

DOI: 10.11779/CJGE2019S1058

约束固化土承载特性和机理初探

刘金龙¹, 李世洋^{2,1}, 刘兴华¹, 李建平¹, 高政国², 黄新²

(1. 北京中岩大地科技股份有限公司, 北京 100041; 2. 北京航空航天大学交通学院, 北京 100191)

摘要: 将液性指数为 0.26~1.19 的土样与含不同比例膨胀组分的固化剂拌合制备固化土, 并填充于约束刚度不同、外径 11 cm、高 20 cm 的 PVC 筒中养护成型。测定固化土养护期间约束体的环向应变。分别对去除约束体的无约束固化土和带约束体的约束固化土进行轴压试验, 测定试件的环向应变、竖向位移与荷载的关系。得出以下结论: ①在固化剂掺量相等的条件下, 约束固化土的极限承载力约为常规无约束固化土的 5 倍; 根据约束固化土极限承载力和核芯固化土面积计算的视强度可达 30 MPa 以上。②将约束体和膨胀性固化剂结合, 可提高膨胀组分的比例以提高 AFt 的生成量、提高孔隙填充率, 从而提高核芯固化土强度; AFt 的膨胀给核芯固化土施加预压应力, 进一步提高约束体对核芯固化土的约束能力; 这些效应的综合作用使约束固化土获得更高的承载力。③约束固化土荷载-位移曲线呈现斜率较大的线性阶段, 近似线性、斜率较小的阶段 2, 斜率几乎为零的阶段 3。④约束固化土在线性阶段, 主要由结构保持整体性的核芯固化土承受荷载; 阶段 2, 固化土结构逐步解体, 约束体承受的荷载逐步增加; 约束固化土破坏均因约束体失效。

关键词: 固化土; 约束; 膨胀; 预应力; 承载特性

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)S1-0229-04

作者简介: 刘金龙(1990—), 男, 贵州遵义人, 硕士, 主要从事岩土工程及污染场地控制与修复研究。E-mail: ljlmg817@163.com。

Bearing characteristics and mechanism of confined stabilized soils

LIU Jin-long¹, LI Shi-yang^{2,1}, LIU Xing-hua¹, LI Jian-ping¹, GAO Zheng-guo², HUANG Xin²

(1. Zhongyan Technology Co., Ltd., Beijing 100041, China; 2. School of Transportation Science and Engineering, Beihang University, Beijing 100191, China)

Abstract: The stabilized-soil cylinders are made by mixing the soil samples with the relative water content from 0.26 to 1.19 with the binders containing different contents of expansive components, and then they are put into PVC constraint tubes with length of 20 cm, external diameter of 11 cm and different confinement stiffnesses. The hoop expansion strains of the constraint pipes are measured during curing period. The compressive experiments on the cylinders are carried out, which are pressed respectively with and without the constraint pipes. The load-hoop strain curves of the cylinders, load-displacement curves and the failure modes of the cylinders are recorded. The conclusions are as follows: (1) The bearing capacities of the confined cylinders are 5 times those of the unconfined ones made of the ordinary binder with the same binder content. The equivalent strength of the confined stabilized soils can reach more than 30 MPa, which is calculated according to the data of its bearing capacity and cross-sectional area. (2) Combining the constraint with the binder containing expansive components results in unique effects: the binder expansion is confined to compact the core-stabilized soils so as to increase the strength obviously. The prestress upon the core-stabilized soils can be built, which with the hoop constraint the core-stabilized soils are made to be in triaxial compressive stress state under bearing load. (3) The load-displacement curve of the confined cylinders shows three stages: linear stage 1, approximately linear stage 2 with smaller slope and stage 3 with almost zero slope. (4) At the stage 1 the core-stabilized soils resist vertical load as a cemented entirety, at the stage 2 they are crushed gradually into pieces and resist further increasing load with help of hoop constraint force, and reach the ultimate bearing capacity because of the constraint losing its effectiveness.

Key words: stabilized soil; confinement; expansion; prestress; bearing characteristic

0 引言

在近海岛礁的基本建设中, 不可避免地会遇到软土地基处理问题。例如: 对海底沉积的淤泥类软土场

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578033)

收稿日期: 2019-04-28

地、或疏浚淤泥吹填的场地需要进行地基处理。岛礁施工应尽可能地利用原地资源；此外，海底淤泥或海水存在盐类对水泥产生腐蚀的风险，必须考虑地基处理材料抵抗盐类腐蚀的耐久性问题。同样的问题也出现在内陆一些盐渍土地区，例如青海省格尔木盐湖带地区。中岩大地科技股份有限公司提出了一种新的地基处理技术：将软土与含高比例膨胀组分的固化剂拌和后密实填充在置于地基中、具有足够高拉伸模量和强度的约束体长筒内，形成约束固化土桩。

关于约束固化土，除文献[1]报道了初步的探索性试验结果外，尚未见有相关研究文献报道。本文通过对约束固化土圆柱体试件进行轴压试验，对其承载特性和机理进行初步探讨。

1 试验材料与方法

天然土的物理性质指标： $w=20\%$ ， $G_s=2.61$ ， $e=0.66$ ， $w_L=28.9\%$ ， $w_p=12.7\%$ 。

固化剂包含胶结组分和膨胀组分两类材料，前者主要产生水化硅酸钙(CSH)，后者主要产生水化硫铝酸钙(Aft)，Aft形成过程固相体积增长约120%。

PVC管约束体的外径和长度分别为11，20 cm，其弹性模量和强度分别为3663，31.89 MPa。

固化土的制备按JGJT 233进行。PVC管内壁涂油并覆盖塑料薄膜，将拌合好的固化土分10层依次压入其中。用保鲜膜将试件裸露面封好，垂直放在水中，置于温度约为20℃、湿度约为42%的室内养护28 d；期间在各试件顶面放置约10 kg重物阻止固化土竖向膨胀。第28天将无约束固化土试件的PVC管破除。每组取两个试件在约束管的一半高度处环向对称粘贴两个3 mm×2 mm丝绕式应变片，采集其成型两周的膨胀应变数据。

在约束固化土试件(Y试件)的一半高度处环向对称粘贴两个3 mm×2 mm丝绕式应变片；在无约束固化土试件(N试件)的一半高度处环向对称粘贴两个60 mm×5 mm箔式应变片。应变片的灵敏系数和电阻值分别是2.08±1%，120±0.1Ω。应变数据用JC-4A静态应变仪采集。用电液伺服万能试验机以0.1 kN/s的速度加载。轴压Y试件时为保证只有核心固化土受压，将两块直径略小于PVC内径的铁块分别放置于Y试件的顶、底面。

2 试验结果与分析

观测养护期间固化土体积膨胀产生的约束体环向应变(HES)，轴压试验过程记录试件的荷载-位移曲线、荷载-环向应变曲线、破坏模式和破坏荷载。试验方案和测试结果如表1所示，约束刚度(CFS)

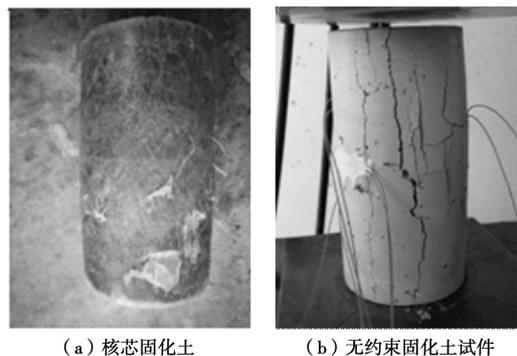
为约束体的拉伸模量和壁厚的乘积，E/C为固化剂中膨胀组分与胶结组分的质量比；BC为固化剂与土样的质量百分比； w 为制作固化土试件的土样含水率；比例极限荷载(BPL)取荷载-位移曲线中线性段与之后近似线性段交点处荷载。所有试件均在约束体中成型，Y试件带着约束体进行轴压试验，而对应的N试件则去除约束体。每类试件为两个，试验结果取平均值。

图1为Y试件典型破坏形态，试件发生明显鼓出；图2(a)为对应的核芯固化土破坏形态；其上有一系列大约正负45°的细裂缝。图2(b)为N试件典型破坏形态，以产生数条垂直裂缝而告破坏。图3为典型试件的荷载-环向应变曲线和荷载-位移曲线；竖轴左侧为荷载-环向应变曲线，竖轴右侧为荷载-位移曲线，其中粗实线为Y试件的，细实线为N试件的。



图1 典型约束固化土试件的破坏形态

Fig. 1 Failure mode of a typical confined cylinder



(a) 核芯固化土 (b) 无约束固化土试件

图2 固化土破坏形态

Fig. 2 Failure modes of typical stabilized soils

2.1 约束固化土的承载特性

图3荷载-位移曲线可见：N试件的变形随着荷载增加线性增长，随后在无明显变形时突然破坏；其破坏是由于横向拉应变超过固化土极限拉应变而在试件中部产生张拉裂缝。Y试件荷载-位移曲线呈现3个阶段：大斜率线性的阶段1，近似线性、斜率较小的阶段2，几乎水平的阶段3。Y试件在阶段1终点处的变形与N试件的极限变形大体相当，而Y试件极限荷载处的应变大约为10%~15%。

表 1 圆柱型试块的试验方案和结果
Table 1 Experiment schemes and results of cylinders

编号	E/C	BC/%	w/%	CFS/GPa	圆柱试块承载力/kN		BPL/kN	HES(μ)
					无约束	有约束		
A-1	0.64	10	17	0.52	47.57	202.39	75.00	0.191
A-2	0.64	16	17	0.52	55.03	217.59	83.91	0.621
A-3	0.64	19	17	0.52	64.12	223.43	100.24	0.779
A-4	0.64	25	17	0.52	67.84	237.00	107.34	1.088
B-1	0.64	16	17	0.52	55.03	217.59	83.91	0.621
B-2	0.64	16	23	0.52	44.83	178.47	80.67	0.479
B-3	0.64	16	26	0.52	39.45	158.18	66.76	0.380
B-4	0.64	16	32	0.52	33.80	136.73	56.48	0.273
C-1	0.64	16	17	0.16	41.68	93.78	53.66	1.588
C-2	0.64	16	17	0.25	52.10	125.42	70.18	1.179
C-3	0.64	16	17	0.41	53.48	163.61	78.50	0.782
C-4	0.64	16	17	0.52	55.03	217.59	83.91	0.621
D-1	0.00	16	17	0.52	40.53	184.43	50.31	0.000
D-2	0.34	16	17	0.52	59.87	215.64	96.28	0.442
D-3	0.52	16	17	0.52	64.84	218.87	107.52	0.574
D-4	0.64	16	17	0.52	55.03	217.59	83.91	0.621
E-2	0.00	16	17	0.52	40.53	184.43	45.31	0.000
E-3	0.00	19	17	0.52	45.25	193.64	50.34	0.000

表 1 所示: BC 相等时, 含膨胀组分固化剂的 Y 试件的 BPL 和极限承载力分别为无膨胀组分固化剂的 N 试件的极限承载力的 2.07, 2.22 倍和 5.37, 4.94 倍 (对比 A-2、A-3 与 E-2、E-3)。Y 试件的 BPL 和极限承载力都明显高于对应的 N 试件的极限承载力。Y 试件的极限承载力是对应 N 试件的 2.25~4.25 倍, Y 试件的极限荷载大约为其 BPL 的 1.75~2.70 倍。

HES 随之降低; 这意味着: 除因孔隙率增加导致固化土强度增加外, 由于膨胀物质更多的耗费于填充孔隙而导致预应力减少, 也是造成其承载力降低的原因。该 w 覆盖了液相指数 I_L 在 0.25~1.16 的软塑一流速态软土, Y 试件极限承载力与 N 试件的比值为 3.95~4.04。

BC 提高, Y 试件极限承载力和 BPL 随之提高。固化剂中含有胶结和膨胀两种组分, BC 提高其作用体现在两方面: 胶结组分含量提高, 使胶结形成的固化土结构更坚实; 同时, 膨胀组分含量提高, 产生更多的体积膨胀, 在约束条件下, 将挤压填充更多的内部孔隙, 使固化土更密实; 此外, 随 BC 增加, HES 也随之提高, 核芯固化土受到的预压应力也相应提高。在核芯固化土强度提高和预压应力提高双重作用下, 提高了 Y 试件的承载力。

2.2 约束固化土的承载力增强机理

(1) 表 2 中 B 系列, Y 试件成型期间都产生了 HES, 随着 CFS 增加试件 HES 减小, 固化土强度提高; 说明 AFt 膨胀驱动固化土体积扩张, 在约束体上产生了张拉应力; 根据力的平衡, 约束体也对核芯固化土产生径向约束力, 限制其体积扩张, 迫使 AFt 的膨胀转而向内挤占固化土孔隙, 使固化土更加密实, 从而提高其强度; CFS 越大, AFt 膨胀量中用于挤占固化土中孔隙的越多。C 和 D 系列的数据表明, 随着 E/C 的提高, 约束体 HES 提高; 随着 CFS 减小, 约束体 HES 增大。据此可推测, 与非约束成型的固化土相比, 约束成型的固化土可以容纳更多的膨胀组分。约束成型试件可容纳更多膨胀组分, 且使 AFt 膨胀更多用于填充固化土孔隙, 故使固化土大幅度提高强度。

(2) E 系列固化剂不含膨胀组分, 成型期间约束体无 HES, Y 试件的极限承载力为对应的 N 试件的

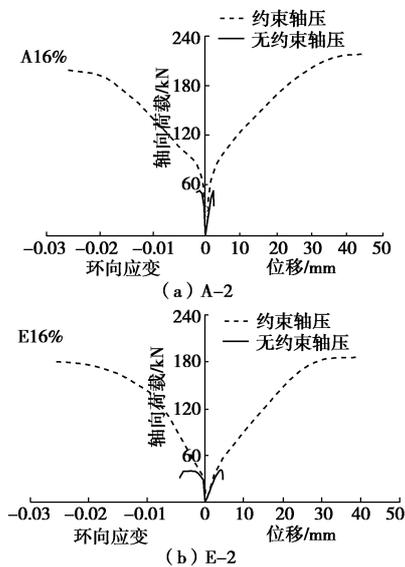


图 3 圆柱型试块的抗压曲线

Fig. 3 Bearing curves of cylinders

D 系列试件, 当 E/C 为 0.52 时固化土强度最高, 进一步增加 E/C 至 0.64, 固化土强度反而下降。

C 系列试件 CFS 从 0.16 GPa 增至 0.52 GPa, N 试件和 Y 试件的极限承载力分别提高 25%~32%和 34%~116%; Y 试件和对应的 N 试件的极限承载力的差值也大体随着 CFS 的增加而增长, Y 试件的 BPL 也相应提高。

w 增加 Y 试件承载力下降。如 B 系列, w 增加,

4.53~4.86倍,且CFS越大Y试件极限承载力与N试件的差值越大;从图3可见:当荷载超过N试件的极限承载力后,Y试件的HES突然地随荷载的增加而显著增加。这表明,没有预压应力,荷载超过某一限度,约束体对核芯固化土也作用有径向约束力,使固化土承载能力大幅度提高。

(3)除E系列,约束成型的固化土在养护期间都产生了HES,可知约束体中产生了预拉应力,这意味着Y试件在承受轴向压力之前,核芯固化土已经受到径向预压应力的作用。D-4比D-3核芯固化土强度低、HES高,极限承载力两者相当;这说明预压应力对约束固化土极限承载力的贡献。CFS较大者,Y试件的BPL与N试件极限荷载的差值也比较大,反之亦然。约束体从加载开始就对核芯固化土产生了径向约束力,使之处于三向受压的有利应力状态,因此Y试件承载力明显高于N数据。

2.3 约束固化土的承载机理

材料性质的改变必然导致其承载特性的改变。固化土的荷载-位移曲线阶段1保持线性,说明这个阶段材料性质没有明显改变。如图3,在BPL之前,Y试件的荷载-位移关系与N试件的大体一致;N试件在线性阶段结构整体性保持完好,与之类比,在阶段1,Y试件的核芯固化土也应保持结构完整。基于此分析,可以认为:在阶段1,Y试件主要由结构保持整体性的核芯固化土承受荷载。Y试件的荷载-变形曲线的阶段2,斜率明显变小,这说明核芯固化土的材料性质发生变化;与之对应,约束体的荷载-环向应变曲线也发生斜率突变,这意味着约束体受到的应力突然增加、应力增长的梯度增加。由此可推测,Y试件在荷载-变形曲线阶段2起点,核芯固化土裂缝开始出现、结构开始解体。如图2所示,N试件破坏时为几条裂缝将固化土分成多个块体,Y试件破坏后的核芯固化土是密集的裂缝把固化土分割成尺寸更小的块体;约束体的荷载-环向应变曲线斜率减小,意味着作用于约束体的应力增长的梯度增加。这些现象表明:在阶段2核芯固化土结构整体性逐步丧失,导致其承载能力逐步减弱,核芯固化土所承受的竖向荷载通过其体积的横向扩张转嫁到约束体上。

由图3可见:荷载-环向应变曲线中阶段3起点与荷载-位移曲线中阶段3起点大体相当;此后约束体已处于塑性变形阶段、HES迅速扩展,相应地荷载-位移曲线也进入平台阶段,直至Y试件破坏。可认为阶段2终点即为Y试件极限承载力,由约束体的抗拉强度控制。从A系列的数据可知:CFS相同时,Y试件的极限承载力随核芯固化土强度提高而提高。在

竖向荷载的作用下,核芯固化土破碎程度越高向约束体施加的荷载越大;而达到同样的破碎程度,强度高的固化土需要更高的竖向荷载作用。核芯固化土强度的提高可延缓向约束体转嫁荷载的速率,从而提高了使约束体达到屈服所需的竖向荷载。

3 应用前景

前述研究证明:BC相等时,含膨胀组分固化剂的Y试件的极限承载力约为常规N试件的极限承载力的5倍;根据Y试件极限承载力和核芯固化土面积计算的视强度可达30MPa以上;且Y试件呈现出塑性破坏模式。对液限指数 I_L 为0.25~1.16的软塑-流塑态土,约束固化土都可取得良好的效果。且有望使约束固化土承载力进一步提高、承载性能进一步改善。

CFG桩广泛用于30层以内高层建筑的地基处理,其桩身混凝土强度等级为C15~C25。本试验表明,Y试件的视强度可以达到CFG桩的强度要求;此外,约束固化土桩可以充分利用原位软土,减少了材料运输量;选择适当的约束体可以隔绝外界环境对桩身材料的腐蚀。因此约束固化土桩有望成为适用于岛礁建设、盐渍土地区建设的具有较高承载力、高耐腐蚀性的地基处理方法。

4 结 论

(1)对于液限指数 I_L 为0.25~1.16的土样,BC相等时,Y试件的BPL和极限承载力分别为常规N试件的2倍和5倍;根据Y试件极限承载力和核芯固化土面积计算的视强度可达30MPa以上。

(2)Y试件荷载-位移曲线呈现3个阶段:斜率较大的线性阶段1,斜率较小的阶段2,斜率几乎为零的阶段3。阶段1主要由结构保持整体性的核芯固化土承受荷载;阶段2,固化土结构逐步解体,约束体承受的荷载逐步增加;Y试件破坏受控于约束体失效。

(3)将约束体和膨胀性固化剂有机结合,可加大E/C以提高孔隙填充率、提高核芯固化土强度;AFt的膨胀给核芯固化土施加径向预压应力,进一步提高约束体对核芯固化土的约束能力;这些作用使Y试件比普通固化土具备更高的承载力。

参考文献:

- [1] WU Shuai-shuai, GAO Zheng-guo, LI Shi-yang, et al. Exploratory research on bearing characteristics of confined stabilized soil[C]// 3rd International Conference on Architectural, Civil and Hydraulics Engineering, 2017.