

DOI: 10.11779/CJGE201905001

胶凝粗粒料的弹塑性模型与应用研究

魏匡民^{1, 2}, 陈生水^{1, 2}, 李国英^{1, 2}, 米占宽^{1, 2}, 凌华^{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: 目前工程技术人员对胶凝粗粒料能否应用于高堆石坝等重要、永久性建筑物还存在疑虑, 这主要是由于目前对胶凝粗粒料力学性质研究尚不充分。尚没有广为认可的胶凝粗粒料标准本构模型, 使得胶凝粗粒料数值模拟结果可信度较低。进行了胶凝砂砾料大围压范围(7级围压, 范围100~3000 kPa)的室内三轴剪切试验, 试验结果表明, 胶凝砂砾料力学性质具有压硬性、强度非线性、强剪胀性和应变软化性等显著特征。研究发现, 三轴应力路径的胶凝砂砾料应力应变关系可用驼峰曲线较好描述, 其体积剪胀性可采用Rowe剪胀方程描述, 以此建立了三轴应力平面内胶凝砂砾料应力应变关系, 并根据广义塑性理论中切线模量与塑性模量之间的关系, 将模型拓展至三维应力空间, 得到了胶凝砂砾料弹塑性本构模型。试验结果和前人多组试验结果对该模型进行了验证, 均表明模型具有良好的适用性, 模型简明、实用, 易于数值实现。将该模型成功应用于一个高面板坝的“胶凝增模区”弹塑性分析, 并从坝体、防渗体应力变形安全性方面评估了胶凝料用于高堆石坝“增模”的可行性。

关键词: 胶凝粗粒料; 三轴试验; 应变软化; 本构模型; 增模区

中图分类号: TU43; TV641 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)05-0797-09

作者简介: 魏匡民(1985—), 男, 工学博士, 高级工程师, 主要从事岩土材料本构关系与数值计算等方面的研究工作。
E-mail: weikuangming2341@163.com。

Elastoplastic model for cemented coarse-grained materials and its application

WEI Kuang-min^{1, 2}, CHEN Sheng-shui^{1, 2}, LI Guo-ying^{1, 2}, MI Zhan-kuan^{1, 2}, LIN Hua^{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: Until now, the engineers still doubt about whether the cemented coarse-grained soils can be used in permanent structures such as high rockfill dams. It is mainly due to the fact that the studies on the mechanical properties of the cemented coarse-grained soils are insufficient. At present, there is no widely accepted standard constitutive model for the cemented coarse-grained soils, so that the reliability of numerical simulation is greatly reduced. The indoor triaxial shear tests on cemented gravels are conducted under a large confining pressure range (7 confining pressures ranging from 100 to 3000 kPa). The test results show that the mechanical properties of the cemented gravels vary with different confining pressures. The nonlinear strength, dilatancy and strain softening can also be observed. It is found that the stress-strain relationship in triaxial stress paths can be described by the hump curve, and the dilatancy can be described by the Rowe's dilatancy equation. Based on the relationship between the tangent modulus and the plastic modulus in the generalized plasticity theory, the model is extended to the three-dimensional stress space. The test results and the others are used to verify the model, and the results show that the proposed model has good accuracy. The proposed model is easy to be numerically implemented. The model has been successfully applied in the elastic-plastic analysis of a cemented "high modulus zone" in a high concrete faced rockfill dam. The influences of the "high modulus zone" on the stress and deformation of the dam and the anti-seepage body are discussed, and the feasibility of using the cemented coarse-grained soils in high rockfill dams is evaluated.

Key words: cemented coarse-grained soil; triaxial test; strain softening; constitutive model; high modulus zone

0 引言

近几年, 面板堆石坝工程界提出了称之为“增模区”的变形控制新理念, “增模区”是指在堆石坝内部设置一定范围的高变形模量材料区, 以减小防渗体变

基金项目: 国家重点研发计划(2017YFC0404805); 国家自然科学基金项目(51509163, U1765203); 水利行业公益性专项经费项目(201501035); 中央级公益性科研院所基本科研业务费(Y317005, Y319009)

收稿日期: 2018-06-27

形或改善关键部位局部的变形协调性。目前,通过提高碾压密实度来“增模”是普遍采用的方法,但是,在设计碾压标准已经很高的高坝中,通过碾压进一步提高密实度的空间已极为有限。胶凝粗粒料变形模量高、施工方便、成本低廉、被认为是一种优良的坝体“增模”材料。胶凝粗粒料的概念始于 20 世纪 70 年代^[1],是指用少量的胶凝材料(水泥、粉煤灰等)和现场不筛分、不水洗的堆石或砂砾石,通过拌和、摊铺、振动碾压,形成具备一定抗压强度和抗剪性能的材料^[2],研究表明,随着胶凝材料的掺入,胶凝粗粒料的力学性质逐渐由散粒体材料向混凝土材料转变^[3],能大幅提高粗粒料的变形模量。

目前,胶凝粗粒料大多应用于修建围堰等一些低矮的、临时性挡水建筑物,尚没有胶凝粗粒土大量用于填筑高堆石坝的相关报道,工程技术人员对胶凝粗粒料能否应用于高堆石坝工程仍存在疑虑。胶凝粗粒料力学行为复杂,相对于粗粒土、黏土等常见土类的研究成果,胶凝粗粒料变形与破坏机理的研究仍是初步的,尚没有一个可普遍接受的胶凝粗粒料标准本构模型,导致数值模拟的可信度较低,极大阻碍了胶凝粗粒料的工程应用。近些年,国内外学者在胶凝粗粒料本构模型方面进行了一些有益的探索,如 Abdulla 等^[4]基于三相混合物理论,建立了胶凝砂土细观力学模型,该模型在反映胶凝粗粒料变形机理方面具有重要意义,但模型较为复杂,尚难以付诸实践;孙明权等^[5]针对胶凝粗粒料的应变软化特征,采用虚加刚性弹簧法建立了胶凝粗粒料的非线性模型,但未能合理反映胶凝粗粒料的体变特性;Wu 等^[6]提出的胶凝粗粒土二元介质本构模型能较好模拟材料偏应力和轴向应变的关系,但在模拟材料体变方面仍存在一定误差,目前没有该模型应用于工程计算的报道;蔡新等^[7]建立了一个胶凝砂砾料双屈服面弹塑性模型,该模型参数少,便于应用,但未能考虑材料的软化和剪胀特性。

目前,胶凝粗粒料工程计算中仍多采用线弹性假定或分段线性假定^[8-9],以弹性模量和抗压强度作为设计力学指标。对于低矮坝,工作应力范围小,采用线弹性假定大致是可行的,但对于 200~300 m 级高坝,工作应力范围可能远超材料屈服极限,表现出明显的弹塑性特征^[7],采用弹性模型显然是不恰当的。

基于此,本次研究依托某砂砾石坝工程,开展了胶凝砂砾料大应力范围内的三轴试验,探究了胶凝砂砾料强度与变形性质,根据试验结果提出了一个实用的胶凝砂砾料弹塑性模型,并应用于了高面板坝“增模区”弹塑性应力变形分析,探讨了胶凝粗粒料“增

模”的可行性。

1 胶凝砂砾料室内试验

1.1 试验材料与试验步骤

本次试验所用骨料为国内某高砂砾石坝筑坝砂砾石,试验级配如图 1,试验允许最大粒径为 60 mm,试样尺寸 $\Phi 300 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$,骨料控制密度为 2.28 g/cm^3 ,胶凝料采用宁夏盐环定扬水工程的 425 水泥和粉煤灰,胶凝掺量控制:水泥 35 kg/m^3 ,粉煤灰 25 kg/m^3 ,加水 80 kg/m^3 。

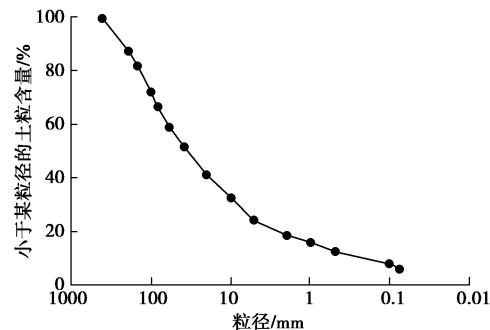
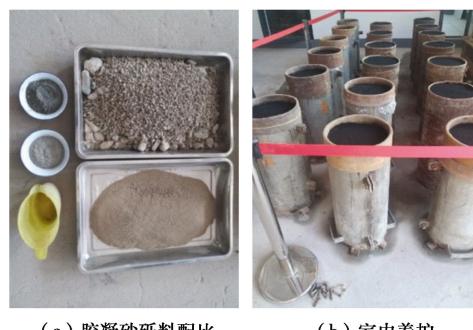


图 1 试验骨料砂砾石级配曲线

Fig. 1 Gradation of testing gravels



(a) 胶凝砂砾料配比 (b) 室内养护



图 2 胶凝砂砾料三轴试验

Fig. 2 Triaxial tests on cemented gravels

试样室内养护 28 d 后进行三轴剪切试验,试验围压 7 级,分别为 100, 200, 400, 800, 1200, 2000, 3000 kPa。采用应变控制方式加载,记录剪切过程中

试样偏应力、轴向应变、体积应变。试样制备、养护以及试验后外观见图2, 试验结果见图3。

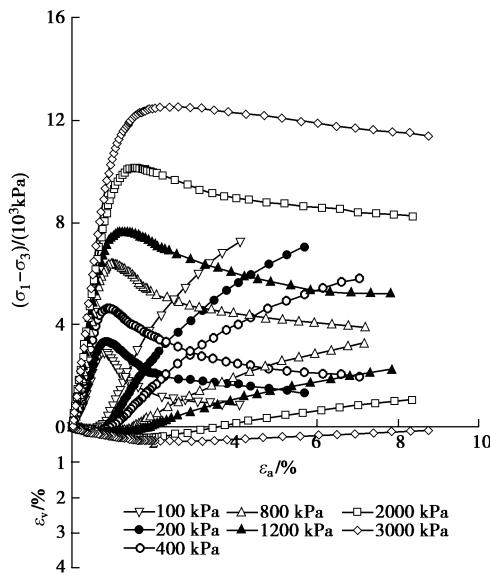


图3 胶凝砂砾料三轴试验结果

Fig. 3 Triaxial test results of cemented gravels

1.2 试验结果分析

从图3可以看出, 小应变范围内胶凝砂砾料应力应变曲线“陡直”, 但仍表现出一定的非线性特征, 随着应变增大材料表现出强烈的剪胀性和应变软化现象。低围压下材料破坏模式接近于脆性破坏, 峰值出现早, 应变软化非常明显。例如, 围压为100 kPa时残余强度仅为峰值强度的31.4%, 峰值轴向应变仅为0.76%, 随着围压升高, 材料应变软化现象和剪胀现象逐步减弱, 但在试验围压高达3000 kPa时, 仍存在应变软化现象, 此时峰值轴向应变为2.16%, 残余强度达到峰值强度的91.3%。图4给出了胶凝砂砾石料峰值莫尔圆, 可以看出, 难以找到一条直线与所有莫尔圆相切, 仿照Duncan等的方法^[10], 将峰值摩擦角绘制于 φ - $\lg(\sigma_3 / p_a)$ 平面内, 如图5, 可以看出胶凝料峰值强度能较好吻合非线性强度准则:

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \lg\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \quad , \quad (1)$$

式中, φ 为峰值摩擦角, φ_0 为围压等于大气压时材料峰值摩擦角, $\Delta\varphi$ 为围压每增加10倍峰值摩擦角减小的量值, σ_3 为小主应力, p_a 为大气压力。

本次胶凝砂砾料试样 φ_0 达到了 69.1° , $\Delta\varphi$ 达到了 17.9° , 图5同时给出了未掺胶凝料的纯砂砾石非线性强度结果, 可以看出, 胶结效应使得低围压区材料峰值摩擦角明显提升, 但胶凝砂砾石峰值摩擦角随围压增加而减小的幅度亦大幅增加。结合图5中两直线位置可得到结论: 随着围压增高, 胶结效应对试样峰值

强度的贡献逐步减弱。通过强度外延线可判断当围压大于约10 MPa时, 胶凝砂砾料峰值强度较纯砂砾料不会有明显提升。需要指出, 当前200~300 m级特高土石坝中, 坝内围压也一般不会超过3~4 MPa, 所以掺入胶凝材料对坝料强度的提升仍是明显的。

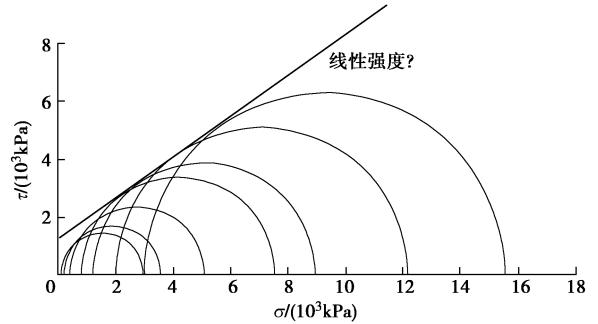


图4 胶凝砂砾料峰值莫尔圆

Fig. 4 Mohr circles of cemented gravels

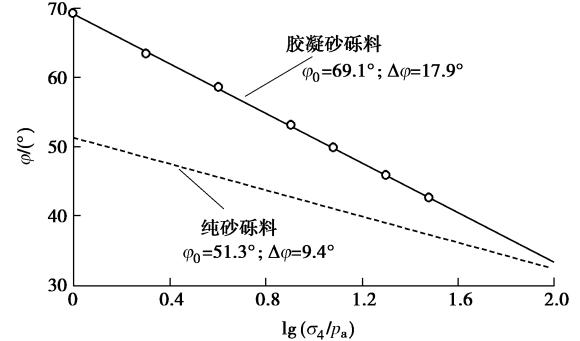


图5 峰值摩擦角随围压变化规律

Fig. 5 Variation of peak friction angle with confining pressure

在描述岩土材料体积变形方面, 剪胀起始点是一个重要的指标, 即体积应变由压缩向膨胀发展的临界点, 文献[11]定义了一个剪胀摩擦角, 用于描述粗粒材料的剪胀特征, 其确定方法类似于峰值摩擦角, 但取塑性体积应变增量 $\delta\varepsilon_v^p = 0$ 时的偏应力, 图6给出了胶凝砂砾料剪胀摩擦角随围压的变化规律, 可以看出, 剪胀摩擦角 ψ 能够较好地符合下式:

$$\psi = \psi_0 - \Delta\psi \lg\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \quad , \quad (2)$$

式中, ψ 为剪胀摩擦角, ψ_0 为围压等于大气压时的剪胀摩擦角, $\Delta\psi$ 为围压每增加10倍剪胀摩擦角减小的量值。

蔡新等^[12]的研究表明, 胶凝粗粒料在三轴剪切过程中仍然具有散粒体材料的压硬性特征。对于粗粒土等压硬性材料, 初始弹性模量可表示为

$$E_i = K \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \quad , \quad (3)$$

式中, K , n 均为材料参数, p_a 为大气压力, σ_3 为小

主应力。图7为胶凝砂砾料的初始模量与围压关系, 可见式(3)对于胶凝砂砾料也是基本适用的。另外可以看出, 小围压下初始模量与直线关系存在较大的偏差, 这主要是由于小围压下胶凝砂砾料应力应变曲线在初始段存在“反弯”现象(图3), 当围压增大时“反弯”现象逐步消失。究其原因, 可能是由于受胶结效应影响, 初始试样骨料颗粒接触并不紧密, 低围压下, 固结应力不足以使初始孔隙的充分压缩, 加载初期骨料颗粒接触紧密, 模量随之增大, 高围压下, 固结应力使得初始孔隙得以充分压缩, 切线模量在剪切过程中始终减小, 无“反弯”现象。

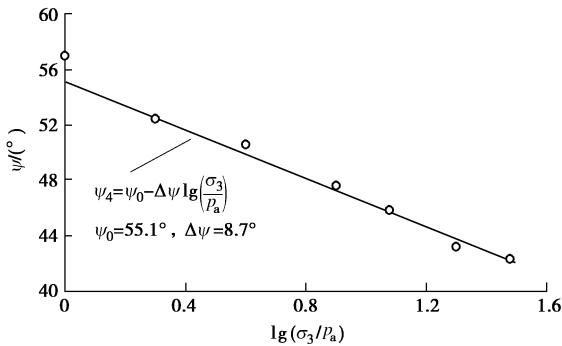


图 6 剪胀摩擦角随围压变化规律

Fig. 6 Dilatancy friction angle varies with confining pressure

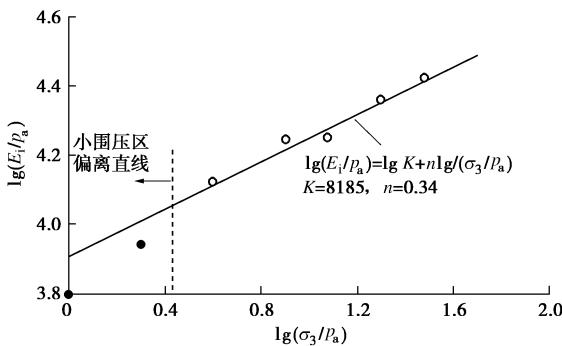


图 7 $\lg(E_i/p_a)$ - $\lg(\sigma_3/p_a)$ 关系曲线

Fig. 7 Relationship between $\lg(E_i/p_a)$ and $\lg(\sigma_3/p_a)$

综上所述, 胶凝砂砾料强度和变形性质可归纳为: 极小应变范围内其应力应变曲线表现陡直, 但仍表现出散粒体材料的非线性和压硬性特征, 随着应变增大出现强烈的应变软化、体积剪胀等特征, 其峰值强度仍满足Duncan非线性强度公式, 但随着围压增加摩擦角降低幅度较纯砂砾石料大幅增加。基于以上结论, 本文建立了胶凝砂砾料的弹塑性本构模型。

2 胶凝砂砾石弹塑性本构模型

2.1 切线模量与剪胀方程

本文研究发现, 驼峰曲线^[13]能够较好吻合胶凝

砂砾料软化型应力应变关系:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{(a + c\epsilon_a)\epsilon_a}{(a + b\epsilon_a)^2} , \quad (4)$$

式中, σ_1 为大主应力, σ_3 为小主应力, 参数 a , b , c 为驼峰曲线系数, ϵ_a 为轴向应变。

参数 a , b 和 c 与峰值强度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_p$ 、残余强度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 和峰值应变 ϵ_{ap} 之间存在如下关系:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_p = \frac{1}{4(b - c)} , \quad (5a)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{c}{b^2} , \quad (5b)$$

$$\epsilon_{ap} = \frac{a}{b - 2c} . \quad (5c)$$

驼峰曲线表示的切线模量为

$$E_t = \partial(\sigma_1 - \sigma_3)/\partial\epsilon_a = a \frac{a + (2c - b)\epsilon_a}{(a + b\epsilon_a)^3} . \quad (6)$$

初始模量

$$E_i = 1/a . \quad (7)$$

式(5a)~(5b)两个方程中两个未知数, 当 $(\sigma_1 - \sigma_3)_p$ 与 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 已知, b 和 c 可通过下式求得

$$b = \frac{1 - \sqrt{1 - (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}/(\sigma_1 - \sigma_3)_p}}{2(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} , \quad (8a)$$

$$c = (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \cdot b^2 . \quad (8b)$$

峰值强度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_p$ 可表示为

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_p = \sigma_3 \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} - 1 \right) , \quad (9)$$

式中, φ 为峰值摩擦角由式(1)确定。同理引入一个残余摩擦角 φ_{ult} , 将残余强度表示为

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \sigma_3 \left(\frac{1 + \sin \varphi_{ult}}{1 - \sin \varphi_{ult}} - 1 \right) . \quad (10)$$

残余摩擦角表达为

$$\varphi_{ult} = \varphi_{0,ult} - \Delta\varphi_{ult} \lg \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right) , \quad (11)$$

其中, $\varphi_{0,ult}$, $\Delta\varphi_{ult}$ 为反映残余摩擦角变化的参数。

为了简化模型起见, 初始模量仍沿用式(3), 并结合式(7), 可得参数 a :

$$a = 1 / \left[K \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \right] . \quad (12)$$

将式(8)~(12)代入(6)可得到整个剪切过程材料的切线模量。

弹塑性模型中, 流动法则决定了塑性流动过程中各塑性应变分量大小的比例关系, 过去数十年, 国内外研究人员提出了一系列用于描述应力状态、塑性功

等对塑性应变方向的影响的剪胀方程(或塑性势函数), 如, Rowe剪胀方程^[14], Lade-Kim塑性势面^[15], 剑桥剪胀方程^[16], 堆石料非线性剪胀方程^[17-18]。本次研究验证发现, Rowe剪胀方程可基本描述胶凝砂砾料的剪胀特征, 该理论中体积比 μ_t 可表示为^[19]

$$\mu_t = \frac{\Delta\epsilon_v^p}{\Delta\epsilon_s^p} = 1 - \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \frac{1 - \sin\psi}{1 + \sin\psi} , \quad (13)$$

式中, μ_t 为体积比, ϵ_v^p 为塑性体积应变, $\Delta\epsilon_1^p$ 为第一塑性主应变增量, σ_1 为大主应力, σ_3 为小主应力, ψ 为剪胀摩擦角, 剪胀比 d_g 可表示为

$$d_g = \frac{\Delta\epsilon_v^p}{\Delta\epsilon_s^p} = \frac{3\mu_t}{3 - \mu_t} , \quad (14)$$

式中, ϵ_s^p 为塑性剪应变。

2.2 三维弹塑性本构模型

本文建立胶凝砂砾料弹塑性本构模型的方式类似于“南水”模型^[20], 即首先在三轴应力路径建立切线模量和剪胀规律的表达式, 然后根据广义塑性理论推广至三维应力空间, 该模型一定程度上继承了“南水”模型的优势, 即采用了应力全量直接定义材料的屈服硬化过程, 避免了寻求屈服函数、塑性势函数、硬化参量的困难^[21]。

广义塑性理论直接定义了弹塑性矩阵的表达式^[22]

$$\mathbf{D}^{ep} = \mathbf{D}^e - \frac{(\mathbf{D}^e : \mathbf{n}_g) \otimes (\mathbf{n}_f : \mathbf{D}^e)}{H + \mathbf{n}_f : \mathbf{D}^e : \mathbf{n}_g} , \quad (15)$$

式中, \mathbf{D}^e 为弹性矩阵, \mathbf{n}_g 塑性流动方向, \mathbf{n}_f 为加载方向, H 为塑性模量。

塑性流动方向定义为

$$\mathbf{n}_g = \frac{\frac{1}{3}d_g\delta_{ij} + \frac{3s_{ij}}{2q}}{\sqrt{\frac{1}{3}d_g^2 + \frac{3}{2}}} , \quad (16)$$

式中, d_g 为剪胀比, s_{ij} 为偏应力, q 为广义剪应力, δ_{ij} 为Kronecker符号。

类似地定义加载方向

$$\mathbf{n}_f = \frac{\frac{1}{3}d_f\delta_{ij} + \frac{3s_{ij}}{2q}}{\sqrt{\frac{1}{3}d_f^2 + \frac{3}{2}}} , \quad (17)$$

式中, d_f , μ_f 分别定义为

$$d_f = \frac{3\mu_f}{3 - \mu_f} , \quad (18)$$

$$\mu_f = 1 - \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} , \quad (19)$$

式中, φ 为峰值摩擦角。

塑性模量与切线模量 E_t 、卸载切线模量 E_u 存在

以下关系式^[23]:

$$H = \frac{(d_g + 3) \cdot (d_f + 3)}{9 \cdot \sqrt{\frac{1}{3}d_g^2 + \frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{1}{3}d_f^2 + \frac{3}{2}}} \left(\frac{1}{E_t} - \frac{1}{E_u} \right)^{-1} , \quad (20)$$

式中, 切线模量 E_t 由式(6)~(12)定义。

文献[7]中胶凝砂砾料不等幅加卸载试验结果表明胶凝砂砾料卸载弹性模量可以表示为

$$E_u = K_{ur} \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n , \quad (21)$$

式中, K_{ur} 为卸载模量参数, 其值取1.5~2.2倍的 K 。

弹性矩阵 \mathbf{D}^e 按广义Hooke定律计算, 弹性模量为 E_u , 泊松比介于粗粒土与混凝土之间, 取为0.25。至此, 弹塑性通式(15)中需要的所有要素均已完备。

2.3 参数取值与模型验证

参数数目和取值难易很大程度上决定了本构模型的实用^[24], 本文建立的胶凝砂砾料本构模型, 需试验确定 K , n , φ_0 , $\Delta\varphi$, ψ_0 , $\Delta\psi$, $\varphi_{0,ult}$, $\Delta\varphi_{ult}$ 8个参数。参数 K , n 通过点绘围压与初始模量关系确定(图7); φ_0 , $\Delta\varphi$ 通过不同围压下峰值内摩擦角拟合得到(图5); 剪胀摩擦角 ψ_0 , $\Delta\psi$ 方式和峰值摩擦角参数相同, 该处偏应力对应 $\Delta\epsilon_v^p = 0$ 时的临界剪胀点(图6); $\varphi_{0,ult}$, $\Delta\varphi_{ult}$ 理论上为 $\epsilon_a \rightarrow \infty$ 试样完全破坏时对应的内摩擦角, 控制驼峰曲线软化段下降陡缓趋势, 模型实际预测中发现 $\varphi_{0,ult}$, $\Delta\varphi_{ult}$ 取试验测定的残余强度时, 驼峰曲线预测的材料软化现象弱于试验结果, 这主要是由于驼峰曲线的残余强度出现在轴向应变无穷大处, 而实际材料在轴向应变不足10%时已趋于完全破坏, 为了解决这个问题, 参数 $\varphi_{0,ult}$, $\Delta\varphi_{ult}$ 可通过拟合软化下降段应力应变曲线试算确定。实际工程中材料一般处于小变形范围, 所以该模型在具有工程意义的范围内仍有较高精度。本文中的几组试验资料 $\Delta\varphi_{ult}$ 值均为负, 其物理意义在于描述随着围压增大, 材料软化效应逐步减弱的现象。

本次研究根据上述方法确定了试验胶凝砂砾料的模型参数, 文中另外选取了孙明权等^[25]、Wu等^[6]、蔡新等^[7]不同配比、不同养护条件的胶凝砂砾料试验结果, 以验证本文模型的适用性, 模型参数均列于表1。

图8~11分别给出了本文试验结果、孙明权等试验结果^[25]、Wu等试验结果^[6]、蔡新等试验结果^[7]与模型模拟结果的比较, 可以看出, 图8低围压(0~400 kPa)范围内模型计算与试验结果误差较图9~11大, 这可能是由于本文试验中胶凝掺量大, 养护龄期长, 且室内养护环境适宜, 试样的模量和强度均较其它几组试验

表 1 胶凝砂砾料弹塑性模型参数

Table 1 Parameters of elastoplastic model for cemented gravels

	胶凝掺量 (kg·m ⁻³)	养护时 间/d	K	n	φ_0 /(°)	$\Delta\varphi$ /(°)	ψ_0 /(°)	$\Delta\psi$ /(°)	$\varphi_{0,ult}$ /(°)	$\Delta\varphi_{ult}$ /(°)
本文试验	60	28	8185	0.34	69.1	17.9	55.1	8.7	25.5	-6.5
文献[25]	50	28	5200	0.30	62.2	14.0	48.6	3.7	30.2	-7.6
文献[6]	100	7	4974	0.32	57.8	16.9	45.6	2.7	31.7	-11.4
文献[7]	60	28	4960	0.30	67.8	19.0	54.1	10.2	32.4	-6.5

表 2 筑坝料南水模型参数

Table 2 Parameters of Nanshui model for dam materials

坝体分区	ρ_d /(g·m ⁻³)	φ_0 /(°)	$\Delta\varphi$ /(°)	R_f	K	n	c_d /%	n_d	R_d
垫层	2.31	49.3	5.9	0.67	920.2	0.29	0.49	0.45	0.65
砂砾石	2.28	50.6	7.2	0.67	1381.2	0.32	0.16	0.83	0.51
堆石区/排水	2.22	53.2	9.0	0.65	1104.4	0.22	0.40	0.72	0.64

高, 低围压下试样软化效应明显, 接近脆性破坏, 此时采用驼峰曲线描述其应力应变曲线误差较大。总体来看, 本文提出的模型能够较好模拟胶凝砂砾料的强度、变形特征。

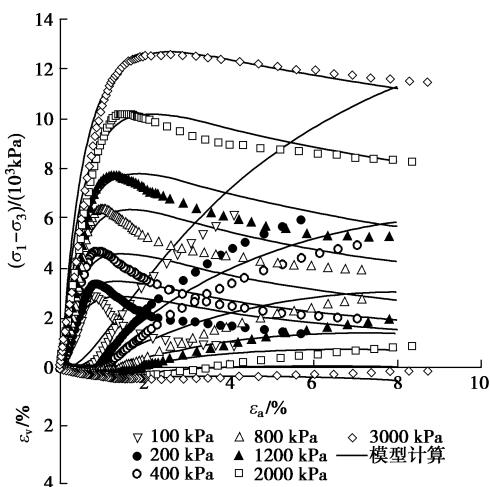


图 8 本文试验与模型模拟结果

Fig. 8 Simulation of tests in this study

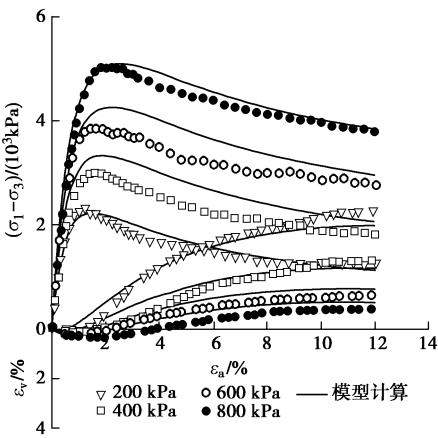


图 9 文献[25]试验与模型模拟结果

Fig. 9 Simulation of tests in Reference [25]

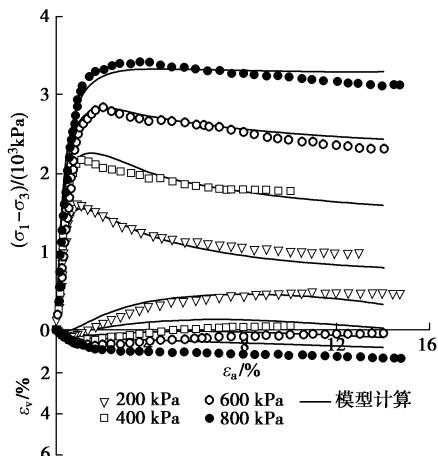


图 10 文献[6]试验与模型模拟结果

Fig. 10 Simulation of tests in Reference [6]

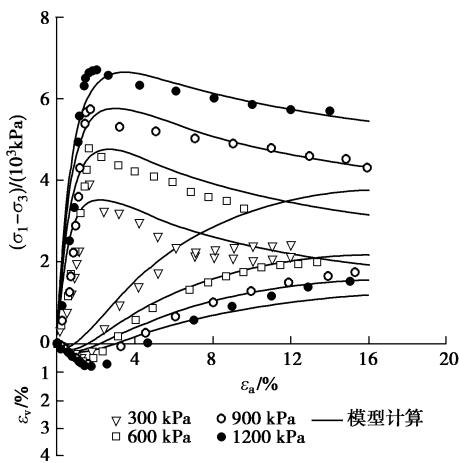


图 11 文献[7]试验与模型模拟结果

Fig. 11 Simulation of tests in Reference [7]

3 胶凝砂砾石弹塑性模型应用

3.1 数值模型概述

本次研究将提出的胶凝砂砾料模型嵌入了南京水利科学研究院有限元程序TOSS3D。这里以某胶凝砂

砾料“增模”的高面板坝为例, 讨论胶凝砂砾料的“增模”效果。该坝坝高247 m, 面板坡度1:1.606, 横剖面有限元网格离散和材料分区如图12, 坝轴线方向取单位宽度进行计算分析。坝体施工次序为: ①高趾墙与趾板(1个荷载步); ②坝体一次填筑到顶(27个荷载步); ③面板一次施工到顶(2个荷载步); ④开始蓄水至正常蓄水位(25个荷载步)。面板、趾板、高趾墙为C30混凝土, 采用线弹性模型, 主堆砂砾石、垫层、排水、下游堆石料采用“南水模型”^[20], 参数如表2, 胶凝砂砾料模型与参数采用本文研究结果。

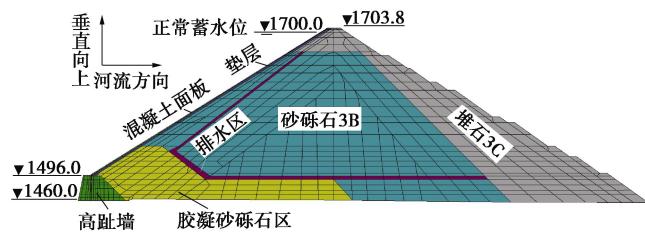


图12 面板砂砾石坝材料分区与网格剖分

Fig. 12 Material zoning and meshes of cross section of concrete faced sand gravel dam

3.2 “增模”对坝体应力变形的影响

图13~16分别为正常蓄水期“增模”方案和常规方案(增模区填筑普通砂砾料)坝体位移与主应力分布。图13为蓄水期坝体顺河向位移, 常规方案指向上游位移最大值11.3 cm, 指向下游最大值34.5 cm, “增模”后, 坝体指向上游位移最大值仅为3.5 cm, 较常规方案减小非常明显, 坝体指向下游最大为36.5 cm, 较常规方案略有增大, 这主要是由于在填筑期坝体指向上游的位移受到高模量胶凝砂砾料的抑制, 坝体指向下游趋势略有增加。图14为蓄水期坝体竖向位移分布, 常规方案坝体沉降最大值130.5 cm, 增模方案坝体最大沉降值114.8 cm, 较常规方案减小较为明显, 且沉降最大点位置更偏向下游。胶凝砂砾料区坝体沉降非常小, 料区顶部沉降不足10 cm, “增模”对坝体变形控制贡献非常明显。图15, 16为蓄水期坝体大、小主应力分布, 可以看出, 增模方案在胶凝砂砾料区附近出现了明显的“拱效应”, 附近土压力转移由胶凝

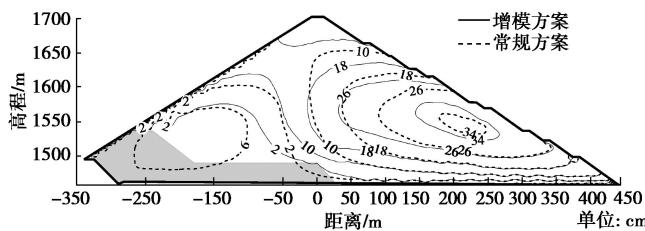


图13 顺河向位移

Fig. 13 Horizontal displacements

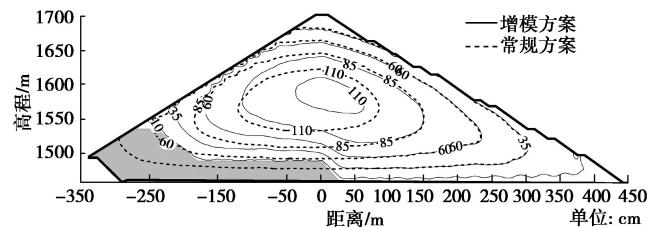


图14 竖向位移

Fig. 14 Vertical displacements

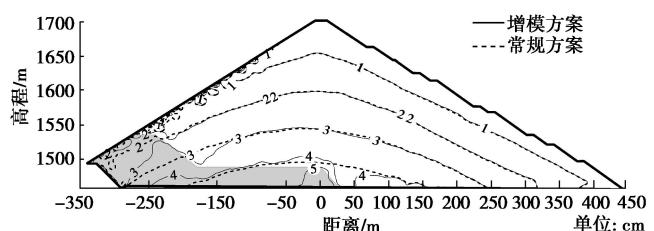


图15 大主应力

Fig. 15 Major principal stresses

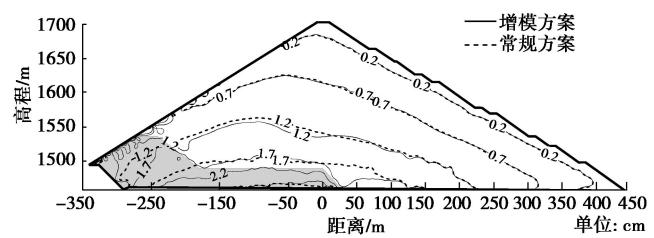


图16 小主应力

Fig. 16 Minor principal stresses

料承担, 周围土体应力下降明显, 因此, 在设计胶凝粗粒料“增模”区时应考虑与周围土体的变形协调性, 控制胶凝料与周围土体的模量差、设置合理的增模区体型。

3.3 “增模”对防渗体应力变形的影响

图17为蓄水期常规方案和“增模”方案面板挠度分布, “增模”方案面板挠度最大值为36.1 cm较常规方案减小了9.7 cm, 面板挠度极值位置升高, 面板挠度减小幅度最大位置位于增模胶凝料区顶高程附近。图18为蓄水期两方案面板顺坡向应力分布, 可以看出, “增模”后, 面板顺坡向应力压应力最大值从6.49 MPa减小至5.24 MPa, 拉应力最大值从1.22 MPa减小至0.36 MPa, 面板拉应力最大值出现在面板挠度“拐点”处。整体上, “增模”后面板应力、变形均有所减小, 工作性态更为优良。考察蓄水期周边缝变位, 结果表明常规方案周边缝沉陷值为37.1 mm, 接缝处于压缩状态, 压缩量11.4 mm, “增模”方案周边缝沉陷值为32.7 mm, 处于张开状态, 张开量7.3 mm, 可见, “增模”对减小周边缝变位也有明显贡献。

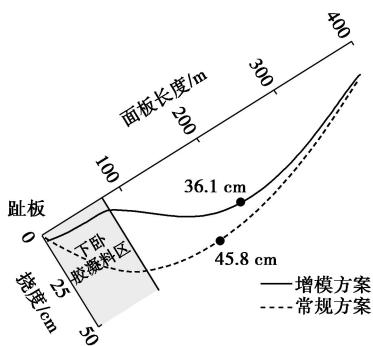


图 17 正常蓄水位面板挠度分布

Fig. 17 Deflections of slab during full storage period

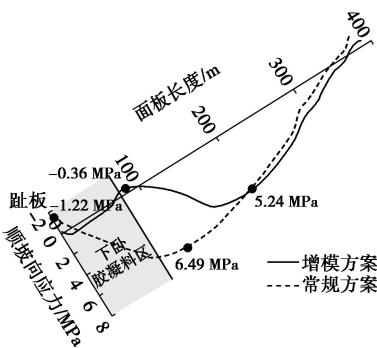


图 18 正常蓄水位面板顺坡向应力分布

Fig. 18 Stresses of slab in slope direction during full storage period

4 结 论

本次研究开展了大围压范围的胶凝砂砾石料三轴剪切试验, 分析了胶凝砂砾料强度与剪切变形特性, 提出了一个胶凝砂砾料弹塑性本构模型, 并将模型应用于高面板坝胶凝增模区弹塑性分析。本次研究得到的主要结论如下:

(1) 胶凝砂砾石料是具有压硬性、强度非线性、强剪胀性和应变软化性等特征的弹塑性体, 继承了散粒体的一些力学特征, 但应力应变关系更为复杂。

(2) 本文采用驼峰曲线拟合三轴应力路径的胶凝砂砾石应力应变关系, 采用Rowe剪胀方程描述胶凝砂砾料的体积变形特征, 建立了较为合理的三轴应力状态的切线模量和剪胀规律。基于广义塑性理论将其扩展至三维应力空间, 得到了简明、实用的胶凝砂砾料弹塑性模型。通过与本文试验和前人试验结果对比, 验证了模型的适用性。

(3) 应用本文的胶凝料弹塑性本构模型于特高砂砾石坝“增模区”分析。讨论了“增模”效应对坝体、防渗体应力变形的影响。分析表明, 胶凝料“增模”区对坝体顺河向和竖向位移均有显著影响, 能显著改善面板的工作性态和周边缝的变位。“增模”区附近土

体应力分布存在一定的“拱效应”, 工程中应通过控制胶凝料与常规料模量差, 优化“增模区”位置、体型予以改善。

参 考 文 献:

- [1] RAPHAEL J M. The optimum gravity dam, rapid construction of concrete dams[M]. New York: ASCE, 1970.
- [2] 冯 炜. 胶凝砂砾石坝筑坝材料特性研究与工程应用[D]. 北京: 中国水利水电科学研究院, 2013. (FENG Wei. Studies on cemented sand and gravel dam material and its application[D]. Beijing: China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2013. (in Chinese))
- [3] 傅 华, 陈生水, 韩华强, 等. 胶凝砂砾石料静、动力三轴剪切试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(2): 357 - 362. (FU Hua, CHEN Sheng-shui, HAN Hua-qiang, et al. Experimental study on static and dynamic properties of cemented sand and gravel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(2): 357 - 362. (in Chinese))
- [4] ABDULLA A A, KIOUSIS P D. Behavior of cemented sands-II. Modelling[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 1997, 21(8): 549 - 568.
- [5] 孙明权, 杨世锋, 张镜剑. 超贫胶结材料本构模型[J]. 水利水电科技进展, 2007, 27(3): 35 - 37. (SUN Ming-quan, YANG Shi-feng, ZHANG Jing-jian. Study on constitutive model for over lean cemented material[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2007, 27(3): 35 - 37. (in Chinese))
- [6] WU Meng-xi, DU Bin, YAO Yuan-cheng, et al. An experimental study on stress-strain behavior and constitutive model of hard fill material[J]. Science China Physics Mechanics & Astronomy, 2011, 54(11): 2015 - 2024.
- [7] 蔡 新, 杨 杰, 郭兴文, 等. 胶凝砂砾石料弹塑性本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(9): 1569 - 1577. (CAI Xin, YANG Jie, GUO Xing-wen, et al. Elastoplastic constitutive model for cement-sand-gravel material[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(9): 1569 - 1577. (in Chinese))
- [8] XIONG Kun. Seismic failure modes and seismic safety of Hardfill dam[J]. Water Science and Engineering, 2013, 6(2): 199 - 214.
- [9] 何蕴龙, 张劭华, 石熙冉. 胶凝砂砾石坝抗震特性及其地震作用计算方法[J]. 水力学报, 2016, 47(5): 589 - 598. (HE Yun-long, ZHANG Shao-hua, SHI Xi-ran. Seismic behavior

- of cement-sand-gravel dam and the calculation method of its seismic loads[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2016, 47(5): 589 - 598. (in Chinese))
- [10] 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.
- [11] 陈生水, 彭成, 傅中志. 基于广义塑性理论的堆石料动力本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2012(11): 1961 - 1968. (CHEN Sheng-shui, PENG Cheng, FU Zhong-zhi. Dynamic constitutive model for rockfill materials based on generalized plasticity theory[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012(11): 1961 - 1968. (in Chinese))
- [12] 蔡新, 武颖利, 李洪煊, 等. 胶凝堆石料本构特性研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(9): 1340 - 1344. (CAI Xin, WU Ying-li, LI Hong-xuan, et al. Constitutive equation for CSG materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(9): 1340 - 1344. (in Chinese))
- [13] 郑颖人. 岩土塑性力学基础[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1989. (ZHENG Ying-ren. Plastic mechanics foundation of rock and soil[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1989. (in Chinese))
- [14] 黄文熙. 土的工程性质[M]. 北京: 水利电力出版社, 1983. (HUANG Wen-xi. Engineering properties of soil[M]. Beijing: Water Resources and Hydropower Press, 1983. (in Chinese))
- [15] KIM M K, LADE P V. Single hardening constitutive model for frictional materials: I plastic potential function[J]. Computers & Geotechnics, 1988, 5(4): 307 - 324.
- [16] 罗汀, 姚仰平, 候伟. 土的本构关系[M]. 北京: 人民交通出版社, 2010. (LUO Ting, YAO Yang-ping, HOU Wei. Constitutive relations of soil[M]. Beijing: China Communications Press, 2010. (in Chinese))
- [17] 陈生水, 傅中志, 韩华强, 等. 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, et al. An elastoplastic model for rockfill materials considering particle breakage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(10): 1489 - 1495. (in Chinese))
- [18] 孔宪京, 朱发勇, 刘京茂, 等. 不同加载方向条件下堆石料剪胀特性试验研究[J]. 岩土力学, 2018, 39(11): 1 - 6. (KONG Xian-jing, ZHU Fa-yong, LIU Jing-mao, et al. Stress dilatancy of rockfill material under different loading direction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(11): 1 - 6. (in Chinese))
- [19] 张丙印, 贾延安, 张宗亮. 堆石体修正 Rowe 剪胀方程与南水模型[J]. 岩土工程学报, 2007, 29: 1443 - 1448. (ZHANG Bing-yin, JIA Yan-an, ZHANG Zong-liang. Modified Rowe's dilatancy law of rockfill and Shen Zhujiang's doubleyield surfaces elastoplastic model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29: 1443 - 1448. (in Chinese))
- [20] 朱百里, 沈珠江. 计算土力学[M]. 上海: 上海科学技术出版社, 1990. (ZHU Bai-li, SHEN Zhu-jiang. Computational soil mechanics[M]. Shanghai: Shanghai Science and Technology Press, 1990. (in Chinese))
- [21] 孔宪京, 邹德高, 徐斌, 等. 紫坪铺面板堆石坝三维有限元弹塑性分析[J]. 水力发电学报, 2013, 32(2): 213 - 222. (KONG Xian-jing, ZOU De-gao, XU Bin, et al. Three-dimensional finite element elasto-plastic analysis of Zipingpu concrete faced rock-fill dam[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2013, 32(2): 213 - 222. (in Chinese))
- [22] PASTOR M, ZIENKIEWICZ O C, CHAN A H C. Generalized plasticity and the modelling of soil behaviour[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 1990, 14(3): 151 - 190.
- [23] FU Zhong-zhi, CHEN Sheng-shui, PENG Cheng. Modeling cyclic behavior of rockfill materials in a framework of generalized plasticity[J]. International Journal of Geomechanics, 2014, 14(2): 191 - 204.
- [24] 龚晓南. 对岩土工程数值分析的几点思考[J]. 岩土力学, 2011(2): 321 - 325. (GONG Xiao-nan. Reflections on numerical analysis of geotechnical engineering[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011(2): 321 - 325. (in Chinese))
- [25] 孙明权, 彭成山, 李永乐, 等. 超贫胶结材料三轴试验[J]. 水利水电科技进展, 2007(4): 46 - 49. (SUN Ming-quan, PENG Cheng-shan, LI Yong-le, et al. Triaxial test of over lean cemented material[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2007(4): 46 - 49. (in Chinese))