

[文章编号] 1003-4684(2023)04-0097-04

冻融循环对风化砂改良膨胀土阻尼比影响试验研究

金合意, 庄心善, 周 荣, 周睦凯

(湖北工业大学土木建筑与环境学院, 湖北 武汉 430068)

[摘 要] 对风化砂改良后的膨胀土试样进行冻融循环试验与动三轴试验,探究不同冻融周期与风化砂掺量下土体阻尼比的变化规律。试验结果表明二者均对阻尼比有较大影响:冻融循环使土体的微观结构发生改变,孔隙率增加,黏粒含量增多,最终使试样的粘滞性变大,故阻尼比随冻融次数的累积而逐渐增加,但变化幅度越来越小,历经 6 次冻融后,阻尼比基本趋于稳定值;风化砂的掺入加大颗粒间的摩阻力,使颗粒发生滑动错位的概率减小,故土体等效阻尼比与掺砂率呈反比,随着掺砂率的不断增加,试样等效阻尼比在不断减小。

[关键词] 膨胀土; 冻融循环; 风化砂; 动三轴试验; 阻尼比

[中图分类号] TU411 **[文献标识码]** A

膨胀土在我国范围内有着广泛分布,由于其强度较高,但亲水黏粒含量较多,有着吸水膨胀失水收缩的物理特性,故在实际工程中往往需要对其进行改良处理。

目前主要使用化学方法、物理方法与生物方法对土体进行改良。江涛^[1]对比无侧限抗压强度试验下水泥、熟石灰处治膨胀土的力学性能,发现改良土体各项力学指标均有不同程度提升,且相较于水泥改良试样,熟石灰改良效果更好,最后给出改良建议掺量。商拥辉^[2]在室内动三轴试验的基础上,对重载铁路水泥改良膨胀土路基进行动力分析,建立了循环荷载下土体累积应变预测模型,结果表明水泥的掺入使土体临界动应力提高 5~6 倍,同时发现累积应变主要产生于前 150 万次循环荷载,约占总变形量的 85%。傅乃强^[3]采用物理与化学组合的方法改良膨胀土并进行无侧限抗压强度试验,试验结果表明复合掺料改良下土体强度高与单一掺料改良土。刘宇翼^[4]研究发现 EPS 柔性泡沫可大幅降低膨胀土的膨胀潜势,并且进一步得出强、中、弱三种膨胀性土体下 EPS 泡沫的最优掺量。曾娟娟^[5]分别对比了生物酶与传统化学改良方式下膨胀土的三轴试验数据,发现生物酶改良后土体的强度高于石灰与水泥改良土。对于冻融循环下的膨胀土,宋佳敏^[6]通过废弃轮胎的橡胶颗粒改良膨胀土,使土体无侧限抗压强度提高,且发现随冻融次数增加,土体强度受冻融循环的削弱作用就越来越小。杨俊^[7]研

究了风化砂掺量与冻融循环周期两因素影响下土体回弹模量的变化规律,得出掺入 10% 的风化砂后,其弹性模量达到峰值。

综上所述,众多学者研究了改良土体的静、动力学性能,但对冻融循环下风化砂改良膨胀的动力性能研究较少。我国新疆,黑龙江等地均有膨胀土的分布,同时风化砂在我国分布也较广,随着国家交通网络的发展,对土体动力性能的研究愈发重要,故本文探究了冻融循环下风化砂改良膨胀土的阻尼比变化规律,以弥补工程中此类数据的不足。

1 试验材料

1.1 膨胀土

本次试验用土选自北疆某地区,烘干过筛后土体呈黄色。由室内击实试验得到土样最佳干密度为 17.3%,最优含水率为 17%。详细物理参数见表 1。可见土体自由膨胀率处于 40%~65% 范围内,属于高液限弱膨胀土。

表 1 膨胀土物理力学指标

天然密度/(g·cm ⁻³)	1.91
天然含水 W/%	21.67
液限 W _l /%	53.2
塑限 W _p /%	18.4
塑性指数 I _p	34.8
土颗粒相对密度 G _s	2.69
自由膨胀率/%	52

[收稿日期] 2021-12-16

[基金项目] 国家自然科学基金(51708190)

[第一作者] 金合意(1998-),男,湖北红安人,湖北工业大学硕士研究生,研究方向为岩土工程。

[通信作者] 庄心善(1964-),男,河南周口人,湖北工业大学教授,研究方向为岩土工程及边坡工程。

1.2 风化砂

风化砂取自湖北宜昌,物理参数如表 2 所示。由参数可知本次试验用砂级配较差,为避免拌料时出现粗颗粒骨料与细颗粒骨料分布不均现象,故选用颗粒直径在 0.075~0.25 mm 范围内的细砂作为本次试验的改良掺料。

表 2 风化砂物理力学指标

天然密度/(g·cm ⁻³)	1.67
天然含水 W/%	12.24
不均匀系数 C _u	53.2
曲率系数 C _c	18.4
重度/(kN·m ⁻³)	16.34
相对密度 G _s	2.43
活性指数	0.31

2 制样与试验方案

2.1 制样

按《土工试验方法标准》进行试样制备,在105℃环境下对土体进行烘干处理后过筛,根据相关研究^[8],掺砂率大于 25%后,风化砂对土体改良效果逐渐减少,故本次试验按照 0%、10%、20%、30%的掺砂率,将风化砂与膨胀土拌合均匀且调配至 17%的最佳含水率。拌合完成的土样应在恒温恒湿的密封环境下静置 24 h,使水分均匀迁移。本次试验采用分层击实法,将土样分为均等 5 份,对 5 层土样进行单独击实,制成 φ50 mm×100 mm 的圆柱体试样。为增大每层土体间的接触面积,每层土样之间需进行凿毛处理,防止出现薄弱面而导致荷载作用下提前发生破坏。因为经历冻融后的土样极易发生翻浆现象,此时土体近似处于饱和状态,所以试验选用饱和试样。将饱和器放入真空缸中,真空饱和 7 h 后在水中静置 12 h。

2.2 冻融循环试验

用聚乙烯薄膜包裹饱和试样,确保冻融过程中试样含水率的稳定性。同时,为模拟冻融路基侧向变形远小于纵向变形的受力状况,使用饱和器施加侧向约束。试样在-20℃环境下冻结 12 h,随后在 20℃环境下融化 12 h,如此视为完成 1 次冻融循环,总计 24 h。相关研究表明^[9],土体孔隙结构在冻融 6 次后基本趋于稳定,故采用 0、1、3、6、9 次做为本次试验的冻融方案。

2.3 动三轴试验方案

为研究冻融循环与掺砂率对土体阻尼比的影响,试验采用相同的频率、围压和动应力幅值。试验分为固结和加载两个阶段,考虑到冻土平均深度为 1.6 m,故设定固结围压为 50 kPa,且为等压固结, K_c=1。参考《土工试验方法标准》,认为 1 h 内排

水量小于 100 mm³时达到固结要求。第二阶段为动荷载加载阶段,每级荷载循环 10 次,按照正弦波形式分 8 级加载(0.3σ₃~1.0σ₃)。因不同试验工况下试样刚度不尽相同,故每次试验前需要重新调整刚度参数,保证试样承受荷载大小与设定值相等,详细试验方案见表 3。

表 3 动三轴试验方案

组别	试样编号	掺砂率/%	冻融次数/次
1	1-1	0	0
	2-1		1
	3-1		3
	4-1		6
	5-1		9
2	1-2	10	0
	2-2		1
	3-2		3
	4-2		6
	5-2		9
3	1-3	20	0
	2-3		1
	3-3		3
	4-3		6
	5-3		9
4	1-4	30	0
	2-4		1
	3-4		3
	4-4		6
	5-4		9

3 试验结果与分析

3.1 阻尼比介绍

土体作为非弹性体,当受振动荷载作用时,应力波会因土体的粘滞性而发生衰减,而阻尼比表征土体的粘滞性,是反映土体力学性质的一项重要指标,计算公式为

$$\lambda = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W}$$

(2)

式中:ΔW 表示一次循环荷载下,因土体粘滞性所耗散的能量,W 表示该次循环下荷载作用在土体上的总能量。

如图 1 所示,在数据处理过程中,对滞回圈采用椭圆拟合,故 ΔW 可近似等于椭圆面积,计算公式为

$$\Delta W = \pi ab$$

(3)

式中:a、b 为椭圆拟合后滞回圈的长半轴,b 为椭圆拟合后滞回圈的短半轴。

作用于土体的总能量 W 数值上等于滞回圈顶点、坐标原点与横坐标轴所围三角形面积,计算公式为

$$W = \frac{1}{2} \Delta \sigma_d \varepsilon_d \tag{4}$$

式中： σ_d 、 ε_d 为单次循环荷载下最大动应力幅值与最大动应变幅值。

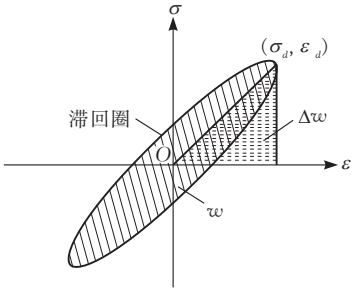


图 1 阻尼比计算示意图

3.2 冻融循环影响

图 2 为相同风化砂掺量下,历经不同冻融周期后土体阻尼比与动应力幅值关系曲线,图中 FT 表示冻融循环次数。可见阻尼比在冻融影响下有着明显的变化规律。4 种风化砂掺量下,未经历冻融的土体 λ - σ_d 曲线均在最低位置;历经 9 次冻融的土体 λ - σ_d 曲线均处于最高位置;在 0~9 次冻融中, λ - σ_d 曲线高度与冻融次数呈正相关,冻融次数的增加使曲线逐步向上偏移。并且,处于 1~3 次冻融环境下的土体, λ - σ_d 曲线对冻融循环次数的反应更加敏感,曲线上升速度较快,尤其在第 1 次冻融循环之后,曲线上升幅度最大。第 3 第冻融循环后,曲线对于循环周期的敏感程度降低,上升速度有所减缓,在图中表现为 3~9 次循环下的 λ - σ_d 曲线排列紧密,第 6、9 次冻融下,曲线基本重合。

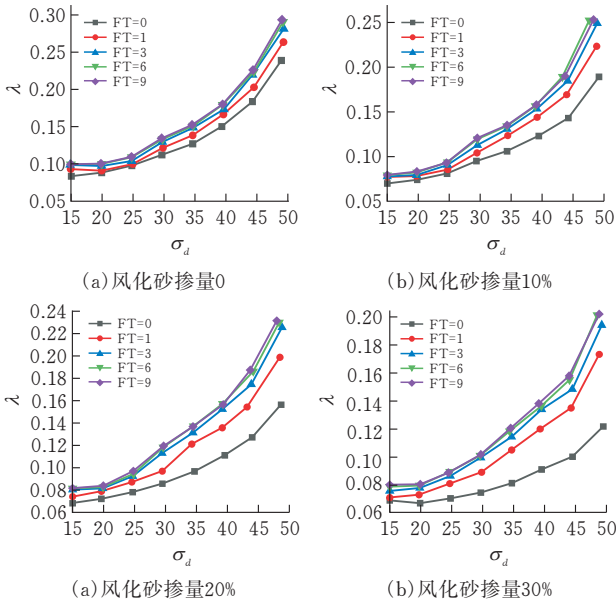


图 2 不同冻融周期下 λ - σ_d 关系曲线

相关研究表明^[10],因为冻结工况下孔隙水由液态转化为固态,体积增加,挤压周围土体颗粒,孔隙率增大,同时,因低温而形成的冰晶对土体颗粒进行

剪切,大颗粒向小颗粒发生转变,土体中黏粒含量占比逐渐提高;在融化工况下,冰晶又由固态向液态发生转变,但孔隙率的增加却不可逆。试样在经历反复冻融后,孔隙率增加,黏粒含量不断累积,土样粘滞性随之发生增长,导致应力波在土中传递过程中阻力较大,能量消耗更多,根据阻尼比计算公式,最终造成土体阻尼比变大。

3.3 风化砂掺量影响

图 3 表示同一冻融周期内,不同风化砂掺量影响下的 λ - σ_d 曲线。可见在小应力幅值范围内,各风化砂含量的改良土阻尼比差距不明显,而随着动应力幅值的稳步增加,各掺砂率下的改良膨胀土阻尼比开始拉开差距。在同一动应力幅值下,土体的掺砂率越高,相应的阻尼比越小。由图 3 可见,相同冻融循环次数下,不含风化砂的未改良膨胀土 λ - σ_d 曲线均高于风化砂改良后的膨胀土 λ - σ_d 曲线;风化砂含量为 30%的改良膨胀土 λ - σ_d 曲线均为最低水平。

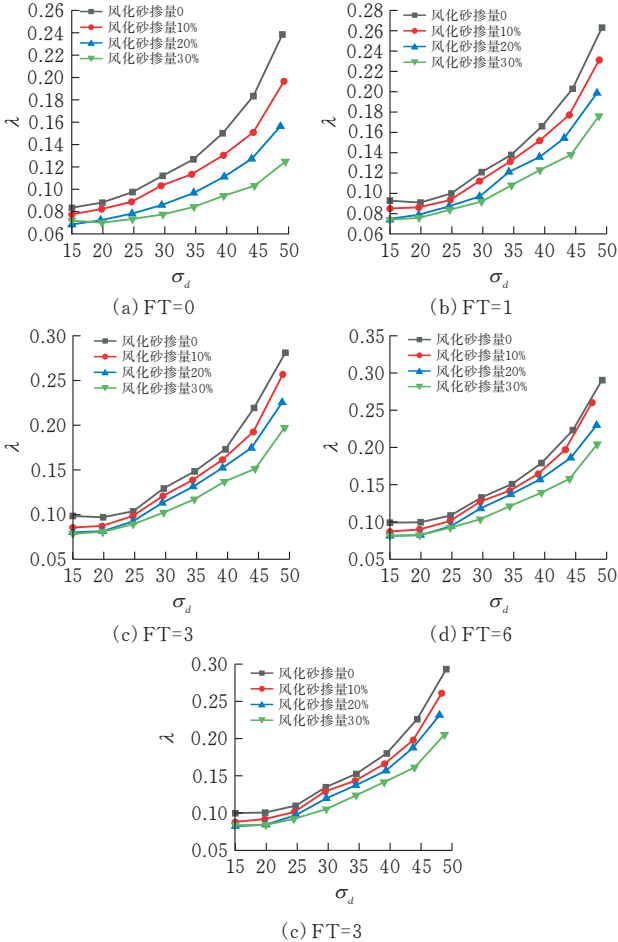


图 3 不同掺砂率下 λ - σ_d 关系曲线

因为风化砂粒径大于膨胀土颗粒,采用风化砂改良膨胀土后,土颗粒间的孔隙被风化砂颗粒填充,孔隙率降低。在荷载加载初期,两种颗粒间的接触还未达到紧密程度,而在荷载逐级加载阶段,动应力幅值逐渐增大,风化砂细粒与黏土颗粒被挤压紧密,

二者间咬合力变大,同时风化砂表面较为粗糙,两因素共同影响下,颗粒间的摩擦势大幅提高,致使颗粒间发生相对滑动、错位的概率降低而减少了能量的消耗^[11],最终使改良土阻尼比小于未改良膨胀土。观察冻融循环与风化砂掺量影响下的 λ - σ_d 曲线,发现阻尼比大小与动应力幅值呈正相关,动应力的逐级加载使得阻尼比逐渐增大。因为在小应力幅值下,发生的应变较小,土体骨架相对蓬松,此时土颗粒间还未充分接触,因此荷载作用下土体先发生形变,但颗粒之间基本不发生滑动、错位,能量损耗较少。而随着动应力幅值的增加,土体被挤压密实,土颗粒间充分接触咬合,静摩擦力达到最大而产生滑动摩擦,动荷载作用土体上产生动力波向下传递的过程中,土颗粒间不断滑移翻滚,造成能量的耗散增加,从而使阻尼比增大。

4 结 论

- 1)阻尼比在冻融影响下有着明显的变化规律,冻融周期越长,土体阻尼比越大,且随着冻融次数的增加,冻融对阻尼比的影响逐渐降低。第 1 次冻融循环之后,曲线上升幅度最大,6、9 次冻融下,阻尼比基本无变化。
- 2)风化砂的的掺入可减小土体阻尼比。小动应力幅值下,风化砂对膨胀土阻尼比的影响并不显著,大动应力幅值下,4 种改良土阻尼比差距开始变大。未改良土阻尼比最大,掺入 30%的风化砂改良土阻尼比最小。
- 3)阻尼比与动荷载幅值的大小也密切相关,动荷载幅值越大,各工况下土体的阻尼比也相应增加。

4)通过对冻融循环后风化砂改良膨胀土的动力阻尼比进行定性分析,弥补了相关试验数据的不足,为冻土区土层动力反应分析中阻尼比非线性参数的选取提供参考依据。

[参 考 文 献]

- [1] 江涛.沪渝蓉高速铁路合宁段路基膨胀土填料改良试验研究[J].铁道建筑,2022,62(01):139-143.
- [2] 商拥辉,尹方芳,徐林荣,等.重载铁路水泥改良膨胀土路基动力特性数值研究[J].铁道标准设计,2020,64(10):18-23.
- [3] 傅乃强,徐洪钟,张苏俊.纤维粉煤灰改良膨胀土无侧限抗压强度试验[J].南京工业大学学报(自然科学版),2018,40(01):133-137.
- [4] 刘宇翼,周国庆,苏运河,等.聚苯乙烯泡沫塑料颗粒-膨胀土混合料的胀缩特性试验研究[J].工业建筑,2017,47(05):90-95.
- [5] 曾娟娟,文畅平,包嘉邈,等.生物酶改性膨胀土室内三轴试验研究[J].中国科技论文,2017,12(06):660-665.
- [6] 宗佳敏,宋迎俊,鲁洋,等.冻融循环下废旧轮胎颗粒改性膨胀土无侧限抗压强度试验[J].长江科学院院报,2017,34(09):110-114.
- [7] 杨俊,李元丰,刘世宜.冻融循环对风化砂改良膨胀土回弹模量影响研究[J].合肥工业大学学报(自然科学版),2017,40(05):685-689.
- [8] 黄勇杰.风化砂改良膨胀土动力特性及变形特性研究[D].武汉:湖北工业大学,2020.
- [9] 蔡正银,朱洵,黄英豪,等.冻融过程对膨胀土裂隙演化特征的影响[J].岩土力学,2019,40(12):4555-4563.
- [10] 刘超,屈俊童,段自侠,等.洱海泥炭质土滞回曲线形态特征的定量研究[J].科学技术与工程,2021,21(02):688-693.
- [11] 李丽华,肖衡林,唐辉明,等.轮胎颗粒混合土动力特性参数影响规律试验研究[J].岩土力学,2014,35(02):359-364.

Experimental Study on the Influence of Freeze-thaw Cycles on the Damping Ratio of Weathered Sand Modified Expansive Soil

JIN Heyi, ZHUANG Xinshan, ZHOU Rong, ZHOU Mukai

(School of Civil Engin.,Architecture and Environment , Hubei Univ. of Tech.,Wuhan 430068,China)

Abstract: The freeze-thaw cycle test and dynamic triaxial test were conducted on the expanded soil specimens modified by weathered sand to investigate the changes of damping ratio of the soil under different freeze-thaw cycles and the amount of weathered sand mixture. The test results show that freeze-thaw cycles and amount of weathered sand mixture have a great influence on the damping ratio; the freeze thaw cycle changes the microstructure of the soil, increase porosity, clay content increase, eventually make the viscosity of the sample, so the damping ratio gradually increased along with the accumulation of freezing and thawing times, more and more small, but changes in over 6 times after freezing and thawing, damping ratio of basic stable value; The addition of weathered sand increases the friction resistance between particles and reduces the probability of sliding dislocation of particles. The equivalent damping ratio of native soil is inversely proportional to the sand mixing rate. With the increase of sand mixing rate, the equivalent damping ratio of samples decreases continuously.

Keywords: expanding soil; freeze-thaw cycles; weathered sand; dynamic triaxial test; damping ratio

[责任编辑:裴 琴]