

(11) 和式 (13) 代入式 (12) 得

$$d\gamma_d^p = -dq/KM_{cs}D, \quad (14)$$

至此, 可得非零有效应力状态剪应变增量为

$$d\gamma_d = d\gamma_d^e + d\gamma_d^p = \frac{dq}{3G} - \frac{dq}{KM_{cs}D}. \quad (15)$$

需要指出的是: ①, 式 (15) 是针对液化后沿临界状态线剪切的有效应力路径推导的, 对于循环剪切过程中临界状态线内的应力路径,  $\gamma_d$  还和塑性硬化规律有关; ②, 式 (8) 和 (15) 的推导过程与剪切模量、体积模量和剪胀方程等的具体形式无关, 只要根据弹塑性本构理论确定了它们的具体变化规律, 就可以描述出饱和砂土液化后的应力应变响应。所以, 基于本文的液化后大变形机理所提出的式 (8) 和 (15), 其物理含义明确并具有普遍性, 为建立更为合理的描述液化后大变形的弹塑性本构模型提供了科学依据和物理基础。

## 5 结 论

(1) 饱和砂土液化后的剪应变由一个非零有效应力状态时产生的剪应变分量  $\gamma_d$  和一个零有效应力状态时产生的剪应变分量  $\gamma_0$  组成。 $\gamma_d$  主要由现时的剪应力决定, 与应力应变历史基本无关;  $\gamma_0$  的大小则与现时有效应力的变化无关, 只依赖于剪切作用历史。揭示了  $\gamma_0$  的发展对液化后剪应变的发展起决定性作用。

(2) 界定了砂土液化后交替出现的三种物态 (摩擦接触状态、临界接触状态和悬浮状态) 及其应满足的体变约束条件, 揭示了饱和砂土液化后的剪切大应变和三个体变分量 (有效球应力变化引起的体变、可逆性剪切体变和不可逆性剪切体变) 之间的内在联系, 阐明了液化后大应变的产生和发展是由三个体变分量的组合变化规律决定的。

(3) 给出了物理概念明确并具有普遍性的确定液化后应力应变响应的关系式, 为建立更为合理的描述液化后大变形的弹塑性本构模型提供了科学依据和物理基础。

## 参考文献:

- [1] SEED H B, LEE K L. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 1966, **92**(SM6): 105 - 134.
- [2] VAID Y P, THOMAS J. Liquefaction and post liquefaction behavior of sand [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, **121**(2): 163 - 173.
- [3] SHAMOTO Y, ZHANG J-M, GOTO S. Mechanism of large post-liquefaction deformation in saturated sands [J]. Soils and Foundations, 1997, **37** (2): 71 - 80.
- [4] 张建民, 王 刚. 评价饱和砂土液化过程中小应变到大应变的本构模型 [J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(4): 546 - 552. (ZHANG Jian-min, WANG Gang. A constitutive model for evaluating small to large cyclic strains of saturated sand during liquefaction process [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(4): 546 - 552.)
- [5] SHAMOTO Y, ZHANG J-M. Evaluation of seismic settlement potential of saturated sandy ground based on concept of relative compression [J]. Soils and Foundations, 1998, **38**(S2): 57 - 68.
- [6] SHAMOTO Y, ZHANG J-M, TOKIMATSU K. New methods for evaluating large residual post-liquefaction ground settlement and horizontal displacement [J]. Soils and Foundations, 1998, **38**(S2): 69 - 84.
- [7] SHAMOTO Y, ZHANG J-M, TOKIMATSU K. New charts for predicting large residual post-liquefaction ground deformation [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1998 (17): 427 - 438.
- [8] LEE K L, ALBAISA A. Earthquake induced settlements in saturated sands [J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1974, **100**(GT4): 387 - 406.
- [9] TATSUOKA F, SASAKI T, YAMADA S. Settlement in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear [C]// Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 1984, **3**: 398 - 405.
- [10] SHAMOTO Y, SATO M, ZHANG J-M. Simplified estimation of earthquake-induced settlements in saturated sand deposits [J]. Soils and Foundations, 1996, **36**(1): 39 - 50.
- [11] 张建民. 砂土的可逆性和不可逆性剪胀规律 [J]. 岩土工程学报, 2000, **22**(1): 12 - 17. (ZHANG Jian-min. Reversible and irreversible dilatancy of sand [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, **22**(1): 12 - 17.)

# 软弱地层管棚法施工中管棚作用空间分析

董新平<sup>1</sup>, 周顺华<sup>1</sup>, 胡新朋<sup>2</sup>

(1. 同济大学道路与交通工程教育部重点实验室, 上海 200331; 2. 中铁隧道集团, 河南 洛阳 471009)

**摘要:** 针对软弱地层管棚法施工过程, 从棚架体系视角, 建立了可用来分析管棚作用的空间分析模型。该模型可考虑施工过程、管棚与支护之间相互作用以及网喷混凝土早期弹性模量随时间逐渐变化特性等。以上海地铁某车站出入口工程作为实例, 对管棚防止掌子面坍塌和控制地层沉降的作用机理进行了分析。计算表明: 在棚架体系分析中, 考虑网喷混凝土早期特性是必要的。管棚防止坍塌和控制沉降主要是通过注浆, 以及棚架体系在纵向和横向对开挖释放荷载重新分布和调节来实现的。

**关键词:** 地下工程; 管棚; 棚架体系; 网喷混凝土

**中图分类号:** TU433

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2006)07-0841-06

**作者简介:** 董新平(1970-), 男, 河南淇县人, 工程师, 博士, 主要从事隧道及地下空间的研究。

## 3D analysis of function of piperroof applied in soft ground

DONG Xin-ping<sup>1</sup>, ZHOU Shun-hua<sup>1</sup>, HU Xin-peng<sup>2</sup>

(1. Road and Communication Engineering Key Laboratory of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200331, China; 2. China

Railway Tunnel Group, Luoyang 471009, China)

**Abstract:** Based on the concept of piperroof-support system, a 3D analysis model was developed for the insight to the function of piperroof applied in underground engineering of soft ground. The factors of construction procedure, interaction between the piperroof and support, in addition to the stiffness and strength properties of shotcrete at early ages, could be taken into account in the 3D analysis model. Taking a subway of a metro station located in Shanghai as an example, the function of piperroof used to prevent the collapse of face and to control the ground settlement was analyzed. It was demonstrated that it was necessary to take the time effect of shotcrete at early ages into account, and the function of piperroof was implemented by redistribution of the released load by excavation in longitudinal and transversal direction, in addition to the grouting.

**Key words:** underground engineering; piperroof; piperroof-support system; shotcrete

## 0 引言

管棚作为隧道和地下工程施工中的一种辅助手段, 在中国、日本等国工程界得到广泛应用, 其应用目的主要是在开挖阶段防止围岩坍塌、控制施工引起的地层变位。尽管管棚的工程应用非常普遍, 但理论研究较少, 目前, 对于管棚机理的认识除了文献[1]提出的“棚架效应”理念以外, 其余主要是将管棚作为对土体(围岩)加固或承受上部荷载构件来考虑, 与之对应的管棚分析模型, 主要有两类。

(1) 管棚加固土体(围岩)模型<sup>[2-5]</sup>。该类中, 一种方法是提高土(岩)体参数近似模拟管棚加固作用, 该模型计算简单, 但土(岩)体特性提高程度如何则主要是根据经验近似估计, 随意性大; 另一种方法类似于锚杆的处理, 用实体单元模拟土体, 管棚对土体的加固作用用梁(杆)单元模拟, 该类模型可以考虑多种因素, 尤其是管棚对土体的加固作用, 但计算规

模大, 求解时间长, 实体单元与梁单元之间的自由度协调处理较困难, 计算结果判释难度大。

(2) 荷载-梁模型。该类模型是将管棚作为荷载承受构件来处理, 该类模型是当前管棚分析中的主要计算模型<sup>[6-15]</sup>。

本文前期研究中, 立足于文献[1]提出的“棚架体系”视角, 建立了双基床系数弹性地基梁模型, 并利用该模型对棚架体系进行了分析。该模型对于理解管棚作用比较实用。本文拟在此基础上, 建立棚架体系的空间分析模型, 并以此对管棚作用进行探讨。

## 1 管棚作用空间分析模型

### 1.1 管棚分析模型

为对管棚作用进行深入分析, 首先必须建立分析

模型,在考虑模型之初,主要考虑以下主要因素:

(1) 模型应充分反映工程实际,主要针对浅埋、软弱地层以及我国采用的小直径管棚(直径 79~159 mm)。

(2) 概念清晰,荷载作用明确,计算结果较易解释、验证。

(3) 可有效考虑管棚与支护之间的相互作用。

(4) 能对施工过程模拟。

(5) 模型求解较方便。

基于以上考虑,建立以下分析模型(如图 1、2 所示)。该模型避开当前地下工程中开挖问题主要采用的连续体分析模型,主要考虑是:若采用连续体模型,则计算规模大,耗时很长,同时,自由度耦合给计算结果判释带来难度。在浅埋、软弱地层地下工程中,土体软弱,开挖过程中,自承拱难以形成,隧道结构上覆土体荷载比较明确,采用土体自重荷载基本合理。

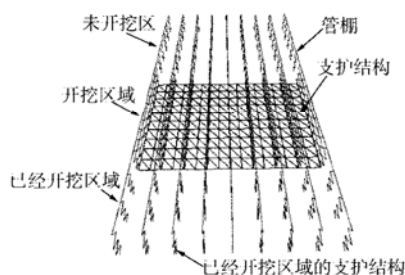


图 1 棚架体系分析模型

Fig. 1 Analytic model of pipe-roof system

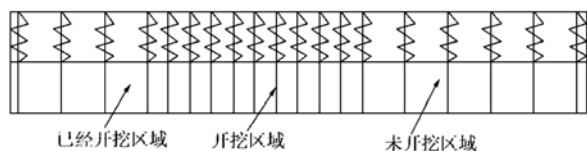


图 2 棚架体系剖面图

Fig. 2 Profile of pipe-roof system

基于以上考虑,以荷载-结构模型作为基础,采用 FEM 进行求解,管棚采用梁单元,支护结构采用板(壳)单元。地下结构分析,一般采用梁单元进行模拟支护结构,但在考虑开挖效应时,沿着隧道纵向刚度变化大,支护结构双向受力,因此,采用板(壳)更为合理。为减小计算规模,在已经开挖区域(区域划分见图 2、4)采用等效刚度法,用支撑弹簧代替支护结构;未开挖区域,采用 Winkler 弹簧代替土体;在开挖区域,有 3 种状态:①没有开挖之前,管棚由 Winkler 土体弹簧支撑;②开挖之后,未支护之前,移去 Winkler 土体弹簧;③支护之后,支护板单元激活,用于连接管棚和支护结构的刚性弹簧激活,该弹簧仅具有竖向刚度,只向下传递竖向荷载。尽管在我国上海正在实施“搭扣”形式的管棚,但与管棚工法不同,当前在我国大量采用的小直径管棚,管棚与管棚之间

是不采用“搭扣”形式的,因此,本模型对于管棚之间的相互作用不予考虑。

开挖过程的模拟采用等效节点荷载法,即将上一时步得到的开挖面前方土体反力,反向作为当前开挖时步的开挖释放荷载。

由于主要考察掌子面区域,而此区域喷射混凝土刚刚完成,正处于“成长期”,其强度和变形特征均迅速变化,因此,在本模型中,一个重要问题是要考虑喷、锚、网+网格钢架支护体系的早期特性。

## 1.2 网喷混凝土的早期特性

喷、锚、网+网格钢架支护体系的早期特性主要包括强度特性和变形特性,网喷混凝土的强度特征,一般更为设计和施工人员所关注。对于网喷混凝土的早期特征,目前主要的假设有:①指数形式;②对数形式。

根据文献[16],网喷混凝土的本构关系以与时间相关的弹塑性软化模型比较合适,但考虑到很多隧道尤其是浅埋隧道的现场量测结果,支护结构下沉一般随开挖面的推进而变化,掘进停止,一般变形即结束,为简化分析,采用随时间相关的指数形式(弹性),即:

$$E(t) = 2.1 \times 10^{10} \cdot (1 - e^{-0.202t}) \quad (1)$$

式中,  $t$  为网喷混凝土龄期(h)。

## 1.3 网喷混凝土支护结构计算步骤

设在  $t = t_n$  时刻有一组平衡状态,位移  $u_n$ 、应力  $\sigma_n$ 、应变  $\varepsilon_n$  及外荷载  $F_n$  均已经获得。在  $t = t_n + \Delta t$  时刻:

(1) 求  $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$  阶段的刚度矩阵  $K_{n+1}$

由于材料为非线性,则若按切线刚度矩阵计算后,需要进行平衡迭代,由于在  $\Delta t$  取值较小时,在该时段内,弹性模量的变化相对较小,可近似为常量,则在  $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$  阶段,只须计算  $t_n + \Delta t$  时刻刚度矩阵,不再进行平衡迭代。板刚度矩阵计算采用高斯点积分法。

(2) 计算在  $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$  阶段的有效外荷载增量

$\Delta F_{n+1}$

$$\Delta F_{n+1} = F_{n+1} - R_n \quad (2)$$

式中,  $F_{n+1}$  为  $t_n + \Delta t$  时刻的外荷载矢量,  $R_n$  为  $t_n$  时刻的平衡节点力:

$$R_n = R_{n-1} + \int_{\Omega} B^T \cdot \Delta \sigma_{t_{n-1} \rightarrow t_n} d\Omega \quad (3)$$

$$\Delta \sigma_{t_{n-1} \rightarrow t_n} = D_n \cdot \Delta \varepsilon_{t_{n-1} \rightarrow t_n} \quad (4)$$

式中,  $\Delta \sigma_{t_{n-1} \rightarrow t_n}$  为  $t \in [t_{n-1}, t_n]$  内的应力增量,  $\Delta \varepsilon_{t_{n-1} \rightarrow t_n}$  为  $t \in [t_{n-1}, t_n]$  内的应变增量,其中  $D_n$  矩阵为本构矩阵,在计算  $D_n$  时,应用的弹性模量  $E(t)$  为  $t = t_n$  时刻的取值。

(3) 计算  $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$  位移增量  $\Delta u_{n+1}$

根据增量形式的运动方程,

$$K_{n+1} \cdot \Delta u_{n+1} = \Delta F_{n+1}, \quad (5)$$

通过  $K_{n+1}$  三角分解, 并回代得到  $\Delta u_{n+1}$ 。

(4) 单元应力计算

$$\Delta \varepsilon_{t_n \rightarrow t_{n+1}} = B \cdot \Delta u_{t_n \rightarrow t_{n+1}}, \quad (6)$$

$$\Delta \sigma_{t_n \rightarrow t_{n+1}} = D_{n+1} \cdot \Delta \varepsilon_{t_n \rightarrow t_{n+1}}, \quad (7)$$

$D_{n+1}$  计算时, 采用  $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$  时刻的弹性模量。

(5) 单元内力, 即单元高斯点弯矩和轴力的计算

将  $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$  阶段的位移增量  $\Delta u_{n+1}$  通过坐标变化矩阵  $T$ , 转变为单元坐标下,

$$\Delta U_{n+1} = T \cdot \Delta u_{n+1}, \quad (8)$$

计算单元刚度矩阵  $k_{n+1}$ , 这时弹性模量  $E(t)$  为  $t = t_n + \Delta t$  时刻单元的弹性模量。

利用单元平衡方程:

$$\Delta M_{n+1} = k_{n+1} \cdot \Delta U_{n+1}, \quad (9)$$

得到  $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$  时刻单元内力, 与上时刻单元内力进行叠加, 即获得当前时刻单元内力。

## 2 管棚作用的空间分析

### 2.1 工程背景

本文选取上海某地铁站出入口工程作为背景, 利用本文的分析模型进行分析。通道长度 30 m, 开挖断面 7 m × 4.5 m, 埋深 4 m, 初支厚度 30 cm, 格栅 + C25 喷射混凝土, 二次衬砌厚度 30 cm, C30S8 防水混凝土, CRD 法施工, 开挖进尺 0.5 m, 采用  $\phi 108$  管棚作为辅助措施, 壁厚 8 mm, 管棚间距 40 cm。

对单循环进尺土体释放荷载以及对支护刚度进行计算时, 土体荷载按支护结构上方土柱自重。支护结构上方道路车辆和行人荷载取 20 kPa, 则通道顶部荷载  $q$  为 100 kPa。本次开挖主要进行左上洞室开挖, 开挖跨度为方便计取 3.2 m, 管棚共 9 根, 为减小计算规模, 仅考虑拱顶部分。

单循环进尺 0.5 m 时, 单根管棚承受的释放荷载为  $40 \times 10^3$  N/m, 土的基床系数按照上海基坑设计规范选取为  $5000$  kN/m<sup>3</sup>。

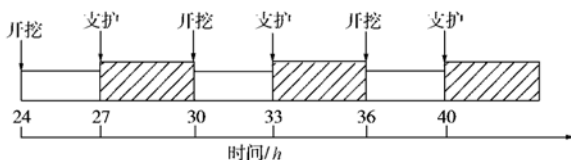


图3 开挖过程示意图

Fig. 3 Construction sequence

开挖起始时间为 21 h, 从  $t = 24$  h 开始进行开挖, 每次开挖距离 0.5 m, 开挖一次完成, 即  $t = 24$  h 时刻瞬时完成, 3 h 后, 即  $t = 27$  h 时, 支护一次完成, 施

工过程如图 3 所示, 开挖长度累计 2.5 m, 历时 27 h。计算模型如图 4 所示。

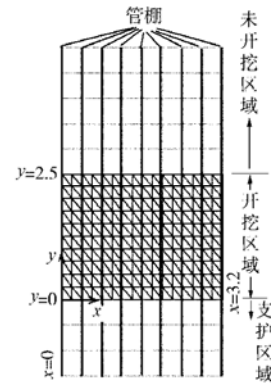


图4 计算模型

Fig. 4 FEM model

### 2.2 网喷混凝土早期特性考虑的必要性

为进行对比, 以下分别采用模型 1 就考虑网喷混凝土早期变形特性和不考虑时间效应进行了分析, 开挖结束后 (从  $y = 0$  开挖到  $y = 2.5$  m), 跨中管棚的纵向变形如图 5 所示。

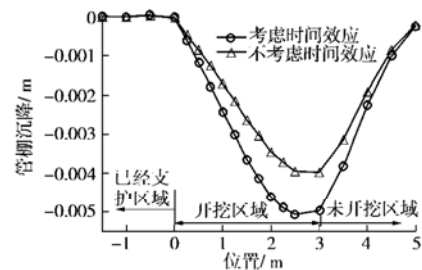


图5 跨中管棚纵向变形

Fig. 5 The longitudinal deformation of piperroof at mid-span

由图 5 可看出, 考虑喷射混凝土早期弹性模量随时间变化特性与否, 跨中管棚变位最大相差 30% 左右, 管棚变形曲率也相差较大, 对于管棚内力的影响也较显著。

文献[16]对网喷混凝土和钢纤维喷射混凝土的早期特性利用平板试验进行了对比, 平板尺寸、加载方式等详见文献[16], 网喷混凝土不同龄期时荷载与板中位移关系如图 6 所示。

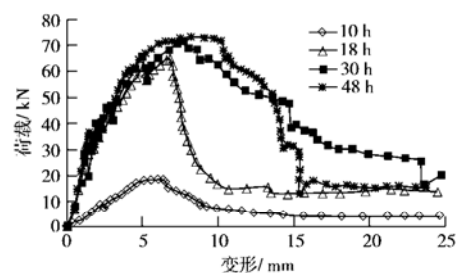


图6 网喷混凝土早期特性

Fig. 6 Properties of shotcrete at early ages

结合图5、6可见,在棚架体系分析中,考虑网喷射土的早期弹模随时间变化的特性是非常必要的。

### 2.3 管棚对开挖释放荷载的传递、调节作用

第一次开挖结束后(从 $y=0$ 开挖到 $y=0.5$  m),掌子面前方跨中即 $x=1.6$  m位置,沿着纵向( $y$ 方向)新增地层反力分布如图7所示。

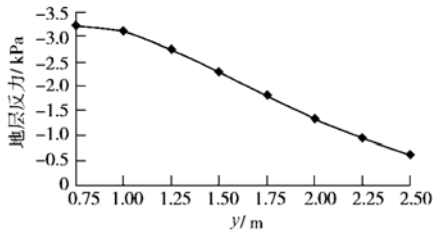


图7 跨中新增反力分布

Fig. 7 Distribution of ground reaction stress

本次开挖,开挖释放荷载累计为 $5.77 \times 10^4$  N,在开挖面前方的土体中增加的地层反力为 $1.35 \times 10^4$  N,掌子面后方支护区域增加的支护反力为 $4.40 \times 10^4$  N,二者之和为 $5.75 \times 10^4$  N,可见,管棚将所有开挖释放荷载向前和向后进行了扩散,管棚本身基本没有分担释放荷载。由前期研究知道,管棚究竟是承受荷载还是传递荷载主要取决于管棚和支护结构的相对刚度比。对于采用小直径管棚(直径在159 mm以下)的常规跨度通道,开挖过程中,管棚基本是不承受荷载,主要是起到对开挖释放荷载进行传递、调节的作用,以本情况为例,主要是将开挖释放荷载定向到相对刚度比较大的已经支护区域,该区域承担开挖释放荷载的75%以上,在软土地层采用管棚法施工时,开挖释放荷载通过管棚作用主要是由支护结构承担。

管棚对开挖区域坍塌预防和地层沉降控制功能主要通过此作用得到实现,开挖引起的释放荷载是直接作用在管棚上面,并通过管棚向前向后进行传播,而一般在工程措施合理有效时,支护结构完成后,支护结构刚度比较大,从而可有效控制开挖释放荷载引起的地层位移。反之,若没有管棚,开挖释放荷载直接作用在开挖区域土体,则土体因此引起的变位必然较大。

开挖释放荷载通过管棚作用主要由刚度较大的支护区域承担,由于位移得到有效控制,开挖区域土体(管棚上部土体)没有较大的变位,受管棚支撑,应力状态基本仍保持原有的三向受力状态,同时,管棚一般要进行注浆,对地层进行加固,地层强度达到有效提高。在这些因素共同作用下,从而达到防掌子面坍塌的效果。

### 2.4 开挖释放荷载传递特征

当 $t=48$  h,即开挖到 $y=2.5$  m时,因本次开挖新

增反力,沿跨中( $x=1.6$  m)纵向分布、沿 $y=3.0$  m(地层反力)横向分布以及沿 $y=2$  m(支护反力)横向分布情况如图8~10所示。

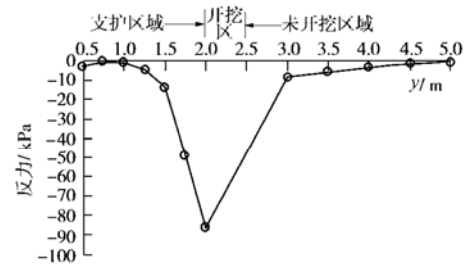


图8 沿跨中( $x=1.6$  m)反力纵向分布

Fig. 8 Distribution of reaction stress ( $x=1.6$  m)

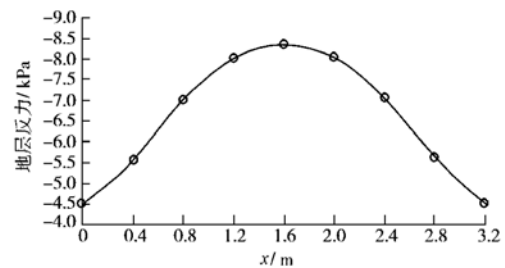


图9  $y=3$  m处地层反力横向分布

Fig. 9 g Distribution of ground reaction stress ( $y=3$  m)

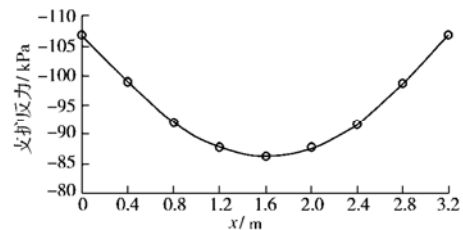


图10  $y=2$  m处支护反力横向分布

Fig. 10 Distribution of support reaction stress ( $y=2$  m)

由图8~10可看出,开挖释放荷载的重分布是和支护结构与管棚的相对刚度关联的,就开挖面前方土体而言,由于支护结构跨中位置刚度相对较小,因此,对应的土体部分承受释放荷载较大;就支护结构而言,由于在靠近边墙位置处,支护结构刚度较大,因此,该区域承受更大的开挖荷载,即棚架为空间体系,开挖释放荷载的调节、重分布为一空间行为,既有纵向(支护结构与土体之间),也有横向(支护结构与支护结构、土体与土体之间)的扩散或重分布。概括就是,开挖释放荷载从纵向讲,主要由支护区域承担,从横向讲,在土体中间部位,开挖释放荷载最大,而在支护区域的中间部位,开挖释放荷载最小。

基于以上理解,对于软土、一般跨度的地下结构而言,从位移控制角度讲,应控制开挖后方支护刚度,提高支护结构刚度,则可承担更多开挖释放荷载,将开挖释放荷载转移到支护结构上,这样掌子面前方土



体的释放荷载可得到减少,从而也可达到控制开挖面前方的前期沉降的目的。由于支护结构刚度主要受支护材料和跨度等因素影响,其中,支护结构的刚度与跨度在均布荷载作用下大致成3次方关系,因此,减小开挖跨度是限沉、防塌的有效途径。

限制开挖面前方土体沉降的一个重要手段是对地层进行注浆,由于开挖释放荷载对跨中位置土体影响更大,因此,对掌子面注浆时,对跨中部位要尤其予以加强。

开挖到  $y=2.0\text{ m}$  时 ( $t=45\text{ h}$ ), 掌子面前方(跨中)土体竖向应力纵向分布如图 11 所示。

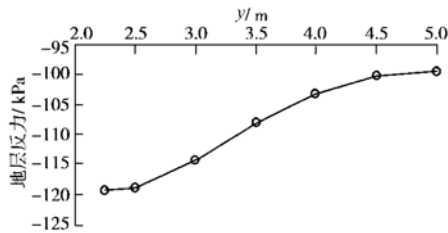


图 11 地层反力分布

Fig. 11 Distribution of ground reaction stress

从图 11 可看出,开挖引起的掌子面前方土体竖向荷载最大增加 20%,且扩散范围向前延长,延长长度约 2.25 m。

由于在开挖面前方 2.5 m 内的土体有竖向荷载增加,因此,为减小开挖过程中,掌子面前方的变形,应主要对开挖面前方 2.5 m 内土体重点加固,提高其刚度(基床系数)控制开挖面前方的沉降和保证掌子面的稳定性。

### 3 结 论

本文针对软土地层管棚法施工过程,从棚架体系视角,建立了可用来分析管棚作用的空间分析模型,并以上海地铁某车站出入口工程作为实例,对管棚防止掌子面坍塌和控制地层沉降的作用作了分析,计算表明:

(1) 本模型对于阐述管棚作用是比较合适的,可将工程实际主要特征予以考虑,如施工过程、管棚与支护之间相互作用以及网喷混凝土早期弹性模量随时间逐渐变化特性等。

(2) 在棚架体系分析中,考虑网喷混凝土早期特性是必要的。

(3) 在软弱地层,小直径管棚法施工中,管棚主要是通过管棚注浆,对地层加固,以及棚架体系在纵向和横向对开挖释放荷载重新调节和分布等,从而起到防塌、限沉之目的。

### 参考文献:

- [1] 周顺华.软弱地层采用管棚法施工的棚架基理及参数分析[J].岩石力学与工程学报,2005.(ZHOU Shun-hua. The principle and parameters analysis of piperroof-support system applied In soft ground[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005.)
- [2] YOO Chungsik, SHIN Hyun-Kang. Deformation behavior of tunnel face reinforced with longitudinal pipes—laboratory and numerical investigation[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2003 (18):303 - 319.
- [3] NG C W W, LEE G T K. A three dimensional parametric study of the use of soil nails for stabilizing tunnel faces[J]. Computers and Geotechnics, 2002(29):673 - 697.
- [4] 杨晓杰,邓飞皇,曹伍富,等.广州地铁双线交汇段放坡支护方案优化研究[J].中国矿业大学学报,2004,33(3):268 - 272.(YANG Xian-jie, DENG Fei-huang, CAO Wu-fu, et al. Optimum design of slope support in interjunction section of subway station in Guangzhou[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2004,33(3):268 - 272.)
- [5] 许三平.利用 ANSYS 对公路顶管法施工中管棚进行非线性分析[J].公路勘察与设计,2004(1).(XU San-ping. Non-linear analysis of pipe applied in road tunnel by ANSYS[J]. Road Survey and Design 2004(1).)
- [6] 张 川,杨春满,左永江.松软地层水平管棚工艺参数的研究[J].煤炭学报,2000,25(6):607 - 609.(ZHANG Chuan, YANG Chun-man, ZUO Yong-jiang. Study on the art parameters of horizontal barrel vault advanced support in soft ground[J]. Journal of China Coal Society, 2000,25(6):607 - 609.)
- [7] 叶超明.拾荷隧道下穿铁路段设计与施工技术要点[J].重庆交通学院学报,2001,20(2):106 - 109.(YE Chao-ming. Main points of design and construction technique the shihe tunnel beneath the railway[J]. Journal of Chongqing Jiaotong University, 2001,20(2):106 - 109.)
- [8] 吴 维.管棚支护的设计与施工[J].铁道勘测与设计,1993(2):1 - 4.(WU Wei. The design and construction of pipe-roof[J]. Railway Survey and Design, 1993(2):1 - 4.)
- [9] Goto, Yoshiaki, Yamashita, et al. Field obsevation of load distribution by joint in pipe beam roof[J]. Doboku Gakkai Rombun -Hokokushu/Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers, 1984(344):387 - 390.
- [10] Goto, Yoshiaki, Yamashita, et al. Load distribution by joint in pipe beam roof[J]. Doboku Gakkai Rombun-Hokokushu /Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers, 1984(344):243 - 252.
- [11] Okawa, Takashi, Yokoyama, Jiro, Ishihara, et al. Effect of