

水压作用下超大直径泥水盾构掌子面 主动破坏模式研究

刘汉东¹, 张亚峰^{1*}, 刘海宁¹, 张振², 李亚丰³

(1.华北水利水电大学 岩土力学与土工结构研究院, 河南 郑州 450045; 2.上海隧道工程有限公司;
3.中石化国际事业北京有限公司)

摘要: 随着中国跨海隧道技术的不断发展,超大直径泥水盾构的应用范围越来越广。该文以广东珠海马骝洲交通隧道工程为研究背景,采用有限差分软件FLAC^{3D}对中粗砂和淤泥地层条件下超大直径泥水盾构掌子面破坏过程进行模拟,得到无水条件和水压条件下掌子面主动破坏模式及极限泥水支护压力变化规律,并将数值计算结果与楔形体极限平衡理论结果进行对比。研究表明:水压作用提高了泥水盾构掌子面极限支护压力,但对掌子面破坏形态影响较小;掌子面破坏形态受泥水重度影响较大,具体表现为掌子面上部变形较大,下部变形较小;数值计算与理论计算结果对比表明:盾构掘进为中粗砂地层时,楔形体极限平衡理论得到的结果偏不安全。

关键词: 超大直径泥水盾构; 掌子面破坏模式; 极限支护力; 数值计算; 楔形体理论

1 引言

近年来,大直径隧道逐渐成为城市越江跨海通道的首选方案,而随着隧道技术的不断发展,泥水平衡盾构的适用性逐渐凸显,尤其是在大跨径、砂土层以及砂卵石地层中的掘进优势更加明显。已建成的南京长江隧道、上海长江隧道、杭州钱江隧道以及在建的上海沿江通道越江隧道、上海周家嘴路越江隧道均采用超大直径泥水平衡盾构的施工方法。然而,大直径泥水盾构的施工具有直径大、水压高、埋深浅、地层复杂等特点,其隧道开挖面稳定问题相较于普通的泥水盾构及土压盾构更为复杂。

泥水盾构掘进过程中,通过泥水压力来平衡掌子面的水、土压力,如果泥水压力过小就会导致掌子面变形破坏和地表沉降,而泥水压力过大,则会导致泥浆劈裂和地表隆起,因此确定盾构掌子面的极限泥水压力是盾构开挖面稳定性研究的重要内容。极限泥水压力受到掌子面破坏形态、隧道埋深、围岩土体特性及地下

水等条件的限制,因此掌子面破坏形态的假定成为确定极限支护力的前提。

针对盾构隧道掌子面的理论研究主要围绕掌子面破坏模式和极限支护力展开。分析隧道掌子面破坏形态是进行掌子面稳定性研究的首要条件,国内外一些学者对掌子面破坏形态进行了假定,Davis等进行了最初的楔形体假定,Anagnostou等根据筒仓理论提出了掌子面的楔形体破坏模式,Leca和Dormieux基于上限分析提出了开挖面被动破坏三维机动场,得到了多段线破坏模式,Soubra提出了多锥体三维破坏模式,对地层坍塌和隆起两种破坏模式作了讨论,Subrin和Wong提出牛角状的开挖面三维坍塌模式,Mollon等改进了Soubra的三维锥体破坏模式,提出了多锥体被动破坏机动场来近似模拟破坏滑动面。近年来,针对楔形体理论,国内外一些学者进行了完善和改进,魏纲和贺峰假定开挖面失稳时滑动块的形状为一个梯形楔体,滑动块上部为一梯形棱柱;高健等将楔形体模型应用于开挖面稳定性分析中并对计算模型进行了改进,增加了分层计算,使之更加容易应用到成层地层

收稿日期:2019-11-10(修改稿)

基金项目:国家高技术研究发展计划(“863”计划)专项(编号:2012AA041802);国家自然科学基金资助项目(编号:U1704243);华北水利水电大学博士研究生创新基金项目

作者简介:刘汉东,男,教授,博士生导师,E-mail:liuhandong@ncwu.edu.cn

*通信作者:张亚峰,男,博士研究生,E-mail:996727412@qq.com

中;陈仁朋等对砂土地层盾构隧道开挖面被动破坏极限支护力进行了研究,将传统的三维楔形体极限平衡模型中的棱柱体修正为具有一定倾角的倒棱台,使其破坏区域更接近真实的土体隆起区域。

针对泥水盾构开挖面稳定性和水压作用下的数值模拟研究也有一定的研究成果;Li 等和徐明等考虑了泥水重度对泥水盾构掌子面破坏模式的影响;高健等采用 FLAC^{3D} 软件研究了考虑渗透力作用下的盾构隧道掌子面稳定性;陈孟乔等将高水压用应力边界代替,开挖面采用位移控制得到高水压条件下极限支护压力与开挖面位移变化规律。

该文在已有研究成果的基础上,以广东珠海马骊洲交通隧道工程为研究背景,选取工程中代表性的中粗砂和淤泥地层,采用数值模拟进行无水条件和水压条件下超大直径泥水盾构掌子面主动破坏模式研究,并得到不同条件下的极限泥水支护压力,最后运用楔形体极限平衡理论得到不同工况下的极限支护力理论解,并与数值模拟结果进行对比分析。

2 工程背景及计算条件

2.1 工程概况及地质条件

马骊洲交通隧道工程连接珠海市南湾城区和横琴新区,为中国国内首条超大直径海底盾构隧道。工程范围南起横琴中路,下穿环岛北路,过马骊洲水道后,沿规划保中路线位向北至南湾大道,路线全长约 2 834.6 m;其中过马骊洲水道段为圆形盾构隧道段,单管设置单向三车道,两管组合形成双向六车道,隧道外径 14.5 m,内径 13.3 m,长约 1 081.6 m,埋深为 23.0 ~ 42.0 m。

马骊洲水道两侧原始地貌单元大部分为河漫滩地貌,地基土在勘察深度范围内均为第四纪松散沉积物(Q_4)及中生代燕山期风化花岗岩(γ_5^{2-3}),主要由人工填土层(Q^{ml})、海陆交互相、海相沉积的淤泥、淤泥质土、黏土、中粗砂层(Q_4^{mc})、花岗岩残积土(Q_4^{el})和下伏的全风化、强风化、中风化花岗岩(γ_5^{2-3})组成。盾构机主要在②₁淤泥、②₂黏土、②₃中粗砂夹黏土、②₄淤泥质黏土中掘进,局部盾构埋藏较深或基岩埋藏较浅处,涉及④中粗砂、⑤砾质黏性土、⑥₁全风化花岗岩、⑥₂强风化花岗岩。马骊洲交通隧道盾构段纵断面图如图 1 所示。

盾构段沿线有一定厚度的②₁淤泥及②₄淤泥质黏土层,分布于人工填土层之下,呈流塑状,具高灵敏度、

高压缩性、低强度等特点,易发生蠕变和扰动,工程性质差,属于软弱性土,盾构掘进中易扰动,扰动后强度极易降低,导致掌子面失稳及较大的沉降。而盾构掘进遇到的中粗砂层渗透系数较大,黏聚力小,在泥浆压力减小的情况下易产生流砂等现象。因此,针对淤泥及中粗砂地层,有必要进行隧道开挖面变形及破坏模式的研究。

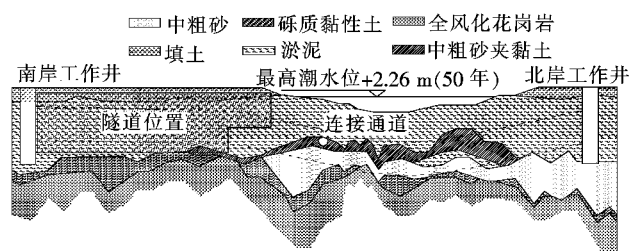


图 1 马骊洲交通隧道盾构段纵断面图

2.2 数值计算条件

为了探究水压作用对超大直径泥水盾构掘进过程中掌子面主动破坏模式的影响,采用有限差分程序 FLAC^{3D} 对两种工况、两种地层条件下的破坏过程进行模拟,获取掌子面破坏模式及极限支护力规律。

2.2.1 泥水支护力形式

对于超大直径泥水盾构,泥浆重度对掌子面支护条件有很大的影响,因此,在数值模拟过程中,考虑了泥浆重度的作用。这是因为,在气压平衡盾构中,通常假设支护力在盾构掌子面上是均匀分布的,对于埋深比 C/D 较大或小直径盾构来说,也可以有类似的假设;但对于大直径浅埋盾构,尤其是超大直径泥水盾构,这种假设就变得不合理,因为盾构顶部与底部的泥浆压力差值会较大,对掌子面的支护作用也是“梯形支护”。泥水平衡盾构掌子面泥水压力的不平衡主要是由泥浆重度来反映的, Li 等将考虑泥浆重度后的泥水压力分解为两部分,如图 2 所示,其中 σ_{t1} 为掌子面的均匀支护压力值, σ_{t2} 的最大值代表泥浆重度。该计算中的泥浆重度取最小泥浆重度 10 kN/m^3 , 均匀支护压力取为掌子面中心处的静止土压力值。

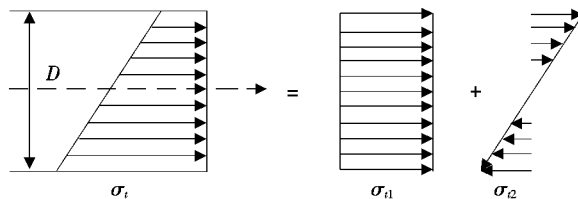


图 2 泥水支护压力随深度的变化情况

2.2.2 数值计算模型

模拟隧道开挖直径 $D=14.5 \text{ m}$, 隧道埋深为 1 倍

直径。计算模型尺寸及网格划分如图 3 所示。为了简化计算,分别选用淤泥和中粗砂两种材料对地层进行模拟,并考虑地层上方 6 m 的水压。本构模型采用 M—C 强度破坏准则,通过现场试验和室内试验得到两种地层的物理力学参数(表 1)。

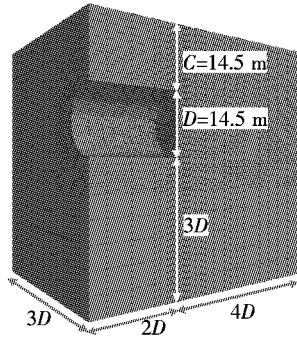


图 3 数值计算模型

2.2.3 计算过程

为了模拟泥水支护力降低过程中掌子面的变形情况,采用应力边界条件对掌子面支护力进行控制,模拟

过程如下:

(1) 建立地层模型,模型底部和四周施加法向约束,模型顶部为自由边界(无水压条件)或施加应力边界(水压作用),施加初始应力场,达到初始平衡状态。

(2) 一次开挖盾构隧道土体单元到指定位置,同时设置盾构管片结构单元,并在开挖面上施加与其上土体各点初始水平应力相当的初始支护压力,计算使其达到平衡。

(3) 保持开挖面中心点支护应力不变,分多步逐级调整支护压力斜率,直至达到实际的泥水支护压力斜率(泥浆重度取 10 kN/m^3)。

(4) 保持支护压力斜率不变,分多步逐级减小泥水支护压力。

为了得到泥水支护力减小过程中掌子面变形规律,在掌子面均布多个变形监测点对掌子面水平位移进行监测。当监测点的水平位移开始急剧增大时,认为掌子面发生失稳破坏,这时中心点处的支护应力值取为极限支护压力 P_{cr} 。

表 1 数值计算参数

地层	重度 $\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	弹性模量 E/MPa	泊松比 ν	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	静止侧压力系数 K_0
中粗砂	19.0	60.00	0.57	0	28.9	0.5
淤泥	16.5	2.04	0.40	9.0	4.5	0.7

3 数值计算结果及分析

3.1 掌子面变形过程和极限支护力

图 4 为掌子面监测点最大位移随泥水压力变化过程。

从图 4 可以看出:① 从掌子面发生变形到失稳破坏,大致可以分为 3 个阶段:第 1 阶段 O—A,该阶段

掌子面变形与支护力大小几乎呈线性关系,掌子面主要发生弹性变形,土体尚未达到极限平衡状态;第 2 阶段 A—B,随着泥水支护力的减小,掌子面变形速率逐渐增加,塑性变形量逐渐增加,直到达到极限平衡状态,此时掌子面发生失稳破坏(B 点),其对应的泥水支护力为极限泥水支护力;第 3 阶段 B—C,微小的支护力降低值就会引起掌子面较大的变形,掌子面发生大变形,处于失稳破坏状态;② 水压作用下中粗砂地层

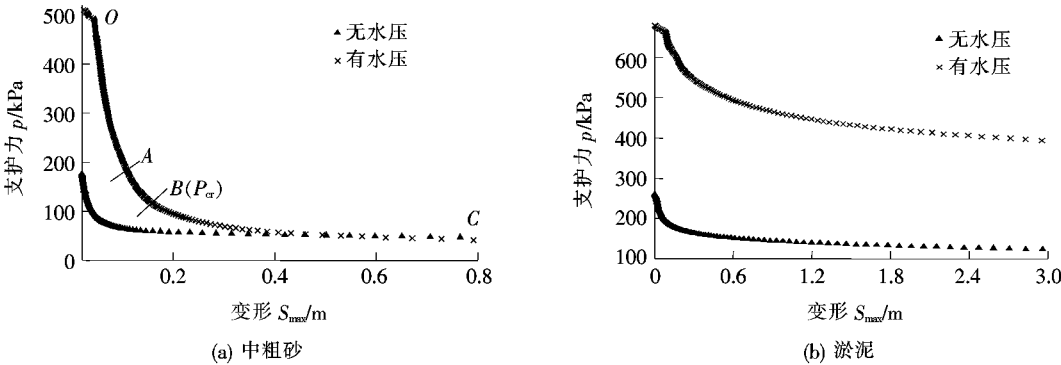


图 4 掌子面变形规律

及淤泥地层的极限泥水压力相对于无水压条件时均有所增大,为了对无水压条件和水压条件下两种地层的极限泥水支护力进行对比,采用极限支护应力比 P_{cr}/P_0 进行分析,其中, P_0 为掌子面中心的初始支护力大小。经过计算,统计得到两种地层条件下掌子面极限泥水压力及极限支护应力比大小,如表 2 所示。

表 2 极限支护力及极限支护应力比

土层	水压条件	极限支护力/kPa	极限支护应力比
中粗砂	无水压	83.34	0.391
	有水压	130.56	0.253
淤泥	无水压	158.00	0.608
	有水压	551.60	0.812

从表 2 可以看出:对于中粗砂地层,水压作用明显增加了掌子面的极限泥水压力,而极限支护应力比则有一定的减小,说明在砂性地层中掘进时需要根据水压大小对泥浆压力进行相应的调整。对比淤泥和中粗砂地层可以看出:由于淤泥压缩模量较小,相较于中粗砂地层掌子面的变形更加明显;淤泥地层条件下,盾构掌子面在水压作用下变形更加显著,极限支护力及极限支护应力比相较于无水条件都有一定程度的增加。

3.2 掌子面主动破坏模式

在计算过程中可以发现,刚发生失稳时掌子面的破坏模式为局部圆弧形滑裂面,其上方发生明显的起拱现象,地表附近位移相对掌子面位移较小;随着支护力的减小,土拱作用消失,掌子面破坏逐渐贯穿到地表,最终破坏模式如图 5、6 所示。

从图 5、6 可以看出:掌子面发生失稳破坏后前方土体形成圆弧形滑裂面,上方逐步贯通至地表,可将圆弧形滑裂面简化为直线形,则整个破坏形态接近于 Horn 提出的筒仓破坏模式,由掌子面前方的楔形体和上部的棱柱体组成。秦建设通过研究得出楔形体模型滑动面倾角可取为 $\alpha = 45^\circ + \varphi/2$, 其中 φ 为土体内摩擦角,这与该文模型试验得到的结果较为接近。

由于考虑了泥水重度的影响,掌子面失稳破坏时的最大变形发生在掌子面顶部,而在砂土地层尤其是在无水条件下,掌子面下部区域的变形量较小。这是由于作用于掌子面上的水土压力分布梯度小于泥水支护力分布梯度,从而导致掌子面上部的变形明显大于底部的变形量。从图 5、6 还可以看出:地表附加应力(即水压作用)对掌子面滑动面倾角几乎没有影响,并且对整体破坏模式影响不大。

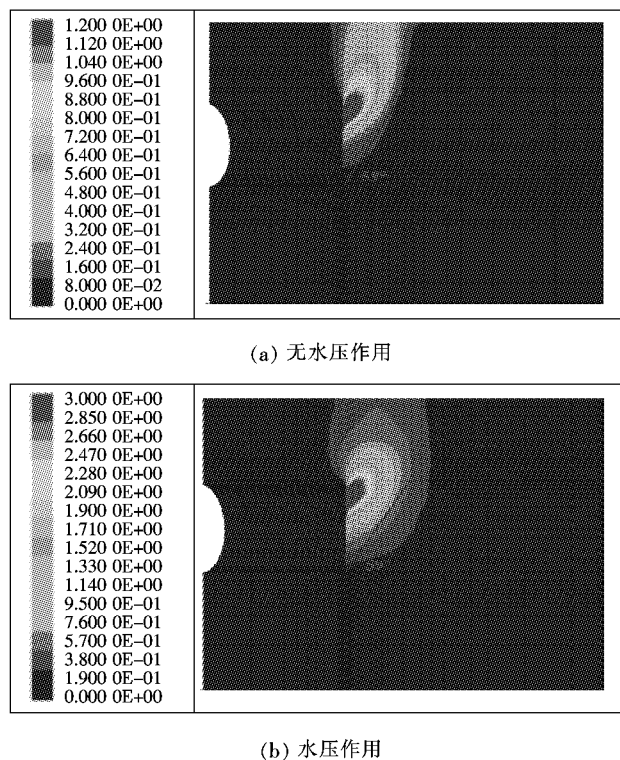


图 5 中粗砂地层掌子面破坏模式(单位:mm)

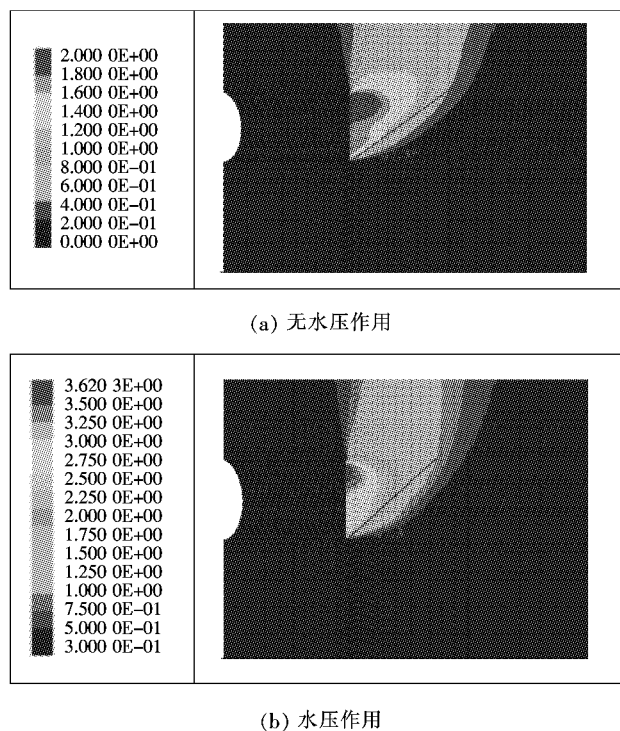


图 6 淤泥地层掌子面破坏模式(单位:mm)

4 楔形体极限平衡理论

三维楔形体模型是由筒仓理论发展而来的, Horn

于 1961 年首次提出了三维楔形体模型,该模型分为两个部分,分别由开挖面前方的楔形体和上部棱柱体组成,如图 7 所示。

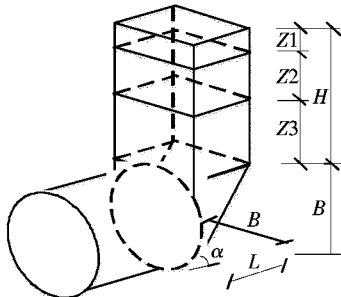


图 7 三维楔形体理论模型

4.1 上覆土压力计算

上覆土压力的计算方法主要包括普氏土压理论、全覆土重理论以及太沙基松动土压力理论等。普氏压力拱理论假定开挖面上部形成压力拱,并且只考虑压力拱抛物线内的土体重力,并不适用于浅埋隧道;全覆土重理论考虑上方所有土体重量,忽略了周围土体的作用;太沙基理论考虑了隧道的几何尺寸、埋深、土体的强度指标对土压力的影响。因此该文选用太沙基松动土压力理论进行计算。太沙基松动土压力的计算公式为:

$$\sigma_v = \frac{BL\gamma - 2(B+L)c}{2(B+L)K_0 \cdot \tan\varphi} \left[1 - e^{\frac{-2(B+L)K_0 \cdot \tan\varphi}{BL}H} \right] + P_0 e^{\frac{-2(B+L)K_0 \cdot \tan\varphi}{BL}H} \quad (1)$$

式中: H 为隧道上方覆土厚度; D 为隧道的直径; L 为上方棱柱体沿隧道方向的长度; B 为楔形体沿隧道垂直方向的长度(盾构等效直径),通常取 $B = 0.25\pi D$; P_0 为地表竖向均布荷载; c 、 φ 分别为土体的黏聚力和内摩擦角; K_0 为土体的静止侧压力系数; γ 为土体重度。

4.2 极限支护力计算

对楔形体进行静力平衡分析,受力图如图 8 所示。

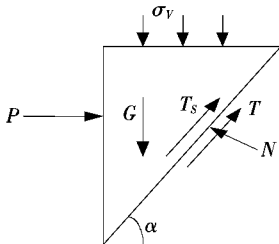


图 8 楔形体受力分析图

楔形体所受到的作用力包括:

(1) 开挖面支护力。

$$P = p \cdot BD \quad (2)$$

(2) 楔形体的自重。

$$G = [D^2 / (2 \cot \alpha)] \cdot B \cdot \gamma \quad (3)$$

(3) 楔形体滑裂底面上的摩阻力 T 和正压力 N 。

$$T = BL \cdot c / \sin \alpha + N \cdot \tan \varphi \quad (4)$$

(4) 楔形体滑裂侧面上的摩阻力 T_s 和正压力 N_s 。

$$T_s = D^2 / (2 \cos \alpha) \cdot c + N_s \tan \varphi \quad (5)$$

$$N_s = D^2 / (2 \cot \alpha) \cdot K_0 \cdot \bar{\sigma}_v \quad (6)$$

$$\bar{\sigma}_v = \sigma_v + D\gamma / 3 \quad (7)$$

(5) 楔形体上覆土压力 s_v 。

通过楔形体受力分析来确定极限支护力大小,由水平受力平衡得:

$$P + T \cos \alpha + 2T_s \cos \alpha = N \sin \alpha \quad (8)$$

由竖向受力平衡得:

$$P_v + G = T \sin \alpha + 2T_s \sin \alpha + N \cos \alpha \quad (9)$$

极限支护力大小为:

$$P = \epsilon (P_v + G) - (cB^2 / \sin \alpha + 2T_s) (\epsilon \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (10)$$

其中:

$$P_v = \sigma_v BL \quad (11)$$

$$\epsilon = \frac{\sin \alpha - \tan \varphi \cos \alpha}{\cos \alpha + \tan \varphi \sin \alpha} \quad (12)$$

进而根据式(2)求得掌子面极限支护应力。

4.3 极限平衡解与数值计算结果对比

通过计算得到不同条件下掌子面极限支护力的极限平衡解,将极限平衡解与数值计算结果进行对比,如表 3 所示。

表 3 极限支护力对比

土层	水压条件	极限支护力/kPa	
		数值计算	楔形体理论
中粗砂	无水压	83.34	71.98
	有水压	130.56	101.67
淤泥	无水压	158.00	226.58
	有水压	551.60	609.33

从表 3 可以看出:中粗砂地层条件下极限支护力的理论计算结果比数值结果要小,说明当考虑泥水重度对掌子面支护压力的影响时,楔形体极限平衡理论得到的结果是偏不安全的。徐明等对不同内摩擦角的砂土进行泥水盾构掌子面极限支护力分析,得出只有在内摩擦角较小时数值模拟结果才接近于楔形体理论

计算结果,当内摩擦角较大时,楔形体理论预测结果偏不安全,这与该文对比结果相一致。从图 5、6 也可以看出:中粗砂地层($\varphi=28.9^\circ$)条件下超大直径泥水盾构掌子面失稳模式与楔形体假设有一定的差异,从而导致计算结果的差别。

5 结论

以马骊洲交通隧道工程为研究背景,分别对无水条件和高水压作用下,中粗砂和淤泥两种地层下的掌子面主动破坏模式进行数值研究,得到超大直径泥水盾构极限泥水支护压力随地层参数及水压作用变化的规律,并将数值计算结果与楔形体极限平衡理论结果进行对比,得到如下主要结论:

(1) 掌子面变形随泥水压力的减小分为 3 个阶段,第 2 阶段末对应的泥水压力为最小支护压力。水压作用下,两种地层条件的极限泥水支护压力均有一定的增大,中粗砂地层条件下的极限支护应力比有所减小,而淤泥地层下的极限支护应力比有所增加。

(2) 超大直径泥水盾构掌子面的破坏形态可近似看作筒仓形破坏,上覆水压力对掌子面破坏形态影响不大;受泥水重度影响,掌子面上部变形较大,底部变形较小。

(3) 将楔形体极限平衡理论计算结果与数值计算结果进行对比发现,对于中粗砂地层,楔形体极限平衡理论得到的极限支护力要小于数值计算结果,说明当考虑泥水重度对掌子面支护压力的影响时,楔形体极限平衡理论得到的结果是偏不安全的。

参考文献:

- [1] 王梦恕.水下交通隧道发展现状与技术难题——兼论“台湾海峡海底铁路隧道建设方案”[J].岩石力学与工程学报,2008(11).
- [2] 陈健,黄永亮.超大直径泥水盾构施工难点与关键技术总结[J].地下空间与工程学报,2015(S2).
- [3] Davis E H, Gunn M J, Mair R J, et al. The Stability of Shallow Tunnels and Underground Openings in Cohesive Material[J]. Géotechnique, 1980, 30(30): 397—416.
- [4] Anagnostou G, Kovári K. The Face Stability of Slurry—Shield—Driven Tunnels[J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 1994, 9(2): 165—174.
- [5] Leca E, Dormieux L. Upper and Lower Bound Solutions for the Face Stability of Shallow Circular Tunnels in Frictional Material[J]. Géotechnique, 2015, 40(4): 581—606.
- [6] Soubra A H. Three—Dimensional Face Stability Analysis of Shallow Circular Tunnels[C]. ISRM International Symposium. Melbourne: ISTM, 2000: 19—24.
- [7] Subrin D, Wong H. Tunnel Face Stability in Frictional Material: A New 3D Failure Mechanism [J]. Comptes Rendus Mécanique, 2002, 330(7): 513—519.
- [8] Mollon G, Dias D, Soubra A H, et al. Face Stability Analysis of Circular Tunnels Driven by a Pressurized Shield [J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(1): 215—229.
- [9] 魏纲,贺峰.砂性土中顶管开挖面最小支护压力的计算[J].地下空间与工程学报,2007(5).
- [10] 高健,张义同,乔金丽.渗透力对隧道开挖面稳定性影响分析[J].岩土工程学报,2009(10).
- [11] 陈仁朋,齐立志,汤旅军,等.砂土地层盾构隧道开挖面被动破坏极限支护力研究[J].岩石力学与工程学报,2013(s1).
- [12] Li Y, Emeriault F, Kastner R, et al. Stability Analysis of Large Slurry Shield—Driven Tunnel in Soft Clay[J]. Tunnelling & Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research, 2009, 24(4): 472—481.
- [13] 徐明,邹文浩,刘瑶.超大直径泥水盾构在砂土中的开挖面稳定性分析[J].土木工程学报,2012(3).
- [14] 陈孟乔,刘建坤,肖军华,等.高水压条件下泥水盾构隧道开挖面支护压力特性分析[J].岩土工程学报,2013(s2).
- [15] Horn M. Horizontal Earth Pressure on Perpendicular Tunnel Face[C]. Proceedings of the Hungarian National Conference of the Foundation Engineer Industry. Hungarian: Budapest, 1961: 7—16.
- [16] 秦建设.盾构施工开挖面变形与破坏机理研究[D].河海大学博士学位论文,2005.
- [17] 周小文,包承钢.砂土中隧洞开挖稳定机理及松动土压力研究[J].长江科学院院报,1999(4).
- [18] 黎春林.盾构隧道施工松动土压力计算方法研究[J].岩土工程学报,2014(9).