

文章编号:1671-1637(2014)01-0035-08

基于球孔扩张的盾构隧道壁后注浆压密模型

叶飞, 陈治, 苟长飞, 毛燕飞, 刘钦

(长安大学公路学院, 陕西西安 710064)

摘要:为研究盾构隧道壁后注浆的压密效应,假设压密阶段浆体在土体中呈半球形扩张。应用弹性理论对球形浆体的扩张过程进行了理论推导,建立了盾构隧道壁后注浆压密模型,计算了压密注浆体的扩张率、土体塑性区扩张率以及注浆对管片产生的压力,分析了注浆压力和土体的弹性模量、粘聚力、内摩擦角等特性参数对管片压力荷载的影响。分析结果表明:注浆对管片的压力随着注浆压力和土体泊松比的增大而增大,随着土体弹性模量、粘聚力和内摩擦角的增大而减小;注浆对单位面积管片产生的压力不随注浆压力和土体特性的改变而改变;注浆对管片产生的压应力随着远离注浆孔而减小。

关键词:隧道工程;盾构;壁后注浆;球孔扩张;压力分布

中图分类号:U451 **文献标志码:**A

Back-filled grouting compaction model of shield tunnel based on spherical cavity expansion

YE Fei, CHEN Zhi, GOU Chang-fei, MAO Yan-fei, LIU Qin

(School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China)

Abstract: In order to study the compaction effect of back-filled grouting for shield tunnel, it was assumed that the grout expanded as a semi-sphere in clay stratum during compaction stage. The expansion process of spherical grouting was theoretically deduced by using elastic plastic theory, the back-filled grouting compaction model of shield tunnel was set up. The expansion rates of grouting, the plastic zone of soil mass and the pressure of grouting on segment were calculated. The effects of different parameters such as grouting pressure and the elasticity modulus, cohesive force and internal friction angle of surrounding soil on the pressure load of segment were analyzed. Analysis result shows that the pressure of grouting on segment increases with the increase of grouting pressure and soil mass Poisson's ratio, and decreases along with the increase of soil elastic modulus, cohesive force and internal friction angle. The pressure of grouting on unit area segment do not change along with the change of grouting pressure and soil characteristics. The pressure stress of back-filled grouting on segment becomes smaller and smaller when it is farther and farther away from grouting hole. 9 figs, 19 refs.

Key words: tunnel engineering; shield; back-filled grouting; spherical cavity expansion; pressure distribution

Author resume: YE Fei (1977-), male, associate professor, PhD, +86-29-82338926, xianyefei@126.com.

收稿日期:2013-08-19

基金项目:国家自然科学基金项目(51178052,50808020);国家973计划项目(2013CB036003)

作者简介:叶飞(1977-),男,陕西安康人,长安大学副教授,工学博士,从事隧道及地下工程研究。

0 引 言

随着城市地下空间的大力开发与利用,盾构工法以其对周围环境影响小、成形质量高、安全可靠、施工进度快等优点而越来越多地应用于城市地铁、公路、电力、通信以及市政污水隧道施工中。盾构工法主要由稳定开挖面、掘进、排土、管片衬砌和壁后注浆 3 大要素组成。盾构施工的核心问题是如何降低对周围土体的扰动并最大限度减小地表沉降^[1],而壁后注浆是控制地表沉降的关键。注浆技术虽属于一种传统的施工工艺,但将其引入到盾构施工后仍存在不少亟待研究解决的问题。壁后注浆施工不当时可能会造成地表沉降超限、管片上浮、错台等问题。由于盾尾间隙的存在和不确定性、注浆材料与注浆施工工艺的多样性、周围土体的复杂性、浆液本身的时效性,造成目前国内外关于盾构隧道壁后注浆的研究,尤其是理论研究,已经明显滞后于壁后注浆技术本身的发展。

长期以来,不断有学者以数值模拟、现场实测及模型试验等方法致力于壁后注浆的研究。Kasper 等对盾构施工过程的系列数值模拟研究考虑了注浆压力的影响^[2-3];Koyama 等进行了壁后注浆的模型试验研究,发现注浆压力和土体密度对隧道压力荷载和土体位移有重要影响^[4];Mo 等指出了注浆压力分布非常复杂,不均匀的注浆压力会导致管片错

台乃至裂缝破损^[5];Bezuijen 等对盾构隧道壁后注浆进行了现场测试研究^[6];黄宏伟等针对盾构隧道壁后注浆的分布情况进行了地质雷达探测试验,结果表明利用该方法可有效探测隧道壁后的注浆分布^[7-8]。近年来,一些学者开始尝试对盾构隧道壁后注浆的扩散过程及对管片产生的注浆压力荷载进行理论分析;叶飞等对盾构隧道壁后注浆浆液的扩散过程及注浆对管片产生的压力荷载等进行了持续研究^[9-12];李志明等推导了土压平衡盾构在粘土地层中壁后注浆环向、纵向填充的分析模型与计算方法^[13];袁小会等基于宾汉姆流体,推导了浆液注入盾尾间隙过程中注浆压力衰减与注浆参数间的关系^[14-15]。

已有研究文献表明,近年来虽有学者已开始从理论角度探求壁后注浆扩散机理,但理论分析研究依然较为薄弱。本文基于压密注浆扩散过程,利用球孔扩张理论,通过对扩张过程的力学分析,建立盾构壁后压密注浆的力学模型,分析浆体扩张对管片衬砌产生压力效应的影响因素。

1 盾构隧道壁后注浆扩散过程分析

一般来说,依据浆液的扩散性质,可将注浆分为充填注浆、渗透注浆、压密注浆和劈裂注浆 4 种。本文对盾构隧道壁后注浆浆液的扩散过程进行归纳,见图 1。

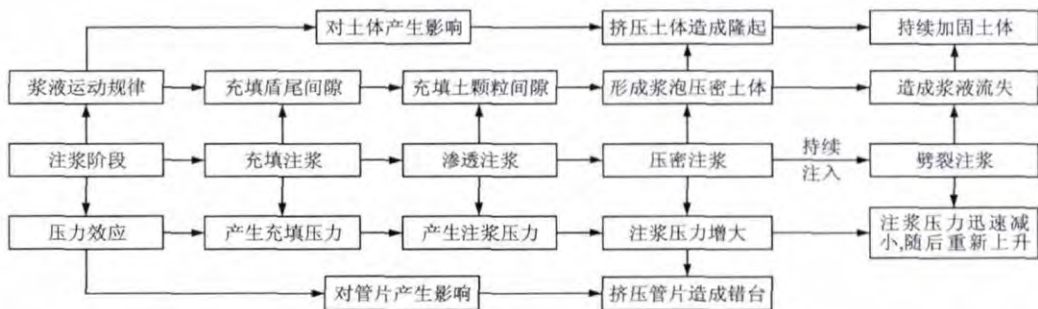


图 1 壁后注浆扩散过程

Fig. 1 Diffusion process of back-filled grouting

在图 1 所示的壁后注浆浆液扩散过程中,浆液在土体中的扩散流动主要发生于充填阶段和渗透阶段;对管片和土体产生注浆压力则主要发生于渗透注浆阶段和压密注浆阶段,尤其是压密阶段,容易挤压管片造成错台或挤压土体造成地表隆起。粘土地层渗透系数很小,可忽略渗透注浆阶段,直接进入压密阶段。基于以上考虑,本文主要讨论粘土地层中盾构壁后注浆的压密阶段浆液扩散机理与浆体和土体对管片衬砌的作用。

2 壁后压密注浆机理

2.1 基本假定

目前盾构施工中常用的注浆方式有 2 种,即从盾尾注浆孔同步注浆和从管片注浆孔及时注浆。壁后注浆对土体的压密效应也分 2 种情况:浆液先充满盾尾间隙,后开始压密周围土体(地层自稳性较好,盾尾间隙在管片脱离盾尾后能持续一段时间,此时从管片注浆孔及时注浆,则浆液先充满盾尾间

隙,后开始压密周围土体;或地层自稳性很差,采用同步注浆,盾尾间隙在形成的同时被浆液充填,浆液充填满盾尾间隙后开始压密周围土体),浆液直接压密周围土体(地层自稳性较差,管片脱离盾尾后立即被周围土体包裹,形不成持续的盾尾间隙,此时若从管片注浆孔及时注浆,浆液将直接压密周围土体)。本文主要讨论浆液直接压密周围土体的情况。为研究方便,根据已有关于压密注浆的研究^[16-17],并结合盾构隧道壁后注浆的特点,提出如下基本假定。

(1)粘土渗透系数很小,忽略浆液和土体交界面的渗透作用,认为注浆过程中仅存在浆液对土体的压密效应。

(2)由于盾构隧道半径远大于压密注浆浆液扩张范围,忽略盾构管片的弧度效应,认为管片外壁为平面。

(3)假设注浆体在土体中呈半球形,压密注浆过程就相当于在半无限土体中扩张一个半径为 R_u 的半球形浆体,见图 2, P 为注浆压力。在球孔四周形成了一个应力影响区。该应力影响区由塑性区和弹性区组成,见图 3, R_0 为半球形浆体的初始半径, R_p

为土体塑性区最大半径。

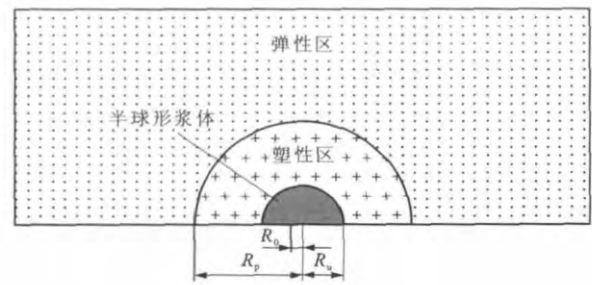


图 3 球孔扩张应力区域

Fig. 3 Stress area of spherical expansion

(4)在初始状态下,土体为均质各向同性体,受到浆体扩张挤压后,土体发生弹塑性变形,且变形在应力施加后立刻发生。

(5)浆液和土颗粒不可压缩,并忽略重力对土体压缩的影响。

2.2 理论推导

由图 3 可知,浆体扩张后,在距离注浆孔中心半径为 $r(R_u \leq r \leq R_p)$ 的土体处于塑性状态,而在半径 R_p 以外的土体仍然保持弹性状态。

球对称问题的平衡方程为

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + 2 \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (1)$$

几何方程为

$$\begin{cases} \epsilon_r = -\frac{du_r}{dr} \\ \epsilon_\theta = -\frac{u_r}{r} \end{cases} \quad (2)$$

弹性物理方程为

$$\begin{cases} \epsilon_r = \frac{\sigma_r - 2\nu\sigma_\theta}{E} \\ \epsilon_\theta = \frac{(1-\nu)\sigma_\theta - \nu\sigma_r}{E} \end{cases} \quad (3)$$

边界条件为

$$\begin{cases} \sigma_r(R_u) = P \\ \lim_{r \rightarrow \infty} \sigma_r = P_0 \end{cases} \quad (4)$$

式中: σ_r 为土体径向应力; σ_θ 为土体环向应力; ϵ_r 为土体径向应变; ϵ_θ 为土体环向应变; u_r 为土体径向位移; ν 为土体泊松比; E 为土体变形模量; P_0 为地下水压力; $\sigma_r(R_u)$ 为 r 取 R_u 时的土体径向应力。

当注浆压力较小时,半球形浆体周围土体全部处于弹性状态,求解式(1)~(4),得

$$\begin{cases} \sigma_r = P_0 + (P - P_0) \left(\frac{R_u}{r}\right)^3 \\ \sigma_\theta = P_0 - \frac{P - P_0}{2} \left(\frac{R_u}{r}\right)^3 \\ u_r = \frac{2\nu - 1}{E} P_0 r + \frac{(1 + \nu)(P - P_0)r}{2E} \left(\frac{R_u}{r}\right)^3 \end{cases} \quad (5)$$

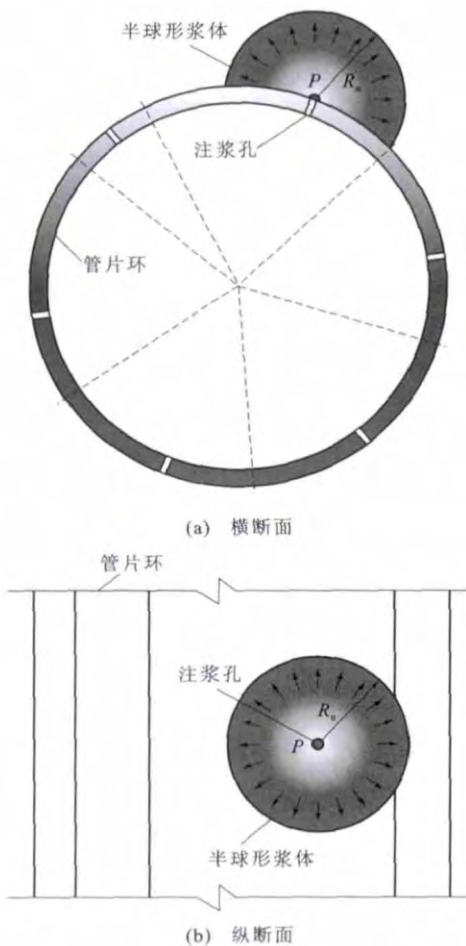


图 2 压密注浆

Fig. 2 Compaction grouting

按照 Mohr-Coulomb 屈服准则,有

$$\begin{cases} \sigma_r - \alpha\sigma_\theta = y \\ \alpha = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \\ y = \frac{2c\cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \end{cases} \quad (6)$$

式中: φ 为土体的内摩擦角; c 为土体的粘聚力。

随着注浆压力增大,浆体边缘土体逐渐进入屈服状态。将 $r=R_u$ 代入式(5),并根据屈服准则式(6),可得土体进入塑性状态的临界压力 P_p 为

$$P_p = P_0 + \frac{2[y + (\alpha - 1)P_0]}{2 + \alpha} \quad (7)$$

在弹性区域($r > R_p$),分别用 R_p 、 P_p 代替式(5)中的 R_u 、 P ,得

$$\begin{cases} \sigma_r = P_0 + (P_p - P_0) \left(\frac{R_p}{r}\right)^3 \\ \sigma_\theta = P_0 - \frac{P_p - P_0}{2} \left(\frac{R_p}{r}\right)^3 \\ u_r = \frac{2\nu - 1}{E} P_0 r + \frac{(1 + \nu)(P_p - P_0)r}{2E} \left(\frac{R_p}{r}\right)^3 \end{cases}$$

在塑性区域($R_u \leq r < R_p$),由式(1)、(6)得

$$\begin{cases} \sigma_r = -\frac{y}{\alpha - 1} + C_1 r^{-\frac{2(\alpha-1)}{\alpha}} \\ \sigma_\theta = -\frac{y}{\alpha - 1} + \frac{C_1}{\alpha} r^{-\frac{2(\alpha-1)}{\alpha}} \end{cases} \quad (8)$$

式中: C_1 为待定系数。

弹塑性交界面($r=R_p$),径向应力为临界扩张压力 P_p ,即

$$\sigma_r(R_p) = P_p \quad (9)$$

将式(9)代入式(8),可得

$$C_1 = R_p^{\frac{2(\alpha-1)}{\alpha}} \left(P_p + \frac{y}{\alpha - 1} \right) \quad (10)$$

将边界条件 $\sigma_r(R_u) = P$ 代入式(8),定义 β 为塑性区半径 R_p 与现时浆体半径 R_u 之比,可得 R_p 、 R_u 以及压力水平 F 之间的关系,即

$$\beta = \frac{R_p}{R_u} = \left[\frac{(\alpha - 1)P + y}{(\alpha - 1)P_p + y} \right]^{\frac{\alpha}{2(\alpha-1)}} = F^{\frac{\alpha}{2(\alpha-1)}} \quad (11)$$

$$F = \frac{(\alpha - 1)P + y}{(\alpha - 1)P_p + y} \quad (12)$$

将 $r=R_p$ 代入式(5)中,可得弹塑性边界的位移 u_p 为

$$\begin{cases} u_p = \delta R_p \\ \delta = \frac{2\nu - 1}{E} P_0 + \frac{(1 + \nu)(P_p - P_0)}{2E} \end{cases} \quad (13)$$

同理,可得弹塑性边界的应力和应变为

$$\begin{cases} \sigma_r(R_p) = P_p \\ \sigma_\theta(R_p) = \frac{3P_p - P_p}{2} \end{cases} \quad (14)$$

$$\begin{cases} \epsilon_r(R_p) = 2\delta - \frac{2(1-2\nu)P_0}{E} \\ \epsilon_\theta(R_p) = -\delta \end{cases} \quad (15)$$

式中: $\sigma_\theta(R_p)$ 为 r 取 R_p 时的土体环向应力; $\epsilon_r(R_p)$ 为 r 取 R_p 时的土体径向应变; $\epsilon_\theta(R_p)$ 为 r 取 R_p 时的土体环向应变。

在塑性区由不相关联的流动法则,有

$$\frac{\dot{\epsilon}_{pr}}{\dot{\epsilon}_{p\theta}} = -\frac{2[1 + \sin(\psi)]}{1 - \sin(\psi)} \quad (16)$$

式中: ψ 为土体的剪胀角; $\dot{\epsilon}_{pr}$ 为塑性区土体塑性径向应变增量; $\dot{\epsilon}_{p\theta}$ 为塑性区土体塑性环向应变增量。

对于非关联流动法则, $\psi < \varphi$, 通常近似取为 0^[18-19], 因此,式(16)可简化为

$$\dot{\epsilon}_{pr} + 2\dot{\epsilon}_{p\theta} = 0 \quad (17)$$

又因为

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_r &= \epsilon_{er} + \dot{\epsilon}_{pr} \\ \dot{\epsilon}_\theta &= \epsilon_{e\theta} + \dot{\epsilon}_{p\theta} \end{aligned}$$

结合式(17)有

$$\dot{\epsilon}_r + 2\dot{\epsilon}_\theta = \dot{\epsilon}_{er} + 2\dot{\epsilon}_{e\theta} \quad (18)$$

式中: $\dot{\epsilon}_{er}$ 为塑性区土体弹性径向应变增量; $\dot{\epsilon}_{e\theta}$ 为塑性区土体弹性环向应变增量。

将式(3)代入式(18),两边积分,并结合弹塑性边界的应力式(14)和应变式(15),可得

$$\epsilon_r + 2\epsilon_\theta = \frac{(1 - 2\nu)(\sigma_r + 2\sigma_\theta)}{E} \quad (19)$$

由式(2)可得

$$\begin{cases} \epsilon_r = -\frac{du_r}{dr} = -\frac{d(r - r_0)}{dr} = \frac{dr_0}{dr} - 1 \\ \epsilon_\theta = -\frac{u_r}{r} = -\frac{r - r_0}{r} = \frac{r_0}{r} - 1 \end{cases} \quad (20)$$

式中: r_0 为塑性区距注浆孔中心为 r 的土体变形前的相应半径。

将式(8)、(20)代入式(19),可得土体塑性区扩张过程的微分方程为

$$\begin{aligned} \frac{dr_0}{dr} + \frac{2r_0}{r} &= \frac{C_1(1 - 2\nu)(\alpha + 1)}{E\alpha} r^{-\frac{2(\alpha-1)}{\alpha}} + \\ &3 \left[1 - \frac{y(1 - 2\nu)}{E(\alpha - 1)} \right] \end{aligned} \quad (21)$$

当 $r = R_p$ 时, $r_0 = R_p - u_p$,由式(21)得

$$r_0 = Ar^{\frac{2-\alpha}{\alpha}} + Br - \frac{C}{r^2} \quad (22)$$

$$A = \frac{(1 - 2\nu)(\alpha + 1)}{E(\alpha + 2)} \left(P_p + \frac{y}{\alpha - 1} \right) R_p^{\frac{2(\alpha-1)}{\alpha}}$$

$$B = 1 - \frac{\nu(1-2\nu)}{E(\alpha-1)}$$

$$C = \left[\frac{(1-2\nu)(\alpha+1)}{E(\alpha+2)} \left(P_p + \frac{\nu}{\alpha-1} \right) - \frac{\nu(1-2\nu)}{E(\alpha-1)} + \delta \right] R_p^3$$

将 $r_0 = R_0, r = R_u$, 代入式(22), 并结合式(11), 可得浆体初始半径 R_0 与 R_u 的关系式为

$$\frac{1}{\xi} = \frac{R_0}{R_u} = \frac{(1-2\nu)(\alpha+1)}{E(\alpha+2)} \left(P_p + \frac{\nu}{\alpha-1} \right) \cdot \left[\beta^{\frac{2(\alpha-1)}{\alpha}} - \beta^3 \right] + \frac{\nu(1-2\nu)}{E(\alpha-1)} \cdot (\beta^3 - 1) - \delta\beta^3 + 1 \quad (23)$$

式中: ξ 为浆体扩张率。

塑性区的扩张率 ζ 为

$$\zeta = \frac{R_p}{R_0} = \beta \quad (24)$$

半球形浆体对管片产生的压力 F_g 为

$$F_g = \pi P R_u^2 \quad (25)$$

塑性土体对管片产生的压力 F_p 为

$$F_p = \int_{R_u}^{R_p} 2\sigma_\theta \pi r dr = \pi \left[C_1 (R_p^2 - R_u^2) - \frac{\nu}{\alpha-1} (R_p^2 - R_u^2) \right] \quad (26)$$

压密注浆对管片产生的总压力 F_s 为

$$F_s = F_g + F_p = \pi \left[P R_u^2 - \frac{\nu}{\alpha-1} (R_p^2 - R_u^2) + C_1 (R_p^2 - R_u^2) \right] \quad (27)$$

2.3 参数确定与模型适用性的讨论

2.3.1 参数确定

从模型的推导过程可以看出, 与压密注浆浆体扩散过程有关的参数有: 半球形浆体初始半径 R_0 、地下水压力 P_0 、注浆压力 P 和土体的弹性模量 E 、粘聚力 c 、内摩擦角 φ 、泊松比 ν 。浆体初始半径 R_0 应与注浆孔半径相等, 注浆压力 P 可通过盾构机上的监测系统测得; 土体的特性参数虽可通过试验得到, 但弹性模量 E 受盾尾间隙影响较大。

盾构壁后压密注浆与传统压密注浆问题的不同之处在于, 盾尾脱离管片后土体因失去支撑而产生应力释放。应力释放过程中, 土体的孔隙比增大, 弹性模量减小, 因此, 上文所推导的理论公式中, 弹性模量应是土体原始弹性模量的折减值。为研究方便, 暂不考虑土体泊松比、粘聚力、内摩擦角的变化, 仅探讨弹性模量的变化。为此, 引入考虑盾尾间隙影响的土体弹性模量折减系数。

考虑盾尾间隙的等效孔隙比 e' 为

$$e' = \frac{D_1 e_0 / (e_0 + 1) + \pi d R_p^2}{D_1 / (e_0 + 1)} = e_0 + \frac{d(e_0 + 1)}{2R_p - 3d} \quad (28)$$

$$D_1 = \frac{2\pi R_p^3}{3} - \pi d R_p^2$$

式中: d 为盾尾间隙厚度; e_0 为土体的初始孔隙比。

根据土力学原理, 土体压缩模量 E_s 为

$$E_s = \frac{(P - P_0)(1 + e_0)}{e_{\min} - e_0} \quad (29)$$

式中: e_{\min} 为土体压缩后的孔隙比。

土体等效压缩模量 E'_s 为

$$E'_s = \frac{(P - P_0)(1 + e')}{e_{\min} - e'} \quad (30)$$

土体变形模量 E 与压缩模量 E_s 的关系可用广义胡克定律求得

$$E = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} E_s \quad (31)$$

可见, 在泊松比不变的条件, 变形模量与压缩模型成正比, 折减系数为变形模量与压缩模量之比, 即

$$\frac{E'}{E} = \frac{E'_s}{E_s} \quad (32)$$

$$\eta = \frac{(P - P_0) D_2 / E_s}{D_3} \quad (33)$$

$$D_2 = 1 + e_0 + \frac{d(e_0 + 1)}{2R_p - 3d}$$

$$D_3 = \frac{P - P_0}{E_s} (1 + e_0) - \frac{d(e_0 + 1)}{2R_p - 3d}$$

式中: E' 为土体松弛后的变形模量, 即弹性模量折减值; η 为土体弹性模量折减系数。

值得注意的是, 盾构隧道衬砌周围土体的弹性模量、粘聚力、内摩擦角、泊松比等参数是复杂多变的, 浆体压密扩张过程中可能作用于多种不同参数的土体, 因此, 需要将复杂的土质情况等效成均一土层来分析。

2.3.2 适用范围

本文认为管片脱离盾尾后立即被周围土体包裹, 形不成持续的盾尾间隙, 浆液注入后直接压密周围土体。本文模型适用于渗透系数较小的软粘土地层中从管片注浆孔进行及时壁后注浆的情况, 不适用于渗透性相对较大的砂性土地层壁后注浆分析。另外, 在本文模型中, 未涉及浆液特性参数, 无法考虑浆液特性对压密注浆效果的影响。

3 实例分析

压密注浆的效果与浆液特性、注浆工艺、土体特

性等众多因素有关。从上文的理论推导可以得知,压密注浆浆体的扩张与注浆压力和土体特性 2 方面因素有关。通过工程实例,分析注浆压力和土体的弹性模量、粘聚力、内摩擦角等特性参数对管片压力的影响。

3.1 注浆压力分析

假定土体的弹性模量折减值 $E' = 1.12 \text{ MPa}$,粘聚力 $c = 0.006 \text{ MPa}$,内摩擦角 $\varphi = 18^\circ$,泊松比 $\nu = 0.2$,注浆点处的地下水压力 $P_0 = 0.06 \text{ MPa}$ 。

3.1.1 球形浆体和土体塑性区扩张率

将土体参数代入式(23)、(24),可求得各种注浆压力下的半球形浆体扩张率和土体塑性区扩张率,见图 4。

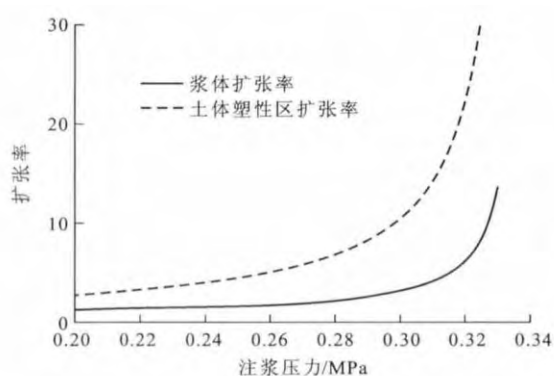


图 4 不同注浆压力条件下的扩张率

Fig. 4 Expansion rates under different grouting pressures

从图 4 可以看出,注浆压力对半球形浆体扩张率和土体塑性区扩张率的影响明显。浆体扩张率和土体塑性区扩张率均随注浆压力的增大而增大,增大的速率也在不断提高。注浆压力超过 0.33 MPa 后,2 种扩张率开始趋于无穷大。从保持隧道周围土体稳定性角度来讲,壁后注浆的压力不超过 0.33 MPa。另外,混凝土管片的封顶块螺栓在注浆压力为 0.4 MPa 左右时,有可能被剪断;在注浆压力为 0.4~0.6 MPa 时,管片会产生变形,然后造成主梁、肋板变形^[3]。可见,将注入压力控制在 0.33 MPa 以下,对于保持地层稳定和管片衬砌结构安全都是满足的。

3.1.2 注浆对管片产生的压力

将土体参数代入式(25)~(27),可求得各种注浆压力下浆液对管片产生的压力 F_g 、塑性区土体对管片产生的压力 F_p 、注浆对管片产生的总压力 F_s 及注浆对单位面积管片产生的压力 P_s ,见图 5、6。

由图 5 可知,浆液、塑性区土体以及注浆本身对管片产生的压力等均随注浆压力的增大而增大,增大的速度也在不断提高。由图 6 可知,注浆对单位

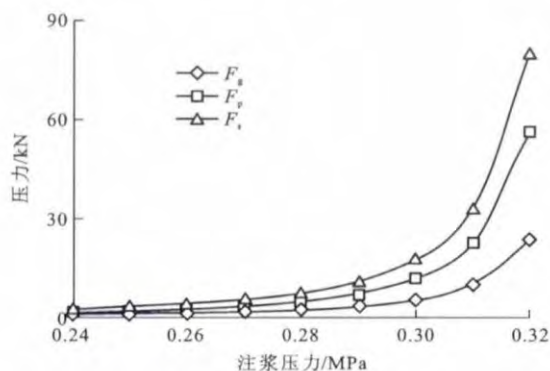


图 5 不同注浆压力条件下的注浆荷载

Fig. 5 Grouting loads under different grouting pressures

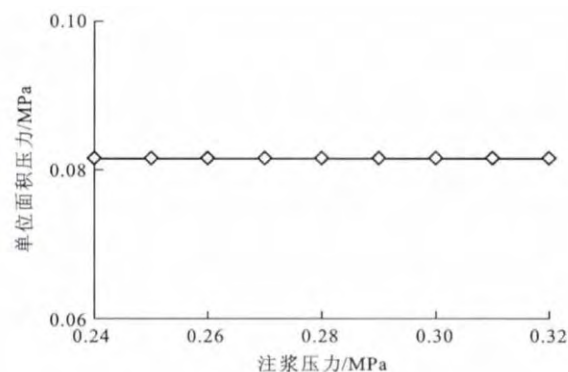


图 6 不同注浆压力条件下单位面积的注浆荷载

Fig. 6 Unit area grouting loads under different grouting pressures

面积管片产生的压力不随注浆压力的改变而改变,始终为 0.081 MPa。结合图 5、6 可知,压密注浆对管片产生的压力随着注浆压力的增大而增大,这种增大主要是由浆体和土体塑性区的扩张引起的。合理地控制注浆压力和注浆量,可有效控制注浆效果,防止管片因承受过大的注浆附加荷载而出现开裂、错台等破坏。可通过本文公式计算注浆压力产生的荷载效应,进而选取合理的注浆压力。

3.2 土体特性分析

假定土体的粘聚力 $c = 0.006 \text{ MPa}$,内摩擦角 $\varphi = 18^\circ$,泊松比 $\nu = 0.20$,注浆点处的地下水压力 $P_0 = 0.06 \text{ MPa}$ 。分别改变土体粘聚力(改为 0.0065 MPa)、内摩擦角(改为 19°)、泊松比(改为 0.22),计算各种弹性模量折减值下,压密注浆对管片产生的压力及对单位面积管片产生的压力 P_s ,见图 7、8。

由图 7 可知,压密注浆对管片产生的压力受土体特性影响显著:压密注浆对管片产生的压力随着土体泊松比的增大而增大,随着土体弹性模量、粘聚力和内摩擦角的增大而减小。由图 8 可知,压密注浆对单位面积管片产生的压力不随土体特性的改变而改变。结合图 7、8 可知,土体特性不同引起浆体

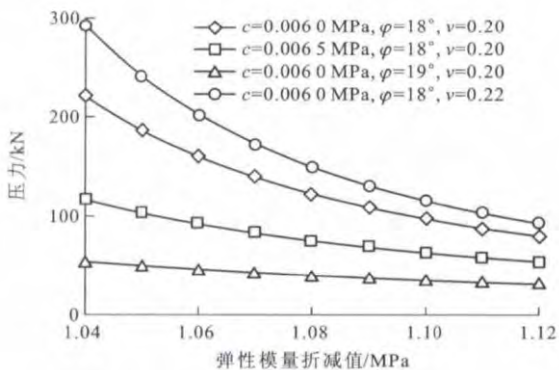


图 7 注浆荷载与土体特性的关系

Fig. 7 Relationship between grouting loads and soil characteristics

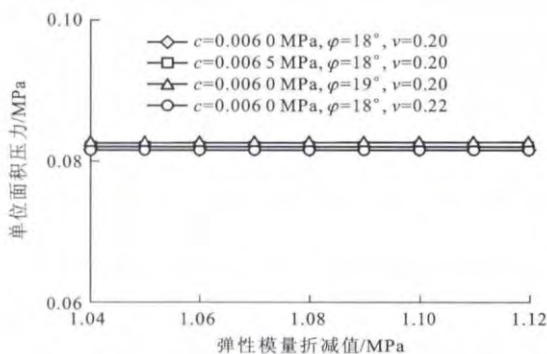


图 8 单位面积注浆荷载与土体特性的关系

Fig. 8 Relationship between unit area grouting loads and soil characteristics

和土体塑性区扩大范围的不同,由此导致管片承受不同的注浆附加荷载,因此,应该根据土体特性选择合适的注浆压力进行壁后注浆,还应注意注浆量的控制。

3.3 压力分布

本文所指的压力分布是指由于注浆而产生的作用于管片衬砌上的应力分布。压密注浆对管片产生的注浆压力(应力)分为 3 部分,即半球形浆体对管片产生的压力、塑性区土体对管片产生的压力和弹性区土体对管片产生的压力。浆体对管片产生的压力与注浆压力相等,弹性区土体对管片产生的压力较小,因此,仅分析塑性区土体对管片产生的压力分布。塑性区土体对管片产生的应力与塑性区土体的环向应力相等。

假定土体的 $E' = 1.12 \text{ MPa}$,粘聚力 $c = 0.006 \text{ MPa}$,内摩擦角 $\varphi = 18^\circ$,泊松比 $\nu = 0.2$,注浆点处的地下水压力 $P_0 = 0.06 \text{ MPa}$,注浆压力 $P = 0.32 \text{ MPa}$ 。由式(8)可得塑性区土体应力分布,见图 9。

由图 9 可知,塑性区土体径向应力和环向应力均随着远离注浆孔而减小,其中环向应力的分布反映了作用于管片衬砌上的应力分布。可见,注浆对管片衬

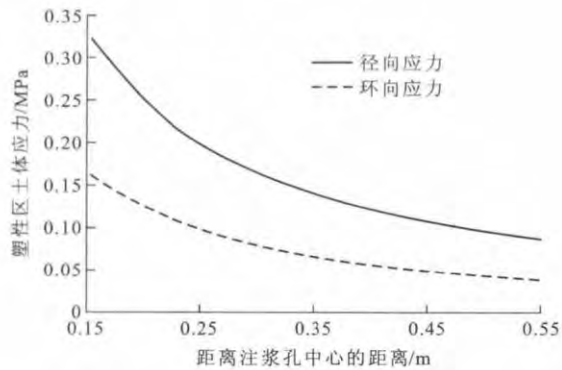


图 9 塑性区土体应力

Fig. 9 Soil stresses in plastic zone

砌产生的压力(应力)随着远离注浆孔而减小。

4 结 语

(1)基于球孔扩张的盾构壁后压密注浆模型适用于软粘土地层中盾构施工时的壁后注浆分析。在已知土体弹性模量、粘聚力、内摩擦角、泊松比的前提下,可用该模型公式计算压密注浆体的扩张率、土体塑性区扩张率以及注浆对管片产生的压力。

(2)压密注浆对管片产生的压力与注浆压力和土体的弹性模量、粘聚力、内摩擦角、泊松比等因素有关:随着注浆压力和土体泊松比的增大而增大,随着土体弹性模量、粘聚力和内摩擦角的增大而减小;压密注浆对单位面积管片产生的压力不随注浆压力和土体特性的改变而改变。

(3)压密注浆对管片产生的压应力在浆体扩张范围内与注浆压力相等;在土体塑性区范围内随着远离注浆孔而减小;在土体弹性区范围内,相对较小,可不作考虑。

(4)在后续研究中,将注浆体扩张率引入到注浆控制中,分析注浆压力与土体特性(弹性模量、粘聚力、内摩擦角、泊松比等)对注浆量的影响,并将浆液的压密、充填、渗透等各模型结合,系统分析浆液扩散过程。

参 考 文 献 :

References :

[1] 朱 伟,陈仁俊.盾构隧道施工技术现状及展望(第 3 讲)盾构隧道应用前景及发展方向[J].岩土工程界,2002,5(1):18-20,52.
 ZHU Wei, CHEN Ren-jun. Present state and prospect of shield tunneling technology (3rd lecture) prospect and development of shield tunnel application [J]. Geotechnical Engineering World, 2002, 5(1): 18-20, 52. (in Chinese)

[2] KASPER T, MESCHKE G. A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground[J]. International

- Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2004, 28(4): 1441-1460.
- [3] KASPER T, MESCHKE G. On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground tunneling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2006, 21(2): 160-171.
- [4] KOYAMA Y, SATO Y, OKNAO N, et al. Back-fill grouting model test for shield tunnel[J]. Quarterly Report of PTRI, 1998, 39(1): 35-39.
- [5] MO H H, CHEN J S. Study on inner force and dislocation of segments caused by shield machine attitude[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, 23(3): 281-291.
- [6] BEZUIJEN A, TALMON A M, KAALBERG F J, et al. Field measurement of grout pressure during tunneling of the Sophia Rail Tunnel[J]. Soil and Foundations, 2004, 44(1): 39-48.
- [7] 黄宏伟,刘宝剑,谢雄耀.盾构隧道壁后注浆效果的雷达探测研究[J].岩土力学,2003,24(增2):353-356.
HUANG Hong-wei, LIU Yu-jian, XIE Xiong-yao. Application of GPR to grouting distribution behind segment in shield tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(S2): 353-356. (in Chinese)
- [8] 黄宏伟,杜军,谢雄耀.盾构隧道壁后注浆的探地雷达探测模拟试验[J].岩土工程学报,2007,29(2):243-248.
HUANG Hong-wei, DU Jun, XIE Xiong-yao. Simulation of GPR detecting of grouting materials behind shield tunnel segments[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(2): 243-248. (in Chinese)
- [9] 叶飞.软土盾构隧道施工期上浮机理分析及控制研究[D].上海:同济大学,2007.
YE Fei. Analysis and control for upward movement of shield tunnel during construction[D]. Shanghai: Tongji University, 2007. (in Chinese)
- [10] 叶飞,朱合华,何川.盾构隧道壁后注浆扩散模式及对管片的压力分析[J].岩土力学,2009,30(5):1307-1312.
YE Fei, ZHU He-hua, HE Chuan. Back-filled grouts diffusion model and its pressure to segments of shield tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(5): 1307-1312. (in Chinese)
- [11] 叶飞,苟长飞,刘燕鹏,等.盾构隧道壁后注浆浆液时变半球面扩散模型[J].同济大学学报:自然科学版,2012,40(12): 1789-1794.
YE Fei, GOU Chang-fei, LIU Yan-peng, et al. Half-spherical surface diffusion model of shielded tunnel back-filled grouts[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2012, 40(12): 1789-1794. (in Chinese)
- [12] 叶飞,苟长飞,陈治,等.盾构隧道粘度时变性浆液壁后注浆渗透扩散模型[J].中国公路学报,2013,26(1):127-134.
YE Fei, GOU Chang-fei, CHEN Zhi, et al. Back-filled grouts diffusion model of shield tunnel considering its viscosity degeneration[J]. China Journal of Highway and Transport, 2013, 26(1): 127-134. (in Chinese)
- [13] 李志明,廖少明,戴志仁.盾构同步注浆填充机理及压力分布研究[J].岩土工程学报,2010,32(11):1752-1757.
LI Zhi-ming, LIAO Shao-ming, DAI Zhi-ren. Theoretical study on synchronous grouting filling patterns and pressure distribution of EPB shield tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(11): 1752-1757. (in Chinese)
- [14] 袁小会,韩月旺,钟小春.盾构隧道壁后注浆压力分布模型[J].西南交通大学学报,2011,46(1):18-25.
YUAN Xiao-hui, HAN Yue-wang, ZHONG Xiao-chun. Pressure distribution model of simultaneous backfill grouting of shield tunnel[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2011, 46(1): 18-25. (in Chinese)
- [15] 范昭平,韩月旺,方忠强.盾构壁后注浆压力分布计算模型[J].公路交通科技,2011,28(3):95-100.
FAN Zhao-ping, HAN Yue-wang, FANG Zhong-qiang. Calculating model of backfill grouting pressure distribution for shield tunnel[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2011, 28(3): 95-100. (in Chinese)
- [16] 汪鹏程,朱向荣,方鹏飞.考虑土应变软化及剪胀特性的大应变球孔扩张的问题[J].水利学报,2004,35(9):78-82,87.
WANG Peng-cheng, ZHU Xiang-rong, FANG Peng-fei. Expansion of large strain spherical cavity in soil in consideration of dilation and strain softening[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2004, 35(9): 78-82, 87. (in Chinese)
- [17] 汪鹏程,张红亚.弹塑性脆性岩土材料中球形孔大应变扩张分析[J].安徽建筑工业学院学报:自然科学版,2008,16(2):17-22.
WANG Peng-cheng, ZHANG Hong-ya. Analysis of spherical cavities expansion in elastoplastic-brittle materials considering large strain[J]. Journal of Anhui Institute of Architecture and Industry: Natural Science, 2008, 16(2): 17-22. (in Chinese)
- [18] 孔位学,芮勇勤,董宝弟.岩土材料在非关联流动法则下剪胀角选取探讨[J].岩土力学,2009,30(11):3278-3282.
KONG Wei-xue, RUI Yong-qin, DONG Bao-di. Determination of dilatancy angle for geomaterials under non-associated flow rule[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(11): 3278-3282. (in Chinese)
- [19] 陈昊.复合牙灌浆孔支顶法在盾构施工过矿山法隧道中的应用[J].筑路机械与施工机械化,2011,28(4):81-83.
CHEN Hao. Application of composite dental grouting holes branch top method in shield construction of drill and blast tunneling[J]. Road Machinery and Construction Mechanization, 2011, 28(4): 81-83. (in Chinese)