

基于变基床系数的管棚变形机制研究

朱 涵¹, 赵春安^{1,2}, 赵 博¹

(1. 天津大学 建筑工程学院, 天津 300072; 2. 天津天房建设工程有限公司, 天津 300000)

摘要:在浅埋软弱围岩隧道施工中,要求严格控制地面沉降,管棚作为一种超前预支护工法,可以有效地控制施工对地层的扰动,在隧道施工中得到了广泛应用,因而对管棚受力变形机制的研究非常有必要。目前,大多数对长大管棚受力变形机制的研究中未考虑初期支护和土体扰动引起地基基床系数变化对管棚变形影响。本文通过建立管棚受力的双参数弹性地基梁模型,推导出考虑初期支护和土体扰动引起地基基床系数变化时管棚挠度函数,并用数值模拟和郑西客运专线阎乡隧道的现场实测数据进行对比验证,同时与未考虑初期支护和土体扰动时管棚的变形做对比,结果表明:考虑初期支护和土体扰动引起地基基床系数变化时,管棚的变形更符合实际;通过对管棚变形的研究可以对管棚的选型和布置提供依据,从而更好地为实际工程提供理论参考。

关键词:桥梁与隧道工程;变形机理;弹性地基梁;地基基床系数;管棚

中图分类号:U45

文献标志码:A

文章编号:1006-7930(2018)05-0617-08

Deformation mechanism of pipe-roof based on variable subgrade reaction coefficient

ZHU Han¹, ZHAO Chun'an^{1,2}, ZHAO Bo¹

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China;

2. Tianjin Housing Construction Engineering Co. Ltd, Tianjin 3000, China)

Abstract: In shallow weak rock tunnel construction, ground settlement needs to be controlled strictly, and pipe roof, as a kind of advance pre-support technology, can effectively protect stratum from construction disturbance, which has been widely applied in tunnel construction, so it is necessary to study on the stress deformation mechanism of pipe roof. At present, the study that how the change of subgrade reaction coefficient caused by primary support and construction influences pipe roof deformation mechanism is less. In this paper, by building the model of double parameters elastic foundation beam, the pipe roof deflection function is derived based on variable subgrade reaction coefficient caused by primary support and construction, comparing with the deflection function without considering the change of subgrade reaction coefficient caused by primary support and construction. Besides, numerical simulation and the actual measured data from Wenxiang tunnel are used to be compared, the result of which shows that the pipe roof deformation mechanism of considering the change of subgrade reaction coefficient caused by primary support and construction is more tally with the actual; besides, it can provide basis for selecting and arranging pipe roof and provide theoretical reference for practical engineering better.

Key words: Bridge and Tunnel Engineering; Deformation Mechanism; Elastic Foundation Beam; Subgrade Reaction Coefficient; Pipe roof

在浅埋软弱围岩隧道施工中,由于围岩的稳定性差,如果不采取预支护措施,会对上层土体造成较大的扰动。管棚法作为浅埋隧道施工中的一种预支护工法,在防止隧道因围岩变形过大引起的局部失稳坍塌和控制地表沉降等方面发挥着至关重要的作用,被广泛应用于严格控制地层变形的隧道施工中。

为了更好的发挥管棚的支护作用,国内外学

者对其力学机理进行了深入研究。周顺华等^[1-3]分析了管棚的工作机理,提出了棚架体系的观点,指出管棚主要起加固围岩并扩散围岩压力的作用,同时能减少开挖释放应力,为以后管棚受力变形研究提供了理论参考;T Okawa, J Yokoyama等^[4]认为采用管棚法设计施工时,不仅要研究其受力平衡,更要研究其受力变形,其研究结果表明管棚可以起到良好的支护作用。此外,对管棚变

形机理也进行了大量研究,主要采用数值模拟、解析法和工程实测三种方法. Chungsik Yoo 等^[6]运用实验和数值模拟的方法研究了在长管棚预支护下掌子面的变形. 袁海清, 傅鹤林等^[7]采用 FLAC3D 有限差分法软件建立了四种开挖模型,研究管棚在控制隧道的应力、位移以及地表沉降方面的作用效应. 郭衍敬, 房倩等^[8]在数值计算中采用桩单元模拟管棚,研究了施工过程中管棚变形的动态过程. 李超^[9]通过理论计算和数值模拟的方法研究了管棚超前加固的作用机理,验证了管棚预支护和超前小导管注浆可以满足工程控制地层变形的实际需要. 以上数值模拟中均采用等效方法将管棚的弹模折算到地层中,此方法虽然可以模拟出管棚的支护效果,但无法得到管棚的受力变形特征. 在解析分析法中,一般采用三种简化模型分析管棚:简单梁模型、简单模式弹性地基梁模型和刚性固定端 Winker 弹性地基梁模型^[10-13]. 苟德明等^[14]对管棚的刚性固定端 Winkler 弹性地基梁模型进行改进,建立浅埋暗挖隧道管棚受力的弹性固定端双参数弹性地基梁模型,推导出管棚挠度函数. 李健等^[15]建立浅埋暗挖黄土隧道管棚受力的双参数地基梁模型,对长大管棚受力机制进行分析. 以上弹性地基梁模型未考虑开挖扰动土体会引起地基基床系数变化,而且仅将开挖未支护和未开挖段作为弹性地基梁,并未考虑开挖支护段的变形情况.

以郑西客运专线阌乡隧道下穿高速公路试验段^[15-16]为工程背景,参照 Pasternak 模型,建立刚性固定端双参数弹性地基梁模型,本模型不仅研究了开挖未支护段和未开挖段,还增加了开挖支护段,各段的地基基床系数依据实际情况设定,使模型更加符合实际工况. 根据此模型推导出管棚变基床系数变形方程,然后又依照未考虑初期支护和土体扰动引起地基基床系数变化的情况,推导出管棚不变基床系数变形方程. 此外,采用 ansys 数值模拟软件建立荷载—结构模型计算出管棚的变形. 最后,结合工程实测数据对比分析以上三种变形结果.

1 工程背景

1.1 工程概况

郑西客运专线阌乡隧道全长 770 m,隧道埋深为 10~24 m,位于 Q3 砂质黄土地层,Ⅴ级围岩,土质疏松,粘结性差,土体极不稳定,为大跨浅埋黄土隧道. 隧道下穿连霍高速公路,下穿段约

为 270 m,下穿段采用双侧壁导坑法施工,隧道开挖断面大,约为 175 m².

隧道拱部采用密排管棚作为超前支护,施工中由于土质松散,钻孔后坍孔严重,因此工程中采用跟管钻进法边钻边跟进导管,然后通过导管由内向外注浆,浆液渗进围岩可以改善围岩的性质,减小施工对上部地层的扰动. 实际工程中的隧道横断面及支护参数如图 1,管棚参数和初支参数如表 1、2.

表 1 管棚参数

Tab. 1 Parameters of piperroof

直径 φ /mm	壁厚/mm	长度/m	布置
159	8	70	间距 40 cm, 单层布置

表 2 初支参数

Tab. 2 Parameters of primary support

钢架	混凝土	锚杆
I25a 型钢钢架, 间距为 0.8 m	全环喷射 C25 混凝土, 分两层喷射第一层厚 35 cm, 第二层为 25 cm, 共 60 cm 厚	边墙处采用 $\varphi 22$ mm 药包锚杆, 杆长 4 m, 间距 1 m

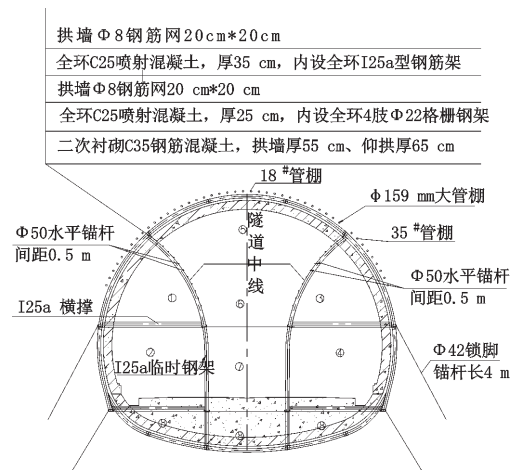


图 1 隧道横断面及支护参数

Fig. 1 Tunnel cross section and parameters of supports

1.2 测点布置

现场在 18 号管棚和 35 号管棚内布置了测点,因两根管棚的测点布置方式和位置基本一致,这里只详细介绍 18 号管棚测点的布置情况. 在拱顶 18 号管棚 DK298+775.5 段、DK298+779.6 段和 DK298+783.8 段各布置两个应变计,上下侧各一个,编号分别为 3[#]、6[#]、2[#]、5[#]、1[#]、4[#],详细布置情况如图 2. 应变计测试方式采用 ZXY-2 型频率读数仪进行测量,测量频率为 1 次/d.

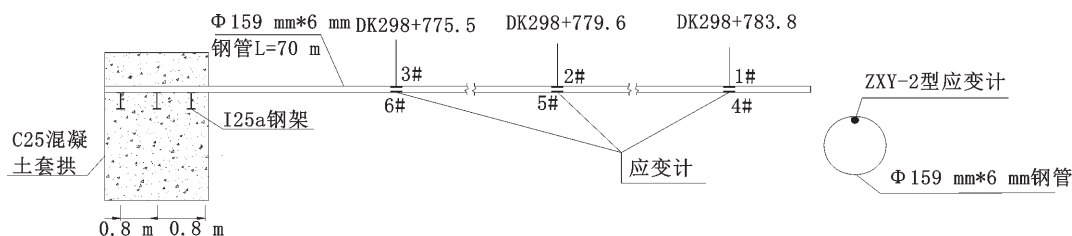


图2 测点布置纵剖面

Fig. 2 The longitudinal profile of tunnel layout

1.3 监测结果分析

图3给出了双侧壁三台阶法工序横断面图、纵断

图, 其中罗马数字为各导洞的开挖顺序, 从图中可以直观地看出各导洞的开挖顺序和开挖深度。

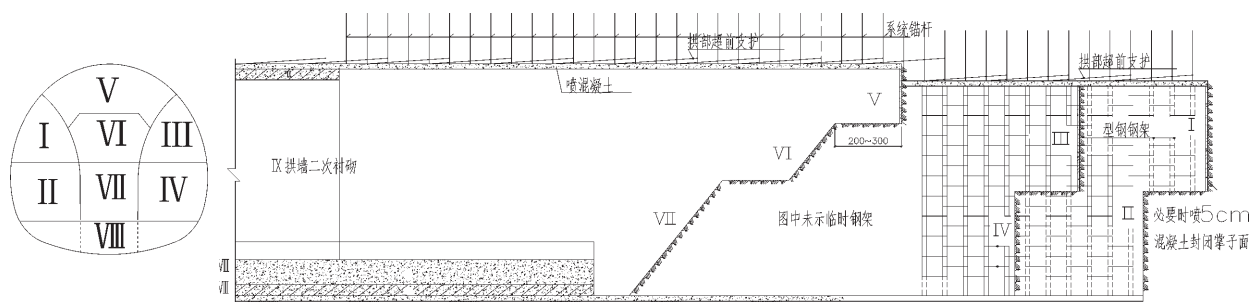


图3 隧道开挖横、纵断面图

Fig. 3 The cross and longitudinal section of excavation

图4、图5分别给出了隧道施工时18#、35#管棚各测点的应变、应力变化曲线。由于在现场实测时18#管棚的5#测点和35#管棚的1#、2#测点被破坏, 无法得到其读数, 图中仅给出其余测点的数据。

观察图4、5可以看出: (1) 3#和6#、1#和4#测点分别位于管棚同一断面的上下端, 量测出的应变大小相等, 符号相反, 符合纯弯曲梁变形规律, 说明测量数据比较准确。(2) 同一管棚断面上下端的应力也呈现出大小相等, 符号相反的规律, 符合实际。(3) 由于 $\sigma = E\varepsilon$, 应力和应变呈线性关系, 所以应力、应变变化规律基本相同。(4) 管棚的应力相对较大, 18#管棚的最大压应力约为250 MPa, 最大拉应力约为200 MPa, 35#管棚的最大压应力为60 MPa, 最大拉应力为-150 MPa, 由管棚应力值可以知道管棚的作用效果明显, 但是局部应力过大可能会造成管棚破坏, 因此研究管棚的应力应变十分有必要; 35#管棚的应力总体比18#管棚的应力大, 这是由于测得35#管棚的应力时, 只有左右导洞进行了开挖, 而中导洞并未开挖, 因此管棚受力较小, 而测得18#管棚的应力时, 左右导洞和中导洞均已开挖, 因此管棚受力较大。(5) 分析18#、35#管棚应力变化可知, 进

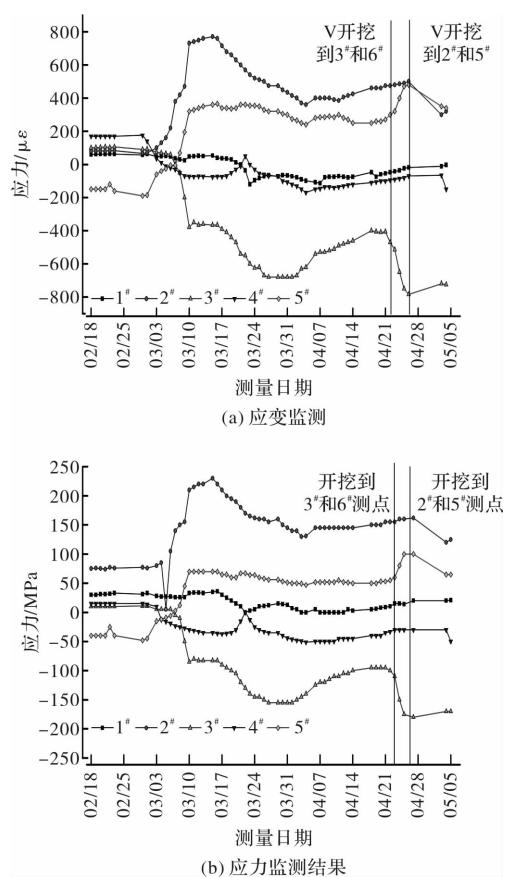


图4 18#管棚应变、应力监测结果

Fig. 4 The strain and stress monitoring result of number 18 pipe

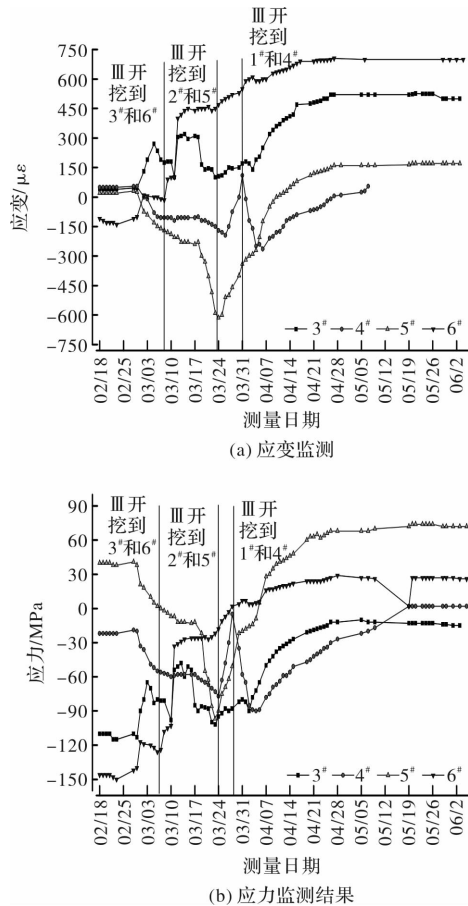


图5 35#管棚应变、应力监测结果

Fig. 5 The strain and stress monitoring result of number 35 pipe

行开挖时掌子面前方 14 m 处管棚应力开始发生变化, 掌子面过后 14 m 时, 应力变化开始趋于稳定, 说明掌子面开挖时对前后各 14 m 范围内的土体扰动较大, 即掌子面的开挖扰动范围约为 1 倍洞径。(6) 施工过程中管棚不同位置处的应变差别较大, 3#和 6#应变基本在 $400 \sim 700 \mu\epsilon$ 之间, 而 1#和 4#应变基本在 0 附近波动, 这是由于前者距离掌子面较近, 受开挖扰动较大所以应变较大, 而后者距离掌子面远, 基本不受开挖扰动所以应变值基本为 0。(7) 由应变时程图可知, 当初期支护施作完成后, 管棚应变有减小的现象, 这是由于初期支护承担了一部分围岩压力, 因此管棚承受压力减少, 应变减小, 说明管棚的支护效果明显。

图 6 给出了管棚不同开挖深度时各测点应变值。

观察图 6 可以看出: (1) 管棚应变曲线总体成凹形, 且最低点随着开挖深度增大前移, 且最低点的值逐渐增大, 当掌子面位于测点处时应变最大。(2) 当掌子面开挖推进未进行初期支护时, 管

棚的应变较大, 当掌子面继续向前推进, 后方已挖部分已完成初期支护时, 管棚的应变有所减小, 说明管棚很好地发挥了超前支护的作用, 有效地调节了围岩应力。

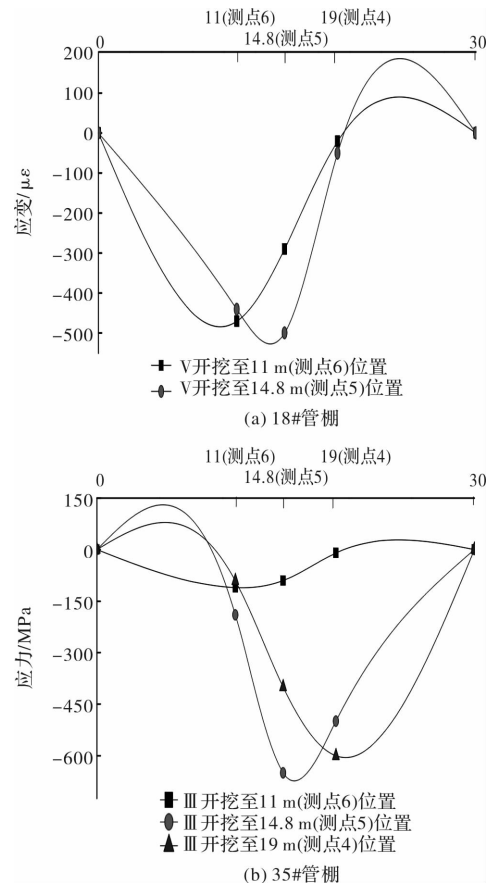


图6 不同开挖深度时各测点应变

Fig. 6 The strain of every measuring point in different excavation depth

2 管棚受力变形机理

2.1 受力模型

由工程实际及监测数据可知, 由于掌子面后方一小段开挖未支护, 此处的管棚沉降最大, 掌子面前方一段土体受开挖扰动造成管棚变形也相对较大。为研究整个管棚沿纵向的沉降情况, 选取单根管棚作为研究对象, 充分考虑管棚纵向各段地基系数的不同, 建立管棚的双参数弹性地基梁模型, 具体的简化模型如图 7。

AB 段为开挖支护段, 其长度可根据实际工况取得, 记为 l , 由于 A 端点支护较早, 后续开挖对其的影响很小, 所以模型中将其看成固定端, 本段管棚受到上部土体荷载 $q(x)$ 和下部初支弹性抗力的作用, 其弹性抗力系数(等同为地基基床系数)可由公式 $K_1 = \frac{P}{\delta}$ 求得, P 为拱顶施加的集中

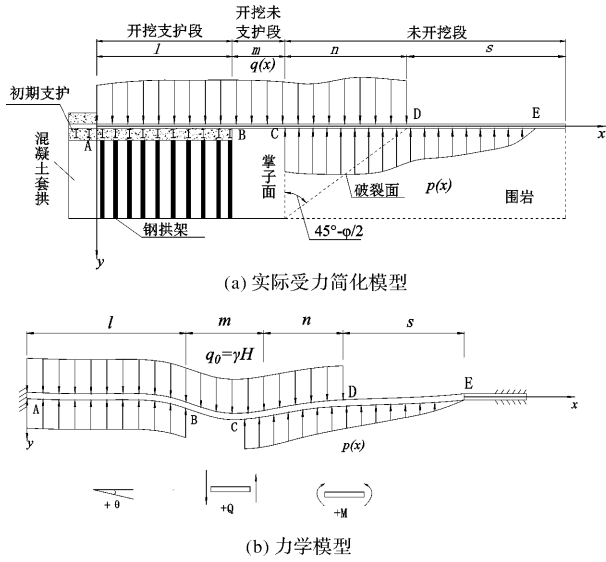


图7 简化模型

Fig. 7 Simplified model

力, δ 为拱顶由集中力引起的竖向挠度; BC 段为开挖未支护段, 其长度记为 m , 上部荷载 $q(x)$ 全由管棚承担; CD 段为未开挖受扰动段, 其长度记为 n , $n = h \cdot \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ [19], h 为隧道开挖高度, φ 为围岩内摩擦角. 此段管棚除承担上部荷载 $q(x)$ 之外还受到底部地基反力, 此段地基受到开挖的扰动, 其地基基床系数 K_3 取原状土的 $1/5$ [17]; DE 段为未开挖未扰动段, 长度记为 s , 由于此段围岩没有被破坏, 其地基基床系数 K_4 即为原状地层的地地基基床系数, 此时 E 端竖向位移和转角非常小, 可以认为其为固定端.

依据弹性地基梁理论 [17], 选用双参数 Pasternak 模型来计算地基反力, 即 $p(x) = k\omega(x) - G_p\omega''(x)$, 因此宽度为 b 的梁的挠度控制方程为

$$EI\omega^{(4)} - G_p b^* \omega'' + kb^* \omega = bq(x) \quad (1)$$

$$b^* = b[1 + (G_p/k)^{1/2}/b] \quad (2)$$

式中: k 为地基基床系数; E 为管棚的弹性模量; G_p 为地基剪切模量; I 为管棚惯性矩; $\omega(x)$ 为管棚挠度函数; b^* 为考虑地基连续性情况下弹性地基梁的等效宽度. 相对于隧道埋深, 地表高度变化很小, 计算时可以认为上部荷载 $q(x)$ 为均布荷载. 根据图 4, 可以得到各段的控制方程.

(1) AB 段, 围岩压力为 $q(x) = \gamma H$, 地基反力为 $p(x) = k_1\omega(x) - G_p\omega''(x)$, 挠度控制方程为

$$EI\omega^{(4)}(x) - G_p b^* \omega''(x) + k_1 b^* \omega(x) = b\gamma H \quad (3)$$

(2) BC 段, 围岩压力为 $q(x) = \gamma H$, 地基反力为 $p(x) = 0$, 挠度控制方程为

$$EI\omega^{(4)}(x) = b\gamma H \quad (4)$$

(3) CD 段, 围岩压力为 $q(x) = \gamma H$, 地基反力为 $p(x) = k_3\omega(x) - G_p\omega''(x)$, 挠度控制方程为

$$EI\omega^{(4)}(x) - G_p b^* \omega''(x) + k_3 b^* \omega(x) = b\gamma H \quad (5)$$

(4) DE 段, 围岩压力为 $q(x) = 0$, 地基反力为 $p(x) = k_4\omega(x) - G_p\omega''(x)$, 挠度控制方程为

$$EI\omega^{(4)}(x) - G_p b^* \omega''(x) + k_4 b^* \omega(x) = b\gamma H \quad (6)$$

2.2 控制方程求解

(1) AB 段控制方程的通解为

$$\begin{aligned} \omega_1(x) = & A_1 \cos(\alpha_1 x) \operatorname{sh}(\beta_1 x) + \\ & A_2 \cos(\alpha_1 x) \operatorname{ch}(\beta_1 x) + A_3 \sin(\alpha_1 x) \operatorname{ch}(\beta_1 x) + \\ & A_4 \sin(\alpha_1 x) \operatorname{sh}(\beta_1 x) + \omega_1^* \end{aligned} \quad (7)$$

式中: A_1, A_2, A_3, A_4 均为待定常系数; ω_1^* 为方程的特解, 与上部荷载 $q(x)$ 及边界条件有关 [18] 作用有初参数 y_0, θ_0, M_0, Q_0 , 特解可取: $\omega_1^* =$

$$\frac{q_0}{k_1 b^*} [1 - \operatorname{ch}(\lambda_1 x) \cos(\lambda_1 x)].$$

$\lambda_1, \alpha_1, \beta_1$ 分别为

$$\lambda_1^4 = \frac{k_1 b^*}{4EI} \quad (8)$$

$$\alpha_1 = \lambda_1 [1 + (G_p \lambda_1^2 / k_1)]^{1/2} \quad (9)$$

$$\beta_1 = \lambda_1 [1 - (G_p \lambda_1^2 / k_1)]^{1/2} \quad (10)$$

(2) BC 段控制方程的通解为

$$\omega_2(x) = \frac{q_0}{24EI} x^4 + B_1 x^3 + B_2 x^2 + B_3 x + B_4 \quad (11)$$

式中: B_1, B_2, B_3, B_4 均为待定常系数.

(3) CD 段控制方程的通解为

$$\begin{aligned} \omega_3(x) = & C_1 \cos(\alpha_3 x) \operatorname{sh}(\beta_3 x) + \\ & C_2 \cos(\alpha_3 x) \operatorname{ch}(\beta_3 x) + C_3 \sin(\alpha_3 x) \operatorname{ch}(\beta_3 x) + \\ & C_4 \sin(\alpha_3 x) \operatorname{sh}(\beta_3 x) + \omega_3^* \end{aligned} \quad (12)$$

式中: C_1, C_2, C_3, C_4 均为待定常系数; $\alpha_3, \beta_3, \lambda_3$ 和特解 ω_3^* 计算方法同 AB 段.

(4) DE 段控制方程的通解为

$$\begin{aligned} \omega_4(x) = & e^{\alpha_4 x} [D_1 \cos(\beta_4 x) + D_2 \sin(\beta_4 x)] + \\ & e^{\alpha_4 x} [D_3 \cos(\beta_5 x) + D_4 \sin(\beta_4 x)] \end{aligned} \quad (13)$$

式中: D_1, D_2, D_3, D_4 均为待定常系数; α_4, β_4 计算方法同 AB 段.

四段控制方程共有 $A_1 \sim D_4$ 16 个待定系数, 因此需 16 个边界条件. A 端为固定端, 所以竖向位移 ω 与转角 θ 为零, 即 $\omega_1(0) = 0, \theta_1(0) =$

$\omega_1'(0) = 0$ ，由此可得 $A_2 = 0$ ， $A_3\alpha_1 + A_1\beta_1 = 0$ ；管棚在 B 点满足连续性条件，即

$$\left. \begin{aligned} \omega_1(l) &= \omega_2(l) \\ \theta_1(l) &= \theta_2(l) \\ M_1(l) &= M_2(l) \\ Q_1(l) &= Q_2(l) \end{aligned} \right\} \Rightarrow \left. \begin{aligned} \omega_1(l) &= \omega_2(l) \\ \omega_1'(l) &= \omega_2'(l) \\ \omega_1''(l) &= \omega_2''(l) \\ \omega_1'''(l) &= \omega_2'''(l) \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

C 点和 D 点也满足连续条件，即

$$\left. \begin{aligned} \omega_2(l+m) &= \omega_3(l+m) \\ \omega_2'(l+m) &= \omega_3'(l+m) \\ \omega_2''(l+m) &= \omega_3''(l+m) \\ \omega_2'''(l+m) &= \omega_3'''(l+m) \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

$$\left. \begin{aligned} \omega_3(l+m+n) &= \omega_4(l+m+n) \\ \omega_3'(l+m+n) &= \omega_4'(l+m+n) \\ \omega_3''(l+m+n) &= \omega_4''(l+m+n) \\ \omega_3'''(l+m+n) &= \omega_4'''(l+m+n) \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

假设管棚为半无限长梁，所以 E 端可以看作无限远，竖向位移 ω 与转角 θ 为零，即为固定端，所以， $\omega_4(+\infty) = 0$ ， $\theta_4(+\infty) = \omega_1'(+\infty) = 0$ ，由此可得 $D_1 = 0$ ， $D_2 = 0$ 。

根据以上边界条件可以列出方程组，通过 Matlab 编程软件不难求解出矩阵方程，从而得出 16 个待定系数，将其带入通解方程即得各段管棚

的挠度函数 $\omega_i(x)$ ，根据公式(3.17)可以得到管棚的转角、弯矩和剪力^[17]。

$$\left. \begin{aligned} \theta(x) &= \omega'(x) \\ M(x) &= -EI\omega''(x) \\ Q(x) &= -EI\omega'''(x) + G_p b^* \omega'(x) \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

2.3 实例计算

根据阎乡隧道的实际工况可知：试验段埋深 $H=24$ m，围岩容重 $\gamma = 15.5$ kN/m³，内摩擦角 $\varphi = 25^\circ$ ，开挖方法为双侧壁导洞法，上台阶开挖高度 $h = 7$ m，开挖进尺即 $m = 1.2$ m，管棚宽度即管棚直径为 $b = 159$ mm，管棚的弹模为 $E = 210$ GPa，模型建立时仅考虑上台阶开挖，台阶高度约为 3 m，通过数值模拟分析可知荷载释放率取 50% 较为合理^[14]。

AB 段(开挖支护段)长度取 $l = 5$ m，地基床系数 $K_1 = \frac{P}{\delta}$ ， p 取上部土压力， δ 取上部土压力产生的拱顶挠度，通过 ansys 建立荷载—结构模型，充分考虑洞周围岩的弹性抗力，并将初支中的钢架弹模按等刚度方法^[20]折算到混凝土中求解得到。各段详细参数见表 3。

表 3 各段详细参数

Tab. 3 Parameters of each segment in detail

参数	AB 段	BC 段	CD 段	DE 段
长度/m	$l=5$	$m=1.2$	$n=4.2$	$S=10$
地基床系数/N·m ⁻³	$K_1=1.86 \times 10^8$	$K_2=0$	$K_3=7 \times 10^6$	$K_4=3.5 \times 10^7$
地基剪切模量/Pa	$G_{p1}=1.328 \times 10^7$	$G_{p2}=0$	$G_{p3}=5 \times 10^5$	$G_{p4}=2.5 \times 10^6$
上部土压力/N·m ⁻²	$q(x)=1.86 \times 10^5$	$q(x)=1.86 \times 10^5$	$q(x)=1.86 \times 10^5$	$q(x)=0$

注： $q(x) = 0.5\gamma H$ ； $n = h \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = 4.2$ m。

将以上参数带入矩阵方程中，运用 Matlab 软件进行矩阵方程计算，解出未知的待定系数，从而得到变基床系数的管棚挠度函数。

3 结果对比

为了研究基床系数变化与否对管棚挠度曲线的影响，又假设各段的地基床系数和剪切模量不变，取值同未扰动段(DE 段)，将其带入矩阵方程，从而得到不变基床系数的管棚挠度函数。此外，为了验证计算出的管棚挠度函数，运用 Ansys 数值计算软件对单根管棚的受力状态进行了模拟，得出数值模拟挠度曲线。图 8 给出了考虑初期支护和土体扰动、未考虑初期支护和土体扰动以及数值模拟管棚挠度曲线。

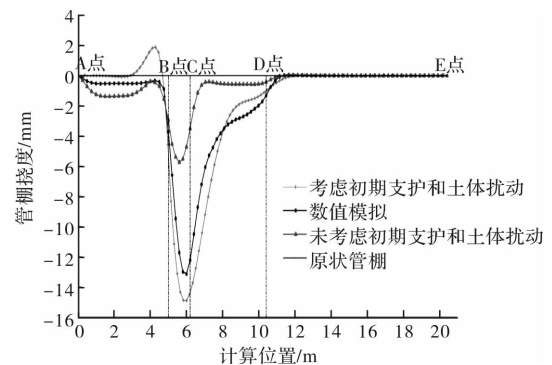


图 8 三种方法算出的挠度曲线

Fig. 8 The deflection curve calculated by three methods

观察图 8 可以看出，考虑初期支护和土体扰动时的变基床系数挠度曲线在 AB 段值很小，0~3 m 时接近于 0，在 3~5 m 出现上翘，上翘的最大值

为 2 mm, 这是由于在 5~6.2 m(BC 段)土体开挖未支护, 管棚挠度骤增导致的; BC 段挠度相对较大, 最大值在掌子面附近, 约为 15 mm; 由于前方土体距掌子面越远受扰动越弱, 所以 CD 段挠度逐渐变小; DE 段为未扰动区, 所以管棚挠度接近于 0. 未考虑初期支护和土体扰动时的挠度曲线相似于前者, 但是也有较大差别: AB 段因为未考虑初期支护弹性抗力大于土体, 地基基床系数仍采用土体的, 所以此段挠度较大, 最大约为 -1.8 mm(负号代表向下), 在 B 点也出现上翘, 但是由于前面部分管棚挠度较大, 上翘后管棚挠度仍为负值(向下); 由于 CD 段地基基床系数取未扰动土的, 未考虑开挖扰动使其减小, 所以导致 BC 段和 CD 段挠度均较小. 数值模拟得出的管棚挠度曲线基本与变基床系数挠度曲线吻合, 说明考虑开挖引起地基基床系数的变化得出的管棚挠度曲线更加合理.

现场没有直接测量管棚的挠度, 而是在管棚内设置应变片测量出管棚上下内壁的纵向应变. 为了将实测的应变数据和解析计算出的挠度曲线做对比, 根据梁弯曲的几何方程^[17] $\epsilon = y\theta'(x) = y\omega''(x)$, 将挠度函数转换为应变方程, 从而得出管棚应变曲线. 钢管外径为 D , 壁厚为 t , 则钢管内壁到中性轴的距离 $y = \frac{D}{2} - t$, 管棚的应变方程为 $\epsilon = (\frac{D}{2} - t)\omega''(x)$. 图 9 给出了考虑初期支护和土体扰动、未考虑初期支护和土体扰动以及数值模拟应变曲线以及掌子面开挖到 3[#]、2[#] 断面时, 3[#]、2[#]、1[#] 应变片的应变值.

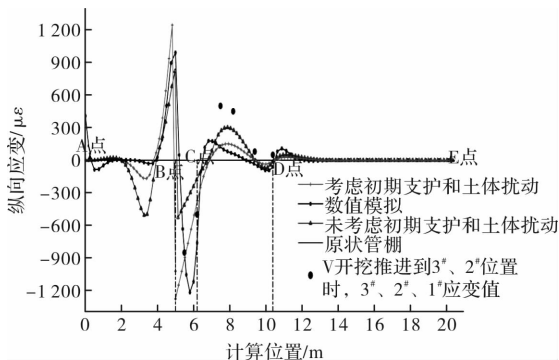


图 9 三种方法得出应变曲线

Fig. 9 The strain curve calculated by three methods

观察图 9 可以看出:

(1)通过数值模拟和工程实测数据的验证可知, 考虑初期支护和开挖土体扰动引起地基基床系数变化时的挠度函数比未考虑基床系数变化时更加符合实际管棚变形. BC 段工程实测的数据比

解析法要小, 这是由于实际管棚为环状密布, 而解析法建模时仅考虑了单根管棚, 并未考虑管棚之间的相互作用, 且实际工程中要通过管棚注浆来加固围岩, 这也使得实测值比计算值要小.

(2)在计算位置为 14 m 处, 即掌子面前方 8 m 处管棚变形很小, 之后管棚变形接近为 0, 说明开挖对前面土体的影响范围为 8 m 左右, 约为 1.3 倍开挖高度, 符合工程实际.

(3)管棚在 BC 段(开挖未支护段)和 CD 段(开挖扰动段)挠度比较大, 最大挠度出现在掌子面附近, 与工程实测结果一致, 考虑初期支护和开挖土体扰动引起地基基床系数变化时的最大挠度为 14.8 mm, 而未考虑时的最大挠度为 6 mm, 仅为前者的 40.5%, 说明考虑基床系数与否, 对管棚的挠度计算有较大的影响; AB 段考虑初期支护和开挖土体扰动引起地基基床系数变化时的平均挠度为 0.1 mm, 而未考虑时的平均挠度为 1.8 mm, 说明初期支护可以有效地控制管棚的竖向变形, 实际工程中应该及时施作初期支护; CD 段考虑初期支护和开挖土体扰动引起地基基床系数变化时的平均挠度约为 1 mm, 而未考虑时的平均挠度约为 5 mm, 说明开挖对掌子面前方土体的扰动较大, 施工时应选择合理的方法来减小对地层的扰动.

(4)通过对管棚变形规律的研究, 可以了解管棚的受力情况和围岩的应力状态, 从而为实际工程中管棚的选型、管棚布置方式、初期的参数以及开挖方式等提供参考依据.

4 结论

通过建立管棚受力的双参数弹性地基梁模型, 推导出考虑地基基床系数变化时管棚的挠度函数, 与假定基床系数不变时管棚的变形做比较, 研究得出以下结论:

(1)用数值模拟和郑西客运专线阌乡隧道的现场实测数据进行验证, 结果表明: 考虑基床系数与否, 对管棚的挠度计算有较大的影响, 且考虑地基基床系数变化时管棚的变形更符合实际, 可以更好地为实际工程提供参考依据.

(2)开挖对前面土体的影响范围为 8 m 左右, 约为 1.3 倍开挖高度, 符合工程实际.

(3)管棚在开挖未支护段和开挖扰动段挠度比较大, 最大挠度出现在掌子面附近, 与工程实测结果一致. 初期支护可以有效地控制管棚的竖向变形, 实际工程中应该及时施作初期支护; 开挖

对掌子面前方土体的扰动较大,施工时应选择合适的方法来减小对地层的扰动。

(4)通过对管棚变形规律的研究,可以了解管棚的受力状态,从而为实际工程中管棚的选型、管棚布置方式、初期的参数以及开挖方式等提供参考依据。

(5)总体来看,该模型可以较好地反映出施工过程中管棚的变形特征,研究可为以后类似工程提供理论参考。

参考文献 References

- [1] 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.
- [2] 孙永玉,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(S2):4199-4206. SUN Yuyong, ZHOU Shunhua, XIAO Hongju, et al. Application of piperroof method to stability analysis of soft ground[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013(S2):4199-4206.
- [3] 董新平,周顺华,胡新朋. 软弱地层管棚法施工中管棚作用空间分析[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(7):841-846. DONG Xinping, ZHOU Shunhua, HU Xinpeng. 3D analysis of function of pipe roof applied in soft ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(7):841-846.
- [4] Okawa T, Yokoyama J, Ishihara H, et al. Effect of piperroof in tunneling method[J]. Japan Society of Civil Engineers Proceedings, 1985:100-107.
- [5] LI Z, ZHANG K, HUANG C, et al. Analysis of the ground deformation to large cross-section tunnel by Piperroof Pre-construction Method[C]//Second International Conference on Mechanic Automation and Control Engineering. Neimenggu: IEEE, 2889-2892, 2011.
- [6] YOO C, SHIN H K. Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes—laboratory and numerical investigation[J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 2003, 18(4):303-319.
- [7] 袁海清,傅鹤林,马婷,等. 隧道管棚加预注浆超前支护数值模拟分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2012, 9(6):24-29. YUAN Haiqing, FU Helin, MA Ting, et al. Numerical simulation analysis for pipe-shed and pre-grouting reinforcement of tunnel[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2012, 9(6):24-29.
- [8] 郭衍敬,房倩,李兵. 浅埋暗挖地铁车站管棚的数值模拟及其加固效果分析[J]. 北京工业大学学报, 2010, 36(1):40-45. GUO Yanjing, FANG Qian, LI Bing. Reinforcement mechanism and mechanical analysis for pipe roof support used in subway station with shallow tunnel construction method[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2010, 36(1):40-45.
- [9] 李超. 浅埋暗挖隧道管棚作用机理及施工过程三维数值模拟[D]. 天津:天津大学, 2010. LI Chao. Mechanism of Pipe-roof in Shallow-Buried Tunnels and 3D Numerical Simulation of Construction Process[D]. Tianjin: Tianjin University, 2010.
- [10] 龙驭球. 弹性地基梁的计算[M]. 北京:人民教育出版社, 1981. LONG Yugu. The calculation of elastic foundation beam[M]. Beijing: People's Education Press, 1981.
- [11] 刘小兵. 双跨隧道穿越大型溶槽的弹性地基梁法[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 3(15):2557-2561. LIU Xiaobing. Method of elastic foundation beam for double span tunnel passing through big water-eroded groove[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 3(15):2557-2561.
- [12] 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 piperroofs with variable coefficient of subgrade reaction in shallow tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(8):1165-1171.
- [13] 蒋坤,夏才初,占伟明,等. 长管棚下箱涵顶进施工中管棚力学作用及其实例分析[J]. 土木工程学报, 2010(2):105-109. JIANG Kun, XIA Caichu, ZHAN Weiming, et al. Case study and mechanics action analysis of pipe-roof during box-culvert being advanced under long pipe-roof[J]. China Civil Engineering Journal, 2010(2):105-109.
- [14] 苟德明,阳军生,张戈. 浅埋暗挖隧道管棚变形监测及受力机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(6):1258-1264. GOU Deming, YANG Junsheng, ZHANG Ge, et al. Deformation monitoring and mechanical behaviors of pipe-roof in shallow tunnels[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(6):1258-1264.
- [15] 李健,谭忠盛,喻渝,等. 浅埋下穿高速公路黄土隧道管棚变形监测及受力机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2011(S1):3002-3008. LI Jian, TAN Zhongsheng, YU Yu, et al. Analysis of deformation monitoring and mechanical behaviors of big pipe-roof for shallow-buried larger-span tunnel to underpass highway[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011(S1):3002-3008.
- [16] 乔东. 浅埋隧道下穿高速初支变形控制施工技术[J]. 山西建筑, 2013, 39(3):152-155. QIAO Dong. Preliminary support deformation control technology of shallow tunnel underpass highway[J]. Shanxi Architecture, 2013, 39(3):152-155.
- [17] 黄文,何芳社. 弹性地基上的梁板壳[M]. 北京:科学出版社, 2005. HUANG Yi, HE Fangshe. Beam, plate and shell on elastic foundation[M]. Beijing: Beijing Science Press, 2005:1-181.
- [18] 徐干成,郑颖人,乔春生,等. 地下工程支护结构与支护设计[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2013. XU Gancheng, ZHENG Yingren, QIAO Chunsheng, et al. Support structure in underground engineering[M]. Beijing: China Water Power Press, 2002:188-201.
- [19] 蔡美峰. 岩石力学与工程[M]. 北京:科学出版社, 2002. CAI Meifeng. Rock mechanics and engineering[M]. Beijing: Science Press, 2002.
- [20] 王秀英. 黄土隧道预支护结构变形规律及受力特性研究报告[R]. 北京:北京交通大学, 2015. WANG Xiuying. The study of the structure deformation and stress of the advance support in the loess tunnel[R]. Beijing: Beijing Translation University, 2015.

(编辑 沈波)