

水泥加固砂性土微观特征试验研究*

肖时辉¹, 廖一蕾^{2,3}, 张子新^{2,3}, 刘宽⁴, 杨小荣¹

(1. 珠海大横琴股份有限公司, 广东 珠海 519031; 2. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点
试验室, 上海 200092; 3. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092;
4. 上海隧道工程有限公司, 上海 200032)

摘 要:通过电动体视显微镜微观试验手段, 研究了不同水泥掺量下水泥加固砂性土加载前后微观特征, 并分析了水泥加固砂性土孔隙的形状系数、定向角和孔径大小等参数的变化规律, 揭示了水泥砂性加固土体强度及承载机制的演化特征。结果表明: (1) 水泥砂性加固土在加载前后孔径分布和孔隙形状系数在水泥掺量 5%~10% 范围内同时存在剪缩和剪胀; 但水泥掺量高 (>10%) 的加固土加载后整体宏观表现为剪胀; (2) 在加载条件下, 水泥加固砂性土体的颗粒或团粒会发生定向滑移或转动, 并在一定程度上孔隙长轴的方向会发生改变。且孔隙定向角分布形式逐步由均匀向集中转变, 孔隙分布呈现显著的定向性。

关键词: 电动体视显微镜; 微观试验; 加固土; 承载机制

中图分类号: U455.43; U453.6 文献标识码: A 文章编号: 1673-0836(2018)01-0043-08

Microstructure Research on Cement Stabilized Sandy Soils

Xiao Shihui¹, Liao Yilei^{2,3}, Zhang Zixin^{2,3}, Liu Kuan⁴, Yang Xiaorong¹

(1. Zhuhai Dahengqin Co. Ltd., Zhuhai, Guangdong 519031, P.R.China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering, Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, P.R.China; 3. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, P.R.China; 4. Shanghai Tunnel Engineering Co. Ltd., Shanghai 200032, P.R.China)

Abstract: The microstructure of cemented sandy soils, which is made from different original soil as well as with various cement contents, is investigated by ESEM method. Then, the data of pore such as the diameter, shape index and orientation angle are analyzed via image processing technology, and the evolution law of the strength of cemented sandy soil and bearing mechanism are explored. Comparing the results got from the loaded and unloaded samples, they show: (1) the performance of pore diameter and pore shape shows a contraction and dilation phenomenon at the same time under the cement content (5%~10%), while pore diameter reducing and coefficient of pore shape increasing. However, shear dilation usually happens under the highest cement content (10%). (2) During the loading process under the interaction of internal stress, particles of cemented sandy soils will directionally slide or rotate. In addition, pore axis direction of cemented sandy soils changes as well, and orientational angle changes from uniform into concentration, and pore directional characteristic is obvious.

Keywords: ESEM; Microscopic test; Cemented soil; Bearing mechanism

* 收稿日期: 2017-07-28(修改稿)
作者简介: 肖时辉 (1973-), 男, 湖南邵阳人, 硕士, 高级工程师, 主要从事土木工程、工程管理工作。
E-mail: xsh7179@163.com
基金项目: 珠海大横琴股份有限公司和上海隧道工程有限公司资助项目 (2015-sk-4)

0 引言

地下工程中盾构法进出洞的加固主要以深层搅拌法、旋喷法和水泥拌合土法等一些地基加固方法为主,这些方法的加固原理是以不同的方式将水泥与软土拌和,使软土硬化成为水泥加固土,以达到盾构进出洞和地基加固的目的。水泥土的强度一般取决于水化物的胶结作用,即水泥自身的胶结作用在水化过程中反应生成的氢氧化钙。目前的研究表明:水泥本身的水化产物的胶结作用是水泥土强度主要构成部分^[1-4]。然而,以往的研究者在研究土质对水泥土强度的影响时,多注重于粘土因素的影响,而对水泥砂性土的特征研究明显不足^[5-6]。

国际上,针对加固土的研究发现,砂性加固土强度虽然和粘性土有类似之处,均由摩擦分量、粘结分量和自锁分量组成,但三者的演化规律不同^[7-9]。自 1925 年 Terzaghi 提出岩土材料微观结构的概念以来,微观土力学近年来得到迅速发展,国内外一些学者认为 21 世纪应是岩土材料微观结构有望突破发展的重要阶段^[10-11]。本文采用电动体视显微镜等先进的微观试验手段,研究不同水泥掺量的砂性加固土在加载前后的微结构变化规律,试图从本质上揭示砂性加固土的力学变化特征和发生机理,以期在实际水泥土工程提供参考。

1 砂性加固土微结构试验

1.1 砂性加固土宏观力学特征

砂性加固土,是经一系列物理化学反应后而成的复杂多相体系,因水泥水化物的存在,其力学性质与非加固砂土间存在较大差异。如图 1 所示为典型的非加固砂土固结不排水剪试验结果。由图 1 可知,非加固砂土偏应力-应变关系受围压影响显著。不同围压下,偏应力-应变曲线初期均有较为明显的初始孔隙压缩阶段,且围压越高,该段曲线越长,非加固砂土孔隙受压缩程度越大,偏应力-应变曲线随围压增加,由应变硬化型逐步向应变软化型转变。经水泥加固后,各掺量的砂性加固土偏应力-应变曲线特性在不同围压水平下均为应变硬化型(图 2),曲线在加载初期偏应力增长缓慢,而后以近乎直线形式迅速上升,至一定应变时,增长速率降低,直至达到峰值后,偏应力随应变呈现负增长。进一步分析可知,随着水泥掺量的增加,砂性加固土割线模量随水泥掺量增加而增加,当水泥掺量相同时,其随围压的增长也略有上升,不过变化

幅度较小,各围压水平下的割线模量十分接近。对于砂性加固土的宏观力学参数——粘聚力和内摩擦角而言,两者也随水泥掺量的增加而增加,不过内摩擦角的增长幅度较粘聚力要小。可见,水泥掺量的增加不仅增强了砂性加固土的抗变形能力,也提升了其抗剪强度。

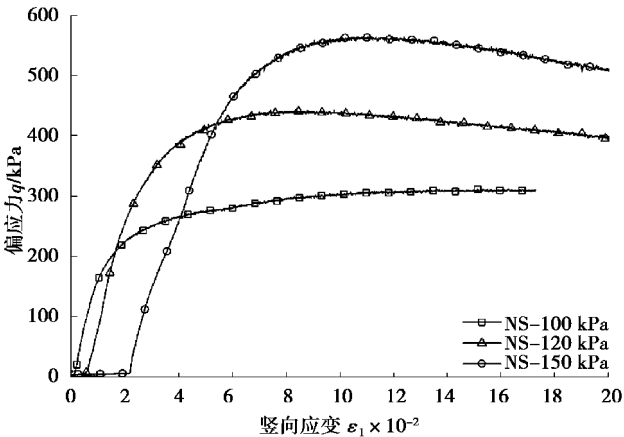
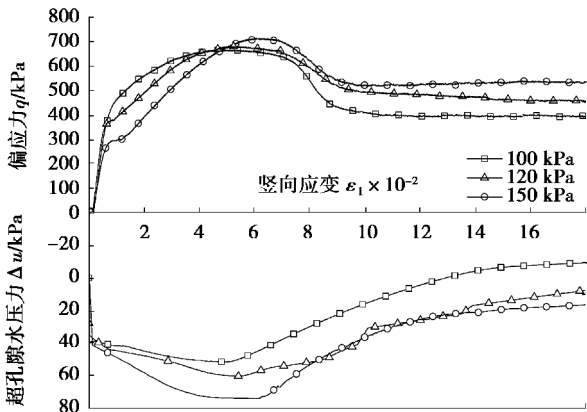
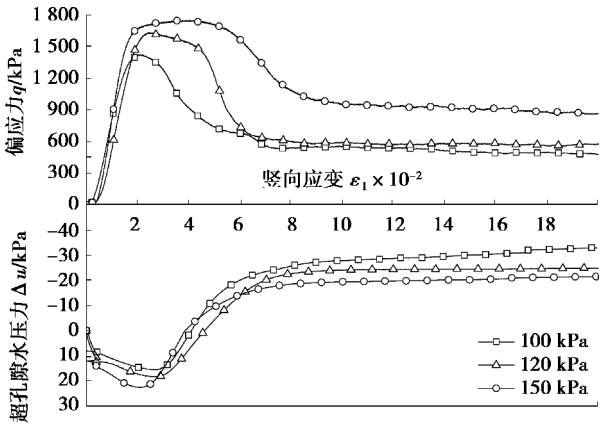


图 1 砂性土偏应力-应变 (q, ε_1) 曲线

Fig.1 Stress-strain curves of sandy soils



(a) 水泥掺量 $A_w=50\%$



(b) 水泥掺量 $A_w=10\%$

图 2 砂性加固土 (q, ε_1), ($\Delta u, \varepsilon_1$) 关系图

Fig.2 Stress-strain and excess pore water pressure-strain curve of cemented sandy soils

砂性加固土试样试验是由同济大学真三轴试验机来完成的,其围压的大小对应于一般隧道进出洞的围压状态,即 100~150 kPa。

综合砂性加固土各试验条件下的破坏形态后发现,各水泥掺量的砂性加固土在不同围压水平情况下的破坏模式,均表现为典型的剪切破坏(如图 2),水泥掺量为 5%和 10%的砂性加固土剪切带明显。同时,砂性加固土的剪切带倾角随水泥掺量增大而增大,但增长幅度较小。

水泥加固砂性土的宏观特征较明显,但其内在的变化机理有必要从微观试验的角度进行深入研究,尤其是加载前后的微结构变化特征更具有工程意义。

1.2 试验仪器和试验方法

目前针对岩土材料微结构的试验研究手段较多,但随着近年科技的飞速发展,环境扫描电子显微镜(ESEM)的使用解决了微观试验原有技术不能观察湿样的难题,本研究的微观试验即将对加载前后的水泥加固砂性土进行环境扫描电子显微镜(ESEM)试验。试验仪器采用型号为 SteREO Discovery V12 的研究级智能数字全自动立体显微镜,如图 3 所示。



图 3 电动体视显微镜 SteREO Discovery V12

Fig.3 ESEM instrument of SteREO Discovery V12

为了便于对比分析,本试验中没有对加载前后砂性加固土宏观力学试验中的所有试样进行微结构观察,而是基于工程实际的不同水泥掺量中选取有代表性的试样进行水泥加固土加载前后的微观试验。表 1 中列举了砂性加固土水泥掺量分别为 5%及 10%的试样进行加载前后的微结构观察。

本试验共需制作 16 个微样,砂性加固土微样尺寸根据相关试验规程定为 5 mm×5 mm×5 mm,是基于尽量减小对环境扫描电镜样品室真空度的干扰的原则,微观试验全过程需要精心完成。

表 1 水泥加固砂性土体的微观试验方案

Table 1 Arrangement of microscopic test of cemented sandy soils

加固类型	水泥掺量/%	试样编号	应力状态
砂性加固土	5	SSAw5-UL	加载前
		SSAw5-L	加载后
	10	SSAw10-UL	加载前
		SSAw10-L	加载后

注:试样编号中,S 为试验仪器,C 为原土土性 clay(粘土),Aw5 为水泥掺量为 5%,UL(L)代表未加载(加载)。

水泥砂性土微观试样制备过程中,需要特别注意选取微样切取的部位,以利于观察水泥加固砂性土受载前后微结构的变化。因此,砂性加固土试样最大破坏面处是微观试验观察的重点。在该最大破坏面处选取微观试验时,应充分考虑边界效应的影响,并在切取过程中尽量减小对剪切破坏面的扰动,且需要保持其湿度。试验过程中,通过选取一个未加载的三轴试样切取制作加载前的砂性加固土微样,加载后微样选取的相应位置必须和加载前微样位置相同,以保证试验结果具有可比性。需要指出的是,砂性加固土加载后微样破坏面应确保是自然断裂,且尽量平整,不能采取其他工具获取。

本试验中涉及的重塑砂土的基本物理力学参数如下:重度为 18.6 kN/m³、比重为 2.7、含水量为 30.1%、内聚力为 10.0 kPa、内摩擦角为 28.5°、静止土压力系数为 0.37、渗透系数为 0.79×10⁻³~1.19×10⁻³。

2 砂性加固土微观试验结果分析

岩土材料的宏观力学性质是其微观结构的具体表现,针对固结不排水三轴试验中所涉及的加固土微观结构进行试验,可进一步揭示水泥加固砂性土的破坏机理。

本试验针对水泥加固砂性土微结构的分析主要从形态学特征、几何学特征、能量学特征等方面入手,考虑了水泥掺量最低(5%)和掺量最高(10%)的两种工况,这也是实际工程中(例如盾构

进出洞、水泥搅拌搅拌桩加固等)最为关注的难点。

2.1 加载前后微结构定性分析

水泥加固砂性土加载前后微结构的变化主要是孔隙的压缩和颗粒接触关系的改变。如图 4 和图 5 所示分别为典型的水泥(5%)加固砂性土加载前后的电动体视显微镜扫描图。图中砂粒分明,无物质连结,颗粒形状以椭球体为主,颗粒间接触紧密,整体来看孔隙比较小,但在局部会出现微拱效应,从而形成较大孔隙。

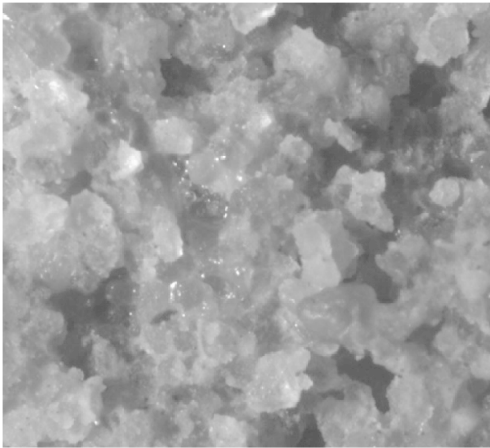


图 4 微样 SSAw5-UL 的 ESEM 图(放大 400 倍)
Fig.4 ESEM micrograph of sample SSAw5-UL (×400)

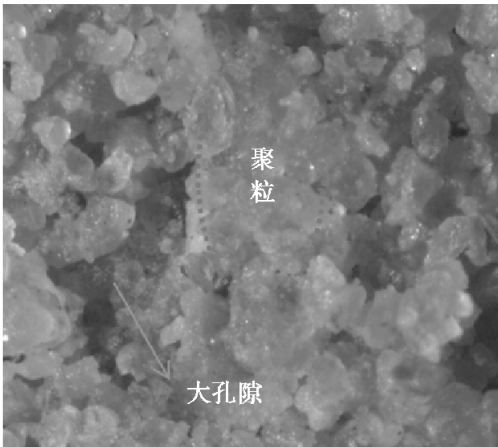


图 5 微样 SSAw5-L 的 ESEM 图(放大 400 倍)
Fig.5 ESEM micrograph of sample SSAw5-L (×400)

由图 4 和图 5 可知,当水泥掺量为较低的 5% 时,在加载前,由于水泥掺量较低,水化物生成量少,砂土颗粒未完全被水化物覆盖,颗粒清晰可辨,颗粒间的连结较弱,用手轻碰极易剥落。砂性加固土中部分颗粒间的孔隙由水化物填充,这些砂土颗粒在水化物胶结作用下形成大的聚粒,聚粒与聚粒

间则形成较大孔隙;加载后大部分水化物粘结破裂,颗粒间连结消失,颗粒结构独立,其形状与加载前相比几乎没有变化,但由于原本填充于颗粒间孔隙的水化物破坏,颗粒间孔隙体积增加,原有大孔隙被压缩,总体来看,试样孔隙比减小,破裂后的水化物形成十分细小的晶状颗粒散布在砂土颗粒表面。少部分颗粒则仍然粘结,以聚粒形式存在,在加载过程中共同受力,由于整体体积较大,易形成自锁,从而为局部大孔隙的存在提供力学支撑,这与 Wang(2008)的研究结果相一致。

水泥掺量为 10% 的砂性加固土加载前、后的电动体视显微镜观察结果如图 6 和图 7 所示。由图可知,随着水泥掺量的增加,水化物生成量增加,与水泥掺量为 5% 的加固土相比,水泥掺量为 10% 的砂性加固土在加载前砂土颗粒间的孔隙几乎全部由水化物填充,孔隙比显著减小,砂粒由水化物胶结在一起形成典型的“粒状骨架”结构,砂粒界限不明,轮廓不清,颗粒间连结较强。加载后,如图 8 所示,与水泥掺量 5% 的砂性加固土不同,由于颗粒粘结较强,图 8 中的大部分水化物保持完整,原有“粒状骨架”结构在局部依然存在。同时,可见若干独立砂土颗粒散布,这些独立颗粒是破坏面交界处粘结断裂而成,表面有大量破碎水化物以白色的细小颗粒的形式附着,且无破损痕迹。除此之外,也可见少部分颗粒粘结断裂,形成较大孔隙。

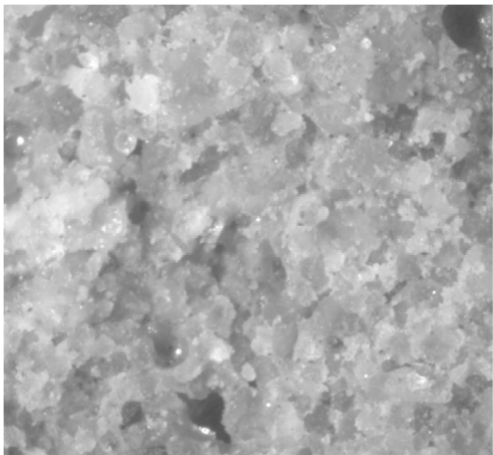


图 6 微样 SSAw10-UL 的 ESEM 图(放大 400 倍)
Fig.6 ESEM micrograph of sample SSAw10-UL (×400)

综上可知,砂性加固土在加载过程中,砂土颗粒没有破损,其形状大小几乎保持不变。但由于砂性加固土有水化物的存在,加载后的加固土砂土颗

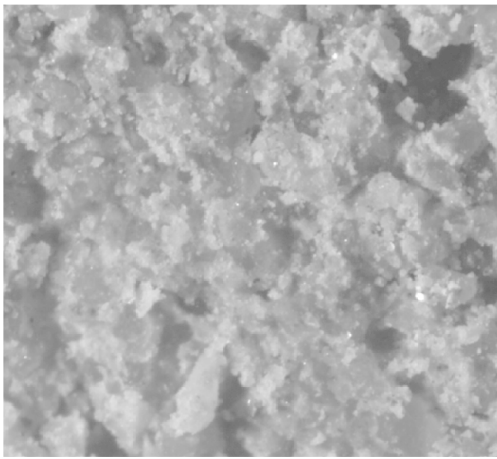


图7 微样SSAw10-L的ESEM图(放大400倍)

Fig.7 ESEM micrograph of sample SSAw10-L (×400)

粒表面会有不同数量的(与水泥掺量大小有关)破碎后的水化物颗粒。这些颗粒在一定程度上增加了砂土颗粒间的摩擦系数,颗粒摩擦系数的增大在宏观上则表现为砂性加固土较非加固砂土摩擦角有所增加,即强度变化较明显。另外,对比水泥掺量分别为5%、10%的砂性加固土的微结构图可以发现,水泥掺量为5%的加固土加载后的水化物粘结破坏率远高于水泥掺量为10%的加固土,水化物粘结强度与水泥掺量大小成正比,在宏观上砂性加固土的粘聚力增大,这是砂性加固土强度随水泥掺量增加而增加的内在原因。

2.2 加载前后微结构定量分析

砂性加固土微结构加载前后的变化可采用孔隙直径 d_v 、孔隙形状系数 I_s 以及孔隙定向角等微观参数来表征。参数获取过程中,采用了计算机图形处理软件Image J. 1.48v。

2.2.1 孔径大小 d_v 的分布

水泥掺量5%的砂性加固土在加载前、后的孔径 d_v 分布如图8所示。由图7可知,加载前,加固土孔径大小分布在75~1 320 μm 之间,且一定程度上呈两极分化,数量上以小于150 μm 的小孔隙和大于400 μm 的大孔隙为主,其所占比例超过半数以上,孔径介于150~400 μm 的孔隙则相对较少。加载后,介于150~400 μm 的孔隙所占比例几乎不变,小于150 μm 的孔隙数量显著增多,而孔径分布上限则由加载前的1 320 μm 增大至1603 μm 。可见,微样SSAw5_L小孔隙变小,大孔隙变大,微样内部剪缩和剪胀共存。根据试验结果的统计,水泥掺量为5%的砂性加固土微样SSAw5_L

(加载后),其平均孔隙面积和平均孔径较微样SSAw5_UL(加载前)有所增加,加载后加固土孔隙整体变大,加固体体积变形总体表现为剪胀,该结果与宏观三轴试验结果相一致。

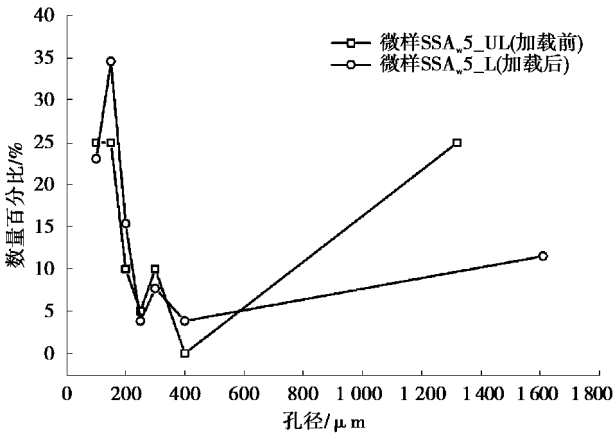


图8 砂性加固土加载前后孔径分布(水泥掺量5%)

Fig.8 Distribution of pore diameter before and after loading(with 5% cemented sandy soil)

图9为水泥掺量10%的砂性加固土在加载前、后的孔隙直径 d_v 分布图。由图9可知,微样SSAw10_UL(加载前)的孔径大小介于75~1 059 μm 之间,且孔径小于100 μm 的孔隙数量最多,孔径小于400 μm 时,孔隙数量随孔径的增大而减小。加载后,微样SSAw10_L的孔径分布规律与加载前相似,即孔径小于400 μm 时,孔径越大,其所占比例越小,但孔径大小分布缩小至75~889 μm ,且孔径小于100 μm 的孔隙数量大幅下降,大于400 μm 的孔隙所占比例显著上升。可见,部分孔隙受到压缩(最大孔径值由1 059 μm 缩小至889 μm),但大部分孔隙直径增大。同样,基于水泥掺量为10%的砂性加固土加载前后的平均孔隙面积和平均孔径对比可知,加载后孔隙整体增大,试样剪切带处整体表现为剪胀,这也与宏观试验结果相一致。

综上所述可知,由于砂性加固土砂粒间水化物粘结在受力过程中部分破裂,部分则保持完整,因此在水泥掺量为5%和10%的砂性加固土载后微样中均观察到剪缩和剪胀共存现象,但两者整体表现为剪胀。不过,水泥掺量的高低决定了水化物粘结强度的大小,因此,水泥掺量不同,砂性加固土加载后水化物粘结破坏程度也不同,从而导致了两种砂性加固土加载前后孔径 d_v 变化规律有所差异。低掺量的加固土加载后平均孔径增长幅度较高掺量加固土小,从而其剪胀程度也较高掺量加固土低。

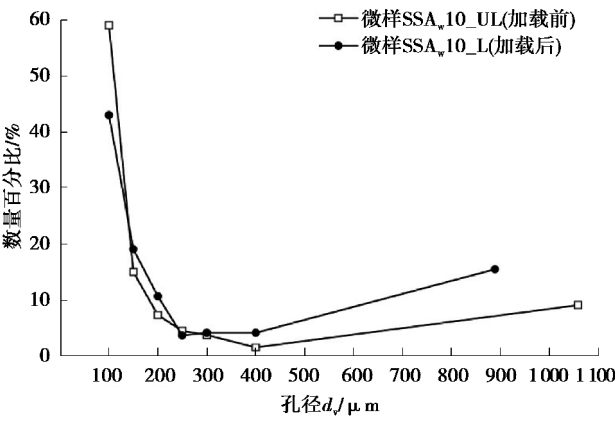


图 9 砂性加固土加载前后孔径分布(水泥掺量 10%)

Fig.9 Distribution of pore diameter before and after loading(with 10% cemented sandy soil)

2.2.2 孔隙形状系数 I_s 分布柱状图

图 10 给出了水泥掺量 5% 的砂性加固土在加载前、后孔隙形状系数 I_s 分布柱状图。孔隙的形状系数 I_s 一般定义为单个孔隙的短轴与长轴的比值,其取值范围为 $(0,1]$ 。 I_s 越大,表示孔隙越接近圆形,反之,孔隙则越狭长。因此,通过孔隙形状系数变化,可一定程度上反映加固土体的强度特征。此外,孔隙的定向频率也可以反映加固土体的形态特征和强度参数内摩擦角的变化。

图 10 为水泥掺量 5% 的砂性加固土在加载前、后的孔隙形状系数 I_s 分布柱状图。结果表明:加载前的微样 SSAw5_UL 孔隙形状系数 I_s 主要分布在 0.3~0.7 之间,其中形状系数 I_s 介于 0.3~0.4 的孔隙数量最多;加载后的微样 SSAw5_L 孔隙形状系

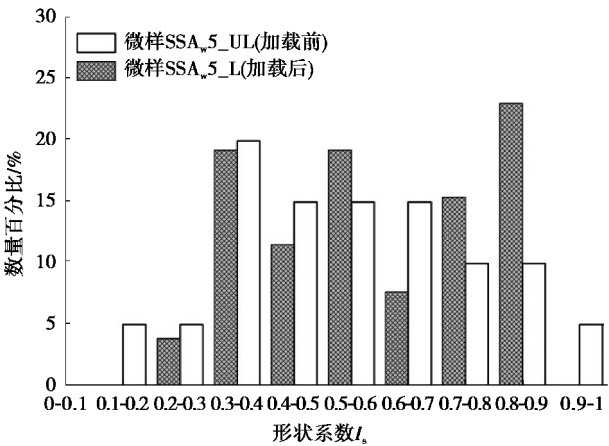


图 10 砂性加固土加载前后孔隙形状系数 I_s 分布柱状图(水泥掺量 5%)

Fig.10 Distribution of pore shape coefficient I_s before and after loading (with 5% cemented sandy soils)

数 I_s 分布较加载前有显著变化,0.5~0.6、0.7~0.8 和 0.8~0.9 的孔隙数量大幅上升,其中介于 0.8~0.9 的孔隙数量增长幅度达 131%,成为孔隙数量分布最多的区段。除上述形状系数区段外,其他区间内的孔隙数量出现不同程度的减少,介于 0.1~0.2 和 0.9~1.0 的孔隙甚至消失,孔隙形状系数总体分布范围缩小至 0.2~0.9。通过分析水泥掺量为 5% 的砂性加固土加载前后的孔隙平均形状系数可知,加载后的孔隙更狭长,且平均形状系数较加载前要小。

如图 11 所示,该图给出了水泥掺量 10% 的砂性加固土在加载前、后孔隙形状系数 I_s 分布柱状图。结果表明,加载前的微样 SSAw10_UL 孔隙形状系数 I_s 以 0.3~0.6 为主,其中 0.3~0.4 区段内孔隙数量最多,其他区间的孔隙数量随该区间与 0.3~0.4 区段的距离增大而减小(0.8~0.9 区段除外)。加载后,微样 SSAw10_L 的孔隙形状系数 I_s 总体分布规律较加载前变化不大,但各区间孔隙数量出现了微调:孔隙形状系数 I_s 介于 0.3~0.4、0.6~0.8、0.9~1.0 的孔隙数量减少,其中以 0.9~1.0 区段内的孔隙数量下降幅度最大,达 139%,该现象与载后孔径小于 100 μm 的孔隙数量大幅下降有关;孔隙形状系数 I_s 其他区段内的孔隙数量则出现不同程度的增多,其中 0.2~0.3 和 0.8~0.9 区段内的孔隙数量相对增幅较大。

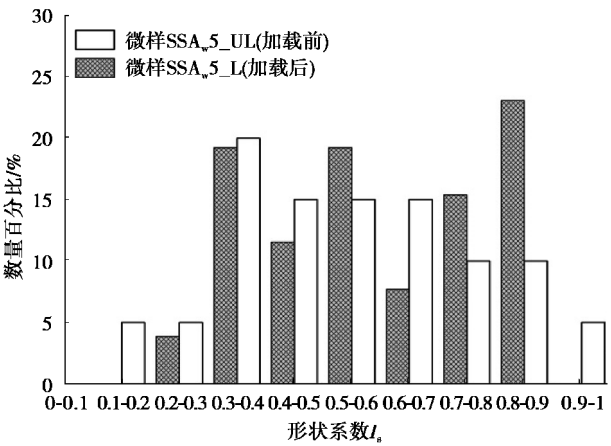


图 11 砂性加固土加载前后孔隙形状系数 I_s 分布图(水泥掺量 10%)

Fig.11 Distribution of pore shape coefficient I_s before and after loading(with 20% cemented sandy soils)

2.2.3 孔隙定向角分布

水泥掺量 5% 的砂性加固土在加载前、后的孔

隙定向频率分布图如图 12 所示。结果表明:加载前,孔隙定向角主要分布在 $20^{\circ} \sim 150^{\circ}$ 之间,孔隙数量在各个区段相差不大,孔隙定向角分布相对均匀,且孔隙定向性不显著。加载后,孔隙定向角在 $0^{\circ} \sim 180^{\circ}$ 间均有分布, $0^{\circ} \sim 20^{\circ}$ 和 $160^{\circ} \sim 180^{\circ}$ 范围内的孔隙从无到有,且各区段孔隙数量差异较大,其中介于 $0^{\circ} \sim 10^{\circ}$ 、 $80^{\circ} \sim 90^{\circ}$ 的孔隙数量最多,孔隙定向性显著。

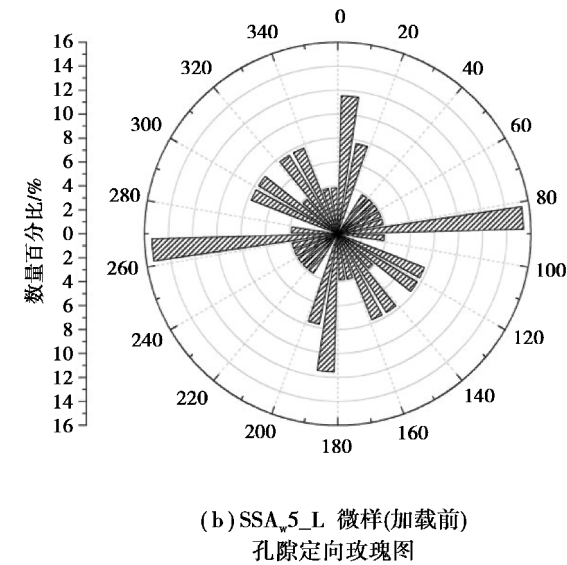
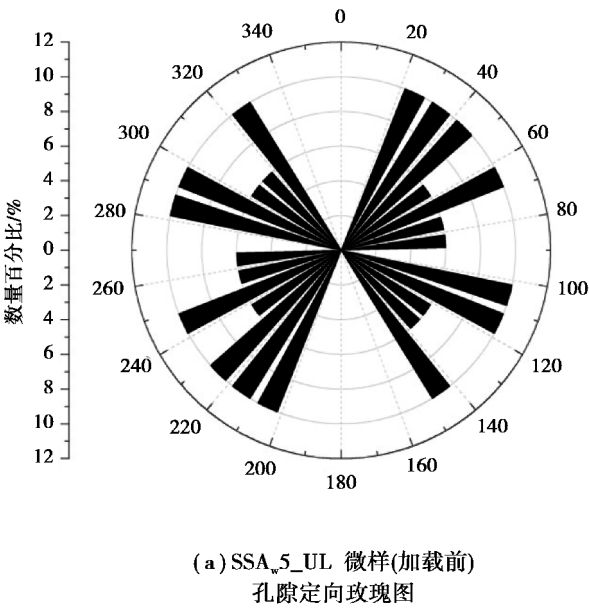


图 12 砂性加固土加载前后孔隙定向玫瑰图(水泥掺量 5%)

Fig.12 Rose diagram of pore direction before and after loading(with 5% cemented sandy soil)

水泥掺量 10% 的砂性加固土在加载前、后的孔隙定向频率分布图如图 13 所示。结果表明:加载前的微样 SSA_w10_UL 孔隙定向角在各区段数量分布不均, $110^{\circ} \sim 120^{\circ}$ 、 $130^{\circ} \sim 140^{\circ}$ 和 $160^{\circ} \sim 170^{\circ}$ 这 3 个区间内的孔隙甚至缺失,孔隙定向角主要分布在 $0^{\circ} \sim 80^{\circ}$ 区段,其中介于 $0^{\circ} \sim 20^{\circ}$ 的孔隙数量最多,但与其他区段孔隙数量相差不大,优势并不明显,因此加载前孔隙定向性并不显著。加载后,孔隙定向角变化显著,原分布在 $0^{\circ} \sim 10^{\circ}$ 、 $20^{\circ} \sim 50^{\circ}$ 、

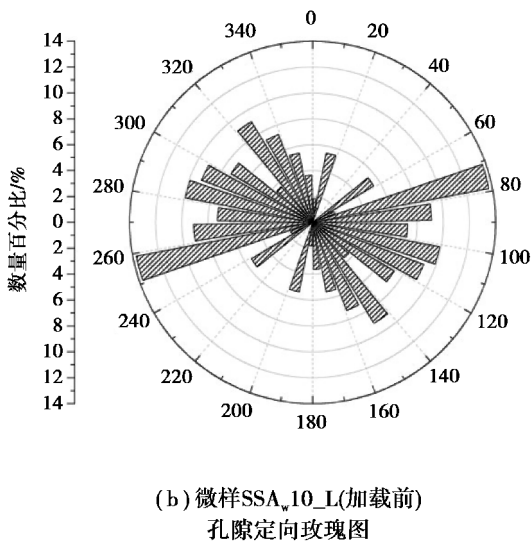
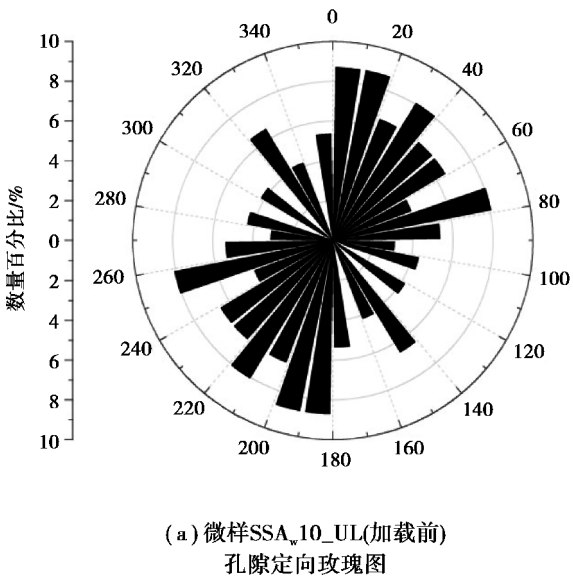


图 13 砂性加固土加载前后孔隙定向玫瑰图水泥掺量 20%

Fig.13 Rose diagram of pore direction before and after loading(with 20% cemented sandy soils)

60°~70°内的孔隙消失,主要分布区段变化为 70°~170°,其中孔隙数量最多的区间为 70°~80°,孔隙呈现显著的定向性。

3 结论

采用电动体视显微镜等微观试验手段,对加载前后不同水泥掺量的砂性加固土微观结构进行了深入研究,获得的主要结论如下:

(1)微观结构分析表明,不同的水泥掺量下,砂性加固土在加载前后的孔径分布 d_v 仍表现一定的规律性,即在水泥掺量 5%~10% 范围内可观察到微观结构的剪缩和剪胀共存现象,且平均孔径 d_v 会增大,但随水泥掺量加大,宏观整体表现更倾向为剪胀。

(2)水泥砂性土孔隙形状系数 I_s 加载前后的变化规律与其孔径分布变化以及宏观体积变形相对应。针对砂性加固土,微观试验表明,高、低掺量加固土宏观上均表现为剪胀,但孔隙形状系数 I_s 加载后减小,孔隙形状更趋狭长。

(3)砂性加固土在 5%~10% 的高低水泥掺量下,其微观结构会呈现相对规律的颗粒或团粒状态。在加载过程中,由于受内部作用力的影响,微观结构的颗粒或团粒有定向性的滑移或转动现象发生,进而造成孔隙长轴方向发生改变,且孔隙呈现显著的定向性。

参考文献(References)

[1] Kawasaki T, Suzuki Y. On the deep mixing chemical mixing method using cement hardening agent [R]. Takenaka, Technical Research Report 26,1981.

[2] 汤怡新,刘汉龙,朱伟.水泥固化土工程特性试验研究[J].岩土工程学报,2000,22(5):549-554. (Tang Xinyi, Liu Hanlong, Zhu Wei. Study on engineering properties of cement-stabilized soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2000,22(5):549-554. (in Chinese))

[3] 胡舜娥,蔡燕燕,俞缙,等. 水泥固化滨海风积砂三

轴试验研究[J]. 地下空间与工程学报,2014,10(3):573-579. (Hu Shun'e, Cai Yanyan, Yu Jin, et al. Experimental study on coastal aeolian sand stabilized by cement by triaxial test [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2014, 10(3): 573-579. (in Chinese))

[4] Lorenzo G A, Bergado D T. Fundamental parameters of cement-admixed clay-new approach [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,2004,130(10):1042-1050.

[5] Tremblay H, Duchesne J, Locat J, et al. Influence of the nature of organic compounds on fine soil stabilization with cement [J]. Canadian Geotechnical Journal,2002,39(3):535-546.

[6] Weise A, Mrasek K, Kosyakova N, et al. Laboratory tests on long-term strength of cement treated soil [J]. Geotechnical Special Publication, 2003, 10 (2): 586-597.

[7] Yu Y, Pu J, Ugai K. A damage model for soil-cement mixture [J]. Soils and Foundations,1998,38(3):1-12.

[8] 廖一蕾,张子新,肖时辉,等.水泥加固黏性土微观特征试验研究[J].岩石力学与工程学报,2016,35(增2):4318-4327. (Liao Yilei, Zhang Zixin, Xiao Shihui, et al. Microstructure research on cement stabilized clays [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35 (Supp. 2): 4318-4327. (in Chinese))

[9] Kiyono Kasama, Hidetoshi Ochina, Noriyuki Yasufuku. On the stress-strain of lightly cemented clay based on an extended critical state concept [J]. Soils and Foundations,2001,40(5):37-47.

[10] 郝巨涛.水泥土材料力学特性的探讨[J].岩土工程学报,1991,13(3):53-59. (Hao Jutao. Discussion on the material mechanical properties of cemented soil [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1991, 13 (3):53-59. (in Chinese))

[11] Das B M, Dass . Lightly cemented sand in tension and compression [J]. Geotechnical and Geological Engineering,1995,13(3):169-177.