

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2017.03.012

上软下硬大跨车站隧道施工方案研究

邵 标¹, 尚艳亮², 隆 卫³, 刘宝奎⁴

(1. 铁道第三勘察设计院集团有限公司, 天津 300142; 2. 上海交通大学 土木工程系, 上海 200240;
3. 中铁隧道集团三处有限公司, 广东 深圳 518052; 4. 铁科院(深圳)特种工程有限公司, 广东 深圳 518000)

摘 要: 依托大连地铁二号线兴工街站, 充分组合使用超前大管棚与小导管注浆、双层初期支护、增设大拱脚、拱部后期径向注浆和纵梁底岩体注浆加固多种控制措施对围岩变形进行控制。利用有限元软件对组合变形控制措施的施工效果深入分析, 发现随着支护措施的逐渐增强, 地表最大沉降值逐渐减小, 控制效果明显; 双层初期支护和增设大拱脚对控制地表沉降效果最好。结合监控量测进行现场实证变形控制效果, 实测结果与数值模拟的地表沉降规律非常相近, 证明了数值模拟结果的合理性。研究成果可以为此类隧道修建积累实践经验, 指导今后的隧道设计与施工。

关键词: 上软下硬岩层; 大跨隧道; 围岩变形; 组合控制; 监控量测

中图分类号: U455

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2017)03-0060-07

Construction Scheme Research on a Upper soft and Lower hard Ground Large Span Station Tunnel

SHAO Biao¹, SHANG Yanliang², LONG Wei³, LIU Baokui⁴

(1. The Third Railway Survey and Design Institute Group Corporation, Tianjin 300142, China;

2. Department of Civil Engineering, Shanghai Jiao Tong University, Shanghai 200240, China;

3. Sanchu Co., Ltd. of China Railway Tunnel Group, Shenzhen, Guangdong 518052, China;

4. Special Engineering Co., Ltd., China Academy of Railway Sciences (Shenzhen), Shenzhen, Guangdong 518000, China)

Abstract: Based on Dalian metro line two Xinggong Street station, this paper adopted a combined control method of lead-pipe shed and small pipe grouting, double initial support, adding high arch foot, arch post grouting and beam bottom rock grouting to control the deformation of surrounding rock. It used the finite element software to analyze the construction effect of combined control measures. The results showed that with the improvement of support measures, the maximum surface settlement gradually decreases. The control effect is obvious and the double initial support and adding the big arch foot are the best for settlement control. It verifies the deformation control effect combining with the monitoring data. The measured results are very similar to the numerical simulation results, thus the rationality of the numerical simulation results is proved. The research results can provide practical experience for the construction of such tunnels, and guide the design and construction of the tunnel in the future.

Keywords: upper-soft and lower-hard ground; large-span tunnel; rock deformation; combined control; monitoring

随着我国社会经济的发展, 国内许多大中城市都已经开始了大规模的地铁建设, 浅埋暗挖大跨地铁车站隧道因埋深浅、开挖断面大、围岩自稳能力差, 易发生围岩大变形而引起开挖面失稳和较大的地表沉降, 严重时还会导致地面结构物的变形与

破坏, 尤其对于上软下硬岩质地层中施工的大跨隧道而言, 如何保证拱顶围岩的稳定, 控制上覆地层的变形是关系到隧道施工安全和对周边环境影响的重要课题^[1-6]。叠合承载拱法就是针对上软下硬岩质地层中浅埋大跨隧道特点提出的一种新的施工方

法,在隧道拱部采用双层初期支护形成一个拱形结构的叠合梁,将拱部围岩的竖向压力转移到隧道两侧围岩中^[7-9]。近年来,我国广州、青岛、重庆地铁建设中就该施工方法开展了部分试验研究,但尚未形成系统的理论和设计方法指导工程设计,经验仍然十分有限^[10-14]。

本论文依托大连地铁二号线兴工街站施工方案例,充分组合使用超前大管棚与小导管注浆、双层初期支护、增设大拱脚、拱部后期径向注浆和纵梁底岩体注浆加固多种控制措施对围岩变形进行控制,有针对性的选择隧道开挖支护方式,以期更好的保证隧道的稳定。基于对组合变形控制措施的施工效果深入分析,明确多种变形控制措施的作用机理,并结合监控量测进行现场实证变形控制效果。

1 工程概况

大连地铁一期工程 203 标段兴工街站位于西安路与兴工街交叉口处,西安路正下方,车站总长为 208.3 m,地下两层,为地下双层岛式站台车站,结构型式总体为单拱双层钢筋混凝土框架结构,地下一层为站厅层,单拱无柱结构;地下二层为站台层,单柱双跨框架结构。车站主体标准断面外轮廓宽度 21.2 m,高度 17.96 m,车站埋深约 8 m。车站标准断面开挖宽度为 21.5 m,高为 18.11 m,洞顶埋深 7.18 m~11.75 m,开挖断面面积为 344 m²,车站横断面见图 1。

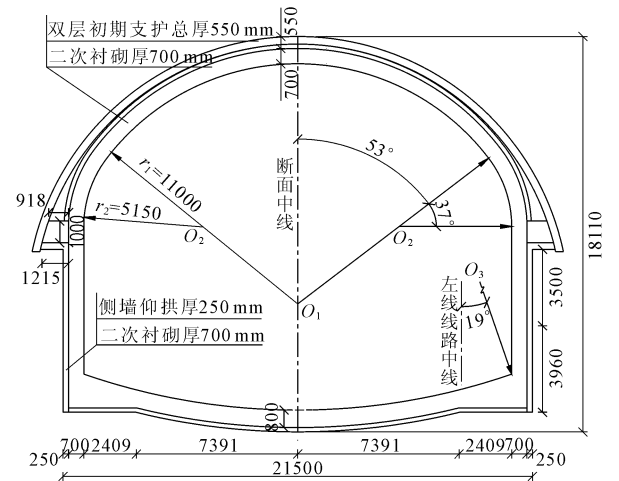


图 1 隧道横断面图

隧道所处地质环境主要以上元古界及古生界地层为主,中、新生界不发育。地面高程为 18.12 m~22.44 m,出露以石灰岩、板岩、白云质灰岩、泥灰岩、石英板岩互层为主。隧道上覆第四系人工堆积层

(Q_{4ml}),下伏震旦系长岭子组钙质板岩(Z_{whc}),车站拱部围岩主要以强风化辉绿岩为主、中下部以中风化钙质板岩为主,具有典型的上软下硬的地层结构,围岩类型大部分地段为Ⅳ级—Ⅴ级,地下水埋深 3 m~4.8 m,地质剖面如图 2 所示。由于地下管线交错密集,因此车站隧道选择了暗挖法施工,“双侧壁导坑法+台阶法”组织暗挖,复合式衬砌结构,顺作法施工。为了保证拱顶围岩的稳定,控制上覆地层的变形,兴工街站在修建过程中探索使用叠合承载拱法并辅以侧墙仰拱、增设大拱脚、超前大管棚与小导管注浆、拱部径向注浆、纵梁底岩体注浆加固等多项技术措施。

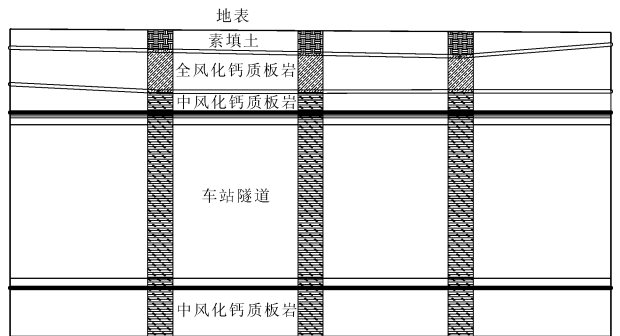


图 2 隧道地质纵剖面图

2 多种支护措施综合控制作用分析

为明确综合采取各种支护与控制措施的控制效果,首先通过数值模拟进行分析。假定岩体是均质连续体,且各向同性,屈服条件采用 D-P 准则。根据现场地质勘察资料以及根据点荷载试验确定了数值计算中所需的材料物理力学参数大小。计算中所需的材料物理力学参数大小,具体见表 1、表 2。

选取里程 DK15+623—DK15+650 直线试验段为研究对象,利用 MIDAS/GTS 软件建立三维有限元数值计算模型,模型如图 3 所示。

2.1 围岩位移场对比分析

围岩的位移云图能够直接反映位移的分布情况,通过分析位移的分布规律可用于指导围岩注浆和初期支护的施作,另外可以直观地看出隧道开挖引起的变形对周围建筑物和地下管线的影响程度,因此,分析隧道开挖完成后围岩位移场的变化规律是非常有必要的,位移场分析结果如图 4 和图 5 所示。

图 4 和图 5 分别为无任何支护下隧道开挖完成后总位移云图和综合各种支护下隧道开挖完成后总位移云图,从图 4、图 5 中可以看出:

表 1 围岩主要物理力学参数

围岩类别	弹性模量 E_0/MPa	泊松比	侧压力系数	黏聚力/ kPa	内摩擦角/ $(^\circ)$	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$
素填土	12	0.35	0.55	10	8	17
全风化钙质板岩	42	0.33	0.40	30	16	20
强风化钙质板岩	145	0.30	0.43	50	24	22
中风化钙质板岩	300	0.25	0.30	80	28	27
全风化石绿岩	42	0.33	0.40	30	16	20
强风化石绿岩	160	0.30	0.43	50	24	22
中风化石绿岩	350	0.25	0.30	100	30	28

表 2 支护结构的力学参数

项 目	弹性模量 E_0/MPa	泊松比 μ	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$
CD25 锚杆预应力锚索	2.0×10^5	0.30	78.5
C25 喷混初衬	2.8×10^4	0.20	24.0
超前支护等效加固	3.5×10^2	0.28	22.0

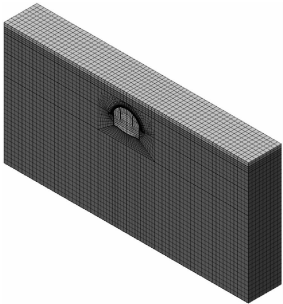


图 3 三维数值计算模型

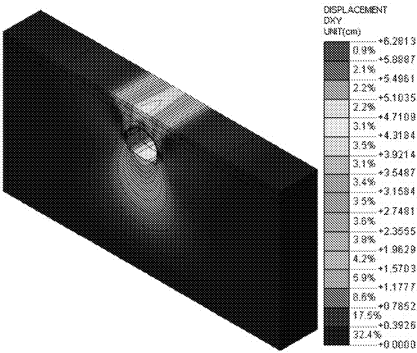


图 4 无支护时的总位移云图

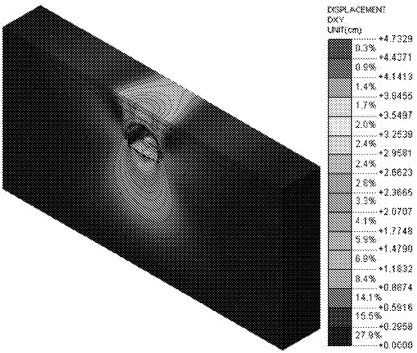


图 5 有支护时的总位移云图

(1) 无任何支护下,隧道上部的变形主要发生在左右两侧约为 0.5 倍洞径处,呈现整体向下沉陷的趋势,在综合各种支护情况下,隧道上部的变形主要发生在隧道两侧附近,相比无支护情况沉降影响范围要小,说明支护对控制地层沉降有效果这与实际情况相符,上部围岩呈楔形向下滑动的趋势。

(2) 在有、无支护两种情况下,隧道下部围岩表现为均向上的隆起,中间变形最大,越往围岩深处越小,成圆弧状向外扩散,影响范围约为 2 倍洞径。

2.2 地表沉降曲线对比分析

为研究每种支护措施对控制地表沉降、地表水平位移的有效程度,根据各支护措施在大连地铁兴工街站隧道中的实际应用情况,通过有限元软件建立以下 7 种工况的三维模型进行分析:

工况 1:无任何支护

工况 2:侧墙仰拱

工况 3:侧墙仰拱 + 双层初期支护

工况 4:侧墙仰拱 + 双层初期支护 + 增设大拱脚

工况 5:侧墙仰拱 + 双层初期支护 + 增设大拱脚 + 管棚与小导管注浆

工况 6:侧墙仰拱 + 双层初期支护 + 增设大拱脚 + 管棚与小导管注浆 + 拱部径向注浆

工况 7:侧墙仰拱 + 双层初期支护 + 增设大拱脚 + 管棚与小导管注浆 + 拱部径向注浆 + 纵梁底注浆加固

隧道开挖完成后横截面 $Y = 0\text{ m}$ 处地表沉降曲线如图 6 所示。

由图 6 可知:(1) 在无任何支护(工况 1)和各支护措施不同组合(工况 2—工况 7)下隧道开挖完成后横截面 $Y = 0\text{ m}$ 处地表沉降曲线的变化规律基本相同,沉降主要分布在隧道中心外边缘 $\pm 24\text{ m}$ 宽度范围内,即沉降槽约为 48 m ,沉降槽的大小没有差别,这是由于隧道对称开挖,各步开挖引起的地表沉降呈对称分布。各种工况下沉降曲线均关于纵轴线

对称,中间大两边小,距离隧道中轴线越远的地方,地表沉降逐渐减小,距离中轴线较远处沉降量趋于 0,在距离隧道中轴线 24 m~60 m 处地表沉降均为正值,即发生了地表隆起,这是由于数值模拟边界截断造成的;(2) 隧道中轴线位置处地表沉降最大,在无任何支护情况下地表最大沉降为 4.61 cm,随着支护措施的逐渐增加,地表最大沉降最终较小为 2.67 cm,相比减少 42.1%,说明支护措施对地表沉降控制效果明显。

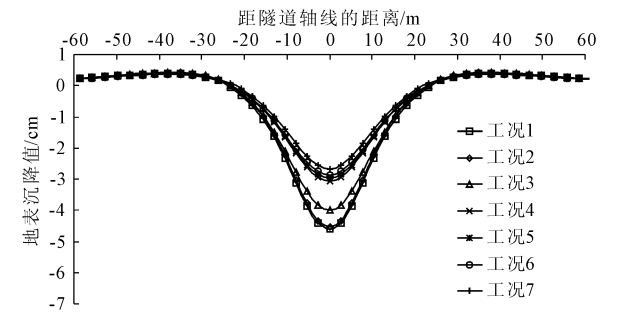


图 6 隧道开挖完成后横截面 $Y=0\text{ m}$ 处地表沉降曲线

2.3 地表沿纵轴线方向沉降曲线对比分析

隧道开挖完成后横截面 $Y=0\text{ m}$ 处沿纵轴线方向沉降曲线如图 7 所示。

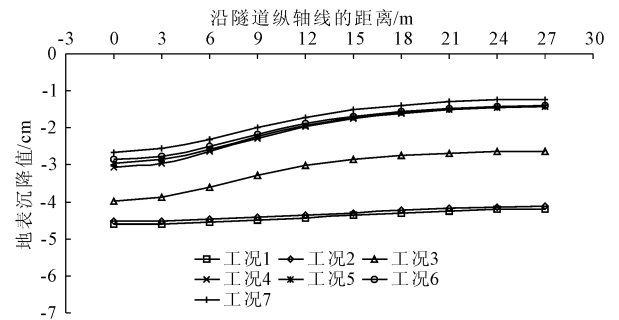


图 7 隧道开挖完成后横截面 $Y=0\text{ m}$ 处沿纵轴线方向沉降曲线

由图 7 可知:

(1) 在无任何支护(工况 1)和各支护措施不同组合(工况 2—工况 7)下隧道开挖完成后地表沿纵轴线方向沉降曲线的变化规律基本相同,即沿隧道轴线方向,地表竖向最大沉降逐渐减小,这是因为随着隧道的开挖,各地层沉降越来越充分,与实际相符。但从施作双层初期支护后地表最大沉降在隧道开挖首尾两端的数值相差较大,这是因为隧道围岩应力释放和变形受到了支护结构的约束,因此隧道两端的最大沉降相差较大。

(2) 随着各支护措施的施加,同一横截面处地表沉降值逐渐减小,说明支护措施起了作用。

(3) 隧道起始端,在无任何支护情况下地表最

大沉降为 4.61 cm,在施作各种支护的情况下地表最大沉降为 2.67 cm,相比减少 42.1%,在隧道结束端,在无任何支护情况下地表最大沉降为 4.20 cm,在施作各种支护的情况下地表最大沉降为 1.23 cm,相比减少 70.7%,说明各支护措施对地表沉降控制效果明显,且在隧道结束端的控制效果优于起始端。

2.4 地表水平位移曲线对比分析

隧道开挖完成后横截面 $Y=0\text{ m}$ 处沿纵轴线方向沉降曲线如图 8 所示。

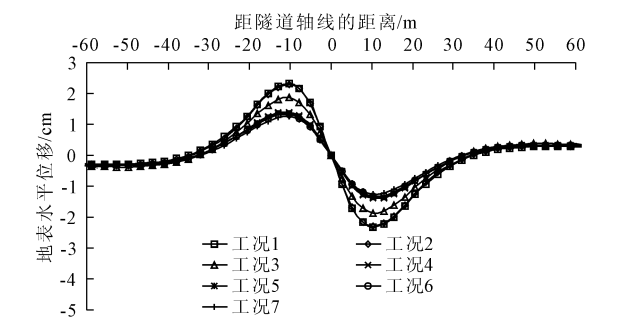


图 8 截面 $Y=0\text{ m}$ 处地表水平位移曲线

图 8 中水平位移为正值代表位移方向向右,位移为负值代表方向向左,由图 8 可知:

(1) 在无任何支护(工况 1)和各支护措施不同组合(工况 2—工况 7)下隧道开挖完成后横截面 $Y=0\text{ m}$ 处地表水平位移曲线的变化规律基本相同,曲线图近似于中心对称的衰减函数曲线,隧道中轴线附近 0~34 m 范围内地表水平位移朝隧道中心线方向收敛,大于 34 m 之后,水平位移向外,逐渐减小趋近于 0。

(2) 随着各支护措施的施加,同一横截面处地表水平位移逐渐减小,说明支护措施起了作用。

(3) 水平位移均在距离隧道中轴线约 10.3 m 处出现最大值,在无任何支护情况下地表最大水平位移为 2.33 cm,在施作各种支护的情况下地表最大水平位移为 1.25 cm,相比减少 46.4%,说明支护措施对约束地表水平位移效果明显。

3 变形控制效果工程验证

现场监测是掌握支护结构所示真实围岩压力以及支护效果的最直接、最有效手段。通过对隧道、围岩以及地表变形的实际监测,可以帮助分析支护结构是否起到应有的支护作用,判断围岩的稳定状态和变形控制措施的实施效果^[15]。

3.1 监测方案

在兴工街站隧道施工过程中,试验段设置了 6

个监测断面,开展了系统地变形监测。监测项目主要包括隧道拱顶下沉、水平收敛以及地表沉降等项目,除此之外,在每个监测断面,还布设了一个多点位移计用于监测隧道拱顶围岩内部位移,测点布设方式见图 9。

3.2 隧道拱顶下沉及水平收敛

隧道拱部采用双侧导洞法施工,开挖顺序为右导洞—左导洞—中间核心土,其中两个侧导洞的开挖均采用台阶法由大里程往小里程方向开挖。左右两个侧导洞开挖期间的水平收敛随时间的变化规律如图 10 所示,只监测了侧导洞开挖期间的收敛大小,无法了解整个隧道的收敛大小及变化规律。

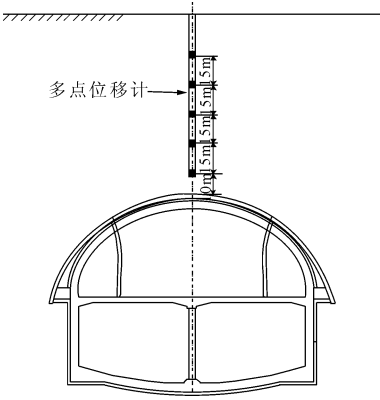


图 9 多点位移计布设位置示意图

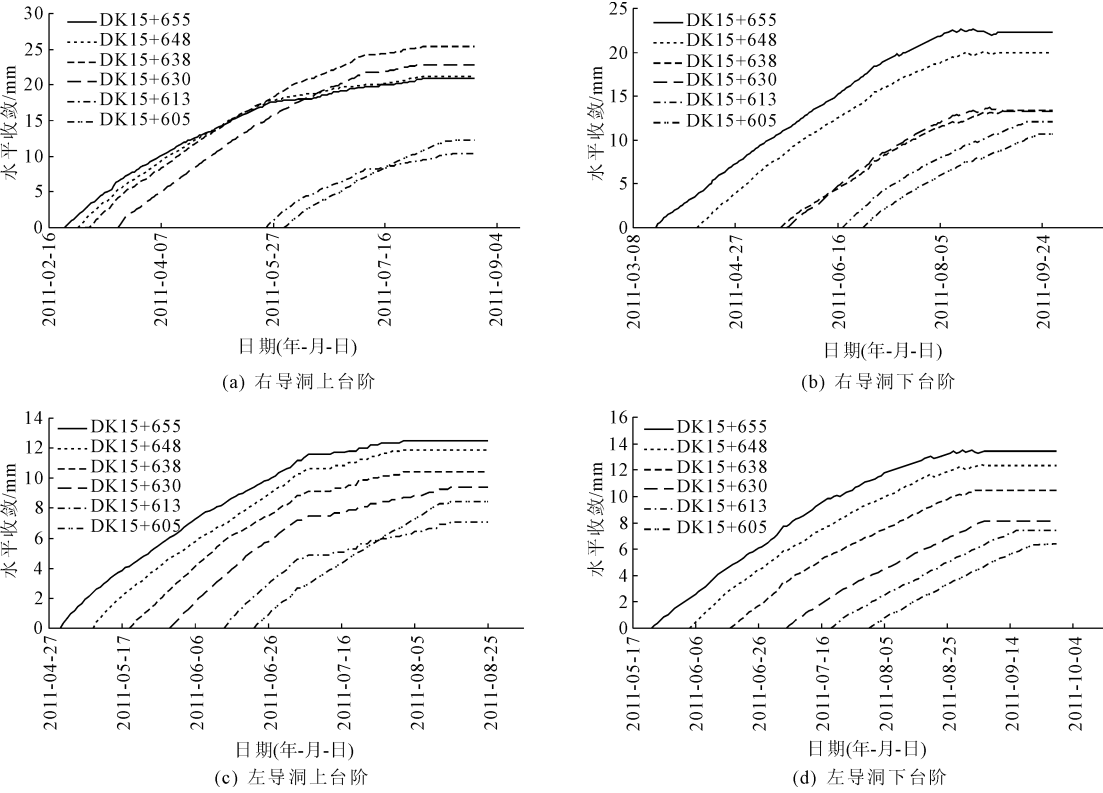


图 10 左右侧开挖期间水平收敛时程曲线

由图 10 可以看出,无论左导洞,还是右导洞,不管是上台阶,还是下台阶,各个监测断面水平收敛的变化规律基本相同,水平收敛随开挖掌子面离开距离增大和监测天数的增加逐渐增大,但增加速率逐渐降低。从收敛值的对比看,右导洞大于左导洞,DK15+655 断面最大,DK15+605 断面最小,最大水平收敛接近 25 mm。图 10 中所示的收敛值仅是侧导洞开挖初期的变形值,无法反映隧道的整体收敛情况。

侧导洞开挖期间的侧导洞拱顶下沉监测结果如图 11 所示。由图 11 可知:两个侧导洞拱顶下沉随

开挖掌子面推进和时间推移的变化规律与水平收敛的变化规律非常相似。右导洞的拱顶下沉量明显大于左导洞,右导洞最大下沉约 35 mm,而左导洞最大下沉仅为 18 mm。这与左导洞开挖晚,监测时间短有一定关系,从左导洞下沉曲线可以看出,监测结束时,拱顶下沉并未趋于稳定,仍在以一定的增长速度继续发展。

图 12 为隧道拱部中央核心土开挖(即三部开挖)及内层初期支护完成后隧道中央拱顶下沉的变化曲线,由于中间核心土开挖时两侧导洞的开挖与支护已经完成,虽然左右两边的临时支护还没有拆

除,但是由于隧道跨度大,所以二层初期支护完成后拱顶下沉仍在继续,经过近四个月的增长后才逐渐

趋于稳定。

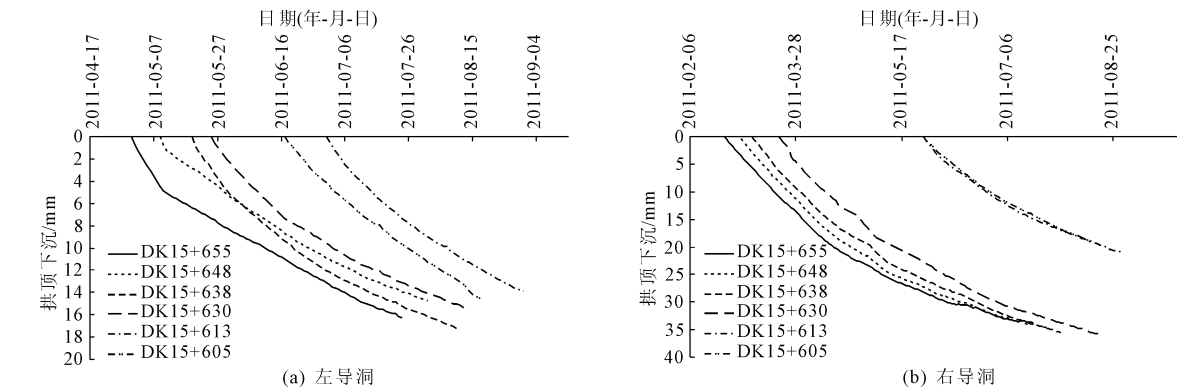


图 11 两侧导洞拱顶下沉时程曲线

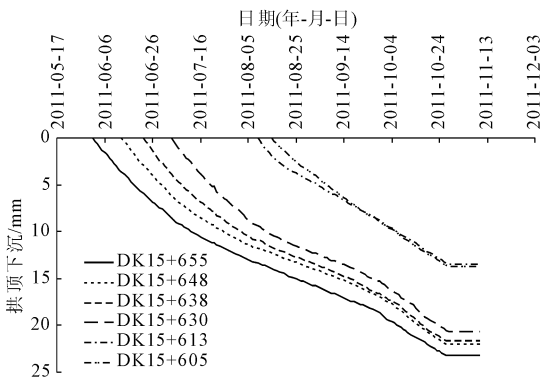


图 12 内层初值完成后隧道中央拱顶下沉时程曲线

3.3 地表沉降

在三个试验区段里程范围内,布设了两条地表沉降测线,每条测线布设了 4 个测点,两条测线里程分别为 DK15 + 638 和 DK15 + 655。4 个测点分别位于隧道上方地表,其中测点 1、4 分别位于隧道左侧和右侧开挖轮廓线地表上方。两条测线上各个测点的地表沉降变化曲线分别见图 13、图 14。

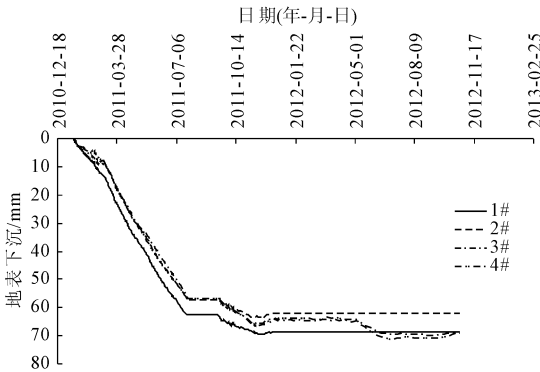


图 13 DK15 + 638 断面地表沉降时程曲线

由图 13、图 14 可知:虽然两条测线的沉降大小不同,但各个测点沉降的变化规律几乎完全相同,

DK15 + 638 断面地表最大沉降为 69.2 mm,DK15 + 655 断面地表最大沉降为 83.1 mm。每条测线上 4 个测点的沉降非常接近,表明隧道拱顶上方地表产生了整体下沉。

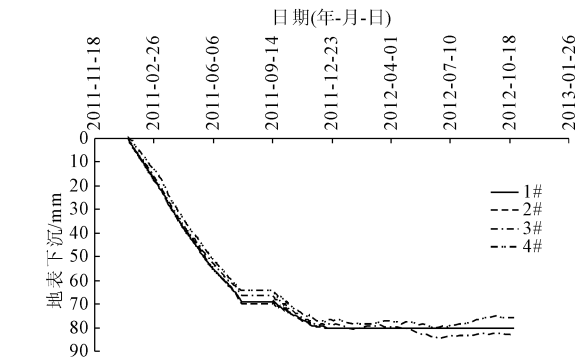


图 14 DK15 + 655 断面地表沉降时程曲线

3.4 数值模拟结果与现场监测结果对比分析

图 15 为 DK15 + 638 断面 4 个测点地表沉降的时程曲线三维有限元数值模拟得出的沉降曲线的对比。由图 15 可以发现隧道地表沉降的特点及规律。

(1) 隧道开挖完成后,测点 3# 的实测最大位移为 70.2 mm,数值模拟最大位移为 26.7 mm,相差 43.5 mm,这是由于数值模拟不能考虑土体的局部不连续性,以及受地下水以及地表动荷载的影响,使得二者结果在数值上有一定偏差,实测结果大于数值模拟结果。

(2) 测点 1#、2#、3#、4# 的实测地表沉降曲线之间只有微小的波动,几乎重合,说明隧道开挖后发生了整体沉降。

(3) 从曲线走势上看,实测结果与数值模拟的地表沉降规律非常相近,证明了数值模拟结果的合理性。

(4) 从侧洞上台阶开挖到内层初期支护施作完成施工阶段,地表沉降发展较快,即隧道拱部施工引起的沉降最大,是导致地表沉降的主要原因。拱部开挖支护完成后,下部洞身的开挖引起的地表沉降较小。这与洞身段围岩质量优于拱部有关,也与拱部的双层初期支护、拱脚加固、锚索与锚杆加固等支护措施有关。

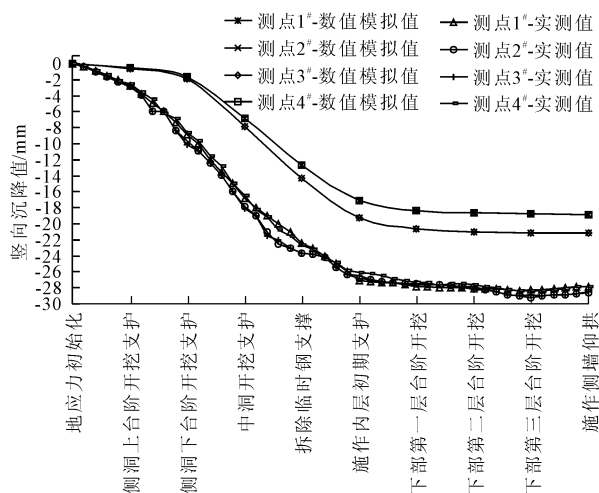


图 15 实测地表沉降曲线与数值模拟沉降曲线

4 结 论

(1) 在隧道开挖过程中,将遇到不同类型的围岩,对于稳定性较好的围岩,隧道开挖后,围岩具有一定的自稳时间,以保证初期支护拥有足够的施做时间,在这类围岩中,初期支护应承担隧道开挖后释放的全部荷载;对于稳定性较差的围岩,隧道开挖后,围岩的自稳时间很短,初期支护来不及施做,围岩变形就可能超过其容许范围,在这类围岩中,应采用超前支护措施,事先减轻开挖后可能释放的荷载。

(2) 大连地铁兴工街站隧道处于上软下硬的浅埋地层中,地质条件较差,围岩自身稳定性不足,地层中地下管线复杂,且地表有建筑物,对沉降控制有一定要求,为控制地表沉降和隧道变形,选用“刚性结构控制理念”进行设计,通过加强支护结构的刚度

和提高围岩自身承载力的方式来控制变形。

参考文献:

- [1] 李新志,李术才,李树忱.浅埋大跨度隧道施工过程中地表沉降变形特征研究[J].岩石力学与工程学报,2011,30(S1):3348-3353.
- [2] 朱宏海.上软下硬复合地层地铁盾构隧道设计及施工探析[J].隧道建设,2015,35(2):144-148.
- [3] 熊田芳,宋超业,乔春生.上软下硬复合地层中拱盖法单拱大跨地铁车站的埋深影响研究[J].水利与建筑工程学报,2016,14(2):222-228.
- [4] 杨 勇,周佳佳.深圳地区“上软下硬”复合地层暗挖隧道施工技术[J].市政技术,2016,34(1):90-92.
- [5] 吕 波.暗挖地铁车站拱盖法关键施工技术[J].现代隧道技术,2014,51(3):181-187.
- [6] 杨忠年,纪召启,刘泉维.拱盖法隧道围岩稳定性模型试验研究[J].现代隧道技术,2014,51(5):85-91.
- [7] 胡智民.土岩组合地层浅埋隧道埋深确定方法研究[J].隧道建设,2015,35(4):322-327.
- [8] 宋超业,涂洪亮,乔春生.大连地铁2号线兴工街站浅埋大跨隧道双层初期支护组合形式及合理参数分析[J].隧道建设,2015,35(6):491-499.
- [9] 王景峰.典型上软下硬地层盾构施工技术[J].铁道建筑技术,2014(9):21-23.
- [10] 朱宏海.混合岩残积层物理力学特性及其对地铁工程的影响与处理措施[J].现代隧道技术,2013,50(1):29-33.
- [11] 翟圣智,胡蒙达,叶明勇,等.南昌上软下硬地层土压平衡盾构渣土改良技术研究[J].铁道建筑,2014(8):27-31.
- [12] 钟 国.地铁车站的一种新型暗挖施工工法:拱盖法[J].城市轨道交通研究,2012,15(8):145-148.
- [13] 孙捷城,吕显州,秦志斌,等.浅埋碎裂岩层地铁车站拱盖一桩锚组合施工工法[J].铁道建筑,2015(7):72-77.
- [14] 董子龙,隆 卫.大连地铁兴工街站复合地层超大跨浅埋暗挖施工关键技术[J].隧道建设,2013,33(6):489-498.
- [15] 魏伟琼,李 映,叶明亮.公路隧道围岩变形监测及灰色预测[J].水利与建筑工程学报,2014,12(2):84-87.