

对层状岩体使用修正的 Hoek-Brown 破坏准则的有限元分析

张玉军, 张思渊

(中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

摘要: 针对用于各向异性岩石材料的修正后的 Hoek-Brown 准则, 推导相应的数值计算格式, 将其引入可对横观各向同性介质进行弹塑性分析的二维有限元程序中, 以一个假定的位于层状岩体中的矩形地下洞室为算例, 通过改变岩体层面的倾角, 计算和分析围岩中的位移、应力及塑性区。结果表明: 当岩体层面的方向位于某些角度时, 围岩中可能无或出现范围不同的塑性区, 层状岩体各向异性的变形和强度特性对洞室围岩的力学动态及稳定性具有强烈的影响。

关键词: 岩石力学; 修正的 Hoek-Brown 准则; 各向异性; 层状岩体; 弹塑性有限元分析

中图分类号: TU 45 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-6915(2017)增 1-3307-07

FEM analyses for layered rock mass using modified Hoek-Brown failure criterion

ZHANG Yujun, ZHANG Siyuan

(State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China)

Abstract: Aiming at the Hoek-Brown failure criterion which can be used for an anisotropic rock material, the alternative form for numerical computation is derived, and this form is introduced a 2D FEM code for elasto-plastic analysis of transversely isotropic medium. Taking an assumed rectangular underground cave in a layered rock mass as the computation background, the displacements, the stresses and the plastic zones in the surrounding rock mass are analyzed numerically through changing the dip angle of the bedding surface of rock mass. The results show that the orientation of the bedding surface of rock mass is limited in some angle range, the plastic zones can or cannot occur in the surrounding rock mass, so the anisotropic characteristics of deform and strength of layered rock mass have strong influences on the mechanical state and the stability of surrounding rock mass of a cave.

Key words: rock mechanics; modified Hoek-Brown criterion; anisotropy; layered rock mass; elasto-plastic FEM analysis

1 引言

近十多年来, 针对层状岩体的各向异性变形和破坏特性, 以理论探讨和工程实用为背景, 学术界

进行了一些相应的有限元等数值模拟工作。如: 张玉军等^[1-2]曾提出层状岩体的黏聚力和内摩擦角的经验表达式, 使用 Mohr-Coulomb 准则和引入横观各向同性体的本构关系, 编制了弹塑性有限元程序, 就地下洞室为进行了二维及三维计算分析; 徐磊

收稿日期: 2016-01-19; **修回日期:** 2016-04-22

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51379201); 国家重点基础研究发展计划(973)项目(2010CB732101)

Supported by the National Natural Science Foundation of China(Grant No. 51379201) and National Key Basic Research and Development Program of China(973 program)(Grant No. 2010CB732101)

作者简介: 张玉军(1956-), 男, 博士, 1982年毕业于西南交通大学隧道与地下工程专业, 现任研究员, 主要从事岩石力学与工程方面的研究工作。

E-mail: yjzhang@whrsm.ac.cn

DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2016.0052

等^[3]基于层状岩体变形及强度的各向异性特征，将各向同性的 Drucker-Prager 准则推广到层状岩体中，由此建立相应的各向异性弹塑性本构模型，用以对层状岩体进行应力变形分析；李晓红等^[4]考虑层状岩体的黏聚力和内摩擦角是破坏面与层面夹角的函数，以隧道现场监测和数值模拟相结合的方法对层状岩体的破坏特征进行了分析；徐卫亚和张贵科^[5]以各向同性的 Mohr-Coulomb 准则为基础，研究了建立各向异性剪切屈服准则的一般理论途径，从而提出了正交各向异性的剪切屈服准则和数值实现方法，并利用 FLAC^{3D} 软件编制了计算程序，进行相应的理论分析和数值计算；张玉军和张维庆^[6]还为考察不同的各向异性抗剪强度表达式对于数值计算结果的影响，以一个假定的位于层状岩体中的矩形地下洞室为背景，分别使用张玉军和唐仪兴^[1]以及 Y. K. Lee 和 S. Pietruszczak^[7]各自提出的材料内摩擦因数和黏聚力随方向变化的公式，进行了弹塑性二维有限元模拟。在这些研究中，一般是使用 Mohr-Coulomb(或 Drucker-Prager)准则，但破坏面的强度指标是相对于岩体层面方位的变量，并且发表成果还很有限。

而 Hoek-Brown 准则最初是为确定各向同性岩石(或岩体)的强度而提出的，在后来其也被改进用以判别各向异性岩石(或岩体)的强度。在这其中各国学者开展的若干工作如：K. Colak 和 T. Unlu^[8]通过对横观各向同性岩石强度的室内试验，给出了确定参数 m_i 关于强度各向异性(主应力与岩石层面的夹角)依存性的函数；Y. K. Lee 和 S. Pietruszczak^[7]认为参数 m_i ， s 随任意岩面与岩石层面的夹角呈指数变化，使 Hoek-Brown 准则可用于层状岩体；H. Saroglou 和 G. Tsiambaos^[9]对 m_i 引入一个考虑各向异性作用的系数 k_β ，认为 k_β 和单轴抗压强度 $\sigma_{c\beta}$ 随最大主应力与岩石层面的夹角而改变，提出了修正的 Hoek-Brown 准则；刘东燕和朱可善^[10]建立了参数 m_i ， s 与断续节理的几何尺寸、结构形式以及岩桥和节理面物理力学参数之间的定量关系，从而用 Hoek-Brown 准则表现含断续节理岩体强度的各向异性特征；刘亚群等^[11]由试验获得岩样的单轴抗压强度 σ_c 随岩石层面倾角变化的经验表达式，提出了用 Hoek-Brown 准则来分析层状岩体强度的方法；何江达等^[12]运用断裂力学理论建立含断续节理岩体 Hoek-Brown 强度参数 m_i ， s 的数学表达式，证明了 m_i ， s 值不仅与节理产状有关，而且还是围压的二次函数。然而，迄今为止，已有的数值模拟中

只是对适用于各向同性材料的 Hoek-Brown 准则有较少涉及，但这其中除了 FLAC 程序可直接利用广义的 Hoek-Brown 准则外，在 ANSYS、ABAQUS 和同济曙光等软件中只能通过 Hoek-Brown 准则与 Mohr-Coulomb 准则的参数等效替换，进行间接的应用^[13]，还没有见到在有限元数值模拟中直接地使用上述改进的 Hoek-Brown 准则，以考察岩体的各向异性强度效应的文献报道。

有鉴于此，笔者尝试将 Hoek-Brown 准则用于层状岩体各向异性破坏的有限元模拟。故而针对 H. Saroglou 和 G. Tsiambaos^[9]建立的修正 Hoek-Brown 准则，首先推导了相应的数值计算格式，并将其引入可对层状岩体进行横观各向同性弹塑性分析的二维有限元程序中；然后以一个假定的矩形地下洞室为背景，改变岩体层面相对于水平方向的倾角，使用 H. Saroglou 和 G. Tsiambaos^[9]给出的随最大主应力与岩石层面的夹角而改变的强度参数(单轴抗压强度有所折减)，分析和对比了围岩中的应力、位移及塑性区，得出了相应的认识。

2 弹性本构关系

假设层状岩体的层面走向与纸面垂直，如图 1 所示。在局部坐标系 $x'oy'$ 中，对于平面应变问题，有应力-应变关系^[14]为

$$\sigma' = D' \varepsilon' \tag{1a}$$

其中，

$$\left. \begin{aligned} \sigma' &= \{\sigma'_x, \sigma'_y, \tau'_{xy}, \sigma'_z\}^T \\ \varepsilon' &= \{\varepsilon'_x, \varepsilon'_y, \gamma'_{xy}, \varepsilon'_z\}^T \quad (\varepsilon'_z = 0) \\ D &= m \begin{bmatrix} 1 - n\mu_2^2 & \mu_1 + n\mu_2^2 & 0 & \mu_2(1 + \mu_1) \\ \mu_1 + n\mu_2^2 & 1 - n\mu_2^2 & 0 & \mu_2(1 + \mu_1) \\ 0 & 0 & \frac{G_2}{m} & 0 \\ \mu_2(1 + \mu_1) & \mu_2(1 + \mu_1) & 0 & \frac{1 - \mu_1^2}{n} \end{bmatrix} \end{aligned} \right\} \tag{1b}$$

$$m = E_1 / [(1 + \mu_1)(1 - \mu_1 - 2n\mu_2^2)]$$

$$n = E_2 / E_1$$

式中： E_1 ， μ_1 分别为层面内的弹性模量和泊松比； E_2 ， μ_2 和 G_2 依次为垂直层面方向的弹性模量、泊松比及剪切模量。

将局部坐标系中应力、应变转换到整体坐标系 xoy 中，可得

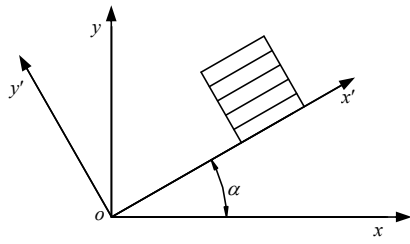


图 1 局部和整体坐标系

Fig.1 Local and global coordinate system

$$\sigma = D\epsilon \quad (2)$$

其中，

$$\sigma = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \sigma_z\}^T$$

$$\epsilon = \{\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}, \epsilon_z\}^T$$

式中： σ, ϵ 为整体坐标系中的应力、应变($\epsilon_z = 0$)。

而

$$D = LD^T \quad (3a)$$

式中： L 为坐标转换矩阵：

$$L = \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & \sin^2 \alpha & -2 \cos \alpha \sin \alpha & 0 \\ \sin^2 \alpha & \cos^2 \alpha & 2 \cos \alpha \sin \alpha & 0 \\ \sin \alpha \cos \alpha & -\sin \alpha \cos \alpha & \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3b)$$

3 修正的 Hoek-Brown 准则的数值计算格式

H. Saroglou 和 G. Tsiambaos^[9]对于层状岩体给出了修正 Hoek-Brown 准则如下：

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_{c\beta} \left(k_\beta m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{c\beta}} + 1 \right)^{1/2} = 0 \quad (4)$$

式中： σ_1, σ_3 分别为最大、最小主应力； m_i 为强度参数； $\sigma_{c\beta}, k_\beta$ 分别为单轴抗压强度和 m_i 的修正系数，二者取决于加载方向和岩体层面的夹角 β 见图 2)。同时，存在以下公式^[15]：

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{Bmatrix} = \frac{2(J_2)^{1/2}}{\sqrt{3}} \begin{Bmatrix} \sin\left(\theta + \frac{2\pi}{3}\right) \\ \sin\theta \\ \sin\left(\theta + \frac{4\pi}{3}\right) \end{Bmatrix} + \frac{I_1}{3} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

将主应力用应力不变量来表示，有

$$\sin(3\theta) = -\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{(J_2)^{3/2}} \quad (6)$$

式中： I_1, J_2 和 J_3 依次为应力第一不变量、偏应力第二不变量和第三不变量，且： $I_1 = \sigma_{ii}, J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij},$

$J_3 = \frac{1}{3} s_{ij} s_{jk} s_{ki}, s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \delta_{ij} \sigma_{kk}$ 。将式(5)，(6)代入

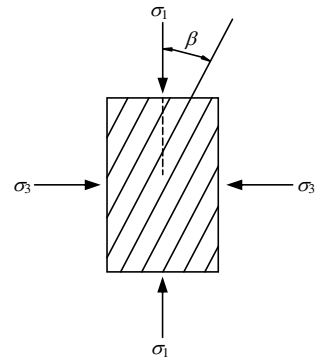


图 2 最大主应力与岩体层面的夹角

Fig.2 Angle between the maximum principal stress and the bedding surface of rock mass

式(4)，可得

$$F = 2(J_2)^{1/2} \cos\theta - \sigma_{c\beta} \left\{ \frac{k_\beta m_i}{\sigma_{c\beta}} \left[\frac{I_1}{3} - \frac{(J_2)^{1/2}}{\sqrt{3}} (\sin\theta + \sqrt{3} \cos\theta) \right] + 1 \right\}^{1/2} = 0 \quad (7)$$

在三维空间的整体坐标系中，使用相适应的流动法则，其塑性矩阵为

$$D_p = \frac{D \frac{\partial F}{\partial \sigma} \frac{\partial F^T}{\partial \sigma} D}{A + \frac{\partial F^T}{\partial \sigma} D \frac{\partial F}{\partial \sigma}} \quad (8)$$

其中，

$$\sigma = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}\}^T \quad (9a)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma} = \frac{\partial F}{\partial (J_2)^{1/2}} \frac{\partial (J_2)^{1/2}}{\partial \sigma} + \frac{\partial F}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial \sigma} =$$

$$\left(\frac{\partial F}{\partial (J_2)^{1/2}} - \frac{\tan(3\theta)}{(J_2)^{1/2}} \frac{\partial F}{\partial \theta} \right) \frac{\partial (J_2)^{1/2}}{\partial \sigma} -$$

$$\left(\frac{\sqrt{3}}{2 \cos(3\theta)} \frac{1}{(J_2)^{3/2}} \frac{\partial F}{\partial \theta} \right) \frac{\partial J_3}{\partial \sigma} \quad (9b)$$

式中： A 为硬化参数，本文计算中取 0 值。并且：

$$\frac{\partial F}{\partial (J_2)^{1/2}} = 2 \cos\theta + \frac{k_\beta m_i}{2\sqrt{3}} \left\{ \frac{k_\beta m_i}{\sigma_{c\beta}} \left[\frac{I_1}{3} - \frac{(J_2)^{1/2}}{\sqrt{3}} (\sin\theta + \sqrt{3} \cos\theta) \right] + 1 \right\}^{-1/2} \quad (10)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \theta} = -2(J_2)^{1/2} \cos\theta + \frac{k_\beta m_i (J_2)^{1/2}}{2\sqrt{3}} \left\{ \frac{k_\beta m_i}{\sigma_{c\beta}} \left[\frac{I_1}{3} - \frac{(J_2)^{1/2}}{\sqrt{3}} (\sin\theta + \sqrt{3} \cos\theta) \right] + 1 \right\}^{-1/2}$$

$$\cdot$$

$$(\cos \theta - \sqrt{3} \sin \theta) \quad (11)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial \sigma} = \frac{-\sqrt{3}}{2 \cos(3\theta)} \left[\frac{1}{(J_2)^{3/2}} \frac{\partial J_3}{\partial \sigma} + \frac{3J_3}{(J_2)^2} \frac{\partial (J_2)^{1/2}}{\partial \sigma} \right] \quad (12)$$

其中,

$$\frac{\partial (J_2)^{1/2}}{\partial \sigma} = \frac{1}{2(J_2)^{1/2}} \{s_x, s_y, s_z, 2\tau_{xy}, 2\tau_{yz}, 2\tau_{zx}\}^T \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial J_3}{\partial \sigma} = \frac{1}{2(J_2)^{1/2}} \{ & s_y s_z - \tau_{yz}^2 + \frac{J_2}{3}, \\ & s_x s_z - \tau_{xz}^2 + \frac{J_2}{3}, s_x s_y - \tau_{xy}^2 + \frac{J_2}{3}, \\ & 2(\tau_{yz} \tau_{xz} - s_z \tau_{xy}), 2(\tau_{xz} \tau_{xy} - s_x \tau_{yz}), \\ & 2(\tau_{xy} \tau_{yz} - s_y \tau_{xz}) \}^T \end{aligned} \quad (14)$$

而对于平面应变问题, 式(13), (14)变为

$$\frac{\partial (J_2)^{1/2}}{\partial \sigma} = \frac{1}{2(J_2)^{1/2}} \{s_x, s_y, 2\tau_{xy}, s_z\}^T \quad (15)$$

$$\frac{\partial J_3}{\partial \sigma} = \left\{ s_y s_z + \frac{J_2}{3}, s_x s_z + \frac{J_2}{3}, -2s_z \tau_{xy}, s_x s_y - \tau_{xy}^2 + \frac{J_2}{3} \right\}^T \quad (16)$$

将整体坐标系中的弹性矩阵 D 和式(9)代入式(8), 从可得出弹塑性矩阵为

$$D_{ep} = D - D_p \quad (17)$$

相应的弹塑性有限元计算方法可见张玉军等^[1-2]的研究。

4 算例

设在 x - y 坐标系中有一平面层状岩体的计算域(层面与纸面立交, x, y 分别为水平和垂直方向), 其尺寸为 $100 \text{ m} \times 100 \text{ m}$, 计算域底边垂直方向位移和左、右侧边的水平方向位移被约束, 顶边可自由变形。域中存在一个 $20 \text{ m} \times 20 \text{ m}$ 的矩形坑道, 其洞室中心的埋深为 150 m 。相应岩体的弹性模量和泊桑系数为: $E_1 = 1\,000.0 \text{ MPa}$, $E_2 = 5\,000.0 \text{ MPa}$, $\mu_1 = 0.4$, $\mu_2 = 0.2$, $G_2 = 3\,000.0 \text{ MPa}$, 这里的下标 1, 2 分别为表示平行和垂直于岩体层面方向; 岩体容重 $\gamma_R = 26.0 \text{ kN/m}^3$ 。洞室全断面一次开挖成形。

使用前述修正的 Hoek-Brown 屈服准则式(1), 而相应岩体的单轴抗压强度 $\sigma_{c\beta}$ 和修正系数 k_β 随最大主应力方向和岩体层面的夹角而变化, 其规律见表 1^[9]。但 H. Saroglou 和 G. Tsiambaos^[9]中并没直接给出相应岩体(Penhryn 板岩)的强度参数 m_i 值, 在参

考了该文中其他岩体的 m_i 值后, 令相应岩体的 $m_i = 10.2$ 。依据岩体层面走向和水平方向夹角 α 的不同分为 5 种计算方案: (1) $\alpha = 0^\circ$ (岩层水平), (2) $\alpha = 20^\circ$; (3) $\alpha = 45^\circ$; (4) $\alpha = 70^\circ$; (5) $\alpha = 90^\circ$ (岩层垂直)。

表 1 Penhryn 板岩的 k_β 和 $\sigma_{c\beta}$ 随方向的变化^[9]
Table 1 Variation of parameters k_β and $\sigma_{c\beta}$ for Penhryn slate^[9]

$\beta(^\circ)$	k_β	$\sigma_{c\beta} / \text{MPa}$	R^2
0	0.89	159.7	0.94
15	0.47	108.8	0.97
30	0.25	47.9	0.94
45	0.35	61.3	0.97
60	0.31	92.4	0.94
75	0.39	129.4	0.99
90	1.00	191.9	0.94

注: 该表为完整岩块的数据, 在本计算中针对岩体时, $\sigma_{c\beta}$ 取表中值的 1/4。并假定岩体可承受拉应力(不进行“无拉”分析)。

有限元网格中有 2 500 个四边形单元, 2 601 个节点, 所得计算结果如下。

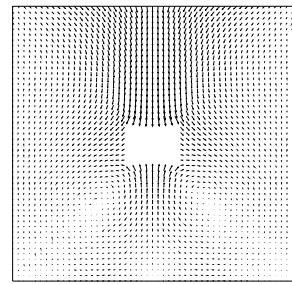
(1) 围岩的位移

计算终了时洞周 3 个特征点的位移值及围岩面上的位移矢量分布分别见表 2 和图 3。

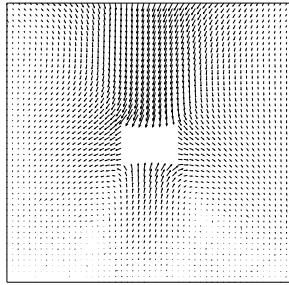
表 2 洞室周边 3 个特征点的若干计算值
Table 2 Some computation values at three special points on drift boundary

方案编号	位置	x 轴向位移 U_x / mm	y 轴向位移 U_y / mm	最大/最小主应力 $\sigma_1 / \sigma_3 / \text{MPa}$	塑性区面积/ m^2
1	底板中点	0.00	15.65	1.08/ - 0.03	0.0
	右墙中点	5.47	- 3.99	- 0.04/ - 7.10	
	顶板中点	0.00	- 24.23	1.19/0.02	
2	底板中点	5.26	17.27	1.69/ - 0.02	20.0
	右墙中点	8.78	- 4.74	- 0.04/ - 7.79	
	顶板中点	- 8.73	- 29.20	1.67/0.01	
3	底板中点	5.95	27.44	4.17/ - 0.09	464.0
	右墙中点	20.16	2.91	- 0.03/ - 7.39	
	顶板中点	- 6.04	- 49.04	3.74/ - 0.02	
4	底板中点	- 2.13	33.58	5.54/ - 0.04	68.0
	右墙中点	12.95	3.72	- 0.02/ - 6.51	
	顶板中点	0.88	- 56.87	5.00/0.01	
5	底板中点	0.00	35.83	3.69/ - 0.10	0.0
	右墙中点	1.44	- 10.21	- 0.30/ - 5.42	
	顶板中点	0.00	- 52.46	3.33/ - 0.04	

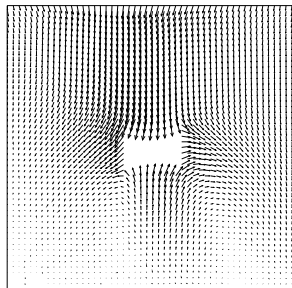
注: 水平位移向右为正, 垂直位移向上为正; 负的主应力为压性。



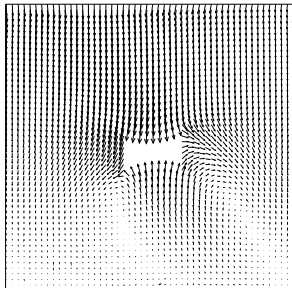
(a) 计算方案(1)



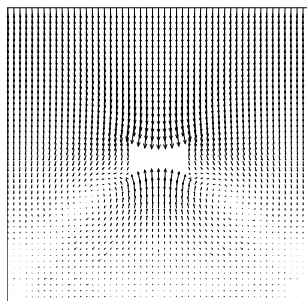
(b) 计算方案(2)



(c) 计算方案(3)



(d) 计算方案(4)



(e) 计算方案(5)

图 3 岩体中位移矢量

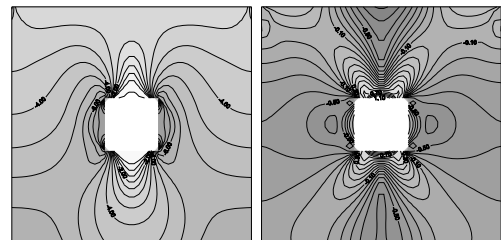
Fig.3 Displacement vectors in rock mass

从表 2 和图 3 中可以看到，随着岩体层面由水平方向过渡到垂直方向，围岩位移分布呈现对称 -

不对称 - 对称的变化；洞室底板隆起和顶板下沉基本是逐渐增加，且向洞内发展，但 $\alpha = 70^\circ$ 时的顶板下沉要比 $\alpha = 90^\circ$ 时大，其原因在于 $\alpha = 70^\circ$ 时洞周出现了塑性区，相应的顶板弹塑性位移大于了无塑性区的 $\alpha = 90^\circ$ 时的顶板弹性位移；虽然 $\alpha = 45^\circ$ 时洞周塑性区最大，但其顶板下沉仍小于 $\alpha = 70^\circ$ 时的顶板下沉，这表明岩体层面倾角由 45° 改变到 70° 后，虽然塑性区大为减小，但引起的顶板位移仍大于改变前的位移；而右墙中点的位移随 α 由 0° 上升到 45° 时是变大，再由 45° 增加到 90° 时是减小。计算终了时，洞室底板、顶板和右墙中点的位移绝对值依次为 $15.7 \sim 35.8$ ， $24.2 \sim 52.5$ 和 $6.8 \sim 20.4$ mm，这表明层状岩体各向异性的变形和强度特性对围岩位移有明显影响。

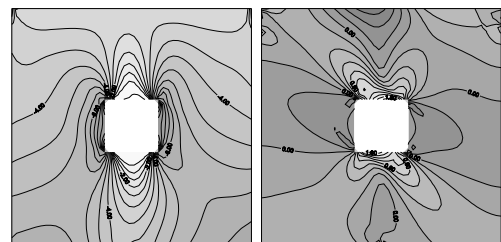
(2) 围岩中的应力

计算终了时 5 种计算方案的围岩中主应力分布见图 4，其中洞周 3 个特征点的主应力值见表 2。从中看到，随着岩体层面由水平方向过渡到垂直方向，围岩主应力分布亦呈现对称 - 不对称 - 对称的变化；当 α 由 0° 上升到 70° 时，底板中点和顶板中点



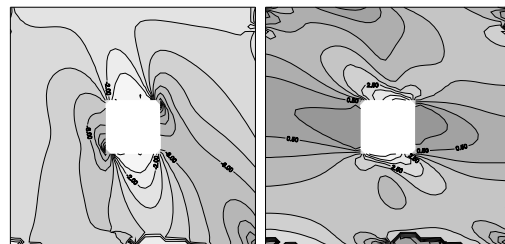
最大主应力 最小主应力

(a) 计算方案(1)



最大主应力 最小主应力

(b) 计算方案(2)



最大主应力 最小主应力

(c) 计算方案(3)

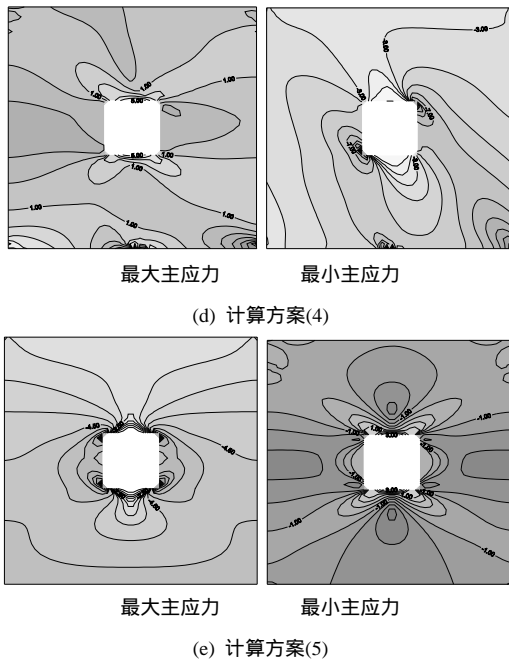


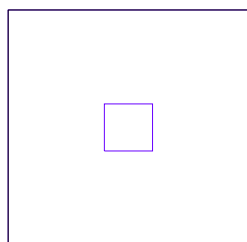
图 4 岩体中主应力等值线(单位：MPa)

Fig.4 Principal stress contours in rock mass(unit：MPa)

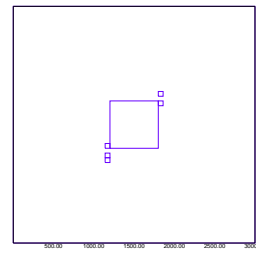
的最大主应力均呈拉性，其值分别由 1.08，1.19 MPa 上升到 5.54 和 5.00 MPa，然后再分别下降为 $\alpha = 90^\circ$ 时的 3.69，3.33 MPa，而底板中点的最小主应力呈压性，其值的变化范围分别为 $-0.02 \sim -0.10$ MPa，但顶板中点的最小主应力呈拉性或压性，其值的变化范围为 $-0.04 \sim 0.02$ MPa；而对于右墙中点，其最大主应力和最小主应力均呈压性，当 α 由 0° 上升为 45° 时，该点的最小主应力由 -7.10 MPa 上升到 -7.79 MPa，然后再随 α 的增加而逐渐下降，直到变为 $\alpha = 90^\circ$ 时的 -5.42 MPa，其点最大主应力的变化范围为 $-0.02 \sim -0.04$ MPa。这也表现了层状岩体的各向异性控制着应力的分布与变化。

(3) 围岩中的塑性区

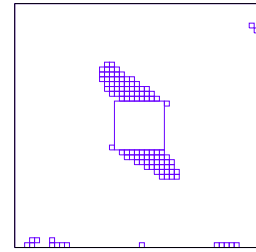
计算终了时 5 种计算方案的围岩中塑性区的分布及面积分别见图 5 和表 2，从中看到，随着岩体层面由水平方向过渡到垂直方向，围岩中塑性区呈现出无 - 有 - 无的变化，即 $\alpha = 0^\circ$ 和 90° 时围岩中不出现塑性区，而在 $\alpha = 20^\circ, 45^\circ$ 和 70° 时围岩中



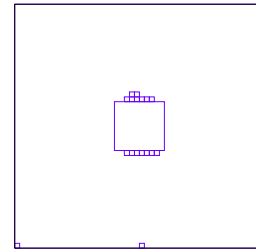
(a) 计算方案(1)



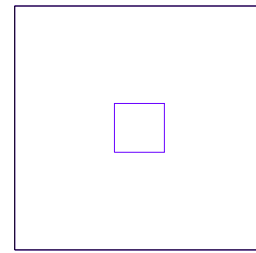
(b) 计算方案(2)



(c) 计算方案(3)



(d) 计算方案(4)



(e) 计算方案(5)

图 5 岩体中塑性区

Fig.5 Plastic zones in rock mass

塑性区面积依次为 20.0，464.0 和 68.0 m^2 ，且塑性区为不对称分布。之所以在 $\alpha = 0^\circ, 90^\circ$ 时围岩中塑性区为 0 和 $\alpha = 45^\circ$ 时塑性区最大，其原因在于：从表 1 中看，当 $\beta = 0^\circ$ 和 90° 时修正系数 k_β 和单轴抗压强度 $\sigma_{c\beta}$ 的数值分别为次高和最高，但当 $\beta = 30^\circ \sim 45^\circ$ 时 k_β 和 $\sigma_{c\beta}$ 的数值处于低谷，而在这 3 种倾角的情况下围岩中大多数应力点的 β 和 α 相接近。这表明层状岩体的各向异性对围岩的屈服与破坏有着强烈的作用。

5 结 论

使用 H. Saroglou 和 G. Tsiambaos^[9]建立的修正 Hoek-Brown 准则，推导了相应的数值计算格式，将

其引入可对横观各向同性材料进行弹塑性分析的二维有限元程序中，以一个假定的矩形地下洞室为算例，通过改变岩体层面的倾角，计算和分析了围岩中的位移、应力及塑性区。由此认识到：随着岩体层面方向的改变，围岩中的位移、应力及塑性区有明显的不同；在本文给定的洞室几何及岩体力学参数条件下，当岩体层面的方向位于某些角度时(如岩层水平或垂直)，围岩中可能无塑性区出现，而一旦岩体层面的方向处在最不利角度附近时(如岩层倾角为 45°)，围岩中会产生大范围塑性区。这表明层状岩体各向异性的变形和强度特性对洞室围岩的动态及稳定性具有强烈的影响，在相应的科研、设计和施工中应给与必要的关注。

参考文献(References)：

- [1] 张玉军, 唐仪兴. 考虑层状岩体强度异向性的地下洞室平面有限元分析[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(3): 307–310. (ZHANG Yujun, TANG Yixing. 2-D FEM analysis for an underground opening considering the strength-anisotropy of the layered rock mass[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, 21(3): 307–310. (in Chinese))
- [2] ZHANG Y J, ZHANG W Q. 3D FEM analysis for layered rock considering anisotropy of shear strength[J]. Journal of Central South University of Technology, 2010, 17(6): 1 357–1 363.
- [3] 徐 磊, 任青文, 杜小凯, 等. 层状岩体各向异性弹塑性模型及其数值实现[J]. 地下空间与工程学报, 2010, 6(4): 763–769. (XU Lei, REN Qingwen, DU Xiaokai, et al. An anisotropic elastoplastic constitutive model for layered rock masses and its implementation[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2010, 6(4): 763–769. (in Chinese))
- [4] 李晓红, 夏彬伟, 李 丹, 等. 深埋隧道层状围岩变形特征分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(4): 1 163–1 167. (LI Xiaohong, XIA Binwei, LI Dan, et al. Deformation characteristics analysis of layered rock mass in deep Buried tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(4): 1 163–1 167. (in Chinese))
- [5] 徐卫亚, 张贵科. 正交各向异性剪切屈服准则研究及其数值实现[J]. 岩土力学, 2008, 29(5): 1 164–1 168. (XU Weiya, ZHANG Guike. Study on orthotropic shear yield criterion and its numerical implementation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(5): 1 164–1 168. (in Chinese))
- [6] 张玉军, 张维庆. 不同的层状岩体抗剪强度表达式计算效果的有限元分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(增 1): 359–364. (ZHANG Yujun, ZHANG Weiqing. Finite element analyses of computational effects with of different shear strength expressions for layered rock mass[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(Supp.1): 359–364. (in Chinese))
- [7] LEE Y K, PIETRUSZCZAK S. Application of critical plane approach to the prediction of strength anisotropy in transversely isotropic rock masses[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2008, 45(3): 513–523.
- [8] COLAK K, UNLU T. Effect of transverse anisotropy on the Hoek-Brown strength parameter " m_i " for intact rocks[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, 41(3): 1 045–1 052.
- [9] SAROGLU H, TSIAMBAOS G. A modified Hoek-Brown failure criterion for anisotropic intact rocks[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2008, 45(3): 223–234.
- [10] 刘东燕, 朱可善. 含断续节理岩体强度的各向异性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, 17(4): 366–371. (LIU Dongyan, ZHU Keshan. A study of strength anisotropy of rock mass containing intermittent joints[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1998, 17(4): 366–371. (in Chinese))
- [11] 刘亚群, 李海波, 李俊如, 等. 基于 Hoek-Brown 准则的板岩强度特征研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(增 2): 3 452–3 457. (LIU Yaqun, LI Haibo, LI Junru, et al. Study on strength characteristics of slates based on Hoek-Brown criterion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(Supp.2): 3 452–3 457. (in Chinese))
- [12] 何江达, 张建海, 范景伟. 霍克-布朗强度准则中 m, s 参数的断裂分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(4): 432–435. (HE Jiangda, ZHANG Jianhai, FAN Jingwei. Fracture analysis of the parameters m, s in Hoek-Brown strength criterion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, 20(4): 432–435. (in Chinese))
- [13] 朱合华, 张 琦, 章连洋. Hoek-Brown 强度准则研究进展与应用综述[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(10): 1 945–1 963. (ZHU Hehua, ZHANG Qi, ZHANG Lianyang. Review of research progresses and applications of Hoek-Brown strength criterion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(10): 1 945–1 963. (in Chinese))
- [14] 周维垣. 高等岩石力学[M]. 北京: 水利电力出版社, 1990: 116–119. (ZHOU Weiyuan. Advanced rock mechanics[M]. Beijing: Water Resources and Electric Power Press, 1990: 116–119. (in Chinese))
- [15] OWEN D, HINTON E. Finite element in plasticity: theory and practice[M]. Swansea U. K.: Pineridge Press Limited, 1980: 229–231.