

DOI: 10.11779/CJGE201710024

一个改进的堆石料广义塑性模型

卞士海^{1, 2, 3}, 李国英^{2, 3}, 魏匡民^{2, 3}, 周 健¹

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024;

3. 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: 在广义塑性理论框架下, 通过引入两个修正系数修正塑性模量, 增强了广义塑性模型在高围压条件下的适应性, 成功地将砂土广义塑性模型改造成堆石料广义塑性模型。提出的修正广义塑性模型参数较少, 容易确定, 具有一定的实用性, 并且可以推广至状态相关情况。模型中塑性模量公式简洁, 可以退化成等向压缩塑性模量。模型可以很好地预测堆石料常规三轴加载应力应变关系, 对等 P 以及等应力比路径也具有一定适应性。

关键词: 广义塑性模型; 塑性模量; 修正系数; 应力路径; 模型验证

中图分类号: TV641; TU441

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1936-07

作者简介: 卞士海(1987-), 男, 博士研究生, 主要从事粗粒土本构关系研究。E-mail: bsh2013@tongji.edu.cn。

Modified generalized plasticity model for rockfill materials

BIAN Shi-hai^{1, 2, 3}, LI Guo-ying^{2, 3}, WEI Kuang-min^{2, 3}, ZHOU Jian¹

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Geotechnical Engineering Department,

Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 3. Key Laboratory of Earth-Rock Dam Failure Mechanism and Safety

Control Techniques, Ministry of Water Resources, Nanjing 210024, China)

Abstract: Within the framework of generalized plasticity theory, the plastic modulus is modified by adding two correction factors to enhance the adaptability of model under high confining stress, thus the generalized plasticity model for sand is successfully transformed into the model for rockfill materials. The modified P-Z model has fewer parameters, all of which can be easily determined, and it is relatively practical and can be extended into a state-dependent constitutive model. The expression for plastic modulus is simple and can be degenerated to that for isotropic compression tests. The modified model can well simulate the stress-strain behaviours of rockfill materials of triaxial tests and can also capture the stress-strain features under other stress paths.

Key words: generalized plasticity model; plastic modulus; correction factor; stress path; model validation

0 引 言

土石坝由于其对基础良好的适应性, 可以就地取材, 充分利用建筑物开挖渣料, 造价较低等优点, 在世界各国广泛采用。堆石料作为高土石坝的主要筑坝材料, 随着水利水电工程中土石坝坝高向300 m级发展, 其受力情况变得更为复杂, 深入研究填筑紧密的筑坝土石料的力学特性, 对于准确预测大坝结构行为尤为重要。

在土石坝工程有限元数值计算中, 常用的静力模型主要有邓肯E-B模型^[1]和南水双屈服面模型^[2]; 对于动力变形和永久变形分析, 采用的模型与静力分析有所不同, 对应的模型主要是等效线性模型^[3-4]和沈珠江残余变形模型^[5]。这一套常用的静动力分析方法, 参数容易确定, 实用性强, 在工程中被广泛应用。然而这一套分析方法将静力分析、动力分析和残余变形分

析割裂开, 一方面这样使得计算过程变得复杂, 另一方面实际的堆石料静动力变形应该是静动力统一的弹性响应, 常用的分析方法只是对结果的近似描述。

针对土石坝计算中经典的静动力分析模型存在的不足, 大连理工大学进行了尝试, 很好地发展了粗粒土广义塑性模型, 使得广义塑性模型成为土石坝静动力计算中一类重要的本构模型。Xu等^[6]对广义塑性模型的压力相关性进行了改进, 对紫坪铺面板坝建设期间运行情况进行了三维模拟, 预测了面板坝典型断面的水平位移和沉降以及应力情况。Zou等^[7]使用这一类模型对紫坪铺面板坝在汶川地震中的动力反应进行了模拟。这些工作论证了广义塑性模型在土石坝工程中

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(51509163); 水利部公益性行业科研专项经费项目(201501035)

收稿日期: 2016-12-12

应用的有效性, 更重要的是, 只需一组模型参数就可以完成对土工建筑物的静、动力分析, 有效地提高了计算效率。

广义塑性模型最早由Zienkiewicz等^[8]和Pastor等^[9]提出, 模型简洁有效, 理论比较完善, 模型可以预测往复加载下饱和松砂的液化和饱和密砂的循环活动性。早期提出的模型主要针对砂土和黏土, 相比堆石料具有一定的差异性, 文献[10]针对这个差异性, 研究了由原始砂土广义塑性模型发展而来的一类模型, 并就高围压下此类模型适应性进行了讨论和改进。虽然较好地模拟了堆石料三轴加载, 由于引入塑性功修正塑性模量, 一方面使得塑性模量公式变得复杂, 参数难以确定; 另一方面塑性功的引入会影响模型对不同应力路径的适应能力, 并且在循环加载情况下, 塑性功不断累积, 在计算动力变形时每一次荷载增量均需更新塑性模量表达式, 对于大型水工结构若使用此模型进行动力有限元计算, 需要很大的存储空间, 计算效率也很低。

鉴于文献[10]提出的模型不利于实际应用, 同时针对文献[10]提出的广义塑性模型高围压条件下适应性较差的问题, 本文不再使用塑性功修正塑性模量, 提出另一类适用于堆石料的简洁的修正广义塑性模型, 通过对比常规三轴试验与预测结果, 验证模型的合理性, 并进一步分析此模型对复杂应力路径的适应性, 最后将其推广至状态相关情况。

1 修正的堆石料广义塑性模型

在广义塑性模型中, 一般需定义加载方向、流动方向, 塑性模量以及弹性体积和剪切模量。塑性模量的定义往往从等向压缩条件出发, 以保证塑性模量公式可以退化为等向压缩公式, 很多学者也是改进了塑性模量^[11-13]。本文提出的修正广义塑性模型主要在Pastor等原始广义塑性模型^[9]基础上进行改进, 模型的相关框架如下:

在弹塑性模型中, 应力应变增量有如下关系:

$$d\sigma = D^e d\epsilon \quad (1)$$

根据Pastor等^[9]的推导, 在广义塑性模型弹塑性刚度矩阵 D^e 如下:

$$D^e = D^e - \frac{(D^e : n_g) \otimes (n_f : n^e)}{H + n_f : n^e : n_g} \quad (2)$$

式中 n_g 为塑性势流动方向; n_f 为加载方向; H 为加载卸载塑性模量; D^e 为弹性矩阵; D^e 为弹塑性矩阵。

仍然采用原始模型中塑性流动和加载方向的定义:

$$d_g = (1 + \alpha)(M_g - \eta) \quad , \quad (3)$$

$$d_f = (1 + \alpha)(M_f - \eta) \quad 。 \quad (4)$$

考虑三轴加载试验中平均压力对峰值强度的影响, 其中 M_f 采用如下表达式^[14]:

$$M_f = M_0 \left(\frac{p}{p_c} \right)^{-n} \quad , \quad (5)$$

式中, M_g 为剪胀应力比, p_c 为破碎参考应力, 在确定 p_c 以后, M_0 , n 由不同围压下峰值强度拟合得到。

由此确定:

$$n_g = \left(\frac{d_g}{\sqrt{1 + d_g^2}}, \frac{1}{\sqrt{1 + d_g^2}} \right) \quad , \quad (6)$$

$$n_f = \left(\frac{d_f}{\sqrt{1 + d_f^2}}, \frac{1}{\sqrt{1 + d_f^2}} \right) \quad 。 \quad (7)$$

根据邹德高等^[15]的研究, 本文在修正模型中采用的如下形式的弹性剪切模量 G 和体积模量 K 。

$$G = G_0 p_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.5} \quad , \quad (8)$$

$$K = \frac{2(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} G \quad 。 \quad (9)$$

式中, G_0 为材料参数, p 为平均压力, ν 泊松比。

在原始广义塑性模型框架中, 塑性模量的表达式如下:

$$H_L = H_0 p H_f (H_v + H_s) \quad , \quad (10)$$

式中, $H_v = 1 - \eta/M_f$, H_s 为剪应变影响项, H_f 为应力比和峰值应力比的函数, H_0 为模型参数。

本文考虑塑性模量合理的压力依赖性, 同时针对文献[10]提到的一类模型在高围压适应性较差的问题, 基于原始广义塑性模型, 参考Ling等^[16]在塑性模量中对剪应变影响项 H_s 的处理方法, 本文同样舍弃剪应变影响项 H_s , 然后将 H_v 修正为 H_1 , 同时再引入修正系数 H_2 对塑性模量进行调整, H_1 和 H_2 的提出分别针对模型在预测三轴剪切过程中初期塑性模量偏大和剪切后期塑性模量偏小的问题, 本文提出如下形式的修正塑性模量表达式:

$$H = H_0 p_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^m H_1 H_2 \quad , \quad (11)$$

式中, H_0 为模型参数, m 为材料属性参数, 一般在 0 到 1 之间, H_1 和 H_2 表达式如下:

$$H_1 = 1 - \left(\frac{\eta}{M_f} \right)^\beta \quad , \quad (12)$$

$$H_2 = \exp \left(\frac{\gamma \eta}{M_f} \right) \quad 。 \quad (13)$$

式(12)、(13)中 β , γ 均为模型参数,需根据具体堆石料试验不同围压下的 $q-\varepsilon_a$ 曲线确定。

从塑性模量表达式(12)可以看出,原塑性模量中 $1-\frac{\eta}{M_f}$ 被修改为 H_1 ,由于修正系数 H_1 小于 $1-\frac{\eta}{M_f}$,这一点改进了文献[10]中提到的塑性模量初始阶段偏大的情况。对比 H_1 和 H_v 可以看出,在剪切初期 η 较小时,参数 β 的修正作用较为明显,并且仍然满足当 $\eta=M_f$ 时,塑性模量 H 等于0。随着剪切过程中应力比 η 增大, H_2 也逐渐增大,当 $\eta=M_f$ 时, $H_2=\exp(\gamma)>1$,塑性模量在剪切过程中总是被大于1修正系数 H_2 修正,而且后期 H_2 的修正作用更为明显,这一点正好改进了文献[10]中提到的原始模型塑性模量后期偏小的情况。由于在剪切前期 H_2 的修正作用不明显,在剪切前期仍然是 H_1 起主导作用。修正系数 H_2 的功能类似于文献[13]中塑性模量中 H_{mod} 的作用,文献[13]中:

$$H_{mod} = \frac{1+(1+\eta/M_d)^2}{1+(1-\eta/M_d)^2} \quad (14)$$

当 $\eta=0$ 时, $H_{mod}=1$;当 $\eta=M_d$ 时, $H_{mod}=5$ 。对于修正系数 H_2 在 $\eta=0$ 时也是等于1,对于常用的筑坝堆石料,一般 γ 取值在2.0左右,当 $\eta=M_f$ 时, $H_2=e^2 \approx 7.39$ 。这样剪切过程中(尤其是剪切后期) H_2 和 H_{mod} 均放大塑性模量至数倍,起到了相同的修正作用,由于本文引入的参数 γ 由具体的试验确定,具有更好的适用性。综上,引入修正系数 H_1 和 H_2 可以改进文献[10]中提及的高围压下三轴加载初始阶段塑性模量偏大和加载后期偏小的不足,从而将砂土广义塑性模型改造成适用于堆石料的广义塑性模型。本文提出的模型中塑性模量公式简洁,在 $\eta=0$ 时退化成等向压缩塑性模量 $H_0 p_a \left(\frac{p}{p_a}\right)^m$,相比文献[15]提出的塑性模量公式参数更容易确定。

2 模型验证

针对提出的修正广义塑性模型,本文选取三组堆石料常规三轴加载试验进行预测验证,同时选取具有丰富数据的某花岗岩堆石料多种应力路径试验,检验

模型对多种应力路径的适应性。模型的验证通过Fortran程序实现,在实际运用过程中,若 $\eta > M_f$,取 $\eta = 0.99M_f$,以保证程序顺利执行。

2.1 常规三轴加载试验预测

刘恩龙等^[17]对某闪长岩堆石料三轴试验四种围压条件下的变形特性进行了模拟,虽然也是修改了塑性模量,在堆石料强度方面预测结果相对较差,为此本文采用提出的修正广义塑性模型再次模拟,以验证模型的合理性及预测效果。同时本文对孔隙比16.2%的古水阿东河堆石料以及干密度为 $\rho_d=1.98 \text{ g/cm}^3$ 的弱风化花岗岩堆石料试验^[18]进行验证。

根据文献[15]可知弹性参数以及剪胀和强度参数的确定方法,这里重点论述塑性模量参数的确定方法。

对于塑性模量,本文采用上节中提出的修正塑性模量,修正后的塑性模量表达式如下:

$$H = H_0 p_a \left(\frac{p}{p_a}\right)^m \left[1 - \left(\frac{\eta}{M_f}\right)^\beta\right] \exp\left(\frac{\gamma\eta}{M_f}\right) \quad (15)$$

H_0 和 m 的值一般根据各向同性压缩试验确定,在各向同性压缩试验中,

$$d\varepsilon_v^p = \frac{dp}{H} \quad \text{或} \quad \varepsilon_v^p = \int \frac{1}{H} dp \quad (16)$$

针对本文提出的塑性模量,当 $\eta=0$ 时,修正项 H_1 和 H_2 均等于1,塑性模量表达式(15)退化为等向压缩塑性模量:

$$H = H_0 p_a \left(\frac{p}{p_a}\right)^m \quad (17)$$

通过各向同性压缩试验 ε_v^p-p 曲线即可确定 H_0 和 m 的值。在 H_0 和 m 确定以后,根据预测结果与三轴试验不同围压下的 $q-\varepsilon_a$ 曲线匹配确定参数 β 和 γ 。由于缺少等向压缩试验资料,3组堆石料试验的 H_0 , m , β 和 γ 均采用IGA算法^[19]反算确定。从大量堆石料三轴试验的模拟结果来看, β 一般在0.1到0.4之间, γ 一般在1到3之间。3组常规三轴试验所确定修正广义塑性模型参数如表1,对3组堆石料常规3轴试验预测结果如图1~3。

对比3组试验预测结果和试验结果可以看出,本文提出的修正广义塑性模型,在没有引入塑性功的情况下,改进了文献[10]中提及的预测偏应力前期增加

表1 3种不同堆石料的本构模型参数

Table 1 Model parameters of 3 different rockfill materials

参数	塑性模量参数				弹性参数		剪胀与强度参数				
	H_0	m	β	γ	G_0	ν	M_{f0}	n	α	M_g	p_c/kPa
闪长岩堆石料	953	0.45	0.14	2.0	637	0.2	1.59	0.11	-0.1	1.80	4800
古水堆石料	1849.4	0.41	0.24	1.6	462	0.2	1.899	0.134	0.2	1.71	3600
花岗岩堆石料	8459.1	0.26	0.19	2.0	540	0.3	1.547	0.11	0.4	1.652	3800

表 2 修正的广义塑性模型参数
Table 2 Parameters of modified generalized plasticity model

G_0	m	ν	α	M_g	M	p_c/kPa	n	β	γ	H_0
655	0.455	0.3	-0.37	1.94	1.70	3800	0.155	0.254	1.2	2504.1

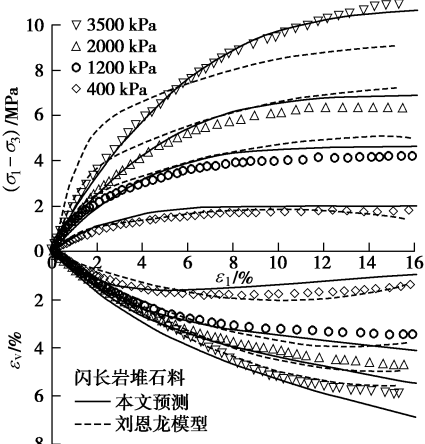


图 1 试验结果与两类预测结果对比

Fig. 1 Comparison between test results and two model predictions

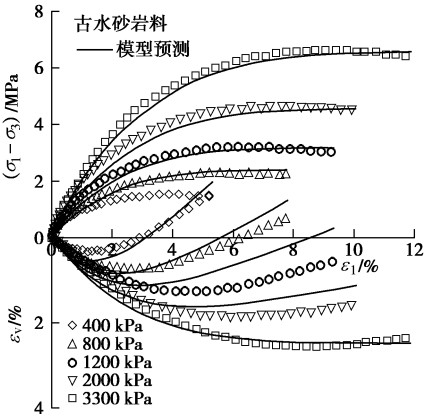


图 2 试验结果与模型预测对比

Fig. 2 Comparison between test results and model predictions

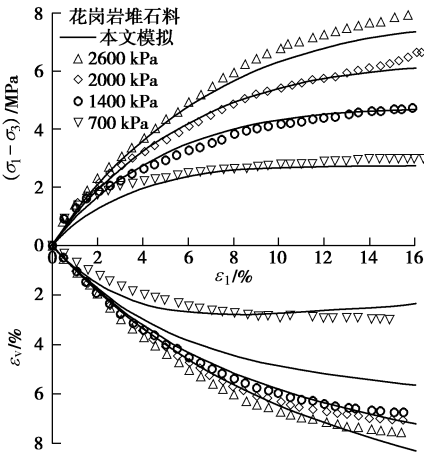


图 3 模型预测与试验结果对比

Fig. 3 Comparison between predictions and test results (Rumei rockfill materials)

较快后期增加较慢的情况,很好地预测了堆石料三轴加载应力应变关系,对三轴试验具有很好的适应性。采用本文修正的广义塑性模型对闪长岩堆石料试验的

模拟结果也是优于刘恩龙等^[17]提出的临界状态广义塑性模型预测结果。

2.2 多种应力路径试验预测

对于土石坝工程来说,实际应力路径并不是三轴加载应力路径,很多试验都表明,堆石料的变形特性在坝体填筑和蓄水期都具有明显的应力路径相关性,在填筑过程中坝体大部分单元都接近等应力比的应力路径^[20-22],对于用于土石坝计算分析的本构模型,仍需检验模型对常规三轴加载以外其他应力路径的适应性。

本节首先使用修正的广义塑性模型预测三板溪堆石料等应力比路径试验^[23],以此验证本文模型对等应力比路径的适应性;接着采用 2.1 节花岗岩堆石料参数预测其对应的等 P 应力路径试验。

模型中的 H_0 , m 以及参数 β 和 γ , 根据预测结果与三轴试验不同围压下的 $q-\varepsilon_a$ 曲线和 $\varepsilon_v-\varepsilon_a$ 匹配,通过 IGA 算法反算确定;其他参数确定方法详见文献 [10]。表 2 给出了三板溪常规三轴试验确定的模型参数,花岗岩堆石料参数在表 1 中已列出。

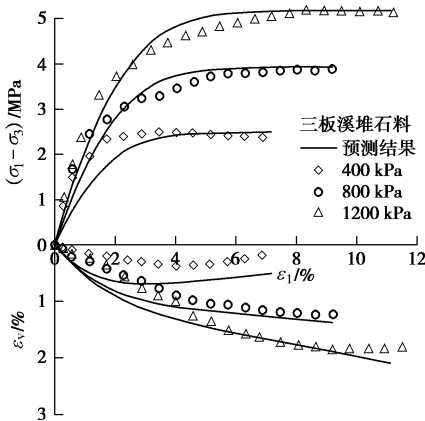


图 4 常规三轴试验结果与预测对比

Fig. 4 Comparison between test results and model predictions (Conventional triaxial tests)

三板溪常规三轴试验预测结果如图 4,对比可以看出,本文改进的广义塑性模型很好地模拟了堆石料常规三轴加载应力应变及强度特性。由此确定得到的参数,用来预测 2 组等应力比试验,2 组等应力比 $R=d\sigma_1/d\sigma_3$ 分别为 3.0, 4.0。整理等应力比试验预测结果,图 5 (a)、(b) 分别给出了试验与预测结果对比的球应力-体积应变关系曲线、剪应力-剪应变关系曲线。对比试验与预测结果可知,修正的广义塑性模型较好地预测了等应力比试验剪中应力-剪应变关系曲线,模型对球应力-体积应变曲线的预测与试

验结果相比有一定偏差。总的来说,本文提出的修正广义塑性模型可以大致预测等应力比试验结果,对等应力比路径也有一定的适应性。

图6为花岗岩堆石料^[18]等 P 试验预测结果,从图中可以看出,本文模型对等 P 试验强度的预测结果较好,模拟的体变相对偏小,这可能与模型相关参数通过反演而来以及剪胀方程不够精确有关,模型也可以预测等 P 试验。

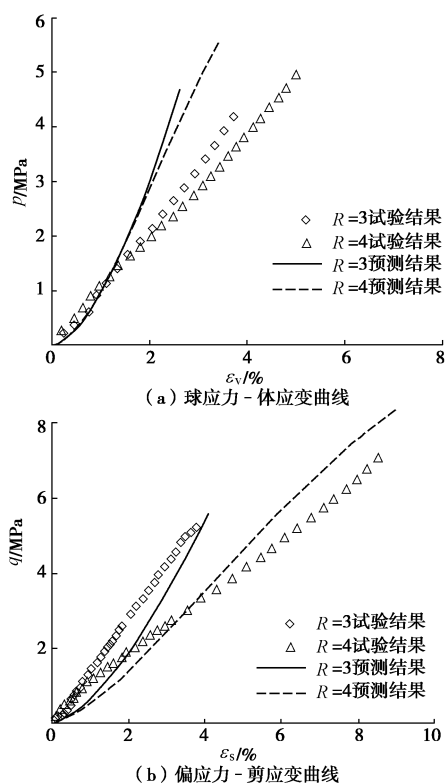


图5 等应力比试验结果与预测结果对比

Fig. 5 Comparison between test results and model predictions (under constant values of R)

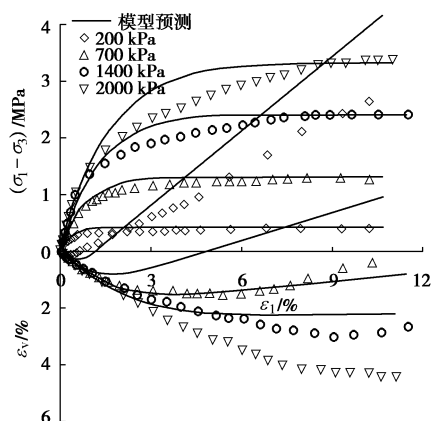


图6 等 p 试验结果与预测对比

Fig. 6 Comparison between test results and model predictions (under constant values of p)

3 模型的状态相关推广及验证

大量试验研究表明,堆石料等粗粒土的应力应变

特性具有状态相关性^[24]。需要在临界状态土力学(CSSM)框架下将状态参数引入到广义塑性模型框架,合理地描述粗粒土的状态相关性,为此本文参考文献研究成果,将状态相关引入本文改进的广义塑性模型。

根据 Li 等^[25]、Xiao 等^[24]研究,若考虑状态相关需要在本文广义塑性模型框架下,进行如下修改:

$$G = G_0 \cdot \frac{(2.17 - e)^2 \sqrt{pp_a}}{(1 + e)}, \quad (18)$$

$$e_{cs} = e_T - \lambda_c \left(\frac{p}{p_a} \right)^\xi, \quad (19)$$

$$\psi = e - e_{cs}. \quad (20)$$

式中, G_0 为材料参数, e 为孔隙比, p 为平均压力, e_T , λ_c 以及 ξ 为临界状态孔隙比参数。

$$d_g = (1 + \alpha)(M_d - \eta), \quad (21)$$

$$M_d = M_{cs} \exp(k_d \psi), \quad (22)$$

$$d_f = (1 + \alpha)(M_h - \eta), \quad (23)$$

$$M_h = M_{h0} \exp[m_f(1 - e)], \quad (24)$$

$$M_p = M_{cs} \exp(-k_p \psi), \quad (25)$$

$$\left. \begin{aligned} H_1 &= 1 - \left(\frac{\eta}{M_p} \right)^\beta, \\ H_2 &= \exp \left(\frac{\gamma \eta}{M_f} \right), \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

$$H = H_0 p_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^m H_1 H_2, \quad (27)$$

$$H_0 = H_{L0} (h_1 - h_2 e_0). \quad (28)$$

式(21)~(28)中, M_{cs} 为临界状态应力比, k_d 和 k_p 为模型参数; M_{h0} 和 m_f 根据不同孔隙比下三轴试验峰值强度确定; H_{L0} , h_1 以及 h_2 为根据不同孔隙比堆石料等向压缩试验确定的参数。由于修正系数 H_1 中的 M_p 在剪切过程中会随状态参数 ψ 发生变化,这样可能导致塑性模量表达式小于 0,从而可以预测软化现象。式(28)的提出主要考虑塑性模量公式可以退化为等向压缩塑性模量公式,并且不同孔隙比条件下粗粒土等向压缩试验有一定差异,引入式(28)统一了初始孔隙比对塑性模量的影响。值得注意的是式(28)中 e_0 指的是初始孔隙比,实际处理时为恒定值,而 e 虽然为孔隙比,却随体变不断变化。

表3为根据贾华等^[26]开展的某花岗岩堆石料不同空隙比三轴试验所确定的模型参数,图7为相应花岗岩堆石料 1200 kPa 围压下 3 组孔隙比三轴试验结果与模型预测结果,对比可以看出,推广后的广义塑性模型可以很好地预测了不同孔隙比堆石料的强度特性,由于很难精准确定临界状态参数和剪胀参数,模型只

表 3 状态相关广义塑性模型参数

Table 3 Parameters of state-dependent generalized plasticity model																	
G_0	m	ν	α	M_{cs}	M_{h0}	m_f	k_d	β	γ	k_p	H_{L0}	h_1	h_2	e_T	λ_c	ξ	
660	0.42	0.2	0.2	1.67	1.25	0.5	-0.2	0.24	1.6	0.2	1107.3	2.06	2.88	0.68	0.02	0.7	

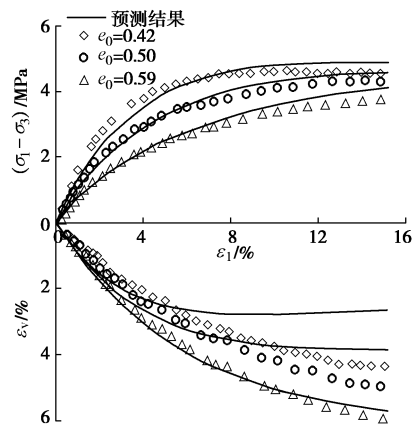


图 7 不同孔隙比堆石料三轴试验

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

能在一定程度上描述体变规律，总的来说，推广后的广义塑性模型可以合理地考虑粗粒土的状态相关性。

4 结论与展望

(1)针对广义塑性模型在高围压下适应性较差的问题，本文在广义塑性模型框架下，引入修正系数 H_1 和 H_2 对塑性模量进行了修正，成功地将高围压下适应性较差的砂土广义塑性模型改造成堆石料广义塑性模型。提出的修正广义塑性模型参数较少，容易确定，塑性模量可以退化成等向压缩塑性模量。

(2)改进的广义塑性模型可以较为准确地预测堆石料三轴加载情况（尤其是高围压）下的应力应变特性，同时模型对等 p 以及等应力比路径也具有一定的适应性。

(3)本文提出的广义塑性模型不再引入塑性功修正塑性模量，塑性模量公式简洁，参数容易确定，可以推广至状态相关情况，具有一定的应用价值，下一步的工作将此模型应用于土石坝静动力分析中。

参考文献：

[1] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. Asce Soil Mechanics & Foundation Division Journal, 1970, **96**(5): 1629 - 1653.

[2] 沈珠江. 土体应力应变分析的一种新模型[C]// 第五届土力学及基础工程学术讨论会论文集. 北京, 1990: 101 - 105. (SHEN Zhu-jiang. A new constitutive model for soils[C]// Proceedings of the 5th Chinese Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Beijing, 1990: 101

- 105. (in Chinese))

[3] HARDIN B O, DRNEVICH V P. Shear modulus and damping in soil: measurement and parameter effects[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 1972(7): 667 - 692.

[4] HARDIN B O, DRNEVICH V P. Shear modulus and damping in soil: design equation and curves[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1972, **6**: 603 - 624.

[5] 沈珠江, 徐 刚. 堆石料的动力变形特性[J]. 水利水运科学研究, 1996, **6**(2): 143 - 150. (SHEN Zhu-jiang, XU Gang. Deformation behavior of rock material under cyclicloading[J]. Hydro-Science and Engineering, 1996, **6**(2): 143 - 150. (in Chinese))

[6] XU B, ZOU D, LIU H. Three-dimensional simulation of the construction process of the Zipingpu concrete face rockfill dam based on a generalized plasticity model[J]. Computers & Geotechnics, 2012, **43**(6): 143 - 154.

[7] ZOU De-gao, XU Bin, Kong Xian-jing, et al. Numerical simulation of the seismic response of the Zipingpu concrete face rockfill dam during the Wenchuan earthquake based on a generalized plasticity model[J]. Computers & Geotechnics, 2013, **49**(4): 111 - 122.

[8] ZIENKIEWICZ O C, MROZ Z. Generalized plasticity formulation and applications to geomechanics[C]// Mechanics of Engineering Materials. New York, 1984: 655 - 679.

[9] PASTOR M., ZIENKIEWICZ O C, CHAN A H C. Generalized plasticity and the modeling of soil behavior[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1990, **14**: 151 - 190.

[10] 卞士海, 李国英, 魏匡民, 等. 堆石料广义塑性模型研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(6): 996 - 1003. (BIAN Shi-hai, LI Guo-ying, WEI Kuang-min, et al. Study on generalized plasticity model of rockfill materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(6): 996 - 1003. (in Chinese))

[11] WEI K M, ZHU S. A generalized plasticity model to predict behaviors of the concrete-faced rock-fill dam under complex loading conditions[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2013, **17**(7): 579 - 597.

- [12] 朱 晟, 魏国民, 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))
- [13] 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))
- [14] YAO Y P, YAMAMOTO H, WANG N D. Constitutive model considering sand crushing[J]. Soils and Foundations, 2008, **48**(4): 603 - 608.
- [15] 邹德高, 付 猛, 刘京茂, 等. 粗粒料广义塑性模型对不同应力路径适应性研究[J]. 大连理工大学学报, 2013, **53**(5): 702 - 709. (ZOU De-gao, FU Meng, LIU Jing-mao, et al. Study of adaptability of generalized plastic model of coarse grained soil under various stress paths[J]. Journal of Dalian University of Technology, 2013, **53**(5): 702 - 709. (in Chinese))
- [16] LING H I, YANG S. Unified sand model based on the critical state and generalized plasticity[J]. J Eng Mech, 2006, **132**(12): 1380 - 1391.
- [17] 刘恩龙, 陈生水, 李国英, 等. 堆石料的临界状态与考虑颗粒破碎的本构模型[J]. 岩土力学, 2011, **32**(增刊 2): 148 - 154. (LIU En-long, CHEN Sheng-shui, LI Guo-ying, et al. Critical state of rockfill materials and a constitutive model considering grain crushing[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(S2): 148 - 154. (in Chinese))
- [18] 杨 光, 孙 逊, 于玉贞, 等. 不同应力路径下粗粒料力学特性试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(4): 1118 - 1122. (YANG Guang, SUN Xun, YU Yu-zhen, et al. Experimental study of mechanical behavior of a coarse-grained material under various stress paths[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(4): 1118 - 1122. (in Chinese))
- [19] 朱 晟, 王永明, 胡祥群. 免疫遗传算法在土石坝筑坝粗粒料本构模型参数反演中的应用研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(3): 961 - 966. (ZHU Sheng, WANG Yong-ming, HU Xiang-qun. Application of immune genetic algorithm to back analysis for parameters in model of rockfill dam coarse grain materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(3): 961 - 966. (in Chinese))
- [20] 张林洪, 刘荣佩, 谢婉丽. 等应力比路径条件下堆石料的应力应变特性[J]. 大坝观测与土工测试, 2001, **25**(4): 46 - 49. (ZHANG Lin-hong, LIU Rong-pei, XIE Wan-li. Properties of stress and strain of rockfill under the path of equal stress ratio[J]. Dam Observation and Geotechnical Tests, 2001, **25**(4): 46 - 49. (in Chinese))
- [21] 张如林. 模拟大坝实际应力路径下堆石本构模型关系研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2008. (ZHANG Ru-lin. Study on constitutive relationship of rockfill under simulating actual stress path of dam[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2008. (in Chinese))
- [22] 相 彪. 筑坝堆石料应力路径本构关系研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2009. (XIANG Biao. Study on constitutive relations of dam rockfill considering the effect of stress[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2009. (in Chinese))
- [23] 中国水利水电科学研究院. 三板溪混凝土面板堆石坝坝料试验报告[R]. 北京: 中国水利水电科学研究院, 2002. (China Institute of Water Resources and Hydropower Research. The test report on the material of the CFRD in Sanbanxi [R]. Beijing: China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2002. (in Chinese))
- [24] XIAO Y, LIU H, CHEN Y, et al. State-dependent constitutive model for rockfill materials[J]. Int J Geomech, 2015: 04014075
- [25] LI X S, DAFALIAS Y F. Dilatancy for cohesionless soils[J]. Géotechnique, 2000, **50**(4): 449 - 60.
- [26] 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))