

# 基于微观破损能律的结构性土本构模型

蒋明镜<sup>1, 2</sup>, 刘静德<sup>1, 2</sup>, 孙渝刚<sup>1, 2</sup>

(1. 同济大学土木学院地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

**摘要:** 在岩土破损能律的基础上, 通过考虑土体结构性破损能律的微观机理, 建立了结构性土的本构模型。通过定义与重塑土屈服面几何相似的结构性屈服面, 模型可以反映结构性对土体力学特性的影响; 通过引入表征结构性损伤的破损能参数, 确定了结构性土加载过程中的硬化规律。该破损能参数基于岩土破损能律中应力应变分担的概念而提出, 具有明确的力学意义; 模型的硬化规律同时考虑了塑性体应变及塑性主应变的影响, 可以更好地反映土体结构性损伤过程。将该本构模型用于结构性土室内固结试验及三轴压缩试验结果的模拟, 初步验证了该模型的合理性。

**关键词:** 微观机理; 结构性土; 结构损伤; 破损能律

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2013)06-1134-06

**作者简介:** 蒋明镜(1965-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事天然结构性黏土、砂土、非饱和土、太空土和深海能源土宏微观试验、本构模型和数值分析研究。E-mail: mingjing.jiang@tongji.edu.cn。

## Constitutive model for structured soils based on microscopic damage law

JIANG Ming-jing<sup>1, 2</sup>, LIU Jing-de<sup>1, 2</sup>, SUN Yu-gang<sup>1, 2</sup>

(1. Department of Geotechnical Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical & Underground Engineering, Ministry of Education, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Based on the framework of breakage mechanics for geological materials, a constitutive model for structured soils is proposed considering the micro-mechanism of the destructure effects. The influence of soil structure on the mechanical behaviors is considered by employing a structural yielding surface similar to that for reconstituted soils in geometry. A damage parameter modeling the soil structure damage is used in the hardening law for structured soils. The damage parameter proposed based on the concept of sharing of stress and strain in micro-scale has tangible mechanical denotation and the cooperation of plastic volumetric strain and principal axial strain is considered in the hardening law, thus this model can properly describe the transformation of soils from intact state to reconstituted state. The validity of the proposed model is verified by predicting the mechanical behaviors of natural and artificially cemented clays in the consolidation tests and triaxial compression tests.

**Key words:** micro mechanism; structured soil; destructure; damage law

## 0 引言

受沉积环境、应力历史等因素的影响, 天然土多具有不同程度的结构性, 包括土颗粒的形状、级配、排列方式及粒间相互作用等。受结构性的影响, 天然土的力学特性与重塑土存在显著差异, 因而, 结构性被当作土体力学特性的决定性因素, 对土的工程性质有着显著的影响。自 Terzaghi 指出研究土体结构性的重要性, 土的结构性受到了越来越多的关注。除了通过各种试验对结构性土的力学、强度及破坏特征进行研究, 沈珠江还指出: 建立合理的结构性土本构模型是“21世纪土力学的核心问题”<sup>[1]</sup>。

近年来, 随着对结构性土力学特性的深入研究, 反映其主要力学特性的本构模型也得到长足发展。沈珠江等首先将损伤理论引入土体本构模型研究中, 建

立了弹塑性损伤模型<sup>[2]</sup>及非线性损伤力学模型<sup>[3]</sup>; 考虑天然土的变形特征, 沈珠江建立了结构性土的堆砌体模型<sup>[4]</sup>; 基于岩土破损能律理论, 沈珠江等<sup>[5-7]</sup>、刘恩龙等<sup>[8]</sup>建立并逐步完善了结构性土的二元介质模型。Desai 等<sup>[9]</sup>认为岩土材料可分成相对完整状态及完全调整状态, 在外部荷载作用下, 岩土体从相对完整状态向完全调整状态过渡, 并基于该思想建立了结构性土的扰动状态模型; 吴刚等<sup>[10-11]</sup>、王国欣等<sup>[12]</sup>、周成等<sup>[13]</sup>基于扰动状态概念建立了结构性土的本构模型。考虑到剑桥模型(包括修正剑桥模型)可以很好

基金项目: 国家杰出青年科学基金项目(51025932); 教育部博士点基金项目(20100072110048); 长江学者及创新团队发展计划资助项目(IRT1029)

收稿日期: 2012-05-25

地反映重塑土的力学特性, 且理论基础严密, 很多学者在此基础上建立结构性土的本构模型: Asaoka 等<sup>[14]</sup>将上屈服面的概念引入剑桥模型, 可以反映结构性土软化-剪胀的力学特性; Liu 等<sup>[15-16]</sup>在剑桥模型中引入等效屈服面及结构屈服面, 建立了结构性土的本构模型; 王立忠等<sup>[17]</sup>在修正剑桥模型的基础上, 引入结构性参数, 并综合考虑体积应变硬化及剪切应变硬化的影响, 建立了天然土的结构性本构模型。基于运动硬化准则的边界面模型在结构性土本构模型建立中得到了广泛应用: Rouainia 等<sup>[18]</sup>在运动硬化和边界面塑性框架内, 提出了天然结构性土本构模型, 可以考虑塑性应变对土体结构扰动的影响; Kavvadas 等<sup>[19]</sup>在临界状态理论和塑性增量理论的基础上建立的双边界面模型, 能够有效反映土体结构的形成和破损过程对其工程力学特性的影响; 黄茂松等<sup>[20]</sup>、魏星等<sup>[22]</sup>通过建立黏土结构破损与累积塑性应变的联系, 将所有硬化参数统一到一个屈服面中, 从而提出了更为简便实用的天然状态结构性软黏土的边界面塑性模型。尽管建模方法各有特色, 但以上模型建立中都不可避免地要合理描述结构性土向重塑土过渡的过程。由此可见, 结构性破损能律是建立结构性土本构模型的核心所在。

土体的结构性损伤是其微观结构破损能律与其宏观力学特性的有机结合, 因此, 要提出合理的结构破损能律, 需要从微观层面研究加载过程中土体的结构特性。而目前结构性土本构模型所采用的结构破损能律通常都是以天然土宏观特性为基础提出的, 尚缺少微观层面的验证。随着对土体微观结构研究的深入, 部分学者以此为基础建立结构性土的本构模型。Yin 等<sup>[23]</sup>通过分析加载过程中试样的微观结构特性, 建立了软黏土的本构模型, 可以直接考虑土颗粒间的胶结作用及胶结破坏。作为国际岩土力学理论研究热点, 宏微观土力学将土体微观及宏观力学特性相联系, 是研究土体结构性的有效途径之一。蒋明镜等<sup>[24-25]</sup>借助离散单元法初步揭示了结构性土的结构损伤特性。

本文在破损能律理论框架内, 采用宏微观土力学的研究方法, 研究了天然土结构破损能律的微观机理, 并在此基础上提出了经过离散元验证的破损能律; 将该破损能律引入弹塑性本构模型, 定义了塑性体应变及塑性主应变共同作用的硬化规律, 建立了结构性土本构模型, 并通过对室内试验的模拟对模型进行了验证。

## 1 结构性土弹塑性本构模型

### 1.1 屈服函数

尽管土体的结构性同时受颗粒间胶结作用及颗粒

排列方式的影响, 但为简化模型建立的过程, 假设天然黏土的结构性主要取决于其粒间胶结。在加载过程中, 粒间胶结受到破坏, 土体发生结构损伤, 其屈服面逐渐向重塑土屈服面收缩。因而, 结构性土屈服面与重塑土屈服面大小不同, 但几何形状相似, 如图 1 所示。

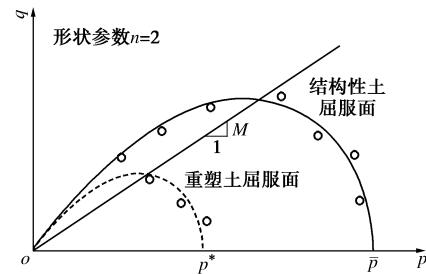


图 1 结构性土及重塑土屈服轨迹

Fig. 1 Yielding surfaces for structured and reconstituted soils

重塑土或结构完全破损能律的天然土的屈服函数<sup>[2]</sup>为

$$f_d = \frac{p}{1 - (\eta/\eta_m)^n} - p^* = 0 \quad . \quad (1)$$

结构性土的屈服面与重塑土屈服面几何相似, 并随土体结构性损伤而改变, 其方程为

$$f = \frac{p}{1 - (\eta/\eta_m)^n} - \bar{p} = 0 \quad . \quad (2)$$

式(1)、(2)中,  $p = \sigma_{ii}/3$  ( $i=1, 3$ );  $p^*$ ,  $\bar{p}$  ( $\bar{p} > p^*$ ) 分别是重塑土、结构性土屈服面与  $p$  轴的交点, 反映土体屈服面的大小, 是屈服面的硬化参量;

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_2 + \sigma_3}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_3 - \sigma_1}{\sigma_3 + \sigma_1}\right)^2}; \quad \eta_m = \sqrt[3]{1 + n \cdot \eta_d}, \quad \eta_d \text{ 为开始剪胀时的 } \eta \text{ 值, 对无明显剪胀的黏土, } \eta_d = \sin \varphi_{cs}, \quad \varphi_{cs} \text{ 为临界状态内摩擦角; } n \text{ 为屈服面的形状参数。}$$

### 1.2 流动法则

式(1)、(2)中  $p$ ,  $\eta$  均为状态变量, 故其所表达的屈服面可以作为塑性势面, 采用相关联流动法则, 则塑性应变增量张量为

$$\{d\varepsilon^p\} = \Lambda \cdot \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}, \quad (3)$$

式中, 塑性参量  $\Lambda$  决定塑性应变速率。

### 1.3 破损参数

在破损能律理论框架内, 结构性土是由胶结颗粒及无胶结颗粒组成的非均质体, 如图 2。由均匀化理论, 并引入体积破损能律  $\bar{\lambda} = V_d/V$ <sup>[26]</sup>, 可得如下关系:

$$\bar{\sigma}_{ij} = (1 - \bar{\lambda})\bar{\sigma}_{ij}^{in} + \bar{\lambda}\bar{\sigma}_{ij}^d, \quad (4a)$$

$$\bar{\varepsilon}_{ij} = (1 - \bar{\lambda})\bar{\varepsilon}_{ij}^{in} + \bar{\lambda}\bar{\varepsilon}_{ij}^d, \quad (4b)$$

式中,  $\bar{\sigma}_{ij}$ ,  $\bar{\sigma}_{ij}^{in}$ ,  $\bar{\sigma}_{ij}^d$ ,  $\bar{\varepsilon}_{ij}$ ,  $\bar{\varepsilon}_{ij}^{in}$ ,  $\bar{\varepsilon}_{ij}^d$  为代表性单元、胶结颗粒、无胶结颗粒的应力张量及应变张量。

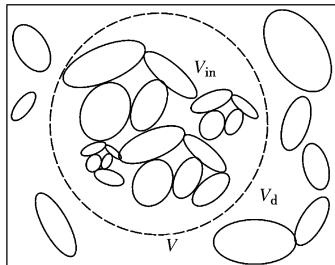


图 2 结构性土代表性单元

Fig. 2 A representative element for structured soils

定义代表性单元内部局部应力系数为

$$c_{\sigma} = \bar{\sigma}_{ij}^{\text{in}} / \bar{\sigma}_{ij} , \quad (5)$$

代入式(4(a))可得

$$\bar{\sigma}_{ij}^d = (1 - (1 - \bar{\lambda}) \cdot c_{\sigma}) \cdot \bar{\sigma}_{ij} / \bar{\lambda} . \quad (6)$$

假设代表性单元内胶结颗粒与无胶结颗粒的局部应力-应变关系满足

$$\begin{cases} \bar{\varepsilon}_{ij}^{\text{in}} = [D^{\text{in}}]^{-1} \cdot \bar{\sigma}_{ij}^{\text{in}} , \\ \bar{\varepsilon}_{ij}^d = [D^d]^{-1} \cdot \bar{\sigma}_{ij}^d , \end{cases} \quad (7)$$

式中,  $[D^{\text{in}}]$ ,  $[D^d]$  分别为胶结部分、无胶结部分的模量矩阵。

将式(5)~(7)代入式(4b)可得

$$\bar{\varepsilon}_{ij} = (1 - B) \cdot \bar{\varepsilon}_{ij}^{\text{in}} + B \cdot \bar{\varepsilon}_{ij}^d , \quad (8)$$

式中,  $B = 1 - (1 - \bar{\lambda}) \cdot c_{\sigma}$  为破损能参数, 是体积破损能率及局部应力系数的函数。

由式(6)可得

$$B = \bar{\lambda} \cdot \bar{\sigma}_{ij}^d / \bar{\sigma}_{ij} . \quad (9)$$

破损能参数  $B$  的实质为代表性单元内无胶结颗粒所分担的应力与代表性单元的平均应力的比值,  $B$  值越大, 土体结构破损能越严重: 当  $B = 0$  时, 土体为原状土, 结构性未受扰动; 当  $B = 1$  时, 土体为重塑土, 无结构性。

建立结构性土本构模型的关键即是确定合理的破损能参数演化规律, 而这需要从微观上对土体结构性破损能进行研究, 并建立其与土体宏观力学特性之间的关系, 而这恰是宏微观土力学的研究思路。经对单向压缩试验、双轴压缩试验、等应力比压缩试验等室内试验的离散元模拟, 并分析加载过程中土体胶结破坏过程, 建议采用如下函数表征土体结构破损能规律<sup>[27]</sup>:

$$B = 1 - \exp(-a \cdot \varepsilon_i^p) . \quad (10)$$

#### 1.4 硬化规律

硬化规律反映土体加载进入塑性状态后的屈服面的变化规律, 是建立土体本构模型的关键之一。本文中重塑土硬化参量  $p^*$  沿用剑桥模型的硬化规律

$$p^* = p_0 \cdot \exp(C_p \cdot \varepsilon_v^p) . \quad (11)$$

式中  $p_0$  为参考应力;  $\varepsilon_v^p$  为从  $p_0$  加载至  $p^*$  时产生的

塑性体应变;  $C_p = (1 + e_0) / (\lambda - \kappa)$ ,  $\lambda$ ,  $\kappa$  为  $e - \ln p$  平面上压缩曲线、回弹曲线斜率,  $e_0$  为参考应力对应的孔隙比。

如前所述, 结构性土强度是由无胶结颗粒集合体强度和胶结颗粒集合体强度组成, 因而结构性土屈服面硬化参量  $\bar{p}$  可以分解为

$$\bar{p} = p^* + p^{\text{in}} , \quad (12)$$

式中,  $p^{\text{in}}$  为粒间胶结引起的附加屈服强度。

由应力分担的概念, 可得

$$\frac{p^*}{\bar{p}} = \frac{\bar{\lambda} \cdot \bar{\sigma}_{ij}^d}{\bar{\sigma}_{ij}} . \quad (13)$$

将式(10)代入式(13), 并引入反映结构性土与重塑土初始屈服面相对大小的参量  $b$ , 可得

$$\bar{p} = p^* / (1 - \exp(-a \cdot \varepsilon_i^p - b)) , \quad (14)$$

式中,  $a$  反映结构破损能速率,  $a$  越大, 结构破损能越快,  $\varepsilon_i^p$  为试样最大塑性应变。

将式(11)代入式(14), 可以得到结构性土的硬化规律表达式

$$\bar{p} = \frac{p_0 \cdot \exp(C_p \cdot \varepsilon_v^p)}{(1 - \exp(-a \cdot \varepsilon_i^p - b))} . \quad (15)$$

与剑桥模型的硬化规律相比, 式(15)增加了反映结构破损能速率的参数  $a$  与结构性屈服面大小的参数  $b$ 。需要指出, 式(15)同时考虑了塑性体应变  $\varepsilon_v^p$  及最大塑性主应变  $\varepsilon_i^p$  的影响。

#### 1.5 增量型应力应变关系

由 Hooke 定理, 应力-应变增量关系为

$$\begin{aligned} \{d\sigma\} &= [D]\{\text{d}\varepsilon^e\} = [D]\{\text{d}\varepsilon\} - [D]\{\text{d}\varepsilon^p\} \\ &= [D]\{\text{d}\varepsilon\} - [D]\Lambda \cdot \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} , \end{aligned} \quad (16)$$

式中, 塑性参量  $\Lambda$  可由屈服函数协调方程求得, 求解过程如下。

将结构性土硬化规律(式(15))代入其屈服面方程(式(2)), 经化简可得

$$\begin{aligned} f_i &= \ln \frac{p}{p_0} - \ln(1 - (\frac{\eta}{\eta_m})^n) - C_p \cdot \varepsilon_v^p + \\ &\quad \ln(1 - \exp(-a \cdot \varepsilon_i^p - b)) = 0 . \end{aligned} \quad (17)$$

对式(17)全微分, 可得屈服函数的协调方程

$$df_i = \left\{ \frac{\partial f_i}{\partial \sigma} \right\}^T \{d\sigma\} - C_p \cdot d\varepsilon_v^p + A d\varepsilon_i^p = 0 , \quad (18)$$

式中,  $A = \frac{a \cdot \exp(-a \cdot \varepsilon_i^p - b)}{1 - \exp(-a \cdot \varepsilon_i^p - b)}$ 。

将式(3)、(16)代入式(18), 整理可得

$$\left\{ \frac{\partial f_i}{\partial \sigma} \right\}^T [D](\{d\varepsilon\} - \Lambda \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}) - h_p \cdot \Lambda = 0 , \quad (19)$$

$$h_p = C_p \{M\}^T \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} + A \{M_1\}^T \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} , \quad (20a)$$

$$\left\{\frac{\partial f_i}{\partial \sigma}\right\}^T = \left\{\frac{\partial f_i}{\partial \sigma_1} \quad \frac{\partial f_i}{\partial \sigma_2} \quad \frac{\partial f_i}{\partial \sigma_3} \quad \frac{2\partial f_i}{\partial \sigma_{12}} \quad \frac{2\partial f_i}{\partial \sigma_{23}} \quad \frac{2\partial f_i}{\partial \sigma_{31}}\right\}, \quad (20b)$$

$$\{d\varepsilon\}^T = \{d\varepsilon_1 \quad d\varepsilon_2 \quad d\varepsilon_3 \quad d\gamma_{12} \quad d\gamma_{23} \quad d\gamma_{31}\}, \quad (20c)$$

$$\{M\}^T = \{1 \quad 1 \quad 1 \quad 0 \quad 0 \quad 0\}, \quad (20b)$$

$$\{M_1\}^T = \{1 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0\}, \quad (20e)$$

由式(19)、(20a)~(20e)求得塑性参量

$$A = \frac{\left\{\frac{\partial f_i}{\partial \sigma}\right\}^T [D]\{d\varepsilon\}}{\left\{\frac{\partial f_i}{\partial \sigma}\right\}^T [D]\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\} + h_p}. \quad (21)$$

将式(21)代入式(16), 可得增量型应力应变关系:

$$\{d\sigma\} = ([D] - [D]^p)\{d\varepsilon\}, \quad (22)$$

$$\text{式中, } [D]^p = \frac{[D]\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}\left\{\frac{\partial f_i}{\partial \sigma}\right\}^T [D]}{\left\{\frac{\partial f_i}{\partial \sigma}\right\}^T [D]\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\} + h_p}.$$

### 1.6 模型参数确定

本文模型共涉及8个材料参数:  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $e_0$ ,  $M$ ,  $\nu$ ,  $n$ ,  $a$ ,  $b$ , 这些参数均可以通过室内试验确定。

如图1所示, 临界状态参数 $M$ 可由常规三轴压缩试验确定; 屈服面形状参数 $n$ 可通过拟合不同应力路径下三轴压缩试验屈服点确定; 结构屈服应力系数 $b$ 可由结构性土和重塑土初始屈服面在 $p$ 轴的截距进行确定, 即将 $\varepsilon_v^p = 0$ 和 $\varepsilon_i^p = 0$ 代入式(14)可得

$$b = \ln[\bar{p}_0 / (\bar{p}_0 - p_0^*)], \quad (23)$$

式中,  $\bar{p}_0$ ,  $p_0^*$ 为结构性土、重塑土初始屈服面在 $p$ 轴的截距, 可由各向同性压缩试验所得的初始屈服应力确定。如图3,  $\lambda$ ,  $\kappa$ 分别为土体压缩、回弹指数;  $e_0$ 为正常固结曲线上 $p=1\text{kPa}$ 时所对应的孔隙比; 参数 $a$ 反映加载过程中土体结构性破损能率, 可由结构性土的压缩曲线进行确定, 即事先假定几组不同的 $a$ 值, 将所模拟与实测结果进行比较, 从而选出最优值; 泊松比 $\nu$ , 一般按经验选取。

表1 结构性黏土的力学参数及初始状态参数

Table 1 Mechanical and initial state parameters for structured clays

土样名称	模型力学参数								初始状态参数	
	$\lambda$	$\kappa$	$e_0$	$M$	$\nu$	$n$	$a$	$b$	$\sigma_i$	$e_i$
Bothkennar 黏土 1 <sup>[28]</sup>	0.255	0.020	2.43	1.54	0.2	1.5	4.0	0.118	12.5	1.898
Bothkennar 黏土 2 <sup>[28]</sup>	0.255	0.020	2.43	1.54	0.2	1.5	4.0	0.251	12.5	1.789
Pisa 黏土 1 <sup>[29]</sup>	0.254	0.040	2.65	1.03	0.2	1.5	4.0	0.183	25.0	1.740
Pisa 黏土 2 <sup>[29](重塑土)</sup>	0.254	0.040	2.65	1.03	0.2	1.5	0	0	25.0	1.418
人工胶结黏土 1 <sup>[30]</sup>	0.152	0.022	1.89	1.13	0.2	1.2	1.8	0.167	12.5	1.500
人工胶结黏土 2 <sup>[30]</sup>	0.152	0.022	1.89	1.13	0.2	1.2	1.8	0.167	25.0	1.498

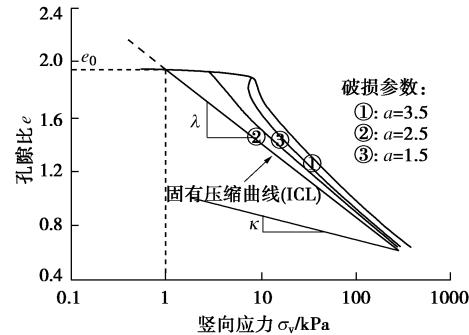


图3 模型参数选取示意图

Fig. 3 Schematic diagram for parameters determination

## 2 模型验证

为验证模型的合理性与有效性, 本节将对典型天然结构性土一维压缩试验及人工制备结构性土三轴压缩试验进行模拟, 并与室内试验结果进行对比。

图4为2种天然结构性黏土(Bothkennar黏土<sup>[28]</sup>和Pisa黏土<sup>[29]</sup>)一维压缩试验的实测数据和本文模型的模拟结果(不同初始孔隙比的原状土试样和相应的重塑土试样)。图中实线为本文模型的模拟结果, 模型参数的取值及相应的初始状态参数见表1, 其中屈服函数形状参数 $n$ 通过拟合不同应力路径下试样屈服点求得。由图4可知: 本文模型的模拟结果能够有效地反映天然结构性土在一维压缩试验中的力学特性。

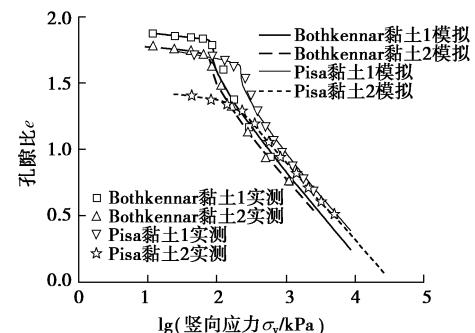


图4 天然结构性土一维压缩试验模拟

Fig. 4 Simulation of compression curves for two natural clays

图5中给出了蒋明镜等<sup>[30]</sup>关于人工制备的结构性黏土等应力比压缩试验和固结排水三轴试验(最小主



应力一定)的实测结果及模拟结果,相应参数见表1。由图5可知,模型的模拟结果能够有效地反映上述结构性黏土在等应力比压缩试验和固结排水三轴试验中的力学特性,特别是对于该结构性黏土在低围压下的软化和剪胀现象的模拟。

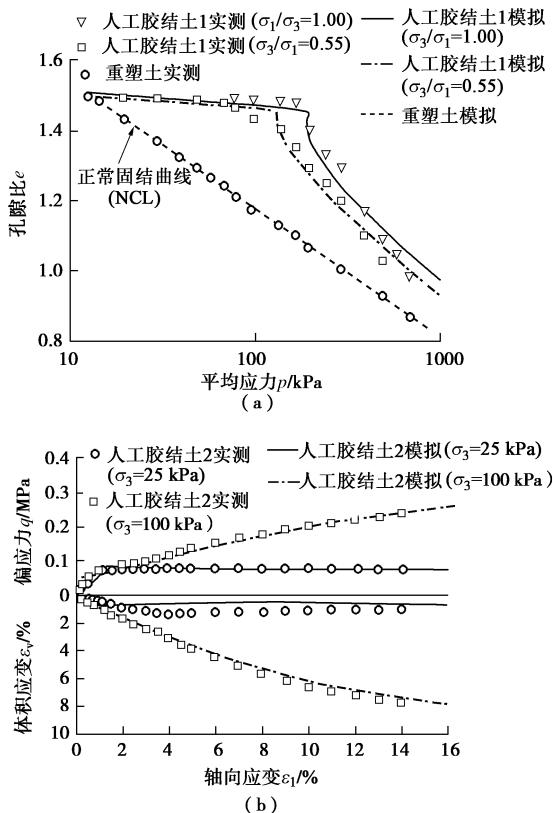


图5 人工制备结构性土(a)等应力比,(b)常规CID试验模拟  
Fig. 5 Simulation of (a) constant stress ratio and (b) conventional CID tests on artificial structured soils

### 3 结 论

本文在岩土破损能学的框架下,考虑结构性土结构损伤的微观机理,定义了反映土体结构性损伤的破损能参数,并将引入结构性屈服面中,确定了结构性土的硬化规律,从而建立了结构性土的弹塑性本构模型。通过与试验结果对比,可以得出以下3点结论。

(1) 本文采用的破损能参数具有明确的物理意义,且通过了离散元验证,能够很好地反映土体结构性破壞的微观机理。

(2) 破损能参数的演化规律同时考虑了塑性体应变及塑性主应变的影响,能够反映更好地反映不同应力路径下土体结构损伤特性,适用范围更广。

(3) 本文模型参数均可通过室内试验确定,方法简单便捷。对典型结构性土一维压缩、常规三轴及等应力比试验,本文模型模拟结果较好,由此该模型是合理可行的。

### 参考文献:

- [1] 沈珠江. 土体结构性的数学模型——21世纪土力学的核心问题[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(1): 95–97. (SHEN Zhu-jiang. The mathematics model of soil structures—the key problem of soil mechanics for the 21 century[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(1): 95–97. (in Chinese))
- [2] 沈珠江. 结构性黏土的弹塑性损伤模型[J]. 岩土工程学报. 1993, 33(4): 637–642. (SHEN Zhu-jiang. An elasto-plastic damage model for cemented clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 33(4): 637–642. (in Chinese))
- [3] 沈珠江. 结构性黏土的非线性损伤力学模型[J]. 水利水运科学研究, 1993(3): 247–255. (SHEN Zhu-jiang. A nonlinear damage model for structured clay[J]. Hydro-Science and Engineering, 1993(3): 247–255. (in Chinese))
- [4] 沈珠江. 结构性黏土的堆砌体模型[J]. 岩土力学, 2000, 21(1): 1–4. (SHEN Zhu-jiang. A masonry model for structured clays[J]. Rock and Soil Mechanics, 2000, 21(1): 1–4. (in Chinese))
- [5] 沈珠江. 岩土破损能学与双重介质模型[J]. 水利水运工程学报, 2002(4): 1–6. (SHEN Zhu-jiang. Breakage mechanics and double-medium model for geological materials[J]. Hydro-Science and Engineering, 2002(4): 1–6. (in Chinese))
- [6] 沈珠江, 邓刚. 超固结黏土的二元介质模型[J]. 岩土力学, 2003, 24(4): 495–499. (SHEN Zhu-jiang, DENG Gang. Binary-medium model for over-consolidated clays[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(4): 495–499. (in Chinese))
- [7] 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))
- [8] 刘恩龙, 沈珠江. 结构性土的二元介质模型[J]. 水利学报. 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))
- [9] DESAI C S. Mechanics of materials and interfaces: the disturbed state concept[M]. Boca Raton: CRC Press, 2001.
- [10] 吴刚. 工程材料的扰动状态本构模型(I)——扰动状态概念及其理论基础[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(6): 759–765. (WU Gang. Disturbed state constitution models of engineering material (I)—Disturbed state concept and its theory principium[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics

- and Engineering, 2002, **21**(6): 759 - 765. (in Chinese))
- [11] 吴刚. 工程材料的扰动状态本构模型(II)——扰动状态概念的有限元数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, **21**(8): 1107 - 1110. (WU Gang. Disturbed state constitution models of engineering material (II)—DSC-based numerical simulation of finite element method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, **21**(8): 1107 - 1110. (in Chinese))
- [12] 王国欣, 肖树芳, 黄宏伟, 等. 基于扰动状态概念的结构性黏土本构模型研究[J]. 固体力学学报, 2004, **25**(2): 191 - 197. (WANG Guo-xin, XIAO Shu-fang, HUANG Hong-wei, et al. Study of constitutive model of structural clay based on the disturbed state concept[J]. Acta Mechanica Solida Sinica, 2004, **25**(2): 191 - 197. (in Chinese))
- [13] 周成, 沈珠江, 陈生水, 等. 结构性土的次塑性扰动状态模型[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(4): 435 - 439. (ZHOU Cheng, SHEN Zhu-jiang, CHEN Shen-shui, et al. A hypoplasticity disturbed state model for structured soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(4): 435 - 439. (in Chinese))
- [14] ASAOKA A, NAKANO M, NODA T. Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior[J]. Soils and Foundations, 2000, **40**(2): 99 - 110.
- [15] LIU M D, CARTER J P. Modeling the destructuring of soils during virgin compression[J]. Géotechnique, 2000, **50**(4): 479 - 483.
- [16] LIU M D, CARTER J P. A structured cam-clay model[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**(1): 1313 - 1332.
- [17] 王立忠, 沈恺伦.  $K_0$  固结结构性软黏土的本构模型[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(4): 496 - 504. (WANG Li-zhong, SHEN Kai-lun. A constitutive model of  $K_0$  consolidated structured soft clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(4): 496 - 504. (in Chinese))
- [18] ROUNAINIA M, WOOD D M. A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure[J]. Géotechnique, 2000, **50**(2): 153 - 164.
- [19] KAVVADAS M, AMOROSI A. A constitutive model for structured soils[J]. Géotechnique, 2000, **50**(3): 263 - 273.
- [20] 黄茂松, 杨超, 崔玉军. 循环荷载下非饱和结构性土的边界模型[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(6): 817 - 823. (HUANG Mao-song, YANG Chao, CUI Yu-jun. Elasto-plastic bounding surface model for unsaturated soils under cyclic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(6): 817 - 823. (in Chinese))
- [21] 黄茂松, 钟辉虹, 李永盛. 天然状态结构性软黏土的边界面弹塑性模型[J]. 水利学报, 2003, **34**(12): 47 - 52. (HUANG Mao-song, ZHONG Hui-hong, LI Yong-sheng. Elasto-plastic boundary surface model for natural soft clay with structured damage[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003, **34**(12): 47 - 52. (in Chinese))
- [22] 魏星, 黄茂松. 天然结构性黏土的各向异性边界模型[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(8): 1224 - 1229. (WEI Xing, HUANG Mao-song. Anisotropic bounding surface model for natural structured clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(8): 1224 - 1229. (in Chinese))
- [23] YIN Z Y, HATTAB M, HICHER P Y. Multiscale modeling of a sensitive marine clay[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2011, **35**: 1682 - 1702.
- [24] 蒋明镜, 孙渝刚. 结构性砂土粒间胶结效应的二维数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(8): 1246 - 1253. (JIANG Ming-jing, SUN Yu-gang. Two-dimensional numerical investigation on bonding effect between particles of structured sands[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(8): 1246 - 1253. (in Chinese))
- [25] 蒋明镜, 孙渝刚. 人工胶结砂土力学特性的离散元模拟[J]. 岩土力学, 2011, **32**(6): 1849 - 1856. (JIANG Ming-jing, SUN Yu-gang. A DEM modelling of mechanical behaviour of artificially cemented sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(6): 1849 - 1856. (in Chinese))
- [26] 沈珠江, 陈铁林. 岩土破损能力——结构类型与荷载分担[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(13): 2137 - 2142. (SHEN Zhu-jiang, CHEN Tie-lin. Breakage mechanics of geomaterial—structure types and load sharing[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(13): 2137 - 2142. (in Chinese))
- [27] 孙渝刚. 结构性砂土宏观力学特性的试验研究与数值模拟 [D]. 上海: 同济大学, 2012. (SUN Yu-gang. Experimental and numerical investigation on macro-and micro-mechanical behaviors of structural sands[D]. Shanghai: Tongji University, 2012. (in Chinese))
- [28] SMITH P R, JARDINE R J, HIGHT D W. The yielding of Bothkennar clay[J]. Géotechnique, 1992, **42**(2): 257 - 274.
- [29] CALLISTO L, CALABRESI G. Mechanical behaviour of a natural soft clay[J]. Géotechnique, 1998, **48**(4): 495 - 513.
- [30] JIANG M J, SHEN Z J. A method of artificial preparation of structured collapsible loess samples[C]// Proc 2nd International Conference on Unsaturated Soils, Beijing, 1998.