

DOI: 10.11779/CJGE201604011

# 考虑胶结作用的木质素固化粉土边界塑性模型

张 涛<sup>1, 2</sup>, 刘松玉<sup>1, 2</sup>, 蔡国军<sup>\*1, 2</sup>

(1. 东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210096; 2. 江苏省城市地下工程与环境安全重点实验室, 江苏 南京 210096)

**摘要:** 为研究木质素固化粉土的应力 - 应变特性, 通过无侧限抗压强度试验和微观结构分析, 探讨木质素固化土的胶结特性。基于边界塑性理论, 引入硬化参数、应力剪胀参数和胶结破坏速率等参数, 提出考虑胶结作用的木质素固化土边界塑性模型, 采用非相关联流动法则和改进映射法则描述土体的不同破坏模式, 并阐述模型中各参数的意义及计算方法。根据室内固结试验和三轴压缩试验, 对木质素固化粉土的应力 - 应变、应力剪胀和超孔隙水压力变化特征进行分析, 并验证了本文所提模型的有效性。研究表明: 木质素产生的胶结作用是土体工程性质改善的主要原因之一; 12%掺量木质素固化土屈服应力和不排水抗剪强度较素土分别提高约 90%和 40%, 高、低围压下土体应力剪胀特性不同, 围压对超孔隙水压力的变化影响较大; 通过试验验证了模型计算的准确性, 该模型可描述土体在不同受力状态下的应变特征, 具有原理简单, 参数明确的特点, 可为固化土应力 - 应变的数值计算提供相应的理论基础。

**关键词:** 粉土; 木质素; 胶结作用; 边界面模型; 本构模型

中图分类号: TU47 文献标识码: A 文章编号: 1000 - 4548(2016)04 - 0670 - 11

**作者简介:** 张 涛(1986 - ), 男, 安徽合肥人, 博士研究生, 主要从事特殊地基处理与土的基本性质等方面的研究工作。E-mail: zhangtao\_seu@163.com。

## Boundary surface plasticity model for lignin-treated silt considering cementation

ZHANG Tao<sup>1, 2</sup>, LIU Song-yu<sup>1, 2</sup>, CAI Guo-jun<sup>1, 2</sup>

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Jiangsu Key Laboratory of Urban Underground Engineering and Environmental Safety (Southeast University), Nanjing 210096, China)

**Abstract:** To investigate the stress-strain characteristics of lignin-treated silt, the cementation properties of lignin-stabilized soil are discussed based on the results of unconfined compression strength tests and the microstructural analysis. Based on the boundary surface plasticity theory, the parameters of hardening, stress dilatancy and destruction rate of bounding effect are proposed to develop a new boundary surface plasticity model for the lignin-treated silt considering cementation. The non-associated flow rule and the modified imaging rule are introduced to capture different failure modes of stabilized soil, and the meaning and calculation methods of the parameters are also explained. The characteristics of stress-strain, stress dilatancy and excess pore pressure change for the lignin-stabilized silt are analyzed based on the results of consolidation tests and triaxial compression tests in the laboratory, and the validity of the proposed model is also verified. The results show that the reason for the engineering properties of the improved silt is the cementation introduced by lignin. The yield stress and undrained shear strength of lignin-treated silt with additive content of 12% are increased by about 90% and 40%, respectively. The characteristics of stress dilatancy and excess pore pressure are different under different confining stresses. The model results are consistent with the laboratory test ones, and the model can successfully capture the characteristics of stress-strain. The proposed model has advantages of clear principle and simple parameters, and it may provide a theoretical basis for the numerical computation of stabilized soil.

**Key words:** silt; lignin; cementation; boundary surface model; constitutive model

## 0 引言

中国东南沿海地区地表广泛分布大量粉土, 此类土干燥易扬尘, 遇水浸润后毛细水上升高度大, 在交通荷载等动荷载作用下易成流动状, 作为路基填料性能较差, 易产生路面开裂、沉陷等工程病害<sup>[1]</sup>。化学

固化是一种有效改善土体工程性质的方法, 已广泛应

基金项目: 全国优秀博士学位论文作者专项资金项目(201353); 江苏省杰出青年基金项目(BK20140027); 教育部新世纪优秀人才支持计划项目(NCET-13-0118); 江苏省交通科学研究院计划项目(2013Y04)

收稿日期: 2015-03-19

\*通讯作者

用于道路、铁路和大坝等基础不良土体处理中。常用的固化剂有水泥、石灰、粉煤灰和石膏等<sup>[2-4]</sup>, 这些钙基无机添加剂通过水化反应、火山灰反应和碳化反应等可显著提高土体强度和耐久性<sup>[5]</sup>。虽然传统无机固化剂在改善不良土体工程性质方面具有显著优势, 但其仍存在许多局限性。水泥土或石灰土形成的强碱环境严重影响地下构筑物中混凝土和钢结构的服役寿命, 同时地下水受到严重污染<sup>[6]</sup>。固化土的离子交换能力、持水能力和营养成分显著降低, 对周围植被生长和动物生存产生严重危害。水泥土的脆性特征使得土体在冲击荷载或动荷载作用下的稳定性大大降低<sup>[7]</sup>。

为了解决传统固化剂在固化土过程中产生的一系列问题, 岩土工作者们一直积极探索新型、高效和环境友好的土体固化剂。木质素是一种广泛存在于植物木质部中的有机高分子化合物, 用于增强植物体的机械强度和韧性。木质素在自然界中的储量十分丰富, 且每年以 500 亿吨的速度再生<sup>[8]</sup>。据相关资料统计显示, 中国制浆造纸行业每年可得到 5000 万吨左右的木质素副产品, 但目前为止, 超过 95% 的木质素副产品以“黑液”形式直接排入江河或浓缩后烧掉, 很少得到有效利用<sup>[9]</sup>。副产品中含有大量的木质素及其衍生物等(以下简称为木质素(lignin)), 具有很大的工程应用前景。据相关学者研究表明, 木质素中含有大量的活性基团, 如磺酸基、酚羟基、醇羟基和斥水基团等, 与传统固化剂相比, 木质素是一种无毒害、环境友好的工业副产品固化剂<sup>[10]</sup>。

许多学者已对木质素固化土的工程性质变化、固化机理和工程应用等开展广泛研究。Tingle 等<sup>[11-12]</sup>采用木质素固化黏土和粉砂, 室内无侧限抗压试验结果表明木质素可有效提高土体强度; Kim 等<sup>[13]</sup>通过浸泡试验研究木质素固化土的水稳性并与粉煤灰固化土相对比, 认为木质素固化土的水稳性较素土显著提高; 刘松玉等<sup>[14]</sup>采用造纸厂副产品改良路基粉土, 室内抗压强度试验结果显示固化土强度可满足中国二级公路路基土要求; Indraranta 等<sup>[15]</sup>利用副产品木质素固化粉砂并与水泥土相比较, 认为木质素固化粉砂的抗侵蚀性能和韧性比水泥固化土均有明显优势; Gow 等<sup>[16]</sup>认为木质素主要通过填充土颗粒间孔隙、改善土体对水的吸附性和增加土体密实度等方面提高土体的工程性质。综上所述, 虽然木质素固化土的基本工程性质和固化机理均有一定的研究, 但上述研究均是对试验结果进行描述或解释, 未有从固化土本构模型的理论角度出发, 研究土体受力过程中的应力-应变特征。

为此, 本文利用工业副产品木质素改良路基粉土, 首先从土体抗压强度和微观结构的变化出发, 阐述胶

结作用对土体工程性质改变的重要性; 其次, 基于现有的边界塑性理论, 提出考虑土体胶结作用的边界塑性模型, 并引入相关参数描述土体的应力-应变特征, 非相关流动法则和改进映射法则可有效表示土体剪切过程中的应力剪胀和胶结特性; 最后, 对模型中参数的意义及计算方法进行了阐述, 并通过室内固结和三轴压缩试验结果验证了本文所提模型的有效性。本文所提模型可为具有胶结作用固化土应力-应变特性的数值计算提供一定的理论基础。

## 1 木质素固化土胶结特性

### 1.1 试验材料与方法

试验用土取自江苏盐城某高速公路建设现场, 其颗粒分布曲线如图 1 所示。图中土体黏粒( $d < 5 \mu\text{m}$ )、粉粒( $5 \mu\text{m} < d < 75 \mu\text{m}$ )和砂粒( $75 \mu\text{m} < d < 200 \mu\text{m}$ )含量分别为 10.8%, 80.1% 和 9.1%。土体基本物理性质指标如表 1 所示。液、塑限( $w_L, w_p$ )和塑性指数( $I_p$ )分别为 32.4%, 23.6% 和 8.8。按照《土的工程分类标准》(GB/T50145—2007)的规定, 试验用土  $I_p < 0.73(w_L - 20) = 9.1$  且液限  $< 50\%$ , 为低液限粉土(ML)。通过 X 射线荧光光谱分析得到土样的化学成分见表 2。土样的主要化学成分为  $\text{SiO}_2$  (63.20%),  $\text{Al}_2\text{O}_3$  (12.53%) 和  $\text{CaO}$  (6.41%), 同时还含有微量的  $\text{P}_2\text{O}_5$  和  $\text{SO}_3$  等。

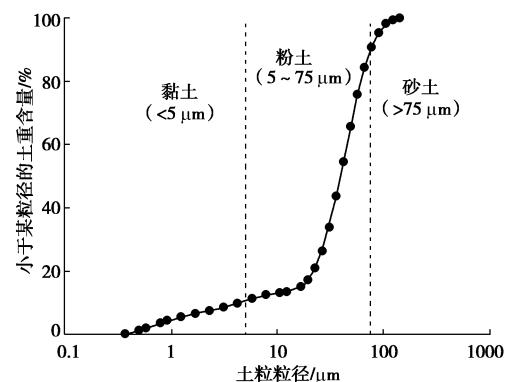


图 1 土样颗粒分布曲线

Fig. 1 Particle-size distribution of test soil

表 1 试验土样的基本物理指标

Table 1 Basic physical indices of test soil samples

基本物理指标	数值
天然含水率/%	26.4
液限/%	32.4
塑限/%	23.6
塑性指数	8.8
最大干密度/(g·cm <sup>-3</sup> )	1.72
最优含水率/%	16.12
pH	8.74

表 2 土样化学成分

Table 2 Chemical composition of test soil samples

化学成分	含量/%
SiO <sub>2</sub>	63.20
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	12.53
CaO	6.41
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.12
K <sub>2</sub> O	2.46
MgO	2.39
Na <sub>2</sub> O	2.30
SO <sub>3</sub>	0.18
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0.16
其他	4.25

木质素来自河南漯河某造纸厂副产品，呈粉末状固体，具有一定芳香气味，其主要成分为木质素及其衍生物、少量纤维素和水分，无毒性。Karol<sup>[17]</sup>对木质素的基本性质和在土体固化中的应用做了详细介绍。图 2, 3 分别为木质素的微观结构和官能团分析结果。通过能谱分析(EDS)和傅里叶红外光谱分析(FTIR)可知，木质素中主要化学元素为C、O、Na、Si和S，Si元素的存在可能是由木质素中的杂质引起。木质素主要含有醇羟基(-OH, 3355 cm<sup>-1</sup>)、C-C键(1595、774、650 cm<sup>-1</sup>)、甲氧基(-OCH<sub>3</sub>, 1269 cm<sup>-1</sup>)、磺酸基(S=O, 1119 cm<sup>-1</sup>)和羰基(-CO, 1045 cm<sup>-1</sup>)等活性官能团<sup>[18]</sup>。关于应用工业副产品木质素加固土体，刘松玉等<sup>[19]</sup>和 Indraratna 等<sup>[20]</sup>学者已做过大量的相关研究工作，结果均表明，木质素在改善土体脆性、提高土体力学性能、耐久性和抗侵蚀特性等方面具有显著效果。

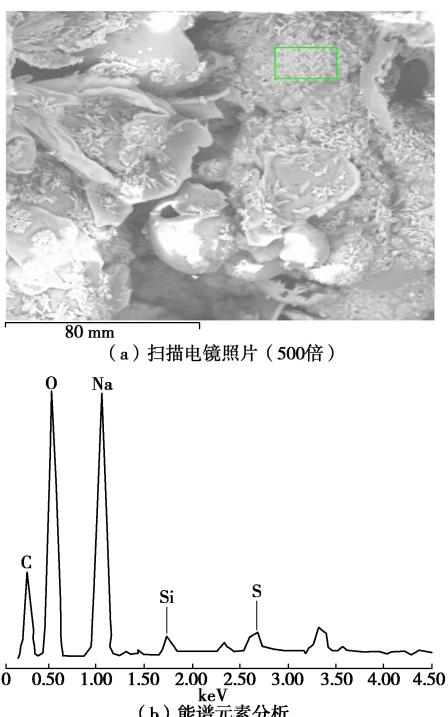


图 2 木质素微观结构及能谱分析结果

Fig. 2 Microstructure and EDS analysis of lignin

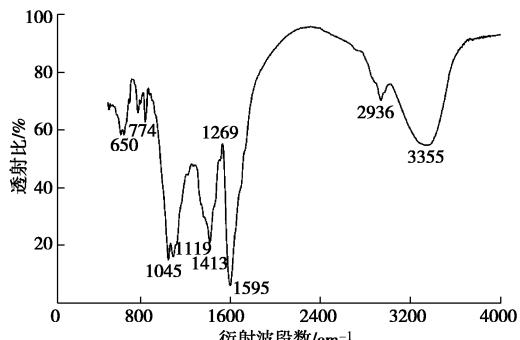


图 3 木质素官能团分析结果

Fig. 3 Analysis results of functional groups of lignin

将素土风干过筛(2 mm筛)，称取一定比例的干土与固化剂，均匀拌合后，加入一定量的蒸馏水，密封并浸润12 h。固化剂掺量为固化剂与干土质量比，掺量分别为2%，5%，8%，12%和15%。试样的含水率和密度通过击实试验确定，含水率为土体的最优含水率，密度为土体最大干密度的96%。将配制好的土样倒入钢模内，采用千斤顶静压法一次静压成型，削平试样两端并脱模，试样直径为5 cm，高为10 cm。将成型试样密封，放入标准养护室内(养护条件为温度20±3℃，相对湿度≥95%)养护至相应龄期。

无侧限抗压强度(UCS)试验依据《公路土工试验规程》(JTG E40—2007)进行。采用YSH-2型应变控制式无侧限抗压强度仪，轴向应变速率≤1%/min。UCS试验测试3个平行试样，取其平均值作为试验结果。SEM试验对28 d龄期下改良土进行，取有新鲜断面约1 cm<sup>2</sup>的典型试块各一个，先用液氮(-190℃)急速冷冻，再用XIANOU-18N冷冻干燥仪进行抽真空24 h，保证试样孔隙中的水完全升华，样品达到干燥状态。

## 1.2 试验结果与分析

图4为木质素固化粉土的强度变化特征。图4(a)中可以看出：木质素固化粉土无侧限抗压强度随掺量和养护龄期的增加而增加，但掺量超过12%时，强度却有所降低。60 d养护龄期，土体强度较28 d龄期时增长不显著。对于江苏粉土其木质素最优掺量为12%。图4(b)为28 d养护龄期下，土体应力-应变变化曲线。图中素土强度较低且呈明显的脆性破坏特征，而木质素改良土的脆性显著减小，应力-应变曲线无明显脆性破坏特征。

图5为28 d龄期时素土和12%木质素改良土的微观结构照片。图中可以看出：素土颗粒棱角分明、边界明显且表面光滑平整，而木质素改良土颗粒表面被胶结物质包裹，颗粒间孔隙得到有效填充，土体形成更为致密的整体结构。关于木质素改良粉土或分散性砂土的机理，张涛等<sup>[21]</sup>通过大量微观和化学试验分

析, 认为木质素在土体中可形成胶结物质改善其工程性质, 同时土体具有一定的韧性特征。综上所述, 木质素固化土与传统水泥、石灰等固化土工程性质存在显著差异, 木质素在提高土体强度的同时, 并未增加土体的脆性, 土体韧性得以增强, 主要以胶结作用的形式完成固化过程。

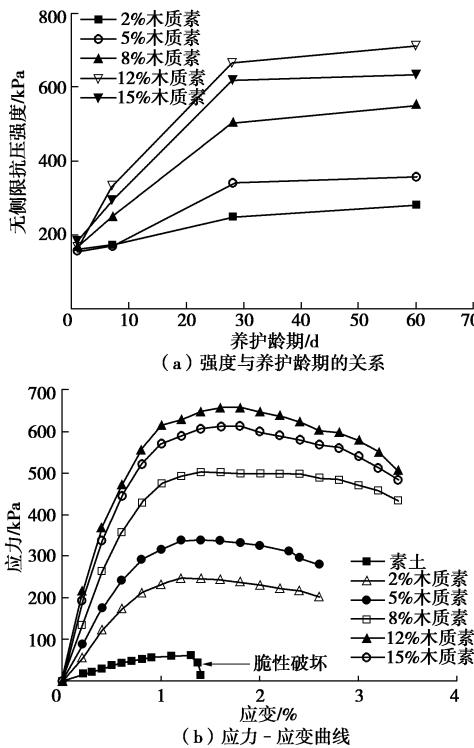


图 4 木质素固化粉土强度变化特征

Fig. 4 Characteristics of strength variation for lignin-treated silt

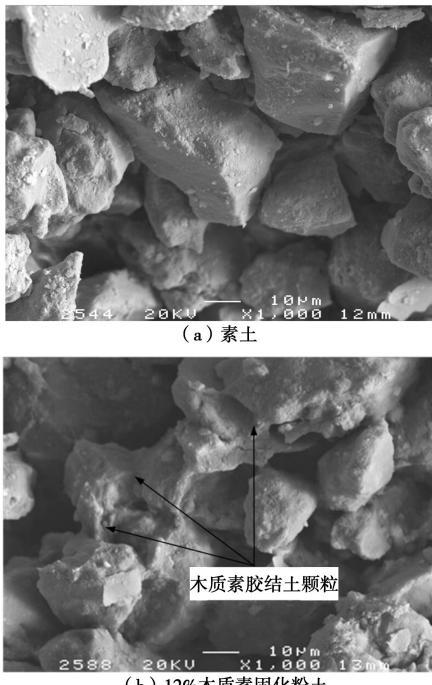


图 5 养护 28 d 试样放大 1000 倍扫描电镜照片

Fig. 5 SEM photos of soil samples at 1000 times with curing time of 28 days

## 2 木质素固化土边界模型

经典弹塑性本构模型认为塑性变形并不是在任何荷载下都会发生, 需要加载到屈服状态, 但实际过程中, 土体在各种应力状态下均会产生塑性变形<sup>[22]</sup>。土体边界塑性模型由 Dafalis 等<sup>[23]</sup>于 1980 年提出, 该模型将当前应力点所在的加载面简化为一点, 通过某种映射法则确定边界面上与“当前应力点”相对应的“像应力点”, 同时使用像应力点的外法线矢量作为当前应力点的塑性变形方向。图 6 为 Dafalis 等提出的边界模型在应力不变量空间示意图。图中边界由两段椭圆线和一段双曲线组成, 映射法则符合当前应力点与映射中心的连线在边界面上的交点即为像应力点。当前应力点位于边界内时, 实际应力点的塑性模量可通过内插函数的方法得到, 插值函数与当前应力点和像应力点间的距离有关。当前应力点与像应力点的相关关系为

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{\delta_0}{\delta_0 - \delta} \sigma_{ij}, \quad (1)$$

式中,  $\delta_0$  为映射中心与像应力点间距离,  $\delta$  为当前应力点与像应力点间距离。

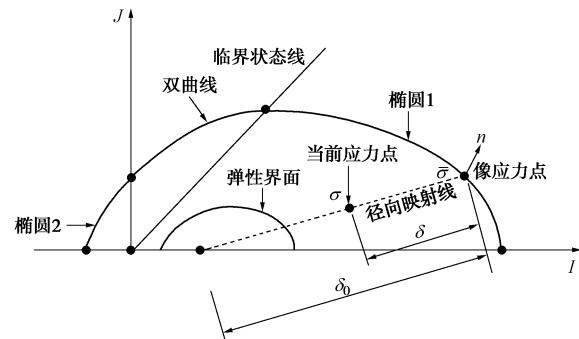


图 6 边界面模型示意图<sup>[24]</sup>

Fig. 6 Schematic diagram of bounding surface plastic model<sup>[24]</sup>

### 2.1 边界面控制方程

根据弹塑性力学的基本假定, 土体总应变可分为弹性应变  $\varepsilon^e$  和塑性应变  $\varepsilon^p$ , 则相应的体积应变增量  $d\varepsilon_v$  和偏应变增量  $d\varepsilon_q$  为

$$\left. \begin{aligned} d\varepsilon_v &= d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p, \\ d\varepsilon_q &= d\varepsilon_q^e + d\varepsilon_q^p, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中, 变量上标  $e$  为弹性应变,  $p$  为塑性应变。对于弹性应变增量可根据剑桥模型假定, 由弹性体积模量  $K$  和弹性剪切模量  $G$  计算确定, 其计算式为

$$\left. \begin{aligned} d\varepsilon_v^e &= \frac{dp}{K} = \frac{\kappa dp}{p(1+e_0)}, \\ d\varepsilon_q^e &= \frac{dq}{3G} = \frac{2(1+\mu)dq}{9(1-2\mu)K} = \frac{2\kappa(1+\mu)dq}{9(1-2\mu)(1+e_0)p}. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中  $\lambda$  和  $\kappa$  为  $e - \ln p$  空间内土体加载 - 卸载曲线对应的斜率;  $e_0$  为初始孔隙比;  $\nu$  为泊松比。对于塑性应变部分可由边界面塑性模型确定。

边界面模型的建立首先需要选择合理的屈服方程, 即边界面方程。由于本文试验材料为粉土, 此类土具有较小的黏聚力且粒径分布多集中于粉粒 ( $5 \mu\text{m} < d < 75 \mu\text{m}$ )。Ressull 等<sup>[24]</sup>针对砂土提出了统一状态参数的边界面模型, 该模型可较好描述土体的应力 - 应变状态变化。图 7 为  $p - q$  坐标面内的统一状态参数边界面模型。图中映射中心为应力空间坐标原点, 假定加载面与边界面具有相同的形式。本文采用该模型的屈服方程作为素土的边界面, 其表达式如下:

$$F = \bar{q} - M \bar{p} \left[ \frac{\ln(\bar{p}_c / \bar{p})}{\ln R} \right]^{1/N} = 0 \quad . \quad (4)$$

式中  $M$  为临界状态线斜率;  $p_c$  为预固结应力, 用来控制边界的大小;  $R$  为材料常数, 代表边界与临界状态线和  $p$  轴交点的横坐标比值;  $N$  为材料常数, 用来控制边界的曲率。

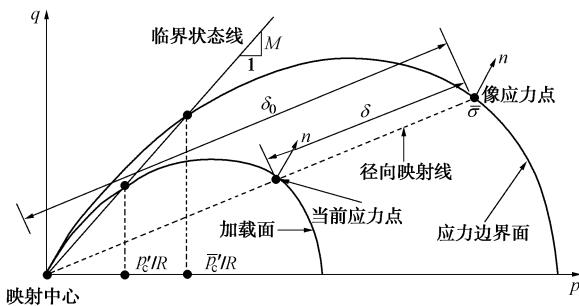


图 7 统一状态参数边界面模型<sup>[24]</sup>

Fig. 7 Schematic diagram of bounding surface plastic model<sup>[24]</sup>

图 8 为不同材料参数  $R$ ,  $N$  所对应的模型边界面。图中可以看出:  $R$  值越大, 边界面越大;  $N$  值越大, 边界面的曲率越大。现有关于固化土的边界面模型中, 大多在 Dafalis 提出的模型基础上, 将屈服面扩大, 即土体达到屈服的应力提高, 而未考虑土体颗粒间产生的胶结作用。由前述试验结果可知, 木质素可使土颗粒间产生胶结作用, 固化土的黏聚力和抗拉强度得到提高。为此, 本文对 Result 提出的边界面模型进行改进, 屈服面不仅随预固结压力  $p_c$  的增加而增大, 同时随木质素产生的胶结作用而增大。图 9 为改进的木质素固化土屈服面示意图。为了简便起见, 假定木质素固化土屈服面与素土屈服面形状相同。该屈服面的数学表达式为

$$F = \bar{q} - M \bar{p} \left\{ \frac{\left[ \ln(\bar{p}_{ct} / (\bar{p} + p_t)) \right]}{\ln R} \right\}^{1/N} = 0 \quad , \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{p}_{ct} &= p'_c + p_t , \\ p'_c &= rp_c , \\ p_t &= \alpha p_{t0} . \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中  $p'_c$  为屈服面与  $p$  轴正交点;  $p_t$  为屈服面与  $p$  轴正交点;  $p_{t0}$  为由木质素引起的土体初始抗拉强度;  $r$ 、 $\alpha$  均为标量变量,  $r$  表示木质素固化土边界面与素土边界面大小的比值, 为塑性应变的单调递减函数;  $\alpha$  用来描述固化土受力过程中颗粒间胶结的破坏程度。如  $r=1$  且  $\alpha=0$  时, 即,  $p'_c=p_c$  且  $p_t=0$ , 则表示固化土的边界面大小与素土相同, 两者具有相同的屈服面。

定义边界面上像应力点外法线方向为加载方向, 则单位外法向量为对式 (5) 求偏导结果, 即

$$\left. \begin{aligned} n_p &= \frac{\partial F / \partial \bar{p}}{\sqrt{(\partial F / \partial \bar{p})^2 + (\partial F / \partial \bar{q})^2}} , \\ n_q &= \frac{\partial F / \partial \bar{q}}{\sqrt{(\partial F / \partial \bar{p})^2 + (\partial F / \partial \bar{q})^2}} , \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

将式 (5) 代入式 (7), 得到

$$\left. \begin{aligned} n_p &= \frac{\eta \Delta}{\sqrt{(\eta \Delta)^2 + 1}} , \\ n_q &= \frac{1}{\sqrt{(\eta \Delta)^2 + 1}} , \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中, 应力比  $\eta$  和  $\Delta$  的表达式分别为

$$\eta = \frac{\bar{q}}{\bar{p} + p_t} = \frac{q}{p + p_t} , \quad (9)$$

$$\Delta = 1 / \left[ N \ln \left( \frac{\bar{p}_{ct}}{\bar{p} + p_t} \right) \right] - 1 , \quad (10)$$

式 (9) 中的应力比  $\eta$  为考虑木质素胶结作用的结果。

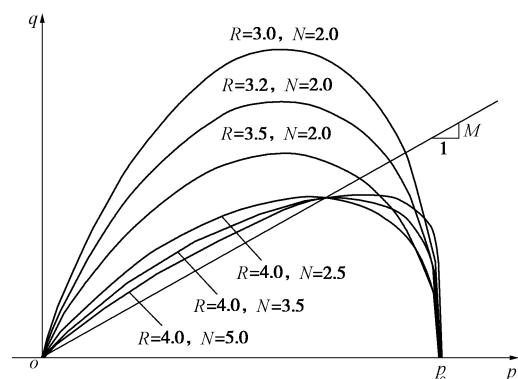


图 8 材料常数对边界面的影响

Fig. 8 Schematic diagram of bounding surface plastic model

## 2.2 破坏准则

Rouainia 等<sup>[25]</sup>在描述取样扰动和加载等因素对天然松散土体结构破坏的影响时, 引入标量变量  $r$  来建

立土体的运动硬化边界模型并取得了较好的效果。为了较好的描述木质素固化土受力剪切过程中颗粒间胶结的破坏, 本文参照 Rouainia 提出的方法, 采用  $\alpha$  和  $r$  两个标量变量(如式(6)所示)用以描述土颗粒间的胶结破坏程度。变量  $r$  的表达式为

$$r = 1 + (r_0 - 1) \exp \left[ \frac{-k\epsilon_d(1+e_0)}{\lambda - \kappa} \right] \quad (11)$$

式中  $r_0$  为土体的初始结构状态;  $k$  为土体胶结破坏速率;  $\epsilon_d$  为塑性破坏应变。对于参数  $k$ , 现有的边界塑性模型通常将其假定为一常数, 如 Rouainia<sup>[25]</sup>提出的松散土体运动硬化模型和 Baudet 等<sup>[26]</sup>研究的结构性黏土本构模型等, 但土体剪切过程中其颗粒间胶结的破坏速率并不是恒定的。Chen 等<sup>[27]</sup>以固化粉砂为研究对象, 提出了指数形式的破坏速率, 但参数的变化范围为零至无穷大, 本文认为土体胶结的破坏速率  $k$  相对于初始破坏速率  $k_0$  是逐渐增大的, 因此, 提出的破坏速率  $k$  如下:

$$k = k_0 [1 + \exp(\beta\epsilon_d)] \quad (12)$$

式中,  $\beta$  为材料常数,  $\epsilon_d$  为塑性破坏应变。

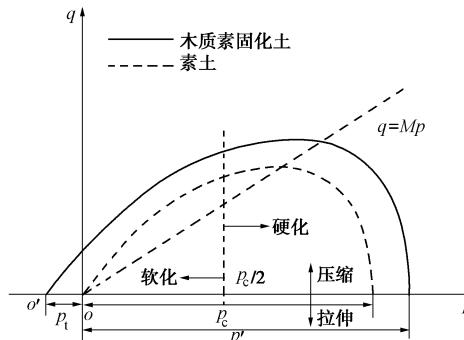


图 9 改进的木质素固化土边界塑性模型示意图

Fig. 9 Schematic diagram of bounding surface plastic model

Baudet 等<sup>[26]</sup>在研究天然软黏土的破坏特性时发现, 塑性体积应变  $\epsilon_v$  和塑性偏应变  $\epsilon_q$  均会对土体结构的破坏产生影响, 但是缺少相关的试验数据来定量评价两者的影响。许多学者尝试采用不同的比例来表示  $\epsilon_v$  和  $\epsilon_p$  在破坏准则中的权重, 为简化起见, 本文采用 Baudet 研究结构性黏土本构模型时提出的等比例原则, 即

$$\epsilon_d = \sqrt{(\epsilon_v^p)^2 + (\epsilon_q^p)^2} \quad (13)$$

### 2.3 流动法则

流动法则是用来判定应变增量的方向, 主要有两种假定, 即相关联流动法则和非相关联流动法则, 对于岩土类材料非相关联流动法则更合适。本文采用非相关联流动法则, 考虑塑性体积应变增量与塑性偏应变增量的比值<sup>[28-29]</sup>, 其计算式为

$$d = \frac{\delta\epsilon_v^p}{\delta\epsilon_q^p} = A[M(1+k_d\psi) - \eta] \quad (14)$$

式中,  $A$  和  $k_d$  是与材料相关的模型参数,  $\psi$  为状态参数。Been 等<sup>[30]</sup>定义状态参数为

$$\psi = v - v_\lambda + \lambda \ln p = e - e_\lambda \quad (15)$$

式(15)表示的物理意义为当前状态土体孔隙比  $e$  与临界状态土体孔隙比  $e_\lambda$  之差。由式(13)可知, 表示塑性势流动的单位向量为

$$\left. \begin{aligned} m_p &= \frac{d}{\sqrt{1+d^2}} \\ m_q &= \frac{1}{\sqrt{1+d^2}} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

式中,  $m_p$  和  $m_q$  分别为塑性势流动方向单位向量分量。

### 2.4 映射法则

图 10 为模型映射中心及映射法则示意图, 图中由于木质素的胶结作用, 映射中心由初始的  $o$  点  $(0, 0)$  向左平移至  $o'$  点  $(-p_t, 0)$ , 映射法则采用传统的径向映射规则, 通过连接映射中心  $o'$  点和当前应力点  $\sigma_{ij}$  ( $p, q$ ) 在边界面上的交点得到像应力点  $\bar{\sigma}_{ij}$  ( $\bar{p}, \bar{q}$ ), 则本模型的映射法则为

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{\delta_0}{\delta_0 - \delta} \sigma_{ij} = \frac{\bar{p} + p_t}{p + p_t} = \frac{\bar{q}}{q} \quad (17)$$

式中,  $\delta_0$  为映射中心与像应力点间距离,  $\delta$  为当前应力点与像应力点间距离。

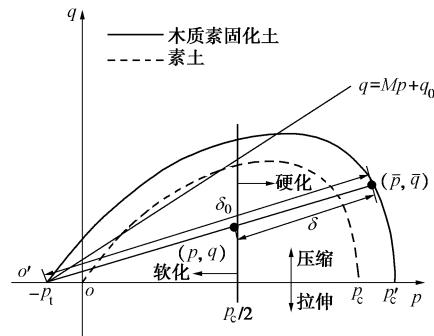


图 10 映射中心及映射法则示意图

Fig. 10 Schematic diagram of the mapping center and image rule

### 2.5 硬化规律

根据 Yan 等<sup>[31]</sup>对具有较强黏结特性的天然土体屈服后应力应变的变化规律的研究, 利用塑性体积应变来控制边界的大小, 进而得到具有胶结特性的土体硬化规律。此处, 结合式(6)和式(11), 得

$$\bar{p}_{ct} = \left\{ 1 + (r_0 - 1) \exp \left[ \frac{-k\epsilon_d(1+e_0)}{\lambda - \kappa} \right] \right\} p_c + \alpha p_{t0} \quad (18)$$

Khalili 等<sup>[32]</sup>提出采用塑性体积应变增量  $\Delta\epsilon_v^p$  来表示边界面半径的变化, 并取得较好的预测效果。本文结合式(18)提出新的木质素固化土硬化规律, 其表达式为

$$\bar{p}_{ct} = p_c r \exp \left[ \frac{1+e_0}{\lambda - \kappa} \Delta\epsilon_v^p \right] + \alpha p_{t0} \quad (19)$$

式中,  $p_c$  是评价素土屈服应力的相关参数, 其值与木质素产生的胶结作用无关。当  $r=1$  且  $\alpha=0$  时, 式(19)转换为

$$\bar{p}_{ct} = p_c \exp \left[ \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \Delta \varepsilon_v^p \right] , \quad (20)$$

这与 Li 等<sup>[33]</sup>针对用于土工衬垫的商用黏土在不排水循环荷载下的硬化规律一致。

## 2.6 塑性模量

边界面上像应力点的塑性模量可通过一致性条件  $dF=0$  求得, 即

$$dF = \frac{\partial F}{\partial p} dp + \frac{\partial F}{\partial q} dq + \frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} d\varepsilon_v^p + \frac{\partial F}{\partial \varepsilon_d} d\varepsilon_d = 0 , \quad (21)$$

将边界面控制方程(式(5))、破坏准则(式(11)和式(12))、流动法则(式(14))和硬化规律(式(19))代入式(21)中, 得到木质素固化土边界面上像应力点的塑性模量  $\bar{K}_p$  为

$$\begin{aligned} \bar{K}_p = & \frac{-m_p}{\sqrt{(\Delta\eta)^2 + 1}} \left\{ -\frac{\bar{q}p'_c(1+\Delta)(1+e_0)}{\bar{p}_{ct}(\lambda-\kappa)} + \right. \\ & k\eta p_t \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} (\varepsilon_d + \Delta\varepsilon_v^p) \left[ 1 + \frac{N(\bar{p}-\bar{p}'_c)(1+\Delta)^2}{(\bar{p}+p_t)} \right] + \\ & \left. \frac{\bar{q}(1+\Delta)(\bar{p}_{ct}-p_c)}{p_{ct}} \right\} . \end{aligned} \quad (22)$$

边界面内当前应力点的塑性模量  $K_p$  可通过映射法则确定, 参考 Dafalis 等<sup>[34-36]</sup>针对黏性土提出的映射法则, 即

$$K_p = \bar{K}_p + h(\delta_0) \left( \frac{\delta}{\delta_0 - \delta} \right)^\gamma . \quad (23)$$

式中  $h(\delta_0)$  是一个形状硬化参数标量, 用来控制塑性模量的变化;  $\gamma$  是与试验材料相关的硬化参数。当  $\delta>0$  时,  $K_p>\bar{K}_p$ ; 当  $\delta=0$  时, 实际应力点与当前应力点重合,  $K_p=\bar{K}_p$ 。由式(23)可知, 边界面内应力点的塑性模量变化范围为  $[\bar{K}_p, \infty)$ , 始终大于边界面上应力点的塑性模量, 当  $\delta=\delta_0$  时, 塑性模量为无穷大, 土体无任何塑性变形产生。实际加载时, 边界面内的应力点均可发生塑性变形, 且塑性模量随  $\delta$  减小而逐渐增大, 克服了经典弹塑性模型中应力点达到屈服面上才可发生塑性变形的局限性。

## 3 模型验证

### 3.1 模型参数

本文模型含有数个模型参数, 现对每个参数的计算方法以及部分参数对边界面模型的影响进行简要阐述。首先, 对于  $M$ ,  $\lambda$ ,  $\kappa$  和  $\mu$  等来源于经典剑桥模型的土体本构参数, 可通过三轴压缩试验结果, 在  $p$

-  $q$  和  $e$  -  $\ln p$  平面内确定。 $M$  为临界状态线斜率,  $\lambda$  和  $\kappa$  为  $e$  -  $\ln p$  平面内土体压缩与膨胀曲线的斜率, 土体泊松比  $\mu$  假定为一常数, 取值 0.35<sup>[37]</sup>; 其次, 对于描述边界面模型初始或临界状态的参数, 如  $N$ ,  $R$ ,  $k_0$ ,  $\beta$ ,  $r_0$  和  $h(\delta_0)$  等, 可参考 Yu<sup>[38]</sup>针对黏土和砂土的确定方法, 通过拟合土体三轴排水剪切试验数据获得, 其中,  $h(\delta_0)$  为控制塑性模量变化的形状硬化参数标量, 其计算式为<sup>[23]</sup>

$$h(\delta_0) = \frac{19.5 \ln p_0}{\lambda - \kappa} \bar{p}_{ct} . \quad (24)$$

对于素土和木质素固化土  $r_0$  分别为 1 和 1.1; 最后, 用于描述土体剪胀和硬化特性的参数, 如  $\gamma$ ,  $A$  和  $k_d$ , 可通过应力比  $q/p$  与塑性应变比  $\varepsilon_v^p / \varepsilon_q^p$  平面内确定。

本文提出的考虑胶结作用的木质素固化土边界面塑性模型, 其主要特点在于不仅考虑了固化土的胶结特性, 还可描述素土和固化土应力 - 应变过程中“脆性”和“韧性”特征以及剪胀特性。图 11 为胶结破坏速率参数  $k_0$  和  $\beta$  对模型描述土体特性影响的示意图。图 11(a) 中可以看出, 随着  $\beta$  值的增大, 土体应力 - 应变曲线向脆性破坏转变。曲线 1, 4 表示土体间存在固化剂胶结作用且胶结破坏速率较低, 土体达到极限应力后仍表现出显著的韧性; 曲线 3 代表土体间无固化剂胶结作用且胶结破坏速率较高 ( $\beta=100$ ), 此类应力 - 应变关系可用于描述胶结性较差的天然土体 (如粉土、砂土等); 曲线 2 则介于前述两种状态之间。图 11(b) 表示参数  $k_0$  和  $\beta$  对土体应力剪胀特性

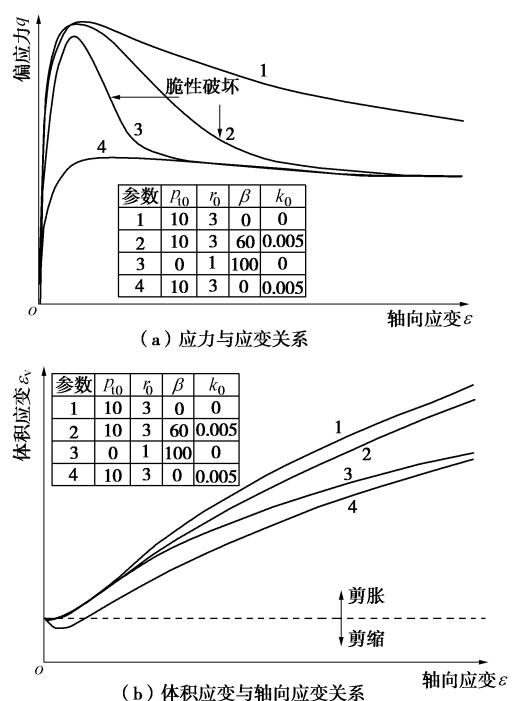


图 11 参数  $k_0$  和  $\beta$  对模型的影响

Fig. 11 Effect of parameters  $k_0$  and  $\beta$  on behavior of model

的描述。图 12 为不同参数  $A$  下边界模型对土体剪胀性描述的示意图。可以看出, 虽然参数  $A$  对模型描述的应力 - 应变关系无明显影响, 但随着剪胀参数  $A$  的增加, 模型表征土体剪胀性越显著。

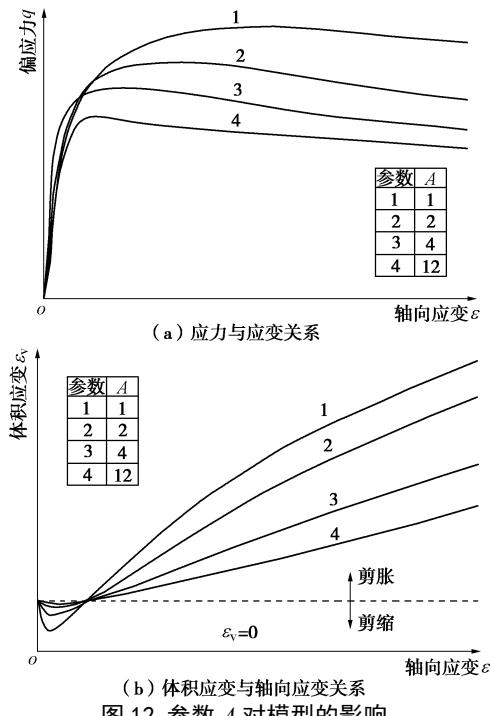


图 12 参数  $A$  对模型的影响

Fig. 12 Effect of parameter  $A$  on behavior of model

### 3.2 模型计算结果分析

为了验证本文模型的有效性, 本文采用前述 1.1 节中所述试验材料进行了常规固结试验和三轴压缩试验(包括固结排水三轴试验(CD)和固结不排水三轴试验(CU))。根据前述试验结果, 常规固结和三轴剪切试验对象为养护 7 d 的素土和 12% 掺量木质素固化土。常规固结试验参照《土工试验方法标准》(GB/T50123—1999)进行, 试验所用不锈钢环刀内径为 61.8 mm, 高 20 mm, 试验加载按荷载率(加载增量与前一级荷载比值)为 1 进行, 分级为 12.5 kPa, 25 kPa 至最终级荷载 1600 kPa, 每级荷载加载 24 h。常规固结试验在三轴压缩试验参考 ASTM D7181 进行, 根据已有学者的相关研究表明, 路基固化土的侧向压力现场实测值约在 20~80 kPa 之间<sup>[39]</sup>, 本文试验围压选取 40 kPa 和 80 kPa 两种, CD 和 CU 试验的剪切速率分别为 0.0096 mm/min 和 0.08 mm/min, 三轴压缩试验在英国 GDS 三轴试验机上进行。

图 13 为素土和 12% 木质素固化土常规固结试验的压缩曲线。图中固化土的屈服应力( $p_c$ )大于素土, 两者相应的屈服应力分别为 88 kPa 和 168 kPa。根据三轴排水试验结果进行拟合计算, 得到本文模型的初始状态参数和相关计算参数, 其结果如表 3 所示。表 3 中素土和固化土的临界状态线斜率  $M$  相同, 在  $p$  轴

上的截距  $p_{10}$  不同, 由此说明, 木质素的添加仅仅使得土体的临界状态线产生平移, 土体抗拉强度由于胶结作用的影响而增大。

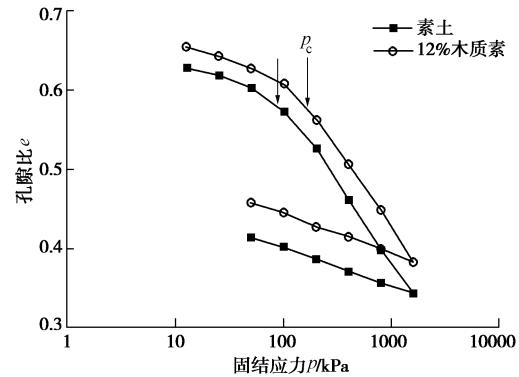


图 13 素土和 12% 木质素固化土压缩曲线

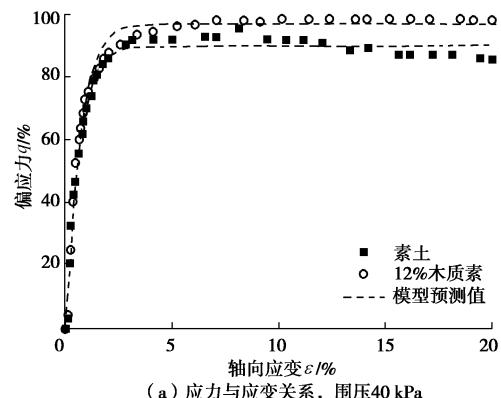
Fig. 13 Compression curves of natural silt and 12% lignin-stabilized silt

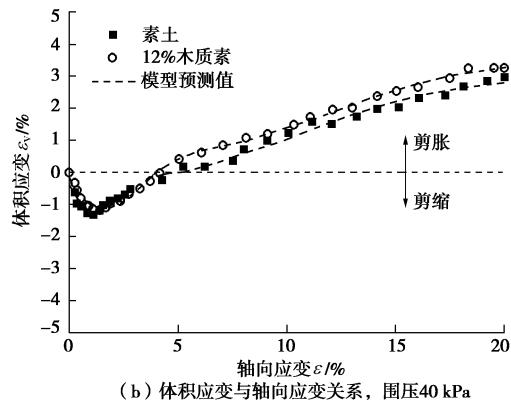
表 3 模型计算参数

Table 3 Parameters of model

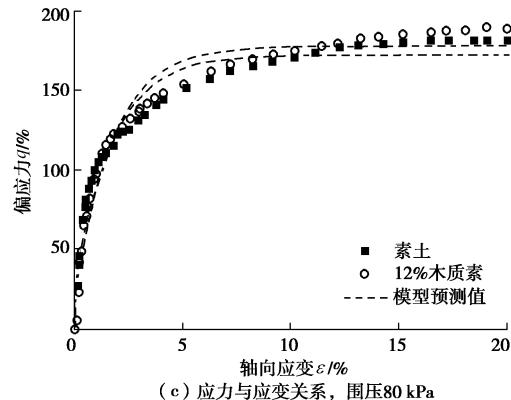
计算参数	素土	12% 木质素固化土
$M$	1.62	1.62
$\lambda$	0.061	0.067
$\kappa$	0.0063	0.0069
$\mu$	0.35	0.35
$p_{10}/kPa$	0	10.39
$R$	1.05	1.05
$N$	3	3
$\gamma$	0.90	0.90
$\beta$	0	0
$k_0$	0	0.005
$k_d$	-0.13	-0.13
$A$	0.38	0.56
$r_0$	1.00	1.21

图 14 为不同围压下固结排水试验结果与模型预测结果对比。可以看出, 本文所提模型可较好的描述土体在不同围压下的应力 - 应变特征, 对于低、高围压下土体表现的出应力剪缩和应力剪胀特性, 模型计算结果与试验结果也基本一致。从试验结果来看, 40 kPa 围压下, 固化土表现出先剪缩后剪胀的结果; 80 kPa 围压下, 土体完全表现出剪缩特征, 但固化土的压缩性低于素土; 当围压增至 80 kPa, 木质素固化土的峰值应力增加较为显著。

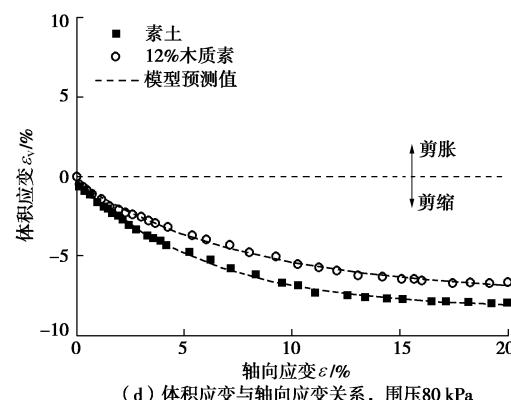




(b) 体积应变与轴向应变关系, 围压40 kPa



(c) 应力与应变关系, 围压80 kPa



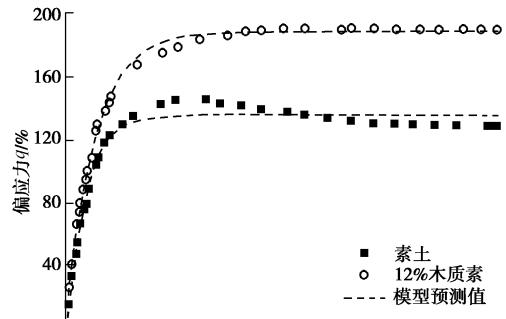
(d) 体积应变与轴向应变关系, 围压80 kPa

图 14 CD 试验结果与模型预测比较

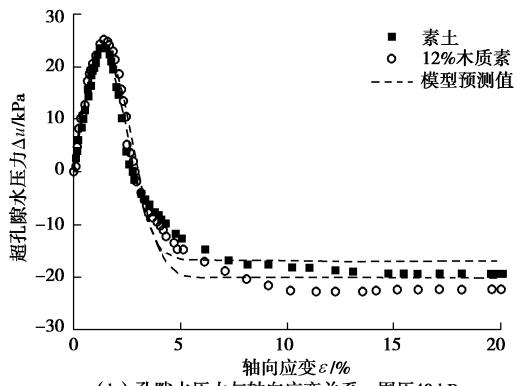
Fig. 14 Comparison between undrain shear test results and model predictions

由于模型中的相关参数是根据固结排水试验结果确定, 因此, 为了进一步验证模型的有效性, 根据前述所得模型参数对不同围压下的固结不排水试验结果进行计算, 其结果如图 15 所示。模型对于固结不排水剪切过程中土体应力 - 应变以及超孔隙水压力的变化计算与试验结果基本一致。图 15 (a) 中固化土的不排水抗剪强度较素土有显著提高, 所有试样在较小轴向应变条件下(轴向应变<3%), 吸力的发展使得超孔隙水压力急剧增加, 随之逐渐降低。在 40 kPa 围压下, 超孔隙水压力稳定在负值(图 15 (b)), 而 80 kPa 围压下, 超孔隙水压力保持正值(图 15 (d))。综上所述, 本文模型计算结果不仅可以较好的描述土体胶结作用下受力过程中的应力 - 应变变化关系, 对于应力

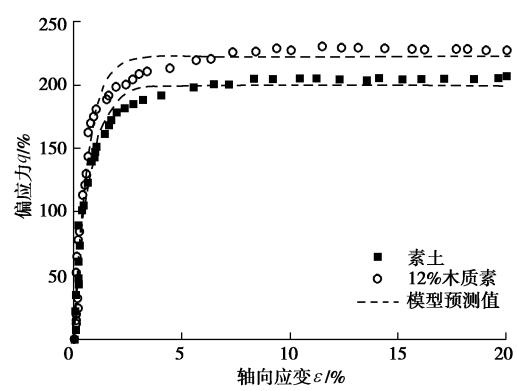
剪胀特性以及孔隙水压力随剪切过程的变化, 其计算结果与实测结果也较为一致(如图 15 (b)、(d)所示)。



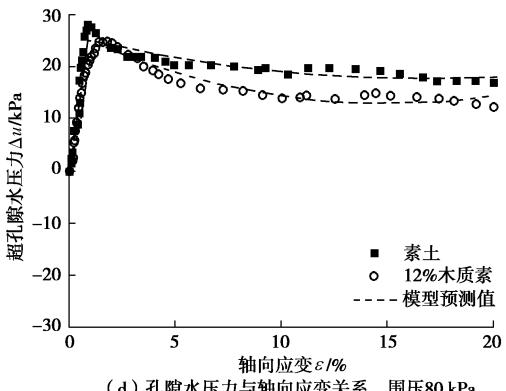
(a) 应力与应变关系, 围压40 kPa



(b) 孔隙水压力与轴向应变关系, 围压40 kPa



(c) 应力与应变关系, 围压80 kPa



(d) 孔隙水压力与轴向应变关系, 围压80 kPa

图 15 CU 试验结果与模型预测比较

Fig. 15 Comparison between drain shear test results and model predictions

## 4 结 论

通过木质素固化粉土的室内试验和微观结构分析, 探讨了胶结作用对土体工程性质改善的影响, 基于边界塑性理论, 研究了考虑胶结作用的木质素固化粉土应力-应变特征与应力剪胀特性, 初步得出以下结论:

(1) 木质素可有效提高土体强度, 粉土强度随木质素掺量增加而增加, 超过一定掺量后土体强度有所降低, 江苏粉土的木质素最优掺量为12%; 固化土工程性质的改善, 主要归因于木质素产生的胶结作用。

(2) 基于边界塑性理论, 提出考虑胶结作用的木质素固化土本构模型, 将硬化参数、应力-剪胀参数和胶结破坏速率等参数引入, 使得模型可有效描述多种土体破坏模式, 非相关联流动法则和改进映射法则能表示剪切过程中的应力软化/硬化特征和胶结特性。

(3) 12%掺量固化土的屈服应力较素土提高约90%, 抗拉强度提高。排水剪切过程中颗粒间胶结作用的断裂使得固化土在高、低围压下峰值应力无明显变化, 低围压下土体具有明显的剪胀特性, 高围压下土体以剪缩特性为主。固化土不排水剪切强度较素土提高约40%, 围压对超孔隙水压力的变化影响较大。

(4) 本文提出的木质素固化粉土边界塑性模型计算结果与室内试验结果较为一致, 模型在表征固化土的胶结作用、不同破坏模式和应力剪胀特性等方面均表现出较好的适应性。该模型具有原理简单、参数明确的特点, 可为固化土应力-应变的数值计算提供一定理论基础。

## 参考文献:

- [1] 龚晓南. 地基处理手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008. (GONG Xiao-nan. Ground improvement manual[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2008. (in Chinese))
- [2] SHERWOOD P T. The stabilization with cement of weathered and sulphate-bearing clays[J]. *Géotechnique*, 1957, 7(4): 179 - 191.
- [3] BELL F G. Lime stabilization of clay minerals and soils[J]. *Engineering Geology*, 1996, 42(4): 223 - 237.
- [4] LO S R, WARDANI S P R. Strength and dilatancy of a silt stabilized by a cement and fly ash mixture[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2002, 39(1): 77 - 89.
- [5] 黄 新, 宁建国, 郭 畔, 等. 水泥含量对固化土结构形成的影响研究[J]. *岩土工程学报*, 2006, 28(4): 436 - 441. (HUANG Xin, NING Jian-guo, GUO Ye, et al. Effect of cement content on the structural formation of stabilized soil[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, 28(4): 436 - 441. (in Chinese))
- [6] ROLLINGS R S, BURKES M P. Sulfate attack on cement-stabilized sand[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1999, 125(5): 364 - 372.
- [7] SARIOSSEIRI F, MUHUNTHAN B. Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington state soils[J]. *Engineering Geology*, 2009, 104(1/2): 119 - 125.
- [8] 蒋挺大. 木质素[M]. 北京: 化学工业出版社, 2008. (JIANG Ting-da. Lignin[M]. Beijing: Chemical Industry Press, 2008. (in Chinese))
- [9] 姚 穆, 孙润军, 陈美玉, 等. 植物纤维素、木质素、半纤维素等的开发与利用[J]. 精细化工, 2009, 26(10): 938 - 942. (YAO Mu, SUN Run-jun, CHEN Mei-yu, et al. Development and utilization of plant cellulose, lignin and hemicelluloses and so on[J]. *Fine Chemicals*, 2009, 26(10): 938 - 942. (in Chinese))
- [10] CHEN B. Polymer-clay nanocomposites: an overview with emphasis on interaction mechanisms[J]. *British Ceramic Transactions*, 2004, 103(6): 241 - 249.
- [11] TINGLE J S, SANTONI R L. Stabilization of clay soils with nontraditional additives[J]. *Transportation Research Record*, 2003, 1819: 72 - 84.
- [12] SANTONI R L, TINGLE J S, NIEVES M. Accelerated strength improvement of silty sand with nontraditional additives[J]. *Transportation Research Record*, 2005, 1936: 34 - 42.
- [13] KIM S, GOPALAKRISHNAN K, CEYLAN H. Moisture susceptibility of subgrade soils stabilized by lignin-based renewable energy coproduct[J]. *Journal of Transportation Engineering*, 2012, 138(11): 1283 - 1290.
- [14] 刘松玉, 蔡国军. 基于生物能源副产品木质素的土体稳定性加固剂: 中国, 201010271040.1[P]. 2010-08-31. (LIU Song-yu, CAI Guo-jun. Lignin-based bioenergy by-products to stabilize soil: China, 201010271040.1[P]. 2010-08-31. (in Chinese))
- [15] INDRARATNA B, ATHUKORALA R, VINOD J. Estimating the rate of erosion of a silty sand treated with lignosulfonate[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2012, 139(5): 701 - 714.
- [16] GOW A J, DAVIDSON D T, SHEELER J B. Relative effects of chlorides, lignosulfonates and molasses on properties of a

- soil-aggregate mix[J]. Highway Research Board Bulletin, 1961, **282**: 66 - 83.
- [17] KAROL R H. Chemical grouting and soil stabilization[M]. 3rd ed. New York: Marcel Decker Incorporation, 2003.
- [18] VINOD J S, INDRARATNA B, MAHAMUD M A A. Stabilisation of an erodible soil using a chemical admixture[J]. Ground Improvement, 2010, **163**(1): 43 - 51.
- [19] 刘松玉, 张 涛, 蔡国军, 等. 生物能源副产品木质素加固土体研究进展[J]. 中国公路学报, 2014, **27**(8): 1 - 10. (LIU Song-yu, ZHANG Tao, CAI Guo-jun, et al. Research progress of soil stabilization with lignin from bio-energy by-products[J]. Chinese Journal of Highway and Transport, 2014, **27**(8): 1 - 10. (in Chinese))
- [20] INDRARATNA B, MUTTUVEL T, KHABBAZ H. Modelling the erosion rate of chemically stabilized soil incorporating tensile force-deformation characteristics[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, **46**(1): 57 - 68.
- [21] 张 涛, 刘松玉, 蔡国军, 等. 工业副产品木质素改良路基粉土的微观机理研究[J]. 岩土力学, 待刊. (ZHANG Tao, LIU Song-yu, CAI Guo-jun, et al. Research on the stabilization microcosmic mechanism of lignin based by-product treated subgrade silt[J]. Rock and Soil Mechanics, in press. (in Chinese))
- [22] 李相崧. 饱和土弹塑性理论的数理基础—纪念黄文熙教授[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(1): 1 - 33. (LI Xiang-song. Physical and mathematical bases of elastoplastic theories on saturated soil-In memory of Professor HUANG Wen-xi[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(1): 1 - 33. (in Chinese))
- [23] DAFALIAS Y F, HERRMANN L R. A bounding surface soil plasticity model[C]// Proceeding of International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading. Swansea, 1980.
- [24] RUSSELL A R, KHALILI N. A unified bounding surface plasticity model for unsaturated soils[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2006, **30**(3): 181 - 212.
- [25] ROUAINIA M. A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure[J]. Géotechnique, 2000, **50**(2): 153 - 164.
- [26] BAUDET B, STALLEBRASS S. A constitutive model for structured clays[J]. Géotechnique, 2004, **54**(4): 269 - 278.
- [27] CHEN Q, INDRARATNA B, CARTER J, et al. A theoretical and experimental study on the behaviour of lignosulfonate-treated sandy silt[J]. Computers and Geotechnics, 2014, **61**: 316 - 327.
- [28] LI X S, DAFALIAS Y F. Dilatancy for cohesionless soils[J]. Géotechnique, 2000, **50**(4): 449 - 460.
- [29] GAJO A, WOOD M. Severn-trent sand: a kinematic-hardening constitutive model: the  $q - p$  formulation[J]. Géotechnique, 1999, **49**(5): 595 - 614.
- [30] BEEN K, JEFFERIES M G. A state parameter for sands[J]. Géotechnique, 1985, **35**(2): 99 - 112.
- [31] YAN W M, LI X S. A model for natural soil with bonds[J]. Géotechnique, 2010, **61**(2): 95 - 106.
- [32] KHALILI N, HABTE M A, ZARGARBASHI S. A fully coupled flow deformation model for cyclic analysis of unsaturated soils including hydraulic and mechanical hysteresees[J]. Computers and Geotechnics, 2008, **35**(6): 872 - 889.
- [33] LI T, MEISSNER H. Two-surface plasticity model for cyclic undrained behavior of clays[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, **128**(7): 613 - 626.
- [34] DAFALIAS Y F. Bounding surface plasticity. I: Mathematical foundation and hypoplasticity[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1986, **112**(9): 966 - 987.
- [35] DAFALIAS Y F, HERRMANN L R. Bounding surface plasticity. II: application to isotropic cohesive soils[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1986, **112**(12): 1263 - 1291.
- [36] ANANDARAJAH A, DAFALIAS Y F. Bounding surface plasticity. III: application to anisotropic cohesive soils[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1986, **112**(12): 1292 - 1318.
- [37] 孙益振, 邵龙潭. 基于局部与整体变形测量的粉土泊松比试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(8): 1033 - 1038. (SUN Yi-zhen, SHAO Long-tan. Experimental researches on Poisson's ratio of silty soil based on local and whole deformation measurements[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(8): 1033 - 1038. (in Chinese))
- [38] YU H S. CASM: A unified state parameter model for clay and sand[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1998, **22**(8): 621 - 653.
- [39] LIU J, XIAO J. Experimental study on the stability of railroad silt subgrade with increasing train speed[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **136**(6): 833 - 841.