

文章编号: 1000-7598 (2011) 07-2157-05

盾构施工引起的固结沉降分析

敖日汗, 张义同

(天津大学 机械工程学院, 天津 300072)

摘 要: 盾构在低渗透性土层中开挖, 常常伴随着地表下沉, 究其原因因为超孔隙水压力消散引起固结沉降的结果。为对盾构施工引起土体的固结沉降进行研究, 首先, 根据隧道施工前后土体应力的变化值, 应用 Henkel 超孔隙水压力理论, 推导了隧道开挖引起的初始超孔隙水压力的计算公式, 并采用数值分析方法, 考虑了由于土体的固结引起的沉降变形。研究成果应用到上海地铁 2 号线, 根据具体的地质条件进行理论计算分析。结果表明, 隧道开挖引起的初始超孔隙水压力最大值位于隧道起拱线处, 地表固结沉降预测值与实测值吻合较好。

关 键 词: 隧道施工; 孔隙水压力; 固结沉降; 数值分析模型

中图分类号: TU 443

文献标识码: A

Analysis of consolidation settlements caused by shield tunneling

AO Ri-han, ZHANG Yi-tong

(School of Mechanical Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: Following a tunnel excavation in low-permeability soil, it is commonly observed that the ground surface continues to settle with time, as the dissipation of the excess pore pressure leads to the consolidation settlements. For studying the consolidation settlement of soil caused by shield tunneling, an initial excess pore water pressure formula during the tunnel construction is presented based on Henkel pore water pressure theory; and it can be used to calculate the consolidation settlement by means of numerical analysis. This approach has been applied to the engineering case of the Shanghai metro tunnel-line 2; and the calculation results are obtained based on the soil geological condition. As shown in the analytical calculation, the maximum value of the initial excess pore water pressure is located at the spring-line of the tunnel. The calculation results of the consolidation settlements are in good agreement with the field data.

Key words: tunnel construction; pore water pressure; consolidation settlement; numerical analysis model

1 引 言

采用盾构法在软土层中建造隧道, 会引起地层移动而导致不同程度的地面沉降。地面沉降的两个基本原因是: ①不排水的地层损失, 这主要是盾构刚刚通过时或者隧道刚刚开挖时(施工期间)所出现的地层损失; ②盾构隧道周围受扰动土体的固结和蠕变, 这也是工后地面长期沉降的主要原因。

到目前为止, 国内外已有不少关于盾构施工期间引起的地面沉降文献, 而对于地面长期沉降特别是由于超孔隙水压力消散引起的固结沉降研究则显得不足。Lee^[1]以上海地铁 2 号线的相关监测资料为背景, 分析了隧道周围孔隙水压力分布及消散规

律。Bobet^[2]将隧道衬周围土层分为两种极限边界条件(完全排水与不排水), 得到了线弹性各向同性饱和土体中因隧道开挖引起的周围土体的应力和位移值, 同时提出隧道周围土层施工期间沉降和长期固结沉降的解析解, 但仅对施工期间的沉降进行了实例分析^[3]。Wongsaroj 等^[4]对伦敦某隧道建模进行了长期固结沉降数值分析, 并根据不同的土体渗透系数探讨了不同深度处的土层的固结沉降量。魏纲^[5]引入应力释放率建立了工后长期固结沉降的计算公式, 但对应力释放率取值还须做进一步研究。陈祥福^[6]采用有限元法计算了青岛中银大厦箱基的固结沉降, 计算值为 3~5 mm, 而实际沉降值为计算值的 10 多倍^[7]。由于现有文献对固结沉降理论研究的

收稿日期: 2009-11-12

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973 计划)(No. 2007CB714001)。

第一作者简介: 敖日汗, 女, 1981 年生, 博士研究生, 主要从事软土隧道地层沉降方面的研究工作。E-mail: aorihan-81@163.com

不足, 因此, 需做进一步的研究。

盾构隧道周围土体受到盾构施工的扰动后, 便在盾构隧道周围形成超孔隙水压力区。当盾构离开该处地层后, 隧道周围的孔隙水压力便下降。在孔隙水压力下降的过程中, 即超孔隙水压力逐步消散的过程中, 孔隙水逐渐排出, 引起地层移动和地面沉降^[8], 即固结沉降。由此可见, 对于长期固结沉降理论的分析, 关键在于对隧道周围孔隙水压力的研究。鉴于此, 本文从引起隧道周围土体固结沉降的重要因素——超孔隙水压力值的变化出发, 在文献[9]工作的基础上, 探讨隧道开挖前后应力变化, 应用 Henkel 超孔隙水应力理论求解盾构施工引起的隧道周围土体的初始超孔隙水压力值。采用数值分析方法分析隧道周围土层的超孔隙水压力分布规律及沉降变形, 并与工程实例加以比较。

2 隧道地表固结沉降计算原理

2.1 隧道周围土体应力分析

饱和土体中任一平面上受到的总应力总可分为有效应力和孔隙水压力两部分, 其间关系总是满足^[10]:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1)$$

式中: σ 、 σ' 和 u 分别为作用在土中同一面上的总应力、有效应力和孔隙水压力。

现考虑一种侧向土压力系数为 K_0 的均匀土体, 将在深度 H 处开挖一条隧道。取起拱线上的土体单元为研究对象 (图 1 所示), 设在深度 H 处的孔隙水压力为 u_0 , 未开挖隧道时该土体单元的所受应力为

$$\sigma_{r0} = K_0 \sigma'_0 + u_0 \quad (2)$$

$$\sigma_{\theta 0} = \sigma'_0 + u_0 \quad (3)$$

式中: σ_{r0} 、 $\sigma_{\theta 0}$ 和 σ'_0 分别为未开挖隧道时土体单元在初始地应力条件下所受的总径向应力、总切向应力和有效应力。

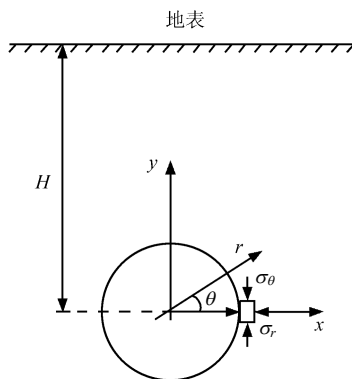


图 1 隧道起拱线上的土体单元

Fig.1 Soil element at the spring line level of the tunnel

为方便研究, 不考虑盾构推进过程中的挤压及盾尾的压浆作用。在隧道施工的过程中, 土层开挖卸载, 将打破原有的受力平衡。在土体围压的作用下, 隧道周围土体中将产生超孔隙水压力^[5]。

如图 2 所示, 隧道开挖半径为 R , r 为通过隧道中心水平线上某点距隧道中心的距离。假设当 $r = R$ 时, 通过隧道中心的水平线上的土体单元孔隙水压力值等于 u ; 当 $r > r^*$ 时, 通过隧道中心的水平线上的土体单元孔隙水压力值等于未开挖隧道时的孔隙水压力 u_0 , 并定义变量 $\rho = R/r$ 。在饱和土体中开挖隧道, 参考文献[9], 可得开挖后通过隧道中心水平线上的应力为

$$\sigma_r = K_0 \sigma'_0 + u_0 - (K_0 \sigma'_0 + u_0 - p_s) \rho^2 + \frac{G}{2(\lambda + 2G)} \cdot \frac{u_0 - u}{\ln \rho^*} [2 \ln \rho + (1 - \rho^2)(1 - 2 \ln \rho^*)] \quad (4)$$

$$\sigma_\theta = \sigma'_0 + u_0 + (\sigma'_0 + u_0 - p_s) \rho^2 + \frac{G}{2(\lambda + 2G)} \cdot \frac{u_0 - u}{\ln \rho^*} [2 \ln \rho - 2 + (1 + \rho^2)(1 - 2 \ln \rho^*)] \quad (5)$$

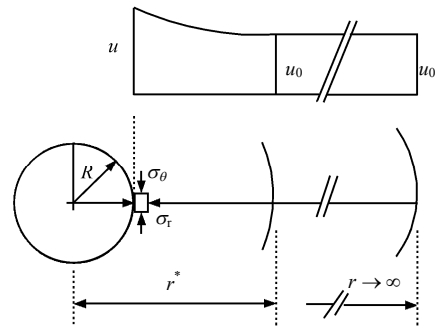


图 2 隧道孔隙水压力分布

Fig.2 Pore water pressure distribution of the tunnel

λ 、 G 为土体拉梅弹性系数, 其具体表达式为

$$\lambda = \frac{Ev}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (6)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (7)$$

式中: E 、 ν 分别为土体的弹性模量和泊松比。

p_s 为隧道起拱线处衬砌对土体的支护应力, 其具体表达式为

$$p_s = \sigma_{r0} \left(\frac{D}{D + \frac{\eta_{CF}}{1 + \eta_{CF}} 2GR} \right) \quad (8)$$

式中: $\eta_{CF} = 12(R/t_s)^2$, $D = E_s t_s / (1 - \nu_s^2)$, E_s 、 ν_s 和 t_s 分别为衬砌的弹性模量、泊松比和厚度。

由于本文研究的是隧道起拱线上的单元土体, 式(4)、(5)中 ρ 的取值应为 1。

当 $r > r^*$ 时, 通过隧道中心的水平线上的土体单元孔隙水压力值等于未开挖隧道时的孔隙水压力 u_0 。也就是说, 距离隧道中心为 r^* 以外的土体是未受隧道开挖所扰动的, 如图 3 所示, 则 r^* 取值为

$$r^* = r' / \sin\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (9)$$

式中: r' 为剪切扰动区的半径, 其值为^[11]

$$r' = \sqrt{(R+H)^2 + H^2} \cdot \sin\left[45^\circ + \frac{\varphi}{2} - \arctan\left(\frac{H}{R+H}\right)\right] \quad (10)$$

式中: φ 为土体的内摩擦角。

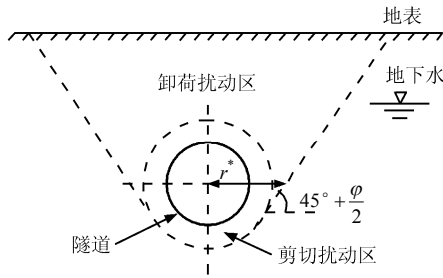


图 3 盾构施工扰动分区图
Fig.3 Disturbance sections of shield tunneling

2.2 隧道开挖后土体的初始超孔隙水压力

当作用在饱和黏性土体上的第一和第三总主应力产生的增量分别为 $\Delta\sigma_1$ 和 $\Delta\sigma_3$ 时, 孔隙水压力的变化可通过下式确定^[12]:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (11)$$

式中: A 、 B 均为孔隙水压力系数, 对于饱和软黏土, 取 $A=1/2$, $B=1$ 。

Henkel 考虑了第二主应力的影响, 于 1960 年提出三向应力条件下的超孔隙水应力计算式:

$$\Delta u = \beta \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} + \alpha \frac{\sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2}}{3} \quad (12)$$

式中: α 、 β 均为 Henkel 孔隙水压力系数, $\alpha = (3A-1)/\sqrt{2}$, 对于饱和土, $\beta=1$ 。

应力的变化产生了超孔隙水压力。采用 Henkel 建议的方法, 隧道起拱线上土体单元的超孔隙水压力为

$$\Delta u = \beta \frac{\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_z}{3} + \alpha \frac{\sqrt{(\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta)^2 + (\Delta\sigma_\theta - \Delta\sigma_z)^2 + (\Delta\sigma_z - \Delta\sigma_r)^2}}{3} \quad (13)$$

式中: $\Delta\sigma_z$ 为第二主应力的变化量, 考虑平面应变条件下, 其表达式为 $\Delta\sigma_z = \nu(\Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_r)$ 。

由此, 根据式(2)~(5)和式(13)可以求出隧道开挖后起拱线上的初始超孔隙水压力值。

2.3 固结沉降数值计算分析

FLAC^{3D} 软件可以将流体计算与力学计算进行耦合。土体的固结, 就是一种典型的流-固耦合现象。在土体固结过程中, 孔隙水压力的改变导致了有效应力的改变, 而土体中的流体会对土体体积的改变产生反作用, 导致孔隙水压力的变化。

含地下水的黏土地层采用摩尔-库仑塑性模型模拟, 水位线位于地表。模型取半边结构, Y 轴为隧道轴线方向, Z 轴为深度方向, X 轴为宽度方向。模型边界条件设置如下: 模型上表面为自由排水表面, 超孔隙水压力设为 0; 沿 Y 轴隧道轴线方向, 模型前后两面施加 Y 方向水平约束; 模型关于 YZ 面对称, 在对称面上施加 X 方向水平约束; 模型的右边界施加 X 方向水平约束; 模型底面施加 Z 方向竖向约束, 且为不透水边界条件; 衬砌为不透水边界条件。其数值计算模型如图 4 所示。

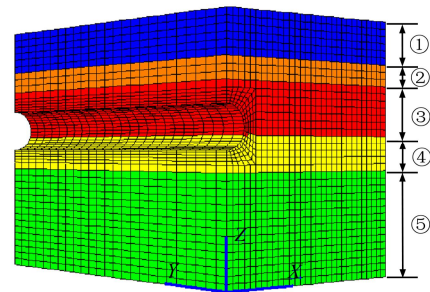


图 4 固结沉降分析模型
Fig.4 Model for consolidation settlement analysis

隧道工后固结沉降的模拟过程为: 建立初始地应力场; 去除开挖隧道的地层单元, 将隧道一次性开挖完毕, 同时在隧道周围土体处施加径向应力, 使得隧道起拱线处产生的超孔隙水压力等于 2.2 节

中计算所得的值; 将所有的节点位移置 0, 添加衬砌单元, 通过 FLAC^{3D} 中的流-固耦合模块计算土体在固结时间内的排水变形量 (固结沉降)。

3 工程实例分析

本文以上海地铁 2 号线为例, 对长期沉降进行分析。Lee^[1]于 1999 年在上海地铁 2 号线石门一路站—人民公园站施工段对盾构施工进行了现场监测。该施工段土层自上而下分别为: 杂填土 1、粉质黏土 2、淤泥质粉质黏土 3、淤泥质黏土 4、砂质黏土 5、夹薄砂层粉质黏土 6、粉质黏土 7 和粉砂夹黏土层 8。隧道穿越的地层主要为淤泥质黏土 4 和粉质黏土 5。有关隧道周围土体的力学参数如表 1 所示。隧道上覆土厚度为 11.9 m, 隧道由外径为 6.2 m、内径为 5.5 m 的 C50 预制钢筋混凝土衬砌组成, 管片材料参数如表 2 所示。

根据表 1 将模型分为 5 层: (1) 为了便于分析计算, ①层取 6 m 层厚, 力学参数取粉质黏土 2; (2) 鉴于开挖土体对隧道下方较深处的土层影响很小, ⑤层取夹薄砂层粉质黏土 6 的力学参数; (3) 其余②、③、④层的层厚及力学参数取值见表 1。最终数值计算模型如图 4 所示, 长(Y向)、宽(X向)、高(Z向)分别为 50、30、36 m。

表 1 各层土物理力学性质参数^[1, 13]
Table 1 Physico-mechanical properties parameters of soil strata

土层	层厚 /m	压缩系数 /MPa ⁻¹	孔隙比	重度 /(kN/m ³)	渗透系数 /(10 ⁻⁷ cm/s)	变形模量 /MPa	侧向土压力系数	泊松比
1-①	1.0					3.52		0.25
2-①	5.0	0.51	0.97	18.7	3.27	5.82	0.46	0.26
3-②	2.5	0.65	1.13	18.0	2.66	1.38	0.52	0.25
4-③	7.5	1.17	1.44	17.0	1.82	1.28	0.57	0.25
5-④	4.5	0.46	1.01	18.3	3.00	3.29	0.50	0.25
6-⑤	2.0	0.37	0.98	18.3	247	3.33	0.41	0.25
7-⑤	4.0	0.25	0.70	19.9		6.18		0.23
8-⑤	19.0	0.15	0.64	20.1		9.25		0.21

表 2 管片物理力学参数
Table 2 Physico-mechanical parameters of segment

重度 /(kN/m ³)	弹性模量 /MPa	泊松比
24.5	3450	0.17

为求得隧道开挖后的初始超孔隙水压力值, 需对表 1 中的各层土体参数按厚度取加权平均值, 其重度为 18.12 kN/m³, 侧向土压力系数为 0.46, 变形模量为 3.21 MPa, 泊松比为 0.25。则初始超孔隙水

压力值为 $\Delta u = 40.94$ kPa, 与实测值(38.33 kPa)^[1]较为接近。

通过数值模型分析, 得到隧道刚刚开挖时在 $y = 25$ m 处的超孔隙水压力等值线图, 如图 5 所示。由于盾构穿越的地层为③和④层, 因此, 在③、④层交界附近, 超孔隙水压力发生了明显的变化, 且隧道周围产生超孔隙水压力最大值位于隧道起拱线处。还可以看到, 在隧道刚刚开挖时, 通过隧道中心水平线上的超孔隙水压力随着距隧道中心的距离增大而急剧减小 (见图 6)。

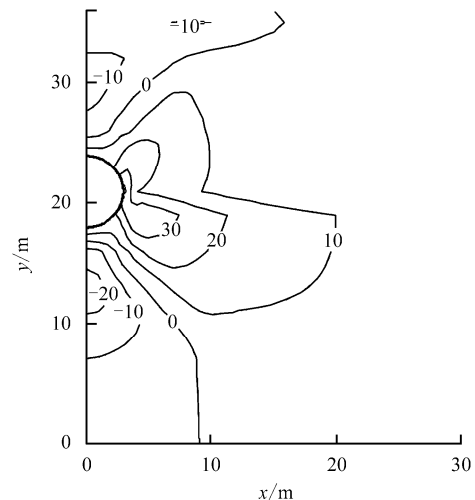


图 5 超孔隙水压力等值线图 (单位: kPa)
Fig.5 Contour diagram of excess pore pressures (unit: kPa)

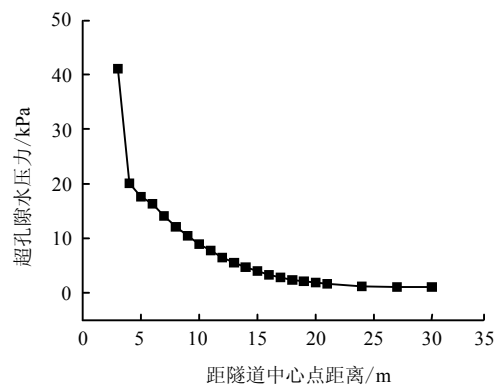


图 6 通过隧道中心水平线上的超孔隙水压力分布图
Fig.6 Distribution of excess pore pressure along the horizontal line of the tunnel center

地表固结沉降值随时间变化曲线如图 7 所示。由图可以看到, 数值模型的计算值与实测值吻合较好。

固结沉降速率随时间的变化曲线如图 8 所示。可以看出, 固结沉降速率随时间的增长而逐渐减小。

在固结沉降开始后, 即超孔隙水压力开始消散的 40 d 内固结沉降速率减小得很快, 而后沉降速率逐步减缓。

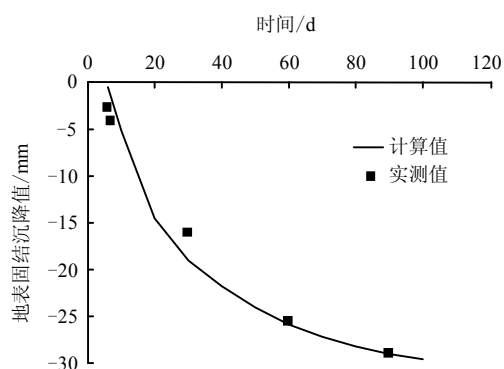


图7 固结沉降随时间的变化曲线

Fig.7 Changing curve of consolidation settlement with time

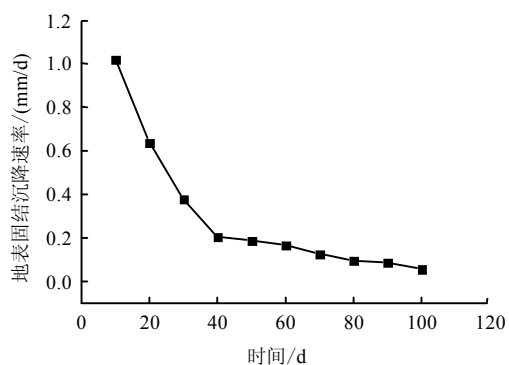


图8 固结沉降速率随时间的变化曲线

Fig.8 Changing curve of consolidation settlement rate with time

4 结 论

(1) 将 Henkel 孔隙水压力理论引入到分析隧道开挖后的初始超孔隙水压力的求解中, 并采用数值计算模型能够较好地反映软黏土隧道的地表固结沉降变形。

(2) 由算例分析可知, 隧道刚刚开挖时, 通过隧道中心水平线处的超孔隙水压力值随着距隧道中心的距离增大而急剧减小, 超孔隙水压力最大值位于隧道起拱线处。

(3) 地表的固结沉降在隧道建成后的 40 d 内发展较快, 而后逐渐减缓。

参 考 文 献

[1] LEE K M, JI H W, SHEN C K, et al. Ground response to the construction of Shanghai metro tunnel-line 2[J]. *Soils and Foundations*, 1999, 39(3): 113—134.

[2] BOBET A. Analytical solutions for shallow tunnels in saturated ground[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2001, 127(12): 1258—1266.

[3] CHOU WEI I, BOBET A. Predictions of ground deformations in shallow tunnels in clay[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2002, (17): 3—19.

[4] WONGSAROJ J, SOGA K, MAIR R J. Modeling of long-term ground response to tunneling under St James's Park, London[J]. *Géotechnique*, 2007, 57(1): 75—90.

[5] 魏纲. 盾构施工引起地面长期沉降的理论计算研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2008, 27(增刊1): 2960—2966.

WEI Gang. Research on theoretical calculation of long-term ground settlement caused by shield tunneling[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2008, 27(Supp.1): 2960—2966.

[6] 陈祥福. 沉降计算理论及工程实例[M]. 北京: 科学出版社, 2005.

[7] 薛守义. 高等土力学[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2007.

[8] 刘建航, 侯学渊. 盾构法隧道[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1991.

[9] CARRANZA TORRES C, ZHAO J. Analytical and numerical study of the effect of water pressure on the mechanical response of cylindrical lined tunnels in elastic and elasto-plastic porous media[J]. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 2009, 46(3): 531—547.

[10] 卢廷浩, 刘祖德. 高等土力学[M]. 北京: 机械工业出版社, 2005.

[11] 魏纲. 软土中盾构法隧道引起的土体移动计算研究[J]. *岩土力学*, 2006, 27(6): 995—999.

WEI Gang. Study on calculation for shield tunneling-induced ground movements in clays[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, 27(6): 995—999.

[12] BRAND E W, BRENNER R P. Soft clay engineering[M]. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1981.

[13] 璩继立, 许英姿. 盾构施工引起的地表横向沉降槽分析[J]. *岩土力学*, 2006, 27(2): 313—316.

QŪ Ji-li, XU Ying-zi. Analysis of ground traverse settlement trough caused by shield construction[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, 27(2): 313—316.