

底部隐伏溶洞隧道施工阶段围岩稳定性分析*

凌同华, 李毅, 欧阳磊, 冯志强

(长沙理工大学, 湖南 长沙 410004)

摘要: 结合实际隧道工程施工案例, 运用有限元软件分析了底部隐伏溶洞对隧道围岩稳定性的影响, 并将计算结果与监控量测数据进行对比。结果表明, 随着隧道开挖面逐渐进入岩溶区, 仰拱处围岩位移急剧增长, 且由于底部岩体整体性变弱及仰拱与溶洞间的岩体变形刚度减小, 仰拱位移逐渐大于拱顶位移; 在距离岩溶区大约 1D 范围内, 仰拱底部围岩竖向位移显著上升, 拱顶、仰拱底部围岩最大主应力逐渐减小, 拱肩处围岩最大主应力逐渐增大。

关键词: 隧道; 溶洞; 围岩稳定性; 有限元; 监控量测

中图分类号: U451

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2017)04-0185-04

随着隧道工程建设向山区拓展, 遇到的地质情况越来越复杂, 其中岩溶地质给隧道带来了不小困难, 如何安全、快速地完成岩溶隧道施工成为隧道工程建设中的关键问题。在岩溶区隧道施工中做好围岩稳定性监控与分析, 进而在适当的时机展开相应支护措施变得尤为重要。当前, 岩溶隧道围岩稳定性问题二维模拟研究相对较多, 但缺乏三维动态施工过程模拟研究。该文依托底部存在隐伏溶洞的隧道工程, 运用有限元软件对岩溶隧道动态施工过程进行模拟, 得到每个阶段围岩位移、应力云图, 并结合实测数据对围岩稳定性进行分析。

1 计算模型参数及模拟方案

1.1 工程概况及隧道模型

依托工程为湖南省永吉(永顺—吉首)高速公路那丘隧道, 全长 2 875 m。根据相关工程地质资料, 隧道区水量贫乏, 难形成稳定的地下水面, 对隧道影响小, 计算中忽略地下水的影响。根据物探资料推测, 在洞身 K14+320—380 段下部, 标高 477.35~449.65 m 间及以下发育有水平向溶洞。

隧道采用新奥法原理设计和施工。初期支护采用 26 cm 厚 C20 喷射砼, $\phi 8$ 钢筋网(间距 20 cm \times 20 cm); 设置 20a 型工字钢架, 纵向间距 75 cm; 采用 D25 中空注浆锚杆, 长度 350 cm, 纵环向间距 75 cm \times 100 cm, 呈梅花形布置; 二次衬砌采用 50 cm 厚 C25 钢筋砼。

模型范围为 $0 \leq x \leq 112$ 、 $0 \leq y \leq 102$ 、 $0 \leq z \leq$

122(见图 1)。溶洞模型等效为半球+圆柱+半球形状, 距离隧道 5 m。溶洞范围为 $41 \leq y \leq 61$, 其中: $41 \leq y \leq 46$ 、 $56 \leq y \leq 61$ 范围为半球状, 洞径 0~5 m; $46 \leq y \leq 56$ 范围为柱体状, 洞径为 5 m。



图 1 隧道计算模型剖面图

1.2 计算参数及模拟方案

数值分析中, 岩体采用摩尔库伦理想弹塑性模型, 通过 MIDAS/GTS 具备的单元激活及钝化处理功能模拟隧道开挖; 初期支护采用实体单元, 二次衬砌采用板单元, 其本构模型都为弹性; 锚杆采用植入

表 1 围岩和支护结构的力学参数

类型	弹性模量/ ($\times 10^8$ kPa)	泊松 比	容重/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	粘聚力/ MPa	内摩擦 角/($^\circ$)
围岩	0.02	0.40	20	0.1	23
锚杆	2.00	0.20	70	—	—
初期支护	0.21	0.20	22	—	—
二次衬砌	0.30	0.20	24	—	—
钢撑	250.00	0.23	25	—	—

* 基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51678071)

式桁架单元。围岩及支护结构的力学参数见表1。

为掌握隧道施工阶段围岩位移、应力变化规律,对 $y=21、31、41、46、51$ m 5个典型断面的拱顶、拱肩、拱腰、拱脚、仰拱底等位置进行监控(见图2)。

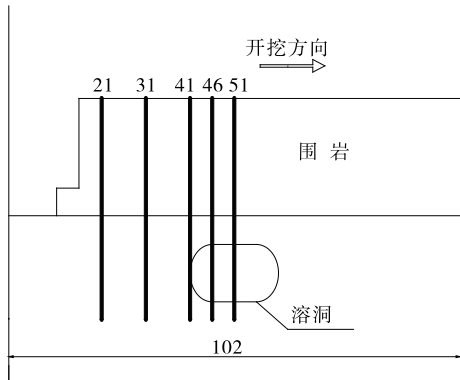


图2 岩溶隧道监控剖面示意图(单位:m)

数值模拟过程:溶洞在隧道开挖之前就已形成,同自重位移一起生成初始位移场,即先模拟溶洞的形成再进行隧道开挖。首先根据围岩参数生成地层,形成初始应力场;在此基础上生成溶洞,形成二次应力场;最后对隧道开挖并进行支护形成最终应力场,隧道开挖模拟过程中不考虑在溶洞形成过程中产生的应力集中。

2 数值模拟结果分析

2.1 围岩变形动态特征分析

隧道开挖中特征位置竖向位移值见表2;开挖至 $y=21、46、51$ m 典型断面时围岩竖向位移见图3; $y=51$ m 断面隧道拱顶和仰拱部位围岩竖向位移变化情况见图4。

表2 典型断面处特征位置围岩竖向位移值

断面/m	特征位置竖向位移/mm				
	拱顶	拱肩	拱腰	拱脚	仰拱
21	-20.4	-13.0	-2.2	7.6	16.2
31	-19.4	-13.7	-3.0	7.8	16.3
41	-20.4	-13.5	-0.8	8.3	20.1
46	-21.3	-14.4	-1.3	7.1	22.5
51	-20.6	-14.9	-1.8	8.2	23.9

由表2可知:在开挖过程中,仰拱底与拱顶处围岩竖向位移相对较大,其次为拱肩、拱脚、拱腰处。随着开挖面逐渐接近并穿过岩溶区,仰拱底处竖向位移大幅上升,开挖至 $y=31$ m 时,仰拱底处围岩竖向位移为 16.3 mm,而至 $y=41$ m 时急剧上升至

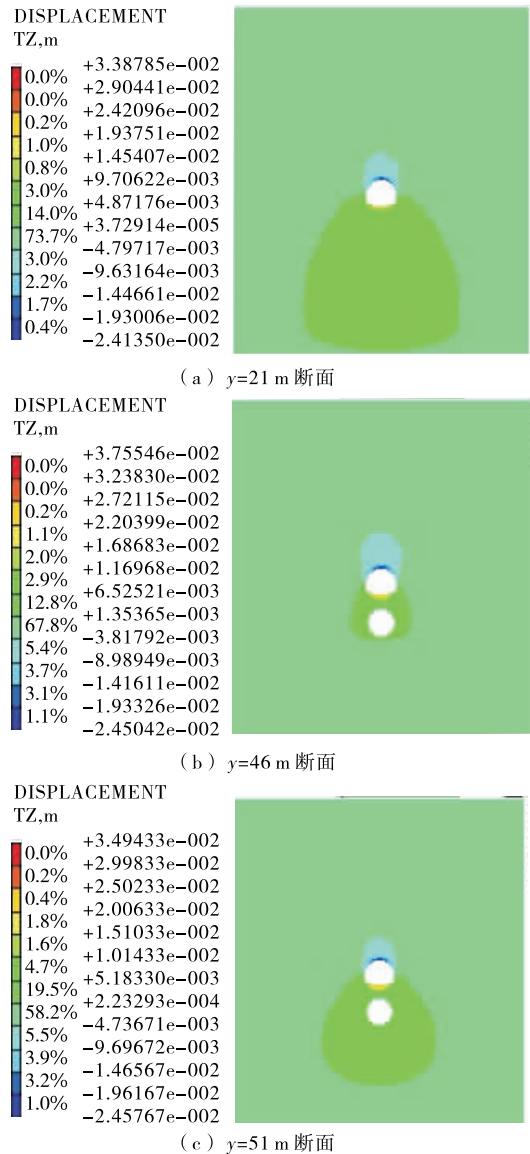


图3 典型断面处围岩竖向位移云图(单位:m)

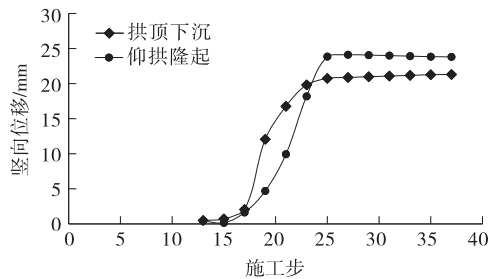


图4 隧道拱顶和仰拱部位围岩竖直位移变化曲线

20.1 mm,说明至 $y=31$ m 处(距离岩溶区 1D 处),溶洞的存在开始对隧道竖向位移产生显著影响;开挖至 $y=51$ m 处(岩溶区中心位置)时,隧道仰拱底部围岩竖向位移达到最大值,为 23.9 mm。随着开挖面逐渐接近并进入岩溶区,隧道拱顶处围岩竖向

位移在 $y=46\text{ m}$ 处达到最大值,为 -21.3 mm ;拱肩处围岩竖向位移在进入岩溶区后变大,至 $y=51\text{ m}$ 处达到最大值,为 -14.9 mm ;拱腰处围岩竖向位移相对较小;拱脚处没有出现明显变化。

由图 3 可知:当隧道开挖面接近岩溶区时,溶洞对隧道围岩竖向位移的影响范围先变小后变大,整体上程度逐渐变深,且重点分布在拱顶及仰拱处;在完全进入岩溶区后,围岩竖向位移逐渐集中在隧道拱顶处及溶洞与隧道之间的夹层,溶洞上下两侧岩体大体上向隧道中心变形;在 $y=31\text{ m}$ 处开始出现明显变化,说明从该处开始溶洞对隧道竖向位移产生显著影响。

由图 4 可知:对于 $y=51\text{ m}$ 断面,在第 3 开挖步之前,拱顶和仰拱两特征点竖向位移都较小,随后不断增大;到第 6 开挖步结束,仰拱隆起位移明显超过拱顶下沉位移;随着开挖的继续进行,仰拱隆起位移略微变小并稳定在 24 mm 左右,而拱顶下沉量开始缓慢增加并稳定在 22 mm 左右。隧道仰拱处围岩竖向位移显著增大,原因在于溶洞使隧道底部岩体整体性变弱,尤其当隧道开挖完成后,仰拱与溶洞之间的岩体变形刚度减少,导致仰拱处岩体出现显著向上的变形。

2.2 围岩应力动态特征

隧道开挖中典型断面隧道周边特征位置最大主应力值见表 3;开挖至 $y=21、46、51\text{ m}$ 典型断面时围岩最大主应力见图 5。

表 3 典型断面处特征位置围岩最大主应力

断面/m	特征位置最大主应力/MPa				
	拱顶	拱肩	拱腰	拱脚	仰拱
21	-1.12	-0.63	-1.16	-1.16	-1.08
31	-0.88	-1.12	-0.94	-1.05	-1.57
41	-0.81	-1.06	-1.00	-0.95	-1.20
46	-0.63	-1.59	-0.85	-0.85	-0.75
51	-0.68	-1.12	-0.99	-1.13	-0.67

由表 3 可知:开挖过程中,隧道拱腰及拱肩处围岩最大主应力相对较大。随着开挖面接近并进入岩溶区,拱顶及仰拱底处围岩最大主应力逐渐减小,而拱肩处最大主应力逐渐增大。开挖至 $y=21\text{ m}$ 时,拱腰处最大主应力达到最大值,为 -1.16 MPa ,该断面应注意对拱腰处围岩的加固;开挖至 $y=46\text{ m}$ 时,拱肩处围岩最大主应力达到最大值,为 -1.59 MPa ,该断面应注意对拱肩处围岩的加固;开挖至 y

$=51\text{ m}$ 处时,隧道拱脚处最大主应力显著上升,达到 -1.13 MPa ,施工中该断面应注意对拱脚处围岩进行加固。

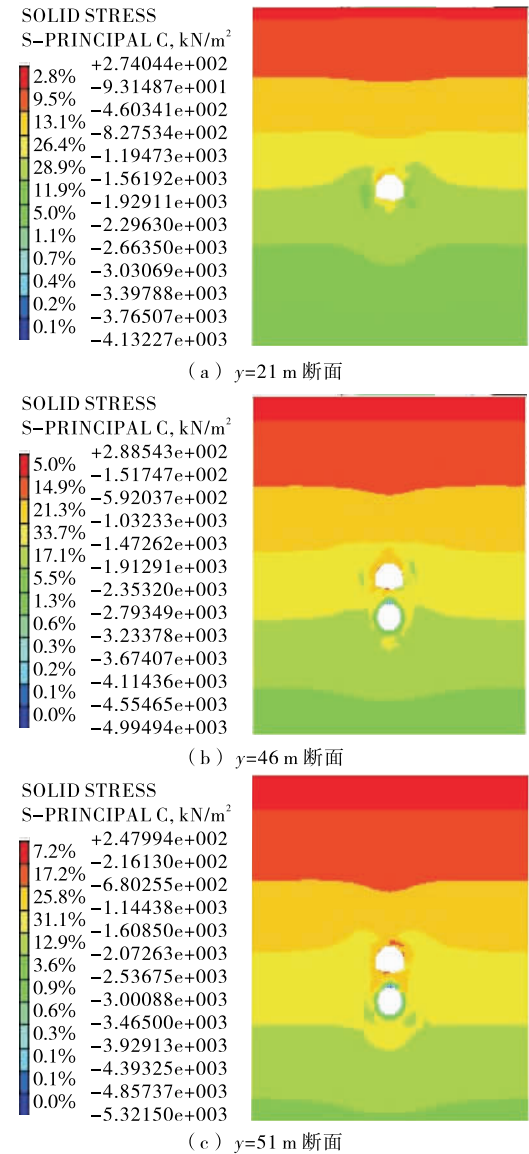


图 5 典型断面处围岩最大主应力云图(单位:kPa)

由图 5 可知:在隧道开挖面进入岩溶区之前,隧道拱肩、拱腰、拱脚为高应力区,仰拱底处为低应力区,且拱顶及拱底围岩处局部偶有拉应力出现;随着开挖面接近并进入岩溶区,隧道周边围岩最大主应力增大,应力集中现象加剧,溶洞周边围岩最大主应力逐渐增大。但总的来说,围岩绝大部分区域处于压应力状态,可有效发挥围岩自承能力。

3 计算结果与现场试验比较

隧道施工过程中进行周边收敛、拱顶沉降监测,其中

隧道拱顶下沉执行表4所示控制标准。

表4 拱顶处围岩最大允许下沉量

覆盖层厚度/m	允许下沉量/cm	
	硬层	塑性地层
10~50	1~2	2~5
50~500	2~6	10~20
>500	6~12	20~40

根据溶洞所处实际位置,选取2个具有代表性的断面ZK14+320、ZK14+340进行监测,所得拱顶沉降变化情况见图6。表5为 $y=31、51$ m断面隧道拱顶沉降数值计算结果与现场实测结果对比。

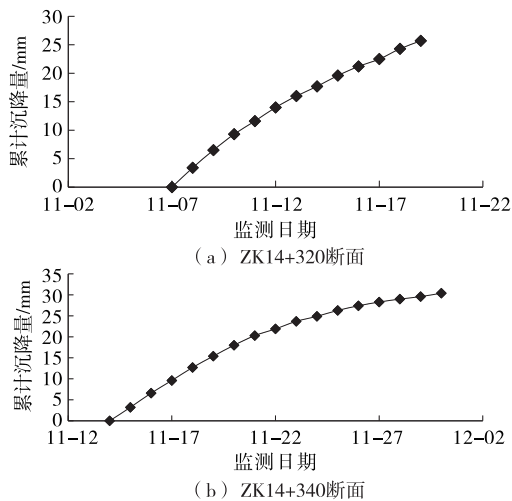


图6 实测拱顶沉降累计时程曲线

表5 拱顶沉降数值计算结果与现场监测结果对比

断面/m	进尺里程/m	拱顶沉降/mm	
		计算值	实际值
31	13	9.8	16.0
	22	14.6	21.2
	31	19.4	25.7
	33	12.6	18.0
51	42	17.5	24.9
	51	20.6	30.4

由表5可知:现场实测值大于数值计算结果,其根本原因在于实际存在少量水、断层等影响,地质情况较复杂。对比表4及表5,实测值与数值计算值都在允许范围内,平均误差约33%,数值计算结果同现场监测结果基本一致,数值模拟可反映现场施工状况。

4 结论与建议

(1) 随着隧道开挖面逐渐进入岩溶区,尤其在距离岩溶区约 $1D$ 时,仰拱底处的竖向位移显著上升,且由于底部岩体整体性变弱及仰拱与溶洞间的岩体变形刚度减少,隧道仰拱处的竖向位移逐渐大于拱顶处。

(2) 随着隧道开挖面逐渐进入岩溶区,拱顶及仰拱底处围岩最大主应力逐渐减小,拱肩处最大主应力逐渐变大。开挖至21、46、51 m处时,在最大主应力较大部位应注意加固围岩。

(3) 数值模拟结果与现场监测数据在数值上存在一定偏差,但变化规律接近,数值模拟可反映现场施工状况。

参考文献:

- [1] 程建铝,宋战平.喀斯特地区铁路隧道工程地质灾害研究初探:以宜(昌)万(州)铁路金子山岩溶隧道为例[J].水利与建筑工程学报,2006,4(3).
- [2] 王梦恕.中国是世界上隧道和地下工程最多、最复杂、今后发展最快的国家[J].铁道标准设计,2003(1).
- [3] 赵明阶,徐容,许锡宾.岩溶区全断面开挖隧道围岩变形规律及其监测[J].同济大学学报:自然科学版,2004,32(7).
- [4] 叶英.岩溶隧道施工超前地质预报方法研究[D].北京:北京交通大学,2006.
- [5] 蒋颖.溶洞分布部位对隧道稳定性影响的数值分析[J].铁道标准设计,2009(9).
- [6] 赵明阶,徐容,刘绪华,等.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).
- [7] 宋战平.隐伏溶洞对隧道围岩一支护结构稳定性的影响研究[J].岩石力学与工程学报,2006,25(6).
- [8] 杜炜平.隧道开挖地质灾害规律与防治对策研究[D].长沙:中南大学,2001.
- [9] 凌同华,谢伟华,周凯,等.施工顺序对浅埋偏压小净距隧道围岩稳定性影响的分析[J].公路与汽运,2016(4).
- [10] 郑朕.大跨度红层围岩隧道CRD开挖稳定性分析[J].公路与汽运,2015(3).
- [11] 殷怀连.顶部隐伏充水溶洞隧道施工阶段围岩稳定性分析[J].铁道建筑技术,2011(5).
- [12] 孙寿榜,严松宏.隐伏溶洞隧道围岩稳定性数值分析与围岩变形动态监测[J].南阳理工学院学报,2014,6(3).

收稿日期:2017-03-15