

文章编号:1000-582X(2008)05-0573-04

锚杆支护下深埋圆形洞室塑性区半径的近似解

刘新荣, 黄明, 祝云华, 王吉明, 袁飞

(重庆大学土木工程学院, 重庆 400030)

摘要:基于无支护条件下深埋圆形洞室塑性区半径的经典求解公式,导出了塑性区半径与围岩单轴抗压强度和黏聚力之间的关系式,进行了围岩体内摩擦角和黏结强度对塑性区半径的影响敏感性对比分析,得出黏聚力对塑性区半径的影响比内摩擦角对其影响敏感性强。基于国内外学者对黏结式锚杆加固机理研究成果,导出了深埋圆形洞室锚杆支护条件下塑性区半径的近似计算公式,通过具体算例进行分析,结果表明:开挖半径一定情况下,锚杆支护下深埋圆形洞室的塑性区半径的大小不仅跟岩石本身特性有关,而且跟锚杆的规格、力学性能及布置情况都存在关系。

关键词:锚杆支护;深埋洞室;围岩;塑性区半径

中图分类号:TU457

文献标识码:A

The radius of the plastic zone of deep circular tunnel under a supporting anchor

LIU Xin-rong, HUANG Ming, ZHU Yun-hua, WANG Ji-ming, YUAN Fei

(Faculty of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, P. R. China)

Abstract: According to the elastic and plastic theory, an elastic-plastic solution for a deep circular tunnel with no support was obtained. With the boundary condition, the radius of the plastic zone was determined. Based on the reference formulas, the relational expression between uniaxial compressive strength and cohesion were established separately and the sensitivity was analyzed. Through analyzing the action mechanism of a grouted anchor, an evaluation formula for the radius of plastic zone of a deep circular tunnel under a supporting anchor was deduced. The results show that the radius of the plastic zone of deep circular tunnels under a supporting anchor relates to the inherent rock character, and to the specifications, mechanical property, and layout of anchors.

Key words: anchor supporting; deeply buried tunnel; surrounding rock mass; radius of plastic zone

围岩强度强化理论提出锚杆与围岩相互作用组成锚固体,可改善锚固体力学参数,提高锚固体的强度,使岩体强度(c, φ),特别是峰后强度和残余强度(c^*, φ^*)得到强化,形成共同承载结构,充分发挥围岩自承能力。锚固体 $c, \varphi, c^*, \varphi^*$ 随锚杆支护强度的增加而提高,锚固体强度得到强化,达到一定程

度就可保持围岩稳定。锚杆的工作阻力及其对围岩的支护效果采用黏聚力 c, c^* 和内摩擦角 φ, φ^* 的提高值来计算确定^[1-2]。

目前,对于无支护条件下深埋圆形洞室塑性区半径的求解,可以利用弹塑性理论基本平衡方程来实现,而对于锚杆支护下深埋圆形洞室塑性区半径

收稿日期:2007-12-16

基金项目:国家自然科学基金重点资助项目(50334060);教育部“新世纪优秀人才支持计划”资助项目(NCET-05-0763)

作者简介:刘新荣(1969-),男,重庆大学教授,博士生导师,主要从事岩土工程、地下空间与工程等领域的教学与科研工作,(E-mail)liuxrong@126.com。

的求解,文献[3]中指出:隧道周围有锚杆时,锚杆通过受拉和受剪限制了围岩径向位移,相当于洞壁四周增加了附加抗力 P_a ,使围岩黏聚力和摩擦角增大,从而推导出围岩塑性区半径与洞壁径向位移 u_a 和围岩压力的关系式。以上计算思路需要知道洞室周边的位移变化值和锚杆附加抗力值,而对实际工程应用来讲,这样处理比较麻烦,需要获得较多的现场监测数据,对于仅需估计洞周塑性区厚度,初步确定隧洞锚杆支护方案是较不便的。笔者基于弹塑性理论,结合目前对黏结式锚杆加固机理的研究成果,主要对锚杆支护条件下深埋圆形洞室的塑性区半径的求解展开探讨,目的在于导出加固后塑性区半径 R_p 与围岩及锚杆各项参数之间的关系式,获得较为简便的深埋圆形洞室塑性区半径经验计算公式,为以后工程设计中近似计算围岩塑性区半径大小,确定围岩塑性区域厚度,初步确立加固方案提供理论依据。

1 无支护条件下深埋圆形洞室塑性区半径求解

1.1 无支护条件下塑性区应力计算

对于无支护情况下长度足够的圆形洞室,可考虑成平面应变问题,原岩应力为各向等压(静水压力)状态,围岩为均质、各向同性、无蠕变,塑性区为极限平衡区,计算简图如图1所示^[4-6]。

由于采用极坐标较为方便,通过对模型分析可建立以下平衡微分方程式:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + f_r &= 0; \\ \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + \frac{2\tau_{r\theta}}{r} + f_\theta &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

假设侧压力系数 $\lambda = 1$, 对称应力状态下的深埋圆形洞室,应力分量不随 θ 改变,因此可以约去对 θ 的偏微分,并以对 r 常微分代替对 r 的偏微分,且体积力 f_r, f_θ 为零,则平衡微分方程简化为

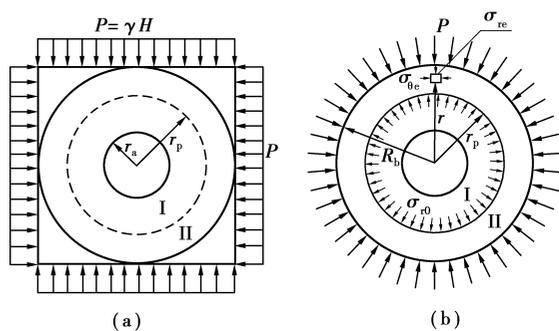
$$\frac{d\sigma_{rp}}{dr} + \frac{\sigma_{rp} - \sigma_{\theta p}}{r} = 0, \quad (2)$$

式中: $\sigma_{rp}, \sigma_{\theta p}$ 分别表示塑性区中径向正应力和切向正应力。

结合莫尔-库仑强度理论公式,可得无支护下深埋圆形洞室塑性区的应力求解公式

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{rp} &= \frac{R_c}{\zeta - 1} \left[\left(\frac{r}{r_a} \right)^{\zeta - 1} - 1 \right]; \\ \sigma_{\theta p} &= \frac{R_c}{\zeta - 1} \left[\zeta \left(\frac{r}{r_a} \right)^{\zeta - 1} - 1 \right]; \\ \tau_{r\theta p} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中: R_c 为岩石的单轴抗压强度极限; ζ 为塑性系数, $\zeta = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$; φ 为岩石的内摩擦角; r_a 为洞



I. 塑性区; II. 弹性区

图1 塑性区半径计算示意图

室的半径; r 为所求点的极坐标。

1.2 塑性区半径的确定

弹性区和塑性区的边界是半径为 r_p 的圆(如图1),假设已知 $r = r_p$ 处, $\sigma = \sigma_{r0}$, 利用弹性理论,易得弹性区应力问题的拉梅解答:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{re} &= p \left(1 - \frac{r_p^2}{r^2} \right) + \sigma_{r0} \frac{r_p^2}{r^2}; \\ \sigma_{\theta e} &= p \left(1 + \frac{r_p^2}{r^2} \right) - \sigma_{r0} \frac{r_p^2}{r^2}; \\ \tau_{r\theta e} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

利用弹塑性边界条件:当 $r = r_p$ 时, $\sigma_{rp} = \sigma_{re} = \sigma_{r0}, \sigma_{\theta p} = \sigma_{\theta e}$ 。

由此便得卡斯特纳公式:

$$r_p = r_a \left[\frac{2}{\zeta + 1} \frac{p(\zeta - 1) + R_c}{R_c} \right]^{\frac{1}{\zeta - 1}}. \quad (5)$$

若 r_a 一定,由卡斯特纳公式可知, r_p 大小仅与岩石单轴极限强度 R_c 和内摩擦角 φ 有关。

此外,若利用莫尔强度包络线图解易得

$$\sin \varphi = \cos \left(2 \arctan \frac{2c}{R_c} \right), \text{ 则}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{R_c^2}{4c^2}. \quad (6)$$

将式(6)代入式(5)可得

$$r_p = r_a \left[\frac{2p(R_c - 4 \frac{c^2}{R_c}) + 8c^2}{R_c^2 + 4c^2} \right]^{\frac{4c^2}{R_c^2 - 4c^2}}. \quad (7)$$

式(7)与卡斯特纳计算公式形式上有所区别,它表示在深埋圆形隧道开挖半径一定的情况下,隧道周边塑性区半径的大小仅与岩石单轴极限强度 R_c 和黏聚力 c 大小有关。

若假设洞室周边处于完全弹性状态,则洞室周边不可能出现塑性区,可得 $r_p = r_a$,代入式(7)得

$$\left[\frac{2p(R_c - 4 \frac{c^2}{R_c}) + 8c^2}{R_c^2 + 4c^2} \right] = 1. \quad (8)$$

变换式(8)可得: $(R_c - 2p)(R_c^2 - 4c^2) = 0$ 。

讨论:若 $R_c^2 = 4c^2$, 则 $\zeta = 1$, 知 $\varphi = 0$, 这与岩石材料性质不符;当 $R_c = 2p$ 时满足上式条件, 洞室周边将不会出现塑性区, 这与弹性解是一致的。

2 锚杆支护条件下塑性区半径的确定

2.1 围岩黏结强度 c 与内摩擦角 φ 对塑性区半径的影响敏感性分析

由式(7)可知, c 值一定, R_c 值越大 r_p 值越小。这里不妨分别进行 c 和 φ 对塑性区半径 r_p 的影响敏感性分析。公式 $R_c = \frac{2cc\cos\varphi}{1-\sin\varphi}$ 表明, R_c 是 c 和 φ 的函数, 故约束 c 值可以建立 $r_p - R_c$ 的关系式; 约束 φ 值可以建立 $r_p - c$ 的关系式^[7]。

图 2、3 都选取了开挖深度 1 500 m, 开挖半径分别为 3.0、4.5、6.0 m 时的各种计算结果。首先, 图 2 是假设 φ 值不变情况下, 仅提高围岩黏聚力 c 时 r_p 的变化曲线。图中曲线的变化特征表明, 初始阶段曲线较陡, 说明增大 c 值对减小塑性区半径大小效果较好; 但当 c 值增加到 4 MPa 时, 继续增加其效果明显减弱, 表明围岩黏结强度提高到一定量时对减小塑性区半径的大小并非很有效, 之间存在一个最优解。图 3 是假设围岩 c 值一定条件下, 变化围岩内摩擦角 φ , 洞室塑性区半径 r_p 与岩石单轴抗压强度 R_c 的关系变化曲线, 从图中可以看出, 随着 R_c 值的增大, 塑性区半径 r_p 值稍有减小, 但曲线坡度较缓, 说明提高围岩体单轴抗压强度对 r_p 的影响效果不佳。对比图 2、3 的计算结果, 表明 c 对 r_p 的影响敏感性要比 φ 对 r_p 的影响敏感性强。

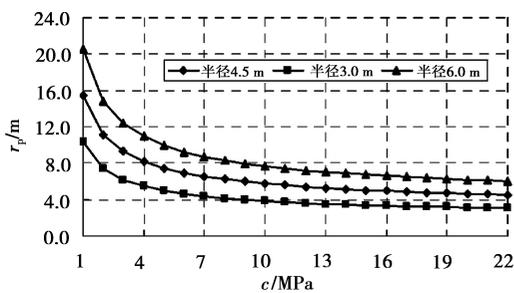


图 2 不同开挖半径下 $r_p - c$ 关系曲线图(埋深 1 500 m)

2.2 锚固后塑性区半径的推导

假设围岩发生破坏之前进行锚固, 那么锚杆可以防止围岩黏聚力的降低, 具有提高围岩残余强度的作用。对于地下工程来说, 锚杆支护主要发挥 2 种作用: 1) 对围岩表面提供反力, 以抑制围岩向空变位或以拉拔力抗拒危岩块体的脱落塌方; 2) 加固作用, 使围岩整体化。

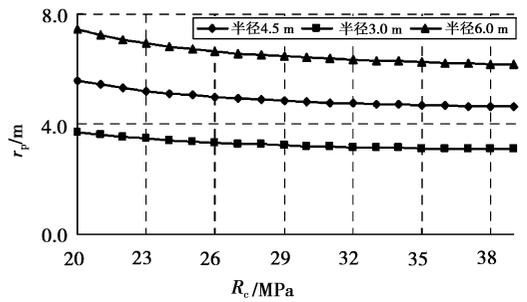


图 3 不同开挖半径下 $r_p - R_c$ 关系曲线图(埋深 1 500 m)

锚固作用可以提高锚固圈岩体的黏聚力 c 和摩擦角 φ , 考虑前面 2.1 节的分析结果, 由于 c 对 r_p 的影响敏感性要比 φ 对 r_p 的影响敏感性强, 则对于锚杆支护情况下塑性区半径的求解, 不妨参考文献 [8-10] 及朱维申等通过研究所提出的锚杆对岩体抗剪强度提高的经验公式:

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= c_0 + \eta \frac{\tau_m A}{ab} = kc_0; \\ \varphi_1 &= \varphi_0. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

由式(9)变换得

$$k = 1 + \frac{\eta \tau_m A}{ab \cdot c_0}. \quad (10)$$

式(9)(10)中, c_0 、 c_1 为围岩加固前、后黏聚力; φ_0 、 φ_1 为加固前、后围岩内摩擦角; τ_m 为锚杆的抗剪强度; A 为锚杆截面面积; a 、 b 为锚杆纵、横向间距; η 为加固系数, 一般取 2~5; k 为笔者定义的黏聚力增大系数。

对于加固后塑性区半径的确定, 采用式(9)作为围岩强度的提高依据, 仅表现为围岩 c 值的增加, 围岩 φ 值保持不变, 导出锚杆支护条件下塑性区半径 R_p 的近似计算式。需要说明的是, 笔者对锚杆支护下塑性区半径公式的推导, 引用了洞周径向应力为零的边界条件, 同时假设锚杆打设深度已超过无支护条件下洞周的塑性区的厚度; 忽略了由于锚杆和岩石材料性质不同而产生的非连续性, 即把加固部分岩体及锚杆视为相同材料但较未支护岩体强度值有所提高的加固圈。因此, 由于锚杆的长度已超过无支护下围岩体塑性区范围, 同时利用无支护深埋洞室均匀介质的假定, 这样就无需考虑成双筒介质模型。结合关系式 $R_c = \frac{2cc\cos\varphi}{1-\sin\varphi}$, 将式(9)代入式(7)可得

$$R_p = r_a \left[\frac{\frac{2p}{k} (R_c - 4 \frac{c^2}{R_c}) + 8c^2}{(R_c^2 + 4c^2)} \right]^{\frac{4c^2}{R_c^2 - 4c^2}}, \quad (11)$$

式中: r_a 隧洞开挖半径; R_p 为支护后塑性区半径; c 为加固前岩体黏聚力; R_c 为加固前岩体单轴抗压强度; k 为黏聚力增大系数。

由式(11)可知,随着黏聚力增大系数 k 的增加,塑性区半径 R_p 值将减小,且 R_p-k 关系视围岩特性不同而变化,同时也与岩体自身特性有关;由于 k 总大于1.0,故 R_p 始终小于 r_p 。此外,由式(10)可知,加固围岩黏聚力增大系数 k 的大小与锚杆抗剪强度、布置间距及围岩体原来黏结强度都存在关系,这同时也反映了加固后塑性区半径 R_p 与围岩体本身特性及锚杆各项指标参数间存在联系。

3 算例分析

某深埋圆形隧道^[3],围岩均质,侧压力系数 $\lambda=1$,开挖半径6 m,埋深1 100 m,试验测得围岩内摩擦角 $\varphi=60^\circ$,平均黏聚力 $c_0=2.1$ MPa,容重 $\gamma=2.7$ t/m³;锚杆采用16 锰钢,直径为 $\varnothing 32$,长度2.5 m,间距 $0.8\text{ m}\times 0.8\text{ m}$,方型布置,钢材力学参数: $\tau_m=312$ MPa,弹性模量 $E_m=200$ GPa。

利用式(7)计算可得加固前塑性区半径 $r_p=6.598$ 1 m;加固后按经验取 $\eta=3.0$,这里要说明的是加固系数 η 的取值对于不同岩体是不一样的,由式(10)得 $k=1.560$ 1,代入公式(11)得 $R_p=6.385$ 7 m,塑性区半径比加固前的6.598 1 m减小了21.24 cm,围岩塑性区域厚度由原来的59.81 cm减小到38.57 cm,说明锚杆支护起到显著效果;此外,若调整锚杆间距为 $0.4\text{ m}\times 0.4\text{ m}$,通过计算可得 $R_p=6.063$ 9 m $\approx r_a=6.0$ m,说明此时洞周几乎没有塑性区的出现。

对比支护前后的塑性区厚度的变化,结合计算公式进行分析,结果表明:对于锚杆支护下的深埋圆形洞室,塑性区半径的大小不仅跟岩石本身的特性有关,而且跟锚杆各项力学性能指标及布置方式都存在相互关系。在深埋洞室的设计和施工中,围岩自身条件一定的情况下,采用锚杆支护来约束围岩的变形,提高围岩自承能力可以达到较好的效果,这与工程实践中得到的结论是一致的。

4 结 语

笔者根据无支护下深埋圆形洞室的塑性区半径的经典计算公式,变换得到洞室塑性区半径 r_p 与围岩单轴抗压强度 R_c 和黏聚力 c 之间的关系式,同时得出 c 对 r_p 的影响敏感性比 φ 对 r_p 的影响敏感性强的结论,并在现有黏结式锚杆支护机理研究的基础上,建立了加固后塑性区半径 R_p 与围岩各项力学参数及锚杆的截面积、力学参数及布置间距之间的关系式,对实际工程中估算围岩塑性区域厚度和初步制定锚杆支护方案具有指导意义。此外,对于 $\lambda\neq 1$

及非圆形洞室支护条件下的塑性区半径求解,对于加固系数 η 在不同岩体中的取值试验研究,以及锚杆不同指标参数及布置情况对塑性区半径大小的影响敏感度分析都需要在进一步的研究工作中展开。

参考文献:

- [1] 李宁,陈蕴生,陈方方,等. 地下洞室围岩稳定性评判方法新探讨[J]. 岩石力学与工程学报,2006,25(9):41-44.
LI NING, CHEN YUN-SHENG, CHEN FANG-FANG, et al. Research on tunnel stability criterion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006,25(9):41-44.
- [2] 尹光志,王登科,张东明. 高应力软岩下矿井巷道支护[J]. 重庆大学学报:自然科学版,2007,30(10):87-91.
YIN GUANG-ZHI, WANG DENG-KE, ZHANG DONG-MING. Research and practice of roadways supporting of mine in view of high geo-stress soft rock [J]. Journal of Chongqing University: Natural Science Edition, 2007, 30(10):87-91.
- [3] 于学馥,郑颖人,刘怀恒,等. 地下工程围岩稳定分析[M]. 北京:煤炭工业出版社,1983.
- [4] 重庆建筑工程学院,同济大学. 岩体力学[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1981.
- [5] 重庆建筑工程学院,同济大学,哈尔滨建筑工程学院,等. 岩石地下建筑结构[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1982.
- [6] 徐芝纶. 弹性力学简明教程[M]. 北京:高等教育出版社,2002.
- [7] 周勇,朱彦鹏. 黄土地区框架预应力锚杆支护结构设计参数的灵敏度分析[J]. 岩石力学与工程学报,2006,25(增刊):36-42.
ZHOU YONG, ZHU YAN-PENG. Sensitivity Analysis of Design Parameters of Grillage Supporting Structure With Prestressed Anchor in Loess Region. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(z1):36-42.
- [8] 王焕文,王继良. 锚喷支护[M]. 北京:煤炭工业出版社,1986.
- [9] ZHANG YONG-JUN, AN LI-QIAN, REN RUN-HOU, et al. Experimental study on deformation of surrounding rock with infrared radiation[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2005, 15(4):329-333.
- [10] 孙统立,肖志乔. 任意岩石锚杆计算模型及其算法[J]. 地下空间与工程学报,2006(2):221-224.
SUN TONG-LI, XIAO ZHI-QIAO. The effective calculation method of rock bolt in geotechnical engineering[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2006(2):221-224.