

文章编号:1005-0523(2019)03-0032-07

渔寮隧道围岩内部位移与支护结构受力分析

蔡邦国¹, 蔡 键¹, 李 杨^{2,3}, 杨新安^{2,3}

(1. 浙江温州沈海高速公路有限公司, 浙江 温州 325000 ;2. 同济大学交通运输工程学院, 上海 201804 ;
3. 同济大学道路与交通工程教育部重点实验室, 上海 201804)

摘要:基于风化节理岩层中渔寮隧道的实测围岩应力, 围岩变形以及支护结构受力等数据, 结合解析公式计算以及数值模拟的结果, 从围岩松动圈半径, 支护结构变形与受力评价了围岩稳定性与支护效果。结果表明:渔寮隧道出口段围岩条件较好, 最大围岩内部变形达 7.71 mm, 推测拱顶松动圈围岩厚度半径达 3.1 m, 拱腰、拱肩处松动圈围岩厚度大于 4.0 m, 锚杆轴力的分析反映出围岩松动范围内的锚杆受力较大;支护结构受力特征分析表明因隧道拱顶、仰拱处围岩变形较大而传递给支护结构的附加荷载导致其受力增加;数值计算结果显示不同工序打设的锚杆变形存在明显区别。基于围岩变形规律与支护结构受力分析结果, 提出了相应的施工措施与支护结构优化意见。

关键词:公路隧道;围岩变形;数值模拟;围岩稳定性;支护结构受力;FLAC3D

中图分类号:U456

文献标志码:A

新奥法施工的隧道开挖改变了岩体原有的应力平衡状态, 从而发生应力重分布与应力集中, 使得隧洞周围切向应力增大, 引起隧洞周边围岩松弛甚至破坏, 这种效应会不同程度地发展到围岩内部。所以, 对围岩内部位移的测量与分析可以评价开挖对围岩扰动的范围和程度, 进而指导锚杆支护参数的选择。另外, 由于围岩与支护之间相互作用, 对支护结构的变形与受力进行监测可以为研究围岩与支护之间相互作用的状态提供直接的依据。因此, 通过对围岩内部位移与支护结构的监测与分析, 达到指导隧道施工和支护参数优化的目的。

关于围岩开挖扰动和支护结构的受力分析已产生诸多成果, 如隧道围岩松动圈理论认为^[1], 支护的作用是限制围岩松动圈形成过程中碎胀力所造成的有害变形, 通过提供支护阻力限制破裂、裂缝过度扩张, 从而减少隧道的收敛变形;徐坤等^[2]比较了地质雷达法、声波法的实测结果与数值模拟的计算结果, 为快速探测出深埋隧道围岩松动圈提供了可行的建议;黄峰等^[3]在弹塑性理论与损伤理论的基础上推导出围岩松动圈的解析公式, 据此计算出围岩松动圈范围, 与声波探测得到的实测结果进行了对比, 为完善支护参数提供了依据;赵彦钵等^[4]采用极限拉应变准则对围岩松动圈进行了数值模拟, 并通过比较实测数据, 验证了极限拉应变准则在围岩松动圈计算模拟方面的合理性。在实测数据分析方面, 邵学富等^[5]分析了锚杆轴力与围岩内部位移的实测数据, 明确了围岩松动的过程以及分布范围, 给 CRD 工法开挖的大断面隧道的锚杆设计支护深度提供了理论依据;俞文生等^[6]对比经验解析公式计算值与实测数据, 并考虑隧道埋深与围岩级别对围岩压力与锚杆轴力的影响, 得出了对结构计算与设计有用的结论;陈鉴光^[7]对重点监测断面各个位置处的锚杆轴力时程曲线进行了分析, 并利用锚杆轴力的最大值, 反推出围岩松动区的分布范围;王建华^[8]利用多点位移计的实测数据, 分析了围岩内部位移-时间特征, 位移-深度特征以及松动范围, 并评价了隧道稳定性与支护效果;张国华^[9]综合分析了包括围岩内部位移在内的多项隧道变形数据, 深入研究了分导洞开挖造成的围岩内部位移差异、围岩与支护结构相互调整变形机制等多项内容;李志清^[10]在实测数据的基础上, 采用数值

收稿日期:2018-11-12

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51178336)

作者简介:蔡邦国(1974—), 男, 高级工程师, 主要研究方向为工程建设及管理。

通讯作者:杨新安(1964—), 男, 教授, 博士生导师, 研究方向为隧道与地下工程。

模拟与围岩位移弹塑性解析法,对大断面浅埋黄土隧道围岩变形特性进行了分析;尤春安^[11]则是在总结传统量测方法弊端的基础上,提出改进的围岩内部多点位移测量新方法,并在小康矿工程中得到了应用验证。

理论计算、实测分析和数值模拟等研究手段在上述文献研究中取得较好效果。基于此,本文依托浙江甬台温高速公路渔寮隧道工程,该隧道为三线大断面隧道,出口段穿越风化花岗岩地层,受风化、结构面控制、地下水以及断面开挖面积等因素的影响,围岩变形情况复杂,围岩稳定性与支护效果的评价存在一定难度。利用现场实测数据,结合数值模拟与理论计算的方法,对围岩内部变形以及围岩-支护结构相互作用效应展开研究,并据此提出相应的施工工法及锚杆支护参数优化意见。

1 工程概况

渔寮隧道位于浙江甬台温高速公路复线温州瑞安至苍南段,隧道全长 2 660 m,为三线分离式隧道,起止桩号左洞 ZK365+600~ZK368+260,右洞 YK362+380~YK368+250,净宽 14.5 m,净高达 5.0 m,最大埋深为 390 m 左右。隧址区内地层自上而下包括第四系残坡积含碎石粉质黏土和含黏性土碎石,全-中风化凝灰岩及全-中风化花岗岩,出口段埋深较浅,围岩分级为 IV~V 级,主要穿越地层为全-中风化花岗岩,如图 1 所示。出口段揭露的掌子面地质照片显示:由于构造运动及断裂带影响,局部位置岩体沿裂隙方向风化严重,岩体破碎,节理裂隙发育;围岩呈松散-镶嵌结构,岩块之间结合度和整体稳定性均一般或较差。施工过程中出现了拱顶掉块以及部分区段变形超限的现象。

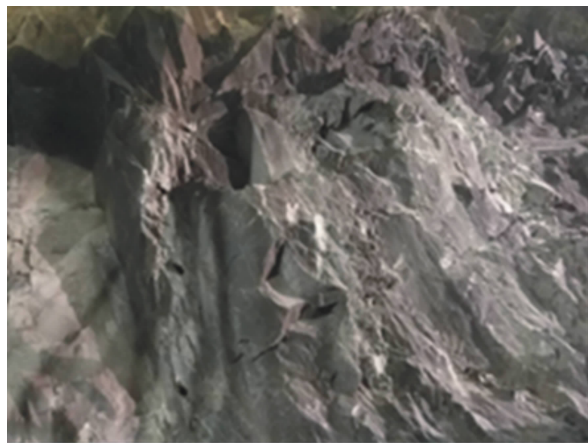


图 1 隧道出口段掌子面地质

Fig.1 Geology of the face at the exit section of the tunnel

2 位移内部变形与支护结构受力特征

施工过程中采用多点位移计对围岩内部位移进行量测。在隧道洞壁打设一定深度的孔,量测不同深度隧洞围岩的径向位移。根据量测得到的数据,可以判断隧道围岩松动圈的分布特征,评价围岩稳定性。由于围岩收敛变形的影响,打入围岩中的锚杆杆体会产生拉应力、剪切力甚至是弯矩,施工中还采用了锚杆轴力测试装置对锚杆受力情况进行了量测。可以据此分析围岩内部变形对锚杆的影响效应,从而评价锚杆参数设置的合理性,优化锚杆支护参数。

测点测线以及监测仪器的布置安装原则为:量测断面应尽可能靠近掌子面;在拱顶、拱肩与拱腰处打设 4.0 m 深(与锚杆长度一致)、孔径 50 mm 的深孔,选取靠近 3 个位置处的 3 根锚杆,与钢筋计连接后埋入钻孔。在钻孔内及锚杆上均匀布置 3 个测点,距洞壁深度分别为 1.3、2.6 m 以及 4 m,埋设多点位移计与锚杆轴力测试装置。

2.1 围岩内部位移与锚杆轴力分析

图 2 为 YK368+128 处实测数据的时程曲线。图中同线形的曲线表示同位置处的实测数据,同点型的曲线则代表同一深度处的实测数据。可以看出:约 30 d 后,变形与锚杆轴力均达到稳定,围岩内部变形稳定在 3.5~6.7 mm 内,锚杆轴力稳定在 5.5~7.5 kN 内。同位置处(即同线形不同点型曲线),径向深度越深,变形越小。同深度处(同点型不同线形曲线),变形大小呈现的规律为:拱顶>拱肩>拱腰,拱腰处的锚杆轴力较大,拱顶与拱肩差别不大。图 2(a)显示拱顶处 1-1 测点(深度 1.3 m)变形达到 6.65 mm,比 1-2,1-3 处变形大

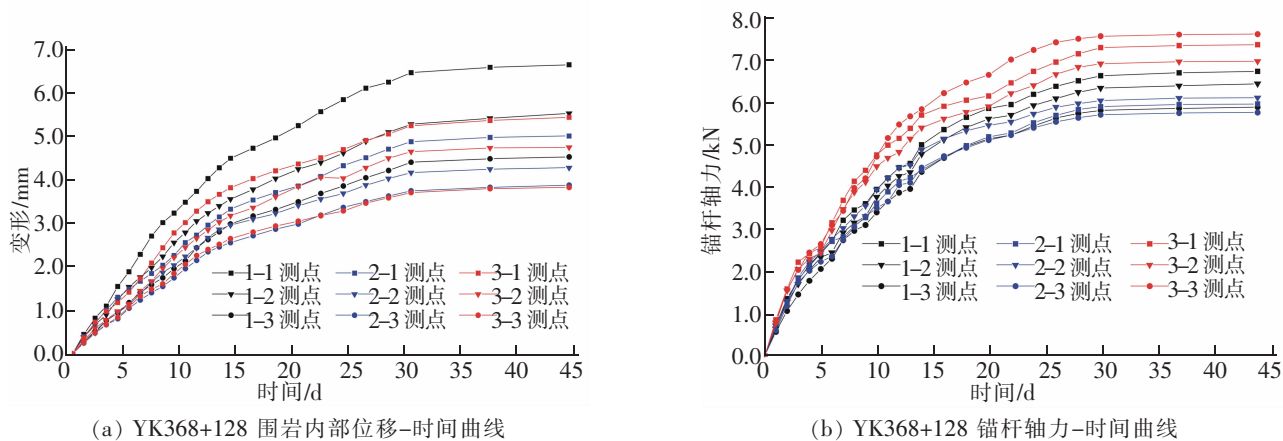


图2 YK368+128 实测数据时程曲线
Fig.2 Measured data time history curve in YK368+128

20.3%, 46.8%, 出现了变形突变, 故预测拱顶位置处松动圈围岩厚度约 2.6 m。而拱腰、拱肩处不同深度的变形较为接近, 故推测松动圈围岩厚度等于或稍大于 4.0 m。

为了确定围岩变形与锚杆受力在空间上的变化差异, 选取 ZK368+120, ZK368+210, YK368+128 与 YK368+200 处的实测数据, 绘制各测点对应的围岩内部位移与锚杆轴力曲线, 见图 3, 可以发现:

- 1) 左洞的围岩内部变形与锚杆轴力较右洞较大, 这是由于洞口存在偏压的原因, 左洞的围岩稳定性较右洞差; 实测最大锚杆轴力仅 11.49 kN, 锚杆受力较小, 左洞布置深度越深, 锚杆轴力越小, 右洞围岩内部最大变形仅 6.65 mm, 变形传递给锚杆的力也相对较小;
- 2) 拱顶处围岩内部变形随径向深度变化较明显, 而拱肩、拱腰不同深度处的围岩内部位移基本稳定, 推测拱顶处的松动圈半径小于拱腰、拱肩处松动圈半径; 拱部锚杆轴力大小与围岩内部变形一致, 拱腰、拱肩处锚杆受围岩内部节理、结构面等因素影响而出现轴力突变。

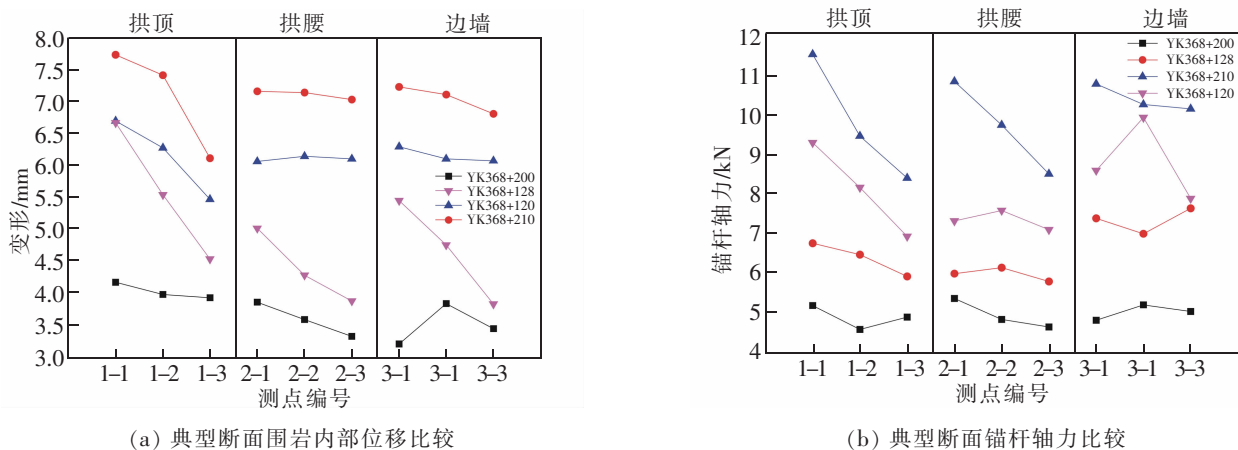


图3 典型断面实测数据比较
Fig.3 Comparison of measured data of typical sections

图 4 为 V 级围岩下, 左右相邻较近的两个里程的围岩变形横截面分布情况, 图中 d 表示深度, m; s 表示变形大小, mm。可以更加直观地反映同一围岩级别下左、右洞变形规律的差异。发现 YK368+200 处变形较小, 且不同深度处的变形差异不大。ZK368+120 处变形几乎都在 6.0 mm 以上, 且拱顶处越深变形越小, 而拱肩与拱腰处的变形随深度变化不大, 故拱顶处的围岩稳定性好于拱腰与拱肩。

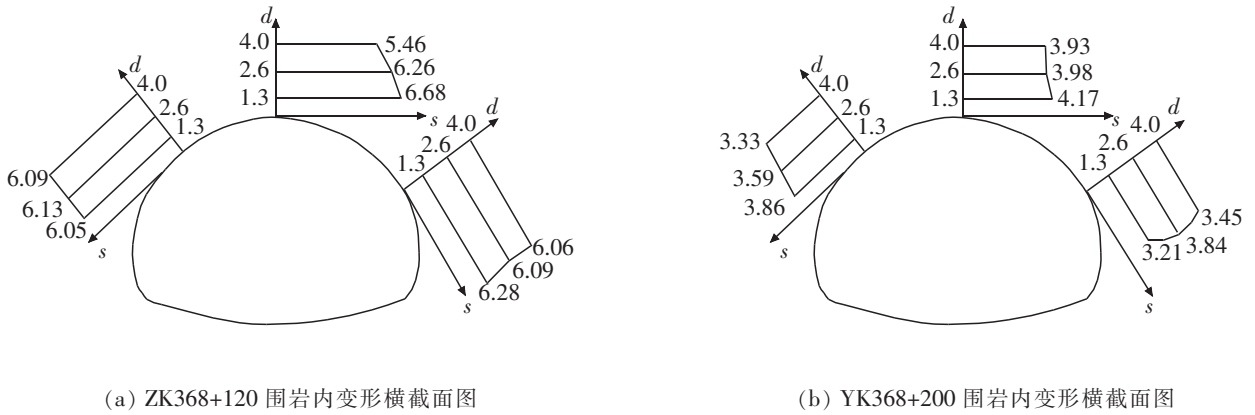


图 4 典型断面 (V 级围岩) 围岩内部变形横截面图
 Fig.4 Cross-sectional view of internal deformation of surrounding rock for typical section (V-class)

2.2 围岩压力与衬砌间压力分析

围岩压力、初支与二衬之间压力可以直接反映围岩荷载大小以及围岩与支护结构之间的相互作用,明确初支与二衬分担围岩压力的情况。在 V 级围岩中, YK368+128 处沿隧道周边拱顶、拱肩和拱腰对称布置 5 个压力传感器进行量测,绘制压力分布图如图 5 所示,图中虚线为初支与二衬间压力,实线为围岩压力。

由图 5 可知, YK368+128 处围岩压力为 7.5~8.9 kPa,并且越靠近拱顶围岩压力越大。初支与二衬间的压力整体上与围岩压力相差不大,表明初支与二衬很好地承担和传递了围岩压力。在拱顶与右侧拱肩处,支护间压力稍比围岩压力大,推测是由于围岩向洞内收敛变形,导致初支或二衬的混凝土产生挤压增大了二者间的压力。监测到的围岩压力与支护间压力大致左右对称,并且压力值较小,由此推测围岩稳定性较好,围岩变形也相对于隧洞中线对称。

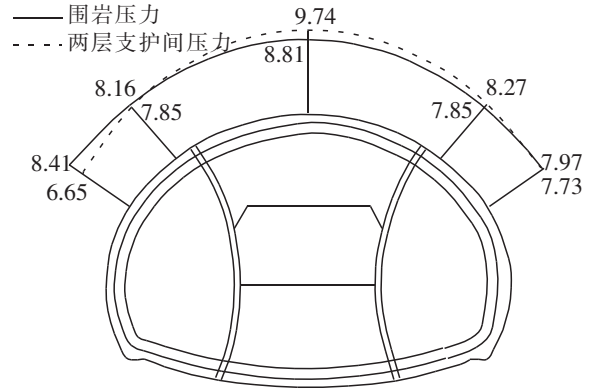


图 5 YK368+128 处监测压力 (单位: kPa)
 Fig.5 Measured pressure in YK368+128 (Unit: kPa)

为了进一步分析围岩稳定性,利用原岩应力与支护抗力可以推算出围岩松动圈半径,黄峰等^[9]基于弹塑性理论与损伤理论推导出式(1)计算围岩松动圈半径,从而定量地评价围岩稳定性:

$$R=r_0 \left[\frac{(1-3\alpha)P+k / 3\alpha}{(1+3\alpha)P_i+k / 3\alpha} \right]^{\frac{1-3\alpha}{6\alpha}} \quad (1)$$

式中: r_0 为隧道换算为圆形隧道后的半径, m; P 为原岩应力, 即监测到的围岩压力, kPa; P_i 支护抗力, 此处用支护结构间压力近似替代, kPa; k, α 为 Druker-Prager 准则系数, 与粘聚力与内摩擦角有关, 经计算 k 为 0.025; α 为 0.161; r_0 可按式(2)换算得到

$$r_0 = \left[\left(\frac{B}{2} \right)^2 + H^2 \right] / (2H) \quad (2)$$

式中: B 为隧道开挖宽度, m; H 为隧道开挖高度, m, 经计算得到 $r_0=9.38$ m。计算参数与计算结果见表 1, 与 2.1 中预测半径比较可知, 理论计算值比基于围岩内部位移的推测值大, 不过二者都表明渔寮隧道松动圈半径较小, 围岩稳定性较好。

表 1 YK368+128 处松动圈半径理论计算
Tab.1 Theoretical calculation of loose circle radius in YK368+128

位置	P/kPa	P_1/kPa	R/m	本文 2.1 推测厚度/m
拱顶	8.81	9.74	3.1	2.6
左拱肩	8.16	7.85	5.5	4.0
右拱肩	7.85	8.27	5.2	4.0
左拱腰	8.41	6.65	6.1	4.0
右拱腰	7.97	7.73	5.4	4.0

3 数值模拟分析

采用 FLAC3D 进行数值模拟,研究施工过程中的围岩变形以及支护结构受力特征,评价围岩稳定性和支护结构的支护效果。

3.1 模型建立与材料参数

出口段采用双侧壁导洞施工工法,双侧壁内部土体采用预留核心土的台阶开挖。模型横向 $x=157.4\text{ m}$, 竖向 $z=98.8\text{ m}$,沿隧道纵向 $y=50.0\text{ m}$ 。采用 Mohr-Coulom 本构模型,beam 单元模拟超前长管棚,shell 单元模拟初支喷射混凝土,cable 单元模拟锚杆,根据最不利原则,围岩的物理力学参数按照 V 级围岩取值。主要材料参数见表 2。

表 2 材料参数
Tab.2 Material parameters

材料类型	弹性模量/GPa	密度/(kg/m)	泊松比	内摩擦角/(°)	粘聚力/MPa	厚度/mm	水泥浆剪切刚度/GPa	水泥浆粘聚力/MPa
V 级围岩	1.2	1 436.0	0.3	30.2	0.03	-	-	-
喷射混凝土	21.0	2 370.0	0.2	-	-	280.0	-	-
锚杆	200.0	7 800.0	-	-	-	-	15.0	0.8
管棚	32.2	2 360.0	0.2	-	-	1 000.0	-	-

3.2 计算结果分析

1) 围岩变形特征分析。图 6 是计算得到的变形云图,最大变形量达到 8.0 mm,出现在拱顶以及仰拱处。云图中拱顶处颜色由深变浅,这表明围岩内部变形随深度逐渐减小,当深度达到 3.07 m 时,围岩变形减小至 6.0 mm,当深度继续增加时,围岩变形大小逐渐稳定,据此可推测拱顶松动圈半径为 3.07 m,与理论计算得到的 3.1 m 差异较小。

2) 锚杆变形分析。图 7 所示的锚杆变形云图,锚杆最大变形量达到 5.4 mm,出现在拱肩靠近洞壁处的,拱顶处的锚杆变形达到了 4.5 mm,侧面反映围岩内部稳定性较好。另外受开挖工序影响,锚杆受力的空间分布特征明显,在拱肩处存在变形突变,隧道上断面打设的锚杆变形量也较大,这是多点位移计无法捕捉到的变形规律,施工中可考虑不同位置打设不同刚度的锚杆,保证锚杆受力均匀性。

3) 围岩应力与二次衬砌应力分析。在计算过程中,对隧道围岩以及二衬结构进行了监测,提取计算结果中的最大主应力、最小主应力,见表 3。由表 3 可知,在拱肩、拱腰处,围岩与二次衬砌的最小、最大主应力比较接近,在拱顶、仰拱处,围岩应力与二衬应力相差较大,且二衬的主应力绝对值更大,这表明拱腰、拱肩

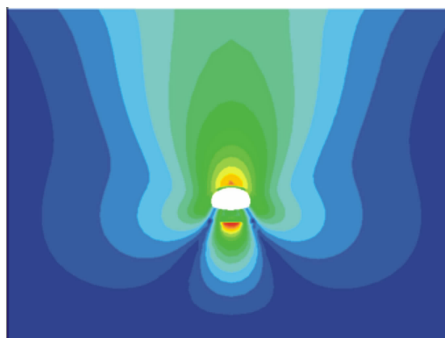


图6 隧道围岩变形云图

Fig.6 Tunnel surrounding rock deformation contour

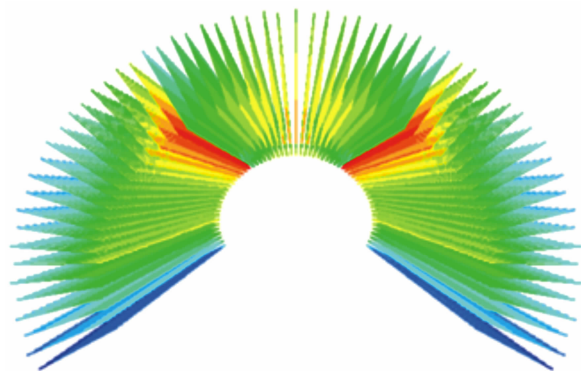


图7 锚杆变形云图

Fig.7 Anchor deformation contour

表3 围岩应力与二次衬砌所受应力

Tab.3 Surrounding rock stress and stress on secondary lining

MPa

位置		拱顶	左/右拱肩	左/右拱腰	隧道仰拱
围岩应力	最小主应力	-2.284	-2.28/-2.25	-7.58/-7.63	-0.32
	最大主应力	-1.363	-0.55/-0.52	-2.76/-2.69	-0.12
位置		拱顶	左/右拱肩	左/右拱腰	隧道仰拱
二衬受力	最小主应力	-5.83	-1.75/-1.73	-7.98/-7.95	-7.44
	最大主应力	-2.34	-0.37/-0.38	-2.82/-2.83	0.17

处的围岩变形较小,衬砌结构很好地起到了支护效果,而拱顶与仰拱处,围岩变形较大,传递给衬砌结构的压力更大;二衬仰拱处计算出现了拉应力,这是由于仰拱隆起变形较大,施工中应注意控制仰拱处隆起变形。

4 结论

1) 渔寮隧道出口段围岩内部变形较小,拱顶处大于拱腰与边墙,变形随深度增加而减小;根据变形与深度的关系推测拱部围岩松动圈厚度达 2.6~5 m;受节理裂隙等因素影响,不同深度处的锚杆轴力差异明显。施工时应及时喷射混凝土封闭岩,控制拱部围岩变形,从而减小因为围岩松动而增加的支护结构承载。

2) 通过分析 YK368+128 处围岩压力与支护结构间压力可知;拱顶处围岩压力与支护间压力达 8.8 kPa 以上;隧道上断面的围岩压力与支护结构间压力分布情况一致,说明支护效果较好,对于两种压力差异较大的位置,如拱腰,应注意控制围岩变形,优化结构受力,保证支护结构的稳定性。

3) 数值计算结果表明拱顶、仰拱处的变形较大,且二衬仰拱产生了拉应力,结构存在受拉破坏的风险;锚杆变形在空间分布上存在差异,位于隧道上断面的锚杆变形较大,且离洞壁越近变形越大;不同工序打设的锚杆,其变形也存在差异,为缩小不同位置处的锚杆变形的差异,保证锚杆受力的均衡性,可以考虑根据锚杆变形大小选用不同刚度的锚杆。

参考文献:

- [1] 董方庭. 巷道围岩松动圈支护理论及应用技术[M]. 北京:煤炭工业出版社,2001:1.
- [2] 徐坤,王志杰,孟祥磊,等. 深埋隧道围岩松动圈探测技术研究及数值模拟分析[J]. 岩土力学,2013,34(S2):464-470.
- [3] 黄锋,朱合华,李秋实. 隧道围岩松动圈的现场测试与理论分析[J]. 岩土力学,2016,37(S1):145-150.
- [4] 赵彦林,吴瑞祥,李政林,等. 极限拉应变准则在围岩松动圈模拟中的应用[J]. 地下空间与工程学报,2014,10(2):315-321.
- [5] 邵学富,朱菊辉,童立元. 大跨浅埋公路隧道 CRD 法施工围岩松动圈量测与分析[J]. 交通标准化,2008(1):26-29.
- [6] 俞文生,刘学增,周敏. 隧道围岩压力和锚杆轴力的特性分析[J]. 现代隧道技术,2010,47(1):51-59.
- [7] 陈鉴光,宁忠贤,曾宪营. 雪峰山隧道监控量测中的锚杆轴力评测[J]. 中南公路工程,2006,31(1):167-169.
- [8] 王建华,靳晓光,曾杰,等. 深埋隧道煤层区围岩内部位移特征[J]. 地下空间与工程学报,2005,1(5):685-688.
- [9] 张国华,陈礼彪,钱世雄,等. 大断面小净距大帽山隧道现场监控量测及分析[J]. 岩土力学,2010(2):489-496.
- [10] 李志清,丁春林,李双美,等. 浅埋大断面黄土隧道围岩变形时空效应分析[J]. 华东交通大学学报,2014,31(4):6-10.
- [11] 尤春安,白云. 围岩内部多点位移量测的新方法[J]. 岩土力学,2000,21(2):138-140.

Analysis on Internal Deformation and Supporting Structure of Surrounding Rock in Yuliao Tunnel

Cai Bangguo¹, Cai Jian¹, Li Yang^{2,3}, Yang Xinan^{2,3}

(1. Zhejiang Wenzhou Shenhai Expressway Co., Ltd., Wenzhou 325000, China; 2. Key Laboratory for Road and Traffic Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 201804, China; 3. College of Transportation Engineering, Tongji University, Shanghai 201804, China)

Abstract: Based on the measured surrounding rock stress, deformation and support structure stress in the weathered rock formation, combined with analytical formula calculation and numerical simulation, from the aspects of surrounding rock loose circle radius, support structure deformation and force, this paper evaluated surrounding rock stability and support effect. The results showed that the surrounding rock conditions of the exit section of the Yuliao tunnel were better, the maximum deformation was 7.71 mm, and the thickness of the loose roof of the arch was 3.1 m. The thickness of the loose circle at the arch waist and the arch shoulder was more than 4.0 m. The analysis reflects that the bolts in the loose area of the surrounding rock are subjected to large forces. The stress characteristics of the supporting structure indicate that the additional load transmitted to the supporting structure due to the large deformation of the surrounding rock at the vault and the arch causes the force increase. The numerical calculation results show that there is a significant difference in the deformation of the bolts installed in different processes. Based on the deformation law and the force analysis results of supporting structure, the construction measures and support structure optimization suggestions are proposed.

Key words: highway tunnel; surrounding rock deformation; numerical calculation; surrounding rock stability; support structure stress; FLAC3D