

道路隧道工程钢管幕超前支护施工技术

钱晓晖

(上海市道路运输事业发展中心, 上海市 200023)

摘要: 依托上海市陆翔路—祁连山路贯通工程, 展示了该工程顶管段在下穿 S20 外环高速时采用的钢管幕超前支护施工技术。解决了路面变形及钢管幕顶进过程的姿态控制等关键技术, 保证了 S20 外环高速的正常运行。所采用的钢管幕超前支护技术要求、施工工艺和监测结果可为类似工程提供参考。

关键词: 道路隧道; 超前支护; 钢管幕; 施工技术

中图分类号: U455.7

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2021)04-0138-05

0 引言

为了实现道路交通的快速转换, 在 2 条快速路的交叉口处修建下穿隧道是常用交通结构形式。但下穿公路隧道开挖跨度大, 结构和围岩受力复杂, 通常是设计、施工的难点^[1-2]。道路隧道工程超前支护施工对保证隧道工程顺利施工, 提高隧道施工的安全性和可靠性方面具有重要的现实意义^[3]。因此, 施工单位需要加强对道路隧道施工超前支护施工技术的分析, 做好施工前地质勘探工作, 优化超前支护施工工艺, 加强质量控制, 从而提高超前支护施工技术的应用水平。

1 工程概述

陆翔路—祁连山路贯通工程(Ⅱ标), 位于上海市宝山区顾村镇、大场镇, 呈南北走向, 工程范围南起朱家弄河, 北至镜泊湖路, 路线总长为 1.1 km。工程从南向北沿线经过 S20 外环高速及顾村公园, 其中顶管段下穿 S20 外环高速, 采用超前支护钢管幕进行施工。

根据上海城市建设档案馆资料, S20 外环高速公路路面结构层厚度为 75 cm, 分别为: 厚 4 cm 沥青层; 厚 4 cm 中粒混凝土层; 厚 6 cm 粗粒混凝土层; 厚 1 cm 上封层; 厚 45 cm 粉煤灰三渣以及厚 15 cm 砾石砂层。S20 外环高速两侧路肩区域为回填土, 含有碎石、树根等障碍物, 对管幕顶进设备有着较高的要求。

收稿日期: 2020-10-29

作者简介: 钱晓晖(1991—), 男, 本科, 工程师, 从事隧道、管线等穿越工程对公路的影响及其控制措施研究工作。

钢管幕穿越的土层主要为②₁层灰黄色粉质黏土层、③层灰色淤泥质黏土层。其中: ②₁层为软可塑性土, 含氧化铁斑点, 局部为黏土, 含水率为 33%, 重度为 18.5 kN/m³, 渗透系数为 6.0 × 10⁻⁶ cm/s, 黏聚力为 17.1 kPa, 内摩擦角为 15.4°, 压缩模量为 4.77 MPa; ③层为流塑性土, 含少量有机质, 局部为淤泥质黏土, 夹粉土、粉砂较多, 含水率为 42.6%, 重度为 17.5 kN/m³, 渗透系数为 6.0 × 10⁻⁶ cm/s, 黏聚力为 11.7 kPa, 内摩擦角为 15.1°, 压缩模量为 2.84 MPa。该土层含水率较高, 渗透系数较小, 且夹粉土粉砂, 采用泥水平衡式顶管机施工, 易于控制施工面的稳定, 对 S20 外环高速路面影响较小, 因此, 该土层适合管幕施工。

2 总体施工方案的选择

2.1 施工方法

管幕下穿段长度为 85 m, 采用 φ824@1100 壁厚 12 mm 的钢管, 间隙为 276 mm, 钢管总数 26 根, 东西线各 13 根, 其中东线管幕呈“一”字型直线分布, 西线管幕由于燃气管迁排施工空间影响, 分上下 2 排, 上排 12 根, 下排 1 根。在管幕接收井端头采用预设横梁及钢板焊接形成相互联系。钢管幕施工完成后采用混凝土进行填充, 以加大管幕纵向的刚度和避免管幕局部出现应力集中而屈服。钢管幕顶部距 S20 外环高速路肩位置约 2.20 m, 距 S20 外环高速路拱位置约 2.83 m。管幕和顶管间的设计间隙为 300 mm。为保证钢管幕施工中 S20 外环高速顺利通行, 以及顶管顺利顶进, 超前支护钢管幕顶进过程中姿态的控制及高速路面的变形控制至关重要。

本工程管幕施工区域为 S20 外环高速路下方, 管

幕距高速路肩的最小间隙为 2.20 m, 与管节的设计间隙仅为 300 mm, 进一步约束了管幕顶进过程中各项控制指标。钢管幕穿越的土层透水性差、强度低, 对钢管幕的顶进较为有利, 但由于锁口的影响, 增加了顶管顶进的阻力且管幕是由许多独立的钢管榫接而成, 施工过程中若有钢管因精度控制不良, 当钢管幕顶进偏差大时, 会导致锁口角钢变形、脱焊, 管幕无法闭合, 甚至会导致箱涵卡住, 无法顶入。根据以往经验, 当钢管两侧焊有锁口时, 若在顶进过程中发生旋转, 会影响后续钢管的后续锁口。本工程施工环境较为特殊, 因此在施工方法上优先考虑采用无锁口管幕施工。

S20 外环高速、管幕、顶管平面示意图见图 1;道路、管幕、管片相对位置示意图见图 2。

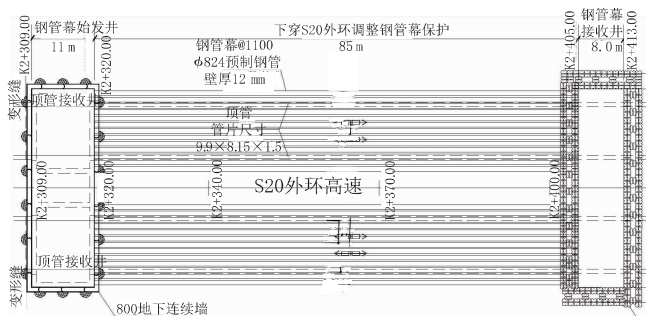


图 1 S20 外环高速、管幕、顶管平面示意图

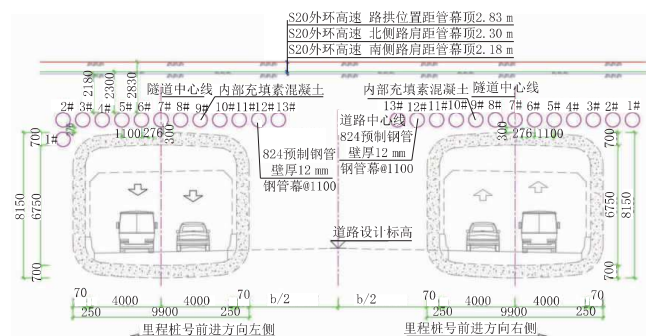


图 2 道路、管幕、管片相对位置示意图

2.2 钢管幕施工要求及设备选型

2.2.1 钢管幕施工顶进轴线精度要求及控制措施

钢管顶进过程中, 针对顶进轴线控制建立三级

报警机制,具体见表 1。

顶管机内激光导向系统示意图见图 3。

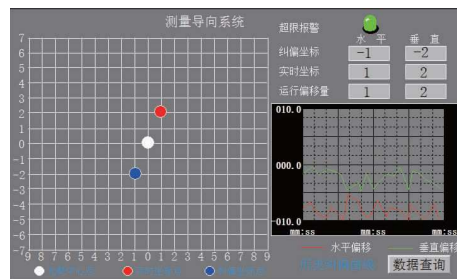


图3 顶管机内激光导向系统示意图

图3中,红点(白点上方点)为钢管轴线实时坐标点。工作井内的激光束打到激光传感器的后面板上,可以获取顶管机机身的轴线偏差坐标,为管线的纠偏控制提供量化的依据。蓝点(白点下方点)为顶管机纠偏坐标点。由放置于电动机中心的反射激光束打到激光传感器的前面板上,可获取刀盘中心的偏差坐标,为机头的纠偏控制提供量化的依据。

2.2.2.2 路面变形控制及钢管幕顶进过程的姿态控制

根据《顶管工程施工规程》(DG/T J08-2049—2016), 直线钢管顶进轴线偏差控制要求为: 高程 ± 60 mm, 平面 ± 100 mm。但为保证管幕施工过程中将 S20 外环高速路面沉降量及隆起量严格控制在 30 mm 内, 以尽量减少下穿隧道施工对 S20 外环高速路正常运营造成影响, 本工程将高程和平面偏差目标控制值均设定在 ± 50 mm 内。此外, 针对管幕顶进的高精度方向控制要求, 在顶管机设备及机头姿态显示系统上做了大量改进, 主要内容如下:

(1)倾斜仪传感器:能够实时精确显示机头前方筒体的水平倾斜角和旋转角度。

(2)激光导向:由工作井内激光经纬仪的激光点射向机头测量中心靶上,通过机内摄像头摄录光点偏移量,并在地面 TV 显示屏上显示。

(3)激光反射装置:测量中心靶上的激光点能直接反映刀盘断面的姿态,对纠偏操作无滞后效应,并预知机头偏差趋势。

表 1 顶进精度轴线控制报警(高程及水平)

顶进范围	顶进速度 $f/(\text{cm} \cdot \text{min}^{-1})$	刀盘转速 $r/(\text{r} \cdot \text{min}^{-1})$	轴线偏差校核频率	允许值 /mm	警戒值(作业队) /mm	警戒值(项目部) /mm
洞口加固区	0.5~1.5	1~2		± 10	± 20	± 24
加固与原状土连接区(4 m)	2~5	2~3	激光反射表盘实时监控	± 10	± 20	± 24
原状土	5~10	3~4	激光反射表盘实时监控	± 10	± 20	± 24

注:1.当偏差值在允许值范围内时,正常顶进;2.当偏差值达到警戒值作业队层面,由作业队内部分析原因,确定纠偏措施,并贯彻落实;
3.当偏差值达到警戒值项目部层面,应停止顶进,由项目部与作业队一起分析原因,确定纠偏措施,并贯彻落实。

(4)顶管机激光纠偏系统:为钢管幕顶管机配置专门的激光发射纠偏系统。

(5)刀盘电流报警装置:一般情况下,顶管机掘进遇到阻力过大时,产生的扭矩较大,从而带给钢管的反力扭矩也就很大,此时表现在顶管机电器上,则刀盘电流过大。因此,在机头姿态显示系统中设置刀盘电流报警,当电流达到报警值时,顶管机扭矩过大,应降低推进速度或采取刀盘反转等措施。

(6)顶管机后方配套设施:主要由导轨、千斤顶、油泵架等组成。其中:顶进油缸采用2只200 t千斤顶双冲程油缸,行程3.0 m,对称布置,顶进过程中,通过油缸行程差,对钢管幕顶进姿态进行纠偏;顶管导轨采用200 mm×200 mm的方钢,导轨端面平整度误差要求小于3 mm;油泵架由20#槽钢组成;油缸架长度约为2 m,宽度约为1.6 m。

2.2.3 钢管幕施工设备选型

根据周边环境及地层情况,管幕施工设备选型为NPD824泥水平衡式掘进机。

2.3 钢管幕施工工序及措施

2.3.1 钢管幕施工顺序

本工程钢管幕顶进顺序为从上层依次向下层进行施工,在对每一层上的钢管进行施工时,先从中间的钢管进行施工,然后向位于两侧的钢管进行间隔“跳桩法”施工。

“跳桩法”施工避免了因短时间集中施工引起的高速路面变形过大,且延长了触变泥浆的固化时间,提升了每根管壁周围的触变泥浆对土层的支撑性能,进一步减小了对高速路面变形的影响。待第1层钢管顶进施工完毕后,形成了对高速路面的整体支撑体系,从而大大减小了第2层钢管顶进过程中对路面变形的影响。

2.3.2 钢管幕施工出洞前施工措施

(1)洞门密封圈安装。出洞洞门密封圈的安装是管幕顶进施工重要的工序之一。由于洞圈与管节间存在一定的建筑空隙,在顶管机出洞及顶进过程中极易出现外部流砂涌入的严重质量安全事故。为防止该事故发生,施工前在洞圈上安装帘布橡胶板密封洞圈,该装置采用压板+止水帘布橡胶板的形式。洞口止水装置图见图4。

(2)基座及导轨安装。基座定位后必须稳固、正确,在顶进过程中承受各种负载而不产生位移、变形、沉降。基座上的2根轨道必须平行、等高。轨道与顶进轴线平行,导轨高程偏差、导轨中心水平位移均

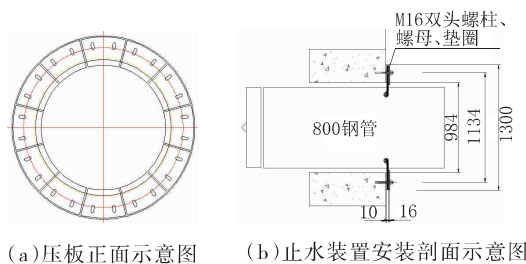


图4 洞口止水装置图(单位:cm)

不超过3 mm。

2.3.3 钢管幕出洞段施工措施

(1)洞门加固。洞口采用三轴搅拌桩+高压旋喷桩加固。

(2)轴线定位。始发前,对每根钢管中心位置精准定位。

(3)洞门破除及钢环安装。洞门分2次凿除,首先使用“水钻法”人工凿除厚75 cm槽壁,然后安装洞口止水装置。止水装置安装完成后,采用快速水泥封堵洞口钢环内外圈,然后安装延伸导轨。最后凿除剩余的厚10 cm槽壁混凝土。

(4)安装机头过渡管。考虑洞口止水和加固区长度,以及机头出洞精度,过渡管长度应不少于3 m。

(5)掘进机出洞精度控制。用3个5 t手拉葫芦将机头与导轨捆绑固定,葫芦链条间隔1 m,链条与机壳间隙用10 cm×10 cm的木条纵向填充并拉紧,根据现场情况加以松紧链条,以固定顶管机贴合导轨向前推进,推至第1道葫芦链条至洞口30 cm处,拆除第1道葫芦链条,至后方钢管处加以捆绑。反复操作,直至机头全部推出加固区,进入原状土层。操作过程中,应时刻注意机头轴线偏差数据,确认机头微小的轴线偏差情况,轴线偏差不得大于±2 mm。

掘进机定位控制示意图见图5。

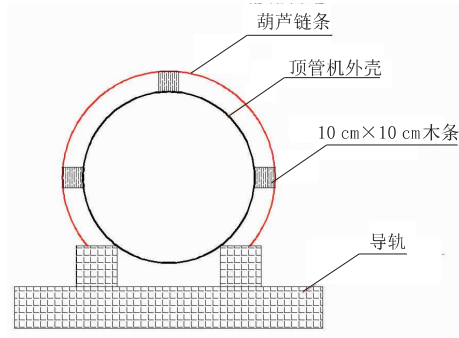


图5 掘进机定位控制示意图

(6)加固区推进。由于掘进机处于加固土体区域,正面土质较硬,在这段区域施工时,缓慢切削加固土体,转速维持在2~3 r/min,平衡压力设定值应略低于理论值,推进速度不宜过快,为0.5~1.0 cm/min。时

刻注意机头倾斜仪和偏转传感器数据,确认机头微小偏转情况,并采用改变刀盘转向的方法加以调整,扭转角度报警值为 $\pm 0.5^\circ$,直至进入原状土。

2.3.4 钢管幕正常顶进段施工措施

(1)顶力配置。顶进设备采用 2 台 200 t 双冲程千斤顶左右对称布置,其提供的顶力可以满足 1 次顶进 85 m 的要求。

(2)顶进过程中采用注浆减摩措施。有效地向管节外围压注触变泥浆,形成和维护好泥浆套,起到高效的减摩作用,对于减少顶管顶进阻力、控制顶管姿态是至关重要的。同时触变泥浆充满管幕钢管外侧的建筑空隙,起到支承作用,可有效减少 S20 外环线地面沉降。由于本项目覆土层较浅,注浆压力控制在 0.05 ~ 0.08 MPa 之间,根据现场注浆量和顶力情况加以调整注浆压力。顶进期间,时刻注意注浆压力表的变化,发现注浆压力异常升高或降低时,说明注浆管道堵塞活地层或泄漏,此时要及时停止顶进并分析和寻找原因。注浆时必须保持“先压后顶、随顶随压、及时补浆”,根据顶力情况及时补浆,使摩阻力控制在最佳值。

(3)沉降变形控制措施。①泥水仓压力控制。由于正面土体失稳会导致地下管线沉降变形增大以及顶进精度失去控制,从而严重影响 S20 外环高速下部管线安全及钢管幕的形成精度,因此,顶进过程中,需要严格监测和控制掘进机开挖面的稳定性。在本工程钢管顶进过程中,在顶进速度尽量保持不变的前提下,开挖面稳定主要通过由变频器控制的进排泥泵系统来调节进排泥流量,控制泥水仓压力。施工时泥水仓压力控制在 0.05~1.0 MPa。②顶进速度及刀盘转速控制。刀盘进入原状土后,正常顶进过程中,维持顶进速度在 6.0~10.0 cm/min,刀盘转速 3~4 r/min,尽量减少刀盘和纠偏对土体的扰动。当进入重要管线敏感区域时,顶进速度及刀盘转速降低。

2.3.5 钢管幕进洞段降水措施

为保证顶管机顺利进洞,在洞口设置 6 口真空降水井,井深 8.0~9.0 m,顶管机进洞之前,提前预降水,将水位降至洞门底 0.5~1.0 m。

2.3.6 钢管幕进洞段施工措施

当掘进机头逐渐靠近接收井时,应当加强测量频率和精度,减少轴线偏差,确保掘进机能准确进洞。

在顶管机到达距接收井 3.5 m 时,开始停止向钢管外围压注触变泥浆,否则易在机头进洞时在接收井围护和原状土交接处的钢管外侧一周形成高黏度

浆套和 3.5 m 左右的土塞。

2.3.7 钢管幕掘进机进洞后施工措施

(1)井口封堵。钢管进入管幕接收井内后,立即用快凝水泥对钢管和管幕接收井之间的空隙进行洞门封堵,并压注水泥浆填充钢管外侧和重力挡墙之间的间隙,防止因浆液流出造成的地面沉降。

(2)置换触变泥浆。当钢管幕顶进结束后,通过已完成的钢管内预留的注浆孔,依次用纯水泥浆液将顶进过程中的触变泥浆置换掉,尤其是加固区建筑空隙填充的注浆。置换材料选用纯水泥浆,以便有足够的连接强度。利用压注触变泥浆的系统及管路进行置换,置换过程按顺序进行,通过回流孔将触变泥浆完全排入钢管内。压注顺序从接收井向始发井依次置换,从第 1 个注浆孔依次向后进行。压注时,应将后一断面的压浆孔开启,使原有管路中的触变泥浆在第 1 个压浆孔水泥浆的压力下从后续压浆孔内溢出,直至后续注浆孔内冒出水泥浆,并达到一定的压注压力。此时方可停止前段管水泥浆的压注,确保将触变泥浆全部置换。应严格控制水泥浆的注浆压力和注浆量。置换水泥浆的水灰比为 0.45;单根钢管注浆压力 $P=0.1 \sim 0.2$ MPa;考虑注浆浆液外渗和 2 倍理论空隙,单根钢管的预估总注浆量 $Q=2.21 \text{ m}^3/\text{根}$ 。

2.3.8 管幕钢管端部与预设横梁连接

管幕钢管端部与预设横梁连接:在管幕接收井两侧各设置 1 根埋深 25 m,直径为 800 mm 的立柱桩,在立柱桩的上方设置 1 道双拼 H700 mm × 300 mm 型钢横梁;施工完 1 根钢管后,在钢管两侧采用 630 mm × 600 mm × 20 mm 钢板与型钢横梁连接,一侧 13 根钢管施工完毕后,钢管间采用 276 mm × 500 mm × 20 mm 钢板焊接;第 2 排单根钢管完成后,将其与上排钢管用钢板连接。

管幕钢管端部与横梁连接示意图见图 6。

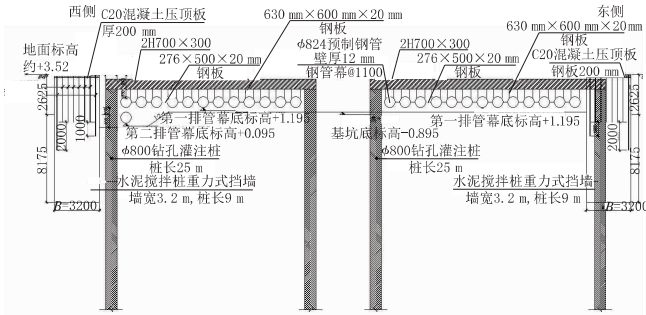


图 6 管幕钢管端部与横梁连接示意图

2.3.9 钢管幕内混凝土填充

管幕施工完毕且连成整体后,再用 C30 自密实混凝土填充。填充前清洗管内污物、湿润内壁,仔细

检查钢管幕内壁光滑情况,管内不得留有油污及锈蚀物。在工作井内离钢管端口一定距离处焊接钢闷板,一端钢板上埋设透气管。最后进行混凝土灌注,在灌注过程中密切注意压力情况,并结合混凝土灌注方量及透气孔是否溢浆等,决定是否停止灌注。灌注结束后,封闭透气孔。

3 监测结果分析

3.1 施工后钢管幕姿态情况

由图7、图8可知,钢管幕顶进施工过程中,姿态控制较好,掘进机切口高程偏差控制在 ± 30 mm以内;水平偏差控制在 ± 30 mm以内。

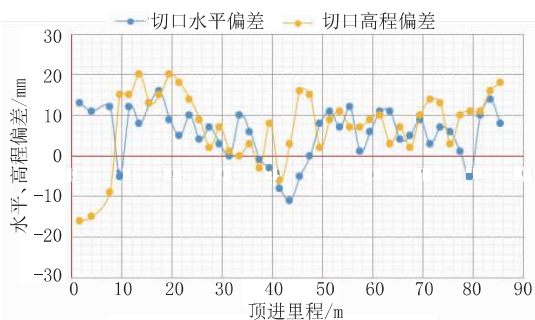


图7 西线5号钢管幕顶进姿态与里程关系曲线图

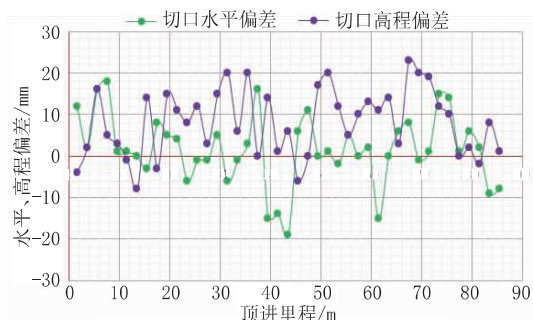


图8 东线5号钢管幕顶进姿态与里程关系曲线图

3.2 路面监测结果

3.2.1 S20外环高速路面监测点设置

S20外环高速路面监测点及中间绿化隔离带地表监测点按剖面沿道路走向布设(见图9),每个剖面21个测点,测点间距3 m,共设置S1~S4 4个剖面。测点编号分别为S1-1~S1-21、S2-1~S2-21、S3-1~S3-21、S4-1~S4-21。

3.2.2 施工后S20外环高速路面沉降情况

图10~图13显示了监测剖面S1~S4各测点的沉降量大小。

由图11、图12可知,该曲线图呈“W”型,经与监测点布置示意图对照发现,测点S2-4~S2-9、S2-11~S2-15、S3-4~S3-9、S3-13~S3-15正好为管幕上方点位,该区域受管幕施工影响均产生了不同程度的沉降。

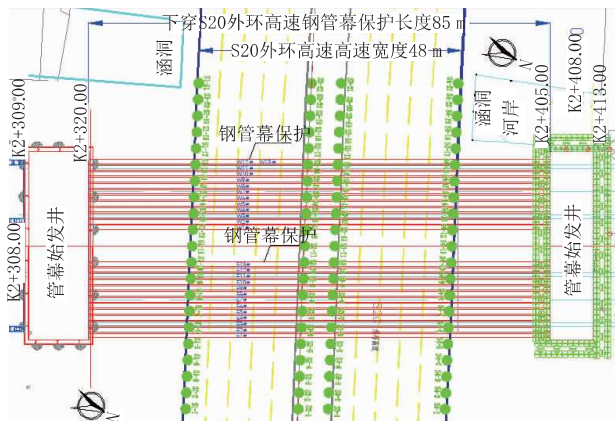


图9 S20外环高速路面监测点布置示意图



图10 S20外环路面沉降累计变化量与监测剖面S1关系曲线图

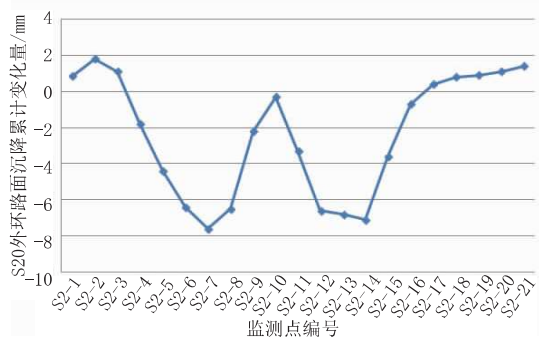


图11 S20外环路面沉降累计变化量与监测剖面S2关系曲线图

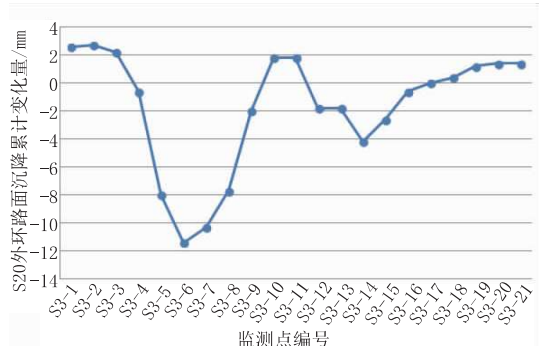


图12 S20外环路面沉降累计变化量与监测剖面S3关系曲线图

由图10~图13可知,在东线及西线钢管幕施工完成后,S20外环高速路面的最大沉降量为11.8 mm,满足预期要求。

4 结语

(1)采用钢管幕超前支护施工技术,能够有效减

(下转第172页)

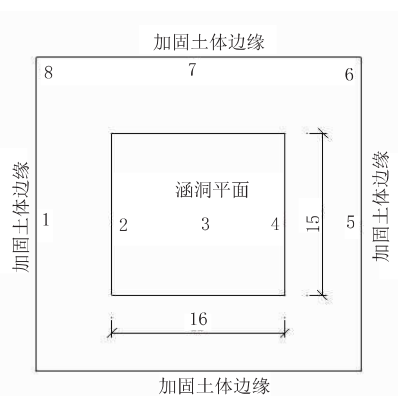


图4 土体中应力测点位置(单位:m)

经过数据提取,由于结构的对称性,选用1、2、3、6、7点位的沿着深度方向的应力扩散图,如图5所示。

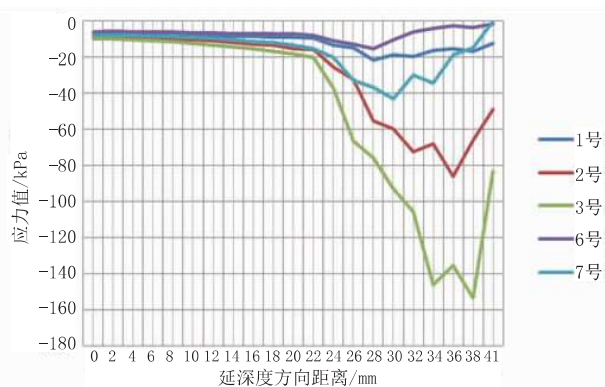


图5 应力沿土体深度扩散图

从图5可见,3号点位既涵洞正下方的应力扩散位置,基底应力首先由于刚度的不均匀出现了部分应力集中,后逐渐下降,到达桩底-15 m左右时,应力值降低到60 kPa左右,这个数值和理论计算数值相接近,2号点位靠近涵洞中轴边缘,应力规律和3号相似,7号为横向加固应力扩散方向的边缘区域,很明显在-10 m左右深度,应力扩散达到7号点位,

应力出现增加,后逐渐衰减,到-15 m区域,应力值在40 kPa以内。1号和7号测点均位于桩基扩散的边缘,由于此次设计时只考虑应力沿着横向轴线传递,在纵向方向仅仅布置了维持整体性的搅拌桩,很明显应力和预设情况并不一直沿着纵向传递,故1号和7号测点的应力始终处于低应力状态。

有限元模型计算的应力扩散情况与理论计算情况比较吻合,同时证明采用实体深基础法计算此类桩端位于软卧土层结构的可行性。

4 总结

(1)常规水泥土搅拌桩加固地基设计时应使桩端处于相对坚硬的土层中,若不能设置在坚硬的土层中,设计时应充分考虑桩端平面的地基承载力能否满足设计要求。

(2)桩端处于软卧下卧层中的水泥搅拌桩软桩端平面承载力的验算可采用实体深基础法,应力扩散可采用垫层扩散角计算方法。

(3)压应力的扩散沿着刚度连续的方向扩展,设计时要充分朝向那个方向传递应力,在应力扩散方向布置咬口桩等刚度相连的桩体,不建议做散布的桩体,应力扩散效果不好。

参考文献:

- [1] 龚晓南.地基处理手册[M].北京:中国建筑工业出版社,2008.
- [2] 徐洋,谢康和,徐志峰.影响复合地基应力扩散的因素[J].工业建筑,2003,33(1):36-38.
- [3] JTG D63—2007,公路桥涵地基与基础设计规范[S].
- [4] GB 5007—2011,建筑地基基础设计规范[S].
- [5] JGJ 79—2012,建筑地基处理技术规范[S].

(上接第142页)

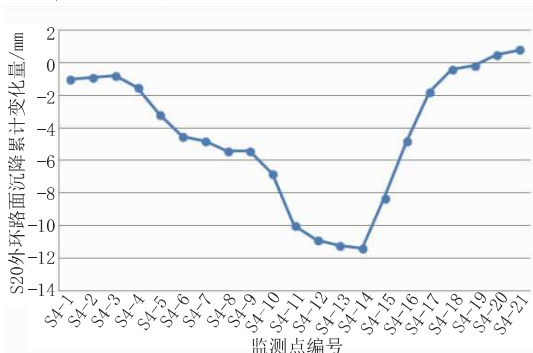


图13 S20外环路面沉降累计变化量与监测剖面S4关系曲线图

少隧道开挖时的掌子面失稳和对周边围岩的扰动,是一种方便可行的下穿隧道施工方法。

(2)在下穿S20高速公路及周边环境较为复杂的

条件下,采用钢管幕超前支护的形式并在顶进施工中采用姿态控制、变形控制等针对性的措施,可以有效控制钢管幕的顶进精度及地表变形。钢管幕的姿态偏差可以控制在30 mm以内,为后续顶管施工创造了有利条件;S20外环高速路面最大沉降量控制在11.8 mm,保证了外环高速的顺利运行。

参考文献:

- [1] 胡学兵.地下立交设计施工关键技术研究[J].公路交通技术,2012(3):91-95.
- [2] 黄宜明.大型地下立交隧道施工技术探讨[J].地下空间与工程学报,2007,3(4):765-769.
- [3] 葛金科,沈水龙,许焯霜.现代顶管施工技术及工程实例[M].北京:中国建筑工业出版社,2009.