

理想胶结砂土力学特性及剪切带形成的离散元分析

蒋明镜^{1,2}, 张望城^{1,2}, 孙渝刚^{1,2}, 张伏光^{1,2}

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

摘要: 根据近期胶结铝棒接触力学特性的实测结果, 提炼出用于模拟胶结砂土粒间胶结作用的胶结接触模型, 并将该模型引入二维离散元商业软件 PFC^{2D}。通过对不同胶结强度和不同围压下胶结砂土的平面应变双轴压缩试验的离散元模拟, 分析了理想胶结砂土的宏观力学特性及其剪切带的形成规律。结果表明: 相比同一孔隙比的无胶结试样, 胶结试样具有更高的峰值强度、显著的应变软化和剪胀现象以及明显的剪切带, 宏观力学特性与其胶结接触微观力学机理密切相关, 模拟结果与已有室内试验结果具有规律上的一致性; 由胶结试样内部的微观信息统计可知, 胶结试样剪切带的形成一般在其峰值强度之后, 且剪切带的形成是试样变形、胶结破坏、孔隙比、平均纯转动率和位移场等微观参量局部化的综合表现。

关键词: 胶结砂土; 胶结接触模型; 剪切带; 离散单元法

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2012)12-2162-08

作者简介: 蒋明镜(1965-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事天然结构性黏土、砂土、非饱和土、太空土和深海能源土宏观微观试验、本构模型和数值分析研究。E-mail: mingjing.jiang@tongji.edu.cn。

Mechanical behavior and shear band formation in idealized cemented sands by DEM

JIANG Ming-jing^{1,2}, ZHANG Wang-cheng^{1,2}, SUN Yu-gang^{1,2}, ZHANG Fu-guang^{1,2}

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

Abstract: Focus is placed on the mechanical behavior and shear band formation in idealized cemented sands by a series of DEM biaxial compression tests involving different bond strengths and confining pressures. The DEM software PFC^{2D} is applied with user-defined contact model, which is resulted from the mechanical tests on the bonded granules idealized by two glued aluminum rods. The results show that the cemented sands have a higher strength and more significant post-peak softening and dilatancy than the reconstituted sands, and that the simulation is consistent with the laboratory tests and closely associated with the micro bonded contact mechanism. In addition, the shear bands in the cemented sands form with the simultaneous localization of micro parameters, such as deformed specimens, void ratio, averaged pure rotation rate (APR), displacement field and distribution of bond breakage.

Key words: cemented sand; bond contact model; shear band; distinct element method

0 引 言

天然砂土经过一系列物理、化学及生物作用, 砂土颗粒间将逐渐形成胶结物, 称为胶结砂土。此外, 人为地在砂土间掺入胶结物质也可形成胶结砂土, 例如地基处理中的水泥注浆方法。研究表明^[1]: 相比无胶结松散砂土的应变硬化和体积剪缩, 同一孔隙比的胶结砂土将具有更高的峰值强度, 且其宏观力学特性表现为应变软化和体积剪胀。因此, 基于重塑土室内试验得出的砂土本构模型难以准确地反映胶结砂土的力学特性。Yu 等^[2]、Yan 等^[3]假定结构性土初始屈服面为扩大的重塑土初始屈服面, 并在峰值后按照某种

准则逐渐逼近重塑土的极限屈服面, 建立了结构性土的本构模型。这类本构模型可以较好地反映胶结砂土的黏聚力及应变软化特性, 但尚无法准确描述颗粒间胶结接触特性对其力学特性的影响。本文认为粒间胶结接触特性对于胶结砂土本构模型的建立具有重要的意义。

此外, 胶结砂土的破坏往往伴随着应变局部化。

基金项目: 国家杰出青年基金项目(51025932); 国家自然科学基金项目(10972158); 教育部博士点基金项目(20100072110048); 长江学者和创新团队发展计划项目(IRTI029)

收稿日期: 2011-10-02

土体应变局部化的研究一直以来都是岩土工作者所关注的焦点, 相应地开展过一系列的理论、试验和数值分析研究^[1, 4-7]。然而, 对于传统的室内试验, 即使采用目前较为先进的观测技术 (如: X-射线、立体成像仪、颗粒图像测速仪 PIV、CT 技术), 仍难以对无胶结试样内部特别是剪切带附近的孔隙比等微观信息进行定量量测。Vadoulakis 等^[4]基于 Cosserat 理论建立了二维有限元本构关系, 在有限元数值计算中成功地观察到剪切带, 但该理论同样无法进行微观信息的定量量测。由于胶结砂土的破坏必定与胶结破坏等微观信息相关, 其定量量测的难度更大, 这迫使岩土工作者寻找更为有效的方法。

本文认为离散单元法是研究土体宏、微观力学响应及其应变局部化特性的有效手段之一。该方法最早由 Cundall 等^[8]提出, 它将土体视为离散颗粒的堆积体, 仅需给定颗粒间的接触模型, 即可模拟颗粒材料在不同加载条件下的宏微观响应。由于离散单元法可以在颗粒接触层面便捷的观察到力链、接触破坏等微观信息, 从而可以在微观层面解释离散颗粒材料的宏观力学响应。Wang 等^[1]利用离散单元法模拟水泥胶结砂土的双轴压缩试验, 其胶结接触模型中胶结强度假设为一定值, 所得的力学响应规律基本符合水泥胶结砂土常规三轴试验结果。Utili 等^[6]也用离散单元法对胶结材料的力学特性进行研究, 并假设胶结强度服从 Mohr-Coulomb 准则。Jiang 等^[7]在离散元商业软件 PFC^{2D} 中引入自定义的胶结接触模型进行双轴压缩试验, 并与 PFC^{2D} 自带的胶结接触模型 (Contact bond) 下的模拟结果进行了对比。这些研究加深了人们对胶结砂土力学特性的认识, 并明确了胶结接触模型对胶结砂土宏观力学特性的重要意义。

然而, 上述研究中胶结接触模型都是基于一些假设提出的, 其胶结接触模型的有效性仍有待室内试验的进一步验证。为此, 蒋明镜等^[9-10]将胶结颗粒理想化为 2 根铝棒并在指定位置处形成胶结, 通过对该胶结铝棒进行一系列室内力学性能测试 (包括拉伸、压缩、压剪、压扭和复杂应力试验), 提出了理想胶结颗粒较为完备的胶结接触模型, 随后, 又将该模型引入源代码进行平面应变双轴压缩试验的离散元分析, 所得的宏观力学响应与胶结砂土的室内试验结果一致^[11]。文献 [11] 模拟中采用的是刚性边界, 不利于观察试样内部的应变局部化特性, 而实际室内试验中采用橡皮膜作为试样的应力边界。此外, 考虑到离散元商业软件 PFC^{2D} 的广泛适用性, 本文将文献 [11] 提出的模型作适当简化后引入到 PFC^{2D}, 模拟柔性膜颗粒边界条件下胶结砂土的平面应变双轴压缩试验, 建立理想胶结砂土宏观力学响应与微观胶结接触力学机理的联系, 考

察胶结强度对宏观力学特性的影响及剪切带内微观信息的局部化特征, 从而为建立基于微观机理的胶结砂土宏观本构理论提供帮助, 并最终应用于大型边值问题的有限元计算。目前, 在离散元与有限元相结合、从土体微观机理考察土体宏观本构模型这个思路已经开展了部分工作^[7, 9-12]。

1 双轴压缩试验的离散元模型

1.1 胶结接触力学模型

图 1 给出了本文模型胶结接触的力学响应, 本文将胶结接触的力学响应假设为线弹 - 脆塑性主要是基于文献 [9, 10] 的试验结果: 理想胶结颗粒间胶结物的拉伸和压剪破坏方式均以脆性破坏为主, 在胶结破坏前, 胶结铝棒的法向拉力与拉伸位移以及剪切力与剪切位移的关系均近似呈线性变化, 胶结破坏后, 法向拉力跌落至零而剪切力跌落至恒定值, 该恒定值由 Mohr-Coulomb 准则决定。

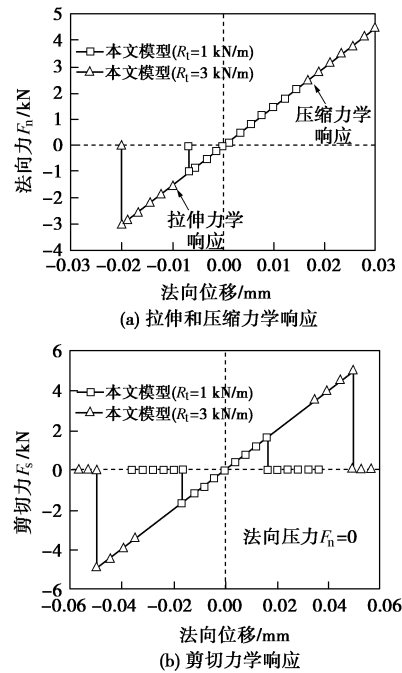


图 1 简单胶结接触的力学响应

Fig. 1 Mechanical behavior of simple bond contact

图 1 中, 法向力学响应由胶结抗拉强度 R_t 控制, 其数值一般仅与胶结物质特性 (包括胶结形态、厚度、宽度等) 有关, 加载阶段始终为恒定值, 法向拉力超过抗拉强度后迅速跌落至零, 本文模型基于试验结果假设压缩破坏前后压缩力学响应始终为线性增长, 且增长速率相同。切向力学响应由抗剪强度 R_s 控制, 其数值由胶结物质特性和 Mohr-Coulomb 准则共同决定。图 2 实线表示抗剪强度 R_s 和法向压力之间的具体关系。在 F_n 较小时, 抗剪强度由胶结

物质的强度（胶结强度）和颗粒间摩擦力共同提供；但是随着 F_n 的增大，胶结物由于逐渐被挤出胶结区域而减弱胶结强度，胶结物被完全挤出后 R_s 仅由颗粒间摩擦力提供，即由 Mohr-Coulomb 准则决定（定义此时的法向压力为界限法向压力 F_{nc} ）。另外，胶结破坏后残余抗剪强度将由 Mohr-Coulomb 准则决定（图中虚线所示）。故将 Mohr-Coulomb 准则确定的抗剪强度定义为残余强度 R_{sr} ，基于实测抗剪强度 R_s 在二维坐标系下拟合（图 2）得到下列表达式：

$$R_s = \begin{cases} 1.656 \cdot R_t \cdot (1 + F_n / R_t)^{0.216} & (-R_t < F_n < F_{nc}) \\ \mu \cdot F_n & (F_{nc} < F_n) \end{cases}, \quad (1)$$

$$R_{sr} = \mu \cdot F_n \quad (-R_t < F_n), \quad (2)$$

式中， μ 表示摩擦系数，其他变量涵义如上文所述。

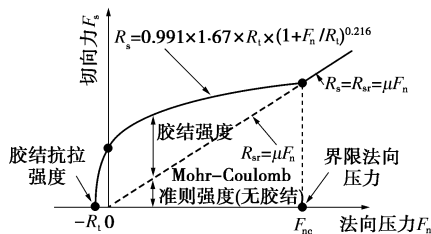


图 2 简单胶结接触模型抗剪强度包线

Fig. 2 Shear strength envelop of simple bond contact

1.2 双轴压缩试验数值参数及模拟方法

本文使用的砂土试样尺寸为 800 mm×1680 mm，由 10 种粒径共 24000 个颗粒组成，图 3 给出本文胶结砂土试样的具体级配曲线，其中最大粒径 9 mm，最小粒径 6 mm，平均粒径 7.6 mm，不均匀系数 1.3。试样制备过程采用 Jiang 等^[13]提出的分层欠压法。双轴压缩试验离散元模拟的相关材料参数：颗粒密度为 2600 kg/m³，初始孔隙比 $e_p=0.27$ ，局部阻尼系数为 0.5，颗粒直径为 1000 kg/m³，法向接触刚度 $k_n=3.75 \times 10^6$ N/m，切向接触刚度 $k_s=2.5 \times 10^6$ N/m，胶结抗拉强度 $R_t=1.0 \times 10^{100}$ N，胶结抗剪强度 $R_s=1.0 \times 10^{100}$ N，颗粒法向接触刚度 $k_n=7.5 \times 10^7$ N/m，颗粒切向接触刚度 $k_s=5.0 \times 10^7$ N/m，胶结抗拉强度 $R_t=0, 1, 2, 3, \text{ kN/m}$ ，胶结抗剪强度 R_s 由式 (1)、(2) 确定，颗粒间摩擦系数 $\mu=0.5$ ，颗粒与墙边界的摩擦系数=0.0，颗粒与墙边界的接触刚度 7.5×10^7 N/m，颗粒与膜边界的接触刚度= 3.75×10^6 N/m。在制备出初始孔隙比为 0.27 的均匀松散试样后，在上下边界施加 12.5 kPa 的竖向应力，对试样进行一维侧限压缩，使试样内部的颗粒相互接触并达到平衡，此时形成的粒间接触力学行为由上文所述的胶结接触模型控制，从而完成自重固结压力为 12.5 kPa 的胶结砂土试样的制备。

Wang 等^[1]、Jiang 等^[7]的离散元研究结果均表明：采用柔性膜颗粒边界能够更好地反映试样在室内三轴

试验中的变形特性，其宏观力学特性也更加真实。因此，本文将采用柔性膜颗粒边界作为试样的侧向边界，而试样的上下边界仍为刚性墙边界，图 4 给出了本文离散元模拟平面应变双轴压缩试验中所采用的试样及其边界条件。

正式加载前，先采用应力伺服控制方法对试样施加围压（50，100 和 200 kPa），待试样固结稳定后进行轴向压缩，轴向加载采用应变控制，轴向应变率为 5%/min（加载速率满足准静态加载条件），侧向加载采用应力伺服控制。

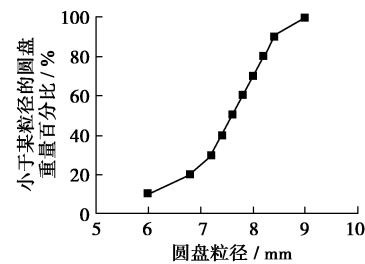


图 3 胶结试样级配曲线

Fig. 3 Particle size distribution for DEM analyses

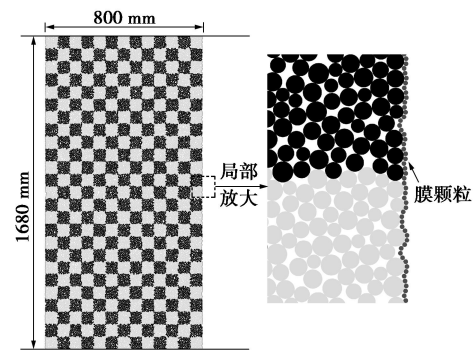


图 4 双轴压缩试验中所采用的试样及其边界条件

Fig. 4 Bond sample and boundaries for DEM analyses

2 胶结试样的宏观力学特性

本节给出不同胶结强度 ($R_t = 0, 1, 3$ kN/m) 试样在不同围压（50，100，200 kPa）下平面应变双轴压缩试验的宏观力学响应。图 5 (a)、(b) 和 (c) 分别为围压 50, 100, 200 kPa 下胶结试样 ($R_t = 1, 3$ kN/m) 的应力 - 应变关系曲线，图 6 (a)、(b) 和 (c) 分别为围压 50, 100, 200 kPa 下胶结试样的轴向应变 - 体积应变关系曲线。为便于比较，图 5, 6 中还给出了无胶结试样 ($R_t = 0$ kN/m) 在不同围压下的应力 - 应变关系和平面孔隙比 - 轴向应变关系曲线。

由图 5, 6 可知：①在小应变情况下，胶结试样的应力随着应变线性增长，而无胶结试样的应力应变关系曲线表现为非线性；②大应变情况下，随着胶结强度的增大，试样的宏观力学响应将由无胶结时的应变硬化和体积剪缩逐渐向应变软化和体积剪胀过渡，且胶结强度越大试样的峰值偏应力越大、

应变软化和体积剪胀现象越明显; ③随着围压的增大, 胶结试样的应变软化和体积剪胀现象均没有低围压时显著, 例如 $R_t = 1 \text{ kN/m}$ 、围压为 200 kPa 的情况下, 胶结砂土宏观力学特性已经表现为应变硬化和体变体缩; ④粒间胶结强度越大, 偏应力峰值跌落速度越快, 其脆性特性也越明显。

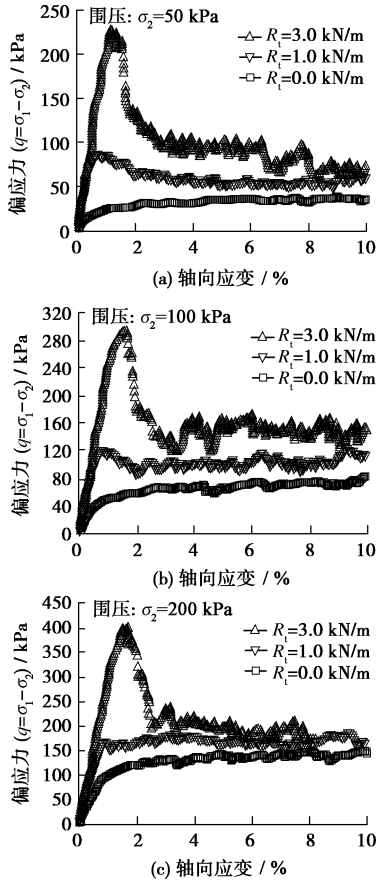


图 5 不同胶结强度试样的应力 - 应变关系

Fig. 5 Stress-strain responses of samples to various strengths

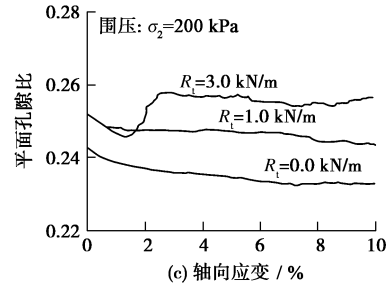
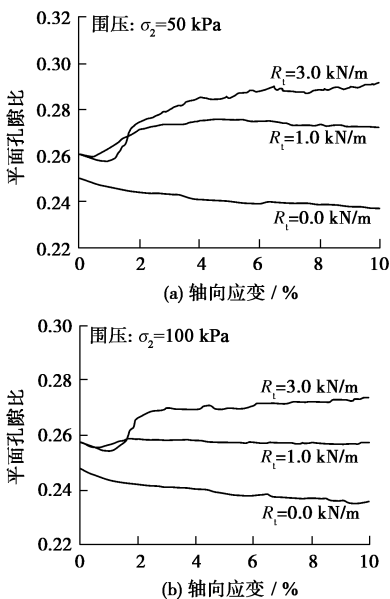


图 6 不同胶结强度试样的平面孔隙比 - 轴向应变关系

Fig. 6 Void ratio responses of samples to various strengths

上述理想胶结砂土的宏观力学特性可以由本文颗粒间胶结接触模型解释: 颗粒间的胶结作用使得颗粒间具有黏聚力从而增加胶结砂土的峰值强度, 但是胶结破坏后, 本文模型抗剪强度由 R_s 跌落至 R_{sr} , 造成应变软化, 沈珠江^[14]称之为损伤软化; 随着围压的增加, 颗粒间法向压力增大, 胶结作用将会逐渐退化, 应变软化和体变剪胀现象逐渐变得不明显, 达到界限法向压力后, 胶结作用彻底消失, 可以预见胶结砂土和无胶结砂土的宏观力学响应将会一致。Schofield^[15]关于胶结砂土极限状态理论的补充: 高围压(极限状态)下砂土的力学响应与胶结作用无关, 仅取决于粒间摩擦。从这点出发, 本文模型和胶结砂土极限状态理论具有一致性。然而, 极限状态理论无法反映胶结砂土从低围压向高围压过渡时丰富的力学特性, 也不能量化胶结作用消失的临界点。本文模型在胶结颗粒接触层面研究了胶结作用消失的临界点, 丰富了胶结砂土极限状态理论。

图 7 进一步给出了胶结试样的抗剪强度包线。由图 7 可见: ①胶结试样峰值和残余抗剪强度均高于无胶结试样, 且随着胶结强度的增大, 胶结试样的抗剪强度增大; ②本文模型下黏聚力和峰值内摩擦角 ϕ_p 基本随 R_t 的增大而增大, 所反映出的变化规律与文献[1]实测结果(如图 8)较为一致。值得注意的是, 本文仅仅针对低围压下(50, 100, 200 kPa)胶结砂土的宏观力学特性展开研究, 可以预见在极限状态(高围压)下, 无胶结砂土和胶结砂土的强度包线将会趋于重合, 且胶结强度越低, 两者发生重合的界限法向压力 F_{nc} 越小(围压也相应越小), 例如, $R_t = 1 \text{ kN}$ 时峰值内摩擦角 ϕ_p 相比无胶结的情况有所减小, 这是因为该胶结强度的试样在低围压下峰值强度就已经和无胶结砂土趋同。

此外, 本文模型下胶结试样的残余内摩擦角 ϕ_{cs} 随 R_t 的增大而增大。很多学者在构建本构模型时认为胶结砂土残余强度和重塑土相同, 但是本文和文献[1]的结果都表明: 理想胶结砂土的残余强度要略高于重塑土的残余强度, 且两者的差值随着 R_t 增加而增加。本文认为这是因为大应变下理想胶结砂土

形成剪切带(下文将会论述),剪切带内部分胶结破坏,未破坏的胶结使得颗粒形成较大的不规则团簇,从而使其残余内摩擦角比无胶结砂土要大。然而,极限状态下,胶结将全部发生破坏,故此时理想胶结砂土和重塑土的残余强度相同。

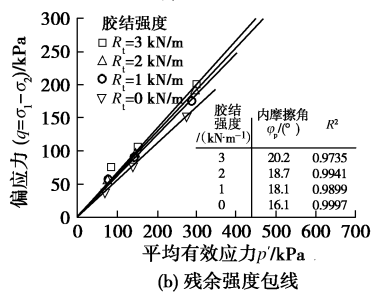
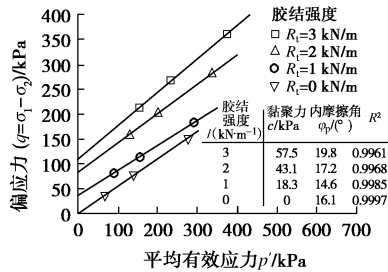


图7 胶结试样强度包线模拟结果

Fig. 7 Simulated strength envelopes of bond samples

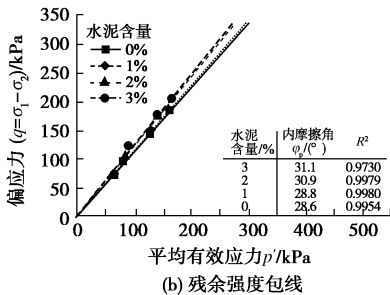
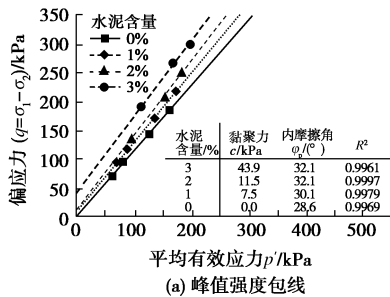


图8 胶结试样强度包线实测结果^[1]

Fig. 8 Experimental strength envelopes of bond samples^[1]

3 胶结试样的剪切带形成规律

图9给出了 $R_t = 3 \text{ kN/m}$ 、围压 100 kPa 下的胶结试样宏观力学响应,虽然在不同围压和胶结强度下试样的宏观力学特性存在一定差异,但试样内部剪切带的形成规律基本一致。 O, A, B, C, D, E 六点将整

个双轴压缩过程划分为5个不同阶段。其中 O 点为试验加载的起始点; A 点为初始屈服点,此时体积变化开始由剪缩向剪胀过渡; B 点为峰值强度点; C 点为最大剪胀点; D 点为临界状态点,此时体积变化逐渐趋于平缓; E 点为加载结束点。

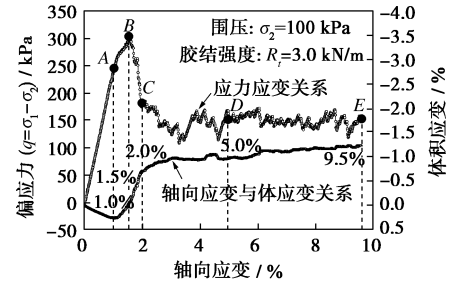


图9 应力应变及体变应变关系曲线 ($R_t = 3 \text{ kN/m}$)

Fig. 9 Stress-strain and volumetric responses ($R_t = 3 \text{ kN/m}$)

在平面应变双轴压缩过程中,胶结试样内部的微观信息在室内试验中是很难进行定量量测的,然而,在离散元数值模拟中则很容易实现。下面将详细给出双轴压缩过程中胶结试样内部的局部变形、胶结破坏、孔隙比、转动场及主应力方向的变化规律,并结合微观信息分析胶结试样剪切带形成机理。

3.1 试样局部变形

图10为上述理想胶结砂土试样不同轴向应变下的局部变形,图中4种不同轴向应变分别对应图9中的 B, C, D, E 四点。为便于观察试样的局部变形特征,在加载前将整个试样划分为 13×25 个大小为 $61.5 \times 67.2 \text{ mm}$ 的矩形网格,相邻网格的颗粒用不同颜色标记,该方法最早由 Jiang 等^[16]提出。

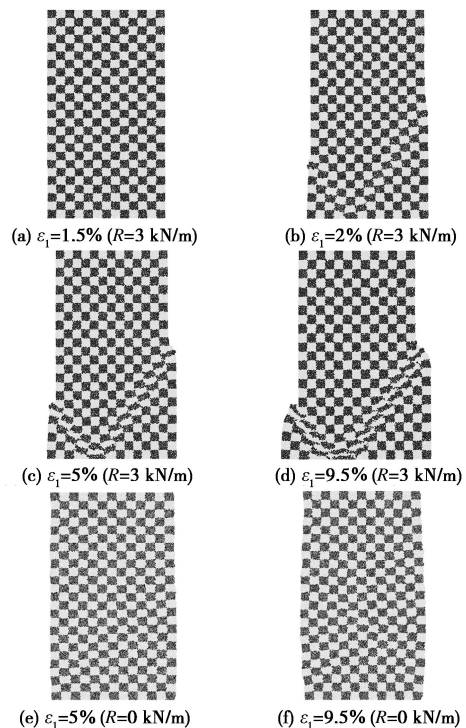


图10 不同加载阶段试样局部变形图

Fig. 10 Deformed samples at different loading stages

由图 10 (a) 可知: 理想胶结砂土试样在峰值强度前 (轴向应变 $\varepsilon_1 < 1.5\%$) 的变形无应变局部化特征。然而, 当试样进入应变软化阶段, 特别是当试样达到最大剪胀时 (轴向应变 2%), 试样发生应变局部化, 并开始形成剪切带, 如图 10 (b) 所示。随着轴向应变的进一步增大, 试样剪切带内的网格变形趋于显著, 而剪切带外的网格变形相对较小, 如图 10 (c)、(d) 所示。可见, 理想胶结砂土的加载破坏过程伴随着试样变形局部化和剪切带的发展, 且试样局部变形和轴向应变的关系同文献[1]的室内试验规律类似。此时二维数值模拟摩擦角为 19.8° , 按照莫尔 - 库仑理论, 其剪切带倾角为 54.9° ; 本文数值模拟剪切带倾角约为 53° , 两者较为接近。图 10 (e)、(f) 为无胶结砂土大应变下试样变形情况, 可见, 与胶结砂土的变形特征不同, 无胶结砂土即使在大应变情况下也保持均匀变形, 且无法观察到剪切带的形成。

3.2 胶结破坏

胶结砂土的宏观力学特性与其内部的胶结破坏密切相关。图 11 给出了试样胶结破坏速率与轴向应变的关系, 为方便观察, 图中还同时给出了应力 - 应变关系和孔隙比 - 轴向应变关系曲线。其中胶结破坏速率定义为

$$n = \frac{(N_1 - N_2)/N}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}, \quad (3)$$

式中, N 为试样初始状态下胶结点总数, N_1 和 N_2 分别为轴向应变 ε_1 和 ε_2 时所对应的胶结点数目。

由图 11 可知: 在初始屈服点 A 之前, 试样无明显胶结破坏。随后, 胶结破坏速率开始显著增大, 并在峰值强度点 B 附近达到最大值, C 点剪切带形成后胶结破坏速率下降并趋于稳定。可见胶结破坏速率随轴向应变的变化规律与应力应变关系的变化规律类似。图 12 进一步给出了试样胶结点破坏的分布情况, 图中 4 种不同轴向应变分别对应图 9 中的 B, C, D, E 四点。图中浅色部分表示尚未发生胶结破坏, 而深色部分表示胶结已发生破坏。可见:

- ①当试样到达峰值强度时 ($\varepsilon_1 = 1.5\%$), 试样出现胶结破坏, 但此时的胶结破坏呈无规律的随机分布;
- ②当试样达到最大剪胀时, 试样内部的胶结破坏集中分布在剪切带附近;
- ③随着轴向应变的进一步增大, 剪切带附近的胶结破坏数目继续增加。

为进一步明确剪切带内外胶结破坏的差异, 图 13 给出了主、次剪切带内, 剪切带边缘以及剪切带外 4 个代表性测量圆内胶结破坏率随轴向应变的变化关系。胶结破坏率定义为破坏的胶结数和总胶结数的比值, 4 个代表性测量圆的在试样内部的具体

位置及相应的编号, 如图 12 所示, 测量圆的半径为 100 mm, 约包含 560 个颗粒。可见, 剪切带内外胶结点破坏情况存在显著差异: 带内及带边测量圆 (①, ②, ③测量圆) 的胶结点破坏率都是在初始屈服点 A 之后开始显著增长的; 且剪切带内的①、②号测量圆其胶结点破坏率在最大剪胀点 C 附近具有一个明显的反弯点; 相反的, 带外④号测量圆内的胶结点破坏率一直维持在一个较小的数值。

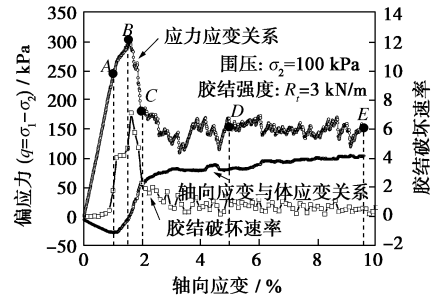


图 11 不同加载阶段胶结破坏速率

Fig. 11 Bond breakage rates at different loading stages

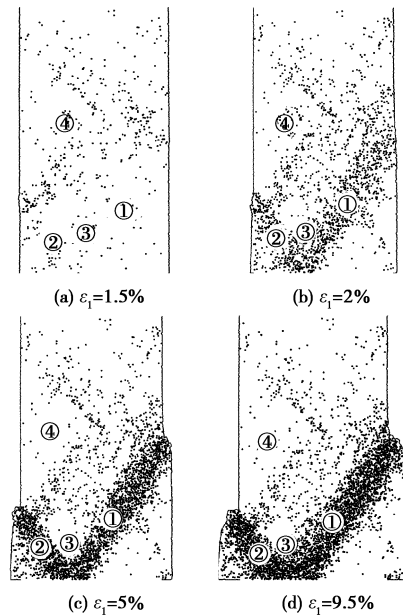


图 12 不同加载阶段胶结破坏分布

Fig. 12 Bond breakage distributions at different loading stages

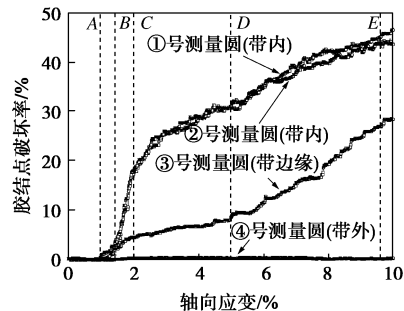


图 13 不同测量圆内胶结破坏率

Fig. 13 Bond breakage ratios under different measurement circles

3.3 带内微观参量局部化

本文还对试样内部的其他一系列微观信息进行了统计：包括胶结试样内部的位移场、孔隙比分布、主应力方向和转动场。发现剪切带的形成是试样变形局部化、位移局部化、胶结破坏局部化、孔隙比局部化、转动局部化及主应力局部偏转的综合表现。其中，纯转动率的计算方法参照文献[6]。图 14 给出了这些微观信息在 *B* 点的局部化情况。

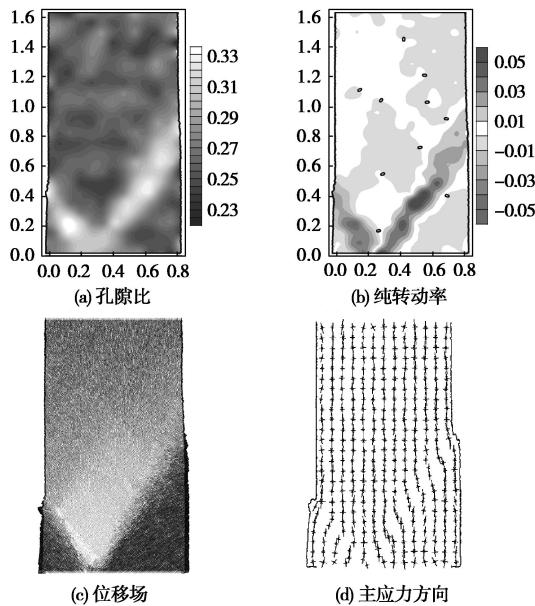


图 14 偏应力峰值点微观信息特征

Fig. 14 Micro parametric features at point *B*

图 15 进一步给出了试样内部 4 个代表性测量圆内孔隙比、纯转动率与轴向应变的关系。由图 15 可知：相比试样整体的体变曲线，位于剪切带内的①

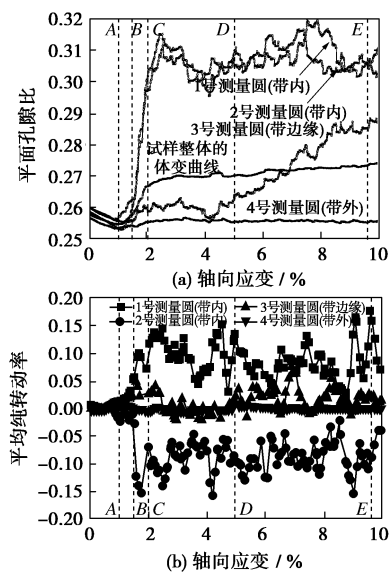


图 15 不同测量圆内孔隙比及平均纯转动率变化 (*B* 点)

Fig. 15 Void ratios and averaged pure rotation rates under different measurement circles (point *B*)

号和②号测量圆的体积膨胀量均明显大于试样整体，其平均转动率也明显大于带外；而位于剪切带外的④号测量圆的孔隙比和平均纯转动率变化却非常小；此外，①号和②号测量圆内孔隙比和纯转动率在峰值点 *B* 和最大剪胀点 *C* 之间将随轴向应变的增大而急剧增大，而后孔隙比值基本趋于稳定，基本不随轴向应变的变化而变化。

4 结 论

胶结砂土丰富的力学特性源于其胶结特性和结构特性。本文根据胶结铝棒接触力学特性的实测结果，提炼出用于模拟理想胶结砂土粒间胶结特性的胶结接触模型，并将该模型引入离散元商业软件 PFC^{2D}，对柔性边界下胶结砂土的平面应变双轴压缩试验进行离散元模拟，观察微观胶结特性和宏观力学响应的关系及胶结砂土剪切带形成机理，为胶结砂土宏观本构模型的完善提供帮助。模拟结果表明：

(1) 相比无胶结松散砂土的应变硬化和体变剪缩现象，采用本文模型的理想胶结砂土低围压下呈应变软化和剪胀现象，高围压下向应变硬化和体变剪缩过渡，该现象由颗粒间的界限法向压力控制。胶结砂土低围压下峰值内摩擦角及残余内摩擦角均随胶结强度的增加而增加。

(2) 相比无胶结砂土均匀变形，胶结砂土出现应变局部化并伴随剪切带的形成，剪切带的形成是试样变形、孔隙比、平均纯转动率 (APR)、位移场、胶结破坏分布等微观参量局部化的综合表现，带内带外微观参量存在明显差异。其中，试样变形随轴向应变的变化规律与已有试验结果^[1]较为一致。

(3) 采用本文模型的平面应变双轴压缩试验，其宏观力学响应与试验结果较一致，能较好地反映胶结砂土的基本力学特性，并能从本文粒间胶结接触模型的接触力学特性层面解释胶结砂土的宏观力学响应。

以散粒体为介质的离散元方法能够实现不同的颗粒排布方式，从而再现胶结砂土的结构特性。本文只研究了一种胶结试样，且各胶结点胶结特性相同，并未对颗粒排布、各向异性、每个胶结点胶结特性不同等结构性因素的影响展开讨论，二维颗粒排布方式、粒径分布也无法和实际胶结试样一一对应，故本文理想胶结砂土试样宏观力学特性无法量化，存在局限性。另外，微观参数的局部化规律有待室内试验量测技术的提高来进一步检验。而且，这些微观参数局部化的规律及剪切带厚度和倾角都与试样级配、孔隙比分布、颗粒摩擦系数和围压等因素密切相关，本文未作针对性研究。今后的工作是针对上述不足、通过室内单元

试验的离散元模拟进一步研究胶结砂土破坏的微观机理, 旨在建立可用于边值问题有限元计算的胶结砂土宏观本构模型。

参考文献:

- [1] WANG Y H, LEUNG S C. A particulate-scale investigation of cemented sand behavior[J]. *Can Geotech J*, 2008, **45**: 29 - 44.
- [2] YU H S, TAN S M, SCHNAID F. A critical state framework for modelling bonded geomaterials[J]. *Geomech Geoengng*, 2007, **2**(1): 61 - 74.
- [3] YAN W M, LI X S. A model for natural soil with bonds[J]. *Géotechnique*, 2011, **61**(2): 95 - 106.
- [4] VARDOULAKIS I, SULEM J. Bifurcation analysis in geomechanics[M]. London: Blackie, 1995.
- [5] VIGGIANI G, LENOIR N, BESUELLE P, et al. X-ray microtomography for studying localized deformation in fine-grained geomaterials under triaxial compression[J]. *C R Mecanique*, 2004, **332**: 819 - 826.
- [6] UTILI S, NOVA R. DEM analysis of bonded granular geomaterials[J]. *Int J Numer Anal Meth Geomech*, 2008, **32**: 1997 - 2031.
- [7] JIANG M J, YAN H B, ZHU H H, et al. Modeling shear behavior and strain localization in cemented sands by two-dimensional distinct element method analyses[J]. *Computers and Geotechnics*, 2011, **38**(1): 14 - 29.
- [8] CUNDALL P A, STRACK O L. A discrete numerical model for granular assemblies[J]. *Géotechnique*, 1979, **29**: 47 - 65.
- [9] 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. (in Chinese))
- [10] 蒋明镜, 孙渝刚, 李立青. 胶结颗粒微观接触本构的试验装置研究[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 behaviour of bonded granules[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, **32**(1): 309 - 315. (in Chinese))
- [11] 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 M Ming-jing, SUN Yu-gang. DEM modelling of mechanical behaviour of artificially cemented sand[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, **32**(6): 1849 - 1856. (in Chinese))
- [12] 蒋明镜, 朱方园, 刘芳. 两种常用本构模型在基坑开挖数值模拟中的适用性[J]. *河海大学学报 (自然科学版)*, 2012, **40**(5): 568 - 575. (JIANG M Ming-jing, ZHU Fang-yuan, LIU Fang. Applicability of two constitutive models for simulating foundation excavation[J]. *Journal of Hohai University (Natural Sciences)*, 2012, **40**(5): 568 - 575. (in Chinese))
- [13] 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.
- [14] 沈珠江. 理论土力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000: 291. (SHEN Zhu-jiang. *Theoretical soil mechanics*[M]. Beijing: China Water Power Press, 2000: 291. (in Chinese))
- [15] SCHOFIELD A N. Disturbed soil properties and geotechnical design[M]. London: Thomas Telford, 2005.
- [16] JIANG M J, YU H S, HARRIS D. Discrete element modeling of deep penetration in granular soils[J]. *Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2006, **30**(4): 335 - 361.