

隧道穿越溶洞群对围岩及支护结构稳定性的影响

周凯¹, 胡敏²

(1. 中铁十八局集团有限公司, 天津 300222; 2. 长沙理工大学, 湖南 长沙 410114)

摘要: 隧道穿越灰岩地质时会遭遇各种溶洞, 溶洞的存在会对隧道施工及运营造成不同程度的影响, 隧道穿越溶洞群时影响更大。文中以黔张常高铁桑植隧道穿越 DK151+651.9—747.9 溶洞群为工程背景, 介绍溶洞处理方案, 并利用有限元软件建立溶洞和隧道施工模型, 分析按照处理方案进行施工引起的围岩和支护结构变形及溶腔塑性区的发展情况, 验证设计支护方案的支护效果。结果显示, 辅洞及主洞开挖引起周边围岩和支护结构的竖向、横向变形规律基本一致, 最大值均出现在隧道拱顶处, 但在支护注浆后, 竖向最大位移出现在主洞拱腰位置, 竖向最终位移为 16.7 mm, 拱底隆起 1.7 mm, 最终最大横向位移为 5 mm; 纵向位移值极小, 可忽略不计; 辅洞及主洞施工过程中会在溶洞不同区段和区域产生一定面积的塑性区, 但总体而言塑性区面积不大。

关键词: 隧道; 高铁隧道; 溶洞群; 支护结构; 稳定性

中图分类号: U456.3

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2020)06-0149-07

隧道穿越灰岩地质时经常遭遇大小及方向各异的溶洞, 发育复杂的溶洞给隧道修建和后期运营带来极高风险, 溶洞群的存在会加剧这种影响。如何保证隧道安全穿越溶洞群对隧道建设至关重要。赵明阶结合实体工程, 运用有限元软件分析了不同跨度溶洞与隧道在不同空间分布时对围岩稳定性的影响。吴梦军等通过相似试验模拟隧道开挖通过溶洞的情况, 探讨了溶洞在不同发育程度和不同位置对隧道围岩的影响, 总结了公路隧道通过岩溶区时围岩位移场、塑性区等的分布规律。刘铁雄等根据相似模型理论, 通过正交试验对溶洞顶板从弹性阶段到塑性阶段再到破坏阶段的荷载和位移进行了分析。Waltham A. C. 等利用石膏等材料建立相似试验模型, 通过洞室顶端的破坏研究其顶板的破坏形态, 同时对其能承受的极限荷载进行分析。Chen W. Z. 等通过数值模拟及实地数据测量, 提出了一个可运用于大型地下洞室开挖稳定性分析的蠕变—损伤耦合模型。Pan Y. W. 等运用弹性模型研究了开挖速度和开挖面对隧道收敛的影响, 认为开挖面只有在一定距离内对隧道收敛有影响, 开挖速度影响隧道的初始收敛。李奎以桐子林隧道为背景, 采用 ANSYS 软件研究了隧道开挖过程中围岩的位移和应力变化。刘悟辉等以高速公路下伏溶洞为工程背景, 采用 FLAC 软件建立三维模型, 把汽车荷载加载到路基上, 分析了路基和溶洞的塑性变形, 并模拟对比围岩在溶洞注浆前后的塑性变形量。李到洪等

介绍了衡阳合江套湘江隧道溶洞处理方案, 对侵入盾构主线 1.5 倍洞径范围未填充、半填充溶洞采用吹砂夹石+静压注浆进行处理, 对填充物密度中密以下溶洞进行静压注浆处理。吴雷雷以四川某高速公路岩溶隧道为研究对象, 采用 FLAC^{3D} 软件模拟隧道溶洞的稳定性, 分析了隧道与溶洞不同距离及不同位置时围岩变形和应力变化。虽然对岩溶地质条件下隧道及溶腔的稳定性作了大量研究, 但由于溶洞发育的不规则及溶腔有无充填的不确定性, 加上岩溶地质研究的复杂性, 制约了研究成果的适用性, 而当隧道穿越溶洞群地层时, 又增加了研究的复杂性及不确定性。因此, 需针对具体工程出现的具体溶洞开展研究。该文依托黔张常高铁隧道穿越 DK151+651.9—747.9 溶洞群为工程背景, 利用数值模拟软件对辅洞和主洞按照设计施工时围岩和支护结构及溶腔的稳定性进行分析, 验证设计支护方案的合理性和可行性。

1 溶洞群概况

DK151+651.9—747.9 段溶岩包含两处(DK151+675—709 段岩溶与 DK151+712—733 段岩溶), 位于 1[#] 横通道(DK151+323)与 2[#] 横通道(DK151+870)之间两山的低洼地带, 标高为 370~375 m, 埋深为 10~15 m。该区段处于隧道浅埋地段。隧道洞身通过地层岩性主要为三叠系中统嘉陵江组灰岩夹白云岩, 岩体较完整, 为 IV、V 级围岩, 地表溶丘与岩溶

将水引排至落水洞,中部埋设 2 根 $\phi 300$ 钢筋砼管将水引至中心排水沟,周围埋设 4 根 $\phi 200$ 市政波纹管将水引至汇水池内。

(5) DK151+708 处溶洞采用 C20 砼回填,回填高度为拱部以上 2 m。在 DK151+680 洞室内向 DK151+708 处右侧溶腔钻 3 个 $\phi 200$ 钻孔,将溶洞内水引排至洞室汇水池内。

1.2 DK151+712—733 段岩溶形态及处治方案

1.2.1 溶洞形态

2015 年 9 月 16 日,隧道出口导洞施工至 PK151+710 位置时拱部揭示一溶洞,溶洞走向与平导中线水平夹角约 48° ,溶洞向正洞方向延伸约 40 m,另外一侧约 30 m,高 6~8 m。溶洞底以平导为中心,呈中间高、两侧低发育。2016 年 2 月 4 日上午,在 DK151+735 施作加深炮孔时左侧边墙出现明显异常,补充数个加深炮孔均显示存在明显异常,但无水、无充填、无突水和突泥现象。经多方沟通后,进行揭示处理。2 月 4 日中午爆破掘进至 DK151+734 时,掌子面右侧(线路左侧)揭示出一溶洞,溶洞内部延伸较长。该段溶洞发育规模较大,经多次探测,最终确认溶洞发育形态见图 5、图 6。

1.2.2 处治方案

(1) 掌子面回填洞砟,作为上台阶工作平台。

(2) 清除溶洞内表面危石,平导边墙外 2 m 范围内采用 C25 喷射砼加固岩面,然后采用锚喷网支护加固岩体,锚杆长 3 m,间距 $0.6\text{ m} \times 0.6\text{ m}$;采用 $\phi 8$ 钢筋网,网格间距 $20\text{ cm} \times 20\text{ cm}$ 。

(3) PK151+711—700 段采用 H175 型钢拱架支护,拱架间距 50 cm,二次衬砌采用 40 cm 厚 C35 砼。拱顶漏空部分灌注 2 m 厚 C20 砼,边墙初期支护外侧采用 M10 浆砌片石砼挡护,砼外设置 1 m 厚砂砾缓冲层。

(4) 平导两侧初期支护背后预留 3 根 $\phi 100$ PVC 排水管,将水引入水沟内。

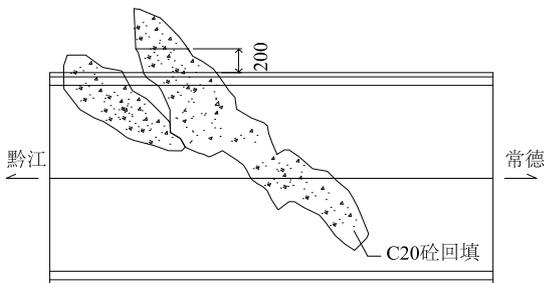


图 5 DK151+712—733 段岩溶纵断面图(单位:cm)

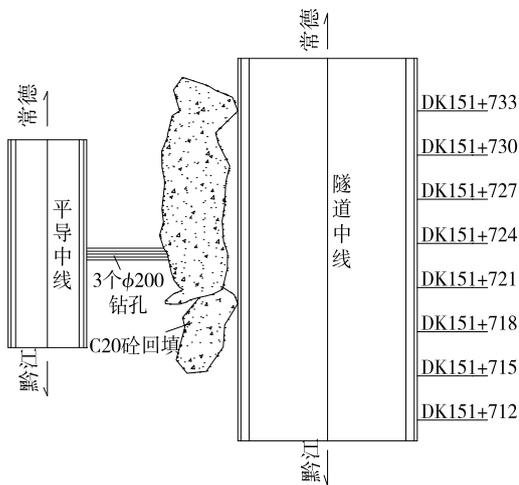


图 6 DK151+712—733 段岩溶平面图

(5) 根据下台阶开挖揭示围岩情况,在小里程方向靠正洞侧 10 m 范围内预留泄水洞施作条件。

2 数值模拟分析

DK151+675—709 段岩溶、DK151+712—733 段岩溶相距很近,在隧道掘进过程中相互影响,故作为一个溶洞群进行分析。DK151+720—810 为浅埋段(对应平导里程为 PK151+682—822),隧道开挖易发生地表塌方和冒顶。地表为溶丘、洼地相间地貌,洼地中分布较多岩溶漏斗及落水洞,地表径流与地下水有强水力联系。1# 横通道(DK151+870)和 2# 横通道(DK151+323)与岩溶段相距较远,分析时不予考虑。

2.1 模型建立

根据图 1、图 2 建立有限元模型。模型长 91 m (对应里程为 DK151+657—748),宽 200 m,高 84 m(高程为 340~424 m),隧道主体结构几何尺寸与设计尺寸一致(见图 7)。根据溶洞形态,按照溶洞尺寸及与隧道的位置关系建立溶洞模型,溶洞集中在 DK151+675—735 段(见图 8、图 9)。

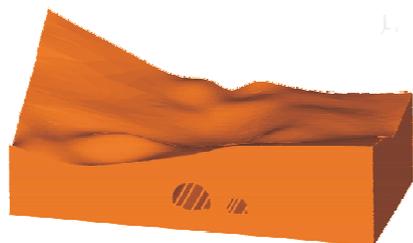


图 7 DK151+657—748 段隧道围岩模型

2.2 计算步确定

根据溶洞与主洞开挖范围的位置关系,模拟时

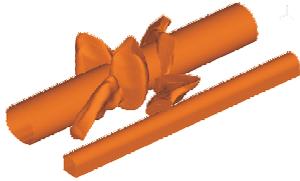


图8 DK151+657—748段隧道主洞、辅洞二次衬砌与溶洞位置关系



空腔为隧道主洞、辅洞二次衬砌范围内的溶腔

图9 DK151+657—748段岩溶群与隧道位置关系

先辅洞开挖,然后将主洞开挖分为6个开挖步骤进行施工,分别为DK151+748—736、DK151+736—716、DK151+716—700、DK151+700—680、DK151+

680—668和DK151+668—657。

2.3 计算参数选取

围岩的物理力学指标根据地质勘查资料和设计资料取用。该段可溶性岩溶均为IV级围岩,计算中采用摩尔—库伦模型;初期支护采用弹塑性模型,厚度为3m;二次衬砌结构假定为弹性壳单元,厚度为0.4m;溶洞充填采用C20砼材料,计算中采用弹性模型。材料参数见表1。

3 计算结果与分析

3.1 初始位移场计算结果及分析

隧道未开挖时,围岩在自重应力场作用下会发生初始位移,数值模拟中需考虑这部分位移并在计算隧道开挖引起的位移时将其扣除才能得到实际开挖引起的位移。隧道未开挖前的初始位移状态模拟结果见图10。

由图10可知:开挖前消除初始地应力产生的位移为 $-1.45 \times 10^{-2} \sim 1.6 \times 10^{-2}$ mm,其值很小,可忽略不计。

表1 模型计算中各材料的参数值

材料名称	重度/(kN·m ⁻³)	变形模量/GPa	泊松比	内摩擦角/(°)	黏聚力/MPa	计算摩擦角/(°)
围岩	23.0	3.0	0.3	35	0.5	55
初期支护	24.0	5.0	1.0	37	1.0	60
二次衬砌	25.0	31.0(弹性模量)	1.0	—	—	—
溶洞充填	24.5	20.0(弹性模量)	1.0	—	—	—

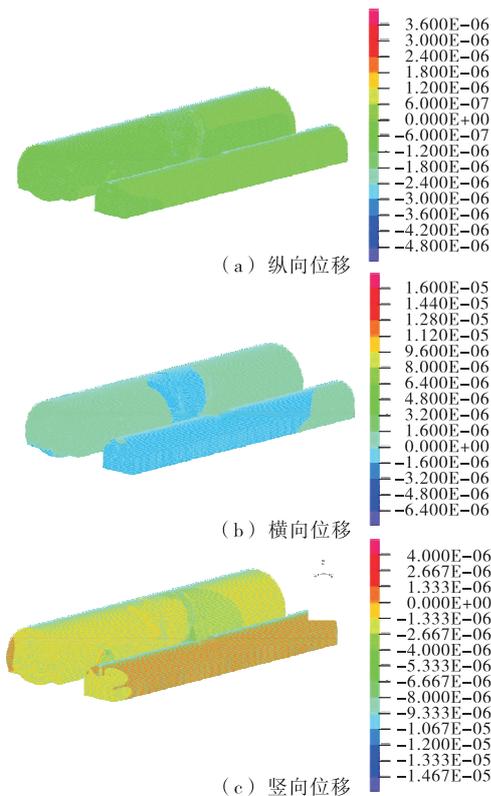


图10 隧道未开挖时围岩的初始位移场(单位:m)

3.2 开挖引起的主洞围岩和支护结构变形计算结果及分析

模拟辅洞开挖的同时,将DK151+748—657分为6个施工步骤进行计算,模拟各施工步引起的主洞围岩及支护结构变形。

3.2.1 竖向变形计算结果及分析

不同施工步引起的主洞围岩及支护结构竖向位移见图11。

由图11可知:辅洞开挖及主洞各施工区段引起的主洞围岩和支护结构的竖向变形不同。辅洞开挖支护对主洞竖向变形的影响较小,最大下降变形为0.6 mm,最大隆起变形为0.4 mm,且主要影响范围为辅洞支护结构拱顶处。DK151+748—736段开挖支护对围岩变形的影响不大。开挖到溶洞段时,变形急剧增大。如DK151+736—716段开挖支护完成后,支护结构最大下沉4.7 mm,拱底最大隆起1.5 mm;DK151+716—700段开挖支护完成后,支护结构最大下沉8.8 mm,拱底最大隆起1.53 mm;DK151+700—680段完成后,支护结构最大下沉12.5 mm,拱底最大隆起1.72 mm。溶洞段开挖支

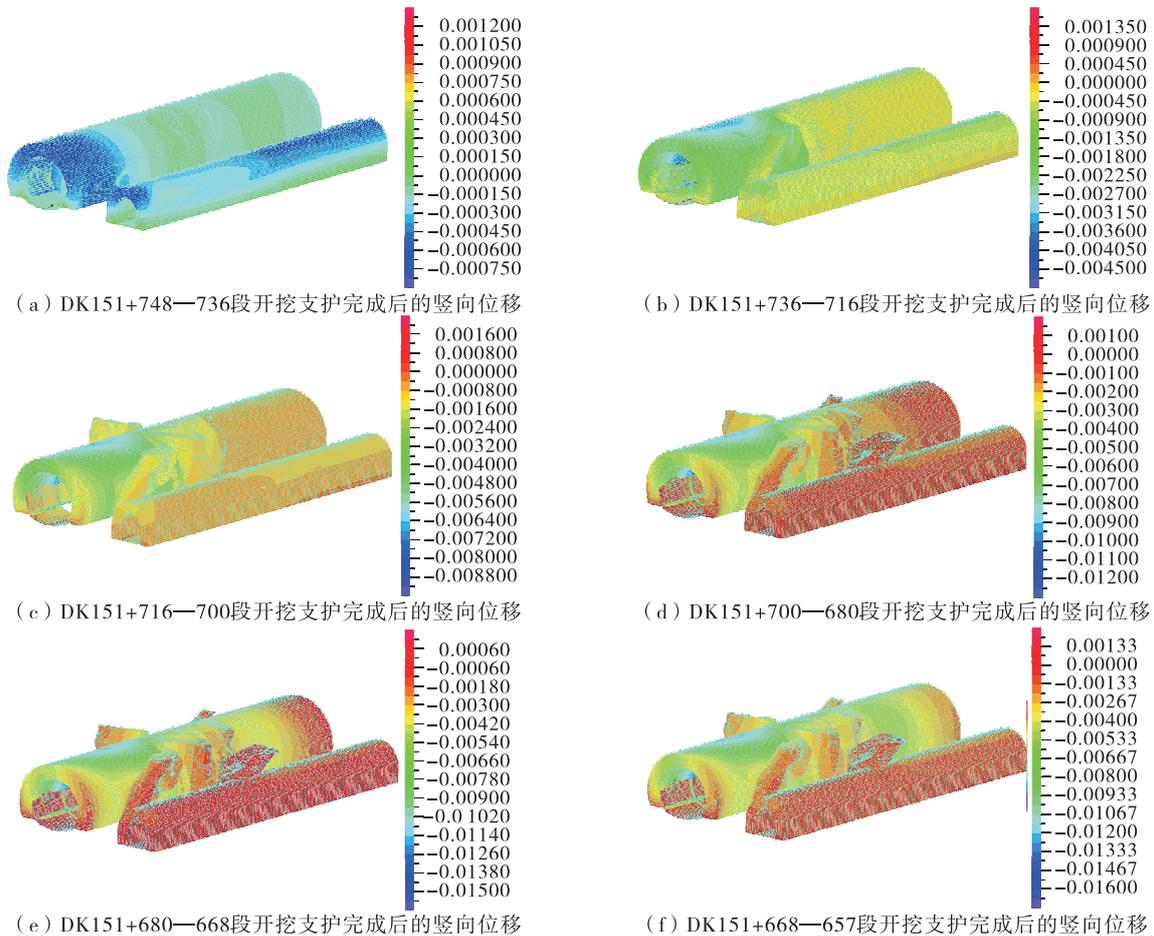


图 11 不同施工步引起的主洞围岩及支护结构竖向位移(单位:m)

护结束后,后续的开挖仍将对溶岩变形产生影响。该段全部开挖支护完成后,支护结构最终下沉 16.7 mm,拱底隆起 1.7 mm。需注意的是,开挖引起主洞竖向变形时,拱底隆起变形较小,受溶洞支护注浆的影响,主洞最大竖向变形不是出现在隧道顶部,而是出现在溶岩 DK151+736—716 段隧道拱腰处,且该区段属于浅埋段,整个开挖过程中隧道上方围岩有明显下沉趋势。

3.2.2 横向变形计算结果及分析

不同施工步引起的主洞围岩及支护结构横向位移见图 12。

由图 12 可知:隧道开挖引起的主洞围岩及支护结构横向变形变化规律与竖向变形类似,幅度较小,最大横向变形发生在溶岩 DK151+736—716 段隧道拱顶,为 5 mm(方向指向辅洞),该段隧道右侧拱角处也发生了较大变形。

3.2.3 纵向变形计算结果及分析

不同施工步引起的主洞围岩及支护结构纵向位移见图 13。

由图 13 可知:辅洞及主洞各施工区段的开挖支护对主洞围岩及支护结构纵向变形的影响极小,可忽略不计。

3.3 开挖引起的溶洞塑性区计算结果及分析

对辅洞开挖和主洞 6 个区段施工引起的溶洞塑性区进行分析,结果见图 14。

从图 14 可以看出:辅洞及主洞开挖前由于地应力作用,溶洞表面有小范围进入塑性状态;辅洞开挖支护完成后,塑性区面积有所减小;主洞 DK151+748—736 段开挖支护结束后,溶腔内侧围岩又重新产生塑性区;DK151+716—700 段开挖支护结束时,DK151+700—680 段溶腔塑性区范围有所增大,需特别注意溶腔的稳定性;DK151+700—680 段开挖支护结束后,DK151+680—668 段局部围岩产生塑性变形;DK151+668—657 段开挖支护结束时,DK151+748—736 段支护有塑性区产生,需加强监控。总体而言,在辅洞及主洞施工过程中,溶洞的塑性区发展区域不大,说明支护设计及处治措施起到了良好效果。

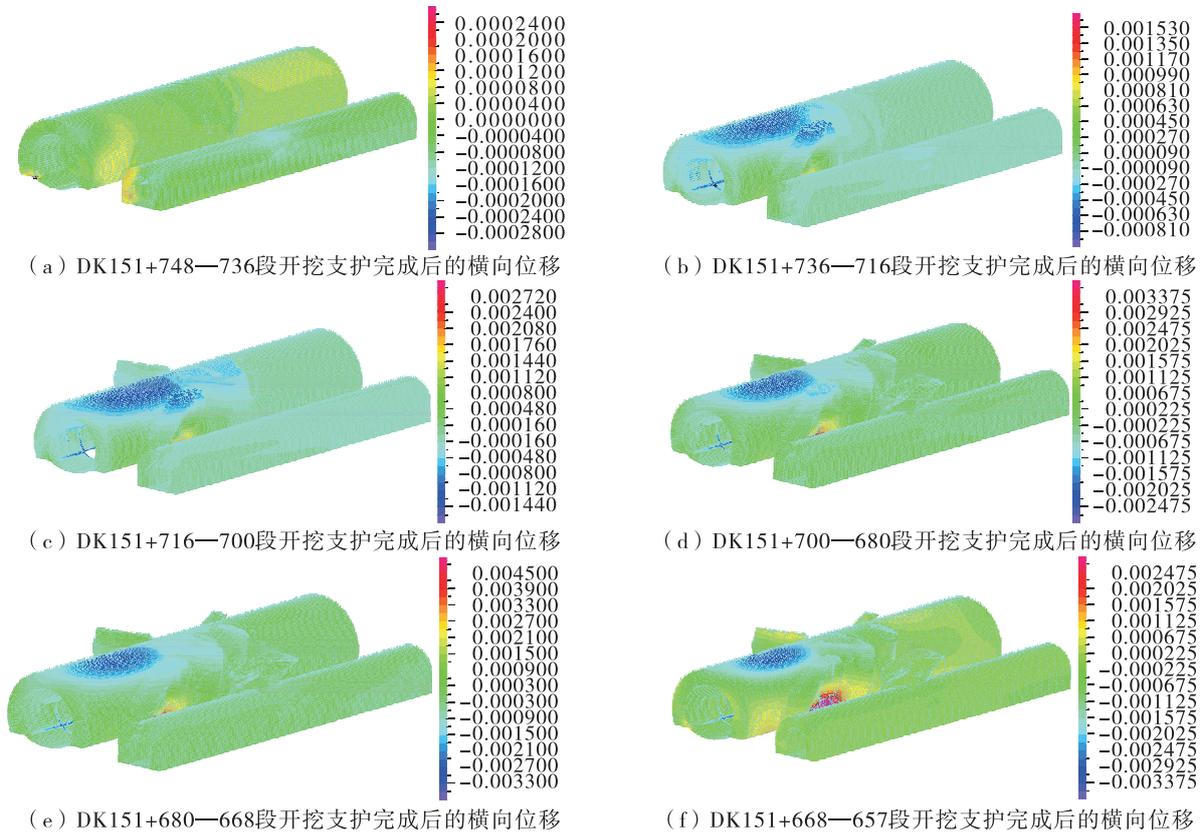


图 12 不同施工步引起的主洞围岩及支护结构横向位移(单位:m)

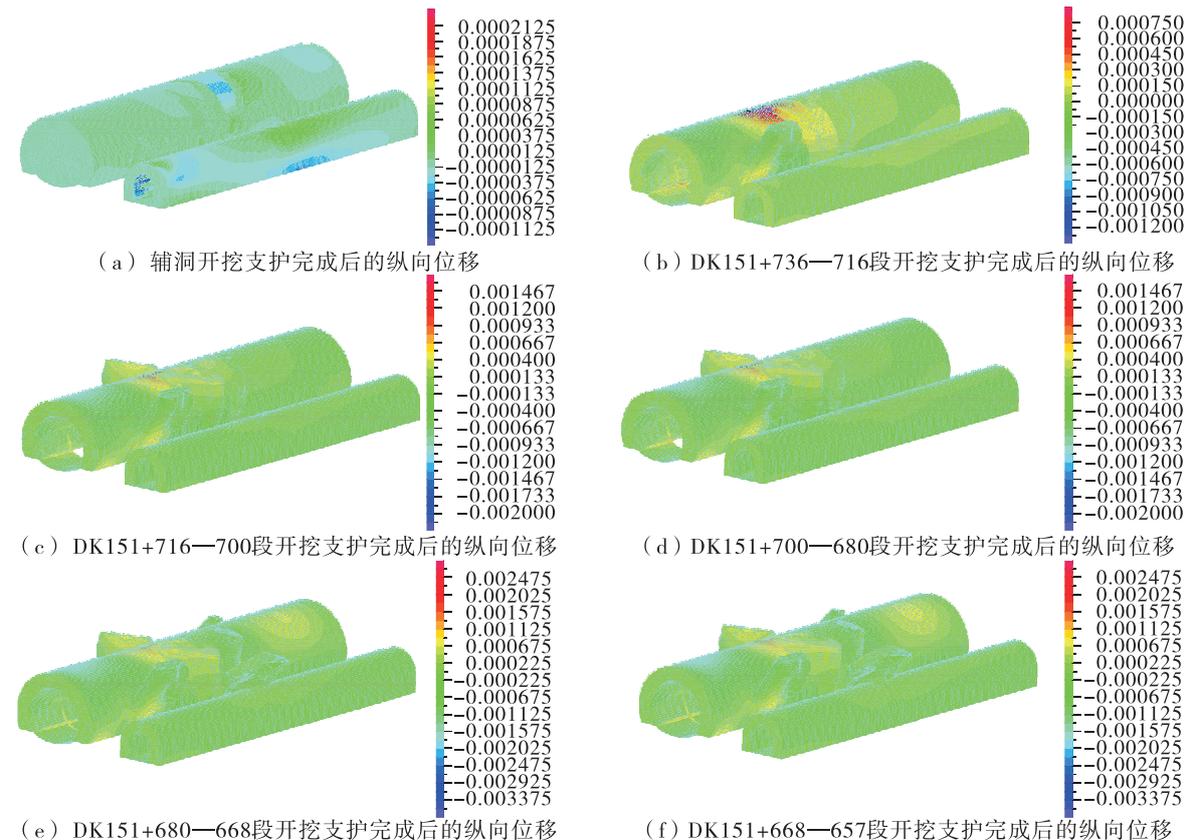


图 13 不同施工步引起的主洞围岩及支护结构纵向位移(单位:m)

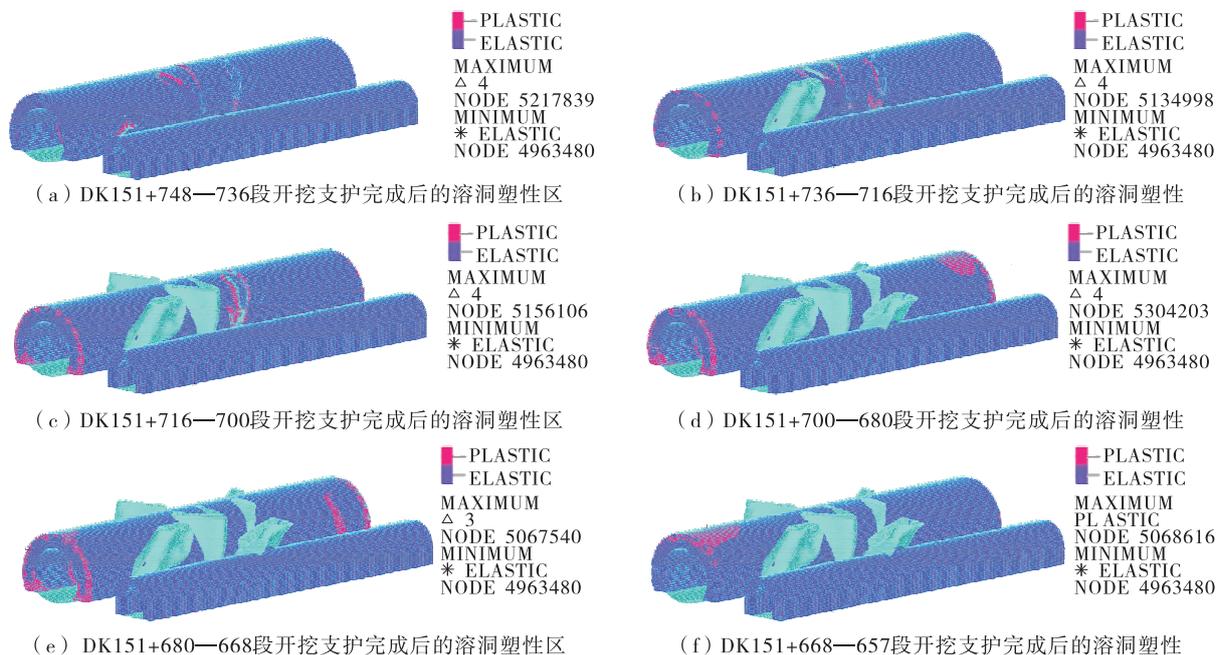


图 14 不同施工步引起的溶洞塑性区

4 结论

(1) 辅洞及主洞不同区段施工引起的主洞围岩和支护结构的位移变化不同,辅洞引起的主洞围岩及支护结构变形较小,主洞在岩溶区段开挖时引起的围岩和支护结构变形最大。

(2) 辅洞及主洞施工引起的主洞围岩和支护结构的竖向位移最大,横向位移次之,纵向位移极小,可忽略不计。

(3) 辅洞及主洞施工会引起溶腔塑性区的不同发展,尤其在溶腔段施工时溶腔区域塑性区会增大,需重视该区段施工时溶腔的稳定性。

(4) 该隧道辅洞及主洞穿越溶洞群时引起的主洞围岩及支护结构变形和溶腔塑性区变化均在可控范围内,该溶洞群支护设计方案合理、可行。

参考文献:

- [1] 赵明阶.隧道顶部溶洞影响围岩稳定性的模型试验研究[J].地下空间,2003,23(2):154-157.
- [2] 赵明阶.岩溶尺寸对隧道围岩稳定性影响的模型试验研究[J].岩石力学与工程学报,2004,23(2):213-217.
- [3] 吴梦军,许锡宾,刘绪华,等.岩溶对公路隧道围岩稳定的影响研究[J].地下空间,2003,23(1):59-62.
- [4] 吴梦军,许锡宾,赵明阶.岩溶地区公路隧道施工力学响应研究[J].岩石力学与工程学报,2004,23(9):1525-1529.
- [5] 刘铁雄,曹华先,彭振斌.相似原理在桩基模拟试验中

- 的应用[J].广东土木与建筑,2005(2):3-5.
- [6] 刘铁雄,彭振斌,安伟刚,等.岩溶地区桩基特性物理模拟[J].中南工业大学学报(自然科学版)2002,33(4):339-343.
- [7] WALTHAM A C, SWIFT G M. Bearing capacity of rock over mined cavities in nottingham[J].Engineering Geology,2004,75(1):15-31.
- [8] CHEN W Z, ZHU W S, SHAO J F. Damage coupled time-dependent model of a jointed rock mass and application to large underground cavern excavation[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences,2004,41(4):669-677.
- [9] PAN Y W, DONG J J. Time-dependent tunnel convergence II: Advance rate and tunnel-support interaction [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts,1991,28(6):477-488.
- [10] 李奎.隧道岩溶围岩力学特性的初步研究[D].成都:西南交通大学,2005.
- [11] 刘悟辉,刘伟.溶洞对路基稳定性影响分析:以常张高速公路 K122+200 路基为例[J].中国岩溶,2006,25(4):347-351.
- [12] 李到洪,陈俐光,姜涌,等.衡阳合江套湘江隧道溶洞处理技术[J].施工技术,2017,46(24):44-47.
- [13] 吴雷雷.岩溶地质环境下影响高速公路隧道溶洞稳定性的数值模拟[J].公路工程,2017,42(3):245-248+265.

收稿日期:2020-07-11