

DOI:10.11830/ISSN.1000-5013.201801012



水力耦合条件下预制节理砂岩裂纹 扩展和能量演化细观数值模拟

林春¹, 俞缙¹, 陈旭², 蔡燕燕¹, 文志杰³

(1. 华侨大学 福建省隧道与城市地下空间工程技术研究中心, 福建 厦门 361021;

2. 东北大学 资源与土木工程学院, 辽宁 沈阳 110819;

3. 山东科技大学 矿山灾害预防与控制重点实验室, 山东 青岛 266590)

摘要: 为了研究水力耦合作用条件下预制节理砂岩三轴压缩裂纹扩展和能量演化规律,建立预制节理砂岩流固耦合数值模型,得到预制节理砂岩应力-应变曲线.通过分析平行黏结破碎演化过程,获得不同预制节理角度下微裂纹发育规律.基于颗粒流程序(PFC)离散元能量追踪体系,研究得到各细观能量变化响应和能量耗散与转换规律.分析结果表明:预制节理角度越大,试样峰值强度越大,侧向变形和轴向变形峰值应变先增大后减小,在预制节理角度为 60° 时取得最大值;平行黏结破碎起始于预制节理,进而扩展贯通,次生黏结破碎带始于节理面直至贯穿试样边界;试样的黏结能峰值和应变能峰值均与预制节理角度成正比,黏结强度峰值应变和应变能峰值应变与预制节理角度成反比;耗散能主要表现为摩擦作用,整个加载过程中弹性应变能吸收率最大.

关键词: 水力耦合; 预制节理; 细观数值模拟; 能量耗散

中图分类号: TU 452

文献标志码: A

文章编号: 1000-5013(2018)04-0538-07

Mesoscopic Numerical Simulation on Crack Expansion and Energy Evolution of Sandstone With Prefabricated Joint Under Hydro-Mechanical Coupling Condition

LIN Chun¹, YU Jin¹, CHEN Xu², CAI Yanyan¹, WEN Zhijie³

(1. Fujian Engineering Technology Research Center for Tunnel and Underground Space,

Huaqiao University, Xiamen 361021, China;

2. School of Resources and Civil Engineering, Northeastern University, Shenyang 110819, China;

3. Key Laboratory of Mine Disaster Prevention and Control, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, China)

Abstract: In order to study the crack expansion and the energy evolution from the prefabricated joint sandstones under the triaxial compression test, a numerical model of prefabricated joint sandstone combining with fluid-solid coupling was established, and the stress-strain curves of prefabricated joint sandstone was obtained. The crack development under different prefabricated angles was found by analyzing the evolution process of parallel bond rupture. Based on energy tracking system from particle flow code (PFC), the microscopic energy

收稿日期: 2018-01-04

通信作者: 俞缙(1978-),男,教授,博士,主要从事岩土力学与地下工程方面的研究. E-mail:bugyu0717@163.com.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51679093, 51774147);福建省自然科学基金资助项目(2017J01094);华侨大学研究生科研创新能力培育计划资助项目(1611304017)

variation and relation curves of dissipated energy were presented. The results indicate that with the increase of prefabricated joint angle, the peak strength of the sample increases, the peak strains in lateral and axial directions initially increase and then decrease, and reach maximum at 60° . The rupture of parallel bond extends from prefabricated joint, and then cuts through specimen; the secondary bond rupture begins from the joint plane, then cuts through the sample boundary. The bond strength peak and strain energy peak of samples are proportional to the prefabricated joint angle, the bond strength peak strain and strain energy peak strain of samples are inversely proportional to the prefabricated joint angle. The main dissipation energy is the friction action, and the elastic strain energy absorption is the maximum during the whole loading process.

Keywords: hydraulic coupling; prefabricated joint; meso-numerical simulation; dissipation of energy

节理岩石赋存于复杂的地质环境中,节理和结构面一般在不同倾斜角度上填满沙子、粘土、渗透灌浆等^[1].如今众多地下工程和水力工程建设常涉及到节理岩石,节理岩石的力学性质和水力性质直接影响工程建设的安全和可靠度.因此,研究节理岩石的力学特性和水力特性意义重大.李树忱等^[2]通过开展节理类岩石试件的单轴压缩试验,系统研究节理类岩石试件峰后应力-应变曲线、破坏形式等与裂隙倾角之间的关系.刘欣宇等^[3]考虑不同高径比及充填节理特征等因素,通过试验研究得到节理岩石的破坏模式和尺寸效应.俞缙等^[4-5]在不同围压和渗透压及不同应力路径下,对砂岩全应力-应变过程进行渗透率试验和声发射特征研究.徐亮等^[6]根据 36 组直剪试验结果,对基于起伏度和粗糙度等剪切强度公式进行对比,给出其建议适用性范围.文献[7-8]对水力耦合作用下节理岩石和水力特性进行试验研究.国内已有不少学者通过数值模拟对渗透压-应力耦合下岩石的复杂性质进行深入研究^[9-10],但是水力耦合条件下预制节理岩石的三轴压缩能量耗散数值模拟成果并不多.因此,本文通过对预制节理岩石在三轴压缩应力下进行渗流试验研究,运用颗粒流程序(PFC)建立符合室内试验模型,通过颗粒流内置能量追踪体系,从细观角度解释岩石能量耗散与转化.

1 水力耦合三轴试验及数值模型建立

1.1 水力耦合三轴试验

试验采用无明显裂隙、质地均匀的砂岩,并钻取直径为 25 mm,高度为 50 mm 的圆柱体试样,沿试样轴线夹倾角(α)分别为 $0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ 切割开,并将石膏砂浆在裂隙处进行充填,石膏充填物厚度为 2 mm. 预制石膏节理试样示意图,如图 1(a)所示.

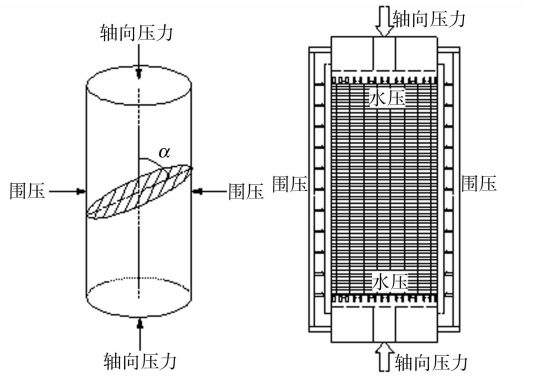
试验中先充油,将围压加载至 20 MPa,轴向应力由位移控制,位移加载速率为 $0.1 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$. 待试样加载开始时在试样的上端接上 5 MPa 的水压,下端与大气相连接进行试样的三轴压缩渗透试验^[11]. 水力耦合试验原理图,如图 1(b)所示.

由图 1 可知:随着充填角度 α 的增加,应力-应变(σ - ϵ)曲线的峰值强度逐渐增大,而峰值应变先增加后减小. 在充填角度 α 为 60° 时取最大值,将所得应力-应变曲线作为本构关系的依据进行模拟.

1.2 数值模型及细观参数标定

根据颗粒流离散元流固耦合计算理论^[12-13],拟用 PFC 内置语言生成空间区域,该空间区域的尺寸为 $25 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$,并在此空间区域内采用节理设置(JSET)命令模拟生成软弱节理面^[14],再堆积下落其他区域内的颗粒形成数值模型. 在预制节理与非节理处分别采用不同的粒径和孔隙率. 预制节理处颗粒粒径选择 $0.30 \sim 0.45 \text{ mm}$,孔隙率为 0.20;非预制节理处粒径选为 $0.15 \sim 0.20 \text{ mm}$,孔隙率为 0.12,黏结模型选择平行黏结模型. 数值模型,如图 2 所示.

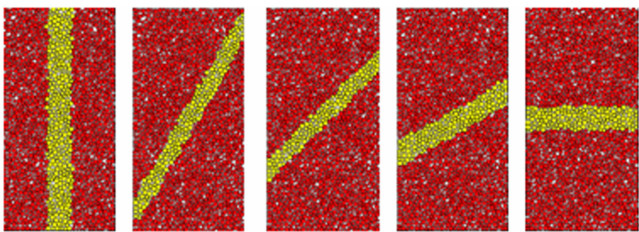
调用 PFC 内置语言 Wall 命令,加载 20 MPa 控制围压. 在模型顶部控制水压为 5 MPa,底部未设置水压,在模型轴线方向形成渗透压差,孔隙水压力在渗透压差的作用下不断向下渗透. 当节理角度 $\alpha =$



(a) 预制石膏节理试样 (b) 水力耦合试验
图 1 预制节理砂岩试样及水力耦合试验
Fig. 1 Sandstone specimen with prefabricated joint and hydro-mechanical coupling test

60°时,轴压选择位移控制(0.1 mm · min⁻¹),加载直至试验最终破坏,水压渗透过程,如图 3 所示。

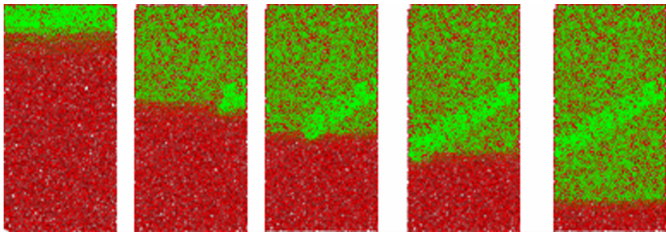
细观参数的标定参考文献[15],为了能达到数值模型与水力耦合试验下砂岩试样复杂力学特性的响应,通过反复试错法^[16],不断校准细观参数,使得应力-应变曲线的弹性模量和峰值强度与试验结果接近.残余孔径 a_0 为 1.0 mm;初始法向应力 F_0 为 5.0 mkN;时间步长 Δt 为 0.1 s.模型细观力学参数,如表 1 所示.表 1 中: E_c 为颗粒接触模量; k_n/k_s 为颗粒法向切向刚度比; μ_p 为颗粒摩擦系数; σ_{cn} 为接触黏结平均法向强度,括号中数值为标准差; τ_{cs} 为接触黏结平均切向强度.流体计算参数如下:流体粘度 μ 为 1.0 mPa · s;流体体积模量 K_f 为 1.5 GPa.



(a) $\alpha=0^\circ$ (b) $\alpha=30^\circ$ (c) $\alpha=45^\circ$ (d) $\alpha=60^\circ$ (e) $\alpha=90^\circ$

图 2 试样 PFC 数值模型

Fig. 2 PFC numerical model of specimen



(a) 1 000 步 (b) 3 000 步 (c) 5 000 步 (d) 10 000 步 (e) 30 000 步

图 3 试样模拟渗流过程图

Fig. 3 Simulation of seepage process

表 1 细观力学参数

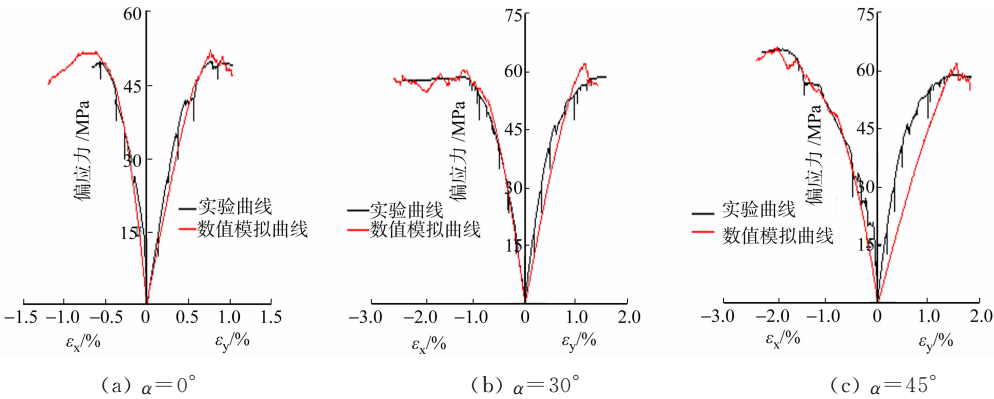
Tab. 1 Mesomechanical parameters

颗粒区域	E_c /GPa	k_n/k_s	μ_p	σ_{cn} /MPa	τ_{cs} /MPa
预制节理处	6.8	1.6	0.4	20/(3)	20/(3)
非预制节理处	6.8	3.8	0.4	32/(3)	32/(3)

1.3 力学行为对比分析

不同节理角度(0°,30°,45°,60°和 90°)下砂岩试验应力-应变曲线与数值应力-应变曲线,如图 4 所示.图 4 中: ϵ_x 为径向应变, ϵ_y 为轴向应变.不同节理角度下砂岩峰值应力和峰值应变的试验与数值结果,如表 2 所示.表 2 中: α 为预制节理角度; σ_T, σ_S 分别为峰值应力的试验值和模拟值; ϵ_T, ϵ_S 分别为峰值应变的试验值和模拟值.注意到,水力耦合试验过程中轴压恒定下砂岩产生了轻微蠕变现象,试验应力-应变曲线出现了短暂平台,但由于蠕变应变较小,由此造成的应变增量可忽略不计。

由图 4 和表 2 可知:当预制节理角度 α 由 0°增加至 90°时,峰值强度逐渐增大.由表 2 可知:当节理角度较小(0°,30°,45°,60°)时,峰值强度增量均值大约为 8 MPa;当节理角度较大(90°)时,峰值强度增量较小,约为 2.1 MPa;当节理角度为 60°时,峰值强度增量为 9.08 MPa;相对节理角度 0°情况,节理角度 60°时砂岩峰值强度增大了 45.5%. 由图 4 和表 2 还可知:峰值应变(包括侧向峰值应变和轴向峰值应变)的响应规律出现了明显不同;当预制节理角度 α 由 0°增加至 90°时,峰值应变先增加后减小;当节理角度从 0°增加至 60°时,峰值应变



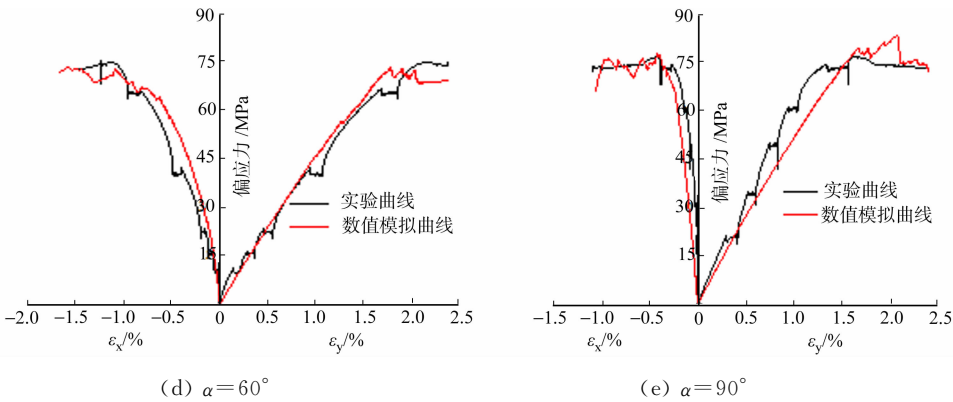


图 4 不同节理角度下砂岩试验应力-应变曲线与数值应力-应变曲线

Fig. 4 Curves of experimental stress and numerical stress-strain under different prefabricated angles
逐渐增大;而当节理角度从 60°增加至 90°时,峰值应变逐渐减小;峰值应变最大值(节理角度为 60°)较之于峰值应变最小值增大了 1.37%.

2 细观模拟结果与分析

颗粒在压缩受力过程中,颗粒间的黏结强度小于颗粒所传递的应力时,颗粒黏结会发生断裂,断裂的裂纹对应于岩石内部的微裂纹.为了研究模型内部裂纹演化规律,在加载全程中设置了 4 个监测点 A~D.其中:A 点对应于试样裂纹闭合应力点;B 点对应于试样起裂应力点;C 点对应于试样损伤应力点;D 点对应于试样破坏应力点.不同预制节理角度下砂岩试样平行黏结破裂演化过程,如图 5 所示.

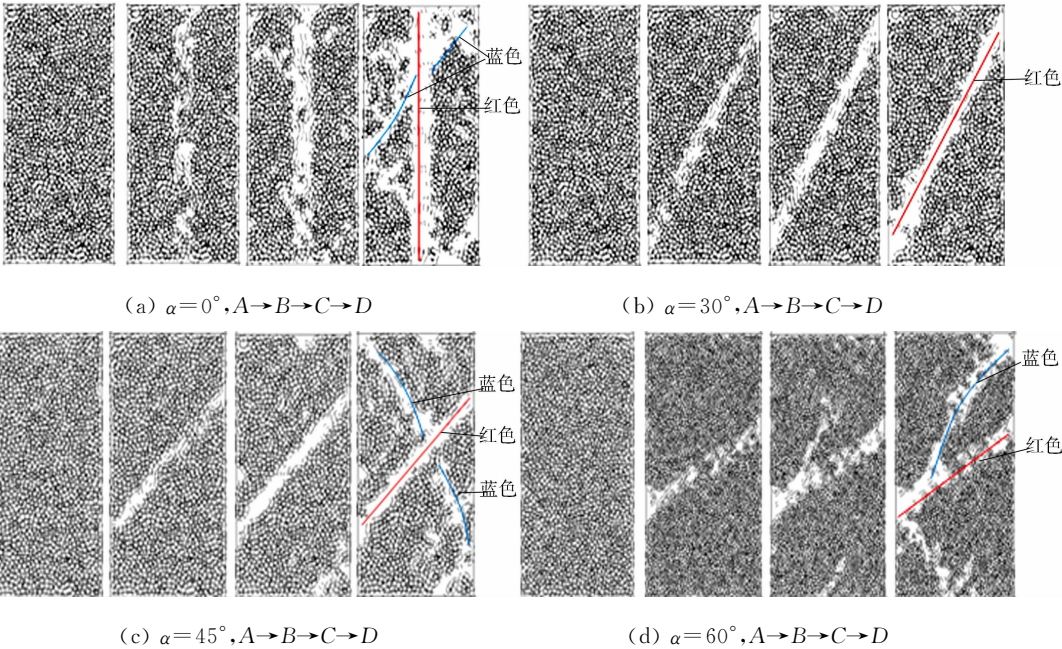
在模型加载起始时刻,颗粒之间传递的法向应力和切向应力较小,未达到黏结破碎的条件,平行黏结网完整.从 A 点到 B 点(线弹性变形阶段),外荷载充分压缩模型内部存在的大量孔隙结构,此时试样内部应力由颗粒间的黏结承受,当作用于颗粒间的法向应力或切向应力超过黏结强度时,颗粒间的平行黏结断开形成微裂纹.由图 5 可知:当节理角度从 0°增大到 60°时,试样平行黏结破碎少量出现在预制节理处;预制节理角度为 90°的试样平行黏结破碎不仅出现在预制节理处,而且出现在节理处附近.

从 B 点到 C 点(弹塑性变形阶段),在这一阶段内,平行黏结破碎继续在节理面上急剧扩展贯通,呈

表 2 不同节理角度下砂岩峰值应力
和峰值应变的试验与数值结果

Tab. 2 Experimental and numerical results
of peak stress and peak strain of sandstone
under different prefabricated angles

$\alpha / (^{\circ})$	σ_T / MPa	σ_S / MPa	$\varepsilon_T / \%$	$\varepsilon_S / \%$
0	50.50	52.26	0.84	0.79
30	58.81	60.82	1.31	1.17
45	65.36	66.26	1.58	1.51
60	75.37	74.41	2.26	1.64
90	76.81	77.15	1.64	1.71



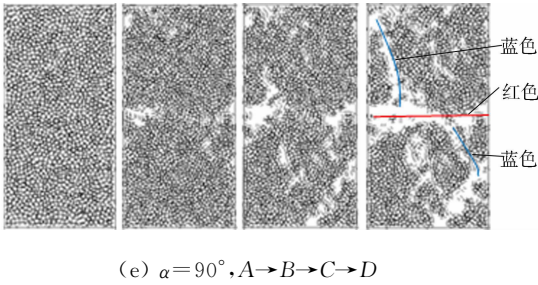


图 5 不同预制节理角度下砂岩试样平行黏结破裂演化过程

Fig. 5 Parallel bond fracture evolution of sandstone samples under different prefabricated angles

爆发式发展,节理面上的颗粒平行黏结大量破碎,形成剪切带. 预制节理角度为 30° , 45° 的试样形成宏观贯穿剪切带. 预制节理角度为 0° , 60° , 90° 的试样在节理剪切带附近出现了伴生剪切带,且伴生剪切带穿过节理剪切面.

从 C 点到 D 点,当试样进入峰后阶段时,平行黏结新增破碎主要集中在节理剪切面附近. 预制节理角度为 30° 试样呈纯剪切破坏特征,预制节理角度为 0° , 45° , 60° , 90° 试样除了出现主剪切面(红色)之外,均伴生次生黏结破碎带(蓝色). 次生黏结破碎始于节理的一端,朝模型边界方向贯穿. 平行黏结破碎在试样内部随机出现,呈弥散分布趋势. 不同预制节理角度的试样平行黏结破碎规律共性可总结为:平行黏结破碎起始于预制节理,节理弱面由于应力集中会将平行黏结破碎效果放大,进而扩展发育,形成贯穿节理面;次生黏结破碎均始于节理处,由于轴向和侧向压力的加载,次生黏结破碎大量爆发到试样边界直至贯通.

3 能量转化规律分析

在预制节理岩石介质系统中,岩体破坏归根结底是能量驱动下的状态失稳. 不同预制节理角度下试样内部细观能量变化曲线,如图 6 所示. 图 6 中: E_{pb} 为黏结能; E_c 应变能.

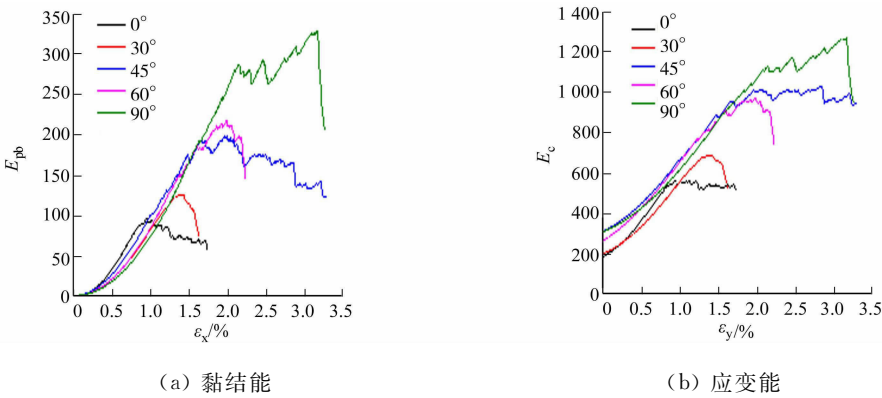


图 6 不同预制节理角度下各细观能量变化规律

Fig. 6 Mesoscopic energy variation under different prefabricated angles

由图 6(a)可知:水力耦合作用初期,黏结能缓慢增大且提升速率较小,曲线上升缓慢;当试样进入非稳定破裂阶段时,黏结能提升速率达到最大值;此后,颗粒黏结大量破裂,试样进入不稳定破裂阶段形成主破裂面,黏结能迅速减小直至加载结束.

由能量追踪理论^[17]可知:黏结能大小主要与颗粒平行黏结数目、接触力大小、刚度大小相关. 非预制节理区域粒径较小,孔隙率较低,非预制节理处更为密实,预制节理角度越大,则非预制节理处颗粒数占模型颗粒总数比重更大且平行黏结数目更多,达到破坏时所需破坏的黏结能更大. 由于刚度参数对于线弹性阶段各预制节理角度模型的黏结能的提升影响不大^[17],线弹性阶段各预制节理角度模型黏结能提升速率较为接近,因此,黏结能峰值应变随着黏结能峰值的增大而增大.

由图 6(b)可知:应变能-应变曲线与黏结能-应变曲线整体变化趋势较为接近;在试样初始加载阶段,应变能随着颗粒法向接触力和切向接触力的增大而增大,因而颗粒体系内部吸收的总输入能主要转

化成应变能; 试样在屈服阶段, 微裂纹成核应变能转化成耗散能, 由于抵偿效应, 减少的颗粒接触数目和增大的接触力对于应变能, 出现能量平稳; 随着试样达到极限强度时, 颗粒接触数目急剧减少, 试样达到破坏失稳状态而失去承载力. 根据不同预制节理角度的应变能-应变曲线可知: 预制节理角度越大, 初始应变能越大, 应变能峰值强度和峰值应变也越大.

由能量追踪理论^[17]可知: 应变能大小主要受颗粒接触数目、接触力大小、刚度大小的影响. 预制节理角度越大, 意味着颗粒内部所包含的接触数目越多, 初始应变能越大, 应变能主要受颗粒接触数目和接触力大小的影响, 应变能峰值大小和峰值应变随着颗粒接触数目的增大而增大.

不同预制节理角度下能量随轴向应变发展曲线, 如图 7 所示.

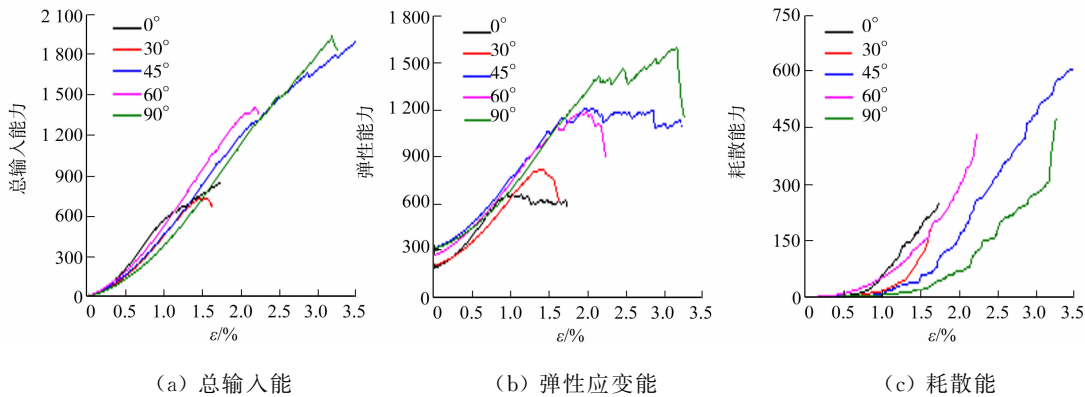


图 7 不同预制节理角度下能量随轴向应变发展过程

Fig. 7 Developments of energy with axial strain under different prefabricated angles

由图 7(a)可知: 在不同预制节理角度下, 总输入能整体变化趋势较为接近. 由能量追踪理论^[17]可知, 总输入能受墙体接触颗粒的影响, 由于墙体数目及关联的颗粒参数皆一致, 因此, 总输入能在各个模型内整体变化趋势差异性不大. 在计算中将弹性应变能定义为黏结能与应变能之和^[17].

由图 7(b)可知: 模型初始弹性应变能不为零, 这主要是因为初始应变能不为零, 而体系未输入能量, 故总输入能起始值为零. 由能量追踪理论^[17]可知: 耗散能受切向接触力影响, 试样加载初期, 颗粒间的滑动位移增量和切向接触力均较小, 所以试样内部耗散能较小, 总输入能主要转化为弹性应变能. 当试样进入弹性变形阶段时, 颗粒体系内部出现微裂纹较少, 颗粒在密实的体系内, 耗散能对于颗粒切向接触力敏感性更高, 耗散能随着切向接触力的提高而缓缓提升, 这一阶段内总输入能的吸收仍然以弹性应变能为主. 随着裂纹成核逐渐增多, 大量的裂纹成核形成裂纹带, 裂纹带的形成带动裂纹带两侧的颗粒滑移运动导致滑动位移增量变大, 耗散能小速率的增长. 当试样从屈服点到峰值强度阶段时, 试样内部颗粒微裂纹大量成核, 弹性应变能的吸收率达到最大值. 在峰后阶段, 弹性应变能随着颗粒破碎滑移大量释放^[18], 裂纹产生之后, 颗粒之间的位移错动明显, 滑动位移增量显著提高, 耗散能主要表现为颗粒间错动产生的摩擦作用, 耗散能增长速率急剧增大直至试样破坏, 其数值与裂纹成核速率成正比.

由图 7(c)可知: 预制节理角度越大, 达到耗散能最大增长速率的轴向应变越大, 能量耗散表现为颗粒在微裂纹间的摩擦作用. 总体来看, 水力耦合作用下, 预制节理岩石弹性阶段内部能量以黏结能、应变能为主体, 而应力突降过程中, 耗散能持续增加, 成为细观能量转移的主体. 预制节理角度对能量的影响规律可总结为: 预制节理角度越大, 弹性应变能峰值强度和峰值应变越大, 耗散能增长更慢, 颗粒间的摩擦为试样提供残余强度.

4 结论

- 1) 当预制节理角度由 0° 增加至 90° 时, 峰值强度逐渐增大, 侧向变形和轴向变形峰值均先增加后减小, 在预制节理角度为 60° 时取得最大值, 侧向变形峰值应变约为 1.1% , 轴向变形峰值应变约为 2.2% .
- 2) 平行黏结破碎起始于预制节理形成微裂纹, 节理弱面由于应力集中会将微裂纹成核效果放大, 进而扩展发育形成贯穿节理面.
- 3) 黏结能峰值和应变能峰值均与预制节理角度成正比, 黏结强度峰值应变和应变能峰值应变与预

制节理角度成反比,初始应变能随着预制节理角度的增大而增大.

4) 在试样处于线弹性变形阶段时,总输入能主要转化为弹性应变能.当试样从屈服点到峰值强度阶段时,弹性应变能吸收率达到最大值.随着试样进入峰后阶段,总输入能主要转化为耗散能.耗散能主要表现为摩擦作用,整个加载过程中弹性应变能吸收率最大.

参考文献:

[1] BROWN E T, OLIVEIRA D A F, INDRARATNA B. A shear-displacement criterion for soil-infilled rock discontinuities[J]. Géotechnique, 2010, 60(8): 623-633. DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2014.04.011.

[2] 李树忱, 汪雷, 李术才, 等. 不同倾角贯穿节理类岩石试件峰后变形破坏试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊 2): 3391-3395.

[3] 刘欣宇, 刘爱华, 李夕兵. 充填柱状节理类岩石材料的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(4): 772-777. DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2014.04.011

[4] 俞缙, 李宏, 陈旭, 等. 渗透压-应力耦合作用下砂岩渗透率与变形关联性三轴试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(6): 1203-1213. DOI: 10.3969/j.issn.1000-6915.2013.06.014.

[5] 俞缙, 李宏, 陈旭, 等. 砂岩卸围压变形过程中渗透特性与声发射试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(1): 69-79. DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2014.01.007.

[6] 徐亮, 林从谋, 张在晨, 等. 节理岩体剪切强度的计算方法及其应用[J]. 华侨大学学报(自然科学版), 2013, 34(5): 570-575. DOI: 10.11830/ISSN.1000-5013.2013.05.0570.

[7] 赵恺, 王环玲, 徐卫亚, 等. 贯通充填裂隙类岩石渗流特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(6): 1130-1136. DOI: 10.11779/CJGE201706020.

[8] 高朋杰. 节理岩石透水机理的试验研究[D]. 西安: 西安科技大学, 2008.

[9] 王刚, 王锐, 武猛猛, 等. 渗透压: 应力耦合作用下煤体常规三轴试验的颗粒流模拟[J]. 岩土力学, 2016(增刊 1): 537-546. DOI: 10.16285/j.rsm.2016.S1.070.

[10] 杨艳, 周伟, 常晓林, 等. 高心墙堆石坝心墙水力劈裂的颗粒流模拟[J]. 岩土力学, 2012, 33(8): 2513-2520. DOI: 10.16285/j.rsm.2012.08.032.

[11] 陈子全, 李天斌, 陈国庆, 等. 水力耦合作用下的砂岩声发射特性试验研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(10): 2815-2822. DOI: 10.16285/j.rsm.2014.10.008.

[12] CUNDALL P A. Itasca consulting group Inc PFC^{2D} users manual[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc, 2004.

[13] SHIMIZU H, MURATA S, ISHIDA T. The distinct element analysis for hydraulic fracturing in hard rock considering fluid viscosity and particle size distribution[J]. Journal of Mmij, 2011, 48(5): 712-727. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2011.04.013.

[14] 崔铁军, 马云东, 王来贵. 顺层或逆层岩质急倾斜边坡坡角的确定[J]. 安全与环境学报, 2017, 17(2): 477-482. DOI: 10.13637/j.issn.1009-6094.2017.02.016.

[15] 张学朋, 王刚, 蒋宇静, 等. 基于颗粒离散元模型的花岗岩压缩试验模拟研究[J]. 岩土力学, 2014(增刊 1): 99-105.

[16] 周博, 汪华斌, 赵文锋, 等. 黏性材料细观与宏观力学参数相关性研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(10): 3171-3178. DOI: 10.16285/j.rsm.2014.s1.009.

[17] CUNDALL P A. Theory and background for PFC^{2D}[M]. Minneapolis: Itasca Conslutng Group Inc, 2000.

[18] 谢和平, 鞠杨, 黎立云. 基于能量耗散与释放原理的岩石强度与整体破坏准则[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(17): 3003-3010. DOI: 10.3321/j.issn:1000-6915.2005.17.001

(责任编辑: 陈志贤 英文审校: 方德平)