

基于改进遍布节理模型的陡倾千枚岩 隧道灾变机制研究

周鹏发, 申玉生, 赵建洋, 张 熙, 高 波, 朱双燕
(西南交通大学 交通隧道工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031)

摘要: 为了研究陡倾千枚岩隧道的施工力学特性, 在 FLAC^{3D} 中对一种可同时考虑千枚岩强度各向异性和弹性变形各向异性的改进遍布节理模型(横观各向同性弹塑性遍布节理模型)进行二次开发, 并推导出横观各向同性材料的弹性变形各向异性分析理论公式。此外, 对陡倾千枚岩隧道开挖过程进行数值模拟, 揭示陡倾千枚岩隧道的灾变机制, 验证了本构模型的有效性。研究表明: 由于千枚岩弱面的抗剪强度较低, 使隧道围岩容易发生节理剪切型破坏; 千枚岩弱面的抗拉强度较低, 使隧道壁面平行于弱面位置附近围岩容易发生节理张拉型破坏; 高地应力产生的压应力集中使围岩易发生岩石基体剪切型破坏; 围岩岩石基体张拉型破坏在隧道开挖过程中不易发生; 受千枚岩的各向异性特性影响, 围岩位移场呈现显著的不对称性; 较大的水平-竖向应力比造成围岩发生向隧道内的水平挤压变形, 是造成支护结构失效的主要原因。本文研究成果可为类似工程提供有益参考。

关键词: 岩石力学; 千枚岩隧道; 横观各向同性; 变形各向异性; 本构模型; 二次开发

中图分类号: TU 45

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2019)09-1870-14

Research on disaster-induced mechanism of tunnels with steeply dipping phyllite strata based on an improved ubiquitous-joint constitutive model

ZHOU Pengfa, SHEN Yusheng, ZHAO Jianfeng, ZHANG Xi, GAO Bo, ZHU Shuangyan
(Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China)

Abstract: An improved ubiquitous-joint constitutive model(Transverse Isotropic Elasto-Plastic Ubiquitous-Joint model), which can take into account both the strength anisotropy and the deformation anisotropy of phyllite, was developed in FLAC^{3D}, and a formula for analyzing elastic deformation anisotropy of transversely isotropic materials was derived. Furthermore, the excavation of the tunnel with steeply dipping phyllite strata was simulated, the corresponding destruction mechanism was revealed and the validity of this model was verified. The results reveal that the tunnel surrounding rock is very prone to shear failure along the weak plane due to the low shear strength of the weak plane and that the tunnel surrounding rock of the tunnel outline parallel to the weak plane is prone to tension failure at which the tunnel outline is parallel to the weak plane because of the low tensile strength of the weak plane. The concentration of the compressive stress can lead to the shear failure of the rock matrix while the tensile failure of the rock matrix does not occur in the process of tunnel excavation. Under the

收稿日期: 2019-01-28; **修回日期:** 2019-04-04

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51678501, 51778540); “十三五”国家重点研发计划项目(2016YFB1200401)

Supported by the National Natural Science Foundation of China(Grant Nos. 51678501 and 51778540) and National Key R & D Plan for 13th Five-Year(Grant No. 2016YFB1200401)

作者简介: 周鹏发(1993-), 男, 2016年毕业于四川农业大学土木工程学院, 现为硕士研究生, 主要从事隧道施工力学及隧道抗减震理论方面的研究工作。E-mail: zpf@my.swjtu.edu.cn。通讯作者: 申玉生(1976-), 男, 现为博士后、副教授。E-mail: sys1997@163.com

DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2019.0087

influence of deformation anisotropy of phyllite, the displacement field of the surrounding rock shows obvious asymmetry. A larger ratio of the horizontal stress to the vertical stress will result in compression deformation of the surrounding rock towards the tunnel, which is the main reason for the failure of the supporting structure. The research results in the paper can provide a useful reference for similar projects.

Key words: rock mechanics; phyllite tunnel; transverse isotropy; deformation anisotropy; constitutive model; further development

1 引言

在地下工程的设计及施工过程中, 围岩的力学特性是影响隧道结构安全性的重要因素。由于地质条件的复杂性和力学参数分布的离散性, 在实际的地下工程设计与计算中基本都将地质体按各向同性介质来处理^[1]。而已有研究已证明, 对于层状岩体而言, 其变形各向异性^[2-3]和强度各向异性^[4-5]都将很大程度上影响对层状岩体力学行为的评价。因此, 采用各向异性性力学方法来进行层状岩体隧道的力学分析是十分必要的。

千枚岩作为典型的层状岩体, 其各向异性物理力学性质受到了诸多学者的关注。T. Ramamurthy 等^[4]的研究揭示了千枚岩的强度各向异性曲线为一“U”型曲线。千枚岩的破坏形式与其强度各向异性特征密切相关。室内试验结果^[4, 6]及隧道实际开挖过程中呈现的岩体破坏形态^[7-8]都揭示出, 千枚岩易发生弱面张拉型破坏和沿弱面的滑移剪切破坏。同时, 贯穿弱面的岩石基体剪切型破坏也时有发生。当方位角 β 较小且侧限压力较低时, 千枚岩最容易发生离层张拉破坏^[4, 7]。千枚岩的强度各向异性曲线上的最小值大致出现在方位角 β 为 $30^\circ \sim 45^\circ$ 的范围内^[6], 此时的破坏模式主要为沿结构面的滑移剪切破坏。岩石力学中, 这种弱面对岩石强度的影响通常采用 J. C. Jaeger^[9]提出的单弱面理论进行预测。相比之下, 针对千枚岩变形各向异性的研究相对较少。K. Hu 等^[10]的研究结果显示, 千枚岩的杨氏模量随方位角的变化也呈一条“U”型曲线, 表明了千枚岩具有显著的弹性各向异性特征。值得注意的是, 目前尚没有理论性较强的评价模型来预测和评价千枚岩的变形各向异性特征。

另一方面, 目前用于层状岩体隧道力学分析的本构模型还存在严重不足, 工程中大多采用各向同性或者仅考虑强度各向异性的本构模型。例如, 徐飞等^[11]进行了支护结构体系施工力学行为分析, 计算采用的是莫尔-库仑本构模型。郭小龙等^[8, 12]在进行千枚岩隧道施工力学行为分析时均采用的是遍

布节理模型。李磊等^[13]进行了千枚岩大变形隧道的初支钢架选型, 所采用的本构模型为 Burger-Creep Viscoplastic (CVISC)本构模型。虽然目前岩石力学领域已经提出了许多用于层状岩石(岩体)分析的本构模型^[14], 但是在既有本构模型中, 很少同时考虑层状岩石的强度各向异性和变形各向异性。FLAC^{3D} 中经典的遍布节理模型能一定程度上模拟层状岩石(岩体)的强度各向异性, 但其缺点是没有考虑岩石(岩体)的变形各向异性。此外, 新版本 FLAC^{3D} 内置的各向异性弹性遍布节理模型 (anisotropic elasticity ubiquitous joint model, 本文简称 AEUJ 模型)引入了本构模型的横观各向同性变形, 但是其缺点是没有考虑岩石基体的塑性流动, 这将导致模型材料在受到垂直于横观各向同性平面方向的单轴应力作用时出现强度无限大的问题。朱泽奇等^[15]提出了改进的遍布节理模型, 将横观各向同性变形集成到传统的遍布节理模型中(即横观各向同性弹塑性遍布节理模型, 简称 TIEPUJ), 可以避免上述问题。但是, 由于该本构模型的实现需要进行二次开发, 因此在近期的工程问题中没有得到推广运用。

从上述研究可以看出, 千枚岩具有显著的强度各向异性和变形各向异性特征, 极大地控制着千枚岩的破坏和变形模式。相较于其强度各向异性, 千枚岩的变形各向异性在力学研究中尚缺乏分析理论公式, 在工程实践中亦没有受到足够的重视。推导可用于评价千枚岩变形各向异性特征的理论公式, 对于进一步研究其变形各向异性特征具有重要意义。目前, 大量千枚岩隧道修建问题的出现对层状岩体力学分析模型提出了新的要求。开发能同时考虑千枚岩强度各向异性和变形各向异性的力学模型, 开展可靠的力学分析, 揭示千枚岩隧道的灾变机制, 对工程建设具有重要理论参考价值。

本文依托成兰(成都—兰州)铁路杨家坪隧道工程(千枚岩地层), 基于显示有限差分程序 FLAC^{3D}, 对横观各向同性弹塑性遍布节理模型(TIEPUJ)进行了二次开发, 并对其原理进行了详细论述。推导了横观各向同性材料的空间弹性各向异性曲面公式,

给出了千枚岩弹性模量各向异性曲线预测公式。基于该本构模型，对杨家坪隧道开挖施工过程进行分析，拟从围岩的破坏特征、应力状态及变形特征等方面，揭示陡倾千枚岩隧道的挤压大变形灾变机制。本文研究结论旨在为类似千枚岩隧道的修建和研究提供有益参考。

2 工程概况

2.1 工程地质

杨家坪隧道位于四川省茂县土门乡，隧区岩层以炭质千枚岩和绿泥千枚岩为主。本文以杨家坪隧道 DK113+209 断面为研究对象，其围岩为绿泥千枚岩。岩层方位与隧道开挖掌子面的相对位置关系如图 1 所示。千枚岩地层的产状为 $N60^{\circ} \sim 75^{\circ} E/70^{\circ} \sim 85^{\circ} NW$ ，地层走向与隧道轴线的夹角为 $9^{\circ} \sim 24^{\circ}$ ，与隧道轴线基本平行。现场地应力测试结果揭示了隧区地应力分布情况为：最大水平地应力 20.42~23.37 MPa，约为竖向地应力的 2 倍，最大水平主应力与隧道的交角为 $25^{\circ} \sim 36^{\circ}$ ；最小水平地应力 11.10~11.99 MPa。

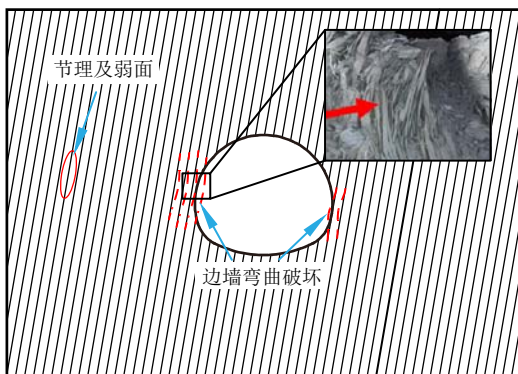


图 1 典型围岩破坏模式

Fig.1 Typical failure mode of the surrounding rock

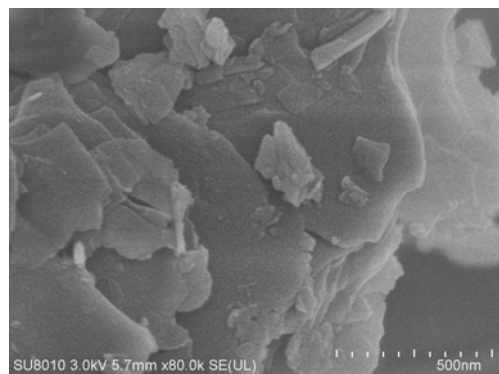
实际施工中，高地应力造成部分区段发生大变形，围岩破坏形式多样。典型的破坏形式有边墙围岩的层理发生弯曲、折断并向隧道内挤压而发生侵限，如图 1 所示。同时，由于陡倾千枚岩发生向隧道内的挤压大变形，出现了大量初期支护喷锚结构开裂、剥落，钢拱架扭曲变形等破坏，如图 2 所示。这些破坏的分布及发展过程都呈现出极大的不对称性，反映了层状岩体的各向异性力学性质。

为从微观层面揭示千枚岩的各向异性特征，本研究对现场的绿泥千枚岩试样进行了扫描电镜 (SEM) 和透射电镜 (TEM) 测试，绿泥千枚岩不同尺度下的微观结构图像如图 3 所示。

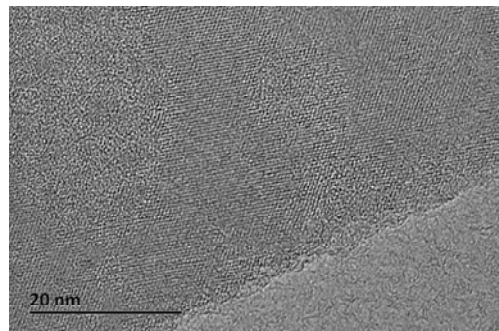


图 2 初期支护钢拱架扭曲变形

Fig.2 Steel rib distortion of the primary support



(a) 绿泥千枚岩扫描电镜(比例尺: 500 nm)



(b) 绿泥千枚岩透射电镜(比例尺: 20 nm)

图 3 绿泥千枚岩微观图像

Fig.3 Micrographs of chlorite phyllite

从图 3 可以看出，绿泥千枚岩的微观结构呈片状。在片状结构平面内，组成千枚岩的矿物分子均匀排布，以叠合的形式形成千枚岩。因此，从微观力学的角度，可以将千枚岩视为由各向同性矿物薄片叠合而成的各向异性材料。基于这种结构的材料，如复合叠合材料 (composite laminate)，其宏观力学特性将是横观各向同性的^[16]。同时，由于电镜扫描采用的是粉末状试样，其几何表象可反映出千枚岩的层理间结合强度是相对较低的。

2.2 支护结构及施工方法

研究区段为杨家坪隧道轻微大变形段，采用复

合式衬砌作为支护结构。初期支护采用混凝土喷锚支护，钢拱架为 I-18 工字钢，纵向间距 0.6 m，喷射混凝土等级 C30，厚度 27 cm。围岩锚杆设置采用拱部短锚杆、边墙长锚杆的“长短组合锚杆体系”。其中拱部 90° 范围设置长为 4.0 m 的 $\phi 22$ mm 组合中空锚杆，梅花形布置，每榀 9.58 根。边墙设置 6 m 长的 $\phi 22$ mm 全长黏结砂浆锚杆，梅花形布置，每榀 7.5 根。锚杆施工孔径为 4 cm，锚杆注浆材料采用 M30 水泥砂浆。二次衬砌采用 50 cm 厚的钢筋 (HRB 400 $\phi 25$ mm@150 mm) 混凝土 (C35) 结构。

隧道采用三台阶法开挖，具体施工方法及施工工序如图 4 所示。

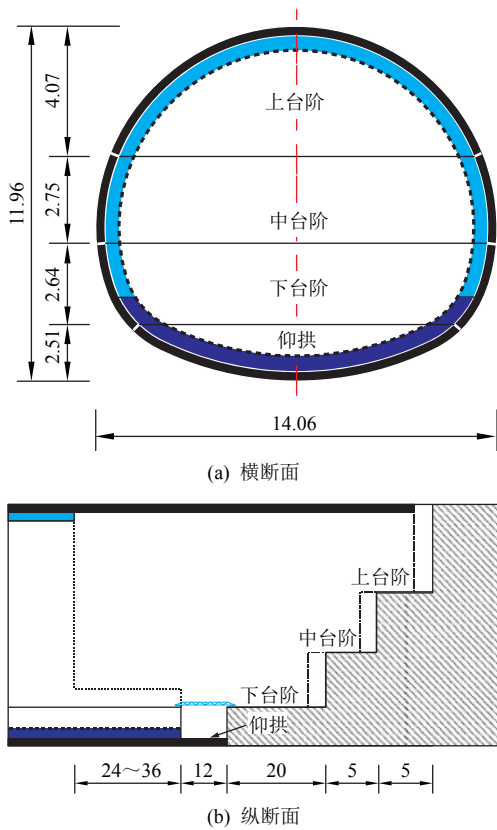


图 4 施工工法及施工工序示意图(单位: m)
Fig.4 Construction method and procedure(unit: m)

3 本构模型及各向异性评价

3.1 本构模型介绍

如图 5 所示，横观各向同性弹塑性遍布节理 (TIEPUJ) 模型将层状岩石看作由横观各向同性弹塑性体 (TIEP) 和一组遍布节理 (UJ) 叠加而成的复合体，其横观各向同性平面与岩石节理 (弱面) 平行。其中，横观各向同性弹塑性体的强度准则按各向同性考虑，与遍布节理 (弱面) 的强度准则联合形成各向异性强度准则。本文中，岩石基体屈服准则记为 f_m ，

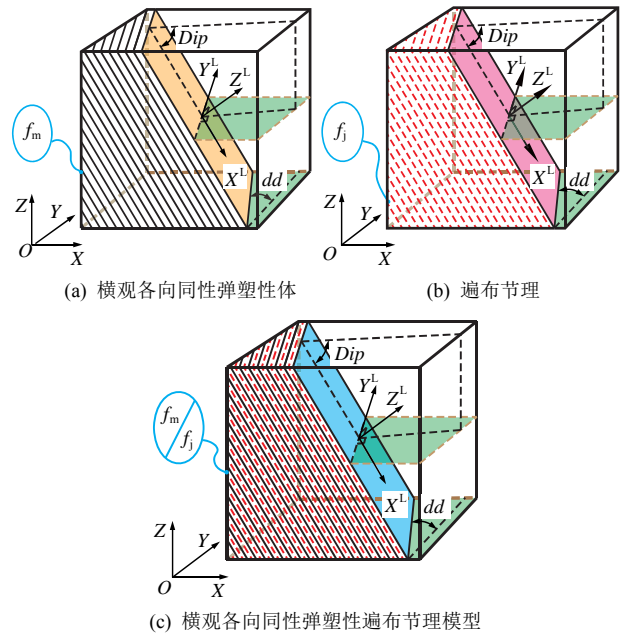


图 5 横观各向同性弹塑性遍布节理模型原理

Fig.5 Methodology of transverse isotropic elasto-plastic ubiquitous-joint model

岩石节理屈服准则记为 f_j ，节理 (弱面) 倾角为 Dip ，节理 (弱面) 走向为 dd 。在弹性阶段，岩石符合横观各向同性假设，其基本弹性参数为：平面内弹性模量 $E_1 = E_2$ ，平面法向弹性模量 E_3 ，平面内泊松比 ν_{12} ，平面法向泊松比 $\nu_{13} = \nu_{23}$ ，平面法向剪切模量 G_{13} 。

本文将横观各向同性弹塑性体的本构关系在主应力空间中进行表述，而遍布节理本构模型在节理 (弱面) 的法向 - 切向应力空间进行表述。横观各向同性体弹性变形满足胡克定律：

$$\sigma_{\alpha\beta} = S_{\alpha\beta\gamma\delta} \varepsilon_{\gamma\delta} \text{ 或 } \varepsilon_{\alpha\beta} = C_{\alpha\beta\gamma\delta} \sigma_{\gamma\delta} \quad (1)$$

式中： $\sigma_{\alpha\beta}$ 为应力张量； $\varepsilon_{\alpha\beta}$ 为应变张量； $S_{\alpha\beta\gamma\delta}$ 为刚度系数张量，当 $\alpha \neq \gamma$ 或 $\beta \neq \delta$ 时， $S_{\alpha\beta\gamma\delta} = 0$ ； $C_{\alpha\beta\gamma\delta}$ 为柔度系数张量，当 $\alpha \neq \gamma$ 或 $\beta \neq \delta$ 时， $C_{\alpha\beta\gamma\delta} = 0$ 。

上述各张量的坐标变换式为

$$\sigma_{mn}^{\text{new}} = \sigma_{\alpha\beta}^{\text{old}} a_{m\alpha} a_{n\beta} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{mn}^{\text{new}} = \varepsilon_{\alpha\beta}^{\text{old}} a_{m\alpha} a_{n\beta} \quad (3)$$

$$S_{mnpq}^{\text{new}} = S_{\alpha\beta\gamma\delta}^{\text{old}} a_{m\alpha} a_{n\beta} a_{p\gamma} a_{q\delta} \quad (4)$$

$$C_{mnpq}^{\text{new}} = C_{\alpha\beta\gamma\delta}^{\text{old}} a_{m\alpha} a_{n\beta} a_{p\gamma} a_{q\delta} \quad (5)$$

式中： a_{ij} 为二阶张量，表示新坐标系 (new) 的 i 轴和原坐标系 (old) 的 j 轴之间的方向余弦值。其中，刚度系数张量和柔度系数张量均有 81 个分量，相关张量分量取值可参考 A. P. Boresi 等^[17]，此处不再赘述。

3.2 强度准则

横观各向同性弹塑性体和遍布节理均采用带有

抗拉强度的 Mohr-Coulomb 本构模型。横观各向同性弹塑性体(岩石基体)和遍布节理的屈服函数均由剪切屈服准则和拉伸屈服准则组成, 将其屈服函数及塑性势函数列于表 1 中。其中, 岩石基体(横观各向同性弹塑性体)部分的屈服函数和塑性势函数在主应力空间进行描述, 而遍布节理屈服函数和塑性势函数在弱面内的局部坐标系下进行描述。需要注意的是, 此处遍布节理部分的局部坐标, 隐含了将平面内的切应力方向作为局部坐标系的 x 方向, 在后文中以上标 LJC 进行表示。这样做主要是基于上述应力坐标变换易于实现, 同时又能提高该本构模型表述的简洁性。

表 1 屈服函数及塑性势函数

Table 1 Yielding criterions and plastic potential functions

| 模型组 | 破坏模式 | 屈服函数 | 塑性势函数 |
|------|------|---|---|
| 岩石基体 | 剪切破坏 | $f_m^{\text{shear}} = \sigma_3 N_{\varphi_m} - \sigma_1 - 2c_m \sqrt{N_{\varphi_m}} = 0$ | $\phi_m^{\text{shear}} = \sigma_3 N_{\psi_m} - \sigma_1$ |
| | 受拉破坏 | $f_m^{\text{tension}} = \sigma_3 - \sigma_m^t = 0$ | $\phi_m^{\text{tension}} = \sigma_3 - \sigma_m^t$ |
| 遍布节理 | 剪切破坏 | $f_j^{\text{shear}} = \sigma_{13}^{\text{LJC}} - \sigma_{33}^{\text{LJC}} - \tan \varphi_j - c_j = 0$ | $\phi_j^{\text{shear}} = \sigma_{13}^{\text{LJC}} + \sigma_{33}^{\text{LJC}} - \tan \psi_j$ |
| | 受拉破坏 | $f_j^{\text{tension}} = \sigma_{33}^{\text{LJC}} - \sigma_j^t = 0$ | $\phi_j^{\text{tension}} = \sigma_{33}^{\text{LJC}} - \sigma_j^t$ |

表 1 中各表达式下标 m 和 j 分别表示岩石基体和遍布节理, ψ_m 为基体剪胀角, φ_m 为基体摩擦角, c_m 为基体黏聚力, σ_m^t 为基体抗拉强度, ψ_j 为遍布节理剪胀角, φ_j 为遍布节理摩擦角, c_j 为遍布节理黏聚力, σ_j^t 为遍布节理抗拉强度。 N_{φ_m} 和 N_{ψ_m} 分别为岩石基体屈服函数和塑性势函数参数, 由下式给出:

$$N_{\varphi_m} = \frac{1 + \sin \varphi_m}{1 - \sin \varphi_m} \quad (6)$$

$$N_{\psi_m} = \frac{1 + \sin \psi_m}{1 - \sin \psi_m} \quad (7)$$

岩石基体和遍布节理的最大抗拉强度阈值为

$$\sigma_{m\text{max}}^t = \frac{c_m}{\tan \varphi_m} \quad (8)$$

$$\sigma_{j\text{max}}^t = \frac{c_j}{\tan \varphi_j} \quad (9)$$

采用该本构模型, 岩石发生破坏前为横观各向同性弹性体; 而在岩石破坏后, 将根据不同的破坏形式分别产生相应的塑性流动。

3.3 塑性流动法则与应力校正方程

在增量数值算法中, 不同本构方程的主要功能是在计算循环中, 在给定 t 时刻的应力状态 $\sigma_{\alpha\beta}^o$ 和时间增量 Δt 下的应变增量 $\Delta \varepsilon_{\gamma\delta}$ 的情况下, 确定对应的应力增量和 $t + \Delta t$ 时刻的新的应力状态 $\sigma_{\alpha\beta}^N$ 。在岩石

破坏前, 材料处于弹性阶段, 其应力 - 应变关系符合广义胡克定律式(1), 其增量形式为

$$\Delta \sigma_{\alpha\beta} = S_{\alpha\beta\gamma\delta} \Delta \varepsilon_{\gamma\delta} \quad (10)$$

由塑性势理论^[18], 理想弹塑性体屈服后, 处于塑性阶段的材料在某一时刻 $t + \Delta t$ 的应力状态应该符合下式:

$$\sigma_{\alpha\beta}^N = \sigma_{\alpha\beta}^{\text{guess}} - d\lambda S_{\alpha\beta\gamma\delta} \frac{\partial \phi}{\partial \sigma_{\gamma\delta}} \quad (11)$$

式中: $\sigma_{\alpha\beta}^N$ 为一个求解循环完毕后单元的应力状态, $d\lambda$ 为塑性校对方程比例系数, ϕ 为与前述任意屈服函数相对应的塑性势函数; $\sigma_{\alpha\beta}^{\text{guess}}$ 为应力状态的弹性预测值, 按下式确定:

$$\sigma_{\alpha\beta}^{\text{guess}} = S_{\alpha\beta\gamma\delta} \varepsilon_{\gamma\delta}^N \quad (12)$$

式中: $\varepsilon_{\gamma\delta}^N$ 为一个计算循环完成后的总应变。

塑性校对方程比例系数按下式求解:

$$d\lambda = \frac{\tilde{f}(S_{\alpha\beta\gamma\delta} \Delta \varepsilon_{\gamma\delta})}{\tilde{f}\left(S_{\alpha\beta\gamma\delta} \frac{\partial \phi}{\partial \sigma_{\gamma\delta}}\right)} = \frac{f(\sigma_{\alpha\beta}^{\text{guess}})}{\tilde{f}\left(S_{\alpha\beta\gamma\delta} \frac{\partial \phi}{\partial \sigma_{\gamma\delta}}\right)} \quad (13)$$

式中: 上标“~”表示前述屈服函数去掉常数项 f_0 后的函数, 即

$$f(X) = \tilde{f}(X) + f_0 = 0 \quad (14)$$

式(11)为一般形式下的应力校正方程, 对于表 1 中任意给定的屈服函数和塑性势函数, 很容易导出对应的应力校对方程。限于篇幅, 此处没有给出上述结论的推导过程, 具体的推导过程可参考相关手册^[19]。至此, 将上述准则下该本构模型各部分的塑性应力校正方程以列表的形式给出, 如表 2 所示。

特别地, 对于岩石基体部分的拉伸破坏, 在表 2 中只给出了最大主应力(拉应力) σ_3 到达屈服面时的塑性流动方程。与传统的遍布节理模型类似, 可以用与最大主应力塑性流动相同的方式, 分别给出中主应力和最小主应力的应力校正函数(尽管在实际工程中存在的可能性很小)。当考虑中主应力(σ_2)和小主应力(σ_1)的受拉破坏和塑性校正时, 应当引入如下准则:

$$f_m^{\text{tension}} = \sigma_2 - \sigma_m^t = 0 \quad (15)$$

$$f_m^{\text{tension}} = \sigma_1 - \sigma_m^t = 0 \quad (16)$$

对应的塑性势函数分别为

$$\phi_m^{\text{tension}} = \sigma_2 - \sigma_m^t \quad (17)$$

$$\phi_m^{\text{tension}} = \sigma_1 - \sigma_m^t \quad (18)$$

表 2 横观各向同性弹塑性遍布节理模型应力塑性校正常方程

Table 2 Plastic correction equations of Transverse Isotropic Elasto-Plastic Ubiquitous-Joint model

| 模型组 | 破坏模式 | 应力校正常方程 | 塑性校正常方程比例系数 $d\lambda$ | 流动法则分区 |
|------|------------------------|---|---|--------|
| 岩石基体 | 剪切破坏 | $\sigma_{11}^p = \sigma_{11}^{p,guess} - d\lambda_m^{shear} (S_{1133}^p N_{\psi_m} - S_{1111}^p)$ $\sigma_{22}^p = \sigma_{22}^{p,guess} - d\lambda_m^{shear} (S_{2233}^p N_{\psi_m} - S_{2211}^p)$ $\sigma_{33}^p = \sigma_{33}^{p,guess} - d\lambda_m^{shear} (S_{3333}^p N_{\psi_m} - S_{3311}^p)$ | $d\lambda_m^{shear} = \frac{\sigma_{33}^{p,guess} N_{\psi_m} - \sigma_{11}^{p,guess} - 2c_m \sqrt{N_{\psi_m}}}{(S_{3333}^p N_{\psi_m} - S_{3311}^p) N_{\psi_m} - (S_{1133}^p N_{\psi_m} - S_{1111}^p)}$ | |
| | 受拉破坏 (σ_{33}) | $\sigma_{11}^p = \sigma_{11}^{p,guess} - d\lambda_m^{tension-\sigma_3} S_{1133}^p$ $\sigma_{22}^p = \sigma_{22}^{p,guess} - d\lambda_m^{tension-\sigma_3} S_{2233}^p$ $\sigma_{33}^p = \sigma_{33}^{p,guess} - d\lambda_m^{tension-\sigma_3} S_{3333}^p$ | $d\lambda_m^{tension-\sigma_3} = \frac{\sigma_{33}^{p,guess} - \sigma_m^t}{S_{3333}^p}$ | |
| 遍布节理 | 剪切破坏 | $\sigma_{11}^{LJC} = \sigma_{11}^{LJC,guess} - d\lambda_j^{shear} [S_{1113}^{LJC} + S_{1133}^{LJC} \tan \psi_j]$ $\sigma_{22}^{LJC} = \sigma_{22}^{LJC,guess} - d\lambda_j^{shear} [S_{2213}^{LJC} + S_{2233}^{LJC} \tan \psi_j]$ $\sigma_{33}^{LJC} = \sigma_{33}^{LJC,guess} - d\lambda_j^{shear} [S_{3313}^{LJC} + S_{3333}^{LJC} \tan \psi_j]$ $\sigma_{13}^{LJC} = \sigma_{13}^{LJC,guess} - d\lambda_j^{shear} [S_{1313}^{LJC} + S_{1333}^{LJC} \tan \psi_j]$ | $d\lambda_j^{shear} = \frac{\sigma_{13}^{LJC,guess} - \sigma_{33}^{LJC,guess} \tan \varphi_j - c_j}{S_{1313}^{LJC} + S_{3333}^{LJC} \tan \psi_j \tan \varphi_j}$ | |
| | 受拉破坏 | $\sigma_{11}^{LJC} = \sigma_{11}^{LJC,guess} - d\lambda_j^{tension} S_{1133}^{LJC}$ $\sigma_{22}^{LJC} = \sigma_{22}^{LJC,guess} - d\lambda_j^{tension} S_{2233}^{LJC}$ $\sigma_{33}^{LJC} = \sigma_{33}^{LJC,guess} - d\lambda_j^{tension} S_{3333}^{LJC}$ | $d\lambda_j^{tension} = \frac{\sigma_{33}^{LJC,guess} - \sigma_j^t}{S_{3333}^{LJC}}$ | |

因此，当有 2 个主应力发生拉伸塑性屈服时，塑性应力校正函数应该满足：

$$\sigma_{11}^p = \sigma_{11}^{p,guess} - d\lambda_m^{tension-\sigma_3} S_{1133}^p - d\lambda_m^{tension-\sigma_2} S_{1122}^p \quad (19)$$

$$\sigma_{22}^p = \sigma_{22}^{p,guess} - d\lambda_m^{tension-\sigma_3} S_{2233}^p - d\lambda_m^{tension-\sigma_2} S_{2222}^p \quad (20)$$

$$\sigma_{33}^p = \sigma_{33}^{p,guess} - d\lambda_m^{tension-\sigma_3} S_{3333}^p - d\lambda_m^{tension-\sigma_2} S_{3322}^p \quad (21)$$

对应于新增加的应力校正常方程项的比例系数为

$$d\lambda_m^{tension-\sigma_2} = \frac{\sigma_{22}^{p,guess} - \sigma_m^t}{S_{2222}^p} \quad (22)$$

当有 3 个主应力发生拉伸塑性屈服时，塑性应力校正函数应该满足：

$$\sigma_{11}^p = \sigma_{11}^{p,guess} - d\lambda_m^{tension-\sigma_3} S_{1133}^p - d\lambda_m^{tension-\sigma_2} S_{1122}^p - d\lambda_m^{tension-\sigma_1} S_{1111}^p \quad (23)$$

$$\sigma_{22}^p = \sigma_{22}^{p,guess} - d\lambda_m^{tension-\sigma_3} S_{2233}^p - d\lambda_m^{tension-\sigma_2} S_{2222}^p - d\lambda_m^{tension-\sigma_1} S_{2211}^p \quad (24)$$

$$\sigma_{33}^p = \sigma_{33}^{p,guess} - d\lambda_m^{tension-\sigma_3} S_{3333}^p - d\lambda_m^{tension-\sigma_2} S_{3322}^p - d\lambda_m^{tension-\sigma_1} S_{3311}^p \quad (25)$$

对应于新增加的应力校正常方程项的比例系数为

$$d\lambda_m^{tension-\sigma_1} = \frac{\sigma_{11}^{p,guess} - \sigma_m^t}{S_{1111}^p} \quad (26)$$

至此，基于 FLAC^{3D} 的 C++ 程序接口，即可较容易地将该本构模型集成于 FLAC^{3D} 的增量数值算法中。接下来，分别从单轴抗压强度各向异性和弹性变形各向异性 2 个方面对该本构模型的使用进行评价。

3.4 本构模型对各向异性模拟的评价

(1) 强度各向异性曲线理论解

该本构模型采用复合准则间接地模拟了材料的强度各向异性，其强度各向异性理论解与传统的遍布节理模型一致。在单轴应力状态下，材料的单轴抗压强度各向异性曲线方程为

$$-\sigma_{\beta}^c = \begin{cases} \min \left\{ \frac{2c_j}{\kappa \sin(2\beta)}, 2c_m \sqrt{N_{\phi_m}} \right\} & (\kappa > 0) \\ 2c_m \sqrt{N_{\phi_m}} & (\kappa < 0) \end{cases} \quad (27)$$

其中，

$$\kappa = 1 - \tan \phi_j \tan \beta \quad (28)$$

值得注意的是，单轴抗压强度 σ_{β}^c 前的负号表示通常所提的抗压强度为正值，与 FLAC^{3D} 中拉正压负的应力规定相反。分析式(27)可知，当方位角 $\beta = \pi/4 - \phi_j/2$ 时，材料单轴抗压强度取得最小值。

(2) 弹性各向异性曲线理论解

为了评价本构模型对材料变形各向异性的模拟情况，先对本构模型弹性模量的各向异性方程进行推导，并分析横观各向同性材料的弹性变形各向异性特性。首先考虑一个单轴受压的横观各向同性弹性圆柱体，如图 6 所示方向建立全局直角坐标系 X_i^G ， X_3^G 方向为主应力方向。以该全局坐标系 X_1^G 方向为基准，按逆时针方向确定横观各向同性平面的走向 α ($0 \leq \alpha < 2\pi$)，设横观各向同性平面的倾角为 θ ($-\pi/2 < \theta \leq \pi/2$)。以横观各向同性平面的法向为 X_3^L ，以走向方向为 X_2^L ，以倾向线的方向为 X_1^L 建立局部直角坐标系 X_i^L 。从图 6 中可以看出，岩石力学中常用的弱面方位角 β (即最大主应力方向与弱面的夹角)与倾角 θ 的关系为 $\beta = \pi/2 - \theta$ 。

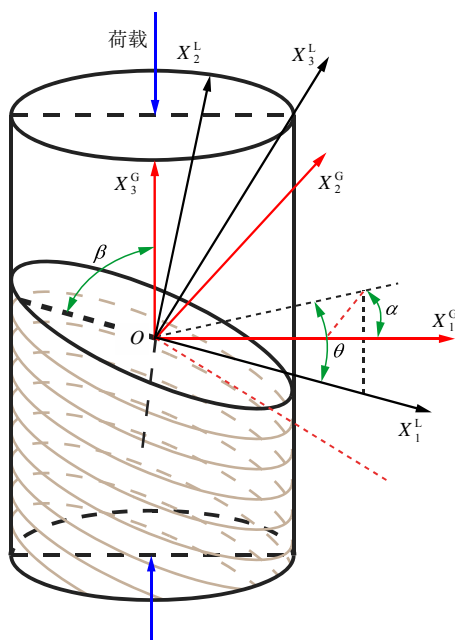


图 6 单轴压缩示意图

Fig.6 Loading mode of UCS test

从局部坐标到全局坐标的坐标变换张量可以用矩阵的形式表述为

$$[a_{ij}] = \begin{bmatrix} \sin \alpha \cos \theta & \cos \alpha & \sin \alpha \sin \theta \\ -\cos \alpha \cos \theta & \sin \alpha & -\cos \alpha \sin \theta \\ -\sin \theta & 0 & \cos \theta \end{bmatrix}$$

因此对应于图 6 中应力状态下的广义胡克定律为

$$\varepsilon_{33} = C_{3333}^G \sigma_{33} = \frac{1}{E(\alpha, \theta)} \sigma_{33} \quad (29)$$

由式(5)弹性柔度张量的坐标变换公式可以得到

$$E(\alpha, \theta) = \frac{1}{C_{\alpha\beta\gamma\delta}^L a_{3\alpha} a_{3\beta} a_{3\gamma} a_{3\delta}} \quad (30)$$

考虑到弹性柔度张量的对称性以及坐标变换张量中 $a_{32} = 0$ 的事实，容易得到不同的横观各向同性平面空间方位下，该既定方向上的杨氏模量为

$$E(\alpha, \theta) = 1 / [C_{1111}^L \sin^4 \theta + C_{3333}^L \cos^4 \theta + (2C_{1133}^L + 4C_{1313}^L) \cos^2 \theta \sin^2 \theta] \quad (31)$$

其中，

$$C_{1111}^L = \frac{1}{E_1}, \quad C_{3333}^L = \frac{1}{E_3}, \quad C_{1133}^L = -\frac{\nu_{13}}{E_3}, \quad C_{1313}^L = \frac{1}{4G_{13}}$$

式(31)反映了横观各向同性材料的杨氏模量随空间方向的变化情况，它只与该方向和横观各向同性平面的夹角有关。为了直观起见，此处先选取一组各向同性弹性参数，并通过将各向同性弹性参数变异为横观各向同性参数的方式，来测试横观各向同性材料的弹性各向异性受弹性参数的影响趋势。各向同性参数取值分别为：弹性模量 $E_{iso} = 30$ GPa，泊松比为 $\nu_{iso} = 0.2$ ，对应的剪切模量为 $G_{iso} = 12.5$ GPa。由于式(31)中泊松比 ν_{13} 的变化值相对较小，因此对弹性模量的各向异性曲面形状影响相对不明显，此处不做讨论，取定值为 $\nu_{13} = \nu_{iso} = 0.2$ 。分别将 E_1 ， E_3 和 G_{13} 在横观各向同性参数附近取值，代入式(31)并绘制于 $\alpha - \theta$ 球坐标系中(球坐标系示意于图 7(b)中)，可得到空间弹性各向异性曲面。

如图 7 所示，不同的横观各向同性弹性参数情况下，材料的空间弹性各向异性曲面呈现出不同的形态。由图 7(b)可知，当横观各向同性弹性参数 $E_1 = E_3 = E_{iso}$ ， $G_{13} = G_{iso}$ 及 $\nu_{13} = \nu_{iso}$ 时，横观各向同性材料将退化为各向同性弹性材料，其空间弹性曲面为一以杨氏模量 E_{iso} 为半径的球体。从图 7 中还可以看出，横观各向同性材料的空间弹性各向异性曲面形式为一旋转面，其轴线方向及垂直于轴线方向的两极分别对应了横观各向同性平面法向弹性模量 E_3 和横观各向同性平面内弹性模量 $E_1 = E_2$ 。而在

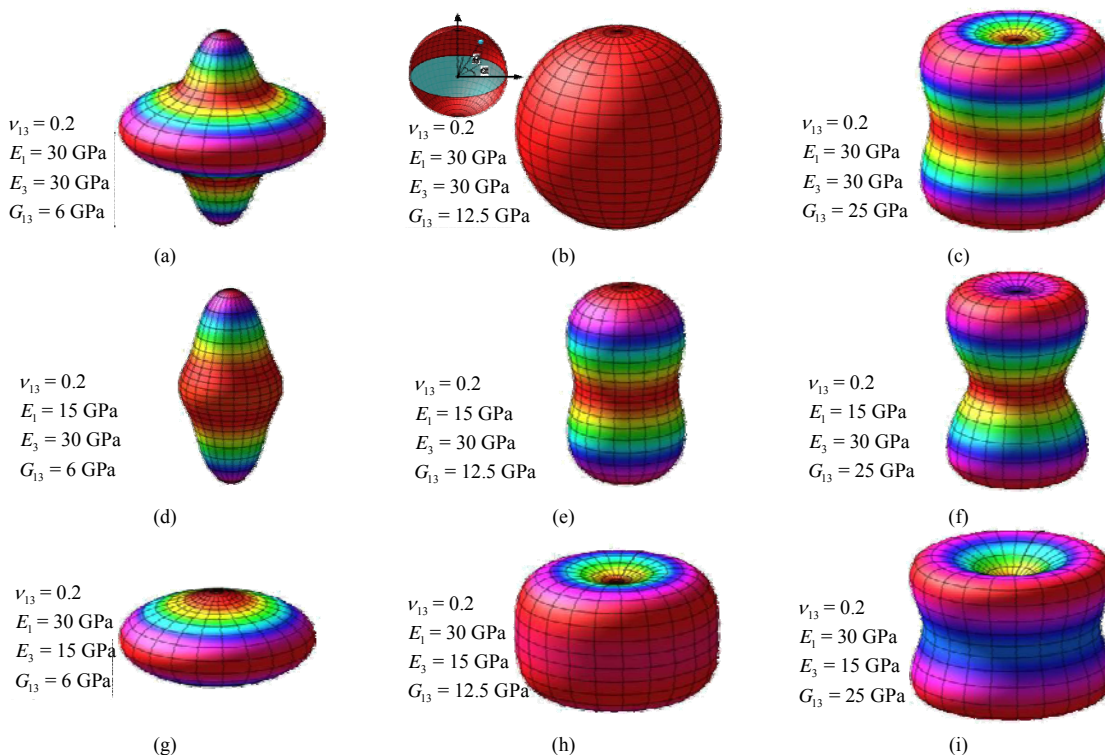


图 7 弹性各向异性曲面示例

Fig.7 An example of elastic anisotropic surface

横观各向同性平面向泊松比 ν_{13} 一定时，这两极之间的弹性模量曲面的过渡方式要受 G_{13} 的影响，随着 G_{13} 的增大，极间曲面形式逐渐由偏向“凹形”过渡为偏向“凸形”。在采用横观各向同性材料模型进行岩石力学分析时，应当注重对横观各向同性平面向剪切模量 G_{13} 的选取，这将关系到模拟过程中对空间弹性各向异性的近似程度。限于篇幅，此处不对式(31)进行数学上全面地讨论，在实际问题中可以采用式(31)进行具体分析。

上述旋转体形式的各向异性曲面体现了横观各向同性体的弹性参数只与给定方向和横观各向同性平面之间的夹角有关，实际工程中取上述旋转体母线的半支即可完全描述弹性各向异性特征。常用于表示岩石各向异性情况的几何参数为方位角 β ，注意到图 6 中的几何关系，将式(31)用方位角 β 进行表示可以得到横观各向同性弹性材料的弹性各向异性曲线的方程为

$$E(\beta) = 1 / [C_{1111}^L \cos^4 \beta + C_{3333}^L \sin^4 \beta + (2C_{1133}^L + 4C_{1313}^L) \cos^2 \beta \sin^2 \beta] \quad (32)$$

采用式(32)，可在单轴应力状态下验证相应材料是否符合横观各向同性，以指导本构模型的选取和评价该数值方法模拟的准确性。

(3) 单轴压缩数值试验

为验证本构模型的正确性及其强度、弹性各向

异性特征，采用该本构模型进行了单轴压缩数值试验。采用一个边长为 1 的六面体单元进行单轴压缩强度(UCS)测试，单元的应力状态为理想的单轴受压状态。模型相关参数参考吴永胜等^[7, 9]采用杨家坪隧道附近的千枚岩试样得到的实测数据进行选取。其中，平面内、平面外弹性模量和泊松比分别按吴永胜等^[7]单轴压缩试验中 $\beta = 0^\circ$ 和 $\beta = 90^\circ$ 测试值进行选取。在此基础上，根据 $\beta = 30^\circ$ 时的弹性模量测试结果，采用式(32)求得平面外剪切模量 G_{13} 。节理剪切强度参数采用吴永胜等^[7]的单轴压缩试验中 $\beta = 0^\circ, 30^\circ$ 和 90° 这三组数据，并根据 J. C. Jaeger^[9]提出的单弱结构面理论进行预测，其用于千枚岩节理面强度参数预测的有效性已得到证实^[4]。岩石基体抗剪强度参数的选取依据吴永胜等^[7]开展的三轴压缩试验，采用 $\beta = 90^\circ$ 时的强度 - 侧限压力测试值拟合出强度 - 侧限压力的线性关系，进而求得抗剪强度参数。节理及岩石基体抗拉强度参考李磊等^[20]开展的巴西劈裂试验，取其天然状态试样测得的参数进行确定，其数值与 T. Ramamurthy 等^[4]测试结果相符。其中，节理抗拉强度对应于劈裂试样圆盘平面垂直于横观各向同性平面、集中力平行于弱面加载；而岩石基体抗拉强度对应于劈裂试样圆盘平面平行于横观各向同性平面，集中力沿劈裂试样圆盘的任意径向加载。具体参数列于表 3 中。

表 3 千枚岩岩石数值试验参数
Table 3 Input parameters for the numerical test

| 岩石基体强度参数 | | | | 遍布节理强度参数 | | | | 弹性参数 | | | | | 岩石密度 $\rho /$ |
|---------------------|------------------------|--------------------|---------------------------|---------------------|------------------------|--------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|------------|-----------------------------------|
| $\psi_m / (^\circ)$ | $\varphi_m / (^\circ)$ | c_m / MPa | σ_m^i / MPa | $\psi_j / (^\circ)$ | $\varphi_j / (^\circ)$ | c_j / MPa | σ_j^i / MPa | $E_1 = E_2 / \text{GPa}$ | E_3 / GPa | G_{13} / GPa | $\nu_{13} = \nu_{23}$ | ν_{12} | $(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$ |
| 0 | 24.16 | 12.77 | 7.2 | 0 | 11.26 | 2.84 | 0.59 | 30.34 | 30.87 | 1.85 | 0.09 | 0.41 | 2 600 |

为了避免动态加载时加载速率造成的数值波动，本文采用位移控制的分步加载方式进行加载。位移步长为 $1 \times 10^{-5} \text{ m}$ ，每个加载步的最大不平衡力阈值为 $1 \times 10^{-5} \text{ Pa}$ 。测试中，弱面方位角选取从 $0^\circ \sim 90^\circ$ 范围所有整数角度进行测试，并记录相应的弹性模量和屈服强度值。

将数值试验的各向异性曲线和相应的理论各向异性曲线绘制于图 8 中。从图 8 中可以看出，试样单轴压缩强度数值试验结果和理论解析式(27)的强度各向异性曲线几乎重合，且数值试验弹性模量各向异性曲线也同理论解析式(32)结果几乎重合，印证了本构模型的正确性。本构模型能够较好地反映千枚岩的强度和弹性变形各向异性曲线的“U”型特征。

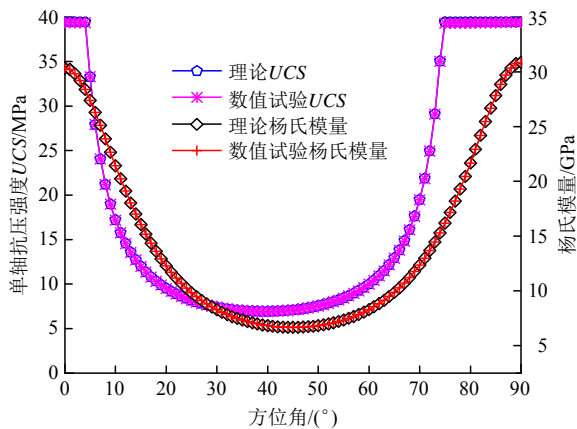


图 8 强度及弹性各向异性曲线对比
Fig.8 Comparison of theoretical and numerical results

值得注意的是，现阶段可查文献中尚没有发现较为充分的千枚岩弹性各向异性测试数据集，因此暂时无法利用现有的实测数据对千枚岩的弹性各向异性进行更为精确的印证。但是，从已有的研究成果来看，其强度各向异性曲线和弹性各向异性曲线都为“U”型这一事实已经得到证实^[10]。采用横观各向同性模型来分析千枚岩的破坏前变形能够反映出其“U”型弹性各向异性特征。相较于传统的遍布节理模型，横观各向同性弹塑性遍布节理模型更

适合用于千枚岩地层的分析。

4 千枚岩隧道施工力学特性分析

4.1 数值模型及物理力学参数

如图 9 所示，根据隧道的埋深、开挖跨径及施工工序等因素建立数值模型，数值模型的几何尺寸已示于图中。模型左、右几何边界均取为 70 m，隧道上部及底部几何边界分别为 70 和 72 m。

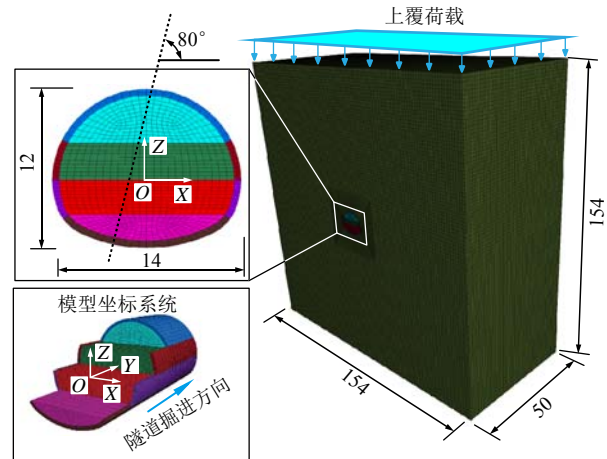


图 9 数值模型及边界条件(单位: m)
Fig.9 Numerical model and boundary conditions(unit: m)

模型的力学边界采用位移边界条件，将侧面边界面上的水平位移固定，底部边界固定竖向位移。计算中所采用的初始应力状态在隧道埋深位置分别为：竖向(Z向)地应力为 15 MPa，沿隧道轴向方向(Y向)的水平地应力约为 15 MPa，垂直于隧道轴向方向(X向)的水平地应力约为 30 MPa。考虑到模型尺寸的限制，将上覆荷载施加于上部边界，初始应力场通过应力初始化并求解平衡得到。

隧道围岩物理力学参数按表 3 确定。隧道支护结构物理力学参数依据《铁路隧道设计规范》(TB 10003)进行选取。其中，喷锚支护结构采用 FLAC^{3D} 内置的各向同性 Shell 结构单元模拟。初期支护结构力学参数选取采用抗压刚度等效原理进行等效。如图 10 所示，等效弹性模量为

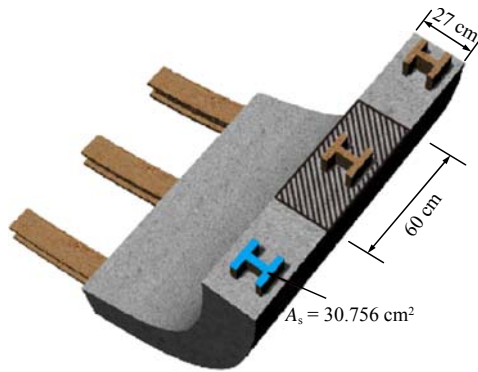


图 10 初期支护等效弹性模量计算图示

Fig.10 Elastic modulus equivalent method of the initial support

$$E_{eq} = \frac{E_c A_c + E_s A_s}{A_c + A_s} \quad (33)$$

式中： E_c 、 A_c 分别为喷射混凝土弹性模量和等效计算单元截面上喷射混凝土的截面面积； E_s 、 A_s 分别为钢拱架弹性模量和等效计算单元截面上钢拱架的截面面积。

类似地，初期支护的密度等效方式为

$$\rho_{eq} = \frac{\rho_c V_c + \rho_s V_s}{V_c + V_s} = \frac{\rho_c A_c + \rho_s A_s}{A_c + A_s} \quad (34)$$

式中： ρ_c 、 V_c 分别为喷射混凝土密度和等效计算单元内喷射混凝土的体积； ρ_s 、 V_s 分别为钢拱架密度和等效计算单元内钢拱架的体积。

二次衬砌结构采用实体单元、线弹性本构模型进行模拟，并按混凝土进行参数选取。初期支护及二次衬砌参数如表 4 所示。

表 4 初期支护、二次衬砌物理力学参数

Table 4 Physico-mechanical parameters of first and second linings

| 弹性模量 (等效)/ GPa | 初期支护 | | | 二次衬砌(C35 钢筋混凝土) | | | |
|----------------------|------|--|----------|-----------------|-----|--|----------|
| | 泊松比 | 密度(等效)/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) | 厚度/ m | 弹性模 量/GPa | 泊松比 | 密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) | 厚度/ m |
| 28 | 0.23 | 2 307 | 0.27 | 32.5 | 0.2 | 2 500 | 0.5 |

此外，锚杆采用 Cable 单元进行模拟，锚杆结构与围岩的作用采用几何参数、材料参数和水泥浆

特性来定义。由于拱部组合中空锚杆的杆体和边墙砂浆锚杆杆体相同，因此锚杆计算参数均按 $\phi 22$ mm 螺纹钢筋选取，拱部和边墙锚杆长度分别为 4 和 6 m。其中，水泥砂浆单位长度黏结力参数通过现场抗拔试验确定，对于 6 m 长的全长黏结砂浆锚杆的测试抗拔力约为 340 kN，由此可以换算得到砂浆抗剪强度峰值 τ_{peak} 。锚杆相关参数如表 5 所示。

4.2 数值模拟结果与分析

(1) 围岩破坏模式分析

隧道开挖 - 支护过程中，其应力发展路径受围岩自身的力学特性和支护手段的联合影响。而隧道开挖后围岩的破坏模式又受岩体的应力发展路径和千枚岩自身的各向异性特征等因素的影响，其力学过程是十分复杂的。为了揭示千枚岩隧道的围岩灾变机制，对隧道施工完成后模型中部($Y = 25$ m)位置围岩的塑性区分布进行分析。

从图 11 中可以看出，围岩产生了 3 种类型的破坏，分别是节理剪切型破坏、节理张拉型破坏和岩石基体剪切型破坏。值得注意的是，该本构模型中的岩石基体受拉型破坏没有在围岩塑性区中出现。围岩塑性区分布形态极不对称，围岩深部的塑性区主要集中在左拱肩和右拱脚。此外，还可以看到部分围岩体同时出现了 2 种或 3 种破坏模式。

各种破坏模式下的塑性区分布分别如图 12(a)~(c) 所示。可以看到，节理剪切型破坏在围岩破坏区中占主导，主要分布在左拱肩和右拱脚的较大范围内，最深处距离开挖轮廓线约 8 m；节理张拉型破坏主要发生在隧道左、右拱腰的围岩浅部，破坏部位隧道壁面与节理面平行或小角度相交；岩石基体剪切型破坏主要发生在拱顶和仰拱附近部分围岩中，对隧道的稳定性也有较大的影响。

图 12(d)为相同条件下采用各向异性弹性遍布节理模型(AEUI)计算得到的围岩塑性区分布，其围岩中只有节理剪切型破坏发生。可以看到，AEUI 本构模型呈现的围岩节理剪切型破坏分布形式与本文本构模型计算结果一致，但分布范围明显偏小，其深入围岩的最大距离约为 3 m。

表 5 锚杆物理力学参数

Table 5 Physico-mechanical parameters of bolts

| 锚杆截面 积/ mm^2 | 锚杆弹性模 量/GPa | 锚杆密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) | 锚杆抗拉 强度/MN | 安装孔径 D/m | 浆体环 厚度/mm | M20 砂浆剪 切模量/GPa | 单位长砂浆 刚度 k_g/GPa | $\tau_{peak}/$ MPa | 砂浆黏结力 $c_g/$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$) | 水泥浆外 圈周长/m | 水泥浆摩 擦角/($^\circ$) |
|--------------------------|----------------|--|---------------|----------------------|--------------|--------------------|------------------------------|-----------------------|---|---------------|-------------------------|
| 380.1 | 200 | 7 850 | 0.21 | 0.04 | 9 | 9.5 | 16 | 0.82 | 102 | 0.126 | 25 |

注： $k_g = 2\pi G / [10 \ln(1+2t/D)]$ ， $c_g = \pi(D+2t)\tau_{peak}$ 。

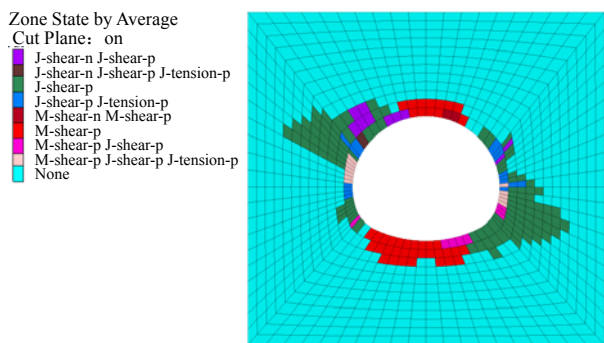


图 11 隧道围岩塑性区分布(Y = 25 m)
Fig.11 Distribution of plastic zones at Y = 25 m

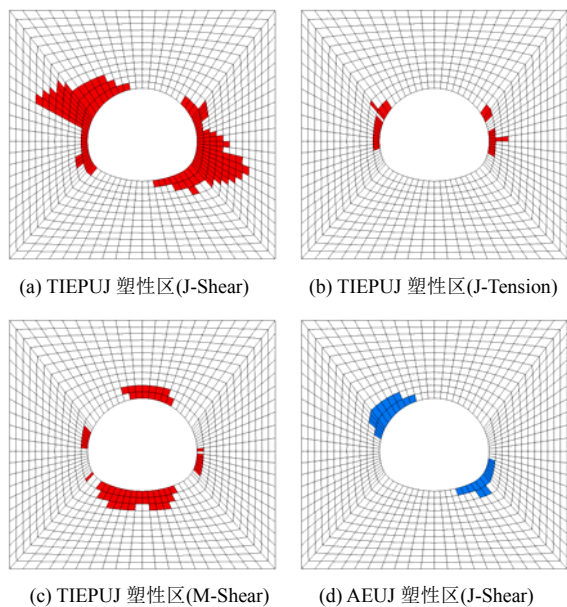


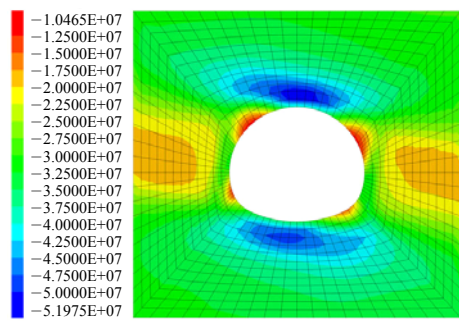
图 12 不同破坏模式单元分布
Fig.12 Distribution of zones with different failure modes

综上所述可以得出，围岩的节理强度和岩石基体强度均对围岩的破坏模式有重要影响。在本文条件下，采用不考虑岩石基体剪切破坏的各向异性本构模型进行分析将不能反映围岩岩石基体剪切型破坏的发生，还将低估由于节理强度低而产生的破坏区范围，从而使隧道的安全评价结论过于理想。这也说明了本文所采用的本构模型中引入岩石基体塑性流动的必要性。此外，在既定应力条件下，陡倾千枚岩隧道围岩的破坏模式同围岩凌空面、节理面之间的位置关系紧密相关。分布范围最深、最广的破坏模式为节理剪切型破坏，主要分布在一组处于对角位置上的拱肩、拱脚附近；节理张拉型破坏主要发生在开挖凌空面与节理面平行位置附近的浅层围岩中，其分布范围较小；而岩石基体剪切型破坏的分布深度和分布范围介于两者之间，对围岩稳定性具有重要影响。

(2) 最大主压应力及应力集中系数

最大主压应力(最小主应力)表征了隧道围岩的

应力集中情况。如图 13(a)所示，由于较大的水平地应力作用，隧道仰拱和拱顶外侧围岩有较大的压应力集中现象，是造成拱顶和仰拱围岩发生剪切型破坏的原因。



(a) 最大主压应力分布(单位: Pa)

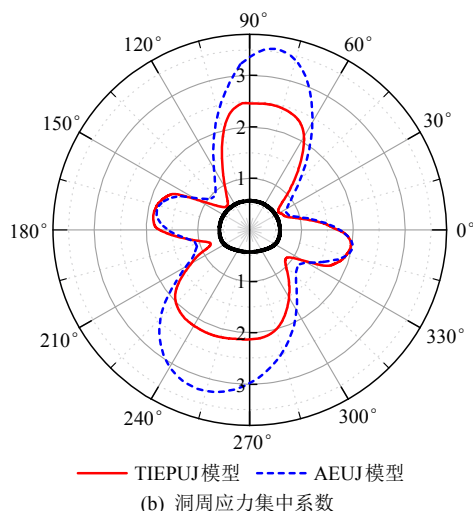


图 13 最大主压应力分布及洞周应力集中系数
Fig.13 Maximum principal compressive stress contour and stress concentration factor around the tunnel

为对比分析，采用压应力集中系数对 2 种本构模型的洞周围岩应力分布进行评价，如图 13(b)所示。应力集中系数按下式计算：

$$k_0 = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_m^{ini}} \tag{35}$$

式中： σ_{max} 为最大主压应力， σ_m^{ini} 为初始平均地应力。

从图 13(b)可以看出，应力集中系数分布形态呈“十”字型，拱顶洞周围岩应力集中系数最大，约为 2.5；仰拱、左右拱腰附近洞周围岩应力集中系数约为 2；拱顶、仰拱位置的应力集中系数普遍较大，应力集中较拱腰严重。对比 AEUJ 本构模型和本文本构模型的应力集中系数情况可以看出，采用不考虑岩石基体塑性发展的本构模型进行分析，将过高地估计围岩的应力集中。

(3) 围岩位移模式分析

隧道开挖完成后，模型中部(Y = 25 m)围岩位移云图如图 14 所示。

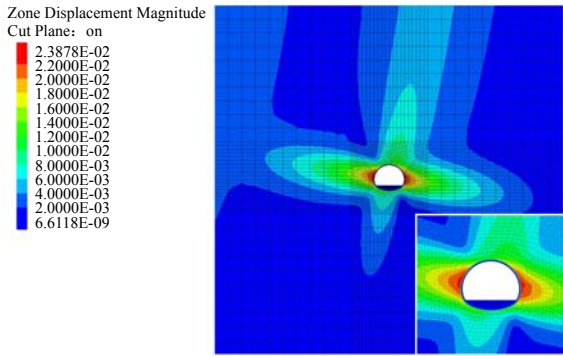


图 14 Y = 25 m 处围岩位移云图(单位: m)

Fig.14 Displacement contour of surrounding rocks at Y = 25 m (unit: m)

从图 14 中可以看出, 隧道边墙附近围岩呈现出位移梯度指向隧道内的挤压变形, 而拱顶和仰拱位置的位移值相对较小, 位移场分布呈现显著的不对称性。

图 15 为洞周围岩沿洞壁法向和洞壁切向的位移雷达图。可以看出, 隧道洞壁围岩位移以沿洞壁

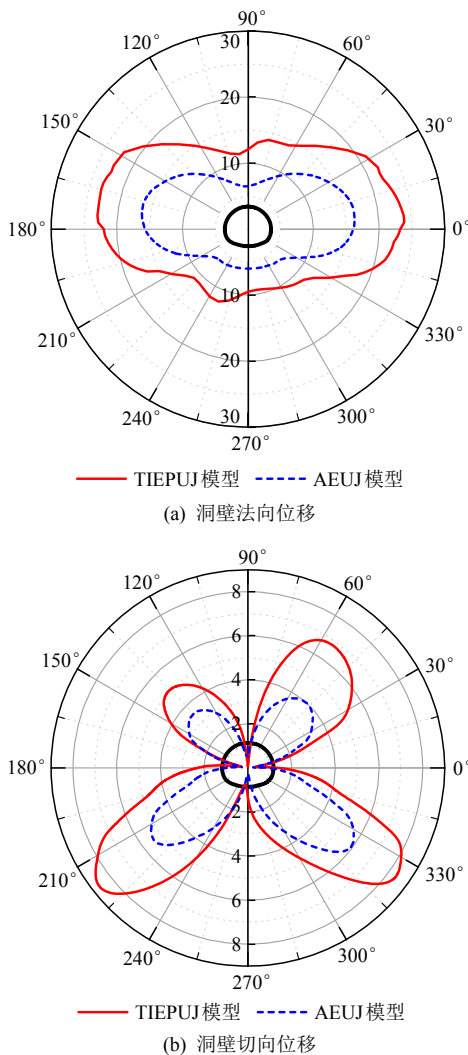


图 15 洞周围岩位移雷达图(单位: mm)

Fig.15 Radar chart of the displacement around the tunnel (unit: mm)

法向的位移为主。在水平方向上向隧道内的挤压变形约为竖直方向的 2 倍。洞壁切向位移相对较小, 雷达曲线呈“蝴蝶形”, 切向位移较大位置出现在左、右拱肩及左、右拱脚附近。对比 AEUJ 本构模型与本文本构模型的计算结果可以看出, 两者洞周位移模式相同, 但 AEUJ 本构模型的位移量值比本文本构小了约 1/3。

由上述分析可以知道, 受千枚岩强度各向异性及变形各向异性的联合影响, 由于垂直于隧道方向的水平地应力较大, 导致围岩呈现出水平方向上向隧道内的挤压变形, 这也解释了前文实际施工中出现的初期支护受围岩挤压发生扭曲变形、破坏的机制。由于千枚岩围岩的各向异性特性极大地控制着隧道开挖后围岩的变形特征, 在采用以变形监测反馈为核心的新奥法进行施工时, 制定必要的针对性监控量测方案是极为重要的。

5 讨论

千枚岩微观上的“片晶叠合式”结构, 使得千枚岩具有显著的强度各向异性和变形各向异性。对于以垂直于隧道轴线的水平地应力为主导的陡倾千枚岩隧道, 隧道开挖卸荷作用导致围岩水平地应力发生释放, 而由于边墙位置围岩的“弱面”恰好与地应力释放的方向垂直, “弱面”本身的抗拉强度又较低, 使得边墙附近围岩很容易发生层理张拉型破坏, 并在隧道开挖产生的不平衡力作用下向隧道内发生弯曲变形甚至折断。同时, 由于千枚岩的“弱面”剪切强度较低, 使得一组处于对角位置上的拱肩、拱脚容易发生沿层理的剪切破坏。由于节理剪切型破坏的塑性区分布具有范围广、深度大的特征, 极大地控制着隧道围岩的稳定性。隧道拱顶和仰拱位置的破坏形式受“弱面”的强度参数影响较小, 但是由于较大的水平地应力在拱顶和仰拱附近围岩中产生了较大的压应力集中, 使拱顶和仰拱附近围岩的受力状态十分不利, 导致围岩容易发生贯穿节理面的岩石基体剪切型破坏。相较于未考虑岩石基体塑性流动的本构模型, 无论从上述节理型破坏的分布范围的角度, 还是从本文本构模型分析中出现岩石基体剪切型破坏的角度, 都反映出本文本构模型中考虑岩石基体剪切型破坏是十分必要的。造成 2 种本构模型产生这种差异的原因是: 不考虑岩石基体塑性流动的本构模型将使围岩具有较高(无穷大)的岩石基体剪切破坏抵抗力, 从而高估围岩的强度。

变形方面,在千枚岩的强度各向异性和变形各向异性联合作用下,围岩位移较大的部位出现在左、右拱腰附近。左、右拱腰上下方围岩位移场分布呈现“位移梯度指向拱腰”的特征,而在拱腰位置位移梯度指向隧道内,在这种挤压型变形的作用下,隧道支护结构极容易发生大变形进而扭曲失效。

杨家坪隧道实际施工中所遇到的变形灾害也印证了陡倾千枚岩隧道的这种力学特性。由于较大的水平地应力作用、千枚岩层间结合强度低以及变形各向异性等特征导致隧道边墙部位围岩发生了向隧道内的弯曲、折断型破坏,如图1所示;同时,由于拱腰附近的挤压大变形导致的初期支护钢拱架扭曲变形也时有发生,如图2所示。再例如,杨家坪隧道三号横洞小里程工区,其千枚岩岩层分布与掌子面的相对位置关系与本文一致,隧道施工过程中的初期支护大变形灾害也主要发生在两侧边墙,其钢拱架向内弯曲,混凝土发生剥落,如图16所示。



图16 杨家坪隧道三号横洞工区初支破坏

Fig.16 First lining failure at No.3 adit working area of Yangjiaping tunnel

由此可见,在各向异性特征明显的千枚岩岩体中进行隧道修建,通常所采用的基于各向同性假设的设计方法是不够完善的。本文所采用的横观各向同性弹塑性遍布节理模型是对传统本构模型的有益改进,能在一定程度上同时考虑千枚岩的强度各向异性和变形各向异性,适用于千枚岩隧道的力学分析。

此外,本文所导出的横观各向同性材料弹性模量各向异性曲线公式可以为千枚岩变形各向异性测试及评价提供理论参考,有助于推动各向异性力学方法在实际工程中的应用。层状岩体的弹性变形各向异性曲线形式主要受控于材料的平面外剪切模量,剪切模量取值的合理性直接关系到模型对岩体弹性各向异性特性的模拟情况是否合理。对于千枚岩而言,合理确定其平面外剪切模量能在本构模型

中体现出其弹性各向异性“U”型特征。不可否认的是,本文的隧道施工力学特性分析是基于千枚岩的岩石力学参数,而对千枚岩隧道进行准确定量的力学分析还依赖于对千枚岩岩体参数的准确获取,因此,目前还不能基于各向异性力学方法对千枚岩隧道开展准确的定量化力学分析。但是,本文研究成果为进一步建立考虑岩体各向异性的隧道设计、施工方法奠定了理论基础。

6 结 论

(1) 千枚岩微观上的“片晶叠合式”结构决定了其横观各向同性力学性质。此外,由于千枚岩层间“弱面”的抗拉强度和抗剪强度较低,使岩体具有显著的强度各向异性。

(2) 由于千枚岩岩体弱面的抗剪强度较低,隧道开挖后容易形成大面积的节理剪切型破坏,对隧道围岩稳定性产生主要影响。

(3) 由于千枚岩岩体弱面的抗拉强度较低,在隧道开挖揭露凌空面与岩体弱面方向平行或交角较小的位置,容易发生浅层围岩的节理张拉型破坏,影响隧道稳定性。

(4) 较高的地应力会导致围岩中产生较大的压应力集中,使围岩发生较大范围的岩石基体剪切型破坏。因此在本构模型中引入岩石基体的塑性流动,尤其是剪切型破坏的塑性流动是十分必要的。总体而言,围岩中的岩石基体张拉型破坏是较难发生的。

(5) 未考虑岩石基体塑性流动的各向异性弹性遍布节理模型(AEIJ),尤其在高地应力条件下,将导致对围岩破坏模式分析的失真。同时,将低估围岩的破坏范围和变形,高估隧道开挖引起的应力集中。

(6) 受千枚岩强度各向异性和变形各向异性的联合影响,隧道围岩位移场分布呈显著的不对称性。由于较大的水平-竖向应力比,使围岩在拱腰发生数值明显大于仰拱和拱顶、方向指向隧道内的挤压变形。较大的水平挤压变形是造成初期支护发生大变形进而扭曲失效的主要原因。

(7) 对于横观各向同性材料,其弹性各向异性可用本文所推导的弹性模量各向异性曲线进行描述: $E(\beta) = 1 / [\cos^4 \beta / E_1 + \sin^4 \beta / E_3 + (1 / G_{13} - 2\nu_{13} / E_3) \cdot \cos^2 \beta \sin^2 \beta]$,该式为千枚岩的变形各向异性评价提供了参考,同时也揭示出,横观各向同性材料的平面外剪切模量 G_{13} 直接关系到材料各向异性曲线的形式,在工程中需要引起重视。

参考文献(References):

- [1] FORTSAKIS P, NIKAS K, MARINOS V, et al. Anisotropic behaviour of stratified rock masses in tunnelling[J]. *Engineering Geology*, 2012, 141/142: 74 - 83.
- [2] TIEN Y M, TSAO P F. Preparation and mechanical properties of artificial transversely isotropic rock[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2000, 37(6): 1 001 - 1 012.
- [3] NASSERI M H B, RAO K S, RAMAMURTHY T. Anisotropic strength and deformational behavior of Himalayan schists[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2003, 40(1): 3 - 23.
- [4] RAMAMURTHY T, RAO G V, SINGH J. Engineering behaviour of phyllites[J]. *Engineering Geology*, 1993, 33(3): 209 - 225.
- [5] HAKALA M, KUULA H, HUDSON J A. Estimating the transversely isotropic elastic intact rock properties for in situ stress measurement data reduction: a case study of the Olkiluoto mica gneiss, Finland[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2007, 44(1): 14 - 46.
- [6] XU G, HE C, SU A, et al. Experimental investigation of the anisotropic mechanical behavior of phyllite under triaxial compression[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2018, 104: 100 - 112.
- [7] 吴永胜, 谭忠盛, 余贤斌, 等. 龙门山北段千枚岩强度及变形特性对比试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2017, 39(6): 1 106 - 1 114.(WU Yongsheng, TAN Zhongsheng, YU Xianbin, et al. Comparative tests on strength and deformation of phyllite of northern tunnels of Longmen Mountains[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, 39(6): 1 106 - 1 114.(in Chinese))
- [8] 郭小龙, 谭忠盛, 李磊, 等. 高地应力陡倾层状软岩隧道变形破坏机制分析[J]. *土木工程学报*, 2017, 50(增2): 38 - 44.(GUO Xiaolong, TAN Zhongsheng, LI Lei, et al. Deformation and failure mechanism of layered soft rock tunnel under high stress[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2017, 50(Supp.2): 38 - 44.(in Chinese))
- [9] JAEGER J C. Shear failure of anisotropic rocks[J]. *Geological Magazine*, 1960, 97(1): 65 - 72.
- [10] HU K, FENG Q, WANG X. Experimental research on mechanical property of phyllite tunnel surrounding rock under different moisture state[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2017, 35(1): 303 - 311.
- [11] 徐飞, 李术才, 石少帅, 等. 千枚岩隧道传统与新型支护结构现场对比试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2017, 36(3): 609 - 621.(XU Fei, LI Shucai, SHI Shaoshuai, et al. Field test comparison of traditional and new type supporting structures in a phyllite tunnel[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2017, 36(3): 609 - 621.(in Chinese))
- [12] 李磊, 谭忠盛, 郭小龙, 等. 挤压陡倾千枚岩地层小净距隧道大变形研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2019, 38(2): 276 - 286.(LI Lei, TAN Zhongsheng, GUO Xiaolong, et al. Research on large deformation of tunnel with small interval in squeezing steeply dipping phyllite strata[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2019, 38(2): 276 - 286.(in Chinese))
- [13] 李磊, 谭忠盛, 喻渝, 等. 成兰铁路千枚岩隧道初期支护形式试验研究[J]. *土木工程学报*, 2017, 50(增1): 19 - 24.(LI Lei, TAN Zhongsheng, YU Yu, et al. Experimental study on primary lining form of tunnels in phyllite on Chengdu-Lanzhou railway[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2017, 50(Supp.1): 19 - 24.(in Chinese))
- [14] SHI X, YANG X, MENG Y, et al. An anisotropic strength model for layered rocks considering planes of weakness[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2016, 49(9): 3 783 - 3 792.
- [15] 朱泽奇, 盛谦, 梅松华, 等. 改进的遍布节理模型及其在层状岩体地下工程中的应用[J]. *岩土力学*, 2009, 30(10): 3 115 - 3 121.(ZHU Zeqi, SHENG Qian, MEI Songhua, et al. Improved ubiquitous-joint model and its application to underground engineering in layered rock masses[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, 30(10): 3 115 - 3 121.(in Chinese))
- [16] REDDY J N. Mechanics of laminated composite plates and shells theory and analysis[M]. 2 ed. New York: CRC Press, 2004: 81 - 106.
- [17] BORESI A P, LYNN P P, HUNG Y Y. Elasticity in engineering mechanics[M]. 3rd ed. New Jersey: Wiley, 2011: 241 - 248.
- [18] 陈明祥. 弹塑性力学[M]. 1 版. 北京: 科学出版社, 2013: 246 - 285.(CHEN Mingxiang. Elasticity and plasticity[M]. 1st ed. Beijing: China Science Publishing and Media Ltd., 2013: 246 - 285.(in Chinese))
- [19] Itasca Consulting Group Inc.. FLAC^{3D} 3.0 manual[R]. Minneapolis, Minnesota, USA: [s. n.], 2005.
- [20] 李磊, 谭忠盛, 郭小龙, 等. 高地应力陡倾互层千枚岩地层隧道大变形研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2017, 36(7): 1 611 - 1 622.(LI Lei, TAN Zhongsheng, GUO Xiaolong, et al. Large deformation of tunnels in steep dip strata of interbedding phyllite under high geostresses[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2017, 36(7): 1 611 - 1 622. (in Chinese))