

等效岩体技术在岩体工程中的应用

吴顺川^{1, 2}, 周 喻¹, 高利立¹, 张晓平³

(1. 北京科技大学 土木与环境工程学院, 北京 100083; 2. 北京科技大学 金属矿山高效开采与安全教育部重点实验室, 北京 100083;
3. 中国科学院 地质与地球物理研究所, 北京 100029)

摘要: 以某露天矿边坡为工程背景, 结合岩石力学参数室内和现场原位试验, 基于颗粒流理论和 PFC^{3D} 程序, 运用等效岩体技术, 建立充分反映节理分布特征并考虑微观破裂效应的等效岩体模型, 采用 Fish 语言编制加卸载命令流, 研究岩体的强度和力学效应。研究结果表明: (1) 等效岩体在单轴压缩时, 轴向应力-应变曲线分为弹性变形阶段、非稳定破裂塑性阶段和破裂后阶段, 抗压强度和弹性模量与标准岩块试样相比, 有较大幅度降低; (2) 随围压增大, 等效岩体抗压强度和残余强度明显提高, 延性特征增强, 逐渐向理想塑性过渡; (3) 等效岩体技术能有效地描述岩体受节理分布影响而表现的各向异性特征; (4) 等效岩体内部微裂纹主要沿节理走向分布并扩展, 破坏形式受主导节理面产状及性质控制。

关键词: 岩石力学; 颗粒流理论; 等效岩体技术; 黏结颗粒模型; 光滑节理模型; 三维结构面网络模型

中图分类号: TU 45

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2010)07-1435-07

APPLICATION OF EQUIVALENT ROCK MASS TECHNIQUE TO ROCK MASS ENGINEERING

WU Shunchuan^{1, 2}, ZHOU Yu¹, GAO Lili¹, ZHANG Xiaoping³

(1. School of Civil and Environment Engineering, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China;
2. Key Laboratory of Ministry of Education for Efficient Mining and Safety of Metal Mines, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China; 3. Institute of Geology and Geophysics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100029, China)

Abstract: On the background of an open-pit rock masses, some rock mechanics laboratory and field tests are implemented. Based on the particle flow theory and PFC^{3D}(particle flow code in 3 dimensions), equivalent rock mass(ERM) technique is used to construct ERM model, which reflects the distribution feature of the joints and meso-scale fracture effect. A load-unload code is developed by Fish language in PFC^{3D} to study the strength and mechanical effect of the rock mass. Some study results are drawn as follows: (1) Under the condition of uniaxial compression, the axial stress-strain curve of ERM is divided into three stages, which includes elastic deformation, plastic deformation of unsteady fracture and deformation of post-failure. Compared with standard rock samples, compressive strength and elastic modulus of the ERM are significantly decreased. (2) With increase of confining pressure, compressive strength, residual strength and plasticity of ERM are enhanced. (3) The ERM technique efficiently can describe rock mass anisotropy induced by joints distribution. (4) Microcrack in ERM is distributed and extends along strike direction of joints. Therefore rock mass failures are controlled by properties of the dominant joints.

Key words: rock mechanics; particle flow theory; equivalent rock mass(ERM) technique; bonded particles model; smooth joint model; 3D structural planes network model

收稿日期: 2010-02-25; **修回日期:** 2010-04-08

基金项目: 国家 863 计划资助项目(2009AA11Z105); 2006 年教育部新世纪优秀人才支持计划资助项目(NCET-06-0084)

作者简介: 吴顺川(1969-), 男, 博士, 1993 年毕业于北京科技大学工程力学专业, 现任教授, 主要从事岩土工程、采矿工程等方面的教学与研究工作。E-mail: wushunchuan@ustb.edu.cn

1 引言

岩体是地质体,它经历多次反复地质作用,经历过变形破坏,形成一定的岩石成分和结构面^[1],其中,节理是一种重要的结构面。由于节理的存在,岩体在外荷载作用下体现各向异性特征;同时,节理也可引起岩体的尺寸效应,即岩体的刚度和强度随岩体尺寸的增加而减小。

在工程设计中,岩体质量评价是岩石力学与工程应用的基础工作。岩石节理力学试验,需要对大量不同形状的试件进行试验,通常这些试件包含各种不同的节理构造,在特定的应力水平下,进行各种不同的应力路径加卸载试验。由于试验设备对试件尺寸的要求及试验费用的限制,通常不可能大量采用这种方法。虽然岩体原位试验可以真实反映节理岩体的力学行为,但由于原位测试难度大,费用高,该方法的运用也受到了很大的限制。

正是由于大尺度岩体原位试验的困难性,岩体质量评价研究的进展相当缓慢。普遍采用的岩体分类法通常是建立在经验基础和实际观察之上的^[2~4],比如 Q 分类法、质量指标法等。尽管岩体分类法在工程设计中得到广泛应用,但该方法没有考虑岩体各向异性和尺寸效应等对力学参数的影响。

本文运用等效岩体技术,基于颗粒流理论和 PFC^{3D} 程序,建立充分反映节理分布特征并考虑细观破裂效应的等效岩体模型。等效岩体技术主要包括黏结颗粒模型、三维结构面网络模型的建立及其加卸载方式的实现。该技术可以被认为是一种虚拟试验室,采用 Fish 语言编制加卸载命令流,对等效岩体进行数值模拟试验,进而研究工程尺度岩体的强度及其力学效应。

2 等效岩体构成要素

等效岩体技术是建立在生成和测试三维数值计算模型基础之上的,主要包括两项关键技术,即黏结颗粒模型和三维结构面网络模型。黏结颗粒模型由 D. O. Potyondy 和 P. A. Cundall^[5]提出并创建,用于模拟完整岩块在外荷载作用下的变形、破坏及声发射等岩石力学行为^[5~11];而三维结构面网络模型用于模拟岩体节理构造。在三维结构面网络模型中,

每条节理由光滑节理模型表示。

2.1 黏结颗粒模型

颗粒流理论采用离散单元方法模拟圆形颗粒介质的运动及其相互作用,颗粒之间相互作用模型有接触刚度模型、滑动模型和黏结模型^[10]。黏结颗粒模型中采用平行黏结模拟两相邻颗粒间的附着胶凝物质^[11],见图 1。

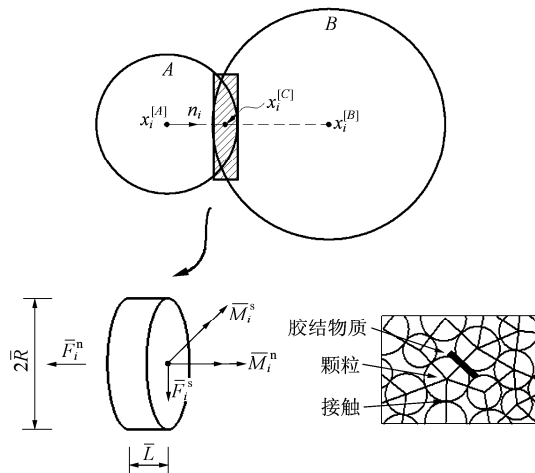


图 1 平行黏结接触模型^[11]

Fig.1 Parallel bonded contact model^[11]

图 1 中 A, B 分别为 2 个接触颗粒; $x_i^{[A]}, x_i^{[B]}, x_i^{[C]}$ 分别为颗粒 A, B 及其黏结的中心坐标; \bar{R} 为黏结半径(通过取两接触颗粒 A 和 B 半径中的小值乘以平行黏结半径系数得到); \bar{L} 为黏结厚度。平行黏结形成后力 \bar{F}_i 和弯矩 \bar{M}_i 初始值均为 0。 \bar{F}_i 和 \bar{M}_i 可分解为法向分量和切向分量^[11]:

$$\left. \begin{aligned} \bar{F}_i &= \bar{F}_i^n + \bar{F}_i^s \\ \bar{M}_i &= \bar{M}_i^n + \bar{M}_i^s \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

每个计算时步均在接触处产生相对位移增量 ΔU 和转动增量 $\Delta \theta$, 通过下式转换成力和力矩增量:

$$\left. \begin{aligned} \Delta \bar{F}_i^n &= (-\bar{k}^n A \Delta U^n) n_i \\ \Delta \bar{F}_i^s &= (-\bar{k}^s A \Delta U_i^s) \\ \Delta \bar{M}_i^n &= (-\bar{k}^s J \Delta \theta^n) n_i \\ \Delta \bar{M}_i^s &= (-\bar{k}^n I \Delta \theta_i^s) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中: \bar{k}^n, \bar{k}^s 分别为平行黏结的法向刚度和切向刚度; n_i 为接触点法向矢量; A 为平行黏结截面面积; J 为该截面极惯性矩; I 为该截面沿接触点对转动方向的转动惯量。将力和力矩的增量分别与其初值相

加, 得到新的力和力矩为

$$\left. \begin{aligned} \bar{F}_i^n &\leftarrow \bar{F}_i^n + \Delta \bar{F}_i^n \\ \bar{F}_i^s &= \{\bar{F}_i^s\}_{\text{rot.2}} + \Delta \bar{F}_i^s \\ \bar{M}_i^n &\leftarrow \bar{M}_i^n + \Delta \bar{M}_i^n \\ \bar{M}_i^s &= \{\bar{M}_i^s\}_{\text{rot.2}} + \Delta \bar{M}_i^s \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中: $\{\cdot\}_{\text{rot.2}}$ 为接触面参数的更新。

根据梁体承载分析, 在平行黏结周围分布的最大拉应力和最大剪应力分别表示为

$$\sigma_{\max} = \frac{-\bar{F}_i^n}{A} + \frac{|\bar{M}_i^s|}{I} \bar{R} \quad (4)$$

$$\tau_{\max} = \frac{|\bar{F}_i^s|}{A} + \frac{|\bar{M}_i^n|}{J} \bar{R} \quad (5)$$

如果最大拉应力超过法向强度 ($\sigma_{\max} \geq \bar{\sigma}_c$), 或最大剪应力超过切向强度 ($\tau_{\max} \geq \bar{\tau}_c$), 则平行黏结破坏。相应地, 其在岩体宏观破坏过程中表现为张拉破坏或剪切破坏。

2.2 光滑节理模型

在颗粒流数值计算方法中, 对于岩体中节理的描述, 一般采用黏结接触面或一定厚度的软弱材料表示^[12~14], 但无论采用哪种方法均存在一定的不足。当采用黏结接触面描述结构面时, 颗粒间表现出“颠簸”效应, 与结构面力学效应完全不符; 采用一定厚度的软弱材料表示结构面, 当结构面宽度很小时, 代表微小结构面的颗粒将导致计算收敛困难。同时当存在多组不同产状的结构面时, 前述方法都无法建立有效的计算模型。为解决这个问题, I. D. Mas 等^[15]提出了光滑节理模型的概念。

光滑节理模型由面 1、面 2 和倾角 θ 组成。用单位法线向量 \mathbf{n}_j 和切线向量 \mathbf{t}_j 描述节理面方向, 见图 2。当光滑节理模型生成之后, 2 个接触颗粒球 1 和球 2 便与节理面发生关联。根据 Coulomb 滑动准则, 计算节理面上两个颗粒间接触力 F 和位移 U 的公式为

$$\left. \begin{aligned} U &= U_n \mathbf{n}_j + U_s \mathbf{t}_j \\ F &= F_n \mathbf{n}_j + F_s \mathbf{t}_j \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中: U_n 和 U_s 分别为法向位移和切向位移, F_n 和 F_s 分别为法向接触力和切向接触力。通过迭代计算, 由弹性位移增量 ΔU_n^e 和 ΔU_s^e , 便可以得到新的

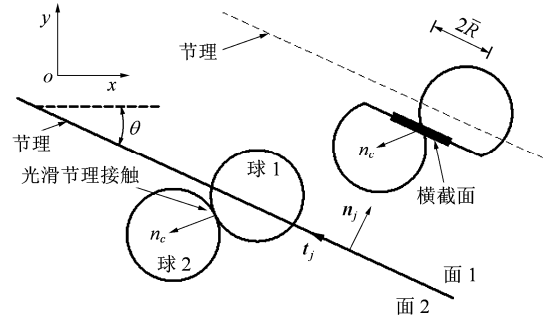


图 2 光滑节理模型

Fig.2 Smooth joint model

接触力分量, 即

$$\left. \begin{aligned} F_n' &= F_n + \bar{K}_n A \Delta U_n^e \\ F_s' &= F_s - \bar{K}_s A \Delta U_s^e \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中: \bar{K}_n , \bar{K}_s 分别为光滑节理模型的法向刚度和切向刚度。

光滑节理模型形状为圆盘形, 可以在颗粒体中生成任意产状的结构面, 无须考虑颗粒间的接触方向。光滑节理模型允许 2 个接触颗粒沿着结构面平行滑动, 因此, 消除了颗粒滑动时的“颠簸”效应。

3 等效岩体技术的工程应用

白云鄂博铁矿东矿 C 区边坡 3#滑体^[16]于 2008 年 12 月 3 日突然发生滑塌, 致使原锚固工程破坏, 见图 3。根据工程地质勘察和边坡破坏机制分析, 发现边坡破坏受岩体中复杂分布的节理控制, 岩体的各向异性和尺寸效应受节理的影响非常明显。以此为工程背景, 运用等效岩体技术, 研究该区域岩体强度和力学效应。



图 3 白云鄂博铁矿东矿 C 区边坡 3#滑体

Fig.3 Sliding mass #3 of region C in Baiyunebo eastern iron open pit

3.1 黏结颗粒模型材料参数标定

研究区域岩体主要由云母片岩构成。对等效岩体材料进行数值试验分析之前,必须对等效岩体材料的细观力学参数进行标定。颗粒流法使用颗粒生成计算模型,颗粒及黏结的细观力学参数选取,必须通过建立颗粒数值试样模型,赋予模型假定的细观力学参数,进行数值试样试验,并将计算得到的试样宏观力学参数与室内试验结果对比。通过不断调整细观力学参数,当计算结果与试验结果基本一致时,便可将该组细观力学参数用于实际计算模型。

黏结颗粒模型细观力学参数和计算模型分别见表 1 和图 4。单轴抗压强度和弹性模量通过基于墙体测量技术计算得到;而泊松比则基于颗粒量测技术计算得到。计算模型中,颗粒粒径比 R_{\max}/R_{\min} 为 1.66,颗粒间摩擦因数为 2.5。在黏结颗粒模型中,颗粒接触类型为平行黏结接触,颗粒间法向黏结强度和切向黏结强度的标准偏差分别为平均值的 25% 和 50%。黏结颗粒模型的其他细观参数设置为默认值。墙体摩擦因数为 0.36,墙体位移控制应变率为 0.002 5/s。

表 1 黏结颗粒模型细观物理力学参数

Table 1 Meso physico-mechanical parameters of bonded particles model

| 岩性 | 颗粒总数 | 最小半径/mm | 接触模量/GPa | 接触刚度比 | 法向接触强度/MPa | 切向接触强度/MPa |
|------|-------|---------|----------|-------|------------|------------|
| 云母片岩 | 2 639 | 1.75 | 90 | 7.5 | 80 | 40 |

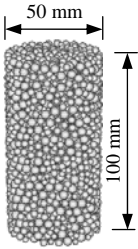


图 4 试样计算模型

Fig.4 Sample calculation model

实验室试验和试样模拟计算得到的宏观力学参数值见表 2。

表 2 岩石宏观力学参数

Table 2 Rock macro-mechanics parameters

| 弹性模量 | | | 泊松比 ν | | | 单轴抗压强度 | | | 单轴抗拉强度 | | |
|---------|---------|------|-----------|------|------|---------|---------|------|---------|---------|------|
| 试验值/GPa | 计算值/GPa | 误差/% | 试验值 | 计算值 | 误差/% | 试验值/MPa | 计算值/MPa | 误差/% | 试验值/MPa | 计算值/MPa | 误差/% |
| 58.80 | 56.50 | 3.91 | 0.35 | 0.33 | 5.71 | 65.90 | 60.50 | 8.20 | 6.60 | 7.20 | 9.10 |

3.2 光滑节理模型力学参数标定

通过边坡岩体详细线测量,研究区域边坡岩体节理工程参数见表 3。

表 3 边坡岩体节理工程参数

Table 3 Joint engineering parameters of slope rock mass

| 粗糙度 | 开合性指标 | 迹线长参数/m | | 裂隙密度(条·m ⁻¹) | | 间距参数/m | |
|-----|-------|---------|------|--------------------------|------|--------|------|
| | | 均值 | 方差 | 均值 | 标准偏差 | 均值 | 方差 |
| 3~4 | 0.77 | 9.11 | 11.6 | 3.17 | 0.29 | 0.47 | 0.46 |

根据工程地质勘察确定的节理粗糙度、硬度以及岩石节理力学试验,可获取光滑节理模型力学计算参数,见表 4。

表 4 光滑节理模型力学参数

Table 4 Mechanical parameters of smooth joint model

| 法向刚度/GPa | 切向刚度/GPa | 内摩擦角/(°) | 膨胀角/(°) | 黏聚力/MPa |
|----------|----------|----------|---------|---------|
| 80 | 8 | 35 | 0 | 2.5 |

3.3 等效岩体计算模型的建立

等效岩体技术包括三维结构面网络模型和黏结颗粒模型的构建,如图 5 所示。

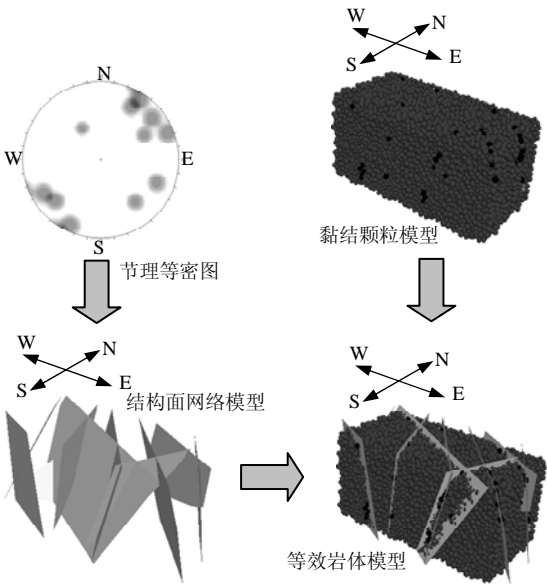


图 5 等效岩体计算模型

Fig.5 ERM calculation model

根据现场工程地质勘察实测的节理产状数据,建立由光滑节理模型构成的三维结构面网络。由于颗粒生成大尺度模型需要的颗粒数目较多,运用连续/非连续周期边界技术^[17]建立黏结颗粒模型,可降低模型生成所耗费的时间。黏结颗粒模型中使用的细观力学参数由数值试样试验确定。本文研究的黏

结颗粒模型尺寸为 $7.0\text{ m}\times 3.5\text{ m}\times 3.5\text{ m}$ 。将三维结构面网络嵌入黏结颗粒模型中, 便可建立反映真实节理分布状态的等效岩体模型。

编制非线性应变加卸载计算命令流, 实现对等效岩体的加卸载试验, 进行等效岩体力学性质的研究。

3.4 等效岩体力学试验

首先完成等效岩体计算模型的建立, 便可对其施加荷载, 进行单轴压缩和三轴压缩岩体力学试验。图 6 为等效岩体施加 x 轴(EW)向单轴压缩应力 - 应变曲线。

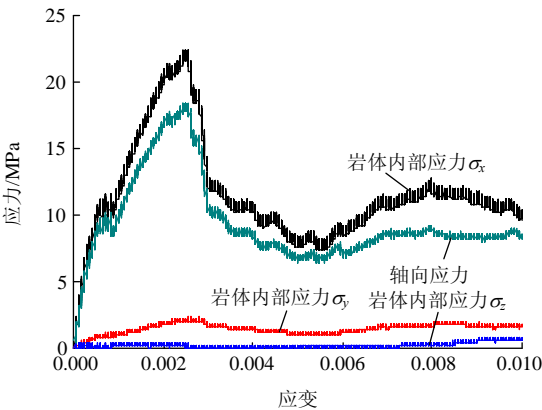


图 6 x 轴(EW)向单轴压缩应力 - 应变曲线

Fig.6 Stress-strain curves of uniaxial compression in X -axis (EW)

从图 6 可以看出, 轴向应力 - 应变曲线大致可以分为 3 个阶段:

(1) 第 1 阶段: 弹性变形阶段。该阶段轴向应力 - 应变曲线呈现近似直线型, 可视为弹性变形。

(2) 第 2 阶段: 非稳定破裂塑性阶段。等效岩体开始从弹性阶段进入塑性阶段, 屈服点为最大弹性应变对应的弹性强度。该等效岩体在 x 轴向受压下最大弹性应变为 6.60×10^{-4} , 轴向应力为 11.8 MPa。当材料达到屈服点后, 轴向应力有一个下降的过程, 该阶段称为屈服阶段前缘应力下降区, 此时材料内部裂纹开始强烈扩展, 颗粒沿节理面产生滑动。非稳定塑性破裂阶段, 材料受内部节理的影响, 轴向应力 - 应变曲线先呈振荡式缓慢发展, 然后快速上升, 最终达到峰值强度。

(3) 第 3 阶段: 破裂后阶段。等效岩体达到峰值强度后, 其内部结构遭到严重破坏, 微裂纹贯通整个岩体, 形成宏观断裂面, 承载力随岩体的变形急剧下降, 但并没降到 0, 这是由于岩体的结构效应造成的, 显示出岩体破坏后仍存在一定的残余强度。

表 5 为岩体不连续面原位剪切试验结果, 基于库伦准则^[1]和线形拟合换算得到的岩体单轴抗压强度为 16.8 MPa。通过等效岩体计算得到的单轴抗压强度为 18.4 MPa。两者相差不大, 说明等效岩体计算结果符合工程实际情况。由于等效岩体受内部节理及尺寸效应的影响, 等效岩体 x 轴(EW)向单轴抗压强度仅为标准岩块单轴抗压强度的 27.9%; 等效岩体的弹性模量为 17.9 GPa, 仅为标准岩块弹性模量的 30.4%, 这是符合客观实际的, 其原因在于: 岩体中大量地质结构面的存在, 且表面开挖岩体受工程扰动影响较大, 卸荷引起应力释放, 结构更为松散, 因而增加了岩体塑性, 降低了岩体力学指标。

表 5 不连续面原位剪切试验结果
Table 5 Results of discontinuity of in-situ shear test

| 岩性 | 试样编号 | 法向应力 /MPa | 切向应力 /MPa | 黏聚力 /MPa | 内摩擦角 /($^{\circ}$) | 单轴抗压强度/MPa |
|------|------|-----------|-----------|----------|----------------------|------------|
| 云母片岩 | 1-1 | 2.15 | 5.34 | 3.51 | 45.0 | 16.8 |
| | 1-2 | 3.52 | 7.22 | 3.51 | 45.0 | 16.8 |
| | 1-3 | 4.87 | 8.90 | 3.51 | 45.0 | 16.8 |
| | 1-4 | 6.65 | 9.82 | 3.51 | 45.0 | 16.8 |

图 7 为不同围压条件下对等效岩体施加 x 轴(EW)向压力得到的三轴压缩应力 - 应变曲线。随着围压的增大, 岩体表现出以下性质: 岩体的抗压强度和残余强度明显提高; 屈服阶段前缘应力下降区中应力下降幅度基本不变; 非稳定破裂塑性阶段, 与单轴压缩条件相比, 岩体的延性特征增强, 塑性变形能力提高, 逐渐向理想塑性过渡, 说明围压的提高对岩体塑性变形能力的影响是显著的。3 种围压下, 岩体达到弹性强度时的最大弹性应变变化不大; 随着荷载的继续增加, 应力 - 应变曲线同样将

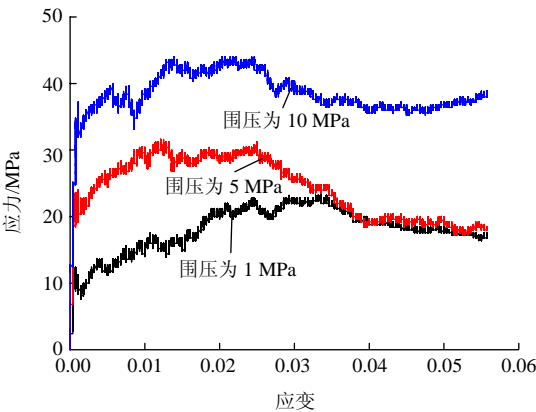


图 7 三轴压缩应力 - 应变曲线

Fig.7 Stress-strain curves of triaxial compression

表现出与等效岩体在单轴压缩情况下非稳定破裂塑性阶段和破坏后阶段类似的变化特征。

图 8 为等效岩体受 y 轴(NS)向和 z 轴(V)向单轴压缩时应力 - 应变曲线。2 种加载方式下, y 轴(NS)向压缩时, 岩体峰值强度为 52.4 MPa, 对应的应变为 1.24×10^{-3} ; z 轴(V)向压缩时, 岩体峰值强度为 54.9 MPa, 对应的应变为 1.84×10^{-3} 。2 种加载方式得到的峰值强度虽然相差不大, 但峰值强度对应的应变不同, 说明等效岩体内部受节理的影响, 表现出较大的各向异性。

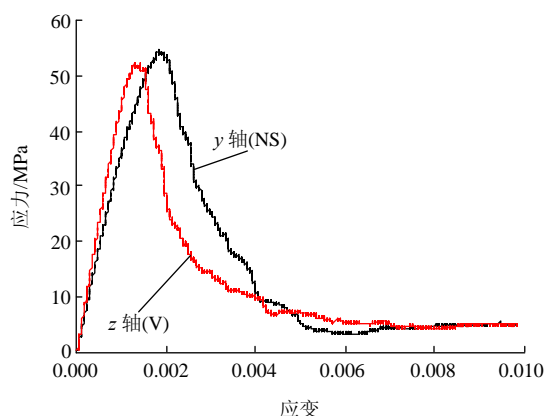
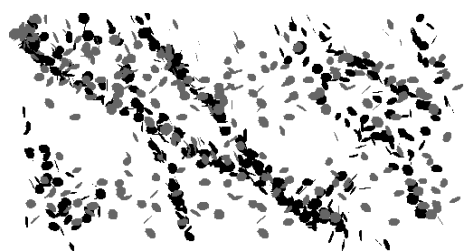


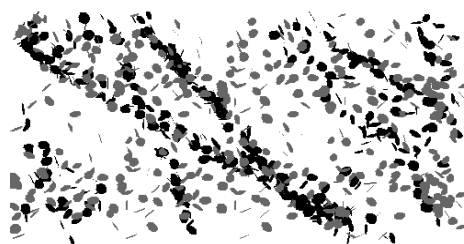
图 8 y 轴(NS)向和 z 轴(V)向单轴压缩应力 - 应变曲线

Fig.8 Stress-strain curves of uniaxial compression in y -axis(NS) and z -axis(V)

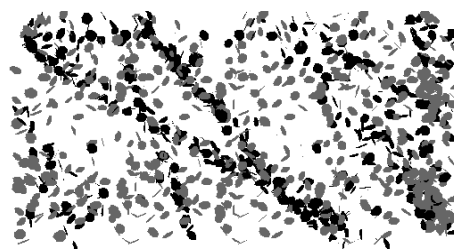
图 9 为俯视观察模型时, 等效岩体在不同围压加载下, 达到最大弹性应变时, 微裂纹在模型内部的立体分布情况。图 9 中黑色代表剪切型微裂纹, 灰色代表张拉型微裂纹。剪切型微裂纹主要集中在主导节理面走向方向上, 而张拉型微裂纹分布较分散, 说明岩体的破坏主要受内部节理控制, 且破坏



(a) 围压为 1 MPa



(b) 围压为 5 MPa



(c) 围压为 10 MPa

图 9 不同围压下微裂纹分布

Fig.9 Microcrack distribution under various confining pressures

形式为沿节理面的剪切型破坏。当等效岩体受 x 轴(EW)向压缩, y 轴(NS)向和 z 轴(V)向围压较低时, 岩体东西两端部的张拉型微裂纹较少, 说明低围压可以明显地降低岩体的端部效应。随围压的增大, 端部张拉型微裂纹增加, 岩体端部效应开始恢复。

在前述 3 种围压下, 沿两条较大交叉节理走向方向分布的微裂纹并没有贯通, 说明岩体并没有完全破坏, 仍具有一定的残余强度, 这与图 7 轴向应力 - 应变曲线较为吻合。

4 结 论

基于颗粒流理论和 PFC^{3D} 程序, 运用等效岩体技术, 建立充分反映节理分布特征并考虑细观破裂效应的等效岩体模型。以白云鄂博铁矿东矿 C 区滑坡岩体为工程背景, 在现场地质调查基础上, 进行节理密度统计, 结合岩石力学和现场原位试验, 研究该区域岩体强度和力学效应, 并得出以下主要结论:

(1) 等效岩体在 x 轴(EW)向单轴压缩情况下, 轴向应力 - 应变曲线分为弹性变形阶段、非稳定破裂塑性阶段和破坏后阶段, 等效岩体单轴抗压强度与岩体原位试验结果相比, 相差不大, 可真实体现岩体的力学性质。而等效岩体的抗压强度和弹性模量与标准岩块试验相比, 均有较大幅度降低。

(2) 等效岩体在三轴压缩情况下, 随着围压的增大, 抗压强度和残余强度明显提高, 岩体延性特征增强, 逐渐向理想塑性过渡; 3 种围压下, 岩体最大弹性应变变化不大。

(3) 等效岩体进行 y 轴(NS)向和 z 轴(V)向单轴压缩时, 峰值强度虽相差不大, 但其对应的应变有较大差异, 表明岩体受节理分布影响而呈现各向异

性的特征。

(4) 在外荷载作用下, 等效岩体内部微裂纹主要沿节理走向分布并扩展, 岩体的破坏受主导节理面控制, 多表现为剪切型破坏。

研究表明, 等效岩体技术确定的工程岩体强度符合工程实际情况, 可部分代替室内试验和复杂的现场原位试验, 为岩体力学性质研究提供了一种新的手段。

参考文献(References):

- [1] 蔡美峰, 何满潮, 刘冬燕. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2002.(CAI Meifeng, HE Manchao, LIU Dongyan. Rock mechanics and engineering[M]. Beijing: Science Press, 2002.(in Chinese))
- [2] 任重阳, 唐爱松. 岩体工程质量分级应用研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(增1): 53 - 57.(REN Chongyoug, TANG Aisong. Classification application research of quality of engineering rock[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(Supp.1): 53 - 57.(in Chinese))
- [3] 许宏发, 周建民, 吴华杰. 国标岩体质量分级的简化方法[J]. 岩土力学, 2005, 26(增2): 88 - 90.(XU Hongfa, ZHOU Jianmin, WU Huajie. Simplified method for national standard for engineering classification of rock mass[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(Supp.2): 88 - 90.(in Chinese))
- [4] 臧秀平, 阮含婷, 李 萍, 等. 岩体分级考虑因素的现状与趋势分析[J]. 岩土力学, 2007, 28(10): 2 245 - 2 248.(ZANG Xiuping, RUAN Hanting, LI Ping, et al. Status quo and trends analysis of factors considered in rock mass classification methods[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(10): 2 245 - 2 248.(in Chinese))
- [5] POTYONDY D O, CUNDALL P A. A bonded-particle model for rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, 41(8): 1 329 - 1 364.
- [6] HAZZARD J F, YOUNG R P. Simulating acoustic emissions in bonded-particle models of rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2000, 37(5): 867 - 872.
- [7] HAZZARD J F, YOUNG R P. Moment tensors and micromechanical models[J]. Tectonophysics, 2002, 356(1 - 3): 181 - 197.
- [8] HAZZARD J F, YOUNG R P. Dynamic modelling of induced seismicity[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, 41(8): 1 365 - 1 376.
- [9] HOLT R M, KJOLAAS J, LARSEN I, et al. Comparison between controlled laboratory experiments and discrete particle simulations of the mechanical behavior of rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2005, 42(7 - 8): 985 - 995.
- [10] 刘 洋, 吴顺川, 周 健. 单调荷载下砂土变形过程数值模拟及微观机制研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(12): 3 199 - 3 204, 3 216.(LIU Yang, WU Shunchuan, ZHOU Jian. Numerical simulation of sand deformation under monotonic loading and mesomechanical analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(12): 3 199 - 3 204, 3 216.(in Chinese))
- [11] Itasca Consulting Group. PFC^{3D}(particle flow code in 3 dimensions) theory and background[M]. Itasca: Itasca Consulting Group, 2008.
- [12] KULATILAKE P H S W, MALAMA B, WANG J. Physical and particle flow modeling of jointed rock block behavior under uniaxial loading[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001, 38(5): 641 - 657.
- [13] 吴顺川, 张晓平, 刘 洋. 基于颗粒元模拟的含软弱夹层类土质边坡变形破坏过程分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(11): 2 899 - 2 904.(WU Shunchuan, ZHANG Xiaoping, LIU Yang. Analysis of failure process of similar soil slope with weak intercalated layer based on particle flow simulation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(11): 2 899 - 2 904.(in Chinese))
- [14] 张晓平, 吴顺川, 张 兵, 等. 软弱夹层几何参数对试样力学行为影响颗粒元模拟研究[J]. 工程地质学报, 2008, 16(4): 539 - 545.(ZHANG Xiaoping, WU Shunchuan, ZHANG Bing, et al. Particle flow code simulation of specimen mechanical behavior with different geometric parameters of weak seams[J]. Journal of Engineering Geology, 2008, 16(4): 539 - 545.(in Chinese))
- [15] MAS I D, POTYONDY D O, PIERCE M, et al. The smooth-joint contact model[C]// SCHREFLER B A, PEREGO U ed. Proceedings of the 8th World Congress on Computational Mechanics. Barcelona Italy: [s.n.], 2008: 2 735 - 2 742.
- [16] 李富田, 樊学豹, 苏计红. 白云铁矿东矿深部开采C区边坡稳定性评价[J]. 包钢科技, 2007, 33(4): 33 - 35.(LI Futian, FAN Xuebao, SU Jihong. Evaluation to the slope stability to mine the deep C-region of Baiyunebo iron mine[J]. Science and Technology of Baotou Steel(Group) Corporation, 2007, 33(4): 33 - 35.(in Chinese))
- [17] BILLAUX D, DEDECKER F, CUNDALL P. A novel approach to studying rock damage: the three dimensional adaptive continuum/discontinuum code[C]// Proceedings of Eurock 2004 and the 53rd Geomechanics Colloquim. Salzburg, Austria: [s. n.], 2004: 723 - 728.