

DOI: 10.11779/CJGE201808005

# 堆石料加载与流变过程中塑性应变方向研究

傅中志<sup>1,2</sup>, 陈生水<sup>1,2</sup>, 张意江<sup>1</sup>, 石北啸<sup>1</sup>

(1. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024; 2. 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室, 江苏 南京 210024)

**摘要:** 确定塑性应变增量方向是建立土体弹塑性本构模型的核心之一, 弹塑性理论中通常假定塑性应变增量方向仅与应力状态有关, 与应力增量无关。流变试验是一种应力状态恒定的特殊试验, 应力增量为零, 所有应变均为塑性变形。研究流变过程中塑性应变方向与应力状态的关系及其与加载过程中塑性应变方向的差异, 对于建立土体弹塑性本构模型具有重要价值。通过对某抽水蓄能电站筑坝堆石料的大型三轴压缩试验和三轴流变试验, 分别研究了加载和流变过程中剪胀比与应力比之间的关系。结果表明, 三轴压缩和三轴流变过程中, 堆石料的剪胀比均随着应力比的增加而减小, 且相同三轴压缩应力状态下, 堆石料的流变剪胀比明显大于加载剪胀比, 即流变过程中堆石料剪缩性比三轴压缩过程中的剪缩性更为强烈。因此, 采用相同的塑性势函数同时确定加载塑性应变方向和流变黏塑性应变方向是不恰当的, 建立考虑堆石料流变的弹塑性模型时应该选用不同的应力剪胀方程或塑性势函数。

**关键词:** 堆石料; 流变; 弹塑性理论; 应力剪胀方程

中图分类号: TU47 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)08-1405-10

**作者简介:** 傅中志(1984-), 男, 江苏南京人, 博士, 高级工程师, 主要从事岩土力学与土石坝工程方面的科学研究与技术咨询工作。E-mail: fu\_zhongzhi@yahoo.com。

## Plastic strain directions of rockfill materials during loading and creeping

FU Zhong-zhi<sup>1,2</sup>, CHEN Sheng-shui<sup>1,2</sup>, ZHANG Yi-jiang<sup>1</sup>, SHI Bei-xiao<sup>1</sup>

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. Key Laboratory of Failure

Mechanism and Safety Control Techniques of Earth-Rock Dams, Ministry of Water Resources, Nanjing 210024, China)

**Abstract:** The determination of the incremental plastic strain direction (IPSD) is one of the kernels in elastoplastic constitutive models. It is generally assumed that the IPSD depends only on the stress states and is not influenced by the stress increments. A creep test is a special experiment that the stress state is kept constant without increment and the strains are purely plastic. Studying the dependence of the IPSD during creeping upon the stress states and its difference from that during loading may offer valuable reference to constitutive modeling. In this study, large-scale triaxial compression experiments and triaxial creep experiments are conducted on a typical rockfill material used in a pumped storage power station. The relationships between the dilatancy ratio and the stress ratio during both loading and creeping are investigated, respectively. It is found that in both kinds of experiments the dilatancy ratio decreases nonlinearly when the stress ratio increases, and the positive dilatancy ratio during creeping is considerably higher than that during loading under the same stress state. That is to say, the shear volume contraction behavior is much more evident during creeping than that during loading. Therefore, it is irrational to use the same potential function to determine the IPSDs during both loading and creeping. Different stress dilatancy equations or different plastic potential functions are required in establishing constitutive models considering the creep behavior of rockfill materials.

**Key words:** rockfill material; creep; elastoplasticity theory; stress dilatancy equation

## 0 引言

堆石坝的工后变形常持续数年之久<sup>[1-3]</sup>, 国内外学者普遍认为这一现象与筑坝粗颗粒材料在高接触应力与变化环境下的颗粒破碎有关<sup>[4-6]</sup>。过量的后期变形, 尤其是不均匀变形可能造成防渗系统损伤, 并给大坝安全带来潜在危险<sup>[7-8]</sup>, 故合理预测堆石体可能产生的长期变形及其对防渗系统工作性态的影响尤为重要。

早期研究工作主要通过总结现场变形监测资料, 建立坝顶沉降量与坝高等因素之间的经验关系<sup>[1-2]</sup>。但土石坝工程筑坝材料、地形与地质条件、运行服役环境等

基金项目: 国家重点研发计划重点专项项目(2017YFC0404800); 国家自然科学基金项目(51379130, 51539006); 水利行业公益性专项经费项目(201501035)

收稿日期: 2017-07-16

因素均具有独一无二性, 故该类经验模型的适用性通常并不广泛。

随着试验技术与计算方法的发展, 许多学者试图在试验结果基础上, 建立能够适当反映堆石料流变量与流变机理的本构模型, 并用于大坝长期变形预测分析<sup>[5-6]</sup>。程展林等运用大型流变仪对水布垭面板堆石坝筑坝灰岩料开展了系统的流变试验, 提出了轴向流变量与体积流变量与应力状态的经验关系<sup>[9]</sup>, 该模型被 Zhou 等用于水布垭面板坝长期变形计算分析<sup>[10-11]</sup>。Zhang 等开展了加载与流变之间耦合效应的试验研究<sup>[7]</sup>, 发现恒定应力状态下堆石体产生的流变能够导致材料塑性硬化, 表现为恒定应力状态下屈服面的对外扩张。堆石料经历过流变后, 再加载的初始阶段仅产生弹性变形, 直至应力状态重新达到屈服面, 其后继续加载方能产生新的塑性变形。流变产生硬化效应的现象在砂土中同样存在, Lade 等<sup>[12]</sup>、Karimpour 等<sup>[13]</sup>、Augustessen 等<sup>[14]</sup>认为流变过程中, 砂土颗粒排列与相互咬合状态不断调整, 导致屈服面对外扩张, 再加载过程中必须克服这一结构效应, 才能产生新的塑性变形。

Lade 等在针对多种不同砂土开展的流变试验中还发现, 流变阶段砂土的体变曲线与加载试验得到的体变曲线基本重合, 因此, 流变产生的塑性应变增量方向与加载产生的塑性应变增量方向一致, 故可以用统一的塑性势函数确定加载与流变过程中塑性应变增量的方向<sup>[12-14]</sup>。但是, 该结论对于珊瑚砂之类的易碎颗粒料并不成立<sup>[15]</sup>, 珊瑚砂流变过程中剪缩性明显比加载过程中剪缩性要强。

爆破开挖的堆石料棱角分明, 且内部含有大量微裂隙, 加载与流变过程中极易发生颗粒表面磨损或整体贯穿性破碎<sup>[4, 16-17]</sup>, 故与珊瑚砂类似, 可以推断堆石料流变过程中的塑性流变方向与加载过程中不尽一致, 这是在建立流变本构模型时必须研究的基本问题。本文对某抽水蓄能电站筑坝堆石料开展了大型三轴试验与大型流变试验, 分别研究了加载过程中堆石料的应力剪胀方程及其在流变过程中的黏塑性流动方向。文中应力、应变均以压为正, 所有应力均为有效应力。

## 1 试验设备和材料

### 1.1 试验设备

三轴压缩和流变试验均在南京水利科学研究院筑坝材料试验中心研制的堆石料大型劣化试验系统上开展<sup>[18]</sup>, 允许的试样最大直径为 30 cm。该劣化试验设备采用伺服电机带动 4 根滚珠丝杠进行轴向加载, 轴向荷载控制精度为 0.05 kN; 围压通过高精度伺服电机

进行自动控制, 控制精度 0.1 kPa。轴向位移和体变分别通过位移计以及试样排(吸)水量测计, 量测精度分别为 0.001 mm 和 0.1 mL。该系统还配备了水温控制单元, 可以通过试样孔隙水温控制研究温度变化对堆石料强度变形特性的影响<sup>[18]</sup>。

### 1.2 试验材料

试验堆石料为某抽水蓄能电站主要筑坝材料, 岩性为弱风化晶屑凝灰岩、安山斑岩及花岗斑岩等中硬岩, 颗粒相对密度为 2.71。图 1 给出了现场实际检测的堆石料级配范围以及试验模拟级配, 缩尺后材料的最大和最小干密度分别为 2.22, 1.61 g/cm<sup>3</sup>; 试验模拟密度值为 2.21 g/cm<sup>3</sup>。

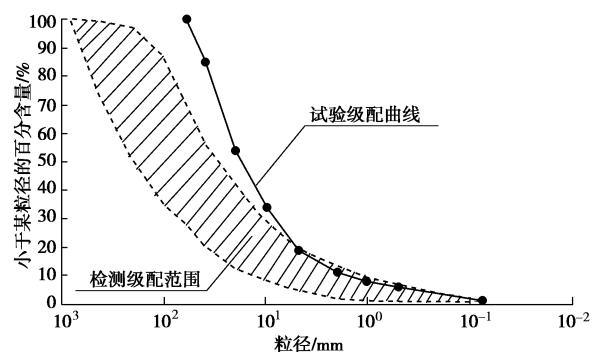


图 1 堆石料检测级配与试验级配

Fig. 1 Measured and modeled grain-size distributions

## 2 试验方案

### 2.1 三轴压缩试验

将自然风干状态的堆石料按粒径范围筛分成 6 组, 即 60~40, 40~20, 20~10, 10~5, 5~1, 1~0 mm。根据试样尺寸(直径为 30 cm, 高度为 70 cm)、试验干密度以及模拟级配从各粒组中称取适量的堆石料, 分成 5 等份并混合均匀。将透水板放在试样底座上, 打开进水阀, 使试样底座透水板充水至无气泡溢出, 关闭阀门。在底座上扎好橡皮膜, 安装成型筒, 将橡皮膜外翻在成型筒上, 在成型筒外抽气, 使橡皮膜紧贴成型筒内壁。装入每一层试样料后, 均匀拂平表面, 用振动器进行振实, 振动器底板静压为 14 kPa, 振动频率为 40 Hz, 电机功率为 1.2 kW, 根据试验干密度大小控制振动时间。试样全部装入成型筒内后, 整平表面, 加上透水板和试样帽, 扎紧橡皮膜, 去掉成型筒, 安装压力室, 开压力室排气孔, 向压力室注满水后, 关闭排气孔。按要求施加至试验要求围压, 待试样固结完成后, 使试样保持排水条件, 进行固结排水剪切试验, 剪切速率为 2.0 mm/min, 直至试样破坏或试样轴向应变达到 15%。记录各级围压下峰值偏应力  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ , 以便确定流变试验的偏应力条件。本

次试验围压共分4级, 即 $\sigma_3=0.6, 1.2, 1.8, 2.4$  MPa。为将塑性应变从总应变中分离, 各级围压下均进行一次轴向卸载和再加载, 便于研究堆石料的弹性性质。

## 2.2 三轴流变试验

流变试验制样方法与三轴压缩试验相同, 采用的围压与三轴压缩试验保持一致, 每一级围压下开展4种不同应力水平的流变试验, 即 $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)_f = 0.0, 0.2, 0.4, 0.8$ 。加载阶段采用应变控制, 当轴向应力达到预设的应力水平时, 切换成应力控制, 通过伺服电机系统保持围压与轴向应力恒定, 测计流变过程中轴向位移以及试样排(吸)水量, 直至每24 h轴向应变增量小于 $5 \times 10^{-5}$ 或者24 h轴向应变增量与总轴向应变之比小于1%。

## 3 三轴压缩试验结果

### 3.1 应力应变特性

图2是堆石料轴向加(卸)载过程中偏应力和体积应变的变化规律, 随着围压增长, 堆石料的峰值偏应力明显增加, 压缩体变也更为强烈。卸载与再加载过程中, 偏应力与轴向应变基本呈线性关系, 呈现出线弹性性质。但从图2(b)中可以看出, 卸载过程中, 堆石料出现少量的体积收缩, 属塑性应变<sup>[19]</sup>。可见, 即使是简单应力状态下的加卸载过程, 堆石料仍然呈现出极为复杂的弹塑性变形特性。

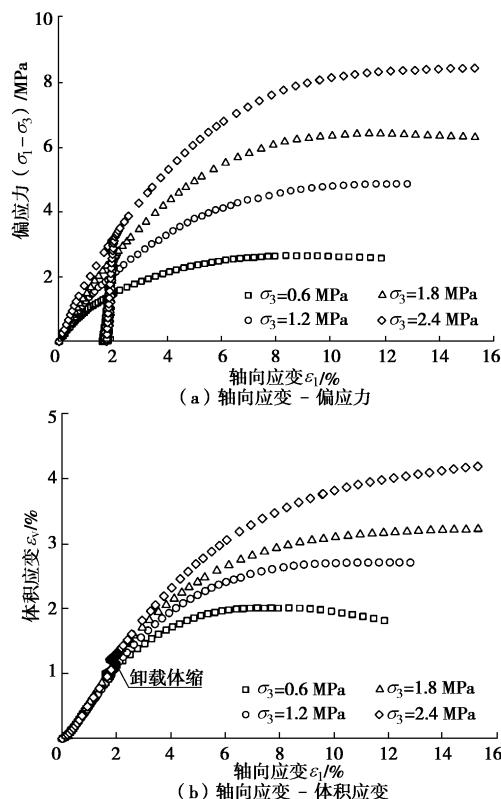


图2 试验堆石料的应力应变关系曲线

Fig. 2 Stress-strain curves of test rockfill

尽管堆石料初始干密度已接近材料最大干密度, 但三轴压缩试验中峰后软化现象以及剪胀特性均不明显, 除围压0.6 MPa条件下出现少量剪胀外, 其余围压下试样均未出现剪胀。砂土试验结果表明, 峰后软化现象常与剪切带的形成和扩展相关, 剪切带充分扩展后, 试样的偏应力曲线和体变曲线渐趋水平, 剪切带中土体达到临界状态<sup>[20-22]</sup>。本文所述试验中, 当试验结束并拆除压力室后, 所有试样均表现为径向膨胀, 未出现明显的剪切带。

图3中绘制了卸载试验得到的平均卸载模量与围压的关系, 其中平均卸载模量系由偏应力卸载幅度除以该过程中轴向应变回弹量计算所得。随着围压增加, 平均卸载模量增大, 数值如图3中所列。以往试验研究表明, 堆石料平均卸载模量主要与围压有关, 卸载时偏应力水平的影响较小<sup>[19, 23]</sup>。后文中将该平均卸载模量作为各级围压下的弹性模量对待, 用以计算弹性应变和塑性应变分量。此外, 为从体积应变中分离出塑性部分, 进一步假定弹性泊松比 $\nu = 0.3$ 。

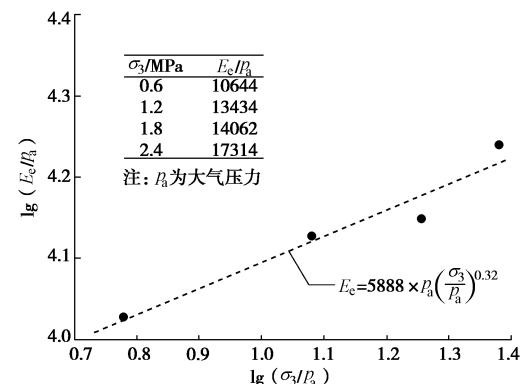


图3 试验堆石料弹性模量与围压的关系

Fig. 3 Variation of elastic modulus with confining stress

### 3.2 应力剪胀方程

应力剪胀方程是建立土体本构模型的核心之一, 通常可以运用应力剪胀方程以及所谓正交条件, 通过积分得到应力空间的塑性势函数<sup>[24]</sup>。如正常固结黏土的剑桥模型和修正剑桥模型中, 分别采用了下述线性关系式:

$$d = M_c - \eta \quad , \quad (1)$$

和非线性关系式:

$$d = \frac{M_c^2 - \eta^2}{2\eta} \quad . \quad (2)$$

式中  $d = d\epsilon_v^p / d\epsilon_s^p$  为剪胀比, 即塑性体应变增量( $d\epsilon_v^p$ )与塑性剪应变增量( $d\epsilon_s^p$ )之比, 加载时若 $d$ 为正值, 则表示试样塑性体积收缩, 反之则表示塑性体积膨胀;  $\eta = q/p$  为应力比, 即广义剪应力( $q$ )与平均有效应力( $p$ )之比;  $M_c$  为剪胀比趋于零时的应

力比, 可根据临界状态时的应力分量确定<sup>[24]</sup>。对于堆石料,  $M_c$  亦可运用排水剪试验中体变由缩转胀时的应力状态确定<sup>[19]</sup>。由于本文三轴压缩试验中, 体变尚未稳定(图 2), 试样未达到理想的临界状态, 故参数  $M_c$  值通过第二种方式确定, 并称其为临胀应力比。

将图 2 中应变数据进行弹塑性分解后, 分析了剪胀比与应力比之间的关系, 如图 4 所示。由于卸载和再加载过程中轴向应变大体为弹性, 故该阶段数据未涵盖在内, 仅分析了初始加载部分以及再加载过程偏应力超过历史最大值后的部分。从图 4 中可以看出, 应力比低于 0.8 时, 应力剪胀数据相对较为离散, 但应力比超过该值后, 所有数据点集中在一窄带内, 呈现出良好的规律性。低应力水平时应力剪胀数据的离散现象在砂土中同样存在<sup>[25-27]</sup>, Been 等认为这可能是受初始内部组构的影响所致<sup>[27]</sup>。从图 4 中还可以看出, 式(1)、(2) 在应力水平较高时 ( $\eta > 1.4$ ), 均低估了试样的剪胀比(实为体缩); 而在低应力水平时 ( $\eta < 0.4$ ), 试样的剪胀比则明显被高估, 特别是当围压为 2.4 MPa 时, 式(1)、(2) 预测曲线与实验值的偏差尤为明显。可见, 剑桥模型中线性应力剪胀方程和修正剑桥模型中非线性应力剪胀方程均不能很好地描述堆石料的剪胀特性。

经尝试不同函数形式, 笔者发现下述 4 次幂函数可以较好地反映试样剪胀比及其应力比之间的关系:

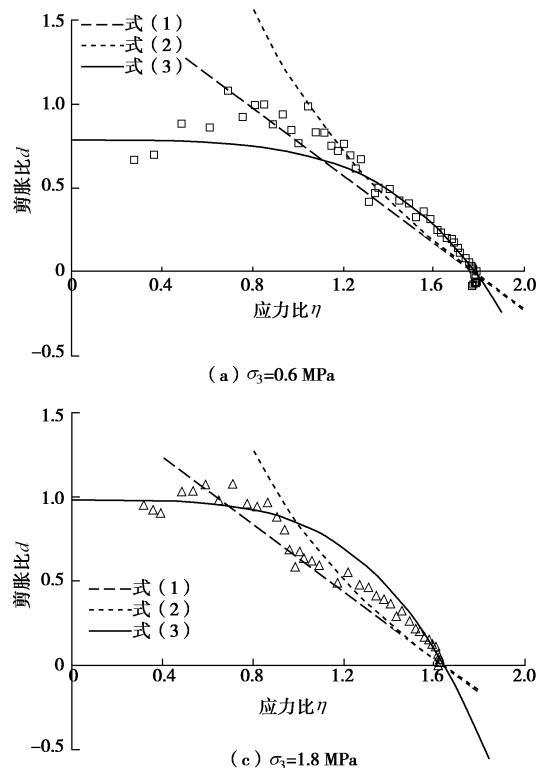


图 4 三轴剪切过程中剪胀比与应力比的关系

Fig. 4 Relationship between dilatancy ratio and stress ratio during triaxial shearing

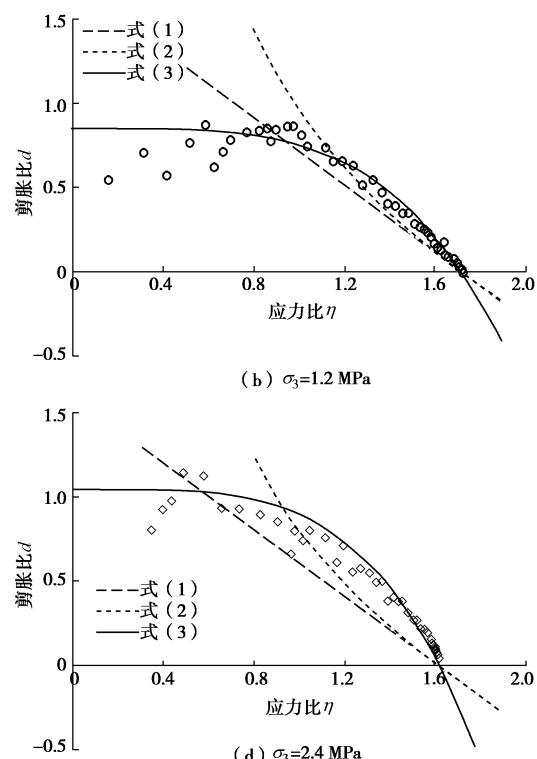
$$d = d_0 \left[ 1 - \left( \frac{\eta}{M_c} \right)^4 \right] , \quad (3)$$

式中,  $d_0$  为初始剪胀比 ( $\eta = 0$ ), 即函数曲线在图 4 纵坐标上的截距。与式(1)、(2) 相比, 式(3) 通过增加一个初始剪胀比参数, 达到了控制低应力比时剪胀性的目的, 如图 4 所示。实际上, 三轴压缩试验中, 堆石料的剪胀比可以表示为

$$d = \frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_s^p} = \frac{3}{2} \frac{d\epsilon_1^p + 2d\epsilon_3^p}{d\epsilon_1^p - d\epsilon_3^p} = \frac{3(1-2\nu^p)}{2(1+\nu^p)} , \quad (4)$$

式中,  $\nu^p = -d\epsilon_3^p / d\epsilon_1^p$  可以理解为塑性泊松比, 围压恒定条件下, 轴向加载使侧向发生塑性膨胀, 故  $\nu^p > 0$ , 因此, 剪胀比不可能超过 1.5。但是, 式(1)、(2) 均不能保证该物理条件不被违反。

图 5 中显示了初始剪胀比  $d_0$  以及临胀应力比  $M_c$  与围压  $\sigma_3$  的关系, 初始剪胀比随着围压的增加而增加, 表明围压越大, 初始体缩越强烈, 但  $d_0$  值均未超过 1.5。实际上, 围压增加对初始剪胀比具有双重影响: 首先, 围压增加导致颗粒间接触应力增加, 在剪切过程中可能出现更强烈的颗粒表面磨损或整体性破裂, 从而使初始剪胀比增加; 其次, 围压增加意味着剪切开始前试样处于更加密实的状态, 颗粒平均接触点数更大, 该效应有降低平均接触应力、减小试样体缩空间, 从而降低初始剪胀比的作用。图 5(a) 中呈现的



趋势表明, 上述第一种效应更为突出。

图5(b)中临胀应力比随着围压增加而减小, 该结果与以往堆石料试验结果吻合<sup>[19, 28]</sup>。Xiao等<sup>[28]</sup>针对两河口心墙坝堆石料开展真三轴试验后发现, 在不同的中主应力水平下, 临胀摩擦角均随着小主应力增加而降低, 故临胀应力比亦随着小主应力增加而降低。

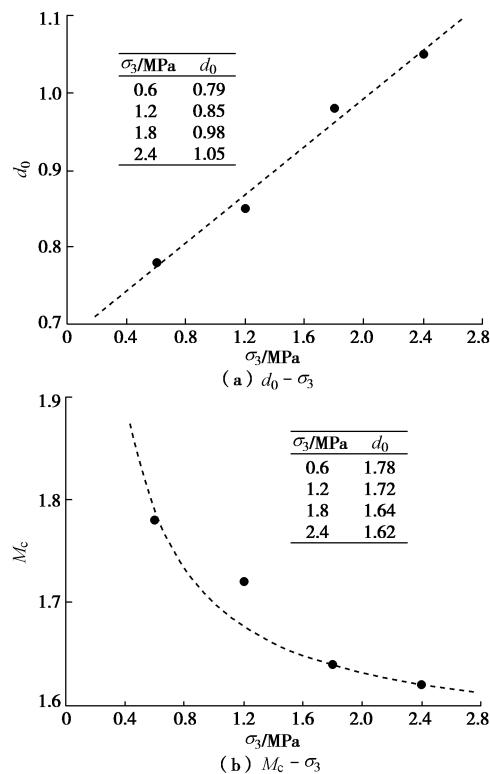


图5 初始剪胀比和临胀应力比与围压的关系

Fig. 5 Relationship among initial dilatancy ratio, constant volume stress ratio and confining pressure

## 4 三轴流变试验结果

### 4.1 三轴流变路径

流变试验过程中, 试样的径向应力和轴向应力均保持不变, 故整个流变过程中不会产生弹性变形, 所有应变均可视为塑性变形, 且该塑性变形发展与时间有关, 故本文中称其为黏塑性应变。注意, 流变试验中试样在轴向压缩的同时会出现径向膨胀, 导致横截面面积增加, 轴向应力减小。严格地保持轴向应力不变需要根据实测的轴向应变和体积应变, 不断调整轴向荷载输出<sup>[13]</sup>。但即便采用此类控制措施, 因端部条件限制, 试样径向膨胀量沿其高度分布并不均匀, 故轴向应力也是不均匀的, 所谓的应力控制对于提升试验结果可靠性的作用可能是有限的。本文试验所用设备中未设此类应变反馈和轴力控制系统, 假定因试样

径向膨胀导致的应力降低是可以忽略的。

图6中虚线是三轴压缩试验的应力应变曲线和体变曲线, 实线乃是三轴流变试验轴向荷载增加至预定应力水平后, 轴向流变和体积流变的路径。为清晰起见, 三轴压缩试验卸载和再加载阶段的试验数据及流变试验加载阶段的试验数据未包含在该图中。可以看出3个特点: ①相同的围压条件下, 应力水平越高, 轴向流变量越大, 该规律与以往经验相符<sup>[7, 9]</sup>; ②相同应力状态下, 流变导致的体积应变路径与加载产生的体积应变路径是不一致的, 流变过程中体积应变呈现出的剪缩性比加载阶段更为明显; ③轴向流变和体积流变量并非严格地等比例增加, 也就是说流变过程中应变方向是不断演化的。

图7, 8中绘制了2种典型围压、4种不同应力水平条件下流变过程中体积应变与剪切应变的关系。应力水平为零时, 仅有体变积累, 剪切应变基本为零, 这表明施加围压后试样没有明显的各向异性。Kuwano等在对砂土进行的流变试验中发现, 即使在等向应力状态下, 亦会出现少量的负值剪切应变, 并将其归因为试样的劲度各向异性<sup>[29]</sup>。偏应力状态下, 试样的流变路径较为复杂, 如图7(b)~(d)中, 初始阶段应变方向不断变化, 但流变后期体积应变和剪切应变大体上呈线性关系, 等比例增加; 图8(c)中呈现出相似的规律。但该规律不具有普遍性, 如图8(b)中, 剪切应变达到0.15%左右时, 基本保持不变或略有减小, 但体积应变持续增加。

流变路径的复杂形态目前还很难解释, 但可以明确的是, 流变过程中应变的方向不是始终不变的。也就是说, 黏塑性流动方向不仅与应力状态有关, 可能还与内部组构的演化有关。此外, 流变路径呈现出的复杂形态可能还与尺度效应有关。本文在对原型堆石料进行缩尺时, 最大粒径为试样直径的1/5, 该标准最初是针对强度试验提出的<sup>[30-31]</sup>, 对于流变试验可能并不适用, 原因在于堆石料强度试验时, 剪切应变足够大, 试样初始组构的影响在达到峰值应力时已并不显著; 但流变试验中剪切应变量值相对于加载试验而言小很多(图6), 流变过程中对内部组构的改变很不显著, 当试样直径仅比最大颗粒粒径大5倍时, 初始组构及其演化的影响更加显著。近年来运用日益广泛的细观数值方法<sup>[32-33]</sup>, 能够从细观尺度上揭示内部组构演化对流变路径的影响, 验证上述解释的合理性。

### 4.2 流变剪胀方程

流变过程中应变方向的持续演化给本构模型研究带来了困难, 王占军等在建立考虑堆石料流变的黏弹性本构模型时假定流变过程中体积应变与轴向应变

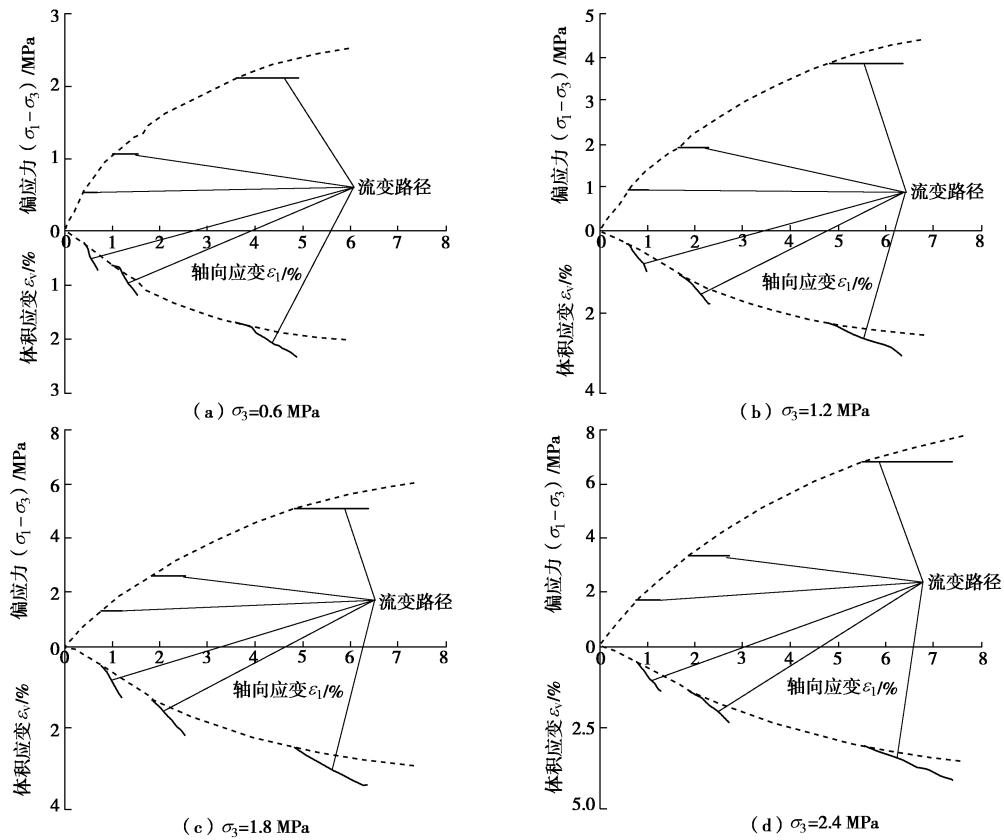


图 6 三轴流变试验中的流变路径

Fig. 6 Creep paths during triaxial creeping experiments

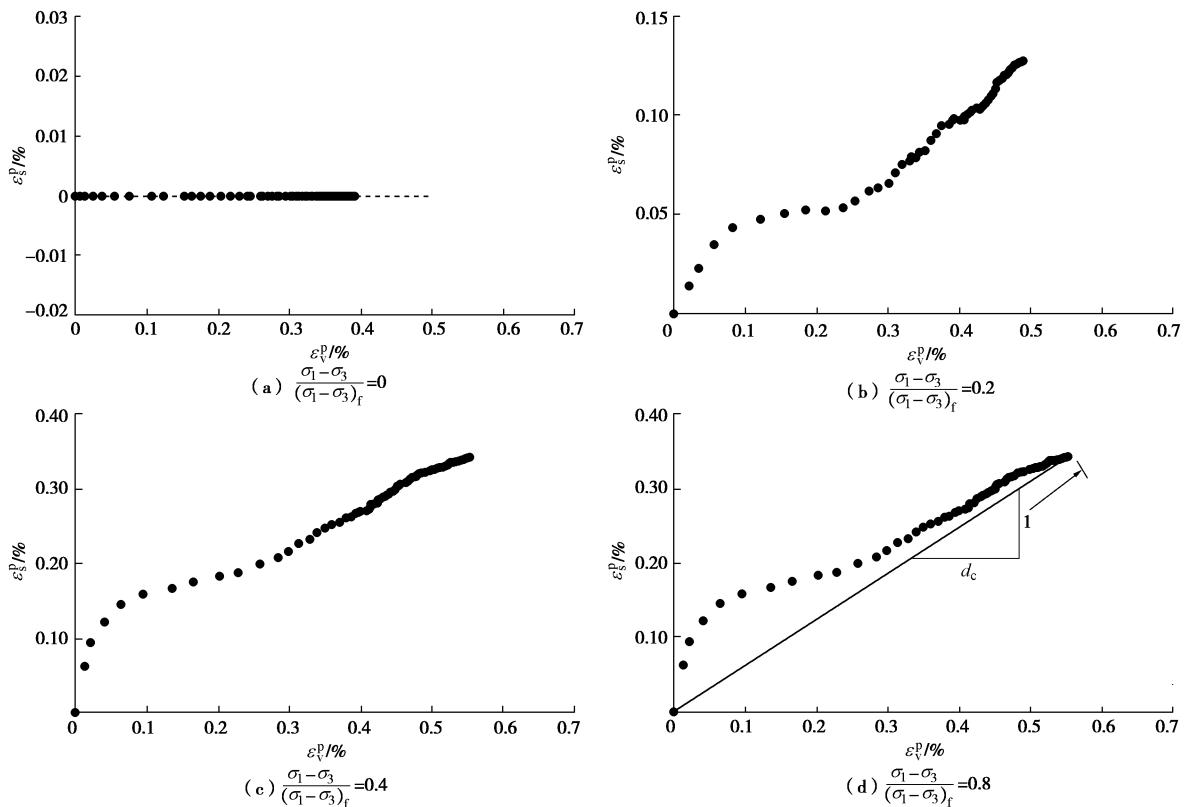


图 7 围压为 0.6 MPa 时流变试验得到的应变路径

Fig. 7 Strain paths obtained from creep tests under confining pressure of 0.6 MPa

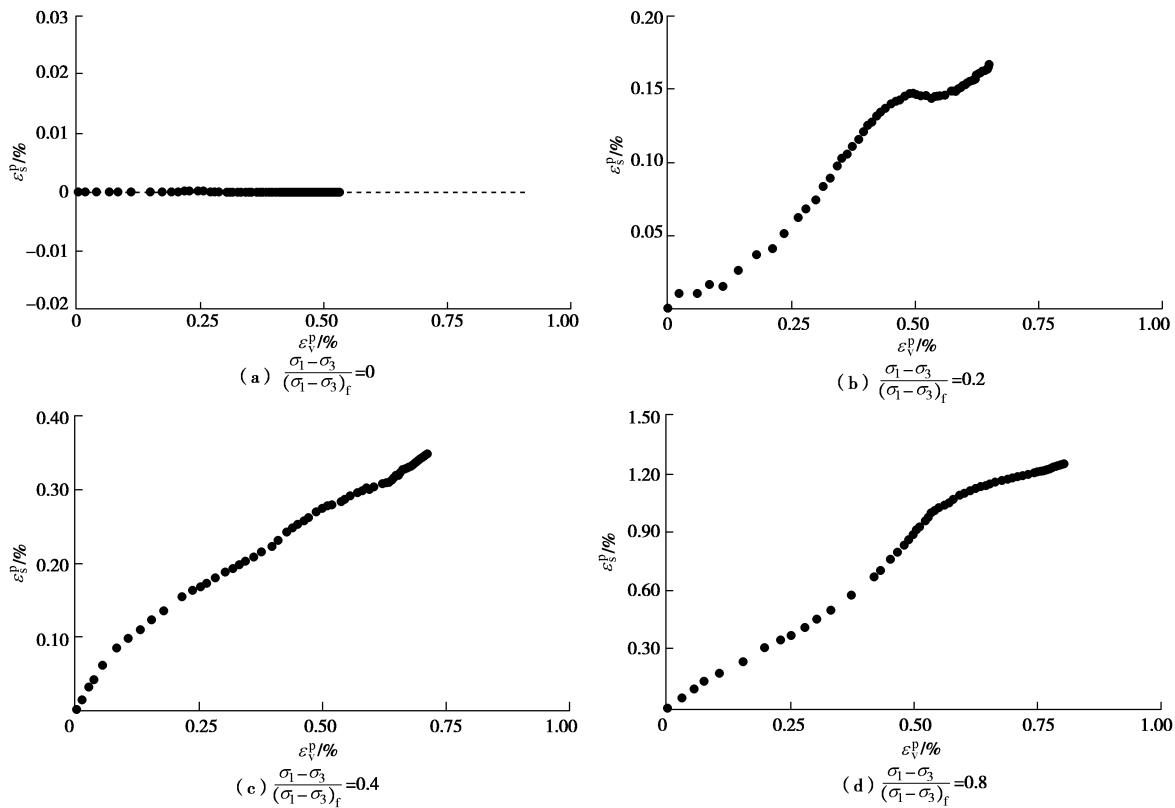


图 8 围压为 1.2 MPa 时流变试验得到的应变路径

Fig. 8 Strain paths obtained from creep tests under confining pressure of 1.2 MPa

呈线性关系，并在试验资料基础上构造了一个双曲线型流动准则<sup>[34]</sup>。类似地，本文定义流变剪胀比  $d_c$  如下：

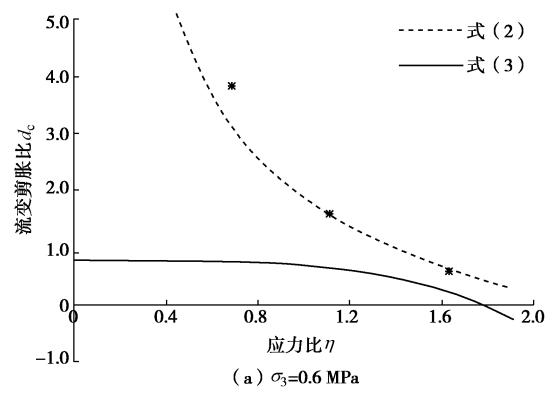
$$d_c = \frac{\varepsilon_v^f}{\varepsilon_s^f} \quad , \quad (5)$$

式中， $\varepsilon_v^f$  和  $\varepsilon_s^f$  分别为流变结束时的体积应变和剪切应变量。假定流变剪胀比只与应力状态有关，并建立其与应力比之间的关系，可使流变模拟得到简化，其本质是忽略流变路径的具体形态，通过一直线逼近其最终状态，如图 7 (d) 所示。

图 9 中星形数据点显示了不同围压下流变剪胀比与应力比之间的关系，其中应力水平为零时，流变剪胀比趋于无穷大，超出纵坐标范围，故未予采纳。图 4 中所述的幂函数型应力剪胀方程亦绘于图 9 中，以便于比较。随着应力比增加，流变剪胀比逐渐减小，但不同应力比时的数据点始终位于式 (3) 所模拟的加载应力剪胀方程线之上，表明流变过程堆石料的剪缩性显著高于加载过程，尤其是应力水平较低时，两者之间差距更为明显。因此，确定堆石料加载过程塑性应变方向的塑性势函数不能用来确定其流变过程中黏塑性应变的方向。

考虑到应力比为零时，流变剪胀比无穷大，以及图 9 中数据点呈现出的非线性规律，可采用式 (2) 模

拟流变剪胀比与应力比之间的关系，如图 9 中虚线所示。注意，此时的临胀应力比与加载过程中的临胀应力比是不同的，记为  $M'_c$ ，其物理意义是流变过程仅产生剪切应变，不产生体积应变时的应力比值；几何上可通过式 (2) 在横坐标上的截距确定。从图 9 中可以看出， $M'_c > M_c$ 。也就是说，三轴试验中若某试样应力比大于  $M_c$ ，而小于  $M'_c$ ，继续加载试样将出现剪胀，但恒载流变试样将出现剪缩。若试样的峰值应力比亦小于  $M'_c$ ，则无论何种应力水平下开展流变试验，试样均将出现剪缩。Lade 等在珊瑚砂流变试验基础上建议，确定珊瑚砂流变应变方向的塑性势函数应在所有应力点处均产生剪缩<sup>[15]</sup>。



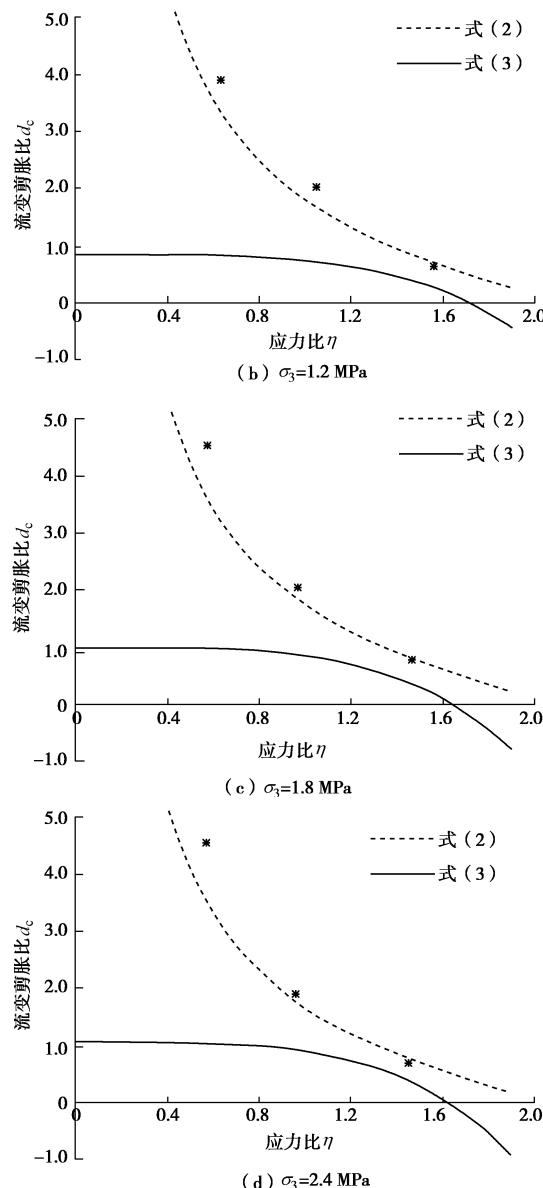


图 9 流变剪胀比与应力比之间的关系

Fig. 9 Relationship between creep dilatancy ratio and stress ratio

图 10 中进一步绘制了流变试验中临胀应力比  $M'_c$  与围压的关系, 与加载过程的临胀应力比类似,  $M'_c$  的值随着围压的增加而降低, 但降低幅度略小于  $M_c$ , 其

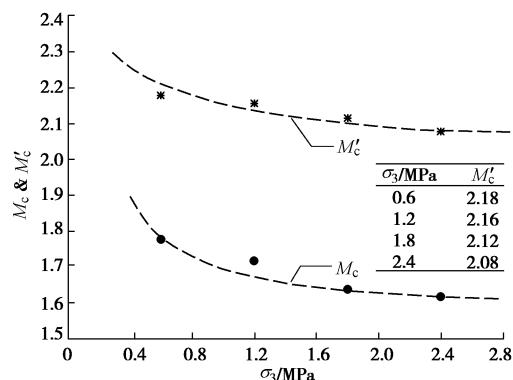


图 10 流变的临胀应力比与围压的关系

Fig. 10 Relationship between constant volume stress ratio and confining pressure during creeping

数值亦列于图 10 中。对比图 5, 10 中所列临胀应力比值可以看出,  $M'_c \approx (1.2 \sim 1.3)M_c$ 。在缺乏堆石料详尽的流变试验时, 可取  $M'_c = 1.25M_c$ , 从而确定流变过程的黏塑性流动方向。

## 5 结 论

通过对某抽水蓄能电站筑坝堆石料 4 种不同围压下的大型三轴压缩试验和三轴流变试验, 研究了其加载和流变过程中剪胀比与应力比之间的关系, 得出以下结论:

(1) 堆石料加载和流变过程中, 剪胀比均随着应力比的增加而降低, 剑桥模型中线性应力剪胀方程以及修正剑桥模型中非线性应力剪胀方程均不能合理描述堆石料加载过程中剪胀比随应力比的变化规律。本文提出的幂函数型应力剪胀方程可以较好地模拟实验结果; 修正剑桥模型中非线性应力剪胀方程可以较好地模拟流变过程剪胀比随应力比的变化规律。

(2) 相同应力状态下, 堆石料三轴流变的应变路径 ( $\varepsilon_1 - \varepsilon_v$  曲线) 与三轴压缩的应变路径有明显差异; 在应力比与剪胀比平面上, 流变剪胀比始终高于加载阶段应力剪胀方程线。可见, 流变过程中堆石料的剪缩性比三轴压缩试验中的剪缩性更为强烈。因此, 描述堆石料加载应变方向和流变应变方向应该采用不同的塑性势函数。

(3) 堆石料流变过程中塑性应变增量方向不断变化, 规律性不明显, 因此堆石料塑性应变增量方向不仅与应力状态有关, 可能还与试样内部组构的不断演化有关。此外, 流变路径呈现出的复杂形态表明, 现行缩尺方法 (即试样直径是试样最大粒径的 5~6 倍) 对于流变试验可能不适用, 堆石料流变试验的缩尺方法尚需深入研究。

## 参 考 文 献:

- [1] CLEMENTS R P. Post-construction deformation of rockfill dams[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1984, **110**(7): 821~840.
- [2] DASCAL O. Post-construction deformation of rockfill dams[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1987, **113**(1): 46~59.
- [3] FU Z Z, WANG T B, CHEN S S. Field settlement observations made on four concrete face rockfill dams[C]// Proc 4th Int Conf on Civil Engineering and Urban Programming. LIU Y M, FU D, TONG Z X, et al, eds. London: Taylor & Francis, 2016: 589~595.
- [4] CHARLES J A, WATTS K S. The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill[J].

- Géotechnique, 1980, **30**(4): 353 – 367.
- [5] BAUER E, FU Z Z, LIU S H. Hypoplastic constitutive modelling of wetting deformation of weathered rockfill materials[J]. Front Archit Civ Eng China, 2010, **4**(1): 78 – 91.
- [6] OLDECOP L A, ALONSO E E. Theoretical investigation of the time-dependent behaviour of rockfill[J]. Géotechnique, 2007, **57**(3): 289 – 301.
- [7] ZHANG B Y, CHEN T, PENG C, et al. Experimental study on loading-creep coupling effect in rockfill material[J]. International Journal of Geomechanics, 2017. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000938.
- [8] ZHANG B Y, WANG J G, SHI R F. Time-dependent deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer[J]. Computers and Geotechnics, 2004, **31**(7): 559 – 573.
- [9] 程展林, 丁红顺. 堆石料蠕变特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(4): 473 – 476. (CHENG Zhan-lin, DING Hong-shun. Creep test for rockfill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(4): 473 – 476. (in Chinese))
- [10] ZHOU W, CHANG X L, ZHOU C B, et al. Creep analysis of high concrete-faced rockfill dam[J]. International Journal for Numerical Methods in Biomedical Engineering, 2010, **26**(11): 1477 – 1492.
- [11] ZHOU W, HUA J J, CHANG X L. Settlement analysis of the Shuibuya concrete-face rockfill dam[J]. Computers and Geotechnics, 2011, **38**(2): 269 – 280.
- [12] LADE P V, LIU C T. Experimental study of drained creep behavior of sand[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, **124**(8): 912 – 920.
- [13] KARIMPOUR H, LADE P V. Creep behavior in Virginia Beach sand[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2013, **50**(11): 1159 – 1178.
- [14] AUGUSTESEN A, LIINGAARD M, LADE P V. Evaluation of time-dependent behavior of soils[J]. International Journal of Geomechanics, 2004, **4**(3): 137 – 156.
- [15] LADE P V, LIGGIO C D, NAM J. Strain rate, creep and stress drop-creep experiments on crushed coral sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(7): 941 – 953.
- [16] INDRARATNA B, WIJEWARDENA L S S, BALASUBRAMANIAM A S. Large-scale triaxial testing of Grey Wacke rockfill[J]. Géotechnique, 1993, **43**(1): 37 – 51.
- [17] TAPIAS M, ALONSO E E, GILI J. A particle model for rockfill behavior[J]. Géotechnique, 2015, **65**(12): 975 – 994.
- [18] 石北啸, 蔡正银, 陈生水. 温度变化对堆石料变形影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(增刊2): 299 – 305. (SHI Bei-xiao, CAI Zheng-yin, CHEN Sheng-shui. Experiments on influence of temperature on deformation of rock fills[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(S2): 299 – 305. (in Chinese))
- [19] FU Z Z, CHEN S S, PENG C. Modeling cyclic behavior of rockfill materials in a framework of generalized plasticity[J]. International Journal of Geomechanics, 2014, **14**(2): 191 – 204.
- [20] DESRUES J, CHAMBON R, MOKNI M, et al. Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography[J]. Géotechnique, 1996, **46**(3): 529 – 546.
- [21] FINNO R J, HARRIS W W, MOONEY M A, et al. Shear bands in plane strain compression of loose sand[J]. Géotechnique, 1997, **47**(1): 149 – 165.
- [22] LADE P V. Instability, shear banding and failure in granular materials[J]. International Journal of Solids and Structures, 2002, **39**(13/14): 3337 – 3357.
- [23] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1970, **96**(SM5): 1629 – 1653.
- [24] SCHOFILED A, WROTH P. Critical state soil mechanics[M]. London: McGraw-Hill, 1968.
- [25] PRADHAN T B S, TATSUOKA F, SATO Y. Experimental stress-dilatancy relations of sand subjected to cyclic loading[J]. Soils and Foundations, 1989, **29**(1): 45 – 64.
- [26] KONG X J, LIU J M, ZOU D G, et al. Stress-dilatancy relationship of Zipingpu gravel under cyclic loading in triaxial stress states[J/OL]. International Journal of Geomechanics, 2016. DOI:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000584.
- [27] BEEN K, JEFFERIES M. Stress-dilatancy in very loose sand[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2004, **41**(5): 972 – 989.
- [28] XIAO Y, LIU H L, CHEN Y M, et al. Strength and dilatancy behavior of dense modeled rockfill material in general stress space[J/OL]. International Journal of Geomechanics, 2016. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000645.
- [29] KUWANO R, JARDINE R J. On measuring creep behaviour

- in granular materials through triaxial testing[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**(5): 1061 – 1074.
- [30] MARACHI N D. Strength and deformation characteristics of rockfill materials[D]. Berkeley: University of California, 1969.
- [31] 孔宪京, 刘京茂, 邹德高. 堆石料尺寸效应研究面临的问题及多尺度三轴试验平台[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(11): 1941 – 1947. (KONG Xian-jing, LIU Jing-mao, ZOU De-gao. Scale effect of rockfill and multiple-scale triaxial test platform[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(11): 1941 – 1947. (in Chinese))
- [32] MA G, CHANG X L, ZHOU W, et al. Mechanical response of rockfills in a simulated true triaxial test: a combined FDEM study[J]. Geomechanics and Engineering, 2014, **7**(3): 317 – 333.
- [33] 马刚, 周伟, 常晓林, 等. 堆石体三轴剪切试验的三维细观数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(5): 746 – 753. (MA Gang, ZHOU Wei, CHANG Xiao-lin, et al. 3D mesoscopic numerical simulation of triaxial shear tests for rockfill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(5): 746 – 753. (in Chinese))
- [34] 王占军, 陈生水, 傅中志. 堆石料流变的黏弹性本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(12): 2188 – 2194. (WANG Zhan-jun, CHEN Sheng-shui, FU Zhong-zhi. Viscoelastic-plastic constitutive model for creep deformation of rockfill materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(12): 2188 – 2194. (in Chinese))

## 中国土木工程学会第十三届全国土力学及岩土工程学术大会 (第一号通知)

2019年7月, 中国 天津

**主办单位:** 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会

**承办单位:** 天津大学; 天津城建大学; 天津建筑学会岩土力学与地下工程专业委员会

**会议介绍:** 4年一度的中国土木工程学会全国土力学及岩土工程学术大会是我国岩土工程领域历史最为悠久、影响最为深远的学术会议之一。第十三届全国土力学及岩土工程学术大会将于2019年7月在天津召开。当前是我国基础设施工程建设飞速发展的时期, 伴随着高速轨道交通、高速铁路、高速公路、城市地铁、超高超限建筑、海洋资源开发等重大工程, 提出了许多新的土力学及岩土工程问题。第十三届学术大会将以“岩土工程品质提升与可持续发展”为主题, 对我国近年来土力学与岩土工程领域的最新研究进展进行广泛的学术交流。

**征文内容:** 会议主要研讨岩土工程的理论与实践、新技术和新方法等。组委会接受全文投稿, 大会学术委员会将组织专家成立论文评审委员会。征文内容包括以下12个方面。①岩土的基本性质与本构关系; ②岩土工程勘察、测试与评价技术; ③基础工程与地基处理; ④地下工程及深基坑工程; ⑤岩土工程数值仿真与信息化技术; ⑥土动力学与岩土地震工程; ⑦特殊土与边坡工程; ⑧环境岩土工程; ⑨岩土工程中的新技术与新材料; ⑩地质灾害预警与防治; ⑪重大岩土工程实录; ⑫岩土工程机械设备与施工技术。

**投稿要求:** 大会组委会于2018年7月31日开始接受论文投稿。应征论文须符合上述征文内容要求且未公开发表。投稿时须向会务组提交全文电子文件(投稿邮箱附后), 论文请按《岩

土工程学报》期刊格式撰写, 论文模板请登录《岩土工程学报》网站下载中心下载, 来稿务请注明作者的详细通讯地址、E-mail及联系电话。

本次会议是四年一届的学术大会, 对应征论文的学术水平与写作质量均有严格要求。每篇论文由两位专家评审, 决定是否录用。根据被录用论文的研究内容与学术水平, 分别推荐论文由《土木工程学报》(增刊)、《岩土工程学报》(增刊)、《岩土力学》(正刊、增刊)、《中国公路学报》(专刊)、《地下空间与工程学报》(正刊、增刊)、《工程地质学报》(正刊)、《防灾减灾工程学报》(专刊)、《地震工程学报》(正刊、增刊)等近十个国内高水平期刊以正刊、专刊或增刊形式发表, 其中多本期刊的专刊或增刊可被EI检索。热忱欢迎我国岩土工程勘察、设计、检测监测、科研教学、设备和施工领域的科技工作者踊跃投稿。

**重要日期:** 2018年7月31日: 接受论文全文投稿; 2018年11月30日: 提交论文全文截止; 2019年1月31日: 通知论文是否录用; 2019年2月28日: 提交修改后论文; 2019年3月30日: 全文移交出版印刷; 2019年7月: 会议召开。

**联系方式:** 联系人: 雷华阳, 联系电话: 13512418728, 刘畅, 联系电话: 13821202109, 程雪松, 联系电话: 13821807355, 张雪莲, 联系电话: 13011392385, 地址: 天津市津南区海河教育园雅观路135号天津大学北洋园校区, 第43教学楼建工学院土木工程系(300350), E-mail: cismge2019@163.com, 电话: 022-27400843。

(大会组委会 供稿)