

软弱地基隧道锁脚钢管承载特性研究

伍毅敏^{1, 2}, 吕康成², 徐岳²

(1. 中南大学土木建筑学院, 湖南 长沙 410075; 2. 长安大学公路学院, 陕西 西安 710064)

摘要:应用有限元方法模拟了软弱地基隧道锁脚钢管承受竖向集中荷载时的受力变形过程,研究了锁脚钢管的承载特性。锁脚钢管与围岩的接触压力主要分布在钢管外端很小区域,应力应变极值出现在钢管外端附近。随着荷载的增大,应力极值处首先进入塑性状态,钢管呈拔出破坏。对比分析了围岩强度和钢管参数对锁脚钢管承载力的影响规律,结论为:对于不能穿透软弱地基的锁脚钢管,其轴向承载力十分有限,合理下插角很小;常用的42 mm小导管直径过小,横向承载能力有限,不宜用作锁脚钢管;锁脚钢管存在一个决定于围岩强度和钢管规格的合理长度,超出合理长度后承载力不再增加;锁脚钢管应全长开孔注浆,重点加固初期支护结构附近的围岩。在此基础上,提出了锁脚钢管设计施工的方法和建议。

关键词:隧道;锁脚钢管;承载特性;数值模拟

中图分类号: TU472

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2009)12-1825-08

作者简介:伍毅敏(1980-),男,江西南康人,博士,讲师,主要从事隧道教学和科研工作。E-mail: wuyimin531@163.com。

Bearing behaviors of steel foot pipes for tunnels in soft foundation

WU Yi-min^{1, 2}, LÜ Kang-cheng², XU Yue²

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Central South University, Changsha 410075, China; 2. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China)

Abstract: Numerical simulations are conducted with FEM to investigate the bearing behaviors of steel foot pipes under vertical concentrated load. When a foot steel pipe bears the vertical load, mechanical effects mainly occur at the lateral zone, and the maximum stress occurs at the lateral end of the pipes. With the increase of the vertical load, the maximum stress point turns into the plastic state firstly, and the pipes are pulled out. The influencing factors for the bearing capacity of the steel foot pipes are studied, including the strength of rock and the parameters of the pipes. Some important results different from engineering experience are as follows: 1) for the steel foot pipes that can not penetrate the soft foundation, the reasonable dip angle is very small for the low axial bearing capacity; 2) the steel pipes with diameter of 42 mm are unsuitable for the foot steel pipes because of the low horizontal bearing capacity; 3) under given geological conditions and pipe parameters, the reasonable length of the steel pipes is certain, and extra length of pipes can't lead to larger capacity; 4) the surrounding rock near the support structure should be especially reinforced by drilling grouting holes along the whole steel pipes. Based on those results, the design and construction methods are presented.

Key words: tunnel; steel foot pipe; bearing behavior; numerical simulation

0 引言

随着隧道建设规模的扩大和建设水平的提高,修建于软弱围岩中的隧道数量不断增加,由于下伏围岩承载力不足而造成隧道整体或局部下沉的工程灾害时有发生^[1-4]。为了预防或处治软弱地基隧道的过大沉降变形,通常要采用注浆、换填和旋喷桩等方法提高隧底围岩的承载能力,以及采用扩大拱脚、增设锚杆和锁脚钢管等方法提高隧道结构抵抗沉降的能力^[5-8]。其中,锁脚钢管具有刚度大,效果显著,施工速度相对较快,施工相对较方便的特点,在许多工程中广泛应

用,如陕西省西汉高速公路上的西水隧道^[9],安徽省黄塔桃高速公路上的长干1号隧道^[10],以及浙江省申苏浙皖高速公路上的弁山隧道^[11]等。

尽管锁脚钢管在隧道下沉处治的工程实践中取得了显著成效,但对于锁脚钢管的理论研究几乎是空白。关于锁脚钢管的承载特性和设计计算方法,目前国内都未见报道。由于对锁脚钢管的承载特性和作用机理认识不清,对于锁脚钢管的适用条件和锁脚钢管的

长度、直径、壁厚和下插角等参数的选择,几乎完全依靠工程经验,其经济性和安全性不得而知。因此,目前迫切需要对锁脚钢管的承载特性开展系统研究。

1 锁脚钢管及其工作特性

1.1 锁脚钢管

在软弱围岩隧道中,如果隧道下伏围岩的承载力很低,当隧道开挖和支护后,由于基底仰拱尚未浇筑,支护结构容易发生大幅沉降。隧道采用台阶法开挖时,上台阶初期支护结构尤其容易发生这种大幅沉降,除了给结构安全带来隐患外,还给下台阶开挖带来困难。

为了防止支护结构的过大沉降,通常在支护结构拱脚水平或斜向下打入钢管(如图1),并与支护结构钢支撑焊接,这种钢管称为锁脚钢管。工程中常用的锁脚钢管一般采用直径较大的无缝热轧钢管,下插角在 $0^{\circ} \sim 30^{\circ}$,直径有108, 89, 42 mm等。

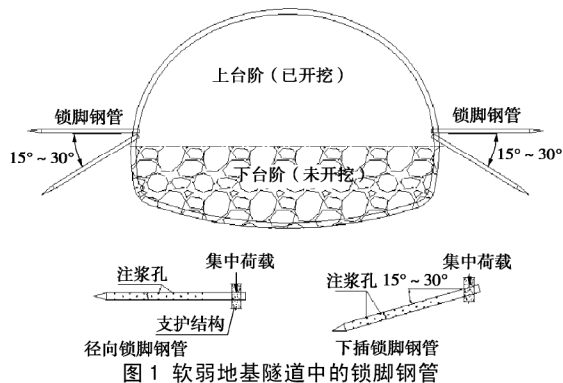


Fig. 1 Steel foot pipes for a tunnel in soft foundation

1.2 锁脚钢管的施工方法和承载特点

锁脚钢管在初期支护施做完成后进行施工。直径较小的钢管(如42 mm)可采用风钻钻孔安装,直径较大的钢管(如89和108 mm)则需要采用潜孔钻钻孔安装。钻孔后将打好注浆孔的无缝钢管顶入,外端与钢支撑焊接,最后向管内及围岩压注水泥浆等。

锁脚钢管用以抵抗支护结构的沉降,其主要承载特点为:

(1) 主要在钢管端部承受由于隧道支护结构下沉而形成的竖向压力。

(2) 支撑力来自于三个方面:围岩与钢管侧壁相对挤压产生的法向压力,围岩与钢管侧壁相对滑移产生的摩擦力,围岩在钢管底端产生的支撑力。

(3) 钢管主要在垂直轴线的压力作用下产生弯曲变形,当钢管以一定角度下插时,钢管还可能在荷载作用下与土体发生相对滑移。

锁脚钢管的上述承载特点与工程中常用的其它锚杆和钢管(桩)都有显著区别。关于锁脚钢管承载的更深层次特征,有待于通过下面的数值模拟来获得。

2 锁脚钢管承载特性数值模拟

2.1 数值模拟方案

(1) 数值模拟软件: ANSYS。

(2) 数值模拟模型(如图2):取锁脚钢管周边5~8倍的岩土体作为研究对象,深度方向超出钢管长度1~2 m,钢管在外端承受集中竖向荷载。根据承载体系的对称性,取上述范围的一半作为计算模型。围岩与隧道初期支护的接触面受初期支护约束,不能发生水平位移,但可以发生竖向位移;两侧面不能发生水平位移;上下侧面不能发生竖向位移;围岩底端水平和竖向位移均不能发生。

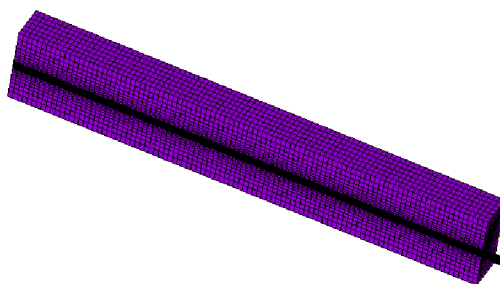


图2 有限元计算模型

Fig. 2 FEM model

(3) 材料假定:钢管采用各向同性理想弹塑性模型,服从Mises屈服准则;围岩、钢管内砂浆假定为理想弹塑性材料,服从Drucker-Prager屈服准则。

(4) 接触假定:根据相关研究^[12-13],由于钢管直径很小,在受弯状态下,管内砂浆与管壁黏结完好,不发生滑移。因此而忽略钢管与砂浆的相对位移,按共同变形处理,钢管外壁与围岩按接触面进行处理。

(5) 模拟工况:分为六组,即基本特性研究和围岩强度、钢管直径、钢管长度、钢管壁厚、钢管下插角的影响研究。

2.2 锁脚钢管受力变形的基本特性

(1) 钢管与围岩的接触状态分布及变化特征

通过对钢管在不同荷载下接触单元的接触状态和接触应力的分析,可以看出钢管主要在外端较小的一个区段内(约70 cm,如图3)发生较显著的渗透或剥离,并在渗透位置产生较大的接触压力。其余区段主要表现为钢管和围岩间的相对滑移,接触压力不明显。

在钢管最外端,钢管圆周最低点接触压力最大,达到14.4 MPa;随着深度增加,钢管截面下沉量逐步减小,接触压力也逐步减小,最大接触压力在截面上的位置也逐步沿着圆周上移。超过钢管竖向下沉零点所在截面后,接触压力最大值出现在钢管圆周最高处。此接触压力随着钢管向上拱起量的增加而有所增大,

在拱起量最大处同时达到极值。此后逐步减小, 直至钢管末端。接触压力自外端开始较快速度衰减, 降到一个较低水平之后 (约 0.46 MPa), 以极小的速率衰减。

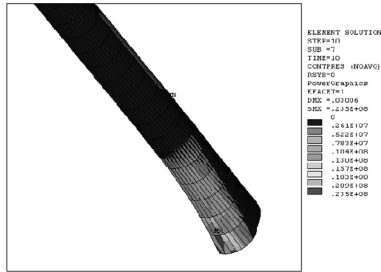


图 3 接触压力分布 (外端局部)

Fig. 3 Distribution of contact stress (lateral part)

(2) 钢管的应力分布特征

a) 在钢管圆周最高点, 沿着钢管轴线方向, 第一主应力 (主拉应力) 随着深度的增大先是逐步增大, 达到极值后 (约 20 cm 深) 开始减小, 至约 70 cm 深处衰减得很小, 几乎可以忽略。

b) 在钢管圆周最低点, 第三主应力 (主压应力,) 量值也随着钢管深度逐步增大, 达到极值后 (约 20 cm 深) 开始减小, 直至减小到 0 (约 70~75 cm) 后, 出现小幅反向应力值, 随后迅速衰减。

钢管的应力随荷载变化的基本特征如下:

a) 应力值的大小 (钢管端部轴向应力和轴向应力极值) 取决于钢管外端集中荷载的大小, 荷载增大, 相应位置的应力值也增大, 近似呈现分段线性关系。以钢管应力达到屈服强度为界, 屈服前和屈服后基本呈现线性关系, 在屈服点附近出现转折。

b) 轴向应力极值深度、轴向应力零点深度在不同荷载下基本保持稳定, 可以认为不随荷载变化而变化。

(3) 锁脚钢管变形分布及变化特征

a) 钢管最大竖向位移均出现在钢管外端, 并随着深度增加而逐渐减小, 直到出现第一个竖向位移零点。此后竖向位移变为负值, 即向上拱起。拱起量先是增大然后再减小达到第二个竖向位移零点。第二个竖向位移零点的位置与荷载大小有关。

b) 钢管截面的水平位移最大值也出现在钢管外端, 并随深度的增加而减小, 衰减至零点后反向。水平位移只出现一次零点; 零点以外呈拔出状态, 零点以内呈插入状态。

c) 在钢管承载范围内, 钢管同一截面上最高点和最低点的水平位移方向相反, 量值相当, 即在钢管承载能力之内, 钢管截面主要以旋转为主, 平移量很小。

钢管的位移随荷载变化特征如下:

a) 钢管外端竖向位移随荷载的增大而增大, 竖向位移 - 荷载发展曲线 (如图 4) 呈开口向下的抛物线。

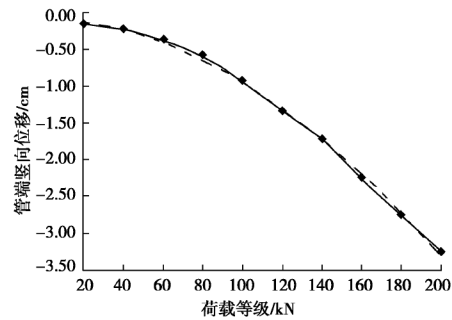


图 4 钢管端部竖向位移 - 荷载发展曲线

Fig. 4 Relationship between vertical deformation at pipe end and load

b) 钢管竖向位移第一零点的深度随荷载增大略有减小; 竖向位移第二零点的深度取决于荷载大小。在钢管屈服 (约 30 kN) 之前, 第二零点深度随着荷载增大明显增大, 即外部荷载能够迅速沿钢管扩散; 而一旦屈服, 第二零点深度随荷载增大而有所减小, 此时荷载主要依靠屈服点之外的岩体承受。

c) 钢管外端的水平位移也随荷载的增大而增大, 水平位移 - 荷载发展曲线 (如图 5) 呈开口向上的抛物线。

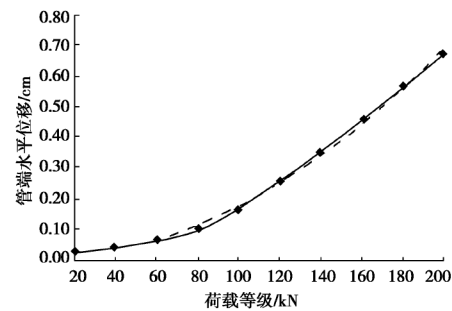


图 5 钢管端部水平位移 - 荷载发展曲线

Fig. 5 Relationship between horizontal deformation at pipe end and load

d) 水平位移的零点深度随荷载变化 (如图 6) 的变化规律为: 在钢管承载能力之内, 水平位移零点深度基本保持一个与荷载无关的常值, 一旦荷载超出其承载能力, 水平位移零点深度快速向深处移动, 钢管向外拔出趋势明显。

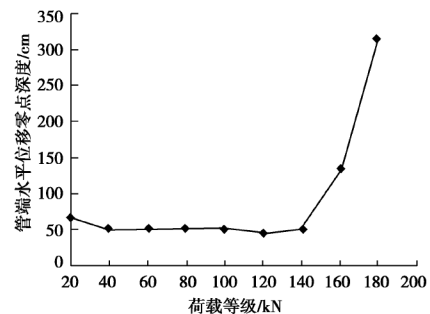


图 6 钢管水平位移零点深度 - 荷载曲线

Fig. 6 Relationship between position of zero horizontal deformation of pipe and load

(4) 锁脚钢管破坏模式及标志

通过上述分析可以看出, 锁脚钢管的破坏模式为: 在距离钢管外端不远处存在一个轴向应力极值点, 该处轴向应力 (也即第一主应力) 随荷载的增大而增大, 该应力值超过钢材极限强度后进入塑性状态, 钢管水平位移分界点迅速内移, 整个钢管出现拔出状态, 同时钢管外端竖向位移急剧增大。

2.3 围岩强度的影响

以直径 89 mm 的钢管为例, 选取 4 种不同强度等级 (弹性模量分别为 1, 0.75, 0.5, 0.1 GPa) 的围岩进行数值模拟。数值模拟成果分析如下:

(1) 对比不同围岩强度下管端竖向位移与荷载的对应关系 (如图 7), 可以看出, 不同围岩强度等级下, 管端竖向位移随荷载增长而增大的速度不同: 当围岩弹性模量较大时, 弹性模量的变化 (强度一 1 GPa 到强度二 0.75 GPa) 对竖向位移的影响很大; 随着弹性模量的降低, 弹性模量的变化 (强度二 0.75 GPa 到强度三 0.50 GPa) 对竖向位移的影响减小; 当弹性模量低于一定程度 (低于强度三 0.50 GPa), 围岩很难对锁脚钢管起到有效约束作用, 一旦承载, 竖向位移即急剧增大, 此类围岩采用锁脚钢管没有效果。

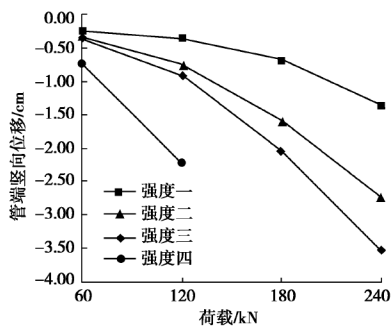


图 7 管端竖向位移受荷载和围岩强度的影响曲线

Fig. 7 Relationship among vertical deformation at pipe end, load and strength of rock

(2) 对比不同围岩强度下竖向位移第一零点和第二零点深度与荷载的对应关系 (图略), 可以看出: 竖向位移第一零点深度随荷载的增大变化不大, 受围岩强度影响显著; 对于竖向位移第二零点, 当荷载较小时, 其深度受围岩强度影响不大, 当荷载增大到一定程度后, 强度高的围岩能够较好地扩散端部荷载, 其竖向位移第二零点深度较快增长, 而强度低的围岩扩散荷载的能力则较差, 竖向位移第二零点只有在荷载增加到很大时才能增长。同样, 对于强度极低 (强度四 0.1 GPa) 的围岩, 其承载能力十分有限。

(3) 对比不同围岩强度下管端水平位移与荷载的对应关系 (如图 8), 可见其规律与竖向位移相同, 即: 不同围岩强度等级下, 管端竖向位移随荷载增长而增大的速度不同: 当围岩弹性模量较大时, 弹性模量的变化 (强度一 1 GPa 到强度二 0.75 GPa) 对水平位移

的影响很大; 随着弹性模量的降低, 弹性模量的变化 (强度二 0.75 GPa 到强度三 0.50 GPa) 对竖向位移的影响减小; 当弹性模量低于一定程度 (低于强度三 0.50 GPa), 围岩很难对锁脚钢管起到有效约束作用, 一旦承载, 水平位移即急剧增大。不同荷载等级下, 管端水平位移随围岩强度降低而增大的速度不同: 当荷载较低时 (60 kN), 围岩强度降低的影响不明显; 随着荷载的增大, 强度对水平位移的影响逐步显现, 荷载越大, 强度降低的影响越明显。

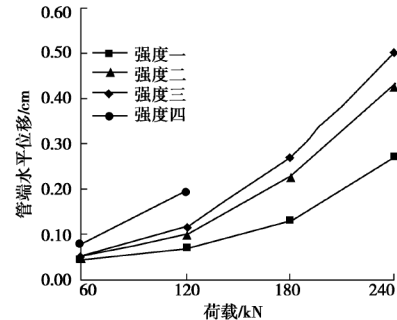


图 8 管端水平位移受荷载和围岩强度的影响曲线

Fig. 8 Relationship among horizontal deformation at pipe end, load and strength of rock

(4) 对比不同围岩强度下水平位移深度与荷载的对应关系, 可以看出, 除了强度极低 (强度四 0.1 GPa) 的围岩外, 在承载极限范围内, 围岩强度对水平位移零点深度的影响不大。

2.4 锁脚钢管直径的影响

分别对直径为 42, 89 和 108 mm 的 4 m 长的锁脚钢管进行模拟分析。通过模拟发现 42 mm 的钢管承载力显著低于其它两种钢管, 不能按照同一荷载等级进行加载。数值模拟成果分析如下:

(1) 直径为 42 mm 时 (图表略), 其承载能力十分有限, 当荷载约为 26 kN 时, 钢管第一主应力极值达到钢材极限强度, 开始出现塑性破坏。因此, 直径为 42 mm 的钢管 (常用小导管) 不适合作为横向承载的锁脚钢管使用。

(2) 比较直径为 89 和 108 mm 的锁脚钢管, 可以得出如下结论 (如图 9、图 10):

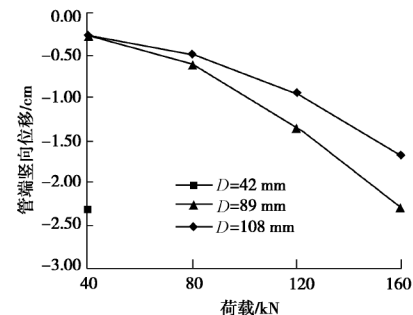


图 9 管端竖向位移受荷载和钢管直径的影响

Fig. 9 Relationship among vertical deformation at pipe end, load and diameter of pipe

表 1 竖向位移零点深度受荷载和钢管长度的影响

Table 1 Positions of zero vertical deformation of pipe with load and length of pipe

荷载 /kN	钢管竖向位移第一零点深度/cm				钢管竖向位移第二零点深度/cm			
	300 cm	400 cm	500 cm	600 cm	300 cm	400 cm	500 cm	600 cm
40 kN	35	35	35	40	125	130	130	130
80 kN	40	40	40	40	230	230	230	230
120 kN	35	35	35	40	210	210	210	210
160 kN	30	35	35	35	205	200	200	200

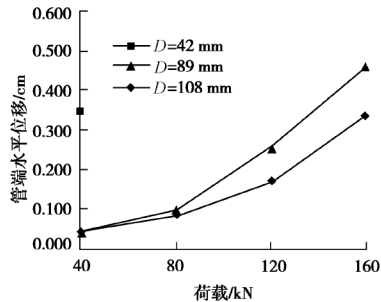


图 10 管端水平位移受荷载和钢管直径的影响

Fig. 10 Relationship among horizontal deformation at pipe end, load and diameter of pipe

a) 大直径钢管在大荷载阶段显示出良好的控制管端变形(竖向和水平)的特性, 荷载越大, 这种特点越明显。

b) 直径越大, 钢管竖向位移第二零点深度越大, 钢管能更好地将荷载扩散到围岩中。

2.5 锁脚钢管长度的影响

对直径 89 mm, 长 300, 400, 500, 600 cm 的钢管进行数值模拟。数值模拟成果分析如下:

(1) 不同钢管长度对管端竖向位移的影响(如图 11)。通过对比可以看出, 荷载低于 120 kN 时, 在模型所选定的围岩强度下, 管端竖向位移随荷载增大而增大, 受钢管长度的影响很小。在从 120 kN 加载到 160 kN 时, 可见 300 cm 长的钢管竖向位移增大速度比其它长度的钢管要快, 从中可以看出, 该围岩强度下, 300 cm 长的钢管承载能力为 120~160 kN。即对于特定围岩条件, 实际起作用的钢管长度一定, 超过该长度的部分对控制管端竖向位移没有作用。

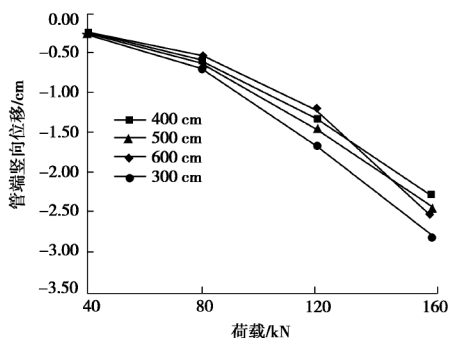


图 11 管端竖向位移受荷载和钢管长度的影响

Fig. 11 Relationship among vertical deformation at pipe end, load and length of pipe

(2) 管端竖向位移第一零点深度、第二零点深度(如表 1)、管端水平位移(如图 12)的发展曲线也都表明在特定围岩条件下钢管存在一个合理长度, 超出合理长度的部分不发挥作用。

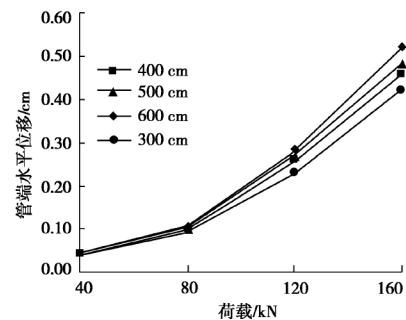


图 12 管端水平位移受荷载和钢管长度的影响

Fig. 12 Relationship among horizontal deformation at pipe end, load and length of pipe

(3) 钢管水平位移零点深度的变化曲线(如图 13)更为直观地反应了不同长度钢管在荷载增大过程中的变化情况, 在荷载低于 120 kN 时, 不同长度钢管的水平位移第一零点位置基本相同; 在 160 kN 时, 随着钢管局部屈服并进入塑性状态, 钢管水平位移零点向深处移动, 此时方显示出钢管长度对承载力的影响, 500 cm 和 600 cm 的钢管水平位移零点深度均大于 300 cm, 说明对于 300 cm 长的钢管, 此时已经完全拔出破坏。

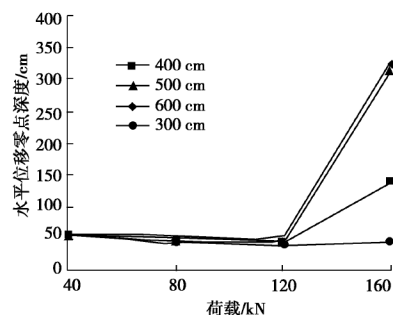


图 13 水平位移零点深度受荷载和钢管长度的影响

Fig. 13 Relationship among position of zero horizontal deformation of pipe, load and length of pipe

2.6 锁脚钢管壁厚的影响

对直径 89 mm, 壁厚 6, 8, 10 mm 的钢管进行数值模拟。数值模拟成果分析如下:

(1)对比不同壁厚情况下管端竖向位移与荷载的对应关系(如图 14),可以看出,壁厚对管端竖向位移的影响差异主要体现在大荷载阶段。当荷载较小时(<80 kN),不同壁厚钢管管端竖向位移差别很小;当荷载较大时(>120 kN),因壁厚不同而造成的竖向位移差别显现出来。荷载越大,壁厚的影响越大。

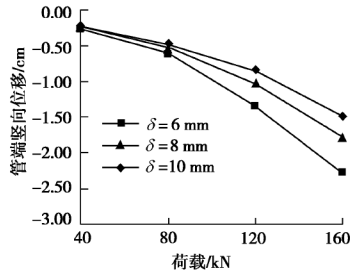


图 14 管端竖向位移受荷载和钢管壁厚的影响

Fig. 14 Relationship among vertical deformation at pipe end, load and thickness of pipe

(2)对比不同壁厚情况下竖向位移第一零点深度、第二零点深度与荷载的对应关系(如表 2),可以看出,钢管竖向位移第一零点深度受壁厚的影响很小,第二零点深度与壁厚的关系主要表现为小壁厚的钢管承载能力较低,先达到屈服强度和极限强度,因而,其竖向位移第二零点深度的变化都先于大壁厚钢管。

(3)对比不同壁厚情况下管端水平位移与荷载的对应关系(如图 15),可以看出,壁厚对管端水平位移的影响与竖向位移相同,即壁厚差异主要体现在大荷载阶段。当荷载较小时(40, 80 kN),不同壁厚钢管管端水平位移差别很小,当荷载较大时(120, 160 kN),因壁厚不同而造成的水平位移差别显现出来。荷载越大,壁厚的影响越大;而随着壁厚的逐步增大,壁厚的影响则逐步减小。

(4)对比不同壁厚情况下管端水平位移零点深度与荷载的对应关系(如图 16),可以看出,在钢管的承载能力之内,不同壁厚对管端水平位移零点深度影响极小;壁厚的影响主要表现在承载能力的差异上。对于壁厚为 6 mm 的钢管,荷载达到 160 kN 时水平位移零点大幅度内移,出现破坏征兆;而壁厚为 8 mm 和 10 mm 的钢管尚未出现破坏征兆。

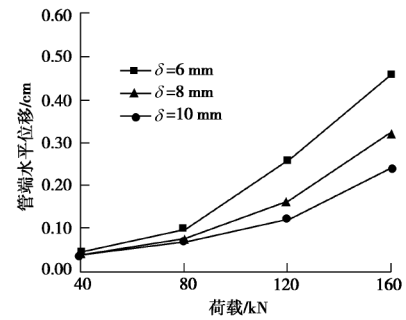


图 15 管端水平位移受荷载和钢管壁厚的影响

Fig. 15 Relationship among horizontal deformation at pipe end, load and thickness of pipe

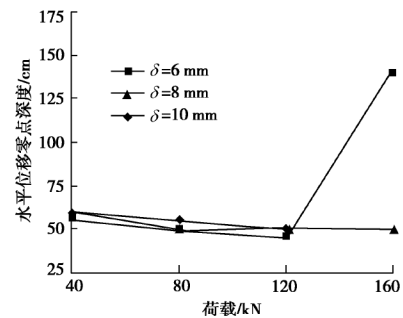


图 16 水平位移零点深度受荷载和钢管壁厚的影响

Fig. 16 Relationship among position of zero horizontal deformation of pipe, load and length of pipe

2.7 锁脚钢管下插角的影响

(1) 荷载相同, 下插角不同

假定直径 89 mm 长 4 m 壁厚 6 mm 的锁脚钢管需要承受 80 kN 的竖向荷载,通过有限元模拟下插角为 $0^\circ \sim 10^\circ$ 时的受力变形情况。通过数值模拟发现:当下插角为 4° 时可以收敛,增大到 5° 时不收敛,即最大下插角在 $4^\circ \sim 5^\circ$;当下插角在 $0 \sim 4^\circ$ 变化时,下插角对钢管轴向位移的影响呈近似正比关系;下插角的增大有利于减小钢管外端的轴向位移,一定程度改善锁脚钢管被拔出的受力状况,但同时,钢管底端的轴向刺入变形也增大。

(2) 下插角相同, 荷载不同

假定直径 89 mm 长度 4 m 壁厚 6 mm 的锁脚钢管以 4° 的角度下插,通过有限元模拟竖向荷载逐步增

表 2 竖向位移零点深度受荷载和钢管壁厚的影响

Table 2 Positions of zero vertical deformation of steel foot pipe with load and thickness of pipe

荷载/kN	钢管竖向位移第一零点深度/cm			钢管竖向位移第二零点深度/cm		
	$\delta=6$ mm	$\delta=8$ mm	$\delta=10$ mm	$\delta=6$ mm	$\delta=8$ mm	$\delta=10$ mm
40 kN	35	40	40	130	135	140
80 kN	40	40	40	230	135	140
120 kN	35	40	45	210	225	135
160 kN	35	35	40	200	215	225

加时的受力变形情况。通过数值模拟发现, 当荷载为 120 kN 时可以收敛, 增大到 160 kN 时不能收敛, 即承载力在 120~160 kN。对应荷载逐步增长的过程, 对比锁脚钢管外端和底端的轴向位移可以看出: 在合理下插角范围内, 锁脚钢管的外端轴向位移比水平锁脚钢管小, 荷载越大, 位移差值也越大, 说明合理下插对锁脚钢管的承载有利; 同时, 下插锁脚钢管底端的轴向位移比水平锁脚钢管大, 随着荷载的增加, 差值越来越明显, 说明在大荷载作用下, 锁脚钢管将在底端发生刺入破坏。

通过数值模拟分析可以得出结论: ①以合理的角度下插, 能够在一定程度延缓锁脚钢管出现拔出破坏, 增大承载力; ②锁脚钢管的轴向承载力十分有限。在实际工程中, 锁脚钢管采用钻孔安装, 钻孔深度很难恰好与钢管长度一致, 同时钻孔不具备清孔条件, 也就是说锁脚钢管底端始终存在一个类似桩基中的浮渣层, 它为锁脚钢管轴向变形提供了条件。综合这些因素, 锁脚钢管的合理下插角很小, 应小于 5° 。在实际施工时, 应特别注意控制钻孔角度, 并绝对禁止钻孔向上倾斜。

需要说明的是, 上述建议针对的是软弱地基厚度较大, 钢管下插不能深入基岩的情况。若下伏基岩较浅, 通过调整钢管下插角可以深入基岩, 则可以较明显提高钢管承载力。

3 锁脚钢管设计施工方法

3.1 对锁脚钢管承载特性的若干重要认识

综合上述数值模拟, 可以得出以下区别于工程经验的几点重要认识:

(1) 钢管主要承载部分显著集中在钢管外端(靠近隧道支护结构一端, 下同)的一段, 因而, 依靠增加钢管长度不能显著增大承载力。对于一般软弱围岩, 3~4 m 长的钢管较为合适, 而不是常用的 6 m。此特性与钢管轴向承载时有明显区别。

(2) 由于钢管主要承载部分显著集中在钢管外端, 提高外端围岩的强度对提高锁脚钢管承载力有重要作用, 因而, 需要特别对这部分围岩进行注浆以提高围岩强度。但在一般工程中往往相反, 靠近隧道初期支护一端 1 m 左右都不开注浆孔。实际上, 由于隧道初期支护结构可以起到“止浆墙”的作用, 锁脚钢管完全具备全长开孔注浆的条件。

(3) 由于钢管主要承载部分显著集中在钢管外端, 采用变截面钢管可以节约钢材, 但同时需要综合考虑施工便捷性, 权衡考察变截面钢管是否可以带来经济效益。

(4) 相对于横向承载力而言, 软弱围岩中锁脚钢

管的轴向承载力十分有限, 其合理下插角(钢管与水平面夹角)很小。随着围岩强度的提高, 钢管轴向承载力能够提高, 但同时横向承载力也会同步提高, 其合理下插角仍然很小。工程中常用的 15° ~ 30° 下插角实际并不能增大钢管的承载力, 反而会减小其承载力。除此之外, 由于锁脚钢管一般为先钻孔后安装, 孔深往往超出钢管长度, 且不能清孔, 因而具有很大的轴向变形空间。

3.2 锁脚钢管设计施工基本步骤

(1) 钢管规格选择

根据数值模拟的结论, 钢管宜选择大直径薄壁钢管, 具体可根据隧道拱脚地基荷载超出承载力的程度确定。推荐采用直径 89 mm 壁厚 6 mm 和直径 108 mm 壁厚 6~10 mm 的钢管。

(2) 钢管长度计算

采用弹性地基梁方法初步拟定钢管长度, 方法为: 将钢管规格和围岩抗力系数输入弹性地基梁求解器, 拟定钢管长度进行试算, 将钢管长度逼近竖向位移第二零点深度, 即为钢管合理长度。在合理长度基础上考虑一定的安全系数, 即为钢管设计长度。具体方法另文论述。

(3) 钢管承载力的确定

钢管承载力设计值应满足以下两个要求: ①竖向位移值小于目标值; ②钢材应力小于钢材极限强度。方法为: 根据数值模拟结果绘制竖向位移-荷载曲线, 按照设定的位移值, 确定荷载值; 绘制应力极值-荷载曲线, 按钢材极限强度确定荷载值。取二者中的较小值作为承载力设计值。

(4) 钢管数量的确定

确定单根钢管的承载力后, 根据每延米隧道中锁脚钢管应承担荷载的大小, 确定每延米钢管数量。

(5) 钢管在支护结构上的布设与连接

为了保证锁脚钢管能有效承担来自初期支护结构的荷载, 锁脚钢管一般要求与初期支护钢拱架牢固焊接。因此, 锁脚钢管的纵向间距与钢拱架相同。当一榀钢拱架对应多根钢管时, 可以两侧或上下布设钢管架。

4 结 论

(1) 用 ANSYS 软件对锁脚钢管进行数值模拟, 得到了锁脚钢管在竖向荷载作用下的受力变形特点。锁脚钢管承载后的力学效应主要发生在靠近支护结构的较小区域, 这个区域应作为围岩注浆加固的重点。

(2) 通过对围岩强度和钢管参数等因素的对比分析, 掌握了锁脚钢管承载力的影响因素和影响规律, 得出区别于工程经验的结论为: 下插锁脚钢管不利于

承载,下插角应小于 5° ;直径42 mm的钢管承载力很小,不宜用作锁脚钢管;锁脚钢管存在合理长度,一般为3~4 m。

(3)在理论研究成果的基础上,提出了锁脚钢管的设计计算和施工的基本方法、流程。

本文介绍的主要是数值模拟获得的成果,笔者结合几处软基隧道大变形的处治开展了少量现场测试,监测数据能够印证上述结论,限于篇幅,此处从略。同时也期望各位同仁可以开展更多试验和讨论。

参考文献:

- [1] 刘高,张帆宇,李新召.木寨岭隧道大变形特征及机理分析[J].岩石力学与工程学报,2005,24(增2):5521-5526. (LIU Gao, ZHANG Fan-yu, LI Xin-zhao, et al. Research on large deformation and its mechanism of Muzhaling Tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(S2): 5521-5526. (in Chinese))
- [2] 何满潮,景海河,孙晓明.软岩工程力学[M].北京:科学出版社,2002. (HE Man-chao, JING Hai-he, SUN Xiao-ming. Soft rock engineering geomechanics[M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))
- [3] 喻渝.挤压性围岩支护大变形的机理及判定方法[J].世界隧道,1998(1):46-51. (YU Yu. Serious deformation of surrounding rock in squeezing ground[J]. World Tunnel, 1998(1): 46-51. (in Chinese))
- [4] 李术才,王书法,朱维申,等.台湾软弱岩盘隧道变形预估系统数值模拟研究[J].岩土工程学报,2001,23(5):540-543. (LI Shu-cai, WANG Shu-fa, ZHU Wei-shen, et al. Research on numerical simulation of deformation of soft rockmass tunnels in Taiwan[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(5): 540-543. (in Chinese))
- [5] MIWA M, OGASAWARA M. Tunneling through an embankment using all ground fasten method[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2005, 20(2): 121-127.
- [6] 曾超.大断面海底隧道异常变形控制措施研究[J].岩石力学与工程学报,2007,26(11):2170-2175. (ZENG Chao. Study on abnormal deformation controlling measures for large cross-section subsea tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(11): 2170-2175. (in Chinese))
- [7] 刘德志.大管棚预注浆超前支护技术在市区浅埋大跨度隧道施工中的应用[J].铁道建筑,2002(1):15-16. (LIU De-zhi. Application of pipe-roof in the large-span shallow overburden tunnel in the urban area[J]. Railway Engineering, 2002(1): 15-16. (in Chinese))
- [8] 苟德明,阳军生,张戈.浅埋暗挖隧道管棚变形监测及受力机制分析[J].岩石力学与工程学报,2007,26(3):1258-1264. (GOU De-ming, YANG Jun-sheng, ZHANG Ge. Deformation monitoring and mechanical behaviors of pipe-roof in shallow tunnels[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(3): 1258-1264. (in Chinese))
- [9] 伍毅敏,吕康成.隧道大变形灾害施工监控技术研究[J].中国地质灾害与防治学报,2007(1):133-137. (WU Yi-min, LÜ Kang-cheng. Study on monitoring techniques for large deformation hazard in tunnel[J]. Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2007(1): 133-137. (in Chinese))
- [10] 伍毅敏,王勇,吕康成.长干1号浅埋大断面隧道塌方处治技术[C]//2007年全国公路隧道学术交流会论文集.重庆:重庆大学出版社,2007:490-495. (WU Yi-min, WANG Yong, LÜ Kang-cheng. Treatment of slope of large span and shallow buried tunnel of Changgan No.1 Tunnel[C]// Collected Papers of 2007 National Conference of CHTS. Chongqing: Chongqing University Press, 2007: 490-495. (in Chinese))
- [11] 汪波,吴德兴.弁山隧道不同加固方案下的力学行为研究[J].铁道建筑,2007(1):43-47. (WANG Bo, WU De-xing. Mechanism of Bianshan Tunnel with different reinforce plans[J]. Railway Engineering, 2007(1): 43-47. (in Chinese))
- [12] 王鑫.方钢管混凝土柱受力性能的研究[D].西安:西安科技大学,2006. (WANG Xin. Study on behavior of square concrete-filled steel tubular column[D]. Xi'an: Xi'an University of Science and Technology, 2006. (in Chinese))
- [13] 王友元,苏林王.钢管桩与混凝土芯黏结力及抗弯应力传递模拟试验研究[J].水运工程,2005(9):3-5. (WANG You-yuan, SU Lin-wang. Model experimental study on bonding strength and bending stress transfer between steel pile and concrete core of CFST pile[J]. Port & Waterway Engineering, 2005(9): 3-5. (in Chinese))