

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2022.02.009

黄土隧道双侧壁导坑法施工围岩力学性状及变形界限值

曹 谦, 陈 杰, 孙成才, 徐作涛, 范其明

(中铁二十四局集团有限公司, 上海 200433)

摘要: 黄土特殊的工程性质给大断面黄土隧道设计中围岩变形控制量与预留变形量值的确定带来了困难。本研究以大断面马蹄形黄土隧道为对象, 采用FLAC^{3D}数值计算软件, 建立三维数值模型, 依据黄土物理与力学指标, 研究了不同支护强度条件下黄土隧道围岩应力、变形变化规律以及拱顶监测变形极限值。结果表明: 开挖扰动作用下黄土隧道地层应力由地面到拱顶距离先增大后减小, 地层沉降位移随与地面距离增大而增大。隧道拱顶最大沉降随支护模量的减小先缓慢增长, 随后迅速增长, 不易控制。因此需要找到拱顶沉降加速增长的临界点, 对应的极限值作为拱顶沉降的控制条件。由于隧道拱顶最终沉降由掌子面开挖前拱顶沉降和掌子面开挖后可检测出的拱顶监测沉降组成, 可结合位移释放率得出监测沉降极限值, 确定拱顶监测沉降控制条件。研究成果为黄土隧道围岩稳定性监测提供理论依据。

关键词: 黄土隧道; 地层应力; 沉降位移; 沉降控制条件; 开挖扰动

中图分类号: U45

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2022)02-0059-07

Mechanical Properties and Deformation Limit Value of Surrounding Rocks in Loess Tunnel Construction by Double-side Heading Method

CAO Qian, CHEN Jie, SUN Chengcai, XU Zuotao, FAN Qiming

(China Railway 24th Bureau Group Co., Ltd., Shanghai 200433, China)

Abstract: It is difficult to determine deformation control and reserved deformation of surrounding rocks in the design of a large section loess tunnel due to the special engineering properties of loess. In this paper, the finite difference software FLAC3D was adopted to analyze the large section horseshoe-shaped loess tunnel. According to physical and mechanical indexes of loess, the surrounding rock and deformation change law and the vault monitoring deformation limit value of loess tunnel under different supporting strength conditions was analyzed. The results show that the stratigraphic stress of the loess tunnel increases first and then decreases from ground to vault, and the stratum settlement displacement increases under the excavation disturbance. Maximum settlement of tunnel vault first increases slowly with the decrease of supporting modulus, and then increases rapidly, which is difficult to control. Therefore, it is necessary to find the critical point for the sped up growth of vault settlement, and we use the corresponding limit value as the control condition of vault subsidence. Since the final settlement of the tunnel vault comprises the dome settlement before tunnel face excavation and can detect the vault monitoring settlement after excavation, the monitoring settlement limit value can be determined by combining the displacement release rate to determine the monitoring settlement of the vault control conditions. The research results could provide a theoretical basis for monitoring the stability of surrounding rock in the loess tunnel.

Keywords: loess tunnel; stratigraphic stress; settlement displacement; settlement controlled condition; excavation disturbance

收稿日期: 2021-10-19

修稿日期: 2021-11-15

基金项目: 陕西省自然科学基金基础研究计划(2019JLM-56)

作者简介: 曹 谦(1988—), 男, 高级工程师, 主要从事地下工程与隧道工程施工管理工作。E-mail: 148213367@qq.com

随着一带一路国家重大战略的实施,黄土高原地区开展了大规模的基础设施建设。黄土隧道建设已经进入跨越式发展的新时期,断面开挖面积大幅度提高,使得设计和施工难度都有了大幅度的提升,因此如何科学保证大断面开挖围岩稳定性是一个重大的挑战。先期建设的郑西铁路客运专线包含大量黄土隧道,其单洞开挖断面面积达 170 m^2 ,在我国黄土隧道修建历史上是首次,为大断面黄土隧道的设计施工提供了重要参考和宝贵经验。然而,由于黄土的特殊工程性质,隧道施工过程中洞周位移表现出与其它隧道不相同的特点,这给大断面黄土隧道设计中围岩变形控制量与预留变形量值的确定带来了困难^[1]。

黄土具有独特的湿陷性,为地下隧道开挖带来了很大的难度,也伴随着不小的安全隐患。国内外研究多采用“荷载-结构”模型,计算出的数据并不准确,无法达到支护的稳定性要求。由于黄土突出的湿陷性,需要重点考虑如何解决掌子面稳定性的问题^[2]。最早的普式理论基于自然平衡拱理论,不适用于黄土隧道计算。普式理论的普式坚固系数难以有效合理的取值,计算得出的侧向压力也较小,无法解决黄土隧道的支护问题。我国利用经验类比法,按照地下洞室的施工方法,指导黄土隧道的设计施工。后期又发展出基于力学计算和现场实测的黄土隧道设计以及验算方法。近年来,国内外学者普遍采用数值模拟的方法研究不同情况下黄土隧道围岩的力学性状,比如邵生俊等^[3]结合湿陷性黄土隧道的工程特点,开展了隧道施工过程中的湿陷变形和围岩稳定性分析,考虑黄土的结构性,利用太沙基公式计算隧道围岩压力,得到了围岩压力随黄土构度的变化关系。

黄土围岩具有强度低、自稳能力差与变形量大的特点,施工过程中容易引发工程事故,造成生命、财产损失。隧道施工会破坏岩土体原有的应力平衡^[4],引起周围岩土体产生地层变形。地表的沉降普遍被认为是由于地层损失引起的,而过大的地层变形会危及隧道本身及周围建筑物的安全^[5]。国内外对于隧道施工造成的地层岩土体变形的研究方法主要有:统计分析、经验预测、理论分析、模型试验以及数值分析相结合的方法。扈世民等^[6-7]发现隧道开挖引起的围岩变形表现在:突变性、持续时间长、变形值大、易形成地表裂缝;隧道开挖引发的应力调整经历了复杂加载与卸载过程,掌子面空间效应影响范围为 2 倍洞径,开挖引发围岩力学响应以

洞周最为强烈,沿开挖半径向围岩深部发展。李志清等^[8-10]以忻州大断面黄土隧道为工程背景,针对三台阶七步开挖法施工条件下的围岩变形进行了现场测试,发现各部位围岩的位移与距开挖轮廓线距离成反比,且拱顶和拱脚处围岩内部位移较明显。郑选荣^[11]以西安地铁黄土隧道浅埋暗挖法施工为对象,发现黄土隧道围岩稳定性与黄土的含水率和隧道支护形式密切相关,黄土含水率越高,强度越低。

本研究考虑了黄土特殊的工程性质,采用 FLAC^{3D} 数值软件,建立大断面马蹄形隧道模型,分析了不同支护模量隧道围岩变形特征及其控制条件,确定黄土地层隧道开挖围岩变形控制标准与预留变形量。

1 数值分析方案

1.1 计算模型

采用 FLAC^{3D} 数值分析软件进行大断面马蹄形黄土隧道围岩变形的数值模拟。数值模型的建立首先要在 CAD 上画出隧道断面图,并用大小为 1 m 的单元网格将断面进行剖分为一个个小单元,隧道曲线部分用短折线进行拟合,选定建模原点,并推算出各个单元的各点坐标,然后用矩形网格和楔形网格建立隧道及衬砌模型。

隧道断面的形式及尺寸如图 1 所示,断面宽度为 17.08 m ,高度为 11.35 m ,衬砌厚度为 0.74 m ,隧道断面面积为 158.22 m^2 。模型坐标原点选在隧道拱顶上方 1.05 m 处, x 为径向, y 为轴向, z 为竖向。土层均为黄土,不考虑分层。隧道埋深分别控制为 10 m 、 20 m 、 30 m 、 40 m 、 50 m 、 60 m ,宽度为 100 m ,高度为 100 m ,长度为 60 m ,见图 2。模型用实体单元模拟土体,用空单元(null)模拟土体开挖,用改变土体参数模拟掌子面加固。本模型的边界条件设置为:固定模型的底部边界的 z 方向速度;固定模型左右两边界面的 x 方向速度;固定模型前后两边界面的 y 方向速度。重力加速度为 9.81 m/s^2 ,并按照默认精度计算初始应力。

1.2 参数确定及开挖模拟

1.2.1 地质参数与支护参数确定

采用摩尔-库仑模型模拟黄土的力学特性,掌子面加固采用各向同性弹性模型。参数取自西安地铁勘察报告,黄土的主要力学参数见表 1。

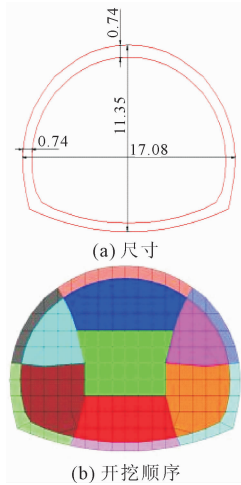


图 1 马蹄形隧道断面尺寸图

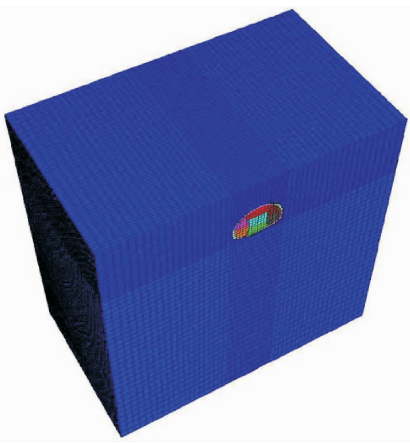


图 2 计算模型(埋深 30 m)

表 1 黄土主要力学参数表

土体	体积模量 K/MPa	剪切模量 G/MPa	黏聚力 c/kPa	摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	密度 $\rho/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$
黄土	27.5	12.69	30	24	1700

选取五种初衬支护参数工况。埋深 30 m 初衬厚度为 0.2 m。初衬采用衬砌单元模拟,表 2 为不同埋深初衬支护参数表。二衬采用弹性模型实体单元模拟,各个工况中二衬选取都一致,体积模量为 16.414 GPa,剪切模量为 13.889 GPa,密度为 2 500 kg/cm^3 。

1.2.2 双侧壁导坑法施工数值模拟

在隧道开挖之前,应将初始应力计算后模型各方向的应力场和位移场清零。具体开挖施工工序数值模拟如下:(1)左上导洞开挖、初衬封闭成环;(2)左下导洞开挖、初衬封闭成环,滞后左上导洞 5 m;(3)右上导洞开挖、初衬封闭成环,滞后左上导洞 10 m;(4)右下导洞开挖、初衬封闭成环,滞后左上导洞 15 m;(5)中上导洞开挖,初衬封闭成环;(6)中下导洞开挖,仰拱封闭,滞后左上导洞 20 m;(7)撤除临时支撑,施做二衬。

2 黄土隧道围岩力学性状及变形特征

2.1 黄土隧道围岩应力分析

通过改变支护模量,模拟不同支护强度引起的围岩变形与应力分布,下面为了更清晰的反应支护强度与围岩应力的关系,给出了隧道在不同支护模量下地层竖向应力分布云图,如图 3 所示,并提取沿隧道拱顶正上方地层应力并绘制曲线,如图 4 所示。从图 3 可以看出,支护模量为 0.025 GPa 时,拱顶正上方应力连续性松弛,松弛区域较大且贯通,形成塌方区域。随着支护模量增大,拱顶正上方应力松弛区域不连续,松弛区域逐渐减小,而且在隧道拱腰处应力集中,围岩整体稳定性逐渐增强。

表 2 不同埋深初衬支护参数

支护模量 E/GPa	厚度/m	泊松比	$K_n/(\text{N} \cdot \text{m}^{-3})$	$K_s/(\text{N} \cdot \text{m}^{-3})$	c/Pa	$\varphi/(\text{°})$
0.025、0.25、2.5、25、250	0.2	0.2	1.3×10^{10}	1.3×10^{10}	4×10^{10}	45

其中: K_n 为法向耦合弹簧单位面积上的刚度, K_s 为剪切耦合弹簧单位面积上的刚度, c 为剪切耦合弹簧内聚力, φ 为剪切耦合弹簧的摩擦角。

从图 4 可以定量地看出,在距离地面 8 m 以内的区域,应力分布呈线性分布,基本符合 $\sigma_z = \gamma h$ 的关系。地层距离地面 8 m 以上时,应力分布曲线开始偏移,且偏移量比较大,不再符合 $\sigma_z = \gamma h$ 的关系,为应力分布影响区域。在影响区域内,支护模量为 0.025 GPa 时,应力随距地面距离增大呈现先增大后减小的趋势,在靠近隧道拱顶时应力有突变,土体出现松动区;支护模量为 0.25 GPa、2.5 GPa、25 GPa

时,应力先增大后减小,但在拱顶附近应力无突变;支护模量为 250 GPa 时,应力随距地面距离增大而不断增大,且在拱顶附近增大幅度有所减小。通过五条曲线对比可知,支护模量越大,应力分布偏移初始应力分布越大,说明支护强度是影响应力分布的重要因素,支护模量越小,地层应力释放量越大,地层应力越小。

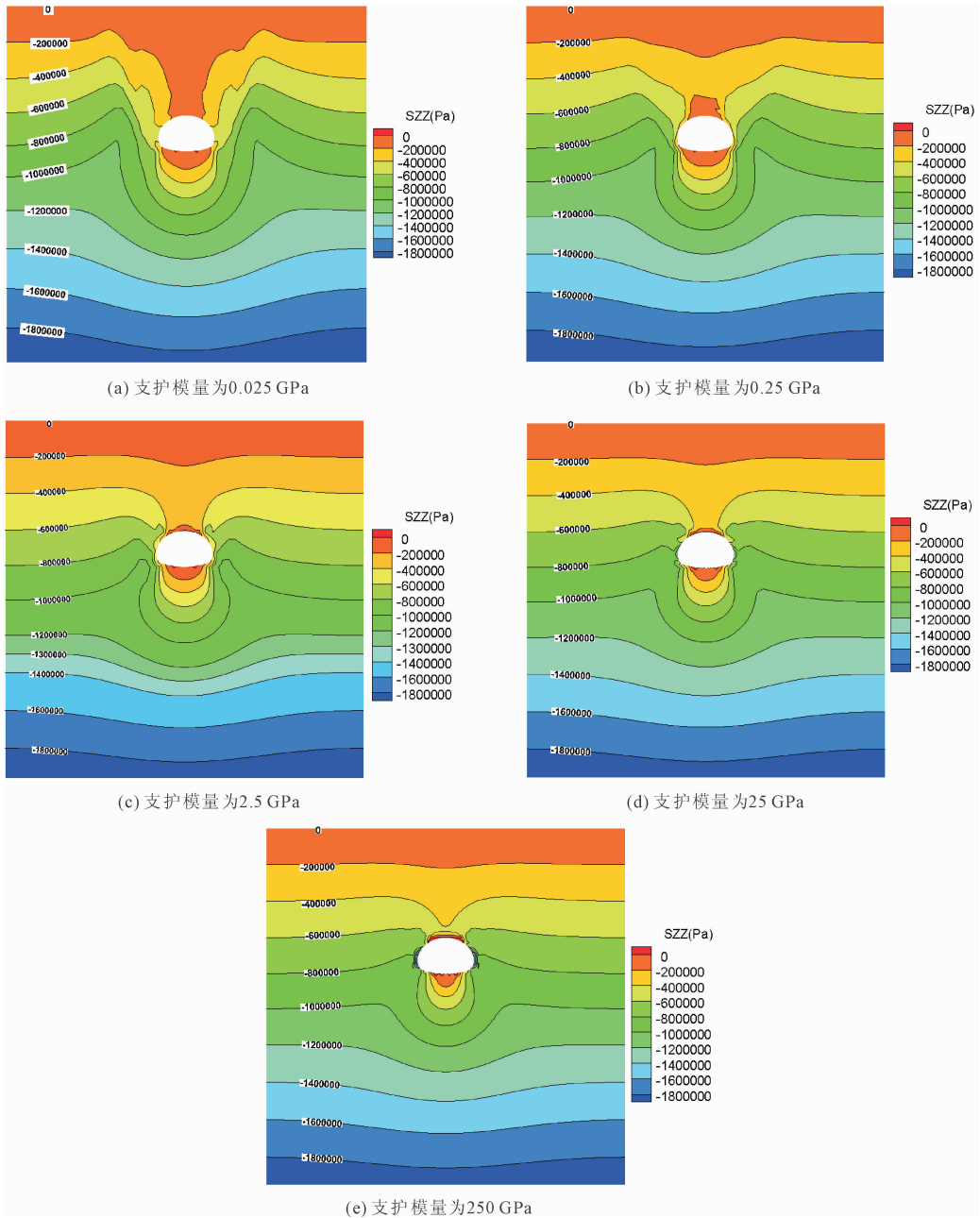


图 3 隧道在不同支护模量下地层竖向应力分布云图

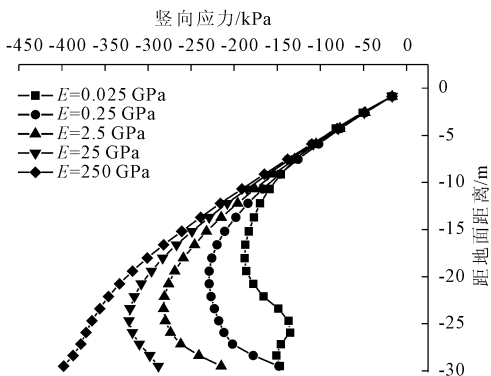


图 4 隧道在不同支护模量下沿拱顶正上方地层竖向应力分布曲线

2.2 黄土隧道围岩变形分析

为了研究大断面马蹄形黄土隧道的围岩变形特征,给出了隧道在不同支护模量下地层竖向应力分布场,如图 5 所示,并提取了马蹄形隧道的地面沉降与支护模量的关系,如图 6 所示。

从图 5 中可以看出,不同支护条件下隧道地层沉降分布形状基本一致,地层沉降位移随着距地面深度的增大而增大。远离隧道开挖区域,开挖施工地层沉降变形影响较小,当地层越靠近隧道拱顶时,土体开挖对周围围岩的扰动越大,土体沉降量急剧增大,且在拱顶上方沉降量最大。通过多个隧道地

层沉降分布场对比,可以看出支护模量从 0.025 GPa 增大到支护模量为 0.25 GPa 时,沉降量减小的很明显,下降 300 mm 左右,当支护模量继续增大时,沉降量减小愈来愈不明显。因此,在支护模量较小时,增大支护模量可以有效控制沉降量。黄土与岩石相比,本身比较软弱松散,容易变形坍塌,使用支护模量比较小的初衬不能有效控制围岩的变形,但支护模量过大时又不能限制更多的围岩变形以造成浪费,因此必须选择适中的支护模量,这样既能利

用初衬控制好沉降,又能充分发挥围岩自身稳定性,以达到安全、经济的效果。

从图 6 中可知,隧道在不同支护条件下地表沉降曲线形状基本一致,呈现正态分布形态,即为沉降槽。在距洞轴线较远时,地表沉降几乎为 0 mm,距离洞轴线越近,地表沉降量越大,与位移云图一致。地表最大沉降量在洞轴线处。支护强度与地表沉降呈反比,支护模量越大,地表沉降越小。这说明可以通过控制支护强度来控制地表沉降。

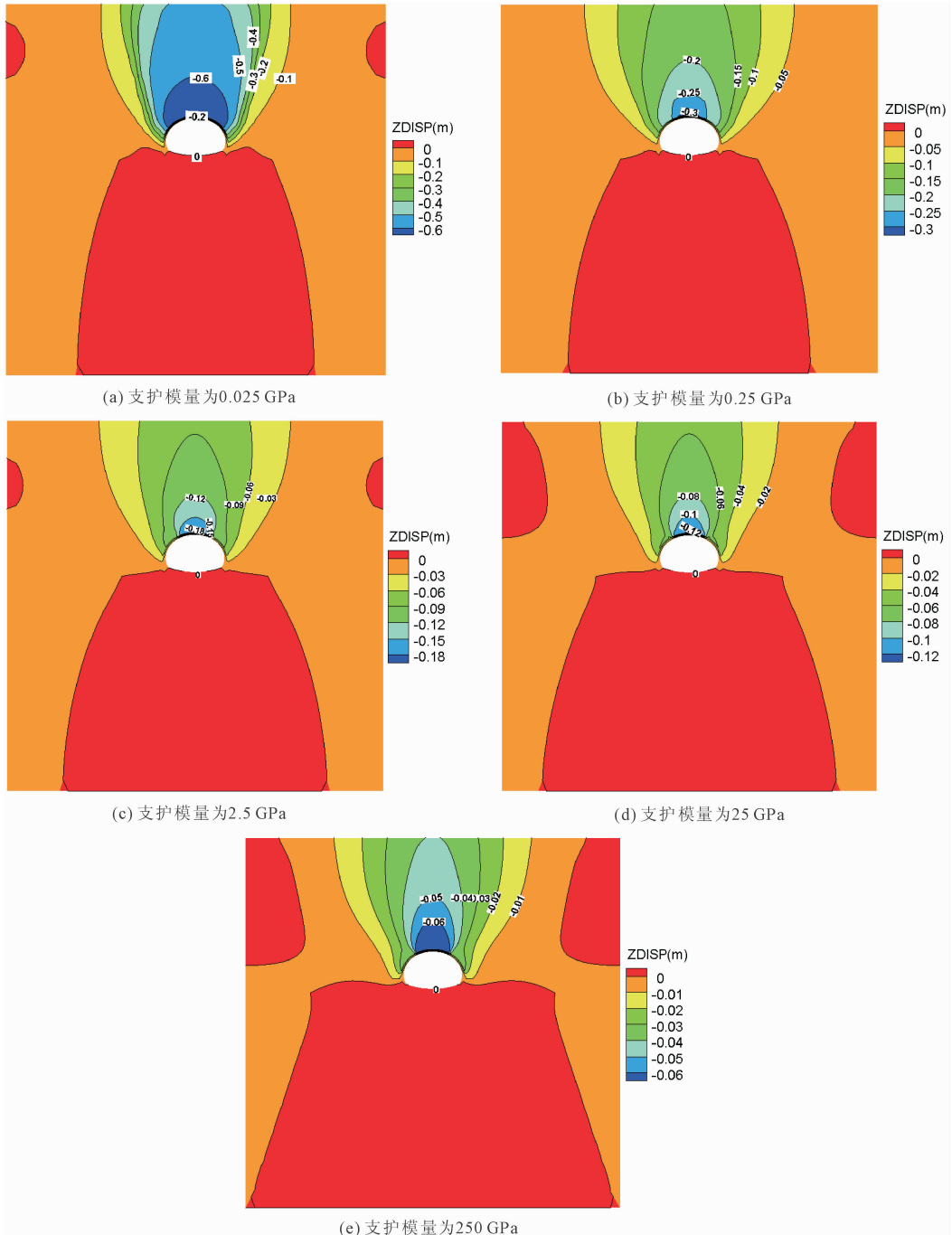


图 5 隧道在不同支护模量下地层沉降分布场

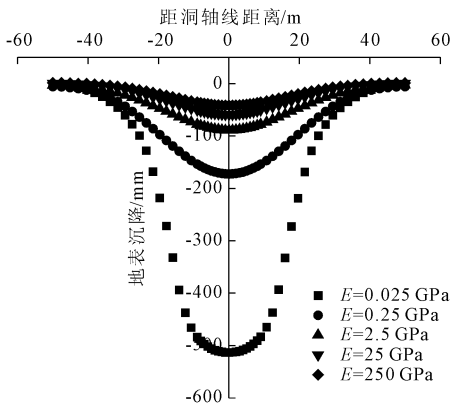


图 6 隧道在不同支护条件下地表沉降曲线

2.3 大断面马蹄形隧道围岩变形控制条件分析

图 7 为隧道支护模量与拱顶沉降关系。可以看出,拱顶沉降量与支护模量呈反比,支护模量越大,拱顶沉降量越小。曲线存在明显的拐点,当支护模量很大时,随着支护模量的不断减小,拱顶沉降量增长缓慢,几乎呈线性关系,支护模量减小到一定程度时,拱顶沉降量迅速增大。为了选取合适的支护模量,需要通过支护模量与拱顶沉降关系曲线来寻找一个临界点,即对曲线做两条切线,切线交点处作一条水平线,交点即为临界点,也即最佳支护点。临界点横坐标为最佳支护模量,纵坐标为最佳支护模量下的拱顶沉降量。在临界点右侧,拱顶沉降量小于极限值,拱顶处围岩保持稳定,不用加强支护;在临界点左侧,拱顶沉降量大于极限值,拱顶沉降会迅速增大,为了控制拱顶沉降,必须增大支护模量以加强支护,这个极限值即为拱顶沉降的控制条件。

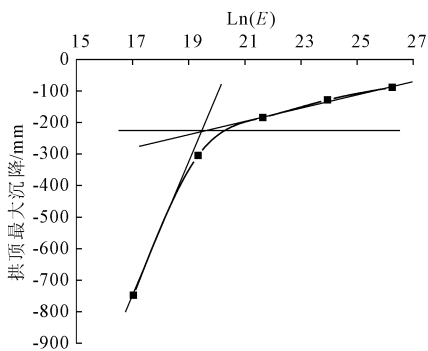


图 7 隧道支护模量与拱顶沉降关系

记拱顶最终沉降量为 S , 掌子面开挖前拱顶沉降量为 S_1 , 掌子面开挖后拱顶沉降量为 S_2 , 位移释放率为 η , 拱顶沉降极限值为 S_{\max} , 拱顶沉降监测极限值为 $S_{2\max}$, 则:

$$S = S_1 + S_2 \quad (2)$$

$$\eta = \frac{S_1}{S} \quad (3)$$

$$S_{2\max} = S_{\max}(1 - \eta) \quad (4)$$

其中拱顶沉降监测极限值 $S_{2\max}$ 即为现场施工中隧道拱顶沉降的控制条件。在隧道开挖施工过程中,若发现拱顶沉降监测值小于极限值 $S_{2\max}$,则可不加强支护,若监测值远小于极限值 $S_{2\max}$,则可适当降低支护参数以达到经济,方便的效果;若发现监测值大于极限值 $S_{2\max}$,则需立即加强支护以免引起隧道坍塌,若未能及时加强支护,则拱顶沉降会迅速增大甚至无法控制导致安全问题。

表 4 不同支护模量的围岩位移释放率

不同支护模量/GPa	0.025	0.250	2.500	25.000	250.000
位移释放率 η /%	72.5	60.0	50.0	42.7	39.5

表 4 为不同支护模量的围岩位移释放率,由数值计算整理得到结果。由图 7 可知,临界点对应的支护模量皆在 0.25 GPa 到 2.5 GPa 之间,且靠近 2.5 GPa 支护模量,因此,2.5 GPa 支护模量的隧道围岩是稳定的,对应的拱顶最终沉降极限值 S_{\max} 和位移释放率 η 分别为 128 mm, 50%。在根据公式 (4) 计算,可得拱顶沉降监测极限值 $S_{2\max}$ 为 64 mm。

在实际施工过程中,可用上表中的拱顶沉降监测极限值 $S_{2\max}$ 作为拱顶沉降控制条件。隧道开挖后安装拱顶沉降监测仪器,若监测沉降 S_2 小于监测极限值 $S_{2\max}$,则围岩稳定,可继续施工,一旦发现 S_2 接近 $S_{2\max}$,则需立刻加强支护强度以免沉降继续发展。

3 结论

通过 FLAC^{3D} 三维数值模拟,研究了大断面黄土隧道在不同支护强度工况下的位移与应力变化规律,结论如下:

(1) 黄土隧道地层应力由地面到拱顶距离先增大后减小。在远离开挖区域地层中,地层应力分布基本符合地层自重应力分布规律,受开挖扰动影响较小。随着地层深度增大,地层距离隧道拱顶越近,应力松弛较大,出现潜在松动区域。土体开挖引起围岩应力释放,围岩产生变形,支护强度越小,围岩变形越大,松动区域越明显。

(2) 黄土隧道地层沉降位移由地面到拱顶距离增大而增大。当远离隧道开挖区域时,开挖施工引起地层沉降变形较小,当靠近隧道拱顶时,土体开挖对周围围岩的扰动较大,土体沉降量急剧增大,且在

拱顶上方沉降量最大,易形成塌方区域。黄土隧道地表沉降呈现正态分布形状,地表最大沉降与地层最大沉降均随支护强度增强而减小。

(3) 由支护强度与拱顶沉降关系曲线得到可用拱顶沉降极限值来控制拱顶沉降。由位移释放率曲线可求出不同工况下的位移释放率,由极限值与隧道埋深关系曲线可求出相应的拱顶沉降极限值 S_{\max} ,再由 $S_{2\max} = S_{\max} (1 - \eta)$ 可求出拱顶沉降监测极限值 $S_{2\max}$ 。实际工程中,若监测到拱顶沉降略小于拱顶沉降极限值,则隧道围岩稳定,可继续施工;若监测到拱顶沉降远小于 $S_{2\max}$,则可适当降低支护强度以减小施工量和降低工程造价;若监测到拱顶沉降大于 $S_{2\max}$,则需加强支护以保证施工安全。

参考文献:

[1] 马林,关伟,张军. 考虑结构性影响的黄土隧道围岩力学响应分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2016, 14(5):114-118.

[2] 王秉勇,王建奇,王伟星,等. 黄土塬区浅埋大断面隧道掌子面失稳机理研究[J]. 铁道工程学报, 2020, 37(1):67-72.

[3] 邵生俊,杨春鸣,焦阳阳,等. 湿陷性黄土隧道的工程

性质分析[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(9):1580-1590.

[4] 陈锦涛,韩爱果,任光明. 基于应力监测的软岩隧道支护结构稳定性分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2018, 16(1):178-182.

[5] 卫建军. 黄土地铁隧道施工围岩及地表变形规律[J]. 科学技术与工程, 2018, 18(11):287-292.

[6] 扈世民,张顶立,王梦恕. 铁路大断面黄土隧道初期支护作用效果[J]. 北京交通大学学报, 2012, 36(1):19-23.

[7] 扈世民,张顶立,郭婷,等. 大断面黄土隧道变形特征分析[J]. 铁道学报, 2012, 34(8):117-122.

[8] 李志清,丁春林,王科元,等. 浅埋大断面黄土隧道初期支护安全性分析[J]. 地下空间与工程学报, 2014, 10(5):1151-1157.

[9] 李志清,丁春林,李双美,等. 浅埋大断面黄土隧道围岩变形时空效应分析[J]. 华东交通大学学报, 2014, 31(4):6-10.

[10] 李志清,丁春林,窦世学,等. 大断面浅埋黄土隧道围岩变形特性分析[J]. 地下空间与工程学报, 2014, 10(S1):1623-1628.

[11] 郑选荣. 地铁隧道穿越地裂缝的变形控制措施及其效果分析[J]. 城市轨道交通研究, 2014, 17(4):58-62.

(上接第 58 页)

[8] Avci E. Performance of novel chemical grout in treating sands [J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2017, 29(10):04017164.

[9] 王复明,范永丰,郭成超. 非水反应类高聚物注浆渗漏水处治工程实践[J]. 水力发电学报, 2018, 37(10):1-11.

[10] 徐建国,胡会明,李松涛,等. 地下管道脱空渗漏高聚物注浆抬升修复与数值分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2015, 13(3):35-40.

[11] Dejong J T, Fritzges M B, Nüsslein K. Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(11):1381-1392.

[12] Qabany A A, Soga K, Santamarina C. Factors affecting efficiency of microbially induced calcite precipitation [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, 138(8):992-1001.

[13] 李娜,赵宇,李凯,等. 人工湖泊微生物灌浆的新型生态防渗技术研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2018, 16(2):226-231.

[14] Persoff P, Apps J, Moridis G, et al. Effect of dilution

and contaminants on sand grouted with colloidal silica [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(6):461-469.

[15] Gallagher P M. Passive site remediation for mitigation of liquefaction risk [D]. Blacksburg, Virginia: Virginia Tech, 2000.

[16] Zhang G. Soil nanoparticles and their influence on engineering properties of soils [C]//Proc., GeoDenver Advances in Measurement and Modeling of Soil Behavior, 2007:1-13.

[17] Huang Y, Wang L. Experimental studies on nanomaterials for soil improvement: a review [J]. Environmental Earth Sciences, 2016, 75(6):1-10.

[18] Paula FLO, Silva GJD, Aquino R, et al. Gravitational and magnetic separation in self-assembled clay-ferrofluid nanocomposites [J]. Brazilian Journal of Physics, 2009, 39(1):163-170.

[19] Ruzicka B, Zaccarelli E, Zulian L, et al. Observation of empty liquids and equilibrium gels in a Colloidal clay [J]. Nature Materials, 2011, 10(1):56-60.