

文章编号: 1000-7598 (2011) 01-0099-07

成都地铁卵石层中盾构施工开挖面稳定性研究

王明年¹, 魏龙海², 路军富¹, 朱招庚¹

(1. 西南交通大学 土木工程学院, 610031 成都; 2. 中交第二公路勘察设计研究院有限公司, 武汉 430056)

摘 要: 随着我国社会经济的发展, 越来越多的城市开始规划和修建地铁, 在此期间, 部分城市在地铁建设中遇到了地质条件非常复杂的砂卵石土层, 特别是正在建设中的成都地铁 1、2 号线, 区间隧道几乎全部从卵石土层中穿越, 根据设计, 成都地铁 1、2 号线部分区间隧道采用加泥式土压平衡盾构法施工。利用土压平衡式盾构施工时, 开挖面支护土压力控制是保证掘进顺利进行的关键, 目前国内外在这方面的研究主要集中于砂土和黏性土, 关于卵石土盾构隧道开挖面变形与破坏的研究很少。基于此, 根据卵石土具有强烈离散特性的特点, 利用颗粒离散元数值方法, 对卵石土层土压平衡式盾构施工中开挖面支护应力不足引起开挖面的变形及破坏问题进行了分析研究, 探讨了隧道开挖面变形及破坏问题。研究结果显示: (1) 开挖面极限支护应力远小于土体原位静止土压力; (2) 开挖面失稳后, 开挖面前部的滑动块为一曲面体。这为卵石土地层中盾构开挖面控制压力的确定提供参考。

关 键 词: 卵石土; 盾构隧道; 开挖面稳定性; 离散元

中图分类号: U 451⁺2

文献标识码: A

Study of face stability of cobble-soil shield tunnelling at Chengdu metro

WANG Ming-nian¹, WEI Long-hai², LU Jun-fu¹, ZHU Zhao-geng¹

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

2. The Second Highway Survey, Design and Research Institute, China Communications, Wuhan 430056, China)

Abstract: In recent years, with China's social and economic development, more and more cities began to plan and build metros. Meanwhile, the metro construction encountered the sandy pebble soil in some cities, especially the running tunnels of Chengdu Metro line 1 and 2 are almost both need to cross the sandy cobble soil. According to the design, Chengdu metro No.1 and No.2 lines will be constructed by mudding-type earth pressure balance shield. And during shield tunnelling, the face stability control that will be a key operation to ensure the construction can be carried through smoothly. Nowadays, the study of supporting earth pressure is mainly focused on sandy and clay soil; but the study involving the face movement and collapse of cobble-soil is seldom. So based on the heavily discrete characteristics of cobble-soil, the paper analyzes the shield tunnel face deformation and failure while the support pressure is lower than the limit pressure which constructed by using earth pressure balance method and the deformation and failure of excavated face by discrete element method. The results show that: (1) supporting earth pressure of tunnel face is lower than earth pressure at rest; (2) after the face loses stability, the slider ahead of the tunnel face is a surface body. The results will give reference to determine the face control pressure of shield tunnelling.

Key words: cobble-soil; shield tunnel; face stability; discrete element method

1 引 言

近年来, 随着我国社会经济的快速发展, 越来越多的城市开始修建或筹建地铁, 在此期间遇到了一些非常复杂的地质条件, 如成都地区广泛分布的砂卵石地层等, 给地下工程建设带来了很大的困难。

成都地铁 1 号线一期工程沿线需要穿越老城区(此处建筑物密集, 交通繁忙), 铁路股道、人民路、

人防通道及南河、府河等河流, 施工期间需要严格控制地表变形。目前, 成都地铁 1 号线的建设已经全面展开, 其中部分区间隧道采用的是土压平衡式盾构施工, 利用该法施工时, 开挖面支护土压力控制是保证掘进顺利进行的关键, 目前国内外在这方面的研究主要集中于砂土和黏性土, 关于卵石土盾构隧道开挖面稳定性的研究很少。

本文拟根据卵石土具有强烈离散特性的特点,

收稿日期: 2009-08-12

第一作者简介: 王明年, 男, 1965 年生, 博士, 教授、博导, 主要从事地下工程教学和科研工作。E-mail: 19910622@163.com

利用颗粒离散元数值方法,对卵石土层土压平衡式盾构施工中开挖面支护应力不足引起开挖面的变形及破坏问题进行分析研究,探讨隧道开挖面变形及破坏问题,为卵石土地层中盾构开挖面控制压力的确定提供参考^[1-4]。

2 成都地铁 1 号线工程概况

根据修编的成都市城市快速轨道交通线网规划,成都市快速轨道交通网将由 7 条线路组成,线路总长度为 274.15 km,地下线长度为 144.24 km,地上线为 129.91 km。其中成都地铁 1 号线一期工程起点为红花堰站,终点至会展中心站,线路全长为 18.517 km,为地下线。该线的区间隧道在市区内红花堰站~火车南站几乎都采用盾构法施工,仅在天府广场局部区段采用矿山法施工^[5]。

2.1 工程地质与水文地质

2.1.1 工程地质概况

根据初勘地质报告,成都地铁 1 号线一期工程位于岷江水系 I、II 级阶地,沿线地面开阔平坦,北高南低。沿线第四系地层广布,基岩埋藏较深。在一期工程区间隧道走行地层的主要地质特征为:

①主要为冲积砂、卵石地层。卵石地层深度范围约为 1.6~29 m,多数地段在 4~20 m 间,在卵石层的任意深度均可能有 1~2 m 的砂层透镜体。

②漂石、大粒径砾石和胶结砾石层

隧道走行的主要地层中有大粒径漂石,在人民北路站~天府广场站试验段的局部漂砾富集成层。

Q₄、Q₃ 上部区域含大粒径漂石较少,大粒径漂石主要分布于 Q₃ 下部和 Q₂ 地层中,含量一般在 10~15%。

据对成都基坑工程的调查,目前已知的最大粒径为 67 cm(一期工程有关报告揭示的最大粒径为 55 cm)。

③地下水

勘察期间地下水位最高为 3.9 m,对混凝土无腐蚀,对钢结构有弱腐蚀性。地下水富存的砂、卵石地层渗透系数大,在 Q₃、Q₄ 地层中的渗透系数一般在 15~25 m/d 左右。

④卵石的单轴抗压强度

变动范围较大,一般在 55.1~165 MPa 内。

2.1.2 水文地质概况

成都地铁 1 号线一期工程主要穿越府河和南河两条主要河流,沙河紧邻车辆段的北侧和东侧流过。

沿线地下水主要有第四系孔隙潜水和基岩裂隙水两种类型。第四系孔隙潜水为测区内的主要地下

水,主要埋藏于上更新统(Q₃)卵石土或由全新统(Q₄)与上更新统(Q₃)卵石土组成的统一含水层中,由大气降水和地表河流、沟渠水补给,地下水的总体流向为西北~东南,迳流条件良好,近年雨洪期地下水位约为 2.0 m。基岩裂隙水主要赋存于白垩系上统灌口组泥岩较发育的风化裂隙带中,含水少,透水性差,主要接受孔隙潜水补给。

2.2 施工方法

结合沿线工程地质和水文地质情况、周围环境条件、线路平面位置、隧道埋置深度等多种因素,以及对施工期间的地面交通和城市居民的正常生活、施工工期、工程的难易程度等方面的考虑,决定成都地铁 1 号线一期工程的区间隧道在城区外采用明挖法施工、城区范围内采用盾构法施工。

根据成都地质情况、各种不同盾构的适应性及目前成都地铁 1 号线盾构区间试验段盾构机的选型,以下主要推荐泥水式盾构或加泥式土压平衡盾构。

采用加泥式土压平衡盾构在砂卵石地层中掘进时,因土的摩阻力大、渗透系数高、地下水丰富,单靠掘削土提供的被动土压力,常不足以抵抗开挖面的水、土压力;此外,由于土体的流动性差,使在密封仓内充满卵石土后,原有的盾构推力和刀盘扭矩常不足以维持正常推进切削的需要,密封仓内的碴土也不易于流入螺旋输送机和排出地面。因此,应向开挖面、土仓内、螺旋输送机内注入添加剂(膨润土或高效发泡剂),通过刀盘开挖搅拌作用,使注入的添加剂和开挖下来的土砂混合,而将泥土转变为具有流动性好和不透水的泥土,及时充满土仓和螺旋输送机体内的全部空间,通过盾构千斤顶的推力使泥土受压,与开挖面土压和水压平衡,以稳定开挖面。

3 模型建立及计算参数选取

3.1 离散元法基本原理

离散单元法是 20 世纪 70 年代发展起来的一种用于分析节理岩石的数值计算方法。最初是为解决岩石系统的大规模运动,由 Cundall 于 1971 年提出来的,用于模拟岩体的断裂和破坏过程。

离散元数值方法是把散粒体的运动先分成单个颗粒的运动,对每个颗粒建立运动方程,颗粒与颗粒之间的碰撞,由于接触点附近局部的塑性变形和破损,模型建立是在相碰撞的两粒子之间置入一个刚性系数为 k 的弹簧和阻尼系数为 η 的阻尼器。离散单元法假定各单元之间的作用力与它们之间的相对位移量成正比,然后应用牛顿力学建立单元运动

方程,最后通过差分法求解出一个微小时段的速度和位移,在空间域上对所有的单元实施上述求解过程,并对时域进行积分,由此计算出散粒体的大位移、大变形^[6-7]。

3.2 数值模型建立

考虑到成都地铁盾构的直径约6 m左右,埋深一般为15~25 m。假定隧道直径(D)为6 m,隧道埋深(C)为18 m,模型尺寸为30 m×30 m×10 m,截取模型的部分如图1所示。

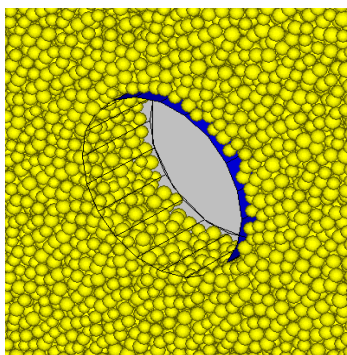


图1 数值计算模型

Fig.1 The numerical model

模型除地表面为自由面外,四周采用变形约束条件。另外,由于本章着重分析盾构隧道开挖面的稳定性,因此,在计算中管片采用 wall 单元模拟,模拟分析的对象为中密卵石土^[8]。

3.3 模型细观参数的确定

在颗粒离散元数值模型中,输入的是土体细观参数,而宏观意义上的材料参数是这些细观参数的外在表现,这与以往熟悉的连续介质的数值方法是有本质差别的。要确保构建的模型能够反映期望的宏观物理力学行为,就必须联系模型的某种力学特性(模型的宏观力学行为或响应)和一系列与之有关系的材料参数特性(细观结构力学参数),即利用数值模拟试验,对材料的宏观力学参数和细观参数之间的关系进行标定。

细观参数的选取过程,实际上是通过选取合适的颗粒细观力学参数,模拟出和材料实际相符的宏观应力-应变曲线的过程。不同的颗粒细观参数,对材料宏观力学性质的影响不相同。

本文首先利用颗粒离散元三轴数值试验模型^[9],分析探讨了颗粒接触刚度、摩擦系数、孔隙率及连接强度等模型细观参数对材料宏观特性的影响规律。然后在此基础上,以成都地铁1、2号线土压平衡盾构施工中的中密卵石土体为分析对象,利用三轴数值试验模型,通过反复调整颗粒离散元模型的细观参数,对各组参数条件下所获得的应力-

应变曲线进行分析,使得模型的细观参数与材料的宏观物理力学参数相一致,以标定模型细观参数与土体宏观物理力学参数之间的关系。

表1中数据是该土层的物理力学参数:

表1 中密卵石土体物理力学参数
Table 1 Physico-mechanical parameters of cobble-soil

类别	密度 $\rho/(\text{g}/\text{cm}^3)$	抗剪强度		变形模量 E/MPa
		c/kPa	$\phi/(\text{°})$	
中密卵石	2.10	0	39	28

利用上述三轴数值模拟试验,通过对多组细观参数在围压为100、200、300、400 kPa情况下对应的变形模量、摩擦角及黏聚力等材料宏观物理力学参数进行计算分析,并将计算结果与成都地铁1、2号线地勘报告中提供的卵石土体物理力学参数进行比较,从而确定了与该中密卵石土宏观力学参数相应的模型细观参数^[10],如表2所示。

表2 离散元模型细观参数
Table 2 Micro-structural parameters of DEM model

类别	$\rho/(\text{g}/\text{cm}^3)$	$\frac{R_{\max}}{R_{\min}}$	摩擦系数 μ	法向刚度 k_n/MPa	切向刚度 k_s/MPa
中密卵石	3.0	1.25	5	6.0	6.0

4 卵石土盾构隧道开挖面稳定性数值分析

土压式盾构隧道施工中,支护应力过大产生地表隆起给工程造成的危害相对较小,本文主要侧重于支护应力过小情况下对周围地基产生的影响。

4.1 计算过程及说明

(1) 计算过程

盾构开挖是一个逐渐推进的过程,考虑到本文分析的重点是不同工况下开挖面支护应力变化对周围地基产生的影响,数值计算中,采取一次开挖到一定距离并施加支护结构后,研究开挖面支护应力变化影响。模拟时,通过在开挖面施加特定形式的支护应力,并逐渐减小支护应力,研究开挖面周围土体压力应变与支护应力的关系,模拟过程如下:

①建立原始地层模型,施加位移约束边界条件;

②开挖隧道,并及时设置衬砌单元,同时在开挖面上施加大小与原始地层侧向静止土压力值相等的支护作用力,迭代使模型达到平衡稳定状态;

③逐渐减小开挖面支护压力,记录开挖面前方土体单元的应力及变形;

④当开挖面支护压力达到极限最小支护压力时,开挖面前方节点位移在支护应力变化很小的情

况下急速发展, 开挖面失稳破坏, 破坏不断发展出现过大变形, 计算中止。

(2) 说明

数值计算中进行如下相关定义及处理:

①为了描述方便, 实际作用于开挖面的支护应力为梯形荷载, 作者取隧道中心点支护应力值来代表开挖面支护应力大小, 所以文中的开挖面支护应力统一指开挖面中心点施加的支护应力。

②对于开挖面支护应力大小的衡量, 引入支护应力比的概念:

$$\lambda = \frac{\sigma_s}{\sigma_0} \quad (1)$$

式中: σ_s 为开挖面中心点支护应力; σ_0 为隧道中心原始地层静止土压力^[11]。

4.2 模拟结果分析

(1) 开挖面极限支护压力确定

开挖面支护压力不足引起应力释放, 从而导致周围地基变位, 首先是开挖面附近的土体颗粒发生往盾构机压力舱内的水平位移, 通过计算开挖面极限支护应力变化与开挖面中心点朝向压力舱方向水平位移之间的关系研究开挖面极限支护应力, 如图 2 所示, 计算表明, 随着开挖面支护应力的逐渐减小, 开挖面前方土体水平位移量逐渐增加, 随着开挖面支护应力下降到一定程度, 在支护应力几乎没有多少减少的情况下, 开挖面水平位移量急剧增大, 此时可以认为开挖面失去稳定, 可以得到极限支护应力大小约为 16.3 kPa, 支护应力比约为 0.10。

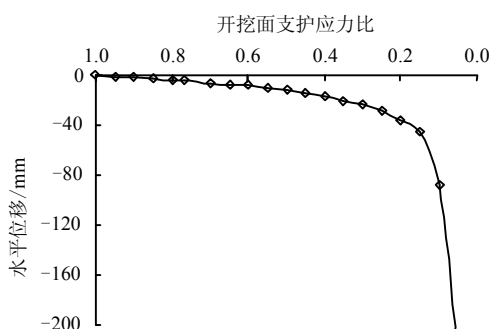


图 2 支护应力比与开挖面水平位移关系

Fig.2 Relation between support stress ratio and horizontal displacement of face

由图 2 可知, 盾构隧道开挖面支护应力控制与开挖面土体变形表现为 3 个阶段。第 1 阶段, 开挖面支护应力满足极限支护应力要求(支护应力比 1~0.15), 此时, 支护应力变化引起开挖面的变形在一定范围内, 支护压力的波动对开挖面土体变形发展不敏感; 第 2 阶段, 开挖面支护应力临近极限支护

应力(支护应力比 0.15~0.10), 此时, 开挖面支护应力的微小减小变化将导致开挖面发生显著的位移, 变形对支护应力非常敏感; 第 3 阶段, 开挖面支护应力低于临界值(支护应力比小于 0.10), 开挖面发生失稳滑动, 其破坏发展在支护应力不变的情况下还会继续发展, 此时表现为支护应力对变形失效阶段。

(2) 支护应力大小对地表变位影响

盾构施工对周围环境影响主要侧重于周围地基变位情况, 尤其是地表沉降。本节通过设置监测点, 研究支护应力对地表变位的影响问题。

纵向地表沉降点为地表面沿着隧道中心纵向轴线上节点, 编号为 DZ1~DZ4, 测点与开挖面纵向水平距离分别为 0.5、2.5、4.5、6.5 m。盾构掘进支护应力与部分纵向地表点沉降关系如图 3 所示。由该图可看出, 开挖面支护应力的减小将会引起地表前方一定距离产生沉降变形, 沉降量大小与支护应力成抛物线关系, 开挖面支护应力控制对地表沉降影响具有如下同开挖面附近土体水平位移相似的规律。

图 4 为不同支护应力下开挖面前方 0.5 m 地表横向点沉降曲线, 随着开挖面支护应力的减小, 地表点沉降量逐渐增大, 不同支护压力下地表沉降槽宽度系数随支护应力减小变化不大^[12]。

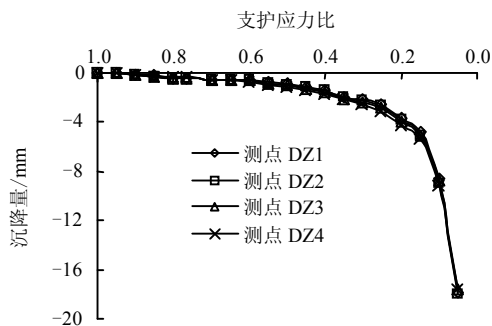


图 3 支护应力比与纵向地表沉降关系

Fig.3 Relations between support stress ratio and longitudinal subsidence of ground

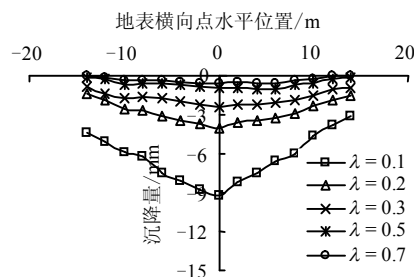


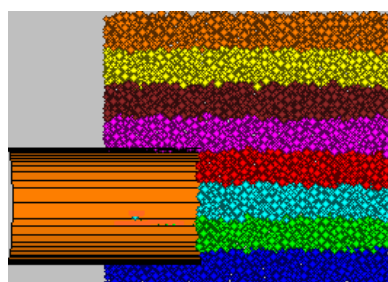
图 4 支护应力比与地表横向沉降关系

Fig.4 Relations between support stress ratio and transverse subsidence of ground

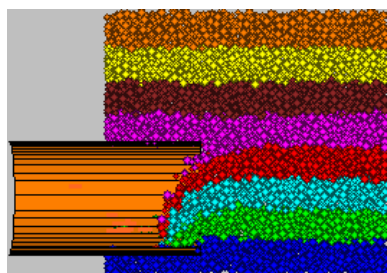
(3) 开挖面破坏过程及模式

开挖面破坏模式研究是确定防止开挖面破坏发生措施的前提,隧道开挖面稳定分析对破坏模式的合理选定具有依赖性,一定的开挖面破坏模式在一定程度上揭示了开挖面的变形破坏形态和机制,反应了开挖面变形破坏的本质,因而是稳定分析的基础。

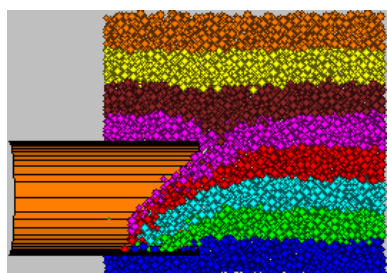
从前面的分析可以看出,当卵石土盾构隧道开挖面支护应力低于临界值,即当支护应力比小于0.10时,隧道开挖面发生坍塌破坏,图5为其失稳破坏过程,图6为开挖面坍塌破坏后的现场照片。



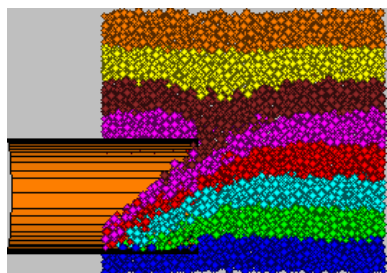
(a) 初始状态



(b) 3 000 步



(c) 20 000 步



(d) 50 000 步

图5 盾构隧道开挖面破坏过程

Fig.5 The failure process of shield tunnelling face



图6 挖面前方松散土体脱落照片

Fig.6 The photo of tunnel face failure

开挖面失稳破坏后纵断面各单元接触力线及位移如图7所示,同时,在开挖面上方一定距离(4 m)水平面上各单元接触力线及位移如图8所示,图9所示为从隧道顶部俯视的土体接触力线图。



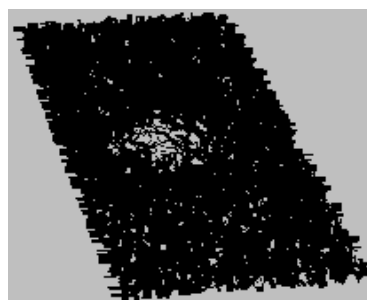
(a) 接触力线图



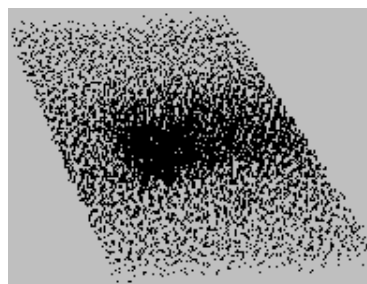
(b) 位移图

图7 开挖面失稳后纵断面图

Fig.7 Vertical sectional profile on face failure condition



(a) 土体接触力线图



(b) 位移图

图8 开挖面失稳后土体接触力剖面图(隧道顶部4 m)

Fig.8 The profile of contact forces on face failure condition (at 4 m above the tunnel top)

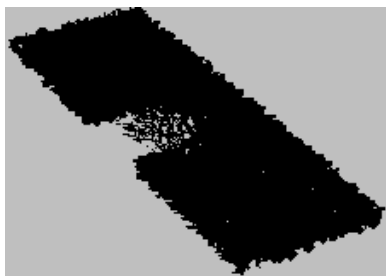


图9 开挖面失稳后土体接触力剖面图(隧道顶部)
Fig.9 The profile of contact forces on face failure condition (at tunnel top)

由上述各图可以看出:

①当开挖面支护压力小于极限支护压力时,开挖面处土体发生了坍塌破坏,在开挖面前上方,土体变形较大,并最终引起了上方地表发生较大沉降。分析图5、6可知,数值计算结果与现场情况较为一致,因此应用颗粒流方法分析卵石土盾构开挖面的稳定性是适宜的。

②卵石土层中开挖面失稳破坏形状可以看成由两部分组成:开挖面前方滑动区域及上部区域;开挖面失稳后,开挖面前部的滑动块为一曲面体,而非三角形楔体。

③位移监测结果表明,开挖面附近土体沉降量大于地表,说明破坏由开挖面顶部向地表逐渐发展。

5 卵石土盾构开挖面稳定性影响因素分析

盾构施工中隧道的直径、埋深及地层条件等都对开挖面支护应力引起的开挖面变形与破坏问题产生一定的影响,基于此原因,本节对隧道的直径、埋深等对开挖面支护应力的影响情况进行分析^[13]。

5.1 隧道埋深对开挖面支护应力的影响

研究隧道直径为6 m,上覆土层埋深比为 $C/D=1\sim5$ 时,埋深对开挖面变形与破坏影响。不同埋深下,开挖面支护应力比与开挖面中心点水平位移关系如图10所示。由不同覆跨比情况下开挖面支护应力比与开挖面中心点水平位移关系可得埋深对开挖面极限支护压力的影响,计算结果见表3。

由图10及表3可看出:

①在埋深较浅时,随着埋深的增大,开挖面极限支护应力不断增加,但当覆跨比(C/D)大于2.5时,开挖面极限支护应力变化不明显。

②当开挖面支护应力比大于0.15时,无论埋深多大,开挖面可以满足稳定要求,同时,相同的支护应力比下,开挖面水平位移量随着埋深的增大而增大,当支护应力比小于0.15时,浅埋地层开挖面首先发生破坏。

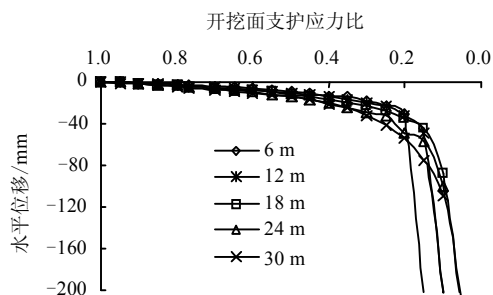


图10 不同埋深下支护应力比与开挖面水平位移关系
Fig.10 Relations between support stress ratio and horizontal displacement of face with different tunnel depths

表3 不同埋深开挖面极限支护应力
Table 3 Limiting support stress of tunnel face with tunnel depth

埋深/m	极限支护应力比	开挖面极限支护应力/kPa
6	0.18	12.6
9	0.13	12.1
12	0.13	15.2
15	0.13	18.2
18	0.10	16.3
21	0.10	18.7
24	0.09	18.9
27	0.08	18.3
30	0.07	19.6

5.2 隧道洞径对开挖面支护应力的影响

本节计算了隧道中心埋深为21 m条件下,直径为6、7、8、9、10 m 5种工况下开挖面支护应力变化与周围地基变位关系。

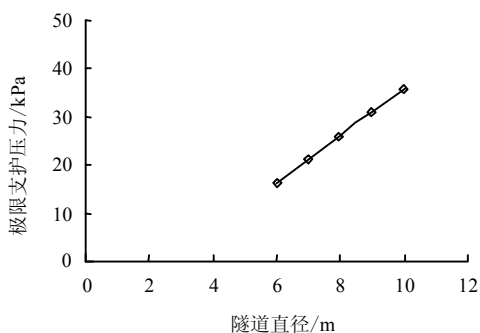


图11 隧道直径与开挖面极限支护应力关系
Fig.11 Influence of tunnel depth on limiting support pressure

开挖面极限支护应力与隧道直径关系如图11所示。由计算结果可知,同样的埋深条件下,随着隧洞直径的增大,开挖面极限支护应力呈线性增大,在考虑盾构隧道开挖面稳定问题时,要特别注意隧道直径大小。

5 结 论

(1) 开挖面极限支护应力远小于土体原位静止土压力, 根据支护应力比与开挖面变形的关系, 可将其分为3个阶段: 第1阶段, 支护应力比为1.0~0.15 开挖面支护应力满足极限支护应力要求, 支护压力的波动对开挖面土体变形发展不敏感; 第2阶段, 支护应力比为0.15~0.10, 开挖面支护应力临近极限支护应力, 变形对支护应力非常敏感; 第3阶段, 支护应力比小于0.10, 开挖面发生失稳破坏。

(2) 随着埋深的增大, 开挖面支护应力的设定可以不考虑过大的埋深影响。

(3) 卵石土层中, 开挖面失稳破坏形状可以看成由2部分组成: 开挖面前方滑动区域及上部区域; 开挖面失稳后, 开挖面前部的滑动块为一曲面体, 而非三角形楔体。

(4) 同样的地层及埋深条件下, 随着隧道洞径的增大, 开挖面极限支护应力增大, 所以在考虑盾构隧道开挖面稳定问题时, 要特别注意隧道直径大小。

参 考 文 献

- [1] 裴洪军, 孙树林, 吴绍明. 隧道盾构法施工开挖面稳定性研究方法评析[J]. 地下空间与工程学报, 2005, 1(1): 117—119.
PEI Hong-jun, SUN Shu-lin, WU Shao-ming, et al. Analysis of research methods for face stability at shield tunneling[J]. **Chinese Journal of Underground Space and Engineering**, 2005, 1(1): 117—119.
- [2] 韦良文, 张庆贺, 孙统立, 等. 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, 26(6): 67—72.
WEI Liang-wen, ZHANG Qing-he, SUN Tong-li, et al. Current research state of face stability in shield tunnelling and future development[J]. **Journal of Chongqing Jiaotong University (Natural Science)**, 2007, 26(6): 67—72.
- [3] MAIDL B, HERRENKNETCHT M, ANHEUSER L. Mechanised shield tunnelling[M]. Berlin: Ernst&Sohn Verlag fürArchitektur und Techn, 1996.
- [4] LI Y. Stability analysis of large slurry shield-driven tunnel in soft clay[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2008, 10: 1—10.
- [5] 徐润泽, 宋天田. 成都地铁土压平衡盾构隧道工程风险识别与评价[J]. 隧道建设, 2007, 27(6): 98—100, 104.
XU Run-ze, SONG Tian-tian. Practice of risk identification and assessment of shield tunnelling in Chengdu metro[J]. **Tunnel Construction**, 2007, 27(6): 98—100, 104.
- [6] CUNDALL P A. A computer model for simulating progressive: Large scale movement in blocky rock systems[C]//Symp. ISRM. France: [s. n.], 1971: 129—136.
- [7] 魏龙海, 王明年. 碎石土隧道自稳性的三维离散元分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(7): 1853—1860.
WEI Long-hai, WANG Ming-nian. Stability analysis of gravel soil tunnel by three-dimensional discrete element method[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(7): 1853—1860.
- [8] HADJIGEORGIOU J, ESMAIELI K, GRENON M. Stability analysis of vertical excavations in hard rock by integrating a fracture system into a PFC model[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2009, 24: 296—300.
- [9] 曾远, 周健. 砂土的细观参数对宏观特性的影响研究[J]. 地下空间与工程学报, 2008, 4(3): 499—503.
ZENG Yuan, ZHOU Jian. Influence of micro parameters of sandy soil on its macro properties[J]. **Chinese Journal of Underground Space and Engineering**, 2008, 4(3): 499—503.
- [10] 吴顺川, 张晓平, 刘洋. 基于颗粒元模拟的含软弱夹层类土质边坡变形破坏过程分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(11): 2899—2904.
WU Shun-chuan, ZHANG Xiao-ping, LIU Yang. Analysis of failure process of similar soil slope with weak intercalated layer based on particle flow simulation[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(11): 2899—2904.
- [11] 黄正荣, 朱伟, 梁精华, 等. 浅埋砂土中盾构法隧道开挖面极限支护压力及稳定研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(11): 2005—2009.
HUANG Zheng-rong, ZHU Wei, LIANG Jing-hua, et al. Study on limit supporting pressure and stabilization of excavation face for shallow shield tunnels in sand[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2006, 28(11): 2005—2009.
- [12] 黄正荣, 朱伟, 梁精华, 等. 盾构法隧道开挖面极限支护压力研究[J]. 土木工程学报, 2006, 39(10): 112—116.
HUANG Zheng-rong, ZHU Wei, LIANG Jing-hua, et al. A study on the limit support pressure at excavation face of shield tunneling[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2006, 39(10): 112—116.
- [13] 朱伟, 秦建设, 卢廷浩. 砂土中盾构开挖面变形与破坏数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(8): 897—902.
ZHU Wei, QIN Jian-she, LU Ting-hao. Numerical study on face movement and collapse around shield tunnels in sand[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2005, 27(8): 897—902.