

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyh.2023.05.050

上软下硬地层盾构隧道开挖面稳定性数值模拟研究

谢丽辉¹, 丁军军²

(1.南昌轨道交通集团有限公司地铁项目管理分公司,江西 南昌 330038; 2.中铁一局集团有限公司,陕西 西安 710054)

摘要: 利用 Abaqus 有限元软件,对上软下硬地层的盾构开挖过程进行模拟,通过计算分析不同工况下的支护应力比和开挖面最大水平位移之间的关系,得出上软下硬地层隧道施工的安全盾构推力范围。结果表明:开挖面最大水平位移随支护应力比的减小而增大,数值模拟得出的最小支护力变化规律同实测值相一致,且盾构推力的安全参数范围为 4.9~6.8。

关键词: 上软下硬地层;隧道;盾构推力;开挖面;稳定性

中图分类号: U459

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2023)05-0195-05

0 引言

盾构机在穿越上软下硬地层过程中,由于上部软弱地层与下部坚硬地层刚度相差较大,掘进中控制开挖面极限支护力相比于均一地层更为困难,此时支护力控制不当将引起盾构开挖面的失稳变形,甚至有可能引起周边土体的滑移破坏^[1-2],同时也将导致开挖面塌方以及盾构机机体倾斜,因此在盾构过程中对于上软下硬开挖面的支护力最值及稳定性研究就显得格外重要。截至目前,国内外专家学者已对盾构隧道施工过程中的开挖面稳定性展开了相关研究:刘德安等^[3]利用岩土控制变形分析(ADECO-RS)及现场调查将开挖面稳定性评价为“C类稳定形态”,提出“超前帷幕注浆+超前管棚”预加固措施,并基于离散元方法构建泥岩隧道开挖模型,分析开挖面失稳过程及前方围岩变形破坏特征;马少坤等^[4]自行研发了三维可视化隧道开挖面稳定性试验系统,首次系统研究了黏土-砂砾石复合地层有无承压水渗流条件下盾构隧道开挖面的稳定性;李修磊等^[5]提出更契合真实情况的三维开挖面失稳破坏模式,并利用极限分析上限法得到掌子面极限支护力的目标函数;肖鹏飞等^[6]利用 FLAC^{3D},依托实际工程对支护应力比、地下水位对开挖面稳定性等因素的影响进行探究,得到下穿施工的开挖面支护力控制值;Liu 等^[7]设计并使用新型水平活板门试验装置对单重力条件

下的小型模型隧道进行了开挖面稳定性试验,研究了不同砂土材料和覆土厚度条件下的侧向土压力和破坏区域;代仲海等^[8]利用极限分析上限定理推导得到了组合对数螺旋线破坏模式复合地层开挖面的极限支护力上限表达式及其最优解。纵观上述研究可以发现,关于上软下硬地层盾构隧道开挖面稳定性的研究相对匮乏,且采用数值模拟方法对开挖面稳定性的研究也较少,因此应及时开展上软下硬地层盾构隧道开挖面稳定性的数值模拟研究,以弥补上述研究中的不足,确保盾构施工的安全性。

基于此,本文利用 Abaqus 有限元软件,依托实际地铁工程,对上软下硬地层盾构隧道施工过程中的开挖面稳定性进行数值模拟研究,通过实测值与模拟值的比较,得到盾构推力的安全范围,为类似上软下硬地层条件下的盾构隧道工程建设提供有价值的技术支持。

1 工程概况

南昌地铁 3 号线上沙沟站-青山湖西站区间位于东湖区内。区间呈西向东走向,线路出上沙沟站后基本沿玉带河流向前行。沿线下穿包括货运专线及粮食专用线桥梁、京九铁路专用线及南昌市电厂专用线等铁路线,玉带河新建污水管涵等铁路及水利设施。该区间左线起终点里程为 ZDK43+332.619~ZDK42+634.400,左线长 705.518 m,左线设置长链 ZDK43+257.299=ZDK43+250 m,长链长 7.299 m。右线起终点里程为 YDK43+332.619~YDK42+634.400,右线长 705.758 m,右线设置长链 YDK43+250=YDK43+242.461 m,长链长 7.539 m,区间平面线路最小半径

收稿日期:2022-06-27

基金项目:南昌轨道交通集团 2020 年度科研计划项目(2020HGKYB002)

作者简介:谢丽辉(1986—),男,学士,高级工程师,主要从事地铁工程管理工作。

$R=400$ m。线路间距为 12~16 m。区间纵坡呈“一”字型,左线为 8.829‰的上坡段,右线为 8.827‰的上坡段。隧道顶埋深 10.7~18.1 m。区间隧道采用盾构法施工,管片内径 5.4 m,外径 6.0 m。

本区间设置 1 座联络通道,采用“冷冻法”进行预加固,矿山法开挖。联络通道结构型式采用复合式衬砌,初支采用锚喷支护,二衬采用整体钢筋混凝土衬砌。基于此,本文选取盾构施工的区间里程为 YDK55+422~YDK53+668,区间内的土体物理力学参数取值见表 1。

表 1 土体物理力学参数取值情况统计表

岩土层名称	层号	天然重度 $\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	压缩模量 E_s/MPa	泊松比 ν
素填土层	① ₋₁	17.8	2	18		
粉质黏土层	③ ₋₁	17.6	35	26	30	0.32
中砂层	④ ₋₂	18.2	0	36	42	0.22
砾砂层	④ ₋₄	22.5	0	42	56	0.18
微风化灰岩	⑥ ₋₂	24.0	2 100	44	120	0.15

综上所述,根据南昌地铁 3 号线上沙沟站-青山湖西站所选研究区间的地层土体分布情况,该施工区间内的地层分布满足上软下硬地层的条件,施工围岩分级普遍较高,盾构开挖过程中开挖面稳定性较差,盾构开挖面容易因支护力不足而产生失稳等不利现象^[9],对盾构施工影响较大。因此有必要利用数值模拟方法开展上软下硬地层盾构开挖面的稳定性研究,确定合适的开挖面支护力,以保证盾构施工过程的顺利进行^[10]。

2 上软下硬地层盾构隧道开挖面数值建模

2.1 基本原理

根据本构模型、强度准则以及最关键的支护力设置对隧道开挖面的数值模型进行合理规定。在本构模型上,结合本文所依托工程的实际情况,由于 Mohr-Coulomb 模型相比 Duncan-Chang、Drucker-Prager 等模型具有土体参数便于通过室内试验简单测得、更加符合岩土体实际的破坏情况等优势,因此选用 Mohr-Coulomb 模型作为隧道开挖面数值模型的本构模型^[11];在强度准则上,根据选择的本构模型而选择与之对应的 Mohr-Coulomb 准则作为本模型所应满足的强度准则(见图 1),此准则可反映土体间的张拉剪切组合破坏。

Mohr-Coulomb 准则可以通过使用从 A 点至 B

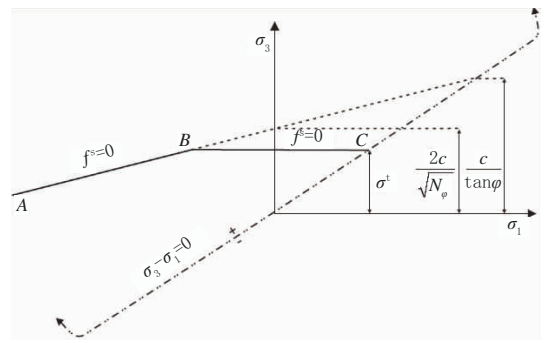


图 1 Mohr-Coulomb 强度准则

点的破坏包络线 f^s 进行描述^[8]:

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi + 2c\sqrt{N_\psi} \quad (1)$$

式中: σ_1 为平面大主应力; σ_3 为平面小主应力; c 是土体的黏聚力; φ 是土体的内摩擦角; ψ 为土体的膨胀角; N_ψ 为:

$$N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (2)$$

N_φ 为:

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3)$$

张拉破坏准则可以通过使用 B 点至 C 点的破坏包络线 $f^i = 0$ 进行描述:

$$f^i = \sigma_3 - \sigma_1 \quad (4)$$

式中: σ_1 是土体的张拉强度。

张拉强度达不到 σ_3 值时,应力最大值 σ_{max}^i 为:

$$\sigma_{max}^i = \frac{c}{\tan \varphi} \quad (5)$$

势函数可以通过定义剪切塑性流动函数 g^s 和张拉塑性流动函数来 g^i 描述。其中,函数 g^s 为:

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (6)$$

函数 g^i 满足相关流动准则,其表达式为:

$$g^i = \sigma_3 \quad (7)$$

流动准则可利用式 $h(\sigma_1, \sigma_3) = 0$ 集中表示为:

$$h = \sigma_3 - \sigma_1 + a^p (\sigma_1 - \sigma^p) \quad (8)$$

式中: a^p 、 σ^p 分别为定义的常数,其计算式为:

$$\sigma^p = \sqrt{1 + N_\varphi^2} + N_\varphi \quad (9)$$

$$\sigma^p = \sigma^i N_\varphi - 2c\sqrt{N_\varphi} \quad (10)$$

在支护力设置上,由于盾构施工过程中的开挖面支护力不能低于设置值的极限最小值,同时也不能高于设置值的极限最大值,因此可采用计算得到的静止土压力 σ_0 :

$$\sigma_0 = K_0 \gamma H \quad (11)$$

式中: $K_0 \gamma$ 为随高度变化的应力梯度(即沿垂直方向

上的斜率); γ 为土体的重度; H 为压力计算点的深度; K_0 为土的侧压力系数,计算式为:

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (12)$$

式中: ν 为泊松比。

引出支护应力比 λ ,使得在数值模拟时对开挖面施加的支护力 σ_s 为:

$$\sigma_s = \lambda K_0 \gamma H \quad (13)$$

综上所述,当 $\lambda=1$ 时,施加于开挖面的支护力同静止土压力相等,开挖面处于弹性平衡;增大支护应力比 λ ,使得施加于开挖面的支护力较静止土压力大,如此开挖面土体将处于被动土压力状态;减小支护应力比,使得施加于开挖面的支护力较静止土压力小,从而让开挖面土体处于主动土压力状态,开挖面处于松弛平衡,此时得出的 σ_s 为极限最小支护力。本文主要对极限最小支护力进行研究^[12]。

数值模拟过程中,不考虑地下水压力,通过改变支护应力比 λ 的大小来控制施加于开挖面的支护力值。当 $\lambda=1$ 时,开挖面处于弹性平衡状态,通过减小支护应力比 λ ,可模拟得出极限最小支护力。

2.2 基本假定

根据所选取的本构模型与实际工程地质情况间的差别,为保证模拟计算结果可以更好地反映上软下硬地层盾构隧道开挖面稳定性的变化情况,需要对模型作出如下假定:(1)模型材料设定为均质连续性的各向同性材料;(2)不考虑土体蠕变以及地层中的渗流作用和地下水的影响^[13];(3)初始应力场只设置重力场;(4)管片与隧道围岩直接相互作用,同时假定围岩与管片之间的注浆为限制相对转角和相对位移,采用绑定约束^[14]。

2.3 模型参数设置

X 方向为模型宽度方向,取50 m; Y 方向为模型厚度方向,取70 m; Z 的负方向为盾构掘进方向,取75 m;隧道直径 D 为6.7 m,埋深取 $2D=13.4$ m,素填土厚度取3 m;管片采用弹性材料C50混凝土,其弹性模量 $E=28\ 400$ MPa,泊松比 $\nu=0.2$,重度 $\gamma=25$ kN/m³,管片宽度为1.5 m,厚度为0.35 m,其余材料参数根据上述工程概况加以设定。基于此,根据上述所依托实际工程的地质情况,对模型的具体工况作出划分,如表2所示。

表2 数值模拟工况

土体参数	工况	地层复合角 $\alpha/(^\circ)$	土体参数	工况	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	土体参数	工况	黏聚力 c/kPa
$\varphi = 25^\circ$ $c = 20$ kPa	1	90	$\alpha = 210^\circ$ $c = 20$ kPa	5	5	$\alpha = 210^\circ$ $\varphi = 25^\circ$	9	10
	2	150		6	15		10	15
	3	210		7	25		11	20
	4	270		8	35		12	25

根据上述模型不同工况的设置情况,对最关键的开挖面支护力进行设定。由于数值模拟研究中主要分析开挖面的极限最小支护力^[15],因此通常取开挖面支护力不足时的支护应力比 λ 依次为0.03、0.06、0.09、0.12、0.15、0.30、0.45、0.60,如表3所示。

表3 各工况开挖面支护力设置情况统计表

λ	等效均布荷载 /kPa					
	工况 1	工况 2	工况 3	工况 4	工况 5	工况 6~12
0.03	23.69	24.29	25.88	27.72	29.69	27.72
0.06	34.96	36.19	38.57	41.33	44.29	42.16
0.09	48.22	50.08	53.26	55.93	59.88	55.23
0.12	59.48	61.98	65.95	70.54	77.65	70.04
0.15	120.79	126.46	134.40	143.58	145.83	142.82
0.30	243.41	256.42	271.30	289.67	308.92	290.15
0.45	366.03	384.38	407.19	435.75	465.87	435.15
0.60	488.65	512.34	544.09	580.83	620.15	581.69

2.4 数值模型构建

按照上述基本原理、基本假定和模型参数设置

情况,利用Abaqus有限元软件构建盾构隧道开挖面的数值模型。图2为施工前后的盾构隧道开挖面模型及其网格划分情况。

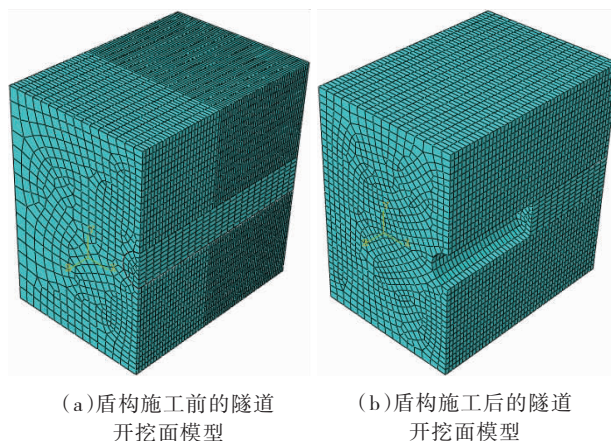


图2 盾构施工前后的隧道开挖面模型

3 数值模拟结果分析

通过设置开挖面支护力处于较小值,使开挖面

土体始终处于主动土压力状态,此时开挖面土体将会向盾构机土仓室发生水平位移。由于上软下硬地层的开挖面土体失稳基本发生于上部软土地层,故通过数值模拟支护力的变化对开挖面上最大水平位移值的影响规律,可以得出支护应力比与上软下硬地层最大水平位移值的相关关系曲线,从而判定开挖面极限最小支护力,如图3~图5所示。

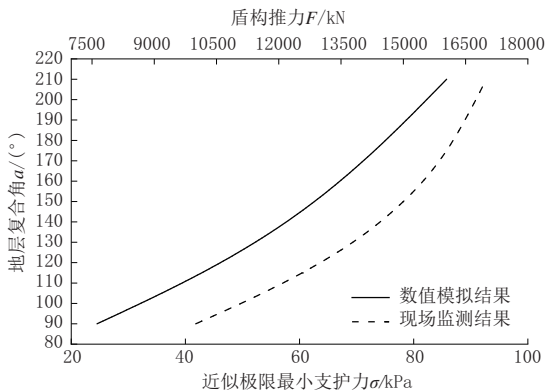


图3 盾构开挖面的近似极限最小支护力 σ 与地层复合角 α 的关系

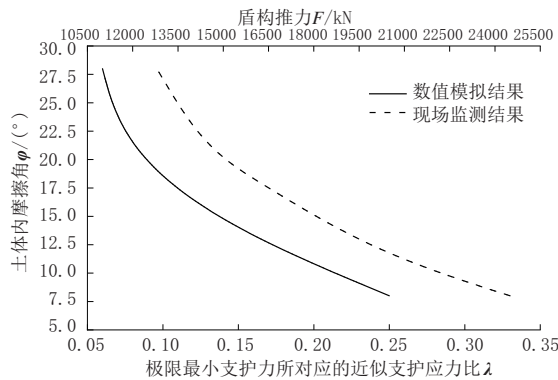


图4 极限最小支护力所对应的支护应力比 λ 与土体内摩擦角 φ 的关系

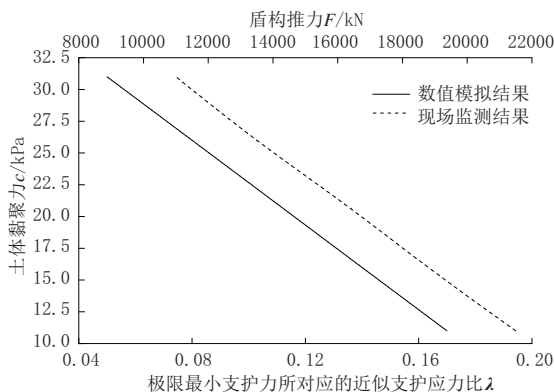


图5 极限最小支护力所对应的支护应力比 λ 与土体黏聚力 c 的关系

由图3可知:盾构开挖面的极限最小支护力随着地层复合角 α 的增大而增大,同时增大的速率随着地层复合角的变大而逐渐变缓;同时,数值模拟结果与现场监测数据在变化规律上具有一致性。

由图4可知:盾构隧道开挖面的极限最小支护力随着土体内摩擦角的增大而减小,说明土体内摩

擦角越大,开挖面稳定性越好,同时减小的速率随土体内摩擦角的变大而逐渐变缓;同时,数值模拟结果与现场监测数据在变化规律上具有一致性。

由图5可知:盾构隧道开挖面的极限最小支护力随着土体黏聚力的增大而减小,说明土体黏聚力越大,开挖面稳定性越好,该曲线近似一次函数的关系;同时,数值模拟结果与现场监测数据在变化规律上具有一致性。

由此可见,在地层复合角、土体内摩擦角、土体黏聚力等因素的影响下,以支护应力比、盾构推力为表现形式的极限最小支护力的数值模拟结果与现场监测结果具有相同的变化规律,从而验证了数值模拟的合理性。

根据数值模拟分析结果,对盾构推力参数进行优化,进一步将图3~图5所示的现场监测结果与数值模拟结果之间的倍数关系统计于表4,以确定盾构推力参数优化后的安全范围。

表4 现场监测结果与数值模拟结果的比值关系

工况	现场监测结果 / 数值模拟结果		工况	现场监测结果 / 数值模拟结果		工况	现场监测结果 / 数值模拟结果	
	现场监测结果	数值模拟结果		现场监测结果	数值模拟结果		现场监测结果	数值模拟结果
1	9.6		5	3.8		9	4.8	
2	7.2		6	4.7		10	5.6	
3	6.5		7	5.9		11	6.2	
4	4.9		8	7.2		12	6.8	

由表4可知,现场监测结果/数值模拟结果的比值在工况1~工况4条件下的最小值为4.9倍,最大值为9.6倍;工况5~工况8情况下最小值为3.8倍,最大值为7.2倍;工况9~工况12情况下最小值为4.8倍,最大值为6.8倍。由此获得盾构推力参数优化后安全区域的函数比值关系应为4.9~6.8,以此为理论依据指导盾构推力参数的设置,可保证类似工程的安全施工建设。

4 结语

(1)地层复合角、土体内摩擦角和黏聚力是影响盾构开挖面极限最小支护力的主要因素,且分别与开挖面的极限最小支护力呈正相关、负相关和负相关的关系,其中极限最小支护力随土体黏聚力的增加近似呈一次函数关系递减。因此,在实际工程盾构参数设置中应重点考察并设置上述3个参数的合理范围,保证盾构施工的安全性。

(2)盾构开挖面极限最小支护力关于地层复合角、土体内摩擦角和黏聚力等因素的数值模拟结果与现

场监测结果拟合良好,二者在变化规律上呈现相同趋势,有效验证了数值计算结果的合理性,且现场监测结果与数值模拟结果的比值关系表明盾构推力参数优化后安全范围的倍数关系为4.9~6.8。可据此初步判断盾构推力参数的大致安全范围,为工程现场盾构施工方案设计与参数设置的获取提供了简便方法。

参考文献:

- [1] 陈强.上软下硬地层中盾构隧道开挖面支护压力研究[D].武汉:华中科技大学,2010.
- [2] 竺维彬,鞠世健,王晖,等.复合地层中的盾构施工技术[M].北京:中国建筑工业出版社,2020.
- [3] 刘德安,梁雄,汤宇,等.富水泥岩大断面隧道开挖面稳定性及加固方式[J].科学技术与工程,2021,21(18): 7777-7783.
- [4] 马少坤,韦榕宽,邵羽,等.基于透明土的隧道开挖面稳定性三维可视化模型试验研究及应用[J].岩土工程学报,2021,43(10): 1798-1806,1958.
- [5] 李修磊,李金凤,杨超.黏土地层浅埋盾构隧道开挖面三维稳定性上限分析[J].铁道学报,2021,43(4): 166-174.
- [6] 肖鹏飞,冯光福,贾少东,等.距离下穿车站富水圆砾地层盾构隧道开挖面稳定性研究[J].隧道与地下工程灾害防治,2021,3(1): 75-81,91.
- [7] LIU X Y, FANG H Y, WANG F M, et al. Horizontal trap-door investigation on face failure zone of shield tunneling in sands[J]. Journal of Central South University, 2021, 28(3): 866-881.
- [8] 代仲海,胡再强.复合地层盾构开挖面极限支护力上限分析[J].工程科学与技术,2021,53(2): 95-102.
- [9] 叶康慨,王延民.土压平衡盾构施工土压力的确定[J].隧道建设,2003,23(2): 47-51.
- [10] 秦建设.盾构施工开挖面变形与破坏机理研究[D].南京:河海大学,2005.
- [11] 傅鹤林,胡才超,林锐,等.曲线盾构隧道开挖面被动极限支护力分析[J].铁道工程学报,2018,35(11): 48-54.
- [12] DAI C Q, SUI H T, MA C. Study on the ultimate supporting force of shield excavation face based on anisotropic strength theory[J]. Applied Sciences-basel, 2020, 10(15): 5222.
- [13] XUE F, ZHANG M X. Stability of the excavation face on a shield tunnel crossing beneath an existing tunnel [J]. Geotechnical Research, 2020, 7(2): 96-102.
- [14] ZHANG J W, HUANG L, PENG T X. Stability analysis of shield excavation face based on particle flow in different depths of sandy gravel stratum[J]. Advances in Civil Engineering, 2019, 2019(11): 7249724.
- [15] DAI C Q, WANG Q L, JIANG K, et al. Ultimate support force of excavation face in curved shield tunnels in composite strata[J]. Tehnicki Vjesnik-technical Gazette, 2021, 28(3): 708-717.

(上接第189页)

对宽梁设计分析时,考虑到单梁模型结果不能模拟出每个腹板实际受力,故计算结果应保留充足的富余量,根据计算可知,建议单梁法正截面抗裂短期荷载下控制在0.5 MPa即可。

参考文献:

- [1] JTG 3362—2018,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [2] 戴公连,李德建.桥梁结构空间分析设计方法与应用[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [3] E.C.汉勃利.桥梁上部构造性能[M].北京:人民交通出版社,1982.
- [4] 林加爵.梁格法在宽桥分析中的应用[J].建材与装饰,2016(1): 94-95.
- [5] 马金菊.梁格法在变宽连续箱梁中的应用[J].城市道桥与防洪,2018(8): 145-148.