

岩溶隧道结构受力变形特性分析及处置技术研究

黄海峰¹, 畅振超^{1*}, 骆俊晖¹, 周祥², 曾富权¹, 田发派³

(1. 广西北投交通养护科技集团有限公司, 广西南宁 530029; 2. 广西交通设计集团有限公司, 广西南宁 530029;
3. 广西大学 土木建筑工程学院, 广西南宁 530004)

摘要: 该文结合都安至巴马高速公路弄莫岩溶隧道施工过程, 利用Midas-GTS有限元计算软件对侧部含有溶洞的隧道围岩及处置结构的稳定性进行数值模拟研究, 分析隧道开挖对围岩和支护结构受力变形特性的影响, 探究偏压墙和树根桩方式处理岩溶隧道的处置效果。结果表明: 隧道开挖过程中, 隧道底部围岩、复合地基顶部、桩基顶部均出现隆起; 偏压墙靠近溶洞附近部位的水平位移变化速率较大, 偏压墙最大压应力出现在左上角位置, 隧道开挖时应对该部位的稳定性给予特别重视; 隧道开挖完成之后, 处置结构和周边围岩的位移和应力都趋于稳定, 偏压墙和树根桩处置方案具有良好的效果。

关键词: 岩溶隧道; 树根桩; 偏压墙; Midas-GTS; 数值分析

中图分类号: U452

文献标志码: A

0 引言

随着中国交通建设的不断发展, 穿越岩溶地区的隧道工程越来越多。在中国西南地区岩溶地貌分布广泛, 溶洞大小不一, 发育形态各异, 特别是发育规模庞大的溶洞, 周边围岩易发生变形和破坏。岩溶地区隧道稳定性问题已成为工程建设中的突出问题, 为确保工程建设的顺利进行, 必须解决岩溶对工程结构的影响以及诱发的地质灾害问题, 因此有必要研究岩溶对隧道稳定性的影响。

目前, 已有众多学者针对岩溶地区隧道稳定性问题进行相关研究, 周雪铭等^[1]对隧道开挖过程中岩溶隧道的处置结构和隧道围岩进行了有限元数值模拟分析, 结果表明在隧道掘进时开挖面附近的桩基应变、支撑墙压力均加速增大, 随后趋于稳定; 易介民等^[2]分析了溶洞尺寸和位置对岩溶隧道稳定性的影响; 李雄周等^[3]研究了隧道岩溶的发育规律, 并通过数值模拟分析提出了一种新的溶洞处理方法; An等^[4]分析了分叉隧道底部的溶洞对围岩稳定性的影

响, 并探讨了隧道围岩的受力变形特征; Chen等^[5]研究了隧道开挖过程中围岩和处置结构的稳定性, 分析了回填桩承台挡土墙复合处理结构与围岩之间的位移和初始支护应力的发展规律; 谭代明等^[6]研究得出隧道开挖后隧道周边围岩分别向溶洞内和隧道内产生变形。

已有研究表明: 数值模拟分析对研究围岩稳定性和溶洞处置结构的安全可靠性具有重要意义^[7-13]。本文依托都安至巴马高速公路建设项目弄莫隧道工程, 采用Midas-GTS岩土数值分析软件, 构建岩溶隧道三维数值模型, 重点研究隧道开挖对处置结构和隧道围岩稳定性的影响, 研究结果可为岩溶地区隧道施工及岩溶处置提供一定的借鉴与参考。

1 工程概况

都安至巴马高速公路弄莫隧道为分离式长隧道, 其中左线长2 456 m, 进口隧道路面设计高程为163.98 m, 最大埋深约302 m。隧道区属岩溶峰丛谷地地貌, 地表封闭型岩溶洼地, 溶蚀裂隙、落水洞等

收稿日期: 2020-12-28

基金项目: 广西科技基地和人才专项(编号: 桂科AD17129047); 广西科技计划项目(编号: 桂科AD17129047); 交通运输行业重点科技项目清单项目(编号: 2020-MS3-082)

作者简介: 黄海峰, 男, 大学本科, 高级工程师. E-mail: 83291881@qq.com

*通信作者: 畅振超, 男, 硕士. E-mail: 792816822@qq.com

溶蚀现象发育,地下水为岩溶裂隙溶洞水,枯季隧道区地下水位埋深标高 130~132 m,雨季地下水位埋深标高 152~155 m。

该工程在施工至 ZK362+622 掌子面时,掌子面左侧揭露一大型干溶洞,其位置在隧道 ZK362+597.5~ZK362+643.5 段左侧,溶洞形状不规则,拱顶以上高 8 m,拱顶往下深度约 10 m,宽 42 m,纵向长 46 m,溶洞底部充填砂质黏土,最低处标高约 163.5 m,高于雨季地下水位埋深标高 152~155 m,但可能存在过水通道,旱季无水,雨季可能存在较大水量。其中 ZK362+597.5~ZK362+622 左侧轮廓与溶洞间的岩壁厚度较薄,为 4~8 m;ZK362+622~ZK362+643.5 段隧道拱顶左侧轮廓侵入溶洞范围,拱顶以上左侧悬空,若掌子面继续开挖,将存在较大偏压,施工过程中存在较大安全隐患。

2 处置方案

针对该大型干溶洞,处置方案如图 1 所示。ZK362+620~ZK362+643.5 范围内施工 C25 混凝土偏压墙,以减少偏压,偏压墙的最小厚度不小于 5.0 m。除施工浇筑偏压墙外,还需对该段大型干溶洞一定高度范围内进行块石回填,采用 S5-P 加强型衬砌进行支护,上、中、下台阶拱脚各采用 2 根 $\phi 108$ 锁脚钢管加强支护,斜向下 45° 打设,单根锁脚钢管长度暂定 18 m,可根据现场进行调整,要求深入基岩 3.0 m。

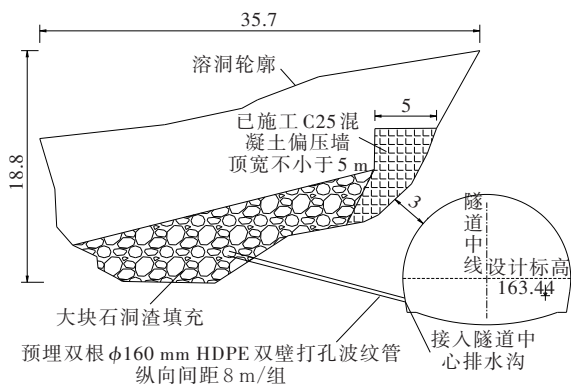


图 1 大型干溶洞处置示意图(单位:m)

根据病害的发展情况,确定下一步施工过程所选用的处置方案如图 2 所示,采用“树根桩”方案对弄莫隧道基底岩溶地基进行处理。通过 S5-P 加强型衬砌进行支护,初支型钢采用 120b 工字钢,纵向间距 50 cm,二衬用 C40 混凝土,厚 50 cm。

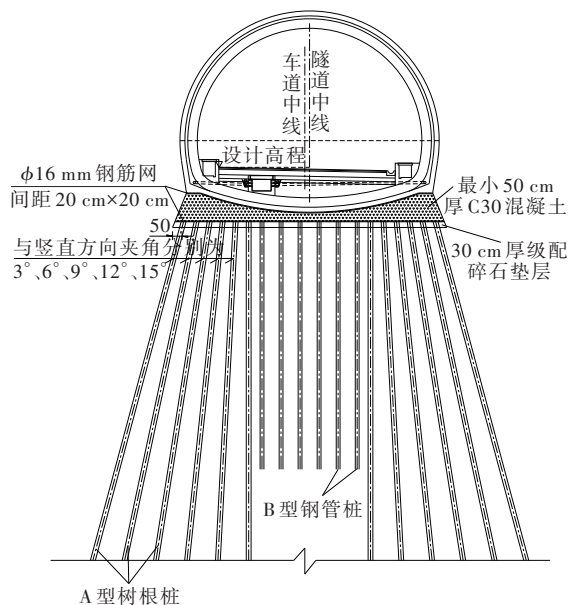


图 2 弄莫隧道软弱地基处理示意图

3 数值模型建立

借鉴相关文献研究^[14],建立隧道数值模型时,模型范围一般取隧道最大开挖洞径的 3~5 倍。该工程左线隧道跨径为 11.8 m,高为 8.9 m,拱底半径为 5.9 m。本次模型按照实际尺寸建模,计算模型尺寸取长 200 m、宽 50 m、高 142 m;如图 3 所示,大型干溶洞位于模型左侧,其位置在坐标原点往 Y 正方向 15~35 m 处,形状不规则,拱顶往下深度约 10 m,宽 42 m,纵向长 46 m。

模型边界约束条件:模型左右两侧施加水平方向约束(坐标系 X 方向),模型底部施加竖直方向约束(坐标系 Z 方向),模型顶部为自由场边界;模型以左前方下侧角点为绝对坐标原点,正方向如图 3 所示;网格采用六面体实体单元,共划分单元 33 632 个,节点 35 656 个,具体计算模型见图 3。

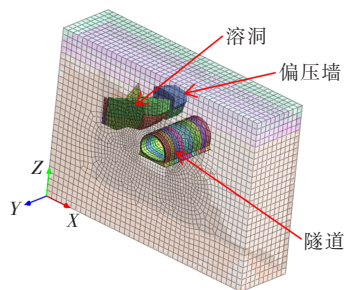


图 3 数值分析模型

围岩、溶洞回填石渣采用Mohr-Coulomb本构模型,混凝土、钢材采用弹性本构模型,树根桩、锚杆采用植入式桁架单元模拟。围岩、初衬、二次衬砌、混凝土垫层、偏压墙、回填块石均采用实体单元模拟,模型材料参数如表1所示。

表1 模型材料参数

材料类型	弹性模量/GPa	泊松比	重度/(kN·m ⁻³)
围岩	20.0	0.19	27.5
初次衬砌	28.0	0.20	25.0
二次衬砌	32.5	0.20	25.0
树根桩	31.5	0.20	25.0
锚杆	210.0	0.30	76.5
混凝土垫层	30.0	0.20	25.0
偏压墙	28.0	0.20	25.0
回填块石	20.0	0.19	27.5

计算模型施工阶段包含初始应力、溶洞形成、隧道施工阶段开挖与支护。初始应力阶段只施加重力荷载,忽略地质构造应力。为了分析隧道开挖对处置结构及隧道结构位移特征的影响,溶洞开始形成和开始施作偏压墙与块石回填处置这两阶段的初始位移均清零。隧道开挖阶段施工步骤如下:①开挖5 m,钝化开挖网格单元;②激活边界条件初次衬砌、二次衬砌、衬砌缝界、锚杆;③激活树根桩边界条件,开始树根桩施工;④激活混凝土垫层、碎石垫层边界条件。

采用以上步骤模拟隧道开挖与支护的施工过程,每次开挖5 m,模型隧道总长50 m,共设置10组工况进行分析。

4 计算结果分析

4.1 树根桩位移和轴力分析

4.1.1 树根桩位移分析

为了探究树根桩的处置效果,本文选取Y=1 m断面的3根树根桩进行计算分析。如图4所示,分别取最左侧1号桩、中间第三根2号桩、最右侧3号桩进行分析。提取每根桩的桩顶水平位移和竖向位移,绘制桩顶位移与隧道开挖距离的关系曲线如图5所示。以绝对坐标为参考系,负值表示桩顶沿X轴或Y轴的负方向产生位移,反之亦然。

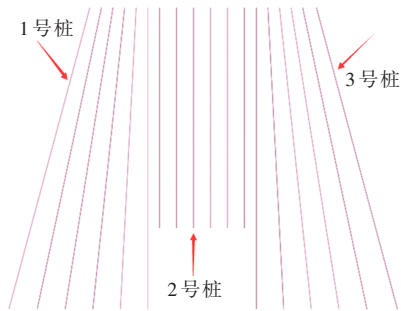
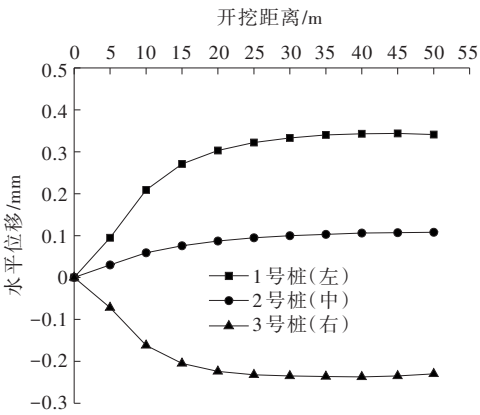
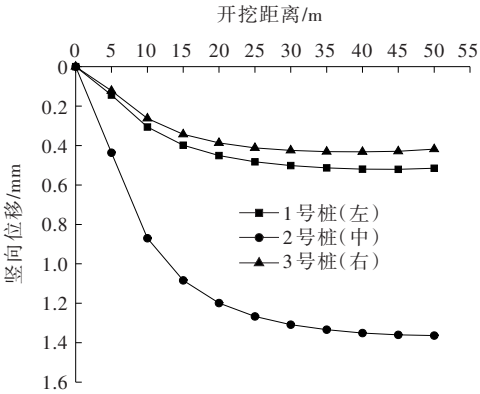


图4 树根桩特征点示意图



(a) 桩顶水平位移与开挖距离关系



(b) 桩顶竖向位移与开挖距离关系

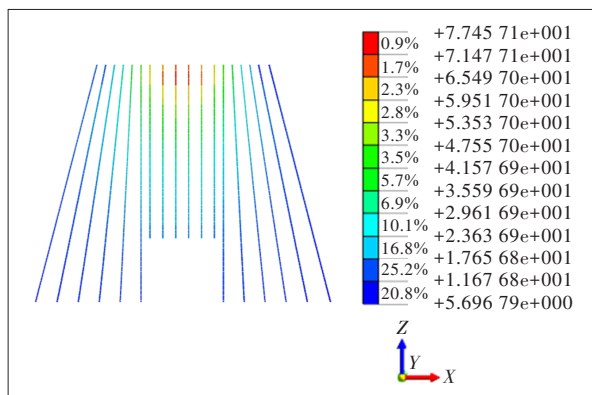
图5 桩顶位移与开挖距离关系曲线

由图5可知:①随着隧道开挖距离不断增加,Y=1 m断面的3号桩向靠近溶洞一侧方向偏移,1号桩和2号桩向远离溶洞一侧偏移;随着开挖距离的增大,各桩体水平位移均增大,但增长速率逐渐减缓。隧道开挖面越远离Y=1 m断面,三者水平位移的增长速率越缓慢,2号桩变化幅度最小,2号和3号桩增长速率相近,但发展方向相反;②桩顶竖向位移均为正值,表明Y=1 m断面的3根树根桩桩顶均出现隆起现象。随着隧道的开挖,3根桩的竖向位移均增

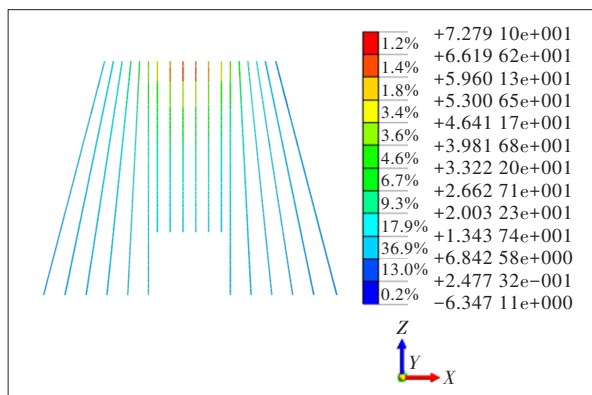
大,并最终趋于稳定;中间桩的隆起位移最大,最大位移为 1.36 mm,位于两侧的 1 号桩和 3 号桩的竖向位移较为接近,且均小于 2 号桩。

4.1.2 树根桩轴力分析

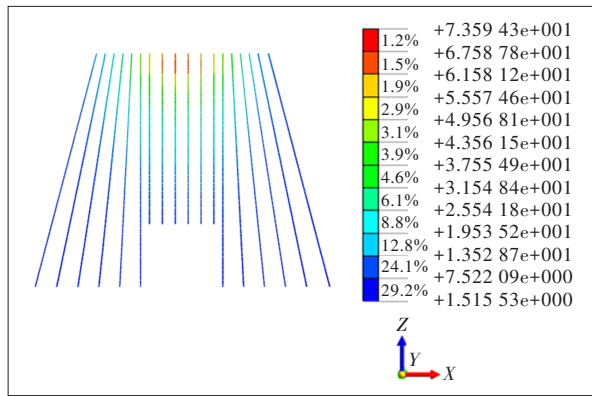
隧道开挖完成之后,选取 $Y=5\text{ m}$ 、 15 m 、 50 m 下典型断面的树根桩轴力,受拉为负,受压为正,计算结果如图 6 所示。



(a) $Y=5\text{ m}$ 断面



(b) $Y=15\text{ m}$ 断面



(c) $Y=50\text{ m}$ 断面

图 6 不同断面下树根桩轴力(单位:kN)

由图 6 可知:树根桩以受压为主,各断面轴力值较为接近,说明溶洞的存在对树根桩的轴力影响较

小。中间桩桩顶部分所受轴力最大,桩体下部及两侧桩体所受轴力较小,且受力较为均匀。

4.2 复合地基分析

为探究回填块石和混凝土垫层处理岩溶隧道软弱地基的效果,选取 $Y=0$ 典型断面的复合地基作为分析对象,复合地基的特征点选取如图 7 所示。提取图 7 中 4 个特征点的水平位移和竖向位移,绘制如图 8 所示的位移与开挖距离关系曲线。

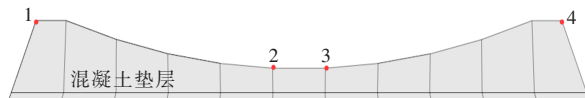
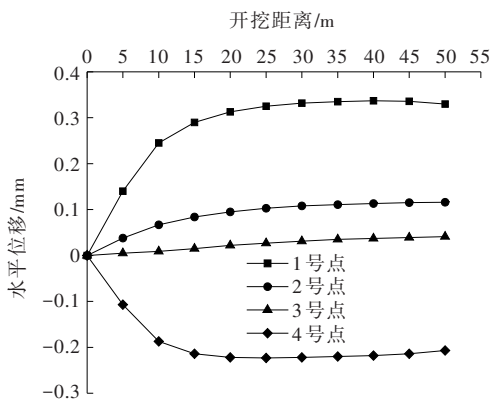
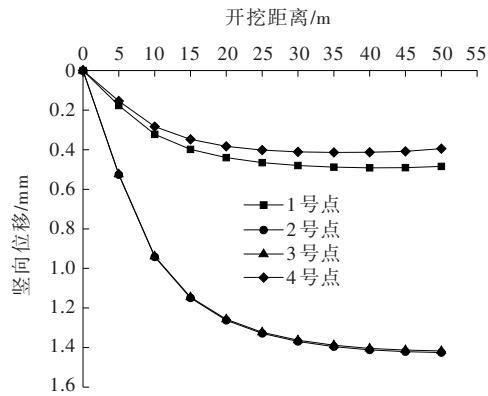


图 7 复合地基特征点示意图



(a) 复合地基水平位移



(b) 复合地基竖向位移

图 8 不同工况下的复合地基水平位移和竖向位移

由图 8 可知:① 1、2、3 号特征点处的水平位移均为正值,即向背离溶洞一侧偏移,而 4 号点处的水平位移为负值,该点是向溶洞一侧偏移。随着开挖距离的增大,各特征点水平位移均逐渐增大,复合地基两侧水平位移增长较快,中间位置增长缓慢,各特征点水平位移增长速率均随开挖距离的增大而减少,最大水平位移为 0.33 mm;② 各特征点竖向位移均

为正值,复合地基顶部均出现隆起;随着开挖距离的增加,竖向位移随之增大,但增长速率逐渐减少,最后趋于稳定。2、3号点竖向位移变化曲线基本重合,最大竖向位移为1.43 mm,说明这两点处的竖向位移变化一致。以上规律可以发现,复合地基特征点沉降规律与树根桩的竖向位移变化规律一致。

4.3 偏压墙分析

偏压墙是初期处置结构,在隧道开挖之前已经施工完毕,选取偏压墙上6个特征点(图9)进行分析,研究偏压墙在隧道开挖过程中水平位移和竖向位移的变化规律,结果如图10所示。

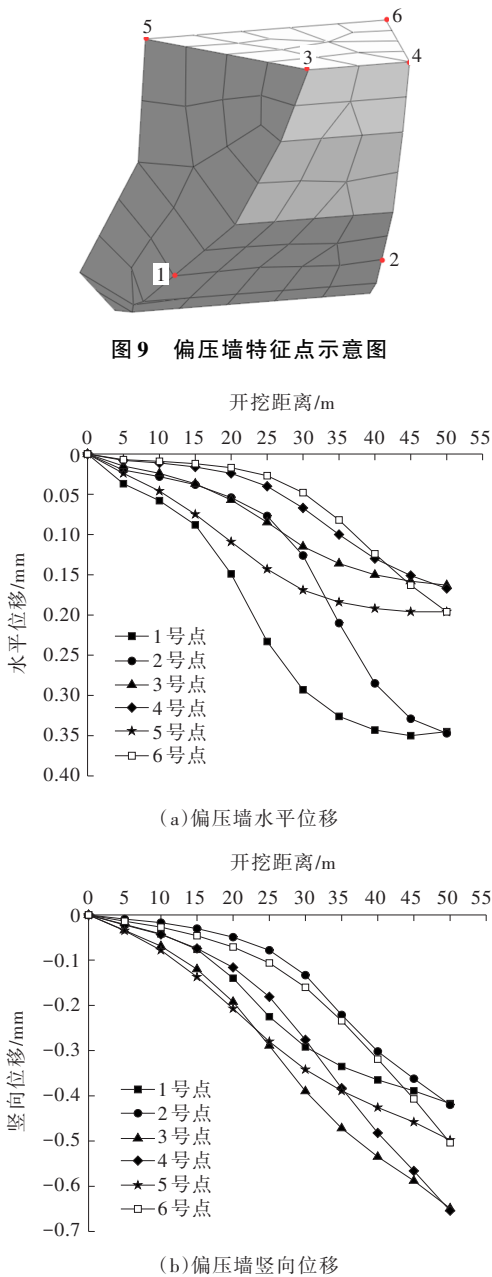


图10 不同工况下的偏压墙水平位移和竖向位移

由图10(a)可知:随着开挖距离的增大,偏压墙上6个特征点的水平位移均增大,且底部的水平位移大于顶部;当开挖距离约20 m时,各点水平位移增长速率加快,其中以偏压墙底部1、2号特征点变化尤为显著。进一步分析可知,该段为溶洞区域,溶洞对隧道围岩影响较大,围岩易发生变形;由图10(b)可知:随着开挖距离的增加,各特征点竖向位移均增大,最大位移值为0.65 mm,且各特征点竖向位移变化规律基本一致。

图11为不同工况下的偏压墙竖向应力云图,图中负值表示受压,正值为受拉。

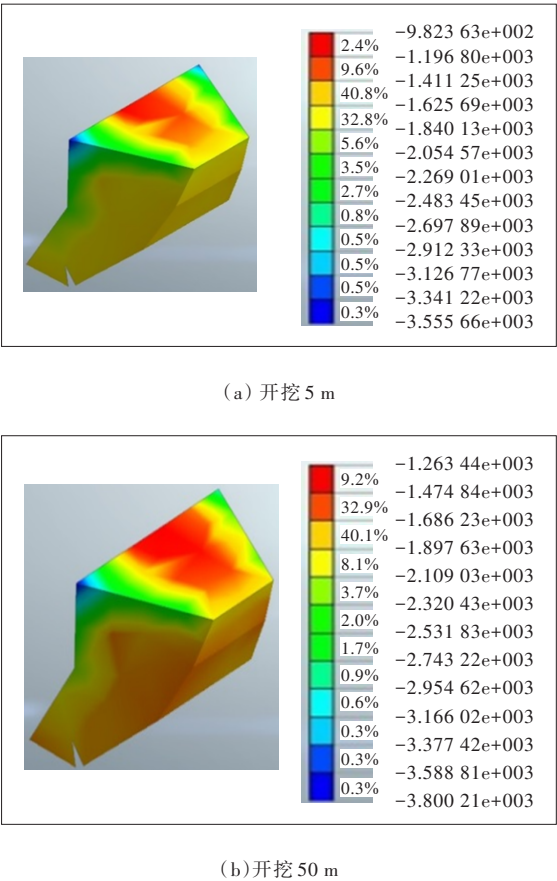


图11 不同工况下偏压墙竖向应力云图(单位:kPa)

由图11可知:偏压墙整体处于受压状态,且在5号特征点位置竖向压力最大;提取模型竖向压力值可知,最大竖向压力为3.99 MPa。随着隧道的掘进,偏压墙顶面的压应力逐渐向隧道开挖方向扩增,靠近隧道一侧(3号和4号点一侧)的压应力也在不断增大,但最大竖向压应力始终位于5号点处,在实际施工过程中需对该部位的稳定性给予特别重视,以免发生偏压墙结构破坏。

4.4 隧道围岩分析

4.4.1 围岩位移分析

选取 $Y=0$ 典型断面对隧道围岩水平及竖向位移进行分析,隧道围岩特征点布置见图 12。图 13 为隧道围岩各特征点的位移与隧道开挖距离关系曲线。

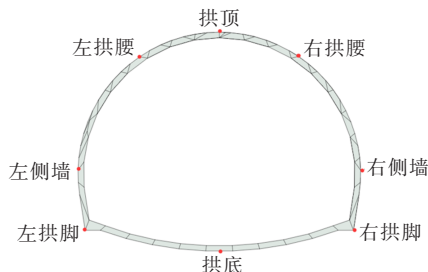
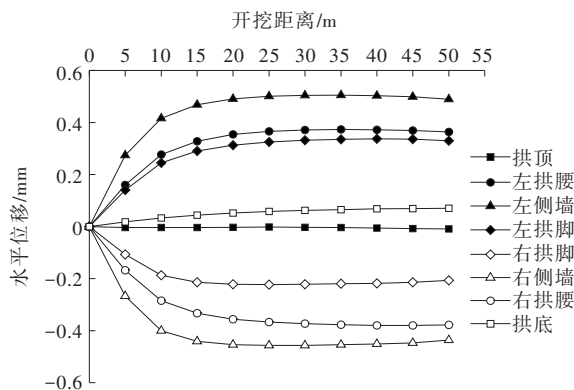


图 12 隧道周边围岩特征点示意图

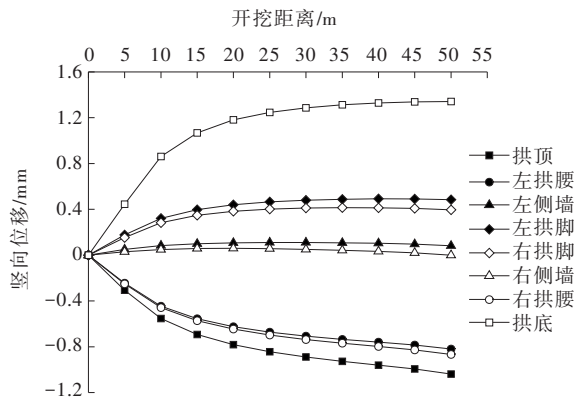
由图 13 可以看出:① 拱顶、拱底水平位移较小,隧道两侧围岩特征点水平位移发展方向基本呈对称式分布,但其数值略有不同,左侧拱脚和侧墙处围岩特征点的水平位移略大于右侧,而两侧拱腰处特征点的水平位移大小相近。左拱腰、左侧墙、左拱脚水平位移偏向隧道一侧,右拱腰、右侧墙、右拱脚水平位移则偏向有溶洞的一侧。随着隧道的掘进,围岩水平位移数值整体较小,最大水平位移为 0.50 mm;② 左侧墙、右侧墙竖向位移非常小,拱底、左拱脚、右拱脚均发生隆起现象,且拱底隆起尤为显著,最大隆起位移为 1.34 mm。左拱腰、右拱腰、拱顶均发生沉降,且随开挖距离的增大,沉降逐渐增大,最大沉降位移为 1.04 mm。综合以上各特征点的位移变化规律可知,隧道开挖过程中围岩会发生向隧道内的偏

移变形。对比图 13(a)、(b)可知:隧道开挖时围岩竖向位移量远大于水平位移量。

选取 $Y=5\text{ m}$ 、 15 m 、 35 m 、 50 m 共 4 个断面,分析隧道开挖完成后,4 个断面处在施作偏压墙前后围岩的拱顶和拱底位移变化,结果如表 2 所示。



(a) 隧道周边围岩水平位移



(b) 隧道周边围岩竖向位移

图 13 不同工况下隧道周边围岩水平和竖向位移

表 2 拱顶与拱底位移

mm

围岩位置	Y=5 m 断面		Y=15 m 断面		Y=35 m 断面		Y=50 m 断面	
	处置前	处置后	处置前	处置后	处置前	处置后	处置前	处置后
拱顶	-1.545	-1.537	-1.535	-1.526	-1.533	-1.524	-1.536	-1.529
拱底	1.949	1.950	1.946	1.947	3.880	1.940	3.820	1.911

由表 2 可知:溶洞处置前,拱顶位移沉降量为 1.533~1.545 mm,最大沉降量出现在 $Y=5\text{ m}$ 断面;处置后,沉降量最大减少 0.009 mm,同比减少了 0.59%;溶洞处置前,拱底隆起位移为 1.946~3.880 mm,最大隆起出现在 $Y=35\text{ m}$ 断面;处置后,隆起位移最大减少 1.940 mm,同比减少 50%。说明通过施作偏压墙的方法来处置溶洞,具有一定的效果。

4.4.2 围岩最大主应力分析

图 14 为 $Y=0$ 断面开挖 5 m、15 m、35 m、50 m 时

的围岩最大主应力云图。

由图 14 可知:围岩最大主应力以压应力为主,表明隧道围岩受力状态良好,能充分发挥围岩的成拱效应特征。随着隧道的开挖,对围岩的最大主应力变化影响幅度较小。提取模型最大主应力数据可知,隧道围岩最大主应力保持为 0.86~1.78 MPa,说明偏压墙处置方法有效。对比图 14 中不同开挖断面的应力云图可以发现,随着隧道的开挖,拱顶和拱底围岩的压应力减小,而两侧拱侧墙和拱腰处的压应力略有增

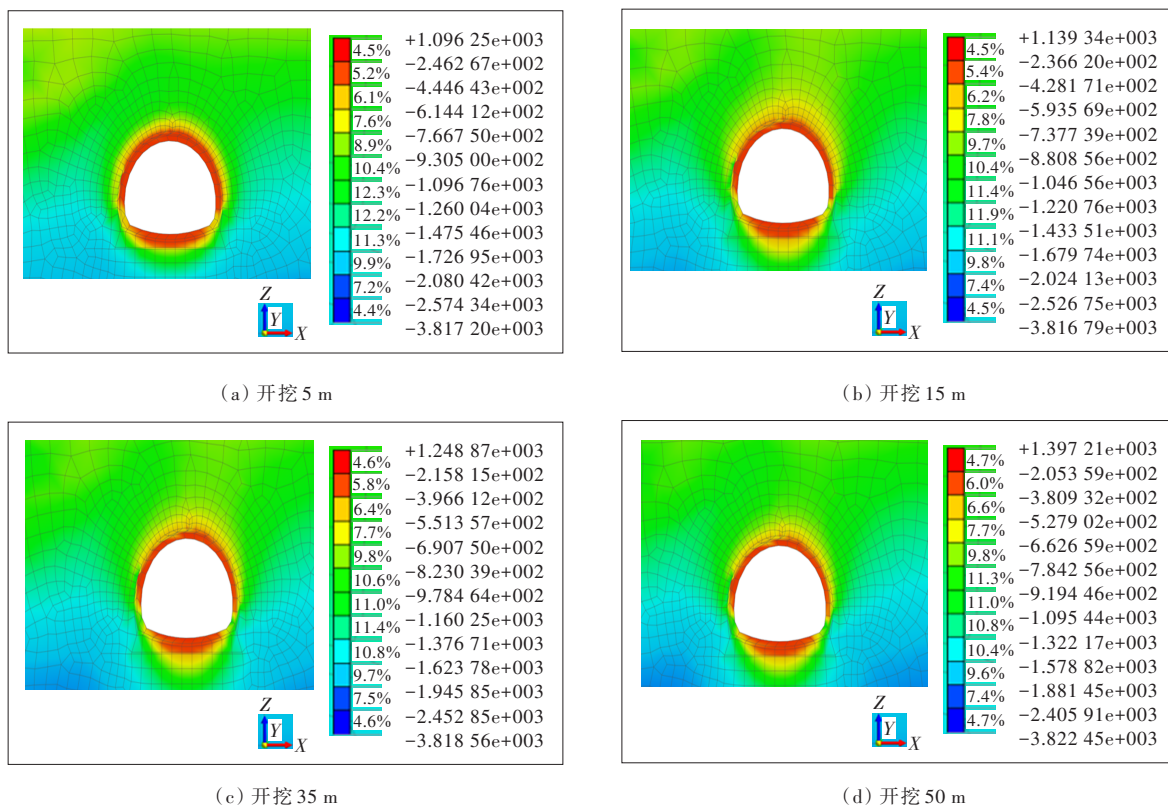


图 14 不同开挖距离隧道围岩最大主应力(单位:kPa)

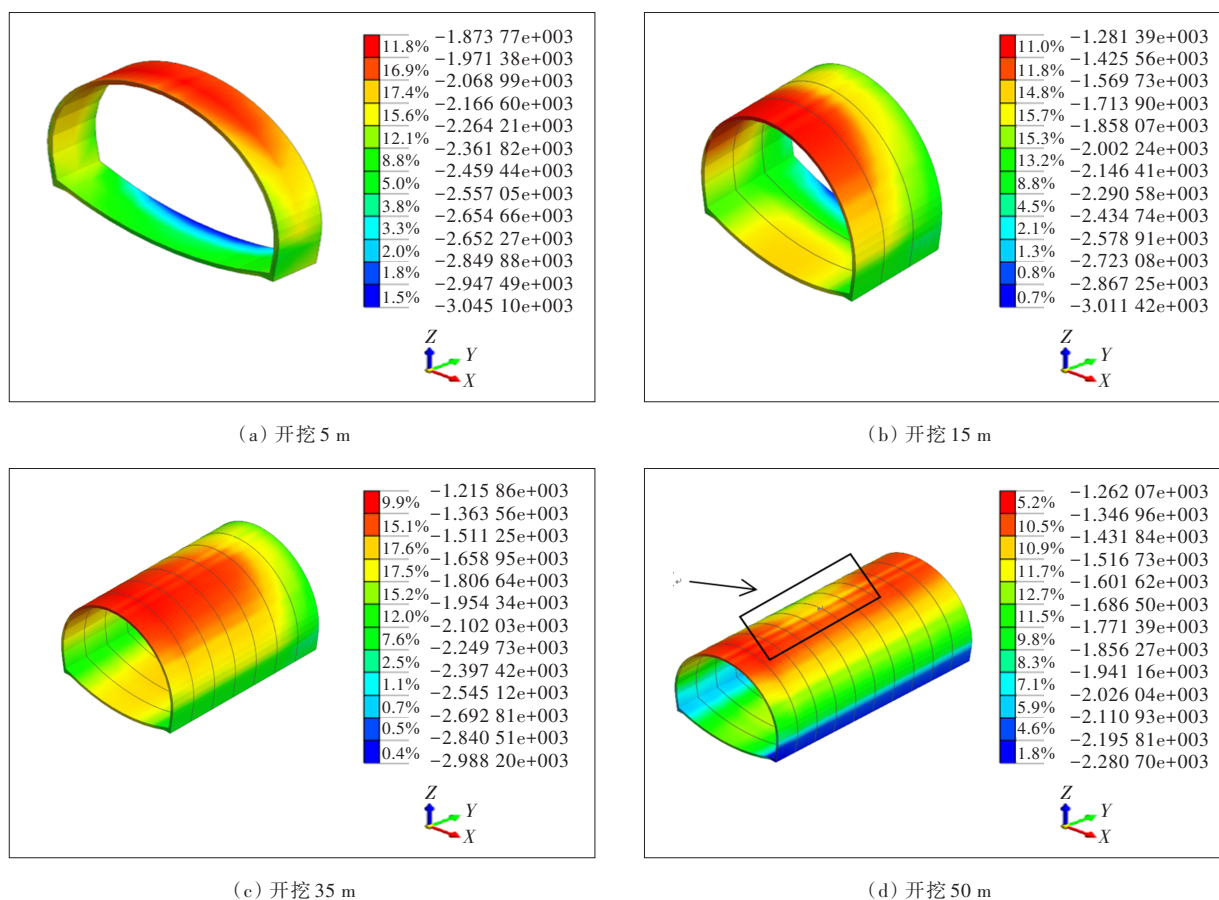


图 15 不同工况下初衬砌结构的竖向应力图(单位:kPa)

大,说明隧道开挖使隧道拱顶和拱底围岩应力得到了释放,同时造成拱腰和拱侧墙处围岩应力增大。

4.5 初衬结构分析

选取 $Y=5\text{ m}$ 、 15 m 、 35 m 、 50 m 典型断面分析初衬砌结构,各断面的竖向最大应力如图 15 所示。

从图 15 可以看出:随着开挖距离的增加,最大竖向应力场沿隧道开挖方向不断延伸;开挖 5 m 时,最大竖向应力出现在拱底沿掘进方向 5 m 处;开挖 15 m 时,最大竖向应力部位出现在掘进方向 15 m 处;以此类推,在隧道开挖过程中最大竖向应力部位始终位于隧道掘进方向最前端。但随着隧道开挖完成,所有衬砌拱脚位置均出现最大压应力,初衬砌所受应力以压应力为主。

由图 15(d)可知:隧道开挖完成后,靠近溶洞一侧(掘进方向左侧)且位于溶洞区段的衬砌压应力明显大于其他部位(衬砌拱脚除外),表明溶洞的存在对衬砌结构的竖向最大应力场有较大的影响。这是由于岩溶区段的围岩岩土性质较差,衬砌承担了部分围岩应力,致使该区段的最大竖向压应力明显大于其他区段。

5 结 论

(1) 隧道开挖过程, $Y=1\text{ m}$ 断面的左侧桩和中间桩向远离溶洞一侧方向偏离,右侧桩向靠近溶洞一侧方向偏离,中间桩水平位移最大。桩顶均发生向上隆起,中间桩隆起最为显著,最大隆起位移为 1.36 mm 。

(2) 随着开挖距离的增大,复合地基各特征点处水平位移均逐渐增大,两侧特征点处水平位移增长较快,中间位置增长缓慢。各特征点水平位移增长速率均随着开挖距离的增大而减小。复合地基顶部均出现隆起现象,中间位置隆起最为明显,最大值为 1.43 mm ,复合地基特征点位置的沉降规律与桩基一致。

(3) 隧道开挖过程中,偏压墙底部的水平位移大于顶部,靠近溶洞区段的偏压墙部位水平位移变化速率较大,偏压墙处于受压状态,最大压应力始终出现在左上角(5号点)位置,在实际施工过程中,应注意对该部位进行加强及观测,防止因强度不足而产生破坏。

(4) 在隧道掘进过程中,隧道围岩均发生向隧道

内挤压的形变,且围岩竖向位移远大于水平位移。隧道拱底围岩向上隆起,隆起最大达 1.34 mm 。

(5) 隧道开挖完成后,靠近溶洞一侧(掘进方向左侧)且位于溶洞区域段的衬砌出现局部应力集中现象,表明溶洞的存在对衬砌结构的竖向最大应力场有较大的影响。

参考文献:

- [1] 周雪铭,刘辉,彭川,等.岩溶隧道开挖对溶洞处置结构影响的数值模拟分析[J].岩土力学,2011,32(1):269-275,303.
- [2] 易介民.岩溶地区地铁隧道稳定性的数值模拟分析[D].广州:华南理工大学,2011.
- [3] 李雄周,王星星,秦之富.云南省某高速公路隧道岩溶段处置技术研究[J].地下空间与工程学报,2017,13(S1):433-441.
- [4] AN Aijun,ZHANG Yong.Numerical simulation analysis of stability of the surrounding rock masses concerning the influence of karst caves in the bottom of forked tunnel[J].Electronic Journal of Geotechnical Engineering,2014,19:481-491.
- [5] CHEN H W,SHA C.Stability analysis of surrounding rock and treatment structures in superlarge karst cave of Naqiu Tunnel[J].Advances in Civil Engineering,2018,2018(Part 6):4842308.
- [6] 谭代明,漆泰岳,莫阳春.侧部岩溶隧道围岩稳定性数值分析与研究[J].岩石力学与工程学报,2009,28(S2):3497-3503.
- [7] 程灏,胡兴.某岩溶隧道支护结构的处置效果分析[J].贵州大学学报(自然科学版),2016,33(3):126-130.
- [8] 肖明,叶超,傅志浩.地下隧洞开挖和支护的三维数值分析计算[J].岩土力学,2007,28(12):2501-2505.
- [9] LIU H,DENG X Z.Construction simulation and monitoring data analysis on influence of tunnel excavation on the treatment structure of karst cave[J].Progress Industrial and Civil Engineering,2012,204-208:1323-1326.
- [10] 桂铭,沙策,刘霖.基于数值分析的回填型岩溶隧道施工技术研究[J].矿冶工程,2018,38(3):20-25.
- [11] 王真.廊道厅堂式溶洞对隧道结构的影响及处置技术研究[D].长沙:长沙理工大学,2017.
- [12] 张胜,沈洪波,王飞.不同施工工法对既有隧道影响的数值模拟研究[J].合肥工业大学学报(自然科学版),2007(5):611-615,619.
- [13] 付敬,丁秀丽,张练.岩溶回填改善地下洞室群围岩稳定性的数值分析[J].长江科学院院报,2006,23(4):47-50.
- [14] 谷兆祺,彭守拙,李仲奎.地下洞室工程[M].北京:清华大学出版社,1994.