文章编号：1009-6582(2022)03-0128-08 DOI: 10.13807/j.cnki.mtt.2022.03.015

引文格式：吴 林，王 维，封 坤，等.盾构隧道纵向上浮分析模型中地基抗力系数研究[J]. 现代隧道技术, 2022, 59(3): 128-135.
WU Lin, WANG Wei, FENG Kun, et al.A Study on the Foundation Resistance Coefficient in Longitudinal Uplift Analysis Model for Shield Tunnels[J].Modern Tunnelling Technology, 2022, 59(3): 128-135.

盾构隧道纵向上浮分析模型中地基抗力系数研究

吴 林[1,2] 王 维[2] 封 坤[2] 陶伟明[1] 孟庆辉[2] 甄文战[1]
（1.中铁二院工程集团有限责任公司，成都 610031；2.西南交通大学交通隧道工程教育部重点实验室，成都 610031）

摘 要：盾构隧道施工过程中，盾尾附近管片普遍存在局部或者整体上浮问题。为分析盾构隧道施工期管片上浮问题，针对盾构隧道纵向上浮分析模型中地基抗力系数，首先基于隧道在横截面内整体上浮的特点，采用弹性力学方法，推导考虑注浆层影响的地基抗力系数理论解；然后依托实际工程，对比分析了采用该理论解与传统计算方法时地基抗力系数的差异以及对盾构隧道纵向上浮计算结果的影响。结果表明，传统计算方法显著低估了地基抗力系数，得到的隧道最大上浮量、弯矩及影响范围计算值偏大，而剪力计算值偏小。

关键词：盾构隧道；管片衬砌；向上浮分析模型；地基抗力系数
中图分类号：U451 **文献标识码**：A

1 引 言

盾构法具有安全、可靠、快速、环保等特点，被广泛运用于地铁、铁路、公路、水电等领域的隧道工程。然而，在盾构隧道施工阶段，由于受到上浮力作用、盾构机千斤顶偏心荷载作用、上覆土反向压缩等因素的影响[1]，盾尾附近管片普遍存在局部或者整体上浮，严重时会发生管片张开与错台、接缝渗漏水，乃至引起管片破损及隧道轴线偏移等问题[2]，降低隧道的整体结构强度、防水性能及使用寿命。

目前，研究学者分别对盾构隧道局部及整体上浮问题提出了多种计算模型。盾构隧道局部上浮分析模型（即盾构隧道横向上浮分析模型）通常以数块（一块）或一环（数环）管片为研究对象。叶 飞等[3]、Wang 等[4]、杨志勇等[5]通过假定隧道衬砌结构为刚体，对其进行力的平衡分析，从而计算隧道衬砌结构的上浮量。另一些学者，以现有的隧道结构分析模型为基础，通过施加管片上浮阶段的荷载，对隧道结构上浮问题进行分析，比如：魏 纲等[6]基于修正惯用法，通过建立管片衬砌结构所受静态上浮力和动态上浮力的平衡关系，确定了同步注浆阶段作用在管片上的荷载，从而对上浮阶段管片内力进行分析；王道远等[7]基于弹性支撑法和修正惯用法思想提出了反转抗力力学模型，在该模型上施加上浮荷载，从而得到盾构隧道施工阶段隧道结构的变形及内力；肖明清等[8]基于有限元方法建立了地层-结构模型，分析了隧道覆土厚度、地层性质、注浆材料性质等因素对盾构衬砌环上浮的影响。

相对于局部上浮问题，盾构隧道整体上浮问题越来越受到重视。叶 飞等[9]根据纵向等效连续化模型将管片衬砌结构简化为一纵向梁，基于弹性地基梁理论分析了盾构隧道在静、动态浮力作用下的上浮量；朱 令等[10]基于等效连续化模型和弹性地基梁理论，建立壁后注浆影响下的盾构隧道纵向分析模型，并分析了土层反力系数、环缝连接螺栓数量、隧道掘进速度及管片环宽度对管片环缝最大张开量的影响；王道远等[11]考虑静动态上浮力、浆液时变性和

收稿日期：2022-03-11
修回日期：2022-04-19
基金项目：国家重点研发计划（2021YFB2600900）；国家自然科学基金（51878569, 52078430）.
作者简介：吴 林（1986-），男，高级工程师，主要从事高速铁路隧道及水下隧道方面的设计与研究工作，E-mail：76580966@qq.com.
通讯作者：封 坤（1983-），男，博士，教授，主要从事隧道与地下工程的教学与研究工作，E-mail：windfeng813@163.com.

上覆土体反向压缩性因素，基于弹性地基梁的弯曲微分方程、有限元理论和变形、转角、剪力以及弯矩协调方程和边界条件，推导了水下盾构隧道纵向上浮的理论解；黄钟晖等[12]通过建立盾构隧道施工期纵向等效梁模型，分析了盾构隧道施工期影响管片上浮各因素的权重大小；舒 瑶等[13]将不同地层浆液固结时间、浆液性质及施工掘进速度等因素表征为管片上浮分析浆液未凝固区长度，对等效梁模型进行改进，建立考虑不同渗透性地层中同步注浆浆液固结特性的管片上浮分析模型；黄旭民等[14]针对同步注浆浆液黏度时变性、上覆土体基床系数变异性以及施工荷载步叠加效应的对管片上浮的影响，基于弹性地基梁矩阵传递法理论，提出了一种施工期盾构隧道管片上浮量的理论计算方法；肖明清等[15]针对同步注浆浆液浮力引起的管片错台，提出了“从整体受力状态分析到局部变形计算”的管片环间错台量的计算方法，分别建立了盾构隧道施工期纵向分析模型与管片环间错台量计算模型，对不同埋深、不同浆液凝固时间和不同掘进速度条件下施工期隧道结构纵向受力与管片环间错台量进行了计算与对比分析。

在盾构隧道整体上浮分析模型（即纵向上浮分析模型）中，将已拼装成型管片纵向考虑为一整体，通常简化为一纵向长梁，以地层弹簧模拟地层对隧道变形的约束作用，考虑在上浮力的作用下，简化梁与地层总体的受力和变形性能。因此，纵向上浮分析模型包含三个基本要素：等效梁模型、上浮荷载及地基抗力系数。然而，现有的研究大多关注如何确定合理的等效梁模型及上浮荷载，对地基抗力系数的计算方法研究较少。纵向上浮分析模型中，地基抗力系数大多采用经验值法[9~11]或参考管片衬砌结构横向分析中的地层抗力系数计算方法[12~15]确定，尚未建立与盾构隧道纵向上浮分析相适应的地基抗力系数计算方法。

本文针对盾构隧道纵向上浮分析模型中地基抗力系数计算问题，基于隧道结构上浮的变形特征，对注浆层影响下的地层抗力系数的理论解进行推导，并结合实际工程案例，对比分析不同地基抗力系数计算方法对盾构隧道纵向上浮的影响。

2 纵向上浮分析模型中地基抗力系数理论解推导

在纵向上浮分析模型中，将地层等效为一系列相互独立的弹簧，模拟隧道结构与地层之间的相互作用，如图1所示。地层等效弹簧刚度由地基抗力系数决定，而现有确定地基抗力系数主要有两类方法：经验值法[9~11]和理论公式法[12~15]。其中理论公式法采用的是Muir Wood理论解[16]或考虑注浆层影响的修正Muir Wood理论解[17]（式（1））。然而，Muir Wood理论解适用于隧道在横向上的结构分析，该方法基于隧道结构在横截面内变形进行推导，隧道结构及围岩边界符合椭圆变形的模式，如图2所示，隧道自身并未出现上浮。此外，对于纵向上浮分析模型而言，大多不考虑结构在横截面内的变形影响[14]，因此Muir Wood理论解不适用于纵向上浮模型中地基抗力系数的确定。

$$k_r = \frac{3E_0}{(1+v)(5-6v)R_c} \tag{1}$$

式中：k_r为隧道半径方向上的地基抗力系数；v为泊松比；R_c为管片形心线的半径；E_0为地层弹性模量。当考虑壁后注浆影响时采用式（2）进行换算，即为改进Muir Wood法，其中：D_c为管片形心线的直径；D_0为管片外径；E_{0b}为壁后注浆的变形系数；E_{0g}为靠近壁后注浆的地层变形系数；H为影响范围（一般为$3D_0$，小于$3D_0$，取隧道埋深）；H_b为壁后注浆的厚度；H_g为从影响范围中减去壁后注浆厚度后的厚度，为荷载的分布宽度（取为30°）。

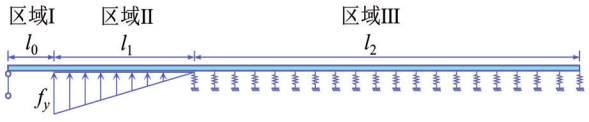


图1 盾构隧道纵向上浮分析模型

Fig.1 Longitudinal uplift analysis model for shield tunnels

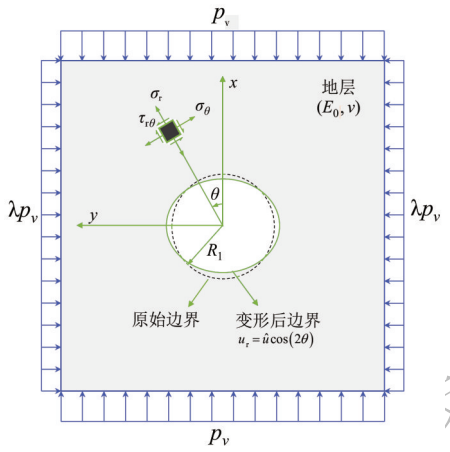


图2 Muir Wood理论解推导模型

Fig.2 Derivation model of Muir Wood′s theoretical solution

$$E_0=\frac{-\dfrac{1}{D_c+2H\cdot\tan\theta}+\dfrac{1}{D_c}}{\dfrac{1}{E_{0b}}\left(-\dfrac{1}{D_c+2H_b\cdot\tan\theta}+\dfrac{1}{D_c}\right)+\dfrac{1}{E_{0g}}\left(-\dfrac{1}{D_c+2H_g\cdot\tan\theta}+\dfrac{1}{D_c+2H_b\cdot\tan\theta}\right)} \tag{2}$$

在纵向上浮分析模型中，由于不考虑隧道结构在横截面内的结构自身的变形，隧道结构在横截面内仅在竖直方向平移。鉴于此，建立如图3所示的分析模型推导地基抗力系数的理论解。假设外半径为R_1的盾构隧道修建于无限大且处于平面应变状态的围岩中，盾构开挖半径为R_2。盾构施工过程中，同步注浆材料填充管片衬砌与围岩之间的间隙，同步注浆材料凝固后形成同步注浆层。围岩及同步注浆层的弹性模量、泊松比分别为E_2、E_1及ν_2、ν_1。此外，该模型还满足以下假设：(1)注浆层厚度沿隧道周边均匀分布，厚度为b($b=R_2-R_1$)；(2)同步注浆层与围岩交接处($r=R_2$)紧密接触，不存在脱开及错动；(3)由于在脱出盾尾过程中，管片表面被盾尾油脂覆盖，因此仅考虑管片结构与同步注浆层径向相互作用；(4)不考虑管片结构在荷载作用下的变形，仅考虑在竖直方向上的平移。

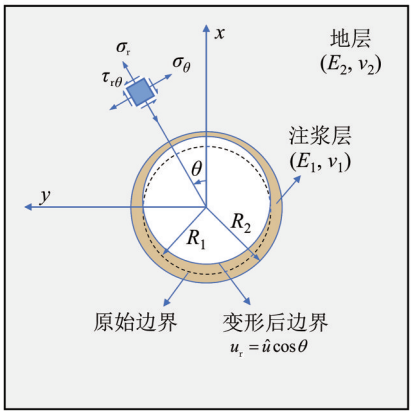


图3　理论模型

Fig.3　Theoretical model

在极坐标系中，隧道结构上任意点的位移可以表达为式(3)，在$r=R_1$处，注浆层的径向位移与隧道结构相同，也采用式(3)表示。根据弹性力学知识，在注浆层边界存在式(3)表示的位移时，采用应力函数法求解在注浆层及地层中产生的附加应力，应力函数如式(4)所示。对于地层及注浆层中任意点，首先依据应力函数分别求解出附加应力，然后根据胡克定律可求解出位移，注浆层及地层中附加应力及位移计算如式(5)~式(14)所示。

$$u_r=\hat{u}\cos\theta \tag{3}$$

$$\varphi=(A_1r^{-1}+C_1r\ln r+D_1r^3)\cos\theta+B_1r\theta\sin\theta \tag{4}$$

$$\sigma_r^{\text{grout}}=\cos\theta\left(-2A_1^{\text{I}}r^{-3}+\frac{2B_1^{\text{I}}}{r}+\frac{C_1^{\text{I}}}{r}+2D_1^{\text{I}}r\right) \tag{5}$$

$$\sigma_\theta^{\text{grout}}=\cos\theta\left(2A_1^{\text{I}}r^{-3}+\frac{C_1^{\text{I}}}{r}+6D_1^{\text{I}}r\right) \tag{6}$$

$$\tau_{r\theta}^{\text{grout}}=\sin\theta\left(-2A_1^{I}r^{-3}+\frac{C_1^{\text{I}}}{r}+2D_1^{\text{I}}r\right) \tag{7}$$

$$u_r^{\text{grout}}=\frac{\cos\theta}{E_1'}\left[(1+\nu_1')A_1^{\text{I}}r^{-2}+2B_1^{\text{I}}\ln r+(1-\nu_1')C_1^{\text{I}}\ln r+(1-3\nu_1')D_1^{\text{I}}r^2\right]+\frac{(1-\nu_1')B_1^{\text{I}}+2C_1^{\text{I}}}{E_1'}\theta\sin\theta+K_1^{\text{I}}\sin\theta+L_1^{\text{I}}\cos\theta \tag{8}$$

$$u_\theta^{\text{grout}}=\frac{\sin\theta}{E_1'}\left[(1+\nu_1')A_1^{\text{I}}r^{-2}-2(\ln r+\nu_1')B_1^{\text{I}}+(1-\nu_1')(1-\ln r)C_1^{\text{I}}+(5+\nu_1')D_1^{\text{I}}r^2\right]+H_1^{\text{I}}r-\left[L_1^{\text{I}}+\frac{(1-\nu_1')B_1^{\text{I}}+2C_1^{\text{I}}}{E_1'}\right]\sin\theta+K_1^{\text{I}}\cos\theta+\frac{(1-\nu_1')B_1^{\text{I}}+2C_1^{\text{I}}}{E_1'}\theta\cdot\cos\theta \tag{9}$$

$$\sigma_r^{\text{ground}}=\cos\theta\left(-2A_1^{\text{II}}r^{-3}+\frac{2B_1^{\text{II}}}{r}+\frac{C_1^{\text{II}}}{r}+2D_1^{\text{II}}r\right) \tag{10}$$

$$\sigma_\theta^{\text{ground}}=\cos\theta\left(2A_1^{\text{II}}r^{-3}+\frac{C_1^{\text{II}}}{r}+6D_1^{\text{II}}r\right) \tag{11}$$

$$\tau_{r\theta}^{\text{ground}}=\sin\theta\left(-2A_1^{\text{II}}r^{-3}+\frac{C_1^{\text{II}}}{r}+2D_1^{\text{II}}r\right) \tag{12}$$

$$u_r^{\text{ground}}=\frac{\cos\theta}{E_2'}\left[(1+\nu_2')A_1^{\text{II}}r^{-2}+2B_1^{\text{II}}\ln r+(1-\nu_2')C_1^{\text{II}}\ln r+(1-3\nu_2')D_1^{\text{II}}r^2\right]-\frac{(1-\nu_2')B_1^{\text{II}}+2C_1^{\text{II}}}{E_2'}\theta\sin\theta+K_1^{\text{II}}\sin\theta+L_1^{\text{II}}\cos\theta \tag{13}$$

$$u_\theta^{\text{ground}}=\frac{\sin\theta}{E_2'}\left[A_1^{\text{Ⅱ}}(1+\nu_2')r^{-2}-2B_1^{\text{Ⅱ}}(\nu_2'+\ln r)+C_1^{\text{Ⅱ}}(1-\nu_2')(1-\ln r)+D_1^{\text{Ⅱ}}(5+\nu_2')r^2\right]+H_1^{\text{Ⅱ}}r-\left[L_1^{\text{Ⅱ}}+\frac{(1-\nu_2')B_1^{\text{Ⅱ}}+2C_1^{\text{Ⅱ}}}{E_1'}\right]\sin\theta+K_1^{\text{Ⅱ}}\cos\theta+\frac{(1-\nu_2')B_1^{\text{Ⅱ}}+2C_1^{\text{Ⅱ}}}{E_1'}\theta\cdot\cos\theta \tag{14}$$

式中：$E_1'=E_1/(1-\nu_1^2)$，$E_2'=E_2/((1-\nu_2^2))$，$\nu_1'=\nu_1/(1-\nu_1)$，$\nu_2'=\nu_2/(1-\nu_2)$。

式(5)~式(14)中待定系数根据以下边界条件进行求解：

(1) 注浆层在内边界处($r=R_1$)的应力边界条件为：

$$\sigma_r^{\text{grout}}(r=R_1)=\sigma_{N1}\cos\theta,\ \tau_{r\theta}^{\text{grout}}(r=R_1)=0 \tag{15}$$

(2) 地层在无尽远处的附加应力为零：

$$\sigma_r^{\text{ground}}(r\to\infty)=0 \tag{16}$$

(3) 注浆层与地层在交界处($r=R_2$)应力相等：

$$\begin{aligned}&\sigma_r^{\text{grout}}(r=R_2)=\sigma_r^{\text{ground}}(r=R_2),\\&\tau_{r\theta}^{\text{ground}}(r=R_2)=\tau_{r\theta}^{\text{ground}}(r=R_2)\end{aligned} \tag{17}$$

$$\begin{aligned}&u_r^{\text{grout}}(r=R_2)=u_r^{\text{ground}}(r=R_2),\\&u_\theta^{\text{ground}}(r=R_2)=u_\theta^{\text{ground}}(r=R_2)\end{aligned} \tag{18}$$

(4) 由于注浆层与地层位移相对于竖向轴对称，因此对于任意角度满足以下关系：

$$\begin{aligned}&u_r^{\text{grout}}(\theta=\theta_1)=u_r^{\text{grout}}(\theta=-\theta_1),\\&u_r^{\text{ground}}(\theta=\theta_1)=u_r^{\text{ground}}(\theta=-\theta_1)\end{aligned} \tag{19}$$

$$u_\theta^{\text{grout}}(\theta=0)=0,\ u_\theta^{\text{ground}}(\theta=0)=0 \tag{20}$$

(5) 对于任意角度，注浆层与地层位移满足单一值条件：

$$\begin{aligned}&u_r^{\text{grout}}(\theta=\theta_2)=u_r^{\text{grout}}(\theta=\theta_2+2\pi),\\&u_r^{\text{ground}}(\theta=\theta_2)=u_r^{\text{ground}}(\theta=\theta_2+2\pi)\end{aligned} \tag{21}$$

$$\begin{aligned}&u_\theta^{\text{grout}}(\theta=\theta_2)=u_\theta^{\text{grout}}(\theta=\theta_2+2\pi),\\&u_\theta^{\text{ground}}(\theta=\theta_2)=u_\theta^{\text{ground}}(\theta=\theta_2+2\pi)\end{aligned} \tag{22}$$

(6) 从式(13)和式(14)中可以看出，地层径向位移及环向位移表达式中含有$\ln r$项，导致地层位移随着远离隧道而不断增加，与实际情况不符。这主要是由于在同步注浆层内边界处合力不为零，没有实际的物理意义[18]。为了消除位移变化的不合理性，引出特征半径R_3，规定在径向位移在$r=R_3$时为零[19]，即：

$$u_r^{\text{ground}}(r=R_3)=0 \tag{23}$$

结合式(1)~式(14)边界条件可求解出式(5)和式(14)中待定系数。

$$A_1^{\text{Ⅰ}}=\frac{p_{22}\cdot p_{13}-p_{12}\cdot p_{23}}{p_{11}\cdot p_{22}-p_{21}\cdot p_{12}} \tag{24}$$

$$B_1^{\text{Ⅰ}}=B_1^{\text{Ⅱ}}=\frac{1}{2}\sigma_{N1}R_1 \tag{25}$$

$$C_1^{\text{Ⅰ}}=-\frac{(1-\nu_1')R_1}{4}\sigma_{N1} \tag{26}$$

$$D_1^{\text{Ⅰ}}=f_{11}\cdot A_1^{\text{Ⅰ}}+f_{12} \tag{27}$$

$$H_1^{\text{Ⅰ}}=K_1^{\text{Ⅰ}}=D_1^{\text{Ⅱ}}=H_1^{\text{Ⅱ}}=K_1^{\text{Ⅱ}}=0 \tag{28}$$

$$L_1^{\text{Ⅰ}}=\frac{p_{21}\cdot p_{13}-p_{11}\cdot p_{23}}{p_{12}\cdot p_{21}-p_{22}\cdot p_{11}} \tag{29}$$

$$A_1^{\text{Ⅱ}}=\frac{p_{22}\cdot p_{13}-p_{12}\cdot p_{23}}{p_{11}\cdot p_{22}-p_{21}\cdot p_{12}}e_{11}+e_{12} \tag{30}$$

$$C_1^{\text{Ⅱ}}=-\frac{(1-\nu_2')R_1}{4}\sigma_{N1} \tag{31}$$

$$L_1^{\text{Ⅱ}}=d_{11}\cdot e_{11}\cdot A_1^{\text{Ⅰ}}+d_{11}\cdot e_{12}+d_{12} \tag{32}$$

式(24)~式(32)中的系数定义如下：

$$d_{11}=-\frac{(1+\nu_2')R_3^{-2}}{E_2'}$$

$$d_{12}=-\frac{(2-\nu_2')\nu_2'R_1\ln R_3}{E_2'}\sigma_{N1}$$

$$e_{11}=1-R_1^{-4}R_2^4$$

$$e_{12}=\frac{(\nu_2'-\nu_1')R_1R_2^2-(1-\nu_1')R_1^{-1}R_2^4}{8}\sigma_{N1}$$

$$f_{11}=R_1^{-4}$$

$$f_{12}=\frac{(1-\nu_1')R_1^{-1}\sigma_{N1}}{8}$$

$$m_{11}=(1+\nu_1')R_2^{-2}\cdot E_2'$$

$$m_{12}=2\ln R_2\cdot E_2'$$

$$m_{13}=(1-\nu_1')\ln R_2\cdot E_2'$$

$$m_{14}=(1-3\nu_1')R_2^2\cdot E_2'$$

$$m_{15}=E_1'\cdot E_2'$$

$$m_{21}=(1+\nu_1')R_2^{-2}\cdot E_2'$$

$$m_{22}=-2(\nu_1'+\ln R_2)\cdot E_2'$$

$$m_{23}=(1-\nu_1')(1-\ln R_2)\cdot E_2'$$

$$m_{24}=(5+\nu_1')R_2^2\cdot E_2'$$

$$m_{25}=-E_1'\cdot E_2'$$

$$n_{11}=(1+\nu_2')R_2^{-2}\cdot E_1'$$

$$n_{12}=2\ln R_2\cdot E_1'$$

$$n_{13}=(1-\nu_2')\ln R_2\cdot E_1'$$

$$n_{14}=E_2'\cdot E_1'$$

$$n_{21}=(1+\nu_2')R_2^{-2}\cdot E_1'$$

$$n_{22}=-2(\nu_2'+\ln R_2)\cdot E_1'$$

$$n_{23}=(1-\nu_2')(1-\ln R_2)\cdot E_1'$$

$$n_{24}=-E_2'\cdot E_1'$$

$$p_{11}=m_{11}+m_{14}\cdot f_{11}-n_{11}\cdot e_{11}-n_{14}\cdot d_{11}\cdot e_{11}$$

$$p_{12}=m_{15}$$

$$p_{13}=n_{11}e_{12}+\frac{1}{2}R_1n_{12}\sigma_{N1}-\frac{1}{4}(1-\nu_2')R_1n_{13}\sigma_{N1}+n_{14}\cdot(d_{11}\cdot e_{12}+d_{12})-\frac{1}{2}R_1m_{12}\sigma_{N1}+\frac{1}{4}(1-\nu_1')R_1m_{13}\sigma_{N1}-m_{14}f_{12}$$

$$p_{21}=m_{21}+m_{24}\cdot f_{11}-n_{21}\cdot e_{11}-n_{24}\cdot d_{11}\cdot e_{11}$$

$$p_{22}=m_{25}$$

$$p_{23}=n_{21}e_{12}+\frac{1}{2}R_1n_{22}\sigma_{N1}-\frac{1}{4}(1-\nu_2')R_1n_{23}\sigma_{N1}+n_{24}\cdot(d_{11}\cdot e_{12}+d_{12})-\frac{1}{2}R_1m_{22}\sigma_{N1}+\frac{1}{4}(1-\nu_1')R_1m_{23}\sigma_{N1}-m_{24}\cdot f_{12}$$

作用在同步注浆层内侧($r=R_1$)的应力,其合力为:

$$f_x=\int_0^{2\pi}\sigma_{N1}\cos\theta\cdot\cos(\theta+\pi)R_1\mathrm{d}\theta=-\sigma_{N1}R_1\pi \tag{33}$$

$$f_y=\int_0^{2\pi}-\sigma_{N1}\cos\theta\cdot\sin(\theta+\pi)R_1\mathrm{d}\theta=0 \tag{34}$$

根据地基抗力系数的定义,可以求解出盾构隧道纵向上浮模型中地基抗力系数:

$$k_r=\frac{f_x}{\hat{u}}=\frac{-\sigma_{N1}R_1\pi}{(1+\nu_1')R_1^{-1}A_1^1+2R_1\ln R_1B_1^1+(1-\nu_1')R_1\ln R_1C_1^1+(1-3\nu_1')R_1^3D_1^1+E_1'R_1L_1^1} \tag{35}$$

3 案例分析

3.1 工程背景

新建成都至自贡铁路锦绣隧道全长3 655 m,其中采用盾构法施工2 620 m。盾构区段采用土压平衡盾构施工,开挖直径为12.79 m,通过区域地层以风化泥岩为主,其中中等风化泥岩自稳性较好。现有工程案例表明,在该类地层中掘进,管片衬砌在同步注浆过程中存在上浮问题[20,21]。隧道衬砌管片混凝土等级为C50,外径为12.4 m,厚度为0.55 m,幅宽为1.5 m,环缝处采用34根均布M36直螺栓连接。选取图4所示典型地层断面作为研究对象。

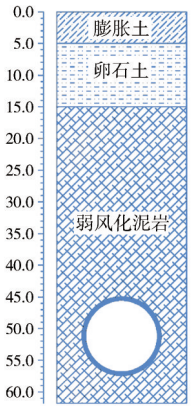


图4 典型断面地层分布情况

Fig.4 Distribution of strata in a typical section

3.2 纵向上浮分析模型参数

为对比分析本文所提等效地基抗力系数计算方法与现有文献中采用的方法,建立如图1所示的盾构隧道纵向上浮分析模型。模型中采用等效均质梁模拟管片衬砌结构,等效地层弹簧设置在垂直于隧道轴线方向。根据盾构施工特点,该模型分为三个区域:区域Ⅰ内管片还未脱环,位于盾壳内,根据依托工程施工实际情况,其长度l_0取为两环管片长度(3.0 m),同时参考文献[10],在边界设置链杆约束表征盾构机对管片端部位移的约束;区域Ⅱ管片被处于流动状态的同步注浆浆液包裹,管片受到注浆浆液产生的浮力作用,同时由于浆液尚未完全凝固,因此不考虑地层与结构之间相互作用,该区域长度为l_1;区域Ⅲ同步注浆浆液已经完全凝固,形成注浆层,并且注浆层强度随时间增加,此外由于浆液已经凝固,因此不产生浮力,该区域长度为l_2。

3.2.1 等效梁抗弯刚度

纵向上浮分析模型中将含大量环缝的管片衬砌结构等效为均质连续梁,为使等效梁与实际隧道结构在纵向上具有相同的变形性能,等效梁的抗弯刚度按照志波由纪夫提出的方法计算[17]:

$$EI_{eq}=\frac{\cos^3\varphi}{\cos\varphi+\left(\frac{\pi}{2}+\varphi\right)\sin\varphi}E_cI_c \tag{36}$$

$$\varphi+\cot\varphi=\pi\left(\frac{1}{2}+\frac{nK_bl_c}{E_cA_c}\right) \tag{37}$$

式中:φ为弯曲后中性轴的位置角;K_b为纵向直螺栓的抗拉刚度,$K_b=E_bA_b/l_b$;E_b为螺栓的弹性模量;A_b为单根螺栓横截面面积,l_b为螺栓有效长度;n为环缝出纵向直螺栓根数;I_c为隧道纵向惯性矩;E_c为管片材料的弹性模量;A_c为隧道横截面圆环面积;l_c为管片幅宽。

3.2.2 同步注浆浆液未凝固区长度

同步注浆浆液未凝固区长度由同步注浆浆液凝固时间及盾构掘进速度决定。对于浆液的凝固时间,舒 瑶等[13]从浆液固结角度建立了理论计算方法。然而对于锦绣隧道而言,强风化、中等风化泥岩渗透系数为5.09×10^{-4}~2.08×10^{-3} cm/s,属于弱透水地层,该方法不再适用,因此参考浆液的初凝时间。锦绣隧道同步注浆浆液采用单液浆,浆液初凝时间约为20 h,平均掘进速度为0.5 m/h,因此未凝固区长度为10.0 m。

3.2.3 浆液最大上浮力

同步注浆浆液对管片的最大上浮力作用机制复杂，受到浆液类型、同步注浆参数等因素的影响，目前尚未有统一的理论和方法对其进行准确计算。参考其他盾构隧道纵向上浮研究[12~14]，本文采用文献[9]所提出的最不利情况下浆液最大上浮力计算方法（式(38)）。浆液最大上浮力位于盾尾，浆液产生的上浮力在区域Ⅱ内呈三角形分布。

$$f_y=\int_{-\theta'}^{\theta'}PR_1\cos\alpha\mathrm{d}\alpha=2PR_1\sin\theta'\quad\left(0\leqslant\theta'\leqslant\frac{\pi}{2}\right)\tag{38}$$

式中：P为该处管片所受浆液压力平均值；θ'为注浆浆液泡分布区域边界与竖向的夹角，一般取$\pi/2$；其余参数与前文相同。

3.2.4 地基抗力系数

在计算地基抗力系数时，需要考虑同步注浆浆液凝固形成同步注浆层后刚度的增长过程，本文采用文献[22]提出的同步注浆层弹性模量随时间的变化关系（式(39)）。

$$E_s^{(t)}=\begin{cases}-0.04t^2+2.72t & t\leqslant 28\ \mathrm{d}\\ E_s^{(28)} & t>28\ \mathrm{d}\end{cases}\tag{39}$$

3.3 结果分析

采用本文方法及改进Muir Wood方法计算地基抗力系数沿隧道纵向分布情况，结果如图5所示，从图中可以看出，采用改进Muir Wood方法计算得到的地基抗力系数远小于隧道截面整体上浮时地基抗力系数。同步注浆层对地基抗力系数影响显著，盾尾附近约100 m范围内，地基抗力系数快速增长，距离盾尾345 m时才基本稳定。在地基抗力系数稳定区域（x>345 m），本文方法计算得到的地基抗力系数约为改进Muir Wood方法计算结果的19倍，改进Muir Wood法明显低估了隧道在上浮时的地基抗力系数。隧道结构响应计算结果如图6~图8所示，相

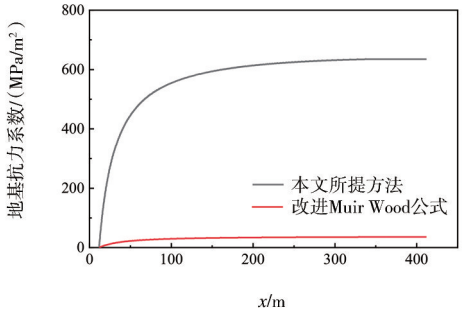


图5 地基抗力系数沿隧道纵向分布

Fig.5 Distribution of foundation resistance coefficients along longitudinal direction of tunnel

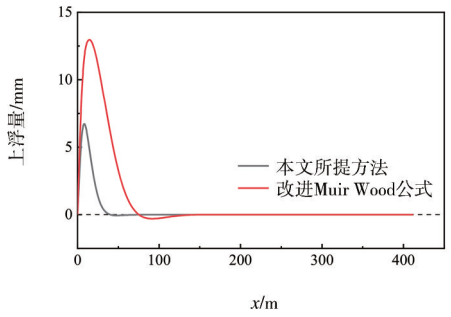


图6 盾构隧道纵向上不同位置上浮量

Fig.6 Uplift at different locations in longitudinal direction of shield tunnel

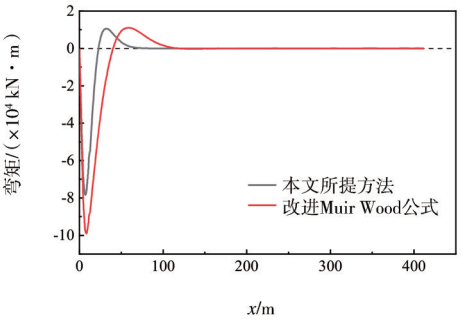


图7 盾构隧道纵向上不同位置弯矩

Fig.7 Bending moment at different locations in longitudinal direction of shield tunnel

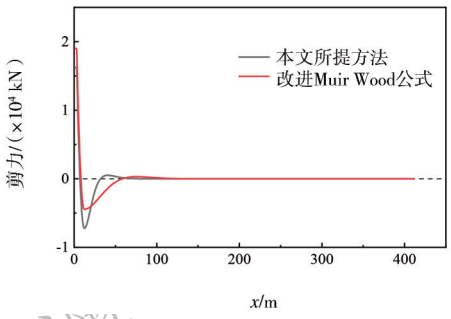


图8 盾构隧道纵向上不同位置剪力

Fig.8 Shear force at different locations in longitudinal direction of shield tunnel

比于改进Muir Wood方法，采用本文方法时，最大上浮量从13.0 mm减小至6.7 mm，最大弯矩从-9.89×10^4 kN·m减小至-7.83×10^4 kN·m；剪力则从-4.45×10^3 kN增加 至-7.23×10^3 kN；此外，结构在上浮力作用下受影响范围显著缩小。

4 结 论

本文针对盾构隧道纵向上浮分析模型中地基抗

力系数，基于隧道在横截面内整体上浮的特点，采用弹性力学方法，推导了考虑注浆层影响的地基抗力系数理论解。依托锦绣隧道，对比分析了在采用本文理论方法与改进Muir Wood方法时地基抗力系数与结构响应的差异，结果表明：

（1）改进Muir Wood解适用于隧道横截面内结构分析，当运用于纵向上浮分析时，显著低估了地基抗力系数，仅为本文所提方法的1/19，导致隧道最大上浮量、弯矩及影响范围计算值偏大，而剪力偏小。

（2）地基抗力系数受同步注浆层影响显著，随着远离盾尾，同步注浆层弹性模量不断增长，同时地层抗力系数也不断提高；对于穿越岩石地层的盾构隧道而言，通过调整同步注浆材料配比，缩短初凝时间以及早期强度，不仅可以缩短上浮力作用区段长度，同时浆液凝固区域内地基抗力系数也能快速增长，提高地层对隧道结构纵向上浮变形的约束。

参考文献
References

[1] 叶 飞，朱合华，丁文其.盾构隧道抗浮计算模式及其适应性分析[J].公路交通科技，2009，26(5)：91-96.
YE Fei,ZHU Hehua,DING Wenqi.Analysis of Anti-upward Moving Calculation Mode of Shield Tunnel and Its Adaptability[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development，2009，26(5)：91-96.

[2] 刘千伟.上海长江隧道建设关键技术综述[C]//地下工程建设与环境和谐发展——第四届中国国际隧道工程研讨会文集，2009：63-74.
LIU Qianwei.Summary of Key Technologies in Construction of Yangtze River Cross Tunnel in Shanghai[C]//Underground Construction Evolved in Harmony with Environment Protection——Proceedings of China′s 4th International Symposium on Tunnelling, 2009：63-74.

[3] 叶 飞，朱合华，丁文其，等.大断面盾构隧道施工抗浮计算研究[J].地下空间与工程学报，2007，(5)：849-853.
YE Fei,ZHU Hehua,DING Wenqi,et al. Analysis on Anti-Buoyancy Caculation in Excavation of Big Cross-Section Shield Tunnel[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering，2007，(5)：849-853.

[4] WANG D Y，LI D，YUAN J X. Study on Rising Displacement of Segment of Shield Tunnel in Soft Soils[J]. Applied Mechanics and Materials, 2014, (501-504): 1684-1687.

[5] 杨志勇，杨 星，张长旺，等.盾构管片上浮量理论计算模型及上浮控制措施研究[J].矿业科学学报，2021，6(5)：591-597+605.
YANG Zhiyong，YANG Xing，ZHANG Changwang,et al.Research on Theoretical Calculation Model of Shield Segments Floating Amount and Floating Control Measures[J]. Journal of Mining Science and Technology，2021，6(5)：591-597+605.

[6] 魏 纲，洪 杰，魏新江.盾构隧道施工阶段管片上浮的力学分析[J].岩石力学与工程学报，2012，31(6)：1257-1263.
WEI Gang,HONG Jie,WEI Xinjiang.Mechanical Analysis of Segment Floating during Shield Tunnel Construction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering，2012，31(6)：1257-1263.

[7] 王道远，袁金秀，朱永全，等.软土盾构隧道施工阶段上浮计算模型探讨[J].现代隧道技术，2018，55(1)：148-155.
WANG Daoyuan,YUAN Jinxiu,ZHU Yongquan,et al.Calculation Model of the Uplift Movement of a Shield Tunnel during Construction in Soft Soil[J]. Modern Tunnelling Technology，2018，55(1)：148-155.

[8] 肖明清，孙文昊，韩向阳.盾构隧道管片上浮问题研究[J].岩土力学，2009，30(4)：1041-1045+1056.
XIAO Mingqing,SUN Wenhao,HAN Xiangyang.Research on Upward Moving of Segments of Shield Tunnel[J].Rock and Soil Mechanics，2009，30(4)：1041-1045+1056.

[9] 叶 飞，朱合华，丁文其.基于弹性地基梁的盾构隧道纵向上浮分析[J].中国铁道科学，2008(4)：65-69.
YE Fei,ZHU Hehua,DING Wenqi. Longitudinal Upward Movement Analysis of Shield Tunnel Based on Elastic Foundation Beam[J]. China Railway Science，2008(4)：65-69.

[10] 朱 令，丁文其，杨 波.壁后注浆引起盾构隧道上浮对结构的影响[J].岩石力学与工程学报，2012，31(增1)：3377-3382.
ZHU Ling，DING Wenqi，YANG Bo.Effect of Shield Tunnel Uplift Caused by Back-Filled Grouting on Structure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering，2012，31(S1)：3377-3382.

[11] 王道远，袁金秀，朱正国，等.水下盾构隧道纵向上浮理论解及工程应用[J].岩土力学，2014，35(11)：3079-3085.
WANG Daoyuan,YUAN Jinxiu,ZHU Zhengguo,et al.Theoretical Solution of Longitudinal Upward Movement of Underwater Shield Tunnel and Its Application[J].Rock and Soil Mechanics，2014，35(11)：3079-3085.

[12] 黄钟晖，舒 瑶，季 昌，等.基于等效梁模型的盾构隧道施工期管片上浮影响因素权重分析[J].隧道建设，2016，36(11)：1295-1301.
HUANG Zhonghui,SHU Yao,JI Chang,et al.Analysis of Weight of Influencing Factors of Shield Tunnel Segment Uplifting During Construction Based on Equivalent Beam Model[J].Tunnel Construction，2016，36(11)：1295-1301.

[13] 舒 瑶,季 昌,周顺华,等.考虑地层渗透性的盾构隧道施工期管片上浮预测[J].岩石力学与工程学报,2017,36(增1):3516-3524.
SHU Yao,JI Chang,ZHOU Shunhua,et al.Prediction for Shield Tunnel Segment Uplift Considering The Effect of Stratum Permeability[J].Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017,36(S1):3516-3524.
[14] 黄旭民,黄林冲,梁 禹.施工期同步注浆影响下盾构隧道管片纵向上浮特征分析与应用[J].岩土工程学报,2021,43(9):1700-1707.
HUANG Xumin, HUANG Linchong, LIANG Yu. Analysis and Application of Longitudinal Uplift Characteristics of Segments of Shield Tunnels Affected by Synchronous Grouting during Construction Period[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021,43(9):1700-1707.
[15] 肖明清,封 坤,张 忆,等.盾构隧道同步注浆浆液浮力引起的管片错台量分析[J].隧道建设(中英文),2021,41(12):2048-2057.
XIAO Mingqing, FENG Kun, ZHNAG Yi, et al. Analysis of Segment Dislocation Caused by Grout Buoyancy during Synchronous Grouting of Shield Tunnels[J]. Tunnel Construction, 2021, 41(12): 2048-2057.
[16] Wood A M M. The Circular Tunnel in Elastic Ground[J]. Géotechnique, 1975, 25: 115-127.
[17] 小泉淳.盾构隧道管片设计—从容许应力设计法到极限状态设计法[M].官林星,译.北京:中国建筑工业出版社,2012.
KOIZUMI ATSUSHI. Shield Tunnel Segement Design-from the Allowable Stress Design Method to Limit State Design Method[M]. Translated by GUAN Linxing. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012.
[18] BILOTTA E, RUSSO G. Internal Forces Arising in the Segmental Lining of an Earth Pressure Balance-Bored Tunnel[J].Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, 139 (10): 1765-1780.
[19] ZHANG D, HUANG H, PHOON K K, et al. A Modified Solution of Radial Subgrade Modulus for a Circular Tunnel in Elastic Ground[J]. Soils and Foundations, 54(2): 225-232.
[20] 沈征难.盾构掘进过程中隧道管片上浮原因分析及控制[J].现代隧道技术,2004,(6):51-56.
SHEN Zhengnan. Analysis and Control of the Upward Moving of Tunnel Segments in the Process of Shield Excavation[J]. Modern Tunnelling Technology, 2004, (6): 51-56.
[21] 邓朝辉.狮子洋隧道同步注浆与二次注浆技术[J].公路交通科技(应用技术版),2013,9(3):212-214.
DENG Chaohui.Synchronous Grouting and Secondary Grouting Technology in Shiziyang Tunnel[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2013, 9(3): 212-214.
[22] SHAH R, LAVASAN A A, PEILA D,et al. Numerical Study on Backfilling the Tail Void Using a Two-Component Grout[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2018, 30(3): 4018003.

A Study on the Foundation Resistance Coefficient in Longitudinal Uplift Analysis Model for Shield Tunnels

WU Lin[1,2] *WANG Wei*[2] *FENG Kun*[2] *TAO Weiming*[1] *MENG Qinghui*[2] *ZHEN Wenzhan*[1]
(1. China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd., Chengdu 610031; 2. Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering of Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031)

Abstract: During the process of shield tunnelling, there is a common problem with the local or overall uplift of the segments near the tail of the shield. To analyze the problem of segment uplift of shield tunnels during tunnelling, this paper addresses the foundation resistance coefficient in the longitudinal uplift analysis model for shield tunnels. Firstly, based on the characteristics of the overall uplift of the tunnel in the cross-section, this paper uses the elastic mechanics method to derive the theoretical solution of the foundation resistance coefficient by taking into account the influence of the grouting layer; secondly, based on an actual project, this paper compares and analyzes the differences in the foundation resistance coefficient when using this theoretical solution and the conventional calculation method, as well as their effects on the calculation results of the longitudinal uplift of the shield tunnel. The results show that the conventional calculation method significantly underestimates the foundation resistance coefficient, where the calculated values of the maximum uplift, the bending moment and the influence range of the tunnel are too large, while the calculated value of the shear force is too small.

Keywords: Shield tunnel; Segment lining; Longitudinal uplift analysis model; Foundation resistance coefficient