

大直径盾构进出洞加固体稳定性判别方法研究

廖一蕾^{1,2}, 张子新^{1,2}, 张冠军³

(1. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092;
3. 上海隧道股份工程有限公司, 上海 200032)

摘 要: 从监测指标和监测范围两个方面对钱江隧道盾构进出洞加固体稳定性的实时判别进行了研究, 即首先在分析板块理论和弹塑性静力学理论的基础上, 提出能实时反映盾构进出洞加固体稳定性的监测项目, 包括水土压力 P 及其相应的稳定性评价指标 K_0 、 K_{sf} , 而后采用理论分析和试验研究加固体的破坏模式, 在此基础上, 提出加固体实时监测点布置方案。通过监测点的合理布置, 监测加固体所受水土压力 P , 计算 K_0 、 K_{sf} , 可实现加固体稳定性的实时评价。

关 键 词: 大直径隧洞; 盾构进出洞; 加固体稳定性; 评价指标; 测点布置

中图分类号: U 455.4

文献标识码: A

Research on method for identifying cemented soil stability for large-diameter shield tunnelling breakthrough

LIAO Yi-lei^{1,2}, ZHANG Zi-xin^{1,2}, ZHANG Guan-jun³

(1. Key Laboratory of Geotechnical & Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Shanghai Tunnel Engineering Construction Co., Ltd., Shanghai 200032, China)

Abstract: How to timely identify cemented soil stability for Qianjiang tunnel breakthrough is discussed in terms of monitoring indices and monitoring range. Firstly, based on the plate theory and elastoplasticity theory, the water and earth pressures on the cemented soil are presented which can timely identify the cemented soil stability during shield tunnelling breakthrough as well as two indices K_0 , K_{sf} . Then, a failure mode for the cemented soil is put forward on the basis of existing failure modes to underlie the observation point layout, and verified by model test. The cemented soil stability can be estimated timely by calculating K_0 , K_{sf} from the measurement values when measuring points are distributed rationally.

Key words: large-diameter tunnel; shield tunnelling breakthrough; cemented soil stability; evaluation indicator; layout of measuring points

1 引 言

近年来, 为减轻城市化进程带来的一系列诸如环境恶化、交通堵塞等问题, 城市地铁建设飞速发展。盾构工法以其施工质量好、效率高、技术先进、安全可靠等优点, 成为地铁修建的主要工法。在盾构隧道施工过程中, 盾构进出洞是施工中既关键又容易发生事故工序。据统计^[1], 盾构法施工的地下工程有 70% 以上的事故发生在盾构进出洞过程中, 如南京地铁 2 号线 TA-04 标工程中和村站一元通站区间隧道进洞中造成地面塌陷和隧道破损, 上

海地铁 10 号线 5.1 标下行线盾构进洞施工中发生渗水漏砂, 引起地面局部沉降等。

钱江隧道作为长三角都市圈高速公路网公路主骨架的重要组成部分, 采用直径为 15.43 m 的大型盾构全断面一体成型。为确保盾构进出洞施工安全, 采用旋喷桩、搅拌桩等方法对盾构进出洞段土体进行加固。现阶段加固体的设计和稳定性分析主要基于板块理论、弹塑性静力学理论、土体扰动极限平衡理论和滑移线理论^[2]。同时为确保施工安全, 盾构进出洞前一般采用钻芯取样测试加固区域土体的无侧限抗压强度和渗透系数, 进一步对加固体稳

定性作出评价。

由于地层变异性等原因, 失稳破坏事故仍时有发生^[3]。为此, 现阶段盾构进出洞与其他大多数地下工程一样^[4-6], 采用远程监控技术对工程建设进行风险预报与控制^[7-9]。然而目前施工现场监测项目众多, 如测斜、沉降、水土压力等, 哪项能合理地反映加固土体的稳定状态, 是钱江隧道大直径盾构施工亟待解决的问题之一。另一方面, 监测范围究竟取多大也尚无定论, 过量监测则增加成本, 过少则增大稳定性误判风险。为此本文从上述两个问题出发, 对钱江隧道盾构进出洞加固体稳定性实时评价进行研究, 即在分析现有加固体稳定性力学模型的基础上, 提出能实时反映盾构进出洞加固体稳定性的监测项目和相关评价指标, 并采用试验确定钱江隧道加固体的破坏模式, 为其加固体实时监测点的布置提供依据。

2 加固体稳定性力学模型

现阶段加固体稳定性分析主要采用板块理论、弹塑性静力学理论、土体扰动极限平衡理论和滑移线理论^[2]。为便于加固体稳定性监测项目及相关评价指标的提出, 下面对板块理论和弹塑性静力学理论进行简单介绍。

2.1 板块理论 (日本)

板块理论(日本)本质上是弹性薄板理论的应用。该理论中假定加固体为整体板块, 加固体厚度为

$$h = \left(\frac{K_0 \beta P D^2}{4\sigma_t} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

式中: P 为封门中心处的水土压力合力; D 为封门直径; σ_t 为加固土体的极限抗拉强度; K_0 为安全系数; β 为计算系数; h 为加固体厚度。

2.2 弹塑性静力学理论

弹塑性静力学理论的基础也是薄板理论, 用以验算加固体厚度是否满足要求。假设加固体为薄板, 采用弹塑性薄板理论计算得加固体在如图 1 所示的受力情况下的最大拉应力和最大剪应力计算公式分别为

$$(\sigma_r)_{\max} = (\sigma_\theta)_{\max} = \frac{3(3+\nu)P(D/2)^2}{8h^2} \leq \frac{\sigma_t}{K_{s1}} \quad (2)$$

$$\tau_{\max} = \frac{PD}{4h} \leq \frac{\tau_s}{K_{s2}} \quad (3)$$

式中: $(\sigma_r)_{\max}$ 、 $(\sigma_\theta)_{\max}$ 分别为径向、切向最大拉应

力; $\tau_{\max}$ 为最大剪应力; ν 为加固体泊松比; τ_s 为加固体抗剪强度; K_{s1} 、 K_{s2} 为分别为最大弯曲应力和最大剪应力的计算安全系数。

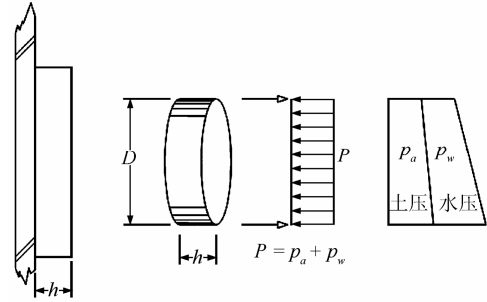


图 1 加固体弹性理论计算模型
Fig.1 Computational model of elastic theory for cemented soil

3 加固体稳定性监测指标研究

3.1 基于板块理论

将式 (1) 整理移项可得

$$K_0 = \frac{4\sigma_t h^2}{\beta P D^2} = \frac{4\sigma_t h^2}{\beta D^2} \frac{1}{P} \quad (4)$$

式中: 加固土体的极限抗拉强度 σ_t 、封门直径 D 、加固体厚度 h 在盾构进出洞过程中不变, 分子 $4\sigma_t h^2 / \beta D^2$ 为定值, 则安全系数 K_0 与封门中心处的水土压力合力 P 成反比, 即 P 越大 K_0 越小, 反之 P 越小 K_0 越大, 封门中心处的水土压力合力 P 与安全系数 K_0 为单调对应关系。因此, 在现场取样、测得加固体 σ_t 的情况下, 可通过实时监测封门中心处的水土压力合力 P , 计算得到盾构进出洞时实际的安全系数 K_0 大小, 作为盾构进出洞稳定性评价指标之一。

3.2 基于弹塑性静力学理论

令 $\sigma_{\max} = \sigma_t / K_{s1}$, $\tau_{\max} = \tau_s / K_{s2}$, 由式 (2)、(3) 可得

$$K_{s1} = \frac{32\sigma_t h^2}{3PD^2(3+\nu)} = \frac{32\sigma_t h^2}{3D^2(3+\nu)} \frac{1}{P} \quad (5)$$

$$K_{s2} = \frac{4h\tau_s}{PD} = \frac{4h\tau_s}{D} \frac{1}{P} \quad (6)$$

式 (5)、(6) 中, σ_t 、 D 、 ν 在盾构进出洞过程中不变, K_{s1} 、 K_{s2} 与水土压力值 P 成反比, 即 P 越大, K_{s1} 、 K_{s2} 越小, 反之 P 越小, K_{s1} 、 K_{s2} 越大, 水土压力值 P 与安全系数 K_0 为单调对应关系。因此, 在现场取样确定 σ_t 和 ν 的情况下, 通过实时监测外侧水土压力合力 P , 可计算得到盾构进出洞时实际的安全系数 K_{s1} 、 K_{s2} , 对加固体稳定性进行评价。为安全起见, 取二者最小值 $K_{sf} =$

$\min(K_{s1}, K_{s2})$ 作为盾构进出洞稳定性评价指标之二。

3.3 稳定性判别依据

根据上述分析, 板块理论安全系数 K_0 、弹塑性静力学理论安全系数 K_{sf} 均与水土压力 P 成反比。通过实时监测加固体所受水土压力值 P , 计算板块理论安全系数 K_0 、 K_{sf} , 可实现加固体稳定性实时评价。易知当 $K_0 \geq 1$ 且 $K_{sf} \geq 1$ 时, 加固体稳定, 反之加固体不稳定。

指标 K_0 、 K_{sf} 的提出, 方便了盾构进出洞加固体的实时定量评价。由于 K_0 、 K_{sf} 与 P 关系的建立基于弹性薄板理论, 分析结果会较实际偏安全。

4 加固体稳定性监测范围研究

由上述可知, 通过在加固体中预埋压力计, 实时量测水土压力 P , 计算加固体稳定性评价指标 K_0 、 K_{sf} , 即可对加固体的稳定状态作出评价。然而工程实际中, 测点布置究竟在多大范围比较合理目前尚无定论。但有一点不难理解的是, 测点布置应能覆盖加固体破坏体, 以便能较为真实地反映加固体的稳定状态。为此本文采用理论与试验相结合的方式, 对加固体的破坏模式进行探讨, 从而确定加固体的监测范围。

4.1 加固体破坏模式

根据诸多盾构进出洞加固体破坏实例来看, 盾构进出洞加固体多为整体滑移破坏, 为此先根据前人研究成果初步假定盾构进出洞加固体按图 2 所示滑移模型破坏。该模型中, 加固体在地面荷载 P 和上部土体作用下可能沿某滑动面向洞内整体滑动, 假定滑动面是以端墙开洞外顶点 O 为圆心, 开洞直径 D 为半径的圆弧面; 加固体滑动后, 将导致其上部原状土体也发生整体滑移, 原状土的滑移面

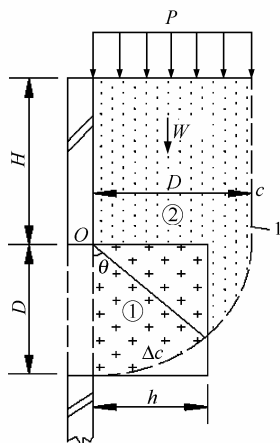


图 2 加固体滑移失稳二维模型

Fig.2 Instability model for cemented soil in 2D

在隧道埋深范围内也为以图中 O 点为圆心, 开洞直径 D 为半径的圆弧面, 隧道埋深以上则为竖直平面, 整个滑移面如图虚线 1 所示。滑移面与竖井支护所包围的土体即滑移体, 如图中阴影部分所示。该滑移体由①加固土滑移体和②原状土滑移体组成。

图 2 加固体滑移失稳模型为二维模型, 根据该模型仅能得到加固土滑移体在沿隧道轴向的几何尺寸, 不能得到该滑移体其他两个方向 (水平与竖向) 的几何尺寸。为进一步得到加固土滑移体水平与竖向的几何尺寸, 欲将最早由 Horn 提出来的楔形体模型与图 2 所示模型相结合。Horn 提出的楔形体模型为三维模型, 目前广泛应用于盾构开挖面稳定性的判断中。该模型由一个长方体和一个直角三角形楔形体组成, 如图 3 所示。图中四边形 $ABCD$ 为正方形, 根据该正方形面积等于盾构圆形开挖面大致相等的原则, 四边形 $ABCD$ 的边长 $D_{eq} = D\sqrt{\pi}/2$ 。三角形 ADE 的另一边 DE 由 $\angle DAE$, 即 ω 决定。鉴于 ω 不易确定, 且工程实际多表明, 加固体滑移面为曲面, 为此将楔形体模型与图 2 所示模型相结合, 假定加固体滑移体空间尺寸如图 4 所示。其中 $D_{eq} = \min(D\sqrt{\pi}/2, B)$, B 为加固体与隧道轴线垂直方向上的水平宽度, $AGHJIB$ 为加固土滑移体, $OPQRJGHI$ 为原状土滑移体。

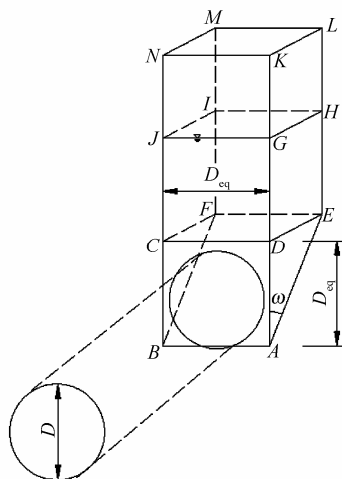


图 3 楔形体模型

Fig.3 Wedge model for cemented soil

4.2 加固体破坏模式试验研究

为验证上述加固土滑移体三维模型的合理性, 拟利用真三轴试验系统 (见图 5) 进行模拟盾构开挖的结构模型试验。根据钱江隧道盾构进出洞旋喷桩和搅拌桩加固体的现场配比情况, 加固体结构试验试样配比如表 1 所示, 其中钱江隧道原状土第 4 层淤泥质粉质黏土, 最终所得试样如图 6 所示。

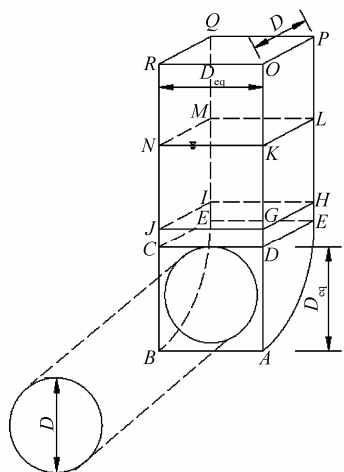


图 4 加固土滑移体三维模型

Fig.4 Landslide model for cemented soil in 3D

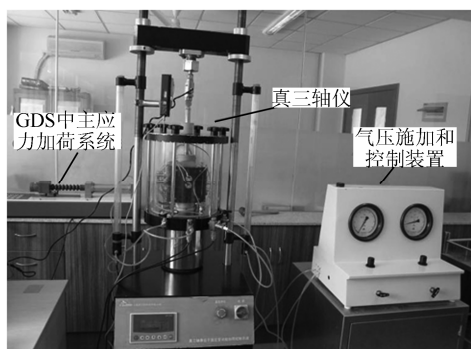


图 5 真三轴试验系统

Fig.5 The true triaxial test system

表 1 加固体试样配比表 (单位: kg)

Table 1 Details of cemented soil samples(unit: kg)

加固体工法	水	水泥	膨润土	原状土
搅拌桩	27	18	0.9	100
旋喷桩	20	20	1.0	100

注：以上数据以原状土 100 kg 计。



图 6 脱模的试样

Fig.6 The demoulded sample

盾构进出洞时，加固后土体应保持静止不动（无侧向位移），因此，加固土体围压按静止土压力计算，即 $\sigma_3 = k_0 \sigma_{cz}$ ，其中， k_0 为侧压力系数； σ_{cz}

为深度 z 处土体自重应力。根据钱江隧道第 4 层土的埋深情况计算得 $\sigma_3 = 80 \text{ kPa}$ 。

试验中盾构开挖采用试样中开洞的方式模拟，并以不同开洞深度来模拟不同的盾构开挖进度。试样开洞后，采用等效圆形铝环来模拟盾构机壳，开洞直径由钱江隧道盾构直径 15.43 m 按结构试验相似理论进行换算而得。经计算得结构模型试样开洞直径为 15 mm。开洞最大深度为 16 mm，共分 4 步，分别为 4、8、12、16 mm，开洞顶部距离试样顶面 16.9 mm。开洞中心位置按如图 7 所示尺寸确定。

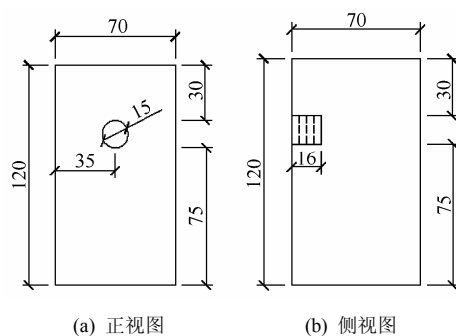


图 7 试件开洞位置示意 (单位: mm)

Fig.7 The hole location of the model(unit: mm)

试验结果表明，旋喷桩和搅拌桩加固体破坏模式基本相同，如图 8 所示。据图可知，破坏面与开洞方向正交，为弧面。该试验结果与图 4 模型基本吻合，因而钱江隧道盾构进出洞加固体破坏模式可采用图 4 所示模式进行概化。由于模型尺寸效应的影响，试验中加固土滑移体与实际情况下的加固土滑移体之间的定量关系不确定，基于以往开挖面稳定研究结果^[10]，图 4 模型所确定的几何尺寸比较符合实际，因此，可根据图 4 模型所示空间尺寸进行现场监测测点的布置。

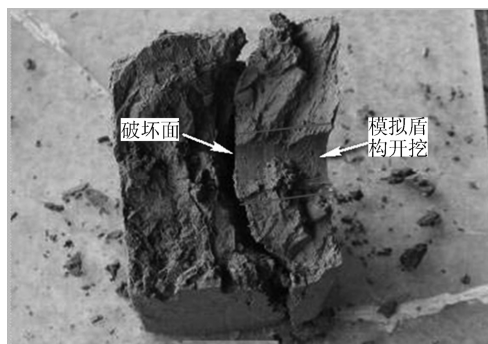


图 8 4 号土旋喷桩加固体模型试验结果

Fig.8 The model test result for the cement soil in soil layer No.4 by CCP

5 结 论

(1) 通过对板块理论和弹塑性理论的分析可

知,加固体所受水土压力 P 与加固体稳定性安全系数 K_0 、 K_{sf} 有单调对应关系且成反比,可用于反映加固体稳定状态。当 $K_0 \geq 1$ 且 $K_{sf} \geq 1$ 时,加固体稳定,否则加固体不稳定。

(2) 钱江通道盾构进出洞加固体的破坏可采用图 4 所示模型进行概化,监测测点的布置范围可参照图 4 模型所示空间尺寸。

(3) 通过监测点的合理布置,监测加固体所受水土压力 P , 计算 K_0 、 K_{sf} , 可实现加固体稳定性的实时评价,具体适用性需工程实践进一步验证。

参考文献

- [1] 周文波. 盾构进出洞施工风险分析及防治[C]//地下工程建设与和谐发展——第四届中国国际隧道工程研讨会文集. 上海: 同济大学出版社, 2009: 156—165.
- [2] 吴韬. 大型盾构进出洞施工技术及其加固土体受力机理分析[D]. 上海: 同济大学, 2006.
- [3] LEE W F, ISHIHARA K. Forensic diagnosis of a shield tunnel failure[J]. **Engineering Structures**, 2010, 32(7): 1830—1837.
- [4] 姜忻良, 宗金辉, 孙良涛. 天津某深基坑工程施工监测及数值模拟分析[J]. 土木工程学报, 2007, 40(2): 79—84.
JIANG Xin-liang, ZONG Jin-hui, SUN Liang-tao. Construction monitoring and numerical simulation for a deep excavation in Tianjin[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2007, 40(2): 79—84.
- [5] 曹国金, 姜弘道. 信息化施工技术在地下工程中的应用[J]. 岩土力学, 2002, 23(6): 795—799.
- CAO Guo-jin, JIANG Hong-dao. Application of information technique to construction of underground engineering[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2002, 23(6): 795—799.
- [6] 孙凯, 许振刚. 深基坑的施工监测及其数值模拟分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(2): 293—298.
SUN Kai, XU Zhen-gang. Construction monitoring and numerical simulation foundation of a analysis pit[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(2): 293—298.
- [7] 周顺华, 王炳龙. 盾构工作井围护结构在施工全过程的内力测试分析[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(3): 301—303.
ZHOU Shun-hua, WANG Bing-long. Test on the internal forces of the shield work well during construction[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2002, 24(3): 301—303.
- [8] 李术希. 地铁盾构井的变形监测与施工控制方法[J]. 长沙铁道学院学报(社会科学版), 2007, 8(1): 215—216.
- [9] 万启森, 吴秀国, 张厚美. 盾构始发井基坑施工监测及分析[J]. 隧道建设, 2006, 26(增刊 2): 14—18.
LI Qi-sen, WU Xiu-guo, ZHANG Hou-mei. Result of analysis of monitoring for construction of foundation pits of shield machine launching shafts[J]. **Tunnel Construction**, 2006, 26(Supp.2): 14—18.
- [10] 李昀. 软土中超大直径泥水平衡盾构开挖面稳定性研究[D]. 上海: 同济大学, 2008.