

文章编号: 1000-4750(2013)01-0190-08

结构性软黏土的修正剑桥模型

殷 杰

(江苏大学土木工程与力学学院土木工程系, 江苏, 镇江 212013)

摘 要: 天然软黏土普遍受到土结构性的影响, 如何在土体本构模型中反映这一影响显得非常重要。该文从修正剑桥模型出发, 引入结构屈服应力参数表征受土结构性影响的天然土初始屈服面的形状; 引入各向异性参数描述天然土体初始各向异性引起的屈服面旋转。基于土结构性突变屈服破坏机理, 屈服前结构性软黏土呈现弹性的力学性质, 屈服后土结构性的影响完全丧失, 采用同修正剑桥模型一致的硬化规律和流动法则。根据一致性连续条件, 推导增量型的应力-应变关系, 建立适用于结构性软黏土的弹塑性本构模型。选取国外已有的天然沉积 Bothkennar 软黏土, 对比典型应力路径下的试验实测结果与模型计算结果, 显示了该文模型模拟结构性软黏土受力变形特性的优越性。

关键词: 软黏土; 土结构性; 修正剑桥模型; 初始各向异性; 应力路径

中图分类号: TU43 **文献标志码:** A **doi:** 10.6052/j.issn.1000-4750.2011.05.0318

A MODIFIED CAM CLAY MODEL FOR STRUCTURED SOFT CALYS

YIN Jie

(Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Mechanics, Jiangsu University, Zhenjiang 212013, China)

Abstract: Natural soft clays are generally subject to the effects of a soil structure. How to reflect the effects in the corresponding constitutive model is an important issue. Based on the modified cam clay model, a parameter designated as structure yield stress was introduced to describe the shape of an initial yield surface due to the soil structure, and an anisotropic parameter was presented to characterize the rotation of a yield surface due to initial anisotropy. According to the mechanism of abrupt loss of a soil structure for natural clays, the elastic stress strain relationship was applied in the pre-yield state, and corresponding hardening law and associated flow rule consistent with a modified cam-clay model were adopted since the resistance of a soil structure in the post-yield state is completely exhausted. According to the condition of consistency, the incremental stress-strain relationship was established and a modified Cam Clay model for structured soft clays was developed. Significant improvements were demonstrated in the performance of the new model by comparing with experimental data in the stress path tests for Bothkennar soft clay.

Key words: soft clay; soil structure; modified Cam Clay model; initial anisotropy; stress path

如何建立考虑土结构性影响的天然软黏土本构模型是目前国内外研究的重点和热点问题^[1]。纵观国内外现有的天然软黏土的本构模型, 大多都是基于土结构性逐渐屈服破坏概念而建立的, 以重塑土的力学特性作为参考, 从经典的反映重塑土的力学性质的模型出发(如修正剑桥模型), 通过构造演

化参数^[2-3], 或结构损伤的参数^[4], 构造多重屈服面或边界面^[5], 来模拟天然软黏土达到屈服后结构性逐渐丧失的过程。通过试验对比研究^[6-8], 明确了天然土结构性屈服破坏的概念。认为天然软黏土在初始结构屈服前后, 土结构性的影响发生突变。屈服后, 结构性的影响完全丧失, 土的受力变形特性

收稿日期: 2011-05-20; 修改日期: 2011-09-16

基金项目: 江苏大学高级专业人才科研启动项目(10JDG079)

通讯作者: 殷杰(1982—), 男, 江苏连云港人, 讲师, 博士, 主要从事软黏土基本特性、结构性、本构关系的研究(E-mail: yinjie@ujs.edu.cn)

与重塑土的变化规律是一致的。

基于上述土结构性突变屈服破坏机理，从修正剑桥模型出发，引入表征结构性影响和初始各向异性影响的参数，代入硬化准则、屈服面方程和流动法则，推导增量型弹塑性应力-应变关系，建立考虑土结构性影响的弹塑性本构模型。通过对已有的天然软黏土应力路径试验的模拟计算，与试验实测结果进行比较，验证模型的有效性。

1 模型的建立

通过引入新的模型参数，确定弹塑性模型的两个基本要素，硬化准则、屈服面方程及流动法则。

1.1 硬化准则

试验研究表明，天然软黏土等向固结压缩曲线 $e \sim \ln p'$ 中，存在明显的固结屈服压力 p'_y ，屈服前，受土结构性的影响，变形特性可以描述为弹性的，屈服后的性状可以描述为弹塑性的^[9]。

屈服前阶段的弹性性状，可以如下公式描述：

$$e = e_0 - \kappa(\ln p' - \ln p'_0) \quad (1)$$

土体产生的体积变形中只包含弹性体积变形：

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1+e_0}(\ln p' - \ln p'_0) \quad (2)$$

式中： κ 为弹性压缩常数，同修正剑桥模型一致； e_0 和 p'_0 是天然土的初始孔隙比和初始平均有效应力。

达到初始结构屈服时，土的孔隙比从 e_0 减少至 e_y ，对应的屈服压力 p'_y ，可得：

$$e_y = e_0 - \kappa(\ln p'_y - \ln p'_0) \quad (3)$$

屈服后阶段，孔隙比增量可以表示为：

$$\Delta e = -\lambda^u \cdot \Delta \ln p' \quad (4)$$

$$\Delta e^e = -\kappa \cdot \Delta \ln p' \quad (5)$$

$$\Delta e^p = \Delta e - \Delta e^e = -(\lambda^u - \kappa) \cdot \Delta \ln p' \quad (6)$$

λ^u 定义为天然土屈服后 $e \sim \ln p'$ 压缩曲线斜率，上标 u 指天然土不扰动样(undisturbed)、上标 e 指弹性(elastic)、上标 p 指塑性(plastic)。需要指出，由于屈服后天然土的压缩性不受土结构性的影响，选择硬化规律同修正剑桥模型。在屈服后阶段，从屈服压力 p'_y 增加至当前应力 p'_s ，土体的弹性体应变为：

$$\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1+e_0}(\ln p'_s - \ln p'_y) \quad (7)$$

总体应变为：

$$\varepsilon_v = \frac{\lambda^u}{1+e_0}(\ln p'_s - \ln p'_y) \quad (8)$$

产生的塑性体应变可以表示为：

$$\varepsilon_v^p = \frac{\lambda^u - \kappa}{1+e_0}(\ln p'_s - \ln p'_y) \quad (9)$$

以塑性体应变 ε_v^p 作为硬化参数，通过求解式(9)可得：

$$p'_s = p'_y \cdot \exp\left(\frac{1+e_0}{\lambda^u - \kappa} \varepsilon_v^p\right) \quad (10)$$

相应的硬化准则可以表示为：

$$F(\varepsilon_v^p) = F_0 \cdot \exp\left(\frac{1+e_0}{\lambda^u - \kappa} \varepsilon_v^p\right) \quad (11)$$

考虑初始 K_0 固结诱发的各向异性，将等向固结条件下得到的硬化规律推广至各向异性的硬化规律，在考虑体积应变硬化的基础上同时考虑剪切应变硬化的共同作用^[3,10]，相应的硬化准则修正为：

$$p'_s = p'_y \cdot \exp\left[\frac{1+e_0}{\lambda^u - \kappa}(\varepsilon_v^p + \eta_{NCL} \varepsilon_s^p)\right] \quad (12)$$

即：

$$F(\varepsilon_v^p, \varepsilon_s^p) = F_0 \cdot \exp\left[\frac{1+e_0}{\lambda^u - \kappa}(\varepsilon_v^p + \eta_{NCL} \varepsilon_s^p)\right] \quad (13)$$

1.2 屈服面方程

试验研究表明，受土结构性和初始各向异性的共同影响，天然软黏土的初始结构屈服面在 $q \sim p'$ 平面中为一个倾斜的椭圆^[2,5,8]，如图 1 所示，大小用 p'_y 表示。需要指出，屈服面上的 NCL 线与 K_0 线并不重合， NCL 线与 K_0 线之间存在着一夹角，天然软黏土的屈服面关于 NCL 线对称更加符合实际情况^[5]。

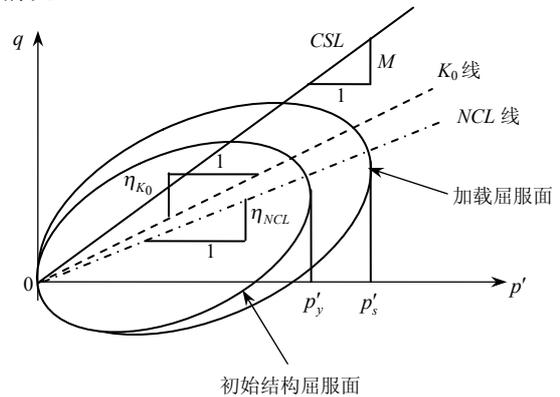


图 1 倾斜的椭圆型屈服面

Fig.1 Yielding curve with incline elliptical shape

借鉴上述观点，采用 NCL 线对称的倾斜椭圆作为屈服面， p'_y 确定的初始结构屈服面以内是纯弹性

区域,达到初始结构屈服后,土结构性的影响完全丧失,后继屈服面即为加载屈服面,以 p'_s 表示,见图 1。采用同修正剑桥模型一致的等向硬化规律,即加载屈服面与初始结构面形状不变,等向扩大,等向硬化轴与 NCL 线重合。图 1 中, CSL 为临界状态线,斜率为 M ; η_{NCL} 为屈服面上 NCL 线的斜率; η_{K_0} 为屈服面上 K_0 线的斜率。 η_{NCL} 与 η_{K_0} 存在着如下关系^[5]:

$$\eta_{NCL} = \frac{\eta_{K_0}^2 + 3\eta_{K_0} - M^2}{3} \quad (14)$$

其中:

$$\eta = \frac{q}{p'}, \quad \eta_{NCL} = \frac{q_{NCL}}{p'_{NCL}}, \quad \eta_{K_0} = \frac{q_{K_0}}{p'_{K_0}} \quad (15)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (16)$$

$$p' = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (17)$$

$q \sim p'$ 平面上屈服轨迹方程可表示为^[6]:

$$\frac{p'}{p'_s} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^{*2}} = \frac{M^2}{M^2 + (\eta - \eta_{NCL})^2} \quad (18)$$

即:

$$\frac{4(p' - 0.5p'_s)^2}{p_s'^2} + \frac{4(q - \eta_{NCL}p'_s)^2}{(Mp'_s)^2} = 1 \quad (19)$$

将前文得到的考虑塑性体变和塑性剪切应变共同影响的硬化规律,见式(12),代入屈服面方程式(18),可以得到最终的屈服面方程:

$$\frac{p'}{p'_y \cdot \exp\left[\frac{1+e_y}{\lambda^u - \kappa}(\varepsilon_v^p + \eta_{NCL}\varepsilon_s^p)\right]} = \frac{M^2}{M^2 + (\eta - \eta_{NCL})^2} \quad (20)$$

1.3 流动法则

通过试验研究发现^[8],天然软黏土达到初始屈服后塑性应变增量的方向与屈服面具有良好的正交性。因此可以采用相关联的流动法则予以描述。即:塑性势函数与屈服函数一致,屈服面就是塑性势面,塑性应变增量的方向与屈服面法向量一致,满足:

$$d\varepsilon_v^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial p'} \quad (21)$$

$$d\varepsilon_s^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial q} \quad (22)$$

式中: $d\lambda$ 为比例常数; f 为屈服函数。根据一致性连续条件,可得:

$$df = \frac{\partial f}{\partial p'} dp' + \frac{\partial f}{\partial q} dq + \frac{\partial f}{\partial p'_s} dp'_s = 0 \quad (23)$$

1.4 增量型应力-应变关系

$q \sim p'$ 平面上屈服面方程,见式(18),可得:

$$\frac{p'(M^2 + \eta^{*2})}{M^2} = p'_s, \quad \eta^* = \eta - \eta_{NCL} \quad (24)$$

两边取对数,取屈服函数 f 为,

$$f = \ln \frac{p'}{p'_s} + \ln \frac{(M^2 + \eta^{*2})}{M^2} \quad (25)$$

则,

$$\frac{\partial f}{\partial p'} = \frac{\partial \left(\ln \frac{p'}{p'_s} + \ln \frac{(M^2 + \eta^{*2})}{M^2} \right)}{\partial p'} = \frac{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} \quad (26)$$

$$\frac{\partial f}{\partial q} = \frac{\partial \left(\ln \frac{p'}{p'_s} + \ln \frac{(M^2 + \eta^{*2})}{M^2} \right)}{\partial q} = \frac{2\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} \quad (27)$$

$$\frac{\partial f}{\partial p'_s} = \frac{\partial \left(\ln \frac{p'}{p'_s} + \ln \frac{(M^2 + \eta^{*2})}{M^2} \right)}{\partial p'_s} = -\frac{1}{p'_s} \quad (28)$$

将硬化规律

$$p'_s = p'_y \cdot \exp\left[\frac{1+e_0}{\lambda^u - \kappa}(\varepsilon_v^p + \eta_{NCL}\varepsilon_s^p)\right]$$

进行微分可得:

$$\frac{dp'_s}{p'_s} = \frac{1+e_0}{\lambda^u - \kappa} (d\varepsilon_v^p + \eta_{NCL} \cdot d\varepsilon_s^p) \quad (29)$$

由流动法则式(21)和式(22)代入式(29)可以得到:

$$\frac{dp'_s}{p'_s} = \frac{1+e_0}{\lambda^u - \kappa} \left(d\lambda \frac{\partial f}{\partial p'} + \eta_{NCL} \cdot d\lambda \frac{\partial f}{\partial q} \right) \quad (30)$$

将式(26)和式(27)代入式(30),可得:

$$\frac{dp'_s}{p'_s} = \frac{1+e_0}{\lambda^u - \kappa} \left(d\lambda \cdot \frac{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} + \eta_{NCL} \cdot d\lambda \frac{2\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} \right) \quad (31)$$

由式(28)可得:

$$\frac{\partial f}{\partial p'_s} dp'_s = -\frac{1}{p'_s} dp'_s \quad (32)$$

将式(31)代入式(32),得到:

$$\frac{\partial f}{\partial p'_s} dp'_s = -\frac{1+e_0}{\lambda^u - \kappa} \left(d\lambda \cdot \frac{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} + \eta_{NCL} \cdot d\lambda \cdot \frac{2\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} \right) \quad (33)$$

式(26)、式(27)和式(33)进一步得到:

$$\frac{\partial f}{\partial p'} dp' = \frac{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} dp' \quad (34)$$

$$\frac{\partial f}{\partial q} dq = \frac{2\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} dq \quad (35)$$

$$\frac{\partial f}{\partial p'_s} dp'_s = -d\lambda \cdot \frac{1+e_0}{\lambda^u - \kappa} \left(\frac{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} + \eta_{NCL} \frac{2\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} \right) \quad (36)$$

将式(34)、式(35)和式(36)代入一致性连续条件, 见式(23), 可以计算比例常数 $d\lambda$ 为:

$$d\lambda = \frac{\lambda^u - \kappa}{1+e_0} \cdot \frac{(M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*)dp' + 2\eta^*dq}{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^* + 2\eta^* \cdot \eta_{NCL}} \quad (37)$$

将式(37)和式(26)代入流动法则式(21)可得:

$$d\varepsilon_v^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial p'} = \frac{\lambda^u - \kappa}{1+e_0} \cdot \frac{(M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*)dp' + 2\eta^*dq}{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^* + 2\eta^* \cdot \eta_{NCL}} \cdot \frac{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} \quad (38)$$

将式(37)和式(27)代入流动法则式(22)可得:

$$d\varepsilon_s^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial q} = \frac{\lambda^u - \kappa}{1+e_0} \cdot \frac{(M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*)dp' + 2\eta^*dq}{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^* + 2\eta^* \cdot \eta_{NCL}} \cdot \frac{2\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} \quad (39)$$

记 C_{11}^p 、 C_{12}^p 、 C_{21}^p 、 C_{22}^p 分别为:

$$C_{11}^p = \frac{\lambda^u - \kappa}{1+e_0} \cdot \frac{(M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*)^2}{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^* + 2\eta^* \cdot \eta_{NCL}} \cdot \frac{1}{(M^2 + \eta^{*2})p'} \quad (40)$$

$$C_{12}^p = \frac{\lambda^u - \kappa}{1+e_0} \cdot \frac{2\eta^*}{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^* + 2\eta^* \cdot \eta_{NCL}} \cdot \frac{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} \quad (41)$$

$$C_{21}^p = \frac{\lambda^u - \kappa}{1+e_0} \cdot$$

$$\frac{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*}{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^* + 2\eta^* \cdot \eta_{NCL}} \cdot \frac{2\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} \quad (42)$$

$$C_{22}^p = \frac{\lambda^u - \kappa}{1+e_0} \cdot$$

$$\frac{4\eta^{*2}}{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^* + 2\eta^* \cdot \eta_{NCL}} \cdot \frac{1}{(M^2 + \eta^{*2})p'} \quad (43)$$

则塑性应力-应变关系的矩阵形式可表示为:

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_s^p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11}^p & C_{12}^p \\ C_{21}^p & C_{22}^p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} = [C^p] \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \quad (44)$$

式中, $[C^p] = \begin{bmatrix} C_{11}^p & C_{12}^p \\ C_{21}^p & C_{22}^p \end{bmatrix}$ 为塑性柔度矩阵。

弹性的应力-应变关系与修正剑桥模型一致, 以矩阵的形式表示为:

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^e \\ d\varepsilon_s^e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11}^e & C_{12}^e \\ C_{21}^e & C_{22}^e \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} = [C^e] \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \quad (45)$$

式中: $[C^e] = \begin{bmatrix} C_{11}^e & C_{12}^e \\ C_{21}^e & C_{22}^e \end{bmatrix}$ 为弹性柔度矩阵;

$C_{11}^e = \frac{1}{K}$; $C_{22}^e = \frac{1}{3G}$; $C_{12}^e = C_{21}^e = 0$; 其中 K 为弹性体积模量; G 为弹性剪切模量。由弹性理论可知, 弹性常数有几种不同的形式, 但只有两个是独立的, 其它可相互转换^[11], 弹性体积模量 K 是平均有效球应力与体积应变的比值, 可表示为:

$$K = \frac{dp'}{d\varepsilon_v^e} \quad (46)$$

基于修正剑桥模型, 弹性体积应变与土的当前有效应力有关, 可表示为:

$$d\varepsilon_v^e = \left(\frac{\kappa}{1+e_0} \right) \frac{dp'}{p'} \quad (47)$$

由此可得:

$$K = \frac{1+e_0}{\kappa} p' \quad (48)$$

弹性体积模量 K 与另外两个弹性参数 E (弹性模量)和 ν (泊松比)之间有如下的关系:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (49)$$

剪切模量 G 与 E 、 ν 之间有如下的关系:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (50)$$

与体积模量的关系表示为:

$$G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \frac{1+e_0}{\kappa} p' \quad (51)$$

系数 $C_{11}^e = \frac{1}{K}$ 、 $C_{22}^e = \frac{1}{3G}$ 可以进一步表示为:

$$C_{11}^e = \frac{\kappa}{1+e_0} \frac{1}{p'} \quad (52)$$

$$C_{22}^e = \frac{2(1+\nu)}{9(1-2\nu)} \frac{\kappa}{1+e_0} \frac{1}{p'} \quad (53)$$

代入矩阵式(45)可得弹性剪应变为:

$$d\varepsilon_s^e = \frac{2(1+\nu)}{9(1-2\nu)} \frac{\kappa}{1+e_0} \frac{dq}{p'} \quad (54)$$

最终的总应变为弹性和塑性两部分之和,得到:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (55)$$

应力-应变关系的矩阵形式最终可以表示为:

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_s \end{Bmatrix} = [C^{ep}] \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \quad (56)$$

其中:

$$[C^{ep}] = [C^e] + [C^p] = \begin{bmatrix} C_{11}^e & C_{12}^e \\ C_{21}^e & C_{22}^e \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{11}^p & C_{12}^p \\ C_{21}^p & C_{22}^p \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11}^{ep} & C_{12}^{ep} \\ C_{21}^{ep} & C_{22}^{ep} \end{bmatrix} \quad (57)$$

$$C_{11}^{ep} = \frac{\lambda^u - \kappa}{1+e_0} \cdot \frac{(M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*)^2}{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^* + 2\eta^* \cdot \eta_{NCL}} + \frac{1}{(M^2 + \eta^{*2})p'} + \frac{\kappa}{1+e_0} \frac{1}{p'} \quad (58)$$

$$C_{12}^{ep} = \frac{\lambda^u - \kappa}{1+e_0} \cdot \frac{2\eta^*}{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^* + 2\eta^* \cdot \eta_{NCL}} + \frac{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} \quad (59)$$

$$C_{21}^{ep} = \frac{\lambda^u - \kappa}{1+e_0} \cdot \frac{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^*}{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^* + 2\eta^* \cdot \eta_{NCL}} + \frac{2\eta^*}{(M^2 + \eta^{*2})p'} \quad (60)$$

$$C_{22}^{ep} = \frac{\lambda^u - \kappa}{1+e_0} \cdot \frac{4\eta^{*2}}{M^2 + \eta^{*2} - 2\eta\eta^* + 2\eta^* \cdot \eta_{NCL}} + \frac{1}{(M^2 + \eta^{*2})p'} + \frac{2(1+\nu)}{9(1-2\nu)} \frac{\kappa}{1+e_0} \frac{1}{p'} \quad (61)$$

也可用刚度矩阵来表示本构关系:

$$\begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} = [D^{ep}] \begin{Bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_s \end{Bmatrix} \quad (62)$$

其中, $[D^{ep}] = [C^{ep}]^{-1}$, 最终, 建立了以增量形式表示的本构关系, 如式(56)或式(62)所示。

2 模型参数分析

根据最终推导的弹塑性应力-应变关系, 模型主

要包括 7 个独立参数, 分别为 M 、 κ 、 ν 、 η_{NCL} 、 p'_y 、 λ^u 、 e_0 (或 e_y)。其中, 保留了原修正剑桥模型的参数 M 、 κ 、 ν , 增加了土结构性影响的参数 p'_y 和各向异性参数 η_{NCL} , 以及描述屈服后天然软黏土的压缩特性参数 λ^u 和 e_0 (或 e_y)。

2.1 原修正剑桥模型中的参数(M 、 κ 、 ν)

模型参数 M 、 κ 、 ν 的定义及确定同修正剑桥模型, 详见相关文献[11-12]。

2.2 初始结构屈服应力 p'_y 及各向异性参数 η_{NCL}

由图 1 可以看出, 受土结构性的影响, 天然软黏土存在明显的固结屈服压力 p'_y , $q \sim p'$ 平面中 p'_y 可表征初始屈服面的大小。此外, 由于初始 K_0 固结引起的初始各向异性, 使得屈服面呈现倾斜的椭圆形状, 引入各向异性参数 η_{NCL} , 表示为倾斜的椭圆屈服面左右切点连线的斜率, 即图 1 中 NCL 线的倾角正切值。试验结果表明 NCL 线与 K_0 线并不重合, 存在着一个夹角, 两者之间存在 $\eta_{NCL} = \frac{\eta_{K_0}^2 + 3\eta_{K_0} - M^2}{3}$, 不考虑应力诱发的土的各向异性的影响, 假定 η_{NCL} 恒定不变。又根据 η_{K_0} 的定义, 在三轴应力状态下:

$$\eta_{K_0} = \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0} \quad (63)$$

根据屈服面方程, 见式(18), 当应力比 $\eta = \eta_{NCL}$ 时, $p' = p'_y$, 因此可以通过 $\eta = \eta_{NCL}$ 应力路径试验直接测定屈服时的平均有效球应力 p'_y , 也可通过不同的应力比 η 恒定的路径下测定的屈服应力进行换算确定 p'_y :

$$p'_y = p' \cdot \frac{M^2 + (\eta - \eta_{NCL})^2}{M^2} \quad (64)$$

需要指出, 室内试验通常进行的是土的一维固结试验, 可近似认为是 $\eta = \eta_{NCL}$ 恒定的压缩试验, 由压缩曲线可以确定竖向有效固结屈服压力 σ'_{vy} , 代入以下公式确定 p'_y :

$$p'_y = \frac{(1+2K_0)}{3} \sigma'_{vy} = \frac{(3-2\sin\varphi')}{3} \sigma'_{vy} \quad (65)$$

2.3 描述屈服后压缩特性的参数

天然软黏土的一维压缩曲线中, 屈服时的孔隙比 e_y 可以通过初始应力状态点与屈服点之间的线性关系计算得到:

$$e_y = e_0 - \kappa(\ln\sigma'_{vy} - \ln\sigma'_{v0}) \quad (66)$$

为了简化屈服后天然软黏土的一维压缩曲线，采用恒定的压缩指数 C_c^u 将其作为线性处理，通过研究发现，屈服后压缩指数 C_c^u 的大小受到土的液限和初始含水率的影响，与土的结构性影响无关。简化后的线性 $e \sim \lg \sigma'_v$ 压缩曲线可表示为：

$$e = e_y - C_c^u (\lg \sigma'_v - \lg \sigma'_{vy}) \quad (67)$$

同理，在三轴等向压缩条件下 ($\eta = 0$)，对应 $e \sim \ln p'$ 坐标下：

$$e_y = e_0 - \kappa (\ln p'_y - \ln p'_0) \quad (68)$$

$$e = e_y - \frac{C_c^u}{\ln 10} (\ln p' - \ln p'_y) = e_y - \lambda^u (\ln p' - \ln p'_y) \quad (69)$$

其中， $\lambda^u = \frac{C_c^u}{\ln 10}$ ，采用参数 λ^u 、 p'_y 、 e_y 可以描述土体屈服后的等向压缩性状。需要指出，根据修正剑桥模型，应力比 η 一定的应力路径下，得到的 $e \sim \ln p'$ 压缩曲线是相互平行的^[12]，因此压缩曲线的斜率 λ^u 是固定不变的。

3 天然软黏土应力路径试验模拟

Smith 等人对苏格兰地区的 Bothkennar 软黏土不扰动样开展了大量的应力路径试验^[13]，土样采用 Laval 取土器获得，基本指标见表 1 所示。

表 1 Bothkennar 软黏土基本指标

Table 1 Basic indices for soft Bothkennar clay

取样深度/m	有效上覆压力/kPa	K_0	w_n /(%)	液限/(%)	塑限/(%)	比重
5.3~5.5	46	0.61	70	80	31	2.65

Bothkennar 软黏土不扰动样与重塑土样的一维固结压缩曲线如图 2 所示。可以看出，原状不扰动土样具有较强的结构性。

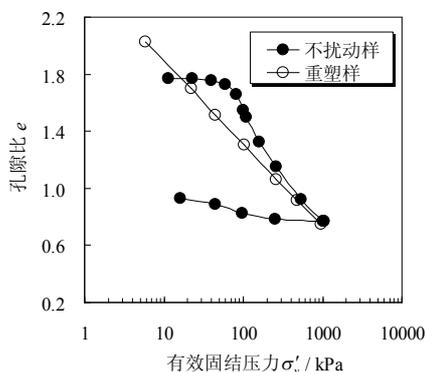


图 2 Bothkennar 不扰动样和重塑土样压缩曲线

Fig.2 Comparison of undisturbed and remolded soft Bothkennar clay

为了研究 Bothkennar 软黏土的屈服特性，Smith

等人进行了不同的应力路径试验，结果如图 3 所示。图 3 中应力路径符号中 L 是指 Laval 取土器所取的土样，CD 表示固结排水试验，CU 表示固结不排水试验，LCD 后的数字表示应力路径线在 $q \sim p'$ 平面中与 p' 轴的夹角(逆时针方向)。

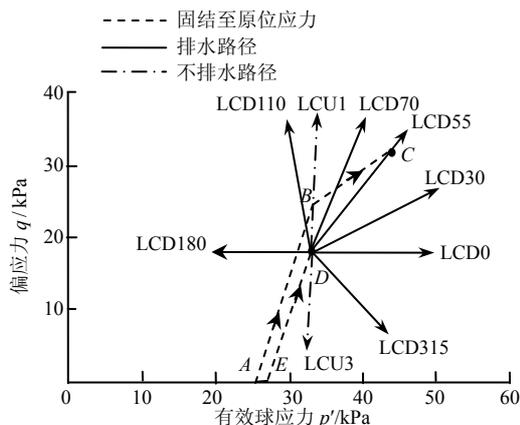


图 3 Bothkennar 不扰动样应力路径试验

Fig.3 Stress paths for undisturbed soft Bothkennar clay samples

根据 Bothkennar 软黏土压缩和强度特性的室内试验研究结果^[13]，确定模型的计算参数，见表 2。

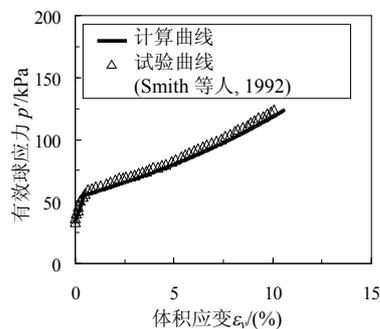
表 2 Bothkennar 不扰动样的计算参数

Table 2 Model parameters for undisturbed Bothkennar clay samples

M	κ	ν	η_{NCL}	p'_y / kPa	λ^u	e_0
1.38	0.025	0.30	0.31	55	0.34	1.83

采用模型模拟不同应力路径时，将图 3 中的 D 点作为初始点，得 $p'_0 = 34\text{kPa}$ 、 $q_0 = 18\text{kPa}$ ，相应的 ε_v 、 ε_s 记为 0。简单起见，取图 3 中三个有代表性的路径进行模拟计算，分别是 LCD0、LCD30、LCD315，模型计算的结果与试验测定的 $p' \sim \varepsilon_v$ 、 $q \sim \varepsilon_s$ 对比曲线分别如图 4、图 5 和图 6 所示。

对比三个应力路径实测结果与计算结果可以看出，提出的模型计算的 $p' \sim \varepsilon_v$ 和 $q \sim \varepsilon_s$ 曲线与试验测定的结果具有较好地吻合性，表明提出的本构模型可以较好地反映天然软黏土的受力变形特性。



(a)

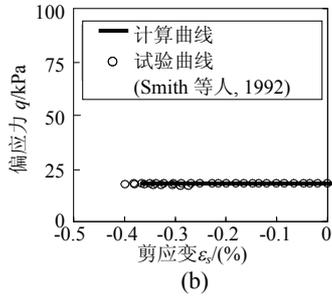


图 4 LCD0 路径下实测与计算的 $p' \sim \epsilon_v$, $q \sim \epsilon_s$ 比较
Fig.4 Comparison between measured and calculated $p' \sim \epsilon_v$, $q \sim \epsilon_s$ curves under LCD0 stress path test

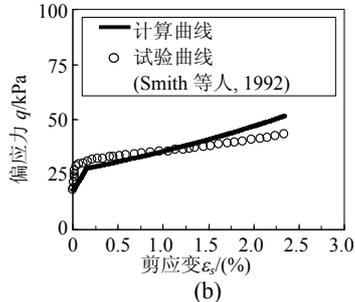
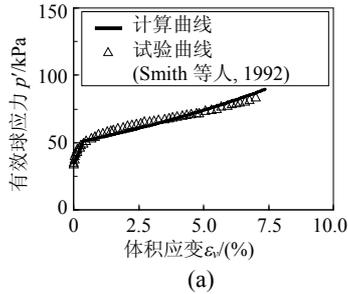


图 5 LCD30 路径下实测与计算的 $p' \sim \epsilon_v$, $q \sim \epsilon_s$ 比较
Fig.5 Comparison between measured and calculated $p' \sim \epsilon_v$, $q \sim \epsilon_s$ curves under LCD30 stress path test

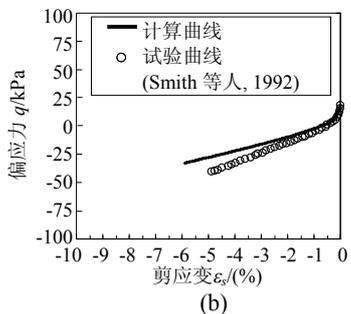
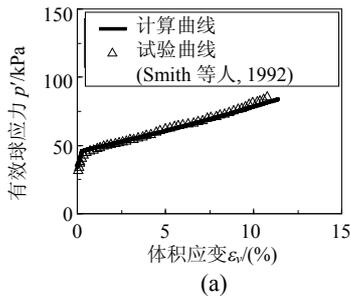


图 6 LCD315 路径下实测与计算的 $p' \sim \epsilon_v$, $q \sim \epsilon_s$ 比较
Fig.6 Comparison between measured and calculated $p' \sim \epsilon_v$, $q \sim \epsilon_s$ curves for under LCD315 stress path test

4 结论

基于修正剑桥模型建立的模型，同时考虑土结构性和初始各向异性的影响，更加符合天然软黏土的受力变形特性。主要结论如下：

- (1) 模型主要包含 7 个独立参数，各个参数的物理意义明确，易于通过常规试验获得。
- (2) 对国外已有的苏格兰 Bothkennar 软黏土不同应力路径试验进行模拟计算，计算结果与试验实测结果比较吻合，验证了模型的有效性。

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): 1—6.
Shen Zhujiang. Mathematical model for soil structure - key issue in 21th century [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(1): 1—6. (in Chinese)
- [2] Nakano M, Nakai K, Noda T, et al. Simulation of shear and one-dimensional compression behavior of naturally deposited clays by super/subloading yield surface [J]. Soils and Foundations, 2005, 45(1): 141—151.
- [3] 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 Lizhong, Shen Kailun. A constitutive model of K_0 consolidated structured soft clays [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(4): 496—504. (in Chinese)
- [4] Zhao X H, Sun H, Lo K W. An elastoplastic damage model of soil [J]. Géotechnique, 2002, 52(7): 533—536.
- [5] Wheeler S J, Naatanen A, Karstunen M, et al. An anisotropic elastoplastic model for soft clays [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, 40(2): 403—418.
- [6] 高玉峰, 殷杰, 洪振舜. 初始含水率对重塑连云港黏土压缩特性的影响[J]. 沈阳建筑大学学报, 2009, 25(5): 817—821.
Gao Yufeng, Yin Jie, Hong Zhenshun. Effect of initial water content on compression behavior of reconstituted clays [J]. Journal of Shenyang Jianzhu University, 2009, 25(5): 817—821. (in Chinese)
- [7] 殷杰, 高玉峰, 洪振舜. 连云港软黏土的不排水强度试验研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(11): 3297—3301.
Yin Jie, Gao Yufeng, Hong Zhenshun. Research on undrained shear strength tests of natural sedimentary Lianyungang Clay [J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(11): 3297—3301. (in Chinese)
- [8] 殷杰, 洪振舜, 高玉峰. 天然沉积连云港软黏土的屈服特性[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2009, 39(5):

- 1059—1064.
Yin Jie, Hong Zhenshun, Gao Yufeng. Yielding characteristics of natural soft Lianyungang clay [J]. Journal of Southeast University (Natural Sciences), 2009, 39(5): 1059—1064. (in Chinese)
- [9] Liu M D, Carter J P. A structured Cam Clay model [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, 39(6): 1313—1332.
- [10] Collins I F, Kelly P A. A thermomechanical analysis of a family of soil models [J]. Géotechnique, 2002, 52(7): 507—525.
- [11] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 第 2 版. 北京: 中国水利水电出版社, 1996: 74—77.
- Qian Jiahuan, Yin Zongze. Fundamentals and calculations of soils [M]. 2nd ed. Beijing: China Hydraulic and Hydropower Press, 1996: 74—77. (in Chinese)
- [12] Muir-Wood D. Soil behaviour and critical state soil mechanics [M]. Cambridge: University Press, 1990: 112—138.
- [13] Smith P R, Jardine R J, Hight D W. The yielding of Bothkennar clay [J]. Géotechnique, 1992, 44(2): 257—274.

(上接第 167 页)

- [6] Im C K, Chang S P. Estimating extreme thermal loads in composite bridge using long-term measured data [J]. Steel Structures, 2004, 4(1): 25—31.
- [7] 孙国晨, 关荣财, 姜英民, 等. 钢-混凝土叠合梁横截面日照温度分布研究[J]. 工程力学, 2006, 23(11): 122—128.
Sun Guochen, Guan Rongcai, Jiang Yingmin, et al. Sunshine-induced temperature distribution on cross section of steel-concrete composite beams [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(11): 122—128. (in Chinese)
- [8] 方志, 汪剑. 大跨预应力混凝土连续箱梁桥日照温差效应[J]. 中国公路学报, 2007, 20(1): 62—67.
Fang Zhi, Wang Jian. Sun light thermal difference effect on long-span PC continuous box girder bridge [J]. China Journal of Highway and Transport, 2007, 20(1): 62—67. (in Chinese)
- [9] BS 5400, Code of practice for design of concrete bridge [S]. London: British Standard Institute, 1984.
- [10] Tong M, Tham L G, Au F T K, et al. Numerical modelling for temperature distribution in steel bridges [J]. Computers and Structures, 2001, 79: 583—593.
- [11] Li D N, Marc A M, Walter H D. Thermal design criteria for deep prestressed concrete girders based on data from Confederation Bridge [J]. Canada Journal Civil Engineering, 2004, 31: 813—825.
- [12] 马麟, 刘建新, 刘健楼, 等. 实测风速的广义极值分布和极值分布拟合结果比较研究[C]. 北京: 中国土木工程学会, 2009: 94—100.
Ma Lin, Liu Jianxin, Liu Jianlou, et al. Comparison of fitting results of general extreme value distribution and extreme value distribution of measured wind speeds [C]. Beijing: China Civil Engineering Society, 2009: 94—100. (in Chinese)