

DOI: 10.11779/CJGE201604009

基于状态参数的筑坝粗粒土本构模型

魏匡民^{1, 2}, 陈生水^{1, 2}, 李国英^{1, 2}, 傅中志^{1, 2}

(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 210029)

摘要: 粗粒土的应力应变关系与其密实度有着密切的关系。当前常用的粗粒土本构模型无法考虑密实度对其力学行为的影响, 在粗粒土三轴试验基础上建议了一个基于状态参数的粗粒土双屈服面模型, 推导了其应力应变表达式。该模型能够反映不同初始孔隙比条件下粗粒土的峰值强度、剪胀性、应变硬化或软化规律。通过与多组粗粒土三轴试验结果比较, 验证了模型的适应性。

关键词: 粗粒土; 本构模型; 状态参数; 堆石坝

中图分类号: TU43; TV641 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2016)04-0654-08

作者简介: 魏匡民(1985-), 男, 博士, 南京水利科学研究院博士后, 主要从事土石材料本构关系与数值计算等方面的研究工作。E-mail: weikuangming2341@163.com。

Constitutive model for coarse-grained dam materials considering state parameter

WEI Kuang-min^{1, 2}, CHEN Sheng-shui^{1, 2}, LI Guo-ying^{1, 2}, FU Zhong-zhi^{1, 2}

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Key Laboratory of Failure

Mechanism and Safety Control Techniques of Earth-Rock Dam of the Ministry of Water Resources, Nanjing 210029, China)

Abstract: The stress-strain relationship of coarse-grained soils is closely related to soil density. The regular constitutive model cannot consider the effect of initial void ratio on mechanical behaviors of coarse-grained soils. In this paper, a two-yield-surface model is proposed for coarse-grained soils based on triaxial tests. The two-yield-surface model using a state parameter so that can reflect the influence of soil density on the peak stress ratio, dilatancy rule, strain hardening or softening rule in shearing of coarse-grained soils. The stress-strain expressions of this model were also deduced. Several kind of coarse-grained soils test results were used to verify the adaptability of the proposed model, results showed that the model predictions are consistent with test results.

Key words: coarse-grained soil; constitutive model; state parameter; rockfill dam

0 引言

高土石坝大量采用粗粒土填筑, 由于高土石坝在坝坡稳定、变形控制、抗震安全方面的严格要求使得工程技术人员对粗粒土的物理力学性质密切关注, 而用来描述其应力应变行为的本构模型是粗粒土研究的核心内容。目前, 国内外常用的筑坝粗粒土模型其强度准则、流动法则、硬化规律均建立在试样初始密实度相同的基础上, 故无法描述不同初始密实度的粗粒土强度和变形规律, 并且在模拟土体接近破坏状态时会得到不符合实际的体积变形^[1-4]。在土体本构建模中引入状态参数是解决上述问题的一个有效途径, 并已在砂土模型研究中取得了一些成果: Jefferies 通过采用状态参数控制屈服面的硬化, 提出了 Nor-sand 模型^[5], 可用于反映砂土初始孔隙比和压力对砂土应力应变关系的影响; Bauer 等^[6]将临界状态引入亚塑性模型, 预测了砂土力学行为对密实度和压力依赖性; Ling 等^[7-8]将状态参数引进了广义塑性模型, 用同一组材料参数

预测了不同压力水平和孔隙比的砂土试样力学行为。近些年, 基于状态参数的筑坝粗粒土本构模型研究也取得一些进展: 丁树云等^[9]采用大型三轴仪对堆石料的临界状态进行了研究, 建议了指数组的临界孔隙比表达式; 刘恩龙等对堆石料的临界状态进行了探讨, 提出了考虑颗粒破碎的堆石料临界孔隙比表达式^[10]; Xiao 等^[11]提出了考虑了初始孔隙比影响的临界状态方程, 并通过构建塑性模量建立了一个基于状态参数的粗粒土本构模型。但总体来说, 这方面的研究工作较少, 尚需进一步研究。

本文通过不同密实度的筑坝粗粒土试验, 探讨了粗粒土临界状态方程表达式, 并建立了一个双屈服面模型, 该模型能够反映初始压力和孔隙比对粗粒土应

基金项目: 水利部公益性行业专项经费项目(201501035); 国家自然科学基金重大研究计划项目(91215301); 中国博士后科学基金项目(2015M571777); 国家自然科学基金青年科学基金项目(51509163)

收稿日期: 2015-03-22

力应变关系的影响, 可模拟粗粒土在高密实度低围压下的高峰值应力、强剪胀、应变软化现象以及低密实度高围压下的低峰值应力、弱剪胀、应变硬化现象。

1 模型描述

1.1 状态参数与临界状态方程

Dafalias 等^[12]将当前孔隙比与临界孔隙比之差作为状态参数 ψ ,

$$\psi = e - e_{cs} \quad , \quad (1)$$

式中, ψ 为状态参数, e 为当前孔隙比, e_{cs} 为临界孔隙比。

可见, 状态参数建立的基础在于临界状态方程的表达式。丁树云等^[9]通过粗粒土大型三轴试验认为指函数型的临界状态方程符合粗粒土试验规律, 如下式:

$$e_{cs} = e_{cs0} - \lambda_c \left(\frac{p}{p_a} \right)^{\xi} \quad , \quad (2)$$

式中, e_{cs0} , λ_c , ξ 为材料参数, p 为平均压力, p_a 为大气压力。

图 1 (a) ~ (c) 为不同初始孔隙比的花岗岩堆石料^[13]、TRM 堆石料^[11]以及本文中灰岩堆石料三轴剪切试验 $p - e$ 平面内的路径。

可以看出, 相同初始孔隙比的试样破坏点在 $p - e$ 平面上能够较好地符合式 (2), 而 e_{cs0} 随着初始孔隙比 e_0 的增大而增大, 文献[11]将 e_{cs0} 表示为常数项 e_a 与反映初始孔隙比影响的 $k_d e_0$ 之和。丁树云等^[9]认为砂土试样在轴向应变 30% 左右时才能达到临界状态 (即体积变形完全稳定) 而受试验设备所限目前粗粒土试验轴向应变一般达到 15%~20%, 所以一般试验中破坏点处粗粒料不一定达到了临界状态, 他们通过大轴向应变的试验 (轴向应变达到 25%) 发现临界状态方程中 e_{cs0} 基本为一个常数与初始孔隙比无关。本文分析认为粗粒土等剪胀性材料三轴试验中一般采用排水体积法测量试样的平均体变, 实际上当试样破坏时剪切破坏带内部与其他区域孔隙比存在较大差别^[14], 这种平均体积应变的方式使得材料的 e_{cs0} 值测量可能存在较大误差。

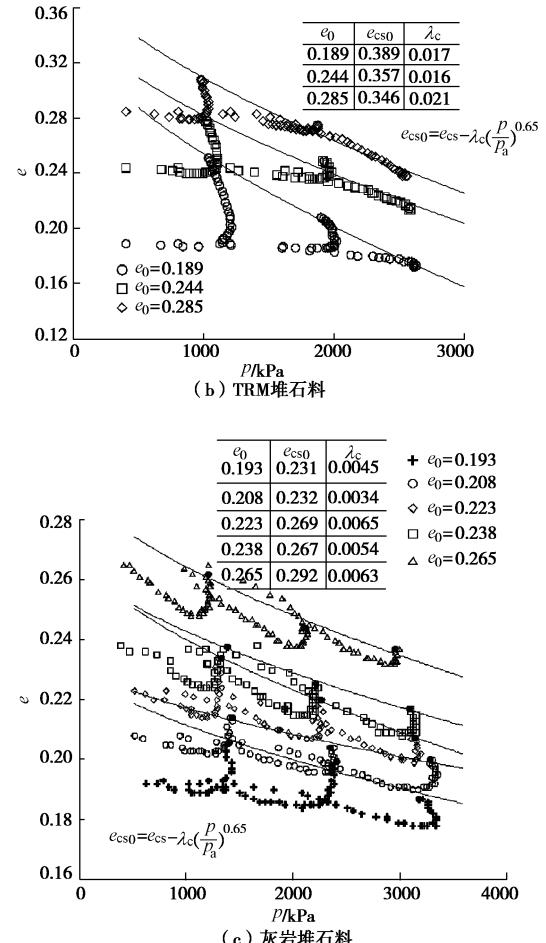
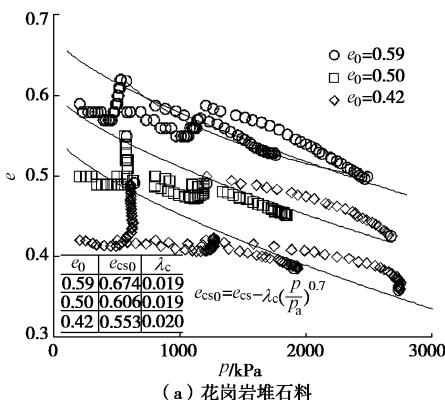


图 1 粗粒土 $p - e$ 平面上三轴剪切路径

Fig. 1 Triaxial test paths of coarse-grained soils in $p - e$ plane

另外, 计算结果表明, 若采用试样破坏点处 p , e 值确定 e_{cs0} 的值则模型不能很好地“反算”回试验曲线, 这间接表明 e_{cs0} 应该基本为一个常数, 不会随初始孔隙比发生大的变化, 一些数值结果也得到了类似的结论^[15]。

1.2 本构方程

(1) 屈服面与塑性势面

本文建立的模型, 采用了双屈服面, 第一屈服面 f_1 用于反映偏应力增量引起的塑性变形^[11, 16-17], 如下式:

$$f_1 = q - \eta_0 p = 0 \quad , \quad (3)$$

式中, p 为平均应力, q 为剪切应力, η_0 为硬化参数。

与 f_1 相对应的塑性势面形式如下:

$$g_1 = q - \eta_\nu p = 0 \quad , \quad (4)$$

式中, p 为平均应力, q 为剪切应力, η_ν 为反映土体剪胀规律的表达式。

Li 等^[18]指出, 采用如式 (3) 的单屈服面, 能够预测以剪切为主的塑性变形, 但是由于该屈服面在 $p - q$ 平面上为直线, 无法描述等向压缩以及 η 为常数应力路径产生的塑性变形。所以本文中补充了服从相

关联流动法则的第二屈服面^[19], 如下式:

$$f_2 = g_2 = p - p_0 = 0 \quad , \quad (5)$$

式中, p 为平均应力, p_0 为等效固结压力。

(2) 硬化规律与剪胀方程

应力比与广义剪应变之间的双曲线关系在砂土和粗粒土模型中被广为采用^[16-17, 19-20], 如下所示, 其中 $M + F(\psi)$ 为双曲线的渐进线

$$\eta_0 = \frac{q}{p} = \frac{\varepsilon_s^p}{\frac{1}{A} + \frac{\varepsilon_s^p}{M + F(\psi)}} \quad , \quad (6)$$

式中, ε_s^p 为塑性广义剪应变, A 为材料参数, M 为临界状态应力比。

Rowe^[21]对摩擦类颗粒材料的抗剪强度机理进行了研究(如图 2), 认为散粒体材料的抗剪强度可分为颗粒间摩擦分量、剪胀分量以及颗粒重排分量, 而剪胀分量与排列分量与土体孔隙比关系密切, 可称之为“咬合强度”, 所以, 统一的粗粒土强度准则应能够反映孔隙比与咬合强度的函数关系, 咬合强度与摩擦强度之和共同构成粗粒土的“潜在抗剪强度”。

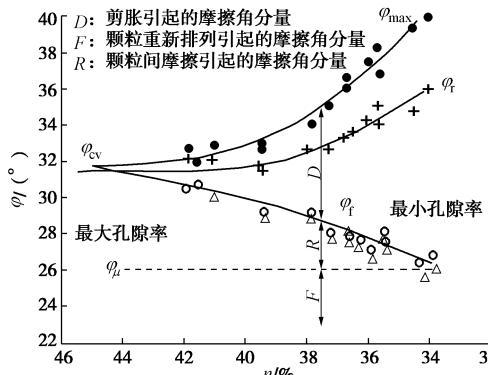


图 2 颗粒体材料抗剪强度机理^[21]

Fig. 2 Mechanism of shear strength of granular materials

在式(6)中 $F(\psi)$ 可认为是状态参数变化引起的土体潜在强度变化, $F(\psi)$ 需要满足 $F(0)=0$, 表示当土体达到临界状态时, 与孔隙比相关的咬合强度消失, 本文采用线性函数 $F(\psi)=B \cdot (e_{cs}-e)$, B 为材料参数。

屈服面 f_2 采用下式反映粗粒土的压缩硬化规律^[22-23]

$$e = e_0 \exp \left[-(p/h_s)^n \right] \quad , \quad (7)$$

式中: e 为当前孔隙比, e_0 为初始孔隙比, p 为平均应力, h_s 和 n 为反映土体级配, 颗粒强度等因素的材料参数。由于 f_2 以总的塑性体积应变作为硬化参量, 所以, f_1 与 f_2 硬化是相互耦合的, f_1 产生的塑性体积应变会引起 f_2 的硬化^[19]。

屈服面 f_2 服从相关联的流动法则, 可以看出屈服面 f_2 只产生塑性体积应变不产生塑性剪切应变。屈服

面 f_1 对应的塑性势面为 g_1 , 根据正交流动法则有

$$\frac{d\varepsilon_{v1}^p}{d\varepsilon_s^p} = \frac{\partial g_1}{\partial p} / \frac{\partial g_1}{\partial q} = -\eta_\psi \quad . \quad (8)$$

Li 等^[18]根据原始的剑桥模型提出的考虑状态参数影响的土体剪胀方程如下式:

$$d = \frac{d\varepsilon_{v1}^p}{d\varepsilon_s^p} = d_0 (M e^{m\psi} - \eta) \quad , \quad (9)$$

式中, M 为临界状态应力比, d_0 和 m 为材料参数, ψ 为状态参数, η 为应力比, 当 $m=0$, $d_0=1$ 时, 式(9)退化成原始的剑桥模型。从边界条件分析可知, 当 $\eta \rightarrow 0$, $d \rightarrow \infty$ 时应该有 $d \rightarrow \infty$, 而式(9)不满足该边界条件。因此, 本文采用了基于修正剑桥模型的剪胀方程, 如下式所示:

$$d = \frac{d\varepsilon_{v1}^p}{d\varepsilon_s^p} = \frac{(M \cdot e^{k_d \psi})^2 - \eta^2}{2\eta} \quad , \quad (10)$$

式中, M 为临界状态应力比, k_d 为材料参数, k_d 可以根据三轴试验相变点处试验点确定, 这时 $d=0$, 所以有

$$k_d = \frac{1}{\psi_d} \ln \frac{\eta_d}{M} \quad , \quad (11)$$

式中, M 为临界状态应力比, η_d 为相变点的应力比, ψ_d 为相变点处的状态参数。

(3) 本构方程推导

弹性参数采用剪切模量 G 和体积模量 K 表示, 根据哈定等人的研究, 颗粒材料中剪切模量 G 如式(12), 体积模量 K 如式(13)

$$G = G_0 \cdot \frac{(2.17-e)^2 \sqrt{p}}{(1+e)} \quad , \quad (12)$$

$$K = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} G \quad , \quad (13)$$

式中, G_0 为材料参数, e 为孔隙比, p 为平均压力, ν 泊松比。

在双屈服面模型中总的塑性应变为第一屈服面 f_1 和第二屈服面 f_2 产生的塑性应变之和。

f_2 只产生塑性体积变形, 其硬化规律定义了一个依赖于平均应力和孔隙比的等向压缩参数 λ

$$\lambda = n \cdot e \cdot \left(\frac{p}{h_s} \right)^n \quad , \quad (14)$$

所以, f_2 产生的塑性应变增量可以表达为

$$d\varepsilon_{v2}^p = \frac{\lambda}{1+e_0} \frac{dp}{p} \quad , \quad (15)$$

f_1 产生的塑性应变需要根据一致性条件确定, 对 f_1 全微分有

$$df_1 = \frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq + \frac{\partial f_1}{\partial \eta_0} d\eta_0 \quad , \quad (16)$$

$$d\eta_0 = \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} d\varepsilon_{v1}^p + \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} d\varepsilon_s^p + \frac{\partial\eta_0}{\partial p} dp = -\frac{\frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq}{\frac{\partial f_1}{\partial\eta_0}}, \quad (17)$$

根据正交流动法则 $d\varepsilon_{v1}^p = d\lambda \frac{\partial g_1}{\partial p}$; $d\varepsilon_s^p = d\lambda \frac{\partial g_1}{\partial q}$, 并由

式(17)可以得到, 塑性乘子 $d\lambda$ 为

$$d\lambda = -\frac{\frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq}{\frac{\partial f_1}{\partial\eta_0} \left(\frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} \frac{\partial g_1}{\partial p} + \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} \frac{\partial g_1}{\partial q} \right)} - \frac{\frac{\partial\eta_0}{\partial p} dp}{\frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} \frac{\partial g_1}{\partial p} + \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} \frac{\partial g_1}{\partial q}}, \quad (18)$$

则 f_1 产生的塑性应变可表示为

$$\begin{bmatrix} d\varepsilon_{v1}^p \\ d\varepsilon_s^p \end{bmatrix} = -\frac{1}{\frac{\partial f_1}{\partial\eta_0} \left(\frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} \frac{\partial g_1}{\partial p} + \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} \frac{\partial g_1}{\partial q} \right)} \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial p} \frac{\partial g_1}{\partial p}, \frac{\partial f_1}{\partial q} \frac{\partial g_1}{\partial p} \\ \frac{\partial f_1}{\partial p} \frac{\partial g_1}{\partial q}, \frac{\partial f_1}{\partial q} \frac{\partial g_1}{\partial q} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix} - \frac{\frac{\partial\eta_0}{\partial p} dp}{\frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} \frac{\partial g_1}{\partial p} + \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} \frac{\partial g_1}{\partial q}} \begin{bmatrix} \frac{\partial g_1}{\partial p} \\ \frac{\partial g_1}{\partial q} \end{bmatrix}, \quad (19)$$

$$\begin{bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K} + \frac{\eta_\psi \left(\eta_0 + p \frac{\partial\eta_0}{\partial p} \right)}{p \left(-\eta_\psi \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} + \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} \right)} + \frac{n \cdot e \cdot \left(\frac{p}{h_s} \right)^n}{(1+e_0) \cdot p} \\ - \frac{\left(\eta_0 + p \frac{\partial\eta_0}{\partial p} \right)}{p \left(-\eta_\psi \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} + \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} \right)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix} - \frac{\frac{\eta_\psi}{p \left(-\eta_\psi \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} + \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} \right)}}{3G + \frac{1}{p \left(-\eta_\psi \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} + \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} \right)}} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix}. \quad (24)$$

2 参数确定

本文对某堆石坝灰岩堆石料初始孔隙比为 0.193, 0.208, 0.223, 0.238, 0.265 的三轴试验, 采用文献[13]中花岗岩堆石料初始孔隙比为 0.59, 0.50, 0.42 的三轴剪切试验结果以及文献[11]中 TRM 堆石料初始孔隙比为 0.189, 0.244, 0.285 的三轴剪切试验结果对模型进行初步验证。模型中弹性参数、临界状态方程参数、剪胀方程参数、硬化参数确定方式如下。

2.1 弹性参数

弹性剪切模量为三轴剪切试验曲线初始剪切模量^[11], $G \approx \frac{\Delta q / \Delta \varepsilon_s}{3}$, 根据初始孔隙比 e 和平均压力 p 求得多组 G_0 取平均值, 粗粒料的泊松比取 0.2~0.3 之间。

2.2 临界状态方程参数

临界状态方程式(2)中 ξ 一般在 0.6~0.7 之间,

进一步得到

$$\begin{bmatrix} d\varepsilon_{v1}^p \\ d\varepsilon_s^p \end{bmatrix} = \frac{1}{p \left(-\eta_\psi \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} + \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} \right)} \begin{bmatrix} \eta_\psi \left(\eta_0 + p \frac{\partial\eta_0}{\partial p} \right), -\eta_\psi \\ -\left(\eta_0 + p \frac{\partial\eta_0}{\partial p} \right), 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix}, \quad (20)$$

由于 η_0 中含有当前孔隙比与临界孔隙比, 而临界孔隙比又是平均应力的函数, 根据复合函数求导法则对 η_0 进行相应的微分运算, 容易得到如下各式:

$$\frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} = B \cdot (1+e) \cdot \left(\frac{\eta_0}{M+F} \right)^2, \quad (21)$$

$$\frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} = A \cdot \left(1 - \frac{\eta_0}{M+F} \right)^2, \quad (22)$$

$$\frac{\partial\eta_0}{\partial p} = B \left[-\xi \frac{\lambda_c}{p_a} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{\xi-1} + (1+e) \left(\frac{1}{K} + \frac{\lambda}{1+e_0} \frac{1}{p} \right) \right] \left(\frac{\eta_0}{M+F} \right)^2. \quad (23)$$

结合式(15)和(20)以及弹性应变增量部分得到该双屈服面模型完整的应力应变关系如下式所示:

$$\begin{bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K} + \frac{\eta_\psi \left(\eta_0 + p \frac{\partial\eta_0}{\partial p} \right)}{p \left(-\eta_\psi \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} + \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} \right)} + \frac{n \cdot e \cdot \left(\frac{p}{h_s} \right)^n}{(1+e_0) \cdot p} \\ - \frac{\left(\eta_0 + p \frac{\partial\eta_0}{\partial p} \right)}{p \left(-\eta_\psi \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} + \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} \right)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix} - \frac{\frac{\eta_\psi}{p \left(-\eta_\psi \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} + \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} \right)}}{3G + \frac{1}{p \left(-\eta_\psi \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_{v1}^p} + \frac{\partial\eta_0}{\partial\varepsilon_s^p} \right)}} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix}. \quad (24)$$

从图 1 看出参数 λ_c 变化范围较小, 可取较松散试样的试验值或多个试样平均值, 根据 1.1 节中讨论, e_{cs0} 应该以体积应变完全稳定试样的 $p-e$ 曲线确定, 若试样体积应变没有达到稳定则取值可略大于破坏点拟合值。

2.3 剪胀方程参数

剪胀方程(10)中需要确定 M , k_d 两个参数, M 为试样达到较大剪切应变时的应力比, 如图 3, k_d 根据相变点处的试验数据由式(11)确定。

2.4 硬化参数

屈服面 f_2 的硬化规律如式(6)所示, 其中 M 和 ψ 是已知的, 需要确定参数 A , B 的值, 式(6)在 $\varepsilon_s^p - \varepsilon_s^p/\eta$ 平面上呈线性关系, 直线的截距为 $1/A$, 斜率为 $1/(M-B\cdot\psi)$ 。图 4 为花岗岩堆石料参数拟合结果, $M-B\cdot\psi$ 可由直线斜率求得, M 的值已经由图 3 确定, 根据多个数据点的平均求得参数 B 。

表 1 双屈服面模型参数

Table 1 Parameters of two-yield-surface model

参数	弹性参数			f ₁ 屈服面			临界状态方程			f ₂ 硬化规律			剪胀参数	
	G ₀	v	h _s	n	e _{cs0}	λ _c	ξ	M	A ₀	N	B	k _d		
花岗岩堆石料	6900	0.2	6.39×10 ⁵	0.83	0.68	0.020	0.70	1.67	1048.1	-0.769	3.1	0.02		
灰岩堆石料	7200	0.2	7.52×10 ⁵	0.79	0.31	0.005	0.65	1.77	4806.8	-1.2	1.7	1.0		
TRM 堆石料	7000	0.2	8.21×10 ⁵	0.80	0.44	0.018	0.65	1.63	5200.0	-0.9	2.0	1.0		

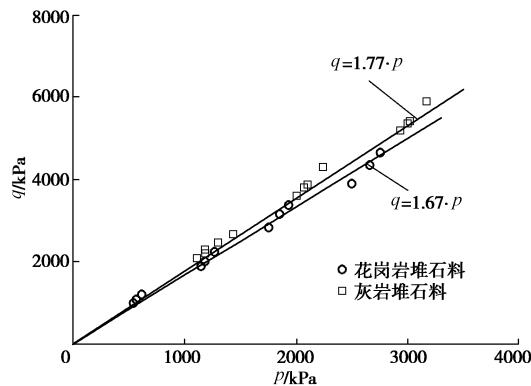
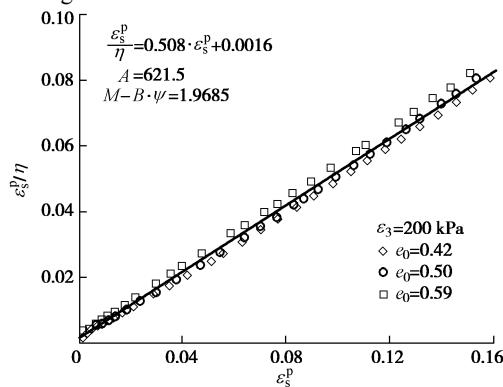
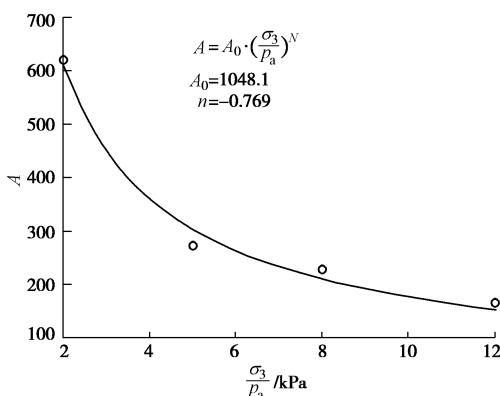


图 3 残余应力比 M 的确定

Fig. 3 Determination of residual stress ratio M

图 4 $\varepsilon_s^p - \varepsilon_s^p / \eta$ 关系Fig.4 Relationship of ε_s^p and ε_s^p / η

本文研究表明 A 与初始围压有较强的依赖性, 如图 5, 所以本文采用式(25)描述 A 随初始压力的变化规律。

图 5 A 与围压之间关系Fig. 5 Relationship between parameter A and confining pressure

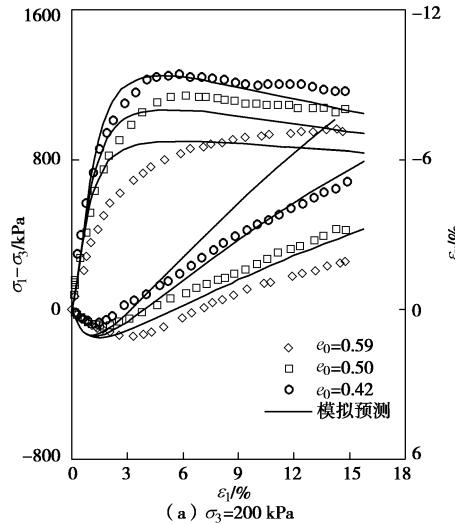
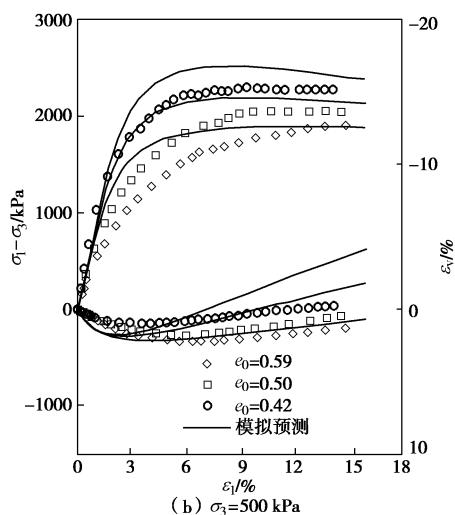
$$A = A_0 \cdot \left(\frac{p_0}{p_a} \right)^N, \quad (25)$$

式中, A_0 与 N 为材料参数, p_0 为初始平均压力, p_a 为大气压力。

屈服面 f_1 的硬化参数 h_s , n 由于缺乏等向压缩试验资料采用了 IGA 算法反算确定^[24]。花岗岩堆石料、灰岩堆石料、TRM 堆石料模型参数如表 1。

3 模型验证结果

图 6 为花岗岩堆石料围压 200, 500, 800, 1200 kPa 时不同初始孔隙比的试验结果和模型模拟结果, 图 7 为不同初始孔隙比灰岩堆石料三轴试验模拟结果, 图 8

(a) $\sigma_3=200 \text{ kPa}$ (b) $\sigma_3=500 \text{ kPa}$

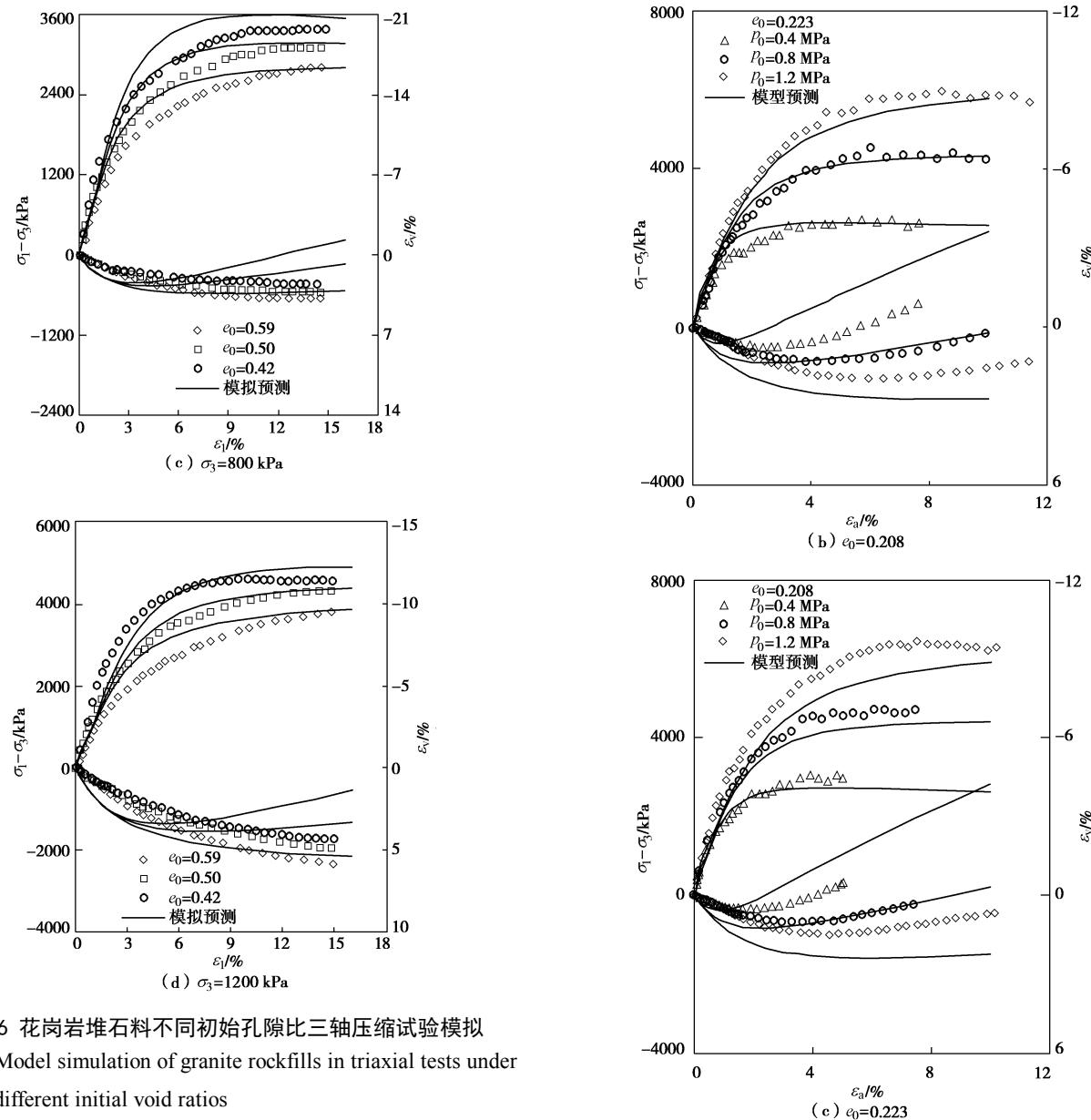
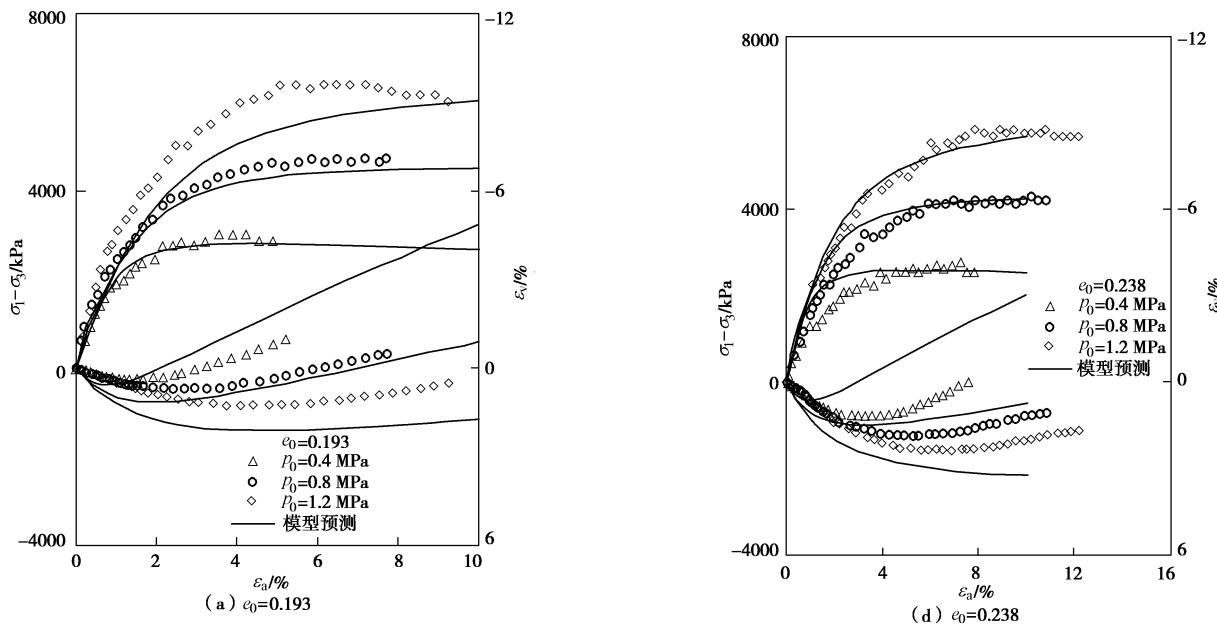


图 6 花岗岩堆石料不同初始孔隙比三轴压缩试验模拟
Fig. 6 Model simulation of granite rockfills in triaxial tests under different initial void ratios



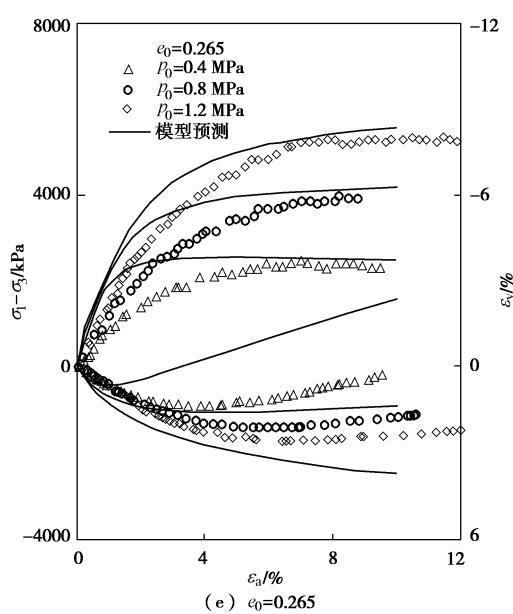


图 7 不同初始孔隙比灰岩堆石料三轴压缩试验模拟

Fig. 7 Model simulation of limestone rockfills in triaxial tests under different initial void ratios

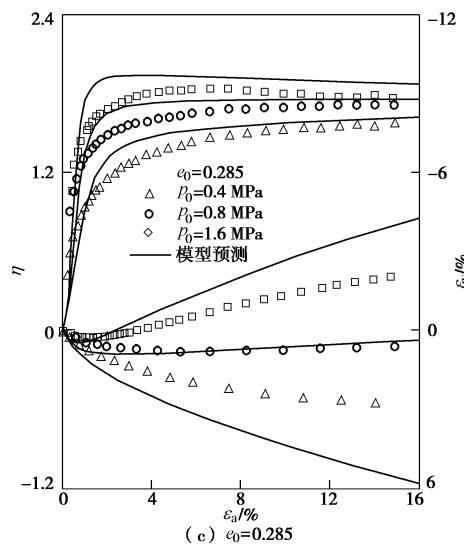
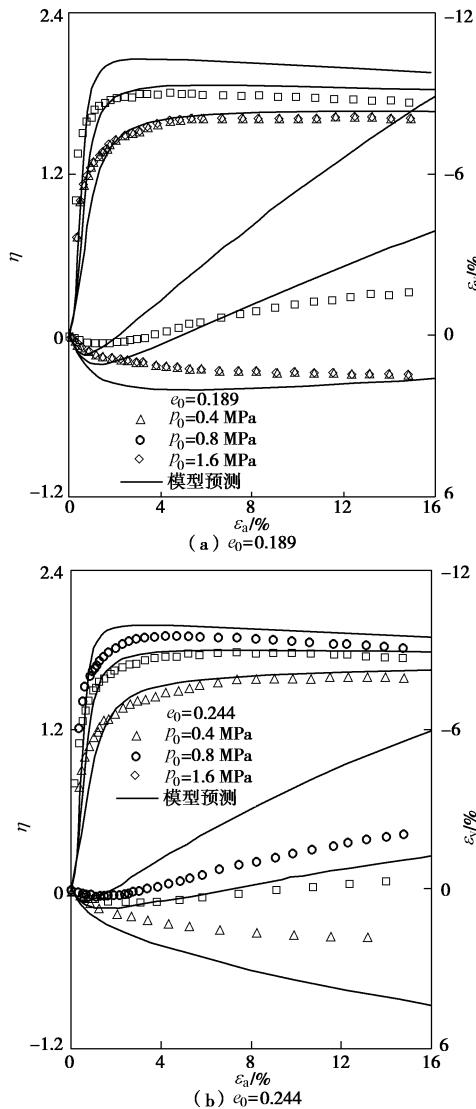


图 8 不同初始孔隙比 TRM 堆石料三轴压缩试验

Fig. 8 Model simulation of TRM rockfills in triaxial tests under different initial void ratios

为 TRM 堆石料不同初始孔隙比三轴剪切试验模拟结果。可以看出，该模型能够较好地反映不同初始密实度的粗粒土应力应变行为，能够反映高密实度粗粒土的高峰值强度和应变软化现象。

4 结论与讨论

(1) 初始孔隙比对粗粒土应力应变关系有重要影响：初始孔隙比较高的粗粒土试样有较高的峰值应力比、较强的剪胀性以及应变软化现象；初始孔隙比较低的试样峰值应力比较低，体积剪胀现象较弱。

(2) 本文中建议了基于状态参数的粗粒土双屈服面表达式，采用式(6)表达与孔隙比相关的屈服面硬化规律和强度规律，提出了变量 A 随初始平均压力的变化规律如式(25)，建立了状态参数相关的粗粒土剪胀方程，推导了模型的应力应变关系表达式。采用不同初始孔隙比的灰岩堆石料、花岗岩堆石料、TRM 堆石料三轴剪切试验结果对该双屈服面模型进行了验证，得到了较为合理的结果。

(3) 筑坝粗粒土临界状态方程是状态参数模型建立的重要依据，本文通过多组堆石料试验数据对 $p-e$ 平面上临界状态方程形式进行了探讨。受限于当前试验条件和研究水平，堆石料的临界状态表达式以及本构模型对复杂应力路径的适应性在未来工作中还需要进一步深入研究。

参考文献：

- [1] 陈生水, 傅中志, 韩华强. 一个考虑颗粒破碎的堆石料弹塑性本构模型[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(10): 1489 - 1495. (CHEN Sheng-shui, FU Zhong-zhi, HAN Hua-qiang. An elastoplastic model for rockfill materials considering particle breakage[J]. Chinese Journal of Geotechnical

- Engineering, 2011, **33**(10): 1489 – 1495. (in Chinese))
- [2] OLDECOP L A, ALONSO E E. A model for rockfill compressibility[J]. *Géotechnique*, 2001, **51**(2): 127 – 140.
- [3] 姚仰平, 黄冠, 王乃东. 堆石料的应力 - 应变特性及其三维破碎本构模型[J]. 工业建筑, 2011, **41**(9): 12 – 17. (YAO Yang-ping, HUANG Guan, Wang Nai-dong. Stress-strain characteristic and three-dimensional constitutive model of rockfill considering crushing[J]. *Industrial Construction*, 2011, **41**(9): 12 – 17. (in Chinese))
- [4] WANG Z, DAFALIAS Y F, LI X. State pressure index for modeling sand behavior[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2002, **128**(6): 511 – 519.
- [5] JEFFERIES M G Nor-Sand: A simple critical state model for sand[J]. *Géotechnique*, 1993, **43**(1): 91 – 103.
- [6] WU W, BAUER E, KOLYMBAS D. Hypoplastic constitutive model with critical state for granular materials[J]. *Mechanics of Materials*, 1996, **23**(1): 45 – 69.
- [7] LING H I, LIU H. Pressure-level dependency and densification behavior of sand through generalized plasticity model[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2003, **129**(8): 851 – 860.
- [8] 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.
- [9] 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: 248 – 252. (DING Shu-yun, CAI Zheng-yin, LING Hua. Strength and deformation characteristics and critical state of rock fill [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, **32**(2): 248 – 252. (in Chinese))
- [10] 刘恩龙, 覃燕林, 陈生水. 堆石料的临界状态探讨[J]. 水利学报, 2012, **43**(5): 505 – 511. (LIU En-long, TIAN Yan-lin, Chen sheng-shui. Investigation on critical state of rockfill materials[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2012, **43**(5): 505 – 511. (in Chinese))
- [11] XIAO Y, LIU H, CHEN Y. State-dependent constitutive model for rockfill materials[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2014, **15**(5): 1 – 15.
- [12] DAFALIAS Y F, MANZARI M T, DAFALIAS Y F. A critical state two-surface plasticity model for sands[J]. *Géotechnique*, 1997, **47**(2): 255 – 272.
- [13] 贾华. 粗粒土加载与回弹特性试验及邓肯模型适用性研究[D]. 南京: 河海大学. 2009. (JIA Hua. Study of loading and unloading properties of coarse-grained soils and adaptability of Duncan-Chang model[D]. Nanjing: Hohai University, 2009. (in Chinese))
- [14] 程展林, 吴良平, 丁红顺. 粗粒土组构之颗粒运动研究[J]. 岩土力学, 2007(增刊 1): 29 – 33. (CHENG Zhan-lin, WU Liang-ping, DING Hong-shun. Research on movement of particle of fabric of granular material[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007(S1): 29 – 33. (in Chinese))
- [15] 刘映晶, 王建华, 尹振宇. 考虑级配效应的粒状材料本构模拟[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(2): 299 – 305. (LIU Ying-jing, WANG Jian-hua, YIN Zhen-yu. Constitutive modeling for granular materials considering grading effect[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(2): 299 – 305. (in Chinese))
- [16] 孙海忠, 黄茂松. 考虑颗粒破碎的粗粒土临界状态弹塑性本构模型[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(8): 1284 – 1290. (SUN Hai-zhong, HUANG Mao-song. Critical state elasto-plastic model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, **32**(8): 1284 – 1290. (in Chinese))
- [17] JAN Y Y. A critical state plasticity model for granular soils[D]. West Lafayette: Purdue University, 1997.
- [18] LI X S, DAFALIAS Y F. Dilatancy for cohesionless soils[J]. *Géotechnique*, 2001, **50**(4): 729 – 730.
- [19] WAN R G, GUO P J. A simple constitutive model for granular soils: modified stress-dilatancy approach[J]. *Computers and Geotechnics*, 1998, **22**(2): 109 – 133.
- [20] PIETRUSZCZAK S, STOLLE D F E. Modeling of sand behavior under earthquake excitation[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics*, 1987, **11**(3): 221 – 240.
- [21] ROWE P W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact[J]. *Deviatoric Stress*, 1962, **269**(1339): 500 – 527.
- [22] 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 Shen-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))
- [23] BAUER E, FU Z, LIU S. Influence of pressure and density on the rheological properties of rockfills[J]. *Frontiers of Structural & Civil Engineering*, 2012, **6**(1): 25 – 34.
- [24] 朱晟, 魏匡民, 林道通. 筑坝土石料的统一广义塑性本构模型[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(8): 1394 – 1399. (ZHU Sheng, WEI Kuang-min, LIN Dao-tong. Generalized plasticity model for soil and coarse-grained dam materials[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(8): 1394 – 1399. (in Chinese))