分析

为了更加准确地研究支护结构体与围岩荷载传递规律,本文考虑到主应力的影响,应用统一强度理

论进行隧道围岩弹塑性分析<sup>[22]</sup>,即

$$\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = -\frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} \sin(\varphi_k) + c_k \cos(\varphi_k) \quad (6)$$

式中: $\varphi_k$  为岩土材料不同状态下的统一内摩擦角; $c_k$  为岩土材料不同状态下的统一黏聚力, $k=1,2,3$ ,分别为围岩在弹性区、破碎区与围岩加固体的状态。

当  $k=1$  时,有

$$\begin{cases} \sin(\varphi_1) = \frac{2(1+b)\sin(\varphi_0)}{2+b[1+\sin(\varphi_0)]} \\ c_1 = \frac{2(1+b)c_0 \cos(\varphi_0)}{2+b[1+\sin(\varphi_0)]} \frac{1}{\cos(\varphi_1)} \end{cases} \quad (7)$$

式中: $c_0$ 、 $\varphi_0$  分别为围岩黏聚力与内摩擦角; $b$  为中间主应力影响参数,表征中间主切应力以及相应面上的正应力对材料破坏影响程度的系数,取值范围为  $0 \leq b \leq 1$ 。

当  $k=2$  时,有

$$\begin{cases} \sin(\varphi_2) = \frac{2(1+b)\sin(\varphi_4)}{2+b[1+\sin(\varphi_4)]} \\ c_2 = \frac{2(1+b)c_4 \cos(\varphi_4)}{2+b[1+\sin(\varphi_4)]} \frac{1}{\cos(\varphi_2)} \end{cases} \quad (8)$$

$$\begin{cases} \sigma_r = -\left[P_1 + \frac{2P_2}{1+\sin(\varphi_3)} + c_3 \cot(\varphi_3)\right] \left(\frac{r}{r_0}\right)^{\frac{2\sin(\varphi_3)}{1-\sin(\varphi_3)}} + \frac{P_2 r_0 [1-\sin(\varphi_3)]}{r[1+\sin(\varphi_3)]} + c_3 \cot(\varphi_3) \\ \sigma_\theta = -\left[P_1 + \frac{2P_2}{1+\sin(\varphi_3)} + c_3 \cot(\varphi_3)\right] \frac{1+\sin(\varphi_3)}{1-\sin(\varphi_3)} \left(\frac{r}{r_0}\right)^{\frac{2\sin(\varphi_3)}{1-\sin(\varphi_3)}} + \frac{P_2 r_0}{r} + c_3 \cot(\varphi_3) \end{cases} \quad r_0 \leq r \leq r_2 \quad (11)$$

$$\begin{cases} P_2 = \frac{Q_1 + Q_2}{S_1 S_2} \\ Q_1 = \frac{u_{r_0} - u_{r_2}}{r_2 - r_0} E_1 A \end{cases} \quad (12)$$

式中: $Q_1$  为围岩变形引起的锚杆作用力; $Q_2$  为锚

$$\begin{cases} \sigma_r = [\sigma_{r_2} - c_1 \cot(\varphi_1)] \left(\frac{r}{r_2}\right)^{\frac{2\sin(\varphi_1)}{1-\sin(\varphi_1)}} + c_1 \cot(\varphi_1) \\ \sigma_\theta = [\sigma_{r_2} - c_1 \cot(\varphi_1)] \frac{1+\sin(\varphi_1)}{1-\sin(\varphi_1)} \left(\frac{r}{r_2}\right)^{\frac{2\sin(\varphi_1)}{1-\sin(\varphi_1)}} + c_1 \cot(\varphi_1) \end{cases} \quad r_2 < r \leq r_1 \quad (13)$$

式中: $\sigma_{r_2}$  为围岩加固体外界面径向受力。

在弹塑性界面上( $r=r_1$ )满足

$$\sigma_r + \sigma_\theta = -2P \quad (14)$$

则塑性区半径为

$$r_1 = r_2 \left\{ \frac{[1-\sin(\varphi_1)][c_1 \cot(\varphi_1) + P]}{c_1 \cot(\varphi_1) - \sigma_{r_2}} \right\}^{\frac{1-\sin(\varphi_1)}{2\sin(\varphi_1)}} \quad (15)$$

将式(15)代入式(13)可得弹塑性边界上的应力

$$\begin{cases} \sigma_r = -[1-\sin(\varphi_1)]P + c_1 \cos(\varphi_1) \\ \sigma_\theta = -[1+\sin(\varphi_1)]P - c_1 \cos(\varphi_1) \end{cases} \quad (16)$$

根据塑性区体积不变假设,塑性区的径向位移表达式为

$$u_r = \frac{r_1^2}{4G_1 r} [P \sin(\varphi_1) + c_1 \cos(\varphi_1)] = -\frac{Mr_1^2}{4G_1 r} \quad (17)$$

式中: $c_4$  为松动区岩体的黏聚力; $\varphi_4$  为松动区岩体的内摩擦角。

当  $k=3$  时,有

$$\begin{cases} \sin(\varphi_3) = \frac{2(1+b)\sin(\varphi_5)}{2+b[1+\sin(\varphi_5)]} \\ c_3 = \frac{2(1+b)c_5 \cos(\varphi_5)}{2+b[1+\sin(\varphi_5)]} \frac{1}{\cos(\varphi_3)} \\ c_5 = c_4 + \frac{f_1 A}{S_1 S_2} \end{cases} \quad (9)$$

式中: $c_5$  为围岩加固体的黏聚力; $\varphi_5$  为围岩加固体内摩擦角,可取  $\varphi_5 = \varphi_4$ ;  $f_1$  为锚杆抗剪强度; $A$  为锚杆横截面面积; $S_1$  为锚杆沿隧道环向断面间距; $S_2$  为锚杆沿隧道走向排距。

将锚杆支护作用力视为体力,则围岩加固体内轴对称平面应变力学模型的平衡方程式为

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + \frac{r_0}{r^2} P_2 = 0 \quad (10)$$

依据边界条件:当  $r=r_0$  时有  $\sigma_r = -(P_1 + P_2)$ ,同时联立式(7)、(9)、(10)可得围岩加固体的应力分布为

杆预拉力; $E_1$  为锚杆弹性模量; $u_{r_0}$  为锚杆洞周处的径向位移; $u_{r_2}$  为锚杆锚固端的径向位移。

根据围岩加固体外边界处的径向应力连续的边界,重复上述分析过程,可以求得围岩加固体外的塑性区围岩应力分布形式

将式(17)进行 Laplace 转换得围岩加固体围岩位移

$$u_r = -\frac{Mr_1^2}{4r} \left[ \frac{G_1 + G_2}{G_1 G_2} \left( 1 - e^{-\frac{rG_2}{\eta_1}} \right) + \frac{1}{G_1} e^{-\frac{rG_2}{\eta_1}} \right] \quad (18)$$

则喷射混凝土提供的支护作用力

$$\begin{cases} P_4 = K_1 (u_{r_0} - u_1) \\ K_1 = \frac{2(1+\mu_1)G_5 d_1}{r_3^2} \end{cases} \quad (19)$$

式中: $u_1$  为考虑隧道开挖空间效应下锚杆支护施作时围岩位移释放量,可按围岩弹性位移的 60% 或总位移的 20%~30% 计算<sup>[23]</sup>;  $K_1$  为喷射混凝土刚度系数; $G_5$  为喷射混凝土剪切模量; $\mu_1$  为喷射混凝土泊松比; $d_1$  为喷射混凝土厚度; $r_3$  为喷射混凝土内半径。

二次衬砌提供的支护作用力  $P_5$  为

$$\begin{cases} P_5 = K_2(u_{r_3} - u_0) \\ u_1 = -\frac{Mr_1^2}{4G_1 r_0} \\ K_2 = \frac{2G_4(r_3^2 - r_4^2)}{r_3[(1 - 2\mu_2)r_3^2 + r_4^2]} \end{cases} \quad (20)$$

式中:  $u_{r_3}$  为二次衬砌外边界处位移;  $K_2$  为衬砌刚度系数;  $G_4$  为二次衬砌剪切模量;  $\mu_2$  为二次衬砌泊松比;  $r_4$  为二次衬砌内半径。

围岩加固体的应力分布为

$$\begin{cases} \sigma_r = -\left[P_4 + P_5 + \frac{2P_2}{1 + \sin(\varphi_3)} + c_3 \cot(\varphi_3)\right] \left(\frac{r}{r_0}\right)^{2\sin(\varphi_3)/[1 - \sin(\varphi_3)]} + \frac{P_2 r_0 [1 - \sin(\varphi_3)]}{r [1 + \sin(\varphi_3)]} + c_3 \cot(\varphi_3) \\ \sigma_\theta = -\left[P_4 + P_5 + \frac{2P_2}{1 + \sin(\varphi_3)} + c_3 \cot(\varphi_3)\right] \frac{1 + \sin(\varphi_3)}{1 - \sin(\varphi_3)} \left(\frac{r}{r_0}\right)^{2\sin(\varphi_3)/[1 - \sin(\varphi_3)]} + \frac{P_2 r_0}{r} + c_3 \cot(\varphi_3) \end{cases} \quad (21)$$

由式(21)可得在  $t$  时刻围岩加固体与塑性区界面的作用力  $\sigma_{r_2}$ , 将上述结果代入式(5)、(13)、(15), 可求解得出塑性区半径及弹性区、塑性区与围岩加固区的应力表达式。

### 3 复合式衬砌支护体系稳定性校核

应用复合式衬砌进行隧道支护时, 一般要求初期支护应能充分保证隧道开挖过程中围岩稳定, 而二次衬砌则主要承担服役期间岩石蠕变引起的附加应力及提供适度的安全储备<sup>[24]</sup>。但在隧道运营期间, 首先应保证围岩破碎区最大半径不超出围岩加固体范围, 避免因锚杆失效使破碎区围岩自重荷载附加于二次衬砌造成隧道失稳, 其次应保证围岩蠕变过程中初期支护与二次衬砌能够承担围岩蠕变的附加应力, 确保运营期间隧道围岩与支护结构的稳定。在进行复合式衬砌支护体系稳定性分析时, 首先将  $t=T$  ( $T$  为隧道设计使用年限) 代入本文理论公式中, 得出在隧道设计使用年限内支护结构所受的最大作用力, 然后进行强度校核计算。

受到隧道运营过程中的围岩蠕变作用, 锚杆支护作用力逐渐增大至某一值, 若该支护作用力大于锚杆支护强度设计值, 则会造成锚杆受拉破坏而失去支护效用, 使破碎区围岩失稳垮落, 此时二次衬砌不仅要承担岩石蠕变产生的附加作用力, 而且需要抵抗垮落岩体的自重作用力, 对隧道稳定带来不利影响, 因此, 应考虑围岩蠕变作用, 对隧道支护结构进行强度校核计算。

#### 3.1 围岩蠕变作用下锚杆支护体系稳定校核

为保证锚杆支护体系稳定, 应满足<sup>[25]</sup>

$$\frac{P_2^{\max} S_1 S_2}{A} < f_2 \quad (22)$$

式中:  $P_2^{\max}$  为蠕变过程中锚杆所受最大作用力;  $f_2$  为锚杆抗拉强度设计值。

若经过校核计算, 锚杆受力不满足式(22), 则应加强锚杆支护作用或提高二次衬砌支护强度, 以分

担锚杆支护作用力。

#### 3.2 衬砌极限承载力计算

本文以受围压条件下内边缘出现塑性破坏作为二次衬砌极限支护作用力计算条件。衬砌内外半径分别为  $r_4$ 、 $r_3$ , 根据拉梅解得到的二次衬砌弹性应力解为

$$\begin{cases} \sigma_r = \frac{r_4^2 r_3^2 P_6}{(r_3^2 - r_4^2)} \frac{1}{r^2} - \frac{r_4^2 P_6}{r_3^2 - r_4^2} \\ \sigma_\theta = -\frac{r_4^2 r_3^2 P_6}{(r_3^2 - r_4^2)} \frac{1}{r^2} - \frac{r_4^2 P_6}{r_3^2 - r_4^2} \end{cases} \quad (23)$$

式中:  $P_6$  为二次衬砌外边缘作用力。

为得出衬砌极限承载力, 令衬砌恰好进入塑性状态, 即  $r=r_3$  为弹塑性交界面, 由此得出

$$f_3 = \frac{(r_3^2 - r_4^2) c_6 \cos(\varphi_6)}{r_4^2 [1 - \sin(\varphi_6)]} \quad (24)$$

式中:  $f_3$  为二次衬砌极限承载力;  $c_6$  为二次衬砌黏聚力;  $\varphi_6$  为二次衬砌内摩擦角。

根据本文理论求解得出的二次衬砌支护作用力应满足

$$P_4^{\max} \leq f_3 \quad (25)$$

式中:  $P_4^{\max}$  为蠕变过程中二次衬砌所受最大作用力。

同理可以解得喷射混凝土极限承载力为

$$f_4 = \frac{(r_0^2 - r_3^2) c_7 \cos(\varphi_7)}{r_3^2 [1 - \sin(\varphi_7)]} \quad (26)$$

式中:  $f_4$  为喷射混凝土极限承载力;  $c_7$  为喷射混凝土黏聚力;  $\varphi_7$  为喷射混凝土内摩擦角。

喷射混凝土支护作用力应满足

$$P_5^{\max} \leq f_4 \quad (27)$$

式中:  $P_5^{\max}$  为蠕变过程中喷射混凝土所受最大作用力。

利用式(25)、(27)对衬砌进行稳定性评价, 如果不满足所示条件, 应采取增加衬砌厚度或提高衬砌标号等措施保证隧道衬砌在运营期的稳定性。

通过本文理论计算得到复合式衬砌支护结构受力, 并经过式(22)、(25)、(27)校核计算, 最终确定特定工程地质条件下的受力特点, 为支护结构设计与

稳定性评价提供参考。

## 4 算例分析

圆形隧道开挖半径  $r_0=7.8\text{ m}$ , 初始地应力  $P=2.3\text{ MPa}$ , 具体工程地质参数见表 1。

### 4.1 初期支护受力规律

其他支护条件不变, 按照“初期支护应与围岩共同受力且能保证施工阶段安全”的原则进行初期支护设计, 计算得出锚杆直径为  $18\text{ mm}$ , 间排距为  $1.5\text{ m}\times 1.5\text{ m}$ , 喷射混凝土厚度  $d_1$  为  $160\text{ mm}$ ,

此时喷射混凝土极限承载力为  $272\text{ kPa}$ 。随着围岩蠕变发展, 喷射混凝土受力逐渐增大, 见图 2。当  $t=6\text{ d}$  时, 喷射混凝土处于极限状态, 之后喷射混凝土失稳破坏, 由此造成围岩加固体稳定性下降, 不利于隧道长期稳定, 因此, 加大喷射混凝土厚度。取  $d_1=200\text{ mm}$ , 并按照使用年限为 100 年进行计算分析, 得出喷射混凝土最大受力为  $339\text{ kPa}$ , 而此时混凝土极限承载力为  $367\text{ kPa}$ , 即在隧道全运营周期内, 喷射混凝土能够对隧道围岩提供支护作用而不发生破坏。

表 1 工程地质参数

Tab. 1 Engineering and geological parameters

围岩		锚杆		喷射混凝土		二次衬砌	
黏聚力/MPa	0.15	直径/mm	18	标号	C20	标号	C35
内摩擦角/(°)	27	横截面积/mm <sup>2</sup>	276.6	厚度/mm	160	厚度/mm	300
瞬时剪切模量/GPa	1.10	抗拉强度设计值/MPa	300	内半径/m	7.64	内半径/m	7.34
延迟剪切模量/GPa	1.34	长度/m	2.1	剪切模量/GPa	28	剪切模量/GPa	31
泊松比	0.25	弹性模量/GPa	200	黏聚力/MPa	2.27	黏聚力/MPa	3.18
黏滞系数/(GPa·d)	105	间距/m	1.5	内摩擦角/(°)	52.6	内摩擦角/(°)	54.9
		排距/m	1.5				

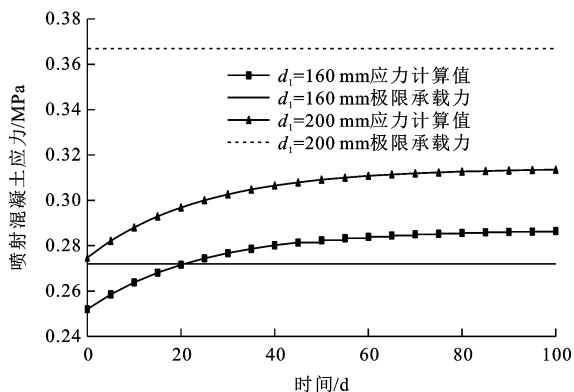


图 2 喷射混凝土径向应力

Fig. 2 Radial stresses of shotcrete

如图 3 所示: 当采用锚杆支护方案 1 (锚杆参数取直径为  $18\text{ mm}$ , 间排距为  $1.5\text{ m}\times 1.5\text{ m}$ ) 时, 虽然能够保证隧道开挖过程中围岩稳定性, 但围岩进入蠕变过程后, 锚杆受力逐步增大, 最终导致锚杆受力超过其极限承载力而发生破坏, 对围岩加固体稳定性造成不利影响; 采用锚杆支护方案 2 (锚杆参数取直径为  $28\text{ mm}$ , 间排距为  $1.0\text{ m}\times 1.0\text{ m}$ ) 进行初期锚杆支护时, 锚杆受力水平明显提高, 即锚杆支护效用增大, 随着围岩蠕变, 锚杆最大受力为  $0.181\text{ MPa}$ , 而该方案锚杆可提供的极限承载力为  $0.192\text{ MPa}$ , 即在隧道全运营周期内, 锚杆能够抵抗由围岩蠕变产生的附加应力而不发生断裂破坏。

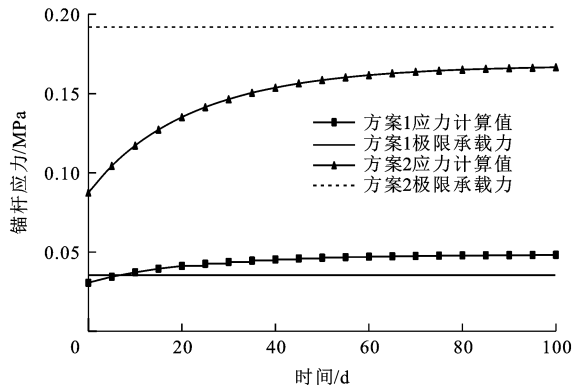


图 3 锚杆径向应力

Fig. 3 Radial stresses of bolt

### 4.2 二次衬砌受力规律

如图 4 所示: 随着围岩蠕变, 二次衬砌径向受力有增大趋势, 但变化速率逐渐减小; 其他条件不变, 二次衬砌厚度由  $300\text{ mm}$  增大至  $500\text{ mm}$  时, 同一时刻二次衬砌径向受力增大; 二次衬砌荷载分担比 (二次衬砌支护作用力与初期支护围岩压力比值) 随着围岩蠕变逐渐增大, 由此说明在蠕变过程中, 二次衬砌发挥的支护效用逐渐增大, 用以承担由围岩蠕变产生的附加应力; 2 种二次衬砌厚度最终的荷载分担比依次为  $25.2\%$  和  $36.2\%$ , 说明增加二次衬砌厚度可减小应力在围岩与初期支护内的分担比例, 而使围岩应力向二次衬砌集中。

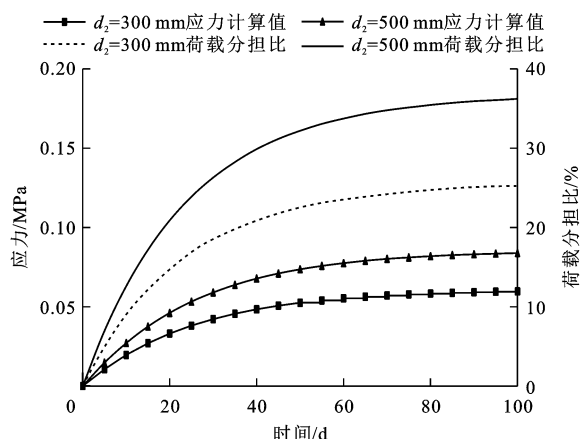


图4 不同厚度条件下二次衬砌径向应力与荷载分担比

Fig. 4 Radial stresses and load sharing ratios of secondary lining under different thickness conditions

如图5所示:对于分别采用初期支护方案1(锚杆参数取直径为28 mm,间排距为 $1.0\text{ m} \times 1.0\text{ m}$ ,喷射混凝土厚度 $d_1 = 200\text{ mm}$ )与方案2(锚杆参数取直径为18 mm,间排距为 $1.5\text{ m} \times 1.5\text{ m}$ ,喷射混凝土厚度 $d_1 = 160\text{ mm}$ )时,与方案2相比,采用较为保守的方案1时,二次衬砌受力水平减小14.5%,同时二次衬砌荷载分担比减小11.8%。这是由于围岩加固体弹性模量随初期支护强度的增大而增大,其荷载承担能力随之增大,在支护结构及围岩协调变形过程中,能够更大比例分担围岩蠕变产生的附加应力,从而造成二次衬砌荷载分担比的减小。

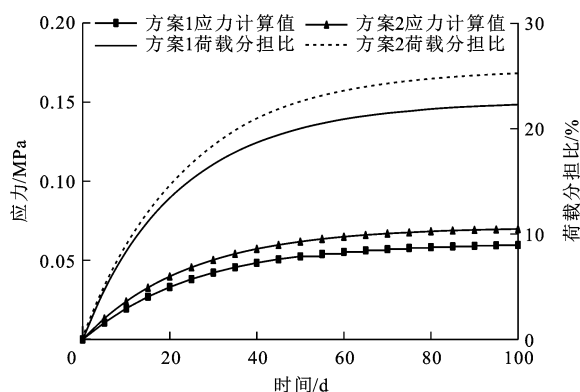


图5 不同初期支护条件下二次衬砌径向应力与荷载分担比

Fig. 5 Radial stresses and load sharing ratios of secondary lining under different primary support conditions

## 5 结 语

(1)受围岩蠕变作用,初期支护结构受力增大,在进行初期支护设计时,仅满足隧道开挖过程中围岩稳定而不考虑蠕变产生的附加应力影响,可能造成隧道运营过程中初期支护结构破坏,引起围岩加固体失稳破坏,对隧道稳定带来不利影响,

因此,在软岩地质条件下,初期支护在保证隧道施工过程中围岩稳定的同时,应避免围岩蠕变过程中发生结构破坏,以实现初期支护与二次衬砌共同承担蠕变引起的附加应力,保证隧道运营全周期内围岩稳定。

(2)围岩蠕变过程中二次衬砌荷载分担比逐渐增大,其变化速率逐渐减小;同时增大初期支护强度,二次衬砌荷载分担比减小;而增大二次衬砌支护强度,其荷载分担比增大,因此,在进行复合式衬砌设计时,应重视初期支护与二次衬砌支护强度协调配置,在围岩蠕变过程中充分发挥各自支护作用,避免因荷载分配不合理造成隧道支护成本增加甚至支护结构失稳。

(3)本文采用的理论模型中未考虑隧道断面形状与侧压力系数等因素对衬砌应力的影响,后续应对其影响进行分析。

## 参考文献:

### References:

- [1] 李建军,张志强. 岩石蠕变对隧道二次衬砌结构影响的研究[J]. 现代隧道技术, 2011, 48(6): 58-64, 81.  
LI Jian-jun, ZHANG Zhi-qiang. Study of the influence of rock creep on the structure of a tunnel's secondary lining[J]. Modern Tunneling Technology, 2011, 48(6): 58-64, 81. (in Chinese)
- [2] CHOI S O, SHIN H S. Stability analysis of a tunnel excavated in a weak rock mass and the optimal supporting system design[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, 41(S1): 1-6.
- [3] 陶波,伍法权,郭啟良,等. 高地应力环境下乌鞘岭深埋长隧道软弱围岩流变规律实测与数值分析研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(9): 1828-1834.  
TAO Bo, WU Fa-quan, GUO Qi-liang, et al. Research on rheology rule of deep-buried long Wuqiaoling Tunnel under high crustal stress by monitoring and numerical analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(9): 1828-1834. (in Chinese)
- [4] 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 Guo-sheng, LI Jing-pei, GU Shuan-cheng. 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)
- [5] 李建军,张志强. 岩石蠕变对隧道二衬结构影响的研究[J]. 国防交通工程与技术, 2011(2): 22-28.  
LI Jian-jun, ZHANG Zhi-qiang. Study of the effects of rock creep on the structure of the second lining of a tunnel[J]. Traffic Engineering and Technology for National Defence, 2011(2): 22-28. (in Chinese)

- [6] CRISTESCU N, DUDA I. Tunnel support analysis incorporating rock creep and the compressibility of a broken rock stratum[J]. Computers and Geotechnics, 1989, 7(3): 239-254.
- [7] PHIENWEJ N, THAKUR P K, CORDING E J. Time-dependent response of tunnels considering creep effect[J]. International Journal of Geomechanics, 2007, 7(4): 296-306.
- [8] 沈才华, 张 兵, 胡康明, 等. 基于 D-P 系列准则下的隧道围岩蠕变模拟研究[J]. 现代隧道技术, 2016, 53(3): 54-62.
- SHEN Cai-hua, ZHANG Bing, HU Kang-ming, et al. Rock creep simulation based on the Drucker-Prager criterion[J]. Modern Tunneling Technology, 2016, 53(3): 54-62. (in Chinese)
- [9] 朱素平, 周楚良. 地下圆形隧道围岩稳定性的黏弹性力学分析[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 1994, 22(3): 329-333.
- ZHU Su-ping, ZHOU Chu-liang. Viscoelastic mechanical analysis of stability in circular underground tunnels [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 1994, 22 (3): 329-333. (in Chinese)
- [10] SONG Z P, YANG T T, JIANG A N, et al. Experimental investigation and numerical simulation of surrounding rock creep for deep mining tunnels[J]. Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy, 2016, 116(12): 1181-1188.
- [11] ZHOU Xiao-ping, HOU Qing-hong, QIAN Qi-hu, et al. The zonal disintegration mechanism of surrounding rock around deep spherical tunnels under hydrostatic pressure condition; a non-euclidean continuum damage model[J]. Acta Mechanica Solida Sinica, 2013, 26(4): 373-387.
- [12] ZHU He-hua, YE Bin, CAI Yong-chang, et al. An elasto-viscoplastic model for soft rock around tunnels considering over consolidation and structure effects[J]. Computers and Geotechnics, 2013, 50: 6-16.
- [13] MARANINI E, BRIOGNOLI M. Creep behavior of a weak rock: experimental characterization[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999, 36(1): 127-138.
- [14] 刘保国, 杜学东. 圆形洞室围岩与结构相互作用的黏弹性解析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(4): 561-564.
- LIU Bao-guo, DU Xue-dong. Visco-elastic analysis on interaction between supporting structure and surrounding rocks of circle tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(4): 561-564. (in Chinese)
- [15] SULEM J, PANET M, GUENOT A. Analytical solution for time-dependent displacements in a circular tunnel[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and geomechanics Abstracts, 1987, 24(3): 155-164.
- [16] 王迎超, 尚岳全, 孙红月, 等. 复合式衬砌在围岩蠕变过程中的受力规律研究[J]. 水文地质工程地质, 2010, 37(2): 49-54.
- WANG Ying-chao, SHANG Yue-quan, SUN Hong-yue, et al. Study on mechanical rules of double-lining in creeping surrounding rock[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2010, 37(2): 49-54. (in Chinese)
- [17] CRISTESCU N, FOTA D, MEDVES E. Tunnel support analysis incorporating rock creep [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1987, 24(6): 321-330.
- [18] 戚承志, 钱七虎, 王明洋, 等. 深部隧道围岩的流变[J]. 北京建筑工程学院学报, 2006, 22(4): 34-38.
- QI Cheng-zhi, QIAN Qi-hu, WANG Ming-yang, et al. Rheology of rock around deep tunnel[J]. Journal of Beijing Institute of Civil Engineering and Architecture, 2006, 22(4): 34-38. (in Chinese)
- [19] 周 勇, 柳建新, 方建勤, 等. 围岩流变特性对隧道二衬支护时机的影响[J]. 解放军理工大学学报: 自然科学版, 2012, 13(2): 178-182.
- ZHOU Yong, LIU Jian-xin, FANG Jian-qin, et al. Influence of rock mass rheological characteristic on tunnel second lining time[J]. Journal of PLA University of Science and Technology: Natural Science Edition, 2012, 13(2): 178-182. (in Chinese)
- [20] 王中文, 方建勤, 夏才初, 等. 考虑围岩蠕变特性的隧道二衬合理支护时机确定方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(增 1): 3241-3246.
- WANG Zhong-wen, FANG Jian-qin, XIA Cai-chu, et al. Determination method of supporting time for secondary lining in tunnel considering rock creep behaviors [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(S1): 3241-3246. (in Chinese)
- [21] 俞文生, 平 洋. 基于黏弹性本构性能的隧道围岩变形预测研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(增 1): 35-41.
- YU Wen-sheng, PING Yang. Research on deformation forecasting of tunnel surrounding rock based on viscoelastic constitutive behavior[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(S1): 35-41. (in Chinese)
- [22] 俞茂宏. 岩土类材料的统一强度理论及其应用[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(2): 1-10.
- YU Mao-hong. Unified strength theory for geomaterials and its applications[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 16(2): 1-10. (in Chinese)
- [23] 谷拴成, 黄荣宾, 苏培莉, 等. 基于统一强度理论的隧洞弹塑性应力解析[J]. 西安科技大学学报, 2016, 36(6): 806-812.
- GU Shuan-cheng, HUANG Rong-bin, SU Pei-li, et al. Elastoplastic stress analysis of tunnel based on the unified strength criterion[J]. Journal of Xi'an University of Science and Technology, 2016, 36(6): 806-812. (in Chinese)
- [24] 郑颖人, 王永甫, 王 成, 等. 节理岩体隧道的稳定分析与破坏规律探讨[J]. 地下空间与工程学报, 2011, 7(4): 649-656.
- ZHENG Ying-ren, WANG Yong-fu, WANG Cheng, et al. Stability analysis and exploration of failure law of jointed rock tunnel [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, 7(4): 649-656. (in Chinese)
- [25] 张常光, 张庆贺, 赵均海. 考虑应变软化、剪胀和渗流的水工隧洞解析解[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(12): 1941-1946.
- ZHANG Chang-guang, ZHANG Qing-he, ZHAO Jun-hai. Analytical solutions of hydraulic tunnels considering strain softening, shear dilation and seepage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(12): 1941-1946. (in Chinese)