DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.260501

含水地层中盾构隧道的地表位移计算

刘　波
(中铁上海设计院集团有限公司,上海市 200070)

摘　要: 为探究厚度有限且下边界为不透水边界的含水层内隧道开挖引起的地表位移变化规律,开展含水地层中盾构隧道的地表位移计算分析。将渗流场与地层土体相耦合,构建了全新间隙参数表达式,进而改进Loganathan公式,由此推导渗流影响下双线隧道开挖地表位移的解析解。将理论计算结果与数值模拟结果和现场监测结果进行对比,验证了该方法的合理性。在此基础上,进一步对地表位移的主要参数进行分析。结果表明:所提方法相比数值模拟方法具有更高的计算精度,且增大给水边界水头会使地表位移增大,而增大双线隧道中心间距可削弱隧道间的相互影响,地表竖向位移随之减小,沉降曲线由单峰形态向双峰过渡,水平位移也相应减小。

关键词: 含水地层;地表位移;盾构隧道;渗流场;计算方法
中图分类号: U451　　**文献标志码:** A　　**文章编号:** 1009-7716(2026)11-0205-08

Surface Displacement Calculation of Shield Tunnel in Water Bearing Strata

LIU Bo
(China Railway Shanghai Design Institute Group Corporation Limited, Shanghai 200070, China)

Abstract: In order to explore the variation law of surface displacement caused by tunnel excavation in aquifers with limited thickness and impermeable lower boundaries, the calculation and analysis of surface displacement of shield tunnels in water-bearing strata are carried out. By coupling the seepage field with the stratum soil, a novel expression for interstitial parameters is constructed, thereby improving the Loganathan formula. Based on this, an analytical solution for surface displacement due to the excavation of twin tunnels under the influence of seepage is derived. The theoretical calculation results are compared with numerical simulation results and field monitoring results to verify the rationality of this method. On this basis, further analysis is conducted on the main parameters of surface displacement. The results show that the proposed method has the higher computational accuracy compared to numerical simulation methods. Increasing the water head of the water supply boundary will make an increase in surface displacement, while increasing the center-to-center spacing between twin tunnels can mitigate the mutual influence between tunnels. The vertical displacement of the surface decreases accordingly, and the settlement curve transitions from a single-peak shape to a bimodal one, with the horizontal displacement also decreasing accordingly.

Keywords: water-bearing strata; surface displacement; shield tunnel; seepage field; computational method

0　引　言

随着工程建设不断推进、交通需求日益增长,兼具大容量、高运行效率和系统安全灵活等优势的双线平行隧道,正被越来越多地采用。但盾构法开挖会扰动周围土体,引起地层变形,进而导致地表位移。

截至目前,国内外专家学者已对双线隧道开挖引起的地表位移规律开展了较多理论研究。魏纲[1]通过引入焦点离隧道中心点的距离参数d,建立了统一土体移动模型。朱成伟[2]等利用保角变换法和叠加法推导了双线平行隧道的稳定渗流场,分析了水头分布以及隧道涌水量。张丙强[3]利用镜像法,推导了半无限平面双孔近距平行隧道中稳定渗流场的解析解。宫亚峰[4]等基于Peck公式采用双线叠加原理,得到了双线盾构隧道地表沉降曲线的形状随沉降形态变化系数C的增大由"单峰"变为"双峰"的变化规律。赵明华[5]等基于Schwarz交替法,利用Mohr-Coulomb强度准则判定岩溶区双孔土洞洞边最危险点的稳定状态。王超和单生彪[6]建立了复合地层条件下的地层主要影响角计算方法,预测盾构隧

收稿日期:2026-05-07
基金项目:2021年度中铁上海设计院集团有限公司科研课题(集21-C25)
作者简介:刘波(1983—),男,硕士,高级工程师,从事结构工程设计和咨询工作。

道斜交下穿施工引起的地表沉降。王超[7]等修正传统Loganathan公式，建立了非水平布置双线平行盾构隧道施工引起土体位移计算方法。王超[8-9]等利用修正后的Loganathan公式和文克尔弹性地基梁模型，推导了盾构隧道开挖引起邻近桩基周围土体位移的解析解。Suwansawat[10]引入叠加原理对双隧道地表沉降槽进行了描述。Park[11]提出了弹性解来预测软土地基中浅层和深层圆形隧道因隧道开挖引起的不排水地面运动。Franza[12]修改了不可压缩土壤和椭圆形隧道的弹性解析解来预测地面垂直和水平运动。综上所述，上述研究为盾构隧道开挖引起围岩变形的理论研究提供了良好基础，但是均未涉及有限含水层中盾构施工过程中的地层位移变化规律的相关研究。事实上，实际工程中的地质情况大多为有限含水层的情形，因此探明有限含水层内盾构施工引起围岩位移的变化规律至关重要。

通过文献[13]调研，可知有限含水层内盾构隧道施工引发的渗流问题，镜像法通过将实际隧道关于边界对称映射为虚拟隧道来反映边界效应：对于上部的透水边界（给水边界），在边界另一侧设置涌水量与实际隧道大小相等、符号相反的镜像隧道（源），使两者的势在边界处相互抵消，从而维持等势线，满足透水条件；对于下伏的不透水边界，则设置涌水量与实际隧道相同且符号一致的镜像隧道（汇），叠加后于边界处形成分流线，使流速的垂向分量为零，满足无穿越流动的不透水要求；将实际隧道与上述虚拟隧道耦合叠加，即可得到符合有限含水层真实边界条件的渗流场。正是这种通过简单源汇叠加精确还原顶、底边界约束的能力，使镜像法非常适合用来求解有限含水层内盾构隧道施工引起的地表沉降。盾构掘进导致的孔隙水压力重分布与消散是诱发地表沉降的关键机制，而含水层上边界往往是河床或潜水面等透水边界，下边界则多为不透水基岩；镜像法把这一类上透水下不透水的有限域问题转化为无限平面中若干虚拟隧道的叠加，能便捷地给出满足全部边界条件的稳态或瞬态水头分布。以此渗流场为基础，结合有效应力原理与固结理论，即可计算出地层中的有效应力增量与压缩变形，进而求得地表沉降，且该方法物理图像清晰，能直接体现边界位置和透水特性对沉降的影响，因此在有限含水层盾构隧道地表沉降的解析与半解析计算中具有显著适用性。

基于此，本文采用镜像法[13]建立了有限含水层内的渗流场模型，该有限含水层是指厚度有限且下边界为不透水边界的含水层，并将渗流场与土体进行耦合。通过等效法修正了间隙参数g，同时引入Loganathan公式并加以修正。在充分考虑地下水影响的前提下，提出了有限含水层内双线隧道开挖引起地表位移的解析解。利用数值模拟对解析解进行了验证，并分析了主要参数对地表位移的影响规律。研究成果可为富水盾构隧道施工诱发的地表位移计算与设计提供理论指导与参考。

1　含水地层中盾构隧道的地表位移计算

1.1　有限含水层隧道渗流模型建立

在局部坐标系xo_1z中，求解有限含水层中单孔圆形隧道的渗流场。有研究区域的介质分别为：土体、注浆圈和衬砌，简化计算模型，见图1。有限含水层厚度为，上边界为透水边界，即地下给水边界，埋深为d，下边界为不透水边界，隧道埋深距透水边界为b；隧道内径r_0，衬砌外径r_1，隧道外径r_g，与注浆圈紧密贴合；土体、注浆圈和衬砌的渗透系数分别为k_s、k_g和k_L。

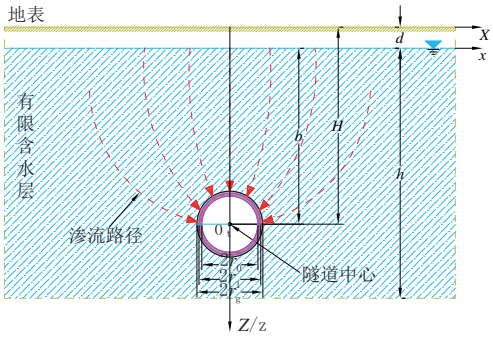


图1　单线隧道计算模型

为了简化问题并突出核心参数的影响，作基本假设：各介质均视为均质、饱和且各向同性的多孔介质，且流体不可压缩；远场地下水补给充足，因此透水边界水位不会因隧道渗水而发生变化；渗流满足稳态达西定律，衬砌和注浆层的渗流方向以径向渗流为主，且隧道周围水头保持恒定值；深埋隧道受深度影响极小，可看作隧道周围各点土压力相等。则有边界条件如下：透水边界水头为b，不透水边界水头为0，隧道内边界水头为H_1。

由伯努利方程，总水头$\varphi=p/\gamma_w+z+v^2/2$，式中：$p/\gamma_w$为压力水头；$z$为位置水头；$v^2/(2g)$为动水头，地下水流动很缓慢，忽略动水头，故总水头$\varphi=p/\gamma_w+z$。

透水边界和不透水边界作为两个镜像面重复连续反映，最终得到一个无限平面内无穷多个隧道同

时渗流模型。

渗流满足达西定律，故流过单个单位长度隧道的水流量表示为：

$$Q = 2\pi\rho \cdot 1 \cdot v = 2\pi\rho k\frac{\mathrm{d}\varphi}{\mathrm{d}\rho} \tag{1}$$

式中：ρ 为计算点到隧道中心的距离；v 为渗透速度；k 为渗透系数；$\mathrm{d}\varphi/\mathrm{d}\rho$ 为水力梯度。

由(1)积分可得，在无限平面内，单个单孔圆形隧道渗流时，任意一点的水头表达式：

$$\varphi = \frac{Q}{2\pi k}\ln\rho + C \tag{2}$$

式中：ρ 为任意一点距隧道中心的距离；C 为待定常数。

通过镜像法将有限含水层内单个隧道渗流场转化为无限含水层内无穷个隧道叠加的渗流场，可得有限含水层内任意一点水头表达式：

$$\phi = \sum_{i=1}^{+\infty}\frac{Q_i}{2\pi k}\ln\rho_i + C \tag{3}$$

式中：Q_i 为任意一点至第 i 个隧道的水流量；ρ_i 为任意一点至第个隧道中心的距离；C 为待定常数。

通过式(1)～式(3)给出的边界条件和一系列化简，可得，在不考虑注浆圈和衬砌时有限含水层内任一点水头表达式：

$$\varphi = \frac{(b-H_1)\ln\dfrac{\left[\cosh\dfrac{\pi x}{2h}-\cos\dfrac{\pi(z-b)}{2h}\right]\left[\cosh\dfrac{\pi x}{2h}+\cos\dfrac{\pi(z+b)}{2h}\right]}{\left[\cosh\dfrac{\pi x}{2h}-\cos\dfrac{\pi(z+b)}{2h}\right]\left[\cosh\dfrac{\pi x}{2h}+\cos\dfrac{\pi(z-b)}{2h}\right]}}{2\left(\ln\tan\dfrac{\pi b}{2h}-\ln\tan\dfrac{\pi r_0}{4h}\right)} + b \tag{4}$$

注浆圈和衬砌内均满足径向渗流，由注浆圈与土体接触面处水头相等、衬砌与注浆圈接触面处水头相等，可得衬砌区域内一点水头表达式：

$$\varphi_L = \frac{(b-H_1)\ln\dfrac{R}{r_0}}{\dfrac{k_L}{k_s}\left(\ln\tan\dfrac{\pi b}{2h}-\ln\tan\dfrac{\pi r_0}{4h}\right)+\dfrac{k_L}{k_g}\ln\dfrac{r_g}{r_1}+\ln\dfrac{r_1}{r_0}} + H_1 + z \tag{5}$$

式中：R 为衬砌区域内任意一点距隧道中心距离；k_L 为衬砌渗透系数；k_g 为注浆圈渗透系数。

隧道埋深远大于半径，隧道受到压力为水渗流压力，以水平地面为 X 轴、向右为正方向，左边隧道中心轴线为 Z 轴、向下为正方向，建立整体坐标系。故在整体坐标系 XOZ 中衬砌支护力的表达式：

$$p_L = \frac{\gamma_w(b-H_1)\ln\dfrac{R}{r_0}}{\dfrac{k_L}{k_s}\left(\ln\tan\dfrac{\pi b}{2h}-\ln\tan\dfrac{\pi r_0}{4h}\right)+\dfrac{k_L}{k_g}\ln\dfrac{r_g}{r_1}+\ln\dfrac{r_1}{r_0}} + \gamma_w(H_1+Z) \tag{6}$$

1.2　地层间隙参数表达式推导

当隧道开挖后，周围的土体失去支撑，可能会发生位移、沉降或变形，造成地层损失。这些土体的支撑力损失会导致土体变形能的释放。衬砌的作用就是提供足够的支护力，确保隧道周围地层的稳定性。基于能量平衡的概念，衬砌支护力做的功应等于土体变形能。

Verruijt 和 Booker[14]提出的地面损失和地面变形计算基于隧道衬砌周围土体均匀的径向运动，以此为参考，地层间隙参数为 g，采用等效法令土体等效损失厚度为 $g/2$，见图 2。

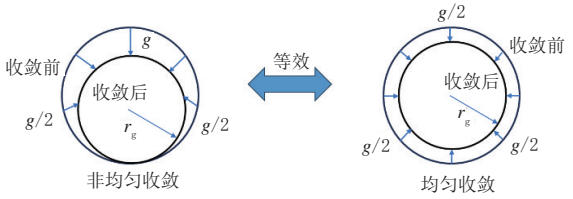


图 2　等效方法示意图

隧道周围土体非均匀收敛等效为均匀收敛，故：衬砌支护阻力做功的径向位移 $g/2$，损失土体的应变 $\varepsilon=g/(2r_g)$。由此，可得损失土体的体积为

$$\Delta V = \pi\left(\frac{g}{2}+r_g\right)^2 - \pi r_0^{\,2} = \pi r_g g + \frac{\pi g^2}{4} \tag{7}$$

化简式(7)，可得

$$a = \frac{(b-H_1)}{\dfrac{k_L}{k_s}\left(\ln\tan\dfrac{\pi b}{2h}-\ln\tan\dfrac{\pi r_0}{4h}\right)+\dfrac{k_L}{k_g}\ln\dfrac{r_g}{r_1}+\ln\dfrac{r_1}{r_0}} \tag{8}$$

积分式(8)，可得

$$W = \int_{r_g}^{r_g+\frac{g}{2}} 2\pi R\cdot 1\cdot p_L\mathrm{d}R = \pi a\gamma_w\left[\left(\frac{g}{2}+r_g\right)^2\cdot\ln\left(1+\frac{g}{2r_g}\right)\right] + \pi\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w\left(\frac{g^2}{4}+r_g g\right) \tag{9}$$

式中：W 为单位长度隧道的衬砌支护力做功。

由于假设损失土体发生均匀径向位移，故土体重力势能变化为 0，由此计算单位体积土体弹性变形

能为

$$U=\frac{1}{2}\sigma\varepsilon=\frac{1}{2}E\varepsilon^2=\frac{1}{2}E\left(\frac{g/2}{r_g}\right)^2=\frac{Eg^2}{8r_g{}^2} \tag{10}$$

故单位长度隧道损失土体的变形能：

$$\Delta E=U\cdot\Delta V=\frac{\pi Eg^2}{8r_g{}^2}\left(\frac{g^2}{4}+r_g g\right) \tag{11}$$

联立式(10)和式(11)，可得

$$\pi a\gamma_w\left[\left(\frac{g}{2}+r_g\right)^2\cdot\ln\left(1+\frac{g}{2r_g}\right)\right]+\pi\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w\left(\frac{g^2}{4}+r_0 g\right)=\frac{\pi Eg^2}{8r_g{}^2}\left(\frac{g^2}{4}+r_g g\right) \tag{12}$$

由于地层间隙参数g相对于隧道外径r_g极小，因此可近似看作$g/r_g=0$，化简后可得

$$\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w=\frac{Eg^2}{8r_g{}^2} \tag{13}$$

求解式(13)，可得有限含水层中深埋隧道的地层间隙参数为

$$g=\sqrt{\frac{8r_g{}^2\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}} \tag{14}$$

1.3　地表竖向位移求解

根据文献[15]，可将不排水条件下单线隧道的地表竖向位移表示为

$$U_{z=0}=4(1-\upsilon)r_g{}^2\frac{H}{H^2+x^2}\frac{4gr_g+g^2}{r_g{}^2}e^{-\frac{1.38x^2}{(H+r_g)^2}} \tag{15}$$

式中：$U_{z=0}$为不排水条件下地表土体竖向位移；r_g为隧道半径；H为隧道中心距地面的深度；x为任意一点距隧道中心轴线的距离；g为不排水条件下的地层间隙参数；υ为泊松比。

深埋隧道处于有限含水层，将排水条件下的地层间隙参数的式(14)代入式(15)，从而改进Loganathan公式，得到有限含水层内单线隧道开挖引起的地表竖向位移公式，见式(16)。

$$U_{(x)}=4(1-\upsilon)r_g{}^2\frac{H}{H^2+x^2}e^{-\frac{1.38x^2}{(H+r_g)^2}}\left[8\sqrt{\frac{2\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}}+\frac{8\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}\right] \tag{16}$$

式中：$U_{(x)}$为有限含水层内单线隧道开挖引起的地表竖向位移。

在整体坐标系中分别求出两个单线隧道开挖引起的地表位移，再利用线性叠加原理，得到双线平行隧道开挖引起的地表位移。基于此，以水平地面为x轴、向右为正方向，左边隧道中心轴线为z轴、向下为正方向，建立坐标系。两个隧道半径，埋深等均相同，由式(16)可知左、右两个隧道单独开挖引起的地表竖向位移分别为：

$$U_{(x)左}=\frac{4(1-\upsilon)Hr_g{}^2}{H^2+x^2}e^{-\frac{1.38x^2}{(H+r_g)^2}}\left[8\sqrt{\frac{2\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}}+\frac{8\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}\right] \tag{17}$$

$$U_{(x)右}=\frac{4(1-\upsilon)Hr_g{}^2}{H^2+(x-l)^2}e^{-\frac{1.38(x-l)^2}{(H+r_g)^2}}\left[8\sqrt{\frac{2\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}}+\frac{8\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}\right] \tag{18}$$

式中：$U_{(x)左}$为左边隧道开挖引起的地表竖向位移；$U_{(x)右}$为右边隧道开挖引起的地表竖向位移；l为两个隧道中心的距离。

将两个位移线性叠加，得到双线隧道开挖的地表竖向位移公式：

$$U_{(x)双}=U_{(x)左}+U_{(x)右}=32(1-\upsilon)Hr_g{}^2\left[\sqrt{\frac{2\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}}+\frac{\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}\left[\frac{e^{-\frac{1.38x^2}{(H+r_g)^2}}}{H^2+x^2}+\frac{e^{-\frac{1.38(x-l)^2}{(H+r_g)^2}}}{H^2+(x-l)^2}\right]\right] \tag{19}$$

式中：$U_{(x)双}$为有限含水层内双线平行隧道开挖引起的地表竖向位移。

1.4　地表横向位移求解

在不排水条件下，地表土体横向位移的公式：

$$V_{z=0}=-4(1-\upsilon)r_g{}^2\frac{x}{H^2+x^2}\frac{4gr_g+g^2}{r_g{}^2}e^{-\frac{1.38x^2}{(H+r_g)^2}} \tag{20}$$

式中：$V_{z=0}$为不排水条件下地表水平位移。

深埋隧道处于有限含水层中，将排水条件下的地层间隙参数的式(14)代入式(20)，从而改进 Loganathan 公式，得到有限含水层内单线隧道[8-9,16]开挖引起的地表横向位移公式：

$$V_{(x)}=-4(1-\upsilon)r_g{}^2\frac{x}{H^2+x^2}e^{-\frac{1.38x^2}{(H+r_g)^2}}\left[8\sqrt{\frac{2\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}}+\frac{8\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}\right] \tag{21}$$

式中：$V_{(x)}$为有限含水层内单线隧道开挖引起的地表水平位移。

由式(21)可知左、右两个隧道单独开挖引起的地表水平位移分别为：

$$V_{(x)左}=-\frac{4(1-\upsilon)r_g{}^2x}{H^2+x^2}e^{-\frac{1.38x^2}{(H+r_g)^2}}\left[8\sqrt{\frac{2\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}}+\frac{8\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}\right] \tag{22}$$

$$V_{(x)右}=-\frac{4(1-\upsilon)r_g{}^2x}{H^2+(x-l)^2}e^{-\frac{1.38(x-l)^2}{(H+r_g)^2}}\left[8\sqrt{\frac{2\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}}+\frac{8\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_w}{E}\right] \tag{23}$$

式中：$V_{(x)左}$为左边隧道开挖引起的地表水平位移，$V_{(x)右}$为右边隧道开挖引起的地表竖向水平位移。

将两个位移线性叠加，得到双线隧道开挖的地表水平位移公式：

$$V_{(x)双}=V_{(x)左}+V_{(x)右}=-32(1-\upsilon)r_g{}^2\left[\sqrt{\frac{2\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_\omega}{E}}+\frac{\left(b+H_1-\frac{a}{2}\right)\gamma_\omega}{E}\right]\left[\frac{xe^{-\frac{1.38x^2}{(H+r_g)^2}}}{H^2+x^2}+\frac{(x-l)e^{-\frac{1.38(x-l)^2}{(H+r_g)^2}}}{H^2+(x-l)^2}\right] \tag{24}$$

式中：$V_{(x)双}$为有限含水层内双线平行隧道开挖引起的地表横向位移。

2　计算方法的合理性验证

2.1　工程概况

本文所依托南昌市轨道交通 3 号线 3 标段青山湖西站—上沙沟站区间盾构隧道工程，该区间呈西向东走向，线路出青山湖西站后基本沿玉带河流向前行。本区间设置一座联络通道，采用“冷冻法”进行预加固，盾构法施工。联络通道结构型式采用复合式衬砌，初支采用锚喷支护，二衬采用整体钢筋混凝土衬砌。该区间平面线路最小半径 R=400 m。线路间距在 12 ~ 16 m 左右。区间纵坡呈“一”字型上，左线为 8.829‰的上坡段，右线为 8.827‰的上坡段。隧道顶埋深 10.7 ~ 17.4 m。该区间中盾构下穿京九铁路区域自上而下地层为 3.8 m 杂填土层、4.2 m 粉质黏土层、4.8 m 中砂层、36.0 m 砾砂层，地下水位在隧道顶部 9.6 m。基于此，本文选取盾构施工的区间里程为 YDK42+850—YDK42+650，区间内的土体物理力学性质见表 1。该区间平均埋深 54 m。

根据现场资料，管片外径 6 000 mm，内径 5 400 mm，管片厚度为 300 mm，曲线段环宽 1 200 mm，管片分成 6 块，封顶块 1 块、邻接块 2 块，标准块 3 块。管片的拼装方式为错缝拼装，封顶块采用径向插入结合纵向插入的方式，管片采用螺栓-凹凸榫连接，衬砌环类型采用通用楔型环管片。预制钢筋混凝土管片采用 C50，抗渗等级 P10，区间隧道洞门现浇混凝土采用 C40，抗渗等级为 P8，钢筋采用 HPB300，HRB400（部分为 HRB400E），防水材料采用 EPDM、遇水膨胀橡胶、EVA 等，连接螺栓强度等级为 5.8 级（部分为 6.8 级）。

表 1　土体物理力学参数取值情况统计表

岩土层名称	层号	天然重度 γ /(kN·m^{-3})	黏聚力 c / kPa	内摩擦角 φ /(°)	压缩模量 E_s / MPa	泊松比 ν
素填土层	①$_{-1}$	17.8	2	18	—	—
粉质黏土层	③$_{-1}$	17.6	35	26	30	0.32
中砂层	④$_{-2}$	18.2	0	36	42	0.22
砾砂层	④$_{-4}$	22.5	0	42	56	0.18

2.2　对比分析与验证

基于本文所依托工程的现场监测结果和数值模拟结果,共同验证本文所建立的计算方法的合理性和工程适用性。所建立的数值模型见图 3,其中隧道埋深 54 m,隧道半径 3 m,含水层距离地表 41.4 m,固体力学部分将土体设为线弹性材料,左右边界采用辊支承,下边界固定。渗流场遵循稳态达西定律,左右及下边界均设为不透水边界。网格采用自由三角形单元,考虑到隧道周围存在应力集中,对隧道周边网格进行局部加密,分布类型采用固定单元数 12 以提高计算精度。最终共划分 4 532 个三角形单元、6 504 个节点。将固体力学与达西定律耦合,建立 Biot 多孔弹性模型,并进行稳态分析。饱和地下水视为不可压缩流体,土体为各向同性材料。其余模型材料参数参考同类工程经验进行取值,见表 2。

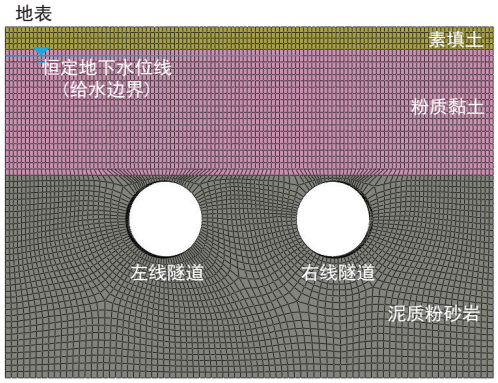


图 3　双线隧道数值模型图

表 2　模型材料参数

参数	取值	参数	取值
非含水层土体自重	18 kN/m^3	含水层土体自重	20 kN/m^3
围岩弹性模量	30 MPa	围岩泊松比	0.3
围岩渗透系数	1×10^{-7} m/s	注浆圈厚度	0.5 m
浆液渗透系数	1×10^{-8} m/s	管片厚度	0.5 m

综上所述,将本文理论计算结果分别与现场监测结果和数值模拟结果进行对比分析,分别见表 3 和图 4。

由表 3 和图 4 可知,本文方法所得地表沉降的理论计算结果与现场监测结果之间的平均误差为 16.66%,小于数值模拟结果与现场监测结果之间 18.17% 的平均误差。同时,本文方法所得地表水平位移的理论计算结果与现场监测结果之间的平均误差也仅为 16.91%,远小于数值模拟结果与现场监测结果之间 19.66% 的平均误差。因此,相比于数值模拟方法,本文方法关于地表竖向和水平位移的平均计算精度分别提升 1.51%、2.75%,且所得结果与现场监测数据拟合效果更好,从而有效验证了本文方法的合理性,且具有良好的工程适用性。

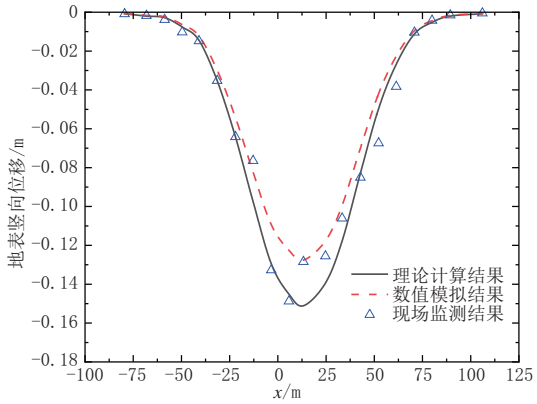
表 3　理论计算结果误差分析表

监测点横坐标 x/m	地表竖向位移		地表水平位移	
	理论计算结果与现场监测结果之间的误差(%)	数值模拟结果与现场监测结果之间的误差(%)	理论计算结果与现场监测结果之间的误差(%)	数值模拟结果与现场监测结果之间的误差(%)
−80	11.11	24.94	11.08	24.93
−70	14.20	3.41	14.23	3.56
−60	25.91	37.56	25.79	37.44
−50	25.92	37.48	25.90	37.42
−40	2.43	17.59	2.42	17.63
−30	0	15.57	0.00	15.55
−20	0	15.55	27.40	7.57
−10	27.38	7.57	2.44	17.60
−5	2.43	17.61	2.42	17.60
5	2.43	17.61	7.68	0.62
10	17.65	0.65	11.18	6.21
20	11.11	6.17	11.10	6.17
30	11.11	6.17	2.44	17.61
40	2.43	17.62	16.19	37.68
50	26.20	37.68	19.81	40.73
60	29.81	40.72	8.08	8.71
70	8.07	8.74	12.66	3.58
80	22.72	3.75	22.28	11.81
90	32.24	11.84	50.00	35.11
105	60.00	35.11	49.26	34.26

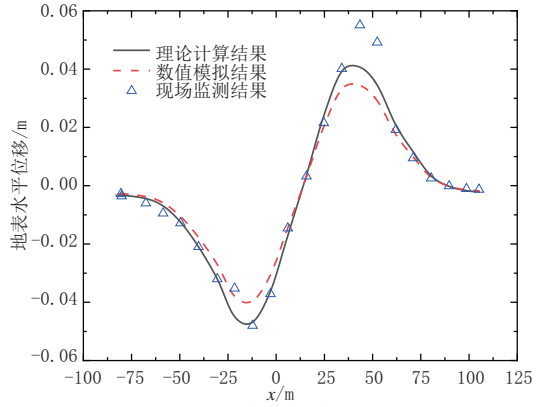
3　主要影响因素分析

3.1　给水边界水头

根据本文解析方法,可知给水边界水头是影响地表位移的主要因素,由此采用控制变量法,将给水边界水头 b 依次设为 20、25、30、35、40、50 m,共 6 组工况。采用本文方法依次计算各组工况下地表竖向



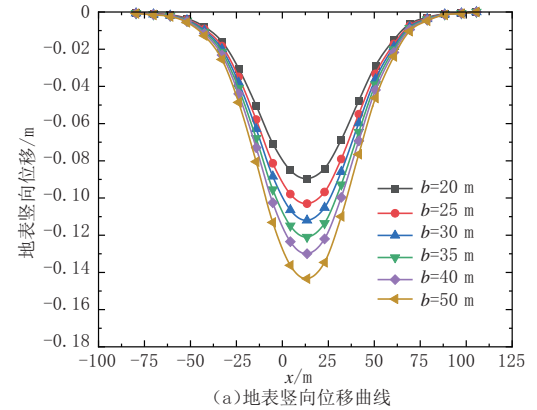
(a)地表竖向位移



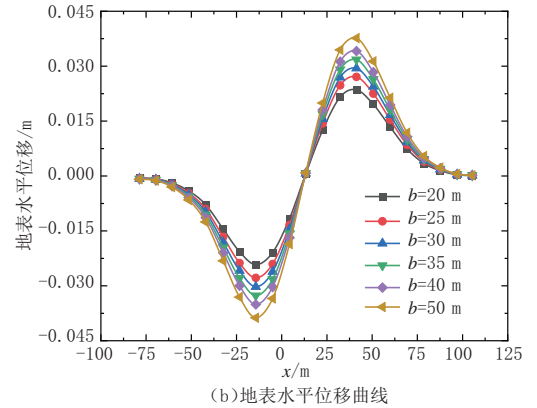
(b)地表水平位移

图4　地表位移对比曲线

和水平位移的变化情况,相应的计算结果见图5。



(a)地表竖向位移曲线



(b)地表水平位移曲线

图5　不同水头影响下地表位移曲线

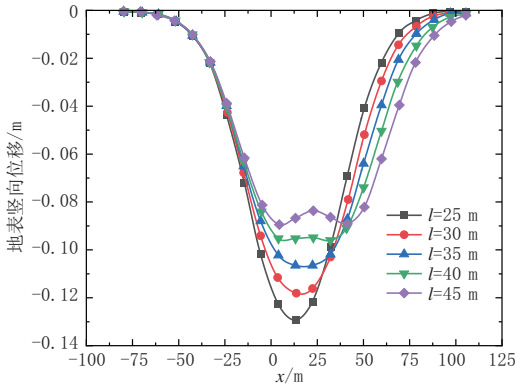
由图5(a)可知,随着距离开挖面中心水平距离的增大,地表沉降值呈现典型的沉降槽形态,即中心沉降最大,向两侧逐渐减小。在水头边界影响方面,水头高度的变化显著改变了沉降量级与影响范围。从图5(a)可以明确看出,当水头参数从b=20 m增加至50 m时,隧道正上方的最大竖向位移绝对值呈增加趋势,且沉降槽宽度有所扩大。这说明高水头造成了更大的渗流力或孔压变化,有效应力相应增加,从而加剧了土体的固结沉降。值得注意的是,在水头较高时,距隧道较远处的沉降曲线下降得更平缓,显示土层受影响区域的扩展。因此,水头越大,上层土体损失及后续变形传递到地表的程度越明显。

由图5(b)可知,隧道开挖诱发的地表水平位移在中心线处理论值为零,向两侧呈现先增加后减小的反对称形态。在低水头条件(b=20 m至25 m)下,距离隧道中心约25 m到50 m的区域出现水平位移的峰值,表明土体主要向开挖面内挤入。当水头高度增至b=40 m特别是b=50 m时,表格数据显示在远离中心线75 m以远的位置,水平位移出现了异常的显著增长,同时正负交替带的位置有所移动。这一变化反映了高水头压力将更大范围的土体推向隧道临空面,且在更广域内引发向隧道中心的水平移动趋势增强。整体表明,给水边界水头的上升不仅增大了近场土体的水平收敛值,更大幅扩展了地表水平位移的显著影响半径。

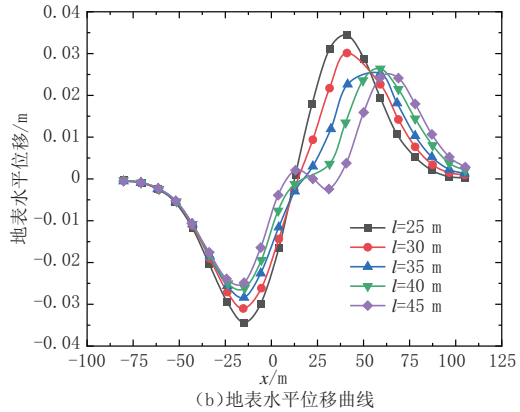
3.2　双线隧道中心间距

隧道中心间距作为双线隧道工程设计中的重要因素,也对含水地层中盾构隧道的地表位移产生重要影响。基于此,本文采用控制变量法,依次将双线隧道中心间距l设为25、30、35、40、45 m,共5组工况。采用本文方法依次计算各组工况下地表竖向和水平位移的变化情况,相应的计算结果见图6。

由图6(a)可知,各间距下的地表竖向位移曲线均呈明显的不对称形态:在x<0区域表现为显著沉降,并在约x=−25~−50 m范围达到最大沉降值;而在x>0区域则出现地表隆起,隆起峰值位于x=75~100 m附近。随着中心间距从25 m增大至45 m,左侧主沉降区的最大沉降量逐渐减小,沉降槽形态由深窄变得宽缓,表明隧道间距增大削弱了开挖扰动在近场土体中的叠加效应。同时,右侧隆起区的峰值随间距增大略有升高,且隆起范围向外侧略有扩展。整体上,间距越小,地表变形更集中于某一侧隧道附近,沉降与隆起的差异越剧烈;间距增大则使位移场



（a）地表竖向位移曲线



（b）地表水平位移曲线

图 6　不同双线隧道中心间距影响下地表位移曲线

趋于缓和，但不对称的双向变形特征始终存在，这与有限含水层中渗流作用及双线隧道非对称施工顺序密切相关。同时，从图 6（a）中还发现，当双线隧道中心间距 l>40 m 时，在双线隧道中间区域的地表沉降会逐渐小于左右隧道拱顶的地表沉降量，这主要是由于双线隧道中心间距的增大，导致地表沉降峰值逐渐由双线隧道中间区域转移至左右线隧道各自的拱顶。

由图 6（b）可知，在不同间距下，地表水平位移沿 x 轴呈现“负—正”交替的分布形式，负向位移极值出现在 x=−25 m 附近，正向位移极值出现在 x=50 m 附近，而距隧道较远的 x=−100 m 及 x=100 m 处位移渐趋于零。当中心间距由 25~30 m 增大至 35~45 m 时，水平位移场整体向正向偏移，具体表现为：远场左侧（x=−100、−75 m）由零位移转为正向位移，近场左侧（x=−50、−25 m）负向位移有所增大，中心区域（x=0 m）负向位移反而减小；右侧近场（x=25、50 m）正向位移增大，而远场右侧（x=75 m）正向位移减小、x=100 m 处正向位移略有增大。总体而言，中心间距的增加使水平位移影响范围向两侧扩展，且左右两侧的变化幅度不一致，这反映出双线隧道位置相对变化后，土体水平向挤压与拉伸区的重分布，以及有限含水层边界对流固耦合效应的约束作用。

4　结　论

本文采用理论推导的方法，建立了含水地层中盾构隧道的地表位移计算，具体得出如下结论：

（1）本文建立了渗流场模型，修正并推导了间隙参数 g 解析式，提出了含水地层中盾构隧道的地表位移计算方法。

（2）相比于数值模拟结果，理论计算结果与现场监测结果拟合良好，关于地表竖向位移和水平位移的理论计算结果与数值模拟结果相比的相对误差降低幅度分别为 1.51%、2.75%，故本文方法的平均计算精度有所提升，且具有良好的工程适用性，可用于解决有限含水层内隧道盾构施工引起的地面变形的设计计算问题。

（3）地表竖向位移和水平位移随给水边界水头增大而增大，随双线隧道间距增大而减小，故地表位移与给水边界水头呈正相关，而与双线隧道间距呈负相关。

参考文献：

[1] 魏纲. 盾构施工中土体损失引起的地面沉降预测[J]. 岩土力学，2007(11)：2375-2379.

[2] 朱成伟，应宏伟，龚晓南，等. 水下双线平行隧道渗流场解析研究[J]. 岩土工程学报，2019，41(2)：355-360.

[3] 张丙强. 半无限平面双孔平行隧道渗流场解析研究[J]. 铁道学报，2017，39(1)：125-131.

[4] 宫亚峰，王博，魏海斌，等. 基于 Peck 公式的双线盾构隧道地表沉降规律[J]. 吉林大学学报(工学版)，2018，48(5)：1411-1417.

[5] 赵明华，袁腾方，陈言章，等. 基于 Schwarz 交替法的岩溶区双孔土洞地基稳定性分析[J]. 水利水电科技进展，2018，38(6)：49-55.

[6] 王超，单生彪. 双线盾构隧道斜交下穿既有机场高速公路的地表沉降预测模型研究[J]. 中国安全生产科学技术，2023，19(1)：85-94.

[7] 王超，邹金锋，李方，等. 基于修正 Loganathan 公式的非水平布置双线平行盾构隧道施工引起土体位移计算方法[J]. 城市轨道交通研究，2024，27(7)：1-8;15.

[8] 王超，朱春洲，邹金锋，等. 盾构隧道近接斜交侧穿桥梁桩基变形计算方法[J]. 浙江大学学报(工学版)，2024，58(3)：557-569.

[9] 王超，邹金锋，舒丹，等. 盾构隧道正交侧穿既有桥梁桩基临界安全距离研究[J]. 岩土工程学报，2025，47(4)：779-791.

[10] Suwansawat S, Einstein H H. Describing Settlement Troughs over Twin Tunnels Using a Superposition Technique[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133 (4): 445-468.

[11] Park, K H. Analytical solution for tunnelling-induced ground movement in clays[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2005, 20(3): 249-261.

[12] Franza A, Marshall A M.Empirical and semi-analytical methods for evaluating tunnelling-induced ground movements in sands[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019(88): 47-62.

（下转第 219 页）