

DOI: 10.11779/CJGE201801007

冻土二元介质模型探讨——以-6℃冻结粉土为例

张德^{1, 2}, 刘恩龙^{*1, 3}, 刘星炎^{1, 2}, 宋丙堂^{1, 2}

(1. 中国科学院西北生态环境资源研究院冻土工程国家重点实验室, 甘肃 兰州 730000; 2. 中国科学院大学, 北京 100049;
3. 四川大学水利水电学院, 四川 成都 610065)

摘要: 二元介质模型已成功用于模拟未冻结岩土材料, 比如岩石、均质或各向异性结构性土、超固结黏土、堆石料以及黄土。类似地, 为了探讨冻土的应力应变关系, 此处引入二元介质模型来模拟其应力应变关系。基于岩土破损力学理论框架和二元介质模型概念, 将饱和冻结粉土抽象成具有强胶结特性的胶结元(冻土骨架)和无胶结特性的摩擦元(融土骨架), 胶结元在一定围压下会产生压碎和压融现象, 随围压的增大逐步破损并向摩擦元转化, 二者共同承担外荷载。在-6℃和0.3~15.0 MPa围压下对冻结粉土进行了一系列低温三轴压缩试验, 结果表明: 随变形的增大, 应力应变曲线均呈三阶段变化, 分别是线弹性阶段、弹塑性阶段和应变软化阶段; 强度随围压的增大呈先增大后减小的趋势, 极限强度对应下的围压称为临界围压, 且临界围压下的软化现象最不明显。通过细观角度运用二元介质模型概念探讨了冻土变形破损机理, 在非均质材料均匀化理论基础上建立了冻土二元介质模型, 讨论了破损率函数演化规律。理论与试验结果对比表明, 所建立的模型可以较好地模拟冻土的应变硬化和软化现象。

关键词: 岩土破损力学; 冻结粉土; 二元介质模型; 破损机制; 胶结元; 摩擦元

中图分类号: TU445 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)01-0082-09

作者简介: 张德(1987-), 男, 四川德阳人, 博士研究生, 主要从事冻土本构模型研究。E-mail: 120821875@qq.com。

Investigation on binary medium model taking frozen silt soils under -6℃ for example

ZHANG De^{1,2}, LIU En-long^{1,3}, LIU Xing-yan^{1,2}, SONG Bing-tang^{1,2}

(1. Northwest Institute of Eco-Environment and Resources, State Key Laboratory of Frozen Soil Engineering, Chinese Academy of Sciences, Lanzhou 730000, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China; 3. College of Water Resources and Hydropower, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

Abstract: The binary medium model (abbreviated as BMM) is suitable for unfrozen geomaterials, such as rock, isotropic or anisotropic structured soils, overconsolidated clay, rockfill materials and loess, and has a good accuracy and satisfactory applicability. Similarly, in order to investigate the stress-strain relationship of frozen soils, the BMM is introduced and employed to simulate the deformation characteristics. Based on the theoretical framework of breakage mechanics for geomaterials and the concept of BMM, the saturated frozen silt soils are conceptualized as the binary medium consisting of bonding blocks with strong bonding (the frozen soil skeleton) and frictional elements without weakened bonding (the melted soil skeleton), and the bonding elements will be crushed, melted and gradually transformed to frictional elements with the increasing confining pressure during the loading process, resulting two of the bonding blocks and weakened bands bear the external loads, collectively. A series of cryogenic triaxial compressive tests are conducted at -6℃ under confining pressure of 0.3 to 15.0 MPa, and the following test results demonstrate that the stress-strain curves behave three varying stages with the increasing axial strain, which are the initial linear elastic stage, elasto-plastic stage and strain softening stage, respectively. The strength of frozen soils increases first and then decreases with the further increase of confining pressures. The critical confining pressure corresponds to the peak strength for different test curves, under which the strain softening phenomenon is less obvious. From a mesoscopic point of view, the deformation and damage mechanisms of frozen soils are investigated based on the concept of binary medium, and the stress-strain formulation is established on the basis of the homogenization theory of the heterogeneous materials. Finally, the evolution of breakage function is analyzed and discussed through determination of the fitting parameters. The comparisons between theoretical and

基金项目: 中国科学院“百人计划”项目; 国家自然科学基金项目(41771066)

收稿日期: 2016-11-07

*通讯作者 (E-mail: liuenlong@scu.edu.cn)

experimental test data demonstrate that the proposed binary medium model has a satisfactory applicability for frozen soils to simulate strain hardening and softening phenomenon.

Key words: breakage mechanics for geomaterials; frozen silt soil; binary medium model; breakage mechanism; bonding element; frictional element

0 引言

全世界冻土面积为 $3.576 \times 10^7 \text{ km}^2$, 占全球面积的 24%^[1]。随着寒区公路、铁路、桥梁隧道、输油气管道、地基基础及上部结构的修建, 寒区建、构筑物经历冻胀、融沉及冻融循环作用, 使得结构的安全性、稳定性和耐久性问题备受关注。冻土是由固体矿物颗粒、冰粒、未冻水和孔隙气体构成的多相体, 冰具有极强流变性和温度敏感性, 在冻土试样中随机分布, 使得冻土的物理力学性质比未冻土更为复杂。合理地解决冻土中存在的问题需要对冻土物理力学性质进行充分认识^[2], 包括动、静荷载作用下的细观破损机制、应力应变关系、本构模型^[3-5]、强度准则、流变特性、动力学特性及各内外因素的影响, 其中冻土细观破损机制的研究是解决问题的首要前提。能否基于冻土的基本力学性质及相关理论, 从细观角度考虑冻土变形破损机制, 建立相应的应力应变关系是值得探讨的研究课题。

沈珠江在 2002 年提出了岩土破损力学理论^[6-7]，该理论已被诸多学者成功应用于多种土类的应力应变关系的模拟。岩土破损力学是一种建立在准连续介质概念基础上对岩土材料进行宏观分析的力学理论，该理论把结构性岩土材料抽象成由强胶结作用的结构块和弱胶结作用的软弱带组成的二元介质^[8]，变形过程中结构块逐步破损并向软弱带转化，二者共同承担外荷载。目前，国内学者已成功将二元介质模型运用到岩石^[9-10]、堆石料^[11]、各向同性及各向异性结构性土^[12-17]，裂隙性结构性黄土^[17-21]，利用二元介质模型建立的应力应变关系能较好地模拟相应岩土类材料的变形特性。

冻土二元介质模型及破损机制研究的相关文献,至今鲜见报道。本文基于岩土破损力学理论框架和二元介质模型概念,在细观尺度上,将饱和冻结粉土抽象成胶结元和摩擦元组成的二元介质。通过对冻土粉土进行的一系列低温三轴压缩试验,基于试验结果运用二元介质模型探讨冻土变形破损机制,在非均质材料均匀化理论基础上初步建立了冻结粉土的二元介质模型,引入破损率函数和局部应变系数,通过先假设后验证的方式确定材料参数,最后将理论与试验结果进行对比以验证所建立模型的适用性。

1 试验结果分析及变形破损能机制探讨

1.1 试验参数

试验依托于冻土工程国家重点实验室, 通过改进的低温三轴仪 MTS810 对冻结粉土进行了多组低温三轴试验, 试验温度为 -6°C , 围压分别为 0.3, 1.4, 3.0, 6.0, 10.0, 15.0 MPa, 试验用土取自兰州市东岗镇, 物理指标见表 1, 级配曲线见图 1。

表 1 冻土物理指标

Table1 Physical indices of frozen soils

土类	液限 /%	塑限 /%	塑性 指数	天然含 水率/%	干密度 ($g \cdot cm^{-3}$)	土粒 比重
粉土	27.58	19.37	8.21	16.0	1.54	2.69

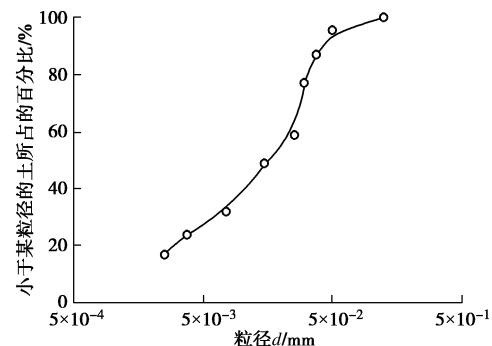


图 1 级配粒径分布

Fig. 1 Distribution of grading sizes

1.2 试验结果分析

从图 2 可以看出，在荷载作用下，应力应变曲线分为 3 个阶段：

(1) 线弹性阶段: 当轴向应变较小时 (1.44% 左右), 应力应变曲线呈线弹性变化。其原因是在低温冻结作用下, 试样成整体状冷生构造, 变形模量很大, 加载初期荷载较小在弹性变化范围内, 胶结冰和孔隙冰未被压碎、压融, 未产生不可恢复的塑性变形, 所以应力应变曲线呈线弹性。

(2) 弹塑性阶段: 当轴向应变经过弹性阶段继续增大时, 冻土进入弹塑性变形阶段, 随变形的增加, 应力持续增大, 但曲线斜率即变形模量逐渐降低。其原因是在低围压下, 试样内部裂隙因应力集中而萌生和扩展, 试样开始出现损伤, 变形模量逐渐降低; 高围压下, 试样中的胶结冰和孔隙冰逐渐被压碎及压融。裂隙的扩展和压碎、压融现象使得试样中的胶结元数量逐渐减少, 摩擦元数量逐渐增多, 但由于冻土中摩擦元的变形模量低于胶结元的变形模量, 摩擦元产生的应力不足以补偿胶结元因胶结键受拉而损失的力,

应力应变曲线不再保持线性关系，呈减速上升趋势。

(3) 应变软化阶段：当轴向变形从峰值强度对应应变继续增大时，应变曲线呈软化现象；临界围压1.4 MPa下的峰值强度最大；且临界围压下的软化现象最不明显，比临界围压越低或者越高，软化现象越明显，如图2中0.3, 15.0 MPa围压下的曲线，软化现象非常明显。其原因是随变形增大，局部剪切带已经贯通形成宏观破碎带，胶结元的破损能数急剧增多，转化而成的摩擦元数目增多，而摩擦元的变形模量相对较小，产生的应力与胶结元损失的应力差值越来越大，软化现象越来越明显，最终导致试样的破坏。

从体应变-轴向应变曲线可知，试样在低围压下呈先体缩后体胀现象；高围压下，体缩量变小，主要表现为体胀现象。

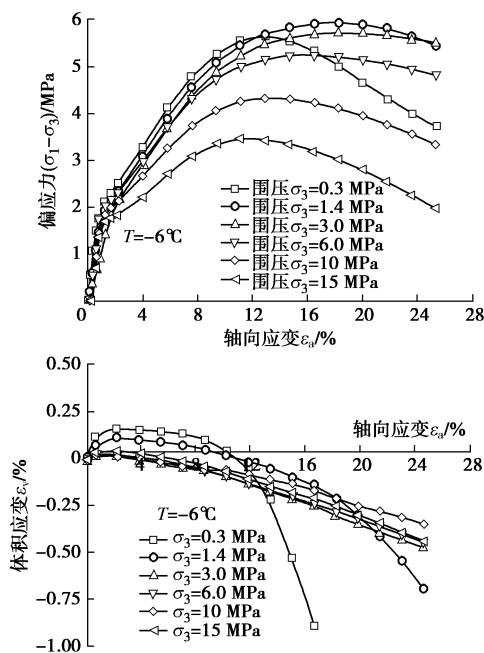


图2 -6℃时冻结粉土偏应力-轴向应变和体变-轴向应变曲线

Fig. 2 Curves of deviatoric stress-axial strain and volumetric strain-axial strain for frozen silt soils at -6°C

1.3 冻土破损机制探讨

对冻土而言，由于冰的存在使得其物理力学特性比天然岩土材料复杂，Lai等^[4-5]从损伤力学理论角度运用Lemaitre等效应变原理建立方程探讨冻土破损机制；本文借鉴岩土破损力学中二元介质概念，将冻土抽象成由胶结元（未损伤部分）和摩擦元（完全损伤部分）两部分组成并共同分担荷载，通过引入二元介质概念来从另外一个角度认识冻土破损机制。利用二元介质模型探讨冻土变形破损机制，其关系如图3所示。

OA阶段，当应变较小时，胶结元发挥作用（bonding），由于为整体状冷生构造，初始变形模量

很大，且初始外荷载处于胶结元弹性范围内，应力应变呈线性关系。AG阶段，随应变增加，应力持续增加，但增加速率逐渐降低，表现为曲线斜率即变形模量的降低。试样内部的裂隙因应力集中而萌生和扩展，胶结元从A点开始出现损伤，A'对应的应变为损伤门槛应变值。假设当应力状态达到C点时，对理想弹性材料而言（即材料不发生损伤）其胶结应力可达 σ_b （B点）；对一般岩土类材料，胶结元应力损失值和摩擦元补偿值的差值用BC表示。其中，BC具有方向性：如果材料破损后转化成的摩擦元强度大于破损之前的胶结元强度，BC差值方向指向向上，表明摩擦元的补偿性强，表现为应变硬化；如果摩擦元强度小于胶结元强度，BC差值方向指向向下，应力出现跌落现象，表明摩擦元的补偿性弱，表现为应变软化。G点表示冻土所能承担的峰值强度，表明此时试样内部的胶结元强度和新产生的摩擦元强度之和处于最大值。而冻土属于热脆弹塑性材料，微裂隙的扩展使胶结元破损导致应力跌落到C点，随变形的发展将会从理想脆弹性状态逐步转化为弹塑性状态，BC的差值从A点开始越来越大，最后经过峰值强度后表现为应变软化。

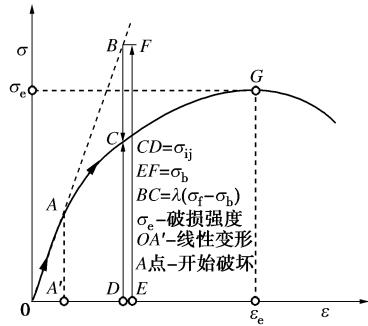


图3 二元介质的应力应变关系

Fig. 3 Stress-strain relationship of binary medium model

2 冻土二元介质模型

2.1 冻土代表性单元RVE

冻土是一种颗粒增强复合材料，冻土的强度由冻土颗粒土骨架强度，胶结冰的强度，冰与土颗粒的胶结作用力组成。冻土结构模型如图4所示，忽略未冻水的影响，土颗粒简化为球体，胶结冰和孔隙冰所联结的稳定土颗粒集合体称为冻土土骨架，冻土土骨架破损之后转化成融土土骨架。利用二元介质模型概念，假定冻土土骨架为胶结元，融土土骨架为摩擦元。胶结元是由胶结冰、孔隙冰与冻土颗粒胶结在一起形成的整体冷生组构，胶结冰和孔隙冰形成原因是由于土颗粒之间的空间随机排列及孔隙的存在，饱和状态下颗粒间形成水膜厚度不同，在低温快速冻结下，水膜厚处形成孔隙冰，水膜薄处形成胶结冰；摩擦元是由

胶结元破损转化而来, 其性质类似重塑土, 变形模量远远低于胶结元, 受荷过程中胶结元逐步破损并向摩擦元转化, 二者共同承担荷载直至结构破坏。由于胶结冰和孔隙冰界面存在初始缺陷微裂隙, 加荷过程中, 微裂隙因应力集中而逐步扩展, 胶结元破损逐渐形成局部剪切带, 随荷载增加, 局部剪切带进一步发展成宏观破裂面并向整个试样扩展, 最后导致整个结构破坏。

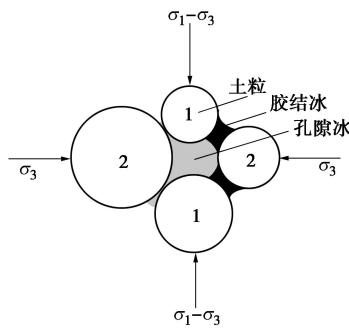


图 4 冻土结构模型

Fig. 4 Structural model for frozen soils

2.2 胶结元应力应变特性

在三轴剪切试验中, 试样经过低温快速冻结后, 颗粒之间的水膜与颗粒胶结在一起形成胶结元, 胶结元中的胶结键具有很强的黏聚力, 在应变较小时发挥作用, 其变形特性如图 5 所示。当应变 $\varepsilon \leq \varepsilon_b$ 时, 应力应变呈线弹性变化; 当应变 $\varepsilon > \varepsilon_b$ 时, 由于胶结元中的胶结键受拉断裂, 应力跌落至零, 此时认为胶结元已经破损。

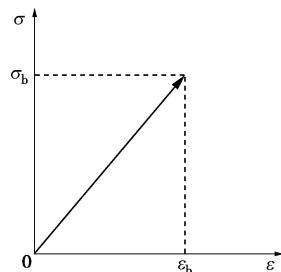


图 5 胶结元变形特性

Fig. 5 Deformational properties of bonded elements

2.3 摩擦元应力应变特性

随荷载的增加, 胶结元逐渐破损转化成摩擦元, 摩擦元数量逐渐增加, 承担的应力逐渐增加。摩擦元的应力应变曲线呈双曲线变化, 具有弹塑性特性, 假定采用非线性 Duncan-Chang 模型来描述其应力应变关系^[12], 表达式如下:

$$\sigma_f = \frac{\varepsilon_f}{a + b\varepsilon_f} \quad , \quad (1)$$

式中, σ_f 为摩擦元承担的应力, ε_f 为摩擦元的应变, a , b 为材料参数。

2.4 荷载分担模式

二元介质模型荷载分担模式如图 6 所示, 胶结元件由弹簧 E_b 和胶结杆 q 组成, 摩擦元件由弹簧 E_f 和滑片 f 组成, 二者并联组成二元介质模型, 其中胶结元件在应变较小时发挥作用, 当应变较大时胶结杆断裂, 荷载转移到弹性元件 (即摩擦元) 上。

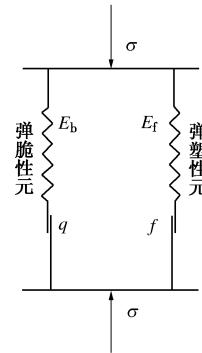


图 6 二元介质模型

Fig. 6 Binary medium model

胶结元和摩擦元的应力分担曲线如 7 所示, $f(\sigma_{ij})$ 即 $OABC$ 曲线, 表示总的应力应变曲线; $f(\sigma_b)$ 即 $OADE$ 曲线, 表示胶结元应力应变曲线; $f(\sigma_f)$ 即 OFC 曲线, 表示摩擦元应力应变曲线; λ 为体积破损率函数; 胶结元应力曲线和摩擦元应力曲线叠加之和为试样总的应力应变曲线, 从图 7 可以表述为 $OABC=OADE+OFC$, 结合图 2 可知, $OABC$ 代表冻土试样总的应力应变曲线, 类似图 3 中的 $OACG$ 曲线, 呈应变软化现象; 其中, $OADE$ 和 OFC 曲线分别是抽象概念上二元介质模型的应力分担曲线, 其中的一增一减体现了荷载转化关系。

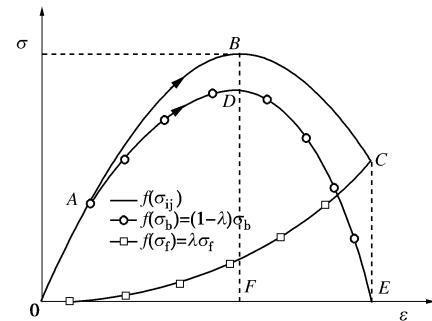


图 7 胶结元和摩擦元应力分担曲线

Fig. 7 Stress sharing curves of bonded and frictional elements

2.5 二元介质模型

从冻土中取一个代表性单元 RVE, 由非均质复合材料均匀化理论, 冻土的平均应力和平均应变的表达式为^[8]

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{V} \int \sigma_{ij}^{\text{loc}} dV = \frac{1}{V} \int \sigma_{ij}^{\text{loc}} d(V_b + V_f)$$

$$= \frac{1}{V} \int \sigma_{ij}^{\text{loc}} dV_b + \frac{1}{V} \int \sigma_{ij}^{\text{loc}} dV_f , \quad (2)$$

胶结元和摩擦元表达式为

$$\sigma_{ij}^b = \frac{1}{V_b} \int \sigma_{ij}^{\text{loc}} dV_b , \quad (3)$$

$$\sigma_{ij}^f = \frac{1}{V_f} \int \sigma_{ij}^{\text{loc}} dV_f . \quad (4)$$

将式 (3)、(4) 代入式 (2), 得

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} &= \frac{V_b}{V} \cdot \frac{1}{V_b} \int \sigma_{ij}^{\text{loc}} dV_b + \frac{V_f}{V} \cdot \frac{1}{V_f} \int \sigma_{ij}^{\text{loc}} dV_f \\ &= \frac{V_b}{V} \sigma_{ij}^b + \frac{V_f}{V} \sigma_{ij}^f . \end{aligned} \quad (5)$$

同理可推导胶结元和摩擦元平均应变表达式:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{V_b}{V} \varepsilon_{ij}^b + \frac{V_f}{V} \varepsilon_{ij}^f . \quad (6)$$

令体积破损率 λ 表达式如下:

$$\lambda = \frac{V_f}{V} . \quad (7)$$

将式 (7) 代入式 (5)、(6) 可简化得

$$\sigma_{ij} = (1 - \lambda) \sigma_{ij}^b + \lambda \sigma_{ij}^f , \quad (8)$$

$$\varepsilon_{ij} = (1 - \lambda) \varepsilon_{ij}^b + \lambda \varepsilon_{ij}^f . \quad (9)$$

式中 V 为代表性单元的体积; V_b 为胶结元所占的体积; V_f 为摩擦元所占的体积; σ_{ij}^{loc} 为代表性单元局部应力; σ_{ij} , ε_{ij} , σ_{ij}^b , ε_{ij}^b 和 σ_{ij}^f , ε_{ij}^f 分别为代表性单元平均应力、平均应变, 胶结元和摩擦元的局部应力和局部应变; λ 为体积破损率, 表示摩擦元所占的体积率变化。

胶结元变形特性如图 5 所示, 摩擦元变形特性用非线性 Duncan-Chang 模型模拟^[12], 则式 (8) 在三轴剪切应力状态下可简化为

$$\sigma_d = (1 - \lambda) E_b \varepsilon_d^b + \lambda \frac{\varepsilon_d^f}{a + b \varepsilon_d^f} . \quad (10)$$

由于胶结元和摩擦元的变形非均匀性, 此时引入局部应变系数 c , 表达式为

$$\varepsilon_d^f = c \varepsilon_d . \quad (11)$$

将式 (11) 代入式 (9) 得到胶结元的应变

$$\varepsilon_d^b = (1 - c \lambda) \varepsilon_d . \quad (12)$$

将式 (11)、(12) 代入式 (10) 得

$$\sigma_d = (1 - c \lambda) E_b \varepsilon_d + \lambda \frac{c \varepsilon_d}{a + b c \varepsilon_d} . \quad (13)$$

式中 σ_d , ε_d , σ_d^b , ε_d^b 和 σ_d^f , ε_d^f 分别为代表性单元三轴应力下的平均应力、平均应变, 胶结元和摩擦元的局部应力和局部应变; E_b 为胶结元初始弹性模量; λ 为体积破损率; a , b , c 为材料参数。式 (13) 可以用来模拟冻土在不同围压下应力应变关系。

2.6 参数演化规律

破损率 λ 的确定, 与初始破裂应变有关, 其值从稍大于零变化到小于 1 的某一个值, 总的趋势就是随着荷载的增加胶结元破裂的比率逐步增加。Liu^[22]对棒状及棱柱状结构体进行了平面应变试验, 以此来研究胶结元的破损机制及变化规律。试验试样由石膏和水混合制备而成, 单轴无侧限抗压强度为 2.1 MPa, 不同围压加载下, 定义破损应力比为结构破坏竖向应力与单轴无侧限抗压强度的比值, 试样破损情况如表 2 所示。

表 2 不同加载路径下棒状结构的破坏

Table 2 Destruction of bar shaped structure under different loading paths

围压 /MPa	竖向应力 /MPa	结构总数 /根	总破损能数 /根	破损能比例 /%	破损能应力比
0.03	1.09	200	21	10.5	0.52
0.15	2.52	200	66	33.0	1.20
0.45	3.36	200	182	91.0	1.60

注: 引自参考文献[22]表 2。

由表 2 可知, 在低围压 0.03 MPa 下对应的破损能应力比为 0.52, 破损初步发生但数量较少; 随着围压的增加, 试样的破损能数量明显增加, 随围压从 0.15 MPa 增加到 0.45 MPa, 破损应力比从 1.2 增加到 1.6, 破损比例从 33.0% 增大到 91.0%, 破损数目呈加速递增状态, 试样此时已基本发生整体剪切破坏。根据表 2 结构破损能变化规律, 采用服从 Weibull 分布的破损能函数可以较好模拟胶结元的破损能过程^[8, 12], 表达式为

$$\lambda = 1 - \exp[-\alpha(\varepsilon/\varepsilon_i)^n] , \quad (14)$$

式中, λ 为破损能函数, ε_i 为胶结元起始破碎应变, 也称破损能门槛应变值, α , n 为材料参数。

将式 (14) 代入式 (13) 得

$$\begin{aligned} \sigma_d &= \left\{ 1 - c + c \exp[-\alpha(\varepsilon/\varepsilon_i)^n] \right\} \cdot E_b \varepsilon_d + \\ &\quad \left\{ 1 - \exp[-\alpha(\varepsilon/\varepsilon_i)^n] \right\} \cdot \frac{c \varepsilon_d}{a + b c \varepsilon_d} . \end{aligned} \quad (15)$$

式 (15) 是冻结粉土低温三轴剪切条件下简化的应力应变方程。

3 参数的确定与验证

式 (15) 的参数包括摩擦元的材料参数 a , b , 局部应变系数 c , 破损能函数参数 α , n , 具体参数的确定方法通过先假设后验证的方式^[8, 12]来确定, 即通过试验间接测定, 具体来说就是先假设不同的参数演化规律, 用式 (15) 算出应力应变曲线, 并与实测的应力应变曲线比较, 从中选出最优的参数。

3.1 模型参数确定

假设胶结元在应变为 1.44% 时, 应力应变曲线的

斜率为胶结元的初始弹性模量, 根据试验应力应变曲线, 取多个测试点求平均值来消除数据离散性较大的问题, 初始弹性模量计算结果如表 3 所示。由表 3 及图 8 可以看出, 初始弹性模量随围压增加呈先增大后减小的趋势, 这与低围压下颗粒重新排列, 结构变得更加致密起到强化作用有关; 高围压作用使孔隙冰和胶结冰压碎及压融, 对结构起到弱化作用。弹性模量本质上体现了结构的刚度, 进一步体现在强度上, 所以冻土强度随围压的增加呈先增大后减小的趋势^[23]。

根据低温三轴试验结果对全量型二元介质模型进行参数确定, 即对式 (15) 进行拟合, 结果如表 3 所示。

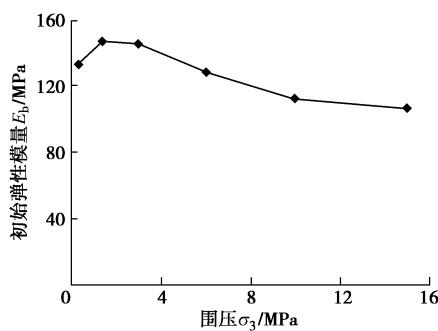


图 8 初始弹性模量与围压关系

Fig. 8 Relationship between initial elastic modulus and confining pressure

表 3 冻结粉土参数拟合值

Table 3 Fitting parameters for frozen silt soils

围压 σ_3 / MPa	α	n	a	b	c	E / MPa
0.3	0.04464	1.334	5406	-1645	0.9763	133.8
1.4	0.04552	1.311	19650	-82170	0.8675	147.9
3.0	0.05778	1.235	5767	-19730	0.8596	146.1
6.0	0.08364	1.145	6410	-19120	0.8905	129.0
10.0	0.06216	1.245	5839	-20480	0.9325	112.8
15.0	0.04055	1.401	5922	-19530	0.9725	107.4

3.2 破损率函数演化规律

本文采用 Weibull 分布函数来模拟冻土破损过程, 根据试验结果, 在不同围压下破损率函数演化规律如图 9 所示, 随轴向变形的增加(大于 1.44%), 破损率函数逐渐增大; 当变形达到试验终值应变时(25%), 破损率函数在 0.9 附近; 不同围压下, 破损率函数形式大体相当, 终值接近。

3.3 模型参数及结果验证

为了验证本文对冻结粉土建议二元介质模型的适用性以及内部参数破损率函数的合理性, 首先将破损率函数与文献[24]采用的基于损伤力学和连续介质理论而提出的损伤变量进行对比。如图 10 所示, 通过材

料变形模量与初始弹性模量的比值来确定损伤变量, 具体表达式如下:

$$D = 1 - \frac{E_{\text{sec}}}{E} \quad (16)$$

式中 D 为损伤变量; E_{sec} 为应力应变曲线中的割线模量; E 为线性阶段弹性模量(初始弹性模量), 其值可见表 4。

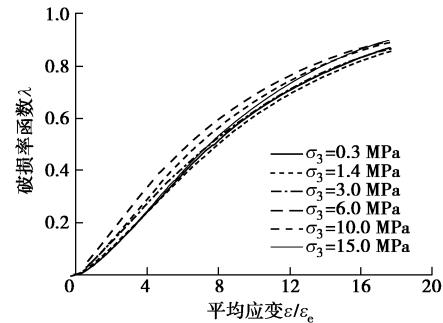


图 9 破损演化规律

Fig. 9 Evolution of breakage function

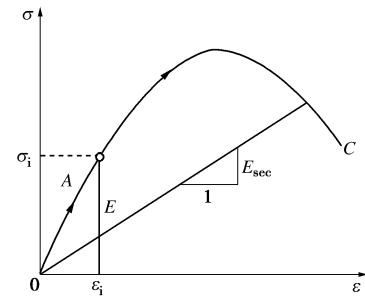
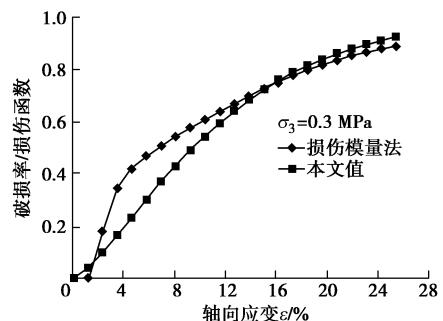


图 10 初始弹性模量和割线模量

Fig. 10 Curves of initial elastic modulus and secant modulus

由图 11 可知, 不同围压下(本文只罗列了 0.3, 1.4, 3.0 MPa), 随轴向变形的增大, 破损率函数与损伤变量的最终值基本趋于一致, 本文采用的破损率函数终值略大于损伤变量终值; 在相对较小的应变下, 损伤变量值大于本文破损率值。二者存在差异的原因可能是未考虑结构受力后, 冰的塑性流动和颗粒重新定向排列导致的各向异性影响以及损伤门槛值更为精确的确定方法, 这需要进一步的研究。



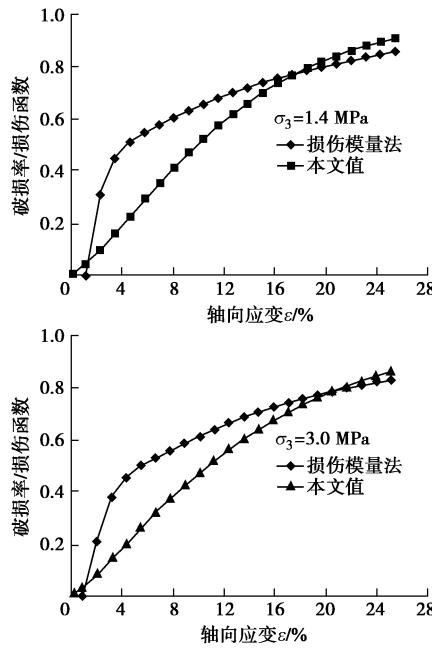


图 11 不同围压下破损率函数与损伤变量对比

Fig. 11 Comparison between breakage function and damage variable under different confining pressures

由图 12 可知, 根据表 3 的二元介质确定的模型参数与低温三轴试验应力应变曲线对比, 表明二元介质模型能较好地模拟低温三轴压缩试验条件下冻结粉土的应力应变关系, 尤其在弹性阶段和应变软化阶段模拟较好, 而在线弹性阶段计算值和试验值存在一定的误差, 试验值大于计算值, 试验曲线从线性阶段到弹性压硬阶段存在明显的拐点, 而计算曲线连续变化, 这是因为初始弹性模量是由多个数据点的统计平均值求得, 而试验值具有较大离散性, 所以对模量参数的确定需要进一步修正, 破损率函数从弹性到塑性过渡区也需要进一步优化。总体来说, 二元介质模型对冻结粉土应变软化现象的模拟有一定的适用性。

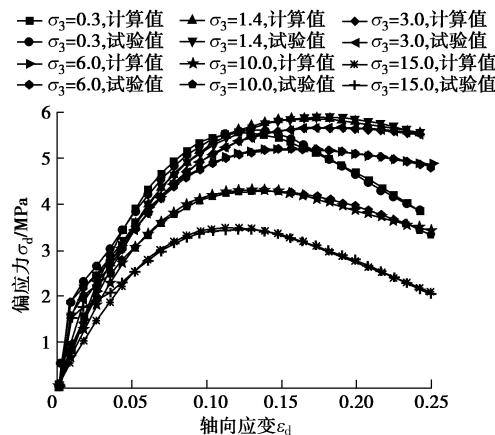


图 12 冻结粉土理论值与试验结果对比

Fig. 12 Comparison between theoretical values and the measured results for frozen silt soils

为了进一步说明二元介质模型的适用性, 引用参考文献[3]中的冻结砂土试验数据, 利用式(15)确定如图 13 中砂土曲线的相关参数, 理论值和试验值的对比如表 4 和图 14 所示, 结果表明二元介质模型对具有应变硬化现象的冻结砂土模拟也具有一定的适用性。

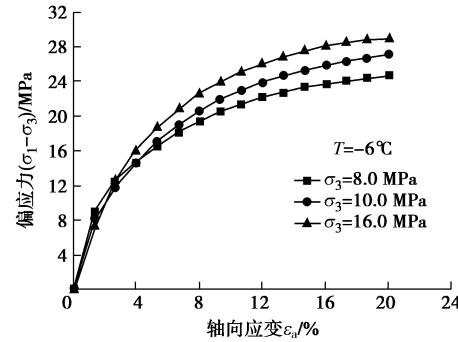
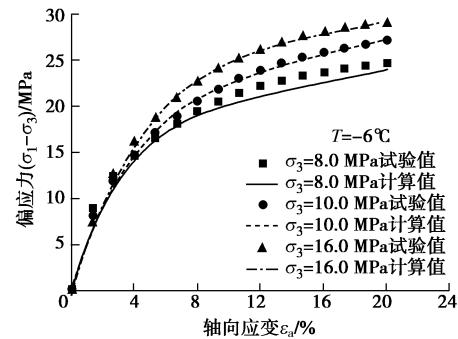
图 13 -6°C 时冻结砂土偏应力 - 轴向应变曲线^[3]Fig. 13 Curves of deviatoric stress-axial strain for frozen sand soils at -6°C ^[3]

图 14 冻结砂土理论值与试验结果对比

Fig. 14 Comparison between theoretical values and measured results for frozen sand soils

表 4 冻结砂土参数拟合值

Table 4 Fitting parameters for frozen sand soils

围压 /MPa	α	n	a	b	c	E/MPa
8.0	0.3189	0.813	7223	-40290	0.8708	669.8
10.0	0.2405	0.8633	-7384	42720	0.8453	604.7
16.0	0.1289	1.085	4234	-21770	0.8023	542.3

4 结 论

对冻结粉土不同围压下进行的一系列低温三轴试验, 通过对数据进行分析并引入二元介质模型概念, 探讨了破损能变形机理, 模拟了应力应变关系, 初步得到以下 3 点结论。

(1) 基于岩土破损能力学理论框架及二元介质模型, 将冻结粉土抽象成由胶结元和摩擦元组成的二元介质, 荷载下胶结元逐渐破损能并向摩擦元转化, 二者

共同承担荷载, 其力学抽象是合理的。

(2) 冻土破损机制能利用二元介质模型进行合理解释, 尤其是摩擦元的补偿分担方式能很好地解释应力软化现象。

(3) 通过引入随应变发展的破损率函数 λ 和局部应变系数 c , 利用二元介质模型初步建立了冻土全量型应力应变关系式。通过先假设后验证的方法确定了模型参数, 讨论了冻土破损率函数的演化规律, 最后与试验结果对比表明, 二元介质模型可以较好地模拟冻土的硬化和软化现象, 说明模型对冻土具有一定的适用性, 为进一步发展冻土二元介质模型提供初步尝试。

参考文献:

- [1] 马巍, 王大雁. 中国冻土力学研究 50 a 回顾与展望[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(4): 625–640. (MA Wei, WANG Da-yan. Studies on frozen soil mechanics in China in past 50 years and their prospect[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(4): 625–640. (in Chinese))
- [2] 齐吉琳, 马巍. 冻土的力学性质及研究现状[J]. 岩土力学, 2010, 31(11):133–143. (QI Ji-lin, MA Wei. State-of-art of research on mechanical properties of frozen soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(11): 133–143. (in Chinese))
- [3] LAI Y M, LIAO M K, HU K. A constitutive model of frozen saline sandy soil based on energy dissipation theory[J]. International Journal of Plasticity, 2016, 78(3): 84–113.
- [4] LAI Y M, JIN L, CHANG X X. Yield criterion and elastoplastic damage constitutive model for frozen sandy soil[J]. International Journal of Plasticity, 2009, 25(6): 1177–1205.
- [5] LAI Y M, YANG Y G, CHANG X X, et al. Strength criterion and elastoplastic constitutive model of frozen silt in generalized plastic mechanics[J]. International Journal of Plasticity, 2010, 26(10): 1461–1484.
- [6] 沈珠江, 陈铁林. 岩土破损力学: 基本概念、目标和任务[C]// 中国岩石力学与工程大会第七次学术大会. 西安, 2002: 9–12. (SHEN Zhu-jiang, CHEN Tie-lin. Breakage mechanics for geological materials basic concepts, goal and task[C]// Proceeding of 7th Conference on Rock Mechanics and Project. Xi'an, 2002: 9–12. (in Chinese))
- [7] 沈珠江. 岩土破损力学与双重介质模型[J]. 水利水运工程学报, 2002(4): 1–6. (SHEN Zhu-jiang. Breakage mechanics and binary medium model for geological materials[J]. Hydro-Science and Engineering, 2002(4): 1–6. (in Chinese))
- [8] 沈珠江, 刘恩龙, 陈铁林. 岩土二元介质模型的一般应力应变关系[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(5): 489–494. (SHEN Zhu-jiang, LIU En-long, CHEN Tie-lin. Generalized stress strain relationship of binary medium model for geological materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(5): 489–494. (in Chinese))
- [9] 刘恩龙, 张建海, 何思明, 等. 循环荷载作用下岩石的二元介质模型[J]. 重庆理工大学学报, 2013, 27(9): 6–12. (LIU En-long, ZHANG Jian-hai, HE Si-ming, et al. Binary medium model of rock subjected to cyclic loading[J]. Journal of Chongqing University of Technology, 2013, 27(9): 6–12. (in Chinese))
- [10] 刘恩龙, 黄润秋, 何思明. 岩样变形特性的二元介质模拟[J]. 水力学报, 2012, 43(10): 1237–1245. (LIU En-long, HUANG Run-qiu, HE Si-ming. Modeling the deformation properties of rock samples by binary medium model[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2012, 43(10): 1237–1245. (in Chinese))
- [11] 刘恩龙, 覃燕林, 陈生水, 等. 堆石料的临界状态探讨[J]. 水力学报, 2012, 43(5): 505–511, 519. (LIU En-long, TAN Yan-lin, CHEN Sheng-shui, et al. Investigation on critical state of rockfill materials[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2012, 43(5): 505–511, 519. (in Chinese))
- [12] 刘恩龙. 岩土结构块破损机制与二元介质模型研究[D]. 北京: 清华大学, 2005. (LIU En-long. Research on breakage mechanism of structural blocks and binary medium model for geomaterials[D]. Beijing: Tsinghua University, 2005. (in Chinese))
- [13] 刘恩龙, 沈珠江. 结构性土的二元介质模型[J]. 水力学报, 2005, 36(4): 391–395. (LIU En-long, SHEN Zhu-jiang. Binary medium model for structured soils[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2005, 36(4): 391–395. (in Chinese))
- [14] 刘恩龙, 沈珠江. 基于二元介质模型的岩土类材料破损过程数值模拟[J]. 水力学报, 2006, 37(6): 721–726. (LIU En-long, SHEN Zhu-jiang. Simulation of breakage processes of geomaterials by binary-medium model[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, 37(6): 721–726. (in Chinese))
- [15] 刘恩龙, 罗开泰, 张数祎. 初始应力各向异性结构性土的二元介质模型[J]. 岩土力学, 2013, 34(11): 3103–3109. (LIU En-long, LUO Kai-tai, ZHANG Shu-ji. Binary medium model for structured soils with initial stress-induced anisotropy[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(11): 3103–3109. (in Chinese))
- [16] 刘恩龙, 沈珠江. 岩土材料不同应力路径下脆性变化的二元介质模拟[J]. 岩土力学, 2006, 27(2): 261–267. (LIU En-long, SHEN Zhu-jiang. Binary medium modeling of the

- brittleness variety of geomaterials under different stress paths[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(2): 261 - 267. (in Chinese))
- [17] 沈珠江, 胡再强. 黄土的二元介质模型[J]. 水利学报, 2003, 34(7): 1 - 6. (SHEN Zhu-jiang, HU Zai-qiang. Binary medium model for loess[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003, 34(7):1 - 6. (in Chinese))
- [18] 卢全中, 彭建兵, 王水林, 等. 裂隙性黄土的双参数二元介质模型[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(5): 893 - 898. (LU Quan-zhong, PENG Jian-bing, WANG Shui-lin, et al. Double-parameter binary-medium model for fissured loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(5): 893 - 898. (in Chinese))
- [19] 范文, 闫芙蓉, 邓龙胜, 等. 裂隙黄土的单参数二元介质模型[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(11): 1752 - 1756. (FAN Wen, YAN Fu-rong, DENG Long-sheng, et al. Single parameter binary-medium model of fissured loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(11): 1752 - 1756. (in Chinese))
- [20] 李宏儒, 胡再强, 冯飞, 等. 结构性黄土二元介质本构模型在局部化剪切带中的应用[J]. 岩土力学, 2012, 33(9): 2803 - 2810. (LI Hong-ru, HU Zai-qiang, FENG Fei, et al. Application of structural loess binary-medium model to localization shear band[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(9): 2803 - 2810. (in Chinese))
- [21] 李宏儒, 胡再强, 赵凯, 等. 结构性土二元介质本构模型及破损率影响因素的研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(增刊1): 67 - 72. (LI Hong-ru, HU Zai-qiang, ZHAO Kai, et al. Structural soil binary-medium constitutive model and factor of breakage ratio influence[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(S1): 67 - 72. (in Chinese))
- [22] LIU E L. Breakage and deformation mechanisms of crushable granular materials[J]. Computers and Geotechnics, 2010, 37(5): 723 - 730.
- [23] 马巍, 吴紫汪, 盛煜. 围压对冻土强度特性的影响[J]. 岩土工程学报, 1995, 17(5): 7 - 11. (MA Wei, WU Zi-wang, SHENG Yu. Effect of confining pressure on strength behavior of frozen soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 17(5): 7 - 11. (in Chinese))
- [24] CHAVES E W. Notes on continuum mechanics[M]. Netherlands: Springer Science & Business Media, 2013.

岩土及地下工程教育部重点实验室（同济大学） 2018年度开放课题申请指南

重点实验室自2007年2月由教育部正式批准在同济大学立项建设以来,按照教育部重点实验室的开放要求,自2008年起面向国内外征集开放基金项目,连续八年批准了约40项国内外访问学者的申请,取得了持续对外开放、合作与交流的良好效果。经研究,本年度继续设立专项开放研究基金,资助国内外学者和科技工作者来实验室开展科研工作。

资助范围:开放课题应紧密围绕本重点实验室的主要研究方向,资助意义重大、具有重要科学意义和应用前景的研究项目。本年度开放课题主要资助的研究方向如下:①软土力学理论与变形稳定控制;②宏微观土力学理论与环境土工灾变;③岩土体多场耦合理论与灾害控制;④软弱岩土体地质灾害与防治加固;⑤地下工程安全理论与风险控制;⑥城市地下空间与岩体地下工程。

申请资格:同济大学校外从事与岩土与地下工程有关的国内外高级、中级科技人员、青年科技工作者均可申请本实验室的开放基金。

资助金额:申请者必须本着实事求是的原则申请资助金额,开放基金的资助强度一般每项不超过3万元。原则上每个方向批准一项,合计共资助6项左右。

项目执行期限:每个项目实施期限为两年,即2018年1月1日至2019年12月31日。

考核标准:每个开放基金资助课题应在国际学术期刊发表1篇被SCI检索的论文(有正式的检索号),且同济大学合作者需列为论文的共同作者,作者单位之一必须标注为本重点实验室,并注明课题批准号。

申报程序:

(1) 开放基金申请人应认真阅读有关申请说明,申报课题必须符合本实验室的研究方向,属于2018年资助研究内容的范畴,并具有本重点实验室固定研究人员合作。同济大学有关研究人员的介绍,可查阅: <http://geotec.tongji.edu.cn/keylab/>。

(2) 本年度开放课题申请截止时间为2018年1月30日(以邮戳日期为准)。申请书须以纸质一式2份寄给:上海市四平路1239号(邮政编码200092),同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室,刘琦老师收(电话:021-65985200, 13917983456, E-mail: liuqi472@tongji.edu.cn)。除纸质申请材料,申请人须提供申请书及附件的电子文件(PDF格式),并注意纸质申请书与电子版申请书的内容应严格一致。

(3) 最终结果将于2018年2月公布。

(岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学) 供稿)