

摘 要

盾构法隧道在施工时,无论其埋深大小,均会对土体产生不同程度的扰动或破坏,造成地层移动与变形,甚至诱发地面沉陷、基坑垮塌、隧道涌水、周边建筑物与地下管线损坏等一系列地层环境损伤问题或灾害事故。随着盾构法隧道在城市地下铁道工程中的广泛应用,盾构隧道施工对周围环境的影响特别是地面隆沉问题受到越来越多的关注。因此尽可能准确地预测盾构推进过程中盾构施工参数对隧道周围土体的影响程度,以求在设计和施工中采取减少变形的措施,显得非常重要。

通过分析盾构推进过程中的各项监测数据以及应用有限元软件 Plaxis 3D Tunnel 模拟工作面平衡压力、同步注浆量、隧道埋深、土质情况对周围土体变形的影响,得到的主要研究成果如下:

- (1) 对盾构隧道推进引起周围土体变形的原因、变形机理、变形特征以及影响土体变形的因素进行了理论分析;
- (2) 通过对各项现场监测数据的分析和有限元软件的数值模拟实验,系统地研究了在盾构推进过程中各个施工参数的变化对周围土体变形的影响,得出在盾构推进过程中各个盾构施工参数的变化对周围土体变形的影响规律;
- (3) 通过对不同施工条件下盾构施工参数的实测分析和数值模拟分析,得出盾构隧道推进过程中盾构施工参数的设定规律;
- (4) 针对各施工参数对土体变形的影响特点,总结由施工参数变化引起的土体变形影响的一般规律;
- (5) 针对各施工参数对土体变形的影响特点,提出了盾构推进过程中控制土体变形的具体措施。

[关键词] 盾构法隧道施工 实测 数值模拟 工作面平衡压力 盾构总推力 刀盘扭矩 同步注浆 土体变形

Abstract

The construction of shield tunneling method will disturb or destroy the soil-body with different degrees, and result in ground movement, deformation, and even induce a series of questions about environment damage or disaster accident, such as surface subsidence, foundation collapse, tunnel gushing, damage of surrounding buildings and underground pipeline, no matter what is the depth of the tunnel buried. With the wide application of shield tunneling method in city subway constructions, people pay more and more attention to the effects of the construction of shield tunneling method on surrounding environment, especially to the uplift and subsidence of the ground. Consequently it appears especially important that forecast the influence degree of the tunnel surrounding soil by the shielding construction parameters as accurate as possible, so that we can take measures to reduce deformation in design or construction.

According to the analysis of each monitored data in the process of shield driving, and apply finite element software Plaxis 3D Tunnel to simulate the influence on the balance pressure of the working face, synchronized grouting amount, the depth of the tunnel buried, and the soil condition to the deformation of surrounding soil, I got the following research results:

- (1) The reason for the deformation of surrounding soil by shield tunnel driving, the deformation mechanism, the deformation characteristics and the deformation factor are theoretically analyzed ;
- (2) According to the analysis of each monitored data at worksite and apply finite element software on numerical simulation experiment, systematically study the influence on the deformation of surrounding soil by the shielding construction parameters, and obtain the effect regularity of the deformation of surrounding soil by the variational shielding construction parameters;
- (3) According to the measured analysis of the shielding parameters under the different construction conditions and numerical simulation analysis, obtain the setting regularity of the shielding construction parameters in the process of shield driving;
- (4) According to the characteristics of the effect to the soil deformation by each construction parameters, summarize the general rule of the soil deformation due to the variational shielding construction parameters;
- (5) According to the characteristics of the effect to the soil deformation by each construction parameters, advance some concrete measures for controlling the soil deformation in the process of shield driving.

Key word : construction of shield tunneling method site monitoring numerical simulation balance pressure of the working face total thrust of the shield cutterhead torque synchronized grouting soil deformation

学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师的指导下进行的研究工作所取得的成果。尽我所知，除文中已经特别注明引用的内容和致谢的地方外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写过的研究成果。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式注明并表示感谢。本人完全意识到本声明的法律结果由本人承担。

学位论文作者(本人签名): 司翔宇 2009年2月24日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解南京林业大学有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版(中国科学技术信息研究所；国家图书馆等)，允许论文被查阅和借阅。本人授权南京林业大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以汇编和综合为学校的科技成果，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文全部或部分内容。

保密，在____年解密后适用本授权书。本学位论文属于不保密.

(请在以上方框内打“√”)

学位论文作者(本人签名): 司翔宇 2009年2月24日

指导教师(本人签名): 胡平 2009年2月24日

致 谢

本文是在导师杨平教授的悉心指导下完成的。首先，我要感谢恩师杨平教授，杨老师渊博的学识、科学严谨的治学态度、宽阔的胸襟、平易近人的态度令我终生铭记，平日里他对我的谆谆教导和无微不至的关怀使我受益终生。在此论文完成之际，特此向恩师杨平教授表示最诚挚的谢意，并祝恩师身体健康、工作顺利、家庭幸福！

作者还要借此机会感谢在攻读硕士研究生期间给予指导和帮助的老师，他们是：邵光辉副院长、郑加柱老师、张庭老师、赵志芬老师、魏浩瀚老师等，他们在学习和思想上给了我很大的帮助，在此向他们致以衷心的感谢！

作者感谢所有所有关心和帮助过我的老师、朋友和同学！

最后，我还要特别感谢我的父母和亲人们，感谢他们在我攻读硕士研究生期间给予的关怀、理解和支持！

作者：司翔宇
二零零九年二月

1 绪 论

1.1 研究课题的意义

进入二十一世纪,世界经济的迅猛发展加速了城市化进程。随着城市密集度的不断提高和高层建筑的不断增加,地面可利用的空间越来越少,而且地下又布满了各种用途的管线,所以,如何更有效地利用和创造地下空间已成为当今城市现代化建设的重要课题。为此,修建城市地下铁道、地下供排水、供电和通信电缆通道、地下煤气管道、行车隧道等各种城市隧道与地下构筑物在世界各国越来越受到人们的重视。

地下铁道因其运输能力大、速度快等特点在人们的日常生活中发挥着越来越重要的作用,尤其在人口密集的大城市,其对于缓解地面交通压力的效果更是不可替代。近年来,随着我国经济的迅速增长,我国的地下铁道建设进入大发展时期。目前中国有约 20 多个大城市正在建设或筹建自己的地下轨道交通,其中,北京、上海、广州正在拟建地铁网络,南京、沈阳、苏州等城市正在修建地铁交通。

修建地铁等城市地下工程,有明(盖)挖法、暗挖法(盾构法、矿山法等),各种方法都有其优缺点和适用条件,而盾构法以其诸多优势成为城市地铁隧道采用最多的施工方法^[1]。盾构法是一种施工过程中依靠自身刚性支护不断地在前方开挖土体,在盾尾进行管片拼装和壁后注浆的隧道施工方法。该法可在大范围的工程地质和水文地质条件下使用,具有机械化程度高和施工速度快等优点。从综合效益观点出发,盾构法是一种比较经济的方法。盾构法自 1825 年由法国工程师 M.A.Brunel 发明以来经历了从手掘式、挤压式、气压式到土压平衡和泥水加压式的盾构。1894 年,盾构法首次应用到地铁隧道建设中,到 20 世纪 80 年代末,大约有 32 个国家和地区的 81 座城市修建了 290 条地下铁道线路,总长计 5000Km,这些隧道基本上是用盾构法施工完成的。20 世纪 50 年代,盾构法引入我国。1989 年,上海地铁一号线建设首次将盾构法应用到我国地铁隧道施工中。随后,广州地铁工程中也采用了盾构法施工技术。目前,随着城市地铁隧道的大量修建,盾构法已得到广泛的应用,成为城市内地铁施工最主要的方法。

大量的工程实践表明,尽管盾构法隧道施工技术已经发展得很成熟,但盾构施工不可避免地会对土体产生扰动,从而引发不同程度的地层位移和变形(通常表现为地表隆沉)。随着盾构法隧道施工在地下隧道工程中的广泛应用,盾构隧道施工对周围环境的影响,特别是地表隆沉问题,受到越来越多的关注。

盾构法隧道在施工时,无论其埋深大小,均对土体产生不同程度的扰动或破坏,造成地层移动与变形,甚至诱发地面沉陷、基坑垮塌、隧道涌水、周边建筑物与地下管线损害等一系列地层环境损伤问题或灾害事故。因此,尽可能准确地预测盾构法隧道的地表隆起或沉降量、隆沉范围等,以求在设计和施工中采取减少变形的措施,显得非常重要。

盾构法隧道施工过程中地层变位受很多因素的影响,主要有:(1)隧道覆土厚度;(2)盾构外径;(3)开挖面压力变化量(土压仓压力减去土体原位静止土压力);(4)盾尾注浆的填充率(注浆体积与建筑空隙之比);(5)地层物理力学性质,(6)施工条件等。不少学者对盾构隧道施工引起的地层变位作了大量的理论分析、试验和实测研究^[1-23],但由于实测和试验数据数量有限,难以完全反映各种因素对地层变位的影响规律。因此,盾构隧道施工引起

的周围地层变位是盾构法隧道设计及施工中十分关注的问题，加强这方面的研究尤为迫切。

1.2 研究课题的国内外研究现状

在软土地层中建造隧道，改变了原地层的边界，必然会引起或多或少的地层位移和地表隆沉，它将影响到周围的环境、邻近建筑物以及地下管线的安全。针对这一问题，国内外都进行了较为深入的研究，提出了一些分析方法。目前，就引起地层变形的基本原因，研究人员已基本达成共识，即隧道施工中的地层损失及隧道周围土体受扰动产生的再固结。

纵观隧道掘进引起的地层变形的研究方法，可将其分为两大类，即不考虑施工过程的方法和部分考虑施工过程的数值模拟法。由施工中的观察结果提出的较为简单的经验公式及弹性、弹塑性和粘弹性解析解法是不考虑施工过程对地层变形的影响的；而各种数值计算方法以其灵活性在计算时可以部分考虑施工过程对地层变形的影响。

1.2.1 不考虑施工过程的方法

依其所采用的理论基础的不同，有经验法和理论解析法两种。

1. 经验法^[1]

Peck 认为，施工中引起的地面沉降是在不排水情况下发生的，所以沉降槽的体积应等于地层损失的体积，据此，他于 1969 年在墨西哥土力学及基础工程国际会议上提出了盾构隧道施工阶段的地面沉降的估算公式：

$$S_x = S_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (1-1)$$

$$S_{\max} = \frac{V_l}{\sqrt{2\pi i}} \approx \frac{V_l}{2.5i} \quad (1-2)$$

式中： S_x ——隧道两侧横向上距隧道中心 x 处的地面沉降量(m)；

x ——隧道两侧横向上距隧道中心的距离(m)；

V_l ——盾构隧道单位长度的地层损失量(m³/m)；

S_{\max} ——隧道中心处的最大沉降量(m)；

i ——曲线反弯点离隧道中心的距离(m)，亦称沉降槽宽度系数。

Peck 法成了后来研究地面沉降的基础，Attewell 假定沉降槽的曲线形式为正态分布曲线，并于 1982 年提出了计算最大沉降量的公式：

$$S_{\max} = \frac{V}{\sqrt{2\pi i}} \quad (1-3)$$

$$i = R \cdot K \left(\frac{z}{2R}\right)^n \quad (1-4)$$

式中： K 、 n 对某一种土来说，为一定的常数； R 为隧道半径； i 为沉降槽宽度系数； z 为隧道埋深； V 为沉降槽的横断面面积，其取值以土类而定，变化范围很大，所以此法预测的精度并不好。

1982年, O' Reilly-New 也假定沉降槽的曲线形式为正态分布曲线, 并按粘性土和砂性土地层分别统计出沉降槽宽度系数 i 与为隧道埋深 z 之间的相关关系, 并认为 i 值与隧道直径几乎无关, 运用时, 只要知道 z , 即可求出 i , 进而用上式求出最大沉降量。

半谷于 1977 年根据隧道开挖面及隧道上的覆盖层条件给出了最大的地面沉降范围。1982 年, 藤田研究了不同形式的盾构对地层变位的影响, 根据围岩的种类、盾构形式及辅助工法的不同, 分类预测了最大沉降量, 并用表格给出预测值。

1994 年, 方晓阳^[2]等在 Peck 法和藤田法基础上提出了估算不同类型盾构法隧道地面沉降量大小和分布范围的 Peck-Fujita 法, 给出了最大和最小沉降曲线, 但是各类地层的最大和最小沉降曲线有时相差很大。

经验法只是大致地给出地表沉陷的计算方法, 它无法考虑地层的详细条件, 更无法考虑施工条件、衬砌刚度、衬砌与土层的相互作用及施工中采取的一些辅助措施。因此, 一般情况下计算结果与实测结果均相差很大, 它们的应用可能性受到不同隧道几何形状、地层条件和施工技术的限制。

2. 弹性、弹塑性和粘弹性理论解析方法

随着对地层变形研究的深入, 许多学者将相关学科的研究成果引入到隧道的软土地层变形研究中, 考虑地基土层的变形特点, 将地基土作为弹性、弹塑性和粘弹性体考虑。陶履彬、侯学渊^[3]用轴对称的平面应变弹性理论分析了圆形隧道的应力场和位移场, 日本的久武胜保^[4]研究了圆形隧道的非线性弹塑性的理论解, 将土体作为弹塑性和粘弹性材料, 反映了土体的非弹性性质, 并考虑了地层位移与时间的相关性。由于受计算条件的限制, 只能对较简单的边界条件和初始条件求出解答, 所以这些方法几乎无一例外地将地层假定为均匀的、轴对称的平面应变问题, 使其应用受到极大的限制, 更无法考虑施工条件对地层位移的影响。

1.2.2 部分考虑施工过程的数值模拟法

大量的工程实践逐步证明, 地层移动不仅与土性有关, 而且与施工方法、衬砌形式等有关, 但是解析法只能考虑较为简单的定解条件, 而数值计算方法的发展, 使得复杂定解条件的处理成为可能。在分析隧道开挖引起的地层位移时, 可以对施工过程进行程度不同的模拟。在这方面, 有限元以其特有的灵活性得到了广泛的应用。

1. 二维平面应变分析方法

80 年代, 同济大学岩土工程系对上海饱和软粘土中地铁盾构隧道试验段进行了平面应变的有限元分析, 并与现场测试结果进行分析对比, 提出了考虑施工因素和固结因素的派克修正公式。

$$\delta_{(x,t)} = \frac{V_l + H \cdot K_x \cdot t}{\sqrt{2\pi i}} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (1-5)$$

式中: V_l ——施工引起的单位长度的地层损失量(m^3/m);

K_x ——隧道顶部土体加权平均的渗透系数, m/d ;

H ——隧道埋深, m ;

$\delta_{(x,t)}$ ——地面沉降值, m ;

x ——沉降点与隧道轴线的水平距离, m ;

t ——时间, d 。

大西有三和岸本英明^[5], 提出一种单元重积法来考虑开挖面位置的影响, 并假定隧道始终处于平面状态, 通过改变单元的弹性参数模拟被挖去的单元, 开挖的外力以反向加在周围结点上, 如此反复操作, 模拟开挖面的不断推进。

用二维平面应变分析方法只能有限地反映横截面上的部分特征, 几乎无法反映出隧道的施工过程对地层位移的影响, 尤其是靠近开挖面附近处。

2. 纵、横剖面的平面应变分析方法

Resendiz 和 Romo^[6]对盾构法隧道的纵、横剖面作了平面应变的非线性有限元分析。为计算由于工作面开挖引起的竖向位移, 将隧道表示成一个水平槽, 除工作面外, 在隧道边界上任何地方土体的位移均被限制。通过纵剖面的平面应变有限元法分析了开挖面应力释放及开挖面移动时, 隧道轴线上方不同深度 z 处的土体竖向位移 λ_B , 对计算结果进行曲线拟合后, 得到 λ_B 的计算公式:

$$\frac{\lambda_B}{z+D} = \left(0.0083 - 0.0025 \frac{z}{H} \right) (\delta_n - p_t) \frac{\varepsilon_f}{\sigma_f} F_1 \quad (1-6)$$

式中: D 为隧道直径, m ; H 为隧道拱顶的埋深, m ; δ_n 为隧道轴线处水平应力, KPa ; p_t 为隧道开挖面上的液体压力, KPa ; ε_f 、 σ_f 分别为隧道仰拱至地面土体破坏时的轴向应变和应力, KPa ; F_1 是与 $\frac{x_1}{z+D}$ 有关的函数, x_1 是 B 点与开挖面起始点 A 的距离, m 。然后, 在横剖面中首先考虑开挖面周围轴对称的应力释放引起土体的竖向位移的大小, 并根据计算结果进行曲线拟合, 得到过 B 点的横剖面上距离隧道轴线距离为 y 处的位移 λ_B 的计算公式:

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_B} = \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{y'}{W + 0.18y'} \right)^2 \right] \quad (1-7)$$

式中: $W = 1.45 - 1.15 \frac{z}{H}$, $y' = \frac{y}{z+D}$ 。

为考虑土体和初始衬砌间的环形空隙的闭合及隧道周围扰动土体的固结引起的地层位移, Resendiz 等假设隧道的内边界产生一均匀向内的位移 δ , 并以此作为内边界条件, 进行平面应变的非线性有限元分析, 对分析结果进行曲线拟合得到 y 处的竖向位移 λ'_y 计算公式:

$$\frac{\lambda'_y}{\lambda'_0} = \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{y'}{0.23 + 0.43y'} \right)^2 \right] \quad (1-8)$$

其中: $\frac{\lambda'_0}{\delta} = \left[1 + \left(\frac{z}{D} \right) \varepsilon_f \right]^{-2.4}$

式中: λ'_0 是由于均匀向内的径向位移 δ 引起的隧道轴线上方的沉降, 其它符号意义同前。

这种方法可以在较为广泛的几何范围内计算隧道掘进引起的地层位移, 但是在分析中参数 δ 只能以经验估算, 另外, 隧道开挖面应力释放引起的横剖面位移的计算方法的物理意义十分模糊。这种方法被用于对墨西哥城的盾构法污水隧道的沉降作了预测, 与观测值相比, 计算值明显偏大。

Finno 和 Clough^[7]分别取纵、横剖面分析了美国旧金山第一座土压平衡盾构隧道，分阶段模拟了隧道的施工过程。该方法的最大特点是能直接确定扰动带的范围和模拟这部分土体后来的固结。

以上所述的方法均假定纵横剖面保持为平面应变状态，因此，在隧道施工中主应力方向的变化是无法反映的。

3. 三维分析与二维横剖面分析相结合

Ito 和 Hisatake^[8]用三维常量边界元分析了均质线弹性地层中的浅埋隧道在开挖面瞬时到达某一位置且隧道周边应力完全释放时地面沉降的特征曲线 $f_{0(x_3)}$ ，然后将衬砌作为刚性边界，对隧道横剖面作二维粘弹性分析，设 t 时刻地面沉降为 $u_2^0(x_1=0, x_2=h, t)$ ，则三位粘弹性地面沉降为：

$$u_2(0, h, x_3, t) = u_2^0(0, h, t) f_{0(x_3)} \quad (1-9)$$

该方法对盾尾空隙作了两种极端情况处理，一种认为注浆完全充填空隙，开挖面通过后，隧道周边位移不发展；另一种则完全忽略回填，认为土层在自然充满空隙前，土层与衬砌不接触，当土层填满空隙后，土层与衬砌接触，位移不再发展。

该方法考虑了隧道开挖面的三维效应，但是对衬砌及盾构尾隙的处理过于简化，没有考虑衬砌刚度对地层位移的影响。另外，它只计算地表沉降，而对地层内部的变形无法计算，也无法计算固结变形。

Lee 和 Rowe^[9]假定土体具有弹性完全塑性的关系，用三维弹塑性有限元分析了加拿大安大略省的桑德贝隧道，引入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 的定义为

$$G = U_{3D}^* + w + 2\Delta + \delta \quad (1-10)$$

式中： U_{3D}^* 为开挖面推进引起的等效三维径向位移； Δ 为盾尾壁厚； δ 为拼装衬砌的空间； w 是与施工质量有关的参数。

采用两阶段分析来模拟压力被完全释放，二隧道周边的径向压力直到隧道顶仰拱的径向总收敛值相应于物理间隙，即 $2\Delta + \delta$ 时才释放，这样用三位弹塑性有限元确定开挖面前方土体向已开挖部位的三维运动，估算 U_{3D}^* ，从而计算总间隙参数 G ，然后进行第二次三位近似计算，模拟整个隧道的开挖过程。允许隧道周边土体自由地向已开挖区内变形，一旦土体径向收敛达到总间隙参数，环状衬砌单元节开始起作用，且假定土体与衬砌完全接触，并达到平面应变状态。该方法中等效三维径向位移的物理意义较为含糊，且由于三维计算的复杂性，对软土地层的扰动及固结特性均无法考虑。

4. 有限元法

有限元法能考虑较多复杂条件，使求解的问题更加符合工程实际、满足工程要求，但是该法的计算量较大，靠手动计算难以完成。进入 21 世纪，随着计算机技术的迅猛发展以及有限元软件的不断完善，有限元法得到了广泛的应用，成为研究地下隧道软土变形的最主要方法。但是目前，对盾构施工的模拟研究主要集中对盾构施工引起的长期变形研究和预测方面，而没有考虑到盾构推进过程中，盾构施工参数（如土仓压力、注浆压力、注浆量等）对隧道周围土体变形的影响。为了尽量减少盾构施工对周围土体的扰动，确保盾构隧道周边环境的安全，设定合理的盾构施工参数尤为重要，因此，研究在盾构施工过程中

各施工参数对隧道周围土体变形的影响规律十分必要。只有掌握了各盾构施工参数对土体变形的影响规律，才能尽量避免或减少盾构施工的不利影响。

1.3 研究内容与研究方法

1.3.1 研究内容

本文的主要研究内容如下：

- (1) 盾构法隧道施工引起软土地层变形的原因、影响因素、变形机理及变形特征研究；
- (2) 以南京地铁二号线逸仙桥站~大行宫站盾构区间为例，针对各项施工监测数据进行分析，研究盾构各施工参数、土质情况与地表竖向位移之间的影响规律；
- (3) 利用三维有限元软件 Plaxis 3D Tunnel 对盾构掘进过程中土体变形进行数值模拟建模；
- (4) 利用建立的三维数值模型模拟计算逸仙桥站~大行宫站盾构区间施工地表变形量，并与监测结果进行对比，验证数值模型正确性；
- (5) 利用三维有限元软件 Plaxis 3D Tunnel 数值模拟研究盾构施工参数（工作面平衡压力、注浆量、隧道埋深、土质参数）变化对隧道周围土体变形的影响规律；
- (6) 针对不同施工参数的影响规律，给出控制施工过程中土体变形的具体措施。

1.3.2 研究方法与技术路线

本文采用理论研究、数值模拟计算与实测分析相结合的方法进行研究，具体研究路线如下（见图 1-1）：

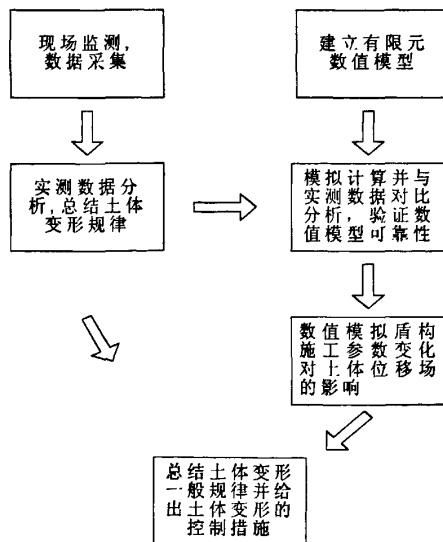


图 1-1 技术路线图

(1) 根据对文献和研究现状的分析，综合华东地区近年来盾构隧道的应用，以南京地铁二号线逸仙桥站~大行宫站盾构区间隧道为背景进行现场监测，并结合现场施工情况进行数据搜集，综合分析盾构隧道施工过程中各项施工参数引起隧道周围土体变形的规律；

(2) 应用三维有限元软件 Plaxis 3D Tunnel 以南京地铁二号线逸仙桥站~大行宫站盾构区间段为背景建立盾构推进对土体变形影响的数值模型;

(3) 将数值模拟的分析结果与现场监测数据进行对比分析,验证数值模型的可靠性;

(4) 利用三维有限元软件 Plaxis 3D Tunnel 对所提出的模型进行分析与计算,研究盾构施工参数变化对周围土体位移场的影响规律;

(5) 综合实测分析结果和数值模拟结果,总结出盾构施工参数对周围土体变形影响的一般规律,并提出合理的变形控制措施。

2 地层变位理论

经过一百多年的发展，盾构法隧道施工技术已经日臻完善，但盾构施工对地层的扰动还是不可避免的，特别是在软土盾构隧道施工中，地层变位更为突出。通过对盾构施工过程的分析研究，得到了盾构施工引起地层变位的原因、影响地层变位的影响因素、变形机理以及变性特征。

2.1 地层变位的原因

盾构法隧道施工引起地层变位的原因有两个方面：一方面是由于盾构法施工引起隧道周围土体的松动和沉陷，它直观表现为地表沉降；另一个方面是由于盾构法施工使隧道周围土体受到挤压而背向隧道移动，它直观表现为地表隆起。受其影响隧道附近地区的基础构筑物将产生变形、沉降或隆起，以致使构筑物功能遭受破损或破坏。

由盾构法施工而引起的地层损失和由于扰动后导致的土体强度和压缩模量的降低引起的长时间内的固结和次固结沉降，是形成地面沉降的另一个主要因素。

(1) 土体损失：隧道的挖掘土方量常常由于超挖或盾构与衬砌间的间隙等原因而比按照隧道断面积计算出来的土方量大得多，这就使隧道与衬砌间产生间隙。在软粘土地层中空隙会被周围的土体及时填填，引起地层运动，产生施工沉降（也称瞬时沉降）。土的应力也因此而发生变化，随之而形成：应变—变形—位移—地面沉降。

所谓地层损失是指盾构施工中实际挖除的土壤体积与理论计算的排土体积之差。地层损失率以地层损失体积占盾构理论排土体积的百分比 $V_s(\%)$ 来表示。

圆形盾构理论排土体积 V_0 为：

$$V_0 = \pi \cdot r_0^2 \cdot L \quad (2-1)$$

式中： r_0 ——盾构外径
 L ——推进长度

单位长度地层损失量的计算公式为：

$$V_s = V_s(\%) \cdot \pi \cdot r_0^2 \quad (2-2)$$

地层损失一般可以分为三类^[11]：第一类：正常地层损失，即不考虑各种主观因素对地层损失的影响，认为盾构施工完全合乎预定的操作规程，地层损失的原因全部归结于施工现场的客观条件，如施工地区的地质条件或盾构施工工艺的选择等。因此，由于正常地层损失引起的地面沉降槽体积与地层损失量是相等的。在均质的地层中，正常地层损失引起的地面沉降也比较均匀。

第二类：非正常地层损失，即由于盾构施工过程中操作失误而引起的地层损失。非正常地层损失引起的地面沉降具有局部变化的特征，其引起的地面沉降差异较大。

第三类：灾害性地层损失，盾构开挖面土体发生突发性急剧流动或盾尾发生大量漏浆，形成爆发性崩塌，引起灾害性的地面沉降。这种土体损失主要出现在盾构隧道穿越水压较大的含水地层或流塑性较大的不良地层的过程中。

(2) 固结沉降：由于盾构推进过程中的挤压、超挖和盾尾注浆作用，对地层产生了扰动，使隧道周围地层产生正、负超空隙水压力，从而引起的地层沉降。固结沉降可分为

主固结沉降和次固结沉降。主固结沉降为超孔隙水压力消散引起的土层压密；次固结沉降是由于土层骨架蠕变引起的剪切变形沉降。

主固结沉降与土层厚度有着密切关系。土层厚度越大，主固结沉降占总沉降的比例越大。因此，在隧道埋深较大的工程中，主固结沉降的作用决不可忽视。

从理论上讲，盾构法施工引起隧道周围地表沉降是指主固结沉降、次固结沉降及施工沉降（也称瞬时沉降）三者之和。如果不考虑次固结沉降，总沉降应等于地层损失造成的施工沉降和由于地层扰动引起的主固结沉降之和。此时，位于隧道上方的任意一土层的相对沉降量是相同的。这是因为超孔隙水压力的消散土颗粒向着它原来的相对位置移动，当孔隙水压力完全消散完毕，土颗粒也就回到原来的相对位置。如果总沉降中计入次固结沉降，则还应加上由于地层土体原有结构破坏引起的蠕变沉降。

2.2 致使地层变位的因素

造成地层变位的主要原因是盾构法隧道施工过程中产生的土体扰动引起地层移动。盾构开挖过程中地层变位的表现方式因盾构直径、覆土情况和地基状况的现场条件及盾构施工情况而不同。具体来说，引起底层变位的因素有以下 8 个方面^[11-14]：

(1) 开挖面土体的开挖应力释放：土压平衡式盾构开挖面支护压力难以和土体原位土压力达到完全平衡，盾构掘进时，当工作面支护压力小于原位土压力时，开挖面土体则可能出现松动和崩塌，破坏了原来地层应力平衡状态，导致地层沉降；反之，当工作面支护压力大于原位土压力时，前方土体背离土压舱移动，导致地层隆起。此外，盾构机后退也可能使开挖面塌落和松动引起地层损失而产生地表沉降。

(2) 盾构超挖：盾构推进方向的改变、盾尾纠偏、仰头推进、曲线推进、刀盘超挖都会使实际开挖面形状大于设计开挖面，从而引起超挖地层损失，造成地表沉降。

(3) 盾尾注浆：盾构通过的同时向盾尾超挖空隙压注混凝土浆液，当压浆量不足或是注浆压力过小时，盾尾后部隧道周边土体向盾尾坍塌产生地层损失，土体挤入盾尾空隙，引起地层沉降；当注浆量较大或注浆压力远大于隧道上覆土压力，使隧道周围的土体向背离隧道的方向移动，引起盾构上方土层的隆起。

(4) 盾壳移动与地层间的摩擦和剪切作用：盾构向前掘进时盾壳与周围土体之间发生错位，周围土体对盾构产生摩擦力，同时盾构也对周围土体施加指向盾构推进方向的摩擦力，周围土体受到盾壳的剪切和挤压作用向前方和远离盾构的方向移动，引起地层损失。

(5) 主固结沉降：盾构通过后，隧道周围孔隙水压力消散，土体有效应力增加，引起土体固结变形。

(6) 次固结沉降：土体受施工扰动的持续次固结沉降往往要持续几年，在软土中它所占的沉降量的比例甚至高达 35% 以上。

(7) 随盾构推进而移动的正面障碍物，使地层在盾构通过后产生空隙又未能及时注浆，引起地层沉降。

(8) 隧道衬砌产生变形。盾构隧道衬砌在上覆土体压力及注浆压力的作用下发生变形，进而引发一定量的地层位移和地表沉降。

因此，综合上述分析得出：盾构推进引起的地层移动因素有盾构直径、埋深、土质、盾构施工情况等，其中隧道线形、盾构外径、埋深等设计条件和土的强度、变性特性、地

下水位分布等地质条件，属于客观因素；而盾构的形式、辅助施工方法、补砌壁后注浆、施工管理等情况，则属于主观因素。

2.3 地层变位的机理

根据对地层变位的分析表明^[11-14]，按地层沉降变化曲线的情况，大致可分为：盾构到达前的地面变形、盾构到达时的地面变形、盾构通过时的地面变形、盾构通过后的瞬时地面变形、地表后期固结变形等5个阶段，下面对各个阶段的变形机理进行分析。

(1) 盾构到达前的地面变形。在盾构的掘进过程中，由于盾构施工参数设定不当、开挖面涌水、管片拼装不良等种种原因引起地下水位降低，地下水位的降低就相当于与地基有效上覆土厚度增加，从而引起开挖面之前相当距离的观测点的沉降。对于土压平衡盾构，在其掘进过程中，由于工作面设定平衡压力过大，盾构前方土体还有可能产生一定量隆起。

(2) 盾构到达时的地面变形。在开挖面靠近监测点并到达监测点正下方这个过程中所产生的沉降或隆起现象。这是由于盾构机的正面平衡压力偏小或偏大等导致开挖面土压失衡，开挖面平衡压力又与盾构机的推进速度和出土量等施工参数密切相关。当盾构机的正面平衡压力等于开挖面静止土压力时，掘进对土体的影响最小；当盾构机正面平衡压力小于开挖面的静止土压力时，开挖面前方土体下沉；当盾构机正面平衡压力过大则会引起开挖面前方土体隆起。当正面平衡压力偏离静止土压力一定范围内时，地层变形处于近似弹性变形阶段，而且变化的速率较小；如果偏离较大的话，则土体发展为塑性变形。总体来说这是一种因土体的应力释放或者盾构开挖面的反向土压力、盾构机周围的摩擦力等作用而产生的土体变形。

(3) 盾构通过时的地面变形。主要指盾构机开挖面到达监测点一直到盾构机尾部通过监测点这一过程中所产生的变形。这个变形主要是由于盾构机推进过程中，盾壳与地层之间的摩擦和剪切作用破坏了原来的土体状况，周围土体在盾构壳的剪切和挤压作用向前方和背离盾构的方向移动，引起地面变形。

(4) 盾尾通过后瞬时的地面变形。指盾构机尾部通过观测点正下方时产生的沉降。一方面，由于盾构机通过后盾构机尾部会产生一个盾尾间隙，这个尾隙的上方及周围土体应力释放引发周围土体向隧道方向坍塌入尾隙，造成地表沉降；另一方面，在盾尾注浆压力的作用下，尾隙周围土体的应力得到一定的平衡，当注浆压力较大时，尾隙周围土体会背离隧道方向移动，造成地表隆起。

(5) 地层后期固结变形。由于盾构通过时对周围土体产生了扰动，造成隧道周围的空隙水压力发生变化，再加上前面所述原因的残余影响，在盾构通过后相当长的一段时间内，隧道周围土层将继续发生固结沉降和蠕动沉降。

上述的各种沉降并非同时发生，而且工程地质条件和施工措施的不同，也会影响到沉降的大小和类型。

2.4 地层变位的特点

在盾构机推进的过程中，地层变位呈现以盾构机为中心的三维扩散分布，这个分布随盾构机的推进而发生同步移动。由于盾构机推进时，盾构前后各部位对周围土体环境的影响机理是不同的，因地层变位的分布特点也有所不同。

对于粘性土，其地层变位分布有如下的主要特点：

(1) 在盾构机开挖面的正前方有一个取土区，这一部分的土体将发生移动，移动的方向与盾构机的施工情况有关。如果盾构机的推进速度大而出土量小，相应的结果就是盾构机正面土压力过大，导致开挖面受到反向土压力，取土区的土体就向远离盾构机的方向移动；相反如果改变盾构机的施工参数则可能导致该部分土体向盾构机方向移动。

(2) 盾构机推进的过程中盾壳与周围的土体产生摩擦和剪切，周围的土体在摩擦力和剪切力作用下向前移动。

(3) 开挖面前方的取土区中土体的移动将直接导致地层的下沉或隆起，如果开挖面的土体向盾构机移动则地层下沉，如果背向盾构机移动则导致地基隆起。

(4) 盾构机通过的瞬间产生了盾尾空隙，现在一般使用同步注浆来充填盾尾空隙，如果盾构机的同步注浆量不足的话，此处的土体发生应力释放而导致地基沉降；但如果注浆操作合理，也可能将少或消除沉降。

对砂性土来说，其地层变位特点与粘性土大致相同。但是在砂性土中，盾构推进时，在盾构顶部产生了类似于拱的效应：隧道正上方有一个松弛区，该区域内的沉降较大，而在往上时，地基沉降反而减小。这是因为“拱”下面松弛区域的土应力释放得比较严重，导致了较大沉降；而由于拱的存在，拱上方的土体受到它的支撑作用，因而沉降较小。在粘性土和砂性土中，还有一个比较明显的不同，那就是盾构在砂性土中掘进时，一般盾构正面土压力作用较大，土体的隆起较粘性土要明显。

3 盾构推进对地表沉降影响的实测分析 ——以南京地铁二号线盾构区间段为例

3.1 工程概况

南京地铁二号线一期工程逸仙桥站~大行宫站区间隧道左线长度为 824.344m, 区间隧道采用盾构法施工(土压平衡盾构), 盾构推进由逸仙桥站始发, 向大行宫方向推进。

3.1.1 工程地质及周边环境的概况

在逸仙桥站~大行宫站区间段内, 盾构主要穿越土层为流塑淤泥质粉质粘土层、粉土和粉质粘土互层, 局部穿越粉砂夹粉土层、粉质粘土(可塑)。区间隧道沿线地形均较为平坦, 地貌类型属古秦淮河河床~漫滩地貌单元。逸仙桥站~大行宫站区间内的土层描述具体见表 3-1, 土体的物理力学指标具体见表 3-2, 其中深色区域为盾构穿越土层。

逸仙桥站~大行宫站区间段从逸仙桥站西端头井出发, 中途先后穿越龙蟠中路下立交、秦淮河河道及其两侧的污水截流沟桩基、熊猫电子集团宿舍, 于纺织大厦旁边经过后进入中山东路, 隧道沿着中山东路, 在道路两侧绿化带下推进, 最终进入大行宫车站东端头井。隧道在中山东路下的区间段全长约 600m, 隧道的设计线形为直线, 隧道轴线的平均埋深为 18m; 在地表处, 隧道轴线两侧 30m 范围内地表没有永久荷载, 荷载类型主要为路面车辆的移动荷载。为了便于现场监测数据的采集和分析, 本文实测分析中的数据取自隧道沿着中山东路施工段的监测数据。

3.1.2 盾构穿越土层内的工程地质概况

逸仙桥站~大行宫站区间内, 盾构穿越的土层中主要含有淤泥质粉质粘土、粉土及粉质粘土层、粉砂夹粉土、粉质粘土和粉砂夹粉土层。

淤泥质粉质粘土淤泥质粉质粘土具有明显河湖相沉积特征, 具有高含水量、高压缩性、低强度等特点, 易产生土体流动, 开挖面失稳等现象; 粉砂夹粉土、粉土和粉砂易涌水和流砂, 引起开挖面失稳和地面下沉; 粉土为可液化土层, 具有轻微液化性。盾构机在这样的土层中施工, 既要保证开挖面土体的稳定, 又要确保出土顺畅, 还应控制地面的后期沉降。

3.1.3 盾构隧道施工监测方案

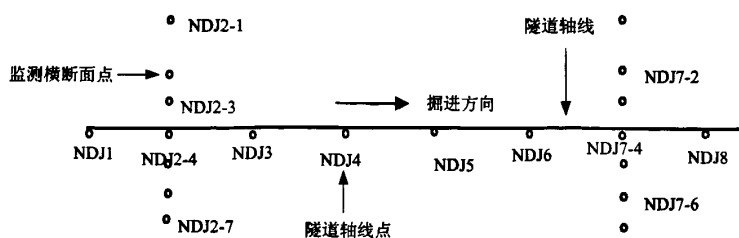


图 3-1 监测点平面布设示意图

根据以往的工程实践经验以及施工现场的情况, 在位于盾构隧道推进方向的隧道轴线

上每 6m 布设一个沉降监测点，每 30 米布置 1 条监测横断面；在监测横断面上共布设 7 个测点，以轴线上的监测点为中心，分别距离轴线 3m、5m、11m 对称布设，具体布设情况见图 3-1。现场监测范围选定为盾构切口前方 20m 范围，盾构切口后方 50m 范围；监测频率为 1 次/天。

表 3-1 逸仙桥站~大行宫站区间内的土层描述（图中深色区域为盾构穿越土层）

时代成因	层号		地层名称	颜色	状态	特征描述	层底埋深 (m)	厚度 (m)
	层	亚层					最小~最大	最小~最大平均值
新近期	①	①-1	杂填土	杂灰色	松散	稍湿，成分为碎砖瓦、粉土、粉质粘土，孔隙度较大，具透水性。	0.70~5.90	<u>0.70~5.90</u> 2.13
		①-2b ₃	素填土	灰黄色	稍密	以粉质粘土为主，含 5% 左右碎砖瓦片。	2.70~6.80	<u>1.20~3.30</u> 2.09
		①-3b ₄	淤质泥素填土	深灰色	流塑	很湿，以粉土、粉质粘土为主，夹 10~20% 的碎砖瓦，含有机质成分。	4.50~4.90	
Q ₄	②	②-1c ₂₋₃	粉土	灰色、褐灰色	稍~中密	湿~很湿，层理结构明显，夹薄层粉砂、粉质粘土，粉砂一般厚 1~2mm，粉质粘土一般厚度 3~8mm，含少量腐植物碎屑。摇振反应中等，无光泽反应，干强度低，韧性低。	5.50~10.80	<u>1.0~7.50</u> 5.30
		②-1d ₃	粉砂夹粉土	灰色	稍密	饱和，层理明显，粉砂一般厚度 8~20cm；粉土一般厚度 2~10cm，夹薄层粉质粘土，层厚一般 2~5mm，局部含少量腐植物碎屑。	9.50~12.80	<u>0.6~8.60</u> 2.49
		②-2c ₃	粉土、粉质粘土互层	褐灰色、灰色	稍密	很湿，似千层饼状，粉质粘土软~流塑状，层厚一般 8~20mm，粉土层厚一般 15~40mm，夹薄层灰色粉砂，层厚一般 3~5mm，局部含腐植物碎屑。摇振反应中等，干强度低，韧性低。	11.20~18.80	<u>2.80~7.60</u> 4.89
		②-2d ₂₋₃	粉砂夹粉土	灰色	稍~中密	饱和，具层理，粉砂层厚一般 10~30cm，可见云母碎片，粉土层厚一般 2~8cm，夹薄层褐灰色粉质粘土，层厚一般 1~5mm，含少量腐植物碎片，偶夹薄层细砂。	17.50~19.50	<u>0.9~2.7</u> 1.9
		②-2b ₄	粉质粘土	灰色	流塑	局部夹薄层粉土、粉砂，具水平层理，无摇振反应，刀切面光滑，干强度中等，韧性中等。	16.20~24.80	<u>1.9~12.8</u> 8.25
		Q ₄₋₃	③	③-3b ₃	粉质粘土	灰色	软塑	局部夹薄层粉土，无摇振反应，刀切面光滑，干强度中等，韧性中等。
③-2b ₂	粉质粘土			灰绿~灰黄色	可塑	局部软塑，夹粘土，无摇振反应，刀切面光滑，干强度高，韧性强。	21.50~26.00	<u>5~8.4</u> 6.25
③-2-1b ₂₋₃	粉质粘土			灰色	可~软塑	局部流塑，含水量高，无层理，刀切面光滑，干强度高，韧性强。	25.20~27.50	<u>0.8~1.7</u> 1.2
③-2c ₂	粉土			灰黄色	中密	很湿，夹薄层粉质粘土、粉砂，具水平层理，摇振反应中等，干强度低，韧性低。	24.60~25.60	<u>0.9~3</u> 2.3
③-3b ₂	粉质粘土			黄绿、灰黄、灰色	可塑	含少量黑色铁锰质浸染色斑。无摇振反应，刀切面光滑，干强度高，韧性强。	25.95~37.60	<u>3.3~8.6</u> 5.74
③-3c ₂	粉土			灰黄色	中密	很湿，夹薄层粉砂，底部偶含砾。摇振反应中等，干强度低，韧性低。	33.80~37.50	<u>0.8~5.7</u> 3.3
③-4e	卵砾石混泥砂			土黄色	密实	卵砾石成分为石英岩，磨圆度较好，呈光滑的椭圆形，粒径一般 2~5cm，个别达 8cm 以上，含量占 40~60%，混粉细砂，夹少量粉质粘土，局部充填中粗砂。其中 DY11 孔 37~39 米处为粉质粘土夹粉砂。	35.00~40.00	<u>2.6~4.7</u> 3.42
K1g	K1g- ₁	泥质粉砂岩（强风化）	褐红、紫红色	密实	强烈风化后呈密实砂土状，夹少量泥质砂岩碎块，极易水解软化。	38.40~41.40		

表 3-2 逸仙桥站~大行宫站区间内土的物理力学指标 (图中深色区域为盾构穿越土层)

层号	名称	含水量		土重度 Y KN/m ³	孔隙比 e ₀	液限 W _L %	塑限 W _P %	塑性 指数 I _P %	液性 指数 I _L %	直剪固快		渗透系数		标准贯入 试验值 N	压缩 系数 a ₁₋₂ MPa ⁻¹	压缩 模量 E _{S1-2} MPa
		W %								C _q Kpa	φ _q 度	K _v cm/s (10 ⁻¹ ~10 ⁻⁵)	K _h cm/s (10 ⁻⁵ ~10 ⁻³)			
①-1	杂填土															
①-2b ₃	素填土	28.3		18.6	0.841	30.0	18.6	11.4	0.84							
①-3b ₄	淤泥质 素填土	51.7		16.7	1.425	40.4	23.9	16.5	1.63			5.39×10 ⁻⁵	3.0×10 ⁻⁶	5.6	0.33	5.86
②-1c2-3	粉土	34.3		18.1	0.962	32.3	24.9	7.3	1.31	13.0	25.7	8.40×10 ⁻⁴	6.50×10 ⁻⁵	4.9	0.30	6.87
②-1d3	粉砂 夹粉土	27.4		18.6	0.796					8.0	33.7	3.05×10 ⁻³	5.60×10 ⁻⁴	12.1	0.18	10.61
②-2c3	粉土、粉质 粘土互层	36.1		17.6	1.043	30.4	22.1	8.3	1.82	14.0	24.0	3.50×10 ⁻⁴	2.50×10 ⁻⁴	6.6	0.39	5.46
②-2d2-3	粉砂 夹粉土	30.3		18.2	0.888							3.0×10 ⁻³	5.0×10 ⁻⁴	12.8	0.26	7.53
②-2b4	淤泥质粉 质粘土	38.5		17.4	1.133	36.2	22.2	14.0	1.20	16.0	17.8	1.5×10 ⁻⁶	9.0×10 ⁻⁷	2.5	0.70	3.22
②-3b3	粉质粘土	27.7		18.8	0.817	30.9	17.7	13.2	0.76			1.0×10 ⁻⁶	9.0×10 ⁻⁷	5.5	0.41	4.59
③-2b2	粉质粘土	23.6		19.6	0.680	31.6	18.3	13.3	0.42	35.0	21.2	3.0×10 ⁻⁶	2.6×10 ⁻⁶	9.7	0.26	6.85
③-2-1b2-3	粉质粘土	38.7		17.9	1.086	44.3	26.3	18.0	0.75			1.5×10 ⁻⁶	9.0×10 ⁻⁷	3.9	0.46	4.83
③-2c2	粉土	25.6		19.1	0.749	27.6	18.4	9.2	0.80			8.0×10 ⁻⁴	5.54×10 ⁻⁴	7.2	0.29	6.23
③-3b2	粉质粘土	24.4		19.3	0.717	30.1	17.9	12.2	0.54			3.0×10 ⁻⁶	2.5×10 ⁻⁶		0.30	5.99
③-3c2	粉土	19.0		20.6	0.530	22.6	15.0	7.6	0.53						0.18	8.49
③-3d2	粉细砂	22		19.9	0.65											
③-4e	卵石 混泥砂											8.0×10 ⁻⁴	6.0×10 ⁻⁴	14.8		

3.2 本区间盾构法施工简述

常用的盾构掘进机和工法有两种：一种是土压平衡盾构掘进机和工法，即泥土在盾构压力舱中的增减得到有效控制，推进压力与土层压力和地下水压力相平衡，使得掘进工作面保持稳定；另一种是泥水盾构掘进机和工法，该法使用于可被泥水加压所支撑的土质，可有效的应付各种困难地层和控制地表沉降。

本文针对土压平衡式盾构，以南京地铁二号线逸仙桥~大行宫盾构区间段为背景，对盾构推进所引起的周围土体变形进行分析研究。

3.2.1 土压平衡盾构稳定掘削面的机理及种类

土压平衡盾构稳定掘削面的机理，因工程地质条件的不同而不同，通常分为粘性土和砂性土这两类。

(1) 粘性土层掘削面的稳定机理

因刀盘掘削下来的土体的粘结性受到破坏，故变得松散易于流动。即使粘聚力较大的土层，渣土的流塑性也会增大，故可以通过螺旋输送机转速和出土口处的滑动闸门对排土量进行控制。对流塑性大的松软土体也可以采用专用土砂泵、管道排土。

地层含砂量超过一定的限度时，土体流塑性明显变差，土舱内土体发生堆积、压密、固结，致使渣土难于排送，盾构推进被迫停止。解决这个问题的措施是向土舱内注水、空气、膨润土或泥浆等添加材料，并作连续搅拌，以便提高土体的流塑性，确保渣土的顺利排出。

(2) 砂性土层掘削面的稳定机理

对砂、砂砾的砂质土层而言，因土颗粒之间的摩擦角大故摩擦阻力大，渗透系数大。当地下水位较高、水压较大时，靠掘削土压和排土机构的调节作用很难平衡掘削面上的土压和水压。再加上掘削土体自身的流动性较差，所以在无其他措施的情况下，掘削面稳定极其困难。为此开发了向掘削面注水、空气、膨润土、粘土、泥水或泥浆等添加材料的方法，并不断搅拌，改变掘削土体的成分比例，以此确保掘削土的流动性、止水性，使掘削面稳定。

(3) 土压平衡盾构的种类

按稳定掘削面机构划分的土压平衡盾构大致有如下 4 种，具体划分见表 3-3。

3.2.2 盾构隧道施工的主要技术指标

3.2.2.1 盾构机类型及其技术参数

根据南京土层地质情况，结合南京地铁一号线施工经验，本工程区间隧道采用了日本三菱 $\Phi 6340\text{mm}$ 土压平衡式盾构（EPB）进行掘进施工，具体技术指标见表 3-4。

3.2.2.2 隧道管片参数

隧道管片采用预制钢筋混凝土管片，错缝拼装。每环管片由封顶、两块邻接块，三块标准块共 6 块管片构成，环宽 1200mm。

隧道管片内尺寸： $\Phi 5500\text{mm}$ ；隧道管片外尺寸： $\Phi 6200\text{mm}$ ；隧道管片厚度为：350mm。管片强度等级为 C50、抗渗等级为 S10。管片纵向和环向之间均采用弯螺栓连接。管片环与环之间用 16 根 M30 的纵向螺栓相连接。每环管片块与块间以 12 根 M30 的环向螺栓连接。

接缝防水均采用弹性密封垫与遇水膨胀橡胶止水条相结合的防水方式。

表 3-3 土压盾构的种类

盾构名称	稳定掘削面的措施	适用土质
削土加压式盾构	(1) 面板一次挡土; (2) 充满土舱内的掘削土的被动土压稳定掘削面; (3) 螺旋输送机排土滑动闸门的控制作用	冲积粘性土: 粘土、粉土、砂质粉土、砂质粘土夹砂粉质粘土
加水式土压盾构	(1) 面板一次挡土; (2) 向排土槽内加水, 与掘削面水压平衡, 增加土体的流动性; (3) 滞留与土舱内的掘削土通过螺旋输送机滑动闸门作用挡土	含水砂砾层 亚粘土层
高浓度泥水加压式土压盾构	(1) 面板一次挡土; (2) 高浓度泥水加压平衡, 确保土体流动; (3) 转斗排土器的泥水压保持调节作用	松软渗透系数大的含水砂层、砂砾层、易坍层
加泥式土压盾构	(1) 向土舱内注入泥土、泥浆或高浓度泥浆, 经搅拌后流塑性提高, 且不渗水, 稳定掘削面; (2) 检测土舱内压控制推进量, 确保掘削面稳定	软弱粘土层、易坍的含水砂层及混有卵石的砂砾层

表 3-4 盾构机部分技术指标

	内容	参数指标	内容	参数指标
钢壳	盾尾外径	Φ6340mm	盾构总长	8625mm
	盾尾内径	Φ6250mm	土仓长度	750mm
	盾尾厚度	45mm	支撑环长度	3840mm
	盾尾间隙	25mm	盾尾长度	3635mm
	总长	12115mm	盾尾密封	钢丝刷 3 道
推进力	总推进力	37840kN	最大掘进速度	6.3cm/min
	掘进直径	Φ6340mm	最大转矩	8165kNm

3.2.2.3 盾构施工推进主要参数

(1) 工作面平衡压力值的设定原则

根据设计文件提供的地质情况及隧道埋深等情况, 进行理论计算切口平衡压力:

$$\text{正面平衡压力: } P = k_0 \gamma h \quad (3-1)$$

式中: P ——平衡压力 (包括地下水);

γ ——土体的平均重度 (取 18.0 kN/m^3);

H ——隧道中心埋深;

k_0 ——土的侧向静止平衡压力系数。

(2) 同步注浆量

每推进一环的建筑空隙为: $1.2 \times \pi (6.34^2 - 6.2^2) / 4 = 1.66 \text{ m}^3$, 盾构外径: $\Phi 6340 \text{ mm}$; 管片外径: $\Phi 6200 \text{ mm}$ 。每环压浆量一般为建筑空隙的 $150\% \sim 250\%$, 即每推进一环同步注浆量为 $2.49 \text{ m}^3 \sim 4.14 \text{ m}^3$ 。

3.3 盾构推进地层变位的实测分析

在盾构法隧道施工过程中，盾构推进必然会导致盾构机周围土体发生变形，其主要表现为地表竖向位移的变化，即地表的沉降和隆起。在盾构推进时，不同盾构施工参数对土体变形的影响是不同的，尤其是对土体的瞬时变形。本文以中山东路盾构施工段为例，通过对盾构推进过程中的各项监测数据进行分析，得出各盾构施工参数与地表竖向位移之间的关系。

3.3.1 盾构施工引起地层变位的一般规律

(1) 盾构推进引起地表竖向位移的纵向变化规律

所谓地表竖向位移的纵向变化规律指的是隧道轴线处的地表竖向位移沿盾构隧道推进方向上的变化规律。根据对盾构推进引起地层变位的理论分析可知，地表竖相位移的纵向变化大致可分为5个阶段：盾构到达前的地表变形、盾构到达时的地表变形、盾构通过时的地表变形、盾构通过后的瞬时地表变形、地表后期固结变形。

图 3-2 所示为不同土层条件下隧道轴线处监测点的竖向位移与盾构推进的相对时间之间的关系曲线，图中“NDJ59”等为隧道轴线监测点的编号。从图中可以看出，由于土层条件以及盾构通过前后施工参数的不同，各监测点的竖向位移曲线在数值上存在一定的差异，但是实测曲线的形态基本相同：在盾构到达前，在盾构工作面平衡压力的作用下地表开始出现一定量的隆起；随着盾构的到达和通过，受盾壳的摩擦和挤压作用盾构周围土体随盾构移动使地表隆起进一步加剧，地表隆起量达到最大；在盾尾刚通过时，由于盾构施工的扰动和超挖产生的盾构尾隙未能被注浆浆液及时填充，隧道周围土体开始向尾隙内坍塌，地表开始出现沉降，在盾构通过的3~5天内，地表沉降速率较大；当盾构通过一周后，随着盾尾同步注浆体强度的基本形成，地表沉降速率逐渐减小，地表沉降趋于稳定，但是土层的固结沉降还会持续一段时间。上述规律与理论分析的结果是基本一致的。

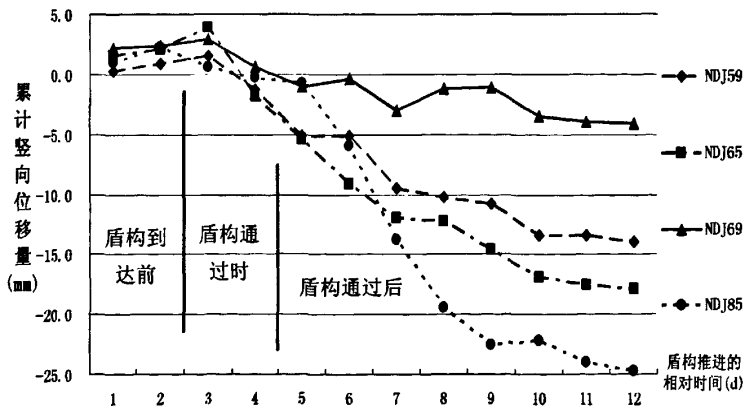


图 3-2 各轴点线竖相位移与盾构推进的相对时间的关系曲线

(2) 盾构推进引起地表竖向位移的横向变化规律

所谓地表竖向位移的横向变化规律指的是在垂直于隧道轴线方向的横断面上，与隧道轴线不同间距处的竖向位移变化规律。图 3-3 显示的是不同土质条件下各监测横断面最终竖向位移量曲线。“56 断面”等为横断面的编号，其中 56 断面位于淤泥质粉质粘土地层，86 断面位于上部为淤泥质粉质粘土、下部为粉质粘土地层，91 断面粉土粉质粘土互层、

下部为粉质粘土地层。从图中可以看出，各横断面的竖向位移曲线在数值上存在一定的差异，但是曲线的变化规律基本相同。在各监测横断面上，最大沉降量基本出现在隧道轴线附近，地表沉降量随着与轴线间距的增加而逐渐减小；在轴线两侧 11m 的区域内，地表横向沉降槽的曲线形态基本相同，都类似抛物线形，但是沉降槽的宽度差异较大，沉降影响最大的区域基本上在轴线两侧 11m 的区域内。造成上述沉降差异的可能原因主要有两个方面：一方面是，土质情况的差异，如土体的压缩性不同等；另一方面盾构通过时的施工参数的不同，如超挖量不同或者注浆量不同。

图 3-4 所示为横断面点的累积竖相位移随盾构推进相对时间的变化情况，从中可以看出同一横断面上各点的竖向位移变化是同步的，并且符合地表竖向位移的纵向变化规律。在盾构到达前，断面上各点产生了少量的隆起；当盾构到达并通过时，断面上各点的隆起量达到最大；当盾构通过后，横断面上各点开始出现差异沉降，其中轴线点的沉降量和沉降速率最大，随着与轴线间距的增加，地表沉降量和沉降速率逐渐减小。因此，现有理论分析的结果和监测结果基本一致。

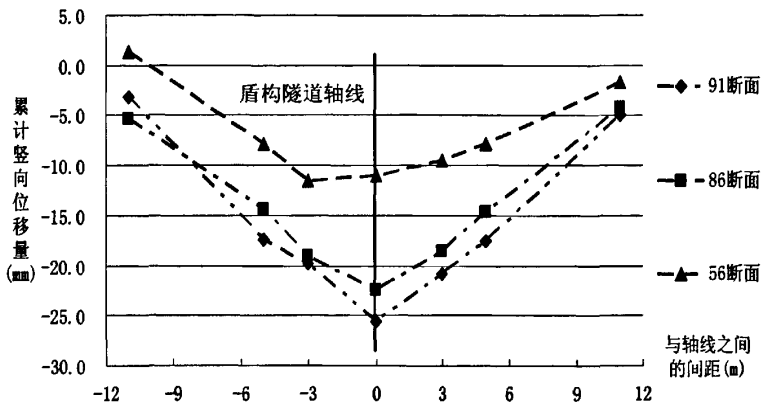


图 3-3 不同监测横断面的最终累计竖向位移曲线
(隧道轴线左侧为“-”，右侧为“+”)

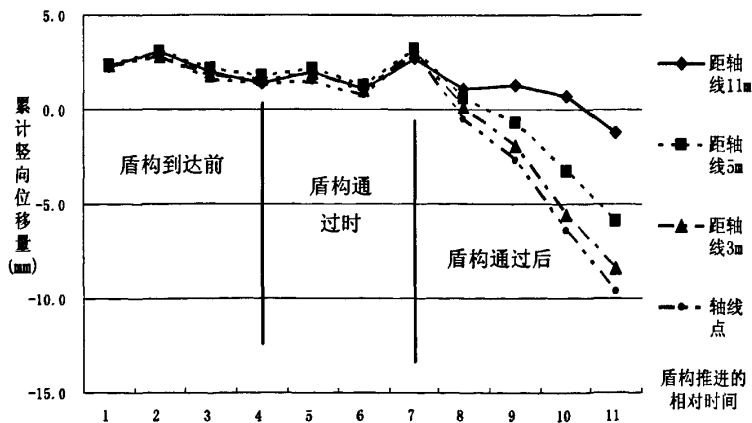


图 3-4 横断面监测点随盾构推进相对时间的累计竖向位移曲线

3.3.2 地表竖向位移与盾构推进参数的关系

(1) 地表竖向位移与盾构工作面平衡压力的关系

图 3-5~图 3-7 显示的是盾构在穿越不同土质条件时工作面平衡压力与地表竖向位移之间的日变化关系曲线，其中盾构隧道的埋深为 18m。从中可以看出在不同土质条件下，工作面平衡压力对地表竖向位移的影响是有很大差别的。

图 3-5 是盾构穿越淤泥质粉质粘土地层时工作面平衡压力与地表竖向位移日变化量之间的关系曲线，从中可以看出：(1) 当距离盾构切口前后距离超过 12m 后，地表竖向位移与工作面平衡压力之间无明显关系，在该土层情况下，工作面平衡压力的影响范围基本控制在盾构切口前后 6m 的范围内；(2) 在切口前后 6m 的范围内，当工作面平衡压力在 0.29MPa~0.31MPa 之间时，平衡压力与地表竖向位移基本成线性关系，两者之间成正比；

(3) 在切口前 6m 处，当平衡压力由 0.25MPa 增加到 0.29MPa 时，竖向位移量由 -3.8mm 减小到 -2.3mm，当平衡压力在 0.30MPa~0.34MPa 之间时，地表竖向位移变化量基本在 ±1mm 之内，这说明通过调整工作面平衡压力来控制地表竖向位移在一定范围内是有效的，但是这个范围根据土质情况的不同而存在一定的差异，而且当平衡压力偏离原位土压力过大时，土体会产生破坏；(4) 在切口位置以及切口后 6m 处，地表竖向位移量随平衡压力的增加而逐渐减小，当平衡压力在 0.25MPa~0.29MPa 时，竖向位移量超过 -2mm，当平衡压力由 0.29MPa 增加到 0.31MPa 后，竖向位移量明显减少，当平衡压力在 0.31MPa~0.33MPa 时，沉降量稳定在 -0.5mm 左右；(5) 当平衡压力达到 0.34MPa 时，地表开始出现隆起，造成这种情况的可能原因有两种：一种是由于工作面平衡压力过大，盾构在到达前地表产生较大隆起量，当盾构通过时，虽然地表产生了沉降，但是隆起量仍大于沉降量；另一种是由于盾壳的摩擦和挤压作用造成盾构周围土体远离盾构的方向移动，从而产生隆起。

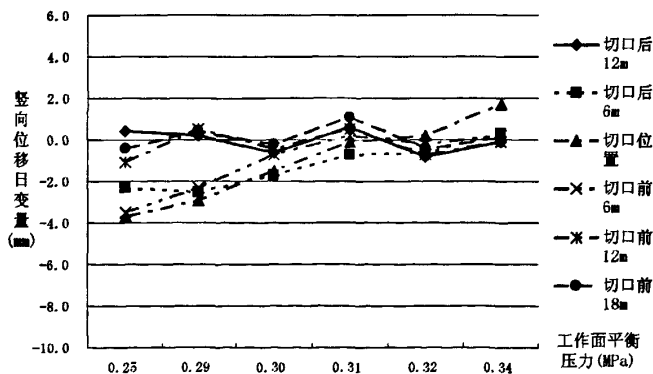


图 3-5 盾构穿越淤泥质粉质粘土地层时工作面平衡压力与地表竖向位移之间的日变化关系曲线

图 3-6 所示为盾构穿越上部为淤泥质粉质粘土、下部为粉质粘土地层时工作面平衡压力与地表竖向位移之间的变化关系曲线，从中可以看出，曲线的变化情况与图 3-5 基本接近，但是数值上有一定的区别。在盾构切口前后 6m 范围内，当工作面平衡压力在 0.30MPa~0.34MPa 时平衡压力与地表竖向位移基本成线性关系，两者之间成正比；当平衡压力超过 0.33MPa 后，地表产生隆起；当平衡压力超过 0.36MPa 后，隆起量迅速增加。这说明与图 3-5 中的土层相比，盾构在图 3-6 中的土层中推进时，工作面上需要的平衡压力有所增加，导致这种情况可能的原因是土质参数的差异。

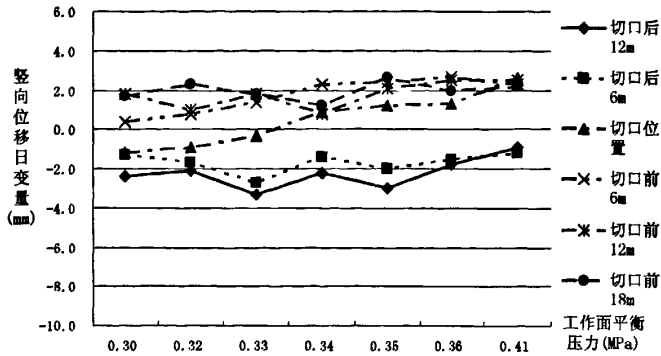


图 3-6 盾构穿越上部为淤泥质粉质粘土下部为粉质粘土地层时工作面平衡压力与地表竖向位移之间的日变化关系曲线

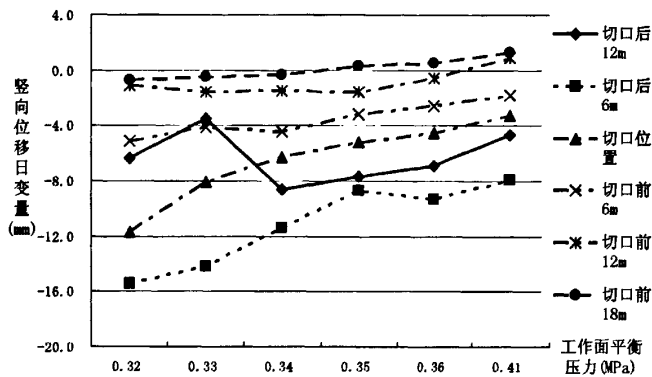


图 3-7 盾构穿越上部为粉土粉质粘土互层下部为粉质粘土地层时工作面平衡压力与地表竖向位移之间的日变化关系曲线

图 3-7 所示为盾构穿越上部为粉土粉质粘土互层、下部为粉质粘土地层时工作面平衡压力与地表竖向位移之间的日变化关系曲线，从图中可以看出盾构通过前后，地表竖向位移的变化规律与前两图基本相同，但盾构切口前后的地表沉降差异较大，说明该土层的灵敏性要较前两种土质高。与前两种土层情况不同，在监测范围内，地表测点全部为沉降；在切口前后 6mm 范围内，地表沉降量随平衡压力的增加而减小，但是当平衡压力增加到 0.41MPa 时，最小沉降量仍然在 -2mm 左右；平衡压力在 0.34MPa~0.36MPa 时，切口位置沉降量基本稳定在 -5mm 左右，这说明该土层灵敏性很高，在受到扰动后极易失稳破坏；切口前方的沉降区域延伸至切口前 18m 左右，其沉降量随着与切口距离的增加而减小，在距离切口 12m 时，沉降量在 -1mm 左右，当距离切口 18m 时，地表基本不受影响。

理论上，工作面平衡压力值应该等于开挖面静止水土压力，平衡压力值的大小是根据隧道中心的埋深来确定的，即在相同的埋深下工作面平衡压力值是相同的。但是在实际盾构推进过程中，平衡压力值是不断变化的，这就破坏了原来地层的应力平衡状态，导致地层沉降或隆起。当盾构机的正面平衡压力等于开挖面静止土压力时，掘进对土体的影响最小；当正面平衡压力小于开挖面的静止土压力时，开挖面土体下沉；当正面平衡压力大于开挖面的静止土压力时，会引起开挖面土体隆起。当正面平衡压力偏离静止土压力一定范围内时，地层变形处于近似弹性状态，而且变化的斜率较小；如果偏离较大的话，则土

体进入塑性变形状态。

产生上述沉降差异的原因，主要是土体性质的不同。从表 3-2 中可以看出，在这三种土质中，由于淤泥质粉质粘土的孔隙比和压缩系数最大，压缩性最强，密实度最小，而且处于流塑状态，因此，当工作面平衡压力不足时，工作面土体易产生土体流动，造成开挖面失稳，造成工作面前方土体沉降；粉土粉质粘土互层的液性指数最高，粘聚力最小，渗透系数最大，为可液化土层，具有轻微液化性，在盾构穿越时，发生土体扰动，使隧道周围地层产生正、负超空隙水压力，致使土体液化，造成工作面前方土体产生较大沉降，即使提高工作面平衡压力也不能阻止前方土体的沉降。

(2) 地表竖向位移与盾构刀盘扭矩的关系

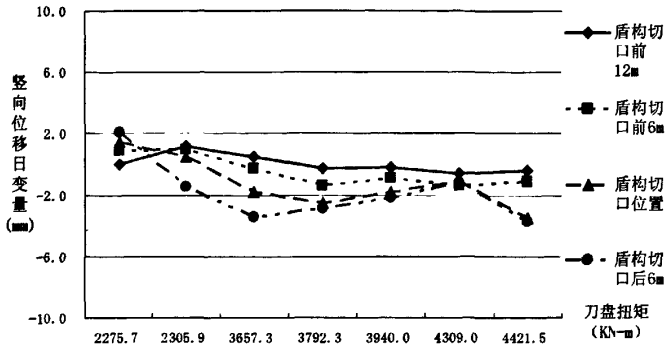


图 3-8 盾构穿越淤泥质粉质粘土地层时刀盘扭矩与轴线点竖向位移量之间的日变化关系曲线

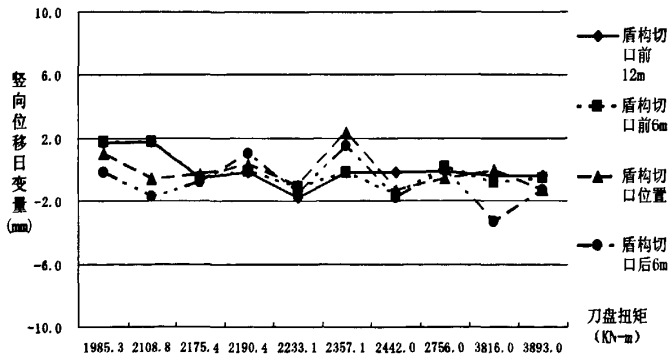


图 3-9 盾构穿越上部为上部淤泥质粉质粘土、下部为粉质粘土地层时刀盘扭矩与轴线点竖向位移量之间的日变化关系曲线

图 3-8~图 3-10 给出的是不同土质条件下刀盘扭矩与轴线点竖向位移日变量之间的变化关系。从图中可以看出刀盘扭矩的变化对地表轴线竖向位移的影响很并不明显。在淤泥质粉质粘土地层和上部为淤泥质粉质粘土、下部为粉质粘土地层中，不论刀盘扭矩如何变化，盾构切口前后 6m 范围内的地表竖向位移日变化量基本控制在±2mm 之内；在上部为粉土粉质粘土互层、下部为粉质粘土地层中，盾构切口前后竖向位移量的差别较大，盾构切口位置以及切口前 6m 范围内地表竖向位移日变化量基本在±2mm 之内，切口后 6m~12m 处，竖向位移日变化量较大，但是不能归于刀盘扭矩的影响，其可能原因是盾构施工

的扰动导致土体液化，盾构通过后，盾构周围的土体坍塌如尾隙，引起较大的瞬时沉降。

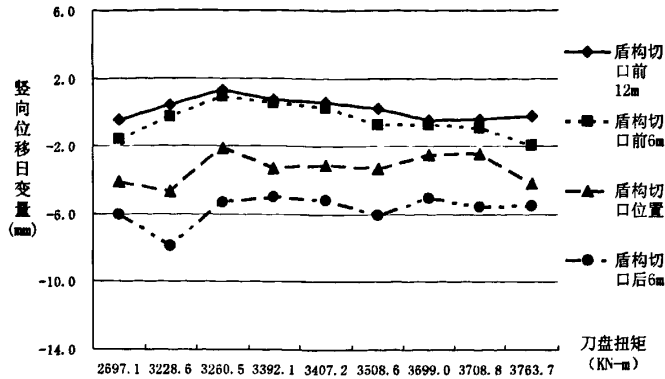


图 3-10 盾构穿越上部为上部为粉土粉质粘土互层、下部为粉质粘土地层时
刀盘扭矩与轴线点竖向位移之间的日变化关系曲线

究其原因，主要是因为盾构刀盘的作用是切削土体，因此刀盘扭矩的大小主要取决于推进前方土体的坚硬程度。虽然增大刀盘扭矩会增加工作面周围土体剪切变形的范围，增加对土体的扰动程度，但剪切变形的范围相对于隧道埋深来讲是很小的，因此当隧道埋深较大时地表竖向位移不能准确的反应刀盘扭矩对土体变形的影响。此外，由于切口前方以及盾构机上方土体的地表竖向位移还受到工作面平衡压力的影响，刀盘扭矩的影响可能被平衡压力的影响所掩盖。因此，当隧道埋深较浅时，刀盘扭矩对地表竖向位移量的影响还有待进一步研究。

(3) 地表竖向位移与盾构总推进力的关系

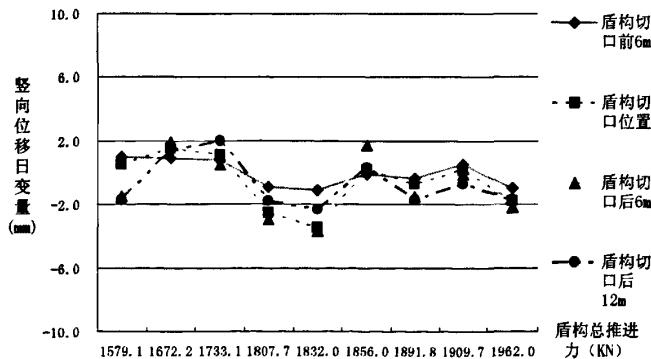


图 3-11 盾构穿越淤泥质粉质粘土地层时盾构总推进力与轴线
点的竖向位移量之间的日变化关系曲线

图 3-11~图 3-13 为不同土质条件下盾构总推力的大小与轴线点竖向位移日变化量之间的关系曲线。从图中可以看出，在三种土层中，随着总推力的变化，地表竖向位移并没有表现出相应的规律性，竖向位移曲线处于上下波动状态，这说明盾构总推进力的变化对地表竖向位移的影响非常微小。

究其原因，主要是因为：盾构推进力作用于隧道管片之上，并不是直接作用于土体上，推进力对隧道周围土体变形的影响主要体现在盾壳对土体的扰动上。在盾构总推进力的作用下，盾构在土层中移动，盾壳与周围土层发生摩擦和剪切作用，造成土体剪切扰动。随

随着盾构推进力的增加，盾壳周围的土体剪切变形的区域会随之扩大，但是这个剪切层的厚度相对于盾构的埋深来说，是很小的，所以地表竖向位移不能准确的反应出盾构推进力变化对周围土体变形的影响。此外，在盾构推进过程中，土体变形是各个因素的综合作用，由于推进力对地表竖向位移的影响较小，因此推进力的影响可能会被其他因素的影响所掩盖。

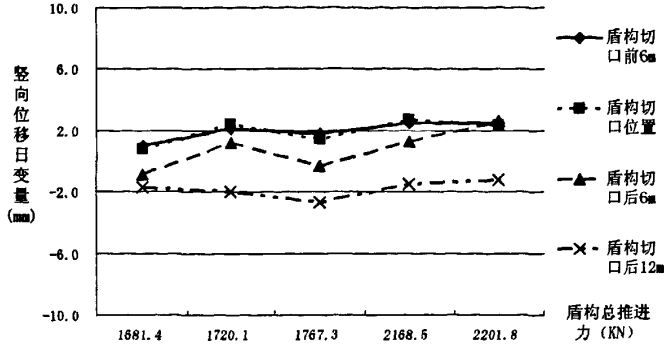


图 3-12 盾构穿越上部为上部淤泥质粉质粘土、下部为粉质粘土地层时盾构总推进力与轴线点的地表竖向位移之间的日变化关系曲线

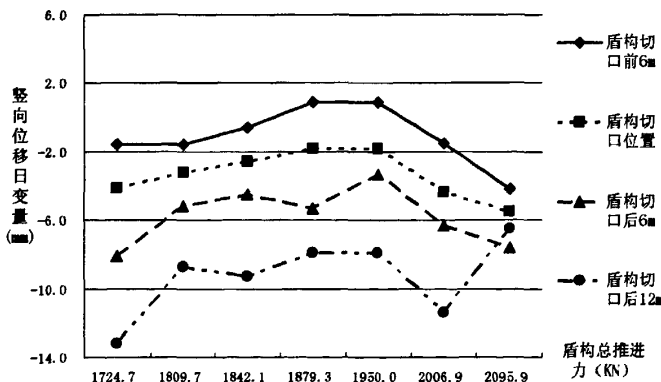


图 3-13 盾构穿越上部为上部为粉土粉质粘土互层、下部为粉质粘土地层时盾构总推进力与轴线点的地表竖向位移之间的日变化关系曲线

(4) 工作面平衡压力、刀盘扭矩与盾构总推进力之间的交叉影响

图 3-14 描述的是盾构总推进力与工作面平衡压力之间的关系曲线。从图中可以看出：虽然总推进力与工作面平衡压力之间没有明显的线性关系，但是总推进力的大小还是对工作面平衡压力的大小产生一定的影响。在图 3-14 中，当平衡压力在 0.28MPa~0.32MPa 之间时，总推进力稳定在 1800KN 左右，当平衡压力在 0.34MPa~0.36MPa 之间时，总推进力稳定在 1900KN 左右，这说明，盾构总推进力的增加会导致工作面平衡压力值的增大，但是两者之间不在线性关系。究其原因主要是因为盾构总推进力的作用下，刀盘挤入土体，在切口前方形成一个被动土压力区域，随着推进力的增大，被动土压力也逐渐增大，而被动土压力作用在盾构机前方土舱的面板上，这就需要增加工作面平衡压力，但盾构推进力对平衡压力的影响较小，因此推进力与平衡压力的关系曲线没有线性或非线性的关系。

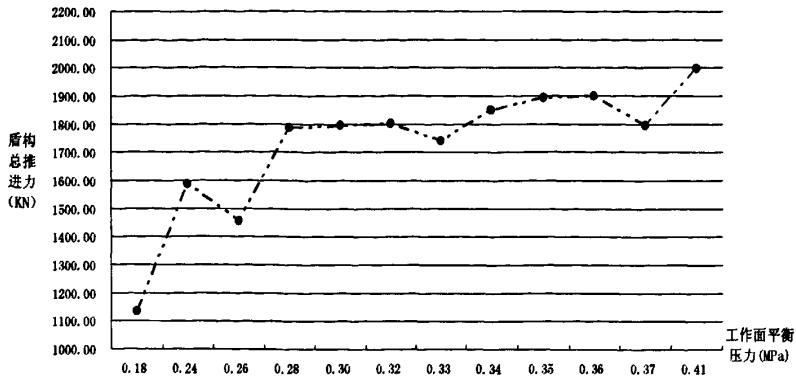


图 3-14 盾构总推进力与工作面平衡压力之间的关系

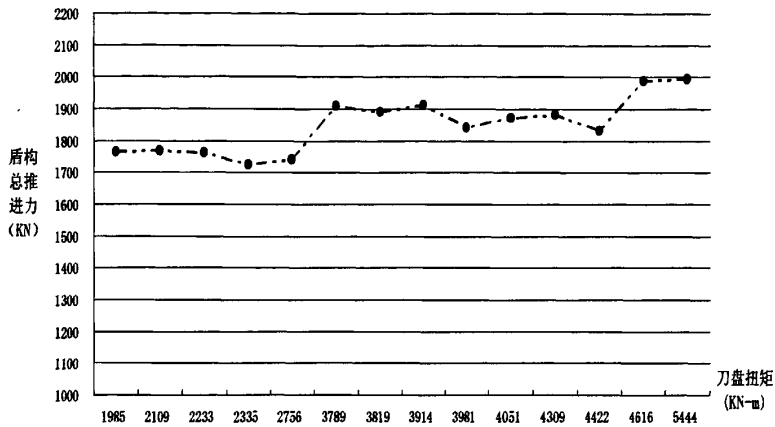


图 3-15 盾构总推进力与刀盘扭矩之间的关系

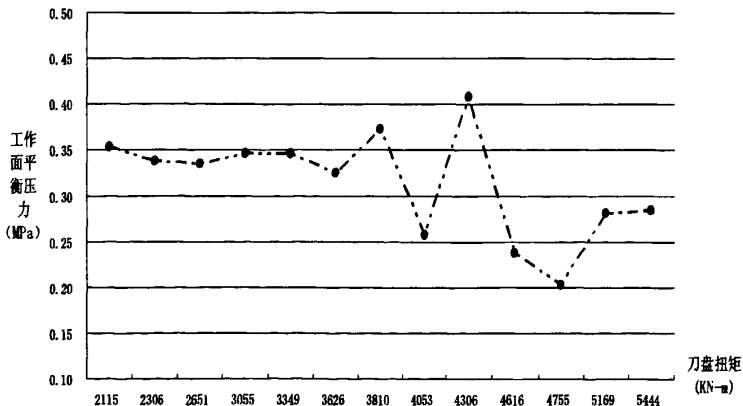


图 3-16 工作面平衡压力与刀盘扭矩之间的关系

图 3-15 显示的是总推进力与刀盘扭矩之间的关系曲线，从中可以看出，和盾构推进力与工作面平衡压力的关系相似，盾构总推进力的增加会导致刀盘扭矩值的增加，但是两者之间没有线性关系。究其原因，主要是因为：一方面，在盾构推进力的作用下，刀盘挤入前方土体，盾构推进力越大，刀盘挤入土体的深度会越深，因此转动刀盘所需要的扭矩

会适当的增大；另一方面，刀盘扭矩的大小主要取决于推进前方土质的坚硬程度，在土质较硬的土层，刀盘扭矩会较大，土质较软的土层，刀盘扭矩会小一些，其他因素的影响相对较小。

图 3-16 是工作面平衡压力与刀盘扭矩之间的关系曲线，从中可以看出两者的变化基本是相互独立的，不存在相互影响的关系。这是因为在盾构施工中，工作面平衡压力的设定与刀盘扭矩的设定之间没有相同的影响因素，因此两者之间也不存在相互影响。

3.3.3 地表竖向位移与盾尾同步注浆参数的关系

(1) 地表竖向位移与盾尾同步注浆压力的关系

图 3-14~图 3-16 描述的是盾构穿越不同土质条件的土层时盾尾注浆压力与地表竖向位移之间的日变化关系，从图中可以看出注浆压力在不同土质条件下对地表竖向位移的影响程度是不一样的。对于三种土质来说，相同的是：(1) 注浆压力的影响范围都在盾尾后方 6m 的范围内；(2) 盾尾后方 6m 内的地表沉降量随着注浆压力的提高而降低，并且当注浆压力在一定范围内变化时地表竖向位移近似呈线性变化。它们之间不同的是：在图 3-14 中，地表竖向位移的变化速率较其他两种土质要大，说明淤泥质粉质粘土对注浆压力的变化更敏感，当注浆压力达到 0.28MPa 时，盾尾地表开始出现隆起，在图 3-15 中，位移曲线比较平缓，当注浆压力达到 0.32MPa 时，盾尾地表才开始出现隆起，而在图 3-16 中，当注浆压力提高到 0.33MPa 时，盾尾位置的沉降量仍然达到 -6.5mm。

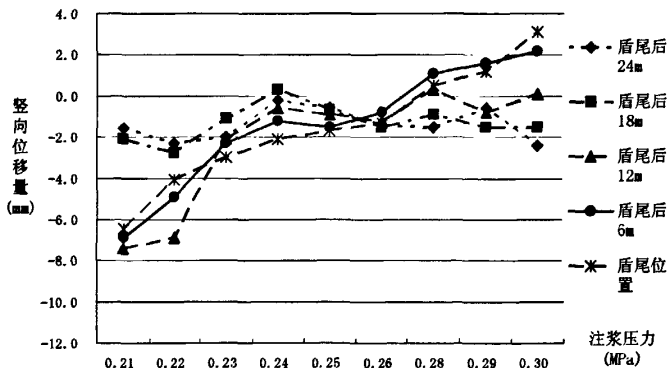


图 3-14 盾构穿越淤泥质粉质粘土地层时注浆压力与地表竖向位移量之间的日变化关系曲线

究其原因，主要是由于在盾构隧道施工中，盾尾同步注浆压力的作用是克服地层阻力促使浆液及时、足量地充填到盾构施工产生的盾构尾隙中去，以弥补由于正常施工和超挖等非正常原因造成的土体损失，减小瞬时沉降和工后沉降。当注浆压力小于地层阻力时，注浆浆液无法回填到超挖空隙中去，尾隙周围土体向尾隙内坍塌，从而产生较大的沉降量；当注浆压力大于地层阻力时，浆液能够顺利地压送到尾隙中，减小地层沉降；当注浆压力过大时，浆液会在注浆压力作用下挤开隧道周围土体，产生一定量的隆起。当注浆压力偏离地层阻力一定范围时，注浆压力与地表竖向位移之间成线性关系，如果偏离较大的话，则会使周围土体劈裂，在这种情况下，浆液会流失到土体的劈裂缝隙中去，增加了浆液损失比例，从而造成注浆量不足，地表产生较大的沉降。

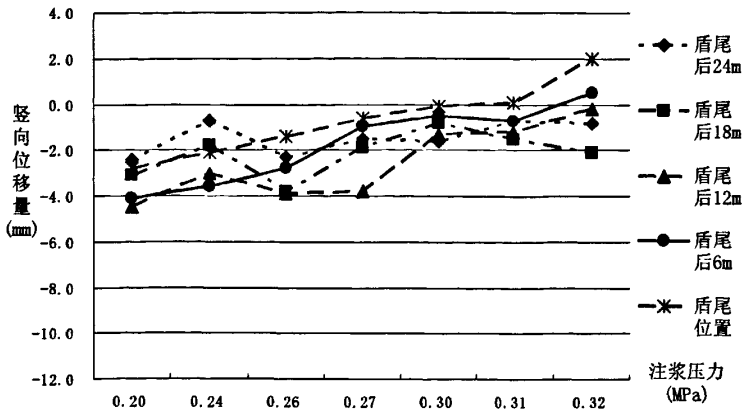


图 3-15 盾构穿越上部为上部淤泥质粉质粘土、下部为粉质粘土地层时
注浆压力与地表竖向位移之间的日变化关系曲线

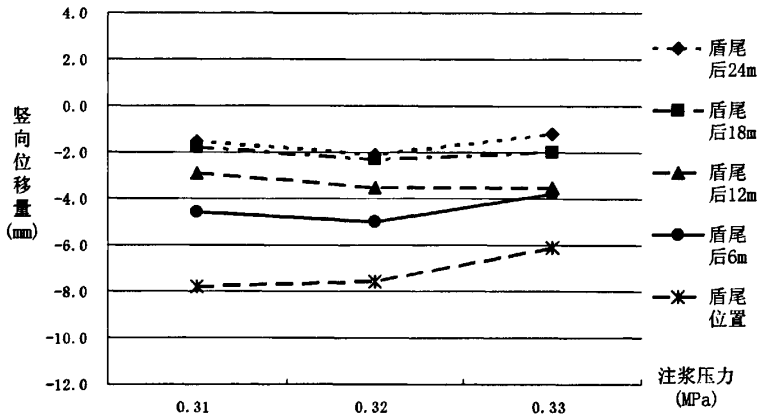


图 3-16 盾构穿越上部为上部为粉土粉质粘土互层、下部为粉质粘土地层时
注浆压力与地表竖向位移之间的日变化关系曲线

由于注浆压力是伴随着注浆施工而存在的，因此当注浆结束后，注浆压力随即消失，注浆体将开始承受外部荷载。一方面，由于注浆体早期强度很低，当注浆时间较短时，其强度没有形成，因此刚注浆完的地方其日沉降量会大于已经注浆过一定时间的地方，另一方面，当注浆压力增大时，对地层的扰动也相应增大，这也会对地表沉降产生一定的影响。

对于相同注浆压力下，竖向位移曲线之间的差别，主要是由土质情况的差别造成的。在相同埋深条件下，淤泥质粉质粘土压缩性在三种土质中最高，强度最低，因此所需要的注浆压力也相对较小；粉质粘土层的强度要大一些，压缩性低，因此在上部淤泥质粉质粘土、下部为粉质粘土地层中，注浆压力要大于淤泥质粉质粘土土层中的注浆压力；而在粉土粉质粘土互层中，由于粉土受扰动后易液化，因此在注浆压力作用下，孔隙压力上升，土体液化，从而产生大的沉降，通过加大注浆压力已经无法阻止地表沉降，只能将盾尾处地表沉降量控制在一定范围内。

(2) 地表竖向位移与盾尾同步注浆量的关系

图 3-17~图 3-19 描述的是不同注浆量情况下的地表竖向位移情况，其中盾构推进一

环的理论空隙量为 $1.66\text{m}^3/\text{环}$ 。从图中可以看出：(1) 在三种土层中，地表竖向位移没有随着注浆量的变化表现出规律性变化，在同一种土层中，在相同注浆量情况下，地表竖向位移之间的差别也是很大的；(2) 通过同步注浆来控制地表隆沉时，其控制效果受土质情况的影响很大，在淤泥质粉质粘土层中，注浆量维持在 $3.0\text{m}^3/\text{环}\sim 3.2\text{m}^3/\text{环}$ 之间时，最终累计沉降量基本可以控制在 -10mm 左右，在上部淤泥质粉质粘土、下部为粉质粘土地层中，注浆量 $3.0\text{m}^3/\text{环}\sim 4.3\text{m}^3/\text{环}$ 之间变化，最终累计沉降量基本控制在 -20mm 之内，但是在上部为粉土粉质粘土互层、下部为粉质粘土地层中，即使注浆量始终保持在 $4.3\text{m}^3/\text{环}$ ，最终累计沉降量最小在 -25mm 左右，最大达到 -50mm 左右；(3) 随着盾构通过、注浆结束，地表沉降量逐渐增加，在注浆一周后，沉降达到稳定，这主要是因为注浆体早期强度较低，在注浆一周后，注浆体强度基本形成，故沉降趋于稳定。

造成上述情况的原因，主要有以下几个方面：(1) 土质原因：一方面，在注浆过程中，土层的渗透系数和孔隙比对注浆效果的影响是很大的，在渗透系数和孔隙比较大的土层中浆液流失到盾构尾隙以外的周围土体中去的损失比例要大于渗透系数和孔隙比较小的土层，尤其是在较大的注浆压力的作用下，因此在粉土粉质粘土互层地层中注浆量要大于在淤泥质粉质粘土地层，另一方面，在注浆过程中，对于含水量高、粘聚力小、易液化的土质来说，高压注浆造成隧道周围的孔隙压力上升导致土体液化流动，从而产生较大的地表沉降；(2) 施工损耗原因：随着盾构的推进，浆液难免在运输途中发生损耗，在注浆过程中，浆液会残留在注浆管中或者流失到其他地方，这就造成实际注浆量减少，填充率降低，从而由于注浆量不足导致地表产生较大的差异沉降；(3) 盾构超挖的原因：在施工过程中由于客观原因或主观原因造成掘削的土方量超出理论土方量，这就加大对注浆量的需求量，造成由于注浆量不足产生的较大地表沉降；(4) 还有一些其他原因，如由于注浆压力过大造成土体劈裂，浆液渗入土体缝隙中，或者注浆体在注浆压力作用下压密等，都会造成浆液损失，引起地表沉降。

由于上述原因造成的浆液损失的不确定性，造成了注浆效果的千差万别和不规律性，在相同注浆条件下，地表沉降量差异很大。

(3) 盾尾同步注浆压力与同步注浆量的关系

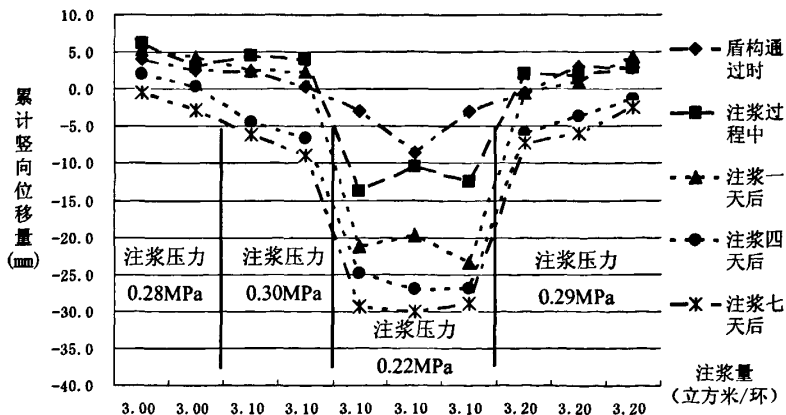


图 3-17 盾构穿越淤泥质粉质粘土地层时注浆量与地表竖向位移量之间的日变化关系曲线

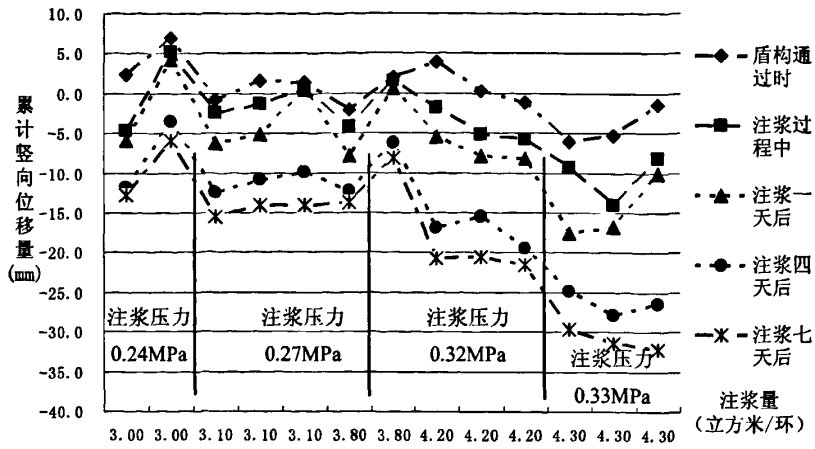


图 3-18 盾构穿越上部为上部淤泥质粉质粘土、下部为粉质粘土地层时
注浆量与地表竖向位移之间的日变化关系曲线

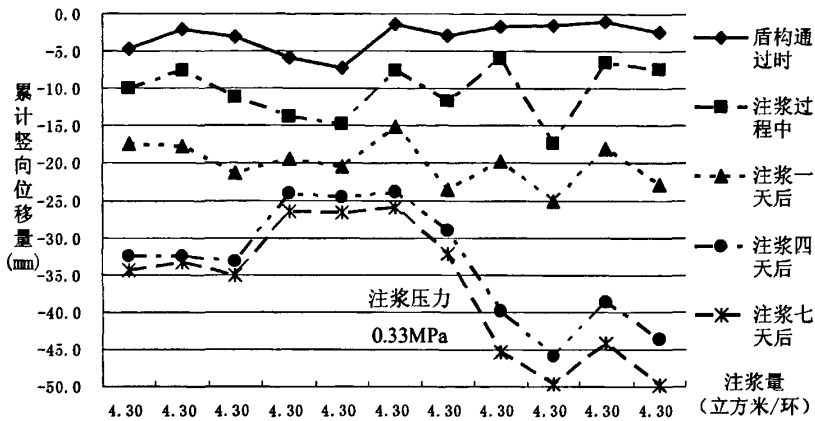


图 3-19 盾构穿越上部为上部为粉土粉质粘土互层、下部为粉质粘土地层时
注浆量与地表竖向位移之间的日变化关系曲线

如图 3-17~图 3-19 所示,注浆压力有随注浆量增加而增大的趋势。通过对注浆量及其相对应的注浆压力进行统计分析,其结果如图 3-20 所示,注浆压力随注浆量增加而增大。但是由图中可以看出,两者之间不是线性关系。

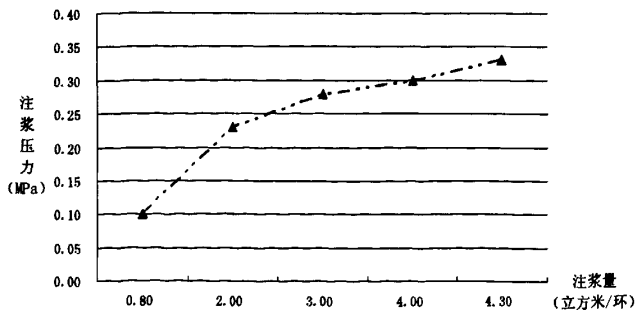


图 3-20 注浆压力与注浆量的关系曲线

究其原因，主要有两个方面：一方面，由于同步注浆时使用的浆液量为理论空隙量的200~300%，随着注浆量的增加，所需的空隙量也随着增加，因此必须提高注浆压力才能保证浆液的注入；另一方面，随着注浆量的增加，注浆时间会延长，已经注入到空隙内的浆体会发生凝胶、硬化，这就变相增加了地层阻力，因此必须加大注浆压力，以此来提高注浆速度和注浆范围，提高填充率。当然，注浆压力过大会造成周围土体劈裂、管片变形，因此必须加以控制。

3.3.4 地层变位影响规律总结

通过上述对盾构推进参数与地表竖向位移的实测分析，可以得出下列结论：

(1) 对于盾构法隧道施工来说，土层的分布情况和土的物理学性质是影响盾构参数设定的一个重要因素，对通过设定盾构施工参数控制隧道周围土体变形的效果有很重要的影响；

(2) 在盾构推进过程中，工作面平衡压力的影响主要集中在盾构切口附近以及切口前方12m范围内，对盾尾以后的地表竖向位移影响不大，是影响盾构前方土体变形的主要因素，当工作面平衡压力在一定的范围内变化时，工作面平衡压力值与地表竖向位移量之间为线性关系，且成正比，在相同埋深的情况下，这范围因土质情况的不同而不同；

(3) 在实测数据中，当隧道埋深在18m左右时，盾构总推进力和刀盘扭矩的变化与地表竖向位移的变化之间没有表现出明显的规律性，因此，当隧道埋深较深时，盾构总推进力和刀盘扭矩对地表竖向位移的影响较小，基本可以忽略；

(4) 在对同步注浆工序的两个参数（注浆压力和注浆量）的实测分析中可以看出，注浆压力的影响主要体现在对盾尾附近地表竖向位移的影响上，在注浆过程中，在注浆压力的作用，土体失稳可以得到一定的控制，但是其控制效果受土质的影响较大；注浆量是影响工后沉降控制的主要因素，合理的注浆量可以很好的控制盾构施工造成的土体变形，但是注浆量受土质和施工情况的影响较大，在施工中很难控制；

(5) 盾构施工参数之间存在相互影响，盾构总推进力的增大会在一定范围内提高工作面平衡压力和刀盘扭矩；工作面平衡压力和刀盘扭矩之间没有明显的关系；随着注浆量的增加，所需要的注浆压力也随之增大。因此，土体变形是各个因素综合影响的结果，其影响规律还有待进一步的分析。

4 盾构隧道推进数值模拟分析

为了进一步分析在盾构隧道推进过程中盾构施工参数变化对周围土体变形的影响,本文选用三维有限元软件 Plaxis 3D Tunnel 对盾构隧道推进过程进行模拟,研究各种施工参数对周围土体变形的影响。

4.1 Plaxis 3D Tunnel 软件简介

Plaxis 3D Tunnel 有限元软件专用于隧道工程项目变形及稳定性的三维分析研究,也可以用于其他岩土工程的分析。其简单的图形化输入过程、强大的输出功能及计算过程的自动化使用户能在短时间内掌握并应用于相关的岩土工程问题。

为了模拟土或岩石的非线性、时间相关性和各向异性的性状,必须建立合理的本构模型;此外,由于土是一种三相材料,需要用特殊的计算程序来计算土中的静水和超静水孔隙压力。尽管土体本身的模拟是十分重要的,但许多隧道工程项目必定会涉及结构构件以及土与结构的相互作用分析,而 Plaxis 3D Tunnel 程序具有分析处理各种复杂岩土结构的特殊功能。三维有限元软件 Plaxis 3D Tunnel 的主要功能及特点概括如下。

4.1.1 输入前处理

(1) 断面模型的图形化输入

基于 CAD 图形界面,土工结构的断面信息,如:地基土层、土工结构、荷载、边界信息及施工过程等可以详细地输入。基于这样一个断面模型,三维有限元网格可以方便地生成。

(2) 基本单元类型

体积单元:15 节点的楔形体单元可以用于模拟土体结构,从而分析土体变形及土中应力。

板单元:特殊的板单元用来模拟挡土墙、隧道衬砌、壳体及其他细长构件的弯曲。这些单元的材料属性包括弯曲刚度、轴向刚度和极限弯矩。一旦这些弹塑性构件达到了极限弯矩就会产生一个塑性铰,代表了板单元的弹塑性性状。板单元和接触面一起可用于分析研究隧道工程及其他岩土工程项目。

接触面单元:连接单元可用来模拟土和结构的相互作用。比如:这些单元可以用来模拟隧道衬砌和周围土体之间的剪切薄层。接触面单元的摩擦角和内聚力一般来说不同与周围土层。

(3) 几何输出

隧道:Plaxis 3D Tunnel 提供了一个方便的选项,采用圆弧和直线来生成圆形和非圆形的隧道断面。板单元和接触面单元可以用来模拟隧道衬砌以及与周围土体的相互作用。完全等参数单元可以用来模拟有限元网格中的曲线边界。多种实用方法已被编制在程序当中用来分析由于隧道施工引起的变形。

(4) 材料本构模型

摩尔-库伦模型:该模型采用工程实践中广为使用的土体模型参数:杨氏模量 E 、泊松比 μ 、内摩擦角 ϕ 、粘聚力 c 、剪胀角 ψ 等五个参数。并非所有土体的非线性特性都能用该模型来模拟。然而,该模型可以用来对隧道工作面的实际支撑压力、基础的极限荷载

等进行分析计算。在进行所谓的“phi-c 折减法”时，它也可以用于计算安全系数。

(5) 自动网格生成

Plaxis 3D Tunnel 有限元软件允许非结构化的平面有限元网络的自动生成并可以进行整体和局部的细化。平面网格生成程序是一个所谓三角形生成器的特殊版本。往另外一个方向延伸(Z 方向)已经生成的平面有限元网格(位于 XY 平面内),就可以生成所需的三维有限元网格。

(6) 水力条件

稳态孔隙水压力:土中复杂的孔隙压力分布可以有设定数条地下水位线或直接输入孔隙水压力来生成。确定孔隙压力分布的另外一个途径是进行稳态地下水渗流的计算。

超孔隙压力:Plaxis 3D Tunnel 将土区分为排水和不排水两种类型,用来模拟可渗透的砂性土和不可渗透的粘性土。超孔隙压力会在不排水土层的塑性计算中产生。

4.1.2 计算

(1) 自动加载步长

Plaxis 3D Tunnel 程序是通过自适应步长运行的,这一功能减免了用户为塑性计算而选择适当荷载增量的任务,保证了有效而稳定的计算过程。

(2) 弧长控制

在传统的荷载控制计算中,一旦荷载超过峰值,迭代过程就无法继续。通过弧长控制,实际荷载被按比例缩小,以便来捕捉峰值荷载和可能的残余荷载。

(3) 分阶段施工

通过激活和抑制各种单元组件、荷载施加以及地下水位的变化等等,来模拟实际的开挖过程和施工情况。这一功能可用于隧道及其它地下工程开挖时,土中的实际应力和位移的分析。

4.1.3 输出数据后处理

Plaxis 后处理程序加强了图形显示计算结果的功能。位移、应力、应变和结构内力的精确值可以从输出表格中得到。可以使用一个特殊的工具画出荷载-位移曲线图,应力路径图和应力-应变关系图。应力路径的图形化显示对于研究局部土体性状提供了重要的信息,便于用户对 Plaxis 3D Tunnel 的计算结果进行详细的分析。

4.2 材料单元及本构模型

4.2.1 材料单元

(1) 土体单元模型

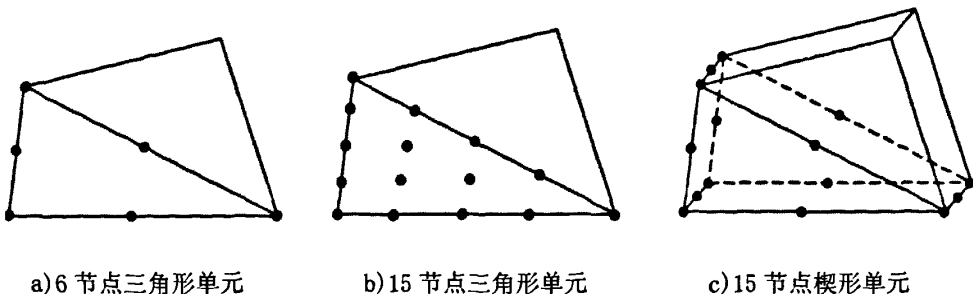


图 4-1 土体单元模型

三维有限元软件 Plaxis 3D Tunnel 中不考虑采用二维分析中的 15 节点三角形单元来模拟土体，因为使用该单元需要较大的内存，且计算机的运行和计算相对较慢，而采用 15 节点楔形体单元来模拟土体，且结构单元和接触面单元类型将自动和土体单元类型相匹配。15 节点楔形体单元是由 XY 平面内的 6 节点三角形单元和 Z 方向（正方向：指向用户）的 8 节点四边形单元所组成；该单元提供 2 阶位移差值，数值积分采用 6 个高斯应力点；土体单元模型如图 4-1 所示。

(2) 隧道衬砌单元模型

本文中的隧道衬砌采用 8 节点板单元来模拟。

在 Plaxis 3D Tunnel 中，板可以用来模拟三维模型中具有相当抗弯刚度（弯曲刚度）和轴向刚度的细长形结构对象，采用的是线弹性模型，被用来模拟沿 Z 方向延伸的挡土墙、板、壳体或衬砌的影响，节点板单元如图 4-3。

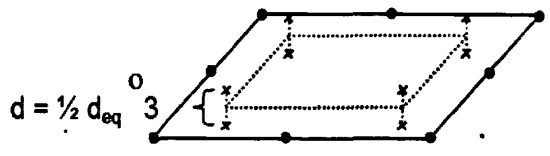


图 4-2 节点板单元

8 节点板单元与 15 节点楔形土体单元在 Z 方向的 8 节点四边形单元是相匹配的，且该单元性状的依据是 Mindlin 梁理论，该理论可以计算梁在剪切和弯矩共同作用下所产生的挠度；另外，板单元的长度在轴力的作用下可以发生变化。在达到允许最大弯矩或最大轴力的情况下，弹性板单元可以转变成塑性。板的材料性质中最重要的参数是抗弯刚度（弯曲刚度）EI 和轴向刚度 EA，由这两个参数可以用下式计算出板的等效厚度 d_{eq} ：

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (4-1)$$

(3) 接触面单元模型

接触面可以用来模拟结构物和土体之间的相互作用，其中最典型的的就是利用接触面来模拟隧道衬砌和土体之间的相互作用（介于光滑和完全粗糙的表面之间）。本文接触面采用的是摩尔-库伦模型，有 16 节点的接触面单元所构成，如图 4-3 所示。

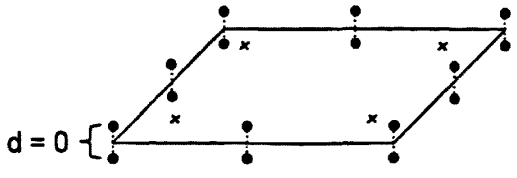


图 4-3 节点接触面单元

接触面单元由 8 对节点组成，与板单元一样，也将自动与 15 节点楔形土体单元在 Z 方向的 8 节点四边形是相匹配的。接触面单元是有一定厚度的。但是在有限元公式中，每对节点的坐标都是相同的，这就意味着该接触面单元的厚度为零。然而在 Plaxis 3D Tunnel 中，每一个接触面都有设定的“虚拟厚度”，用于定义接触面材料性质的假象尺寸，且虚拟厚度越大，产生的弹性变形越大；一般假定接触面单元的弹性变形很小因而它的虚

拟厚度也较小；另一方面，如果虚拟厚度太小，则可能出现数值病态，所以在计算时需要特别注意接触面“虚拟厚度”的取值。

4.2.2 土体本构模型

根据南京地区粘性土特性及三维有限元软件 Plaxis 3D Tunnel 的特点，本文采用 Mohr-Coulomb 模型来模拟土体性状。

土体任何一个受力面上的极限抗剪强度可用 Coulomb 定律表示：

$$\tau_n = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (4-2)$$

式中： τ_n ——极限抗剪强度；
 σ_n ——受力面上的正应力；
 φ ——土体内摩擦角；
 c ——土体粘聚力。

Coulomb 公式中 $\tau - \sigma$ 平面上是线性关系，利用 Mohr 定律，式 (4-2) 推广到平面应力状态成为 Mohr-Coulomb 屈服条件。Mohr-Coulomb 屈服条件可以用主应力 σ'_1 、 σ'_2 、 σ'_3 表示的六个屈服函数组成：

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (4-3)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (4-4)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (4-5)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (4-6)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (4-7)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (4-8)$$

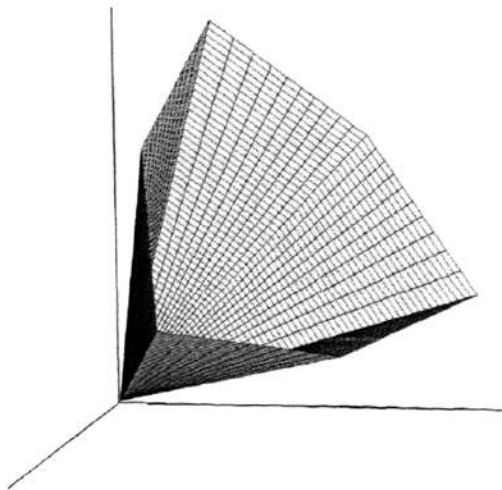


图 4-4 主应力空间 ($c=0$) 中 Mohr-Coulomb 屈服面

出现在上述屈服函数中的两个塑性模型参数就是众所周知的内摩擦角 φ 和粘聚力 c 。

如图 4-4 所示，这些屈服函数可以共同主应力空间内的一个六棱锥。

除了上述屈服条件外，Mohr-Coulomb 弹塑性模型还定义了六个塑性势函数：

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi \leq 0 \quad (4-9)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\psi \leq 0 \quad (4-10)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi \leq 0 \quad (4-11)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi \leq 0 \quad (4-12)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi \leq 0 \quad (4-13)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\psi \leq 0 \quad (4-14)$$

这些势函数包含了第三个参数，即剪胀角 ψ ，它可以用于模拟正的塑性体积应变增量（剪胀现象）。

在一般应力状态下运用 Mohr-Coulomb 模型时，如果两个屈服面相交，需要做特殊处理。有些程序使用从一个屈服面到另一个屈服面的光滑过度，即将棱角磨光。然而，在 Plaxis 3D Tunnel 中，Mohr-Coulomb 模型使用准确形式，即从一个屈服面到另一个屈服面时的准确变化。

对于粘聚力 $c > 0$ 的情况，标准 Mohr-Coulomb 准则允许有拉应力，且它允许的拉应力大小随着粘性的增加而增加。但实际情况是，土不能承受或者仅能承受极小的拉应力，这种性质在 Plaxis 3D Tunnel 中可以通过指定“拉伸截断”来模拟，这将引入另外三个屈服函数，其定义如下：

$$f_4 = \sigma'_1 - \sigma_t \leq 0 \quad (4-15)$$

$$f_5 = \sigma'_2 - \sigma_t \leq 0 \quad (4-16)$$

$$f_6 = \sigma'_3 - \sigma_t \leq 0 \quad (4-17)$$

当使用“拉伸截断”时，允许拉应力 σ_t 的默认值取为零，且这三个屈服函数满足相关联的流动法则。屈服面内的应力状态是弹性的，且遵守各向同性的线弹性胡克定律。因此，除了塑性参数 ϕ 、 c 和 ψ 外，对于 Plaxis 3D Tunnel 中的 Mohr-Coulomb 弹塑性模型，还需要输入弹性参数杨氏弹性模量 E 和泊松比 ν 。

4.3 盾构隧道推进对周围土体变形影响模拟

盾构隧道在推进的过程中，盾构机前部切口切削土体，盾尾进行管片拼装、同步注浆，为了分析整个推进过程对周围土体的影响，本文采用分段施工方法对盾构推进进行模拟。

由于地铁隧道一般比较接近地表，土体结构较疏松，构造应力通常可忽略，因此初始应力场假定为重力场。具体的数值模拟实验过程如下：

- (1) 几何图形的建立：绘制盾构隧道在 X、Y 平面内的横断面几何图形，选择约束情况；

- (2) 设置材料单元体模型参数，并进行 2D 网格的划分；
- (3) 将平面模型向 Z 方向拓展，并对有限元网格在隧道衬砌附近进行局部细化，生成 3D 网格；
- (4) 施加初始条件：生成初始水压和初始有效应力；
- (5) 在分布施工和塑性计算中，关闭衬砌内的土体单元来模拟土体开挖，在开挖面上施加土压力模拟盾构机工作面的设定土压力，防止土体崩塌，同时激活衬砌单元生成隧道衬砌，形成土体与衬砌的接触作用，最后设定衬砌的收缩值来模拟施工引起的隧道周围的土体体积损失；
- (6) 为绘制荷载-位移等曲线选择一些特征节点；
- (7) 输出三维图形以及特征节点的计算数据。

4.4 数值分析模型

4.4.1 土体参数选取

根据南京地铁二号线逸仙桥~大行宫段工程地质情况，且满足 Plaxis 3D Tunnel 的 Mohr-Coulomb 弹塑性模型对土体参数的要求，选取南京地区典型土质和典型地下水位，具体计算参数选取见表 4-1。

表 4-1 土体参数

粘性土	参数	单位	备注
材料模型	Mohr-Coulomb	—	
材料性状	不排水/排水	—	
容重	17.6	KN/m ³	材料性状选取 要根据数值模 型的模拟内容 而定
饱和容重	17.9	KN/m ³	
弹性模量	3.4	MPa	
泊松比	0.35	—	
粘聚力	14	KPa	
内摩擦角	24	°	
膨胀角	0	°	

表 4-2 隧道衬砌参数

隧道衬砌	参数	单位
衬砌材料	C50	—
材料模型	线弹性	—
衬砌厚度	0.35	m
弹性模量	3.45×10^7	KN/m ²
泊松比	0.2	—
轴向刚度	2.22×10^8	KN
弯曲刚度	2.26×10^6	KN*m ²
等效厚度	0.35	m
容重	25	KN/m ³

4.4.2 隧道参数选取

本文模拟的是土压平衡盾构的推进过程,结合以往的施工经验以及逸仙桥~大行宫段的盾构施工情况,隧道参数的选取如下:隧道直径D取值为6m,隧道埋深取值为18m;隧道衬砌材料亦采用强度等级为C50的混凝土管片,假定隧道衬砌为弹性材料,衬砌的弹性模量值为C50混凝土的设计规范值,衬砌的厚度与逸仙桥~大行宫段的管片厚度相同,为0.35m,衬砌容重取混凝土的标准容重 25 KN/m^3 ,轴向刚度、弯曲刚度以及等效厚度按照软件给出的公式计算得到,具体衬砌计算参数见表4-2。

4.4.3 隧道接触面参数选取

在Plaxis 3D Tunnel的隧道设计器中选择钻孔隧道后,在生成隧道衬砌的同时Plaxis 3D Tunnel程序会自动地在衬砌与土体之间生成一层接触面来模拟衬砌与土体之间的相互作用。Plaxis 3D Tunnel中,由于接触面虚拟厚度对计算结果影响较大,因此在修改时必须慎重。一般情况下,接触面厚度的取值主要依靠施工经验,参考文[32],在本文中,接触面虚拟厚度值取0。

在Plaxis 3D Tunnel中,还可以通过为接触面选取合适的折减因子 R_{inter} 的值来模拟土体与衬砌之间的相互作用。一般情况下,对于实际的土体-结构相互作用,接触面要比相邻的土体的强度低,柔性大,也就是说,接触面的 R_{inter} 应小于1。接触面厚度的取值主要依靠施工经验,一般情况下0.7~1.0之间,参考文[32],本文中接触面强度折减因子 R_{inter} 取0.8。

4.4.4 盾构工作面平衡压力的选取

开挖面平衡压力:Plaxis 3D Tunnel中,工作面平衡压力参数包括:参考深度 y_{ref} 、参考深度处平衡压力 P_{ref} 、平衡压力每米深度增加量 P_{inc} ,其中:

$$P_{ref} = K_0 \gamma h \quad (4-18)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (4-19)$$

式中:h——隧道拱顶以上上覆土层厚度, m;

γ ——土体重度, 地下水位线以下采用饱和重度 γ_{sat} , KN/m^3 ;

φ ——土体内摩擦角, 度。

4.4.5 计算荷载的选取

由于本文主要研究的盾构隧道开挖对周围土体变形的影响,故在文中没有考虑作用于隧道上方土体的荷载。

4.5 数值分析模型的验证

数值分析方法的计算精度主要依赖于本构模型和输入参数的准确性。因此,本文利用三维有限元软件Plaxis 3D Tunnel对盾构隧道开挖引起周围土体变形进行模拟分析,通过有限元计算结果与施工监测结果的对比分析,以期验证Plaxis 3D Tunnel软件计算结果的准确性和可靠性,从而验证应用Plaxis 3D Tunnel软件来研究本课题的可行性。

为验证数值模型的可行性,本节选取逸仙桥站~大行宫站区间段内位于中山东路上的一段盾构隧道(约200m)为例,针对该段进行模拟。

4.5.1 工程概况

本施工段位于中山东路上，隧道设计线形为直线，隧道轴线埋深为 18m；在隧道轴线两侧 30m 范围内，地表没有较大永久荷载，主要为车辆的移动荷载；在该段内，盾构穿越的土层为粉土粉质粘土互层和粉质粘土，而隧道的穿越土层之上主要为粉土，还夹有少量其他土层，地表为沥青路面；隧道直径 6.34m，管片厚度为 0.35m，强度等级为 C50；地下水位线为-2m；监测点位的布设基本按照前文所述的监测方案，但是在横断面上进行了加密，分别在距轴线 3m、5m、8m、11m、15m、18m 处布设监测点。

4.5.2 数值模型及模型参数

由于数值模型在 X 轴方向上具有对称性，为了减少有限元计算时间，故取左半部分进行研究。根据开挖影响范围为 3~5 倍开挖直径的经验值，在 Plaxis 3D Tunnel 软件中，模型的几何尺寸选为 60m×40m×30m (X×Y×Z)；模型内土层分为三层，简化掉其它较少的土层，由于考虑的是土体的长期变形，故材料性状取排水，根据该施工段的地质勘察报告得到其它的土体参数，具体见表 4-3；为了便于模拟，隧道直径取 6.3m，隧道埋深取 18m，隧道衬砌参数见表 4-2；模型中不考虑地表荷载；地下水位线取-2m。

在几何模型底部施加完全固定约束，在两侧施加水平向约束，这样就能恰当地模拟右边界的对称条件，而模型上表面取为自由边界。具体几何模型和边界条件见图 4-5，模型三维网格剖面图见图 4-6。

表 4-3 土体参数

参数	粉土	粉土粉质粘土互层	粉质粘土
材料性状	排水	排水	排水
容重 γ_{unsat} (KN/m ³)	18.1	17.6	19.6
饱和容重 γ_{sat} (KN/m ³)	18.3	17.9	19.8
杨氏模量 E (MPa)	4.28	3.4	5.09
泊松比 ν	0.35	0.35	0.30
粘聚力 c (Kpa)	13.0	14.0	35.0
内摩擦角 φ (°)	25.7	24.0	21.2
剪胀角 ψ (°)	0.0	0.0	0.0

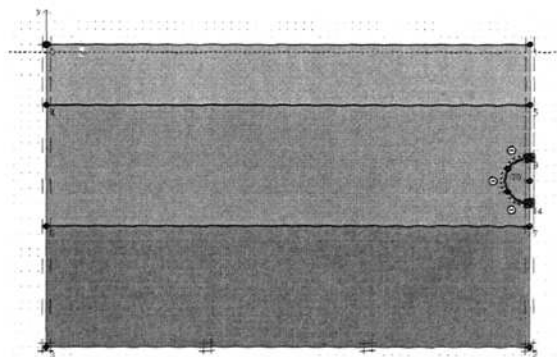


图 4-5 数值模型的平面图

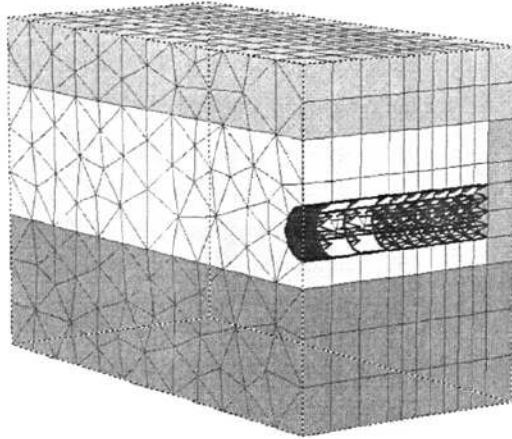


图 4-6 数值模型三维网格剖面图

计算中，土体本构模型选用 Mohr-Coulomb 弹塑性模型，土体采用 15 节点楔形体单元模拟，隧道衬砌选用线弹性板单元来模拟。由于隧道中心的埋深取 18m，因此在计算工作面平衡压力时的参考深度 $y_{ref}=15m$ ，由公式 4-18 可得到参考深度处的参考平衡压力 $P_{ref}=156.55kN$ 以及每米深度增量 $P_{inc}=10.44kN/m$ 。隧道开挖所引起的土体体积损失取 2%。

根据盾构隧道的施工工序，盾构隧道每次向前推进 2m，然后进行管片拼装以及注浆等工序，因此数值模型在计算时采用分阶段施工，隧道每阶段向前推进的距离 2m，共向前推进 24m，所得模型计算结果为土体变形长期结果。

4.5.3 结果分析

图 4-7 所示为横断面上与隧道轴线不同间距处的地表竖向位移情况，从图中可以看出，地表横向竖向位移曲线形态与 Peck 曲线基本一致；图 4-8 所示为数值模拟结果与现场实测结果的比较，从中可以看出，两种结果的曲线形态基本一致，但是用 Plaxis 3D Tunnel 软件计算所得的地表沉降量比现场实测的地表沉降量要小。

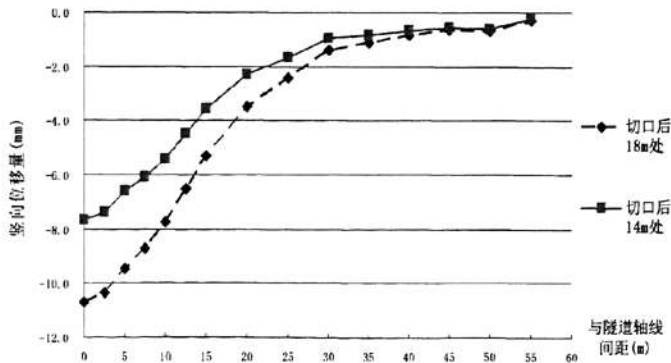


图 4-7 横断面上地表竖向位移的数值模拟结果

造成这种情况的可能原因主要有以下几点：一是，在建立模型时对土层情况和施工情况进行了一定的简化，因此造成计算结果与实测值之间产生一定的偏差；二是，Plaxis 3D Tunnel 模型的隧道体积收缩率取值较小，而实际施工中同步注浆的填充率较低或盾构超挖量过大，造成实测沉降量大于软件计算值；三是，隧道施工现场位于城市主干道以下，

路面上的行车荷载形成一定的超载，对土层固结沉降产生了一定的影响，造成实测沉降量大于数值计算值。

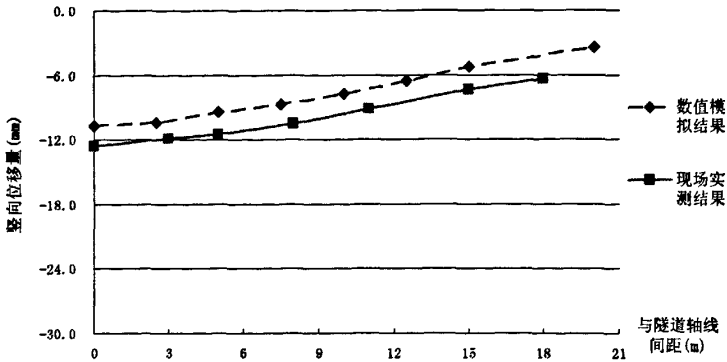


图 4-8 横断面上地表竖向位移的数值结果与实测结果比较

图 4-9 给出的是地表纵向竖向位移的数值结果与实测结果的比较，从中可以看出两条曲线的形态和沉降量大小都基本一致，这说明在施工参数相同的情况下数值模拟是可靠的。

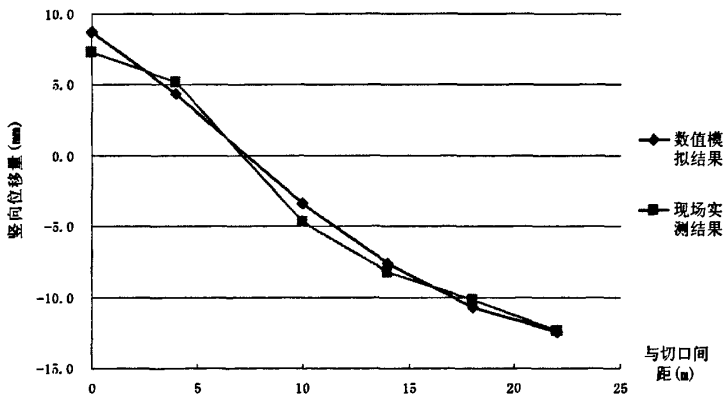


图 4-9 地表纵向沉降的数值结果与实测结果比较

4.5.4 结论

从上述数值模拟和结果分析可以看出，运用 Plaxis 3D Tunnel 有限元软件计算所得的地表横断面竖向位移曲线及地表纵向竖向位移曲线在曲线形态和数值上皆与施工监测结果相符，这说明土体本构模型选用 Mohr-Coulomb 弹塑性模型、盾构隧道衬砌选用线弹性板单元以及模型几何尺寸的选取是合理的，这也证明了 Plaxis 3D Tunnel 三维有限元软件的计算结果具有可靠性和合理性，应用该软件来研究本课题是可行的。

5 盾构推进对周围土体变形的影响规律分析

本章采用三维有限元软件 Plaxis 3D Tunnel 来模拟地铁隧道盾构施工的过程, 通过研究盾构推进参数的变化对隧道周围土体变形的影响效应, 得出不同盾构推进参数变化对隧道周土体变形的影响规律。

通过前面对盾构推进参数与地表竖向位移之间关系的实测分析可知, 由于盾构总推进力并不直接作用在盾构周围土体上, 而刀盘掘削土体的过程较复杂, 因此目前还没有软件能够很好的通过数值模拟来确定它们对隧道周围土体变形的影响。本章主要通过数值模拟来研究盾构工作面平衡压力、注浆量、隧道埋深、土质情况对隧道周围土体变形的影响规律。

5.1 盾构推进对周围土体变形影响的数值模型与方案设计

5.1.1 工作面平衡压力对周围土体变形影响的数值模型与方案设计

应用 Plaxis 3D Tunnel 程序在三维空间内建模, 由于模型在 X 轴方向上具有对称性, 为了减少有限元计算时间, 故取左半部分进行研究。

根据开挖影响范围为 3~5 倍开挖直径的经验值, 模型的几何尺寸为 30m×40m×50m (X×Y×Z); 计算范围内土体为均一典型的南京地区软土, 采用 15 节点楔形体单元模拟, 由于平衡压力对土体变形的影响为短期效应, 故材料性状取为不排水, 其具体参数见表 4-1; 盾构隧道直径取 6m, 隧道衬砌采用 8 节点线弹性板单元模拟, 其参数见表 4-2。在几何模型底部施加完全固定约束, 在两侧施加竖直滑动约束, 这样就能恰当地模拟右边界对称条件, 而模型上表面取为自由边界。根据城市地铁隧道的设计经验, 隧道中心的埋深取 18m, 因此在计算工作面平衡压力时的参考深度 $y_{ref}=15m$, 由公式 4-18 可得到参考深度处的参考平衡压力 $P_{ref}=156.55kN$ 以及每米深度增量 $P_{inc}=10.44kN/m$ 。

表 5-1 非影响因素取值

	参数	单位
隧道埋深	-18	m
隧道直径	6	m
体积收缩率	0	%

本分析的数值试验方案为: 当隧道埋深一定时, 在盾构工作面上设定不同工作面平衡压力值, 盾构隧道在设定平衡压力值下向前推进, 研究在不同平衡压力值作用下盾构隧道推进过程中工作面上土体和地表土体位移的变化情况, 进而得出工作面平衡压力的大小与隧道周围土体位移量之间的关系。

在盾构推进之前, 隧道在 Z 轴方向上开挖了 6m, 以减小边界条件的影响; 在分阶段施工过程中, 根据盾构施工的情况, 在 Z 轴方向上的推进速度为 1m/次。

数值模型在 Plaxis 3D Tunnel 中的平面布置图如图 5-1 所示, 由于几何模型底部和两侧分别施加了完全固定约束和竖直滑动约束, 而在某个方向上的固定约束表示为垂直于固定方向的两条平行线, 故几何模型底部固定端表示为井字形; 模型的平面有限元网格和三位有限元网格如图 5-2、5-3 所示。

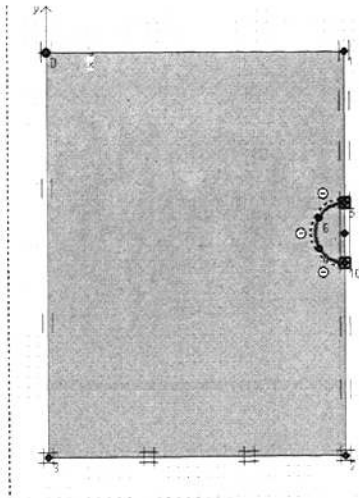


图 5-1 模型在 XOY 内的平面布置图

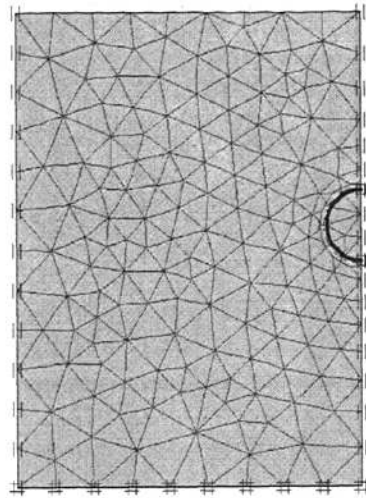


图 5-2 平面有限元网格图

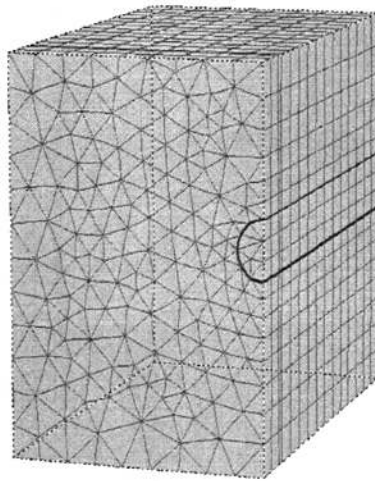


图 5-3 模型三位有限元网格图

5.1.2 同步注浆量对周围土体变形影响的数值模型与方案设计

本数值模型与工作面平衡压力对周围土体变形的影响分析中的数值模型大体相同，但是针对本分析内容进行了部分改动。模型在三维空间内的尺寸变更为 $30\text{m} \times 40\text{m} \times 30\text{m}$ ($X \times Y \times Z$)；由于考虑的是土体的长期沉降，因此土体材料性状变更为排水；根据前面对工作面平衡压力大小对周围土体变形的分析，工作上的平衡压力取 $2P_{\text{ref}}$ ；每一阶段在 Z 轴方向上的开挖进尺为 $2\text{m}/\text{次}$ 。

为了便于软件模拟，本文用土体损失 ε 为影响因素代替实际注浆量来进行数值模拟。这样替代的原因主要是：在注浆过程中，由于浆液损失的原因，为保证注浆效果，实际注浆量一般为盾尾理论空隙量的 $150\% \sim 300\%$ ，用实际注浆量作为影响因素进行数值模拟目前尚无法实现。在注浆过程中，土体变形主要是由于盾尾空隙未被注浆浆液 100% 填充引起的，而盾构尾隙可以分成两个部分：已被浆液填充的部分和未被浆液填充的部分。尾隙中已被浆液填充的部分可以作为隧道整体的一部分，这样，尾隙中未被填充部分的体积可以表示为：

$$V_{\text{空隙}} = V_{\text{总}} - V_{\text{隧道}} - V_{\text{注浆}} = V_{\text{总}} - V'_{\text{隧道}} \quad (5-1)$$

式中： $V_{\text{空隙}}$ 为尾隙未被浆液填充部分的体积； $V_{\text{总}}$ 为隧道总的开挖土体体积； $V_{\text{隧道}}$ 为盾构隧道的体积； $V_{\text{注浆}}$ 为尾隙被浆液填充部分的体积； $V'_{\text{隧道}}$ 为 $V_{\text{隧道}}$ 与 $V_{\text{注浆}}$ 的和。根据土体损失的定义：开挖引起的地表沉降槽体积与开挖土体体积之比，理论上，沉降槽的体积应该等于超挖土体体积。由式 5-1 可知，盾构超挖土体体积在数值上与 $V_{\text{空隙}}$ 是相等的，因此，土体损失 ε 可以表示为：

$$\varepsilon = \frac{V_{\text{沉降槽}}}{V_{\text{总}}} = \frac{V_{\text{空隙}}}{V_{\text{总}}} \quad (5-2)$$

式中： $V_{\text{沉降槽}}$ 为沉降槽体积。这样，注浆量是否充足可以通过土体损失 ε 的大小来衡量，即 $\varepsilon=0$ 时，盾构尾隙被浆液注浆量 100% 的填充。因此，注浆量对土体变形的影响可以等效为土体损失 ε 对土体变形的影响，用土体损失来代替实际注浆量来进行数值模拟是可行的。在数值计算中通过变换设置隧道衬砌体积收缩值来实现由于盾构开挖导致的盾构机与衬砌之间的土体损失。

本分析的数值试验方案为：隧道埋深保持在 18m 不变，隧道在 $2P_{\text{ref}}$ 的平衡压力下向前推进，改变土体损失量，研究在隧道埋深不变化的情况下土体损失对地表竖向位移量的影响情况。通过比较分析土体损失变化对地表竖向位移的影响情况，得出土体损失对土体变形的影响规律，进而获得同步注浆量大小对周围土体变形的影响规律。结合工程实际以及文献资料，土体损失 ε 的取值为 0%、1%、2%、3%、4%。

5.1.3 隧道埋深对土体变形影响的数值模型与方案设计

(1) 隧道埋深对工作面上及工作面前方土体变形的数值模拟与方案设计

本数值模型与盾构工作面平衡压力对周围土体变形的影响分析中的数值模型大体相同，但是针对本分析内容进行了部分改动。模型在三维空间内的尺寸改为 $30\text{m} \times 40\text{m} \times 26\text{m}$ ($X \times Y \times Z$)；隧道中心的埋深分别取值为距离地表 -9m、-12m、-15m、-18m、-21m，因此计算工作面土压力时的参考深度取 $y_{\text{ref}} = -6\text{m}$ 、-9m、-12m、-15m、-18m，由公式 4-18 可得到相应参考深度处的 P_{ref} 以及每米深度增量 P_{inc} ，具体见表 5-2。

表 5-2 数值模型的取值

隧道埋深 (m)	y_{ref} (m)	P_{ref} (KN)	P_{inc} (KN/m)
-9	-6	-62.62	-10.44
-12	-9	-93.93	-10.44
-15	-12	-125.24	-10.44
-18	-15	-156.55	-10.44
-21	-18	-187.86	-10.44

数值模拟方案为：第一步，保持隧道埋深不变，根据前面分析结果，在盾构工作面上设定初始平衡压力为 $2P_{\text{ref}}$ ，计算开始后，逐渐减小工作上的平衡压力直至工作面土体崩塌；第二步，改变隧道的埋深，然后重复第一步的操作。本方案的目的是研究隧道埋深对工作面上土体位移和地表土体位移的影响情况以及隧道埋深对工作面平衡压力的影响情况。通过对不同埋深情况进行模拟，得出隧道埋深对工作面内和工作面前方土体变形的影

响规律以及隧道埋深与工作面平衡压力之间的关系。在减小工作面平衡压力前，隧道在 Z 轴方向上开挖了 6m，以减小边界条件的影响。

在数据输出时，Y 轴数值代表 Sum-MloadA，其中 Sum-MloadA 的定义为：

$$\text{Sum-MloadA} = P/P_{\text{ref}} \times 100\%$$

式中：P 为工作面上实际平衡压力值，KN； P_{ref} 为工作面上设定初始平衡压力值，KN。

(2) 隧道埋深对工作面后方土体变形影响的数值模型与方案设计

本数值模型与注浆量对周围土体变形影响的数值模型大体相同，但是针对分析内容进行了一定的修改。模型在三维空间内的尺寸改为 60m×40m×30m (X×Y×Z)；隧道中心的埋深分别取值为距离地表 9m、12m、15m、18m、21m，因此在计算工作面平衡压力时的参考深度 $y_{\text{ref}}=6\text{m}$ 、9m、12m、15m、18m，由公式 4-18 可得到相应参考深度处的 P_{ref} 以及每米深度增量 P_{inc} 。

本分析的数值模拟方案为：为使地表变形较明显，土体损失保持在 4%，根据前面的分析结果，在盾构工作面上设定平衡压力为 $2P_{\text{ref}}$ ，隧道在平衡压力下向前推进，研究在土体损失不变化的情况下隧道埋深对地表竖向位移量的影响情况。通过对不同埋深情况进行模拟，得到隧道埋深对地表竖向位移的影响规律。

5.1.4 土体的粘聚力对土体变形影响的数值模型与方案设计

(1) 粘聚力对工作面上土体变形影响的数值模拟与方案设计

本数值模型与盾构工作面平衡压力对周围土体变形影响分析中的数值模型大体相同，但是针对本分析内容进行了部分改动。模型在三维空间内的尺寸改为 30m×40m×26m (X×Y×Z)；由于工作面上土体的变形为短期效应，故材料性状取不排水；隧道中心的埋深取值为距离地表 18m，因此在计算工作面土压力时的参考深度 $y_{\text{ref}}=15\text{m}$ ，由公式 4-18 可得到相应参考深度处的 P_{ref} 以及每米深度增量 P_{inc} 。

本数值模拟方案为：当隧道埋深一定时，隧道在 $2P_{\text{ref}}$ 的平衡压力下向前推进，研究在平衡压力不变的情况下粘聚力对工作面土体在推进方向上的位移影响情况。通过对不同粘聚力情况进行模拟，得出土体在推进方向上的位移量与土体粘聚力之间的关系，进而得出粘聚力对工作面平衡压力的影响规律。

(2) 粘聚力对工作面后方土体变形影响的数值模拟与方案设计

本数值模型与前面所述的数值模型大体相同，但是针对分析内容进行了一定的修改。模型在三维空间内的尺寸改为 60m×40m×30m (X×Y×Z)；考虑土体变形的长期影响，故材料性状取排水；隧道中心的埋深取值为距离地表 18m，因此在计算工作面平衡压力时的参考深度 $y_{\text{ref}}=15\text{m}$ ，由公式 4-18 可得到相应参考深度处的 P_{ref} 以及每米深度增量 P_{inc} 。

本分析的数值模拟方案为：根据前面的分析结果，在盾构工作面上设定平衡压力为 $2P_{\text{ref}}$ ，隧道在 $2P_{\text{ref}}$ 的平衡压力下向前推进，研究在土体损失不变化的情况下，改变土体的粘聚力对地表竖向位移量的影响情况。通过对不同土体粘聚力情况进行模拟，得到土体的粘聚力对地表竖向位移的影响规律。为使地表变形较明显，土体损失取值为 4%。

5.1.5 土体内摩擦角对土体变形影响的数值模型与方案设计

(1) 土体内摩擦角对工作面上土体变形影响的数值模型与方案设计

本数值模型与土体粘聚力对土体变形影响分析中的数值模型基本相同。模型在三维空间内的尺寸改为 30m×40m×26m (X×Y×Z)；由于工作面上土体的变形为短期效应，故材

料性状取不排水；隧道中心的埋深取值为距离地表 18m，因此在计算工作面平衡压力时的参考深度 $y_{ref}=15m$ ，由公式 4-18 可得到相应参考深度处的 P_{ref} 以及每米深度增量 P_{inc} 。

本分析的数值模拟方案为：当隧道埋深一定时，隧道在 $2P_{ref}$ 的平衡压力下向前推进，研究在平衡压力不变的情况下土体的内摩擦角对工作面土体在推进方向上的位移影响情况。通过对不同内摩擦角情况进行模拟，得出土体内摩擦角与工作面土体在推进方向上的位移之间的关系，进而得出内摩擦角对工作面平衡压力的影响规律。

(2) 土体内摩擦角对工作面后方土体变形影响的数值模型与方案设计

本数值模型与前面所述的数值模型大体相同，但是针对分析内容进行了一定的修改。模型在三维空间内的尺寸改为 $60m \times 40m \times 30m$ ($X \times Y \times Z$)；考虑土体变形的长期影响，故材料性状取排水；隧道中心的埋深取值为距离地表 18m，因此在计算工作面平衡压力时的参考深度 $y_{ref}=15m$ ，由公式 4-18 可得到相应参考深度处的 P_{ref} 以及每米深度增量 P_{inc} 。

本分析的数值模拟方案为：在盾构工作面上设定工作面的平衡压力为 $2P_{ref}$ ，隧道在 $2P_{ref}$ 的平衡压力下向前推进，研究在土体损失不变的情况下土体的内摩擦角对地表竖向位移的影响情况。通过对不同土体的内摩擦角情况进行模拟，得到土体的内摩擦角下对地表竖向位移的影响规律。为使地表变形较明显，土体损失取值为 4%。

5.2 工作面平衡压力对周围土体变形的影响分析

5.2.1 工作面平衡压力对工作面上的土体变形的影响

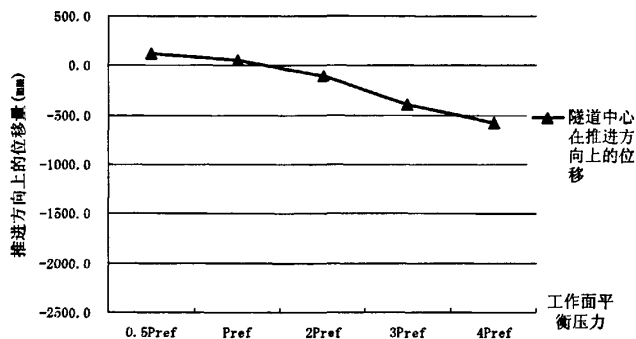


图 5-4 工作面平衡压力与隧道中心在推进方向上位移的关系曲线
 (“-”代表位移向隧道外，“+”代表向隧道内)

图 5-4 给出的是工作面平衡压力与隧道中心点在推进方向上的位移变化情况，其中， P_{ref} 为工作面参考平衡压力，“-”代表位移向隧道外，“+”代表向隧道内。从中可以看出：

(1) 当工作上的平衡压力为 $0.5P_{ref}$ 时，隧道中心推进方向上的位移量为 0.125m，此时由于工作面平衡压力过小，盾构工作面在推进过程中发生崩塌，当平衡压力达到 $4P_{ref}$ 时，工作上的土体发生剪切破坏，由此可见，土体达到被动土压力时位移量要远大于达到主动土压力时的位移，这与土力学理论是一致的；(2) 当工作上的平衡压力为 P_{ref} 时，隧道中心在推进方向上的位移量为 60mm，仍为正值，这说明工作上的平衡压力仍小于前方土体的侧向土压力，导致盾构推进过程中工作面土体向隧道内变形；当工作上的平衡压力达到 $2P_{ref}$ 时，隧道中心在推进方向上的位移量变为负值，说明工作上的平衡压力已经大于前方土体的侧向土压力，工作上的土体产生了向隧道外的变形，因此工作面的

理论平衡压力在 $P_{ref} \sim 2P_{ref}$ 之间，工作面上土体向隧道外的变形随工作面平衡压力的增加而增大，工作面上土体向隧道内的变形随工作面平衡压力的增加而减小；(3) 当工作面平衡压力值在 $P_{ref} \sim 3P_{ref}$ 时，土体位移随平衡压力变化的速率较小，当工作面上的平衡压力超过 $3P_{ref}$ 时，土体位移随平衡压力的增大而急剧增加，产生这种情况的可能原因是平衡压力已经超过工作面土体的屈服强度，土体进入塑性变形阶段，由此可知，在盾构推进过程中，盾构工作面平衡压力值应该保持在 $P_{ref} \sim 2P_{ref}$ 之间，最大不能超过 $3P_{ref}$ 。

5.2.2 盾构工作面平衡压力对地表土体竖向位移的影响

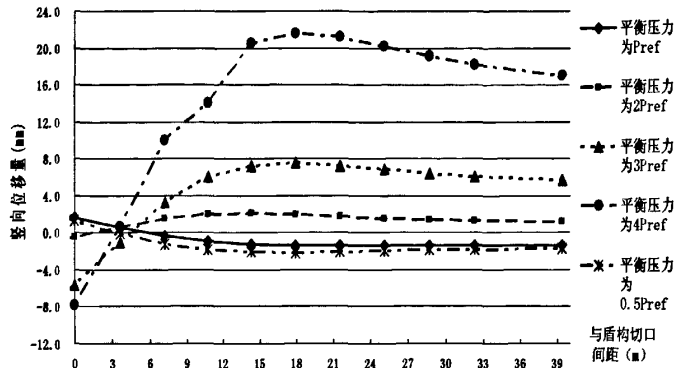


图 5-5 盾构工作面前方隧道轴线处的地表竖向位移曲线
 (“-”为沉降，“+”为隆起)

图 5-5 所示为不同工作面平衡压力作用下工作面前方隧道轴线上的纵向地表竖向位移曲线，从中可以看出：(1) 当工作面上的平衡压力小于 P_{ref} 时，地表竖向位移量均为负值，当隧道工作面土体崩塌时，切口前方地表土体沉降量达到最大，最大沉降量出现在切口前方 20m 左右的位置；当工作面上的平衡压力达到 $2P_{ref}$ 时，地表竖向位移量均为正值，切口前方地表土体出现隆起，因此平衡压力的临界值在 $P_{ref} \sim 2P_{ref}$ 之间；地表隆起量随着平衡压力的增大而增大，当平衡压力达到 $4P_{ref}$ 时，切口前方地表最大隆起量达到 22mm，平均隆起量超过 10mm，超过盾构施工地表隆起控制指标 (+10mm)，最大隆起量出现在切口前方 18m 左右；(2) 当工作面平衡压力在 $P_{ref} \sim 2P_{ref}$ 之间时，地表的隆沉影响范围主要集中在切口前 20m 之内，随着平衡压力的增加，隆起影响范围逐渐扩大，最大隆起量的位置也会向前移动，当平衡压力达到 $4P_{ref}$ 时，其影响范围超过 40m。

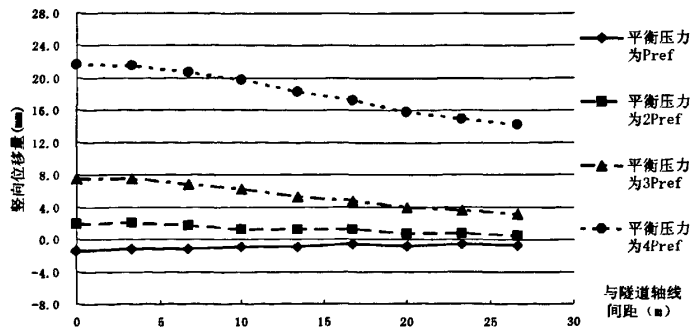


图 5-6 地表变形最大处工作面平衡压力与竖向位移横向分布的关系曲线 (“-”为沉降，“+”为隆起)

图 5-6 给出的是在工作面前方地表纵向变形最大处，地表竖相位移随平衡压力变化的横向分布曲线，图中表明：(1) 在横断面上，轴线处地表竖相位移量最大，随着与轴线间距的增加地表竖相位移量逐渐减小；(2) 随着工作面平衡压力的增加，地表隆起的范围不断增大，当土压力在 $P_{ref} \sim 2P_{ref}$ 之间时，横断面上各处竖向位移量在 $\pm 2\text{mm}$ 之内，影响范围在轴线两侧 18m 范围内（即三倍隧道直径），当土压力达到 $3P_{ref}$ 时，影响范围超过轴线两侧 30m（即五倍隧道直径）。因此盾构工作面土压力控制在 $P_{ref} \sim 2P_{ref}$ 之间，盾构推进对切口前方土体影响最小。

5.3 同步注浆量（土体损失）对周围土体变形的影响分析

在前面的方案设计中，用土体损失代替实际注浆量进行数值模拟，因此，下面分析中用土体损失代替了注浆量进行表述。

5.3.1 土体损失对地表纵向竖向位移的影响

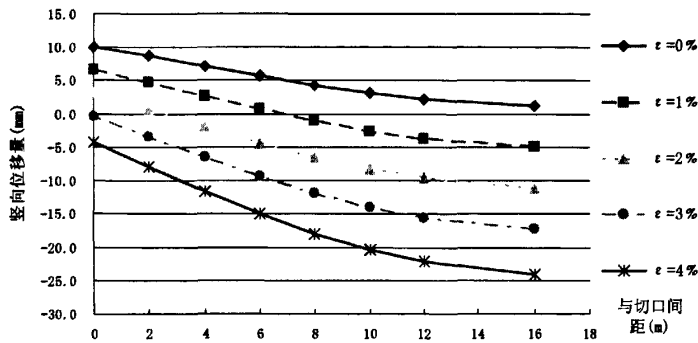


图 5-7 土体损失与隧道轴线处地表竖向位移的关系曲线

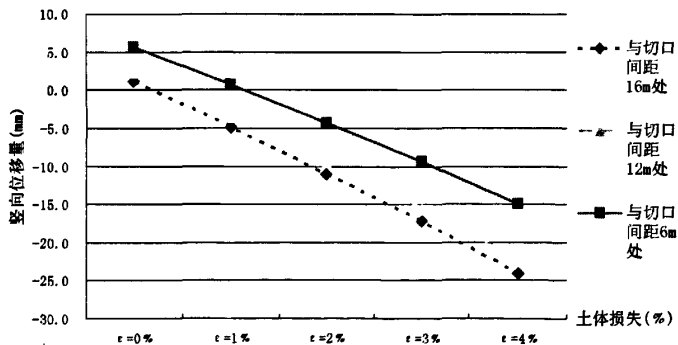


图 5-8 土体损失与轴线上不同距离处地表竖向位移的关系曲线

图 5-7、图 5-8 给出的是不同土体损失 ϵ 情况下，盾构切口后方不同距离处地表竖向位移的变化情况。从图 5-7 可知：(1) 在轴线上，地表沉降量随着土体损失 ϵ 的增大而增大，也即盾构推进后的地表竖向位移量随同步注浆量的减小而增大；(2) 随着盾构的推进，土体损失对地表沉降的影响逐渐增大，在相同土体损失下，与切口距离越远地表沉降量越大；(3) 当隧道在 $2P_{ref}$ 平衡压力作用下推进，在 $\epsilon = 0\%$ 时，盾构通过后地表轴线点基本处于隆起的状态，在 $\epsilon = 3\%$ 时盾构通过后地表轴线点基本处于沉降状态。从图 5-8 中可以看到，当土体损失在 $\epsilon = 0\% \sim 4\%$ 之间时，土体损失与地表沉降量之间基本呈线性变化。因此，为了将注浆量对地表沉降的影响降到最小，同步注浆量的大小应该控制在确保土体

损失在 $\epsilon = 1\% \sim 2\%$ 之间。

此外，从图 5-7 中还可以看到，当 $\epsilon = 0\%$ 时，隧道在 $2P_{ref}$ 平衡压力作用下推进时地表基本处于隆起的状态，从地表沉降曲线的变化情况可以看出提高工作面平衡压力的大小对盾构通过后的工后沉降控制十分有效，适当提高平衡压力值可以抵消一定量的工后沉降。

5.3.2 土体损失对沿隧道横断面上的地表竖向位移影响

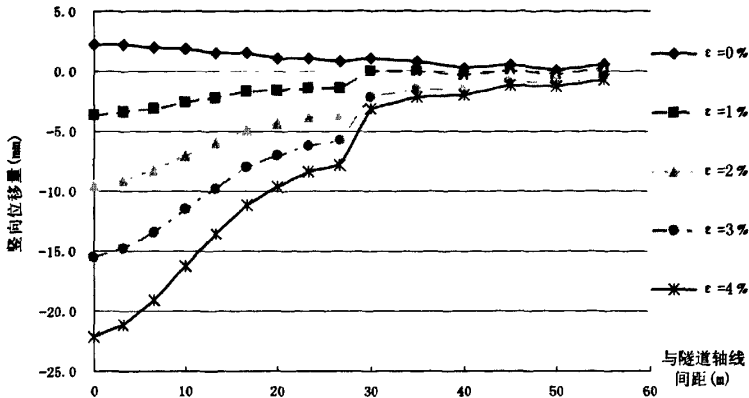


图 5-9 土体损失与盾构切口后方 12m 处地表横向沉降槽的关系曲线

从图 5-9 中可以得出：（1）地表沉降槽曲线与 Peck 曲线的形态基本一致，当隧道埋深一定时，尽管各曲线的体积损失不同，但各曲线的沉降槽宽度系数是相同的，均为 10m，这与文献[1]中 Attewell 给出的结论相吻合；（2）随着土体损失的增加，横断面上的最大沉降量逐渐增大；（3）当 $\epsilon \leq 2\%$ 时，土体损失对地表沉降的影响较小，最大沉降量小于 -10mm ，当与轴线间距超过五倍隧道直径（30m）后，土体损失对地表的影响基本可以忽略。因此，同步注浆量的大小应该控制在确保土体损失 ϵ 在 1% 以内，最大不要超过 2%，此时同步注浆量对地表沉降的影响较小。

5.4 隧道埋深对土体变形的影响分析

5.4.1 隧道埋深对工作面上土体变形以及工作面平衡压力的影响

图 5-10 给出的是在不同埋深情况下工作面平衡压力与隧道中心处在推进方向上的位移量之间的关系曲线，从中可以得出以下几点结论：

（1）在隧道埋深不超过 18m 的情况下，当 Sum-MloadA 在 50%~100% 之间变化时，关系曲线为直线，说明此时，平衡压力与隧道中心处在推进方向上的位移量呈线性关系；随着埋深的增加，关系曲线直线段部分的斜率逐渐减小，这说明随着埋深的增加，隧道中心处在推进方向上的位移量对平衡压力变化影响的敏感性逐渐降低，土体的变形范围逐渐增大；当埋深达到 21m 时，使土体处于线性变形的 Sum-MloadA 值下限提高到 60%，这说明当埋深超过 18m 后，维持工作面稳定的平衡压力值有所增大。

（2）当 Sum-MloadA 减小到 50% 以下时，工作面土体开始进入塑性变形阶段，随着埋深的增加，当工作面崩塌时隧道中心处在推进方向上的位移量逐渐增大，Sum-MloadA 值也逐渐增大，因此可以将 P_{ref} 看作是弹塑性变形的界限平衡压力值。

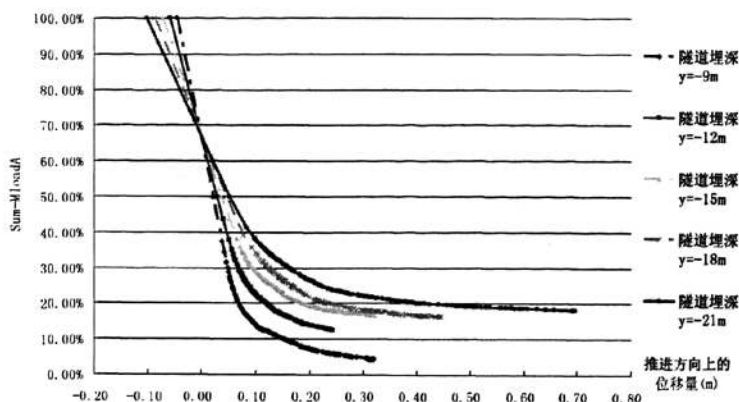


图 5-10 工作面平衡压力与隧道中心处在推进方向上的位移量之间的关系曲线
 (“-”代表位移向隧道外，“+”代表向隧道内)

(3) 维持工作面稳定的理论平衡压力值应该等于使隧道中心处在推进方向上的位移量为 0 时的平衡压力值。当 Sum-MloadA 在 50%~100% 之间变化时，关系曲线为直线，因此通过计算可求得不同埋深下维持工作面稳定的理论平衡压力值，具体计算结果见表 5-3。从计算结果中可以看出，在不同埋深情况下，当工作面上的土体在推进方向上为 0 时，Sum-MloadA 值在 65%~67% 之间浮动，这说明随着埋深的增加，工作面上的理论平衡压力值与埋深之间近似呈线性关系。

表 5-3 维持工作面稳定的理论平衡压力值

埋深 (m)	Sum-MloadA	P_{ref}	P_{inc}	P'	备注
9	0.654	122.86	13.65	93.93	
12	0.662	165.82	13.82	125.24	P' 为土
15	0.667	208.84	13.92	156.55	体水平向
18	0.668	250.98	13.94	187.86	土压力
21	0.671	294.13	14.01	219.17	

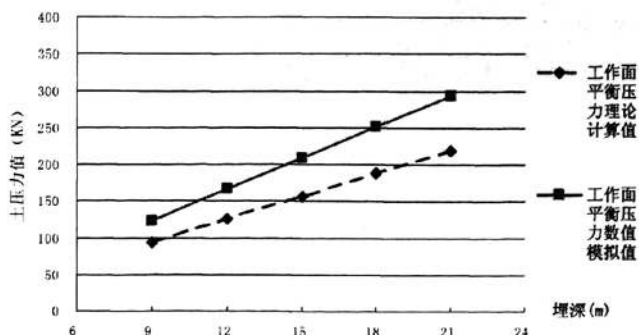


图 5-11 隧道埋深与工作面平衡压力的关系曲线

图 5-11 给出的是不同埋深情况下模型计算出的理论平衡压力值与按公式 4-18 计算的工作面平衡压力值的曲线，从中可以看出，不论是哪种方法，最终得到的埋深与平衡压力值之间的关系都是线性的，但是模型计算值要大于理论计算值，并且两条直线的斜率不同，模型计算的直线斜率较大，这说明理论计算的工作面平衡压力偏小，隧道埋深对平衡压力

的影响比理论上的影响要大。

5.4.2 隧道埋深对工作面后方土体变形的影响

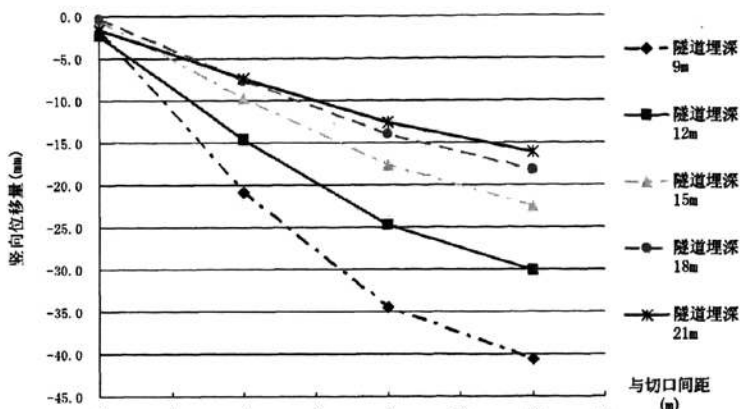


图 5-12 隧道埋深与隧道轴线处纵向地表竖向位移之间的关系曲线

图 5-12 所示为隧道埋深与隧道轴线处地表竖向位移纵向分布情况的关系曲线，从图中可知：(1) 随着隧道埋深的增加，隧道轴线处的地表竖向位移量逐渐减小；(2) 在切口后方 12m 处，当隧道埋深由 9m 增加到 12m 时，竖向位移量减小了 10.5mm，而隧道埋深由 18m 增加到 21m 时，竖向位移量减小了 2mm，这说明随着埋深的增加，竖向位移随埋深的变化速率逐渐减小，当埋深达到一定的深度后，其对地表竖向位移的影响将稳定在一定的值上。因此，在修建地铁隧道时，为减小隧道施工对地表的影响，隧道的埋深不易过浅，应保持在 18~21m 左右。

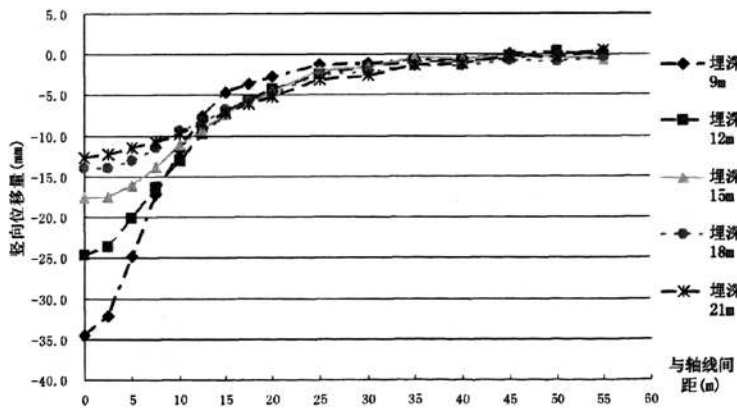


图 5-13 隧道埋深与地表竖向位移横向分布间的关系曲线

由图 5-13 可知，不同埋深下的竖向位移曲线的变化规律与 Peck 曲线基本一致。从图中可以看出：当土体损失不变时，在曲线的反弯点与隧道轴线之间，随着隧道埋深的增加，地表沉降量逐渐减小，曲线的斜率也逐渐减小，在曲线的反弯点与隧道轴线之外，随着隧道埋深的增加，地表沉降量逐渐增大，曲线的斜率也逐渐增大。

图 5-14 和图 5-15 分别给出隧道埋深与地表最大沉降量以及沉降槽宽度系数的关系，从中可以看出：随着埋深的增加，地表的沉降量逐渐减小，而沉降槽宽度系数逐渐增大，地表沉降槽宽度随埋深的增加而增大，但是隧道埋深与地表最大沉降量以及沉降槽宽度系数的关系并不是线性的，地表最大沉降量随埋深的增加而逐渐趋向于稳定在一定值

上，而对于沉降槽宽度系数曲线，曲线斜率随埋深的增加而增大，当埋深大于 18m 后，其斜率急剧增加。因此，为减小隧道埋深对土体变形的影响，隧道埋深应该控制在 18m 左右。

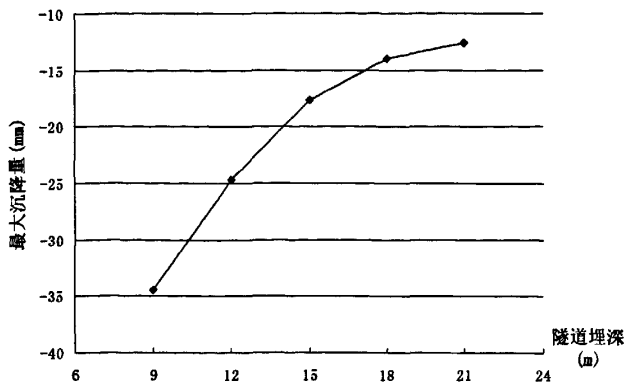


图 5-14 隧道埋深与地表最大沉降量之间的关系曲线

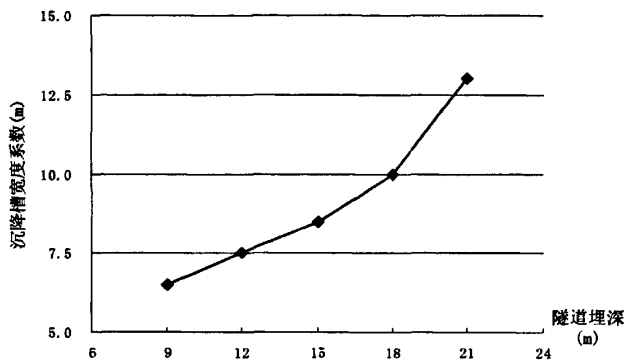


图 5-15 隧道埋深与沉降槽宽度系数之间的关系曲线

5.5 土体粘聚力对土体变形的影响分析

5.5.1 土体粘聚力对工作面上土体变形的影响

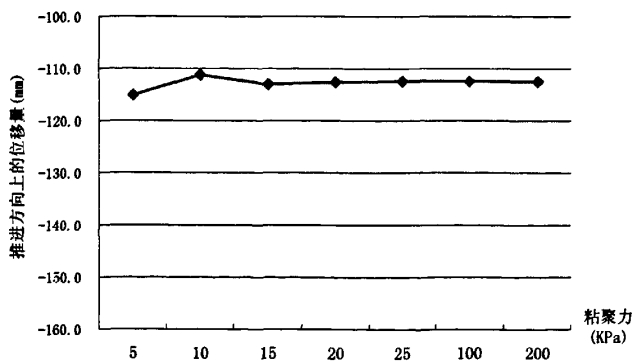


图 5-16 土体粘聚力与在隧道轴线推进方向上的位移关系曲线 (“-”代表位移向隧道外，“+”代表向隧道内)

图 5-16 给出的是土体粘聚力与隧道中心处在推进方向上的位移量之间的关系，从图中可以看出，关系曲线近似呈直线，并且与水平坐标轴平行。说明，当工作面平衡压力一

定时，粘聚力的变化并未引起在隧道轴线推进方向上的位移量变化。因此，在数值模拟过程中，隧道周围土体的粘聚力变化对盾构工作面平衡压力没有影响。

究其原因，主要是因为土体的水平向自重应力的与土体的侧压力系数 K_0 有关，在理论上，土体的水平向自重应力等于土体竖向应力与侧压力系数 K_0 的乘积，而 K_0 是由式 4-19 计算得到的，因此，数值模拟中，土体粘聚力的变化不会引起土体水平向的土压力变化，也就不会对工作面平衡压力产生影响。此外，土体的粘聚力相对于平衡压力来说过小，粘聚力对土体变形的影响可能并没有在数据上体现出来。

5.5.2 土体粘聚力对工作面前方土体变形的影响

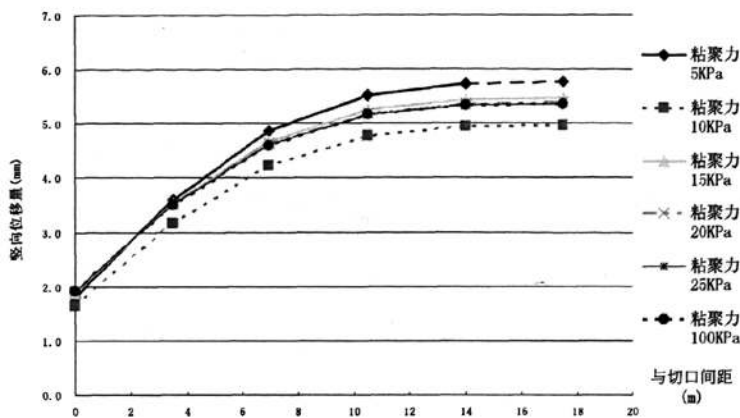


图 5-17 土体粘聚力与地表竖向位移的纵向分布之间的关系

图 5-17 所示为粘聚力与地表竖向位移的纵向分布之间的关系，从中可以看出：粘聚力对工作面前方土体变形的影响很小，而且两者的关系也没有明显的规律性，粘聚力从 5KPa 增加到 100KPa，各曲线的竖向位移之间相差都在 1mm 之内。粘聚力对土体变形的影响基本可忽略。

5.5.3 土体粘聚力对工作面后方土体变形的影响

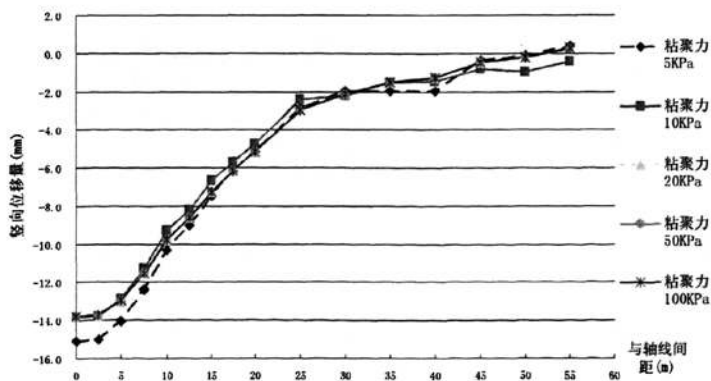


图 5-18 粘聚力与地表竖向位移的横向分布之间的关系曲线

从图 5-18 可以看出，粘聚力与地表竖向位移之间没有明显的规律性，在不同粘聚力情况下，几条竖向位移曲线基本重合在一起，说明在其他条件不变的情况下，改变土体的粘聚力并未对地表竖向位移产生明显的影响。

图 5-19 给出的是工作面后方粘聚力与地表竖向位移的纵向分布之间的关系曲线，从图中可以看出几条竖向位移曲线几乎重合在一起，沉降槽宽度系数基本相同。这说明在其

他条件不变的情况下，改变土体的粘聚力并未对地表竖向位移的纵向分布产生明显的影响。因此，土体粘聚力的变化不会对地表沉降量造成明显影响。

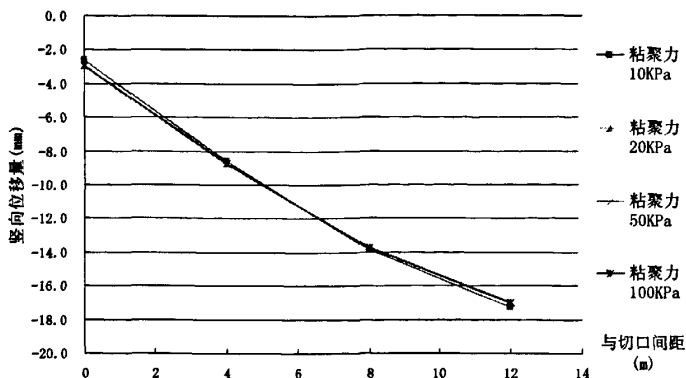


图 5-19 粘聚力与地表竖向位移的纵向分布之间的关系曲线

5.6 土体的内摩擦角对土体变形的影响分析

5.6.1 土体内摩擦角对工作面上土体变形的影响

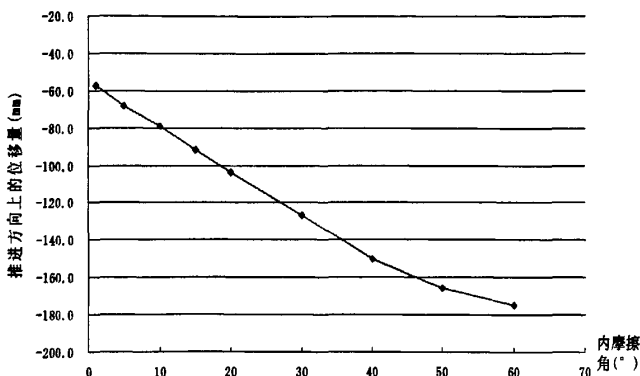


图 5-20 土体内摩擦角与隧道中心处在推进方向上的位移量之间的关系曲线（“-”代表位移向隧道外，“+”代表向隧道内）

图 5-20 给出的是土体内摩擦角与隧道中心处在推进方向上的位移量之间的关系曲线。从图中可以看出，随着土体内摩擦角的增大，工作面上土体向隧道外的位移量逐渐增大。当土体内摩擦角在 $0^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 之间时，内摩擦角与隧道中心推进方向上的位移量之间近似成线性关系；当内摩擦角超过 40° 后，隧道中心推进方向上的位移量变化速率有所减小；当内摩擦角增加到 60° 时，隧道在推进时工作面土体发生剪切破坏。说明，在工作面平衡压力不变的情况下，随着土体内摩擦角的增大，工作面上土体的水平向土压力逐渐减小，因此工作面上土体向隧道外的变形逐渐增加，随着土体内摩擦角的增大，盾构推进时工作面上所需的平衡压力逐渐减小。

究其原因，主要是因为土体的水平向自重应力等于土体竖向应力与侧压力系数 K_0 的乘积，而 K_0 是由式 4-19 计算得到的，随着内摩擦角的增大， K_0 值会逐渐减小，土体的水平向自重应力亦随 K_0 的较小而减小，这就导致工作面上需要的平衡压力逐渐减小，但在模拟过程中平衡压力保持不变，因此隧道中心处向隧道外的位移量随内摩擦角的增大而增大。

5.6.2 土体内摩擦角对工作面前方土体变形的影响

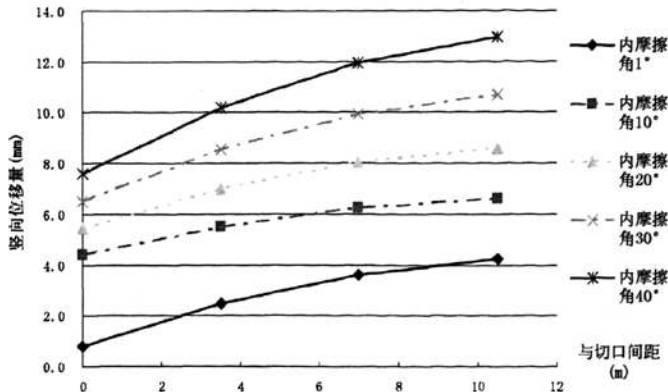


图 5-21 不同内摩擦角时地表竖向位移的纵向分布之间的关系

图 5-21 所示为内摩擦角与工作面前方地表竖向位移的纵向分布关系，从图中可以看出：随着内摩擦角的增大，地表竖向位移逐渐增大。究其原因，主要是因为土体内摩擦角的增大导致工作面上需要的平衡压力逐渐减小，但在模拟过程中平衡压力保持不变，这就使工作面上的实际平衡压力大于工作面上所需要的平衡压力，从而导致工作面前方的土体由于平衡压力过大而产生隆起，并且地表的隆起量随内摩擦角的增大而增大。

5.6.3 土体内摩擦角对工作面后方土体变形的影响

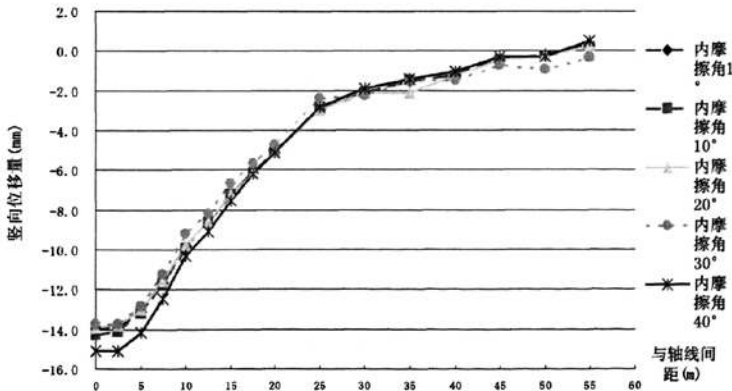


图 5-22 内摩擦角与地表竖向位移的横向分布之间的关系

从图 5-22 可以看出，在不同内摩擦角情况下，几条曲线基本重合在一起，沉降槽宽度系数基本相同。这说明，在其他条件不变的情况下，改变土体的内摩擦角并未引起地表竖向位移发生变化，也就是说，土体内摩擦角的变化对地表竖向位移的影响非常小，基本可忽略。

5.7 小结

通过对各影响因素对隧道周围土体变形的模拟分析，得到如下结论：

(1) 在同一土层中，盾构工作面上土体在推进方向上的位移量与工作面前平衡压力大小有关，当工作面前平衡压力在 $P_{ref} \sim 2P_{ref}$ 之间变化时，在工作面推进方向上的位移量与平衡压力成线性关系，位移量随平衡压力增加而向隧道外增大；当工作面前平衡压力超过 $3P_{ref}$ 时，工作面上土体向隧道外产生较大的变形，因此盾构工作面前平衡压力应该控制在 $P_{ref} \sim$

$2P_{ref}$ 之间，最大不能超过 $3P_{ref}$ ；

(2) 在同一土层中，盾构前方的地表竖向位移随工作面平衡压力的增加而增大，地表竖向位移最大处为隧道轴线位置；在同一横断面上，竖向位移量随着与轴线间距的增大而减小；盾构前方地表纵向和横向变形的影响范围随工作面平衡压力的增加而增大；

(3) 当隧道埋深一定时，在盾构工作面后方，地表最大竖向位移量随着土体损失的增加而增大，其竖向位移量的大小与土体损失的大小基本成正比；在隧道直径为 6m 的情况下，当埋深为 18m、土体损失 $\varepsilon \leq 2\%$ 时，地表竖向位移的影响范围控制在隧道轴线两侧五倍隧道直径 (30m) 内；

(4) 在同一土层中，当土体损失一定时，在盾构工作面后方，地表最大竖向位移量随隧道埋深的增加而减小；

(5) 在同一土层中，地表横向沉降槽宽度系数与土体损失的大小无关，与隧道埋深的大小有关，当隧道埋深不超过 18m 时，沉降槽宽度系数与隧道埋深成正比；

(6) 在同一土层中，盾构工作面平衡压力与隧道埋深是线性关系，两者成正比；工作面的理论平衡压力为 $1.3P_{ref}$ ，这说明工作面的理论平衡压力要大于土体的静止侧向土压力，隧道埋深对工作面平衡压力的影响要大于理论计算值；

(7) 土体内摩擦角对土体变形的影响主要体现在对工作面上土体在推进方向上的变形影响上，其对工作面前后地表竖向位移的影响基本可以忽略不计；当工作面平衡压力不变时，工作面上土体在推进方向上的位移量随内摩擦角的增大而增大；当土体内摩擦角在 $0^\circ \sim 40^\circ$ 之间时，内摩擦角与隧道中心处在推进方向上的位移量之间近似成线性关系变化；

(8) 在数值模拟过程中，土体的粘聚力对隧道周围土体变形的影响以及工作面平衡压力的影响均不明显，粘聚力的影响基本可以忽略；

6 盾构推进引起周围土体变形的一般规律 及对周围土体变形的控制

通过前面对盾构施工的实测结果分析以及数值模拟结果的分析可知,在盾构隧道推进过程中,盾构施工参数的变化对周围土体的变形有重要的影响。因此,根据前面分析所得盾构施工参数对周围土体变形的各种影响特性,对由盾构施工参数变化引起土体变形的规律进行相应的总结,并给出控制土体变形的方法和措施。

6.1 盾构推进引起周围土体变形的一般规律

在实际盾构施工过程中,影响隧道周围土体变形的因素较多,加之现场施工情况较为复杂,给出一个较为符合实际施工情况的预测公式或模型是不实际的。因此,通过对实测结果以及数值模拟结果的总结,本文得出盾构施工参数变化引起周围土体变形的一般规律如下:

(1) 对于盾构法隧道施工来说,土层分布和土的物理学性质是影响盾构参数设定的一个重要因素,对通过设定盾构施工参数控制隧道周围土体变形的效果有很重要的影响;

(2) 工作面平衡压力主要影响工作上的土体以及工作面前方土体的变形,对盾尾后方的土体变形影响不大;当工作面平衡压力在 $P_{ref} \sim 2P_{ref}$ 时,平衡压力与工作面上土体在推进方向上的位移量呈线性关系,且位移量一般 $\pm 0.2m$ 之间,在当工作面平衡压力超过 $3P_{ref}$ 时,工作面上土体向隧道外产生较大的变形,因此盾构工作面平衡压力应该控制在 $P_{ref} \sim 2P_{ref}$ 之间,最大不能超过 $3P_{ref}$;

(3) 在同一土层中,盾构前方的地表竖向位移随工作面平衡压力的增加而增大,地表竖向位移最大处为隧道轴线位置;在同一横断面上,竖向位移量随着与轴线间距的增大而减小;盾构前方地表纵向和横向变形的影响范围随工作面平衡压力的增加而增大;

(4) 在同一土层中,盾构工作面平衡压力与隧道埋深是线性关系,两者成正比;工作面的理论平衡压力为 $1.3P_{ref}$,工作面的理论平衡压力要大于土体的静止侧向土压力;

(5) 当埋深较深(超过 18m)时,盾构总推进力和刀盘扭矩对地表竖向位移的基本可以忽略;

(6) 当隧道埋深一定时,在盾构工作面后方,地表最大竖向位移量随着土体损失的增加而增大,其竖向位移量的大小与土体损失的大小基本成正比,而地表横向沉降槽宽度系数与土体损失的大小无关;

(7) 在同一土层中,当土体损失一定时,在盾构工作面后方,地表最大竖向位移量随隧道埋深的增加而减小;地表横向沉降槽宽度系数与隧道埋深的大小有关,当隧道埋深不超过 18m 时,沉降槽宽度系数与隧道埋深成正比;

(8) 土体内摩擦角对土体变形的影响主要体现在对工作面上土体在推进方向上的变形影响上,当工作面平衡压力不变时,工作面上土体在推进方向上的位移量随内摩擦角的增大而增大,而工作面上需要的平衡压力随土体内摩擦角的增大而减小;

(9) 土的物理学指标中,土体重度和内摩擦角是影响工作面平衡压力较大的指标,孔隙比、渗透系数对同步注浆的效果影响较大。

上述规律是建立在正常施工的条件下，但是在盾构施工过程中，施工情况及现场条件千差万别，因此，在现场施工过程中，还要具体情况具体分析。

6.2 土体变形的控制

目前，控制盾构施工过程中土体变形的的方法主要有三种：设置合理的盾构推进参数、进行同步注浆以及二次补浆。结合前面的分析结果，给出以下三个控制土体变形的具体措施。

6.2.1 设定合理的工作面平衡压力

通过前面的实测数据分析以及数值模拟结果可知，工作面平衡压力是影响盾构推进前方土体变形的的主要因素。根据对不同埋深条件下以及不同土质参数条件的工作面平衡压力分析可知：埋深和土体内摩擦角是影响工作面平衡压力大小的的主要因素，而土体粘聚力对其影响不大。因此，在确定合理工作面平衡压力值时，主要考虑埋深和土体内摩擦角这两个因素的影响。

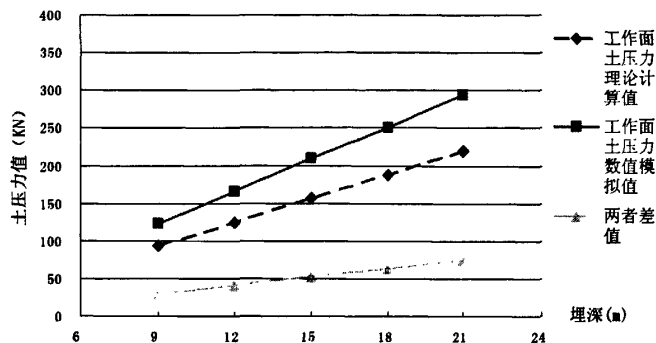


图 6-1 两种平衡压力值及差值与埋深的关系曲线

图 6-1 给出的是两种方法所得到的平衡压力值以及两者的差值与埋深的关系曲线，从中可以看出由数值模拟得出的平衡压力值以及差值与埋深的关系曲线近似呈直线。考虑到内摩擦角的影响，得到盾构工作面理论平衡压力的计算公式：

$$P_0 = P_{ref} + f(h) \quad (6-1)$$

式中： P_0 ——盾构工作面平衡压力，KN；

P_{ref} ——参考土压力，KN；

$f(h)$ ——工作面平衡压力随埋深的增量，KN。

在实际盾构推进过程中，为保证工作面的稳定，通常要求工作面平衡压力要稍大于推进前方土体的水平向土压力。因此，为便于计算，将函数 $f(h)$ 简化为：

$$f(h) = 4h \quad (6-2)$$

将式 6-2 带入式 6-1 即得到理论平衡压力的计算公式：

$$P_0 = (K_0\gamma + 4)h \quad (6-3)$$

式中： h 为隧道中心点出的埋深。

在盾构推进过程中，以 P_0 为基准值，配合施工过程中的地表沉降监测结果控制工作面平衡压力的大小，以确保盾构推进过程中切口前方地表以及周边环境的安全。

6.2.2 设定合理的同步注浆参数

6.2.2.1 同步注浆压力的设定

同步注浆压力的设定不能太小,太小就不能平衡上覆土土压而导致周围土体向尾隙内坍塌,浆液无法回填;但又不能过大,一方面,注浆压力过大会产生劈裂现象,即造成浆液切入隧道周围土体的情况,特别是在软粘土地基中,劈裂允许压力值较低,这种现象比较容易出现,另一方面,注浆压力过大还可能造成隧道管片变形,造成隧道坍塌。

同步注浆压力通常选用的值等于地层阻力强度与注入条件(浆液的性质、喷出量及注入工法等)决定的附加项的和。地层阻力强度主要指的是隧道上覆土土压力。国内外对盾构注浆压力与地表沉降量之间关系进行的研究表明当注浆压力相当于隧道埋深处的地层应力时,对减少地层损失和地表沉降量效果最为显著。根据文献[43],地铁隧道一般埋深在10m~20m之间,地层应力采用太沙基的土压力计算方法较为合理:

$$P_e = \frac{B \cdot (\gamma - c/B)}{K_0 \tan \varphi} \cdot [1 - e^{-K_0 \tan \varphi \frac{H}{B}}] + W_0 \cdot e^{-K_0 \tan \varphi \frac{H}{B}} \quad (6-4)$$

$$B = \frac{D}{2} \cot\left[\frac{45^\circ + \varphi/2}{2}\right] \quad (6-5)$$

式中: P_e 为土压力(KN/m²); D 为隧道外径(m); B 为隧道顶部松动圈幅(m); K_0 为侧向土压力系数; γ 为土体的容重(KN/m³); c 为土的粘聚力(KPa); φ 为土的内摩擦角(°); H 为上覆土厚度(m); W_0 为地面荷载(KPa)。因此,注浆压力应该至少大于 P_e 。

对钢管片来说,当注入孔处的压力为0.5~0.6MPa时,先是出现管环变形,接着主梁和肋板也相继变形;对混凝土管片来说,当注入压力为0.4MPa左右时,也将使K型管片的螺栓剪断,所以对于混凝土管片来说,注浆压力要小于0.4MPa。

通过对注浆压力的大量研究^[43-46]可知,在自稳能力较差的软弱粘土地层中,盾构通过后,盾尾的土体暴露后很快就可能坍塌,等到进行注浆时盾尾空隙可能已经减小,因此同步注浆时,可适当增大注浆压力,以获得更好的充填效果;在自稳能力较强的地层同步注浆压力可适当减小;在有较大涌水的地层中开挖,同步注浆压力可适当增大,至少大于地下水压力。

在注浆压力管理中,由于土质、浆液、注入工法及施工条件不同的原因,有时也会出现高压,以及对先期和后期注入压力的差值难以确认的情形。对于这种情况仅仅依靠注入压力管理是不够的,还需同时进行注入量的管理。

6.2.2.2 同步注浆量的设定

(1) 注浆量估算^[42]:

回填浆液的注入量 Q , 通常可按下式估算:

$$Q = V\alpha \quad (6-6)$$

式中: V ——空隙量;

α ——注入率。

正确地决定变量 α 对估算注浆量至关重要。影响 α 的因素较多,并且复杂的纠缠在一起。其中最主要的四种因素如下:

1) 注入压力决定的压密系数 α_1 :

拌和好的浆液在压送和注入过程中, 由于注入压力的作用产生密度变大、体积减小的现象。这种增加压力, 浆液密度变大现象的程度, 因浆液种类的不同而存在较大差异。从回填注浆起到浆液固化止的一段较长时间内的连续注浆过程中, 可能出现下列现象:

- (1) 不加气体的情形, 在凝胶前的一般溶胶状态下不发生压密。
- (2) 加气的情况下, A、B 液混合后, 粘性降低, 直至凝胶 (粘性增大) 止的一段时间内, 一部分空气析出, 致使体积减小。
- (3) 从凝胶开始到固结前的流动固结及可塑固结的一段时间里, 加压至脱水压密。
- (4) 固结后的加压压密现象极少。

上述现象因浆液的组成 (特别是有无加气)、有无凝胶能力及凝胶时间的长短、有无可塑状固结及保持时间的长短、注入压力的高低及其他施工条件 (相当于一次注入量), 其程度上存在的差异较大。

2) 土质系数 α_2 (增加部分)

注入率与土质有密切的关系, 对于回填浆液的土质而言, 有软土和硬土之分, 但是主要是软土, 特别是盾构工法的对象几乎均为软土层。无论哪种土质均对注入率有一定的影响 (损失增大)。硬土场合下仍然存在一定的土质系数, α_2 (硬) $\neq 0$ 。

在软土层中, 就是浆液流失到掘削空隙以外的周围土体中去的损失程度而言, 粒径小的粘性土 (以粘土、粉砂土为主, 渗透系数小的土层) 优于粒径大的砂质土 (以砂、砾石为主, 渗透系数大的土层)。对砾石层来说, 浆液流失的现象更为明显。此外, 事实表明, 加压浆液的压密现象也和周围地层的抗渗性有很大关系, 抗渗性越好, 压密现象越小。当然这项系数也包括向尾隙以外的周围土体中的流失及掘削面上的漏失等内容。

3) 施工损耗系数 α_3

在浆液从泵房被压送到注浆孔的途中, 出现浆液损失是不可避免的事, 有时甚至发生注浆管内浆液残留量超过注入量的情形。为此, 对管内的残留浆液问题, 必须严格地进行施工管理, 此外, 还一定要考虑其他的损耗。

4) 超挖系数 α_4

这个系数是理论空隙量的修正值。超挖时施工时发生的, 与浆液没有直接关系, 但是与注入量有很大关系。超挖系数因工法 (掘削方法及机械种类)、土质、有无曲线段及其他施工条件不同而存在很大差异。

综上所述, 用数值表示注入率 α 非常困难, 因此把施工实际和经验数据作为大致的选定目标。实际设计时,

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4 + 1 \quad (6-7)$$

注入量 Q:

$$Q = \left[\frac{\pi}{4} (D_1^2 - D_2^2) \right] m \alpha \quad (6-8)$$

式中: D_1 ——理论掘削外径 (m);

D_2 ——管片外径 (m);

m——盾构的推进长度 (m)。每个

(2) 注浆浆液类型的选择

根据大量的研究表明^[43-46]，在浆液类型的选择上应注意：

1) 对于较坚硬、有一定的自稳能力的岩层，要均匀地充填盾构尾隙，必须增加浆液的流动性，因此浆液配比要在保证浆液稠度、倾析率、固结率、强度等指标的基础上延长其凝胶时间，控制在 12~30h，以获得更为均匀的填充效果；对于较软弱的岩层，由于其自稳能力较差，在注浆后要尽快获得注浆体的固结强度，因此浆液配比要保证浆液的固结率和强度，并将凝胶时间适当缩短至 5~7h，以便在较短的时间内加固地层，增强地层的稳定性。

2) 在粘性土层中施工，如果土层的自稳能力较强，且基本无涌水，则选用凝胶时间较长的浆液配比($\geq 12h$)，可增加浆液的流动性，以利于获得均匀的填充效果；如果土层的自稳能力较差，则应选用凝胶时间较短的浆液配比，凝胶时间一般为 5~7h，以利尽快获得注浆体的早期固结强度，防止盾尾空隙外的土体塌陷到尾隙内造成地层损失，确保管片的早期稳定性；在地层有较大涌水的情况下，选用保水性强、凝胶时间较短的浆液配比，必要时采用水泥—水玻璃双液浆进行补强注浆达到固结堵水的目的。

3) 在富含水的土层，注浆体要求能迅速阻水、快速充填，因此浆液要粘性大、保水性好，不离析，凝胶时间较短，在 5~6h。此外，若在同步注浆后还漏水，则进行二次注浆，浆材为水泥—水玻璃双液浆，以达到固结堵水的目的。

4) 在盾构始发和到达段，总体上要求缩短浆液凝胶时间，以便在填充地层的同时能尽早获得浆液固结体强度，保证开挖面安全并防止从洞门处漏浆。

6.2.3 二次补浆

以下三种场合需要进行二次注入：(1) 一次注入中未填充到的部位的完全填充；(2) 一次注入浆液的体积缩减部分的补充注入；(3) 为了提高抗渗透效果等进行的注入；(4) 同步注浆时浆液流失较大，地表产生较大沉降。

二次注浆时，背后注入浆液多使用水泥灰浆和 LW，注浆压力和补浆量要根据现场情况而定，但注浆压力不宜过大，应避免对隧道产生不利影响。

7 结论与展望

7.1 结论

本文分析提炼了盾构推进过程中影响隧道周围土体变形的施工参数，采用单因素分析法，通过现场监测数据分析以及动态三维有限元模拟，系统地研究了在盾构推进过程中各个施工参数的变化对周围土体变形的影响规律，并且对各个施工参数的变化对周围土体变形的一般影响规律进行了总结；针对不同施工参数的影响特点，给出了相应地控制变形措施。具体结论如下：

(1) 盾构施工参数对土体变形的影响

(1) 对于盾构法隧道施工来说，土层分布和土的物理学性质是影响盾构参数设定的一个重要因素，对通过设定盾构施工参数控制隧道周围土体变形的效果有很重要的影响；

(2) 工作面平衡压力主要影响工作上的土体以及工作面前方土体的变形，对盾尾后方的土体变形影响不大；当工作面平衡压力在 $P_{ref} \sim 2P_{ref}$ 时，平衡压力与工作面上土体在推进方向上的位移量呈线性关系，且位移量一般 $\pm 0.2m$ 之间，在当工作面平衡压力超过 $3P_{ref}$ 时，工作面上土体向隧道外产生较大的变形，因此盾构工作面平衡压力应该控制在 $P_{ref} \sim 2P_{ref}$ 之间，最大不能超过 $3P_{ref}$ ；

(3) 在同一土层中，盾构前方的地表竖向位移随工作面平衡压力的增加而增大，地表竖向位移最大处为隧道轴线位置；在同一横断面上，竖向位移量随着与轴线间距的增大而减小；盾构前方地表纵向和横向变形的影响范围随工作面平衡压力的增加而增大；

(4) 在同一土层中，盾构工作面平衡压力与隧道埋深是线性关系，两者成正比；工作面的理论平衡压力为 $1.3P_{ref}$ ，这说明工作面的理论平衡压力要大于土体的静止侧向土压力，隧道埋深对工作面平衡压力的影响要大于理论计算值；

(5) 当隧道埋深一定时，在盾构工作面后方，地表最大竖向位移量随着土体损失的增加而增大，其竖向位移量的大小与土体损失的大小基本成正比；当埋深为 18m、土体损失 $\epsilon \leq 2\%$ 时，地表竖向位移的影响范围控制在隧道轴线两侧五倍隧道直径（30m）内；

(6) 在同一土层中，地表横向沉降槽宽度系数与土体损失的大小无关，与隧道埋深的大小有关，当隧道埋深不超过 18m 时，沉降槽宽度系数与隧道埋深成正比；

(7) 土体内摩擦角对土体变形的影响主要体现在对工作面上土体在推进方向上的变形影响上，其对工作面前后地表竖向位移的影响基本可以忽略不计；当工作面平衡压力不变时，工作面上土体在推进方向上的位移量随内摩擦角的增大而增大；当土体内摩擦角在 $0^\circ \sim 40^\circ$ 之间时，内摩擦角与隧道中心处在推进方向上的位移量之间近似成线性关系变化；

(8) 在数值模拟过程中，土体的粘聚力对隧道周围土体变形的影响以及工作面平衡压力的影响均不明显，粘聚力的影响基本可以忽略；

(9) 在实测分析中，当隧道埋深在 18m 左右时，盾构总推进力和刀盘扭矩的变化与地表竖向位移的变化之间没有表现出明显的规律性，因此，当埋深较深（超过 18m）时，盾构总推进力和刀盘扭矩对地表竖向位移的影响较小，基本可以忽略；

(10) 在对同步注浆压力的实测分析中可以看出，注浆压力的影响主要体现在对盾

尾附近地表竖向位移的影响上,在注浆过程中,在注浆压力的作用,土体失稳可以得到一定的控制,但是注浆压力的大小很难确定,一般情况其取值主要靠施工经验,而且其控制效果受土质的影响较大;

(11)盾构施工参数之间也会相互影响,盾构总推进力的增大会在一定范围内提高工作面平衡压力和刀盘扭矩;工作面平衡压力和刀盘扭矩之间没有明显的关系;随着注浆量的增加,所需要的注浆压力也随之增大,因此,盾构推进过程中土体的变形是各个因素综合影响的结果。

(2) 盾构施工参数对土体变形的控制总结

(1)通过对工作面平衡压力影响的数值模拟,得到了盾构推进过程中工作面理论平衡压力设定的通用公式,结合对推进过程中地表监测结果的分析,可以很好的控制工作面平衡压力变化引起的土体变形;

(2)注浆压力的大小应该至少大于隧道埋深处的地层应力;对于混凝土管片来说,为了避免K型管片的螺栓剪断,注浆压力要小于0.4MPa;

(3)通过对注浆量的模拟分析,综合考虑注浆过程中影响浆液需求量的因素,给出了注浆量的理论计算公式,并给出浆液类型选择的建议。

7.2 展望

作者认为在今后的研究工作中,还应考虑以下问题:

(1)本文在实测分析刀盘扭矩和盾构总推进力对土体变形的影响时,考虑的隧道埋深较深,因此它们对地表土体的变形影响较小,但是在盾构推进过程中,在部分施工段隧道的埋深较浅,最小上覆土可以达到1~2m,在这种情况下刀盘扭矩和盾构总推进力对地表土体变形的影响还有待进一步的研究;

(2)本文研究的是在单隧道推进的情况下,施工参数对土体变形的影响,在实际施工中,地铁隧道是双隧道一前一后推进的,因此在推进另一条隧道时,如何控制盾构施工参数以减小对已建成的隧道的影响是十分必要的;

(3)本文研究盾构推进对土体变形的影响时,没有考虑隧道上方的荷载,因此,研究盾构穿越已有建筑物或构筑物时盾构施工参数对已有建筑物或构筑物的影响是十分必要的;

(4)同步注浆作为控制工后沉降的主要手段,其浆体的早期强度对控制盾构通过2~3天内的沉降是十分重要的,如何提高注浆体的早期强度还有待研究;

(5)在流塑性较强、易液化的地层中施工,如何采取有效措施控制地表沉降还要进一步的研究。

参考文献

- [1] Attewell P B. Engineering contract , site investigation and surface movements in tunnelling works. In : Balkema A A ed. Soft-ground tunneling-failures and displacement , Rotterdam , 1981. 5-12.
- [2] Fang Y S , Lin J S , Su C S. An estimation of ground settlement due to shield tunnelling by the Peck2Fujita method. Can Geotech J , 1994 , 31: 431-443.
- [3] 陶履彬, 侯学渊. 圆形隧道的应力场和位移场[J]. 隧道及地下工程, 1986 , 7 (1) : 9-19.
- [4] 久武胜保. 软岩隧道的非线性弹塑性状态. 隧道译丛. 1992 (1) : 11-18.
- [5] 大西有三, 岸本英明. 近似地考虑隧道开挖面推进影响的二维有限元分析法[M]. 隧道译丛, 1984 (7) : 9-14.
- [6] Resendiz D , Romo M P. Soft-ground tunnelling. In: Balkema A A ed. Soft2ground tunnelling2failures and displacement , Rotterdam, 1981. 65-74.
- [7] Finno R J , Clough G W. Evaluation of soil response to EPB shield tunnelling. Journal of Geotechnical Engineering , 1985 , 111(2) : 155-173.
- [8] Ito T, Hisatake M. Three dimensional surface subsidence caused by tunnel driving. In: Proceedings of the Fourth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics Vol. 2 , 1982. 551-559.
- [9] Lee K M , Rowe R K. Analysis of three2dimensional ground movements : the Thunder Bay Tunnel. Canadian Geotechnical Journal , 1991 , 28 (1): 25-41.
- [10] 张云, 殷宗泽. 地下隧道软土地层变形研究综述[J]. 水利水电科技进展. 1999. 04. 第 19 卷第 2 期: 25-28.
- [11] 朱伟, 陈仁俊. 盾构隧道施工技术现状及展望[J]. 岩土工程界, 2001, 第四卷第 11 期: 19-21.
- [12] 刘东海, 刘军, 刘继尧, 郑知斌. 盾构隧道施工引起的地表沉降因素分析[J]. 市政技术, 2008 年 03 月, 第 26 卷第 2 期: 131-132.
- [13] 黄宏伟, 张冬梅. 盾构隧道施工引起的地表沉降及现场监控[J]. 岩石力学与工程学报, 2001 年 10 月, 第 20 卷增刊: 1814 -1820.
- [14] 张志勇. 盾构隧道对周围环境影响研究综述[J]. 现代隧道技术, 2002: 36-38.
- [15] 付德明. 上海地铁区间隧道土压平衡盾构施工及地而沉降控制[A]. 软土地下工程施工技术论文集 [C]. 166-170.
- [16] 胡炜, 曾东洋, 仇玉良, 刘东亮. 盾构隧道正交施工对地表沉降变位的影响研究[J]. 铁道标准设计. 2007 年, 第 08 期: 33-36.
- [17] 高俊强, 胡灿; 盾构推进和地表沉降的变化关系探讨[J]. 南京工业大学学报(自然科学版), 2005 年第 04 期: 53-54.
- [18] 璩继立. 软土地区盾构施工引起的土体变形研究 [D]. 上海. 上海交通大学. 2005.
- [19] 张海波, 殷宗泽, 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 年 3 月, 第 24 卷, 第 5 期: 755-760.
- [20] 杨冠天等. 基于间隙参数模型的盾构隧道周围土体位移分析[J]. 岩土力学, 2005 年 10 月, 第 26 卷, 第 10 期: 1602-1606.

- [21] 王利丰, 孙树林, 曹继平. 盾构施工引起地表变形的人工神经网络研究[J]. 地下空间与工程学报, 2005 年 10 月, 第 1 卷, 第 5 期: 761-764.
- [22] 宗长龙, 王涛. 盾构法施工引起纵向地表变形的数值模拟[J]. 山西建筑, 2007 年 1 月, 第 33 卷, 第 2 期: 283-284.
- [23] 周宪伟. 盾构法隧道施工引起的土体变形分析 [D]. 哈尔滨. 哈尔滨工业大学. 2005 年.
- [24] 朱忠隆, 张庆贺. 盾构法施工对地层扰动的试验研究[J]. 岩土力学, 2000 年 3 月, 第 21 卷, 第 1 期: 49-52.
- [25] 朱忠隆. 隧道沉降预测的随机方法及盾构推进对地层扰动的试验与监测研究[D]. 上海: 同济大学, 1998 年: 45-52.
- [26] 于宗飞. 盾构掘进过程的三维有限元数值模拟分析 [D]. 天津. 天津大学. 2003 年.
- [27] 郭军, 陶连金, 边金. 盾构法施工地铁区间隧道的地表沉降[J]. 北京工业大学学报, 2005 年 11 月, 第 31 卷, 第 6 期: 589-592.
- [28] 万波. 基于弹性地基模型的软土盾构隧道纵向变形分析[D]. 上海. 上海交通大学. 2004 年.
- [29] 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 年, 25 (2) : 292-296.
- [30] 于宁, 朱合华. 盾构隧道施工地表变形分析与三维有限元模拟[J]. 岩土力学, 2004 年, 25 (8) : 1330 - 1334.
- [31] 刘波, 叶圣国, 陶龙光. 地铁盾构隧道施工引起临近基础的 FLAC 元数值模拟[J]. 煤炭科学技术, 2002 年: 89-94.
- [32] 朱逢斌. 盾构隧道推进对临近桩基工作性状的研究[D]. 南京. 南京林业大学. 2007 年.
- [33] 张厚美, 张良辉, 马广州. 盾构隧道围岩压力的现场监测试验研究[J]. 隧道建设, 2006 年, 第 22 期: 8-11.
- [34] 张海波, 殷宗泽, 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]. 岩石力与工程学报, 2005 年 3 月, 第 24 卷, 第 5 期: 755-760.
- [35] 于宁, 朱合华. 上海盾构隧道施工地表变形分析与三维有限元模拟[J]. 岩土力学, 2004 年 8 月, 第 25 卷, 第 8 期: 1330-1334.
- [36] 李曙光, 方理刚. 土压平衡盾构法隧道施工中影响地表沉降的因素浅析[J]. 现代隧道技术, 2007 年, 10 月, 第 44 卷, 第 5 期: 27-29.
- [37] 张冬梅, 黄宏伟. 地铁盾构推进引起周围土体附加应力分析[J]. 地下空间, 1999 年, 19 (5) : 379-382.
- [38] 刘建海. 盾构隧道土仓压力引起的地表沉降数值模拟分析[J]. 隧道建设, 2007 年, 第 6 期: 30-32.
- [39] 韦良文, 张庆贺, 孙统立, 吴敏慧. 盾构隧道开挖面稳定研究进展[J]. 重庆交通大学学报 (自然科学版), 2007 年, 第 6 期: 67-72.
- [40] 朱合华, 徐前卫, 郑七振, 廖少明. 软土地层土压平衡盾构施工参数的模型试验研究[J]. 土木工程学报, 2007 年, 9 月, 第 40 卷, 第 9 期: 87-94.
- [41] 魏康林. 深圳盾构隧道地层位移与土压力变化规律研究[J]. 地下空间与工程学报, 2007 年, 第 01 期: 62-63.
- [42] 张凤祥, 朱合华, 傅德名. 盾构隧道[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004 年.
- [43] 宋天田, 周顺华, 徐润泽. 盾构隧道盾尾同步注浆机理与注浆参数的确定[J]. 地下空间与工程

- 学报. 2007年2月, 第4卷第1期: 130-133.
- [44] 王晖, 李大勇, 夏广红. 盾构机盾尾注浆施工中存在的问题及其对策分析[J]. 苏州科技学院学报(工程技术版), 2004年3月, 第17卷, 第1期: 40-45.
- [45] 邓宗伟, 冷伍明, 陈建平. 盾构隧道壁后注浆作用机理的计算研究[J]. 塑性工程学报, 2005年, 第12卷第6期: 114-117.
- [46] 谢自涛, 江玉生, 刘品. 盾构隧道壁后注浆压力对地表沉降及围岩变形的数值模拟研究[J]. 隧道建设, 2007年, 第04期: 12-15.
- [47] 周东, 李明文. 盾构隧道施工中同步注浆新材料的实验研究[J]. 地下工程与隧道, 2002年, 第1期: 23-26.
- [48] 王穗辉, 潘国荣. 人工神经网络在隧道地表变形预测中的应用[J]. 同济大学学报, 2001年10月, 第1卷, 第5期: 761-764.
- [49] 施成华, 彭立敏, 刘宝琛. 盾构法施工隧道纵向地层移动与变形预计[J]. 岩土工程学报, 2003年, 第25卷, 第5期: 285-289.
- [50] 魏纲, 徐日庆. 软土隧道盾构法施工引起的纵向地面变形预测[J]. 岩土工程学报, 2005年9月, 第27卷, 第9期: 285-289.
- [51] 周文波. 盾构法隧道施工技术及应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004年.