

DOI: 10.11779/CJGE20211515

考虑微拱效应的隧道管棚受力机制分析与支护效果评价

李 然^{1,2,3}, 王圣涛¹, 王静峰², 张顶立³, 陈 平¹, 潘红桂¹, 李 奥^{3,4}

(1. 合肥工业大学, 安徽 合肥 230099; 2. 中铁四局集团有限公司, 安徽 合肥 230023; 3. 北京交通大学城市地下工程教育部重点实验室, 北京 100044; 4. 苏交科集团股份有限公司, 江苏 南京 210019)

摘 要: 考虑管间微拱效应、初期支护滞后效应、应力释放时空效应和基床系数变化特性, 将管棚在轴向上划分为不同受力区段, 建立深浅埋隧道管棚的力学理论模型, 进而通过参数分析揭示管棚力学响应受影响规律。研究表明: ①管棚在环向上表现为微拱效应, 具有承载减跨效果, 管棚外载为管间微拱转移的岩土压力; ②管棚轴向上体现为长梁效应, 发挥荷载传递作用, 将超前围岩荷载传递至后方初支; ③基于 Pasternak 弹塑性地基梁理论, 推导了管棚挠度和内力的理论解, 较既有理论解更贴近实测结果; ④提出了围岩/初期支护承载比和管棚挠曲变形以量化评价管棚支护效果, 为合理控制管棚变形并有效传递围岩荷载, 软岩大跨隧道开挖进尺不得大于 2 m, 拱顶附近 30° 范围内的管间距较其他部位应缩短 5~10 cm。

关键词: 管棚; 隧道工程; 微拱效应; 受力机制; 变形预测

中图分类号: TU431

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2023)03-0561-10

作者简介: 李 然(1995—), 男, 博士, 工程师, 主要从事隧道与地下工程的科学研究工作。E-mail: 17115300@bjtu.edu.cn。

Mechanical behaviors and supporting effect evaluation of pipe roof in tunneling engineering considering micro-arch effects

LI Ran^{1,2,3}, WANG Shengtao¹, WANG Jingfeng², ZHANG Dingli³, CHEN Ping¹, PAN Honggui¹, LI Ao^{3,4}

(1. Hefei University of Technology, Hefei 230009, China; 2. China Tiesiju Civil Engineering Group Co., Ltd., Hefei 230023, China; 3. Key

Laboratory for Urban Underground Engineering of Ministry of Education, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China; 4. JSTI

Group, Nanjing 210019, China)

Abstract: Considering the micro-arch effects between the adjacent pipes, the delay effects of the initial support, the spatio-temporal effects of stress release of the surrounding rock and the coefficient change of subgrade reaction, the pipe roof is longitudinally divided into different sections. The corresponding mechanical model for the pipe roof is established both in the deep- and shallow-buried tunnels. Then, the mechanical response laws of the pipe roof are revealed through the parameter analysis. It is found that: (1) In the transverse direction, the pipe roof shows the micro-arch effects to bear the loads. The external loads on the pipe roof are the rock pressures transferred by the micro arches. (2) In the longitudinal direction, the pipe roof shows the beam effects to transfer the loads from the forward rock to the initial support. (3) Based on the Pasternak theory of elastic-plastic foundation beam, the analytical solutions for the deflection and the internal force of pipe roofs are derived, and the proposed theoretical solutions are more accurate than the existing theoretical ones. (4) The bearing ratio of the surrounding rock to the primary support and the pipe deflection are proposed to evaluate the supporting effects of the pipe proof quantitatively. To reliably control the deformation of the pipe roof and effectively transfer the loads of the surrounding rock, the excavation length of large-span tunnel should be limited in 2 m, and the distance between pipe roofs within 30° near the tunnel vault should be 5~10 cm shorter compared with that of other parts.

Keywords: pipe roof; tunneling engineering; micro-arch effect; mechanical behavior; deformation prediction

0 引 言

软岩隧道在掘进过程中, 掌子面前方会产生较大的超前沉降及收敛^[1], 为控制这种变形, 保证施工安全, 常采用管棚作为超前预支护措施。实践证明, 沿隧道外缘插入的注浆钢管能有效控制开挖扰动, 防止

掌子面因变形过大而引发塌方失稳。

基金项目: 国家重点基础研究发展计划项目(“973”计划)(2017 YFC0805401); 国家自然科学基金项目(51738002); 高铁联合基金重点项目(U1934210)。

收稿日期: 2021-12-20

***通信作者** (E-mail: jfwang008@163.com)

针对管棚的受力机制和加固效果,国内外学者展开了众多研究。宋战平等^[2]参考 Winkler 弹性地基梁理论,提出了考虑注浆加固参数的管棚力学模型,指出合理布置管棚间距和采取有效注浆加固是降低管棚受力变形的最主要手段。武松等^[3]基于弹性等效刚度理论,将管棚和周边土体视为各向异性板,建立了管棚地基二维力学模型,并通过现场实测和缩尺试验验证了该模型的可行性。郭璇等^[4]结合室内模型试验,系统分析了隧道开挖过程中的管棚受力特点和土压变化规律。Luo 等^[5]依托韩家山公路隧道洞口工程,推导了管棚内力及变形理论公式,并得到了监测数据的对比验证。黄华等^[6]借助 matlab 程序,拟合得到了铁路隧道管棚的挠度变形计算方法,得出开挖进尺和管棚刚度是影响管棚变形稳定性的主要因素。Xiao 等^[7]利用数值模拟和模型试验,分析了浅埋偏压双洞隧道开挖过程中的管棚力学行为特征,得出管棚能有效提高非对称荷载下隧道支护的安全性。Li 等^[8]针对八达岭长城站三孔小净距隧道的管棚设计,进行了参数优化分析,得出管径和环向布置角度应为 108 mm 和 150°。

土拱效应是指原岩受开挖扰动,因岩土支撑区域存在强度及刚度差异,导致岩土体位移不均匀和应力重分布,土拱区岩土体将上方荷载转化为压应力,并传递至两侧拱脚的应力转移现象,是岩土体自承载能力的体现。在软弱地层中施作管棚支护时,由于管棚钢管强度远大于围岩强度,易在环向管间形成微小压力拱(微拱)^[9]。顾问宇等^[10]认为相邻管间微拱共用一个钢管拱脚,参考蒋良淮等^[11]在黏土抗滑桩的理论研究,基于受力平衡方程与岩土强度准则,得出了合理的管间距。孙玉永等^[12]结合工程实践和理论解析,认为管间成拱必须满足牢固的拱脚、较小的间距、埋深超过拱高和较强土体力学性能等条件,进而提出了拱顶与拱脚的失稳判据。陈峥等^[13]借助引入微拱合理轴线且综合考虑竖向及水平土压,基于管间微拱稳定准则,得到了最优管间距,并通过案例实践复核了理论推导的正确性。

上述研究成果对管棚施作及变形控制具有重要指导意义,但仍存在以下问题:数值模型考虑管棚加固作用过于理想化,不应简单提高加固地层的力学参数或随意选取加固范围;传统采用 Winkler 弹性地基梁的理论模型难以考虑管棚超前支护的实际工况,不能反映地基横向剪切导致变形不连续,也较少考虑基床系数沿纵长的变化;此外,既有理论^[2-5]仅单独分析管棚纵向或横向的力学响应,并未在管棚纵向受力分析中单独考虑管间横向力学效应,导致管棚荷载机制不明确。

为此,本文综合考虑管棚受力特性和环向微拱效应,建立双参数 Pasternak 地基梁理论模型,分析管棚在开挖全过程中的力学响应。在此基础上,揭示超前管棚在软岩隧道的支护机理,推导管棚内力及变形的理论公式,并开展支护效果的影响因素分析。

1 管棚微拱效应与荷载确定

1.1 管棚环向微拱效应

管棚钢管间存在显著的微拱效应,并由微拱发挥承载减跨的作用。微拱的跨度即为相邻两根钢管的间距,由于管棚施作较为密集,将会形成大量微拱(图1)。管间微拱起到承担隧道上方松散围岩荷载的作用,能够很好地控制隧道拱顶沉降,保证开挖面安全^[14]。

为进一步探究管间微拱的作用机制,采用有限元极限分析软件 OptumG2,进行弹塑性数值分仿真,其中围岩满足莫尔-库仑强度准则,管棚钢管通过刚体材料模拟。岩体围岩等级为 V 级,重度为 20 kN/m³,黏聚力和摩擦角分别为 50 kPa 和 22°,而管棚钢管直径为 159 mm,中心距为 0.4 m。考虑隧道跨径远大于钢管间距,故隧道拱部的管棚钢管可简化为水平布置,外部荷载取 100 kPa,沿法向均匀分布。

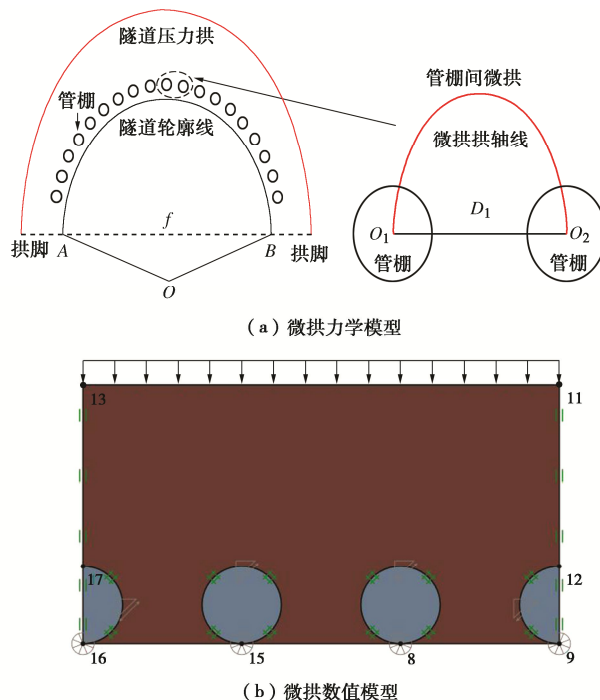


图1 管棚微拱力学模型与数值模型

Fig. 1 Mechanical and numerical models for micro-arch effects between neighbouring pipes

数值计算结果表明(图2),微拱内部松散土体会朝两根钢管间隙挤压,管棚作为拱脚,应力集中明显^[15]。管棚在环向上主要起到形成微拱结构的作用,并承担相邻管棚间上方土体荷载。在环向微拱群的作用下,

隧道上方大压力拱的松动荷载将被分散承担, 隧道整体安全性将显著提高。

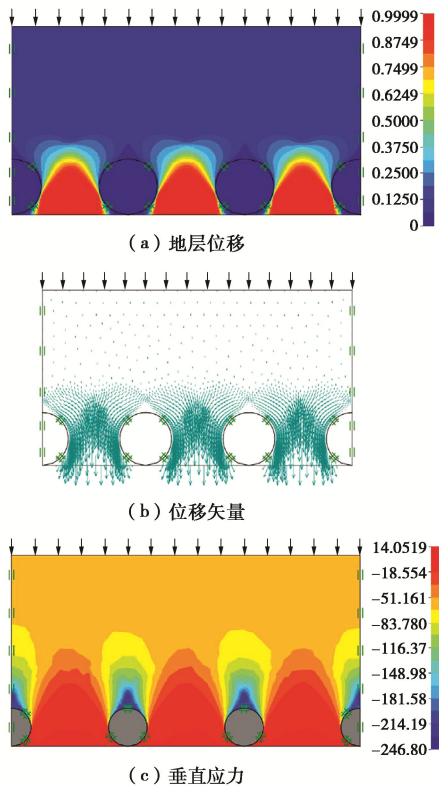


图2 管棚环向微拱效应数值云图

Fig. 2 Numerical diagram of circumferential micro-arch effects between neighbouring pipes

由微拱破坏时的管间微拱能量分布(图3)可见, 剪切耗散能最大值出现在围岩与管棚钢管接触处, 表明拱脚出现失稳, 即管间微拱已经失效, 可能导致围岩滑移塌方。此时, 管棚将不再发挥超前支护作用, 初期支护将直接承担来自隧道压力大拱的松动荷载。在相同外载下, 管间微拱的稳定性远强于隧道整体压力拱, 只要保证管间微拱的安全, 就能够保证隧道压力大拱的稳定性。

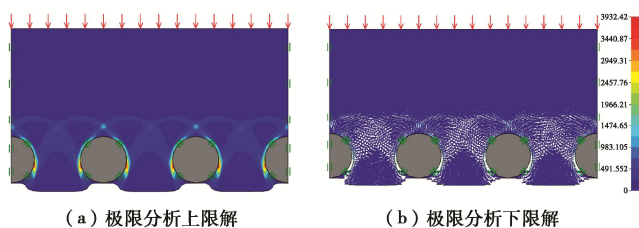


图3 管间微拱剪切耗散能量云图

Fig. 3 Shear dissipation energy of micro arches between neighbouring pipes

管棚微拱剪切耗散能分布与注浆厚度具有一定关系, 当注浆厚度为 0.3 m 时, 加固边界接近微拱高度, 当注浆厚度为 0.4 m 时, 加固边界超过微拱高度(图4)。在软弱围岩中, 为保障围岩稳定性, 应当增大管

棚浆液的扩散半径, 而在坚硬围岩中, 因地层力学参数较高, 应当加大间距或缩减管径。结合隧道尺寸和地层条件, 在确定管棚注浆参数时, 应在确保安全的前提下, 考虑经济性, 注浆边界达到微拱高度即为最优注浆厚度。

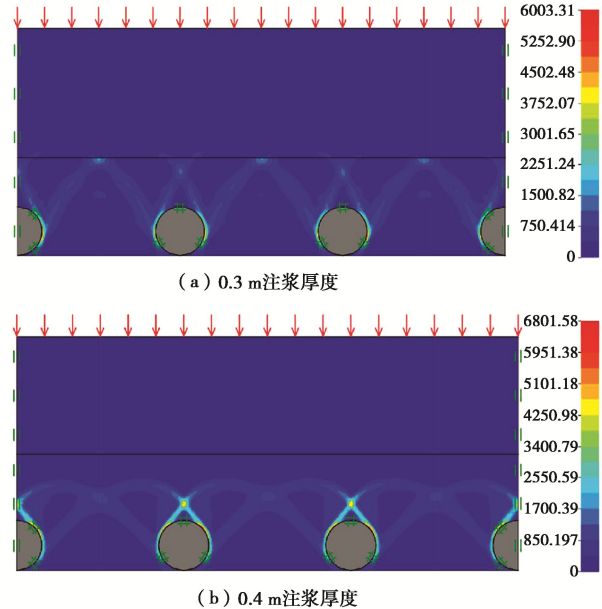


图4 不同注浆厚度下剪切耗散能分布

Fig. 4 Distribution of shear dissipation energy under different grouting thicknesses

1.2 深埋工况下管棚荷载确定

基于普氏压力拱理论, 建立深埋隧道环向微拱效应下的管棚加载模型, 认为管棚荷载即为压力拱内的松散岩土体重量。隧道开挖高度和跨度分别为 H_t 和 B_t , 管棚在隧道上方均匀环向布置(图5), 钢管直径为 D , 相邻两根钢管间距为 D_1 , 净间距为 D_2 。相邻两根钢管夹角为 α , 对应圆周半径为 $R+g$ 。以隧道中心线为起点, 对管棚钢管依次编号, n 号管棚钢管上的荷载高度为 H_{dn} 。

管棚与土体的相互作用主要表现为微拱效应, 单个管棚钢管所受荷载主要来自于微拱内部的松散土体。取隧道上方任一根管棚钢管 C_n , 相邻钢管即为 C_{n-1} 和 C_{n+1} , 相邻两钢管的水平夹角分别为 θ_{n-1} 与 θ_{n+1} 。以相邻钢管中心连线为 x 轴, 垂直中线为 y 轴, 建立直角坐标系, 微拱轴线与管棚交点分别为 V_1 和 V_2 。做出如下假设: ①假定与拱轴线相切的 $C_{n-1}V_1$ 、 C_nV_2 和 x 轴夹角为 $45^\circ + \varphi/2$, 而垂直于拱轴线的 V_1M_1 、 V_2M_2 和 x 轴的夹角为 $45^\circ - \varphi/2$ [13]。②假定微拱轴线为不计土体抗拉强度的理想抛物线 [16], 用方程 $y = mx^2 + n$ 表示。

结合假设与建立的直角坐标系, 可知 V_2 坐标为 $(1/2[D_1 - 2R\cos(\pi/4 + \varphi/2)], R\cos(\pi/4 + \varphi/2))$, 计算可得 m

和 n 的值为

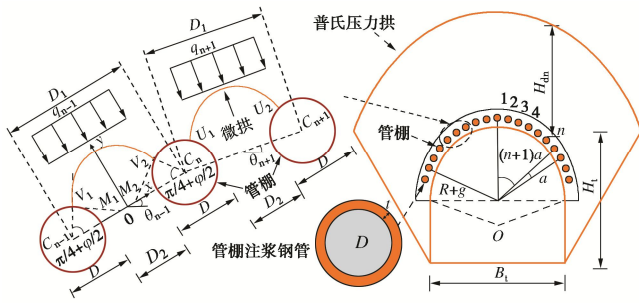


图5 深埋工况下管棚荷载模式

Fig. 5 Load mode of pipe proof under deeply buried condition

$$m = \frac{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}{2R \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - D_1}, \quad (1)$$

$$n = R \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{1}{4} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \left[D_1 - 2R \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right]. \quad (2)$$

拱轴线上方微拱均布荷载 q_{n-1} 与 q_{n+1} 计算公式如下:

$$q_{n-1} = \gamma \times \left\{ \frac{H_n + H_{n+1}}{2} - n + R \right\} \times \frac{D_1}{D_1 - 2R \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}, \quad (3)$$

$$q_{n+1} = \gamma \times \left\{ \frac{H_{n+1} + H_n}{2} - n + R \right\} \times \frac{D_1}{D_1 - 2R \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}. \quad (4)$$

进而可得垂直集中力 P_{n-1} 和 P_{n+1} :

$$P_{n-1} = \left[D_1 - 2R \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right] q_{n-1} \cos \theta_{n-1}, \quad (5)$$

$$P_{n+1} = \left[D_1 - 2R \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right] q_{n+1} \cos \theta_{n+1}. \quad (6)$$

取平均值可得作用在管棚钢管 C_n 上的垂直力 P_n 。

$$P = \frac{P_{n-1} + P_{n+1}}{2}. \quad (7)$$

1.3 浅埋与超浅埋工况管棚荷载确定

隧道深浅埋临界深度依据《铁路隧道设计规范》确定, 考虑微拱效应的管棚计算方法在浅埋和超浅埋工况下同样适用:

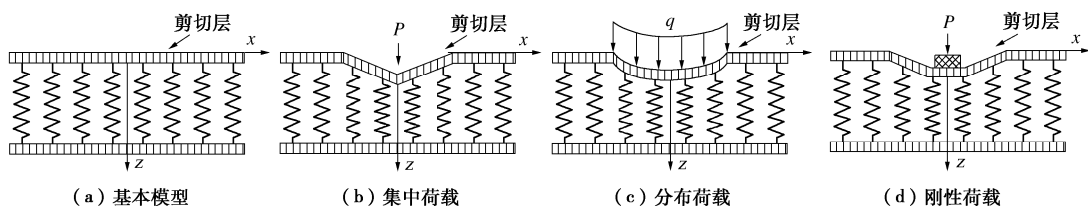


图6 Pasternak 地基梁模型示意图

Fig. 6 Schematic diagram of Pasternak foundation beam model

(1) 隧道埋深为 H_{d2} 时视为超浅埋工况, 可依据全土柱理论求得微拱均布荷载 q_{n-1} 和 q_{n+1} , 其他求解过程与上文相同。

(2) 隧道埋深为 H_{d3} 时视为浅埋工况, 可依据太沙基理论进行求解, 先求解其竖向围岩压力 q , 再按上文计算步骤求解。

$$q = \frac{\gamma B_1 - c_n}{\lambda_T \tan \varphi} \left[1 - \exp\left(-\frac{\lambda_T H_{d3} \tan \varphi}{B_1}\right) \right]. \quad (8)$$

式中: $B_1 = 1/2(B_1 + 2H_1 \tan(45^\circ - \varphi/2))$; c_n 为黏聚力; φ 为内摩擦角; λ_T 为侧压系数。

2 管棚轴向成梁效应与荷载模式

2.1 管棚轴向成梁效应基本假定

(1) 管棚轴向成梁效应

假定围岩为连续均匀介质, 管棚弯曲性态与 Bernoulli-Euler 梁一致, 建立基于 Pasternak 理论的弹性地基梁模型, 如图 6 所示。相比传统 Winkler 地基梁模型, 该模型能够考虑地基弹簧间横向剪切力的传递, 使得变形连续, 地基反力公式如下:

$$p(x) = kw(x) - G_p \frac{d^2 w(x)}{dx^2}. \quad (9)$$

式中: $p(x)$ 为地基反力; k 为地基反力系数; G_p 为围岩地基抗剪模量; $w(x)$ 为管棚挠曲变形量。

(2) 管棚轴向分段

基于大量工程实测和数值模拟研究结果, 综合考虑初期支护滞后性^[17]、基床系数变化^[18-19]、应力释放^[5]和地层弹塑性^[20]等因素, 将传统管棚力学模型进行了相应改进。由此, 管棚沿隧道掘进方向可划成相对独立的 6 个区段 (图 7): 支护封闭段 (OA 段), 支护未封闭段 (AB 段), 未支护段 (BC 段), 塑性扰动段 (CD 段), 弹性扰动段 (DE 段), 未扰动段 (EF 段)。

(3) 管棚控制微分方程

根据单元受力平衡, 可得

$$\frac{dV(x)}{dx} = \frac{d^2 M(x)}{dx^2} = bq(x) - b^* p(x). \quad (10)$$

式中: $V(x)$ 为截面剪力; $M(x)$ 为截面弯矩; $q(x)$ 为外荷载; b 为地基梁宽度; b^* 为等效地基梁宽度, 可由式

$b^*=b[1+(G_p/k)^{1/2}/b]$ 计算得到。

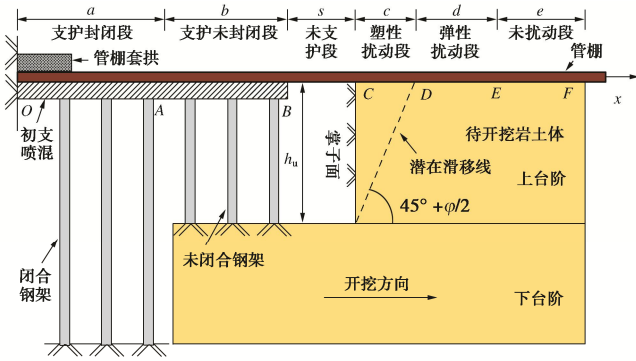


图7 管棚纵梁分段

Fig. 7 Longitudinal beam section of pipe roof

结合 Bernoulli-Euler 梁理论, 可求解得到偏转角 $\theta(x)$, 轴向应变 $\varepsilon(x)$, 剪力 $V(x)$, 弯矩 $M(x)$ 与挠度 $w(x)$ 的微分表达式:

$$\theta(x) = \frac{dw(x)}{dx}, \quad (11)$$

$$\varepsilon(x) = y \frac{d\theta(x)}{dx} = y \frac{dw^2(x)}{dx^2}, \quad (12)$$

$$M(x) = -EI \frac{d^2w(x)}{dx^2}, \quad (13)$$

$$V(x) = -EI \frac{d^3w(x)}{dx^3}. \quad (14)$$

联立式 (10) ~ (14), 便可求得管棚挠曲控制平衡方程:

$$EI \frac{d^4w(x)}{dx^4} + b^*kw(x) - b^*G_p \frac{d^2w(x)}{dx^2} = bq(x). \quad (15)$$

2.2 管棚轴向成梁模型

本节考虑管棚微拱效应与地层荷载时空效应, 对原有模型改进后, 建立了新的 Pasternak 地基梁模型 (图8):

(1) 初期支护封闭段 (OA), 段长为 a 。假定该段管棚所受荷载为恒定荷载 $q(x)=q_0$, q_0 按文献[21]公式计算取值。初期支护反力 $p(x)=k_cw(x)-G_{cp} \frac{dw^2(x)}{dx^2}$, k_c 和 G_{cp} 分别为基床系数与剪切模量[22]。控制方程为

$$EI \frac{d^4w(x)}{dx^4} + k_c b^*w(x) - G_{cp} b^* \frac{d^2w(x)}{dx^2} = bq_0. \quad (16)$$

(2) 初期支护未封闭段 (AB), 段长为 b 。AB 段管棚所受荷载 $q(x)=[1+(\eta_1-1)(x-a)/(b+s)]q_0$, 取围岩应力释放系数 η_1 为 0.5。 $p(x)=k_c(x)w(x)-G_{cp} \frac{dw^2(x)}{dx^2}$, 其中 $k_c(x)=-k_c x/b+(a+b)k_c/b$, B 点处 $k_{cmin}=0$ 。控制方程为

$$EI \frac{d^4w(x)}{dx^4} + k_c(x)b^*w(x) - G_{cp}b^* \frac{d^2w(x)}{dx^2} = bq(x). \quad (17)$$

(3) 未支护段 (BC), 段长为 s 。BC 段管棚所受荷载分布形式与 AB 段相同。由于 BC 段初期支护尚未施作, 取 $p(x)=0$ 。控制方程为

$$EI \frac{d^4w(x)}{dx^4} = bq(x). \quad (18)$$

(4) 塑性扰动段 (CD), 段长为 c , $c=h_u \tan(45^\circ - \phi_g/2)$, h_u 为台阶开挖高度, ϕ_g 为计算摩擦角。考虑到应力集中效应, D 点围岩应力释放系数取为 $\eta_2=1.2$, 可得 CD 段所受荷载 $q(x)=(\eta_2-\eta_1)[x-(a+b+s)]q_0/c+\eta_1q_0$ 。

基底反力 $p(x)=k_0(x)w(x)-G_{\eta} \frac{dw^2(x)}{dx^2}$, 其中 $k_0(x)=[x-(a+b+s+c)](k_0-k_{0min})/d+k_{0min}$, d 为掌子面前方土体扰动长度, k_0 为未扰动情况下土体基床系数, k_{0min} 为折减系数, 取 $k_{0min}=0.6k_0$ 。控制方程为

$$EI \frac{d^4w(x)}{dx^4} = bq(x). \quad (19)$$

(5) 弹性扰动段 (DE), 段长为 d 。将软岩隧道弹性扰动段和未扰动段总长取为 $2.0h_u$, DE 段管棚所受荷载为 $q(x)=-\eta_2[x-(a+b+s+c)]q_0/d+\eta_2q_0$, 基底反力取值与 CD 段相同。控制方程为

$$EI \frac{d^4w(x)}{dx^4} + k_0(x)b^*w(x) - G_{\eta}b^* \frac{d^2w(x)}{dx^2} = bq(x). \quad (20)$$

(6) 未扰动段 (EF), 段长为 e 。 e 为管棚全长去除前方各段后的剩余长度。假定 EF 段管棚不受外荷载作用, 取 $q(x)=0$ 。地基反力 $p(x)=k_0w(x)-G_{\eta} \frac{dw^2(x)}{dx^2}$ 。控制方程为

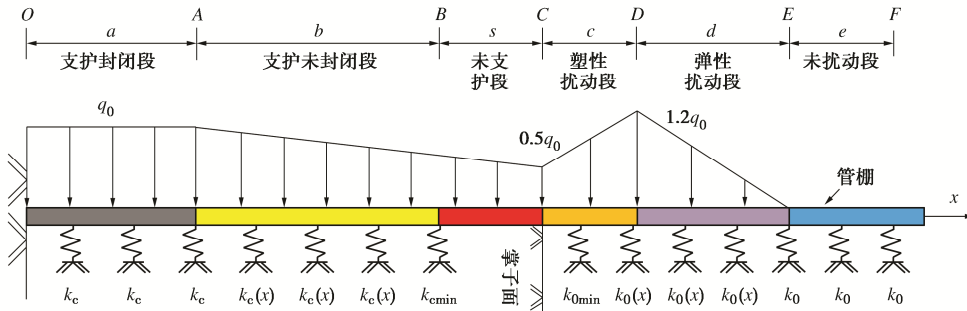


图8 管棚纵梁荷载模型

Fig. 8 Load model for longitudinal beam of pipe roof

$$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + k_0 b^* w(x) - G_p b^* \frac{d^2 w(x)}{dx^2} = 0 \quad (21)$$

2.3 管棚变形理论解

管棚挠曲变形采用有限差分法进行求解, 将管棚划分为 n 个相对独立区段, 取其中任一节点 i 进行有限差分, 并令每段微分方程与力学边界约束转变成相应的差分方程, 编写 Matlab 程序进行求解。如图 9 所示, 对长为 L 的管棚进行 n 段等分, 各节点从左到右依次编号为 $0, 1, \dots, i, \dots, n-1, n$, 每段长度取为 l_0 , 节点 i 的位移取为 w_i , 为方便求解, 在管棚左右两端分别增加两个虚拟节点 $-2, -1$ 和 $n+1, n+2$ 。

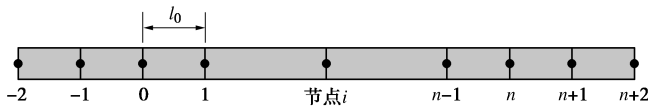


图 9 Pasternak 地基梁端增设虚拟节点

Fig. 9 Adding virtual nodes at end of Pasternak foundation beam

将 i 点前后两个节点的位移进行泰勒展开, 为提高精度, 结果取展开式的前四项。

$$w_{i-2} = \frac{w_i}{0!} + \frac{w_i^{(1)}}{1!}(-2l_0)^1 + \frac{w_i^{(2)}}{2!}(-2l_0)^2 + \frac{w_i^{(3)}}{3!}(-2l_0)^3 + \frac{w_i^{(4)}}{4!}(-2l_0)^4, \quad (22)$$

$$w_{i-1} = \frac{w_i}{0!} + \frac{w_i^{(1)}}{1!}(-l_0)^1 + \frac{w_i^{(2)}}{2!}(-l_0)^2 + \frac{w_i^{(3)}}{3!}(-l_0)^3 + \frac{w_i^{(4)}}{4!}(-l_0)^4, \quad (23)$$

$$w_{i+1} = \frac{w_i}{0!} + \frac{w_i^{(1)}}{1!}(l_0)^1 + \frac{w_i^{(2)}}{2!}(l_0)^2 + \frac{w_i^{(3)}}{3!}(l_0)^3 + \frac{w_i^{(4)}}{4!}(l_0)^4, \quad (24)$$

$$w_{i+2} = \frac{w_i}{0!} + \frac{w_i^{(1)}}{1!}(2l_0)^1 + \frac{w_i^{(2)}}{2!}(2l_0)^2 + \frac{w_i^{(3)}}{3!}(2l_0)^3 + \frac{w_i^{(4)}}{4!}(2l_0)^4. \quad (25)$$

求解上式, 可得各阶导数如下:

$$w_i^{(1)} = \left(\frac{dw}{dx} \right)_i = \frac{w_{i-2} - 8w_{i-1} + 8w_{i+1} - w_{i+2}}{12l_0}, \quad (26)$$

$$w_i^{(2)} = \left(\frac{d^2 w}{dx^2} \right)_i = \frac{-w_{i-2} + 16w_{i-1} - 30w_i + 16w_{i+1} - w_{i+2}}{12l_0^2}, \quad (27)$$

$$w_i^{(3)} = \left(\frac{d^3 w}{dx^3} \right)_i = \frac{-w_{i-2} + 2w_{i-1} - 2w_{i+1} + w_{i+2}}{2l_0^3}, \quad (28)$$

$$w_i^{(4)} = \left(\frac{d^4 w}{dx^4} \right)_i = \frac{w_{i-2} - 4w_{i-1} + 6w_i - 4w_{i+1} + w_{i+2}}{l_0^4}. \quad (29)$$

联立上式, 可得挠曲差分方程:

$$(EI)_i \frac{w_{i-2} - 4w_{i-1} + 6w_i - 4w_{i+1} + w_{i+2}}{l_0^4} + b^* k_i w_i - b^* (G_p)_i \frac{-w_{i-2} + 16w_{i-1} - 30w_i + 16w_{i+1} - w_{i+2}}{12l_0^2} = bq_i, \quad (30)$$

$$\text{令 } B_i = \frac{b^* k_i}{b}, \quad C_i = \frac{(EI)_i}{bl_0^4}, \quad D_i = \frac{b^* (G_p)_i}{12bl_0^2}, \quad \text{将式 (30)}$$

简化为

$$C_i(w_{i-2} - 4w_{i-1} + 6w_i - 4w_{i+1} + w_{i+2}) + B_i w_i - D_i(-w_{i-2} + 16w_{i-1} - 30w_i + 16w_{i+1} - w_{i+2}) = q_i. \quad (31)$$

替换两端边界条件:

$$M_0 = -EI \frac{d^2 w}{dx^2} = -EI \left(\frac{-w_{-2} + 16w_{-1} - 30w_0 + 16w_1 - w_2}{12l_0^2} \right) = 0, \quad (32)$$

$$M_n = -EI \frac{d^2 w}{dx^2} = -EI \left(\frac{-w_{n-2} + 16w_{n-1} - 30w_n + 16w_{n+1} - w_{n+2}}{12l_0^2} \right) = 0, \quad (33)$$

$$V_0 = -EI \frac{d^3 w}{dx^3} = -EI \left(\frac{-w_{-2} + 2w_{-1} - 2w_1 + w_2}{2l_0^3} \right) = 0, \quad (34)$$

$$V_n = -EI \frac{d^3 w}{dx^3} = -EI \left(\frac{-w_{n-2} + 2w_{n-1} - 2w_{n+1} + w_{n+2}}{2l_0^3} \right) = 0. \quad (35)$$

联立各式, 可得

$$w_{-2} = \frac{30w_0 - 32w_1 + 9w_2}{7}, \quad (36)$$

$$w_{-1} = \frac{15w_0 - 9w_1 + w_2}{7}, \quad (37)$$

$$w_{n+1} = \frac{w_{n-2} - 9w_{n-1} + 15w_n}{7}, \quad (38)$$

$$w_{n+2} = \frac{9w_{n-2} - 32w_{n-1} + 30w_n}{7}. \quad (39)$$

当 $i=0, 1, n-1$ 和 n 时, 式 (31) 可化为

$$C_0(w_{-2} - 4w_{-1} + 6w_0 - 4w_1 + w_2) + B_0 w_0 - D_0(-w_{-2} + 16w_{-1} - 30w_0 + 16w_1 - w_2) = q_0, \quad (40)$$

$$C_1(w_{-1} - 4w_0 + 6w_1 - 4w_2 + w_3) + B_1 w_1 - D_1(-w_{-1} + 16w_0 - 30w_1 + 16w_2 - w_3) = q_1, \quad (41)$$

$$C_{n-1}(w_{n-3} - 4w_{n-2} + 6w_{n-1} - 4w_n + w_{n+1}) + B_{n-1} w_{n-1} - D_{n-1}(-w_{n-3} + 16w_{n-2} - 30w_{n-1} + 16w_n - w_{n+1}) = q_{n-1}, \quad (42)$$

$$C_n(w_{n-2} - 4w_{n-1} + 6w_n - 4w_{n+1} + w_{n+2}) + B_n w_n - D_n(-w_{n-2} + 16w_{n-1} - 30w_n + 16w_{n+1} - w_{n+2}) = q_n. \quad (43)$$

将求得的 w_{-2}, w_{-1}, w_1 和 w_2 值分别代入式 (40)~(43), 有

$$C_0 \left(\frac{12w_0 - 24w_1 + 12w_2}{7} \right) + B_0 w_0 = q_0, \quad (44)$$

$$C_1 \left(\frac{-13w_0 + 33w_1 - 27w_2}{7} + w_3 \right) + B_1 w_1 - D_1 \left(\frac{97w_0 - 201w_1 + 111w_2}{7} - w_3 \right) = q_1, \quad (45)$$

$$D_1 \left(\frac{97w_0 - 201w_1 + 111w_2}{7} - w_3 \right) = q_1, \quad (45)$$

$$C_{n-1} \left(w_{n-3} + \frac{-27w_{n-2} + 33w_{n-1} - 13w_n}{7} \right) + B_{n-1} w_{n-1} -$$

$$D_{n-1} \left(-w_{n-3} + \frac{111w_{n-2} - 201w_{n-1} + 97w_n}{7} \right) = q_{n-1}, \quad (46)$$

$$C_n \left(\frac{12w_{n-2} - 24w_{n-1} + 12w_n}{7} \right) + B_n w_n = q_n. \quad (47)$$

上述方程的矩阵表达式如下:

$$\{[B] + [C] - [D]\} \{w\} = \{p\}, \quad (48)$$

式中的二维方阵 $[B]$, $[C]$ 和 $[D]$ 维度均为 $N+1$, 构成如下:

$$B = \begin{bmatrix} B_0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & B_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & B_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & B_3 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & & & & \ddots & & & & \vdots & \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & 0 & B_{n-2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & B_{n-1} & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & B_n \end{bmatrix}_{(N+1) \times (N+1)}, \quad (49)$$

$$C = \begin{bmatrix} \frac{12}{7}C_0 & -\frac{24}{7}C_0 & \frac{12}{7}C_0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ -\frac{13}{7}C_1 & \frac{33}{7}C_1 & -\frac{27}{7}C_1 & C_1 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ C_2 & -4C_2 & 6C_2 & -4C_2 & C_2 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & C_3 & -4C_3 & 6C_3 & -4C_3 & C_3 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & & & & \ddots & & & & \vdots & \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & C_{n-2} & -4C_{n-2} & 6C_{n-2} & -4C_{n-2} & C_{n-2} \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & C_{n-1} & -\frac{27}{7}C_{n-1} & \frac{33}{7}C_{n-1} & -\frac{13}{7}C_{n-1} \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12}{7}C_n & -\frac{24}{7}C_n & \frac{12}{7}C_n \end{bmatrix}_{(N+1) \times (N+1)}, \quad (50)$$

$$D = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ \frac{97}{7}D_1 & -\frac{201}{7}D_1 & \frac{111}{7}D_1 & -D_1 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ -D_2 & 16D_2 & -30D_2 & 16D_2 & -D_2 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & -D_3 & 16D_3 & -30D_3 & 16D_3 & -D_3 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & & & & \ddots & & & & \vdots & \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & -D_{n-2} & 16D_{n-2} & -30D_{n-2} & 16D_{n-2} & -D_{n-2} \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & -D_{n-1} & \frac{111}{7}D_{n-1} & -\frac{201}{7}D_{n-1} & \frac{97}{7}D_{n-1} \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}_{(N+1) \times (N+1)}. \quad (51)$$

管棚挠度矩阵 $\{w\}$ 为

$$\{w\} = \{w_0 \ w_1 \ w_2 \ \cdots \ w_{n-1} \ w_n \ \cdots\}^T. \quad (52)$$

管棚荷载矩阵 $\{p\}$ 为

$$\{p\} = \{p_0 \ p_1 \ p_2 \ \cdots \ p_{n-1} \ p_n\}^T. \quad (53)$$

通过 Matlab 编程可求得管棚各节点挠度 w_i 。联立式(9)~(14), 可求得管棚基底反力 R_i 、转角 θ_i 、轴向应变 ε_i 、弯矩 M_i 和剪力 V_i :

$$R_i = b^* l_0 \left(kw_i - G_{pi} \frac{d^2 w_i}{dx^2} \right) = b^* l_0 \left(kw_i - G_{pi} \frac{-w_{i-2} + 16w_{i-1} - 30w_i + 16w_{i+1} - w_{i+2}}{12l_0^2} \right), \quad (54)$$

$$\theta_i = \frac{dw(x)}{dx} = \frac{w_{i-2} - 8w_{i-1} + 8w_{i+1} - w_{i+2}}{12l_0}, \quad (55)$$

$$\varepsilon_i = y \frac{d\theta(x)}{dx} = y \frac{dw^2(x)}{dx^2} = \frac{D}{2} \left(\frac{-w_{i-2} + 16w_{i-1} - 30w_i + 16w_{i+1} - w_{i+2}}{12l_0^2} \right), \quad (56)$$

$$M_i = -EI \frac{d^2 w(x)}{dx^2} = -EI \left[\frac{-w_{i-2} + 16w_{i-1} - 30w_i + 16w_{i+1} - w_{i+2}}{12l_0^2} \right], \quad (57)$$

$$V_i = -EI \frac{d^3 w(x)}{dx^3} = -EI \left(\frac{-w_{i-2} + 2w_{i-1} - 2w_{i+1} + w_{i+2}}{2l_0^3} \right). \quad (58)$$

2.4 管棚纵梁理论验证

为验证本文理论的可靠性, 结合满帅等^[23]的管棚实测位移数据, 进行对比验证。实例隧道围岩重度为 $\gamma=18.5 \text{ kN/m}^3$, 隧道高度 $H=12.78 \text{ m}$, 隧道跨度 $B=15.15 \text{ m}$, 围岩黏聚力 $c_n=50 \text{ kPa}$, 围岩摩擦角 $\varphi=21^\circ$, 围岩基床系数 $k_0=45 \text{ MPa/m}$, 剪切模量 $G_{tp}=2.5 \text{ kN/m}$, 初期支护基床系数 $k_c=150 \text{ MPa/m}$, 剪切模量 $G_{cp}=5 \text{ kN/m}$ 。管棚长 $L=30 \text{ m}$, 钢管直径 $D=0.089 \text{ m}$, 壁厚 $t=0.006 \text{ m}$, 管间距 $D_1=0.4 \text{ m}$ 。管棚支护未封闭段长度 b 取为 5 m , 未支护段长度 s 取为 1.6 m , 塑性扰动段长度 $c=h_u \tan(45^\circ - \varphi/2)$, 弹性扰动段长度相应为 $d=2.0h_u - c$ 。

利用自编 matlab 程序, 代入上述参数进行求解, 并与文献[18]结果进行对比。由图 10 可知, 本文理论理论解更加接近实测值, 这是由于本文考虑了管间微拱效应的影响, 认为管棚不仅承受管径投影区域的上方松散荷载, 还要承受管间微拱土体的压力荷载, 挠度变形更大且更接近实际情况。此外, 本文求得的沉降槽宽度更大, 与实测数据更加吻合, 这是因为相比于文献[23], 本文还考虑了地基基床系数随隧道施工变化的特性, 更能准确表征管棚的轴向成梁效应。

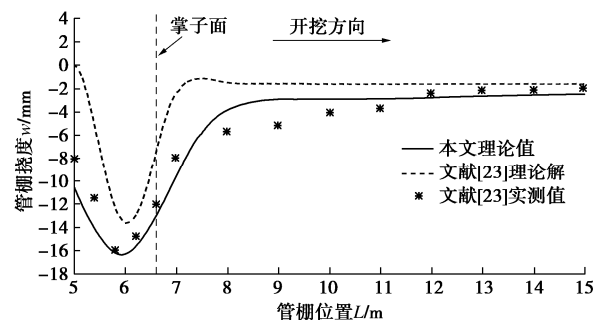


图 10 管棚实测挠度分布与理论分布对比

Fig. 10 Comparison between measured and theoretical deflection distributions of pipe roof

3 管棚超前支护效果评价及因素分析

管棚得益于环向微拱效应,可以通过高强管体受载变形,来充分发挥显著的减跨承载作用。为表征管棚承载效果,选取管棚挠度作为关键力学指标,以此直观反映管棚承载效果。

此外,管棚凭借轴向成梁效应,使得隧道开挖荷载首先作用于前方管棚上,并通过管棚、初期支护与围岩三者的相互作用,最终传递到后方初期支护,起到荷载传递作用。开挖面前方围岩和后方初期支护能够共同承担管棚所受荷载,其力学传递效应在开挖面处最为明显。本文选取开挖面前/后 3 m 范围内的基底反力表示荷载大小,并提出围岩/初期支护承载比 η_p ,来定量表征管棚传递荷载效果。

$$\eta_p = \frac{P_r}{P_c}, \quad (59)$$

式中: P_r 为掌子面前方 3 m 范围内的围岩荷载, P_c 为掌子面后方 3 m 范围内的初期支护荷载,可由前文推导公式求得

$$\left. \begin{aligned} P_r &= \int_{a+b+s}^{a+b+s+3} p_i b^* l_0 dx = b^* l_0 \int_{a+b+s}^{a+b+s+3} [kw_i - G_{pi}(w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1})] dx, \\ P_c &= \int_{a+b+s-3}^{a+b+s} p_i b^* l_0 dx = b^* l_0 \int_{a+b+s-3}^{a+b+s} [kw_i - G_{pi}(w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1})] dx. \end{aligned} \right\} \quad (60)$$

未施作管棚工况下的 η_p 可直接由隧道荷载分布模式得出。本文重点分析高铁双线隧道管棚在不同开挖进尺和管棚间距下的超前支护效果,基础算例参数如下: $H_{dt}=24.05$ m, $L=30$ m, $D_1=0.4$ m, $D=0.108$ m, $t=6$ mm, $k_0=45$ MPa/m, $k_c=90$ MPa/m, $G_{cp}=5$ kN/m, $G_{rp}=2.5$ kN/m, $h_u=7$ m, $\varphi=24^\circ$, $a=3$ m, $b=15$ m, $s=1$ m, $c=h_u \tan(45^\circ - \varphi/2)$, $d=2.0h_u - c$ 。

3.1 开挖进尺对管棚超前支护效果影响

保证其他参数不变,开挖进尺分别取 0.50, 0.7, ..., 3.00 m, 对应的管棚挠度曲线如图 11 所示。由图可知,管棚挠度在轴向上的分布形式为凹型,开挖面前后 3 m 范围内挠度数值相比两端明显较大。值得注意的是,开挖面前方 10 m 处挠度基本为 0,这说明管棚支护效果有效延伸范围为 10 m。随着 s 增加,管棚挠度明显呈非线性增长,开挖进尺由 0.75 m 增加到 2.50 m,仅增大 3.3 倍,而管棚挠度最大值却由 31.5 mm 快速增大 7.2 倍,达到 225.9 mm。

由图 12 可知,未施作管棚时,围岩/初期支护承载比 η_p 明显偏大,且开挖进尺越大,掌子面前方围岩荷载也越大。这表明在掌子面前/后 3 m 范围内,围岩作为主要承载体,相比于支护次承载体,围岩承担了绝大部分荷载。而施作管棚后, η_p 增速明显变缓,以

开挖进尺为 2 m 时为例,有管棚工况的 η_p 为 2.08,而无管棚工况的 η_p 为 3.94,显著降低了 47.2%。这意味着管棚能够显著改善隧道荷载分布,将掌子面前方开挖扰动荷载传递到后方支护,减小超前变形范围。

虽然大开挖进尺工况下,施作隧道管棚可提高工程安全性,但进尺不宜过大,否则会导致管棚挠度变形和围岩/初期支护承载比呈非线性几何倍数增长,大大增加开挖面前方土体滑坡破坏的风险性。为保障安全,应合理选择开挖进尺,及时施作初期支护并尽早闭合成环,以提高管棚体系承担和传递荷载的能力。由于大断面软岩隧道施工扰动剧烈,隧道受力状态较差,开挖进尺不宜超过 2 m。

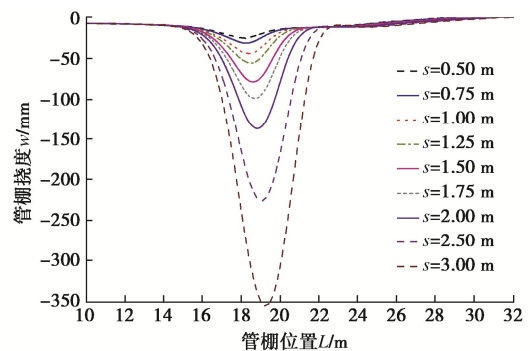


图 11 管棚挠度分布与开挖进尺 s 关系曲线

Fig. 11 Relation curves between deflection distribution of pipe roof and excavation footages

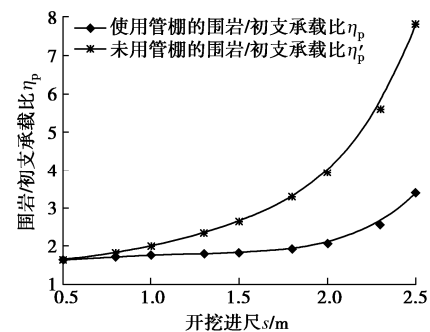
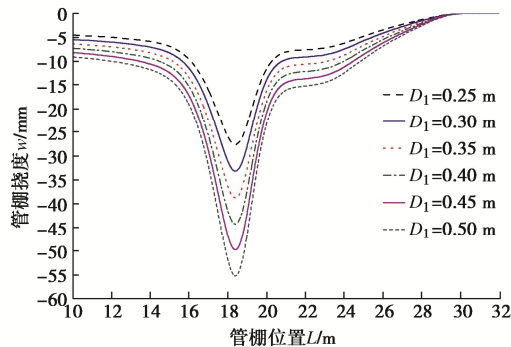


图 12 围岩/初期支护承载比 η_p 与开挖进尺 s 关系曲线

Fig. 12 Relation curves between bearing ratio of surrounding rock/initial support η_p and excavation footages

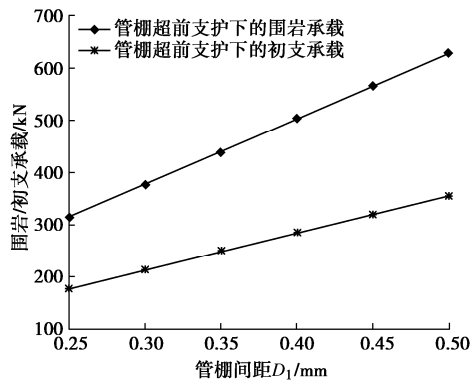
3.2 管间距对管棚超前支护效果影响

控制其它参数不变,管间距 D_1 取 0.25, 0.30, ..., 0.50 m, 对应的管棚挠度曲线如图 13 所示。随着管棚间距增加,管棚挠度呈正比例增长,这是由于本文考虑了管间微拱效应的影响,管棚承载不单是其直径投影区域内的土体荷载或简单的经验取值。由图 14 可知,管间距的增加使得围岩和初期支护承载同步升高, $D_1=0.25$ m 时,围岩承载仅为 314 kN,而当 $D_1=0.5$ m 时,围岩承载值增长了一倍,达到 628 kN,掌子面安全性明显劣化。

图 13 管棚挠度分布与管间距 D_1 关系曲线Fig. 13 Relation curves between deflection distribution of pipe roof and spacing D_1

管间距增大到一定程度时,将使得挠度变形超过容许值,相邻管间的微拱也难以形成,无法稳定发挥管棚的超前支护作用。

因此,应适当减小管间距,从而提高隧道承载能力和减小管棚挠度变形。考虑到软岩大跨隧道拱部跨中的受力状态最差,更易发生围岩冒落,拱顶附近 30° 范围内的管间距应当较其他位置减小 $5\sim 10$ cm。

图 14 围岩/初期支护荷载与管棚间距 D_1 关系曲线Fig. 14 Relation curves between bearing ratio of surrounding rock/initial support η_p and spacing D_1

4 结 论

(1) 管棚在环向上具有微拱效应,能够将洞室上方压力大拱转化为管间微拱,管棚钢管作为拱脚承担微拱转移岩土荷载,发挥减跨承载作用。

(2) 管棚在轴向上具有成梁效应,将掌子面前方的扰动荷载传递到后方较稳固的初期支护体系,管棚作为高强结构保护拱顶免于塌方,起到荷载传递作用。

(3) 根据深浅埋隧道荷载分布模式,综合考虑了管棚微拱效应、初期支护滞后效应、应力释放性和基床系数变化性等因素,基于 Pasternak 地基梁理论推导了管棚挠度和内力理论计算公式,揭示了管棚超前支护机理,得到了实测数据验证。

(4) 提出了围岩/初期支护承载比和管棚挠度来量化评价超前支护效果,随开挖进尺和管棚间距增大,

围岩将承担更大比例荷载且管棚变形加剧。工程中可通过减小开挖进尺和缩短管棚间距的措施来改善管棚受力状态,软岩隧道开挖进尺不得超过 2 m,拱顶附近 30° 的管间距较其他部位应缩减 $5\sim 10$ cm。

参考文献:

- [1] 石钰锋, 蔡理平, 阳军生, 等. 富水软弱地层隧道水平旋喷与大管棚预支护研究及应用[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(增刊 2): 101-106. (SHI Yufeng, CAI Liping, YANG Junsheng, et al. Combination reinforcement mechanism of sub-horizontal jet-grouting and pipe roof in water-rich soft stratum[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(S2): 101-106. (in Chinese))
- [2] 宋战平, 田小旭, 周冠南, 等. 隧道洞内管棚超前预支护力学行为的理论分析[J]. 中国公路学报, 2020, 33(4): 89-98. (SONG Zhanping, TIAN Xiaoxu, ZHOU Guannan, et al. Theoretical analysis of mechanical behavior of advanced pre-support of pipe-roof in tunnel[J]. China Journal of Highway and Transport, 2020, 33(4): 89-98. (in Chinese))
- [3] 武 松, 汤 华, 罗红星, 等. 浅埋软岩公路隧道超前管棚支护机制与工程应用研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, 38(增刊 1): 3080-3091. (WU Song, TANG Hua, LUO Hongxing, et al. Research on mechanism and engineering application of advanced support of pipe-roof for shallow buried and soft rock highway tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, 38(S1): 3080-3091. (in Chinese))
- [4] 郭 璇, 张鸿儒, 蒙 蛟, 等. 软弱围岩隧道管棚预支护开挖土压分布模型试验[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(6): 1214-1224. (GUO Xuan, ZHANG Hongru, MENG Jiao, et al. Model test to earth pressure distribution on pipe roof of tunnels as pre-supporting system in weak surrounding rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(6): 1214-1224. (in Chinese))
- [5] LUO Y B, CHEN J X, LIU B, et al. Analysis of pipe-roof in tunnel exiting portal by the foundation elastic model[J]. Mathematical Problems in Engineering, 2017: 1-12.
- [6] 黄 华, 巩江峰, 邸 成, 等. 铁路隧道超前管棚变形规律及参数研究[J]. 铁道工程学报, 2019, 36(12): 65-70. (HUANG Hua, GONG Jiangfeng, DI Cheng, et al. Research on the deformation law and parameters of advanced pipe shed for railway tunnel[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2019, 36(12): 65-70. (in Chinese))
- [7] XIAO J Z, DAI F C, WEI Y Q, et al. Analysis of mechanical behavior in a pipe roof during excavation of a shallow bias tunnel in loose deposits[J]. Environmental Earth Sciences,

- 2016, **75**(4): 293.
- [8] LI R, ZHANG D L, WU P, et al. Combined application of pipe roof pre-SUPPORT and curtain grouting pre-reinforcement in closely spaced large span triple tunnels[J]. *Applied Sciences*, 2020, **10**(9): 3186.
- [9] 周顺华. 软弱地层浅埋暗挖施工中管棚法的棚架原理[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(14): 2565-2570. (ZHOU Shunhua. Principles of pipe roof applied to shallow-buried tunnels in soft ground[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, **24**(14): 2565-2570. (in Chinese))
- [10] 顾问宇, 李 伟, 冯金英. 管棚超前支护在平顶直墙隧道中的优化设计[J]. 现代隧道技术, 2009, **46**(3): 48-52, 59. (GU Wenyu, LI Wei, FENG Jinying. Optimized design of advance pipe-roofing for tunnels with flat roof and vertical walls[J]. *Modern Tunnelling Technology*, 2009, **46**(3): 48-52, 59. (in Chinese))
- [11] 蒋良潍, 黄润秋, 蒋忠信. 黏性土桩间土拱效应计算与桩间距分析[J]. 岩土力学, 2006, **27**(3): 445-450. (JIANG Liangwei, HUANG Runqiu, JIANG Zhongxin. Analysis of soil arching effect between adjacent piles and their spacing in cohesive soils[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, **27**(3): 445-450. (in Chinese))
- [12] 孙玉永, 周顺华, 肖红菊, 等. 管棚法应用于软土地层的稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(S2): 4199-4206. (SUN Yuyong, ZHOU Shunhua, XIAO Hongju, et al. Application of pipe-roof method to stability analysis of soft ground[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2013, **32**(S2): 4199-4206. (in Chinese))
- [13] 陈 峥, 何 平, 颜杜民, 等. 考虑土拱效应的管棚合理间距计算方法[J]. 岩土力学, 2019, **40**(5): 1993-2000. (CHEN Zheng, HE Ping, YAN Dumin, et al. A method to calculate rational spacing between pipes in pipe roofs considering soil arching effects[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2019, **40**(5): 1993-2000. (in Chinese))
- [14] ZAREI H, MOAREFVAND P, SALMI E F. Numerical modeling of umbrella arch technique to reduce tunnelling induced ground movements[J]. *Environmental Earth Sciences*, 2019, **78**(10): 1-22.
- [15] BAGHERZADEH P, GOSHTASBI K, KASHEF M. Umbrella arch method performance, structural behavior and design elements utilizing in collapsing zones[J]. *Environmental Earth Sciences*, 2020, **79**(23): 521.
- [16] 李鹏飞, 王 帆. 深埋非对称小间距隧道围岩压力计算方法[J]. 北京工业大学学报, 2017, **43**(4): 612-620. (LI Pengfei, WANG Fan. Calculation method of loosening pressure for deep-buried and non-symmetry closely-spaced tunnels[J]. *Journal of Beijing University of Technology*, 2017, **43**(4): 612-620. (in Chinese))
- [17] 贾金青, 王海涛, 涂兵雄, 等. 管棚力学行为的解析分析与现场测试[J]. 岩土力学, 2010, **31**(6): 1858-1864. (JIA Jinqing, WANG Haitao, TU Bingxiong, et al. Analytical approach and field monitoring for mechanical behaviors of pipe roof reinforcement[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(6): 1858-1864. (in Chinese))
- [18] 郑俊杰, 章荣军, 杨庆年. 浅埋隧道变基床系数下管棚的力学机制分析[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(8): 1165-1171. (ZHENG Junjie, ZHANG Rongjun, YANG Qingnian. Mechanical mechanism of piperoots with variable coefficient of subgrade reaction in shallow tunnels[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, **31**(8): 1165-1171. (in Chinese))
- [19] ZHANG Z Q, LI H Y, LIU H Y, et al. Load transferring mechanism of pipe umbrella support in shallow-buried tunnels[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2014, **43**: 213-221.
- [20] 王同涛, 闫相祯, 杨秀娟. 基于弹塑性地基模型的湿陷性黄土地段悬空管道受力分析[J]. 中国石油大学学报(自然科学版), 2010, **34**(4): 113-118. (WANG Tongtao, YAN Xiangzhen, YANG Xiujuan. Force analysis of suspended pipeline in collapsible loess areas based on elastic-plastic foundation model[J]. *Journal of China University of Petroleum (Edition of Natural Science)*, 2010, **34**(4): 113-118. (in Chinese))
- [21] 李 然, 张顶立, 房 倩, 等. 深埋 3 孔小净距隧道围岩压力计算方法及其工程应用[J]. 中国铁道科学, 2020, **41**(2): 81-90. (LI Ran, ZHANG Dingli, FANG Qian, et al. Calculation method for surrounding rock pressure of deeply buried closely spaced triple tunnels and its engineering application[J]. *China Railway Science*, 2020, **41**(2): 81-90. (in Chinese))
- [22] WHITE D J, VENNAPUSA P, ROESLER J R, et al. Plate load testing on layered pavement foundation system to characterize mechanistic parameters[C]//Eighth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. Philadelphia, Pennsylvania. Reston, VA, USA: American Society of Civil Engineers, 2019: 214-226.
- [23] 满 帅, 孔 超, 王海彦. 隧道洞口浅埋段管棚超前支护开挖进尺优化[J]. 铁道标准设计, 2013, **57**(10): 108-111, 132. (MAN Shuai, KONG Chao, WANG Haiyan. Optimization of excavation footage of shallowly-buried section of tunnel portal supported by advance pipe roof[J]. *Railway Standard Design*, 2013, **57**(10): 108-111, 132. (in Chinese))