

# 天然结构性黏土的各向异性边界面模型

魏 星<sup>1</sup>, 黄茂松<sup>2</sup>

(1. 西南交通大学岩土工程系, 四川 成都 610031; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

**摘 要:** 提出了一个可同时描述结构性和各向异性特征的适用于天然黏土的边界面本构模型。该模型具有如下特点: ①采用了一个同时含有各向异性张量和结构性参数的边界面; ②通过初始固结应力状态来确定各向异性张量的初始值以反映初始各向异性, 通过各向异性张量随塑性应变的演化规律来描述荷载作用下的诱发各向异性; ③通过结构性参数取一个较大的初始值得到一个扩张的边界面, 从而反映结构性土的初始高刚度和强度峰值; ④通过引入结构性参数随塑性应变的累积逐渐减小的演化规律来模拟土的结构损伤以及应力应变曲线的软化过程。通过对几组典型的结构性黏土的试验进行模拟初步验证了模型的合理性和有效性。

**关键词:** 天然黏土; 结构性; 各向异性; 本构模型

**中图分类号:** TU43

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2007)08-1224-06

**作者简介:** 魏 星(1977-), 女, 讲师, 主要从事土的本构理论、土工数值计算方面的研究。E-mail: weixinghl@163.com。

## Anisotropic bounding surface model for natural structured clays

WEI Xing<sup>1</sup>, HUANG Mao-song<sup>2</sup>

(1. Department of Geotechnical Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Natural clays are usually structured clays due to their grain cementation during the long deposition process, and exhibited anisotropic deformation behavior originating from the anisotropic arrangement of grains. A pragmatic bounding surface model was proposed for natural structured clays with emphasis both on structure and anisotropy. An anisotropic tensor and a structural parameter were involved in the formulation of the bounding surface, which served as a reference surface for defining plastic yielding and modulus. The initial anisotropy of natural clays was described by properly assigning the initial value of the anisotropy tensor, which depended mainly on the initial stress state. The anisotropy induced by the following loading process was described by an evolution law of the anisotropic tensor. Through assigning an initial value to enlarge the bounding surface the high intact stiffness and peak strength behavior of structured clays were described, and appreciable reduction of stiffness and strength due to destructuration were considered by assigning the structural parameter a descending function with the accumulation of plastic strain. Validity of the model was verified by the test data of several structured clays.

**Key words:** natural clay; structure; anisotropy; constitutive model

## 0 引 言

具有相同的颗粒组成、颗粒排列和孔隙比的天然黏土比重塑黏土具有更大的刚度和强度, 这种现象被称为结构性。在长期的形成过程中, 天然黏土由于颗粒间产生胶结而具有结构性。同时由于沉积过程中的不等向固结应力状态, 天然黏土一般也具有各向异性。这两个变形特性尤其是结构性是目前针对室内重塑土建立的本构模型不能应用于天然土的主要原因。

近年来, 对天然土的本构关系的研究已引起了广泛重视, 相继提出了许多天然黏土的结构模型<sup>[1-5]</sup>。这些模型的建立在不同程度上解决了以往只能描述饱和和重塑黏土的变形特性的问题。如前所述, 由于生成

过程中的不等向固结应力状态天然黏土往往具有各向异性, 现有的大多数结构性模型往往是不予考虑的, 仅有少数结构性模型考虑了各向异性的影响, 如 Rouainia 等<sup>[2]</sup>和 Kavvasdas 等<sup>[3]</sup>的模型。然而该两模型参数确定较困难, 数学表述繁琐, 不易于实际应用。

本文拟在临界状态理论和边界面本构模型的框架内建立一个物理基础明确、参数易于确定、形式相对简单、并且能够较为合理地模拟结构性和各向异性的

**基金项目:** 西南交通大学基金资助项目(2006B15); 国家自然科学基金资助项目(10272083); 教育部新世纪优秀人才支持计划项目(NCET-04-0371); 上海市曙光计划项目(02SG17)  
**收稿日期:** 2006-09-25

天然黏土的弹塑性模型。

## 1 建模思路及假设

大量的试验研究发现<sup>[6-10]</sup>: ①初始结构性产生是在颗粒排列不变的情况下, 颗粒间产生了胶结作用, 这种胶结作用会给天然黏土提供额外的刚度; ②受到荷载作用后, 大多数天然黏土会表现出初始高刚度降低、应变软化等现象, 即结构损伤, 结构损伤过程是一个天然黏土(结构性土)向重塑土逐渐转化的过程; ③结构性完全丧失的损伤土(重塑土)的力学特性完全由土的物理特性、应力历史和应力状态决定。

根据试验研究的成果, 建立天然黏土模型的一个合理思路是: 首先定义重塑土的各向异性模型; 然后引入描述天然黏土结构性的参量, 并假设结构性和各向异性的相互影响关系; 由此建立一个能够同时考虑结构性和各向异性的天然黏土模型。

### 1.1 重塑土的各向异性的描述

土的宏观变形行为的各向异性来源于细观上土颗粒排列的各向异性。土颗粒排列的各向异性可以用一个二阶对称张量 $\alpha_{ij}$ 来描述, 称为各向异性张量。从宏观力学行为上来看,  $\alpha_{ij}$ 的几何意义是屈服面的轴线同静水压轴间的倾角<sup>[11]</sup>。初始各向异性张量 $\alpha_{ij}^0$ 的各分量可由初始固结应力比 $K_0$ 确定如下:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{11}^0 &= 2k, \\ \alpha_{22}^0 &= \alpha_{33}^0 = -k, \\ \alpha_{12}^0 &= \alpha_{23}^0 = \alpha_{13}^0 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$$k = \frac{1-K_0}{1+2K_0} \quad (2)$$

在后续的荷载作用下, 土颗粒的排列方式还会发生改变, 从而引起各向异性的改变, 即诱发各向异性。本文采用如下方程来描述后续荷载作用下各向异性的演化过程,

$$\dot{\alpha}_{ij} = \rho \frac{5}{\lambda^*} \left\{ \left[ \frac{3s_{ij}}{4p} - \alpha_{ij} \right] \langle \dot{\epsilon}_v^p \rangle + \frac{M}{2} \left[ \frac{s_{ij}}{3p} - \alpha_{ij} \right] |\dot{\epsilon}_s^p| \right\}, \quad (3)$$

式中各量定义如下:

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{I_1}{3}, \\ I_1 &= \sigma_{ij} \delta_{ij}, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_{kk} \frac{\delta_{ij}}{3}, \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \left\langle 1 - \left| \frac{\eta}{M} \right| \right\rangle, \\ \eta &= \frac{q}{p}, \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

$$\lambda^* = \frac{1}{(1+e_0)} \lambda. \quad (7)$$

式中  $\sigma_{ij}$  是应力张量;  $s_{ij}$  是偏应力张量;  $I_1$  是第一应力不变量;  $p$  是平均球应力;  $a$  为等效剪应力;  $\dot{\epsilon}_v^p$  和  $\dot{\epsilon}_s^p$  分别为塑性体积应变率和塑性偏应变率;  $\langle \rangle$  为 Macaulay 括号;  $\delta_{ij}$  是 Kroneker 符号;  $\eta$  为偏应力比;  $e_0$  为初始孔隙比;  $\lambda$  为  $e - \ln p$  空间中正常固结线的斜率,  $M$  为临界状态应力比。

### 1.2 结构性的描述

初始结构性为天然黏土提供了额外的刚度, 增加了变形的弹性部分, 因此天然黏土的屈服面较重塑土有所扩大(如图1)。引入结构性参数 $r$ , 其含义如下:

$$r = \frac{p_c}{p_0}, \quad (8)$$

式中,  $p_c$  是结构屈服应力,  $p_0$  是初始固结应力。在加载过程中, 随着结构的损伤, 结构性土的屈服面逐渐向重塑土的屈服面收缩, 因此结构性参数 $r$ 是一个单调递减的参量, 且 $r \geq 1.0$ , 当 $r=1.0$ 时, 结构性土和重塑土的屈服面重合。本文采用如下方程来描述结构性参数的演化规律<sup>[2]</sup>:

$$r = 1 + (r_0 - 1) \exp\left(\frac{-k \dot{\epsilon}_d}{\lambda^* - \kappa^*}\right). \quad (9)$$

式中  $r_0$  是结构性参数的初始值, 表征初始结构性的大小;  $k$  是结构性衰减指数, 定义结构性参数随塑性变形衰减的速率;  $\kappa^* = \kappa/(1+e_0)$ ,  $\kappa$  为  $e - \ln p$  空间中回弹曲线的斜率;  $\dot{\epsilon}_d$  定义为

$$\dot{\epsilon}_d = [(1-B)(\dot{\epsilon}_v^p)^2 + B(\dot{\epsilon}_s^p)^2]^{\frac{1}{2}}, \quad (10)$$

式中,  $B$  是一个无量纲的参数。

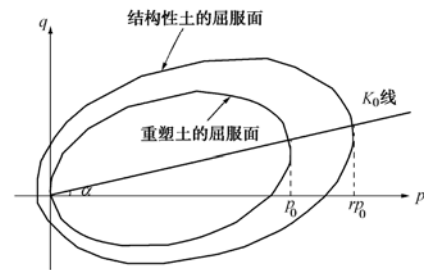


图1 重塑土的屈服面与结构性土的屈服面

Fig. 1 Yielding surfaces of disturbed and structured soils

### 1.3 天然土的各向异性的描述

因为受到结构性的影响, 天然黏土的各向异性比重塑土复杂。为此, 本文对结构性土的初始各向异性及诱发各向异性的演化规律进行以下假设: ①在结构性的形成过程中土的颗粒排列不发生改变, 因此, 天然黏土的初始各向异性与具有相同固结应力历史的重塑土一样, 且可由式(1)确定; ②应力作用导致结构性土各向异性的改变是颗粒排列的改变导致的, 而颗粒排列的变化则主要通过塑性变形来体现, 因此, 结构性土的各向异性演化规律和重塑土一致, 且可由式

(3) 描述。上述假定并不表明天然土的结构性和各向异性是相互独立的。结构性和各向异性都会影响土的屈服特性, 从而影响产生的塑性变形, 而结构性和各向异性的演化过程都与塑性变形相关; 因此, 即使基于上述假定, 土的结构性和各向异性在变形过程中也是相互影响的。

## 2 模型的具体描述

根据弹塑性力学的基本假定, 将总应变分解为弹性部分和塑性部分:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^p, \quad (11)$$

弹性应变增量  $\dot{\varepsilon}_{ij}^e$  可由弹性体积模量  $K$  和弹性剪切模量  $G$  来计算。根据剑桥模型的假定,  $K$  和  $G$  由当前的球应力  $p$  确定:

$$\left. \begin{aligned} K &= \frac{p(1+e)}{\kappa} \\ G &= \frac{3(1-2\nu)}{(1+\nu)} K \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中,  $\nu$  是泊松比。

增量型弹性应力-应变关系为

$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl}^e \dot{\varepsilon}_{kl}^e, \quad (13)$$

式中,  $D_{ijkl}^e$  是弹性矩阵, 可由  $K$  和  $G$  确定。

塑性应变部分采用边界面塑性理论确定, 具体数学描述如下。

### 2.1 边界面方程

本模型忽略土体变形的完全弹性部分, 因此, 内部的屈服面成为一个应力点, 只剩下外部的边界面。

考虑了各向异性的重塑土的屈服面方程如下:

$$f = (p - p_0) \left( p + \frac{R-2}{R} p_0 \right) + (R-1)^2 \frac{q_a^2}{\chi} = 0. \quad (14)$$

如图 1 所示, 结构性土的边界面采用与重塑土的屈服面相似的面, 定义如下:

$$F = (p - p_c) \left( p + \frac{R-2}{R} p_c \right) + (R-1)^2 \frac{q_a^2}{\chi} = 0. \quad (15)$$

式 (14)、(15) 中各参量的定义如下:

$$\alpha = \sqrt{3\alpha_{ij}\alpha_{ij}/2}, \quad (16)$$

$$s_{ij}^a = s_{ij} - \sigma_{kk}\alpha_{ij}/3, \quad (17)$$

$$J_{2a} = \frac{1}{2} s_{ij}^a s_{ij}^a, \quad q_a = \sqrt{3J_{2a}}, \quad (18)$$

$$\chi = (M - \alpha)[2\alpha(R-1)^2 + M - \alpha + \sqrt{4\alpha(R-1)^2 M + (M - \alpha)^2}]/2. \quad (19)$$

式中  $\alpha$  是  $p$ - $q$  空间中屈服面的倾斜角, 是  $\alpha_{ij}$  的不变量 (如图 1 所示);  $s_{ij}^a$  为折减应力偏量;  $q_a$  为折减等效剪应力;  $J_{2a}$  为折减第二应力不变量;  $R$  是形状参数, 控制椭圆型屈服面横轴的长度。临界状态应力比  $M$  由

折减的应力 Lode 角定义如下:

$$\theta_a = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left[ \frac{3\sqrt{3}}{2} \left( \frac{J_{3a}}{J_{2a}^{3/2}} \right) \right], \quad (20)$$

$$J_{3a} = \frac{s_{ij}^a s_{jk}^a s_{ik}^a}{3}, \quad (21)$$

$$M = \frac{2mM_c}{(1+m) - (1-m)\sin 3\theta_a}. \quad (22)$$

式中  $J_{3a}$  为折减第三应力不变量;  $m$  为三轴拉伸应力状态的临界状态线斜率  $M_c$  与三轴压缩应力状态的临界状态线斜率  $M_c$  之比, 即  $m = M_c / M_c$ 。

### 2.2 硬化法则

本文模型采用了 3 个内变量  $p_0$ ,  $\alpha_{ij}$  以及  $r$ 。 $\alpha_{ij}$  的硬化规律如式 (3) 所示。 $r$  的硬化规律如式 (9) 所示, 在此只需确定  $p_0$  的硬化规律。根据熟知的黏土压缩性特征, 可确定  $p_0$  的硬化规律如下:

$$\dot{p}_0 = p_0 \dot{\varepsilon}_v^p / (\lambda^* - \kappa^*). \quad (23)$$

### 2.3 映射法则

采用 Dafalias 等<sup>[12]</sup>提出的“径向映射”规则: 边界面上的像应力点  $\bar{\sigma}_{ij}$  由通过原点和当前应力点  $\sigma_{ij}$  的射线与边界面的交点确定 (见图 2)。图 2 中的  $\delta_0$  和  $\delta$  分别为原点和当前应力点至边界面上的像应力点的距离, 在后面模型的定义中要用到这两个量。对于任意当前应力点  $\sigma_{ij}$ , 由径向映射法则可确定边界面上的像应力点  $\bar{\sigma}_{ij}$  为

$$\bar{\sigma}_{ij} = b\sigma_{ij}, \quad (24)$$

式中,  $b$  为一个标量的缩放因子。将  $\bar{\sigma}_{ij}$  的表达式代入边界面方程式 (15), 即可求得  $b$  的值, 然后, 可求得两个距离  $\delta_0$  和  $\delta$  的值。

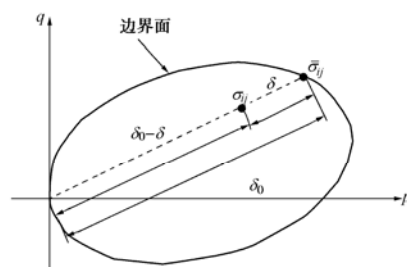


图 2 映射法则的说明

Fig. 2 Illustration of mapping rule

### 2.4 塑性模量

边界面上像应力点的塑性模量  $\bar{H}_p$  可由一致性条件  $\dot{F} = 0$  求出, 当前应力点的塑性模量  $H_p$  可由  $\bar{H}_p$  插值计算如下<sup>[13]</sup>:

$$H_p = \bar{H}_p + \varsigma P_a \left[ \left( \frac{\partial F}{\partial p} \right)^2 + \left( \frac{\partial F}{\partial q} \right)^2 \right] \left[ \left( \frac{\delta_0}{\delta_0 - \delta} \right)^\phi - 1 \right], \quad (25)$$

$$\phi = \phi_0 \exp(-\xi \varepsilon_s^p). \quad (26)$$

式中  $P_a$  为标准大气压力 ( $=101\text{ kPa}$ );  $\varepsilon_s^p = \int \dot{\varepsilon}_s^p$  为塑性偏应变的累积值;  $\varsigma$ ,  $\phi_0$ ,  $\xi$  为模型参数。式 (25) 综合反映了塑性内变量和应力水平  $(\delta_0 - \delta)/\delta_0$  对塑性模量的影响, 当应力点处于边界面上时 ( $\delta = 0$ ), 可得  $H_p = \bar{H}_p$ 。

2.5 增量型应力 - 应变关系

根据塑性理论, 塑性应变的大小可确定如下:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \langle \dot{\phi} \rangle R_{ij} \quad , \quad (27)$$

$$\dot{\phi} = \frac{1}{H_p} L_{ij} \dot{\sigma}_{ij} = \frac{1}{\bar{H}_p} L_{ij} \dot{\bar{\sigma}}_{ij} \quad , \quad (28)$$

式中,  $\dot{\phi}$  为塑性加载因子,  $R_{ij}$  为塑性流动方向,  $L_{ij}$  为塑性加载方向。本文模型采用关联流动法则, 即塑性流动方向  $R_{ij}$  与塑性加载方向  $L_{ij}$  重合且等于边界面在相应应力点处的外法线方向, 因此有

$$R_{ij} = L_{ij} = \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}_{ij}} \quad . \quad (29)$$

将式 (28)、(29) 代入式 (27) 可得塑性应变的值, 再计入弹性应变部分可得增量型的应力 - 应变关系:

$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl}^{\text{ep}} \dot{\varepsilon}_{kl} \quad , \quad (30)$$

$D_{ijkl}^{\text{ep}}$  为弹塑性矩阵, 具体表达式为

$$D_{ijkl}^{\text{ep}} = D_{ijkl}^e - \frac{D_{ijrs}^e L_{rs} L_{mn} D_{mnkl}^e}{H_p + L_{ab} D_{abcd}^e L_{cd}} \quad . \quad (31)$$

3 模型的初步验证

本节通过对几组典型结构性黏土的试验结果进行模拟来初步验证本文模型的有效性。

3.1 Bothkennar 黏土一维压缩试验的模拟

Smith 等<sup>[14]</sup>曾对 Bothkennar 黏土展开试验研究, 分析结构性对土的屈服特性的影响。试验土样的取土深度分别为 5.3~5.5 m (Laval 试样) 和 5.9~6.3 m (sherbrooke 试样)。该土的模型参数见表 1, 计算中假定土的初始应力状态为  $\sigma_0 = [10, 5, 5, 0, 0, 0]$ 。图 3 给出了本文模型对原状 Bothkennar 黏土一维压缩试验的模拟结果, 可见模型较好地模拟了结构性黏土在一维压缩试验中表现出的初始高刚度和结构破坏后的刚度骤降现象。

(1) Norröking 黏土的三轴不排水剪切试验的模拟 Westerberg 对 Norröking 黏土进行了一系列三轴不排水剪切试验, 表 2 给出了部分典型试验的情况<sup>[2]</sup>。表中土的前期竖向固结压力通过常应变的一维固结试验测定, 前期水平固结压力通过正常固结土的静止土压力系数和液限之间的经验关系来计算。不同深度

Norröking 黏土的参数值见表 1, 其中初始结构性参数  $r_0$  以及模量场插值部分的参数是笔者根据试验结果拟合得到, 其它参数采用了 Rouainia 等<sup>[2]</sup>建议的值。本文模拟了表 2 中的全部 6 组试验, 具体情况及计算结果分述如下。

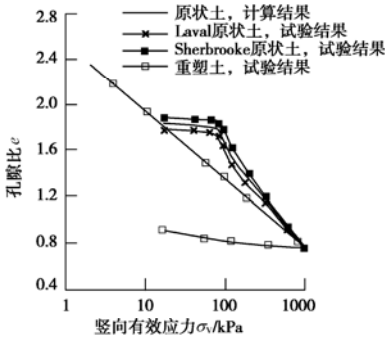


图 3 Bothkennar 黏土一维压缩试验的模拟

Fig. 3 Simulation of 1D consolidation tests on Bothkennar clay

表 1 不同黏土的材料参数

Table 1 Model parameters for different clays

| 参数          | Bothkennar<br>黏土   | Norröking<br>黏土(5 m)   | Norröking 黏<br>土(3~4 m) |
|-------------|--------------------|------------------------|-------------------------|
| $\nu$       | 0.20 <sup>①</sup>  | 0.22 <sup>②</sup>      | 0.22 <sup>②</sup>       |
| $\lambda^*$ | 0.087 <sup>①</sup> | 0.252 <sup>②</sup>     | 0.200 <sup>②</sup>      |
| $\kappa^*$  | 0.009 <sup>①</sup> | 0.0297 <sup>②</sup>    | 0.053 <sup>②</sup>      |
| $M_c/M_e$   | 1.35 <sup>①</sup>  | 1.35/1.15 <sup>②</sup> | 1.35/1.15 <sup>②</sup>  |
| $R$         | 2.0                | 2.0                    | 2.0                     |
| $r_0$       | 9.0 <sup>①</sup>   | 8.6                    | 8.6                     |
| $k$         | 12 <sup>①</sup>    | 12                     | 12                      |
| $B$         | 0.5                | 0.5                    | 0.5                     |
| $K_0$       | 0.500 <sup>①</sup> | 0.647 <sup>②</sup>     | 0.750 <sup>②</sup>      |
| $\phi_0$    | 1.2                | 1.2                    | 1.2                     |
| $\varsigma$ | 3.2                | 1.6                    | 1.6                     |
| $\xi$       | 4.6                | 2.0                    | 2.0                     |

注: ①为黄茂松等<sup>[13]</sup>; ②为 Rouainia 等<sup>[2]</sup>。

表 2 Norrköing 黏土三轴不排水剪切试验条件<sup>[2]</sup>

Table 2 Test conditions of undrained triaxial compression test on Norrköing clay<sup>[2]</sup>

| 试验<br>编号 | 深度<br>/m | 再固结压力<br>$\sigma'_r/\sigma'_a$ | OCR | 前期固结压力<br>$\sigma'_{hc}/\sigma'_{vc}$ |
|----------|----------|--------------------------------|-----|---------------------------------------|
| CIU5     | 5.0      | 58                             | 1.0 | 33/51                                 |
| CIU7     | 5.0      | 100                            | 1.0 | 33/51                                 |
| CAU1     | 5.0      | 26/36                          | —   | 33/51                                 |
| CAU5     | 4.0      | 50/91                          | 1.0 | 34/46                                 |
| COIU1    | 4.0      | 70                             | 2.0 | 34/46                                 |
| COIU3    | 3.0      | 175                            | 5.0 | 33/43                                 |

(1) 等向固结土样的试验

两组试验的土样均取自深为 5 m 的土层, 初始应

力状态为：水平应力  $\sigma_{hc}=33$  kPa；竖向应力  $\sigma_{vc}=51$  kPa。CIU5 和 CIU7 的再固结过程均为等向固结，剪切之前的围压分别为 58 kPa 和 100 kPa。两组试验中的土样经再固结后，水平应力和竖向应力均大于其初始应力状态，超固结比 OCR 为 1。由于再固结的过程为等向固结，因此假定试验开始时土样为各向同性；同时不考虑再固结过程对土的结构性的影响， $r_0$  的取值同表 1。

按照上述分析与假设，对试验 CIU5 和 CIU7 进行了模拟计算，计算曲线与试验曲线的对比见图 4。从图中可以看出，模型较好地模拟了结构性黏土在三轴剪切试验中表现出的强度峰值和应变软化现象。对于试验 CIU7，模型计算曲线和试验曲线比较符合；对于试验 CIU5，模型计算的应力路径和试验的应力路径符合较好，但是偏应力—偏应变曲线偏差较大。该现象的主要原因是，两组土样试验前的结构性和各向异性由于再固结过程不同而不同，但在此过程中的变化无法测定，只能对初始结构性和各向异性进行假设，而 CIU5 的实际情况可能与假设相差较大。

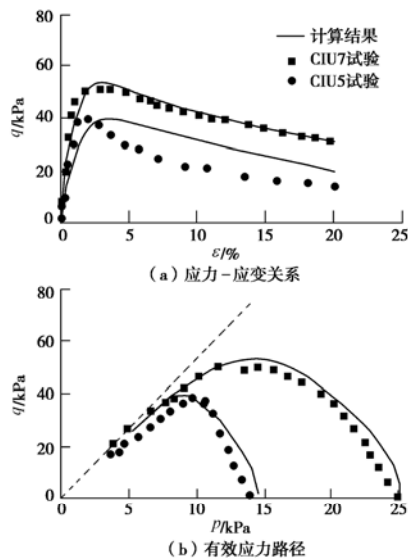


图 4 等向固结土样的三轴不排水剪切试验的模拟

Fig. 4 Simulation of undrained triaxial shear tests on isotropically consolidated clays

## (2) 不等向固结土样的试验

CAU1 试验的土样来自 5 m 深的土层，初始应力状态为：水平应力  $\sigma_{hc}=33$  kPa；竖向应力  $\sigma_{vc}=51$  kPa。试验前土样卸载至固结应力状态为：水平应力 26 kPa，竖向应力 36 kPa，处于超固结状态。假设取样至试验的过程中土的初始结构性和各向异性没有发生任何改变，各向异性和结构性按表 1 中的参数计算。

CAU5 的试验土样来自深 4 m 的土层，初始应力状态为  $\sigma_{hc}=34$  kPa 和  $\sigma_{vc}=46$  kPa。试验之前的土样再固结至应力状态为：水平应力  $\sigma'_r=50$  kPa 和竖向应力  $\sigma'_a=91$  kPa，处于正常固结状态。结构性的大小按表 1 选取，各向异性根据再固结后的应力水平计算，取  $K_0$  为 0.549。

试验 CAU1 和 CAU5 的理论计算结果和实测结果对比情况见图 5 可见，两组试验的计算结果和试验结果都符合良好；由于 CAU1 的土样试验前处于超固结状态，因此模拟效果较 CAU5 的略差。

## (3) 等向超固结土样的试验

COIU1 试验中的土样来自 4 m 的土层，初始应力状态为水平应力  $\sigma_{hc}=34$  kPa 和竖向应力  $\sigma_{vc}=46$  kPa。试验之前的土样首先进行了等向的再固结，固结结束时的围压  $p$  为 70 kPa，然后再卸载到超固结 OCR=2.0。COIU3 试验中的土样来自 3 m 的土层，初始应力状态为水平应力  $\sigma_{hc}=33$  kPa 和竖向应力  $\sigma_{vc}=43$  kPa。试验之前的土样首先进行了等向再固结，固结结束时的围压  $p$  为 175 kPa，然后再卸载到超固结比 OCR=5.0。

对于以上两组试验，结构性的初始大小按表 1 中的值计算。土体假设在剪切试验开始之前为各向同性的，不考虑初始各向异性的影响，即  $K_0$  为 1。

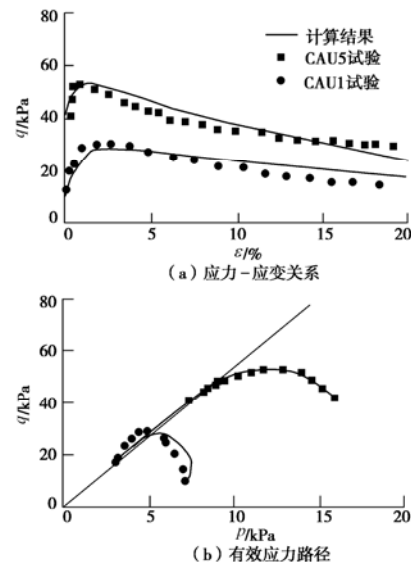


图 5 各向异性固结土样的三轴不排水剪切试验的模拟

Fig. 5 Simulation of undrained triaxial shear tests on anisotropically consolidated clays

按照以上分析选取的参数进行计算，得到的计算结果与试验结果的对比见图 6。由图可见，超固结的结构性土在剪切过程中应力状态还未到达临界状态就出现的明显的剪胀现象，而本文模型的对上述现象不

能较好反映。

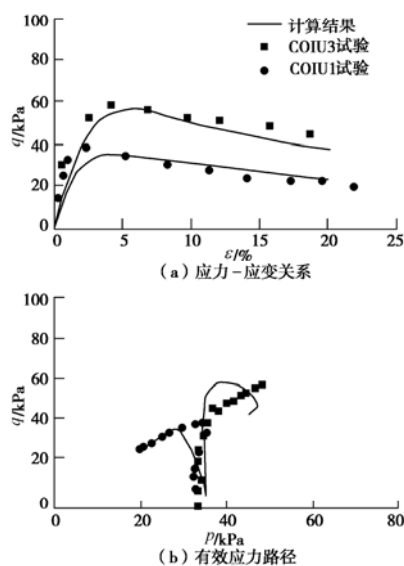


图6 等向超固结土样的三轴不排水剪切试验的模拟

Fig. 6 Simulation of undrained triaxial shear tests on over-consolidated clays

## 4 结 语

在临界状态土力学和界面本构模型的框架内, 引入各向异性张量和结构性参数, 并在试验规律的基础上分别确定了它们的发展变化规律, 建立了一个可同时考虑结构性和各向异性的适用于天然黏土的本构模型。通过对 Bothkennar 黏土的一维压缩试验和 Norröking 黏土的多组三轴试验的模拟, 说明了模型的表现。该模型: ①可以较好地模拟结构性黏土在一维压缩试验和三轴剪切试验中表现出的初始高刚度、强度峰值和结构性破坏后的应变软化现象; ②可以较为合理地模拟天然黏土的应力应变行为的各向异性特征。需要指出的是, 本文模型对于强超固结的天然结构性黏土的体变的模拟存在缺陷, 在实用时应予以注意。

## 参考文献:

[1] 沈珠江. 结构性黏土的弹塑性损伤模型[J]. 岩土工程学报, 1993, 15(3): 21 - 28. (SHEN Z J. An elasto-plastic damage model for cemented clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 15(3): 21 - 28. (in

Chinese))

- [2] ROUAINIA M, MUIR Wood D. A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure[J]. Geotechnique, 2000, 50(2): 153 - 164.
- [3] KAVVADAS M, AMOROSI A. A constitutive model for structured soils[J]. Geotechnique, 2000, 50(3): 263 - 273.
- [4] LIU M D, CARTER J P. Structured cam clay model[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, 39(6): 1313 - 1332.
- [5] BAUDET B, STALLEBRASS S. A constitutive model for structured clays[J]. Geotechnique, 2004, 54(4): 269 - 278.
- [6] MITCHELL R J. On the yielding and mechanical strength of leda clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1970, 7(3): 297 - 312.
- [7] BURLAND J B. On the compressibility and shear strength of natural clays[J]. Geotechnique, 1990, 40(3): 329 - 378.
- [8] LEROUEIL S, VAUGHAN P R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks[J]. Geotechnique, 1990, 40(3): 467 - 488.
- [9] TAVENAS F, LEROUEIL S. Laboratory and in-situ stress-strain-time behavior of soft clays[ICL]/International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, 1990.
- [10] CALLISTO L, CALABRESI G. Mechanical behavior of a natural soft clay[J]. Geotechnique, 1998, 48(4): 495 - 513.
- [11] YUE D. An anisotropic and time dependent bounding surface model for clays and its application to a containment system constructed over a soft foundation[D]. Columbia: Columbia University, 2001.
- [12] DAFALIAS Y F, HERRMANN L R. Bouding surface formulation of soil plasticity[C]// Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads. 1982: 253 - 282.
- [13] 黄茂松, 钟辉虹, 李永盛. 天然状态结构性软黏土的界面弹塑性模型[J]. 水利学报, 2003(12): 47 - 52. (HUANG M S, ZHONG H H, LI Y S. Elasto-plastic boundary surface model for natural soft clay with structural damage[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003(12): 47 - 52. (in Chinese))
- [14] SMITH P R, JARDINE R J, HIGHT D W. On the yielding of Bothkennar clay[J]. Geotechnique, 1992, 42(2): 257 - 274.