

DOI: 10.16285/j.rsm.2017.0647

# 考虑细观结构演化的非饱和 $Q_3$ 原状黄土弹塑性本构模型

姚志华<sup>1</sup>, 连 杰<sup>1</sup>, 陈正汉<sup>2</sup>, 朱元青<sup>3</sup>, 方祥位<sup>2</sup>

(1. 空军工程大学 机场建筑工程系, 陕西 西安 710038; 2. 陆军勤务学院 土木工程系, 重庆 401311;  
3. 南部战区陆军第一工程科研设计所, 广东 广州 510515)

**摘 要:**  $Q_3$  原状黄土是典型的非饱和土, 具有明显的结构性, 其力学变形特征与结构性密切相关。建立黄土的本构模型有必要考虑加载和湿陷过程中结构演化特征, 才能真实地反映原状黄土的固有特性。假设原状黄土的屈服应力是重塑黄土与结构性两者的耦合, 基于细观结构演化规律, 考虑吸力和结构性的影响, 提出了一个非饱和  $Q_3$  原状黄土的弹塑性本构模型。模型包括土骨架变形与水量变化两个方面, 土骨架变形方面以修正 Barcelona 非饱和土弹塑性模型为基础, 引入通过 CT 三轴试验获得的  $Q_3$  原状黄土加载-湿陷过程中的结构演化方程, 分别得到描述土骨架在加载和湿陷过程的本构模型, 以突出加载和湿陷过程中结构性对变形的影响; 水量变化方面则采用广义土-水特征曲线描述, 以反映净平均应力和偏应力对持水性的影响。模型总计 22 个材料参数, 均可由试验确定。通过对比若干试验数据与模型计算结果, 初步验证了模型的合理性。建立的考虑结构性的弹塑性本构模型为深化认识黄土力学特性提供了可能, 并为有效分析黄土地基湿陷变形提供了一定借鉴。

**关 键 词:**  $Q_3$  黄土; 结构性; 湿陷变形; 弹塑性本构模型

中图分类号: TU 433

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2018)05-1553-11

## An elastic-plastic constitutive model for unsaturated $Q_3$ undisturbed loess considering meso-structured evolution

YAO Zhi-hua<sup>1</sup>, LIAN Jie<sup>1</sup>, CHEN Zheng-han<sup>2</sup>, ZHU Yuan-qing<sup>3</sup>, FANG Xiang-wei<sup>2</sup>

(1. Department of Airdrome Construction Engineering, Air Force Engineering University, Xi'an, Shaanxi 710038, China;

2. Department of Civil Engineering, Army Logistical University, Chongqing 401311, China;

3. The First Institute of Engineering Research & Design of Southern Theater Army, Guangzhou, Guangdong 510515, China)

**Abstract:** Undisturbed  $Q_3$  loess is a typical unsaturated soil and has obvious structure which is closely related with its mechanical and deformation properties. The elastic-plastic constitutive model for undisturbed  $Q_3$  loess would consider structured evolution in the loading and collapsing process, which would meet the inherent characteristics of the mechanical deformation of undisturbed loess. Assuming that the yielding response of undisturbed loess is the coupling of remolded loess and structure of undisturbed loess, a new elastic-plastic constitutive model of undisturbed  $Q_3$  loess considering the influence of suction and structure is established based on meso-structured evolution in this paper. The new elastic-plastic constitutive model has two aspects including soil skeleton deformation and water changes, loading and loading-collapsing process are described, respectively. For soil skeleton deformation, the structured evolution equations obtained by CT triaxial tests of undisturbed  $Q_3$  loess in the process of loading and loading-collapsing are introduced into Barcelona unsaturated soil elastic-plastic modified model, respectively. The generalized soil-water characteristic curve is used to describe the aspect of water content considering influence of net mean stress and deviator stress. All of 22 material parameters of the new proposed elastic-plastic constitutive model can be determined by the unsaturated soil tests. The validity of elastic-plastic constitutive model is verified preliminarily by comparison of computation results and test data in this paper. The

收稿日期: 2017-03-10

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No. 51509257, No. 11672330); 国防科技项目基金 (No. 2201059)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China(51509257, 11672330) and the National Defense Science and Technology Project of China(2201059).

第一作者简介: 姚志华, 男, 1983 年生, 博士, 讲师, 主要从事非饱和土土力学及特殊土地基处理相关研究工作。E-mail: lightbright@163.com

通讯作者: 连杰, 男, 1989 年生, 博士研究生, 主要从事特殊土地基处理及灾害防治方面的研究工作。E-mail: jie.miner@aliyun.com

establishment of elastic-plastic constitutive model deepens the understanding of mechanical characteristics of unsaturated undisturbed  $Q_3$  loess, which will provide the gateway to reasonably analyze collapsible deformation coupling problems of loess foundation.

**Keywords:**  $Q_3$  loess; structure; collapsible deformation; elastic-plastic constitutive model

## 1 引言

$Q_3$  黄土广泛分布在我国干旱、半干旱的中西部地区,是典型的非饱和土,具有较强的结构性,与其他黄土有着明显区别。非饱和  $Q_3$  黄土能形成直立边坡,但在水和外力作用下其原生结构会迅速破坏并发生显著湿陷变形。结构性的降低甚至消失是导致黄土湿陷的内在原因<sup>[1-4]</sup>,因而研究非饱和  $Q_3$  原状黄土的力学变形规律有必要考虑结构性的影响。

土的结构性模型一直是研究的热点问题,国内外取得了诸多有意义的成果。Liu 等<sup>[5]</sup>在原状土压缩试验基础上,将结构性对体应变和偏应变的影响规律纳入修正剑桥模型<sup>[6]</sup>中,增加了一个结构屈服面,进而提出修正剑桥结构性模型(SCC模型),可以较好地描述原状土的力学特征。Suebsuk 等<sup>[7]</sup>在 SCC 模型基础上引入一个同时描述重塑土、原状土和人工结构性土的临界状态面,用结构强度引起的附加平均应力描述由于结构性带来的原状土力学特征变化。Zhu 等<sup>[8]</sup>将移动正常压缩线(MNCL)引入修正统一硬化模型中(UH模型以 SCC 模型为基础),形成能描述天然土的统一硬化结构性模型。这些模型的建立以结构性能提供额外的抵御外部荷载的能力(如强度和变形)为出发点,对于认识结构性具有较高的借鉴价值,然而这些模型是否适用于结构性黄土还需要进一步研究。

由于结构性的存在导致原状黄土在水力共同作用下具有明显的湿陷变形特征,许多学者致力于描述这种特殊的力学变形行为。陈正汉等<sup>[9]</sup>提出了非线性弹性模型,该模型可看作是饱和土邓肯-张模型的推广,但没有考虑黄土的结构性。Habibagahi 等<sup>[10]</sup>建立了双曲线模型,给出了各向同性应力状态下的湿陷体应变计算公式,然而模型却忽视了结构性对其湿陷变形的影响。邓国华等<sup>[11]</sup>基于综合势概念,将结构性参数引入修正剑桥模型,为建立黄土结构性本构模型提供了有益参考,但无法反映黄土的结构性演化规律。

沈珠江<sup>[12]</sup>指出 21 世纪土力学的核心问题是土体结构性的数学模型。谢定义<sup>[13]</sup>认为土的结构性是决定各类土力学性质的一个最为根本的内在因素。因此,定量描述非饱和土的结构演化规律是建立结构性土本构模型的基础。金旭等<sup>[14]</sup>曾建立了

黄土弹塑性本构模型,但其加载扰动变量和增湿扰动变量损伤演化方程不能较好地体现黄土的结构性,损伤演化方程中的参数峰值因子和衰减指数也不易确定。夏旺民等<sup>[15]</sup>建立了  $Q_2$  黄土的弹塑性损伤本构模型,根据热力学原理提出加载损伤和增湿损伤演化方程,但该模型不能反映黄土特有结构演化特征。

只有建立在准确描述结构性的本质特征的基础上才能反映黄土的湿陷力学特征。陈正汉等<sup>[16]</sup>将 CT 技术用于研究描述非饱和土结构演化规律,为建立结构性模型提供了一条可行途径。朱元青<sup>[17]</sup>和方祥位<sup>[18]</sup>结合 CT 技术,先后提出了非饱和黄土的结构损伤演化方程,进而为建立黄土的湿陷本构模型提供有利基础。这些研究成果为建立完善的考虑结构性的原状黄土弹塑性本构模型提供了思路。

非饱和  $Q_3$  原状黄土在加载和湿陷过程伴随结构性的减小和消失,故而建立其相应的本构模型需考虑加载和湿陷过程中结构演化规律。因此,以结构性为切入点,建立一个基于细观结构演化的非饱和  $Q_3$  原状黄土弹塑性本构模型更符合黄土的固有特性。基于此,本文考虑吸力和结构性的影响,引入黄土加载和湿陷过程中结构演化方程,以修正 Barcelona 非饱和弹塑性模型为基础,提出了一个非饱和  $Q_3$  原状黄土的弹塑性模型。模型包括土骨架变形与水量变化两个方面,对加载和湿陷过程分别进行描述。新模型将深化对黄土的力学特征及湿陷变形特性的认识,为分析黄土地基湿陷变形多场耦合问题提供一定的理论基础。

## 2 建模思路及假设

通过对非饱和  $Q_3$  原状黄土的加载和湿陷过程中进行 CT 扫描,提出描述结构性的损伤演化方程,再以修正 Barcelona 非饱和弹塑性模型为基础,建立非饱和  $Q_3$  原状黄土的弹塑性本构模型,包括土骨架的变形与水量变化两个方面。加载和湿陷过程采用不同的模型分别描述。

对土骨架方面,以修正 Barcelona 非饱和土弹塑性模型为基础<sup>[19-20]</sup>,分别引入非饱和  $Q_3$  原状黄土加载和湿陷过程中的结构演化方程,得到描述土骨架在加载和湿陷过程中的本构模型;对水量变化方面,采用考虑净平均应力及偏应力影响的广义土-水特征曲线描述。

根据弹塑性理论、黄土力学及非饱和土力学等相关理论知识，对模型进行若干假定，主要包括：  
①湿陷变形为塑性变形，湿陷过程伴随着结构损伤；  
②不论有没有湿陷变形产生，含水率的增加均引起结构损伤；  
③结构损伤为各向同性损伤；  
④重塑黄土忽略结构性。

### 3 非饱和土的弹塑性应力-应变关系

不考虑结构性的本构模型采用修正 Barcelona 非饱和弹塑性模型<sup>[21]</sup>。修正部分包括 SI(suction increase)屈服线和水量变化关系 2 部分，修正后的模型适用于非饱和重塑黄土。

#### 3.1 弹性性状

$$d\epsilon_v^e = d\epsilon_{vp}^e + d\epsilon_{vs}^e = \frac{\kappa}{\nu} \frac{dp}{p} + \frac{\kappa_s}{\nu} \frac{ds}{s + p_{atm}} \quad (1)$$

$$d\epsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad (2)$$

式中： $d\epsilon_v^e$  为弹性应变增量； $d\epsilon_{vp}^e$  和  $d\epsilon_{vs}^e$  分别为净平均应力和吸力作用下产生的弹性应变增量； $\kappa$  为与净平均应力加载相关的弹性刚度系数； $\kappa_s$  为与吸力增加相关的弹性刚度系数； $G$  为剪切模量； $p_{atm}$  为大气压力； $\nu$  为土的比容； $s$  为吸力； $q$  为偏应力。

#### 3.2 塑性性状

LC (loading-collapse) 屈服面方程为

$$f_1(p, q, s, p_0^*) \equiv q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (3)$$

其中：

$$p_s = k_c s \quad (4)$$

$$\left(\frac{p_0}{p_c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p_c}\right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (5)$$

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[ (1-\gamma) \exp(-\beta s) + \gamma \right] \quad (6)$$

式中： $p_0$  为某一特定吸力值时的非饱和土的屈服净平均应力； $p_c$  为参考应力； $p_0^*$  为饱和状态下的屈服净平均应力(前期固结压力)； $p_s$  为某吸力下 CSL 线在  $p$  轴上的截距； $k_c$  为描述黏聚力随吸力增大的参数； $M$  为饱和条件下的临界状态线的斜率； $\lambda(s)$  为某吸力下净平均应力加载屈服后的压缩指数，当土饱和时，等于  $\lambda(0)$ ； $\gamma$  为同一土的最大刚度相关常数， $\gamma = \lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)$ ； $\beta$  为控制土刚度随吸力增长速率的参数。

陈正汉<sup>[22]</sup>将 SI 屈服线的屈服条件进行了修改，即由重塑土屈服吸力  $s_y$  代替最大吸力  $s_0$ ，其方程为

$$f_2(s, s_0) \equiv s - s_y = 0 \quad (7)$$

### 3.3 流动法则及硬化规律

相关流动法则认为塑性势能面与屈服面有相同的形状，塑性应变增量垂直于势函数，则屈服面方程  $f$  和塑性势函数  $g$  满足：

$$f = g \quad (8)$$

硬化规律描述屈服面变化的规律，能够影响塑性应变增量的大小。在加载过程中会产生塑性应变，为了描述弹塑性变形的应力-应变关系，必须定义出塑性应变增量  $d\epsilon_v^p$  的方向和大小，即①各分量的比率；②它们相应于应力增量  $d\sigma$  的具体数值。根据塑性势理论，塑性应变增量  $d\epsilon_v^p$  与塑性势函数  $g$  满足以下关系：

$$d\epsilon_v^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (9)$$

在非饱和土力学中，吸力也对屈服面参数影响，必须将吸力  $s$  纳入其中，所以上式变为

$$d\epsilon_v^p = d\lambda \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma} + \{m\} \frac{\partial g}{\partial s} \right) \quad (10)$$

式中： $d\lambda$  为一个贯穿整个塑性加载历史的非负标量函数； $\partial g / \partial \sigma$  规定了塑性势面法线的方向余弦。

与 LC 屈服面相关的塑性应变增量是塑性体应变  $d\epsilon_{vp}^p$  和塑性偏应变  $d\epsilon_s^p$ ，其表达式为

$$d\epsilon_{vp}^p = d\lambda_1 \frac{\partial f_1}{\partial p} \quad (11)$$

$$d\epsilon_s^p = d\lambda_1 \frac{\partial f_1}{\partial q} \quad (12)$$

体应变和偏应变的比值为

$$\frac{d\epsilon_{vp}^p}{d\epsilon_s^p} = \frac{\partial f_1}{\partial p} / \frac{\partial f_1}{\partial q} \quad (13)$$

当土体发生体积硬化，塑性体应变为硬化参数，则相应的硬化规律为

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{\nu}{\lambda(0) - \kappa} d\epsilon_{vp}^p \quad (14)$$

$$\frac{ds_y}{s_y + p_{atm}} = \frac{\nu}{\lambda_s - \kappa_s} d\epsilon_{vs}^p \quad (15)$$

式中： $\lambda_s$  为吸力屈服后土与吸力增加相关的收缩系数。

由塑性一致性条件，对 LC 和 SI 屈服面方程进行微分，结合式 (5) 中  $p_0$  增量形式，弹塑性体应

变  $d\varepsilon_v$  和弹塑性偏应变  $d\varepsilon_s$  可写为

$$d\varepsilon_v = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} + \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{s + p_{atm}} + \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v(s_y + p_{atm})} ds + \frac{\frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq + \frac{\partial f_1}{\partial s} ds}{\frac{\partial f_1}{\partial p_0} \frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \left(\frac{p_0^*}{p_c}\right)^{\frac{\lambda(0) - \lambda(s)}{\lambda(s) - \kappa}} \cdot \frac{v p_0^*}{\kappa - \lambda(0)}} \quad (16)$$

$$d\varepsilon_s = \frac{dq}{3G} + \frac{\left(\frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq + \frac{\partial f_1}{\partial s} ds\right) \frac{\partial f_1}{\partial q}}{\frac{v p_0^*}{\kappa - \lambda(0)} \frac{\partial f_1}{\partial p}} \quad (17)$$

根据以上推导即可以进行不考虑结构性影响的非饱和土弹塑性变形计算。利用相关流动法则，可以使给定边界条件的问题求得唯一解<sup>[23]</sup>；而非关联流动法则加大了计算量，诸多模型仍采用该法则进行计算<sup>[24]</sup>，因此，本文采用相关流动法则。

### 3.4 水量变化特性

相对完整部分土体和完全调整部分土体的水量变化均按线弹性计算，其水量变化方程不变，采用广义土-水特征曲线计算公式<sup>[25]</sup>：

$$d\varepsilon_w = \frac{dp}{K_{wpt}} + \frac{ds}{H_{wt}} + \frac{dq}{K_{wqt}} \quad (18)$$

式中： $K_{wpt}$ 、 $H_{wt}$  和  $K_{wqt}$  分别为与净平均应力、吸力和偏应力相关的水的切线体积模量，通过控制吸力的各向等压试验、控制净平均应力的三轴收缩试验以及控制吸力和净平均应力为常数的三轴剪切试验获得，具体参见文献<sup>[26]</sup>。

## 4 考虑结构性影响的加载过程中本构模型

模型假定弹性部分无结构损伤，故弹性应变按照前文中弹性性状计算，而塑性部分则考虑结构性带来的不可逆影响。

### 4.1 屈服面方程

由朱元青<sup>[17]</sup>相关研究可知，未经历湿陷的原状黄土在  $p-s$  平面上和  $p-q$  平面上，没有发生湿陷的原状黄土的初始屈服线仍与 Barcelona 模型在相应平面上的屈服线形状相似，如图 1 所示。随着荷载继续施加，除了净平均应力  $p$ 、偏应力  $q$  和吸力  $s$  会引起原状黄土的变形，黄土的结构性也对其变形产生影响。

设考虑结构性影响的原状黄土屈服应力  $p_y$  由两部分组成，即与重塑土相关的部分和与结构性相关的部分。前一部分仍按照 Barcelona 模型中建议

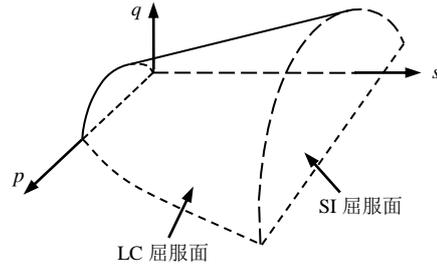


图 1  $p-s-q$  空间的屈服面  
Fig.1 Yield surface in  $p-s-q$  plane

的变化规律进行计算（前文第 3 节）；而后一部分则用结构演化规律进行描述。假设屈服应力  $p_y$  表示为

$$p_y = p'_0 + p^s m_{1\sigma} \quad (19)$$

式中： $p'_0$  为非饱和和重塑黄土屈服时的净平均应力，其计算方法与式（5）中  $p_0$  一样； $p^s$  为相同干密度和初始吸力的原状土样和重塑土样初始屈服时的净平均应力之差； $m_{1\sigma}$  为加载过程中结构参数。 $p^s$  和  $m_{1\sigma}$  表达式分别为

$$p^s = p_{ci} - p_{oi} \quad (20)$$

$$m_{1\sigma} = m_{1\sigma} (1 - D_1) \quad (21)$$

式中： $p_{ci}$ 、 $p_{oi}$  分别为原状土与重塑土的初始屈服净平均应力，可分别用原状土和重塑土的 LC 屈服线公式计算； $m_{1\sigma}$  为初始结构参数； $D_1$  为加载过程中结构损伤变量。

加载过程中结构破坏，使得原状土的变形和强度特性逐渐趋近于重塑土。根据复合体的概念<sup>[27]</sup>，得临界状态线的斜率  $M_f$  为

$$M_f = (1 - D_1) M^* + D_1 M' \quad (22)$$

式中： $M^*$  为原状土的临界状态线斜率； $M'$  为重塑土的临界状态线斜率。由该式可知，当  $D_1 = 0$  时，表示土样为原状样，试样不产生损伤，此时， $M_f = M^*$ ；当  $D_1 = 1$  时，表示土样完全破坏，试样变为重塑样，此时， $M_f = M$ ；当  $0 < D_1 < 1$  时，表示土样受到剪切，但没有完全破坏，试样处于从原状土向重塑土过渡的中间状态。

将考虑结构性影响的原状黄土屈服应力  $p_y$  以及加载过程中临界状态线斜率  $M_f$  代入修正 Barcelona 模型中的 LC 屈服面中，得到考虑结构性影响的加载过程中的 LC 屈服面：

$$f_1(p, q, s, p_0^*) \equiv q^2 - M_f^2 (p + p_s^*) (p_y - p) = 0 \quad (23)$$

$$p_s^* = k_c^* s \quad (24)$$

式中:  $p_s^*$  为某吸力下原状黄土 CSL 线在  $p$  轴上的截距;  $k_c^*$  为描述原状土黏聚力随吸力增大的参数。

此处, 暂不考虑结构性对 SI 屈服面的影响。

#### 4.2 流动法则和硬化规律

为方便后续计算, 加载过程中应力-应变关系的流动法则仍采用相关流动法则, 此处不再列出, 详见前文。考虑结构性影响的屈服面其演化过程可由考虑结构性影响的屈服应力  $p_y$  和原状黄土的初始屈服吸力  $s_y$  控制。对式 (19) 进行增量计算, 得

$$dp_y = dp_0 + p^s dm_{1\sigma} \quad (25)$$

另外, 对适宜于重塑土的 Barcelona 本构模型式 (5) 的  $p_0$  进行增量计算, 并代入式 (25) 中得到屈服应力的增量形式:

$$dp_y = \frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \cdot \left( \frac{p_0^*}{p_c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \lambda(s)}{\lambda(s) - \kappa}} dp_0^* + p^s dm_{1\sigma} \quad (26)$$

其中:

$$dm_{1\sigma} = -m_{10} dD_1 \quad (27)$$

随着结构损伤的增加, 参考应力  $p_c$  减小, 可反映原状黄土由于原有结构损伤而引起的软化;  $p_0$  随体应变的增加而增大, 可反映原有结构破坏, 新的结构形成而引起的硬化。因此, 式 (25) 描述的硬化规律同时反映了原有结构损伤引起试样软化和新结构形成引起的试样硬化。某吸力下净平均应力加载屈服后的压缩指数  $\lambda(s)$  与前文中式 (6) 相同, 此处符号也与第 3 节相同, 不再详述。

与吸力增加屈服面相对应的硬化规律仍采用式 (15)。根据塑性一致条件, 对加载过程中的屈服面进行微分计算并结合式 (13)、(26), 得到塑性体应变和塑性偏应变。如前所述, 暂不考虑结构性对吸力增加屈服面的影响, 与吸力相关的体应变计算公式不变, 进而可以得到加载过程中考虑结构性影响的原状黄土弹塑性体应变  $d\varepsilon_v$  和偏应变  $d\varepsilon_s$  分别为

$$d\varepsilon_v = \frac{\kappa}{\nu} \frac{dp}{p} + \frac{\kappa_s}{\nu} \frac{ds}{s + p_{\text{atm}}} + \frac{\lambda_s - \kappa_s}{\nu(s_y + p_{\text{atm}})} ds + \frac{\frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq + \frac{\partial f_1}{\partial s} ds}{\frac{\partial f_1}{\partial p_y}} + p^s m_{10} dD_1 \quad (28)$$

$$\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \cdot \left( \frac{p_0^*}{p_c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \lambda(s)}{\lambda(s) - \kappa}} \cdot \frac{p_0^* \nu}{\lambda(0) - \kappa}$$

$$d\varepsilon_s = \frac{dq}{3G} + \left( \frac{\frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq + \frac{\partial f_1}{\partial s} ds}{\frac{\partial f_1}{\partial p_y}} + p^s m_{10} dD_1 \right) \frac{\partial f_1}{\partial q} \quad (29)$$

$$\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \cdot \left( \frac{p_0^*}{p_c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \lambda(s)}{\lambda(s) - \kappa}} \cdot \frac{p_0^* \nu}{\lambda(0) - \kappa} \frac{\partial f_1}{\partial p}$$

以上 2 式与式 (16)、(17) 对比, 主要差别体现在塑性变形部分, 考虑结构性的影响, 结构损伤变量加大了塑性变形。

#### 4.3 加载过程中的结构损伤演化方程

陈正汉<sup>[21]</sup>认为 CT 三轴试验可综合检测土样的变形、应力、水分和细观结构变化, 通过把土样的细观结构数据与宏观反应数据相联系, 可建立黄土的细观结构演化规律。以未受荷载、未浸湿的完好非饱和和原状湿陷性黄土样的状态为无损状态, 以加载和浸水过程中的状态为损伤状态。文献[17]针对非饱和和原状 Q<sub>3</sub> 黄土进行了细观结构分析, 本文研究对象也为 Q<sub>3</sub> 黄土, 因此, 本节采用文献[17]得到的加载过程中损伤变量。定义加载过程中(未湿陷前)的结构损伤变量  $D_1$  为

$$D_1 = \frac{m_{1c} - m_{1\sigma}}{m_{10}} \quad (30)$$

式中:  $m_{1c}$  为结构损伤开始时的结构性参数。

结构性参数  $m_1$  可根据以下公式获得

$$m_1 = \frac{ME_f - ME}{ME_f - ME_i} \quad (31)$$

式中:  $ME_i$  为完整土样的 CT 数均值, 可视为结构没有损伤的土样;  $ME_f$  为加载后结构完全破坏时的 CT 数均值, 可视为结构性完全损伤的土样;  $ME$  为加载任意时刻对应的 CT 数均值; 具体参数可见文献[17]。当试样结构没有破坏时,  $m_1 = 1$ ; 当试样结构完全破坏时,  $ME = ME_f$ ,  $m_1 = 0$ 。由此确定的结构性参数实际上是一个相对值, 其准确程度取决于试验土样的样本容量大小。

对于初始结构性参数  $m_{10}$ , 当试样在初始围压和吸力稳定后进行 CT 扫描, 此时的 CT 数  $ME$  变为  $ME_0$ , 代入上式即可以得到  $m_{10}$ 。

通过试验发现加载过程中(未湿陷前)的结构损伤变量  $D_1$  满足以下关系<sup>[17]</sup>:

$$D_1 = A_1 \langle \varepsilon_v - \varepsilon_{vc} \rangle + A_2 \langle \varepsilon_s - \varepsilon_{sc} \rangle \quad (32)$$

其中:

$$\langle \varepsilon_v - \varepsilon_{vc} \rangle = \begin{cases} 0, & \varepsilon_v \leq \varepsilon_{vc} \\ \varepsilon_v - \varepsilon_{vc}, & \varepsilon_v > \varepsilon_{vc} \end{cases} \quad (33)$$

$$\langle \varepsilon_s - \varepsilon_{sc} \rangle = \begin{cases} 0, & \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sc} \\ \varepsilon_s - \varepsilon_{sc}, & \varepsilon_s > \varepsilon_{sc} \end{cases} \quad (34)$$

式中： $\varepsilon_v$  为固结过程体应变和剪切体应变的总和； $\varepsilon_s$  为剪切过程中的偏应变； $\varepsilon_{vc}$  和  $\varepsilon_{sc}$  分别为初始体应变和初始剪应变； $A_1$  和  $A_2$  均为拟合参数。通过试验确定  $A_1=1.33$ ， $A_2=1.27$ ， $\varepsilon_{vc}=0.017$ ， $\varepsilon_{sc}=0.01$ 。

### 5 考虑结构性影响的湿陷过程中本构模型

#### 5.1 屈服面方程

湿陷过程中，吸力不断减小。此时湿陷前的结构损伤已经结束，结构损伤变量  $D_1$  固定为  $D_{1\sigma}$ 。湿陷过程中任意时刻的结构损伤变量  $D$  为

$$D = D_{1\sigma} + D_2 \quad (35)$$

相对应的湿陷过程中的结构性参数为

$$m_{1\sigma w} = m_{1\sigma} (1 - D_{1\sigma} - D_2) \quad (36)$$

湿陷过程中的原有结构逐渐破坏，原状土的性质趋近于重塑土，采用复合体损伤概念<sup>[27]</sup>，得到湿陷过程中的临界状态线  $M_{fsh}$  为

$$M_{fsh} = (1 - D)M^* + DM \quad (37)$$

若式 (37) 中不考虑加载，损伤变量直接变为湿陷过程中的损伤变量  $D_2$ 。

湿陷过程中考虑结构性影响的 LC 屈服面方程变为

$$f_1(p, q, s, p_0^*) \equiv q^2 - M_{fsh}^2 (p + p_s^*) (p_y - p) = 0 \quad (38)$$

此处的变化主要集中在临界状态线以及屈服应力  $p_y$ 。

#### 5.2 流动法则和硬化规律

湿陷过程中流动法则仍采用相关流动法则，而硬化规律则产生了一定的变动。将湿陷过程中的  $m_{1\sigma w}$  代入式 (26)，得

$$dp_y = \frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \cdot \left( \frac{p_0^*}{p_c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \lambda(s)}{\lambda(s) - \kappa}} dp_0^* + p_s dm_{1\sigma w} \quad (39)$$

其中：

$$dm_{1\sigma w} = -m_{1\sigma} dD_2 \quad (40)$$

式中： $m_{1\sigma w}$  为湿陷过程中试样任意时刻的结构性参

数。

需要指出，重塑土与原状土具有相同的初始干密度和含水率等试验条件。根据塑性一致条件，对屈服面进行微分计算，且由式 (39) 得到与湿陷过程中的净平均应力相关的湿陷体应变。另外，由于假定结构损伤对与吸力相关的湿陷体应变不产生影响，因此，总的湿陷体应变应为

$$d\varepsilon_v^{sh} = \frac{-\left( \frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq + \frac{\partial f_1}{\partial s} ds \right)}{\frac{\partial f_1}{\partial p_y}} + p_s m_{1\sigma} dD_2 + \frac{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \cdot \left( \frac{p_0^*}{p_c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \lambda(s)}{\lambda(s) - \kappa}} \cdot \frac{v p_0^*}{\lambda(0) - \kappa}}{v(s_y + p_{atm})} ds \quad (41)$$

同理，可以得到湿陷偏应变计算公式为

$$d\varepsilon_s^{sh} = \frac{\left( -\frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq + \frac{\partial f_1}{\partial s} ds \right)}{\frac{\partial f_1}{\partial p_y}} + p_s m_{1\sigma} dD_2 \cdot \frac{\partial f_1}{\partial q} \cdot \frac{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \cdot \left( \frac{p_0^*}{p_c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \lambda(s)}{\lambda(s) - \kappa}} \cdot \frac{p_0^* v}{\lambda(0) - \kappa} \cdot \frac{\partial f_1}{\partial p}}{\quad} \quad (42)$$

需要强调， $f_1$  代表的是式 (38)。通过以上计算即可以得到湿陷体应变和湿陷偏应变。

#### 5.3 湿陷过程中的结构损伤演化方程

湿陷变形的计算是以加荷稳定后浸水产生的附加变形除以试样初始状态时的体积(高度)获得的。因此，可定义湿陷过程中结构损伤变量  $D_2$  为<sup>[17]</sup>

$$D_2 = \frac{m'_{1\sigma} - m_{1\sigma w}}{m_{1\sigma}} \quad (43)$$

式中： $m'_{1\sigma}$  为试样在加荷稳定后即将浸水时的结构性参数。

通过拟合发现以下函数表达式能较好地反映损伤变量与湿陷体应变和湿陷偏应变等之间的关系，其具体形式为<sup>[17]</sup>

$$D_2 = 1 - \exp \left[ - \left( A_3 \varepsilon_v^{sh} + A_4 \varepsilon_s^{sh} + A_5 \right) \frac{\theta - \theta_{\sigma}}{\theta_s - \theta_{\sigma}} \right] \quad (44)$$

式中： $\theta$  为体积含水率； $\theta_s$  和  $\theta_{\sigma}$  分别为试样饱和后以及试样湿陷前的体积含水率； $\theta_{\sigma}$  对应的吸力为湿陷前试验控制的吸力值。其中， $A_3=24.16$ 、 $A_4=3.07$  和  $A_5=0.54$ 。

## 6 模型参数及初步验证

本文所建模型是在修正 Barcelona 非饱和土弹塑性模型基础上, 假设原状土的力学变形响应是以重塑黄土与结构性两者之和, 引入通过 CT 三轴试验获得的非饱和  $Q_3$  原状黄土加载-湿陷过程中的结构演化方程, 分别得到描述加载和湿陷过程的力学变形响应。朱元青<sup>[17]</sup>曾建立了一个考虑结构性的模型, 但模型参数多达 29 个, 而且模型不便应用于数值计算中。本文所建模型充分简化了模型框架, 计算参数总计 22 个, 且采用关联流动法则为模型进一步应用于黄土地基的多场耦合计算中提供了方便。另外, 模型在不考虑结构性影响时可以退化为 Barcelona 非饱和土弹塑性修正模型。

### 6.1 模型参数的确定

模型一共 22 个参数, 均可以通过试验获得。模型所有参数归纳如下:

(1) 初始变量  $s_y$  和  $p_0^*$ , 分别等于 123.19 kPa 和 72.35 kPa。可以通过非饱和  $Q_3$  原状黄土在  $p-s$  平面上的屈服曲线获得<sup>[26]</sup>。

(2) 原状土临界状态线相关参数(2个):  $M^*$ 、 $k_c^*$ , 分别等于 1.29 和 0.31。可以通过控制吸力和净围压为常数的三轴排水剪切试验确定。

(3) 重塑黄土 LC 初始屈服面相关参数(5个):  $\kappa$ 、 $\lambda(0)$ 、 $\gamma$ 、 $\beta$ 、 $p_c$ , 分别等于 0.072、0.087、0.42、0.016  $\text{MPa}^{-1}$  和 30 kPa, 可以通过控制吸力的各向等压加载试验确定。

(4) 重塑土临界状态线的斜率(2个):  $M'$ 、 $k_c$ , 分别等于 0.91 和 0.24。可以通过控制吸力和净围压为常数的三轴排水剪切试验确定。

(5) 原状土 SI 屈服面相关的参数(2个):  $\kappa_s$ 、 $\lambda_s$ , 分别等于 0.071 和 0.21。可以通过控制净平均应力的三轴收缩试验确定。

(6) 原状黄土弹性变形有关的剪切模量(1个):  $G$ , 其值等于 1.84 MPa。可以通过控制吸力和净围压为常数的三轴排水剪切试验确定。

(7) 结构损伤演化(5个):  $A_1 \sim A_5$ , 分别等于 1.33、1.27、24.16、3.07、0.54。损伤演化方程参数可以通过 CT 三轴加载-湿陷试验获得, 具体参见文献<sup>[17]</sup>。

(8) 广义土-水特征曲线(3个):  $K_{wpt}$ 、 $H_{wt}$  和  $K_{wqt}$ , 分别等于 0.000 135 0  $\text{kPa}^{-1}$ 、0.071 5 和 0.21 MPa。通过控制吸力的各向等压试验、控制净平均应力的三轴收缩试验以及控制吸力和净平均应力为常数的三轴剪切试验获得。

### 6.2 模型的初步验证

结合已获得的试验参数, 利用建立的非饱和  $Q_3$  原状黄土弹塑性损伤本构模型, 对原状黄土的加载和湿陷试验进行计算, 验证所建模型的合理性。计算时, 按应力增量  $dp$  ( $dq$  或  $ds$ ) 为 10 kPa 逐级加荷, 根据加载或湿陷过程中的屈服面方程先判断是否发生屈服及屈服发生在哪个屈服面。若屈服, 根据式(1)、(2)计算弹性应变增量, 根据式(28)、(29)计算塑性应变增量, 按硬化规律计算新的硬化变量值; 然后根据式(32)、(44)计算结构演化变量值  $D_1$  和  $D_2$ ; 分别选择加载过程或是浸湿过程损伤演化变量。完成以上计算步骤, 便可以进入下一级荷载的计算。上述方法也可以采用应变按一定比例增量逐级增加来计算应力值, 得到应力增量, 在结合损伤演化方程进而得到考虑结构性影响的应力增量, 其值即为土体的实际应力。

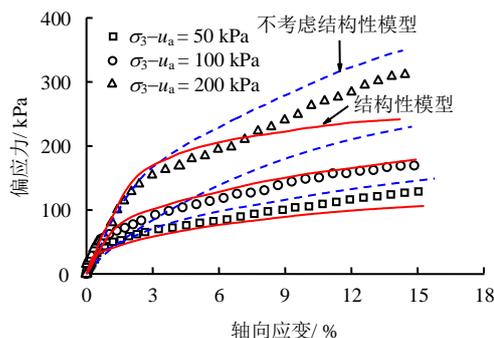


图2 三轴剪切试验与模型计算结果对比( $s=50$  kPa)  
Fig.2 Comparison of computed results and triaxial shear test data ( $s=50$  kPa)

#### 6.2.1 算例1——三轴剪切试验

姚志华<sup>[26]</sup>对兰州和平  $Q_3$  黄土进行了控制净围压和吸力为常数的三轴剪切试验。将净围压分别为 50、100 和 200 kPa 的试样初始结构性参数  $m_{t0}$  设为 0.90、0.87 和 0.84; 计算过程中需要进行  $dp$  和  $dq$  增量逐级施加, 增量设为 10 kPa, 试验原始数据和模型计算结果分别见图 2, 图中虚线代表了未考虑结构性影响的非饱和土弹塑性本构模型计算结果, 实线代表了考虑结构性的弹塑性本构模型计算结果。从图 2 中计算结果与试验数据对比可见, 不考虑结构性影响的弹塑性模型计算结果表现为较强硬化特征, 无法反映黄土剪切过程中由于结构性的减小而引起的试样弱软化现象; 而考虑结构性的弹塑性本构模型能较好地描述  $Q_3$  黄土由于加载引起的硬化及结构损伤造成的软化效应。因此, 结构性本构模型具有一定的优势。

### 6.2.2 算例 2——偏应力为常数三轴湿陷试验

李加贵<sup>[28]</sup>对兰州兰工坪 Q<sub>3</sub> 原状黄土进行了控制偏应力为常数三轴湿陷试验，以控制吸力为 200 kPa 为例，以李加贵<sup>[28]</sup>相关试验参数为基础：净围压 100、200 kPa 的试样初始结构性参数为 0.87 和 0.84；初始变量  $s_y$  和  $p_0^*$  分别等于 65、95 kPa；原状土 LC 屈服面参数  $\kappa = 0.022$ ， $\lambda(0) = 0.121$ ， $\gamma = 0.280$ ， $\beta = 0.018 \text{ MPa}^{-1}$ ， $p_c = 45 \text{ kPa}$ ；原状土 SI 屈服线参数  $\kappa_s = 0.009$ ， $\lambda_s = 0.011$ ；原状土空间屈服面参数  $M^* = 0.502$ ， $k_c = 0.30$ ， $G = 1.56 \text{ MPa}$ ；其余参数与前文相同。

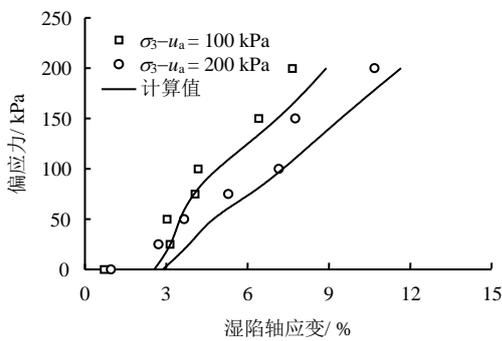


图 3 偏应力为常数的三轴湿陷试验与模型计算结果比较( $s=200 \text{ kPa}$ )

Fig.3 Comparisons of computed results and data of collapsibility triaxial test for deviator stress as a constant ( $s=200 \text{ kPa}$ )

利用本文建立的考虑结构性的弹塑性本构模型对其进行计算。浸水过程模型计算考虑吸力的影响，吸力增量  $ds$  即为施加的吸力值，而每一级偏应力即为  $dq$ 。浸水过程中的变形其试验结果与模型计算结果对比见图 3。从该图中数据可以看出，试验结果与模型计算结果基本接近，这也说明了本文的弹塑性模型能反映非饱和 Q<sub>3</sub> 原状黄土的湿陷变形特性，但模型计算结果要比试验结果偏大一些，尤其是偏应力较大时。通过浸水过程的 CT 扫描图像来看<sup>[28]</sup>，主要的湿陷变形发生在浸水区域，尤其是发生软化后进行剪切时，说明试样的变形不能代表整个试样，但模型计算时是以整个试验为计算对象。显然，这种偏差可能影响到了试验与计算结果之间的吻合性。

### 6.2.3 算例 3——各向等压浸水试验

朱元青<sup>[17]</sup>对宁夏固原 Q<sub>3</sub> 原状黄土进行了各向等压加载浸水试验，试验分为 2 个阶段，即固结阶段和浸水阶段。固结阶段，土体扰动较小，直接采用模型弹性增量部分计算应变，这一部分不需要进行任何结构演化计算；而浸水过程，试样发生了较

大的结构破坏，根据浸水过程中的损伤演化方程计算结构演化变量。由朱元青<sup>[17]</sup>相关试验结果可知：1#和 4#试样的初始结构性参数分别等于 0.84 和 0.85；初始变量  $s_y$  和  $p_0^*$  分别等于 25、57 kPa；原状土 LC 屈服面参数  $\kappa = 0.017$ ， $\lambda(0) = 0.116$ ， $\gamma = 0.310$ ， $\beta = 0.019 \text{ MPa}^{-1}$ ， $p_c = 45 \text{ kPa}$ ；原状土 SI 屈服线参数  $\kappa_s = 0.008$ ， $\lambda_s = 0.012$ ；原状土空间屈服面参数  $M^* = 1.19$ ， $k_c = 0.31$ ， $G = 1.52 \text{ MPa}$ ；其余参数与前文相同。

试样各阶段的变形试验结果与模型计算结果对比见表 1（模型 I 的计算结果），从表中数据可以看出，试验结果与模型计算结果比较接近，本文弹塑性本构模型能较好地反映结构性对非饱和和原状 Q<sub>3</sub> 黄土变形特性的影响。

表 1 各向等压浸水试验结果与模型计算结果比较  
Table 1 Comparisons of computed results and test data from hydraulic static triaxial soaking test

试样 编号	净围压 /kPa	吸力 /kPa	固结阶段 $\epsilon_c / \%$			浸水阶段 $\epsilon_c^h / \%$		
			试验值	模型 I	模型 II	试验值	模型 I	模型 II
1#	100	150	1.23	1.29	1.41	4.31	4.69	3.87
4#	100	250	1.60	1.64	1.68	4.79	5.01	4.17

注：模型 I 代表本文的本构模型；模型 II 代表文献[17]的本构模型。

本文模型计算结果（表 1 中模型 I）与文献[17]建立的考虑结构损伤的原状黄土本构模型（表 1 中模型 II）进行了对比。由表 1 可知，固结过程中，本文模型计算结果与文献[17]模型基本一致，两者均采用弹性变形计算；浸水过程中的湿陷变形，两者计算结果差距不大。计算结果的吻合性说明了本文模型的合理性和可靠性。文献[17]采用非关联流动法则计算完全调整部分，而本文采用相关联流动进行计算，从计算结果来看两者差别不大，对计算湿陷变形影响不是很大。采用关联流动法则能为弹塑性模量矩阵的推导提供一定的便利，为今后建立适宜于计算黄土湿陷变形的弹塑性固结耦合模型创造了必备条件。

### 6.2.4 算例 4——主应力比三轴压缩试验

陈正汉等<sup>[29]</sup>进行了不同主应力比为常数的三轴压缩试验，研究了黄土在水和力作用下的湿陷变形，以净平均应力与湿陷体应变的关系为例进行计算，参数采用 5.1 节所述，计算如图 4 所示。由该图可知，主应力比  $K$  分别为 0.1 和 0.2 时，模型计算结果与试验结果较为相符，而且在较小的净平均应力作用下，湿陷体应变增长较快，且伴随着出现较明显的软化效应，这与结构损伤的影响密切相

关。当主应力比增大时, 前期湿陷变形计算结果能够体现结构损伤以及湿化变形, 但是随着湿陷体应变的增大, 净平均应力并没有出现向上增大的趋势, 而慢慢出现软化破坏现象, 该阶段两者吻合度不高。

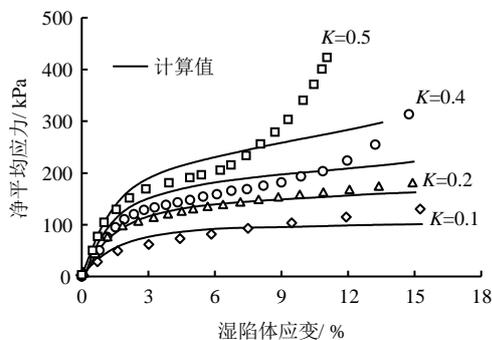


图4 主应力比为常数的三轴压缩试验与模型计算结果比较  
Fig.4 Comparisons of computed results and data of collapsibility triaxial test with principal stress ratio  $K$  as a constant

陈正汉等<sup>[21, 29]</sup>认为,  $K \geq 0.4$  后净平均应力使土样变得密实, 即使浸水使得黄土原有结构性消失, 但是新结构的生成使得抵御外部荷载的能力增强。在一定应力状态下, 黄土的原有结构破坏, 并能形成新的稳定结构, 软硬化相伴而生。然而, 定义的结构损伤因子, 假定了结构损伤一直在扩大, 无法反映新结构生成对于抵御外部荷载能力的贡献; 另外, 模型假定中规定含水率的增加即出现损伤, 实际上含水率增大时也未必出现较大的湿陷变形, 因此, 也夸大了含水率对损伤的影响, 进而造成湿陷变形增大。如果定义的结构损伤因子既体现加载和浸水的软化效应, 又反映新结构生成的强化效应, 无疑对解决这一问题提供了新思路, 目前尚在探究中。

## 7 结 论

(1) 基于细观结构演化规律建立了非饱和  $Q_3$  原状黄土的弹塑性本构模型。模型包括土骨架变形与水量变化两个方面, 对加载过程和加载-湿陷过程分别进行描述。对于土骨架方面, 以修正 Barcelona 非饱和土弹塑性模型为基础, 分别引入非饱和  $Q_3$  原状黄土加载和湿陷过程中的结构演化方程, 得到描述土骨架在加载和湿陷过程中的本构模型; 对于水量变化方面用土-水特征曲线描述。建立的模型可反映吸力和结构性对原状黄土加载和湿陷变形的影响。

(2) 新建模型的计算结果与非饱和  $Q_3$  原状黄土的 4 种计算案例试验数据进行了比较, 并与其他湿陷性黄土本构模型进行了对比, 所建模型计算结果基本上与试验结果较为吻合, 说明模型较好地反映了结构性对非饱和  $Q_3$  原状黄土加载和湿陷过程中的固有力学变形特性的影响。结构损伤的引入有效地反映了原状黄土在加载和浸水过程中变形软化效应, 对于模拟黄土的应力-应变关系有着较好的贡献。然而, 结构损伤存在扩大软化效应的不足之处, 不能有效地反映加载和浸水后期由于新结构生成而对原状黄土力学变形的影响, 需要进一步的深入研究。

## 参 考 文 献

- [1] 胡再强, 林山, 李宏儒, 等. 洛川黄土结构特性试验研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48(增刊 2): 64-68.  
HU Zai-qiang, LIN Shan, LI Hong-ru, et al. Research on structural characteristics of Luochuan loess[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2015, 48(Supp.2): 64-68.
- [2] 陈存礼, 蒋雪, 杨炯, 等. 结构性对压实黄土侧限压缩特性的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(9): 1939-1944.  
CHEN Cun-li, JIANG Xue, YANG Jiong, et al. The influence of structure on the confined compression characteristics of compacted loess[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2014, 33(9): 1939-1944.
- [3] 陈茜, 骆亚生, 程大伟, 等. 侧限压缩条件下土体结构性参数的单变量模型[J]. 岩土力学, 2013, 34(5): 1253-1258.  
CHEN Xi, LUO Ya-sheng, CHENG Da-wei, et al. Single variable model of soil structural parameters under confined compression condition[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, 34(5): 1253-1258.
- [4] 田堪良, 王沛, 张慧莉. 考虑结构性的原状黄土应力-应变关系的探讨[J]. 岩土力学, 2013, 34(7): 1893-1898.  
TIAN Kan-liang, WANG Pei, ZHANG Hui-li. Discussion on stress-strain relation of intact loess considering soil structure[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, 34(7): 1893-1898.
- [5] LIU M D, CARTER J P. A structured Cam clay model[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2002, 36(9): 1313-1332.
- [6] ROSCOE K H, BURLAND J B. On the generalized

- stress-strain behavior of 'wet' clay[C]//Engineering Plasticity. Cambridge: Cambridge University Press, 1968: 535—609.
- [7] SUEBSUK J, HORPIBULSUK S, LIU M D. Modified structured Cam clay: a generalized critical state model for destructured, naturally structured and artificially structured clays[J]. **Computers & Geotechnics**, 2010, 37(s7—8): 956—968.
- [8] ZHU ENYANG, YAO YANGPING. Structured UH model for clays[J]. **Transportation Geotechnics**, 2015, (3): 69—79.
- [9] 陈正汉, 周海清, FREDLUND D G. 非饱和土的非线性模型及其应用[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(5): 603—608.  
CHEN Zheng-han, ZHOU Hai-qing, FREDLUND D G. Nonlinear model for unsaturated soils and its application[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1999, 21(5): 603—608.
- [10] HABIBAGAH I, MOKHBERI M. A hyperbolic model for volume change behavior of collapsible soils[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1998, 35(2): 264—272.
- [11] 邓国华, 邵生俊, 余芳涛. 结构性黄土的修正剑桥模型. 岩土工程学报, 2012, 34(5): 834—841.  
DENG Guo-hua, SHAO Sheng-jun, SHE Fang-tao. Modified Cam-clay model of structured loess[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2012, 34(5): 834—841.
- [12] 沈珠江. 土体结构性的数学模型[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(1): 95—97.  
SHEN Zhu-jiang. Soil structure snapshots of the mathematical model-in the 21st century is the core of soil mechanics problems[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1996, 18(1): 95—97.
- [13] 谢定义. 21 世纪土力学的思考[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(4): 111—114.  
XIE Ding-yi. Consideration of soil mechanics in 21st century[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1997, 19(4): 111—114.
- [14] 金旭, 赵成刚, 陈铁林. 非饱和和结构性黄土本构模型的研究[J]. 工程地质学报, 2010, 18(4): 548—553.  
JIN Xu, ZHAO Cheng-gang, CHEN Tie-lin. Study on constitutive model for unsaturated structural loess[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2010, 18(4): 548—553.
- [15] 夏旺民, 郭新民, 郭增玉, 等. 黄土弹塑性损伤本构模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(增刊 1): 3239—3243.  
XIA Wang-min, GUO Xin-min, GUO Zeng-yu, et al. Elastoplastic damage constitutive model of loess[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2009, 28(Supp.1): 3239—3243.
- [16] 陈正汉, 卢再华, 蒲毅彬. 非饱和土三轴仪的 CT 机配套及其应用[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(4): 387—392.  
CHEN Zheng-han, LU Zai-hua, PU Yi-bin. The matching of computerized tomography with triaxial test apparatus for unsaturated soils[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2001, 23(4): 387—392.
- [17] 朱元青. 基于细观结构变化的非饱和原状湿陷性黄土的本构模型研究[D]. 重庆: 后勤工程学院, 2008.  
ZHU Yuan-qing. Constitutive model of unsaturated undisturbed collapse loess based on meso-structure[D]. Chongqing: Logistical Engineering University, 2008.
- [18] 方祥位. Q<sub>2</sub> 黄土的微细观结构和力学特性研究[D]. 重庆: 后勤工程学院, 2008.  
FANG Xiang-wei. Micro-meso structure and mechanical properties of Q<sub>2</sub> loess[D]. Chongqing: Logistic Engineering University, 2008.
- [19] ALONSO E E, GENS A, JOSA A. A constitutive model for partially saturated soils[J]. **Géotechnique**, 1990, 40(3): 405—430.
- [20] ALONSO E E, VAUNAT J, GENS A. Modelling the mechanical behavior of expansive clays[J]. **Engineering Geology**, 1999, 54(2): 173—183.
- [21] 陈正汉. 非饱和土与特殊土力学的基本理论研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(2): 201—272.  
CHEN Zheng-han. On basic theories of unsaturated soils and special soils[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2014, 36(2): 201—272.
- [22] 陈正汉. 重塑非饱和黄土的变形、强度、屈服和水量变化特性[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(1): 82—90.  
CHEN Zheng-han. Deformation, strength, yield and moisture change of a remolded unsaturated loess[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1999, 21(1): 82—90.
- [23] 陈惠发, 萨里普 A. F. 弹性与塑性力学[M]. 余天庆, 王勋文, 刘再华 译. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.

- 218.
- CHEN Hui-fa, SALIPU A F. Elasticity and plasticity mechanics[M]. Translated by YU Tian-qing, WANG Xun-wen, LIU Zai-hua. Beijing: China Architectural Industry Press, 2005. 218.
- [24] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算(第二版)[M]. 北京: 水利电力出版社, 1996, 70.
- QIAN Jia-huan, YIN Zong-ze. Principle and calculation of soil engineering (second edition) [M]. Beijing: Water Conservancy and Electric Power Press, 1996, 70.
- [25] 方祥位, 陈正汉, 申春妮, 等. 剪切对非饱和土土-水特征曲线影响的探讨[J]. 岩土力学, 2004, 25(9): 1451—1454.
- FANG Xiang-wei, CHEN Zheng-han, SHEN Chun-ni, et al. A study on effect of shear on soil-water characteristic curve[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(9): 1451—1454.
- [26] 姚志华. 大厚度自重湿陷性黄土的水气运移和力学特性及地基湿陷变形规律研究[D]. 重庆: 后勤工程学院, 2012.
- YAO Zhi-hua. Water-air migration, mechanical characteristics and foundation collapse deformation of self-weight collapse loess with heavy section[D]. Chongqing: Logistic Engineering University, 2012.
- [27] DESAI C S, YOUZHI M. Modeling of joints and interfaces using the disturbed-state concept[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 1992, 16(9): 623—653.
- [28] 李加贵. 侧向卸荷条件下考虑微观结构演化的非饱和原状  $Q_3$  黄土的主动土压力研究[D]. 重庆: 后勤工程学院, 2010.
- LI Jia-gui. Active soil pressure of unsaturated intact loess in  $Q_3$  considering the meso-structure evolution under lateral unloading conditions[D]. Chongqing: Logistic Engineering University, 2010.
- [29] 陈正汉, 刘祖典. 黄土的湿陷变形机理[J]. 岩土工程学报, 1986, 8(2): 1—12.
- CHEN Zheng-han, LIU Zu-dian. Mechanism of collapse deformation of loess[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1986, 8(2): 1—12.
- 
- 上接第 1552 页
- [19] 吴丹, 王玉琪, 武海虹, 等. 三水碳酸镁合成与形貌演变过程研究[J]. 人工晶体学报, 2014, (3): 27.
- WU Dan, WANG Yu-qi, WU Hai-hong, et al. Research on preparation and morphology evolution of magnesium carbonate trihydrate[J]. **Journal of Synthetic Crystals**, 2014, (3): 27.
- [20] 李俊才, 赵泽三, 高国瑞. 水泥土的微结构特征及分析[J]. 成都理工学院学报, 2000, 27(4): 388—393.
- LI Jun-cai, ZHAO Ze-san, GAO Guo-rui. Analysis and microstructure characters of cement-soil[J]. **Journal of Chengdu University of Technology**, 2000, 27(4): 388—393.
- [21] 刘辰阳. GGBS+MgO 固化软土的力学性质研究[D]. 南京: 东南大学, 2013.
- LIU Chen-yang. Mechanical characteristics, durability characteristics and micro-structure mechanism of GGBS+MgO solidified soil[D]. Nanjing: Southeast University, 2013.
- [22] LORENZO G A, BERGADO D T. Fundamental parameters of cement-admixed clay—new approach[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE**, 2004, 130(10): 1042—1050.
- [23] 章定文, 曹智国. 工业废渣加固土强度特性[J]. 岩土力学, 2013, 34(增刊 1): 54—59.
- ZHANG Ding-wen, CAO Zhi-guo. Strength characteristics of stabilized soils using industrial by product binders[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2013, 34(Supp.1): 54—59.
- [24] 宁建国, 黄新. 固化土结构形成及强度增长机制试验[J]. 北京航空航天大学学报, 2006, 32(1): 97—102.
- NING Jian-guo, HUANG Xin. Experiment on structural formation and mechanism of strength increasing of stabilized soil[J]. **Journal of Beijing University of Aeronautics and Astronautics**, 2006, 32(1): 97—102.
- [25] CAI G H, DU Y J, LIU S Y, et al. Physical properties, electrical resistivity and strength characteristics of carbonated silty soil admixed with reactive magnesia[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2015, 52(11): 1699—1713.