

文章编号:1005-0523(2014)05-0012-07

大断面浅埋土质隧道施工工法优化分析

李亚翠,杨新安,郭 乐

(同济大学道路与交通工程教育部重点实验室,上海 200092)

摘要:为探明大断面浅埋土质隧道在不同施工工法开挖下的变形及支护力学响应特征,寻求适用的工法,以宁安铁路钟鸣1号隧道工程为依托,采取现场试验与数值模拟相结合的方法,研究该类隧道在3种不同工法下的洞周及地表变形、围岩塑性区分布范围、初期支护及二次衬砌内力变化规律。研究表明:大断面浅埋土质隧道围岩变形有明显的空间效应,开挖面处预收敛变形所占比例约40%~50%;CRD法与六步CD法施工在控制洞周及地表变形方面明显优于三台阶临时仰拱法,且开挖产生的围岩塑性区分布范围小,两者均能满足围岩及支护稳定性的要求,而CRD法较六步CD法施工工期稍长、造价稍高,因此六步CD法为该类地层隧道施工的优选工法。

关键词:铁路隧道;浅埋隧道;土质隧道;工法比选;数值模拟

中图分类号:U25

文献标志码:A

新建南京至安庆铁路钟鸣1号隧道位于安徽省铜陵市铜陵县钟鸣镇境内,隧道断面积为 152.4 m^2 ,全隧道埋深 $10\sim 25\text{ m}$,且地质条件较差,围岩软弱、强度极低,属大断面浅埋土质隧道^[1]。隧道洞身位于地下水水位以下,受地下水的影响,粗圆粒土(夹有漂石)组成的围岩稳定性差,易渗漏,易造成围岩内细颗粒流失,极易突然发生坍塌,引起洞壁失稳、冒顶和地表沉降^[2]。

关宝树等^[3-4]研究表明,隧道施工过程中围岩-支护结构的稳定与隧道围岩特性、水文地质、支护参数及施工工法工序等关系密切。同时,大量实践表明,合理的施工工法是大断面浅埋土质隧道顺利掘进与否的关键科学问题。

针对上述问题,国内外学者采用数值模拟等手段进行了相关研究工作^[5-10],但由于围岩类型与工程条件不同,这些研究成果尚不足以指导钟鸣1号隧道这种大断面浅埋土质隧道施工。为此,针对该种地层,探索适宜的施工工法具有一定的学术意义和实用价值。

本文依托钟鸣1号隧道工程和现场监测资料,结合数值模拟分析,对大断面浅埋土质隧道在不同工法掘进中的围岩-结构变形及力学特征进行分析,以指导隧道施工与同类隧道工法选择。

1 工程概况与施工中存在的问题

1.1 工程概况

钟鸣1号隧道DK140+520~DK140+598段典型地质分层从上至下依次为:

- ① 粉质粘土,埋深为 $0\sim -6\text{ m}$;
- ② 含砾粉质粘土,埋深为 $-6\sim -12\text{ m}$;
- ③ 粗圆砾土(夹有漂石),埋深为 $-12\sim -24\text{ m}$;
- ④ 全风化粉砂岩,埋深为 $-24\sim -30\text{ m}$;

收稿日期:2014-06-20

作者简介:李亚翠(1990—),女,硕士研究生,主要从事隧道与地下工程方向的研究。

通讯作者:杨新安(1964—),男,博士生导师,主要从事隧道与地下工程方向的研究。

⑤ 强风化粉砂岩,埋深为-30~-34 m;

⑥ 弱风化粉砂岩,埋深为-34~-50 m。

隧道埋深12 m,且全断面处在粗圆砾土(夹有漂石)中,地质条件差,为高风险等级隧道^[11],风险项目为塌方冒顶、大变形等^[11]。

隧道在该段采用三台阶临时仰拱法施工,开挖方向为小里程方向,开挖循环进尺为1.2 m(2榀钢拱架)。

1.2 施工中存在的问题

大断面浅埋土质隧道围岩稳定性较差,强度很低,极易在隧道开挖后发生较大变形甚至塌方失稳,而钟鸣1号隧道该类地层段实际施工时部分断面隧道拱顶沉降与地表沉降监测值非常大,其中DK140+580断面现场实测结果如图1所示,由于变形过大而引起塌方。

由图可知:该断面隧道拱顶累积下沉量最大达202 mm,曲线表现为明显的台阶性,上、中台阶开挖对拱顶下沉影响非常明显,引起的拱顶下沉量分别占到最终下沉值的41%和55%。这主要是因为:① 隧道洞身全部处在粗圆砾土(夹有漂石)层中,而粗圆砾土(夹有漂石)颗粒间黏聚力较小,组成的围岩结构不稳定,易渗漏,造成围岩内细颗粒的流失,易发生突然坍塌,引起洞壁失稳、冒顶和地表沉降,且施工期间有降雨,因此变形大;② 施工因素,如支护不及时,或者支护强度不足。

因此,施工过程中必须寻求适宜该种地层的工法,以更好地控制围岩变形,保证围岩稳定与施工安全。

2 不同工法数值模拟分析

实际工程中限于资金和施工进度的制约,不能对多种工法进行逐一试验,为了对采用不同工法施工时围岩变形控制效果进行比较,寻求最适宜的工法与参数,采用FLAC3D软件对隧道采用三台阶临时仰拱法(S1)、中隔壁法六步CD(S2)、交叉中隔壁法CRD(S3)共3种工法进行数值模拟,通过各工况开挖后隧道变形、支护受力及其特征进行比较,得出优选工法。

2.1 计算假定与参数选取

模型上取至地表,左右以及向下取2~3倍洞径,其中竖向取50 m,拱顶埋深12 m,水平方向取80 m,左右边界水平约束,地表面取自由表面,底部设竖直约束,分别约束左右边界的水平位移,约束下边界的竖向位移,上边界为自由边界,不考虑地下水渗流作用。

计算中,围岩、初期支护和二次衬砌采用Mohr-Coulomb模型进行模拟,隧道临时中隔壁钢架支护和临时仰拱均采用shell单元,钢拱架和钢筋网通过提高喷射混凝土的弹性模量来模拟,锚杆通过cable单元进行模拟。

模拟工法类型如表1所示,其中三台阶临时仰拱法模拟条件与现场相同,初期支护和二衬根据V级围岩复合式衬砌设计模拟,围岩物理力学参数和支护结构参数根据地质勘察资料确定,见表2、表3。初期支护与二次衬砌监测点布置如图2所示。

2.2 不同工法下围岩变形特性分析

隧道开挖引起围岩应力重分布,开挖面附近围岩变形表现出显著的空间效应,开挖面前方地层发生明显的预收敛变形^[6,12-14],开挖面纵向发生挤出变形,以施工循环段为时序,提取围岩纵向距开挖面不同距离处

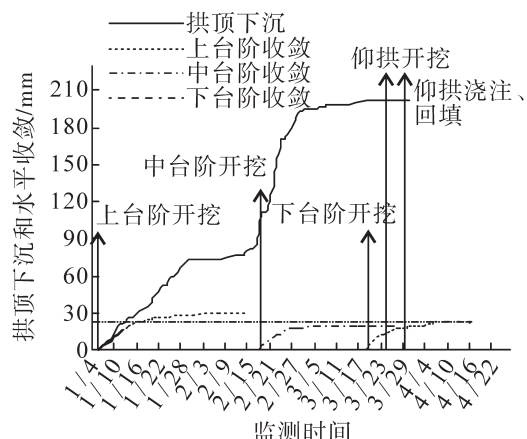


图1 DK140+580断面现场实测结果

Fig.1 Results of site measurement in the section DK140+580

表1 计算工况表

Tab.1 Computational parameters

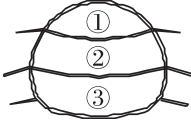
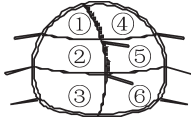
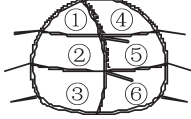
工法编号	施工工法名称	工法开挖示意图	临时仰拱	中隔壁	台阶高度比	循环进尺/m	备注
S1	三台阶临时仰拱法		I18临时钢架, 喷10cm厚C25砼	无	1:1:1.25	1.2	初期支护采用钢拱架、锚杆、钢筋网及喷射混凝土支护, 二次衬砌采用C35钢筋混凝土支护
S2	中隔壁法六步CD		喷10cm厚C25砼	I18临时钢架, 喷10cm厚C25砼	1:1:1	1.2	
S3	交叉中隔壁法CRD		I18临时钢架, 喷20cm厚C25砼	I18临时钢架, 喷20cm厚C25砼	1:1:1	1.2	

表2 模型物理力学参数

Tab.2 Physico-mechanical parameters of model

名称	天然密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	弹性模量 E/MPa	泊松比 μ	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	黏聚力 c/kPa
粉质黏土	1.95	20	0.42	12	16
含砾粉质黏土	1.98	32	0.39	15	20
粗圆砾土	1.95	50	0.37	18	18
全风化粉砂岩	1.98	120	0.35	20	40
强风化粉砂岩	1.99	200	0.33	22	80
弱风化粉砂岩	2.00	500	0.30	30	220
初期支护	2.40	2.80×10^4	0.2	—	—
二次衬砌	2.50	3.15×10^4	0.2	—	—

表3 支护参数

Tab.3 Parameters of support

C25 混凝土 厚度/cm	锚杆				钢筋网		钢拱架		二衬厚度/cm	
	拱部		边墙							
	型号	间距/m	型号	间距/m	型号	间距/cm	型号	间距/m	拱墙	仰拱
28	φ22砂浆锚杆	1.5×1.5	φ22中空锚杆	1.2×1.0	φ6	20×20	HW175型钢	0.6	50	60

的拱顶竖向位移及地表变形数据,分析不同施工工法下大断面浅埋土质隧道的围岩变形规律,分别如图3、4及表4所示。

各工法变形量值表现为 $S1 > S2 > S3$,地表沉降基本对称于线路中线,对于S2和S3,左拱顶沉降值与右拱顶沉降值基本相等。同时,在隧道开挖面尚未达到目标断面前,拱顶与地表已发生明显的预收敛变形,3种工法条件下,拱顶和地表预收敛变形分别占到其累

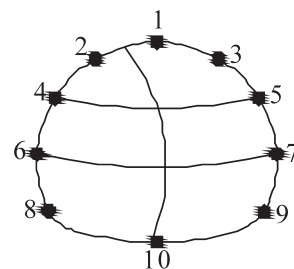


图2 监测点布置图

Fig.2 Arrangement of measuring points in model

计沉降变形的50.2%,45.0%,45.4%和36.0%,39.8%,38.9%,因而,大断面浅埋土质隧道预收敛变形率在拱顶向地表渐进的过程中逐渐减小。

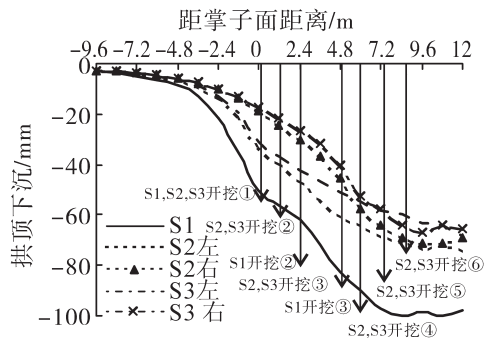


图3 不同工法下拱顶沉降曲线

Fig.3 Settlement curves of arch crown under different schemes

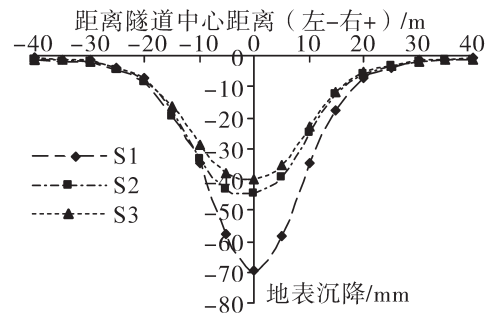


图4 不同工法下地表沉降曲线

Fig.4 Settlement curves of ground under different schemes

表4 各特征点位移最终计算值

Tab.4 Final calculated values of different feature points

mm

施工工法	拱顶沉降		水平收敛	地表沉降	
	开挖面处预收敛变形	拱顶最终沉降		开挖面处预收敛变形	地表最终沉降
S1	50.09	99.72	43.88	25.08	69.62
S2	33.19	73.83	25.47	17.61	44.27
S3	31.05	68.45	23.60	15.53	39.92

除此之外,拱顶下沉最不利状态:工法S1在上、中台阶开挖阶段,拱顶沉降快速增长阶段为上台阶开挖前5 m至中台阶开挖后5 m;工法S2和S3左拱顶沉降快速增长阶段为左上台阶①开挖前3 m至开挖后3 m,右拱顶为右上台阶④开挖前3 m至开挖后3 m。

因此,工法S1对掌子面前方围岩扰动较大,加之开挖后变形收敛缓慢,掌子面稳定性相对另两种工法要差。这是由于工法S2与S3采用刚性分隔,易于保证掌子面稳定,开挖后围岩变形收敛较快。因此,工法S2和S3对围岩变形的约束效果优于工法S1,拱顶累计下沉可以减少20%~30%。

对比分析现场监测(图1)与数值模拟结果(图3与表4)可知,工法S1的实测值与模拟计算值变化规律基本一致,拱顶下沉的计算结果偏小,这是因为模拟计算中初期支护与临时支护施做更为及时,并且没有考虑地下水对施工的影响。因此,工法S2与S3虽然对围岩变形的约束效果较好,但围岩变形仍然较大,应增加支护强度。

3.3 不同工法下围岩塑性区发展情况

3种工法下隧道围岩塑性区分布情况如图5所示。

由图可知:

- 1) 隧道开挖后,围岩塑性区主要分布在隧道拱腰、边墙及拱脚范围的岩层内,且塑性屈服类型主要为剪切破坏。
- 2) 工法S1围岩塑性区分布基本对称,在隧道拱腰处围岩的塑性区已经延伸至地表,左右两侧贯通;而工法S2与S3,围岩塑性区分布规律相差不大,塑性区拱腰处围岩塑性区有所发展但分布范围比S1要小,边墙与拱脚处塑性区分布范围比S1大,工法S3塑性区分布范围小于S2。
- 3) 工法S2与S3相比,拱肩拱腰处塑性区范围左侧小于右侧,主要是左上台阶开挖对右上台阶有一定影响,左上方围岩应力释放的范围较小,且右上方围岩处受扰动时间长。

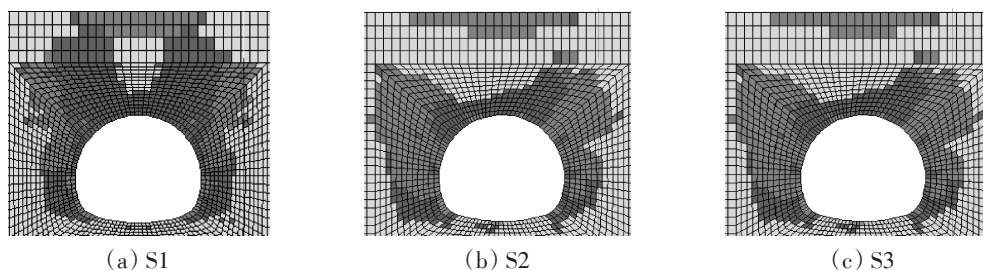


图5 不同工法下围岩塑性区分布情况

Fig.5 Distribution of plastic zone for surrounding rock under different schemes

2.4 不同工法下初期支护受力分析

表5给出了不同工法掌子面到达 $Y=13.2\text{ m}$ 时的初期支护压应力监测值。由于支护结构中的钢筋通过提高混凝土的弹性模量方法模拟,所以监测的应力为衬砌的平均应力。从表5中可以看出,3种工法初期支护压应力最大值均位于隧道拱腰附近,拱肩处次之,拱脚处压应力最小。

从量值看,3种工法初期支护最大压应力分别为2.79,2.33与2.28 MPa,相差不大,以C25混凝土抗压强度16.7 MPa作为评判标准可知,3种工法都具有较大的安全储备。

而3种工法初期支护只有在局部出现极小拉应力,约为0.03 MPa。

3种工法相比,工法S2,S3施工可有效抑制围岩位移,且初期支护受力较小,围岩自身较稳定,其将围岩作为支护结构的组成部分,因此,工法S2、S3优于工法S1。

2.5 优选工法下二衬受力分析

工法S2、S3二次衬砌压应力监测值见表6。

表5 初期支护压应力监测值

Tab.5 Compressive stress of primary support

under different schemes		MPa	
监测点	S1	S2	S3
1	1.85	1.73	1.65
2	1.97	1.03	1.44
3	2.18	1.15	1.31
4	2.39	1.82	2.01
5	2.42	2.07	2.01
6	2.79	2.03	2.18
7	2.77	2.33	2.28
8	1.54	1.89	1.54
9	1.28	1.52	1.12
10	1.64	1.75	1.69

表6 二次衬砌最小主应力监测值

Tab.6 Compressive stress of secondary lining

under optimal schemes		MPa	
监测点	S2	S3	
1	3.89	3.01	
2	4.01	3.77	
3	4.63	4.68	
4	4.40	3.96	
5	2.66	2.64	
6	2.11	2.18	
7	2.33	2.28	
8	4.69	5.04	
9	5.07	4.88	
10	1.78	1.70	

由表6可知,两种工法的结构受力分布基本一致,量值上工法S2与S3的最大压应力值分别为5.07 MPa,5.04 MPa,均位于拱脚内侧,但因整个结构受力在混凝土允许应力范围内,结构满足强度要求,而二次衬砌也只在局部出现极小拉应力,约为0.045 MPa。采用这两种工法施工隧道是安全稳定的。

2.6 最优工法合理性分析

由上述分析可知,大断面浅埋土质隧道采用工法S1开挖后,因围岩变形与塑性区范围过大而较易导致隧道失稳;工法S2和S3较适用于该类地层隧道开挖,都采取较强的临时支护措施,保障了开挖面的安全和稳定,而工法S3较工法S2施工工期稍长、造价稍高,所以工法S2为优选工法。

3 最优工法适用性分析

由于钟鸣1号隧道浅埋土质段采用工法S1施工时洞周及地表变形过大,故从DK140+560断面开始现场施工变更为工法S2施工。工法变更后DK140+540断面现场实测结果如图6所示。

由图可知,施工工法变更后,围岩变形量明显减小,拱顶下沉值从原来的202 mm减小到99 mm,围岩变形得到了有效控制。由于现场监测有一定的滞后性,拱顶预收敛变形没有监测,由图3可知,左上台阶开挖前的预收敛变形小于右上台阶开挖前,因此现场监测沉降值左拱顶大于右拱顶。因此,工法S2为大断面浅埋土质隧道施工的优选工法。

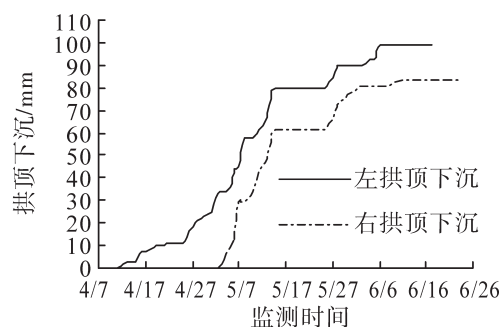


图6 DK140+540断面现场实测结果

Fig.6 Results of site measurement
in the section DK140+540

4 结论

通过钟鸣1号大断面浅埋土质隧道现场监测及数值模拟,研究不同工法下支护结构的力学响应及变形特征,探究适用于大断面浅埋土质隧道的施工工法,主要结论如下:

1) 大断面浅埋土质隧道围岩变形具有显著的空间效应,预收敛变形显著,占最终收敛变形的比例较大,开挖面处预收敛变形比例为40%~50%。

2) 各工法下变形量值表现为三台阶临时仰拱法>六步CD>CRD,对于S2和S3,左拱顶沉降值与右拱顶沉降值基本相等。三台阶临时仰拱法下数值模拟计算值与实测值变化规律基本一致,拱顶累计下沉具有明显的台阶性,隧道开挖后围岩变形太大,拱顶累计下沉与水平收敛计算值分别为99.72 mm和43.88 mm。

3) 隧道开挖后,围岩塑性区主要分布在隧道拱腰、边墙及拱脚范围的岩层内,且塑性屈服类型主要为剪切破坏。总的来说,3种工法下围岩塑性区分布范围为三台阶临时仰拱法>六步CD>CRD,六步CD与CRD拱腰处围岩塑性区分布范围比三台阶临时仰拱法要小,边墙与拱脚处塑性区分布范围比三台阶临时仰拱法要大。

4) 数值模拟结果表明,六步CD、CRD两种工法的结构受力分布基本一致,二衬最大压应力值分别为5.07 MPa,5.04 MPa,位于拱脚内侧,整个结构受力在混凝土允许应力范围内,结构不会产生强度问题。

5) 通过现场监测可知,六步CD法能有效控制围岩变形,保持围岩稳定,为大断面浅埋土质隧道施工的优选工法。

参考文献:

- [1] 赵占厂,谢永利. 土质隧道深浅埋界定方法研究[J]. 中国工程科学, 2005, 7(10): 84-86.
- [2] 中铁第四勘察设计院集团有限公司. 新建南京至安庆客运专线隧道施工图设计[R]. 武汉:中铁第四勘察设计院集团有限公司, 2008.
- [3] 关宝树,赵勇. 软弱围岩隧道施工技术[M]. 北京:人民交通出版社,2011:34-52.
- [4] 关宝树. 隧道工程施工要点集[M]. 北京:人民交通出版社,2011:370-403.
- [5] 池春生,宋战平. 严寒地区大断面浅埋土质隧道施工方法探讨[J]. 水利与建筑工程学报,2008,6(3):74-77.
- [6] 史艳忠. 大断面浅埋土质隧道围岩变形规律的研究[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2009.
- [7] 王鑫,张泉,徐亚利. 大断面土质隧道施工方法的选择与施工期监测结果分析[J]. 工程勘察,2010,(2):19-24,89.

- [8] 韩日美. 浅埋土质隧道特性分析及关键技术研究[D]. 西安:长安大学, 2010.
- [9] 曲守财. 天恒山隧道施工方案比选及优化[J]. 科技资讯, 2012, (7): 40-42.
- [10] 杨灵, 韩立军, 蔚立元. 浅埋隧道洞口段Ⅳ级围岩开挖方案比选数值分析[J]. 现代隧道技术, 2013, 50(1): 67-72, 86.
- [11] 李得昌, 杨新安, 王树杰. 基于 AHP-模糊综合法的浅埋隧道施工风险评估[J]. 华东交通大学学报, 2012, 29(3): 67-73.
- [12] 金丰年, 钱七虎. 隧洞开挖的三维有限元计算[J]. 岩石力学与工程学报, 1996, 15(3): 193-200.
- [13] 敖亮. 大断面浅埋土质隧道力学行为研究[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2009.
- [14] 邢心魁, 史艳忠, 宋战平. 土质隧道施工期围岩变形性状的分析研究[J]. 铁道建筑, 2009, (2): 40-43.

Optimization Analysis of Tunneling Schemes of Shallow and Large-section Soil Tunnel

Li Yacui, Yang Xin'an, Guo Le

(Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In order to research the deformation of surrounding rocks and mechanical response of supporting system of shallow and large-section tunnel in soil, and find a reasonable construction scheme system, this study combines the field tests and numerical simulations to present the variation laws of the deformation around the tunnel and ground, distribution of plastic zone for surrounding rocks, and the internal forces in primary support and the secondary lining under three different tunneling schemes. It indicates that the spatial effect of the deformation of surrounding rocks for shallow and large-section tunnel in soil is very obvious, and proportion of the pre-convergence deformation at excavation face is 40%~50%. The schemes of CRD and six steps of CD are better than three-step temporary inverted arch method in the way of controlling the deformation around the tunnel and ground, and produce less surrounding rock mass plastic zone, while both two schemes can meet the requirements of stability of surrounding rock and support stability. Because the scheme of CRD needs a little longer construction period and costs more, the six-step method of CD is the desirable tunneling scheme of shallow and large-section soil tunnel.

Key words: railway tunnel; shallow tunnel; soil tunnel; comparison and optimization of tunneling schemes; numerical simulation