

堆石料的临界状态与考虑颗粒破碎的本构模型

刘恩龙¹, 陈生水², 李国英², 钟启明²

(1. 四川大学 水利水电学院 水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 成都 610065; 2. 南京水利科学研究院, 南京 210029)

摘 要: 高应力水平时堆石料的颗粒破碎对其强度和变形机制有重要影响。临界状态土力学理论对重塑土的应力-应变关系的描述较为成功, 但目前颗粒破碎对堆石料的临界状态的影响及其数学描述鲜有研究。对堆石料进行了固结应力从 0.4 MPa 到 4 MPa 的 18 组固结排水和固结不排水常规三轴压缩试验, 以及 6 组等向压缩试验。试验结果表明: 在排水条件和不排水条件下, 不同的固结应力试样都趋于临界状态; 堆石料的临界状态在 $q-p'$ 平面和 $e-\lg p'$ 平面均为非线性变化。基于此试验结果, 通过引入状态参数, 在广义塑性力学的理论框架下, 建立了考虑颗粒破碎的堆石料本构模型, 并给出了模型参数的确定方法。与长河坝料的试验进行了对比, 结果表明所建议的本构模型可以较好地模拟堆石料从低围压 0.4 MPa 到高围压 3.5 MPa 下的应力-应变特性。

关 键 词: 堆石料; 颗粒破碎; 临界状态; 广义塑性; 本构模型; 状态参数

中图分类号: TU 411

文献标识码: A

Critical state of rockfill materials and a constitutive model considering grain crushing

LIU En-long¹, CHEN Sheng-shui², LI Guo-ying², ZHONG Qi-ming²

(1. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, School of Water Resources and Hydropower, Sichuan University, Chengdu 610065, China; 2. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract: The grain crushing of rockfill materials with high stress level has significant influence on its strength and deformation mechanisms. The soil mechanics theory based on critical state concept can describe the stress-strain relationship of reconstituted soils successfully, but currently for rockfill materials, few studies are conducted on influence of grain crushing on critical state and its mathematical description. The consolidation drained and undrained triaxial compression tests of 18 sets with consolidation stress ranging from 0.4 MPa to 4 MPa and isotropic compression tests of 6 sets were conducted on rockfill materials. The experimental results show that: for all the consolidation confining pressures, the samples tended to critical state under drained and undrained conditions; and the critical states of rockfill materials in $q-p'$ plane and $e-\lg p'$ plane all behave nonlinear. Based on these experimental results and by introducing state parameter, a new constitutive model for rockfill materials is formulated under the framework of generalized plasticity; and the determination of model parameters is provided as well. Finally, the constitutive model is used to simulate the test results of rockfill materials from Changhe Dam; and it is verified that the proposed constitutive model could simulate well the stress-strain features of rockfill materials with the consolidated confining pressures ranging from 0.4 MPa to 3.5 MPa.

Key words: rockfill materials; grain crushing; critical state; generalized plasticity; constitutive model; state parameter

1 引 言

高堆石坝体中产生的应力会使堆石料产生严重的颗粒破碎^[1-3], 颗粒破碎对堆石料的强度和变形特性影响很大。低应力水平时粗粒土变形以颗粒之间的滑移、转动为主, 目前有较为成熟的强度理论和本构模型来反映其强度和变形特性^[4], 而高应力水平时堆石料的变形和破坏机制的研究还不成熟,

原因是颗粒破碎对堆石料的影响比较复杂^[5-6], 目前只是提出了一些颗粒破碎指标来反映颗粒破碎的影响^[7-9]。随着荷载的增加, 堆石在颗粒接触位置会逐渐破碎, 所以其颗粒级配也在发生相应变化^[10-11]。在外荷的作用下, 疏松的堆石料发生剪缩而密实的产生剪胀。已有研究表明, 砂土存在临界状态^[12-14]。而堆石料是否也存在临界状态, 这方面的研究较少。

收稿日期: 2011-04-28

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (No. 90815024, No. 51009103), 水利部公益性行业科研专项经费项目 (No. 200801014)。

第一作者简介: 刘恩龙, 男, 1976 年生, 博士后, 副教授, 主要从事岩土体本构关系和数值分析方面的教学与科研工作。E-mail: liuenlong@scu.edu.cn

最近, 已经建立了一些本构模型来考虑颗粒破碎对粒状土应力-应变的影响。所采用的方法主要是基于弹塑性理论^[15-18]、二元介质模型^[3]、扰动状态概念^[19]、边界理论^[14]和能量原理^[20-22]。与砂土相比, 堆石料在较低的应力水平下就会发生严重的颗粒破碎, 原因是砂土的粒径远小于堆石料的粒径, 故砂土需要很高的应力作用才会发生颗粒破碎。对于 200~300 m 高的堆石坝, 堆石料在受到正常运营情况下的应力水平时所产生的颗粒破碎会对其应力-应变特性产生重要影响。建立的一些砂土的考虑颗粒破碎的本构模型, 不能很好地模拟高坝中堆石料的应力-应变特性, 故有必要建立适用于堆石料的考虑颗粒破碎的本构模型, 以便于进行高土石坝的应力-变形分析。

为了探讨堆石料在颗粒破碎时的临界状态及颗粒破碎对其变形和破坏机制的影响, 进行了 18 组固结排水和固结不排水常规三轴试验和 6 组等向压缩试验, 研究了堆石的临界状态, 并提出了描述其变化规律的数学表达式。通过引入状态参数, 把广义塑性理论^[23]和临界状态联系起来, 建立考虑颗粒破碎的堆石料的本构模型, 并与长河坝料的试验结果进行对比验证其正确性。

2 堆石料的临界状态

2.1 试验结果及分析

试验设备为高压三轴试验设备, 试样尺寸为 $\phi 300 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ 。试验所用土料是长河坝的主堆石料, 为硬质闪长岩, 颗粒相对密度为 2.82。采用干法制样, 最大粒径为 60 mm。共进行固结排水、固结不排水和等向压缩 3 种应力路径的三轴试验, 并对每组试验后的土料进行了颗粒分析来研究破碎程度对堆石料的力学性质的影响。固结排水和固结不排水试验的围压分别为 400、800、1 200、1 600、2 000、2 500、3 000、3 500、4 000 kPa; 等向压缩试验为固结到围压为 200 kPa, 然后分别等向加载到 800、1 300、2 000、4 000 kPa。

图 1 为固结排水试验的应力-应变和体变-应变关系曲线。从图 1(a)的偏应力-轴向应变关系曲线中可知: 围压低时试样稍有软化, 围压高时试样为应变硬化, 随着应变的增加, 应力最终趋于稳定值; 从图 1(b)的体变-轴向应变关系曲线中可知: 试样总体上是剪缩的, 但是在围压低时土样有剪胀发生、围压高时土样则一直剪缩。从颗粒破碎的影响分析, 围压高时颗粒破碎的严重。随着试样所受的围压逐渐增加, 颗粒破碎会增加, 有助于试样表现剪缩性

状。在不同的围压下排水剪切时, 在轴向应变达到约 16% 时偏应力和体变都达到稳定值, 即达到了临界状态。稳定的判断标准为体变增量与当前体变之比绝对值小于 0.01, 表示为 $|(\varepsilon_{v,n+1} - \varepsilon_{v,n}) / \varepsilon_{v,n}| \leq 0.01$, 其中 n 为加载级。

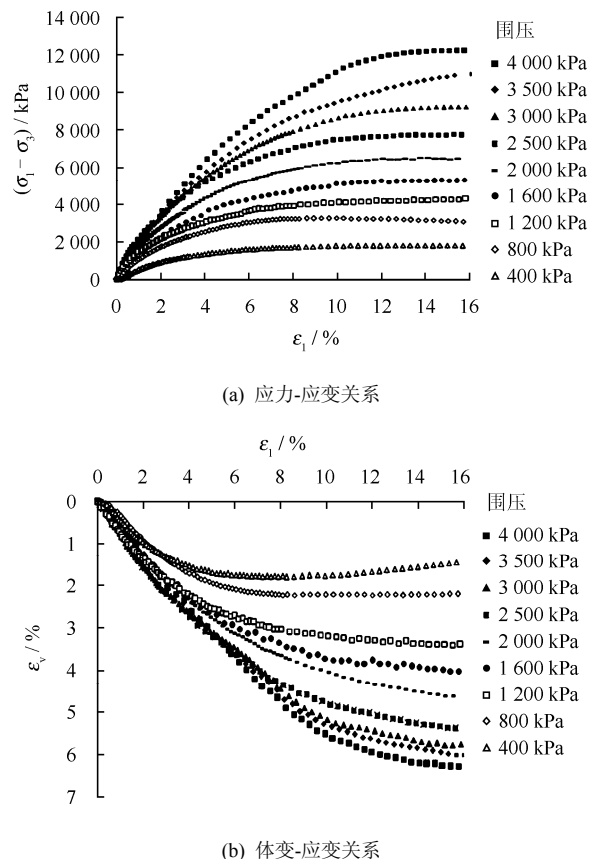
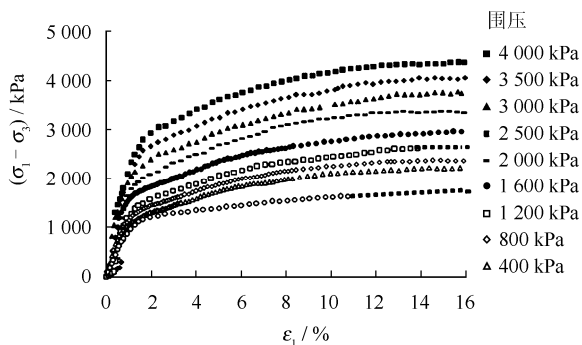


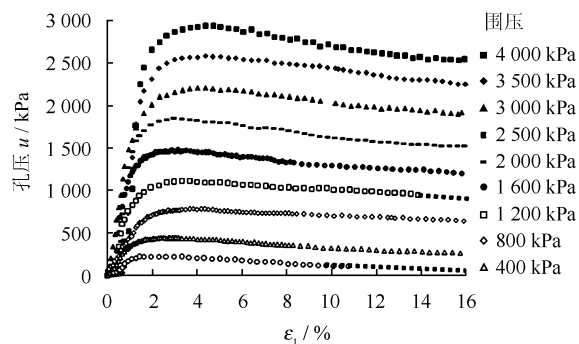
图 1 固结排水三轴试验结果
Fig.1 Results of CD tests

图 2 为固结不排水试验的应力-应变和孔压-应变关系曲线。从图 2(a)的偏应力-轴向应变关系曲线中可知: 不同围压作用下试样均表现为应变硬化, 最终在应变较大时应力趋于稳定值; 从图 2(b)的孔压-轴向应变关系曲线中可知: 随着轴向应变的增加孔压是逐渐增加, 达到峰值后逐渐减小, 并且围压越大产生的孔压越大。在不同的围压下进行固结不排水剪切时, 最终也达到稳定的状态, 即达到了临界状态。稳定的判断标准为孔压增量与当前孔压之比绝对值小于 0.01, 表示为 $|u_{n+1} - u_n| / u_n \leq 0.01$, 其中 n 为加载级。

图 3 为等向压缩试验得到的体变-平均有效应力关系曲线, 可见随着平均应力的增加, 体变逐渐增大。在最大平均应力 (有效应力) 较小时, 颗粒破碎很少发生, 得到的体变曲线基本相同; 随着最大平均应力 (有效应力) 的增加, 颗粒破碎较严重, 使得体积收缩的较多。



(a) 应力-应变关系



(b) 孔压-应变关系

图2 固结不排水三轴试验结果

Fig.2 Results of CU tests

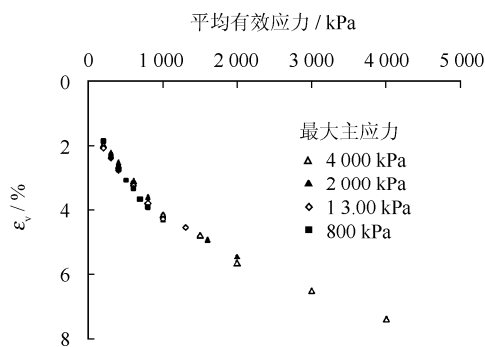


图3 等向压缩试验结果

Fig.3 Results of isotropic compression tests

2.2 堆石料的临界状态

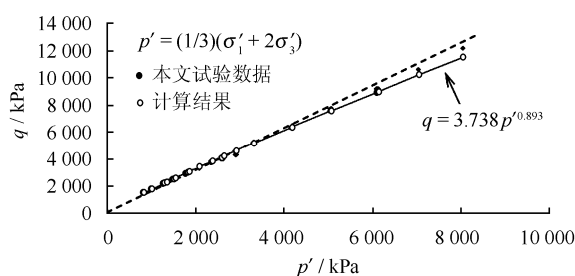
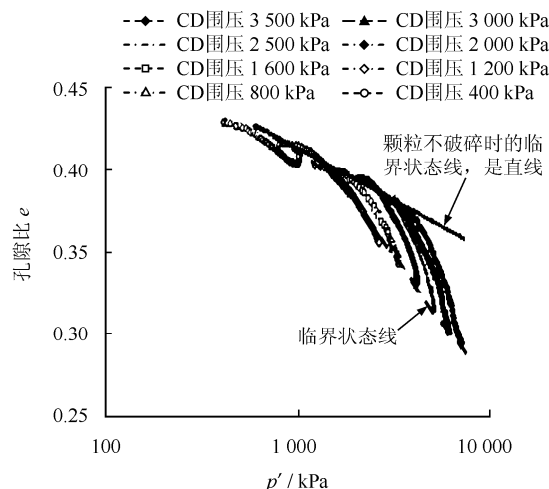
2.2.1 q - p' 平面中的临界状态线

Casagrande 和 Roscoe 等定义的临界状态为^[24]: 在持续剪切荷载作用下当主应力差和孔隙比为常值的状态即为临界状态。对于固结不排水试验, 在某一围压下随着轴向应变的增加, 偏应力趋于稳定值, 孔压也趋于稳定值, 有效应力路径 q - p' 平面中试样在临界状态时呈非线性变化; 对于固结排水试验, 在某一围压下随着轴向应变的增加, 偏应力趋于稳定值, 体变也趋于稳定值, 有效应力路径 q - p' 平面中试样在临界状态时也呈非线性变化。把固结排水和固结不排水试样得到的临界状态时的剪应力和平均有效应力点绘在 q - p' 平面, 得到如图 4 所示的曲

线, 可见临界状态线偏离图 4 中的虚点线。在有效应力较低时临界应力比高于直线的临界状态线, 而有效应力较高时临界应力比低于直线的临界状态线 (斜率 $M_t = 1.593$), 其原因是: 应力水平较低时 ($\eta = q/p'$, $M_t = 1.593$, $\eta > M_t$), 堆石料的颗粒破碎轻微, 变形以剪胀为主; 应力水平较高时 ($\eta = q/p'$, $M_t = 1.539$, $\eta < M_t$), 堆石料的颗粒破碎严重, 变形以体缩为主。可以给出在 q - p' 平面上堆石料在达到临界状态时的表达式为^[25]

$$q = A(p')^B \quad (1)$$

式中: A 、 B 均为材料参数。对于本试验的堆石料, $A = 3.738$ 和 $B = 0.893$ 。

图4 q - p' 平面中临界状态线Fig.4 Critical state line in q - p' plane图5 e - $\lg p'$ 关系曲线Fig.5 The relation curve of e - $\lg p'$

2.2.2 e - p' 平面中的临界状态线

图 5 为固结排水试验得到的在不同围压作用下孔隙比 e 与平均有效应力 p' 关系曲线, 达到临界状态时 e - $\lg p'$ 关系曲线不是直线, 而是曲线。原因是: 在应力水平较低时, 颗粒稍有破碎, 临界状态线近于直线; 随着应力水平的提高, 颗粒逐渐破碎, 体积收缩逐渐增多, 达到临界状态时的孔隙比在 e - $\lg p'$ 平面中逐渐偏离直线, 呈曲线分布 (图 5)。

把固结排水和固结不排水试验得到的临界状态

线与平均有效应力绘在 $e\text{-}lgp'$ 平面中, 得到图 6 所示结果, 同时示意出颗粒不破碎时的临界状态线。随着应力水平的增加颗粒逐渐破碎, 临界状态线逐渐与颗粒不破碎时的直线示意的临界状态线偏离。图 6 同时给出了等向压缩时的等向固结线, 因为等向压缩时颗粒有轻微的破碎, 所以等向固结线基本上成直线分布。

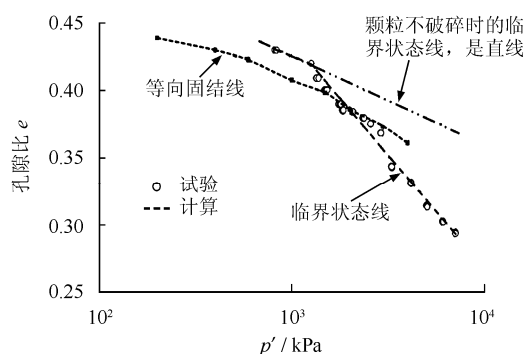


图 6 实测堆石料的临界孔隙比
Fig.6 Critical void ratio of rockfill materials tested

2.2.3 考虑颗粒破碎时 $e\text{-}p'$ 平面中临界状态线的数学描述

由以上试验结果的分析可知, 随着应力水平的增加, 堆石料逐渐发生颗粒破碎, 临界状态线在 $e\text{-}lgp'$ 平面中是一逐渐偏离初始颗粒不破碎时呈直线的临界状态线的曲线。对于堆石料来说, 颗粒的破碎使得其临界状态时的粒径级配与初始级配相比发生了很大变化。由此, 定义同样级配的试样是同一种材料, 那么初始试样在加荷的过程中由于颗粒的破碎 (即级配在变化) 从一种级配材料逐渐变化成为另外一种级配不同的材料。级配不同的试样都相应的对应某一临界状态, 所以破碎程度不同的试样达到稳定状态时的临界状态就不相同。由图 6 的试验结果, 颗粒破碎轻微时临界状态线几乎与等向压缩线的初始段平行 (因为等向压缩时应力水平较低, 其颗粒破碎轻微, 所以认为等向固结线在 $e\text{-}lgp'$ 平面中的斜率为常数), 如果以颗粒不破碎时的临界状态线为基准 (图 6 中的直线), 那么找出其与颗粒破碎时的临界状态线的孔隙比的差值, 就可以把颗粒破碎时在 $e\text{-}lgp'$ 平面中呈曲线的临界状态线描述出来。

如图 7 所示, 以颗粒不发生破碎时所对应的临界状态为参考临界状态, 则可以把不同破碎程度的试样的临界状态表示出来。图 7 中参考临界状态线用下式表示 (此后应力用自然对数表示):

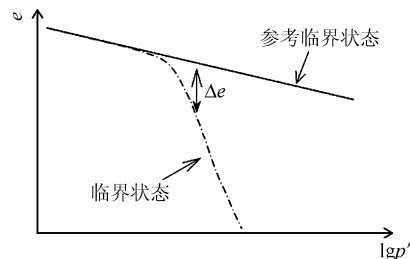


图 7 临界状态线
Fig.7 Critical state line

$$e_{cro} = e_{\lambda} - \lambda \ln p' \quad (2)$$

式中: e_{cro} 为参考临界状态线的孔隙比; p' 为平均有效应力; e_{λ} 和 λ 均为材料常数, e_{λ} 为 $p'=1\text{kPa}$ 时所对应的孔隙比, λ 为斜率, 则颗粒破碎时的临界状态线可用下式表示为

$$e_c = e_{cro} - \Delta e \quad (3)$$

式中: e_c 为颗粒破碎时的临界状态线的孔隙比; Δe 是随着颗粒的破碎程度和应力水平的变化而变化的, 故 Δe 可以表示为颗粒破碎指标 B_1 和 p' 的函数:

$$\Delta e = f(B_1, p') \quad (4)$$

则得到下式:

$$e_c = e_{cro} - f(B_1, p') \quad (5)$$

把式 (2) 代入到式 (5) 得到临界状态线的表达式为

$$e_c = e_{\lambda} - \lambda \ln p' - f(B_1, p') \quad (6)$$

颗粒破碎程度随着应力水平的增加逐渐增加, 所以破碎指数 B_1 可以表示为平均有效应力的函数。为简化起见, 采用下式来表示临界孔隙比随平均有效应力的变化:

$$e_c = e_{\lambda} - \lambda \ln p' - L < p' / p'_{ci} > \xi \ln(p' / p'_{ci}) \quad (7)$$

式中: p'_{ci} 为 $e\text{-}lgp'$ 平面临界状态线开始出现与直线偏离时对应的平均有效应力, 即颗粒破碎开始对体积变形产生影响时对应的平均有效应力, 可以从 $e\text{-}lgp'$ 关系曲线中确定; ξ 为破碎参数, 表示颗粒破碎程度引起的孔隙比的减小, 且有:

$$L < p' / p'_{ci} > = \begin{cases} 0, p' < p'_{ci} \\ 1, p' \geq p'_{ci} \end{cases} \quad (8)$$

对本文堆石料的试验数据进行分析, 得到的参数为: $e_{\lambda} = 0.601$ 、 $\lambda = 0.0254$ 、 $\xi = 0.11$ 和 $p'_{ci} = 1261.78 \text{ kPa}$ 。采用式 (7) 计算得到的临界孔隙比与试验结果的对比如图 6 所示。

3 本构方程及参数确定

3.1 状态参数

状态参数^[26] ψ 的定义如下:

$$\psi = e - e_c \quad (9)$$

式中: e 为当前的孔隙比, e_c 为临界状态孔隙比。

将式 (7) 代入式 (9), 得到下式:

$$\psi = e - e_\lambda + \lambda \ln p' + L < p' / p'_{ci} > \xi \ln(p' / p'_{ci}) \quad (10)$$

可见, 通过状态参数的引入, 把当前的状态与临界状态联系起来了。

3.2 本构方程

根据广义塑性理论, 应力增量 $\{d\sigma'\}$ 和应变增量 $\{d\varepsilon\}$ 的关系为

$$\{d\sigma'\} = [D]_{ep} \{d\varepsilon\} \quad (11)$$

式中: $[D]_{ep}$ 为弹塑性刚度矩阵, 可以表示为下式:

$$[D]_{ep} = [D]_e - \frac{[D]_e \{n_g\} \{n\}^T [D]_e}{H + \{n\}^T [D]_e \{n_g\}} \quad (12)$$

式中: $[D]_e$ 为弹性刚度矩阵; $\{n_g\}$ 为塑性流动矢量方向; $\{n\}$ 为加载方向矢量; H 为塑性模量。

3.2.1 弹性特性

弹性特性由体变模量 K_{ev} 和剪切模量 G_{ev} 确定, 对于堆石料, 它们分别表示如下:

$$K_{ev} = K_0 p_a \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{0.75} \quad (13)$$

$$G_{ev} = G_0 p_a \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{0.75} \quad (14)$$

式中: p_a 为标准大气压 (101 kPa); K_0 和 G_0 均为材料常数。

3.2.2 剪胀

根据 Li 等^[27]研究成果, 此处对于堆石料采用如下的剪胀表达式:

$$d_g = \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = (1 + \alpha)(M_d - \eta) \quad (15)$$

$$M_d = M_g \exp(m_g \psi) \quad (16)$$

式中: M_g 为 q - p' 面上临界状态线的斜率 (尽管堆石料在 q - p' 面上呈非线性变化^[25], 但考虑到把斜率取为常值变化不大, 故此处取线性拟合的值)、 $\eta = q/p'$ 为应力比、 α 和 m_g 为常数。 $\psi = 0$ 和 $\eta = M_d$ 体变为 0 满足临界状态条件。对于初始较密的堆石料 ($\psi < 0$), 当 $\eta = M_g \exp(m_g \psi')$ 达到相转换状态, 其中 ψ' 为相转换状态上的 ψ 值。对于初始较松的堆石料 ($\psi > 0$), 当 $M_d > M_g$ 则相转换状态永远达不到。

3.2.3 塑性流动

塑性流动方向 $\{n_g\}$ 表示为下式:

$$\{n_g\} = \left\{ \frac{d_g}{\sqrt{1+d_g^2}}, \frac{1}{\sqrt{1+d_g^2}} \right\}^T \quad (17)$$

此处采用非相关联的流动法则, 则加载方向 $\{n\}$ 表示为下式:

$$\{n\} = \left\{ \frac{d_f}{\sqrt{1+d_f^2}}, \frac{1}{\sqrt{1+d_f^2}} \right\}^T \quad (18)$$

且有:

$$d_f = (1 + \alpha)(M_f - \eta) \quad (19)$$

式中: M_f 为常数。

3.2.4 塑性加载模量

此处对 Ling 等^[26]对砂土的研究成果进行修正, 得到堆石料的塑性加载模量如下:

$$H = H_b \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{0.72} H_f (M_g - \eta) / \eta \quad (20)$$

其中:

$$H_b = H_0 p_a \left(\frac{p_c}{p_a}\right)^m \quad (21)$$

$$H_f = \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f}\right)^4 \quad (22)$$

$$\eta_f = \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) M_f \quad (23)$$

式中: H_0 和 m 均为常数; p_c 为固结完成时的平均有效应力, 对于常规三轴试验即为固结完成时的平均应力。

从式 (20) 可以看出, 塑性加载模量 H 的值取决于当前的应变力比 η 和临界状态线的斜率 M_g 的差值。当 $M_g > \eta$, $H > 0$, 硬化; $M_g < \eta$, $H < 0$, 软化; $M_g = \eta$, $H = 0$, 峰值或破坏。

3.3 参数确定

以上提出的堆石料在单调加载下的本构模型具有 12 个模型参数, 分为 5 组, 分别是: 与临界状态有关的参数 e_λ 、 λ 、 p_{ci} 和 ξ , 弹性常数 K_0 和 G_0 , 与剪胀有关的常数 M_g 、 α 和 m_g , 与塑性流动有关的参数 M_f , 与塑性加载模量有关的参数 H_0 和 m 。这些参数的具体确定方法如下。

3.3.1 临界状态参数

p'_{ci} 为 e - $\lg p'$ 面上临界状态线开始出现与直线偏离时对应的平均有效应力, 即颗粒破碎开始对体积变形产生影响时对应的平均有效应力, 可以从 e - $\ln p'$ 关系曲线中确定; e_λ 、 λ 和 ξ 可以通过固结排水三轴试验确定。

3.3.2 弹性常数

弹性常数 K_0 可以从等向压缩试验得到, G_0 可

以从应力-应变曲线得到, 或者采用室内或室外的弹性波速试验。它们定义了堆石料的弹性行为。

3.3.3 剪胀参数

M_g 为三轴试验 q - p' 面上临界状态线的斜率, 由于堆石料在 q - p' 面上呈非线性变化, 可以进行线性拟合得到。

m_g 可以通过在相转换状态时的排水或不排水试验确定, 此时 d_g 等于 0, 所以有下式:

$$m_g = \frac{1}{\psi_t} \ln \frac{\eta_t}{M_g} \quad (24)$$

式中: η_t 和 ψ_t 为转化状态时的 η 和 ψ 值。

α 的确定如下, 忽略弹性变形, 则由式 (15) 和式 (10) 可得到:

$$\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} \approx \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = d_g = (1 + \alpha)(M_g \exp(m_g \psi) - \eta) \quad (25)$$

则参数 α 可以通过 ε_v - ε_s 曲线拟合得到, 其中 ε_s 表示剪应变。

3.3.4 塑性流动参数

M_f 可以通过对不排水试验的应力路径 p' - q 或排水试验的体应变 ε_v 与轴向应变 ε_1 关系曲线的拟合确定。

3.3.5 塑性加载模量参数

H_0 和 m 可以通过对不排水试验的应力路径 p' - q 或排水试验的体应变 ε_v 与轴向应变 ε_1 关系曲线的拟合确定。

4 模型验证

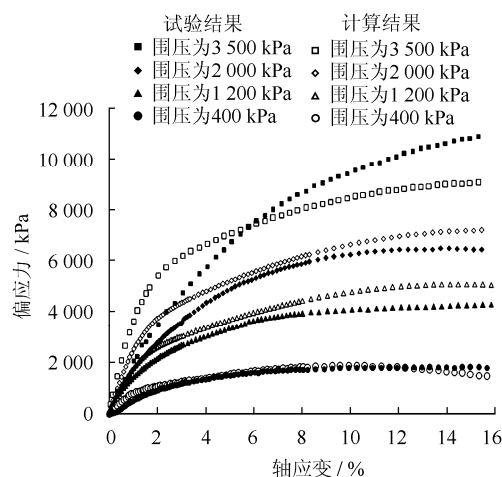
采用本文建议的考虑颗粒破碎的堆石料本构模型, 对长河坝堆石料的三轴试验结果进行了模拟, 共 4 组, 围压分别为 400、1 200、2 000、3 500 kPa。由试验结果确定的计算参数为: $e_\lambda = 0.601$ 、 $\lambda = 0.025 4$ 、 $\xi = 0.11$ 和 $p'_{ci} = 1 261.78$ kPa; $K_0 = 370.357$ 和 $G_0 = 328.787$; $M_g = 1.593$ 、 $\alpha = 0.50$ 和 $m_g = -0.299 4$; $M_f = 1.650$; $H_0 = 6 011$ 和 $m = -1.05$ 。

图 8 为计算结果与试验结果的对比, 可见本文建议的本构方程可以较好地模拟堆石料从低围压到高围压下的应力应变特性。

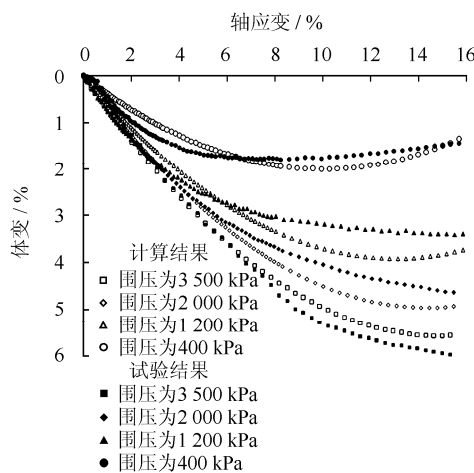
5 结 论

本文进行了固结排水和固结不排水常规三轴试验和等向压缩试验来探讨颗粒破碎对堆石料临界状态的影响, 并提出了考虑颗粒破碎的堆石料本构模型, 得到的结论如下:

(1) 颗粒破碎对堆石料的变形和破坏机制有



(a) 偏应力-轴应变关系曲线



(b) 体应变-轴应变关系曲线

图 8 试验和计算结果

Fig.8 Tested and computed results

很大影响。围压低时颗粒破碎轻微, 固结排水时试样剪胀、固结不排水时孔压先增加后稍有降低; 围压高时颗粒破碎严重, 固结排水时试样剪缩、固结不排水时孔压也是先增加后降低; 等向压缩时随着平均有效应力增加颗粒逐渐破碎, 但不明显。

(2) 对于堆石料, 不同的排水条件和固结应力作用下, 试样最终都达到临界状态, 且在 q - p' 平面和 e - $\lg p'$ 平面临界状态线均为非线性变化。

(3) 通过引入状态参数, 在广义塑性力学的理论框架下提出的考虑颗粒破碎的堆石料本构模型, 及模型参数的确定方法。与堆石料的试验结果对比表明, 所建议的本构模型可以较好地模拟其应力应变特点。

参 考 文 献

- [1] 丁树云, 蔡正银, 凌华. 堆石料的强度与变形特性及临界状态研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(2): 248—252.

- DING Shu-yun, CAI Zheng-yin, LING Hua. Strength and deformation characteristics and critical state of rockfill[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2010, 32(2): 248—252.
- [2] 高玉峰, 张兵, 刘伟, 等. 堆石料颗粒破碎特征的大型三轴试验研究[J]. **岩土力学**, 2009, 30(5): 1237—1246.
GAO Yu-feng, ZHANG Bing, LIU Wei, et al. Experimental study on particle breakage behavior of rockfill in large-scale triaxial tests[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(5): 1237—1246.
- [3] 米占宽, 李国英, 陈铁林. 考虑颗粒破碎的堆石料本构模型[J]. **岩土工程学报**, 2007, 29(12): 1865—1869.
MI Zhan-kuan, LI Guo-ying, CHEN Tie-lin. Constitutive model for rockfill materials considering grain crushing[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2007, 29(12): 1865—1869.
- [4] 沈珠江. 理论土力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000.
- [5] NAKATA Y, HYDE A F L, HYODO M, et al. A probabilistic approach to sand particle crushing in the triaxial test[J]. **Geotechnique**, 1999, 49(5): 567—583.
- [6] COOP M R, SORENSEN K K, FREITAS T B, et al. Particle breakage during shearing of a carbonate sand[J]. **Geotechnique**, 2004, 54(3): 157—163.
- [7] MARSAL R J. Mechanical properties of rockfill[C]// *Embankment-dam Engineering*. New York: John Wiley & Sons, 1973.
- [8] LEE K L, FARHOMAND I. Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1967, 4(1): 68—86.
- [9] HARDIN B O. Crushing of soil particles[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1985, 111(10): 1177—1192.
- [10] EINAV I. Breakage mechanics-part I: theory[J]. **Journal of the Mechanics and Physics of Solids**, 2007, (55): 1274—1297.
- [11] WOOD D M. The magic of sands-the 20th Bjerrum lecture presented in Oslo, 25 November 2005[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2007, 44: 1329—1350.
- [12] BEEN K, JEFFERIES M G, HACHEY J. The critical state of sands[J]. **Geotechnique**, 1991, 41(3): 365—381.
- [13] KONRAD J M. Sand state from cone penetrometer tests: a framework considering grain crushing stress[J]. **Geotechnique**, 1998, 48(2): 201—215.
- [14] RUSSELL A R, KHALILI N. A bounding surface plasticity model for sands exhibiting particle crushing[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2004, 41: 1179—1192.
- [15] DAOUADJI A, HICHER P Y, RAHMA A. An elastoplastic model for granular materials taking into account grain breakage[J]. **Eur. J. Mech. A/Solids**, 2001, 20: 113—137.
- [16] CHÁVEZ C, ALONSO E E. A constitutive model for crushed granular aggregates which includes suction effects[J]. **Soils and Foundations**, 2003, 43(4): 215—227.
- [17] 王乃东, 姚仰平. 粒状材料颗粒破碎的力学特性描述[J]. **工业建筑**, 2008, 38(8): 17—20.
WANG Nai-dong, YAO Yang-ping. Mechanical properties description for granular materials exhibiting particle crushing[J]. **Industrial Construction**, 2008, 38(8): 17—20.
- [18] 孙吉主, 汪稔. 钙质砂的颗粒破碎和剪胀特性的围压效应[J]. **岩石力学与工程学报**, 2004, 23(4): 641—644.
SUN Ji-zhu, WANG Ren. Influence of confining pressure on particle breakage and shear expansion of calcareous sand[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(4): 641—644.
- [19] VARADARAJAN A, SHARMA K G, ABBAS S M, et al. Constitutive model for rockfill materials and determination of material constants[J]. **International Journal of Geotechnical Engineering**, 2006, 6(4): 226—237.
- [20] UENG T S, CHEN T J. Energy aspects of particle breakage in drained shear of sands[J]. **Geotechnique**, 2000, 50(1): 65—72.
- [21] SALIM W, INDRARATNA B. A new elastoplastic constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage[J]. **Can. Geotech. J.**, 2004, 41: 657—671.
- [22] 迟世春, 贾宇峰. 土颗粒破碎耗能对罗维剪胀模型的修正[J]. **岩土工程学报**, 2005, 27(11): 1266—1269.
CHI Shi-chun, JIA Yu-feng. Rowe's stress-dilatancy model modified for energy dissipation of particle breakage[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2005, 27(11): 1266—1269.
- [23] PASTOR M, ZIENKIEWICZ O C, CHAN A H C. Generalized plasticity and the modeling of soil behavior[J]. **Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech.**, 1990, 14(3): 151—190.
- [24] WOOD D V. Soil behavior and critical state soil mechanics[M]. New York: Cambridge University Press, 1990.
- [25] 刘恩龙, 陈生水, 李国英, 等. 堆石料的临界状态探讨[J]. **水利学报**, 2011, 待刊.
LIU En-long, CHEN Shen-shui, LI Guo-ying, et al. Investigation on critical state of rockfill[J]. **Journal of Hydraulic Engineering**, 2011, in Press.
- [26] LING H I, YANG S. Unified sand model based on the critical state and generalized plasticity[J]. **Journal of Engineering Mechanics**, 2006, 132(12): 1380—1391.
- [27] LI X S, DAFALIAS Y F. Dilatancy for cohesionless soils[J]. **Geotechnique**, 2000, 52(3): 173—186.