

循环荷载下结构性软黏土的各向异性边界模型

柳艳华^{1, 2}, 黄茂松^{1, 2}, 李 帅^{1, 2}

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

摘要: 在边界塑性理论的基础上, 提出了一个可以描述循环荷载作用下结构性饱和软黏土力学特性的各向异性弹性模型。通过在本构方程中引入表征土体结构性损伤内变量的方法, 将软黏土结构损伤与累积塑性应变的发展联系起来; 并引入各向异性张量及旋转硬化法则描述其各向异性及演化特征。同时, 在映射准则的定义中采用映射中心可移动的方法, 以反映土体在卸载再加载时的弹塑性。通过对典型结构性软黏土及上海软黏土循环三轴试验结果的模拟, 初步验证了模型的合理性和有效性。

关键词: 循环荷载; 软黏土; 结构性; 各向异性; 边界面模型

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2010)07-1065-07

作者简介: 柳艳华(1981-), 女, 内蒙古赤峰人, 博士研究生, 从事岩土本构理论方面的研究工作。E-mail: yanhua3537@126.com。

An anisotropic bounding surface model for structured soft clay under cyclic loading

LIU Yan-hua^{1, 2}, HUANG Mao-song^{1, 2}, LI Shuai^{1, 2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and

Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: On the basis of a plastic bounding surface model, an anisotropic elasto-plastic model for saturated structured soft clay under cyclic loading is proposed. The effect of damage on structure caused by accumulated plastic strain is modeled with inner variable introduced into the corresponding equations, linking the structure damage with accumulated plastic strain increments. An anisotropic tensor and the rotational hardening law are introduced to reflect the evolution of anisotropy. Besides, by adopting the method of mobile mapping origin, the mapping rule is modified to simulate the elasto-plastic property of soils under cyclic loading. The validity of the model is verified by the cyclic test data of typical structured clay and Shanghai clay.

Key words: cyclic loading; soft clay; structure; anisotropy; bounding surface model

0 引言

土的结构性是指土颗粒或集合体的大小和形状、表面特征、排列形式以及它们之间的连结特征。大部分天然土都有一定的结构性^[1,2], 作为土的一个重要特性, 结构性对土的工程性质有强烈的影响^[3], 可以说土结构性是决定各类土力学特性的一个最为根本的内在因素^[4]。关于土结构性研究的重要性, 早就由土力学的奠基人太沙基指出, 沈珠江院士称反应土体结构性的数学模型为“21世纪土力学的核心”^[5]。天然沉积土除具有较强的结构性外, 由于其在沉积过程中处于非等向固结状态所形成的显著各向异性是天然土的另一个重要特征。对于软黏土而言, 结构性和各向异性对其强度和应力应变关系均有着重要的影响, 而如何合理描述天然软黏土在静、动力荷载作用下的变形反

应特性一直是土力学研究的主要问题之一。

近年来, 考虑结构性及各向异性影响、适于描述比例加载等单调加载条件下天然黏土力学特性的静力本构模型得到迅速发展。Vaunat 等^[6]假定土体由固体颗粒、胶结体和孔隙 3 部分组成, 将胶结体视为一种脆性材料, 其损伤过程即为土体结构性渐进破坏的过程, 并利用修正剑桥模型建立结构性土体的本构方程; 沈珠江^[7]将变形过程中的结构性土看作不同大小土块的集合体, 建立了结构性黏土的堆砌体模型; 刘恩龙等^[8]在岩土破损力学理论框架内, 引入反映破损过程的结构参数, 建立了结构性土的二元介质(弹脆性元

基金项目: 国家自然科学基金项目(50778132); 国家杰出青年科学基金项目(50825803); 国家高技术研究发展计划(2007AA11Z117)

收稿日期: 2009-04-02

和弹塑性元) 模型; Zentar 等^[9]通过在剑桥模型屈服面方程中引入胶结带损伤参量及各向异性张量的方法, 建立结构性黏土的各向异性本构方程; 魏星等^[10]假定土体的结构性损伤仅取决于土体的塑性变形, 通过直接改变相应无结构性土体屈服面形式的方法来体现土体的结构性, 并引入各向异性张量及旋转硬化法则表征其各向异性, 通过边界面模型建立相应的本构关系。

上述几个典型结构性土本构模型多是建立在各向同性假设的基础上, 且均以静力状态为前提, 不能反映循环荷载等复杂加载条件下结构性土的力学特性, 而饱和黏性土在动态荷载作用下的应力-应变关系具有非线性、滞回性和变形积累等特征, 只有在本构模型中合理反应这些特性, 才能为分析交通及波浪荷载等典型动载作用下土体变形、失稳过程奠定基础。Rouainia 等^[11]及 Kavvadas 等^[12]在边界面模型基础上, 以结构屈服面为边界面, 同时规定结构屈服面在内的环屈服面在运动硬化过程中可以缩小, 从而反映结构性土的动力特性, 模型可同时反映各向异性的影响, 但模型数学表达式相当复杂, 不易于数值实现, 且模型的验证只限于常规及 K_0 固结静力三轴压缩及伸长试验; Whittle^[13]在基于运动硬化准则的边界面塑性理论基础上, 采用非相关联流动法则, 建立了一种能考虑各向异性、超固结性、循环加载及应变软化特性的本构模型, 模型比较完善, 但由于运动硬化准则及非相关联流动法则的使用, 使得模型比较复杂; 周成等^[14]在次塑性模型及扰动状态概念的基础上建立了可描述结构性土在单调及循环荷载作用下变形特性的弹塑性损伤模型。

鉴于已有模型存在的缺陷与不足, 本文拟在临界状态理论和单面边界面模型的框架内建立一个物理意义明确、参数易于确定、形式相对简单的适用于循环荷载下饱和结构性软黏土的各向异性弹塑性边界面模型。

1 结构性边界面模型的建立

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:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}_e + \boldsymbol{\varepsilon}_p, \quad (1)$$

弹性应变 $\boldsymbol{\varepsilon}_e$ 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:

$$\left. \begin{aligned} K &= \frac{p}{k^*}, \\ G &= \frac{3(1-2n)}{(1+n)} K, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中, n 为泊松比, $k^* = k/(1+e_0)$, e_0 为初始孔隙比, k 为 $e - \ln p$ 空间中回弹曲线的斜率。

增量型弹性应力应变关系为

$$\boldsymbol{\varepsilon}_e = D_{ijkl}^e \boldsymbol{\varepsilon}_{ijkl}, \quad (3)$$

式中, D_{ijkl}^e 是弹性矩阵, 可由 K 和 G 确定。

塑性分量 $\boldsymbol{\varepsilon}_p$ 采用边界面塑性理论确定, 公式推导见下文论述。

1.1 边界面方程

天然黏土的结构性和各向异性在其形成过程中以及在外力作用下的演化过程均是相互影响的, 二者都会影响土的屈服特性, 从而影响土塑性变形的发展。为便于研究, 假设软黏土结构性的形成只与颗粒间的胶结强度有关, 与颗粒排列无关; 同时, 假设应力作用导致结构土各向异性的改变只与颗粒排列有关, 因此, 近似认为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致, 并通过倾斜屈服面的方法表征其初始各向异性。

为描述天然黏土结构性的损伤过程, 在完全重塑土的本构模型基础上, 通过设定内变量的方法来表征土体的初始结构, 同时构建该结构性变量的变化规律以反映土体原有结构的损伤发展过程^[11]。本文假定土体的结构性损伤只影响屈服面的大小, 引入结构性参数 r ,

$$r = \bar{p}_c / p_c, \quad (4)$$

式中, \bar{p}_c 是结构屈服应力, p_c 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(参考面)收缩, 如图 1 所示。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。

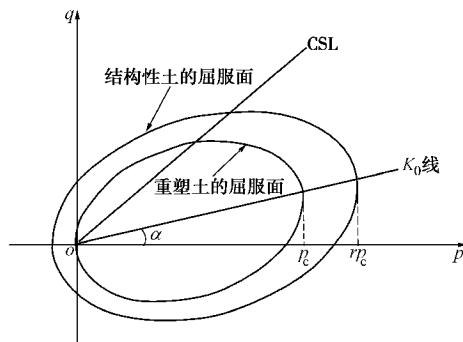


图 1 重塑土的屈服面与结构性土的屈服面

Fig. 1 Yielding surfaces of disturbed and structured soils

定义考虑了各向异性的重塑土的屈服面(参考面)方程:

$$f = (p - p_c)(p + \frac{R-2}{R} p_c) + (R-1)^2 \frac{q_a^2}{c} = 0. \quad (5)$$

如图 1 所示, 结构性土的边界面采用与参考面形

式相似的面,

$$F = (p - \bar{p}_c)(p + \frac{R-2}{R}\bar{p}_c) + (R-1)^2 \frac{q_a^2}{c} = 0 \quad (6)$$

式(5)、(6)中各参量的定义如下:

$$a = \sqrt{3a_{ij}a_{ij}/2} \quad (7)$$

$$s_{ij}^a = s_{ij} - S_{kk}a_{ij}/3 \quad (8)$$

$$\left. \begin{aligned} q_a &= \sqrt{3J_{2a}}, \\ J_{2a} &= \frac{1}{2}s_{ij}^a s_{ij}^a, \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

$$c = (M - a)[2a(R-1)^2 + M - a + \sqrt{4a(R-1)^2 M + (M - a)^2}] / 2 \quad (10)$$

式中 a 是 $p - q$ 空间中屈服面的倾斜角, 是各向异性张量 a_{ij} 的第二不变量 (如图 1 所示), 在荷载作用下, 伴随着 a 值的减小, 屈服面向 p 轴方向旋转, 土体逐渐趋于各向同性; s_{ij} 是应力张量; s_{ij} 是偏应力张量; 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:

$$q_a = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left[\frac{3\sqrt{3}}{2} \left(\frac{J_{3a}}{J_{2a}^{3/2}} \right) \right] \quad (11)$$

$$J_{3a} = \frac{s_{ij}^a s_{jk}^a s_{ik}^a}{3} \quad (12)$$

$$M = \frac{2mM_c}{(1+m) - (1-m)\sin 3q_a} \quad (13)$$

式中, J_{3a} 为折减第三应力不变量, m 为土材料参数, 表示 $p - q$ 平面内轴对称拉伸应力状态的临界状态线斜率 M_e 与轴对称压缩应力状态的临界状态线斜率 M_c 之比, 即 $m = M_e/M_c$ 。

初始各向异性张量 a_{ij}^0 的各分量可由初始固结应力比 K_0 确定如下:

$$\left. \begin{aligned} a_{11}^0 &= 2k^0, \\ a_{22}^0 &= a_{33}^0 = -k^0, \\ a_{12}^0 &= a_{23}^0 = a_{13}^0 = 0, \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

$$k^0 = \frac{1-K_0}{1+2K_0} \quad (15)$$

1.2 硬化法则

本文模型采用了 3 个独立的硬化内变量 p_c , r 以及 a_{ij} 。其中 p_c 反映了应力历史的影响, r 是用来确定结构面大小的内变量, 而复合内变量 $(r-1)p_c$ 用于反映材料内部的结构性, a_{ij} 定义屈服面倾角的大小, 反映各向异性的程度。内变量 p_c , r 以及 a_{ij} 的硬化规律如下:

(1) p_c 的硬化规律。根据熟知的黏土压缩性特

征可知, 在各向同性压缩条件下, p_c 的硬化规律为

$$\dot{p}_c = \frac{p_c \dot{\alpha}_v}{I^* - k^*} \quad (16)$$

式中, $I^* = \frac{I}{1+e_0}$, I 为 $e - \ln p$ 空间中正常固结线的斜率。

(2) r 的软化规律。 r 是用来确定结构面大小的内变量, 假设 r 是塑性损伤应变 e_d^p 的函数, 且按如下指指数型规律衰减^[11]:

$$r = 1 + (r_0 - 1) \exp \left(\frac{-k_d e_d^p}{I^* - k^*} \right) \quad (17)$$

式中, r_0 是结构性参数的初始值, k_d 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, 塑性损伤应变 e_d^p 为塑性应变绝对累积量的函数:

$$e_d^p = \int \sqrt{(1-B)(de_v^p)^2 + B(de_s^p)^2} \quad (18)$$

式中, de_v^p 为塑性体应变增量, de_s^p 为塑性剪应变增量, B 为无量纲参数, 表示 de_v^p 和 de_s^p 对土体结构性损伤的影响比例。

从式(18)可知, 当 $B=1$ 时, 土结构性的破坏完全由形变引起, 而当 $B=0$ 时, 土结构性的破坏完全由体变所致。

(3) a_{ij} 的旋转硬化规律。 a_{ij} 是用来表征各向异性程度的内变量, 文献[15]定义软黏土各向异性旋转硬化规律为

$$\dot{a}_{ij} = m \left[\left(\frac{3s_{ij}}{4p} - a_{ij} \right) \langle \dot{\alpha}_v \rangle + b \left(\frac{s_{ij}}{3p} - a_{ij} \right) \langle \dot{\alpha}_s \rangle \right] \quad (19)$$

式中 m 控制各向异性张量 a_{ij} 大小的改变, 即表征椭圆屈服面的旋转速率; 参数 b 为塑性剪应变与塑性体应变对屈服面旋转程度的影响因子, 当 $b=0$ 时, 塑性体应变占主导地位, a_{ij} 逐渐趋近于 $\frac{3s_{ij}}{4p}$, 而对于

实际土体, 给定一个有限的非零 b 值, a_{ij} 将向介于 $\frac{3s_{ij}}{4p}$ 与 $\frac{s_{ij}}{3p}$ 之间的某个目标值逐渐趋近, 当塑性剪应变占

主导地位时, a_{ij} 逐渐趋近于 $\frac{s_{ij}}{3p}$; $\langle \cdot \rangle$ 为 Macaulay 括号, 确保 $\dot{\alpha}_v$ 为负时, 模型仍具敏感性。但是对于正常固结以及轻微超固结土而言, 在到达临界状态时, 各向异性应该达到一个稳定状态^[16], 即 $\dot{a}_{ij}=0$ 。如果采用上述考虑塑性剪应变影响的各向异性旋转硬化法则, 在土体破坏时由于存在很大的塑性剪应变, 很难严格控制各向异性不发生变化, 因此, 引入修正因子 r 控制土体在临界状态时各向异性的变化, 对上述硬化法则进行修正, 修正后硬化法则为

$$\Delta_{ij} = mr \left[\left(\frac{3s_{ij}}{4p} - a_{ij} \right) \langle \Delta \rangle + b \left(\frac{s_{ij}}{3p} - a_{ij} \right) \Delta_s \right] , \quad (20)$$

式中, $r = \left\langle 1 - \frac{h}{M} \right\rangle$, $h = q/p$ 。

1.3 可移动的映射中心与映射法则

传统的边界面模型一般将映射中心固定在应力空间的坐标原点, 无法模拟卸载—再加载过程中所产生的应变对应力的滞后性。根据 Masing 准则可将卸载过程视为与正向加载相对应的反向加载过程, 在加卸载事件中采用不同的塑性模量表达式, 将应力路径转向点作为反向加载的起始点, 从而可对加卸载情况进行区分。

本文采用初始加载时映射中心在坐标原点, 卸载反向加载时, 映射中心移至卸载起始点的方法来反映卸载—再加载过程中所产生的应变对应力的滞后性。映射法则采用常规的线性径向映射准则^[17], 即边界面上的虚应力点 \bar{s}_{ij} 为映射中心和实际应力点 s_{ij} 的连线与边界面的交点, 如图 2 所示。

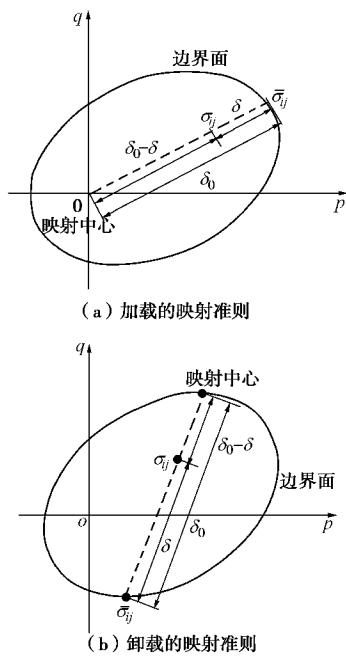


图 2 边界面模型中的映射准则

Fig. 2 Mapping rule in bounding surface model

1.4 塑性模量

边界面上虚应力点的塑性模量 \bar{H}_p 可由一致性条件 $\Delta = 0$ (基于相关联流动法则) 求出:

$$\bar{H}_p = -\frac{\partial F}{\partial p_c} \frac{\partial p_c}{\partial \bar{p}} \frac{\partial F}{\partial \bar{p}} - \left(\frac{\partial F}{\partial a} \frac{\partial a}{\partial e_v^p} \frac{\partial F}{\partial \bar{p}} + \frac{\partial F}{\partial a} \frac{\partial a}{\partial e_s^p} \frac{\partial F}{\partial \bar{q}} \right) - \left(\frac{\partial F}{\partial r} \frac{\partial r}{\partial e_v^p} \frac{\partial F}{\partial \bar{p}} + \frac{\partial F}{\partial r} \frac{\partial r}{\partial e_s^p} \frac{\partial F}{\partial \bar{q}} \right) \quad (21)$$

当前应力点的塑性模量 H_p 可由 \bar{H}_p 插值计算^[18]:

$$H_p = \bar{H}_p + V p_a \left[\left(\frac{\partial F}{\partial p} \right)^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial q} \right)^2 \right] \left[\left(\frac{d_0}{d_0 - d} \right)^V - 1 \right] , \quad (22)$$

$$Y = y_0 \exp(-x e_s^p) , \quad (23)$$

式中, p_a 为标准大气压力 ($= 101 \text{ kPa}$), $e_s^p = \int \Delta$ 为塑性偏应变的累积值, V , y_0 , x 为模型参数, d 为当前应力点与虚应力点之间的距离, d_0 为两点间的最大距离, 如图 2 所示。

可见, 当 $d = 0$ 时, 当前应力点和虚应力点重合, 此时有 $H_p = \bar{H}_p$; 当 $d = d_0$ 时, 实际应力点和映射中心重合, 此时 $H_p = \infty$ 。 Y 可反映应变历史对塑性模量的影响, 从而使得边界面内各点的塑性模量可连续变化, 并且使其不仅与其虚应力点的塑性模量及两者之间的距离有关, 还与应变历史等外在因素有关, 使得塑性模量变化规律的表述更为合理。

1.5 增量型应力-应变关系

根据塑性理论, 塑性应变的大小可为

$$\Delta_{ij} = \langle \Delta \rangle R_{ij} , \quad (24)$$

$$\Delta = \frac{1}{H_p} L_{ij} \Delta_{ij} = \frac{1}{\bar{H}_p} L_{ij} \Delta_{ij} , \quad (25)$$

式中, Δ 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。本文模型采用相关联流动法则, 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虚应力点处的外法线方向, 因此有:

$$R_{ij} = L_{ij} = \frac{\partial F}{\partial \bar{s}_{ij}} . \quad (26)$$

将式 (25)、(26) 代入式 (24) 可得塑性应变的值, 并计入弹性应变部分可得到如下增量型的应力-应变关系:

$$\Delta_{ij} = D_{ijkl}^{\text{ep}} \Delta_{kl} , \quad (27)$$

其中, D_{ijkl}^{ep} 为弹塑性矩阵,

$$D_{ijkl}^{\text{ep}} = D_{ijkl}^e - \frac{D_{ijrs}^e L_{rs} L_{mn} D_{mnkl}^e}{H_p + L_{ab} D_{abpq}^e L_{pq}} . \quad (28)$$

1.6 模型参数的确定

模型中的参数均可以通过试验直接获得, 或者对相关试验结果进行拟合得到。 I , k , M_c , M_e 为修正剑桥模型参数, 可由一维压缩试验及常规三轴试验确定; 结构性参数 r_0 , k_d 及 B 可通过一维压缩试验并结合参数优化程序确定; 各向异性参数 b 反映应变对屈服面倾斜角影响的程度, 通过对各向异性固结土的三轴应力路径试验和理论分析, b/M 的值为 0.5~1.0^[15]; 参数 m 反映塑性应变对各向异性张量 a_{ij} 的影响, 同一种土 m 的取值应该处于 $10/I \sim 15/I$ ^[19]; 边界面模量场插值参数 V , y_0 以及 x 可依据相关文献经验值, 并结合对试验结果的最佳拟合进行标定; 形状参数 R 可以由正常固结土的室内一维压缩试验和三轴

试验来确定, R 一般取值在 2~3, 合理的取值可提高模型的模拟精度^[10]。

2 模型验证

为初步验证本文模型在结构性及各向异性描述上的合理性和有效性, 本节对典型结构性浙江萧山软黏土和上海饱和软黏土的循环三轴不排水剪切试验结果进行了模拟。

2.1 典型结构性软黏土循环三轴试验的模拟

文献[20]对结构性萧山软黏土的原状样和重塑样进行了一维固结及循环三轴不排水剪切试验, 对固结应力引起的土结构性渐进破损进行了研究。试验时采用的加载方式为等幅双向循环正弦荷载, 频率为 1 Hz, 动荷载幅值 S_d 如图 3 所示。

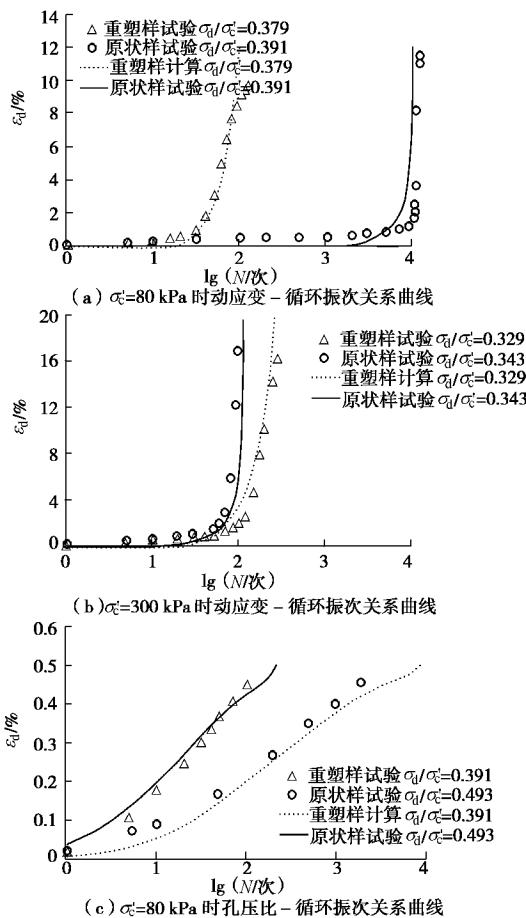


图 3 萧山结构性软黏土循环三轴剪切试验的模拟

Fig. 3 Simulation of cyclic triaxial shear tests on Xiaoshan structural soft clay

试验土样的初始孔隙比 e_0 为 1.738; 前期固结压力 p_c 为 80 kPa; 结构屈服应力 \bar{p}_c 为 160 kPa。本文选取原状样与重塑样在等向固结压力 $s'_c < \bar{p}_c$ ($s'_c = 80$ kPa) 与 $s'_c > \bar{p}_c$ ($s'_c = 300$ kPa) 下的试验结果作为数值计算实例。模型参数 $I = 0.238$, $K = 0.025$, $n = 0.2$, $e_0 = 1.738$, $M_c/M_e = 1.39/1.12$, $R = 2.0$, $r_0 = 2.0$, $k_d = 0.65$,

$B = 0.8$, $y_0 = 10.0$, $x = 1.5$, $V = 3.0$ 。其中修正剑桥模型参数 I , K , M_c , M_e 由文献[20]中固结试验结果并结合经验进行取值; 泊松比 n 按一般软黏土取常规定值; 形状参数 R 直接取为 2.0, 即采用与修正剑桥模型类似形状的屈服面; 初始结构性参数 $r_0 = \bar{p}_c/p_c$, 由文献[20]中固结试验结果可知, 其值为 2.0, 而结构性损伤参数 k_d 及 B 由固结试验结果并结合 Rouainia 等^[11]建议的参数优化程序综合确定; 由于文献[20]所进行的循环三轴试验中固结方式均为等向固结, 即固结比 K_c 为 1.0, 未考虑各向异性的影响, 因此模型中的各向异性参数 m 和 b 在此部分中不参与计算; 模量场插值参数 V , y_0 以及 x 依据有关文献通过试算取值。模型预测结果及对比见图 3。

由图 3 可见, 本文模型预测结果与试验结果基本吻合。无论是原状样还是重塑样, 二者的轴向应变与循环振次关系曲线中均存在着应变转折点; 当固结压力 $s'_c < \bar{p}_c$ ($s'_c = 80$ kPa) 时, 由于黏性土结构性的存在, 原状样的变形发展速率明显低于重塑样, 当 $s'_c > \bar{p}_c$ ($s'_c = 300$ kPa) 时, 二者的变形规律则趋于一致; 同时, 对于固结压力 $s'_c < \bar{p}_c$ ($s'_c = 80$ kPa) 的原状软黏土而言, 其孔压发展速率随动应力比的增加而提高。

从上述模型预测结果与结构性软黏土循环三轴剪切试验结果的比较发现, 本文所提出的模型能较好地模拟循环荷载作用下软黏土结构性的衰减规律。

2.2 上海海洋饱和软黏土循环三轴试验的模拟

为进一步验证本文模型在各向异性描述上的合理性和有效性, 对上海海洋饱和软黏土进行了等压及偏压两种固结模式下的静力及循环三轴不排水剪切试验。试验土样取自东海大桥海上风电场所属海域, 所有试验均在英国 GDS 动三轴仪上进行。其中, 偏压固结静动力试验采用的固结比 K_c 为 1.4 (即 K_0 为 0.7 左右), 侧向固结应力 s'_{3c} 分别为 100 kPa 和 200 kPa; 而等压固结静动力试验均采用与其相应的偏压固结模式等 p'_0 (初始有效平均应力) 的试验方案, 即等向固结应力 s'_c 分别为 114 kPa 和 228 kPa。等压及偏压固结静力三轴不排水剪切试验的有效应力路径如图 4 所示。

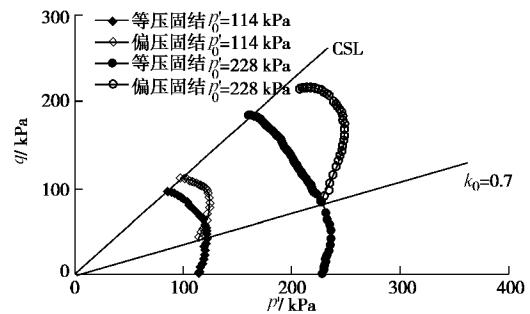


图 4 上海软黏土静力三轴不排水剪切试验有效应力路径

Fig. 4 Effective stress path of static undrained triaxial shear tests on Shanghai soft clay

在等压及偏压固结循环三轴不排水剪切试验中, 循环荷载施加方式为等幅双向循环正弦荷载, 频率为 1.0 Hz, 动应力比 ($h_d = s_d / p'_0$) 取 0.1 和 0.2 两种情况。由于本节主要为验证模型中对各向异性描述的合理性, 故只选择了试验中侧向固结应力分别为 100 kPa 和 200 kPa 时的偏压固结循环三轴试验结果进行模拟。模型参数: $I = 0.174$, $k = 0.036$, $n = 0.2$, $e_0 = 1.485$, $M_c / M_e = 1.13 / 0.82$, $R = 2.8$, $k_0 = 0.7$, $m = 60$, $b = 0.6$, $B = 0.8$, $y_0 = 43$, $x = 30$, $V = 20$ 。其中修正剑桥模型参数 I , k , M_c , M_e 以及形状参数 R 由等压固结静力三轴试验确定; 泊松比 n 按一般软黏土取常规值; 各向异性演化参数 m 和 b 由文献[15, 19]中给出的界限值并结合对偏压固结静三轴试验结果的标定综合确定; 模量场插值参数 V , y_0 以及 x 依据有关文献通过试算取值; 由于本次试验所用土样未采用薄壁取土器进行现场取样, 土样扰动程度较大, 同时考虑到试验过程中所施加的平均有效固结应力相对较高, 土体的初始结构性遭到了较大幅度的破坏, 因此在进行模型验证时, 近似地将其作为重塑土对待, 即模型中与结构性有关的 3 个参数 r_0 , k_d 及 B 在此部分中不参与计算。模型预测结果及对比见图 5。

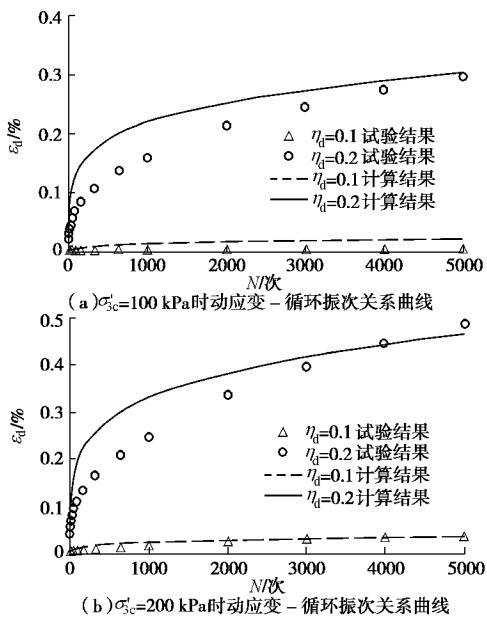


图 5 上海软黏土偏压固结双向循环三轴剪切试验的模拟

Fig.5 Simulation of two-way cyclic triaxial shear tests on anisotropic consolidated Shanghai soft clay

由图 5 可知, 本文模型计算所得的循环振次与累积轴向应变关系曲线与试验结果基本一致, 模型能较好地反映偏压固结循环加载特性, 在初始静应力相同的情况下, 软黏土变形发展速率随动应力幅值的增加而增大。

综上所述, 通过对上海饱和软黏土在非等向固结

条件下的双向循环加载动力响应进行模拟, 表明本文模型可以较为合理地描述循环荷载作用下软黏土的各向异性特征。

3 结语

为研究循环荷载下结构性软黏土的力学特性, 本文基于临界状态理论, 在单面边界模型框架内, 引入了各向异性张量及表征土体结构性损伤的内变量, 建立了一个可同时考虑各向异性和结构性的适用于描述软黏土在循环荷载作用下力学特性的弹塑性边界本构模型。同时, 在映射准则的定义中采用了映射中心可移动的方法, 从而更为真实地反映土体的加卸载特性。通过对相关文献典型结构性软黏土及上海软黏土循环三轴试验结果与模型模拟的计算结果进行对比, 验证了模型的合理性。

参考文献:

- [1] TAVENAS F, LEROUEIL S. Laboratory and in situ stress-strain-time behavior of soft clays-state-of-the paper[C]// Int Symp Geotech Engng Soft Soils, Mexico City, 1990.
- [2] MESIR G. Discussion Geotech[J]. Div ASCE, GT4, 1975: 409 - 412.
- [3] LEROUEIL S, VAUGHAN P R. The general and congruent effects of structure in natural soil and weak rock[J]. Geotechnique 1990, **40**(3): 467 - 488.
- [4] 谢定义, 齐吉琳. 土结构性及其定量化参数研究的新途径[J]. 岩土工程学报, 1999, **21**(6): 651 - 656. (XIE Ding-yi, QI Ji-lin. Soil structure characteristics and new approach in research on its quantitative parameter[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, **21**(6): 651 - 656. (in Chinese))
- [5] 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. An elasto-plastic damage model for cemented clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, **18**(1): 95 - 97. (in Chinese))
- [6] VAUNAT J, GENS A. Bond degradation and irreversible strains in soft argillaceous rock[C]// Proceedings of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2003: 479 - 484.
- [7] 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 Soils Mechanics, 2000, **21**(1): 1

- 4. (in Chinese))
- [8] 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))
- [9] ZENTAR R, KARSTUNEN M, WHEELER S J. Influence of anisotropy and destructuration on undrained shearing of natural clays[C]// Proceedings of the 5th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Paris, 2002: 21 - 26.
- [10] 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): 1225 - 1229. (WEI Xing, HUANG Mao-song. An anisotropic bounding surface model for natural structured clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(8): 1225 - 1229. (in Chinese))
- [11] ROUAINIA M, MUIR WOOD D. A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure[J]. Geotechnique, 2000, **50**(2): 153 - 164.
- [12] KAVVADAS M, AMOROSI A. A constitutive model for structured soils[J]. Geotechnique, 2000, **50**(3): 263-273.
- [13] WHITTLE A J. Evaluation of a constitutive model for overconsolidated clays [J]. Geotechnique 1993, **43**(2): 289 - 313.
- [14] 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 Sheng-shui, et al. A hypoplastic disturbed state model for structured soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(4): 435 - 439. (in Chinese))
- [15] WHEELER S J, et al. An anisotropic elasto-plastic model for soft clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, **40**(2): 403 - 418.
- [16] MROZ Z. On the description of anisotropic workhardening[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1967, **15**(3): 163 - 175.
- [17] DAFALIAS Y F, HERRMANN L R. Bounding surface formulation of soil plasticity[C]// Soil Mechanics—Transient and Cyclic Loads: Constitutive Relations and Numerical Treatment, 1982: 53 - 282.
- [18] 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]. 水力学报, 2003(12): 47 - 52. (HUANG Mao-song, ZHONG Hui-hong, LI Yong-sheng. Elasto-plastic boundary surface model for natural soft clay with structural damage[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003(12): 47 - 52. (in Chinese))
- [19] ZENTAR R, KARSTUNEN M, SCHWEIGER C, et al. Compare of two approaches for modelling anisotropy of soft clays[C]// Proceedings of the 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics(VIII), Rome, 2002: 115 - 121.
- [20] 陈颖平. 循环荷载作用下结构性软黏土特性的试验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2007. (CHEN Ying-ping. Experimental study on the properties of structural soft clay under cyclic loading[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2007. (in Chinese))