

DOI: 10.11779/CJGE202211012

长距离深埋岩石地层顶管摩阻力计算方法研究

钟祖良^{1,2}, 刁小军¹, 刘新荣^{1,2}

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 库区环境地质灾害防治国家地方联合工程研究中心(重庆大学), 重庆 400045)

摘要: 顶管法具有掘进效率高、安全环保、质量可靠等优点, 在土质地层中得到广泛推广。为满足水利及市政工程快速建设的需求, 顶管法也在岩石地层中进行应用, 但对于长距离深埋岩石顶管摩阻力计算方法的研究较为匮乏。依托国内首个采用长距离岩石顶管法施工的重庆观景口水利枢纽工程, 通过现场顶力测试试验研究发现, 管节-围岩间摩阻力主要受管外间隙填充物和注入的润滑泥浆的影响, 且前者的影响较大。根据顶管超挖间隙中沉渣填充程度的不同, 提出了3种管节-围岩接触力学模型, 并基于围岩弹塑性理论以及管节与填充物之间的协调变形, 推导了各力学模型的顶管摩阻力计算公式。通过将摩阻力计算值与实测值对比, 验证了摩阻力公式在岩石地层顶管顶力计算中的适用性。

关键词: 顶管; 岩石地层; 摩阻力; 顶力; 计算公式

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2022)11-2063-08

作者简介: 钟祖良(1980—), 男, 博士, 副教授, 博士生导师, 主要从事地下工程研究工作。E-mail: haiou983@126.com。

Method for calculating frictional resistance of long-distance pipe jacking in deeply buried rock strata

ZHONG Zu-liang^{1,2}, DIAO Xiao-jun¹, LIU Xin-rong^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. National Joint Engineering Research Center for Prevention and Control of Environmental Geological Hazards in the TGR Area (Chongqing University), Chongqing 400045, China)

Abstract: The pipe jacking method has the advantages of high efficiency, safety, environmental protection and reliable quality, and is widely used in soil strata. In order to meet the demand for rapid construction of water conservancy projects and municipal projects, pipe jacking is also used in rocky strata, but there is a lack of research on the calculation of the frictional resistance of long-distance pipe jacking in deeply buried rock. Based on the first long-distance pipe jacking case in rock in China, Guanjingkou water conservancy project of Chongqing, through the field tests on jacking force it is found that the pipe-rock friction resistance is mainly affected by the filling of over-excavation gap and the injected lubricating mud, and the former has a greater impact. According to different degrees of the filling of the over-excavated gap with sediment, three mechanical models for the contact between pipe and rock are proposed, and based on the elastic-plasticity theory and the coordinated deformation between the pipe and the filling, the formulae for calculating the frictional resistance of the pipe are derived for each mechanical model. The applicability of the formulae for the frictional resistance in deeply buried rock strata is verified by comparing the calculated values of the frictional resistance with the measured ones.

Key words: pipe jacking; rock stratum; frictional resistance; jacking force; formula

0 引言

摩阻力是长距离顶管工程中顶进阻力的重要组成部分, 为了准确计算摩阻力, 国内外学者已提出多种理论模型和计算方法, Sofianos等^[1]将这些计算模型的假设条件归纳为洞壁稳定假设和管土全接触假设两类。

在符合洞壁稳定假设的前提下, 管道被认为与隧洞局部接触或者悬浮于润滑泥浆中, 地层土压力没有直接作用在管道上。基于此类假设, Milligan等^[2]用管

节自重乘以管土摩擦系数计算摩擦阻力。Haslem^[3]根据接触压力和 Hezrt 弹性理论计算管道与土体接触宽度, 并乘以管土黏聚力得到摩阻力。部分学者提出管道是在黏性泥浆套中滑动, 应当考虑触变泥浆的黏滞阻力。叶艺超等^[4]基于黏性流体力学平板模型理论, 推导了“固-液”接触状态下的顶管摩阻力公式。王

基金项目: 重庆市技术创新与应用示范专项社会民生类重点研发项目 (cstc2018jsex-mszdX0071)

收稿日期: 2021-10-20

双等^[5]针对3种常见的泥浆套形态给出了相应摩阻力计算公式,考虑了管土摩阻力和管道与泥浆的剪切阻力。张鹏等^[6]采用Persson模型取代Hezrt弹性理论计算管土摩阻力,并分别计算了泥浆在凝胶状态和流体状态下的管浆摩阻力,提出将顶管启动时的静摩阻力和顶进时的滑动摩阻力作为摩阻力上下限。

第二种假设中,管道外部与周围岩土体完全接触,因此必须计算管周土压力。最简单的土压力理论是土柱理论,以上覆岩土体自重作为管道上的土压力,适用于浅埋或软土地层中的顶管工程。对于埋深较大的情况,Terzaghi^[7]和普氏理论认为作用在支护结构上的力是塌落拱内的松动岩土体重量。国内外规范^[8-11]采用的土压力模型都是在Terzaghi拱模型的基础上改进的,在滑动带宽度、滑动面摩擦角、侧压力系数、土体黏聚力等参数的取值上有所不同^[12]。Atkinson等^[13]采用极限分析原理研究了无黏性土中圆形隧道的稳定性,其上下限解可用于预测隧道塌落压力,该理论解与埋深和地表压力的大小无关。Staheli^[14]同样认为对于无黏性土,管顶垂直应力与深度无关,并基于Morh-Coulomb破坏准则修改了Terzaghi模型中的活动门宽度,获得了与管道半径和土体残余内摩擦角有关的土压力公式。在深埋的条件下,Zhang等^[12]认为Terzaghi拱模型中的剪切带不会延伸至地表,借鉴“松动土高度”的概念建立了剪切带高度方程,并对其他关键参数进行了修正,提出了一种适用于深埋顶管的土压力模型。

目前,顶管工程在岩石地层中的应用正处于兴起阶段,国内外对岩石顶管的研究还比较缺乏,缺少专门针对岩石地层条件提出的摩阻力计算方法。Barla等^[15]对意大利灰岩地层中顶管卡管问题的研究表明,对于围岩稳定的隧道,根据管道重量计算的摩阻力与实测摩阻力比较一致,但在节理发育的岩体中应该考虑不稳定岩块的重量。Sheil等^[16]监测了5个爱尔兰石灰岩、泥岩、砂岩中顶管工程的摩阻力,测量结果普遍高于根据管道自重预测的摩阻力,认为这是由于计算模型中忽略了导向偏差以及可能出现的岩石挤压的影响。Ong等^[17]认为高度风化断裂的岩体具有土拱效应,可以采用Pellet基于Terzaghi拱模型改进的摩阻力计算公式,并提出了通过直剪试验确定计算模型中破碎岩体等效黏聚力和内摩擦角的方法。Zhong等^[18]和Li等^[19]在处置岩石顶管卡管问题时,通过破除管节发现管道外沉积有岩屑和泥浆的混合物,认为围岩收敛挤压填充物和管节是造成摩阻力增大和卡管的主要原因。

依托重庆市观景口水利枢纽工程,通过现场试验

分析了岩石顶管顶进阻力在施工过程中变化规律,并考虑管外沉渣和泥浆浮力等影响因素,提出了深埋岩石地层管节-围岩相互作用力学模型和摩阻力计算方法,将其与现有计算方法和现场实测结果进行对比分析,验证了计算方法的准确性和适用性,补充完善了岩石地层顶管摩阻力计算方法研究成果。

1 工程背景

1.1 工程概况

观景口水利枢纽工程是国务院确定的172项重大水利工程之一,是重庆市重点水源工程,由水库工程和输水工程组成。输水工程线路总长24.965 km,其中无压隧洞8座,水平投影长共计14.474 km;有压隧洞2座,水平投影长1.572 km。在输水隧洞的建设中,除了#1隧洞前半段最开始采用了钻爆法施工外,其余输水隧洞的修建全部采用硬岩顶管施工方法。在国内水利行业中,这是首个超长距离大断面岩石顶管项目,并被列为水利部先进技术示范项目。其中,#6无压隧洞穿越明月山背斜,埋深16~298 m,全长2158 m,是10条输水隧洞中具有代表性的单向顶进深埋岩石顶管隧洞。#6无压隧洞穿越地层主要是侏罗系中下统自流井组泥岩、砂岩、页岩不等厚互层,侏罗系下统珍珠冲组泥岩夹砂岩和三叠系上统须家河组砂岩,背斜两翼岩层基本一致。F17断层出露于背斜北西翼近轴部,岩体本身完整性差,岩体破碎富水,有一定的承压性。工程地质剖面图如图1所示。隧洞施工采用定制的泥水平衡式顶管机,最大开挖直径为3.22 m,配套的混凝土管节内部直径2.65 m,外部直径3.17 m,混凝土重度为25 kN/m³,管节结构示意图如图2所示。

1.2 现场摩阻力实测分析

主顶油缸和顶管机可分别记录总顶推力和机头反力,迎面阻力近似等于机头反力,管道摩阻力可以通过总顶推力减去机头反力获得。#6隧洞在启用中继间之前,依靠主顶顶进了662 m,顶进阻力的监测结果如图3所示。

从图3中可以看出,顶进阻力的波动幅度比较大,上下峰值之差在1000 kN左右,用短距离的监测数据来分析顶力规律可能存在较大误差。随着顶进距离的增加,局部波动对顶进阻力变化规律的影响逐渐减弱。可以看出,机头的迎面阻力为1000~2000 kN,平均值约为1500 kN。在隧洞的前半段,迎面阻力为顶进阻力的主要组成部分。顶进到340 m左右,管壁摩阻力超过迎面阻力。摩阻力在顶进过程中呈现出3种不同的增长速度,据此将#6隧洞段大致划分为I段、II段和III段。为了更直观地比较和分析各段的单位长度

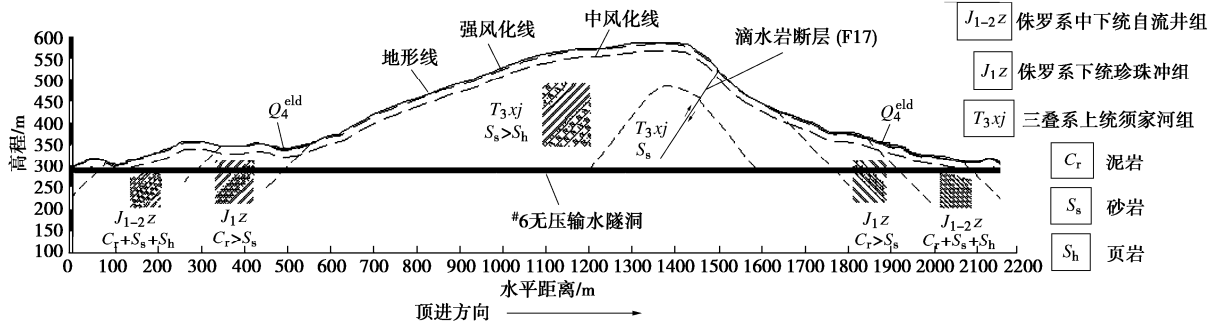


图 1 #6 隧洞工程地质纵剖面图

Fig. 1 Geological longitudinal section of tunnel No. 6

表 1 现场各段摩阻力实测值与计算值之比

Table 1 Ratios of measured to calculated frictional resistance

摩擦系数	实测值/计算值		
	I 段	II 段	III 段
0.2	0.41	28.65	2.93
0.3	0.28	19.10	1.95
0.4	0.21	14.32	1.46
0.5	0.16	11.46	1.17

由表 1 可知, 在 4 种摩擦系数下, 隧洞 I 段的摩阻力实测值都低于 Milligan 公式计算值。结合图 1 还可以发现, 单位长度摩阻力没有随埋深的增大而增加。说明在隧洞稳定且顶进工况良好情况下, 管道不受围岩压力的影响, 并且泥浆浮力还起到了减小管道接触压力的作用。

在隧洞 II 段, 摩阻力实测值约为 Milligan 公式计算值的 (10~30) 倍。据现场施工记录显示, 此段发生了大量地下水涌入, 地下水将自身携带的泥砂以及掌子面掘进产生的细颗粒碎屑搬运至掌子面后方, 将管道与围岩之间的超挖间隙近似完全填充, 进而导致了顶进阻力的突然增大。

隧洞 III 段的单位长度摩阻力实测值与计算值之比为 1.17~2.93, 说明管道与洞壁的法向接触压力除来自管道重量外, 还有一部分来自于围岩的挤压力。由于本段隧洞围岩质量和稳定性良好, 可以不考虑失稳岩体塌落, 结合 Zhong 等^[8]的研究成果, 额外的接触压力应是围岩挤压管道外岩屑和泥浆的混合物产生。

现场摩阻力实测分析结果表明, 对于稳定的岩石地层, 顶管摩阻力受管外间隙填充物的影响较大, 泥浆浮力可以起到一定的减小摩阻力的作用。现有的摩阻力计算方法不适用于稳定岩石地层的原因主要有: ①没有考虑管外间隙填充物和泥浆浮力的影响; ②采用的土压力计算方法主要是基于散体压力理论, 其适用条件与稳定的岩石地层差别较大, 如采用 Terzaghi 理论计算土压力时, 由于岩体黏聚力较大, 会出现土压力计算结果为负值的情况。对于深埋岩石顶管工程, 本文拟采用弹塑性理论计算围岩变形, 根据填充物与管节的变形协调计算管节外表面接触压力。

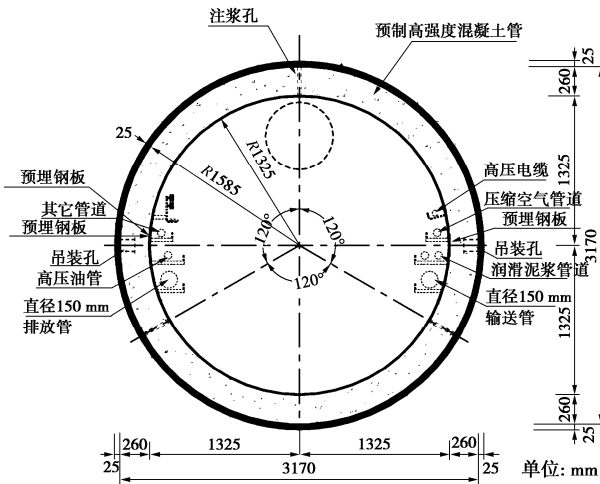


图 2 管节结构示意图

Fig. 2 Schematic diagram of pipe structure

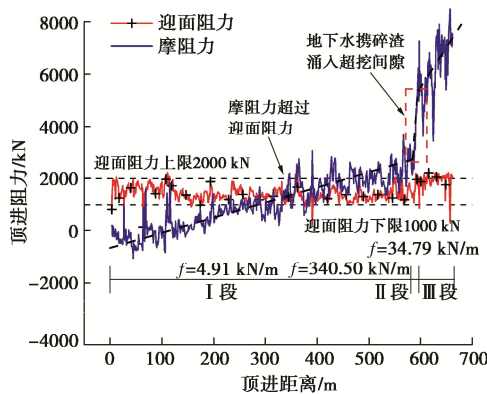


图 3 #6 隧洞顶管顶进阻力与顶进距离关系曲线

Fig. 3 Relationship between jacking resistance and jacking distance of tunnel No. 6

摩阻力, 以 Milligan 公式的摩阻力计算值为基准, 用各段的实测值除以计算值, 并将结果汇总到表 1 中。用摩阻力数据线性拟合得到的直线斜率代表实测值。Stein 等^[20]测得管道外表面与砂砾和砾石的滑动摩擦系数为 0.3~0.4, 在润滑条件下为 0.1~0.3。Zhong 等^[18]通过直剪试验获得管节与岩石在润滑泥浆作用下的摩擦系数约为 0.45。综合考虑, 分别取摩擦系数等于 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 进行讨论。

2 岩石地层管节-围岩接触力学模型

根据对现场管节-围岩接触情况和顶管摩阻力变化规律的分析,提出了管节-围岩点接触模型、管节-围岩全接触模型和管节-围岩部分接触模型3种管节-围岩接触力学模型。

2.1 管节-围岩点接触模型

(1) 模型的建立

对常规岩石顶管工程(软弱围岩除外),隧洞开挖稳定后的洞壁收敛变形量通常小于管节-围岩超挖间隙的宽度。在超挖间隙内无沉渣填充的情况下,管节与围岩的接触形式可近似简化为局部点接触。根据管道自重和泥浆浮力的相对大小,局部点接触表现为洞壁顶部或者底部接触。Choo等^[21]将泥浆注入量与超挖体积比较,发现部分顶进段可能发生严重的泥浆流失。因此,本文提出了考虑不同泥浆高度的管节-围岩点接触模型,如图4所示。

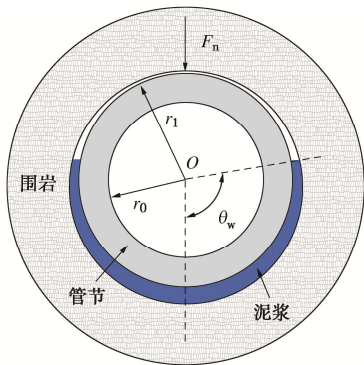


图4 模型 I：管节-围岩点接触模型

Fig. 4 Model I: point contact model for pipe-surrounding rock

(2) 管节-围岩接触压力

在管节-围岩点接触模型中,超挖间隙的存在使得管节-围岩接触压力与隧洞埋深、围岩重度和围岩质量等因素无关,而仅仅取决于管道重量和泥浆浮力。

管道的重量主要包括管节自重和管节内部设备及管线重量,其大小为

$$G_p = G_s + \pi(r_1^2 - r_0^2)\gamma_c \quad (1)$$

管道受到的泥浆浮力与泥浆高度相关,其大小为

$$F_w = \gamma_w r_1^2 (\theta_w - \cos \theta_w \sin \theta_w) \quad (2)$$

当管道自重大于受到的泥浆浮力时,管道与洞壁底部接触,反之则与隧洞顶部接触,接触压力大小为

$$F_n = |G_p - F_w| = |G_s + \pi(r_1^2 - r_0^2)\gamma_c - \gamma_w r_1^2 (\theta_w - \cos \theta_w \sin \theta_w)| \quad (3)$$

式中, F_n 为管节与围岩法向接触压力, G_s 为内部配套设备及管线的重量, r_0 , r_1 分别为管道内半径和外半径, γ_c 为管道混凝土重度, γ_w 为润滑泥浆重度, θ_w 为

液面高度对应的圆心角。

2.2 管节-围岩全接触模型

(1) 模型的建立

对于泥砂将超挖间隙大部分填充或者完全填充的情况,可将其简化为管节-围岩全接触模型,如图5所示。泥砂填充状态下管节接触和受力状态十分复杂,受到围岩、填充物和管节力学特性,填充物在超挖间隙内的分布情况,管节在隧洞内位置以及地下水浮力等众多因素的影响。为便于计算管节-围岩接触压力,对模型进行了适当简化,并作出以下假设:①管节位于隧洞的中心,填充物在管道四周均匀分布;②管道自重与浮力作用相互抵消,忽略其对管节-围岩接触压力影响;③填充物对围岩的支撑作用有限,忽略其对围岩变形的影响;④围岩为弹塑性材料,管节和填充物近似看作弹性体。

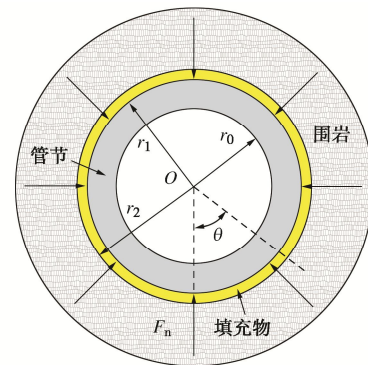


图5 模型 II：管节-围岩全接触模型

Fig. 5 Model II: full contact model for pipe-surrounding rock

管节-围岩法向接触压力计算步骤为:首先采用弹塑性理论计算圆形隧道围岩变形量,再根据围岩位移释放率确定填充物外表面位移,然后考虑管节与填充物的协调变形求解出管节外表面接触压力。

(2) 顶管隧道围岩变形分析

对于深埋岩石顶管工程,可假设隧洞处于轴对称受力状态。于学馥等^[22]对圆形隧洞轴对称条件下的围岩应力及围岩变形已有详细研究。隧道开挖后洞周围岩可能处于弹性或塑性的受力状态,进入塑性状态的判据为

$$\sigma_z \geq \frac{c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4)$$

若周边围岩处于弹性状态,则圆形隧洞周边径向弹性位移为

$$u_e = \frac{(1 + \mu_r)}{E_r} \sigma_z r_2 \quad (5)$$

若周边围岩进入塑性状态,则圆形隧洞周边径向塑性位移为

$$u_p = \frac{1 + \mu_r}{E_r} r_0 (\sigma_z \sin \varphi + c \cos \varphi) R_p^2 \quad (6)$$

式中, R_p 为围岩塑性区半径,

$$R_p = r_2 \left[\frac{(\sigma_z + c \cot \varphi)(1 - \sin \varphi)}{c \cot \varphi} \right]^{\frac{1 - \sin \varphi}{2 \sin \varphi}} \quad (7)$$

式 (4) ~ (7) 中, u_e 为围岩径向弹性位移, u_p 为围岩径向塑性位移, R_p 为围岩塑性区半径, E_r 为围岩弹性模量, μ_r 为围岩泊松比, φ 为围岩内摩擦角, c 为围岩黏聚力, r_2 为隧道开挖半径, σ_z 为原岩应力。

隧道开挖时, 由于掌子面前方岩体对方围岩具有支撑作用, 围岩位移的释放不是瞬间完成的, 而是随着开挖面向前移动逐步释放。Vlachopoulos 等^[23]提出了基于围岩塑性区半径的圆形岩质隧道位移释放系数计算公式, 对弹性和弹塑性围岩均适用, 距离开挖面 x 处的位移释放系数为

$$K = 1 - \left(1 - \frac{1}{3} e^{-0.15R^*} \right) e^{-1.5x^*/R^*} \quad (8)$$

式中, K 为位移释放系数, $R^* = R_p / r_2$, $x^* = x / r_2$, x 为开挖面后方到开挖面的距离。

对于地下水携泥砂涌入的情况, 假设泥砂在开挖后就立即填满管道周边间隙, 可取 $x^* = x / r_2 = 0$ 。在正常顶进时, 岩屑泥浆混合物在管外沉积速度较慢, 取填充完成时到开挖面的距离为 (0.5~1) 倍隧道半径, 即 $x^* = x / r_2 = 0.5 \sim 1$ 。则填充物外表面径向位移量与围岩径向位移的关系为

$$\Delta = (1 - K)u \quad (9)$$

式中, Δ 为填充物外表面径向位移量, u 为围岩径向位移。

(3) 管节 - 围岩接触压力

将管节和填充物简化为双层圆筒模型, 见图 6。

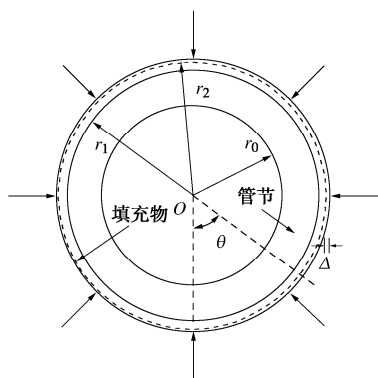


图 6 双层圆筒模型

Fig. 6 Double-layer cylinder model

简化模型中弹性体形状、应力和位移边界条件都是轴对称的, 因此管节和填充物的径向应力表达式分别为

$$\sigma_r = \frac{A}{r^2} + 2C \quad (10)$$

$$\sigma'_r = \frac{A'}{r^2} + 2C' \quad (11)$$

管节和填充物的径向位移表达式分别为

$$u_r = \frac{1 + \mu}{E} \left[2(1 - 2\mu)Cr - \frac{A}{r} \right] \quad (12)$$

$$u'_r = \frac{1 + \mu'}{E'} \left[2(1 - 2\mu')C'r - \frac{A'}{r} \right] \quad (13)$$

式中, σ_r , σ'_r 分别为管节和填充物的径向应力, u_r , u'_r 分别为管节和填充物的径向位移, E , E' 分别为管节和填充物弹性模量, μ , μ' 分别为管节和填充物泊松比; A , C , A' , C' 为待定系数, 可根据边界条件和接触条件求解。

管节内表面有应力边界条件 $(\sigma_r)_{r=r_0} = 0$, 可得

$$\frac{A}{r_0^2} + 2C = 0 \quad (14)$$

在接触面上, 管节与填充物具有相同的应力, 即 $(\sigma_r)_{r=r_1} = (\sigma'_r)_{r=r_1}$:

$$\frac{A}{r_1^2} + 2C = \frac{A'}{r_1^2} + 2C' \quad (15)$$

填充物外表面有位移边界条件 $(u_r)_{r=r_2} = -\Delta$, 可得

$$\frac{1 + \mu'}{E'} \left[2(1 - 2\mu')C'r_2 - \frac{A'}{r_2} \right] = -\Delta \quad (16)$$

在接触面上, 管节与填充物具有相同的位移, 即 $(u_r)_{r=r_1} = (u'_r)_{r=r_1}$:

$$\frac{1 + \mu}{E} \left[2(1 - 2\mu)Cr_1 - \frac{A}{r_1} \right] = \frac{1 + \mu'}{E'} \left[2(1 - 2\mu')C'r_1 - \frac{A'}{r_1} \right] \quad (17)$$

由式 (14) ~ (17) 可求得待定系数, 再代入式 (10), (11), 令 $n = [E'(1 + \mu)] / [E(1 + \mu')]$, $m = [r_0^2 - r_1^2(1 - 2\mu)] / [r_1^2 - r_2^2(1 - 2\mu')]$, 可得管节和填充物的径向应力表达式为

$$\sigma_r = \frac{2E'(r^2 - r_0^2)r_1^2r_2(\mu' - 1)\Delta}{r^2(1 + \mu')[(r_0^2 - r_1^2)(r_1^2 - r_2^2)(1 - 2\mu) + n \cdot m]} \quad (18)$$

令 $r = r_1$, 可得到管节外表面径向应力为

$$(\sigma_r)_{r=r_1} = \frac{2E'(r_1^2 - r_0^2)r_2(\mu' - 1)\Delta}{(1 + \mu')[(r_0^2 - r_1^2)(r_1^2 - r_2^2)(1 - 2\mu) + n \cdot m]} \quad (19)$$

则管节 - 围岩接触压力大小为

$$F_n = 2\pi r_1 \sigma_n = -2\pi r_1 (\sigma_r)_{r=r_1} = \frac{4\pi E'(r_1^2 - r_0^2)r_1r_2(1 - \mu')\Delta}{(1 + \mu')[(r_0^2 - r_1^2)(r_1^2 - r_2^2)(1 - 2\mu) + n \cdot m]} \quad (20)$$

2.3 管节 - 围岩部分接触模型

(1) 模型的建立

在岩石顶管施工过程中, 顶管机刀盘与掌子面岩层切削摩擦会产生岩石碎屑, 其中的细小颗粒可以随泥浆流入管道与围岩的间隙, 并逐渐沉积在管道的底部, 形成岩屑与泥浆的混合物。目前, 岩石顶管机通常会采取防沉渣的措施, 管外填充物高度一般不会超过管节高度的一半。将管道底部存在填充物的管节接

触状态简化为管节-围岩部分接触模型,如图7所示。

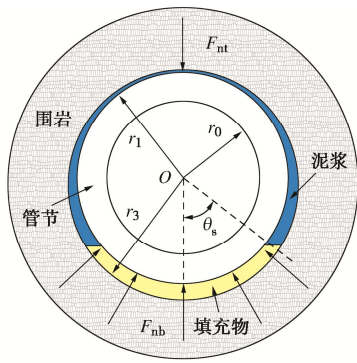


图7 模型III: 管节-围岩部分接触模型

Fig. 7 Model III: partial contact model for pipe-surrounding rock

(2) 管节-围岩接触压力

在管道-围岩间隙局部填充的情况下,管道受力较小且相对于填充物的刚度较大,因此可忽略管节自身变形。假设填充物为厚度均匀的薄壁圆筒的一部分,圆筒内半径为r1,外半径为r3,r3=2r2-r1。填充物在围岩的挤压作用下发生均匀的径向压缩变形Δ,Δ=2(u-u0)=2(1-K)u。

轴对称应力状态下对应的位移分量可表示为

$$u_r = \frac{1+\mu'}{E'} \left[2(1-2\mu')Cr - \frac{A}{r} \right] \quad (21)$$

在填充物内表面有边界条件(ur)r=r1=0,外表面有边界条件(ur)r=r2=-Δ,由此得

$$\frac{1+\mu'}{E'} \left[2(1-2\mu')Cr_1 - \frac{A}{r_1} \right] = 0 \quad (22)$$

$$\frac{1+\mu'}{E'} \left[2(1-2\mu')Cr_2 - \frac{A}{r_3} \right] = -\Delta \quad (23)$$

根据式(22),(23)可求得 A = (E'r1^2r3Δ) / (r1^2 - r3^2)(1+μ')

$$C = \frac{E'r_3\Delta}{2(r_3^2 - r_1^2)(1+\mu')(2\mu'-1)}$$

填充物的径向应力为

$$\sigma_r = \frac{A}{r^2} + 2C = \frac{E'r_3\Delta[r^2 + r_1^2(1-2\mu')]}{r^2(r_3^2 - r_1^2)(1+\mu')(2\mu'-1)} \quad (24)$$

令 r=r1,则管节底部压应力大小为

$$\sigma_n = -(\sigma_r)_{r=r_1} = \frac{2E'r_3\Delta(1-\mu')}{(r_3^2 - r_1^2)(1+\mu')(2\mu'-1)} \quad (25)$$

对管节底部与填充物接触范围内的分布压应力积分,可得管节底部接触压力为

$$F_{nb} = 2 \int_0^{\theta_s} \sigma_n r_1 d\theta = \frac{4E'r_1r_3\Delta\theta_s(1-\mu')}{(r_3^2 - r_1^2)(1+\mu')(2\mu'-1)} \quad (26)$$

管节与顶部围岩近似为点接触,顶部围岩对管节竖直向下的力与底部填充物对管节竖直向上的合力相平衡,则管节与顶部围岩的接触压力为

$$F_{nt} = 2 \int_0^{\theta_s} \sigma_n \cos\theta r_1 d\theta = \frac{4E'r_1r_3\Delta \sin\theta_s(1-\mu')}{(r_3^2 - r_1^2)(1+\mu')(2\mu'-1)} \quad (27)$$

管节与围岩总的接触压力等于顶部接触压力与底部接触压力之和:

$$F_n = F_{nb} + F_{nt} = \frac{4E'r_1r_3\Delta(1-\mu')(\theta_s + \sin\theta_s)}{(r_3^2 - r_1^2)(1+\mu')(2\mu'-1)} \quad (28)$$

3 顶管摩阻力计算模型及验证

3.1 顶管摩阻力计算模型

单位长度管壁摩阻力采用管节与围岩的法向接触压力乘以相应的滑动摩擦系数计算:

$$f = \mu_s \int_0^{2\pi} \sigma_n r_1 d\theta = \mu_s F_n \quad (29)$$

管节-围岩点接触模型单位长度摩阻力为

$$f_1 = \mu_s [G_s + \pi(r_1^2 - r_0^2)\gamma_c - \gamma_w r_1^2(\theta_w - \cos\theta_w \sin\theta_w)] \quad (30)$$

管节-围岩全接触模型单位长度摩阻力为

$$f_{II} = \frac{4\mu_s \pi E'(r_1^2 - r_0^2)r_1r_2(1-\mu')\Delta}{(1+\mu')[(r_0^2 - r_1^2)(r_1^2 - r_2^2)(1-2\mu) + n \cdot m]} \quad (31)$$

管节-围岩部分接触模型单位长度摩阻力为

$$f_{III} = \frac{4\mu_s E'r_1r_3\Delta(1-\mu')(\theta_s + \sin\theta_s)}{(r_3^2 - r_1^2)(1+\mu')(2\mu'-1)} \quad (32)$$

3.2 摩阻力计算模型验证

以观景口水利枢纽工程#6隧洞为例,选用已有的顶力计算公式和本文公式对顶管摩阻力进行计算,将计算结果与实测数据对比分析,以验证本文所提出顶管摩阻力计算模型的准确性和合理性。#6隧洞工程参数如表2所示,围岩、管节和填充物的物理力学参数如表3所示。在润滑条件下,取管节与岩石的滑动摩擦系数为0.3。对于模型III管节外部分填充的情况,取x*=x/r2=1计算围岩位移释放系数。

表2 #6隧洞工程参数

Table 2 Parameters of tunnel No. 6

工程参数	顶进距离 /m	隧洞埋深 /m	地层岩性	围岩分类
I段	0~586	16~77	泥岩	IV级
II段	586~599	77~81	砂岩	III级
III段	599~662	81~109	砂岩	III级

表3 现场围岩、管节和填充物力学参数

Table 3 Mechanical parameters of surrounding rock, pipe and filling

项目	密度 /g·cm ⁻³	弹性模量 /GPa	泊松比	内摩擦角/(°)	黏聚力 /MPa
砂岩	2.54	2.5	0.31	30.5	0.50
泥岩	2.51	1.5	0.35	26.1	0.25
管节	2.50	34.5	0.20	—	—
填充物	—	1.5×10 ³	0.35	—	—

将相关参数代入上述公式计算得到摩阻力预测值,#6隧洞I段、II段和III段顶管摩阻力实测值和公

式计算值对比结果如图 8~10 所示。

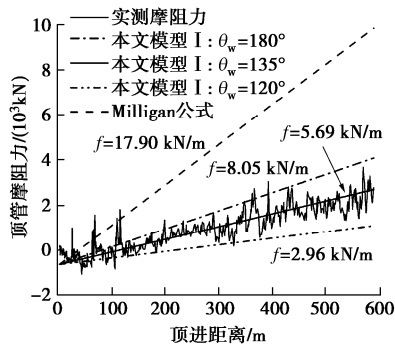


图 8 #6 隧洞 I 段摩阻力对比

Fig. 8 Comparison of friction resistance for section I of tunnel

No. 6

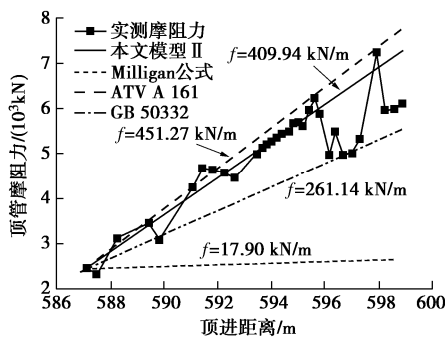


图 9 #6 隧洞 II 段摩阻力对比

Fig. 9 Comparison of friction resistance for section II of tunnel

No. 6

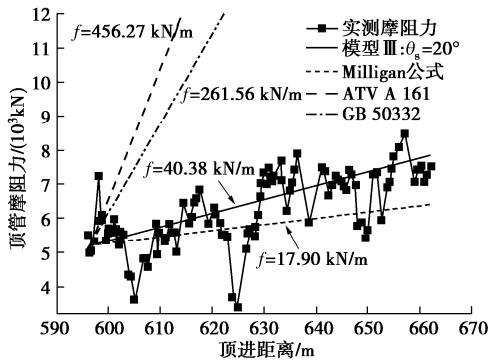


图 10 #6 隧洞 III 段摩阻力对比

Fig. 10 Comparison of friction resistance for section III of tunnel

No. 6

在 Sheil 等^[16]研究的案例中, 根据管道重量计算的摩阻力低于实测值, 考虑浮力时差异更大, 因此认为浮力条件是不现实的。但如图 8 所示, #6 隧洞 I 段的监测结果表明, 实际摩阻力低于 Milligan 公式计算值, 并且介于泥浆高度对应圆心角为 $\theta_w = 120^\circ$ 和 $\theta_w = 180^\circ$ 的摩阻力计算值之间, 与 $\theta_w = 135^\circ$ 时的计算结果接近。这说明在围岩稳定并且做好防沉渣措施的情况下, 摩阻力可以达到很低的下限值, 其中泥浆浮力对管节与洞壁接触压力的降低起到了不可忽视的作用。

如图 9 所示, Milligan 公式由于没有考虑围岩压力, 计算结果远低于该段实际摩阻力, 因此并不适用

于管外被泥砂填充时的摩阻力估算。ATVA161^[10]和 GB50332^[8]公式是基于 Terzaghi 拱理论改进的, 没有考虑岩体的黏聚力, 并且都不能反映填充物性质对摩阻力的影响。模型 II 考虑了围岩变形挤压作用下管节与填充物的协调变形, 围岩压力计算值更符合工程实际情况, 可以较准确地估算泥砂填充状态下岩石顶管顶进摩阻力。

由图 10 可知, 对于管外间隙被岩屑泥浆混合物部分填充的情况, Milligan 公式依然存在低估, ATVA161^[10]和 GB50332^[8]公式估算的摩阻力值则远高于实际摩阻力。模型 III 考虑了管节底部填充物范围对摩阻力的影响, $\theta_s = 20^\circ$ 时的计算结果与现场摩阻力值接近, 这也与实际工程中观察到的现场情况相吻合。

4 结 论

本文依托重庆市观景口水利枢纽工程, 对现场实测顶管摩阻力的变化规律和管节 - 围岩接触受力情况进行了分析, 提出了适用于长距离深埋稳定岩石地层的 3 种摩阻力计算模型 (模型 I, II, III), 并与现有计算方法和现场实测结果进行了对比验证。

(1) 通过分析顶力监测数据发现, 对于稳定岩石地层, 顶进阻力与埋深无关, 迎面阻力为 1000~2000 kN, 摩阻力受管外间隙填充物的影响较大, 泥浆浮力可以起到降低摩阻力的作用。在无间隙填充物的情况下, 摩阻力低于 Milligan 公式按管道自重乘以滑动摩擦系数得到的计算值。当管外间隙被沉渣不同程度填充时, 摩阻力增大到 Milligan 公式计算值的数倍甚至数十倍。

(2) 根据管节与围岩接触和受力状态的不同, 提出了 3 种顶管摩阻力计算模型。模型 I 在 Milligan 公式的基础上考虑不同泥浆高度下的浮力对摩阻力的影响。模型 II 和模型 III 采用弹塑性理论计算隧洞开挖后的围岩变形量, 并考虑管外间隙填充物起到的传递围岩压力的作用, 根据管节与填充物的协调变形计算管节接触压力, 乘以摩擦系数得到摩阻力。

(3) 模型 I 适用于围岩稳定且管外无沉渣填充时任意泥浆高度下顶管摩阻力的计算; 模型 II 适用于超挖间隙沉渣填充高度超过管节高度一半, 可近似看作间隙被完全填充的情况; 模型 III 适用于沉渣在管节下部轻度填充的情况。工程中通过注浆孔、清渣孔等方法判定管 - 岩接触状态, 进而选择对应的模型。管道摩阻力计算值与实测值对比结果表明, 3 种模型对相应管节接触状态下的摩阻力均取得了良好的预测效果。

参考文献:

[1] SOFIANOS A I, LOUKAS P, CHANTZAKOS C. Pipe jacking

- a sewer under Athens[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2004, **19**(2): 193 - 203.
- [2] MILLIGAN G W E, NORRIS P. Pipe-soil interaction during pipe jacking[J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering*, 1999, **137**(1): 27 - 44.
- [3] HASLEM R F. Pipe-jacking forces: from practice to theory[J]. Thomas Telford, 1986: 173.
- [4] 叶艺超, 彭立敏, 杨伟超, 等. 考虑泥浆触变性的顶管顶力计算方法[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(9): 1653 - 1659. (YE Yi-chao, PENG Li-min, YANG Wei-chao, et al. Calculation of jacking force for pipe-jacking considering mud slurry thixotropy[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(9): 1653 - 1659. (in Chinese))
- [5] 王 双, 夏才初, 葛金科. 考虑泥浆套不同形态的顶管管壁摩阻力计算公式[J]. *岩土力学*, 2014, **35**(1): 159 - 166, 174. (WANG Shuang, XIA Cai-chu, GE Jin-ke. Formulae of lateral friction resistance for pipe-jacking considering different forms of mud screen[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, **35**(1): 159 - 166, 174. (in Chinese))
- [6] 张 鹏, 谈力昕, 马保松. 考虑泥浆触变性和管土接触特性的顶管摩阻力公式[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(11): 2043 - 2049. (ZHANG Peng, TAN Li-xin, MA Bao-song. Formulae for frictional resistance considering mud thixotropy and pipe-soil contact characteristics[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(11): 2043 - 2049. (in Chinese))
- [7] TERZAGHI K T. *Theoretical Soil Mechanics*[M]. New York: John Wiley & Sons Inc, 1943.
- [8] 给水排水工程管道结构设计规范: GB 50332—2002[S]. 2003. (Structural design code for pipelines of water supply and waste water engineering: GB 50332—2002[S]. 2003. (in Chinese))
- [9] Standard Practice for Direct Design of Precast Concrete Pipe for Jacking in Trenchless Construction[S]. Virginia: The American Society of Civil Engineers, 2001.
- [10] ATV-A 161 E-90 Structural Calculation of Driven Pipes[S]. Hennef: German ATV Rules and Standards, 1990.
- [11] Pipe-Jacking Application[S]. Tokyo: Japan Micro Tunneling Association, 2000.
- [12] ZHANG H F, ZHANG P, ZHOU W, et al. A new model to predict soil pressure acting on deep burial jacked pipes[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2016, **60**: 183 - 196.
- [13] ATKINSON, J H, POTTS, D M. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil[J]. *Géotechnique*, 1977, **27**(2): 203 - 215.
- [14] STAHELI K. Jacking Force Prediction: An Interface Friction Approach Based on Pipe Surface Roughness[D]. Atlanta: Georgia Institute of Technology, 2006.
- [15] BARLA M, CAMUSSO M, AIASSA S. Analysis of jacking forces during microtunnelling in limestone[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2006, **21**(6): 668 - 683.
- [16] SHEIL B B, CURRAN B G, MCCABE B A. Experiences of utility microtunnelling in Irish limestone, mudstone and sandstone rock[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2016, **51**: 326 - 337.
- [17] ONG D E L, CHOO C S. Assessment of non-linear rock strength parameters for the estimation of pipe-jacking forces. Part 1. Direct shear testing and backanalysis[J]. *Engineering Geology*, 2018, **244**: 159 - 172.
- [18] ZHONG Z L, LI C, LIU X R, et al. Assessment of experimental friction parameters and contact property of pipe string for the estimation and verification of a solution for pipe stuck in the China's first rock pipe jacking[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2021, **107**: 103671.
- [19] LI C, ZHONG Z L, LIU X R, et al. The investigation of ultra-long-distance concrete pipe stuck in quartz sandstone formation using numerical simulation[J]. *Arabian Journal of Geosciences*, 2018, **11**(21): 1 - 17.
- [20] STEIN D, MÖLLERS K, BIELECKI R, et al. Microtunnelling: Installation and Renewal of Nonman-Size Supply and Sewage Lines by the Trenchless Construction Method[M]. Berlin: Ernst & Sohn Verlag Fur Architektur Und Technische Wissenschaften, 1989.
- [21] CHOO C S, ONG D E L. Evaluation of pipe-jacking forces based on direct shear testing of reconstituted tunneling rock spoils[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2015, **141**(10): 4015044.
- [22] 于学馥. 地下工程围岩稳定分析[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1983. (YU Xue-fu. Stability Analysis of Surrounding Rock of Underground Engineering[M]. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 1983. (in Chinese))
- [23] VLACHOPOULOS N, DIEDERICHS M S. Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2009, **42**(2): 131 - 146.