

顶管工程中的地层损失参数和土体变形计算

景 路¹, 袁聚云², 袁 勇²

(1. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092;

2. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘 要: 目前的地层损失参数和土体变形计算方法不能反映顶管施工的动态过程, 重新定义顶管施工过程中的地层损失参数, 使之可以反映超挖、欠挖等不同工况。基于 Mindlin 解, 改进间隙参数 g , 从而可以考虑管壁与土的摩擦力。基于开挖面周围土体的扰动分区, 修正 Loganathan 土体变形公式, 并将改进的间隙参数 g 代入修正公式, 计算顶进距离不同时的土体变形, 获得顶管推进过程中地表测点的动态变化。算例分析表明, 计算结果与监测数据吻合较好。

关 键 词: 地层损失; 间隙参数; 土体变形; 顶管法

中图分类号: TU 443

文献标识码: A

Ground loss parameter and soil deformation in pipe jacking

JING Lu¹, YUAN Ju-yun², YUAN Yong²

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The traditional definition of the ground loss parameter is redefined and incorporated on to analytical solutions to predict the ground deformation in different cases of over-shaped or under-shaped in pipe jacking. The gap parameter g is improved based on Mindlin's solution, so as to take account of the friction force between pipe and soil. Based on the excavation of soil disturbance around the partition, Loganathan soil deformation formula is amended. The improved gap parameter g is substituted into the amending formula to calculate jacking distances at different soil deformation; and then the surface dynamic change is obtained in top tube of the process of measuring. The case study shows that the results are in good agreement with the observed data.

Key words: ground loss; gap parameter; ground deformation; pipe jacking

1 前 言

地层损失是顶管施工造成土体变形的根本原因, 在土体变形计算中地层损失参数的确定至关重要。负地层损失会引起土体的挤压变形和地表隆起, 正地层损失则会引起地表沉降。地面先隆起后沉降的现象使临近建筑物和地下管线遭受两次危害, 需引起注意。

Rowe 等^[1]定义了间隙参数 g , 表征隧道横断面的二维等效空隙, 并指出隧道周围土体并不是均匀移动的。Lee 等^[2]给出了间隙参数 g 的理论计算方法, 主要包括盾壳和衬砌的几何间隙、开挖面土体的三维弹塑性移动以及施工误差引起的间隙值。Loganathan 等^[3]基于非均匀的径向移动模式, 提出了新的等效地层损失比 ε_{xz} , 用地层损失函数取代

了地层损失常数。但是, 这些地层损失参数的计算方法以盾构法为背景提出, 不完全符合顶管法的工艺特点, 比如摩擦力沿全线分布, 后续管线不存在盾尾间隙。

另一方面, 刘建航等^[4]较早提出用负地层损失反映地面是否出现隆起, 该方法借助经验, 与施工参数无关, 存在欠缺。魏纲^[5]向掘进机周围土体施加向外的椭圆形径向位移, 采用负地层损失计算了顶管挤土引起的土体变形, 具有一定的参考价值, 假设的土体移动模式为径向移动模式, 而负地层损失比的计算则采用非均匀径向移动的方法, 对顶管施工摩擦力的考虑不充分, 因此轴线上方计算结果比实测结果偏小。由于地层损失参数通常反映地层的瞬时移动情况, 只能计算施工结束时的地层变形情况, 不能反映顶管推进全过程的动态变化。

本文先重新定义地层损失参数, 基于 Mindlin 解推导考虑摩擦力的间隙参数, 使之能够反映顶管施工的不同阶段。然后, 将地层损失参数应用到 Loganathan 土体变形公式中, 并结合土体扰动分区和极限平衡原理进行修正, 从而预测顶管施工全过程的土体变形。

2 地层损失参数

(1) 间隙参数

间隙参数是反映地层损失大小的量化参数, 与土体移动模式的选取有关。目前的土体移动模式主要有两种(见图 1)。Sagaseta^[6]、Verruijt 和等^[7]认为, 开挖面土体的移动模式是均匀径向的, 基于镜像法提出了土体变形公式。Rowe 和等^[1]认为掘进机对土体的影响范围马蹄形的, 定义用间隙参数 g 来表征横断面的二维等效空隙, 并指出地层移动不均匀的主要原因包括: (1) 管体由于自重作用会沉落在开挖面的底部, 限制下方土体的移动; (2) 施工过程中为了防止“磕头”现象的出现, 顶管机通常会向上仰; (3) 对于发生负地层损失的情况, 由于上部土体的原位土压力较小, 因此土体受到的挤压是非均匀径向的, 上部土体的移动要大一些。

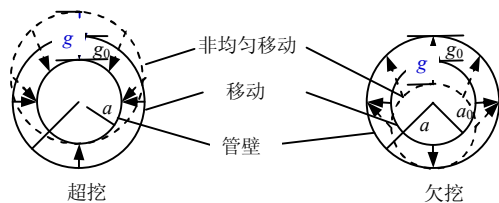


图 1 超挖和欠挖状态下的土体移动模式

Fig.1 Over-and under-shaped ground deformation patterns around tunnel section

Lee 等给出了间隙参数 g 的理论计算方法, 如果开挖机械的参数和土质参数已知, 不排水条件下的 g 可由式 (1) 计算。

$$g = G_p + u_{3D}^* + \omega \quad (1)$$

式中: G_p 为盾壳和衬砌的几何间隙; u_{3D}^* 为开挖面土体的三维弹塑性移动; ω 为施工误差引起的间隙值^[2]。

根据顶管施工的特点, 顶管机与后续管节的直径接近, 不存在间隙, 在忽略施工误差的情况下, 有 $g = u_{3D}^*$ 。如果考虑同步注浆, 计入注浆率 n , 则有

$$g = (1 - n)u_{3D}^* \quad (2)$$

当开挖面超挖、土体向土舱内移动时, $u_{3D}^* > 0$, $g > 0$, 称为“正间隙参数”, 反映正地层损失; 当开

挖面欠挖、土体受到挤压时, $u_{3D}^* < 0$, $g < 0$, 称为“负间隙参数”, 反映负地层损失(见图 2)。图 2 中的尺寸并非实际比例, 间隙参数 g 为负值, $|g|$ 表示“负间隙”顶点与管壁顶部的距离。所谓负间隙, 可以理解为间隙在隧道设计断面的内部, 或者由于开挖半径较小, 土体从顶管内部挤出。

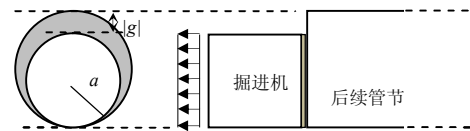


图 2 负间隙参数和负地层损失示意图(非真实比例)

Fig.2 Sketch of negative gap parameter and negative ground loss

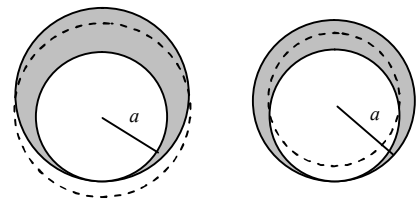
2.2 地层损失比

Loganathan 等^[3]基于 Lee 提出的土层移动模式提出了不排水情况下的等效地层损失比 ε , 按照图 3(a)中阴影部分的面积比计算:

$$\varepsilon = \frac{4ag + g^2}{4a^2} \times 100\% \quad (3)$$

式中: a 为隧道半径; g 为间隙参数。

类似地, 可以用负地层损失比 $\varepsilon < 0$ 表示负间隙面积与隧道截面面积之比, 见图 3(b)。



(a) 超挖(正地层损失) (b) 欠挖(负地层损失)

图 3 等效地层损失比

Fig.3 Equivalent ground loss parameters

2.3 考虑摩擦力的修正

Lee 等在计算 u_{3D}^* 时假设有限元分析忽略了盾构的挤土效应(盾壳对土体的摩阻力), 并指出摩阻力会使开挖面土体的挤入更加均匀, 取均匀系数 $k_1 = 1$ ^[2]。对于顶管工程来说, 管壁与土体的摩擦力是沿整个管线分布的, 对土体的剪切和挤压作用不容忽视。本文借助 Mindlin 解计算管壁摩阻力对开挖面土体造成的轴向移动, 修正间隙参数 g 。

Mindlin^[8]给出了无限半空间体中水平力 p 在任

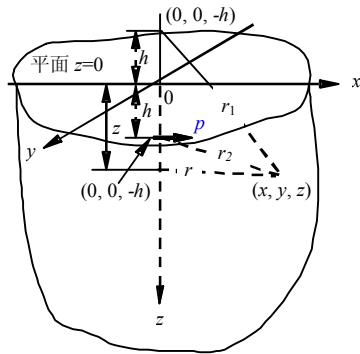
意点 (x, y, z) 产生的位移(见图 4(a)), 水平位移分量可以通过下式计算:

$$u = \frac{p}{16\pi G(1-\mu)} \left[\frac{3-4\mu}{r_1} + \frac{1}{r_2} + \frac{x^2}{r_1^3} + \frac{(3-4\mu)x^2}{r_2^3} + \frac{2hz}{r_2^3} \left(1 - \frac{3x^2}{r_2^2} \right) + \frac{4(1-\mu)(1-2\mu)}{r_2+z+h} \left(1 - \frac{x^2}{r_2(r_2+z+h)} \right) \right] \quad (4)$$

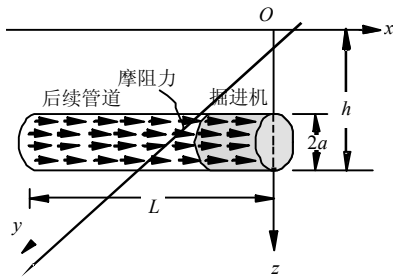
式中:

$$\left. \begin{aligned} r_1 &= \sqrt{x^2 + y^2 + (z-h)^2} \\ r_2 &= \sqrt{x^2 + y^2 + (z+h)^2} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中: G 为土体的剪切模量; μ 为土体泊松比; h 为水平力的纵坐标。



(a) 无限半空间体内部水平集中力



(b) 顶管对土体产生的摩阻力

图 4 摩擦力产生的土体位移计算示意图

Fig.4 Sketch of calculation of soil displacement friction

根据图 4(b), 取管道表面的微分面积 $adl d\theta$, 利用式 (4) 积分, 可以得到摩阻力 p_f 在任意点的 x 向位移:

$$u = \frac{p_f}{16\pi G(1-\mu)} \int_0^{2\pi} \int_0^L \left[\frac{3-4\mu}{r_1} + \frac{1}{r_2} + \frac{(x+l)^2}{r_1^3} + \frac{(3-4\mu)(x+l)^2}{r_2^3} + \frac{2z(h-a\sin\theta)}{r_2^3} \left(1 - \frac{3(x+l)^2}{r_2^2} \right) + \frac{4(1-\mu)(1-2\mu)}{r_2+z+h-a\sin\theta} \left(1 - \frac{(x+l)^2}{r_2(r_2+z+h-a\sin\theta)} \right) \right] dl d\theta \quad (5)$$

式中: $p_f = 2\pi a L f$, L 为进入土体且未通过开挖面的顶管长度(超过开挖面的距离算作负值), f 为管一土的摩阻力系数;

$$\left. \begin{aligned} r_1 &= \sqrt{(x+l)^2 + (y+a\cos\theta)^2 + (z-h+a\sin\theta)^2} \\ r_2 &= \sqrt{(x+l)^2 + (y+a\cos\theta)^2 + (z+h-a\sin\theta)^2} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

为了简化计算, 考虑不排水条件($\mu = 0.5$), 并采用 Gauss-Legendre 公式进行数值积分, 令 $\theta = \pi + \pi t$, $t \in [-1, 1]$, 则

$$\int_0^{2\pi} f(\theta) d\theta = \pi \int_{-1}^1 f(\pi + \pi t) dt \quad (8)$$

刀盘中心位置 $(0, 0, h)$ 土体的水平位移:

$$u_f = \frac{p_f a}{8\pi G} \int_0^L \int_{-1}^1 \left[\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} + \frac{l^2}{r_1^3} + \frac{l^2}{r_2^3} + \frac{2h(h+a\sin(\pi t))}{r_2^3} \left(1 - \frac{3l^2}{r_2^2} \right) \right] dt dl \quad (9)$$

式中: a 为顶管半径; h 为顶管中心轴线的埋深; p_f 为管壁摩阻力; 式(9)可借助五点 Gauss-Legendre 公式求解:

$$\left. \begin{aligned} r_1 &= \sqrt{l^2 + a^2} \\ r_2 &= \sqrt{l^2 + (a\cos(\pi t))^2 + (2h+a\sin(\pi t))^2} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

$$\int_{-1}^1 f(x) dx = 0.2369 f(0.9062) + 0.2369 f(-0.9062) + 0.4786 f(0.5385) + 0.4786 f(-0.5385) + 0.5689 f(0) \quad (11)$$

根据 Lee 和 Rowe 的推导, 假设隧道开挖面处土体的三维挤出(或挤入)是在开挖面上均匀分布的(见图 5(a)), 开挖面应力释放造成的土体移动为

$$V_f = (\pi a^2) \frac{\delta_x}{\Delta x} \quad (12)$$

式中: δ_x 为开挖面土体轴向挤入的大小, 以向土舱内移动为正; Δx 为掘进机前进的距离, 从设计的角度出发可以取 $\Delta x = D = 2a$ [2]。

在考虑摩阻力作用的情况下, 土体的实际挤出距离 $\delta_x^* = \delta_x - u_f$ 。将上述土体移动的体积折算到二维的开挖面上(见图 5(b)), 根据面积等效原则可得

$$V_f = (\pi a^2) \frac{\delta_x^*}{\Delta x} = \left[\pi \left(a + \frac{u_{3D}^*}{2} \right)^2 - \pi a^2 \right] \quad (13)$$

忽略二次项, 则

$$u_{3D}^* = a \frac{\delta_x^*}{\Delta x} = 0.5 \delta_x^* = 0.5(\delta_x - u_f) \quad (14)$$

式中: u_f 根据式 (9) 计算; δ_x 根据式 (15) 计算。

$$\Omega = \delta_x E / p_0 a \quad (15)$$

式中: $p_0 = k_0 \sigma_{cz} - p_i$, $k_0 \sigma_{cz}$ 为土体的原位土压力,

p_i 为掘进机的支护压力。当 $p_0 < 0$, 土体向舱内移动时, $\delta_x > 0$, 当 $p_0 > 0$, 土体向舱外挤出时, $\delta_x < 0$; Ω 为无量纲位移因子, 在弹性阶段取 $\Omega = 1.12$ [2]。

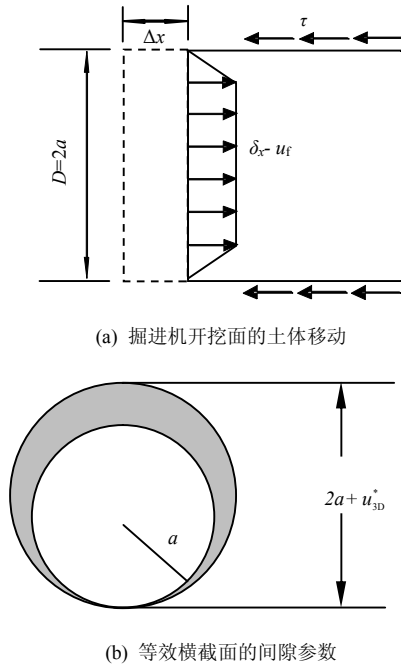


图 5 开挖面的三维土体移动

Fig.5 Three-dimensional axial movement at the tunnel face

将式 (14) 代入式 (2), 可得顶管施工的间隙参数:

$$g = 0.5(1-n)(\delta_x - u_f) \quad (16)$$

式中: n 为注浆率; δ_x 为开挖面卸载造成的土体挤入量; u_f 为管壁与土的摩擦力造成的开挖面土体挤出量。

3 土体变形公式

3.1 Loganathan 公式

Loganathan 等 [3] 指出, 由于隧道周围不均匀间隙的形成和土体的不规则移动, 土体的应力出现不均匀释放, 因此在 Lee 和等 [2] 的地层损失参数的基础上提出了等效地层损失参数, 即

$$\varepsilon_{x,z} = \varepsilon \exp \left\{ - \left[\frac{1.38x^2}{(h+a)^2} + \frac{0.69z^2}{h^2} \right] \right\} \quad (17)$$

代入 Verruijt 公式 [7] 中得到任意点 (x, z) 的竖向位移:

$$u_z = a^2 - \left\{ \frac{z-h}{x^2 + (z-h)^2} + (3-4\mu) \cdot \frac{z+h}{x^2 + (z+h)^2} - \frac{2z[x^2 - (z+h)^2]}{[x^2 + (z-h)^2]^2} \right\} \cdot \frac{4ga + g^2}{4a^2} \exp \left\{ - \left[\frac{1.38x^2}{(h+a)^2} + \frac{0.69z^2}{h^2} \right] \right\} \quad (18)$$

Loganathan 公式预测的沉降值和现场观测数据比较吻合, 但总体上沉降槽宽度略大, 沉降曲线略为缓和, 原因可能包括: (1) 没有考虑扰动对土层的影响; (2) 影响范围的边界按倾角 45° 与极限平衡理论不相符。本文尝试对 Loganathan 公式进行修正, 一方面考虑重新考虑土体扰动的分区方法, 另一方面考虑土层的塑性行为和扩散, 修改边界条件。然后引入式 (16) 的地层损失参数, 从而可以预测顶管施工引起的土体变形。

3.2 考虑土体扰动分区的修正

本文将顶管横断面周围的土体划分为 3 个扰动分区, 如图 6 所示。

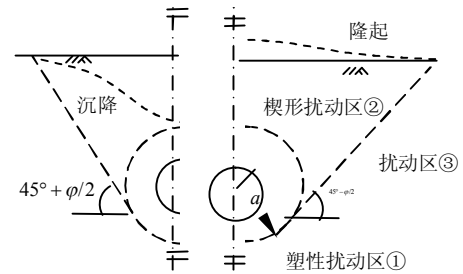


图 6 顶管施工的土体扰动分区

Fig.6 Disturbed zones around pipe section

塑性扰动区①是由土体径向移动和管壁摩擦力所造成的, 受力情况比较复杂, 其宽度主要取决于土体径向移动造成的塑性范围, 而径向移动则很大程度上取决于开挖面支护压力与原位土压力的比较, 这可以在间隙参数 g 的计算式 (14)、(15) 中得以体现。楔形扰动区②是应力扩散造成的, 其边界和塑性扰动区①相切。根据极限平衡原理, 当开挖面超挖, 土体沉降时, 楔形扰动区②边界的水平倾角为 $45^\circ + \varphi/2$; 反之, 开挖面欠挖, 地面隆起时, 其水平倾角为 $45^\circ - \varphi/2$ 。

图 7 为对 Loganathan 公式进行边界修正的计算简图。根据土体扰动分区, 地面变形区域的宽度为

$$i = h\kappa_a + r_p \quad (19)$$

式中: $\kappa_a = \cot(45^\circ + \varphi/2)$ 为主动边界系数(若 $g < 0$, 则用被动边界系数 $\kappa_p = \cot(45^\circ - \varphi/2)$ 替换); 塑性扰动区半径 r_p 可以根据孙庆 [9] 推导的公式计算:

$$r_p = a \left(\frac{2G(1+\alpha)(a-a_0)}{a[(1-\alpha)p_0 - \beta]} \right)^{\frac{1}{1+\chi}} \quad (20)$$

式中:

$$\begin{cases} \alpha = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) \\ \beta = 2c \cos \varphi / (1 - \sin \varphi) \\ \chi = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) \end{cases} \quad (21)$$

c 、 φ 、 ϕ 分别为土体的黏聚力、内摩擦角和剪胀角;
 $p_0 = k_0 \gamma z$ 为初始静止土压力; G 为土体的剪切模量。

如果结构周围不出现塑性区, 即 $r_p = a$, 则
 $i = h / \tan(45^\circ + \varphi/2) + a$, 和魏纲^[10]的结论一致; 如果在隧道开挖的短期内认为土体不排水, 且不出现塑性区, 即 $r_p = a$, $\varphi = 0$, 则 $i = h + a$, 与 Loganathan 的结论一致说明后者是一种特殊情况。令位移向下为负, 则修正的 Loganathan 公式为

$$u_z = a^2 \left\{ \frac{z-h}{x^2 + (z-h)^2} - (3-4\mu) \frac{z+h}{x^2 + (z+h)^2} + \frac{2z[x^2 - (z+h)^2]}{[x^2 + (z-h)^2]^2} \frac{4ga + g^2}{4a^2} \right\} \cdot \exp \left\{ - \left[\frac{1.38x^2}{(h\kappa_a + r_p)^2} + \frac{0.69z^2}{h^2} \right] \right\} \quad (22)$$

式中: 当 $g > 0$ 时, $u_z < 0$, 土体发生沉降; 当 $g < 0$ 时, $u_z > 0$, 土体发生隆起。

由此可见, 判断地层损失参数 g 的正负是计算的关键。 g 的大小和土质参数(γ , k_0 , E , μ , c , φ , ϕ)、结构参数(h , a)和施工参数(l , n , p_i , f)有关, 反映了开挖面的支护、顶管推进的速度以及开挖面与监测点的距离等。当然, 这只是一种预估性的判定, 实际情况下土体变形非常复杂, 很难精确计算。

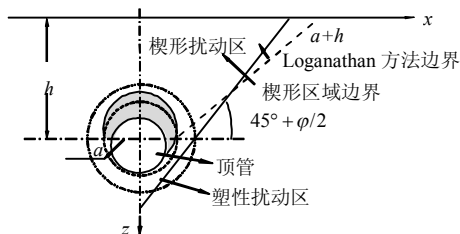


图 7 地层损失边界条件的修正

Fig.7 Modification of ground loss boundary conditions

4 算例分析

广州市体育东路电力输送管道工程^[11], 由体育东路变电站起沿体育东路向南延伸至黄埔大道, 全长 398 m, 外径为 3.58 m, 地表至轴线距离为 6.59 m。管道主要穿越砂质粉土和饱和中、细砂层, 是灵敏度高、易液化、易产生流砂和管涌的土层。现场测点对称分布, 监测地面沉降和出土量。经过计算, 顶管每顶进 1 m 所产生的平均地层损失为 0.258 m³。

场地分层情况为: 人工填土 1.5 m, 淤泥质黏土 1.0 m, 砂质粉土 2.0 m, 中细砂 5.2 m。本文取分层土的加权平均物理力学参数: $\gamma_m = 18.1 \text{ kN/m}^3$,

$c_m = 15 \text{ kPa}$, $\varphi_m = 8^\circ$, $E_m = 12 \text{ MPa}$, $\mu = 0.28$ 。

本文计算了某监测断面在 3 种工况下的地面沉降: 以掘进机前端超过监测断面为正, 开挖面距离监测断面分别为 -6.5、20、35 m。根据式 (7), 计算得到的 $u_f = -0.02$ 、0.05、0.10 m, 计算结果如图 8 所示。

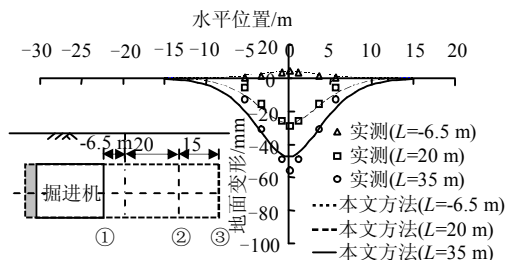


图 8 3 种顶进距离下地表某监测断面的计算结果

Fig.8 Observed and predicted surface deformation in three cases

由图 8 可以看出, 3 种工况的计算结果均与实测数据吻合较好。由于在地层损失参数的计算中引入了摩擦力的影响, 当刀盘接近或远离监测面的时候, 就可以反映地层的隆起和沉降; 当刀盘接近监测断面, 土体受到挤压, 会出现少量的隆起; 当刀盘经过监测面, 后续管节通过时由于土体会随着顶管的推进向开挖面前面移动, 因此监测断面上方出现了地层损失和沉降。

掘进机顶进到某个位置时, 根据轴线上地表测点与开挖面的距离, 计算沿线的地表变形, 可以得到地面纵向变形曲线如图 9 所示。由图可以看出, 计算值比实测数据略小, 这是由于未考虑后期固结沉降造成的。通过本文的计算方法, 实际上可以考虑顶管对土体的摩擦力、开挖面土体的稳定性和土体开挖造成的地层损失, 因此沿着顶管的轴线将地面离散成多个横截面, 能够实现地面纵向位移的计算。当然, 由于无法考虑顶管顶进的空间性和时效性, 这种计算方法的结果与实测资料还存在偏差。

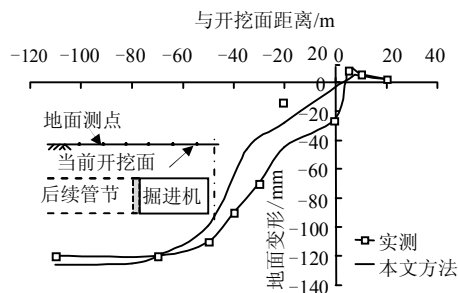


图 9 顶管轴线上方地面沿纵向的最大变形

Fig.9 Maximum surface deformation over the pipe centerline

5 结 语

在顶管工程中,不同的施工状况导致开挖面的超挖或欠挖,引起土体的沉降或隆起。地层损失是土体变形的根本原因,正的地层损失往往会造成地面沉降,负的地层损失则会造成地面隆起。本文将正负地层损失的概念统一起来,提出了负的间隙参数,并基于 Mindlin 解进行改进。改进后的地层损失参数可以反映顶管施工不同阶段的地层损失状况,也可以考虑顶管与土体之间的摩阻力。为了计算土体的变形量,本文基于一种土体扰动的分区方法修正了 Loganathan 公式,并代入改进后的地层损失参数,得到了新的计算公式。算例分析表明,本文的计算方法可以获得顶管推进过程中地表某断面土体的动态变化,反映顶管施工全过程的信息,这是以往的二维计算方法所不具备的特点。

由于本文的方法未能考虑土体的长期变形和砂土的密实度变化,而地表的纵向变形具有一定的时效性,计算结果相比实测数据偏小,今后将进一步完善。

参 考 文 献

- [1] ROWE R K, KACK G J. A theoretical examination of the settlements induced by tunnelling: four case histories[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1983, 20: 299—314.
- [2] LEE K M, ROWE R K, LO K Y. Subsidence owing to tunneling I: Estimating the gap parameter[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1992, 29(6): 929—940.
- [3] LOGANATHAN N, POULOS H G. Analytical prediction for tunneling-induced ground movement in clays[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 1998, 124(9): 846—856.
- [4] 刘建航, 侯学渊. 盾构法隧道[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1991: 329—639.
- [5] 魏纲, 魏新江, 徐日庆. 顶管施工引起的挤土效应[J]. 岩土力学, 2006, 27(5): 717—722.
WEI Gang, WEI Xin-jiang, XU Ri-qing. Study on soil-compacting effects induced by pipe jacking construction[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(5): 717—722.
- [6] SAGASETA C. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss[J]. **Geotechnique**, 1987, 37(3): 301—320.
- [7] VERRUIJT A, BOOKER J R. Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane[J]. **Geotechnique**, 1996, 46(4): 753—756.
- [8] MINDLIN R D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid[J]. **Physics**, 1936, 7(5): 195—201.
- [9] 孙庆. 隧道开挖引起的土体位移及对邻近桩基础的影响分析[D]. 上海: 同济大学, 2011.
- [10] 魏纲. 顶管工程土与结构的性状及理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2005.
- [11] 房莹光, 莫海鸿, 张传英. 顶管施工扰动区土体变形的理论与实测分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(4): 601—605.
FANG Ying-guang, MO Hai-hong, ZHANG Chuan-ying. Theoretic and testing analysis of soil deformation in the area of disturbance caused by pipe-jacking[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2003, 22(4): 601—605.