

深埋隧洞开挖造成的应力变化过程

熊良宵, 杨林德

(同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 地下建筑与工程系, 上海, 200092)

摘要: 采用应力路径定义的安全系数计算方法, 以锦屏二级水电站引水隧洞为例, 采用 FLAC^{3D} 软件分析深埋隧洞开挖造成的应力路径和安全系数变化过程。研究表明: 在深埋隧洞开挖过程中, 拱顶、边墙和仰拱围岩的主应力、应力路径和安全系数变化规律基本一致; 开挖面在监测断面 2 倍洞直径之内时, 开挖开始引起监测断面处应力变化, 在 1 倍洞直径之内时, 变化则比较明显; 在监测断面前约 0.3 倍洞直径时, 会引起应力急剧变化; 随着隧洞的开挖, 围岩主应力的方向也会发生旋转, 最大主应力方向最终旋转为隧洞的切向, 中间主应力方向旋转为隧洞的轴向, 最小主应力方向旋转为隧洞的径向; 当开挖面通过监测断面后, 安全系数趋于稳定值, 且大于 1, 说明该隧洞在此种支护措施下是安全的。

关键词: 深埋隧洞; 应力路径; FLAC^{3D} 软件; 安全系数

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1672-7207(2009)01-0236-07

Stress evolution of deep cavern induced by excavating

XIONG Liang-xiao, YANG Lin-de

(Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education,
Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Based on the calculation method for safety factor using stress path, the evolutions of stress path and safety factor for diversion tunnel of Jinping hydropower station were analyzed by FLAC^{3D} software. The results show that the evolution rules of principle stress, stress path and safety of surrounding rock of crown, side wall and inverted arch are similar. The change of stress at monitoring plane starts to occur when the distance between excavating face and monitoring plane is about 2 times of diameter, and the change is more obvious when the distance is about 1 times of diameter. And the stress changes suddenly when the excavating face is about 0.3 times of diameter ahead of monitoring plane. The stress rotates with the excavating face advancing, the orientation of the first principle stress rotates to tangential direction, the orientation of the second principle stress rotates to longitudinal direction, and the orientation of the third principle stress rotates to radial direction. The safety factor decreases gradually to a stable value which is larger than 1 when the excavating face passes the monitoring plane, and the tunnel is safe with the supporting measurement.

Key words: deep cavern; stress path; FLAC^{3D} software; safety factor

在隧洞开挖过程中, 开挖面附近原有的应力平衡状态遭受破坏, 周围岩体的应力重新调整, 包括主应力大小和方向发生改变。近年来, 一些学者对此进行

了研究。靳晓光等^[1]结合高地应力区某深埋隧道工程, 分析了隧道掌子面推进过程中的围岩空间应力状态和演化趋势; 张社荣等^[2]对某引水隧洞掌子面推进过程

收稿日期: 2008-03-05; 修回日期: 2008-05-10

基金项目: 国家自然科学基金、雅砻江水电开发联合研究基金重点资助项目(50639090)

通信作者: 熊良宵(1982-), 男, 江西九江人, 博士研究生, 从事地下工程和岩石力学的研究; 电话: 15921416086; E-mail: xiongliangxiao@163.com

中围岩的应力状态进行了分析和研究。尽管如此, 目前, 人们对隧洞开挖中的应力变化过程的研究还存在明显不足, 如一般只分析某个主应力的变化, 而对隧洞开挖过程中及其以后的围岩稳定起控制作用的, 不单纯是某个主应力的影响, 应该是体积应力和偏差应力的综合影响。因此, 若能引用岩土塑性力学的方法, 采用 $p-q$ 或 $I_1 - \sqrt{J_2}$ 曲线来反映开挖面推进过程中围岩的应力路径变化过程, 并结合文献[1-2]中的方法, 能更合理地评价开挖推进过程中围岩的应力变化及其对隧洞稳定性的影响。为了评价开挖过程中隧洞的安全性, 张传庆等^[3-4]基于屈服度概念, 将塑性区内塑性应变损伤评价与其结合, 提出了破坏接近度(FAI)的新定义, 并用于地下工程开挖过程中稳定性的评价; 李树枕等^[5]利用 Mohr-Coulomb 和 Drucker-Prager 强度准则建立围岩稳定评价方法的量化指标。而在岩石力学中, 常采用莫尔应力圆法评价岩石是否被破坏, 并以应力圆是否与强度线相切作为岩石材料是否被破坏的判断标准。在此, 本文作者采用应力路径定义的安全系数计算方法^[6], 以锦屏二级水电站引水隧洞为例, 采用 FLAC^{3D} 软件分析深埋隧洞开挖引起的应力路径和安全系数变化过程。

1 应力路径表示的安全系数法

Lambe 等^[7-8]提出采用应力路径法来表示应力的变化过程。该方法原理为: 令 $p=(\sigma_1+\sigma_3)/2$, $q=(\sigma_1-\sigma_3)/2$, 将各应力变化的状态在 $p-q$ 坐标中表示, 并将其连接起来, 即为应力路径, 如图 1 所示^[6]。

在应力路径法中, 可将各破坏莫尔圆的最大剪应力点连接起来, 即构成 k_f 线, k_f 线与莫尔圆中 f 线的关系如图 2 所示, 其关系表达式如下^[9]:

$$q = a + p \tan \alpha ; \tag{1}$$

$$\phi = \arcsin(\tan \alpha) ; \tag{2}$$

$$c = a / \cos \phi 。 \tag{3}$$

在莫尔应力圆法中, 可定义安全系数为:

$$F = (\sigma_{1f} - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3) 。 \tag{4}$$

式中: $\sigma_{1f} - \sigma_3$ 为岩石材料破坏时最大主应力与最小主应力之差。因此, 根据应力路径法与莫尔应力圆法之间的关系, 可采用应力路径的方法定义安全系数^[6]。安全系数的定义如图 3 所示, 其表达式为:

$$F = q_f / q 。 \tag{5}$$

式中: $q_f = a + p \tan \alpha$; $q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ 。

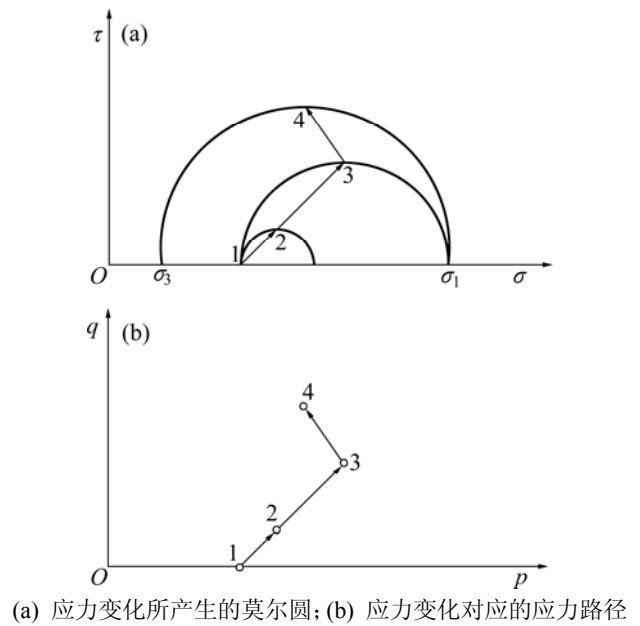


图 1 应力路径示意图
Fig.1 Sketch diagram of stress path

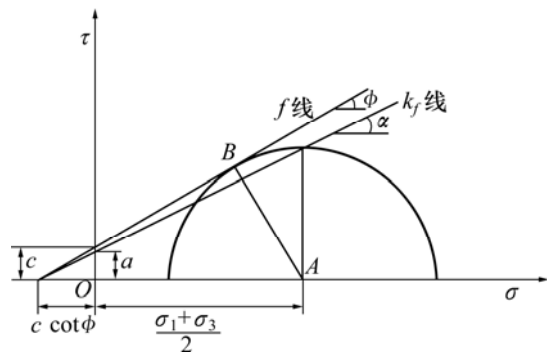


图 2 f 和 k_f 之间的关系
Fig.2 Relationship between f and k_f

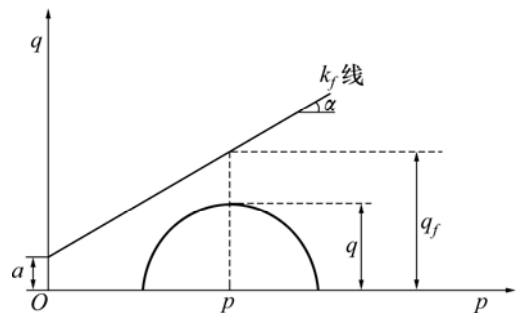


图 3 安全系数定义示意图
Fig.3 Sketch diagram of definition of safety factor

2 工程概况与计算模型

2.1 工程概况

锦屏二级水电站地处雅砻江大河湾所包围的锦屏山区。水电站共有 4 条平行引水隧洞, 第 1~4 条引水

隧洞长度为 16.658~16.675 km, 开挖洞直径为 13 m, 一般埋深为 1.5~2.0 km, 最大埋深达 2.525 km, 属洞径大、埋深极大的大型引水隧洞。且引水隧洞处于高应力地区, 实测最大地应力为 42.11 MPa, 预计最大埋深处地应力达 70 MPa, 最小主应力为 26 MPa。引水隧洞沿线主要为三迭系中、上统的大理岩、灰岩、结晶灰岩及砂岩、板岩^[10]。

2.2 计算模型

隧洞断面形式为圆形, 洞直径 D 为 13 m。假设隧洞所处的条件均左右对称, 故可只取隧洞的一半来建立网格进行分析。在计算模型中, 隧洞侧向为 x 向, 隧洞轴向为 y 向, 隧洞竖向为 z 向, 计算区域(长 \times 宽 \times 高)取 50 m \times 100 m \times 100 m, 监测断面处于模型轴向范围的中间位置, 网格划分见图 4。隧洞施工按全断面开挖, 每次进尺 2 m, 延迟 2 m 进行支护。

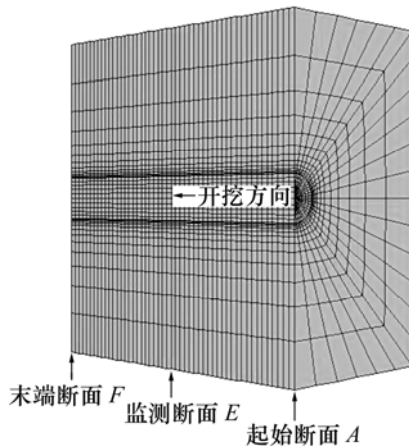


图4 计算模型

Fig.4 Computational model

2.3 岩石力学模型及屈服准则

数值模拟中, 采用理想弹塑性模型, 屈服准则采用 Mohr-Coulomb 强度准则, 屈服函数^[11]如下:

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}; \quad (6)$$

$$f_t = \sigma_3 - \sigma^t; \quad (7)$$

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}. \quad (8)$$

式中: σ_1 和 σ_3 分别为最大、最小主应力; ϕ 为摩擦角; c 为粘聚力; σ^t 为岩石抗拉强度。

当岩体内某一点应力满足 $f_s < 0$ 时, 发生剪切破坏; 当满足 $f_t > 0$ 时, 发生拉伸破坏。

2.4 岩体与支护力学参数

根据文献[12-14]确定岩体力学和支护参数, 岩体的密度为 2.7 t/m³, 变形模量为 21.0 GPa, 泊松比为 0.25, 粘聚力为 2.0 MPa, 抗拉强度为 2.0 MPa, 内摩擦角为 50°。采用 Shell 单元模拟支护, 支护的密度为

2.4 t/m³, 弹性模量 E 为 25.0 GPa, 泊松比为 0.25, 厚度为 0.25 m。

2.5 隧洞埋深与侧应力系数确定

武汉水利电力大学根据探洞水压致裂法对引水隧洞工程区三维初始地应力场进行反演回归分析(结果见图 5), 并确定研究区的侧压系数为 $\lambda_x=0.7\sim 1.1$, $\lambda_y=0.8\sim 1.1$ ^[15]。因此, 本文在分析时取埋深为 1.5 km, 侧压系数 $\lambda_x=\lambda_y=1.0$ 。

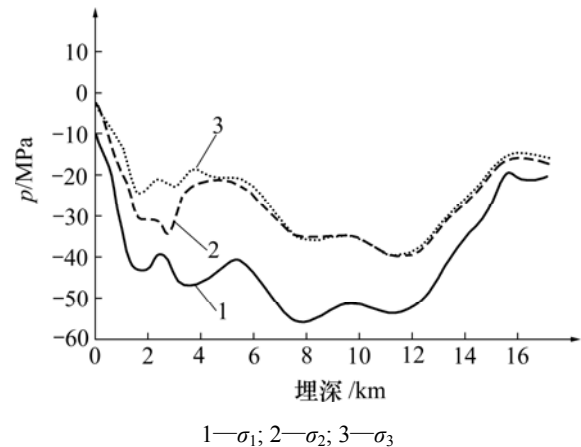


图5 引水隧洞主应力曲线

Fig.5 Principle stress curves of diversion tunnel

3 计算结果分析

3.1 主应力变化过程

拱顶主应力变化过程见图 6。由图 6 可知, 当开挖至监测断面前约 $2D$ (D 为隧洞开挖直径) 时, 监测断面处拱顶应力开始产生变化, σ_1 和 σ_2 开始逐渐增加, σ_3 开始逐渐减小, 且 σ_1 等于 σ_{ZZ} , σ_2 等于 σ_{XX} , σ_3 等于 σ_{YY} ; 当开挖至监测断面前约 $1D$ 时, σ_1 开始快速增加, 此时, σ_{ZZ} 和 σ_{YY} 并非主应力, 说明在 YOZ 平面有剪应力存在, 虽然 σ_2 也快速增大, 但增大速率小于 σ_1 的增大速率, 且 σ_2 等于 σ_{XX} ; 当开挖至监测断面前约 $0.3D$ 时, σ_1 和 σ_2 分别快速上升至 66.2 MPa 和 53.1 MPa, 之后随着开挖面的推进, σ_1 和 σ_2 又快速下降; 当开挖面与监测断面相同时, σ_1 , σ_2 和 σ_3 均降至最小值; 开挖面通过监测断面后, σ_1 逐渐增加, σ_2 和 σ_3 则略有增加, 且 σ_1 等于 σ_{XX} , σ_2 等于 σ_{YY} , σ_3 等于 σ_{ZZ} ; 当开挖面通过监测断面的距离约为 $2D$ 时, σ_1 上升至 19.2 MPa, 而 σ_2 约为 3.5 MPa, σ_3 约为 3.5 MPa, 之后, 监测断面处拱顶应力不会发生明显变化。

边墙主应力变化过程见图 7。由图 7 可知, 随着开挖面的推进, 监测断面边墙与拱顶的 σ_1 , σ_2 和 σ_3 的变化规律基本一致, 但边墙部位主应力的方向变化

与拱顶部位的方向变化有差别, 如开挖至监测断面前约 $2D$ 时, σ_1 等于 σ_{ZZ} , σ_2 等于 σ_{XX} , σ_3 等于 σ_{YY} ; 当开挖至监测断面前约 $1D$ 时, σ_{XX} 和 σ_{YY} 已不是主应力, 说明在 XOY 平面有剪应力存在, 而 σ_1 仍等于 σ_{ZZ} ; 当开挖至监测断面前约 $0.3D$ 时, σ_1 不等于 σ_{ZZ} , 两者之

间存在剪应力; 开挖面通过监测断面后, σ_1 等于 σ_{ZZ} , σ_2 等于 σ_{YY} , σ_3 等于 σ_{XX} ; 当开挖面通过监测断面的距离约为 $2D$ 时, 监测断面边墙应力不会发生明显变化。

仰拱主应力变化过程见图 8。对比图 6 与图 8 可知, 随着开挖面的推进, 监测断面仰拱与拱顶的应力

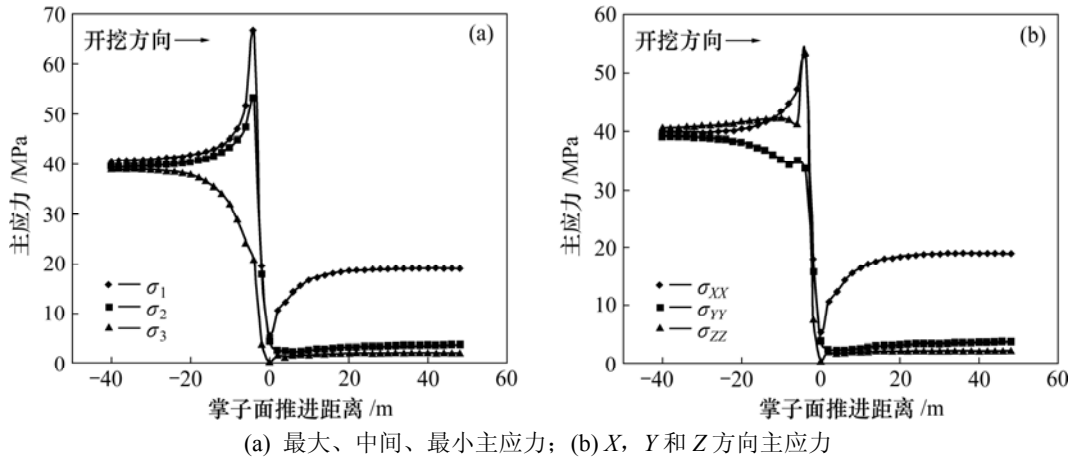


图 6 拱顶主应力变化过程

Fig.6 Evolutions of principle stress in crown

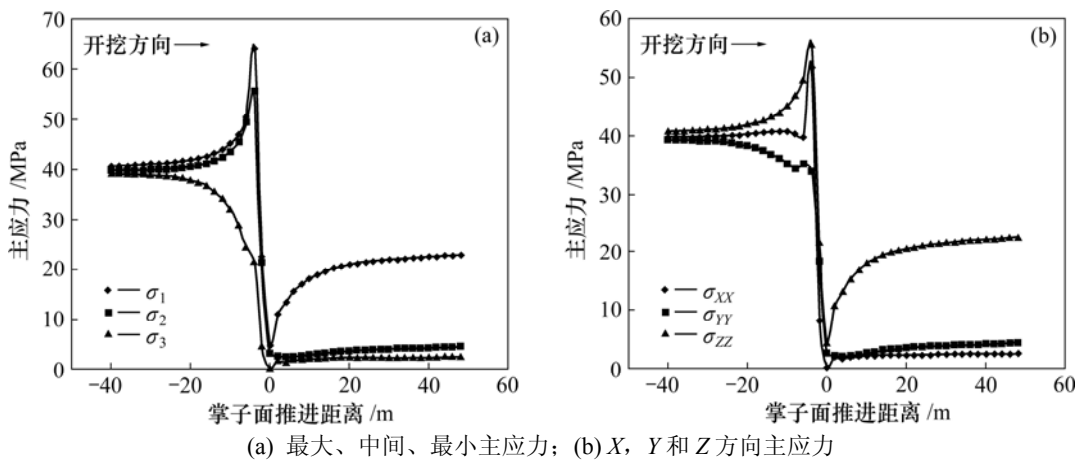


图 7 边墙主应力变化过程

Fig.7 Evolutions of stress in side wall

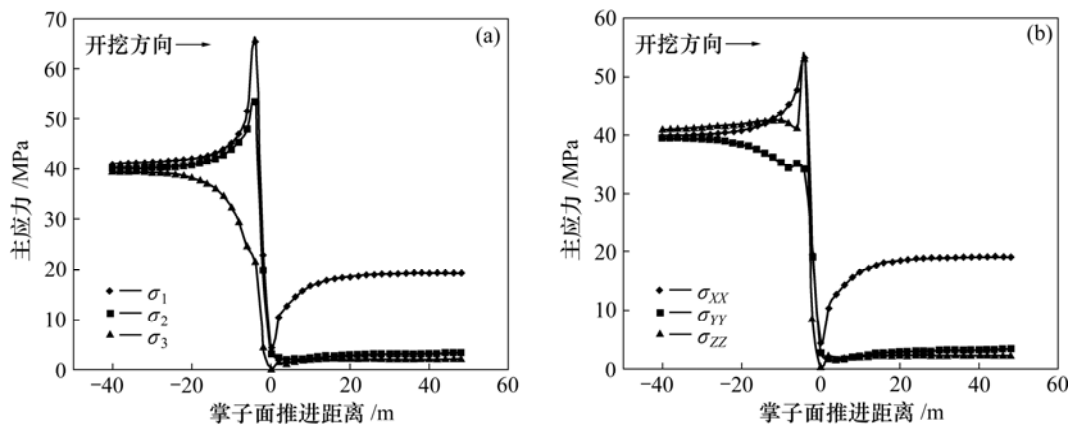


图 8 仰拱主应力变化过程

Fig.8 Evolutions of stress in inverted arch

变化规律基本一致。

可见,深埋隧洞在开挖过程中,当开挖面在监测断面前 $2D$ 之内时,开挖会引起监测断面处应力变化,在 $1D$ 之内时,变化则比较明显;当开挖面距离前方监测断面约 $0.3D$ 时,则会造成监测断面应力急剧变化。同时,伴随着主应力大小发生变化,主应力的方向也会发生旋转,最大主应力方向最终旋转为隧洞的切向,中间主应力方向旋转为隧洞轴向,最小主应力方向旋转为隧洞的径向。

3.2 应力路径及安全系数变化过程

由于本文假定的岩体力学参数 $c=2\text{ MPa}$, $\phi=50^\circ$, 可得到 $a=1.286\text{ MPa}$, $\alpha=37.5^\circ$ 。图 9 和图 10 所示为隧洞开挖造成的应力路径和安全系数变化过程,图中 A 点表示开挖起始断面, B , C 和 D 点表示的开挖面分别与前方监测断面距离为 12 m (约 $1D$), 6 m 和 4 m 。由图 9 可见,当开挖至 B 断面时, p 和 q 开始有明显变化;由 B 断面开挖至 C 断面时, p 不断减小, q 不断增大;由 C 断面开挖至 D 断面时, p 和 q 均急剧增大;由 D 断面开挖至 E 断面时, p 和 q 均急剧减小;开挖面通过监测断面约 1 倍洞直径后, p 和 q 的变化均微小,说明开挖面的继续推进不会引起监测断面处应力明显变化。

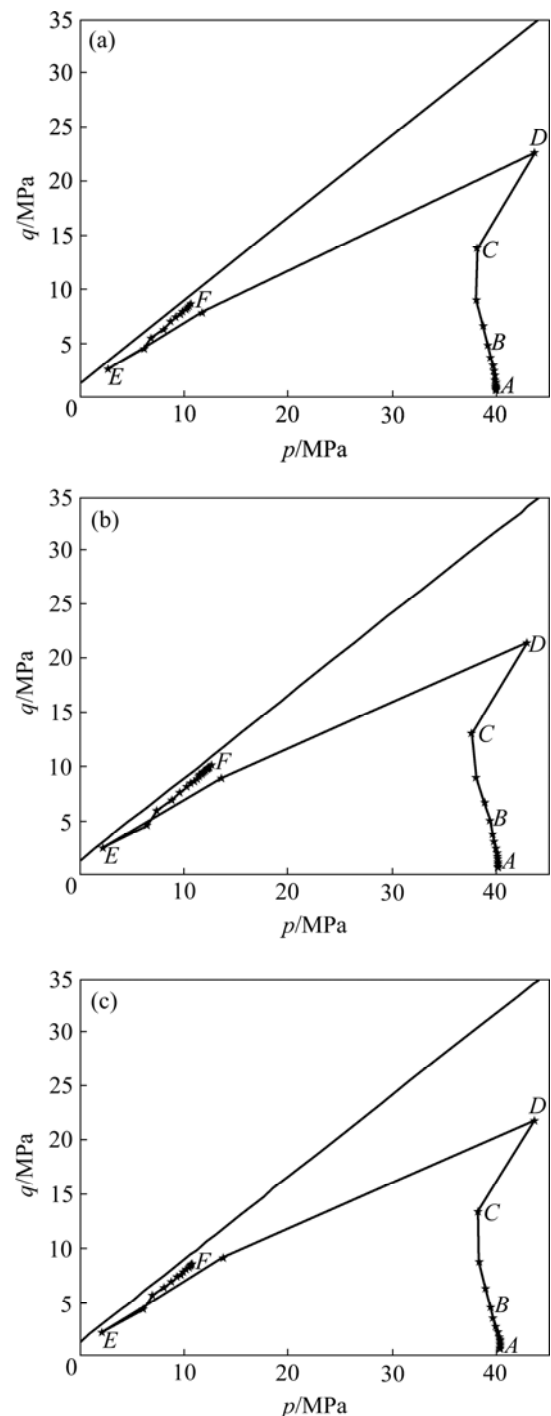
由图 10(a)可见,由 A 断面开挖至 B 断面时, p 没有明显变化,安全系数 F 明显减小;由 B 断面开挖至 C 断面时, p 明显减小, F 不断减小;由 C 断面开挖至 D 断面时, p 急剧增大至 43.6 MPa , 安全系数变化不是很大,为 1.31 ;由 D 断面开挖至 E 断面时, p 急剧减小至 2.71 MPa , 安全系数为 1.27 。通过监测断面后,安全系数不再发生明显变化,最终趋于 1.10 。对比图 10(a), (b)和(c)可知,边墙和仰拱的 $p-F$ 变化规律基本上与拱顶的变化规律一致,其安全系数最终分别趋于 1.08 和 1.12 。

由此说明,由图 9~10 所得到的结论与由图 6~8 所得到的结论一致,即开挖面在监测断面 $1D$ 之内时,开挖会引起监测断面应力明显变化;而开挖至监测断面前约 $0.3D$ 时,会引起监测断面应力急剧变化,扰动现象尤为明显。同时,由图 7~10 也可看出,锦屏二级水电站引水隧洞在此种支护措施下是安全的。

3.3 讨论

采用应力路径定义的安全系数计算方法,并以 $p-q$ 和 $p-F$ 曲线反映深埋隧洞围岩应力路径和安全系数随掌子面推进距离的变化过程,综合反映了深埋隧洞开

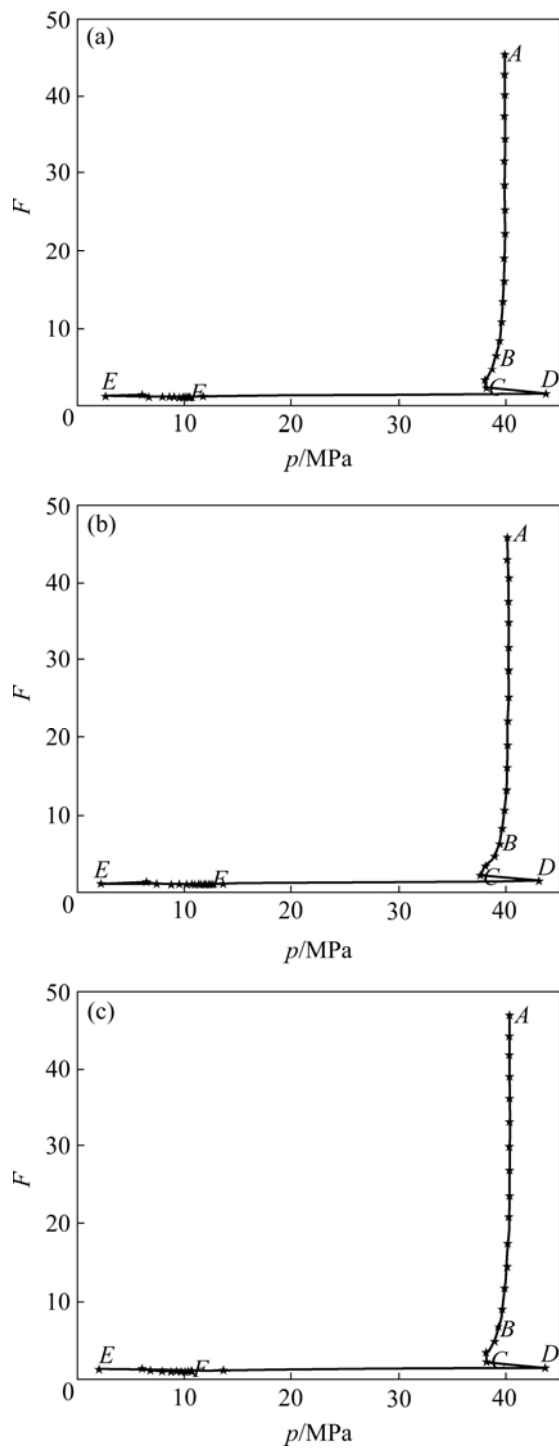
挖全过程中围岩稳定性的变化。这种方法不仅可以应用于隧洞工程中,还可以应用于深基坑、边坡等其他岩土工程领域,以反映应力和安全系数随开挖步骤的连续变化过程。然而,由于这种方法未考虑中间主应力的影响,因此,当应用于实际工程中时,需要进行 5%左右的折减,以使计算结果偏于安全。



(a) 拱顶; (b) 边墙; (c) 仰拱

图 9 应力路径曲线

Fig.9 Curves of stress path



(a) 拱顶; (b) 边墙; (c) 仰拱

图 10 安全系数变化曲线

Fig.10 Variation curves of safety factor

4 结 论

a. 随着隧洞的开挖, 拱顶、边墙和仰拱围岩的主应力的方向、应力路径和安全系数变化规律基本一致。

b. 当开挖面在监测断面 2 倍洞直径之内时, 开挖开始引起监测断面处应力变化; 而在 1 倍洞直径之内时, 引起的应力变化则比较明显; 当开挖面在监测断面前约 0.3 倍洞直径时, 则会引起应力急剧变化。

c. 随着隧洞的开挖, 围岩主应力的方向也会发生旋转, 最大主应力方向最终旋转为隧洞的切向, 中间主应力方向旋转为隧洞轴向, 最小主应力方向旋转为隧洞的径向。

d. 随着开挖面不断接近前方监测断面, 安全系数 F 不断减小, 但当开挖面通过监测断面后, 安全系数不再发生明显变化, 并趋于稳定值。同时, 拱顶、边墙和仰拱的最终安全系数均大于 1, 说明该隧洞在此种支护措施下是安全的。

参考文献:

- [1] 靳晓光, 李晓红. 高地应力区深埋隧道三维应力场数值模拟[J]. 重庆大学学报: 自然科学版, 2007, 30(6): 97-101.
JIN Xiao-guang, LI Xiao-hong. Numerical modeling of three dimension stress field in deep tunnel of high geo-stress area[J]. Journal of Chongqing University: Natural Science Edition, 2007, 30(6): 97-101.
- [2] 张社荣, 梁礼绘. 考虑三维应力旋转的隧洞衬砌支护时机研究[J]. 水利学报, 2007, 38(6): 704-709.
ZHANG She-rong, LIANG Li-hui, Analysis on tunnel liner supporting time considering three-dimensional stress rotation[J]. Shuili Xuebao, 2007, 38(6): 704-709.
- [3] 张传庆, 周 辉, 冯夏庭, 等. 考虑屈服接近度的围岩安全性随机分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(2): 292-299.
ZHANG Chuan-qing, ZHOU Hui, FENG Xia-ting, et al. Stochastic analysis method on safety of surrounding rock mass based on yielding approach index[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(2): 292-299.
- [4] 张传庆. 基于破坏接近度的岩石工程安全性评价方法的研究[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2006.
ZHANG Chuan-qing. Study on method of safety evaluation for rock engineering based on failure approach index[D]. Wuhan: Institute of Rock & Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2006.
- [5] 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): 550-554.
LI Shu-chen, LI Shu-cai, XU Bang-shu. Minimum safety factor method for stability analysis of surrounding rock-mass of tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(3): 550-554.
- [6] 黄文彦. 岩石隧道掘进引致应力调整及地拱发展之研究[D]. 台北: 国立台湾科技大学营建工程系, 2007.
HUANG Wen-yen. Studies of the stress adjustment and the

- development of ground arching owing to rock tunneling[D]. Taipei: National Taiwan University of Science and Technology, Department of Construction Engineering, 2007.
- [7] Lambe T W. Methods of estimating settlement[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1964, 90(SM5): 47-74.
- [8] Lambe T W, Marr W A. Stress path method: second edition[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1979, 105(GT6): 729-738.
- [9] 胡中雄. 土力学与环境土工学[M]. 上海: 同济大学出版社, 1997.
- HU Zhong-xiong. Soil mechanics and geoenvironmental engineering[M]. Shanghai: Tongji University Press, 1997.
- [10] 张继勋, 任旭华, 姜弘道, 等. 锦屏二级水电站引水隧洞主要工程地质问题分析[J]. 水利水电科技进展学报, 2006, 26(6): 66-70.
- ZHANG Ji-xun, REN Xu-hua, JIANG Hong-dao, et al. Main geological problems in diversion tunnel construction at Jinping Second Class Waterpower Station[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2006, 26(6): 66-70.
- [11] Itasca Consulting Group Inc. FLAC-3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions), Version3.00, Users Manual[R]. USA: Itasca Consulting Group Inc, 2005.
- [12] 吴世勇, 任旭华, 陈祥荣, 等. 锦屏二级水电站引水隧洞围岩稳定分析及支护设计[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(20): 3777-3782.
- WU Shi-yong, REN Xu-hua, CHEN Xiang-rong, et al. Stability analysis and supporting design of surrounding rocks of diversion tunnel for Jinping hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(20): 3777-3782.
- [13] 任旭华, 王树洪, 王美芹, 等. 深埋隧洞围岩稳定性分析及结构设计研究[J]. 湖南科技大学学报: 自然科学版, 2004, 19(3): 39-42.
- REN Xu-hua, WANG Shu-hong, WANG Mei-qin, et al. Study on surrounding rock stability and structural design of deep-lying tunnel[J]. Journal of Hunan University of Science & Technology: Natural Science Edition, 2004, 19(3): 36-42.
- [14] 张国平. 锦屏二级水电站深埋引水隧洞围岩稳定性分析与研究[D]. 南京: 河海大学土木工程学院, 2007.
- ZHANG Guo-ping. Study on surrounding rock stability of deep-lying diversion tunnel in Jinping cascade 2 hydropower station[D]. Nanjing: College of Civil Engineering, Hohai University, 2007.
- [15] 郑建国. 锦屏二级水电站交通辅助洞岩爆机制及其地质力学模式研究[D]. 成都: 成都理工大学环境与土木工程学院, 2005.
- ZHENG Jian-guo. The study on the mechanics of the rock burst and the geomechanics' model of the subsidiary tunnel in the secondary Jinping hydroelectric power station[D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, College of Environment and Civil Engineering, 2005.