

DOI: 10.11779/CJGE201607019

基于 Duncan–Fama 收敛曲线的隧道结构安全系数计算

刘少峰, 苏永华, 李 帅

(湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘 要: 首先基于 Duncan–Fama 收敛函数及锚杆、喷射混凝土与金属网等支护单元特征函数, 建立圆形巷道围岩收敛–约束关系曲线, 同时建议非圆形断面巷道转化为圆形断面的适用方法, 并剖析收敛–约束曲线所涵盖的围岩与支护体系间的动态发展关系。然后引入隧道洞壁径向位移沿隧道径向的开挖间隔的变化规律曲线, 与收敛–约束曲线相结合从而共同形成岩体的开挖、支护与信息反馈的动态发展关联过程。最后, 建议了隧道围岩稳定安全系数计算表达式, 探讨了相关支护时机确定方法, 并分析隧道开挖后其支护起始位置对围岩约束力的影响。基于上述成果, 探讨了现有的根据岩体分级类比的地下结构支护设计方法不能定量评价其安全程度的缺陷。通过两个工程实例, 详细说明所构建方法的操作和运行过程, 并初步验证了其有效性。

关键词: Mohr–Coulomb 准则; 收敛曲线; 支护结构特征曲线; 收敛–约束原理; 稳定性系数

中图分类号: U451

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2016)07-1307-09

作者简介: 刘少峰(1986-), 男, 博士研究生, 主要从事岩土工程与地下工程结构方面的研究。E-mail: mrsfliu@126.com。

Calculation of safety factor of tunnel structure based on Duncan-Fama convergence curve

LIU Shao-feng, SU Yong-hua, LI Shuai

(College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: Firstly, convergence-confinement curve of circular tunnel surrounding rock is established based on the Duncan-Fama convergence function and characteristic functions for rock bolt, shotcrete and metal net. Meanwhile, how to convert noncircular section into circular section of a tunnel is solved, and the dynamic development relationship between the surrounding rock and the supporting system based on the convergence-confinement curve is also analyzed. Then, the longitudinal deformation profile (LDP) is introduced and the development process of excavation, support and information feedback about rock mass is formed in conjunction with the convergence-confinement curve. Finally, the expressions for stable safety factor of tunnel surrounding rock are proposed, and the method for determining the relevant supporting time is discussed. The effect of the initial location of the supporting system on constraining force of rock mass after tunnel excavation is analyzed. Using the above mentioned achievements, the existing shortage that the design method for support of underground structure based on classification system of rock mass can not quantitatively evaluate the degree of safety is investigated. Two practical cases show the implementation of the proposed method, and its availability is also verified.

Key words: Mohr–Coulomb criterion; convergence curve; supporting structure characteristic curve; convergence-confinement principle; stability coefficient

0 引 言

通常隧道支护体系中岩体为主承载单元, 支护结构为辅, 而隧洞在开挖后, 次生应力的产生及发展状况是考验支护体系的关键因素, 若围岩仅因施工问题产生一定的掉块, 则仍认为其处于弹性状态而仅需要进行相应的防护措施。但随着中国目前在建隧洞埋深愈加增大和所处环境愈加复杂, 基于大量工程勘探资料及室内模型试验, 表明次生应力在发展过程中导致围岩大变形, 为此需要构筑相应的围岩支护体系^[1-3]。

但受制于岩体力学参数复杂, 围岩变形机理不确定, 支护体系力学特性差异及施工环境影响, 地下工程支护结构与地面结构相比具有很大差异性, 使得目前《公路隧道设计规范》^[4]、《铁路隧道设计规范》^[5]、《水工隧洞设计规范》^[6]、《锚杆喷射混凝土支护技术规范》^[7]等规范中, 规定采用以围岩分级经验类比为主, 再以

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51378195, 51578232)

收稿日期: 2015-07-06

数值模拟得到其力学分布状况为辅的设计途径,该过程使地下结构无法像建筑工程结构一样,对其稳定分析有明确的操作过程与评价指标。①根据课题组多年工程经验及与地下结构相关设计人员交流发现,由于缺少相应的安全评价方法,如隧道围岩稳定程度即安全系数,支护结构的抗力富余量等,使地下工程在设计上仍然有很大的不确定性,如何根据地下工程设计资料,对其稳定安全程度进行一个明确的定量分析急需解决;②岩体作为主承载结构,在支护设计时应尽量考虑围岩自身的稳定能力,允许围岩有一定的变形,因此,初期支护应尽可能为柔性支护,以使围岩与支护结构共同变形与承载,而隧洞开挖后,大多数是相间一个工作断面的距离即开始支护工作,如锚杆、钢拱架等支护单元安装,但支护的起始位置如何选取不易确定,一般根据施工作业水平及经验进行,同样对于支护起始位置及支护后期效果的反馈没有合理的定量分析方法^[8-10]。

为解决上述问题,本文尝试建立一种针对隧道工程结构稳定性解析分析方法及评价指标。研究的基本思路如下:根据地下工程开挖扰动响应原理,利用 Mohr-Coulomb 岩体材料失效准则,基于 Duncan-Fama 方法形成地下工程围岩特征函数及曲线;以锚杆、喷射混凝土或钢筋网等复合支护力学机理为基础,通过并联模型,导出组合支护结构的特征函数;基于等代圆方法,将非圆形断面洞室收敛曲线转化为圆形洞室收敛曲线;基于收敛曲线和支护结构特征曲线,利用收敛-约束原理推出支护结构稳定性系数计算方法;基于隧道洞室纵向变形规律曲线,联合收敛-约束方法建立隧道围岩支护时机评价机制,以定量分析支护时机对围岩稳定程度的影响。最后通过两个工程案例的分析,详细示范该方法的实现过程。

1 围岩响应特征函数及刚/柔性支护探讨

1.1 围岩响应特征函数

Duncan-Fama^[11]将塑性力学中的关联流动理论引入隧道开挖力学响应分析中,再基于 Mohr-Coulomb 失效准则建立了隧道围岩收敛方程,该方程为考虑塑性扩容的围岩塑性区位移表达式,表述洞周径向位移和围岩压力之间的关系。

假设圆形隧道的开挖半径为 r_i ,隧道所在地层原岩应力为 p_0 ,支护压力为 p_i ,当在支护压力 p_i 小于临界支护力 p_i^{cr} 的情况下,隧道周边岩体发生破坏,则 p_i^{cr} 可定义为

$$p_i^{\text{cr}} = (2p_0 - \sigma_c) / (1 + k), \quad (1)$$

式中,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}, \\ k &= \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

其中, c , φ 分别为洞室周边岩体的黏聚力和内摩擦角, σ_c 为完整岩体单轴抗压强度。

若 $p_i \geq p_i^{\text{cr}}$, 围岩处于弹性状态且隧道周边弹性位移 u_r^{el} 为

$$u_r^{\text{el}} = \frac{r_0(1+\nu)}{E}(p_0 - p_i), \quad (3)$$

式中, E 为变形模量, ν 为泊松比。

若 $p_i \leq p_i^{\text{cr}}$, 部分围岩进入塑性状态, 出现破裂区, 其相应的洞室周边塑性半径和位移分别为

$$r_p = r_i \left[\frac{2p_0(k-1) + 2\sigma_c}{(1+k)[(k-1)p_i + \sigma_c]} \right]^{\frac{1}{k-1}}, \quad (4)$$

$$u_r^{\text{pl}} = \frac{r_i(1+\nu)}{E} \left[2(1-\nu)(p_0 - p_i^{\text{cr}}) \left(\frac{r_p}{r_i} \right) - (1-2\nu)(p_0 - p_i) \right]. \quad (5)$$

结合式(1)、(2)和(5)可得

$$u_r^{\text{pl}} = \frac{r_i(1+\nu)}{E} \left[2(1-\nu)(p_0 \sin \varphi + c \cos \varphi) \cdot \left(\frac{(1 - \sin \alpha)p_0 + c \cot \varphi}{p_i + \cot \varphi} \right)^{\frac{1 - \sin \varphi}{\sin \varphi}} (1 - 2\nu)(p_0 - p_i) \right]. \quad (6)$$

式(6)为基于塑性流动理论得出的隧道周边位移 u_r^{pl} 与支护压力 p_i 的解析关系,也就是由 Duncan-Fama 建立的基于塑性力学理论的收敛函数。

式(6)即为当确定了地层力学参数及地应力场后,在支护结构提供的实际支护力 p_i 小于临界支护力 p_i^{cr} 的情况下,隧道周边位移 u_r^{pl} 与支护压力 p_i (荷载)的解析关系,也就是基于 Mohr-Coulomb 失效准则建立的收敛函数(方程),其相应的以 $u_r^{\text{pl}} - p_i$ 关系曲线称为收敛曲线。根据收敛曲线,当 $p_i = 0$ 时,可以得到无支护条件下的围岩的最大变形 u_r^{max} 。

式(6)展示的收敛函数是基于圆形断面隧道建立的。对于非圆形断面,如常见的半圆形和马蹄形断面,通常采用的处理方法是按某种等价标准换算为代理圆形断面,有时将这种等代称为非规则断面形状的规范化^[12-13],选用匹配的转换方法对围岩中的变形、应力、应变分布影响很小,与实测结果及数值模拟分析结果非常接近,例如,对于半圆形隧道(如图1(a)所示),其等代圆半径 R 取高度 h 和跨度 b 之和的 1/4 (按式(7a)计算)。对于马蹄形断面取外接圆半径(如图1(b)所示),其确定公式为式(7b)。相关文献总结了上述转化过程具有较高的精确性,同

时其他形状的断面转化过程也能在文献中找到转化公式, 限于篇幅不再详述^[14]。

$$R = (h + b)/4 \quad , \quad (7a)$$

$$R_0 = \sqrt{h^2 + (b/2)^2} / 2 \cos[\tan^{-1}(2h/b)] \quad (7b)$$

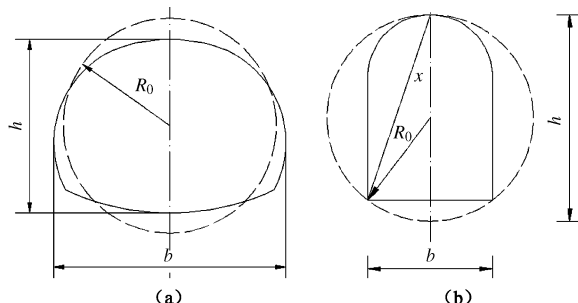


图 1 等代圆半径计算简图

Fig. 1 Calculation of equivalent circle radius

1.2 隧道围岩刚/柔性支护探讨

刚度大的支护结构虽然能够承受较大的围岩压力,但在同一断面设置不同刚度的两组支护结构时(如图 2 中支护起始位置 u_0),则支护结构刚度越大,其与围岩共同作用达到平衡点时的支护压力越大(如图 2 中 A, B 两点所分别对应的围岩压力 P_1, P_2 ,其中 $P_1 > P_2$)。由于柔性支护刚度较小,能有效地发挥围岩自承能力,作用机理为支护单元能紧贴围岩或深入到岩体内部,允许围岩有一定变形而不破坏,甚至同被加强的岩体作整体运动时仍能保证相当大支护抗力的支护措施,包括锚杆支护、喷射混凝土支护及喷锚(网)复合支护等。

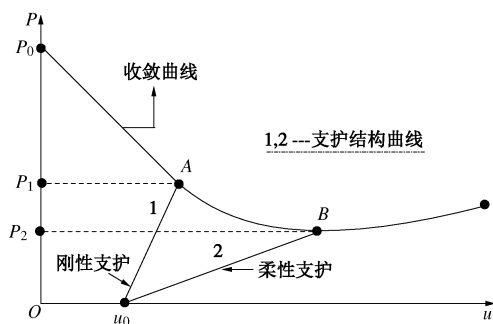


图 2 围岩与支护结构关系示意图

Fig. 2 Relationship between surrounding rock and supporting structure

2 锚喷支护结构特征方程

在实际工程中通常采用柔性支护以节约成本,而锚喷复合支护形式在目前公路、铁路等交通隧道及地下工程中最为常见,本章以该复合支护结构研究支护特征方程的推演方法。

2.1 支护单元特征方程

在支护理论发展中, Rabcewicz 等^[15]提出了圆形巷道按组合拱原理进行锚喷加固设计的方法, 根据隧道断面剪切破坏原理, 如图 3 所示, 可以得出相关的支护单元力学表达式^[16]。

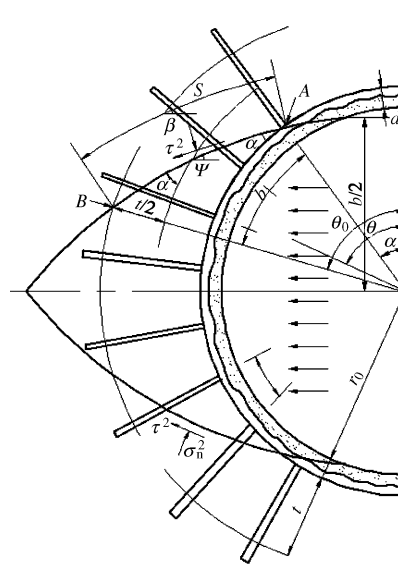


图 3 剪切破坏原理示意图

Fig. 3 Schematic diagram of shear failure mechanism

喷射混凝土最大支护力为

$$p_{\text{shot}} = \frac{\tau_c t_c}{[r; \cos(\pi/4 - \varphi/2) \sin \alpha_c]} \quad , \quad (8)$$

式中, τ_c 为喷射混凝土抗剪强度, 通常取抗压强度的 20%~43%, t_c 为喷层厚度, α_c 为喷射混凝土剪切破坏角, 通常取 $\alpha_c = 30^\circ$, r_i 为隧道半径, φ 岩石内摩擦角。

锚杆最大支护力为

$$p_{\text{bolt}} = T_{\text{bf}} (\cos \alpha - \cos \theta_0) / (S_c S_l \cos \alpha) \quad , \quad (9)$$

$$\alpha = \pi/4 - \varphi/2 \quad , \quad (10)$$

$$\theta_0 = \alpha + \ln[(r_i + t)/r_i]/\tan \alpha \quad , \quad (11)$$

$$t = (r_i + l) \left[\sin\left(\frac{S_c}{2r_i}\right) \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{S_c}{2r_i}\right) + \frac{\cos(S_c/2r_i) - \sin(S_c/2r_i)}{\cos(\pi/4 + S_c/2r_i) - r_i} \right], \quad (12)$$

式中, T_{bf} 为锚杆抗拔试验中最终破坏荷载, S_c 为锚杆环向平均间距, S_l 为沿隧道轴向平均间距, α 为岩石剪切破坏角, θ_0 为岩石滑坡线最大倾角, t 为岩石承压拱厚度。

金属网最大支护力为

$$p_{\text{net}} = \frac{\tau_{\text{m}} F_{\text{m}}}{[r \cos(\pi/4 - \varphi/2) \sin \alpha_{\text{m}}]} \quad , \quad (13)$$

式中, τ_m 为金属网所用材料抗剪强度, F_m 为沿巷道

轴线方向单位长度金属网横截面积, α_m 为金属网所用材料剪切角。

岩石承压拱最大支护力为

$$p_{\text{rock}} = 2a(\tau_r \cos \psi - \sigma_r \sin \psi) / b, \quad (14)$$

$$a = r_i \{ \exp[(\theta_0 - \alpha) \tan \alpha] - 1 \} / \sin \alpha, \quad (15)$$

$$\psi = \ln[(r_i + t) / r_i] / (2 \tan \alpha), \quad (16)$$

$$\tau_r = (\sigma_1 - \sigma_3) \cos \varphi / 2, \quad (17)$$

$$\sigma_r = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \varphi / 2, \quad (18)$$

式中, a 为岩石承压拱内滑移迹线长度, ψ 为岩石承压拱内滑移迹线平均长度, τ_r 为楔形滑体滑动面上剪应力, σ_r 为滑动面上正应力。

2.2 组合支护结构特征方程

复合支护形式即组合结构在支撑洞室稳定过程中作为一个整体共同发挥作用, 在支护体系极限变形范围内与围岩形成一个约束过程, 直到围岩变形超过极限变形则地下工程结构达到破坏。作为工程分析方法, 不但要求方法简单实用, 还要具有足够的安全性, 由于围岩-支护系统组成较为复杂, 极限分析受到多种因素限制, 为近似的分析问题, 将各个支护结构的最大支护力相加, 得到锚喷复合支护的总支护力为^[13]

$$p_{\text{com,lim}} = \sum_{i=1}^n p_i = p_{\text{shot}} + p_{\text{bolt}} + p_{\text{rock}} + p_{\text{net}}. \quad (19)$$

按照并联结构整体稳定判定原则, 组合支护结构允许变形由各个支护单元中允许变形中最小的支护单元决定。设组合支护结构变形量为 $u_{\text{com,lim}}$,

$$u_{\text{com,lim}} = \min \{ u_{\text{shot,lim}}, u_{\text{bolt,lim}}, u_{\text{rock,lim}}, u_{\text{net,lim}} \}. \quad (20)$$

显然, 其中喷射混凝土刚度最大, 从而允许的极限变形最小。而隧道结构稳定的前提是其中各个支护单元没有破坏, 即复合支护结构在围岩二次应力释放过程中极限变形若超出喷射混凝土允许的极限变形 $u_{\text{shot,lim}}$, 则表示支护结构失效, 因此, 根据上述概念可以得出其支护抗力 $p_{\text{com,lim}}$ 与其变形的关系, 即特征函数为

$$p_{\text{com,lim}} = K u_{\text{com,lim}}. \quad (21)$$

式中, K 为复合支护结构的整体刚度, 在围岩与支护关系图上则表示支护特征曲线的斜率(支护力/位移), 由于该值受到支护结构本身材料的多样性及相互之间力学传递机理的复杂性而难以确定, 而喷射混凝土允许的极限变形 $u_{\text{shot,lim}}$ 则可以根据喷射混凝土的刚度 k_{shot} 求出, 即

$$u_{\text{shot,lim}} = p_{\text{shot}} / k_{\text{shot}}. \quad (22)$$

按照文献[17], 喷射混凝土刚度方面, 当其厚度大于4%的断面半径时, 可假设其为一弹性厚壁筒(否则可按薄壁筒处理)。按弹性厚壁筒原理, 则可导出其刚度 k_{shot} 为

$$k_{\text{shot}} = \frac{E_{\text{con}}}{1 + \nu_{\text{con}}} \cdot \frac{r_i^2 - (r_i - t_{\text{shot}})^2}{r_i \left[(1 - 2\nu_{\text{con}}) r_i^2 + (r_i - t_{\text{shot}})^2 \right]}, \quad (23)$$

式中, E_{con} , ν_{con} , t_{shot} 分别为喷射混凝土弹性模量, 泊松比及厚度。

至此, 通过式(22)求出喷射混凝土极限变形 $u_{\text{shot,lim}}$ 即复合支护结构的极限变形 $u_{\text{com,lim}}$, 则带入式(20), (23), 便确定了绘制出支护结构特征曲线所需要的参数。

3 结构稳定性系数建立方法及实施步骤

3.1 开挖面空间效应

收敛-约束方法是基于围岩与支护相互作用理论, 如图4所示, 包含收敛函数(曲线), 支护结构特征函数(曲线)及纵向变形规律函数(曲线)3个关键因素。

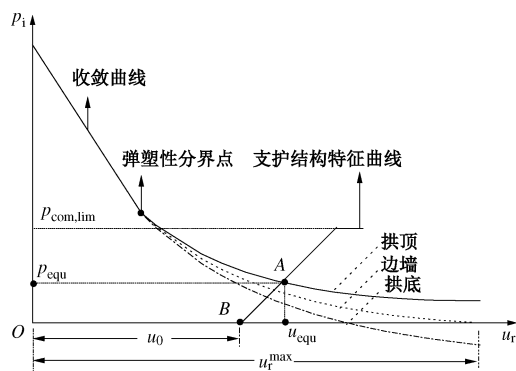


图4 围岩与支护结构收敛-约束关系示意图

Fig. 4 Relationship of convergence-confinement between surrounding rock and supporting structure

当隧道围岩进入塑性发展阶段后, 松散岩石体自重和次生应力场均能引起巷道变形, 由于两帮的应力和变形在很大程度上不受巷道破碎围岩自重的影响, 因此可将顶板和底板的支护压力 p_i 增大或减小, 即此时纵坐标表达式为^[18]

$$p_i^* = p_i + \gamma(R_{\text{pl}} - R), \quad (24a)$$

$$p_i^* = p_i, \quad (24b)$$

$$p_i^* = p_i - \gamma(R_{\text{pl}} - R), \quad (24c)$$

式中, γ 为围岩重度, R_{pl} 为塑性区半径。在收敛-约束图中支护结构特征曲线起点 B (图3中 B 点 $(u_0, 0)$), 相应地组合支护结构特征曲线方程形式为

$$p_{\text{com}} = K(u_r^{\text{pl}} - u_0). \quad (25)$$

进入塑性阶段后收敛曲线逐渐发展为3条分别代表顶板、两帮、底板的支线(图4中实线、点线、间断线), 此时支护特征曲线将与之交汇于3点, 这3点分别代表各自的支护抗力与周边位移的平衡状态,

该方法能显著揭示洞室周边围岩与支护结构动态发展状态, 同时能够对破碎岩体的自重做出合理估计。由于塌落拱的存在 (如图 5, 6 所示), 大部分隧道围岩破裂是从拱顶开始, 支护抗力必须满足其要求, 为安全考虑, 构建收敛-约束曲线时, p_{equ} 应取支护特征曲线与代表拱顶的地层特征曲线交汇点所对应的支护压力值, 如图 4 中 A 点所示, 其力学表达式应该加上塌落拱所造成的附加荷载 (式 24 (a))。对于深部隧道围岩, 塌落拱所造成的影响不大, 但对于浅部隧道, 应该重点考虑其影响。

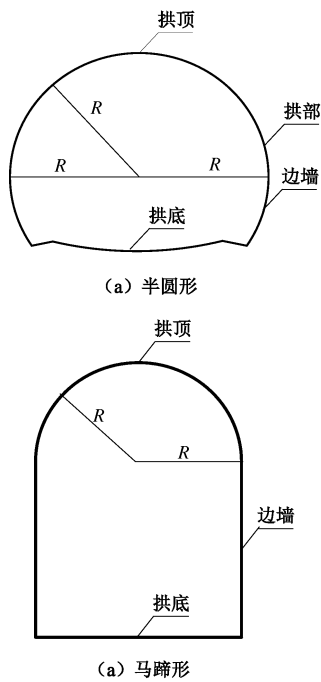


图 5 两种常见隧道断面示意图

Fig. 5 Schematic diagram of two kinds of tunnel sections

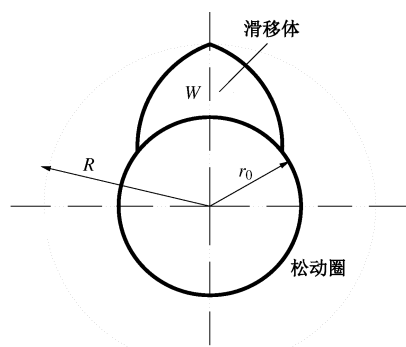


图 6 松动区滑移体示意图

Fig. 6 Schematic diagram of loose zone of sliding body

3.2 结构稳定性系数计算

根据稳定性系数的一般计算原理, 安全系数为结构抗力与荷载之比。由地下结构力学地层围岩与支护结构相互作用变形协调原理知, 当地层围岩次生应力与支护结构产生的抗力相等达到平衡, 围岩与支护结

构处于稳定状态 (如图 4 中支护特征曲线与地层特征曲线交接点 A)。此时, 围岩压力 p_{com} , 也就是组合结构所承受的荷载 p_{equ} (具体实现程序见实例分析)。在式 (21) 已经确定了支护结构的极限承载能力 $p_{\text{com,lim}}$ 。则支护结构的安全盈余 Δp_{com} 及稳定性系数 F_s 分别为

$$\Delta p_{\text{com}} = p_{\text{com,lim}} - p_{\text{equ}}, \quad (26)$$

$$F_s = p_{\text{com,lim}} / p_{\text{equ}}. \quad (27)$$

另外, 由式 (6)、(26) 联立方程组, 亦可解出 p_{equ} , 然后按式 (27) 计算稳定性系数 F_s 。

3.3 支护时机对围岩稳定性的影响

在隧道的整个支护体系中, 围岩是承载结构的一部分, 施工中要合理利用其自身承载能力, 保持围岩的稳定。隧道开挖爆破时, 难免会对隧道围岩产生一定的扰动, 允许围岩有一定的变形, 该变形以不大于隧道断面半径的百分之一为宜。

而隧道初期支护主要目的为封闭节理裂隙, 初期支护尽量做成柔性, 充分发挥围岩自身承载能力。因此, 一个合理的支护起点位置, 即能满足开挖过程中应力释放又能充分发挥支护单元的抗力, 对隧道安全稳定有重要影响。支护起点位置主要由两个工作面间的相隔距离决定, 即一个开挖循环。纵向变形规律函数 (图 7 中纵向变形规律曲线) 能直观的反应支护起始位置与撑子面距离 l 之间的关系, 即未支护隧道洞壁径向位移沿隧道径向的变化规律, 其关系函数由 Hoek^[12]、Carranza-Torres 等^[13]研究者拟合的下式具有较好的准确性:

$$u_0 = u_r^{\max} [1 + \exp(-(l/(1.1R)))]^{-1.7}, \quad (28)$$

式中, l 为开挖后未安装支护结构隧道段离开挖面的距离, 其他符号意义同前。

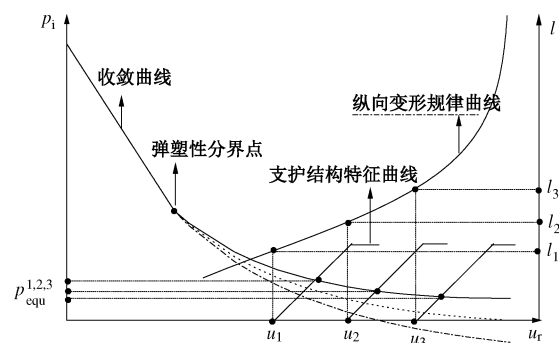


图 7 支护结构安装时机示意图

Fig. 7 Time for installation of supporting structure

图 7 展示支护结构起始位置与隧道段开挖距离即一个工作循环的关系, 结合上节结构稳定性系数计算方法, 发现不同的支护时机, 对安全稳定余量也有不同影响。支护过早, 在围岩爆破后应力释放而形成二

次应力的过程中,没有充分利用围岩自稳能力,支护结构所承受的围岩压力就越大,则此时安全余量较小,由图7可以清楚的表达该过程。 u_1 , u_2 , u_3 分别代表3个不同的起始位置,其依据为图示右边纵轴所表示的 l (开挖后未安装支护结构隧道段离开挖面的距离)的大小来决定。由该图示关系,即可直观的描述支护时机对隧道围岩稳定程度的影响。

3.4 隧道围岩稳定分析定量评价方法实施步骤

根据前文所述,总结隧道围岩稳定分析定量评价方法实施步骤如下所述:

(1) 根据1.1节所述公式,建立圆形隧道围岩收敛,非圆形断面可以根据式(7)进行相应转换。若埋深较大,初始应力 p_0 需要考虑构造应力场的影响,在应力实测无法开展情况下,可以按照文献[18]所给出的经验方法,其计算精度已经获得相关岩石试验验证,同时根据隧道情况需依据式(24)考虑塌落拱的影响,适当对坐标轴进行加减。

(2) 选择合理的支护单元,并根据2.1节公式建立支护结构特征曲线,将两者曲线在同一示意图上表示,即为该隧道的收敛-约束曲线。

(3) 根据3.3节公式确定 l_1 , l_2 , l_3 的数值,作其横向延长线与纵向变形规律函数曲线之交点,为便于分析本文取3, 6, 9 m,然后根据该节方法确定横坐标值即隧道围岩周边位移 u_1 , u_2 , u_3 。

(4) 判断 u_1 , u_2 , u_3 是否在合理变形范围之内,若在,则选取 u_1 , u_2 , u_3 作为隧道围岩的起始位置,若周边位移超出要求,则减小 l 的数值,按照上述方法再次确定。

(5) 根据收敛-约束曲线中支护特征曲线与收敛曲线交接点,分别确定 u_1 , u_2 , u_3 所对应的 P_{equ1} , P_{equ2} , P_{equ3} 数值,然后根据式(27)即可得安全系数 F_{s1} , F_{s2} , F_{s3} 。

(6) 分析比较 F_s 数值,此时为两种情况:① $F_{s1} > 1$,表明所取支护单元对于隧道围岩稳定有显著影响,若安全富余量充足,则支护起始位置、支护单元选取与设计合理,若安全富余量偏少,可以对开挖断面间隔做适当调整,也可以增加支护结构的极限承载力;② $F_{s1} \leq 1$,表明此时隧道安全程度处于临界状态或存在欠安全状态,无论哪种状态都需要对设计采取修正,可以扩大隧道施工断面间隔,重新确定支护起始位置,若此时支护起始位置满足要求,则重新计算安全系数,满足 $F_{s1} > 1$,则修正成功。若仍不满足,而此时隧道施工断面间隔若超出合理范围,围岩本身承载力及支护单元支护力已不能满足要求,则需要对支护体系进行重新设计,如增加支护单元,增大支护结构极限承载力等,待重新设计完毕后可以按照上述

步骤再次验算。

4 工程实例分析

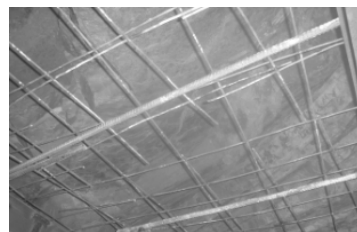
4.1 实例1

(1) 工程背景

某公路越岭隧道开挖断面为曲墙拱形,开挖高度为8.6 m,最大跨度为11.6 m。按照式(7a)等代圆半径为5.05 m,最大覆盖层厚度为700 m左右。根据支护设计,初期喷锚+金属网为主要承载结构,外加素混凝土衬砌作为防护和安全储备(如图8所示),支护效果及稳定状况基本情况简要论述如后。其中:岩体弹性模量 $E_i=10$ GPa;泊松比 $\nu=0.29$;原岩应力场按文献[18]方法求得 $p_0=8.09$ MPa,黏聚力 $c=1.2$ MPa,内摩擦角 $\varphi=40^\circ$ 。



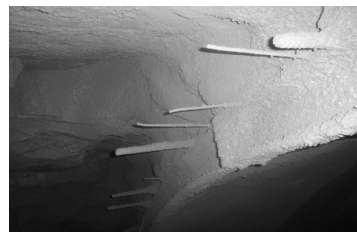
(a) 拱顶岩体状况图



(b) 拱顶金属网施工



(c) 两帮锚杆施工图



(d) 喷射混凝土施工

图8 工程实例隧道支护结构实景图

Fig. 8 Supporting effect for tunnel of case studies

围岩支护单元材料物理学参数为:锚杆极限荷载 $T_{\text{bf}}=0.196$ MN;喷射混凝土弹性模量 $E_{\text{con}}=25$ GPa,弯曲抗压强度 $\sigma_{\text{con}}=16.5$ MPa,泊松比 $\nu_{\text{con}}=0.2$;金属

网所用材料抗剪强度 $\tau_m=228\text{ MPa}$,沿巷道轴线方向单位长度金属网横截面积 $F_m=0.003\text{ m}^2$,金属网所用材料剪切角 $\alpha_m=30^\circ$ 。

该隧道支护设计为:系统锚杆环向平均间距为1 m,沿隧道轴向间距为1 m,平均长度为3 m,挂金属网,喷射混凝土厚度15 cm。根据前述第2节研究和有关公式计算得到:锚杆的极限承载能力 $p_{\text{lim,bolt}}=0.148\text{ MPa}$;喷射混凝土的极限承载能力 $p_{\text{lim,shot}}=0.145\text{ MPa}$,极限变形 $u_{\text{lim,shot}}=3.083\text{ mm}$;岩石承压拱的极限承载能力 $p_{\text{lim,rock}}=0.064\text{ MPa}$;金属网的极限承载能力 $p_{\text{lim,net}}=0.282\text{ MPa}$;则喷射混凝土+锚杆+金属网的组合式支护结构的联合刚度允许极限变形 $u_{\text{com,lim}}=3.083\text{ mm}$,极限抗力 $p_{\text{com,lim}}=0.639\text{ MPa}$ 。

(2) 计算结果分析

根据第 1 节所述相关公式,可求得围岩完整岩体单轴抗压强度 $\sigma_c=5.147\text{ MPa}$,无量纲参数 $k=4.599$;围岩最低临界支护力 $p_i^{\text{cr}}=1.971\text{ MPa}$,最大塑性半径 $R_{\text{pl,max}}=6.424\text{ m}$,隧道最大周边位移 $u_r^{\text{max}}=6.974\text{ mm}$ 。

根据上述资料绘制隧道的收敛-约束图,一个工作循环分别取3, 6, 9 m,其分别所对应的支护起始位置 u_0 也不同。从图9中,可以看到,其支护稳定程度与支护起始位置密切相关,例如本工程实例在掘进3 m后进行支护,隧道段稳定性系数约等于1,几乎处于临界状态。原因可能为支护过早,围岩经受爆破、开挖后,还处于初始应力向应力重分布调整阶段。此时支护没有充分利用围岩自稳能力,即使支护单元选择高强度,支护设计选择高密度来增强其支护抗力,但围岩在向二次应力调整过程中产生变形时,需要较高的支护抗力来阻止围岩此时的变形能力,在该阶段支护易造成失稳破坏。在收敛-约束图中可以显著看到围岩进入塑性变形后逐渐趋于稳定,所需的支护抗力也逐渐减少到一个合理的范围内,因此选择一个适宜的支护起始位置十分必要。

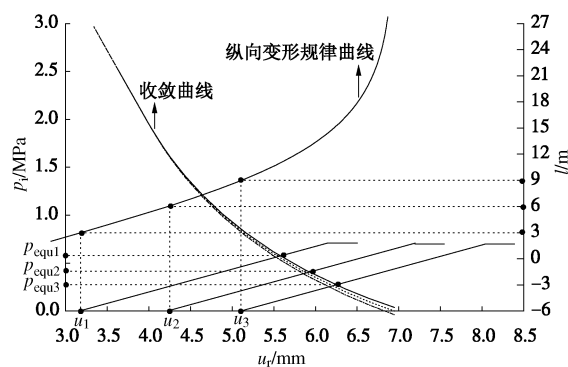


图 9 实例 1 围岩收敛-约束示意图

Fig. 9 Convergence-confinement curves for surrounding rock of case one

表 1 隧道围岩稳定性系数计算结果

Table 1 Calculated results of safety factor of tunnel surrounding rock

<i>l</i> / m	<i>u</i> ₀ / mm	<i>P</i> _{equ} / MPa	<i>P</i> _{com,lim} / MPa	Δ <i>P</i> _{com} / MPa	<i>F</i> _s
3	3.188	0.526	0.639	0.113	1.21
6	4.252	0.394	0.639	0.245	1.62
9	5.126	0.273	0.639	0.366	2.34

根据隧道围岩稳定性系数计算结果(表1),可以定量描述支护结构对隧道洞室开挖后稳定性程度影响的大小,同时基于该方法能够综合评价支护时机不同所产生的洞室稳定性程度的大小,即最佳支护时机的择取问题,具有显著的工程参考意义。如基于该工程实例,围岩最大周边位移 $u_r^{\text{max}}=6.974\text{ mm}$,该变形没有超出隧道断面半径的1%,仍在一个很小范围之内。根据开挖相隔工作断面分别取3, 6, 9 m,其所对应的支护起始位置在收敛-约束图上所表示的坐标为(3.188, 0), (4.252, 0), (5.126, 0),而对应的安全系数分别为1.21, 1.62, 2.34。显然,过早支护使得岩体作为主承载单元所本应该发挥出的功能无法充分展示,因而支护效果并不一定理想。根据图9及计算结果,若按照30%~50%安全储备量,则本工程实例的最佳支护时机大致为掘进6~7 m之间,具体地应结合收敛-约束图与工程实际状况而定。

4.2 实例 2

(1) 工程背景

某公路隧道的断面、最大跨度、开挖高度及经过等代圆方法所得隧道半径均与实例 1 相同,其中:岩体弹性模量 $E_r=10\text{ GPa}$;泊松比 $\nu=0.29$;原岩应力场按文献[18]方法求得 $p_0=7.82\text{ MPa}$;黏聚力 $c=1.0\text{ MPa}$;内摩擦角 $\varphi=35^\circ$ 。该实例采用锚杆+喷射混凝土支护,其材料力学性质同实例 1 相同。

该隧道支护设计为:系统锚杆环向平均间距为1 m,沿隧道轴向间距为1 m,平均长度为3 m,喷射混凝土厚度15 cm。根据前述第2节研究和有关公式计算得到:锚杆的极限承载能力 $p_{\text{lim,bolt}}=0.136\text{ MPa}$;喷射混凝土的极限承载能力 $p_{\text{lim,shot}}=0.111\text{ MPa}$,极限变形 $u_{\text{lim,shot}}=3.083\text{ mm}$;岩石承压拱的极限承载能力 $p_{\text{lim,rock}}=0.055\text{ MPa}$;则喷射混凝土+锚杆的组合式支护结构的联合刚度允许极限变形 $u_{\text{com,lim}}=3.083\text{ mm}$,极限抗力 $p_{\text{com,lim}}=0.302\text{ MPa}$ 。

(2) 计算结果分析

根据第一节所述相关公式,可求得围岩完整岩体单轴抗压强度 $\sigma_c=3.842\text{ MPa}$,无量纲参数 $k=3.690$;最低临界支护力 $p_i^{\text{cr}}=2.515\text{ MPa}$,最大塑性半径 $R_{\text{pl,max}}=7.367\text{ m}$,隧道最大周边位移 $u_r^{\text{max}}=8.302\text{ mm}$ (图10)。

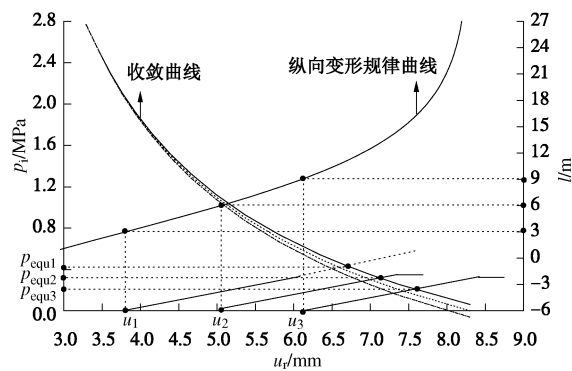


图 10 实例 2 围岩收敛-约束示意图

Fig. 10 Convergence-confinement curves for surrounding rock of case two

表 2 隧道围岩稳定性系数计算结果

Table 2 Calculation results of safety factor of tunnel surrounding rock

l/m	u_0/mm	P_{equ}/MPa	$P_{com,lim}/MPa$	$\Delta P_{com}/MPa$	F_s
3	3.762	0.403	0.302	-0.101	0.75
6	5.011	0.289	0.302	0.013	1.04
9	6.125	0.190	0.302	0.112	1.59

类似的，根据上述资料绘制收敛-约束图，如图 10 所示，一个工作面仍然取 3，6，9 m。隧道围岩稳定性系数计算过程与实例 1 相同，相关计算结果如表 2 所示。

基于上表所列结果可以看出，开挖相隔工作面分别取 3，6，9 m，其所对应的支护起始位置在收敛-约束图上所表示的位置分别为围岩变形为(3.762，0)、(5.011，0)，(6.125，0)，而对应的安全系数分别为 0.75，1.04，1.59。该实例在上述支护设计资料情况下，投入工程实际应用大约 1 a 后，出现了较为严重的工程问题，具体地表现为拱顶开裂严重，产生大面积漏水情况（图 11），不得不封闭隧道后重新进行相应的防护措施，带来较大的财产损失。



(a)



(b)

图 11 实例 2 所示隧道开裂情况

Fig. 11 Cracking of tunnel for case two

5 结 论

根据 Duncan-Fama 等基于 Mohr-Coulomb 失效准则建立的收敛函数的方法，以地下工程中最常用的锚喷支护结构为例，提出了地下支护结构稳定性系数计算分析的完整模式，改善了目前地下结构设计思路及表征指标等方面的不完备性。初步研究进展与相关建议如下：

(1) 基于目前常用的岩体力学参数的评估方法及 Mohr-Coulomb 失效准则，提出了圆形隧道开挖地层响应特征表达方程及最终位移推算方法，并建立非圆形洞室向圆形洞室的转化关系式。

(2) 在导出喷射混凝土、锚杆、金属网及围岩自身最大承载力基础上，基于并联体系原理，导出了组合支护结构整体极限位移、抗力计算方法及力学特征函数表达式。

(3) 构建了基于收敛-约束原理的地下锚喷支护结构整体稳定性系数计算框架和方法。在此基础上，进一步建立洞室开挖支护时机对稳定性影响大小的定量评价机制，至此形成隧洞开挖→支护设计→定量分析→合理优化→指导施工的隧道围岩整体评价方法。

(4) 通过某隧道工程实例的应用分析，完整展示了上述方法的实现过程和运行程序，为其推广应用提供了示范。

参考文献：

[1] 李利平, 李术才, 赵 勇, 等. 超大断面隧道软弱破碎围岩渐进破坏过程三维地质力学模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(3): 550 - 560. (LI Li-ping, LI Shu-cai, ZHAO Yong, et al. 3D geomechanical model for progressive failure progress of weak broken surrounding rock in super large section tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(3): 550 - 560. (in Chinese))

[2] 文竞舟, 张永兴, 王 成, 等. 钢拱架应力反分析隧道初期支护力学性能的研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(2): 170 - 175. (WEN Jing-zhou, ZHANG Yong-cheng, WANG Cheng, et al. Back analysis for the mechanical properties of initial tunnel support based on steel arch stresses[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(2): 170 - 175. (in Chinese))

[3] 苏永华, 何满朝, 高 谦. Rosenblueth 方法在软破围岩锚喷支护系统评价中的应用[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(3): 378 - 382. (SU Yong-hua, HE Man-chao, GAO Qian. Application of Rosenblueth method in evaluating stability reliability of anchor-shotcrete net support system for

- soft-fracture surrounding rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(3): 378 - 382. (in Chinese))
- [4] JTG D70—2004 公路隧道设计规范[S]. 2004. (JTG D70—2004 Code for design of road tunnel[S]. 2004. (in Chinese))
- [5] TB10003—2005 铁路隧道设计规范[S]. 2005. (TB10003—2005 Code for design on tunnel of railway[S]. 2005. (in Chinese))
- [6] S1279—2002 水工隧洞设计规范[S]. 2002. (S1270—2002 Specification for design of hydraulic tunnel[S]. 2002. (in Chinese))
- [7] GB 50086—2001 锚杆喷射混凝土支护技术规范[S]. 2001. (GB 50086 — 2001 Specifications for bolt-shotcrete support[S]. 2001. (in Chinese))
- [8] 苏永华, 何新亮, 罗正东. 基于强度折减法的隧道围岩稳定性研究[J]. 水文地质工程地质, 2014, **41**(1): 48 - 53. (SU Yong-hua, HE Xin-liang, LUO Zheng-dong, Research on the stability of surrounding rocks based on the strength reduction method[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2014, **41**(1): 48 - 53. (in Chinese))
- [9] 苏永华, 刘少峰, 王凯旋, 等. 基于收敛-约束原理的地下结构稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(11): 2002 - 2009. (SU Yong-hua, LIU Shao-feng, WANG Kai-xuan, et al, Stability analysis of underground structures based on convergence-confinement method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(11): 2002 - 2009. (in Chinese))
- [10] 来弘鹏, 林永贵, 谢永利, 等. 支护时机对软弱围岩公路隧道力学特征影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(3): 390 - 395. (LAI Hong-peng, LIN Yong-gui, XIE Yong-li, et al. Influence of supporting opportunity on stress characteristics of soft-weak surrounding rocks in highway tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(3): 390 - 395. (in Chinese))
- [11] DUNCAN Fama M E. Numerical modelling of yield zones in weakrock. Comprehensive Rock Engineering[M]. Oxford: Pergamon Press, 1993.
- [12] HOEK E. The Hoek-Brown failure criterion-a 1988 update[C]// Proc 15th Canadian Rock Mech Symp Toronto. Toronto, 1988: 31 - 38.
- [13] CARRANZA-TORRES C, FAIRHURST C. The elastoplastic 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.
- [14] 李世辉. 隧道支护设计新论: 典型类比分析法应用和理论[M]. 北京: 科学出版社, 1999. (LI Shi-hui. A new concept of tunnel support design-application and theory of precedent type analysis[M]. Beijing: Science Press, 1999. (in Chinese))
- [15] RABCEWICZ L V, GOLSER J. Principles of dimensioning the supporting system for the “New Austrian Tunnelling Method” [J]. Water Power, 1973, **3**: 88 - 93.
- [16] 朱浮声. 锚喷加固设计方法[M]. 北京: 冶金工业出版社, 1993. (ZHU Fu-sheng, Design method of anchor-shotcrete reinforcement[M]. Beijing: Metallurgical Industry Press, 1993. (in Chinese))
- [17] ORESTE P P. Analysis of structural interaction in tunnels using the convergence-confinement approach[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, **18**(4): 347 - 363.
- [18] CARRANZA-TORRES C, FAIRHURST C. Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2000, **15**(2): 187 - 213.