

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2018.04.013

# 基于流固耦合理论的隧道围岩稳定性分析

徐建国, 于松聆, 王刚, 刘成成  
(郑州大学 水利与环境学院, 河南 郑州 450002)

**摘要:** 研究了不同围岩等级、埋深条件下, 考虑流固耦合效应时, 隧道开挖后围岩渗流场、应力场、位移场及塑性区的分布特征, 探讨了流固耦合效应对围岩稳定性的影响。与非耦合条件下计算结果的对比分析表明, 流固耦合效应对开挖后的围岩稳定性具有较显著的影响。

**关键词:** 流固耦合; 渗流场; 应力场; 位移场; 围岩稳定

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2018)04-0062-06

## Stability Analysis of Tunnel Surrounding Rock Based on Fluid – Solid Coupling Theory

XU Jianguo, YU Songling, WANG Gang, LIU Chengcheng

(School of Environment and Water Conservancy, Zhengzhou University, Zhengzhou, Henan 450002, China)

**Abstract:** The distribution characteristics of the seepage field, stress field, displacement field and plastic zone of the surrounding rock are analyzed under the condition of different surrounding rock grade and depth, considering the fluid – solid coupling effect. The results show that the coupling of fluid and solid has significant effects on the stability of surrounding rock after excavation.

**Keywords:** fluid-structure interaction; seepage field; stress field; displacement field; stability of surrounding rock

在地下水丰富地区, 开挖隧道应充分考虑周围应力场与渗流场的耦合问题, 以避免对围岩安全性及支护受力产生不利影响<sup>[1-5]</sup>。同时有必要基于流固耦合理论进行隧道开挖后围岩稳定性分析, 所得分析结果也将更加符合工程实际。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \frac{1}{M} \frac{\partial p}{\partial t} + \alpha \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \beta \frac{\partial T}{\partial t} \quad (2)$$

其中:  $M$  为比奥模量,  $N/m^2$ ;  $p$  为孔隙水压力, Pa;  $\alpha$  为比奥系数;  $\varepsilon$  为体积应变;  $\beta$  为热膨胀系数,  $1/^\circ C$ ;  $T$  为温度,  $^\circ C$ 。

液体质量的平衡方程为

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = - \frac{\partial q_i}{\partial x_i} + q_v \quad (3)$$

其中:  $\zeta$  为液体容量的变分;  $q_v$  为液体密度。

动量平衡方程的形式为

$$\sigma_{ij,j} + \rho g_i = \rho \frac{dv_i}{dt} \quad (4)$$

其中:  $\rho$  为体积密度,  $kg/m^3$ , 且  $\rho = (1 - n)\rho_s + n\rho_w$ ,  $\rho_s$  和  $\rho_w$  分别为固体和液体的密度;  $n$  为孔隙率,  $(1 - n)\rho_s$  为基体的干密度  $\rho_d$ ;  $g_i (i = 1, 2, 3)$  为重力加速

## 1 隧道流固耦合计算

### 1.1 流固耦合计算中的基本方程

对于小变形问题, 流体的平衡微分方程可表示为<sup>[6-7]</sup>

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = - q_i + q_v \quad (1)$$

式中:  $\zeta$  为孔隙介质体积变化量;  $q_i$  为介质中的流度,  $m/s$ ;  $q_v$  为流体强度,  $1/s$ 。

对充水介质, 有

收稿日期: 2018-03-22

修稿日期: 2018-04-19

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0401600); 国家自然科学基金面上项目(51579226); 河南省科技攻关项目(162102210011, 182102210013)

作者简介: 徐建国(1965—), 男, 河南孟津人, 博士, 教授, 主要从事岩土工程抗震等方面研究。E-mail: Jianguoxu@zzu.edu

通讯作者: 于松聆(1989—), 男, 河南商丘人, 硕士研究生, 研究方向为桥梁结构动力方面研究。E-mail: 894002980@qq.com

度在局部坐标投影,  $m/s^2$ ;  $v_i (i = 1, 2, 3)$  为介质速度在局部坐标投影,  $m/s$ 。

### 1.2 计算模型的建立

以某高速公路隧道工程为背景,隧道形式为分离式,车速 100 km/h,隧道净宽 11.5 m,隧道顶高 5.0 m。隧道围岩为花岗岩,节理发育。最大 100 m,围岩级别主要 IV 级。隧道采用上下台阶法施工,开挖宽度 12 m,高度 9 m。由于隧址区雨量充沛,地下水资源丰富,在隧道修建过程中渗漏水现象异常突出。

计算模型选择<sup>[8-10]</sup>在水平面内与隧道中心线方向相垂直的方向为坐标系的 X 轴,隧道的中心线方向为 Y 轴,且正方向指向隧道掘进方向,竖直向上方向为 Z 轴正方向,选取隧道中心为坐标原点。在进行流固耦合计算时隧道轴线方向取单步开挖步长为 1 m,模型范围为 160 m × 140 m × 1 m,图 1 为埋深 80 m 的隧道计算模型。

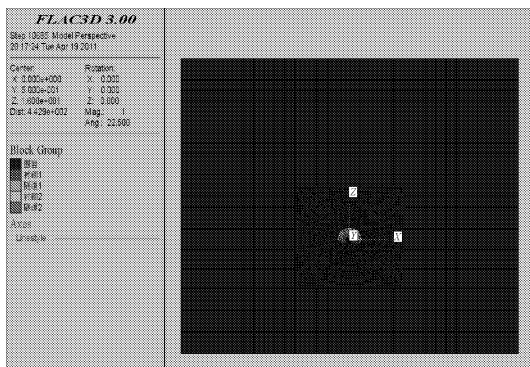


图 1 埋深 80 m 模型网络剖分图

### 1.3 计算参数的选取

数值计算中选取的隧道围岩级别分别为 III、IV 级,不考虑初期支护结构的堵水作用<sup>[11-13]</sup>。由《公路隧道设计规范》<sup>[14]</sup>(JTG D70—2004)来确定围岩力学指标特性,如表 1 所示。

表 1 围岩物理力学参数

围岩级别	重度 $\gamma$ /( $kN \cdot m^{-3}$ )	变形模量 $E$ /GPa	泊松比 $\mu$	内摩擦角 $\varphi$ /( $^\circ$ )	黏聚力 $c$ /MPa	渗透系数 $K$ /( $cm \cdot s^{-1}$ )
III	24	8.0	0.26	46	1.0	$3.2 \times 10^{-6}$
IV	22	3.0	0.30	30	0.5	$1.6 \times 10^{-5}$
支护结构	25	28.0	0.20	50	5.0	—

其中体积模量  $K_v$ 、剪切模量  $G$ 、弹性模量  $E$  和泊松比  $\mu$  之间具有如下关系:

$$K_v = \frac{E}{3(1 - 2\mu)} \quad (5)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (6)$$

在 FLAC<sup>3D</sup>中使用的渗透系数  $K$  的单位为  $m^2/(Pa \cdot s)$ ,在进行计算时要与渗透系数  $K(cm/s)$  做相应的变换。

### 1.4 初始条件及边界条件的确定

边界条件设置说明:固定底部边界上下位移,约束左右两侧的横向移动,沿轴线的前后方向进行位移限制,将顶部边界设置为自由边界<sup>[15-17]</sup>。由于埋深较浅,初始地应力在垂直方向按岩体自重考虑。隧道开挖前按静水压力计算孔压,如图 2 所示。渗流边界条件为:除顶面及开挖面之外,隧道其余界面均为不透水边界。

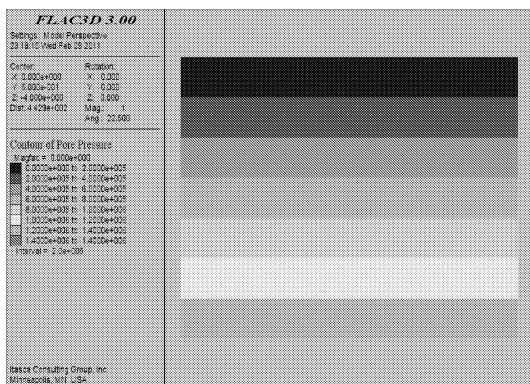


图 2 初始水压分布图

## 2 计算结果分析

在计算过程中,对沿拱顶、拱底垂直方向及拱腰水平方向 20 m 范围内的计算过程进行记录,3 条数据记录线的布置如图 3 所示。

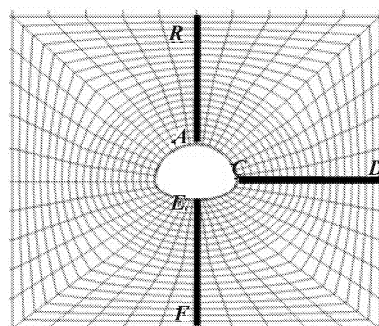
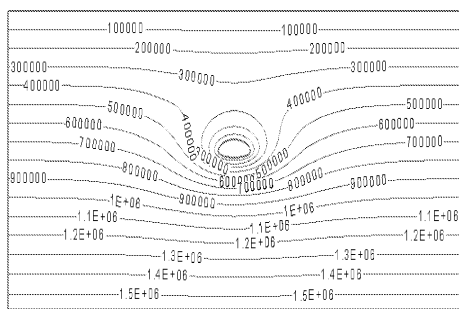


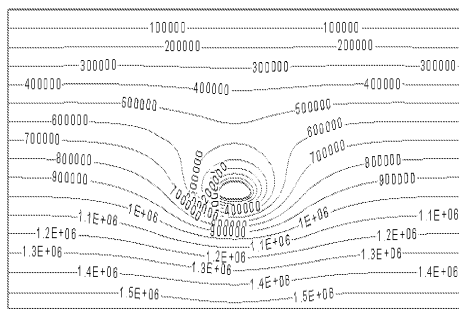
图 3 数据记录线布置示意图

### 2.1 孔隙水压力分布规律

在未施作高聚物预注浆防参加固圈的情况下,隧道开挖后考虑流固耦合作用下孔隙水压力分布如图 4、图 5 所示,由图 4、图 5 中可以看出,在不同埋深条件及围岩级别的情况下,隧道开挖后水压力的变化趋势基本相同<sup>[18]</sup>。由于隧道的开挖,开挖面成为自由透水面,隧洞开挖面周围孔隙水压力下降,且随开挖面距离的增大,水压力所受的扰动逐渐减小,一定范围外的水压力基本上不再受隧道开挖的影响。最终达到平衡状态时,开挖扰动区的水压力大致为以隧道开挖区为中心的漏斗状分布。随着埋深的增加,孔隙水压力变化范围增大,变化幅度增大<sup>[19]</sup>。



(a) 埋深60m

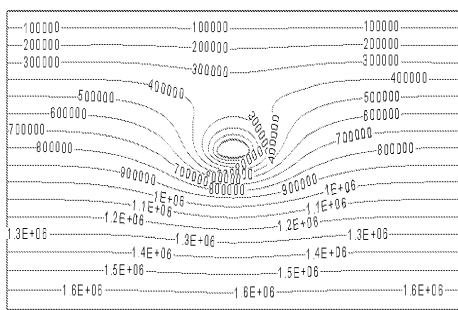


(b) 埋深80m

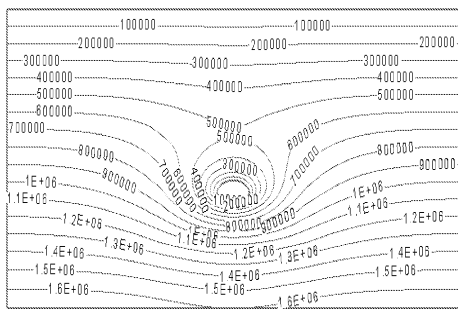
图 4 III级围岩隧道开挖后孔隙水等值线图(单位:Pa)

图 6~图 7 为不同埋深下隧道开挖后 III、IV 级围岩地下水流动矢量分布图,可以看出,隧道开挖后由于没有进行注浆防渗堵水,远场孔隙水在水头差的作用下,向隧道开挖临空面内产生渗流,整个开挖面成为渗流通道。渗流速度随离开开挖临空面距离的减小而增大,在开挖临空面处达到最大,远离开挖临空面处渗流速度降低<sup>[20-21]</sup>。其中渗水主要集中在两拱脚及拱底处,因此在施工中应特别注意这一部位的防排水措施。

图 8~图 13 为所选定的不同监测线上孔隙水压力变化曲线。开挖面外侧的水压力,随所处位置离开开挖临空面距离的增大而增大,并在达到一定范围后,水压力接近开挖前的水压值。正如地下水流

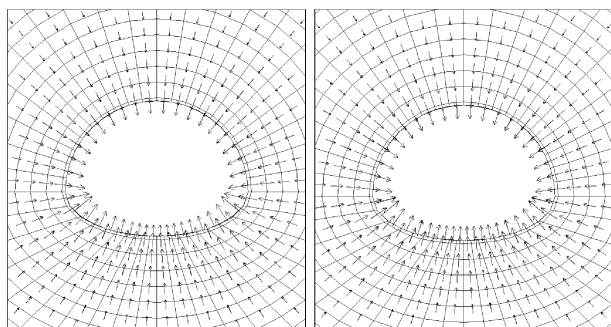


(a) 埋深60m



(b) 埋深80m

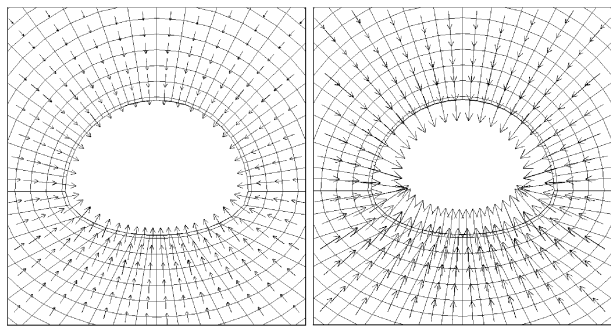
图 5 IV级围岩隧道开挖后孔隙水等值线图(单位:Pa)



(a) 埋深60m

(b) 埋深80m

图 6 III级围岩未注浆条件下隧道开挖后地下水流动矢量分布图



(a) 埋深60m

(b) 埋深80m

图 7 IV级围岩未注浆条件下隧道开挖后地下水流动矢量分布图

动矢量图所描述的隧道开挖后,赋存于围岩中的地下水朝着隧道开挖临空面流动,且渗流速度随着离开开挖面距离的减小而增大,并于开挖临空面处达到最大,渗流速度越大,所引起的卸压作用就越明显。对于不同围岩级别及不同埋深的情况下,由于隧道

开挖作用所引起的水压变化范围,沿隧道拱顶最大,沿隧道拱底最小。

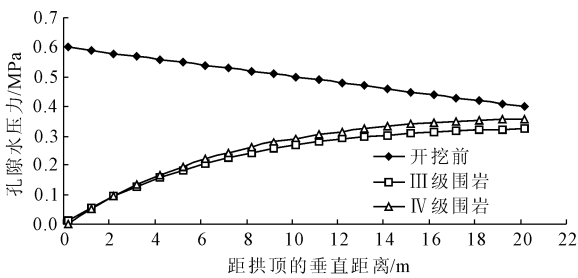


图 8 隧道埋深 60 m 沿拱顶垂直方向水压分布

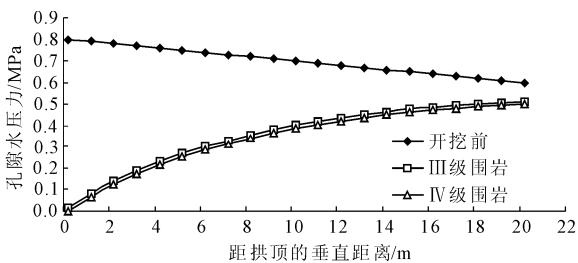


图 9 隧道埋深 80 m 沿拱顶垂直方向水压分布

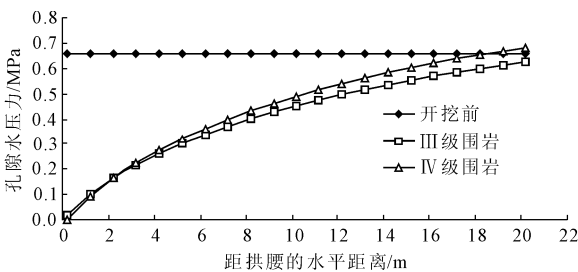


图 10 隧道埋深 60 m 沿拱腰水平方向水压分布

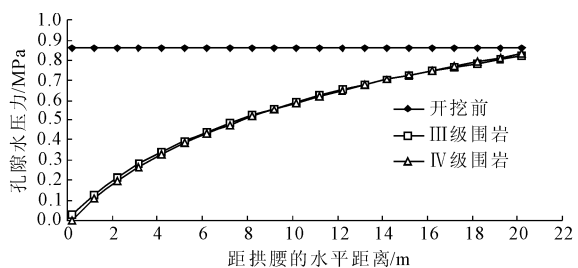


图 11 隧道埋深 80 m 沿拱腰水平方向水压分布

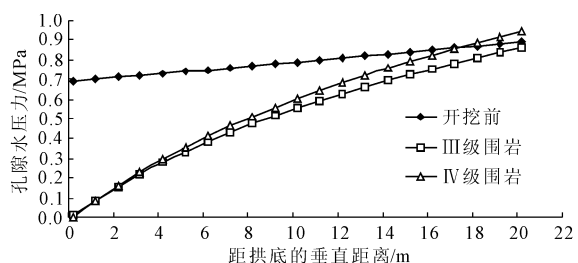


图 12 隧道埋深 60 m 沿拱底垂直方向水压分布

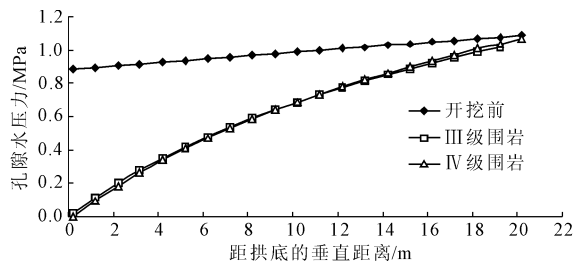


图 13 隧道埋深 80 m 沿拱底垂直方向水压分布

## 2.2 围岩应力场分布

在未进行高聚物预注浆防渗的情况下,对于不同围岩等级及隧道埋深进行开挖后应力计算结果如图 14~图 17 所示。在 FLAC<sup>3D</sup>中规定压应力为负值,拉应力为正值。由于隧道的开挖,破坏岩体的初始平衡状态,围岩应力将产生二次重分布,且应力重分布主要集中在隧道开挖区附近一定范围内。由于针对不同围岩等级采取了不同的隧道方式进行模拟,不同围岩等级下隧道洞周应力分布因此会有所不同。

对于Ⅲ、Ⅳ级围岩,拱顶附近结构及围岩的最大主应力与最小主应力均为压应力,在一定范围内产生最大主应力集中、最小主应力松弛区,并且在相同埋深情况下,Ⅳ级围岩所产生的最大主应力集中与Ⅲ级围岩相比更为明显,应力集中区的范围也相对较大。

拱腰附近结构及围岩的最大主应力与最小主应力同样均为压应力,最大主应力出现应力集中现象,应力集中区主要分布在沿径向距隧道侧壁 3 m 的范围内。最小主应力出现应力松弛现象,应力松弛区小于最大主应力集中区。Ⅲ级围岩应力集中区沿隧道两侧壁延伸至拱顶及拱底附近部位,Ⅳ级围岩应力集中区主要分布在进行上端面开挖后的两侧壁拱腰附近。同一级别的围岩,最大主应力随隧道埋深的增加而增大。当隧道埋深由 60 m 增加至 80 m 时,Ⅲ级围岩最大主应力增加 2.612 MPa,Ⅳ级围岩增加 2.914 MPa。

拱底附近一定范围内的结构及围岩的最小主应力出现拉应力,产生拉应力的范围较小,主要集中在初期支护结构中。Ⅲ级围岩拱底附近的最大主应力为压应力,而对于Ⅳ级围岩,最大主应力则出现拉应力,且最大拉应力随埋深的增加而增大了 0.007 MPa,但拉应力的产生范围更小,仅仅存在于初期支护结构的内侧。

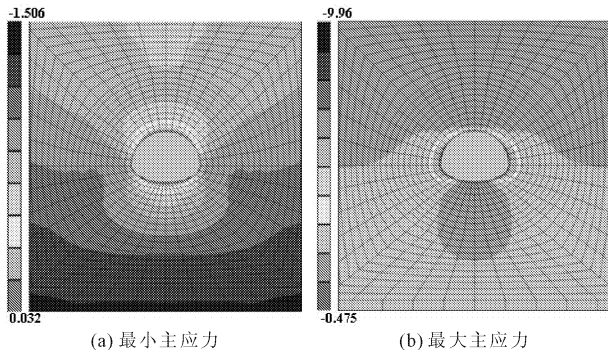


图 14 III级围岩埋深 60 m 洞周主应力分布(单位:MPa)

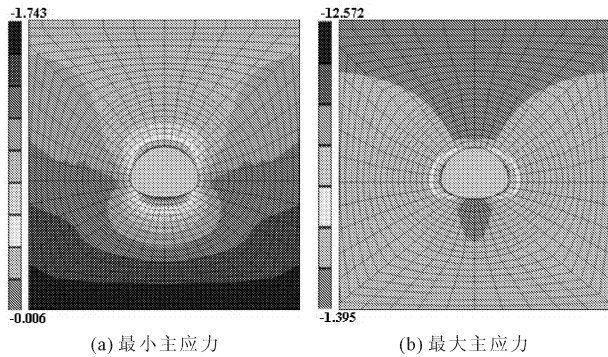


图 15 III级围岩埋深 80 m 洞周主应力分布(单位:MPa)

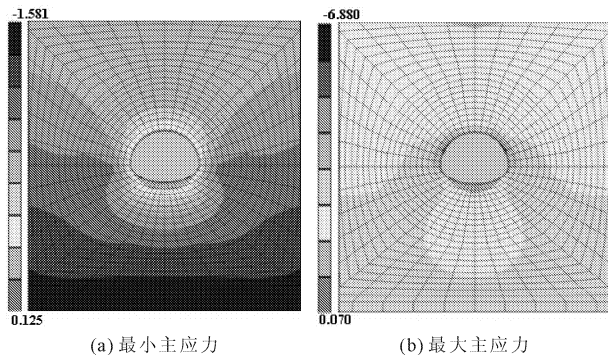


图 16 IV级围岩埋深 60 m 洞周主应力分布(单位:MPa)

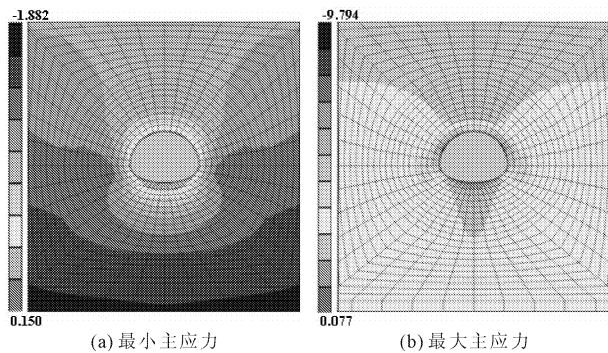


图 17 IV级围岩埋深 80 m 洞周主应力分布(单位:MPa)

### 2.3 围岩位移场特征

隧道开挖施工后,洞周变形整体表现为向隧洞内部的收敛,其中图 18 为 III 级围岩埋深 60 m 未注

浆、IV 级围岩埋深 80 m 时围岩变形矢量图。从图 18 中可以看出,隧道开挖后洞周变形以竖向位移为主,上半断面的沉降最为明显,位移最大值出现在隧洞顶部中心线处,沿拱顶中线向隧道两侧位移值逐渐减小。拱底面附近产生向开挖面抬升的竖向位移,但抬升位移的范围及数值较小。

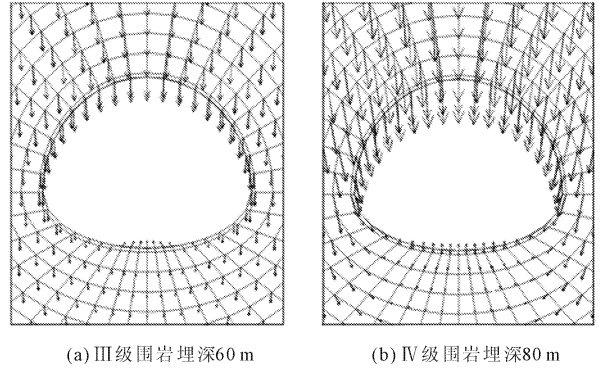


图 18 隧道开挖后的围岩变形矢量图

从计算结果中可以看出,在围岩级别相同的情况下,拱顶最大竖向位移随着隧道埋深的增加而增大,当考虑耦合作用时,对于 III 级围岩,当隧道埋深由 60 m 增大到 80 m 后,竖向位移增大了 4.29%,对于 IV 级围岩,位移值则增大了 14.39%;相同埋深情况下,最大竖向位移随围岩级别的增大而增大,对于隧道埋深 60 m,当围岩级别由 III 级增大到 IV 后,竖向位移增大了 110.35%;对于 80 m 埋深,位移则增大了 130.71%。随埋深增大,围岩级别升高,围岩将产生较大的变形。对于同一级别的围岩,埋深相同时,拱顶最大竖向位移与未考虑耦合作用相比,均有不同程度的增大<sup>[22]</sup>。

## 3 结 语

通过介绍渗流基本理论,充分考虑了岩体中的流固耦合相互作用,建立了渗流场与应力场的耦合模型,可以看出,岩体中渗流场与应力场不是彼此孤立存在的,而是相互依存、相互作用和相互影响的,这种耦合作用是不能忽略的。在实际应用过程中,应选择合适的渗流场与应力场相互作用的耦合模型,进行问题的求解。并且基于流固耦合理论,进行了隧道围岩稳定性分析,可以看出隧道开挖后渗流场受到扰动,孔隙水在水头差的作用下向隧道掘进面流动,形成以倒锥形孔隙水压分布,扰动范围随埋深增加而逐渐扩大;隧道开挖后洞周最大主应力集中,最小主应力松弛;隧道开挖后围岩整体变形竖向最大,竖向位移随埋深增大,且最大竖向位移值出现

在拱顶。

### 参考文献:

- [1] 吕康成.隧道防排水工程指南[M].北京:人民交通出版社,2005.
- [2] 李隽蓬,谢强.土木工程地质[M].2版.成都:西南交通大学出版社,2009.
- [3] 宁忠贤.高速公路隧道防排水技术研究[D].西安:长安大学,2006.
- [4] 张倬元,王士天,王兰生.工程地质分析原理[M].北京:地质出版社,1994.
- [5] Brent Barron. Kansas DOT decides to go with polyurethane to correct 50 miles of Highway 50[J]. Roads & Bridges, 2004, 34(12):24-26.
- [6] Varol A, Dalgic S. Grouting applications in the Istanbul metro, Turkey[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2006, 21(6):602-612.
- [7] 李树忱,李术才,徐帮树.隧道围岩稳定分析的最小安全系数法[J].岩土力学,2007,28(3):549-554.
- [8] 肖云华,双峰隧道围岩稳定性非线性系统研究[D].吉林:吉林大学,2009.
- [9] 刘泉声,白山云,肖春喜,等.基于现场监控量测的龙潭隧道施工期围岩稳定性研究[J].岩石力学与工程学报,2007,26(10):1982-1990.
- [10] 汪璐,秦少帅.强度参数对边坡稳定性影响分析[J].水资源与水工程学报,2017,28(4):210-215.
- [11] 徐建国,王复明,蔡迎春.隧道收敛变形监测及围岩特性参数反演[J].中国公路学报,2008,21(3):81-85.
- [12] 李晓龙,王复明,徐平,等.NEM与IEM耦合方法在地下工程中的应用研究[J].武汉理工大学学报(交通科学与工程版),2010,34(5):1009-1013.
- [13] 王复明,刘东坤,李晓龙,等.高速公路隧道施工监控量测及稳定分析[J].铁道建筑,2007(4):49-51.
- [14] 公路隧道设计规范:JTG D70—2004[S].北京:人民交通出版社,2004.
- [15] 席文熙.西气东输新疆果子沟1#隧道围岩稳定性评价[D].北京:中国地质大学,2009.
- [16] 王芝银,郭书太,李云鹏.等效连续岩体流固耦合流变分析模型[J].岩土力学,2006,27(12):2122-2126.
- [17] Ahamad Fahimifar, Mohammad Reza Zareifard. A theoretical solution for analysis of tunnels below groundwater considering the hydraulic - mechanical coupling[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2009, 24(6):634-646.
- [18] Lee I M, Lee J S, Nam S W. Effect of seepage force on tunnel face stability reinforced with multi-step pipe grouting[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2004, 19(6):551-565.
- [19] 吉小明,王宇会.岩体地下流固耦合理论的研究综述[J].石家庄铁道学院学报,2002,15(2):27-31.
- [20] 李地元,李夕兵,张伟.裂隙岩体的流固耦合研究现状与应用展望[J].水利与建筑工程学报,2007,5(1):1-4.
- [21] 张志强,关宝树.软弱围岩隧道在高地应力条件下的变形规律研究[J].岩土工程学报,2000,22(6):696-700.
- [22] 吉小明,王宇会.隧道开挖问题的水力耦合计算分析[J].地下空间与工程学报,2005,1(6):848-852.

(上接第41页)

- [3] 雷庆关,朱玉林.几何非线性对某大跨度斜拉桥动力响应影响分析[J].安徽建筑工业学院学报(自然科学版),2013,21(2):4-7.
- [4] 重庆交通科研设计院.公路桥梁抗震设计细则[M].北京:人民交通出版社,2008.
- [5] 陈策,钟建驰.三塔悬索桥中塔弹性纵向约束对结构设计的影响[J].公路,2012(6):1-4.
- [6] 王杰,李建中.不同纵向约束体系对三塔悬索桥地震反应影响研究[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),2016,29(2):1-5.
- [7] 闫聚考,李建中,彭天波.弹性索参数对三塔悬索桥抗震性能影响研究[J].河北工程大学学报(自然科学版),2014,31(1):9-12.
- [8] 亓兴军,李小军.大跨飘浮体系斜拉桥减震控制研究[J].振动与冲击,2007,21(3):79-82.
- [9] 方圆,席进.地震作用下独塔斜拉桥抗震体系优化[J].公路,2015,33(5):56-60.
- [10] 何邵华.局域大空间复杂高层结构抗震失效机理分析[D].上海:同济大学,2008.
- [11] 陈永健,张超,许莉,等.考虑桩土效应的大跨度斜拉桥动力特性分析[C]//全国结构工程学术会议.福州,2012.
- [12] 许莉,郑旭霞.非一致地震激励下大跨斜拉桥的地震反应[J].福州大学学报(自然科学版),2013,41(4):528-533.
- [13] 汪里杰.基于有限元分析的砌体房屋加固整体性能的研究[D].武汉:武汉理工大学,2011.
- [14] Siringoringo D M, Fujino Y. Dynamic characteristics of a curved cable-stayed bridge identified from strong motion records[J]. Engineering Structures, 2007, 29(8):2001-2017.