

DOI: 10.16285/j.rsm.2015.S1.101

各向异性结构性砂土离散元分析

蒋明镜^{1,2,3}, 付 昌^{1,2,3}, 刘静德^{1,2,3}, 李 涛^{1,2,3}

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 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;
3. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘 要:天然沉积砂土力学特性受各向异性及结构性影响明显, 实际工程中不能忽视。为探究二者的影响, 首先在二维离散元程序 NS2D 中采用椭圆颗粒模拟了重力场中颗粒长轴主方向为水平的各向异性净砂样, 随后基于结构性砂土胶结厚度分布规律及室内试验提出了一个新的微观胶结接触模型并将其引入各向异性净砂样以模拟天然各向异性结构性砂土, 最后对该离散元试样进行了双轴试验模拟, 将模拟结果与室内试验结果对比以验证该模型的适用性, 并对其微观力学特性变化进行研究。分析结果表明, 随着剪切进行, 各向异性结构性砂土呈明显应变软化及剪胀现象; 胶结接触逐渐减少, 且主方向始终为竖向方向; 胶结破坏速率及胶结破坏率变化情况与宏观力学响应较一致, 且胶结物多为拉剪破坏; 土颗粒排列主方向始终为水平向, 且水平向排列颗粒所占比例略微增大。

关 键 词:各向异性结构性砂土; 椭圆颗粒; 宏微观力学特性; 离散单元法

中图分类号: TU 443

文献标识码: A

文章编号: 1000—7598—(2015) 增 1—0577—08

Discrete element analysis of anisotropic structured sand

JIANG Ming-jing^{1,2,3}, FU Chang^{1,2,3}, LIU Jing-de^{1,2,3}, LI Tao^{1,2,3}

(1. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;
2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;
3. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Anisotropy and inter-particle bonding have large effects on the mechanical response of natural sand, which should be considered in engineering practice. In order to study the combined effects of these two factors, an anisotropic pure sand sample with elliptical particles and with a horizontal principal orientation is prepared in a discrete element method (DEM) code NS2D to simulate natural gravitational deposited sand. After the sample being deposited in a gravity field, a new bond contact model calibrated from statics of bond thickness in experiments is installed at the contacts. Finally, biaxial tests are conducted on the anisotropic structured sand sample. The simulation results are compared with laboratory test results to validate the DEM modeling. Besides, the micro-mechanical responses are also studied. Test results show that strain softening and dilation occurred with shearing. The number of bond contacts decreases and the principal direction of bond contacts are vertical during the tests. The variations of bond breakage percent and bond breakage ratio are consistent with the macro stress-strain and volumetric responses. The bonds are primarily damaged in tensile-shear failure mode rather than compression-shear; the principal orientation of particle arrangement is horizontal and the particle percent in horizontal direction increases slightly throughout the tests.

Keywords: anisotropic structured sand; elliptical particle; macro and micro mechanical property; discrete element method(DEM)

1 引 言

自然条件下沉积的砂土通常具有一定的结构性和各向异性, 使得其宏观力学特性区别于经典土力

学的描述。各向异性分为原生各向异性及次生各向异性^[1], 其中, 原生各向异性是指自然界中以石英等为主要成分的砂土颗粒在沉积过程中受沉积条件及重力场定向作用的影响, 颗粒长轴偏于水平分布。

收稿日期: 2015-03-08

基金项目: 国家杰出青年科学基金 (No.51025932)。

第一作者简介: 蒋明镜, 男, 1965 年生, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事天然结构性黏土、砂土、太空土、深海能源土、非饱和土的宏、微观之试验、本构模型和数值分析方面的研究及土体逐渐破坏分析。E-mail: mingjingjiang@tongji.edu.cn

次生各向异性是由于土体应力状态变化导致不同方位力学特性发生改变。关于原生各向异性, Oda^[2] 等对水平与竖直沉积的地基承载力进行测试, 结果发现地基不同方向承载力相差近 34%, 表明实际岩土工程中若忽略各向异性影响, 可能导致工程事故并造成人员伤亡与财产损失。此外, 由于试验设备及模拟手段的局限, 应力状态变化产生的次生各向异性一般被归结为应力路径变化而引起的, 而忽略了次生各向异性的影响。随着土力学研究手段的发展, 进一步揭示次生各向异性的影响已成为可能。

结构性砂土中土颗粒除直接接触外, 颗粒间还会通过胶结物进行联结^[3-4]。为探究胶结物的影响, 不少学者采用室内试验对结构性砂土进行研究。对于天然砂土原状样的室内试验^[5-6], 由于空间变异性较大, 胶结物含量及颗粒特性存在较大差异, 且取样过程会扰动试样结构并影响试验结果。因此, 当前许多学者通过无胶结砂土中掺入胶结物质生成结构性砂土人工样, 并在此基础上对结构性砂土进行研究。Wang 等^[7]对无胶结与水泥胶结砂土进行了一系列室内三轴试验, 结果表明与无胶结砂土相比, 水泥胶结砂土抗剪强度显著提高, 其应力-应变关系呈应变软化特性, 体变呈现出剪胀性, 且破坏时试样内发生明显的应变局部化; 随水泥含量增加, 水泥胶结砂土抗剪强度增加, 应变软化特性、剪胀性及应变局部化现象趋于显著。王绪民等^[8]对 CaO 掺入比不同的胶结砂试样进行固结排水三轴压缩试验, 研究了 CaO 掺入量对胶结砂土物理力学特性的影响, 结果表明颗粒间钙质胶结对结构性砂土试样的力学特性影响显著: 人工胶结砂土均表现出应变软化特性, 随着 CaO 掺入量的增加, 试样应变软化特性趋于增强, 且黏聚力及内摩擦角增大。国内外学者对结构性砂土一系列研究表明^[7-11], 天然砂土若不考虑结构性, 将造成设计保守并引起人力、财力浪费。工程应用根植于室内试验及理论研究, 而室内试验虽然对于各向异性结构性砂土理论研究和实际工程均存在较大价值, 但亦存在诸多不足, 如试样可重复性差, 结构性在取样等过程中易受影响等。虽然已有室内试验可对某一时刻颗粒排列进行统计^[12], 而对于颗粒接触及胶结物分布、受力等微观信息及变量不能够实时监控, 使得宏微观力学特性间的联系难以建立。这些不足决定了对各向异性结构性砂土进行研究需借助合适的数值模拟手段。

离散单元法 (DEM) 最初由 Cundall 等^[13]提出, 不仅可以实现对颗粒材料宏观力学特性的模拟, 也可以实现对微观变量的记录, 为反映宏观力学特性

与微观结构提供了一个新的角度。当前通过离散元方法对砂土的研究多是将各向异性与结构性分开考虑^[14-15], 而将二者同时考虑的研究较少。为同时考虑各向异性与结构性的影响, 笔者采用离散元软件 NS2D 中椭圆颗粒模拟重力固结的天然砂土骨架, 在人工结构性砂土电镜扫描图与室内微观力学试验^[16-20]的基础上, 提出一个新的胶结接触模型, 同时由于粒间抗转动能力的施加将导致应力非对称, 与经典本构理论不一致, 因此, 该胶结接触模型忽略粒间抗转动能力。随后, 将该模型引入 NS2D 中对各向异性结构性砂土进行模拟, 并将模拟结果与室内试验结果进行对比以验证该模型的适用性, 同时对各向异性结构性砂土宏微观力学响应进行研究。

2 各向异性结构性砂土试样制备

2.1 各向异性净砂样制备

为模拟天然状态下砂土颗粒长轴主方向呈水平向分布的各向异性, 本文在分层欠压法^[21]的基础上采用 5 000 个长短轴比为 2:1 的椭圆颗粒^[22], 在二维情况下进行制样, 试样高宽比为 2:1, 初始孔隙比 (颗粒面积与孔隙面积之比) 为 0.22。制样过程是先将试样分为 8 层, 按照分层欠压理论选择适当的分层欠压比; 其次在指定区域随机生成第一层椭圆颗粒, 固定侧墙与底墙, 以恒定速率向下移动顶墙, 待该区域内孔隙比达到第 1 层目标孔隙比后, 再在第 1 层上部某指定区域随机生成第 2 层颗粒, 重复第 1 层的制样过程, 直至第 8 层试样成样结束。试样颗粒分布采用等效粒径进行描述, 并将椭圆等效粒径定义为 $d_{eq} = \sqrt{d_a d_b}$, 其中 d_a 、 d_b 分别为椭圆颗粒的长短轴尺寸。 d_{eq} 变化范围为 6~9 mm, 等效中值粒径 $d_{50} = 7.6$ mm, 不均匀系数 $C_u = 1.3$, 等效粒径分布如图 1 所示。

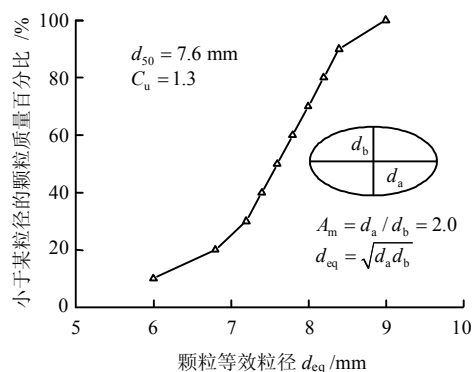


图 1 各向异性离散元试样的颗粒级配曲线
Fig.1 Equivalent particle size distribution

待净砂样制备完成, 固定试样左右侧墙, 对试样竖向施加 12.5 kPa 的压力进行单向固结, 直至试样平衡至稳定。

每 10° 一份将圆周空间分成 36 个小区间, 待净砂样稳定后统计颗粒长轴朝向落在每个区间内的颗粒数, 并由此得到该区间颗粒数在总颗粒数中所占比例即可得到颗粒排列分布玫瑰图, 如图 2 所示。从图中可以看出, 组构主方向相对水平面的倾角不超过 3°, 与天然条件下砂土颗粒的微观组构相似。

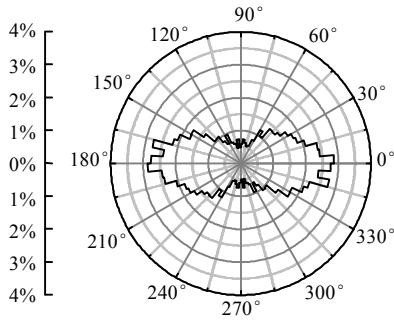


图 2 各向异性离散元试样颗粒初始排列方向的玫瑰图
Fig.2 Rose diagram of particle initial arrangement of anisotropic DEM specimen

2.2 各向异性结构性砂土粒间胶结分布规律

建立胶结模型的首要问题是该模型能正确反映实际土体中胶结分布规律及力学响应, 胶结分布规律可以通过对实际土体的 CT 扫描图观察得到, 力学特性通过室内微观试验获得。笔者首先对 3 种不同水泥含量 (2%、4% 及 6%) 的人工制备结构性砂土进行了观察统计, 每种试样统计点不少于 300 个, 观察得到的胶结厚度分布规律及其统计平均值如图 3 所示^[23]。

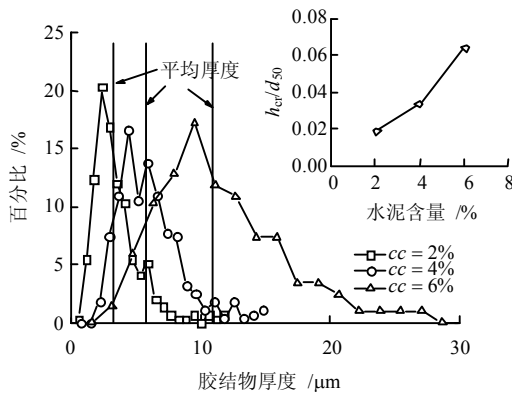


图 3 结构性砂土颗粒间胶结厚度分布规律^[23]
Fig.3 Distribution of bond thickness in structured soil^[23]

为了更好地确定胶结砂土颗粒间胶结厚度分布

特性, 定义临界胶结厚度系数 α :

$$\alpha = h_{cr} / d_{50} \quad (1)$$

式中: d_{50} 为土颗粒中值粒径; h_{cr} 为某一胶结含量下胶结生成临界厚度 (随胶结物含量发生变化)。当粒间最小距离小于 h_{cr} 时胶结生成; 当粒间最小距离大于 h_{cr} 时, 胶结将不会生成。

临界胶结厚度系数 α 与水泥含量的关系如图 3 所示。由图可知^[23], 随水泥百分含量的增加, α 近似呈线性增加。在下文的胶结模型中若给定胶结含量, 临界胶结厚度可惟一确定。

2.3 各向异性结构性砂土胶结模型

通过对人工制备结构性砂土观察发现有两种胶结接触模式共存, 如图 4 所示。模式 I 为两颗粒不直接接触, 二者间最短距离大于 0, 此时在胶结物生成后胶结物独自传递外力, 可表示为

$$F_n = F_n^b, \quad F_s = F_s^b \quad (2)$$

式中: F_n 、 F_s 分别为模式 I 胶结总接触间法向与切向总和; F_n^b 、 F_s^b 分别为胶结物间法向与切向作用力。

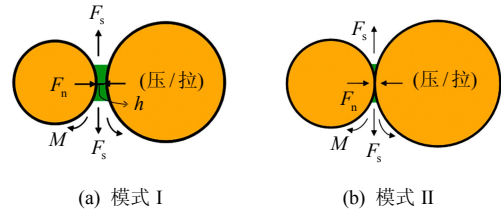


图 4 结构性砂土颗粒间接触示意图

Fig.4 Sketches of two types of bond contact in structured soil

模式 II 为两颗粒直接接触, 即最小距离为 0。在胶结物生成后颗粒和胶结物共同承担外力, 可表示为

$$F_n = F_n^p + F_n^b; \quad F_s = F_s^p + F_s^b \quad (3)$$

式中: F_n^p 、 F_s^p 分别为粒间法向与切向作用力。

对于粒间力-位移关系, 可以采用线性接触模型进行计算, 即

$$F_n^p = \begin{cases} k_n^p \cdot u_n, & (u_n \geq 0) \\ 0, & (u_n < 0) \end{cases} \quad (4)$$

$$F_s^p = \min(k_s^p \Delta u_s + F_s^p, \mu^p \cdot F_n^p) \quad (5)$$

式中: k_n^p 、 k_s^p 分别为颗粒法向与切向接触刚度; u_n 为粒间重叠量; Δu_s 为粒间切向相对位移增量; μ^p 为粒间摩擦系数。

对于胶结物的力-位移关系在胶结破坏前仍采用线性接触模型,即

$$\left. \begin{aligned} F_n^b &= k_n^b \Delta u_n + F_n^b, & (-R_{tb} < F_n^b < R_{cb}) \\ F_s^b &= k_s^b \Delta u_s + F_s^b, & (F_s^b < R_{sb}) \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中: k_n^b 、 k_s^b 分别为粒间胶结物法向与切向接触刚度; R_{tb} 、 R_{cb} 分别为胶结抗拉强度与抗压强度; R_{sb} 为胶结抗剪强度。

在胶结发生破坏后,胶结物法向力-法向位移关系可表达为

$$F_n^b = \begin{cases} 0, & (u_n^b < 0) \\ \min(R_{cb}^r, k_n^b \cdot \Delta u_n + F_n^b), & (u_n^b \geq 0) \end{cases} \quad (7)$$

式中: R_{cb}^r 为胶结残余抗压强度; u_n^b 为粒间胶结物累计法向变形。当 $u_n^b < 0$ 时,胶结为拉伸变形;当 $u_n^b \geq 0$ 时,胶结为压缩变形。

胶结发生破坏后,粒间胶结物切向力-切向位移关系可表示为

$$F_s^b = \min(k_s^b \Delta u_s^b + F_s^b, R_{sb}^r) \quad (8)$$

式中: μ^b 为粒间胶结接触面摩擦系数; $R_{sb}^r = F_n^b \mu^b$ 为胶结残余抗剪强度。

为研究胶结颗粒的破坏准则,蒋明镜等^[16-20]已对不同胶结厚度下的水泥、环氧树脂胶结铝棒进行拉、压、扭等多种加载条件下的室内试验,归纳得到复杂受力条件下胶结破坏准则为

$$\left(\frac{F_s^b}{R_{sb}^r} \right) + \left(\frac{M_b}{R_{tb}^r} \right)^2 \begin{cases} < 1, & (\text{胶结未破坏}) \\ = 1, & (\text{临界状态}) \\ > 1, & (\text{胶结破坏}) \end{cases} \quad (9)$$

式中: M^b 为胶结物所受扭矩。

值得注意的是,离散元中若考虑颗粒间抗转动能力将导致应力非对称,与经典本构理论不一致。因此,本研究不再考虑颗粒间抗转动能力,本文将式(9)表达的破坏准则简化为

$$\left| \frac{F_s^b}{R_{sb}^r} \right| \begin{cases} < 1, & (\text{胶结未破坏}) \\ = 1, & (\text{临界状态}) \\ > 1, & (\text{胶结破坏}) \end{cases} \quad (10)$$

式中: R_{sb}^r 为拉(压)-剪耦合作用下的粒间胶结抗剪强度,可由式(11)确定^[24]。

$$R_{sb}^r = \mu^b R_{cb} \frac{F_n^b + R_{tb}}{R_{cb} + R_{tb}} \left[1 + g_s \left(\ln \left(\frac{R_{cb} + R_{tb}}{F_n^b + R_{tb}} \right) \right)^{f_s} \right] \quad (11)$$

式中: g_s 、 f_s 为胶结抗剪强度的形状参数,其值取决于胶结材料性质。当颗粒间胶结所受法向作用力 F_n^b 趋于 $-R_{tb}$ 时,胶结抗剪强度趋于 0;当胶结法向

力 F_n^b 趋于胶结抗压强度 R_{cb} 时,其抗剪强度趋于胶结破坏时的最大残余抗剪强度,即 $R_{sb}^r \rightarrow \mu^b R_{cb}$ 。

考虑胶结厚度(即颗粒间最小距离)影响时,颗粒间的胶结抗拉强度与胶结抗压强度取决于胶结物的厚度,可由式(12)、(13)确定^[20]。

$$\left. \begin{aligned} R_{tb} &= 766 + 267h \\ R_{cb} &= 24\,415 - 4\,180h \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中: h 为粒间胶结物厚度(mm),见图4(a)。

3 各向异性结构性砂土双轴试验离散元模拟及宏观力学特性

3.1 试样参数选取及试验步骤

将新提出的微观胶结接触模型引入净砂样中,对满足胶结生成要求的颗粒之间施加胶结,平衡试样至稳定,即得各向异性结构性砂土试样。离散元模拟参数见表1。

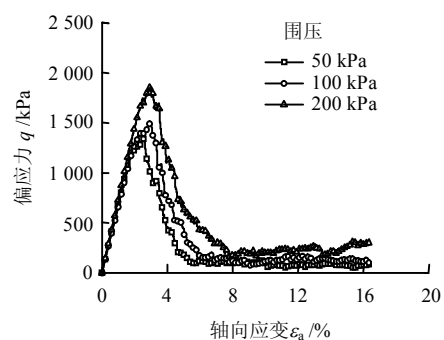
表1 离散元模拟结构性砂土参数
Table 1 Parameters of DEM specimen

离散元模拟参数	量值
初始孔隙比 e	0.22
颗粒密度 $\rho/(\text{kg}/\text{m}^3)$	2 600
颗粒长短轴比例	2.0
颗粒切向接触刚度 $k_n^p/(\text{N}/\text{m})$	2.0×10^8
颗粒法向接触刚度 $k_s^p/(\text{N}/\text{m})$	1.5×10^8
颗粒间的摩擦系数 μ^p	0.5
临界胶结厚度参数 α	0.04
胶结法向接触刚度 $k_n^b/(\text{N}/\text{m})$	1.0×10^8
胶结切向接触刚度 $k_s^b/(\text{N}/\text{m})$	0.75×10^8
胶结摩擦系数 μ^b	0.17
颗粒与墙的摩擦系数	0.0
围压 $/\text{kPa}$	50、100、200
双轴试验剪切速率 $/(\%/ \text{min})$	0.1

双轴压缩试验离散元模拟具体步骤:①制备3个各向异性结构性砂土离散元试样,分别施加3种等向荷载(50、100、200 kPa)进行等向压缩,平衡至稳定。②待等向压缩完成后,保持试样侧向应力恒定,以给定剪切速率(0.1%/min)相向移动上下端墙体直至试样破坏,整个过程始终保持准静态。同时,为验证该模型的适用性,笔者采用双轴压缩试验结果与实际室内三轴试验结果进行对比^[25]。

3.2 应力-应变及体变关系

以下定义偏应力 $q = \sigma_1 - \sigma_2$ 。图5为离散元模拟及室内试验^[25]各向异性结构性砂土双轴试验应力-应变关系曲线,图6为离散元模拟及室内试验^[25]各向异性结构性砂土双轴试验孔隙比-应变关系曲线。对比图5和图6可知,离散元模拟结果与室内试验结果相同:各向异性结构性砂土应力-应变关系



(a) 离散元模拟

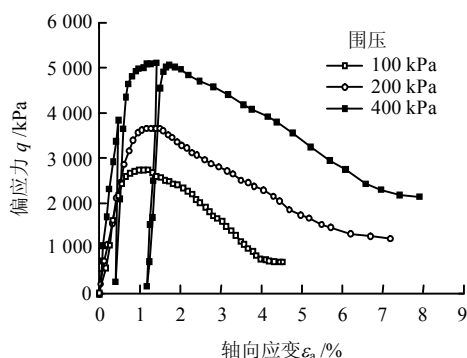
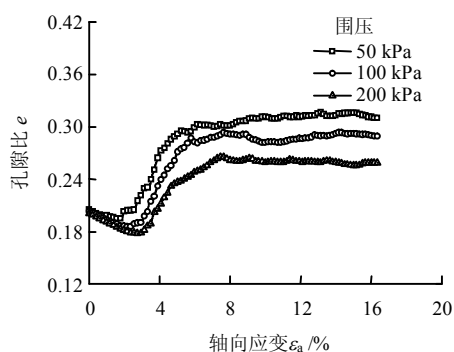
(b) 室内试验^[25]

图 5 各向异性结构性砂土双轴压缩偏应力-应变关系
Fig.5 Deviator stress and axial strain relations during biaxial compression test conducted on anisotropic structured soil



(a) 离散元模拟

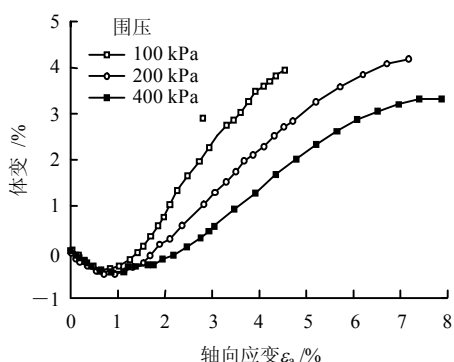
(b) 室内试验^[25]

图 6 各向异性结构性砂土双轴压缩孔隙比-应变关系
Fig.6 Void ratio and axial strain relations during biaxial compression test conducted on anisotropic structured soil

在压缩初始阶段基本呈线弹性及剪缩现象；待偏应力达峰值后，试样呈明显应变软化特性，且体变逐渐由剪缩发展为剪胀。待试样达残余抗剪阶段后，偏应力稳定于某较低值，试样体积基本不变。此外，随围压增大，峰值偏应力及残余抗剪阶段偏应力均增大，孔隙比减小，表明围压增加会约束各向异性结构性砂剪胀特性的发展。以上规律与室内试验基本一致，表明该模型能正确模拟各向异性结构性砂土。

4 各向异性结构性砂土双轴试验离散元模拟微观力学特性

为方便起见，本文以围压 $\sigma_2 = 100$ kPa 的试样为例予以介绍。

4.1 胶结变化规律

胶结破坏率定义为胶结破坏点数占试样内初始胶结总数的百分比，胶结破坏速率 n_b 定义为

$$n_b = \frac{(N_1 - N_2) / N}{\varepsilon_{a2} - \varepsilon_{a1}} \quad (13)$$

式中： N 为结构性砂土初始胶结总数； N_1 、 N_2 分别为轴向应变达到 ε_{a1} 、 ε_{a2} 时试样内的胶结点数。

图 7 为模拟过程中围压 $\sigma_2 = 100$ kPa 时试样内部胶结破坏率及胶结破坏速率随宏观力学响应变化而变化的关系。根据双轴压缩过程中胶结破坏发展情况可将双轴试验分为 4 个阶段，阶段 I：双轴试验开始至粒间胶结开始急剧破坏（点 A）、阶段 II：点 A 至胶结破坏速率达到峰值点（点 B）、阶段 III：点 B 至胶结破坏速率基本稳定（点 C）、阶段 IV：点 C 至双轴压缩结束。阶段 I 内试样偏应力随轴向应变增加而线性增大，且试样发生剪缩变形。阶段 II 在胶结开始急剧破坏后（点 A），试样发生初始屈服，偏应力不再随轴向应变增加而线性增大，且其剪缩变形速率开始降低。在胶结破坏速率达到峰值时（点 B），试样偏应力同样达到峰值，同时其体积变形开始由剪缩向剪胀转变；阶段 III 内胶结破坏速率呈降低趋势，试样宏观上则表现为显著的应变软化特性，体积剪胀变形明显。阶段 IV 试样内颗粒间胶结破坏速率基本稳定，试样偏应力及体变均基本保持稳定。从图 7 中还可以看出，各向异性结构性砂土试样内拉剪胶结破坏率均远大于压剪胶结破坏率，即试样内颗粒间胶结点主要发生拉剪破坏，而少数发生压剪破坏。由此可知，双轴压缩试验中各向异性结构性砂土试样内胶结点发生破坏时，胶结

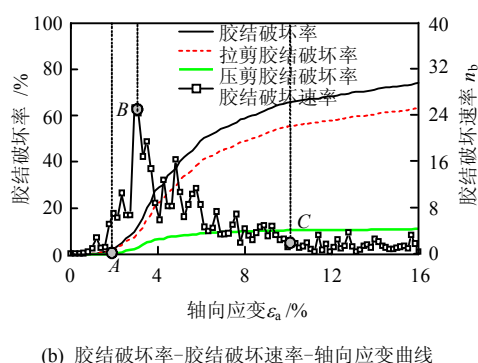
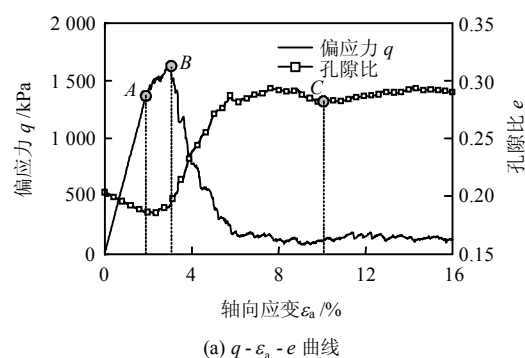


图 7 胶结破坏率及胶结破坏速率与宏观力学响应的关系

Fig.7 Relationships between bond breakage percent, bond breakage ratio and macro mechanical responses

多处于拉伸状态，这与试样双轴压缩试验中发生体积剪胀变形基本一致。

4.2 颗粒接触特性

图 8 为围压 $\sigma_2 = 100$ kPa 下各向异性结构性砂土试样双轴压缩中平均配位数的变化情况。对比图 6 与图 8 可知，在各向异性结构性砂土试样双轴压缩初期（轴向应变 $\varepsilon_a < 2.5\%$ 左右）试样体积发生剪缩，试样被压密进而使得颗粒接触增多，平均配位数略微增加；轴向应变为 $2.5\% \sim 7\%$ 时，试样体积剪缩逐渐减小，并随之发生体积剪胀，使得颗粒

间接触减少，平均配位数明显减小；随着轴向应变的进一步增大，试验发生剪切破坏。由图 6 可知，在试样破坏后体积趋于恒定，使得颗粒接触数目基本不发生变化，进而平均配位数不发生改变。因此，各向异性结构性砂土试样内颗粒平均配位数 CN 的变化可描述为：试样剪缩，平均配位数增加；试样剪胀，平均配位数减小；在试样发生破坏后，平均配位数基本保持不变。此规律与无胶结砂土相似。

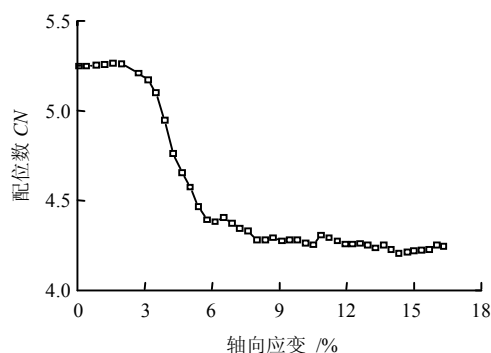


图 8 各向异性结构性砂土双轴压缩配位数-轴向应变关系

Fig.8 Coordination number and axial strain relation during biaxial compression test conducted on anisotropic structured soil

4.3 颗粒排列组构特性

图 9 为模拟过程中围压 $\sigma_2 = 100$ kPa 时试样内部颗粒排列方向玫瑰图。双轴压缩过程中试样颗粒排列主方向始终为水平向，且随轴向应变增加，水平方向排列颗粒所占比例略微增大，这是由于颗粒长轴方向非水平的椭圆颗粒在偏应力作用下容易向水平方向旋转所致。

4.4 颗粒胶结点排列组构特性

图 10 为离散元双轴试验过程中围压为 100 kPa

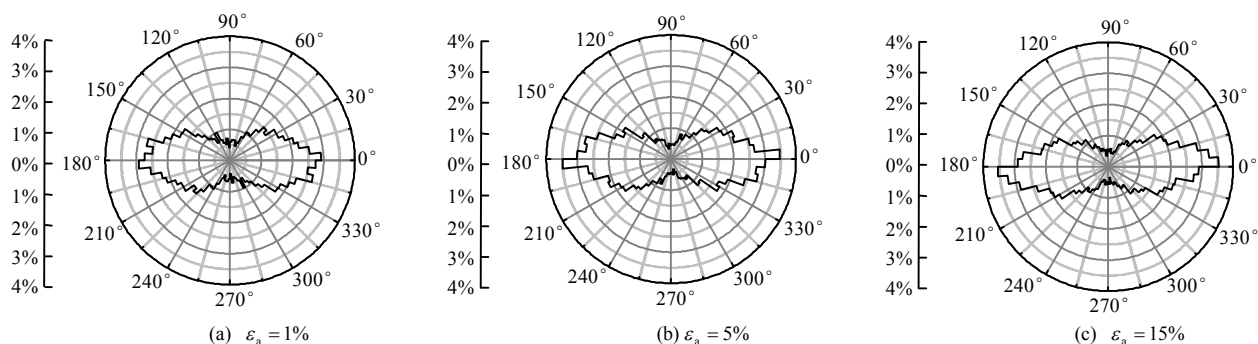


图 9 各向异性结构性砂土双轴压缩不同轴向应变时颗粒排列玫瑰图

Fig.9 Rose diagram of particle arrangement during biaxial compression test conducted on anisotropic structured soil

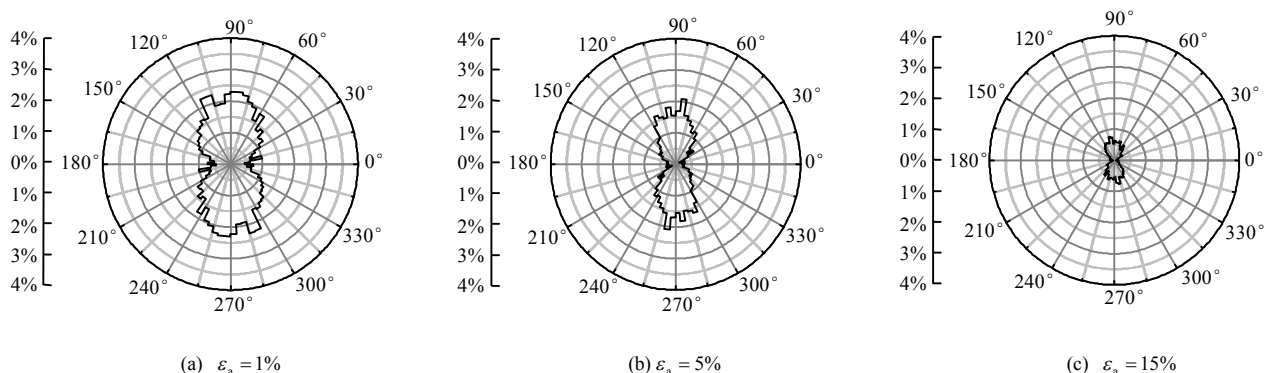


图 10 各向异性结构性砂土双轴压缩不同轴向应变时胶结接触排列玫瑰图

Fig.10 Rose diagram of bond contact during biaxial compression test conducted on anisotropic structured soil

时结构性砂土胶结点排列方向玫瑰图。需要说明的是, 本研究在对试样内胶结点方向分布规律进行统计时, 均采用试样初始时刻胶结点总数作为参照对不同方向胶结接触点所占比例进行计算。由于双轴压缩过程中各向异性结构性砂土试样内胶结点逐渐破损, 因此, 图中玫瑰图面积随轴向应变的增加而逐渐减小。由图 10 可知, 试样内胶结点分布主方向始终为竖直方向, 且竖向分布的胶结点所占比例随轴向应变增加先增大后减小, 水平方向分布胶结点所占比例随轴向应变的增加先减小后略微增大。

5 结 论

(1) 模拟所得宏观力学特性与室内试验结果, 将验证了本文模型能够正确地模拟结构性砂土的应变软化及剪胀现象。

(2) 本文将各向异性结构性砂土胶结破坏速率与宏观现象很好地联系起来, 从微观层面实时揭示了双轴试验过程中土体内部的变化。

(3) 颗粒平均配位数随体积变化而发生变化, 试样剪缩时平均配位数增加, 试样剪胀时平均配位数减小, 试样破坏后平均配位数基本保持不变。

(4) 颗粒排列主方向始终为水平分布, 且随着剪切进行, 水平分布颗粒所占百分数略微增加。

(5) 胶结接触点排列主方向始终为竖直方向, 且竖向分布的胶结点所占比例先增大后减小, 水平分布的胶结点所占比例先减小后略微增大。

本文仅对颗粒分布主方向为水平的原生各向异性结构性砂土离散元试样进行了数值模拟分析。若要研究各向异性对力学性质的影响, 需进一步对不同颗粒分布主方向的离散元试样进行模拟分析。

参 考 文 献

[1] 张坤勇, 殷宗泽, 梅国雄. 土体两种各向异性的区别与

联系[J]. 岩土力学与工程学报, 2005, 24(9): 1599—1604.

ZHANG Kun-yong, YIN Zong-ze, MEI Guo-xiong. Difference and connections of two kinds of anisotropy of soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2005, 24(9): 1599—1604.

[2] ODA M, KOISHIKAWA I, HIGUCHI T. Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test[J]. *Soil Foundation*, 1978, 18(4): 25—38.

[3] ISMAIL M A, JOER H A, SIM W H, et al. Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2002, 128(6): 520—529.

[4] ROMERO E, SIMMS H. P. Microstructure investigation in unsaturated soils: A review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2008, 26: 705—727.

[5] COOP M R, WILLSON S M. Behavior of hydrocarbon reservoir sands and sandstones[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2003, 129(11): 1010—1019.

[6] STOKOE K H, SANTAMARINA J C. Seismic-wave-based testing in geotechnical engineering[C]// International Conference on Geotechnical and Geological Engineering. Melbourne, Australia: [s.n.], 2000: 1490—1536.

[7] WANG Y H, LEUNG S C. A particulate-scale investigation of cemented sand behavior[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2008, 45(1): 29—44.

[8] 王绪民, 赵灿, 陈善雄, 等. 人工胶结砂物理力学特性试验研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(11): 3134—3140.

WANG Xu-min, ZHAO Can, CHEN Shan-xiong, et al. Experimental study of physico-mechanical properties of artificially cemented sand [J]. *Rock and Soil Mechanics*,

- 2013, 34(11): 3134—3140.
- [9] ISMAIL M A, JOER H A, RANDOLPH M F, et al. Cementation of porous materials using calcite[J]. **Géotechnique**, 2002, 52(5): 313—324.
- [10] RATTA G V, CONSOIL N C, PRIETTO P, et al. Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress[J]. **Géotechnique**, 2003, 53(5): 493—502.
- [11] WANG Y H, LEUNG S C. A particulate-scale investigation of cemented sand behavior[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2008, 45(1): 29—44.
- [12] 陈立平, 张顶立, 房倩, 等. 基于细管统计的各向异性砂土摩擦特性与破坏机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33 (增刊 1): 3291—3298.
- CHEN Li-ping, ZHANG Ding-li, FANG Qian, et al. Research on fabric characteristics and failure mechanism of anisotropic sand based on micro-statistic[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2014, 33(Supp.1): 3291—3298.
- [13] CUNDALL P A, STRACK O L. A discrete numerical model for granular assemblies[J]. **Géotechnique**, 1979, 29: 47—65.
- [14] 史旦达, 周 健, 刘文白, 等. 砂土单调剪切特性的非圆颗粒模拟[J]. 岩土工程学报, 2008, 30 (9): 1361—1366.
- SHI Dan-da, ZHOU Jian, LIU Wen-bai, et al. Numerical simulation for behaviors of sand with non-circular particles under monotonic shear loading[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2008, 30(9): 1361—1366.
- [15] JIANG M J, SUN Y G, LI L Q, et al. Contact behavior of idealized granules bonded in two different interparticle distances: An experimental investigation[J]. **Mechanics of Materials**, 2012, 55: 1—15.
- [16] 蒋明镜, 孙渝刚. 人工胶结砂土力学特性的离散元模拟[J]. 岩土力学, 2011, 32(6): 1849—1856.
- JIANG Ming-jing, SUN Yu-gang. A DEM modelling of mechanical behavior of artificially cemented sand[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(6): 1849—1856.
- [17] JIANG M J, SUN Y G, Xiao Y. An experimental investigation on the mechanical behavior between cemented granules[J]. **Geotechnical Testing Journal**, 2012, 35(5): 678—690.
- [18] 蒋明镜, 孙渝刚, 李立青. 复杂应力下两种胶结颗粒微观力学模型的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(3): 354—360.
- JIANG Ming-jing, SUN Yu-gang, LI Li-qing. Experimental study on micro-mechanical model for two different bonded granules under complex stress conditions[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2011, 33(3): 354—360.
- [19] 蒋明镜, 孙渝刚, 李立青. 胶结颗粒接触力学特性测试装置研制[J]. 岩土力学, 2011, 32(1): 309—315.
- JIANG Ming-jing, SUN Yu-gang, LI Li-qing. Development of experimental apparatus for contact behavior of bonded granules[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(1): 309—315.
- [20] 蒋明镜, 周雅萍, 陈贺. 不同胶结厚度下粒间胶结力学特性的试验研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(5): 1264—1273.
- JIANG Ming-jing, ZHOU Ya-ping, CHEN He. Experimental study of mechanical behaviors of bonded granules under different bond thicknesses[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2013, 34(5): 1264—1273.
- [21] JIANG M J, KONRAD J M, LEROUEIL S. An efficient technique for generating homogeneous specimens for DEM studies[J]. **Computers and Geotechnics**, 2003, 30(7): 579—597.
- [22] 李立青, 蒋明镜, 吴晓峰. 椭圆形颗粒堆积体模拟颗粒材料力学性能的离散元数值方法[J]. 岩土力学, 2011, 32(增刊 1): 713—718.
- LI Li-qing, JIANG Ming-jing, WU Xiao-feng. A developed discrete element model NS2D for simulating mechanical properties of elliptical particles assemblages [J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(Supp.1): 713—718.
- [23] 蒋明镜, 刘静德. 结构性砂土胶结厚度分布特性试验研究[J]. 地下空间与工程学报, 待刊.
- JIANG Ming-jing, LIU Jing-de. Experimental and numerical research on bonding properties of structured sand[J]. **Chinese Journal of Underground Space and Engineering**, in press.
- [24] 蒋明镜, 朱方园. 一个深海能源土的温度-水压-力学二维微观胶结模型[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(8): 1377—1386.
- JIANG Ming-jing, ZHU Fang-yuan. A two-dimensional thermal-hydro-mechanical bond contact model for methane hydrate bearing soils[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2014, 36(8): 1377—1386.
- [25] AJORLOO A M, MROUEH H, LANCELOT L. Experimental investigation of cement treated sand behavior under triaxial test[J]. **Geotechnical and Geological Engineering**, 2012, 30: 129—143.