

盾构法施工过程的有限元模拟

张国营¹ 傅国利²

(1. 山东省城乡建设勘察院, 山东济南 250031; 2. 临沂市建设安全工程质量检测中心, 山东临沂 276000)

【摘要】 在综合考虑了现有的有限元模拟方法的基础上, 对部分仿真模拟细节进行了改进, 改进了水平荷载的施加方法, 用“等代层”来模拟盾尾建筑空隙, 用预设单元的刚度迁移来模拟盾构的推进过程。通过对某地铁隧道盾构施工过程的模拟, 分析了盾构推进过程中地表土体的位移与变形, 计算得到的隧道横断面和隧道纵向地面沉降分布曲线与实测数据比较接近, 结果证明了模拟方法是可行的。

【关键词】 盾构隧道; 三维有限元法; 地层变形

【中图分类号】 U 455

3D Finite Element Simulation Analysis on Tunnel Shield Driven Process

Zhang Guoying¹ Fu Guoli²

(1. Shandong province Inv. & Surv. Institute of Urb. & Rur. Construction, Jinan Shandong 250031;
2. Linyi Test Center for Construction Security & Engineering Quality, Linyi Shandong 276000 China)

【Abstract】 Based on the three-dimensional nonlinear finite element model, the applying method for simulating shield tunneling and transverse force at tunnel face is modified. And the advancement process of shield tunnel is modeled by the transferring stiffness of the established elements and the gap caused by tail void are substituted by 'equivalent circle zone'. The proposed modeling techniques are applied to simulate a tunneling project. The distributions of soil displacement on the ground surface associated with the advancement process of shield tunnel are analyzed. According to the comparisons of numerical results with field measurements, the proposed numerical procedure is found to be an effective approach for predicting the deformation due to shield tunneling.

【Key Words】 tunneling engineering; 3D FEM; deformation of soil mass

0 引言

随着隧道施工技术的不断完善, 盾构隧道法愈来愈成为软弱岩土层或繁忙闹市地区地下工程施工的主要施工方法。但无论盾构隧道施工技术如何改进, 盾构推进对周围土体的扰动影响仍是不可避免的。如何预测盾构穿越所引起的地层位移, 确保已有建(构)筑物正常使用和盾构的顺利掘进, 是盾构隧道设计与施工中非常关键的问题。

有限元法由于具有能够适应复杂边界、非均质、非线性本构模型, 分析结果全面详细等优点, 被广泛运用于盾构隧道施工环境影响的模拟中。

盾构法隧道施工的工艺比较复杂, 施工过程中对周围环境产生影响的因素很多, 只有全面合理地考虑各种施工因素, 才能真实地模拟盾构施工对周围环境的影响。本文参考现有盾构法施工的模拟, 提出一些改进的建议, 以期今后的分析工作提供一些参考。

1 盾构推进过程主要影响因素的模拟

盾构隧道掘进尤其是靠近盾构所在位置及其前方土体的位移是一个三维问题^[1], 平面有限元分析无法模拟盾构推进的实际情况, 计算结果与实际应力、位移有较大差异。在隧道盾构施工的三维有限元模拟时, 通常将盾构推进跳跃式向前推进作为一个非连续的过程来研究, 假设每次盾构一步一步向前推进的长度(纵向)恰好为一个衬砌单元宽度, 用改变单元材料类型的方法来反映, 盾构向前推进过程中周围土体的边界条件发生变化, 导致土体应力状态发生改变。对边界条件的合理模拟会直接影响计算结果。

1.1 开挖面开挖应力释放

由于盾构施工中开挖面存在支护力, 因而不能像模拟基坑开挖那样用上一步得到的单元应力直接计算新开挖面处的开挖释放荷载。常用的方法是, 每向前开挖一步, 将开挖面处的土体原位土压力与

土压舱支护压力之差作用在开挖面上,实际上这种处理方法并不合理,因为它使得开挖面结点荷载沿推进方向的总和与每一步推进的距离有关,即在模拟盾构前进相同距离的情况下,每一步推进距离越小推进步数越多,开挖面结点荷载沿推进方向的总和也随之增加,这与实际情况不符。由于盾构机刀盘的搅动,开挖面前土体受到很大的扰动,可近似认为土体由原来的应力状态变为各向等压状态,并且压力等于土压舱支护压力 p_s , 土体单元应力改变量 $\{\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z\} = \{p_s - \sigma_x, p_s - \sigma_y, p_s - \sigma_z\}$, 同时降低开挖卸荷单元的模量。文献[2]提出可以根据开挖面处单元应力改变量 $\{\Delta\sigma\}$ 计算相应得结点荷载, 即

$$\{\Delta F\}^e = \int \int \int [B]^T \{\Delta\sigma\} dx dy dz \quad (1)$$

1.2 盾构推进中水平荷载的模拟

盾构前进过程中需要克服盾构外壳与周围土体的摩擦力 F_1 、切口切入土层阻力 F_2 、盾构机和配套车架设备产生的摩擦力 F_3 、管片与盾尾间的摩擦力 F_4 、开挖面的主动土压力 F_5 。盾构法施工时难以保持千斤顶推力 $T = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5$ ^[3], 所以一般都是使 T 略大于 $F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5$ 。有限元模拟时通常是将 F_1 和 F_2 的合力 $F = T - F_3 - F_4 - F_5$ 作用在盾构壳上来模拟盾构与土的相互作用。由于有限元是通过分级加荷的方式来模拟盾构的连续施工, 而分级加荷要保持总荷载与荷载增量步数无关。若按以前的有限元模拟方法, 则在推进相同距离时, 作用在隧道推进方向的总荷载随着推进步数的增加而增加。比如同样推进 20m, 盾构机长 8m, 土体对盾壳和阻力为 F 。第一种模拟开挖分 10 步推进, 每步推进 2m, 第二种模拟分 20 步, 每步 1m, 两种情况下的总荷载分别为: $(\sum F)_1 = 10 \times F/8 = 1.25F$, $(\sum F)_2 = 20 \times F/8 = 2.5F$, $(\sum F)_1 < (\sum F)_2$, 这是不合理的。本文建议每一步推进施加在盾构壳上的纵向力是 F/N , 而不是 F 。这样两种情况下的总荷载分别为: $(\sum F)_1 = 10 \times F/(8/2) = 2.5F$, $(\sum F)_2 = 20 \times F/(8/1) = 2.5F$, $(\sum F)_1 = (\sum F)_2$ 。

1.3 刀盘超挖引起的间隙及盾尾空隙的模拟

通常盾构机刀盘外径要略大于盾构机的外径, 这样在盾构机壳外围产生一定厚度的间隙 δ 盾构机在自重作用下沉到底部, 则在隧道横断面上部形成超挖间隙 $2\delta^2$ (见图 1)。盾尾衬砌管片脱出时, 管片外径与盾构壳内径之差形成盾尾建筑空隙 t 。

在有限元模拟中, 将刀盘超挖引起的间隙加到盾尾空隙中, 即适当得增加盾尾空隙的厚度。虽然前者产生的先于后者, 考虑到土体变形在时间上有一定的滞后性, 加之刀盘超挖引起的间隙很小, 所以作为简化模拟, 先将这两处单元“杀死”, 然后在随后的盾尾注浆过程中, 将其“激活”, 在实际的模拟中证明是可行的。

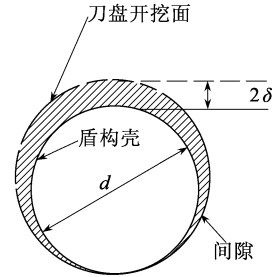


图 1 盾构刀盘超挖

1.4 盾尾注浆

盾尾注浆是盾构施工中防止产生过大沉降的重要阶段。注浆前隧道壁土体向衬砌移动, 注浆后, 衬砌周围形成土、水泥浆以及土和水泥浆的混合物, 这种混合物在实际施工中难以进行量化, 但在有限元模拟中可以简化为一均质、等厚、弹性的等代层^[4] (见图 2)。其弹性模量应介于土和水泥土之间, 可参考水泥土的弹性模量来取。由于泊松比的取值范围有限, 且对地层变形计算影响不大, 故也参考水泥土, 将等代层的泊松比取 0.2。如果隧道壁土体较硬, 不易被扰动, 仅向盾尾空隙有少许移动, 则等代层厚度就取盾尾空隙理论值或略小于盾尾空隙理论值; 如果隧道壁的土体较软, 则当衬砌脱出盾尾后, 土体迅速向盾尾空隙移动。同时, 在压力作用下, 水泥浆渗入到软土中, 则形成的等代层要大于盾尾空隙的理论值。因此, 等代层厚度 d 可按下式取值

$$d = \eta \bar{\Delta} \quad (2)$$

式中: $\bar{\Delta}$ 为盾尾空隙理论值, m; η 为系数。根据文献[4]对 150 多例盾构法隧道的地表最大沉降实测值的分析结果, η 取值范围为 0.7~2.0。对不同土质的盾构法隧道, 其 η 值一般可取为: 硬粘土, 0.7~2.0; 密砂, 0.9~1.3; 松砂, 1.3~1.8; 软粘土, 1.6~2.0。盾尾的注浆压力一般大于隧道上覆土压力, 可抵消部分沉降。有限元模拟时根据注浆压力大小, 在盾尾处盾构壳外围的土体单元施加远离隧道中心的结点荷载。

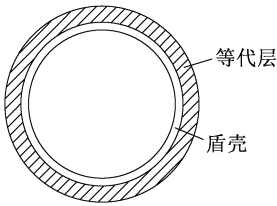


图2 等代层概念

2 盾构法施工步骤的有限元模拟

盾构隧道的施工过程可概括为工作面开挖、盾尾衬砌环的拼装和盾尾空隙注浆填充几个步骤, 本文采用刚度迁移法^[5]模拟盾构前进施工过程(见图3)。在盾首和盾尾均设有预设单元, 开挖面推进时, 盾尾逐渐深入, 预设单元刚度逐渐增加; 盾尾逐渐脱出, 预设单元刚度逐渐减少。当推进了一段行程后, 盾首预设单元变为外壳刚度, 盾尾的相应变为空气单元。此时衬砌单元形成, 注浆开始, 隧道周围围岩应力逐渐释放。本文采用两步应力释放, 根据多次模拟结果确定, 衬砌管片脱出, 还未注浆或注浆开始时, 围岩应力释放 30%, 注浆完成后再释放 70%。盾构前行的同时, 盾尾附属的其他结构包括荷载也随之前行。

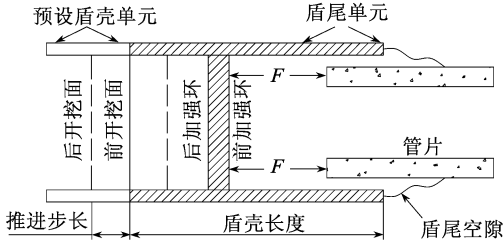


图3 刚度迁移法

3 工程实例

3.1 有限元模型及其参数

某盾构隧道采用土压平衡式盾构。盾构机长 7.8 m, 盾构外径 6.3 m, 盾构壳厚 7 cm, 盾构刀盘外径比盾构壳外径大 2 cm, 管片厚 30 cm, 宽度 1.5 m。隧道主要穿越硬塑残积土与全风化层两层土。土层主要参数见表 1。

表 1 土层基本参数

土层名称	密度 $\rho / (g \cdot cm^{-3})$	粘聚力 c / kPa	内摩擦角 $\varphi / (^\circ)$	弹性模量 E / MPa	泊松比 ν
淤泥质粘土	1.59	30	5	2.65	0.45
粉质粘土	1.90	21	28	7.00	0.33
可塑残积土	1.89	30	30	7.04	0.34
硬塑残积土	1.89	30	32	11.02	0.30
全风化层	1.92	45	33	13.27	0.30
强风化层	2.20	50	35	15.5	0.33
中风化层	2.50	56	40	24.8	0.32

有限元模型尺寸为长 45 m、宽 60 m、高 33 m 的三维网格, 优化后的有限元网格见图 4。

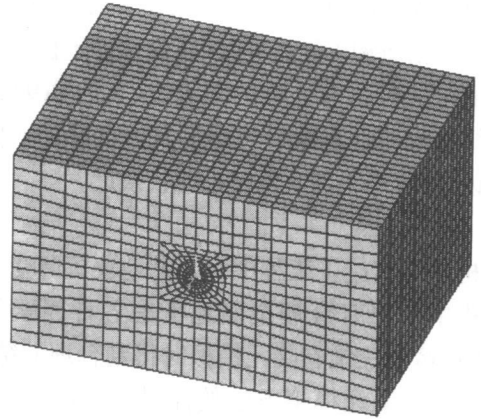


图4 三维有限元网格

3.2 计算结果分析

取距起始开挖面 12 m 处(第八个开挖步)为参考面, 其计算沉降曲线与实测地面沉降曲线见图 5、图 6。

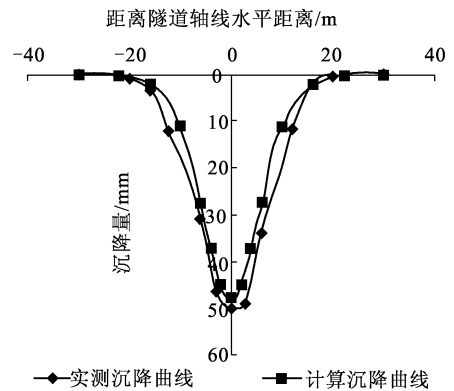


图5 地表横断面计算与实测地面沉降曲线

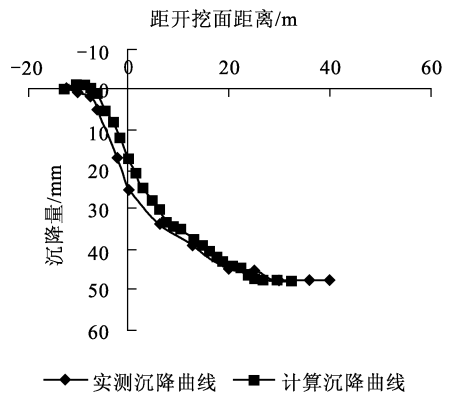


图6 地表纵断面计算与实测地面沉降曲线

实测地表最大沉降量值为 49.862 mm, 计算值为 47.5 mm, 略小于实测值。地面沉降槽单侧宽度为 20.3 m, 与 peck 沉降槽理论^[9]值很接近。沉降值最大点都在隧道中心。盾构推进前方土体扰动范围约 20 m。其中显著影响区 12 m 左右, 盾构后方影响范

围为40m左右。距开挖面一倍盾构外径以外,地表沉降很小,增量很小;在一倍范围内,特别是3m以内沉降明显增加,开挖面通过后地表沉降显著增加,在距开挖面二倍盾构外径后,逐渐减少且趋于稳定。计算得到的地表位移有些微的隆起,最大为0.92mm,而实测结果表明此段地表位移是发生沉降的。但是总的来说,计算结果与实测结果比较接近。

4 结论

盾构法隧道施工过程中引起的地表沉降受多种因素的影响。只有合理全面地考虑各种因素的影响,才能在运用三维有限元模拟时得到合理的结果。本文仅是对有限元模拟方法的探讨,故有限元模拟的计算分析都比较简单。计算结果表明,本文采取的三维有限元模拟方法是可行的。模拟得到的结果略小于实测结果,可作为实际工程的较保守预测值,为工程提供一些参考。

参 考 文 献

[1] 刘建航,侯学渊. 盾构法隧道[M]. 北京:中国铁道出

版社,1991:329-369.

- [2] 张海波,朱俊高. 地铁隧道盾构法施工过程中地层变位的三维有限元模拟[J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(5):755-758.
- [3] 易宏伟,孙 钧. 盾构施工对软粘土的扰动机理分析[J]. 同济大学学报,2000,28(3):277-281.
- [4] 张 云,殷宗泽,徐永福. 盾构法隧道引起的地表变形分析[J]. 岩石力学与工程学报,2002,21(3):388-392.
- [5] 王敏强,陈胜宏. 盾构推进隧道结构三维有限元仿真[J]. 岩土工程学报,2000,16(2):287-290.
- [6] Peck R B. Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground[C]. Proceeding of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City:[s. n.] 1969:225-290.

收稿日期:2007-08-29

(上接第274页)

4 结论

1)文中的搅拌桩强度计算式是地基处理规范中规定的细化和补充,在诸多的工程设计中已被证实是适用的,计算的精度满足工程要求。检测结果表明,变强度施工的桩体符合工程要求,施工控制方法简单,节约建设资金。

2)计算式涵盖影响搅拌桩强度的因素多,且符合桩与土等应力传递规律以及应力分布特征。岩土界提出搅拌桩的变强度设计施工的设想通过此式得以实现。

3)当然,通过继续广泛的工程实例研究,发现搅拌桩强度的计算式尚要完善的缺陷和适用范围非常必要,目的为深层搅拌桩的广泛应用于各类高层建筑工程中奠定计算基础。

参 考 文 献

[1] 陈家瑾,陈 魁,韩静云,等. 水泥土(砂)抗压试件尺

寸表面约束对强度的影响[J]. 岩土力学,2004(25):132-136.

- [2] 潘殿琦,陈 勇. 深层搅拌桩强度的影响因素与改善措施[J]. 岩石力学与工程学报,2004(11):1154-1157.
- [3] 汤怡新,刘汉龙,朱 伟. 水泥固化土工程特性试验研究[J]. 岩土工程学报,2000,22(9):549-554.
- [4] 宰金珉,宰金璋. 高层建筑基础分析与设计[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1994:317-341.
- [5] 吴 迈,龚远明,王恩远. 水泥土组合桩荷载传递试验研究[J]. 岩土工程学报,2004,26(3):432-434.
- [6] 吴雄志. 水泥土桩单桩荷载传递及临界桩长研究[J]. 岩土力学,2004(9):1491-1494.
- [7] 张忠坤,殷宗泽,曹正康. 复合地基临界桩长的研究[J]. 岩土工程学报,1999,21(2):184-188.
- [8] 舒 翔,王福忠. 确定柔性桩复合地基有效桩长的简化方法[J]. 工业建筑,2001,31(11):16-17.

收稿日期:2007-08-22