

DOI: 10.11779/CJGE201812006

三维胶结结构性土 UH 模型

祝恩阳^{1, 2}, 李晓强², 朱建明^{*3}

(1. 北京航空航天大学航空科学与工程学院, 北京 100191; 2. 北方工业大学土木工程学院, 北京 100144;
3. 华北科技学院安全工程学院, 河北 三河 101601)

摘要: 为反映胶结对结构性土剪切最终应力比以及剪胀规律的影响, 将 $p-q$ 坐标中静态的临界状态线 (CSL) 扩展为与 CSL 平行并随结构性衰减而从左侧移向 CSL 的动态临界状态线 (MCSL), 构造与 MCSL 匹配的屈服面和剪胀方程, 从而将以考虑加载体积垮塌为主的结构性土统一硬化 (UH) 模型扩展为能考虑胶结影响的胶结结构性土 UH 模型。在此基础上, 应用变换应力三维化方法, 将所提模型应用到三维应力空间。相对于结构性土 UH 模型, 三维胶结结构性土 UH 模型增加了 1 个模型参数描述初始胶结程度。该参数可由无侧限压缩试验近似确定。通过 4 种结构性土的试验结果与模型预测对照表明, 三维胶结结构性土 UH 模型能够较合理地反映受胶结影响的结构性土等向压缩、常规三轴剪切与真三轴剪切等特性。

关键词: 胶结; 结构性土; 移动临界状态线; 本构模型; 三维化

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)12-2200-08

作者简介: 祝恩阳(1983-), 男, 讲师, 博士, 主要从事岩土本构理论的教学和科研工作。E-mail: zhuenyang@ncut.edu.cn。

Three-dimensional UH model for structured soils considering bonding

ZHU En-yang^{1, 2}, LI Xiao-qiang², ZHU Jian-ming³

(1. School of Aeronautic Science and Engineering, Beihang University, Beijing 100191, China; 2. School of Civil Engineering, North China University of Technology, Beijing 100144, China; 3. School of Safety Engineering, North China Institute of Science and Technology, Sanhe 101601, China)

Abstract: In order to reflect the influences of bonding in structured soils on the ultimate shear stress ratio and dilatancy law, a dynamic moving critical state line (MCSL), which parallels to the traditional static critical state line (CSL) and moves to the CSL as bonding structure decays, is introduced in $p-q$ stress space. Correspondingly, the yielding surfaces and the dilatancy equation are both modified to match the MCSL. After that, a UH model for structured soils considering bonding is developed from the structured UH model mainly considering soil structure collapse. Adopting the transformed stress method, the proposed model is developed to be applied in three-dimensional stress space. Compared to the structured UH model, the proposed new model adds only 1 model parameter expressing the initial bonding level, which can be estimated by unconfined compression tests. Comparisons between test data and model predictions of 4 structured soils indicate that the proposed model is qualified in reasonably describing the behaviors of the bonding structured soils in isotropic compression, drained/undrained triaxial compression and true triaxial shear.

Key words: bonding; structured soil; moving critical state line; constitutive model; three-dimension

0 引言

鉴于天然土内遍布的微结构使其变形特性与重塑土有较大差异, 故亟需建立能考虑天然土结构性的本构模型。这也是 21 世纪土力学的一个核心问题^[1]。对此, 许多学者进行了卓有成效的研究, 例如: 沈珠江^[2]基于损伤理论建立堆砌体模型; 谢定义等^[3]通过构造结构性参数建立反映天然土结构性的本构模型; 尹振宇^[4]通过引入结构比描述前期固结压力的演化建立天然软黏土模型; 王立忠等^[5]在符合热力学原理模型基

础上建立了 K_0 结构性软黏土本构模型; Liu 等^[6]在修正剑桥模型基础上引入附加孔隙比及相应演化规律描述结构性土的等向压缩特征, 并进而扩展建立结构性土剑桥模型; Asaoka 等^[7]在剑桥模型单一屈服面基础上, 联合使用上、下加载面对结构性与超固结进行统一描述; Nakai 等^[8]通过建立 2 个与孔隙比相关的状态参量对结构性土的等向压缩特性进行描述; Rouainia

收稿日期: 2017-10-24

*通讯作者 (E-mail: jmjzhu@263.net)

等^[9]在泡泡模型基础上发展建立了天然土的移动硬化模型。笔者在统一硬化 (UH) 理论框架下^[10-11], 通过将静态的正常固结线 (Normal Compression Line, 简称 NCL) 扩展为动态的移动正常固结线 (Moving Normal Compression Line, 简称 MNCL), 建立了以考虑结构垮塌为主的结构性土 UH 模型^[12-14]。

土颗粒间的胶结是导致结构性的重要原因。胶结通过增强土颗粒间的联接, 增大土的强度与刚度, 从而抑制土体变形的发展。随加载进行, 胶结逐渐破损, 这使先前被抑制住的变形又释放出来。因而可形象地说: 以重塑土为参照, 胶结将本应发生在加载初期的变形向加载后期延迟。故涉及结构性土的工程在加载后期可能产生更急剧的突然变形, 不利于施工及使用安全。

为对胶结作用进行考虑, 蒋明镜等^[15]从细观角度建立了胶结接触模型, 并将其植入到三维离散元商业软件 PFC^{3D} 中。Liu 等^[16]使屈服面左端与平均主应力轴负半轴相交, 并令交点间距随加载演化。采用类似做法的还有陈波等^[17]。刘鹏等^[18]利用结构性土压缩线的双对数线性关系, 将胶结考虑进本构模型。Nguyen 等^[19]在应力坐标中构造弯曲的临界状态线对胶结进行考虑。该线与平均应力轴负半轴相交, 并随平均应力增加趋近于重塑土临界状态线。

从建立本构模型角度考虑, 胶结通过限制土材料在受荷过程中颗粒间的相对移动, ①使土抗剪强度提高, ②也使土的剪胀特性受到影响。图 1 (a) 为不同围压下原状 Corinth Canal 泥灰土^[20]三轴排水剪切最终应力比 $\eta_{ult} = (q/p)_{ult}$, 其中 p 为平均应力, q 为广义剪应力。随 p 增大, 结构性土剪切最终应力比 η_{ult} 减小并趋近于重塑土临界状态应力比 M 。图 1 (b) 所示为原状与重塑 Bangkok 黏土^[21]的剪胀规律。以体应变增量 $d\varepsilon_v$ 与广义剪应变增量 $d\varepsilon_d$ 之比为横坐标, 以应力比 (q/p) 为纵坐标。在相同 (q/p) 下, 结构性土较重塑土产生更大份额的剪缩体积应变。

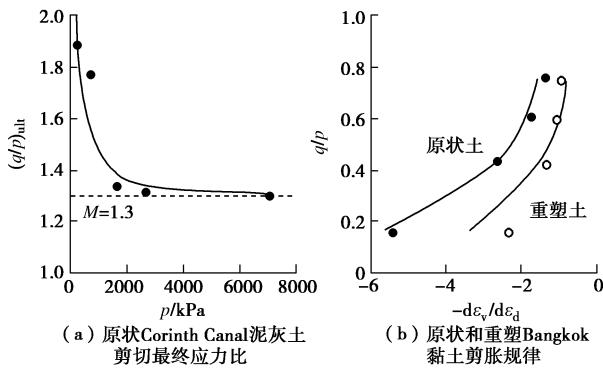


图 1 胶结影响

Fig. 1 Influences of bonding

为描述胶结的以上两方面影响, 在结构性土 UH 模型基础上, 把 $p - q$ 坐标中静态的临界状态线 (Critical State Line, 简称 CSL) 扩展为动态的移动临界状态线 (Moving Critical State Line, 简称 MCSL), 将胶结对结构性土剪切破坏最终应力比和剪胀规律的影响动态地考虑进本构模型^[22]。而后基于变换应力三轴化方法^[10], 扩展建立三维胶结结构性土 UH 模型。

在本文介绍中, 主应力以 σ_1 , σ_2 , σ_3 表示; 主应变增量以 $d\varepsilon_1$, $d\varepsilon_2$, $d\varepsilon_3$ 表示。则 p , q , $d\varepsilon_v$ 和 $d\varepsilon_d$ 分别表示为

$$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3, \quad (1)$$

$$q = \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_2)^2}/\sqrt{2}, \quad (2)$$

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_1 + d\varepsilon_2 + d\varepsilon_3, \quad (3)$$

$$d\varepsilon_d = \sqrt{2} \sqrt{(d\varepsilon_1 - d\varepsilon_2)^2 + (d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3)^2 + (d\varepsilon_3 - d\varepsilon_2)^2}/3. \quad (4)$$

主应变增量 $d\varepsilon_i (i=1, 2, 3)$ 由弹性部分 $d\varepsilon_i^e$ 和塑性部分 $d\varepsilon_i^p$ 组成,

$$d\varepsilon_i = d\varepsilon_i^p + d\varepsilon_i^e. \quad (5)$$

1 胶结结构性土 UH 模型

在结构性土 UH 模型^[12-14] MNCL 基础上, 为考虑胶结, 令当前应力屈服面 f 与参考应力屈服面 \bar{f} 左端交于 p 轴负半轴, 如图 2 所示。

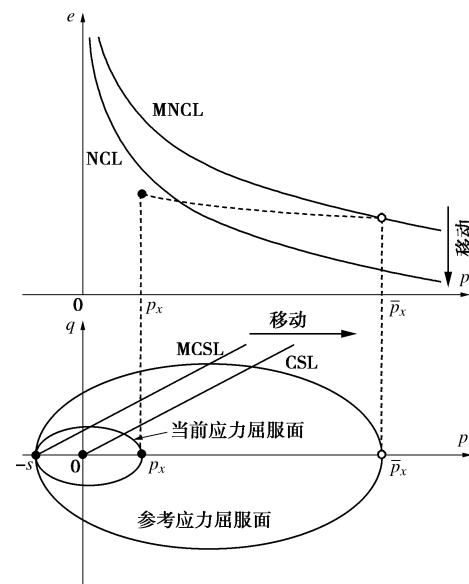


图 2 胶结结构性土 UH 模型当前与参考应力屈服面

Fig. 2 Current and reference yield surfaces of UH model for structured soils considering bonding

$$f = c_p \ln \left[p + \frac{q^2}{M^2(p+s)} \right] - c_p \ln p_x = 0, \quad (6)$$

$$\bar{f} = c_p \ln \left[\bar{p} + \frac{\bar{q}^2}{M^2(\bar{p}+s)} \right] - c_p \ln \bar{p}_x = 0. \quad (7)$$

式中 $c_p = (\lambda - \kappa)/(1 + e_0)$, λ 与 κ 分别为 $e - \ln p$ 坐

标中重塑土等向压缩线与回弹线的斜率大小; e_0 为初始孔隙比; (p, q) 和 (\bar{p}, \bar{q}) 分别为 f 与 \bar{f} 上应力状态; M 为重塑土临界状态应力比; s 为两屈服面左端点在 p 轴上共同的截距, p_x 和 \bar{p}_x 分别为两屈服面右端点在 p 轴上各自截距:

$$p_x = p_0 \exp \left[\int R^{\frac{\Delta e}{\Delta e_0}(\eta - M_f)} \cdot \frac{M_f^4 - \eta^4}{M^4 - \eta^4} \frac{d\epsilon_v^p}{c_p} \right], \quad (8)$$

$$\bar{p}_x = \bar{p}_0 \exp \left[\int \frac{d\epsilon_v^p}{c_p} + \int \frac{d(\Delta e)}{\lambda - \kappa} \right], \quad (9)$$

式中, p_0 与 \bar{p}_0 分别为 p_x 与 \bar{p}_x 的初值, ϵ_v^p 为塑性体积应变, $\eta = q/(p+s)$ 。潜在强度 M_f 、结构势 Δe 与胶结应力 s 分别表示为

$$M_f = 6 \left[\sqrt{\frac{\chi}{R} \left(1 + \frac{\chi}{R} \right)} - \frac{\chi}{R} \right], \quad (10)$$

$$d(\Delta e) = -\zeta \cdot R \cdot \Delta e \langle c_p d(\ln p_x) \rangle, \quad (11)$$

$$ds = -\zeta \cdot R \cdot s \langle c_p d(\ln p_x) \rangle. \quad (12)$$

式中 $\chi = M^2/[12(3-M)]$; $R = (p_x + s)/(\bar{p}_x + s)$; ζ 是结构性衰减率参数; “ $\langle \rangle$ ”为 Macaulay 括号。初始 $\Delta e = \Delta e_0$, $s = s_0$, 结构性衰减完全 $\Delta e = 0$, $s = 0$ kPa, 故假定 Δe 与 s 等比例演化。

胶结结构性土 UH 模型采用相关流动假定, 塑性势函数 $g = f$, 相应的剪胀方程为

$$\frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_d^p} = \frac{\partial f / \partial p}{\partial f / \partial q} = \frac{M^2 - [q/(p+s)]^2}{2q/(p+s)}. \quad (13)$$

据此, 胶结结构性土 UH 模型的塑性体应变增量 $d\epsilon_v^p$ 与塑性剪应变增量 $d\epsilon_d^p$ 表达为

$$d\epsilon_v^p = \Omega \frac{(\partial f / \partial p) dp + (\partial f / \partial q) dq}{1 - \Omega_b (\partial f / \partial s)}, \quad (14)$$

$$d\epsilon_d^p = \Omega \frac{\partial f / \partial q \cdot (\partial f / \partial p) dp + (\partial f / \partial q) dq}{1 - \Omega_b (\partial f / \partial s)}. \quad (15)$$

式中 $\Omega = R^{(\Delta e / \Delta e_0)(M_f - \eta)} \cdot (M^4 - \eta^4) / (M_f^4 - \eta^4)$; 当 $dp_x \geq 0$, $\Omega_b = -\zeta R s$; 当 $dp_x < 0$, $\Omega_b = 0$ 。

胶结结构性土 UH 模型弹性体积应变增量 $d\epsilon_v^e$ 与弹性剪切应变增量 $d\epsilon_d^e$ 依 Hooke 定律。

$$d\epsilon_v^e = 3(1-2\nu)dp/E, \quad (16)$$

$$d\epsilon_d^e = 2(1+\nu)dq/(3E), \quad (17)$$

式中, ν 为泊松比, $E = 3p(1-2\nu)(1+e_0)/\kappa$ 。

2 三维胶结结构性土 UH 模型

为使所提模型能应用于真实三维应力状态, 采用变换应力三维化方法^[10], 扩展建立三维胶结结构性土 UH 模型。

如图 3 所示, 在应力空间中, 点 A 为真应力状态,

点 \tilde{A} 为变换应力状态。变换应力三维化方法实质: 根据状态点 A 计算状态点 \tilde{A} ; 将点 \tilde{A} 代入模型计算塑性应变增量, 再将此塑性应变增量与点 A 对应。弹性应变用真应力计算。

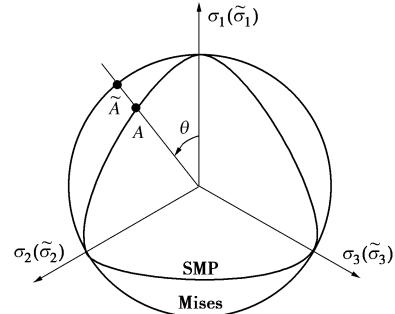


图 3 SMP 准则下的变换关系

Fig. 3 Transformed relationships based on SMP criterion

真应力 σ_i 和变换应力 $\tilde{\sigma}_i$ 的关系为

$$\tilde{\sigma}_i + s = p + s + \frac{q_c}{q} (\sigma_i + s - p - s) \quad (i = 1, 2, 3). \quad (18)$$

若依照 SMP 准则, 式 (18) 中 q_c 表示为

$$q_c = \frac{I_1 I_2 - 9I_3 + 3\sqrt{(I_1 I_2 - 9I_3)(I_1 I_2 - I_3)}}{4I_2}, \quad (19)$$

式中, $I_1 = \sigma_1 + s + \sigma_2 + s + \sigma_3 + s = 3p + 3s$, $I_2 = (\sigma_1 + s)(\sigma_2 + s) + (\sigma_1 + s)(\sigma_3 + s) + (\sigma_2 + s)(\sigma_3 + s)$, $I_3 = (\sigma_1 + s)(\sigma_2 + s)(\sigma_3 + s)$ 。

三维胶结结构性土 UH 模型的当前屈服面 f 与参考屈服面 \bar{f} 在变换应力空间中表示为

$$f = c_p \ln \left[\tilde{p} + \frac{\tilde{q}^2}{M^2(\tilde{p} + s)} \right] - c_p \ln \tilde{p}_x = 0, \quad (20)$$

$$\bar{f} = c_p \ln \left[\bar{p} + \frac{\bar{q}^2}{M^2(\bar{p} + s)} \right] - c_p \ln \bar{p}_x = 0. \quad (21)$$

值得注意的是, 式中 $\tilde{\sigma}_1$, $\tilde{\sigma}_2$, $\tilde{\sigma}_3$ 各自均是 σ_1 , σ_2 , σ_3 的函数。模型各内变量表示为

$$\tilde{p}_x = \tilde{p}_0 \exp \left[\int \tilde{R}^{\frac{\Delta e}{\Delta e_0}(\tilde{\eta} - \tilde{M}_f)} \cdot \frac{\tilde{M}_f^4 - \tilde{\eta}^4}{M^4 - \tilde{\eta}^4} \frac{d\epsilon_v^p}{c_p} \right], \quad (22)$$

$$\bar{p}_x = \bar{p}_0 \exp \left[\int \frac{d\epsilon_v^p}{c_p} + \int \frac{d(\Delta e)}{\lambda - \kappa} \right], \quad (23)$$

$$d(\Delta e) = -\zeta \cdot \tilde{R} \cdot \Delta e \langle c_p d(\ln \tilde{p}_x) \rangle, \quad (24)$$

$$ds = -\zeta \cdot \tilde{R} \cdot s \langle c_p d(\ln \tilde{p}_x) \rangle, \quad (25)$$

$$\tilde{M}_f = 6 \left[\sqrt{\frac{\chi}{\tilde{R}} \left(1 + \frac{\chi}{\tilde{R}} \right)} - \frac{\chi}{\tilde{R}} \right], \quad (26)$$

$$\tilde{R} = (\tilde{p}_x + s) / (\bar{p}_x + s). \quad (27)$$

由屈服面外法线方向确定塑性流动方向:

$$\left[d\epsilon_1^p, d\epsilon_2^p, d\epsilon_3^p \right]^T = \tilde{A} \left[\frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_1}, \frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_2}, \frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_3} \right]^T. \quad (28)$$

式中 $\tilde{\lambda}$ 为塑性因子, 与加载增量有关,

$$\tilde{\lambda} = \tilde{\Omega} \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_1} d\sigma_1 + \frac{\partial f}{\partial \sigma_2} d\sigma_2 + \frac{\partial f}{\partial \sigma_3} d\sigma_3}{\frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_1} + \frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_2} + \frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_3}}, \quad (29)$$

式中, $\tilde{\Omega} = \tilde{R}^{\frac{\Delta e}{\Delta e_0}(\tilde{M}_f - \tilde{\eta})} \cdot \frac{(M^4 - \tilde{\eta}^4)/(\tilde{M}_f^4 - \tilde{\eta}^4)}{1 - \Omega_b(\tilde{R}) \cdot (\partial f / \partial s)}$ 。

弹性应变增量遵循广义 Hooke 定律。

三维胶结结构性土 UH 模型中共有 8 个参数, 分别为 λ , κ , M , N (NCL 上 $p=1$ kPa 所对应的 e), ν , Δe_0 , ζ 和 s_0 。其中前 5 个参数与剑桥模型相同, 可由重塑土等向压缩与三轴剪切试验确定。后 3 个参数 Δe_0 、 ζ 和 s_0 均为结构性参数。按模型描述, 试样一旦受荷, s 即减小, 无法直接测量初值 s_0 。本文考虑以扰动较小的无侧限压缩强度 q_u 估计 s_0 。

$$s_0 = \frac{q_u}{M} - \frac{q_u}{3} \quad (30)$$

s_0 确定后, 再由等向压缩依次确定 ζ , Δe_0 ^[12]。

3 模型演化

该部分计算中, 模型参数如表 1 所示。土试样的初始状态为 $e_0 = 1.3$, $p_0 = 10.0$ kPa。

表 1 模型模拟所用参数

Table 1 Model parameters applied in simulations

λ	κ	N	M	ν	Δe_0	ζ	s_0
0.2	0.03	2.0	1.1	0.25	0.25	0.6	20 30 kPa

3.1 等向压缩

图 4 (a) 展示了 $e - \ln p$ 坐标中结构性土与重塑土等向压缩线。两压缩线最终均趋近于 NCL。但结构性土等向压缩线能先达到 NCL 上方。图 4 (b) 展示了结构性土内变量 s 与 Δe 随压缩的演化。由于 s 与 Δe 等比例演化, 故在 s 与 Δe 两纵坐标轴适当取值时, 二者演化线重合。

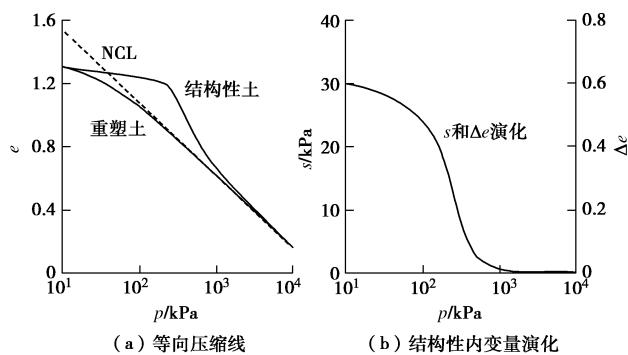


图 4 结构性土和重塑土的等向压缩线

Fig. 4 Simulations of isotropic compression on structured and reconstituted soils

3.2 等 p 三轴剪切试验

图 5 所示为胶结结构性土等 p 三轴排水剪切模拟。图 6 所示为胶结结构性土不排水剪切模拟, 其中 p_{c0} 表示初始等向固结压力。

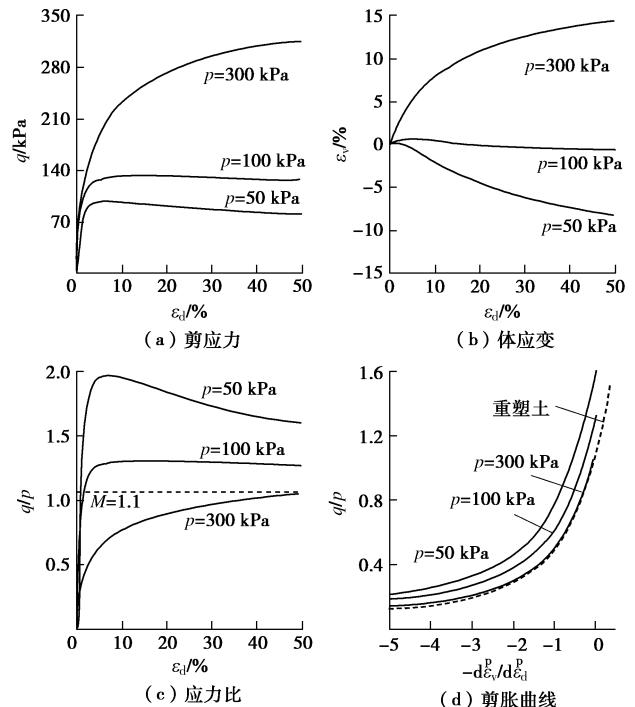


图 5 结构性土等 p 三轴排水剪切

Fig. 5 Simulations of drained triaxial shear with constant p on structured soil

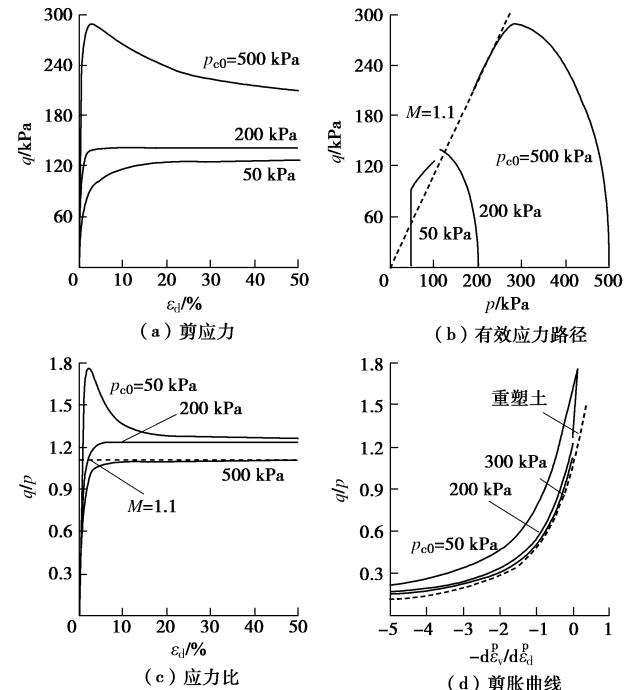


图 6 结构性土三轴不排水剪切

Fig. 6 Simulations of undrained triaxial shear on structured soils

等 p 排水剪切中, 随 p 增大: 剪切变形逐渐由应

变软化过渡为应变硬化(图 5(a)); 体积变形逐渐由剪缩后继剪胀过渡为单一剪缩(图 5(b))。不排水剪切中, 随 p_{c0} 增大: 剪切变形逐渐由应变硬化过渡为减压软化(图 6(a)、(b)); 孔隙水压力逐渐由负值过渡为正值(图 6(b))。不论排水还是不排水剪切, 随约束压力的增大: 剪切最终应力比 η_{ult} 都减小并趋近于 M (图 5(c)、图 6(c)), 与图 1(a)一致; 剪胀曲线均向下移动并趋于重塑土剪胀曲线(图 5(d)、图 6(d)), 与图 1(b)相符。

3.3 三轴压缩与三轴拉伸对照

三维胶结结构性土 UH 模型计算等 p 三轴排水剪切如图 7(a)、(c)、(e), 不排水剪切如图 7(b)、(d)、(f)。可见三轴压缩强度大于三轴拉伸(图 7(a)与图 7(b))。无论是排水还是不排水剪, 较小约束应力对应的剪切最终应力比较大(图 7(e)与图 7(f))。模型基于临界状态理论, 三轴压缩与拉伸的体变相同(图 7(c)), 有效应力路径在 p 轴投影相同(图 7(d))。

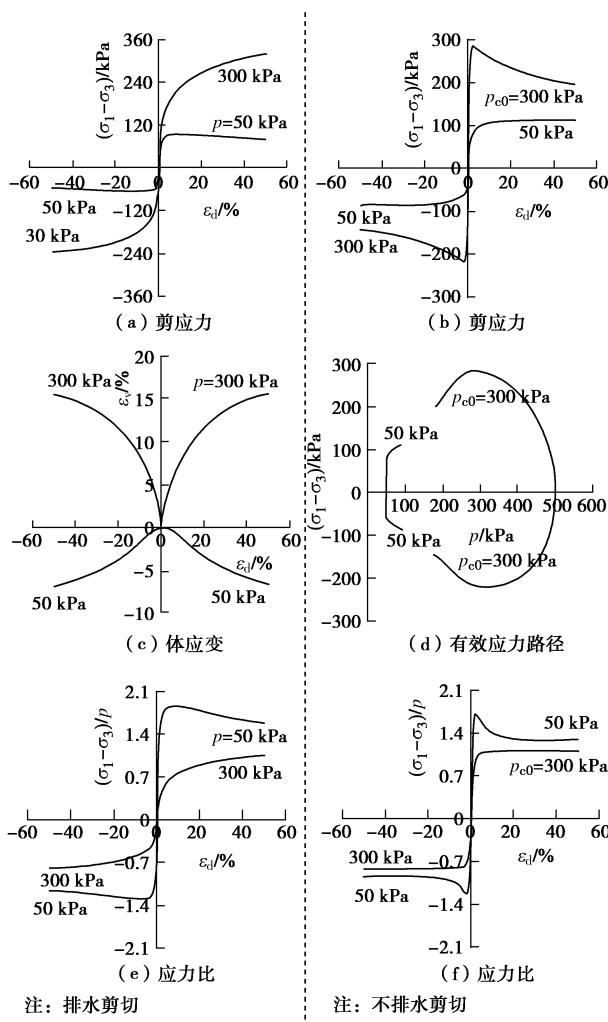


图 7 结构性土等 p 与不排水三轴压缩/拉伸剪切

Fig. 7 Simulations of triaxial compression/extension shear on structured soils

4 模型验证

为验证本文所提模型的合理性, 将 4 种结构性土试验数据与模型预测进行对比。4 种结构性土分别为 Corinth Canal 泥灰土、Eastern Osaka 黏土、Bangkok 黏土和上海黏土。本节图中, 点代表试验数据, 实线代表本文所提模型的预测。为对照, 图中亦绘出所提模型去掉胶结影响的预测曲线, 以虚线表示。根据原文献公布的试验数据, 确定各天然土的模型参数如表 2 所示。

表 2 模型预测所用参数

Table 2 Model parameters applied in predictions

参数	土样							
	λ	κ	N	M	ν	Δe_0	ζ	S_0 /kPa
Corinth Canal 泥灰土	0.045	0.812	1.30	0.25	0.166	38.0	90.0	0.008
Eastern Osaka 黏土	0.180	0.028	2.13	1.27	0.25	0.58	13.0	41.0
Bangkok 黏土 上海 黏土	0.510	0.120	4.65	0.90	0.25	0.780	13.0	10.0
	0.133	0.026	1.6	1.10	0.25	0.52	9.0	25.0

4.1 Corinth Canal 泥灰土的模型预测

Corinth Canal 泥灰土^[20]主要来源于晚第三纪的海、河或湖的沉积物, 含有 35%~75% 的碳酸钙。其较强的结构性使 Corinth 运河两岸自然边坡坡角高达 75°。图 8 展示了这种结构性土等向压缩和排水剪切的试验结果与模型预测。

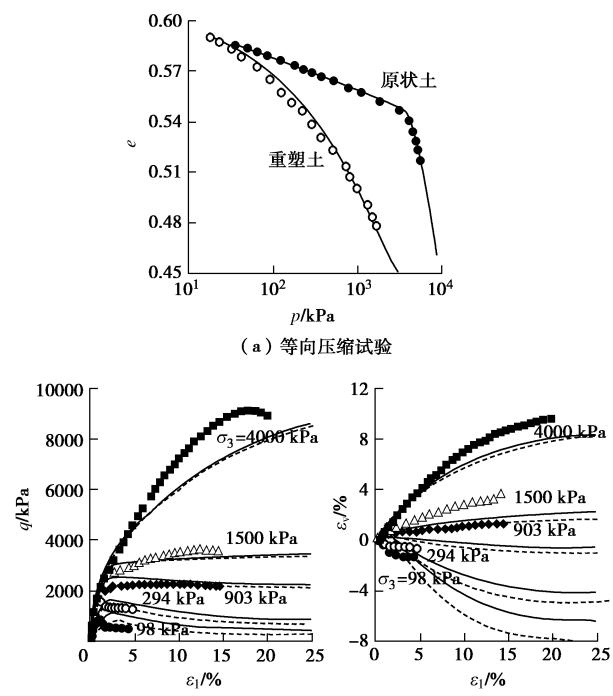


图 8 Corinth Canal 泥灰土的试验结果与预测

Fig. 8 Predictions and test data of Corinth Canal marls

图 8 (a) 预测了原状与重塑 Corinth Canal 泥灰土等向压缩特性, 但较大应力下试验数据的缺乏, 增大了确定 Δe_0 与 ζ 的难度。图 8(b) 展示了原状 Corinth Canal 泥灰土三轴排水剪切的试验结果与模型预测。所提模型对剪切最终应力比 η_{ult} 的模拟如图 1 (a) 实线所示, 与试验结果相符。

4.2 Eastern Osaka 黏土的模型预测

Eastern Osaka 黏土^[23]位于日本大阪以东的 Tsurumi 地区, 具有较强的结构性, 其土层厚度约为 15~20 m, 位于更新世砂层之上。其结构性主要来源于阳离子的渗透效应。图 9 展示了该黏土一维压缩以及三轴不排水剪切的试验结果与模型预测。因试样孔隙比较大, 约 1.8, 不排水剪切表现出明显的减压软化。

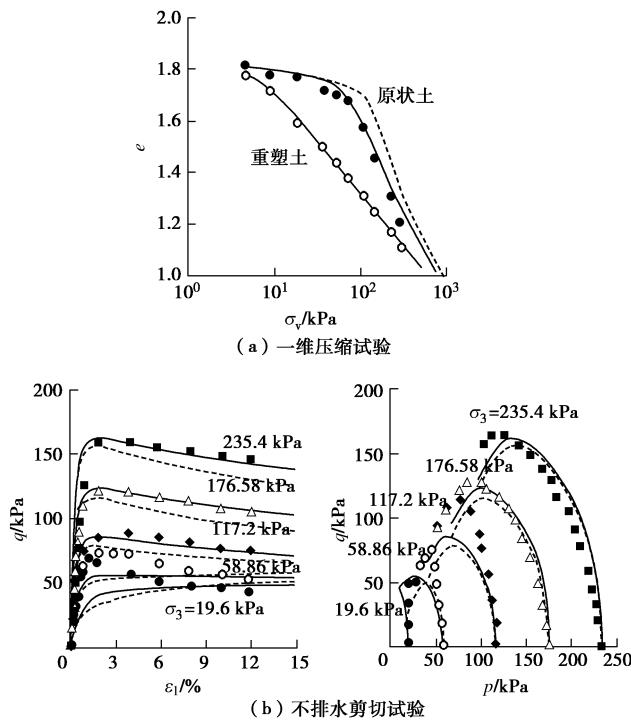


图 9 Eastern Osaka 黏土的试验结果与预测

Fig. 9 Predictions and test data of Eastern Osaka clay

4.3 Bangkok 黏土的模型预测

Bangkok 黏土^[21]主要在 Chao Phraya 河三角洲冲刷淤积而形成, 主要分布于地表下 2~10 m, 具有高塑性、高含水量、低强度特点, 结构性比较弱。图 10 展示了其等向压缩、三轴排水与不排水剪切的试验结果与模型预测。根据图 10 (a), 原状 Bangkok 黏土开始显著发生压缩变形的应力不足 40 kPa, 明显小于不排水剪切试验的各初始围压, 故图 10 (b) 中不排水剪切试验只产生正的孔隙水压力。同样缘于此, 图 10 (c) 中的剪切围压也相对较大, 排水剪切中表现出应

变硬化与剪切体积收缩。对 Bangkok 黏土剪胀曲线的预测如图 1 (b) 实线所示, 与试验数据相符。

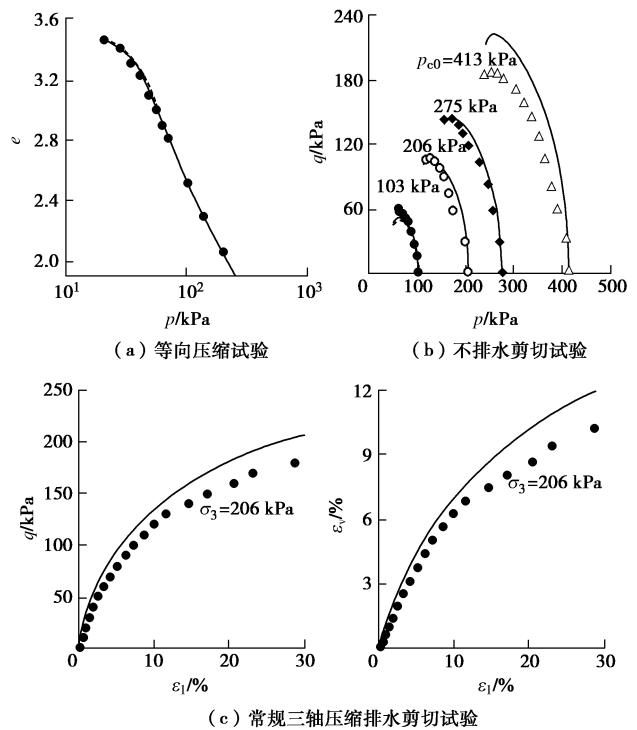


图 10 Bangkok 黏土的试验结果与预测

Fig. 10 Predictions and test data of Bangkok clay

4.4 上海黏土的模型预测

上海黏土^[24]由于受到海浪侵蚀和内河运输的影响, 使得其具有明显的结构性。试验所用原状试样取自上海市龙华地区, 埋深为 8 m, 孔隙比约 1.36。采用分块抽样法取土, 在切成立方体的土样外包裹保鲜膜、铝箔、纱布并蜡封以减小对原生结构性的影响。图 11 展示了上海黏土在等 $p=100$ kPa 时, 进行不同应力 Lode 角的等 Lode 角排水剪切试验结果与模型预测。应力 Lode 角 θ 的定义依图 3。随 θ 不断增大, 上海黏土剪切最终应力比不断减小。三维胶结结构性土 UH 模型能对此进行较合理地描述。

为对照, 预测图中一同绘出了模型去掉 s_0 影响 (即令 $s_0=0$ kPa) 的预测结果。在压缩试验中, 胶结对预测效果的影响取决于传统意义上结构性土的等向压缩屈服应力 p_{yi} 与 s_0 的大小关系。二者接近则影响显著, 例如图 9 (a)。反之则影响不显著, 例如图 8 (a), 10。鉴于 s_0 可能对等向压缩特性预测产生影响, 故在模型参数确定中, 先确定 s_0 , 再依次确定 ζ 及 Δe_0 。另外, 图 8 (b), 9 (b), 11 所示剪切试验中, 若其他模型参数不变, 独取 $s_0=0$ kPa 将使模型预测在两方面受到影响: ①预测强度偏低; ②预测剪胀偏大或剪缩偏小。

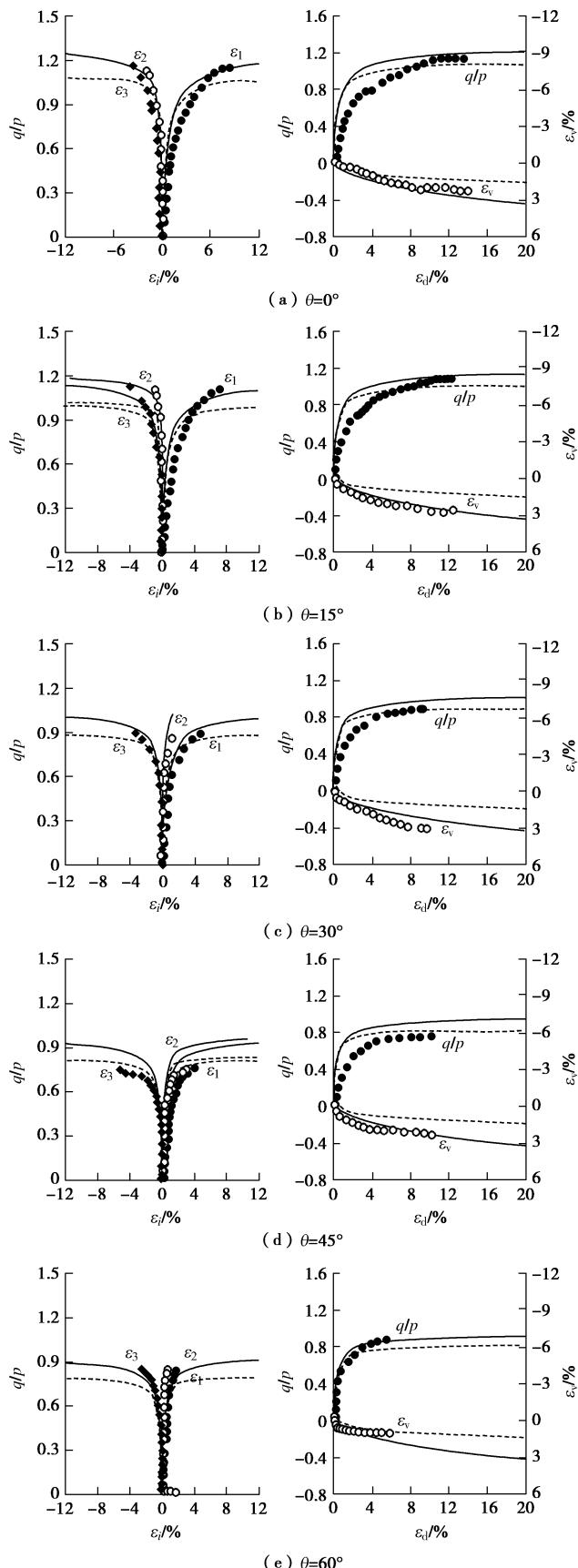


图 11 上海黏土真三轴排水剪切的试验结果与预测

Fig. 11 Predictions and test data of Shanghai marine clay in drained true triaxial shear

5 结 论

通过将 $p - q$ 坐标中静态的 CSL 扩展为动态的 MCSL, 将胶结对结构性土剪切最终应力比和剪胀规律的影响考虑进本构模型; 同时应用变换应力三维化方法, 建立了三维胶结结构性土 UH 模型。该模型有如下特点:

- (1) 通过 $p - q$ 坐标中屈服面左端点 $(-s, 0)$ 随加载演化反映胶结对结构性土本构关系影响。
- (2) 模型可合理反映结构性土剪切最终应力比 η_{ult} 随约束压力增大而减小的特性。
- (3) 模型可合理描述相同应力比时胶结结构性土发生更大份额的剪缩变形。
- (4) 模型可光滑连续地描述胶结结构性土在等向压缩、三轴剪切以及真三轴加载中的变形特性。当结构性参数 s_0 , Δe_0 以及 ζ 取 0 时, 所提模型自动退化为描述重塑土的 UH 模型。

参 考 文 献:

- [1] 沈珠江. 土体结构性的数学模型——21 世纪土力学的核心问题[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(1): 95 - 97. (SHEN Zhu-jiang. Mathematical model for soil structure—The core topic of soil mechanics in the 21st century[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(1): 95 - 97. (in Chinese))
- [2] 沈珠江. 结构性黏土的堆砌体模型[J]. 岩土力学, 2000, 21(1): 1 - 4. (SHEN Zhu-jiang. A masonry model for structured clays[J]. Rock and Soil Mechanics, 2000, 21(1): 1 - 4. (in Chinese))
- [3] 谢定义, 齐吉琳, 张振中. 考虑土结构性的本构关系[J]. 土木工程学报, 2000, 33(4): 35 - 41. (XIE Di-yi, QI Ji-lin, ZHANG Zhen-zhong. A constitutive laws considering soil structural properties[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(4): 35 - 41. (in Chinese))
- [4] 尹振宇. 天然软黏土的弹黏塑性本构模型: 进展及发展[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(9): 1357 - 1369. (YIN Zhen-yu. Elastic viscoplastic model for natural soft clay: review and development[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(9): 1357 - 1369. (in Chinese))
- [5] 王立忠, 沈恺伦. K_0 固结结构性软黏土的本构模型[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(4): 496 - 504. (WANG Li-zhong, SHEN Kai-lun. A constitutive model of consolidated structured soft clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(4): 496 - 504. (in Chinese))

- [6] LIU M D, CARTER J P. A structured cam clay model[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**(6): 1313 - 1332.
- [7] ASAOKA A, NAKANO M, NODA T. Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior[J]. Soils and Foundations, 2000, **40**(2): 99 - 110.
- [8] NAKAI T, SHAHIN H M, KIKUMOTO M, et al. A simple and unified one-dimensional model to describe various characteristics of soils[J]. Soils and Foundations, 2011, **51**(6): 1129 - 1148.
- [9] ROUAINIA M, WOOD D M. A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure[J]. Géotechnique, 2000, **50**(2): 153 - 164.
- [10] YAO Y P, HOU W, ZHOU A N. UH model: Three-dimensional unified hardening model for overconsolidated clays[J]. Géotechnique, 2009, **59**(5): 451 - 469.
- [11] YAO Y P, GAO Z W, ZHAO J D, et al. Modified UH model: Constitutive modeling of overconsolidated clays based on a parabolic Hvorslev envelope[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 2012, **138**(7): 860 - 868.
- [12] 祝恩阳, 姚仰平. 结构性土压缩变形本构描述[J]. 岩土力学, 2015, **36**(7): 1915 - 1922. (ZHU En-yang, YAO Yang-ping. Constitutively modelling the compression deformation of structured clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(7): 1915 - 1922. (in Chinese))
- [13] 祝恩阳, 姚仰平. 结构性土 UH 模型[J]. 岩土力学, 2015, **36**(11): 3101 - 3110. (ZHU En-yang, YAO Yang-ping. A UH constitutive model for structured soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(11): 3101 - 3110. (in Chinese))
- [14] ZHU E Y, YAO Y P. Structured UH model for clays[J]. Transportation Geotechnics, 2015, **3**: 68 - 79.
- [15] 蒋明镜, 张伏光. 考虑胶结厚度影响的结构性砂土三维胶结接触模型[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 1 - 9. (JIANG Ming-jing, ZHANG Fu-guang. 3-D bond contact model for structured sand considering influence of bond thickness[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 1 - 9. (in Chinese))
- [16] LIU M D, CARTER J P, HORPIBULSUK S, et al. Modeling the behavior of cemented clay[C]// Proceedings of Sessions of Geo-Shang Ground Modification and Seismic Mitigation. Reston: ASCE, 2006: 65 - 72.
- [17] 陈波, 孙德安, 金盼. 海相沉积软黏土的弹塑性本构模型研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(3): 730 - 738. (CHEN Bo, SUN De-an, JIN Pan. An elastoplastic constitutive model for marine sedimentary soft clays[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(3): 730 - 738. (in Chinese))
- [18] 刘鹏, 丁文其. 双对数压缩曲线在海积软土本构中的应用[J]. 上海交通大学学报, 2016, **50**(11): 1706 - 1711. (LIU Peng, DING Wen-qing. Application of Bi-Lorgarithmic compression curves in modeling of marine soft soil[J]. Journal of Shanghai Jiao Tong University, 2016, **50**(11): 1706 - 1711. (in Chinese))
- [19] NGUYEN L D, FATAHI B, KAHHAZ H. A constitutive model for cemented clays capturing cementation degradation[J]. International Journal of Plasticity, 2014, **56**(56): 1 - 18.
- [20] ANAGNOSTOPOULOS A G, KALTEZIOTIS N, TSIAMBAOS G K, et al. Geotechnical properties of the Corinth Canal marl[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 1991, **9**(5): 1 - 26.
- [21] BALASUBRAMANIAM A S, HWANG Z M. Yielding of weathered Bangkok clay[J]. Soils and Foundations, 1980, **20**(2): 1 - 15.
- [22] 祝恩阳, 李晓强. 胶结结构性土统一硬化模型[J]. 岩土力学, 2018, **39**(1): 112 - 122. (ZHU En-yang, LI Xiao-qiang. A unified hardening model considering bonding in structured soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(1): 112 - 122. (in Chinese))
- [23] ADACHI T, OKA F, HIRATA T, et al. Stress-strain behavior and yielding characteristics of Eastern Osaka clay[J]. Journal of the Japanese Geotechnical Society Soils & Foundation, 1995, **35**(3): 1 - 13.
- [24] 盛佳韧, 武朝军, 叶冠林, 等. 上海黏土强度特性真三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(1): 47 - 52. (SHENG Jia-ren, WU Chao-jun, YE Guan-lin, et al. Strength property of Shanghai clay in true triaxial tests[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(1): 47 - 52. (in Chinese))