DOI：10.11779/CJGE202004011

堆石料流变应变的硬化特性试验研究

周墨臻[1]，张丙印[*2]，钱晓翔[3]，孙 逊[2]

（1. 北京交通大学城市地下工程教育部重点实验室，北京 100044；2. 清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室，北京 100084；3. 北京市轨道交通设计研究院有限公司，北京 100089）

摘 要：堆石料流变变形是高土石坝工程长期变形的重要来源之一，过大的长期变形可导致发生坝体裂缝和面板挤压破损等问题。目前常用的流变模型主要是根据单级加载流变试验成果建立的，未考虑多级加载情况下堆石料加载变形和流变变形之间的相互影响。研制了三轴仪油压伺服轴向应力稳压器，实现了应变控制进行应力加载和应力控制进行稳压流变的联合控制模式，据此提出了一种进行多级应力加载和流变的三轴试验方法，可有效避免流变的起算时间问题。采用糯扎渡弱风化花岗岩堆石料，进行了系列的多级加载三轴流变试验。根据试验结果，探讨了多级加载条件下堆石料应力应变曲线的分段特性，发现堆石料流变变形会引起堆石料的塑性硬化，可使得堆石料在后续应力加载的一定范围内处于弹性再加载状态。基于弹塑性理论，探讨了堆石料流变硬化特性的作用机理，表明堆石料流变的硬化特性具有普遍性，是流变的一项固有属性。

关键词：高土石坝；堆石料；粗粒土；流变试验；流变硬化

中图分类号：TU431；TV641 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)04－0688－08

作者简介：周墨臻(1987—)，男，讲师，博士，主要从事岩土及地下工程研究。E-mail: mzzhou@bjtu.edu.cn。

Experimental study on hardening effect of creep in rockfill material

ZHOU Mo-zhen[1], ZHANG Bing-yin[2], QIAN Xiao-xiang[3], SUN Xun[2]

(1. Key Laboratory for Urban Underground Engineering of Ministry of Education, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China; 2. State Key Laboratory of Hydroscience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 3. Beijing Rail and Transit Design and Research Institute Company Limited, Beijing 100089, China)

Abstract: The excessive long-term deformation may lead to crack and damage problems in high earth-rockfill dams. The creep effect of rockfill is crucial for the long-term deformation of rockfill dams. The generally applied creep models are mainly based on the single-stage creep tests, without taking account of the coupling effect of creep and loading during multistage processes. This study improves the triaxial apparatus by developing a stress controller to maintain stable axial stress for long durations. The improved apparatus achieves the switch between strain-controlled mode for loading and stress-controlled mode for creep. Then, a multistage loading-creep coupled test method is proposed, providing a clear determination of the creep starting point. A series of multistage loading-creep coupled tests are specially designed and conducted for rockfill materials which are crushed weakly-weathered granite from the Nuozhadu Rockfill Dam. The test results indicate that the multistage loading-creep processes show apparent cyclic and piecewise characteristics. The creep strain is found to have a hardening effect similar to the loading-induced plastic strain, making the post creep loading behave as a reloading elastic process first and then an elastoplastic process. It is further shown that the hardening effect is an inherent property of creep of the rockfill and can be interpreted by the classical elastoplastic theory.

Key words: high earth-rockfill dam; rockfill material; coarse granular soil; creep test; creep hardening

0 引 言

堆石料广泛用于土石坝、高填方路基、铁路路堤等工程[1-2]，是岩土力学的基本研究对象之一，其流变特性已引起普遍关注。例如，堆石料的流变变形是高土石坝长期变形的重要来源之一，过大的长期变形可导致高土石坝发生坝体裂缝[3]和面板挤压破损[4]等问题。堆石料流变特性及其计算方法是目前岩土工程中的热点研究课题。

基金项目：国家重点研发计划项目（2017YFC0404802）；国家自然科学基金面上项目（51979143）；国家自然科学基金青年科学基金项目（51808034）；中央高校基本科研业务费专项资金项目（2018RC014）

收稿日期：2019－06－12

*通信作者（E-mail: byzhang@tsinghua.edu.cn）

沈珠江等[5-7]最早开展了堆石体流变的系统研究工作，所建立的土石坝流变计算方法目前仍是最为常用的方法，本文称之为沈珠江模式。该计算模式主要包括以下 3 个方面要点：

（1）最终流变量的计算。假设堆石体流变的最终量取决于堆石体的当前应力状态，与应力路径等无关。基于这一假设，沈珠江等[5]提出了三参数流变模型。在该模型中，流变最终量按下式计算：

$$\varepsilon_{\mathrm{vf}} = b\left(\frac{\sigma_3}{p_{\mathrm{a}}}\right) \text{，} \varepsilon_{\mathrm{sf}} = d\frac{S_{\mathrm{L}}}{1-S_{\mathrm{L}}} \text{。} \tag{1}$$

式中　$\varepsilon_{\mathrm{vf}}$ 和 $\varepsilon_{\mathrm{sf}}$ 分别表示流变应变最终量的体积分量和剪切分量；σ_3 和 p_{a} 分别表示围压和标准大气压；S_{L} 为应力水平；b 和 d 为模型参数。

（2）流变的时间过程。通常采用基于应力－应变速率的经验函数型流变模型，常用的如指数衰减型和双曲线型函数等。指数衰减型函数[5]如下式：

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{\mathrm{i}} + \varepsilon_{\mathrm{f}}(1-\mathrm{e}^{\alpha t}) \text{。} \tag{2}$$

式中　$\varepsilon(t)$ 和 ε_{f} 分别表示流变应变的当前量和最终量；ε_{i} 为流变应变的累积量；α 为模型参数。在沈珠江模式中，假设堆石体单元的流变累积量 ε_{i} 等于单元历史上所发生的所有流变之和。

（3）和应力变形的耦合。沈珠江模式认为，堆石料的应力加载和流变变形是相互独立的两个过程，两者间不发生相互影响，可各自独立计算。在有限元计算中，流变计算可采用初应变法或初应力法。这两种方法都需要首先得到流变的应变张量 ε，常采用 Prandtl-Reuss 流动规则计算如下：

$$\Delta\varepsilon = \frac{1}{3}\Delta\varepsilon_{\mathrm{v}}\boldsymbol{I} + \varepsilon_{\mathrm{s}}\frac{\boldsymbol{S}}{\sigma_{\mathrm{s}}} \text{。} \tag{3}$$

式中　$\boldsymbol{I}$ 表示单位张量；$\boldsymbol{S}$ 和 σ_{s} 分别表示偏应力张量和广义剪应力；ε_{v} 和 ε_{s} 分别为体积流变和剪切流变。

沈珠江模式简洁实用，可以和几乎所有的堆石料常用本构模型联合使用，在中国土石坝工程领域得到了普遍使用。在沈珠江模式框架下，许多学者对式（1）和式（2）所构成的流变经验模型，发展了多种改进形式[8-12]。但是，沈珠江模式是在单级加载流变试验成果的基础上提出的，对多级加载（也即荷载发生变化）的情况是否适用，仍值得进行深入的研究探讨[13-14]。需要指出的是，针对黏土、砂土和岩石等材料的流变问题，国内外学者取得了综合考虑流变、应变率及应力松弛等的丰富成果[15-16]，但针对堆石料多级加载流变的相关报道则很少。

本文重点探讨多级加载条件下，堆石料应力加载瞬时变形和流变变形间的相互影响的问题。为此，研制了可联合进行应变控制与应力控制的三轴仪，设计了可研究应力加载和流变相互耦合影响的三轴流变试验方案，采用糯扎渡弱风化花岗岩堆石料，进行了系列的多级加载三轴流变试验。根据试验成果，分析了堆石料应力加载和流变过程的耦合效应，基于弹塑性理论框架，研究探讨了堆石料流变的硬化特性。

1　多级加载三轴流变试验

1.1　试验仪器改装

堆石料的流变变形是堆石料在应力状态保持不变的条件下发生的变形。因此，在进行流变试验时，关键问题之一是能保持轴向应力的稳定，也即需要将试样加载至某一预设的应力状态，然后需保持该应力状态在较长时间内恒定不变，从而让试样发生充分的流变变形。由于堆石料的流变试验历时较长，单纯采用应变控制式加载难以保证轴向荷载的恒定。

为此，在清华大学岩土工程研究所的 WYKEHAM 中型高压三轴试验仪上，研制了油压伺服轴向荷载稳压器作为应力恒载的控制设备，配合已有的可进行应变控制式加载的调速马达，形成了耦合串联控制部件。

图 1 给出了采用应力和应变联合控制方式的中型高压三轴仪的照片。当需要进行轴向应力加载或卸载时，关闭轴向稳压器的油路开关，采用调速马达进行应变控制式加载或卸载，这也是常规三轴试验的加载控制方式。当需要保持轴向应力不变进行流变时，预先设定所需的轴向稳压器油压。然后当轴向应力达到预设的大小时，关闭调速马达，同时打开稳压器油路开关。这种联合控制方式，可保持轴向应力在切换过程中以及在之后的流变阶段基本恒定，从而使堆石料发生充分流变变形。以上两种控制方式可在试验过程中快速切换，实现了应变控制进行应力加载和应力控制进行稳压流变的联合控制模式，提高了堆石料三轴流变试验的灵活性和稳定性。

图 1　采用联合控制方式的中型高压三轴仪

Fig. 1 Mid-size triaxial apparatus with a composite control

1.2　试验材料

试验用堆石料采用取自糯扎渡高心墙堆石坝工程

的弱风化花岗岩堆石料。试样直径 150 mm，高 300 mm。该堆石料原始级配的最大粒径为 800 mm，采用将最大粒径缩尺到 30 mm 后的级配进行本次的三轴流变试验。具体的原始级配及制样级配如图 2 所示。

三轴试样的制样干密度为 1.88 g/cm^3。为保证堆石料的均匀性，分 7 层击实制样，每层均按照粒径划分为图 3 所示的 5 个粒组（<2 ，2～5，5～10，10～20，20～30 mm）分别称重，然后充分进行混合并击实。

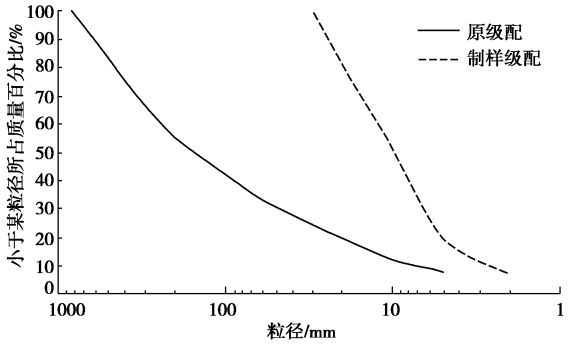


图 2 堆石料级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curves of rockfill materials

图 3 试验用堆石料各粒组照片

Fig. 3 Rockfill materials used in tests

1.3 多级加载三轴流变试验方法

本文重点研究堆石料应力加载和流变的相互耦合影响，为此，专门提出了一种进行多级应力加载和流变的三轴试验方法。下面以图 4 所示的 2 级流变试验为例进行说明。

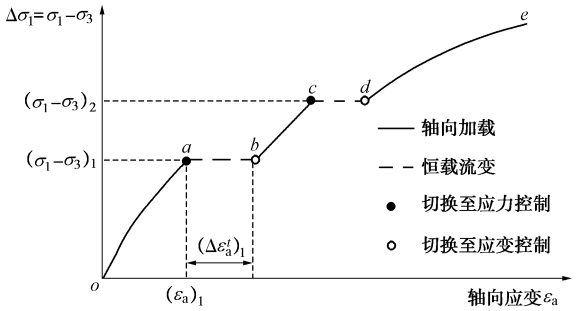


图 4 多级加载三轴流变试验过程示意

Fig. 4 Multistage loading-creep coupled process

如图 4 所示，对某围压下的堆石料试样，假定在其常规三轴加载过程中，分别在 $(\sigma_1-\sigma_3)_1$ 和 $(\sigma_1-\sigma_3)_2$ 时耦合进行 2 级的流变试验。试验的具体过程如下：

（1）常规剪切加载（图 4 中 *oa* 段）。该阶段采用应变控制式加载方式，剪切速率等试验条件和一般的常规三轴试验完全相同。

（2）恒载堆石料流变（图 4 中 *ab* 段）。当偏差应力达到预设的 $(\sigma_1-\sigma_3)_1$ 时，切换至应力控制方式，并保持试样处于恒定应力状态不变，进行该级荷载下的流变，直至流变变形稳定。

（3）常规剪切加载（图 4 中 *bc* 段）。待上一级的流变结束后，重新切换回应变控制的加载方式，仍按与一般常规三轴试验完全相同的方式进行剪切加载。

（4）恒载堆石料流变（图 4 中 *cd* 段）。当偏差应力达到预设的 $(\sigma_1-\sigma_3)_2$ 时，切换至应力控制方式，并保持试样处于恒定应力状态不变，进行该级荷载下的流变，直至流变变形稳定。

（5）常规剪切加载（图 4 中 *de* 段）。待上一级的流变结束后，重新切换回应变控制的加载方式，仍然按照和一般常规三轴试验完全相同的方式进行剪切加载，直至试验结束。

在本文进行的试验中，应力加载阶段的剪切速率为 0.62 mm/min，与常规三轴试验完全相同。在应力控制式的恒载流变阶段（图 4 中 *ab* 段和 *cd* 段），认为在控制方式切换后的瞬间（图 4 中点 *a* 和点 *c*）即开始进入流变过程。流变阶段需至少进行 24 h，此后若 10 h 内的累积轴向应变增量小于 0.1%，则认为流变变形已经稳定。

在以往的堆石料流变试验中，通常采取应力控制式的加载方式，以使试样达到进行流变试验的应力状态。在该种的加载方式下，会存在所谓的流变起算时间问题，也即，当试样达到流变所需的应力状态后，多长时间后发生的变形才是流变变形的问题。关于流变的起始时间，不同的学者往往根据自己的研究经验确定（例如 15 min，30 min，1 h 或 2 h 等），具有一定随意性，缺乏可靠的科学依据，且可能导致较大的人为差异[17]。

本文提出的采用应变控制进行应力加载和应力控制进行稳压流变的联合控制模式，很好避免了所谓的流变的起始时间问题。实际上，在土石坝有限元计算中，应力加载变形计算所采用的模型参数，一般都是根据常规三轴试验的结果确定的。因而可以认为，流变变形是试样随时间发生的超出常规三轴试验结果的那部分变形。

在前述本文给出的多级加载三轴流变试验方法中，试样应力加载的过程采用了和一般常规三轴试验完全相同的方式。因此，试样在加载过程中发生的变形就是由应力加载所致的瞬时变形；之后，试样保持应力状态不变，此时随时间发生的变形就是该状态下的流变变形。以图 4 中所示的情况为例，图中的 *oa*

段为常规剪切加载段，试样在该剪切过程中发生的应变$(\varepsilon_a)_1$即为应力加载所致的瞬时变形；之后试样保持应力状态不变，试样发生的随时间的变形$(\Delta\varepsilon_a^t)_1$就是试样在该应力状态下发生的流变应变。可见，本文采用的多级加载三轴流变试验方法可很好的解决流变的起算时间问题。清华大学在 2012 年首先采用这种耦合流变试验方法进行了堆石料的多级加载流变试验[18]。

1.4　试验方案

根据需要，本文分别进行了一次加载常规三轴压缩试验、循环加卸载常规三轴压缩试验以及多级加载三轴流变试验。这 3 种类型的试验均分别设计了 3 种不同围压条件下的试验方案（围压力σ_3=400，800 和 1000 kPa）。其中，多级加载三轴流变试验的具体方案汇总于表 1。

表 1　多级加载三轴流变试验方案

Table 1 Programs of multistage loading-creep coupled tests

围压 σ_3 /kPa	预设发生流变的应力水平 S_L
400	0.18，0.37，0.56，0.74
800	0.30，0.45，0.61，0.65，0.69，0.72
1000	0.11，0.22，0.38，0.53，0.68

在表 1 中，应力水平 S_L 的定义为

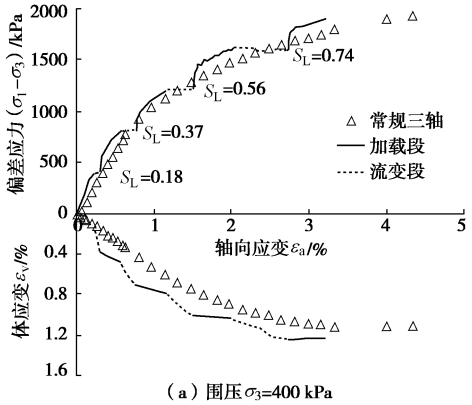
$$S_L=(\sigma_1-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)_f \quad 。 \tag{4}$$

在试验中，应力水平为预设值，即参照常规三轴试验的破坏应力$(\sigma_1-\sigma_3)_f$，进行计算得到相应流变试验的偏差应力$(\sigma_1-\sigma_3)$的具体值。

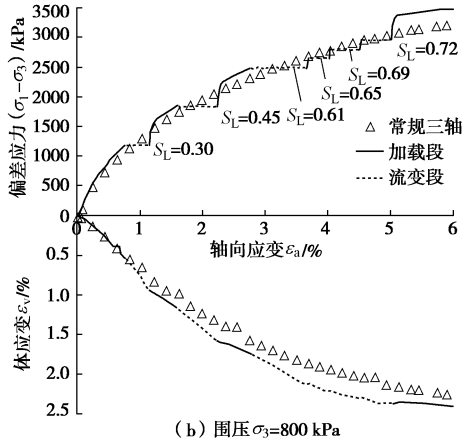
1.5　试验结果

图 5 给出了围压力σ_3=400，800 和 1000 kPa 3 种围压条件下的多级加载三轴流变试验的典型结果，并分别给出了相应围压下常规三轴试验的结果以作为对比和参考。

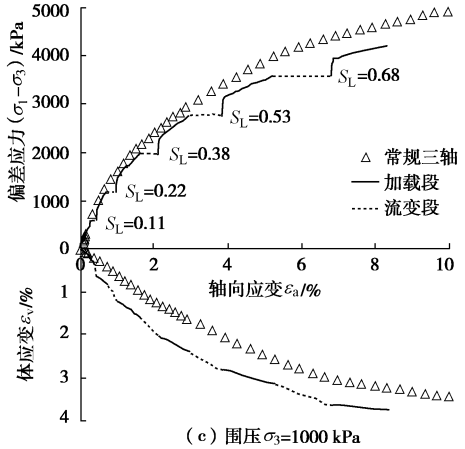
对于流变与时间的关系，以及流变量与围压、应力水平之间的关系等，本文所开展的试验与传统流变试验所给出的现象及结论不存在显著差异，限于篇幅此处不再一一讨论。本文以下主要根据所得到的应力－应变试验曲线，对应力加载和流变的耦合效应等进行进一步的分析。



（a）围压σ_3=400 kPa



（b）围压σ_3=800 kPa



（c）围压σ_3=1000 kPa

图 5　多级加载三轴流变试验结果

Fig. 5 Results of multistage loading-creep coupled tests

2　多级加载流变试验曲线的分段特性

从图 5 所示的试验曲线可以看出，多级加载三轴流变试验的应力应变曲线具有明显的分段特性。围绕各个应力水平下的流变试验，整体应力应变曲线可周期性地划分为前期加载段、流变段、后续加载段 3 个阶段。下面以σ_3= 1000 kPa 围压试验的首次流变过程（S_L = 0.11）为例，进行详细分析，如图 6 所示。

（1）前期加载段，即图 6 中 OA 和 OA' 段

该阶段也就是堆石料发生流变之前的加载段，试样在该阶段所受到的荷载不断增加，试样发生瞬时加载变形。其应力变形特性同常规三轴试验结果一致。在图 6 中，体变曲线 OA' 和相应段的常规三轴试验结果存在一定的差别，可认为是由于不同试样间的试验误差所致。

（2）流变段，即图 6 中 AB 和 $A'B'$ 段

在该阶段试样的应力状态保持不变，并发生流变变形直至达到稳定。观察该阶段的体应变曲线（$A'B'$ 段）可以发现，试样在该流变段变形增量的方向，也即体应变增量和轴向应变增量之比，明显区别于常规三轴加载试验在此应力水平下的变形增量方向（$A'B''$

段），流变变形具有相对较大的体变分量。

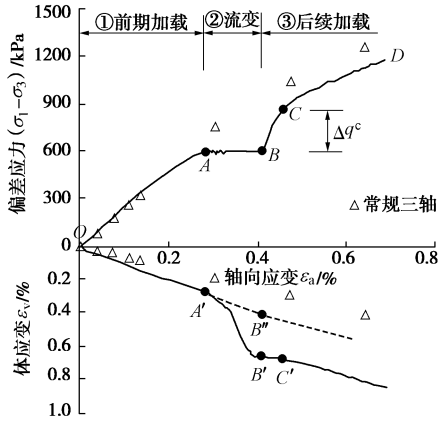


图 6 多级加载-流变耦合试验曲线的典型分段特性

Fig. 6 Typical three stages in stress-strain curve

回顾图 5 所示的多级流变试验体应变曲线的结果，可以进一步发现，在流变阶段都会发生这种应变增量方向的偏移现象，且在围压力和应力水平较低时这种偏移现象较为显著。在本文所开展的试验中，流变增量方向的偏移在围压 σ_3 = 400 kPa 时最为明显，而在围压 σ_3 = 1000 kPa 时则相对较小，尤其是应力水平较高时，流变增量的偏移现象明显减弱。

（3）后续加载段，即图 6 中 *BCD* 和 *B′C′D′* 段

在该阶段，试样所受到的荷载不断增加，试样发生瞬时应力加载变形。但是，由图 6 可见，后续加载段试样所发生的瞬时加载变形特性与常规三轴试验结果有所不同。基于同常规三轴试验应力应变曲线平行线的对比，可将流变结束之后加载段的应力应变曲线划分为特性明显不同的初始段 *BC* 和后期段 *CD* 两段。

a）后续加载初始段，即图 6 中 *BC* 和 *B′C′* 段

由图 6 可见，由于受到之前流变变形的影响，该阶段堆石料试样由轴向偏差应力的增加所引起的变形量相对明显偏小，其应力应变曲线的切线模量明显大于相同应力水平条件下常规三轴试验的模量值，而与卸载再加载试验得到的模量基本一致（在下一节进行详细比较）。观察该阶段对应的体应变曲线可见，*B′C′* 段的体积变形基本保持不变，同样符合堆石料的再加载特征。这说明在这一范围内试样仅发生了再加载弹性变形。

上述的试验现象表明，尽管堆石料在流变过程中保持了应力状态的恒定不变，但堆石体试样在发生流变变形后，使试样发生了某种程度的硬化从而对后续的应力加载过程产生了影响。关于这种现象本文将在下节进行更加深入地分析和讨论。

b）后续加载后期段，即图 6 中 *CD* 和 *C′D′* 段

在该阶段，堆石料试样之前所发生的流变变形的影响已不存在，其应力应变曲线 *CD* 以及体应变－轴向应变关系曲线 *C′D′* 均和常规三轴试验结果大致平行。可以认为，此时堆石料试样已经消除了前期所发生的流变变形的影响，在加载条件下重新表现出了弹塑性变形的特征。

在图 5 所示的多级加载三轴流变试验中，后期加载段实际也是下一级流变的前期加载段，试验结果由此而呈现明显的周期性，且在每个周期内均表现出上述各阶段的特性。需要说明的是，在图 5（b）所给出的围压 800 kPa 多级加载流变试验中，在应力水平 S_L = 0.61，0.65 和 0.69 状态下发生流变后，后续应力加载过程仅对应图 6 中初始 *BC* 段，而没有后期 *CD* 段，这种特殊的试验设计主要用于研究应力加载与流变变形相互影响的其他特性，限于篇幅将另文讨论。

3 堆石料流变的硬化特性

在上一节的讨论中，已经发现，由于受到之前流变变形的影响，在流变后应力加载的初始阶段（图 6 中的 *BC* 段），其应力应变曲线的切线模量明显大于相同应力水平条件下常规三轴试验的模量值。这种现象表明，在发生流变变形后，堆石体试样发生了某种程度的硬化从而对后续的应力加载过程产生了影响。

观察由图 5 所示的应力加载和流变耦合试验的结果可以发现，当试样发生流变变形之后进行应力加载时，这种在一定范围内会发生类似再加载弹性变形的现象是一种普遍存在的现象。

图 7 给出了多级加载流变试验在不同应力水平状态流变后，应力加载过程中应力应变曲线的局部放大图。对应图 6 的流变后续加载阶段（*BCD* 段），该阶段的起点是恒载流变阶段的终点（对应图 6 中点 *B*）。图 7 将不同应力水平下局部的应力应变曲线按起点统一平移至坐标原点，以便更好地观察后续加载初始段的硬化现象。图 7 中的卸载再加载直线是根据相应围压条件下卸载再加载三轴试验结果确定的卸载再加载模量 E_{ur} 的平均值画出的。由图 7 可见，流变后加载过程初始段应力应变关系曲线的斜率，与常规三轴卸载再加载试验曲线的斜率基本一致。

上述试验现象表明，尽管堆石料在流变过程中保持了应力状态的恒定不变，但流变变形却使试样发生了等效于瞬时塑性变形的“塑性硬化”，从而使得堆石料在后续受载时表现出再加载弹性变形的特征，而只有当应力增量达到一定的量值后，才会重新表现出弹塑性变形特征。本文将流变后堆石料所表现出的这种类似“超固结”的硬化现象称为流变的硬化特性。

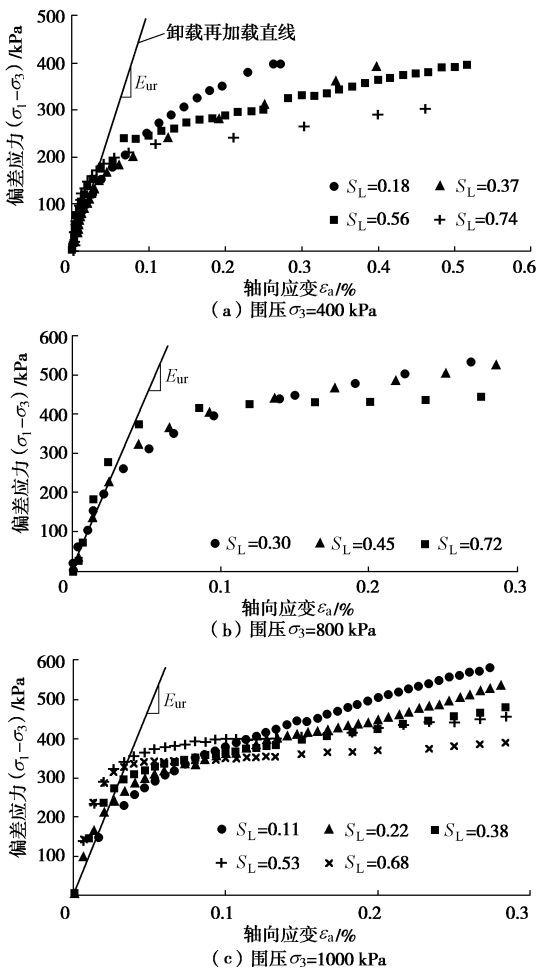


图 7 流变后加载过程的应力应变曲线局部放大

Fig. 7 Local views of loading process after creep

本文的试验结果表明，流变应变会导致堆石料发生硬化，进而对后续的加载过程产生重要的影响，这种现象实际上是应力加载和流变耦合效应的一个方面，反映的是流变应变对后续应力加载过程的影响。流变应变的硬化特性可采用图 8 所示的弹塑性理论解释如下：

（1）前期应力加载，对应图 6 和图 8（a）中的 *OA* 段。在该阶段，试样沿常规三轴压缩试验的应力路径进行加载。伴随加载的过程，堆石料试样产生瞬时的弹塑性变形，并引起屈服面的扩张。在该阶段，应力点虽然动态变化，但始终位于扩张中的屈服面上。至该阶段终点也即开始流变前的时刻，应力点达到 *A* 点，屈服面达到 f_A。

（2）恒载流变，对应图 6 和图 8（a）中的 *AB* 段。在该阶段，尽管堆石料的应力状态保持不变，但由于所发生的流变变形 $\Delta\varepsilon_c$ 具有等效于瞬时塑性变形的塑性硬化作用，使得屈服面仍然发生了扩张。至流变过程结束的时刻（点 *B*），应力状态仍处于流变过程开始时刻的点 *A*，但屈服面则扩张达到 f_B，使得试样的应力状态点处于了屈服面之内。

（3）流变后加载初始段，对应图 6 的 *BC* 段和图 8（b）中的 *AC* 段。在该阶段，试样重新开始沿常规三轴压缩试验的应力路径进行加载。由于加载的起点（图 8（b）中的 *A* 点）位于屈服面 f_B 之内，堆石料试样处于超固结状态，表现出卸载—再加载弹性变形特征，直至应力增量 Δq^c 使得后续应力状态点达到屈服面 f_B 上的点 *C*。由于该过程不产生新的塑性变形，因此屈服面会一直保持在 f_B 不变。显然，应力增量 Δq^c 的大小取决于前期流变变形 $\Delta\varepsilon^c$ 所引起的屈服面扩张量（也即从 f_A 到 f_B）的大小。

（4）流变后加载后期段，对应图 6 和图 8（b）中的 *CD* 段。在该阶段，试样继续沿常规三轴压缩试验的应力路径进行加载。此时，试样的应力状态点已达到并随后超越了流变扩张后的屈服面 f_B。应力荷载的增加会产生新的塑性变形，并同时引起屈服面的扩张。在该阶段，应力点始终位于屈服面之上，表现出类似于前期加载的弹塑性变形特征。

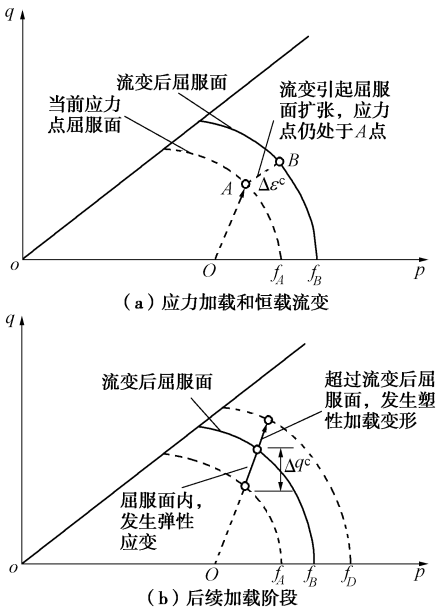


图 8 流变硬化特性的弹塑性描述

Fig. 8 Creep hardening effect and elastoplastic theory

上述试验结果和分析表明，堆石料的流变应变同应力加载塑性应变一样，会引起堆石料试样发生硬化，并会对后续的加载变形产生重要影响。这种流变应变的硬化特性具有普遍性，是流变的一项固有属性。

4　关于流变和加载耦合效应的讨论

堆石料流变应变的硬化特性直接体现了流变和瞬时加载变形的耦合效应，充分说明两者并不是相互独立的过程，而是存在相互的影响。

目前在土石坝工程计算中，对于坝料的流变变形大多采用沈珠江模式或改进后的沈珠江模式进行计

算。这些计算模式是根据单级加载流变试验成果，也即在恒定应力条件下堆石料的流变试验结果建立的。这种的流变试验并没有涉及和应力变化过程的耦合问题。对此，沈珠江模式假设，堆石料的应力加载和流变变形是相互独立的两个过程，两者间不发生相互影响，可各自独立计算。

在实际的土石坝工程中，坝体的填筑施工过程所需要的时间很长。在这个填筑施工过程中，堆石料会随时间发生流变变形，同时其应力状态也是随着坝体填筑的过程而发生变化的，因此，是一个应力变化情况下的流变问题。

以下结合图 9，讨论流变和应力加载的耦合效应对土石坝应力变形计算的影响。图中假设堆石料单元在应力加载至 *a* 点后，发生了流变变形，之后继续进行应力的加载。对于该种情况，当采用沈珠江计算模式进行计算时，由于假设堆石料的流变不对之后的应力加载产生影响，仍会按照原本构模型计算该应力加载过程的应变，因而，计算的结果为图中的 *bf* 线。该 *bf* 线平行于无流变时应力加载的曲线 *ac*。

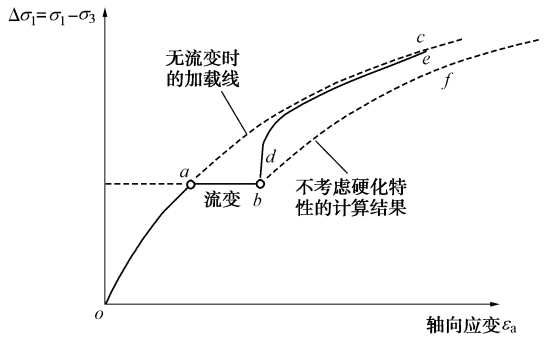


图 9 流变和应力加载的耦合效应对土石坝计算的影响

Fig. 9 Influences of loading-creep coupled effect on numerical simulation of rockfill dams

但是，根据本文所取得的试验结果，堆石料在 *a* 点发生流变变形后，会发生显著的硬化作用，实际的后续应力加载曲线应为 *bde*。可见，是否考虑堆石料应力加载和流变的相互耦合影响，会使计算结果产生很大的差别。

本文所研究的堆石料流变的硬化特性主要反映的是堆石料流变对后续应力加载过程的影响。实际上，对本文流变试验结果的进一步研究分析表明，应力加载的过程也会对之后流变的过程产生重要的影响。这表明，堆石料的流变和应力加载过程是相互影响的。限于论文的篇幅，有关问题以及如何建立两者相互影响的本构模型等将另文进行详细的阐述。

5 结 论

本文针对多级加载条件下堆石料的流变特性开展了试验研究工作，主要取得如下的成果：

（1）研制了三轴仪油压伺服轴向应力稳压器，实现了应变控制进行应力加载和应力控制进行稳压流变的联合控制模式，提高了堆石料三轴流变试验的灵活性和稳定性。

（2）基于应变控制进行应力加载和应力控制进行稳压流变的联合控制模式，提出了一种进行多级应力加载和流变的三轴试验方法，可有效避免流变的起算时间问题。

（3）采用糯扎渡弱风化花岗岩堆石料，进行了系列的多级加载三轴流变试验。根据试验结果探讨了多级加载条件下堆石料应力应变曲线的分段特性。

（4）根据试验结果发现，堆石料流变变形会引起堆石料的塑性硬化，可使得堆石料在后续加载的一定范围内处于弹性再加载状态。

（5）基于弹塑性理论，探讨了堆石料流变的硬化特性的作用机理，表明堆石料流变的硬化特性具有普遍性，是流变的一项固有属性。

参考文献：

[1] 陈晓斌, 张家生, 封志鹏. 红砂岩粗粒土流变工程特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(3): 601－607. (CHEN Xiao-bin, ZHANG Jia-sheng, FENG Zhi-peng. Experimental study on rheological engineering properties of coarsely granular red sandstone soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(3): 601－607. (in Chinese))

[2] 耿之周, 徐 锴, 李雄威. 堆石流变模型及在高填方路基工程中的应用[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(增刊 2): 255－259. (GENG Zhi-zhou, XU Kai, LI Xiong-wei. Creep model for rockfill and its application to road ground projects[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(S2): 255－259. (in Chinese))

[3] PENG Chong, WU Wei, ZHANG Bing-yin. Three-dimensional simulations of tensile cracks in geomaterials by coupling meshless and finite element method[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2015, **39**(2): 135－154.

[4] ZHOU Mo-zhen, ZHANG Bing-yin, PENG Chong. Numerical evaluation of soft inter-slab joint in concrete-faced rockfill dam with dual mortar finite element method[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2018, **42**(5): 781－805.

[5] 沈珠江, 左元明. 堆石料的流变特性试验研究[C]// 第六届全国土力学及基础工程学术会议论文集, 1991, 上海.

(SHEN Zhu-jiang, ZUO Yuan-ming. Creep characteristics of rockfill[C]// Proceeding of the 6th Chinese Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1991, Shanghai. (in Chinese))

[6] 沈珠江. 鲁布革心墙堆石坝变形的反馈分析[J]. 岩土工程学报, 1994, **16**(3): 1－13. (SHEN Zhu-jiang. Back analysis of deformation of Lubuge earth core rockfill dam[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **16**(3): 1－13. (in Chinese))

[7] 沈珠江, 赵魁芝. 堆石坝流变变形的反馈分析[J]. 水利学报, 1998, **29**(6): 1－6. (SHEN Zhu-jiang, ZHAO Kui-zhi. Back analysis of creep deformation of rockfill dams[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1998, **29**(6): 1－6. (in Chinese))

[8] 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))

[9] 李国英, 米占宽, 傅　华, 等. 混凝土面板堆石坝堆石料流变特性试验研究[J]. 岩土力学, 2004, **25**(11): 1712－1716. (LI Guo-ying, MI Zhan-kuan, FU hua, et al. Experimental studies on rheological behaviors for rockfills in concrete faced rockfill dam[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(11): 1712－1716. (in Chinese))

[10] 邓　刚, 徐泽平, 吕生玺, 等. 狭窄河谷中高面板堆石坝长期应力变形计算分析[J]. 水利学报, 2008, **39**(6): 639－646. (DENG Gang, XU Ze-ping, LÜ Sheng-xi, et al. Analysis on long term stress and deformation of high concrete face rockfill dam in narrow valley[J]. Journal of Hydraulic Enginnering. 2008, **39**(6): 639－646. (in Chinese))

[11] 黄耀英, 包腾飞, 田　斌, 等. 基于组合指数型流变模型的堆石坝流变分析[J]. 岩土力学, 2015, **36**(11): 3217－3222. (HUANG Yao-ying, BAO Teng-fei, TIAN Bin, et al. Rheological analysis of rockfill dam based on compound exponential rheological model[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(11): 3217－3222. (in Chinese))

[12] ZHOU Wei, HUA Jun-jie, CHANG Xiao-lin, et al. Settlement analysis of the Shuibuya concrete-face rockfill dam[J]. Computers and Geotechnics, 2011, **38**(2): 269－280.

[13] 程展林, 丁红顺, 吴良平. 粗粒土试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(8): 1151－1158. (CHENG Zhan-lin, DING Hong-shun, WU Liang-ping. Experimental study on mechanical behaviour of granular material[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(8): 1151－1158. (in Chinese))

[14] 朱　晟, 王永明, 徐　骞. 粗粒筑坝材料的增量流变模型研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(11): 3201－3206. (ZHU Sheng, WANG Yong-ming, XU Qian. Study of incremental rheological model of coarse grained material for embankment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(11): 3201－3206. (in Chinese))

[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] KARIMPOUR H, LADE P V. Creep behavior in Virginia Beach sand[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2013, **50**(11): 1159－1178.

[17] 汪小刚. 高土石坝几个问题探讨[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(2): 203－222. (WANG Xiao-gang. Discussion on some problems observed in high earth-rockfill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(2): 203－222. (in Chinese))

[18] 钱晓翔. 高面板堆石坝流变特性和接触数值模拟方法研究[D]. 北京: 清华大学, 2012. (QIAN Xiao-xiang. Study on Creep Characteristics of Rockfill and Numerical Simulation Method for Contact Behavior of High Concrete-Faced Rockfill Dams[D]. Beijing: Tsinghua University, 2012. (in Chinese))