

文章编号: 1000-7598-(2005) 10-1602-05

基于间隙参数模型的盾构隧道周围土体位移分析

杨冠天¹, 项彦勇¹, 张 峰²

(1. 北京交通大学 土木建筑学院, 北京 100044; 2. 北京城建盾构公司, 北京 100029)

摘 要: 基于一种盾构加载模型并引进间隙参数的概念, 对盾构隧道周围土体位移的机理及预测方法进行了总结。盾构相对于设计轴线的偏移是影响土体变形的主要原因之一。确定间隙参数是应用解析方法的关键步骤, 提出了一个半经验、半解析方法, 并针对一个工程实例把现场测量值和理论计算值进行了对比分析。

关 键 词: 盾构隧道开挖; 间隙参数; 地层移动; 解析方法

中图分类号: TU 443

文献标识码: A

Analysis of ground movements due to shield tunneling by using a gap-parameter model

YANG Guan-tian¹, XIANG Yan-yong¹, ZHANG Feng²

(1. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China; 2. Beijing Urban Construction Shield Company, Beijing 100029, China)

Abstract: Based on a loading model for shield tunneling and the concept of gap parameter, the mechanism and a prediction method of shield tunneling-induced ground movements are introduced. The offsets of a tunnel shield from its design axis are the main cause for ground movements. Identification of the gap parameter is one of the most important steps when using an analytical method. A semi-empirical and semi-analytical approach is proposed; and as a case study of shield tunneling, the field-observed and the theoretically predicted ground movements are comparatively analyzed.

Key words: shield tunneling; gap parameter; ground movement; analytical method

1 引 言

研究盾构隧道周围土体位移的目的在于降低盾构隧道开挖所引起的对周围环境的土体破坏, 从而避免对周围建筑、地下结构和设施造成不良影响。在盾构隧道施工过程中, 主要有 6 个方面能对盾构隧道周围的土体位移造成重要影响, 即土体特性、盾构蛇行、地层损失、注浆特性和注浆压力、管片拼装和施工过程。土体的物理特性是土体自身产生变形的内在因素, 不同特性的土体如砂性土、粘性土的变形特征是完全不同的。盾构蛇行是盾构机推进过程中与周围土体相互作用所产生的蛇行运动, 是不可避免的, 盾构机总是在推进→蛇行→调整→推进不断往复的过程中进行, 蛇形运动主要与刀盘扭矩、千斤顶推力、土体特性有关; 地层损失是土体变形的反映, 当隧道周围土体发生位移时一般总会引起地层损失的变化; 注浆过程是为了

及时有效地充填管片与开挖面之间的物理间隙; 管片拼装和铰接以及施工过程是影响与施工质量有关的参数的主要因素。

本文参考一种盾构模型试验的结论, 按照等效地层损失的概念建立了盾构位移与盾构隧道间隙参数之间的几何关系, 并把计算出的间隙参数应用在一解析方法中, 得出的计算结果和测量结果比较接近。

2 盾构隧道周围土体位移的描述

许多学者通过现场观察总结认为在盾构施工过程中土体位移可以分为 4 个主要阶段^[1]:

(1) 刀盘的切割和盾构的推进阶段 开挖面的初始土压力和刀盘后土舱内的压力达到平衡, 因此由刀盘切割产生的应力变化而引起的土体位移并不显著, 而且盾构周围土体在盾壁的有效支撑下也不会发生应力释放。但是, 在有超挖、盾构蛇行、

盾构推进以及盾构与周围土体的摩擦作用而引起的对土体的扰动则会对土体的位移产生较大影响。

(2) 二次注浆阶段 是用注浆材料有效充填盾尾间隙, 在盾尾管片和衬砌之间形成一个闭合圆环。当盾构向前推进, 盾尾土体和管片之间的间隙就会产生, 注浆量一般是盾尾间隙体积的 1.2~1.3 倍, 注浆压力在 0.2~0.3 MPa 之间。二次注浆具有以下几个功能: 在盾构推进过程中能够很好的阻止土体的变形、稳定管片、增强隧道的防水性能; 整个注浆过程必须控制注浆量和注浆压力的大小, 如果过大将会使周围土体受到挤压、膨胀, 从而引起大的土体位移。

(3) 浆液趋硬阶段 在注浆材料趋硬的过程中土体变形的增量在减小, 但变形量仍然会随时间而增大, 直到管片和周围土体在相互作用下达到新的平衡状态。这是一个瞬时过程。

(4) 注浆材料固化阶段 注浆材料和土体混合达到固化, 具有一定的强度和刚度, 土体位移趋向停止。

隧道周围地层变形的主要计算方法有经验法、有限元法和解析法。在工程实际中地层的变形主要通过现场观测并依靠经验公式 (如 1969 年 Peck^[2] 提出的高斯分布曲线) 获得。除此之外, Mair^[3] 于 1993 年提出了一种新的经验方法, 即通过在高斯方程中的变量代换就可以获得在不同深度地表下沉槽槽的表达方程, 扩大了地层变形估算的范围。虽然由经验法获得的地层变形曲线没有理论根据, 而这种方法在工程实际中被采用, 主要是因为一般在一般情况下该曲线可以根据不同的工程实际采用不同的参数来定义, 且能较好的与测量值拟合, 尤其在一般的固结土中可以得到较为满意的结果, 但在散粒土和超固结土中可能出现较大的误差。另外, 经验方法还有许多限制条件, 如在不同的地层条件 (非均质、地下水等) 下提供地层变形的信息范围是有局限的。

有限元法可以克服经验方法的许多限制条件, 因此在隧道计算分析中被广泛应用, 如 Rowe 和 Kack^[4] 通过对一些工程实际的研究发现, 利用他们的有限元方法计算地层沉降和量测的结果能够很好的吻合, 但是也发现了个别例外的情形。国内有关学者^[5] 对盾构隧道施工过程中的施工步骤、管片与土体接触面以及开挖过程中地应力释放等多方面进行了有限元模拟, Lee^[6] 等用有限元的方法很好地预测了土体的侧向位移; Gunn^[7] 指出即使是用一个很精选的土体本构模型, 用有限元的方法也很难对地

表的沉降做出精确的预测。与误差曲线以及现场量测相比, 用有限元方法获得的地表沉降槽过宽, 并且过浅; Addenbrooke 等^[8] 提出, 如果用考虑小应变情况下土体非线性特性的复杂模型可以更好地预测地层位移, 要对隧道开挖过程中引起的地层变形做出准确的估计, 则需要三维有限元分析, 但是通常三维模型的建立和分析是非常复杂的, 因此不易获得有效的成果。

3 盾构模型对间隙参数的确定

3.1 盾构理论模型

Sugimoto^[9] 提出了如图 1 所示的盾构理论模型, 认为盾构的特征、盾构的操作与土体的特性之间存在函数关系, 称为盾构加载模型。该模型施加在盾构上的力共有 5 个: ①盾构自重 f_1 ; ②在盾尾受到的来自管片的反力 f_2 ; ③千斤顶的推力 f_3 ; ④开挖面受到的力 f_4 ; ⑤地层施加在盾壁周围的力 f_5 。建立一个三维坐标系 $p-q-z$, 坐标 p 和 q 见图 1, 其中 z 代表盾构轴线推进方向。部分学者已经用统计和理论的方法对盾构的特性进行了研究, 指出盾构在 3 个坐标轴上的位移变化量 Δx , Δy , Δz 是影响土体变形的主要因素。Mitsutaka 通过在一个实验段对盾构推进进行测试对比, 表明这个模型对盾构特性的模拟与以往经验和实际状态很符合。因此可以建立如下关系式:

$$g = \Phi(\Delta x, \Delta y, \Delta z) \quad (1)$$

式中 g 为间隙参数; Φ 为与盾构位移相关的函数。式 (1) 说明, 盾构周围土体的位移可以通过盾构在 3 个坐标轴上的位移变化量 Δx , Δy , Δz 确定。

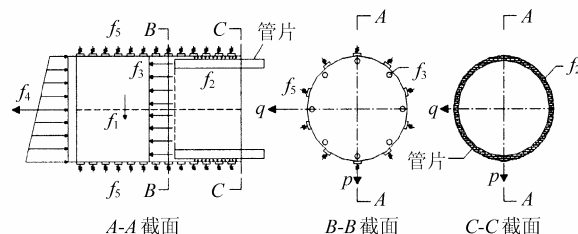


图 1 Sugimoto 盾构模型
Fig. 1 Sugimoto shield model

3.2 间隙参数的确定

间隙参数是对地层损失的模拟 (图 2), 在许多解析方法中都是一个很重要的参数, Lee 和 Rowe^[10] 假定土体具有弹塑性的关系, 引入了总间隙参数反映隧道开挖面推进和隧道施工引起的地层损失, 总

间隙参数 g 的定义式为

$$g = G_p + U_{3D}^* + \omega; G_p = 2\Delta + \delta \quad (2)$$

式中 G_p 为物理间隙; Δ 为盾尾厚度; δ 为拼装衬砌的空间; U_{3D}^* 为开挖面推进引起的等效三维径向位移; ω 为与施工质量有关的参数。

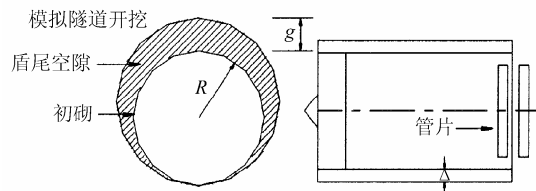


图2 间隙参数的定义

Fig. 2 Definition of gap parameter

Lee 等^[10]对 U_{3D}^* 和 ω 进行了分析, 得

$$U_{3D}^* = \frac{k}{2} \delta_x; \delta_x = \frac{\Omega R P_0}{E}; P_0 = K'_0 P'_v + P_w - P \quad (3)$$

参数 ω 由以下方法确定。先通过式 (4) 确定施工影响系数 U_i :

$$\frac{U_i}{R} = 1 - \left\{ \frac{1}{1 + \frac{2(1+\nu_u)c_u}{E_u} \left[\exp\left(\frac{N-1}{2}\right) \right]^2} \right\} \quad (4)$$

$$N = \frac{\gamma H - P}{c_u} \quad (5)$$

式中 k 为土体抗剪参数; δ_x 为隧道面土体侵入; Ω 为无量纲位移参数; R 为隧道半径; E 为杨氏模量; K'_0 为盾尾有效土压力系数; P'_v 为在隧道起拱线处的垂直有效应力; P_w 为盾构隧道起拱线处孔隙水压力; P 为隧道支撑力; E_u 为不排水弹性模量; c_u 为土体不排水抗剪强度; ν_u 为不排水泊松比; N 为稳定系数; H 为隧道中心埋深。

最后把 $0.6 G_p$ 和 $U_i/3$ 中的较小值作为 ω 的取值。由于 G_p 可以通过同步注浆来减小, 一般情况下粘土中 G_p 达 60%~80%, 可以通过同步注浆来消除, 在砂土中 G_p 可以达到 70%~90%。对于土压平衡盾构, 由于 $\delta_x = 0$, $U_{3D}^* = 0$ (开挖面推进引起的等效三维径向位移), 因此式 (2) 可以改写为

$$g = G_p + \min(0.6 G_p, U_i/3) \quad (6)$$

在工程实际中, 由于间隙参数随着截面的不同

将发生变化, 往往需要对整个注浆过程以及施工过程的有关参数进行准确的把握, 还要参考有关相似工程的经验数据, 利用式 (6) 来确定间隙参数往往受到限制。下面将通过式 (1) 建立盾构位置变化和周围土体的位移关系。

如图 3 所示, 盾构推进中横向位移的变化可以转化为间隙参数。根据间隙参数的定义即可得到地层损失率为

$$V_g = \frac{\pi \left(R + \frac{g}{2} \right)^2 - \pi R^2}{\pi R^2} \times 100\% = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \times 100\% \quad (7)$$

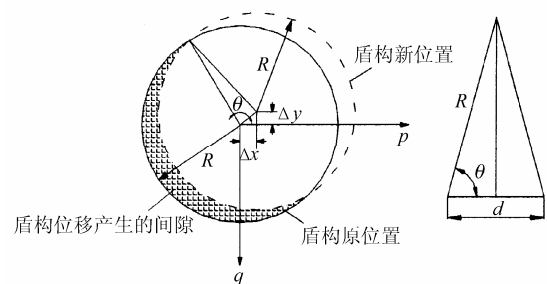


图3 盾构的偏移

Fig. 3 Illustration of shield offsets

从图 3 可以看出盾构横向截面位置的变化, 盾构位移产生的间隙如图中阴影部分的面积 S 为

$$S = \pi R^2 - 2\theta R^2 + dR \sin \theta \quad (8)$$

其中 d 为盾构中心点偏移量。

$$\theta = \arccos \left(\frac{\sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}}{2R} \right), 0^\circ < \theta \leq 90^\circ \quad (9)$$

地层损失:

$$V_L = \Delta z S = \Delta z \left[(\pi - 2\theta) R^2 + dR \sin \theta \right] \quad (10)$$

地层损失率:

$$V = \frac{V_L}{\pi R^2 \Delta z} = 1 - \frac{2\theta}{\pi} + \frac{d \sin \theta}{\pi R} \quad (11)$$

图 2 和图 3 都采用了地层损失的概念, 不同之处在于, 图 2 是按照间隙参数来模拟地层损失的, 而图 3 则按照盾构位移来模拟地层损失的, 二者应该一致, 由此可得:

$$g = 2R \left(\sqrt{2 - \frac{2\theta}{\pi} + \frac{\sin 2\theta}{\pi}} - 1 \right) \quad (12)$$

3.3 地层变形计算方法

通过间隙参数来模拟地层损失在许多半解析方法和解析方法中广泛应用, Loganathan^[11]提出了非线性椭圆型地层损失模型, 认为在砂土、粘土中沉降槽宽度是隧道周围非线性地层损失的函数, 可用指数函数表示地层损失:

$$\varepsilon_{x,z} = \varepsilon_0 A \exp[-(Bx^2 + Cz^2)] \quad (13)$$

并在此基础上推导出地层位移的表达式:

$$U_{z=0} = \varepsilon_0 R^2 \frac{4H(1-\nu)}{H^2 + x^2} \exp\left\{-\frac{1.38x^2}{(H \cot \beta + R)^2}\right\} \quad (14)$$

$$U_z = R^2 \left\{ \frac{z-H}{x^2 + (z-H)^2} + (3-4\nu) \frac{z+H}{x^2 + (z+H)^2} - \frac{2z[x - (z+H)^2]}{[x^2 + (z+H)^2]^2} \right\} \frac{4Rg + g^2}{4R^2} \exp\left\{-\left[\frac{1.38x^2}{(H \cot \beta + R)^2} + \frac{0.69z^2}{H^2}\right]\right\} \quad (15)$$

$$U_x = -R^2 x \left\{ \frac{1}{x^2 + (H-z)^2} + \frac{3-4\nu}{x^2 + (H+z)^2} - \frac{4z(z+H)}{[x^2 + (H+z)^2]^2} \right\} \frac{4gR + g^2}{4R^2} \exp\left\{-\left[\frac{1.38x^2}{(H \cot \beta + R)^2} + \frac{0.69z^2}{H^2}\right]\right\} \quad (16)$$

式中 x 为某点至隧道中心线的侧向距离; z 为地表下某点深度; $\varepsilon_{x,z}$ 为坐标 (x, z) 点处的地层损失; ε_0 为等效平均地层损失率; A , B 和 C 为模型常数; U_x 和 U_z 分别为土体侧向地层变形和垂直向地层变形; β 为影响角; ν 为泊松比, 其它符号含义同前。

4 算 例

某盾构隧道周围土层相关数据如图 4 所示, 其中 γ , ϕ' 和 c 分别表示土体的重度、有效内摩擦角和粘聚力。管片环外径为 4.05 m, 盾构外径为 4.18 m, 盾构在砂土中直线推进, 二次注浆可以消除物理间隙的 90%, 即 $G_p = 10\% (2A + \delta) = 0.0105$ m, 盾构土舱内的土压为 150 kPa, 推进期间没有使用仿形刀进行开挖。部分管片环处的盾构位移曲线如图 5 所示。相应的间隙参数 g 可由式 (12) 获得, 如图 6 所示。取土体泊松比 ν 为 0.35, 采用 Loganathan 所给出的方法, 计算位于隧道顶部测点 A 处的地层垂直方向位移, 测量值与计算值的对比结果如图 7 所示。

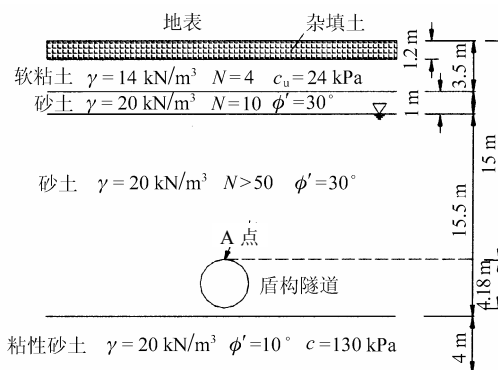


图 4 盾构隧道地层剖面

Fig. 4 Stratum profile of shield tunnel

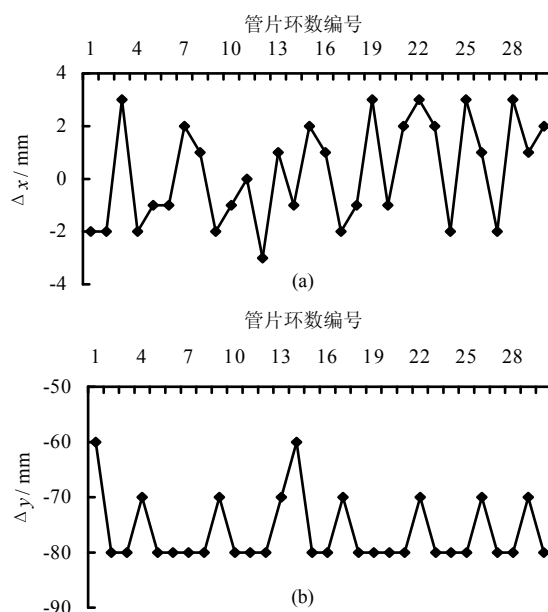


图 5 盾构位置的偏移曲线

Fig. 5 Curves of the shield offsets

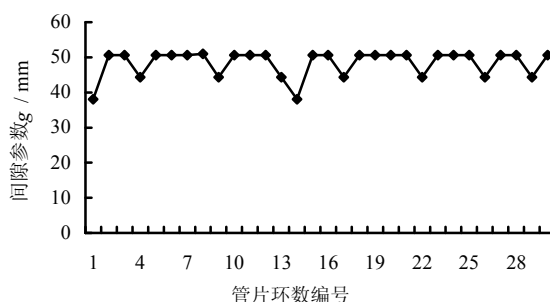


图 6 间隙参数的变化曲线

Fig. 6 Curve of the gap parameter

由图 6 可以看出, 在盾构推进和管片拼装过程中, 盾构偏移量是动态变化的, 因此间隙参数是一个动态参数, 在工程实际中直接获得其大小是比较困难的。由图 7 可以看出, 计算值与测量值比较接近, 即使在地层位移量较大的地方, 计算值与测量值偏差较大, 但变化趋势是一致的。

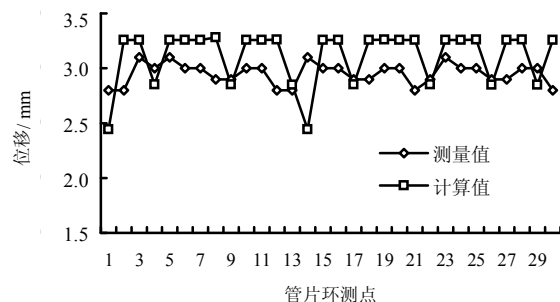


图 7 A 点计算值和测量值的对比

Fig. 7 Comparison between the observed and the calculated settlements of the observation point A

5 结 语

运用间隙参数模型能够预测盾构隧道周围任何位置土体的水平或者垂直向位移。以间隙参数模型为依据的解析方法在工程实际中有着重要意义,尤其是在地层参数不够充分,并且无实际工程参考的情况下,应用解析方法来预测隧道周围土体的变形是一条比较合理的途径,但间隙参数的确定必须有准确的依据。

采用本文提出的方法,可以根据盾构位置的变化来确定间隙参数的大小,进而预测隧道周围土体的位移。该方法计算简单,所需要的数据也容易获得,工程实例验证该方法具有较好的预测精度。但是,该方法没有考虑地层水压力的扩散以及土体固结对土体变形的影响,在软粘土计算中这种方法对沉降槽宽度的预测可能偏大。

参 考 文 献

- [1] Ding W Q, Yue Z Q, Tham L G, Zhu H H, Lee C F, Hashimoto T. Analysis of shield tunnel[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2004, 28(1): 57—91.
- [2] Peck R B. Deep excavations and tunneling in soft ground[A]. **Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**[C]. Mexico City: State of the Art Volume, 1969. 225—290.
- [3] Mair R J, Gunn M J, O'Reilly M P. Ground movements around shallow tunnels in soft clay[A]. **Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**[C]. Rotterdam: Balkema, 1981. 323—328.
- [4] Rowe R K, Kack G J. A theoretical examination of the settlements induced by tunneling; four case histories[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1983, 20: 299—314.
- [5] 于宁, 朱合华. 盾构施工仿真及其相邻影响的数值分析[J]. **岩土力学**, 2004, 25(2): 292—296.
YU Ning, ZHU He-hua. The simulation of shield tunnel construction and analysis of its influence upon surrounding environments[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(2): 292—296.
- [6] Lee R G, Turner A J, Whitworth L J. Deformations caused by tunneling beneath a piled structure[A]. **Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**[C]. Rotterdam: Balkema, 1994. 873—878.
- [7] Gunn M J. Prediction of surface settlement profiles due to tunneling[A]. **Predictive Soil Mechanics (Proceedings of Wroth Memorial Symposium)**[C]. Oxford: Thomas Telford, 1992. 304—316.
- [8] Addenbrooke T I, Potts D M, Puzrin A M. The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction[J]. **Geotechnique**, 1997, 47(3): 693—712.
- [9] Sugimoto, Mitsutaka, Aphichat S. Theoretical model of shield behavior during excavation[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2002, 128(2): 138—155.
- [10] Lee K M, Rowe R K, Lo K Y. Subsidence owing to tunnelling. I: estimating the gap parameter[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1992, 29(6): 929—940.
- [11] Loganathan N, Poulos H G. Analytical prediction for tunnelling-induced ground movements in clays[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 1998, 124(9): 846—855.