

# 公路地基砾砂冻土在融冻过程中的抗剪强度试验研究

于洪江, 段鹏

(重庆建筑工程职业学院 交通与市政工程系, 重庆市 400072)

**摘要:**对西藏某拟建公路地基的砾砂冻土开展了4种融冻环境状态下的大型直剪试验,分析了水平位移、竖直位移、体积的变化规律,获取了临界状态和峰值状态下的内摩擦角,探讨了抗剪强度与融冻循环的关系。研究结果表明:随着法向应力的升高,冻土试样的剪切变形行为逐渐由应变软化向应变硬化转换;总体上该砾砂土的温度越高,抗剪强度越低;对于临界状态内摩擦角,状态排序为: $C1 > C2 > C3 > C4$ ,而对于峰值状态内摩擦角,状态排序为: $C1 > C3 > C2 > C4$ ;在冬季对地基进行压实施工后,应及时保温以减小气候变化对地基温度的影响,并尽量避免在夏季高温时进行地基上部路堤填筑。

**关键词:**公路地基;冻土;大型直剪试验;融冻循环;内摩擦角

中国冻土面积巨大,主要分布在东北的大兴安岭、小兴安岭地区、青藏高原和西藏高山等区域,全国冻土面积有200多万 $\text{km}^2$ ,而公路建设不可避免地需要跨越冻土地区。根据JTG D30-2015《公路路基设计规范》,冻土地地区的路基宜采用路堤形式,而路堤的建设

将不可避免地扰动下部地基的温度场。冻土地基在冻结时具有较强的刚度和强度,但是融化后可压缩性增强、抗剪强度发生衰变,加上路堤填筑产生的附加应力,容易导致冻土地基发生失稳破坏。

对于融冻过程中冻土抗剪强度的变化,国内外学

性能,通过流变学测试表明,纳米黏土可增强沥青的弹性和黏弹性能。

(2)通过对不同沥青混合料的性能测试结果表明,各沥青混合料性能表现出相似的变化规律,纳米黏土和SBS改性剂改善了沥青混合料的高温性能、水稳定性,提高了沥青混合料的回弹模量,且温度越高,其改善效果越明显。

(3)相对于普通沥青混合料,纳米黏土和SBS复合改性沥青表现出更好的抗水损害性能、抗高温车辙性能。

## 参考文献:

- [1] 白日华. 沥青路面病害检测与养护决策研究[D]. 吉林大学博士学位论文,2013.
- [2] Wardlaw KR, Shuler S. Polymer Modified Asphalt Binders [M]. American Society for Testing and Materials, 2011.
- [3] Golestani B, Nejad FM, Galooyak SS. Performance Evalu-

ation of Linear and Nonlinear Nanocomposite Modified Asphalts[J]. Construction & Building Materials, 2012, 35 (35):197-203.

- [4] Galooyak SS, Dabir B, Nazarbeygi AE, et al. Rheological Properties and Storage Stability of Bitumen/SBS/Montmorillonite Composites[J]. Construction & Building Materials, 2010, 24(3):300-307.
- [5] Paul DR, Robeson LM. Polymer Nanotechnology: Nanocomposites[J]. Polymer, 2008, 49(15):3187-3204.
- [6] 魏龙. 适用于沥青基体的有机化蒙脱土的制备及其改性沥青研究[D]. 长安大学硕士学位论文, 2017.
- [7] 杨泽清, 肖新颜. 纳米蒙脱土改性沥青复合材料研究进展[J]. 现代化工, 2013(3).
- [8] Golestani B, Nam BH, Nejad FM, et al. Nanoclay Application to Asphalt Concrete: Characterization of Polymer and Linear Nanocomposite - Modified Asphalt Binder and Mixture[J]. Construction & Building Materials, 2015, 91: 32-38.

收稿日期:2019-09-12

基金项目:重庆市城乡建设委员会建设科技计划项目(编号:城科字2015第(0-1)号);重庆市自然科学基金资助项目(编号:cstc2019jcyj-msxmX0694);重庆市教委科技项目(编号:KJQN201904302)

作者简介:于洪江,男,硕士,副教授。E-mail:yuhongjiang4321@sohu.com

者开展了一系列研究。Ladanyiz 认为,当冻土升温时,抗剪强度在达到  $0\text{ }^{\circ}\text{C}$  之前通常变化不大,但是当温度高于  $0\text{ }^{\circ}\text{C}$  后,抗剪强度将显著衰减;Arenson 发现细粒冻土融化主要影响土颗粒间的黏聚力,这是由于冰的胶结作用大幅减小;Barker 指出冻土的抗剪强度受到融冻循环的影响很大,并处于季节周期性变化状态,抗剪强度将显著影响冻土地基的稳定性;马巍指出冻土在冻结过程中,孔隙水转化为孔隙冰,内部结构发生改变,冻土中孔隙冰的性质及其与土颗粒的相互作用是影响冻土强度的重要因素;吴紫旺发现冻结砂土的强度随围压的增大或温度的降低而增大,在同一温度下对砂土试样进行加载,随着围压的增加,应变硬化现象增强;齐吉琳总结了冻土的强度特性,指出冻土的强度往往大于非冻结土强度和冰强度之和,但内摩擦角等于或小于对应非冻结土的内摩擦角;李宁认为冻土的强度具有两面性,既具有高温下摩擦类材料的强度特性,也具有低温下晶格类材料的强度特性;彭丽云研究了压实度和含水率对冻结粉土应力—应变关系以及黏聚力、内摩擦角的影响。

综合以往学者的研究,可以发现在冻土地基上进行路堤填筑需要充分考虑冻土在冬季施工及春夏季融化过程中的抗剪强度变化。该文结合西藏某公路建设,对地基冻土开展 4 种融冻环境状态下的大型直剪试验,分析水平位移、竖直位移、体积的变化规律,获取临界状态和峰值状态下的内摩擦角,探讨抗剪强度与融冻循环的关系。

## 1 试验材料

试验冻土来自于西藏某公路地基,取样位置海拔约为  $4\ 000\text{ m}$ ,土的天然含水率约为  $11.2\%$ 。图 1 为该土的级配曲线。

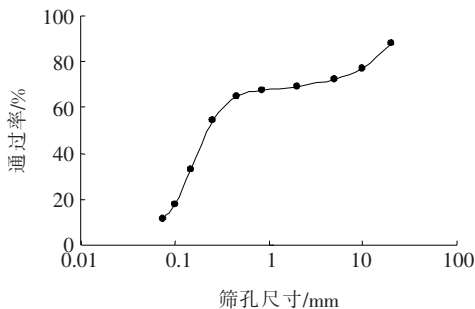


图 1 试验冻土的级配曲线

由图 1 可以看出粒径  $<0.075\text{ mm}$  的土颗粒含量约占  $10\%$ ,粒径  $>2\text{ mm}$  的土颗粒含量约占  $30\%$ ,根

据 JTG C20—2011《公路工程地质勘察规范》,该冻土属于砾砂土。

## 2 试验过程

由于该冻土颗粒粒径较大,为了消除尺寸效应对试验结果的影响,需要保证试样直径与最大颗粒粒径之比在 5 倍以上,于是试验采用直径为  $300\text{ mm}$ 、高度为  $400\text{ mm}$  的剪切盒进行大型直剪试验,剪切盒上半部分和下半部分高度各为  $200\text{ mm}$ 。

试验用土的含水率按天然含水率进行配制,按含水率要求对烘干土样加水拌匀并浸润  $12\text{ h}$ ,保证含水率均匀一致,随后一共分为 8 层在  $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$  下进行压实,该温度与冬季施工时的平均温度接近,以压实度  $K=90\%$  为控制标准。

试验在温控室中开展,测试了不同融冻环境状态下土的抗剪强度。一共分为 4 个状态:C1 状态为冻土压实的初始状态,温度为  $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,此时土处于初始冻结;在 C1 基础上升温,达到  $-0.5\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,保持  $12\text{ h}$ ,此时土处于孔隙冰转化为孔隙水的过渡状态(C2 状态);在 C2 状态基础上继续升温,达到  $18\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,持续  $12\text{ h}$ ,并再次降温,到达  $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,持续  $12\text{ h}$  再升温至  $-0.5\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,此时为 C3 状态,此状态相对 C2 状态经历了一个融冻循环;C4 状态为试验室正常室温,约为  $18\text{ }^{\circ}\text{C}$ 。升温、降温控制速率事先经过了试验来进行确定。

法向有效应力选择  $25$ 、 $50$ 、 $100\text{ kPa}$  3 个水平,试样首先在这些应力水平下进行固结,直至变形量  $<0.05\text{ mm/h}$  为止。剪切速率控制在  $0.25\text{ mm/min}$  左右,剪切过程中保持排水,当水平位移达到  $100\text{ mm}$  后停止试验。后续的法向有效应力均简称为法向应力。

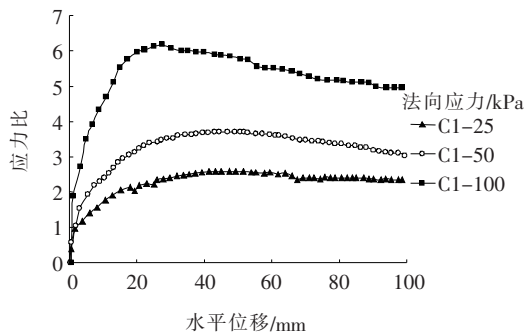
## 3 试验结果分析

### 3.1 冻结状态

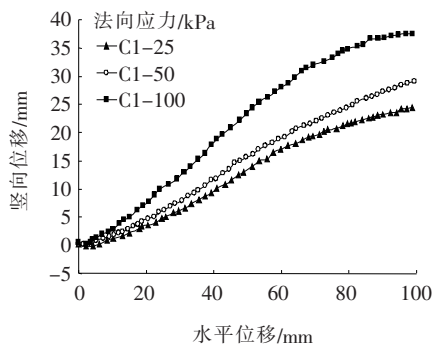
图 2(a)为  $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$  (C1 状态)下试样应力比  $(\tau/\sigma_n)$  与水平位移的关系曲线。由图 2(a)可以看出:曲线形态比较接近,在加载初期,应力比增长较快,这一阶段,在剪应力和法向应力的共同作用下,土颗粒之间相互咬合、嵌入,增加了冻土的密实度和咬合力,应力比上升至“峰值”(表征峰值强度)。随后应力比出现下降段,试样发生应变软化,反映了冻土中大颗粒在剪切作用下发生破坏,破碎颗粒之间相互错动而形成新的冻土结构,应力比趋于稳定(表征残余强度)。随着法向

应力的升高,应变软化逐渐向应变硬化转换。

图2(a)中的“峰值”对应图2(b)中曲线的最大斜率位置。由于试样体积的横向变化受到约束,竖向位移实际上反映了试样总体积的变化,即竖向位移为负(向下为负)代表试样发生剪缩,竖向位移为正代表试样发生剪胀。从图2(b)可以看出:经过压实的试样在剪切初期有轻微的剪缩,随后开始剪胀。



(a) 应力比-水平位移



(b) 竖向位移-水平位移

图2 冻结条件下的试验结果(C1状态)

图3为C1状态下应力比与法向应力对数值的关系图,对峰值状态应力比和临界状态应力比都采用了直线进行拟合,其中峰值状态应力比定义为达到峰值强度时的应力比,对应的内摩擦角为 $\varphi_p$ 。砂土的强度由摩擦强度 $\sigma' \tan \varphi$ 和剪胀强度 $\sigma' \tan \psi$ 构成,其中 $\sigma'$ 为法向应力, $\varphi$ 为内摩擦角, $\psi$ 为剪胀角,当剪切开始后竖向位移重新恢复为0(既不剪缩也不剪胀)时, $\psi = 0^\circ$ ,剪胀强度为0,砂砾土达到临界状态,其强度仅由摩擦强度提供,此时的应力比为临界状态应力比,对应的内摩擦角为 $\varphi_{cs}$ 。由图3可以看出:在对数图上,临界状态应力比线形几乎为水平线,这意味着临界状态应力比不受法向应力的影响, $\varphi_{cs}$ 为固定值( $51.9^\circ$ ),而峰值状态应力比线形呈倾斜状,这意味着峰值状态应力比与法向应力有关,不同的法向应力下有不同的 $\varphi_p$ 。

### 3.2 过渡状态

图4(a)为C2状态下试样应力比( $\tau/\sigma_n$ )与水平位

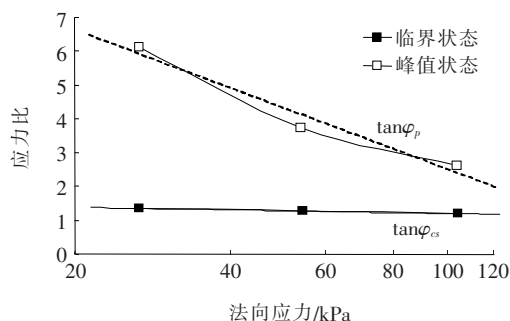
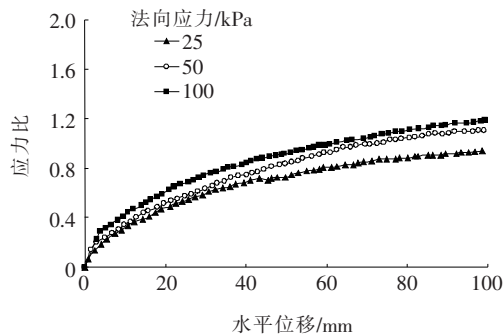
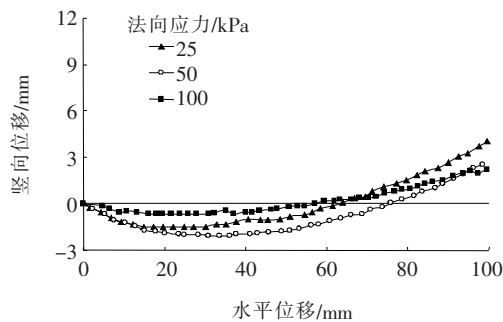


图3 C1状态下应力比与法向应力对数值关系图

移的关系曲线。由图4(a)可以看出:曲线形态相比C1状态发生了较大变化,未观察到明显的峰值强度,各个法向应力下均呈现应变硬化现象,且应力比远低于C1状态,这表明在融化过程中冻土结构遭到破坏,抗剪强度明显衰减。



(a) 应力比-水平位移



(b) 竖向位移-水平位移

图4 过渡条件下的试验结果(C2状态)

由图4(b)可以看出:与C1状态不同,C2状态下试样的应力比在水平位移为100 mm时仍然缓慢增加,由此可定义水平位移为100 mm时的应力比为峰值应力比。根据图5, $\varphi_{cs}$ 可确定为 $33.1^\circ$ ,比C1状态下小 $18.8^\circ$ 。由于C2状态时温度为 $-0.5^\circ\text{C}$ ,冻土块的解冻和软化导致了抗剪切强度的降低,同时未冻结水含量增加也对抗剪强度产生不利影响。由此可知:

在冬季对地基进行压实施工后,若不能及时保温以减小气候变化对地基温度的影响,则到达春夏季后地基抗剪强度的损失是十分显著的,如果抗剪强度储备不足,可能会发生地基失稳破坏。

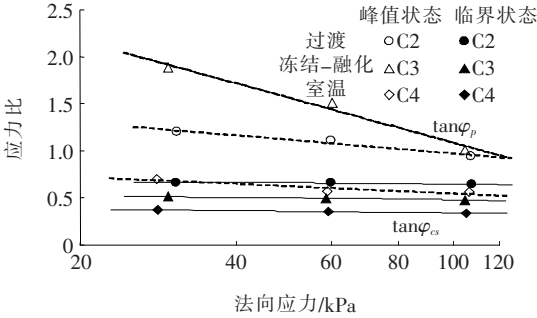
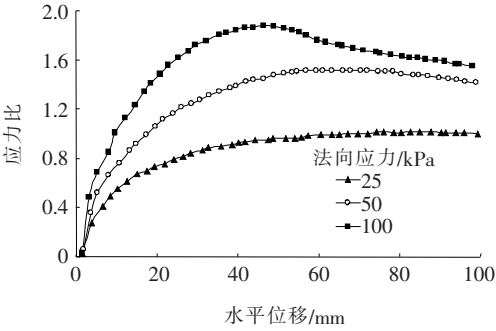


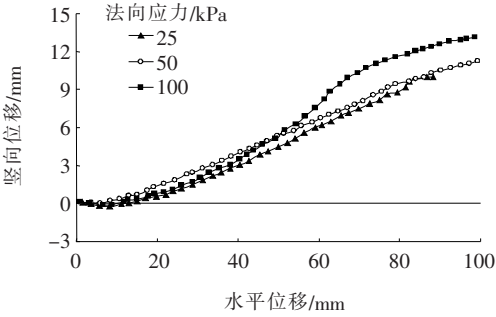
图 5 C2、C3、C4 状态下应力比与法向应力对数值关系图

3.3 融化—冻结条件

图 6(a)为 C3 状态下试样应力比( $\tau/\sigma_n$ )与水平位移的关系曲线。法向应力为 25 和 50 kPa 时峰值应力比较为明显,经过了一次融冻循环后,相对 C2 状态土的抗剪强度有了明显提升。根据图 6(b),试样既不膨胀也不压缩发生在水平位移为 2~15 mm 时。根据图 5, C3 状态下  $\varphi_{cs}=27.3^\circ$ ,比 C2 状态减小  $5.8^\circ$ ,尽管在临界状态下内摩擦角较低,但是在峰值状态下的内摩擦角更高。



(a) 应力比-水平位移

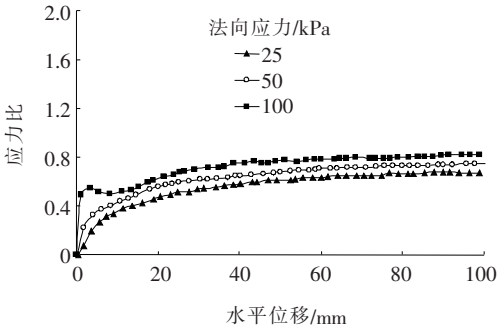


(b) 竖向位移-水平位移

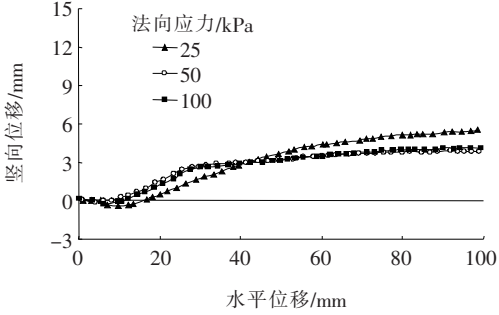
图 6 融化—冻结条件下的试验结果(C3 状态)

3.4 室温条件

图 7 为 C4 状态下试样应力比与水平位移及竖向位移与水平位移的关系图,该室温与施工区夏季平均气温接近。C4 的曲线形态与 C2 类似,但是在所有法向应力下 C4 状态的应力比更低。这可以归因于温度升高至  $18^\circ\text{C}$  后,孔隙冰基本全部融化,试样非常潮湿,含水率较高,降低了抗剪强度,而且剪切过程中孔隙水来不及排出可能产生了超孔压。根据图 5, C4 状态下的  $\varphi_{cs}$  和  $\varphi_p$  最小,因此,夏季高温(对应 C4 状态)时进行地基上部的路堤填筑施工容易造成地基失稳。



(a) 应力比-水平位移



(b) 竖向位移-水平位移

图 7 室温条件下的试验结果(C4 状态)

3.5 内摩擦角对比

临界状态和峰值状态下的抗剪强度应力比总结如表 1 所示。由表 1 可以看出:对于临界状态内摩擦角  $\varphi_{cs}$ ,  $C1>C2>C3>C4$ 。总体来看,处于冻结状态的土  $\varphi_{cs}$  最大,随着冰的融化  $\varphi_{cs}$  明显降低,而 C3 状态相对于 C2 状态多经历了一次融冻循环,  $\varphi_{cs}$  进一步衰减。上述现象是由于当土体温度为负温时,温度越低,土体中的孔隙冰含量增多,导致土颗粒之间的咬合作用快速增加,宏观上表现为  $\varphi_{cs}$  上升;而融冻循环使土体内部结构受强烈的融化和冻结作用,土颗粒之间的距离不断增大,相互之间的咬合嵌固作用逐渐减弱。

对于峰值状态内摩擦角,  $C1>C3>C2>C4$ 。此外, C3 状态相对于 C2 状态多经历了一次融冻循环,尽



管  $\varphi_{cs}$  有所减小,但  $\varphi_p$  却明显增加,这可能是由于融冻循环过程中,一些较大的土块在充分融化时形成了更小的颗粒,并在竖向荷载作用下被压入大颗粒间隙,使得冻土的级配向着更好的方向发展,增大了颗粒之间的咬合与摩擦。

值得指出的是,在同一试验条件下,各个法向应力下的  $\varphi_p$  有所不同,从 3.1 节可以看出,砾砂土  $\varphi_p$  是由  $\varphi_{cs}$  和最大剪胀角  $\psi_{\max}$  共同提供的,其中  $\varphi_{cs}$  在各个法向应力下基本不变,而  $\psi_{\max}$  受到颗粒破碎程度影响,各个法向应力下颗粒破碎程度稍有不同,故  $\varphi_p$  有一定差异。

表 1 不同试验条件下的抗剪强度参数

试验条件	$\tan\varphi_{cs}$	$\varphi_{cs}/(^{\circ})$	$\tan\varphi_p$	$\varphi_p/(^{\circ})$
C1-25 kPa			6.121	80.7
C1-50 kPa	1.275	51.9	3.752	75.1
C1-100 kPa			2.625	69.1
C2-25 kPa			1.203	50.3
C2-50 kPa	0.652	33.1	1.157	49.6
C2-100 kPa			0.981	44.5
C3-25 kPa			1.863	61.8
C3-50 kPa	0.516	27.3	1.572	57.5
C3-100 kPa			1.035	46.0
C4-25 kPa			0.681	34.3
C4-50 kPa	0.492	21.9	0.553	28.9
C4-100 kPa			0.516	27.3

4 结论

(1) 随着法向应力的升高,砾砂冻土试样的剪切变形行为逐渐由应变软化向应变硬化转换。

(2) 总体上温度越高,砾砂冻土的抗剪强度越低,在冬季对地基进行压实施工后,应及时保温以减小气候变化对地基温度的影响,减小融化带来的抗剪强度损失。

(3) 对于临界状态内摩擦角  $\varphi_{cs}$ ,  $C1 > C2 > C3 > C4$ ,这是由于当土体温度为负温时,土体中的孔隙冰含量增多,导致土颗粒之间的咬合作用快速增加;而融冻循环使土体内部结构受强烈的融化和冻结作用,土

颗粒之间的距离不断增大,相互之间的咬合嵌固作用逐渐减弱。夏季高温(对应 C4 状态)时进行地基上部路堤的填筑施工最容易造成地基失稳。

(4) C3 状态相对于 C2 状态多经历了一次融冻循环,尽管  $\varphi_{cs}$  有所减小,但  $\varphi_p$  却明显增加,这可能是由于融冻循环过程中,一些较大的土块形成了更小的颗粒并被压入大颗粒间隙,使得冻土的级配向着更好的方向发展,增大了颗粒之间的咬合与摩擦。

参考文献:

[1] JTGD30-2015 公路路基设计规范[S].  
[2] 梁烈.复杂冻土地区公路加固技术实施与监测分析[J].中外公路,2018(6).  
[3] 符进,李俊,唐晓星.高纬度多年冻土区路基温度场规律研究[J].中外公路,2014(2).  
[4] Ladanyi, B. A Strength Sensitivity Index for Assessing Climate Warming Effects on Permafrost[C]. In: 8th International Conference on Cold Regions Engineering. American Society of Testing and Materials, Fairbanks, Alaska, United States,1996:35-45.  
[5] Arenson, L. U., Springman, S. M.. Triaxial Constant Stress and Constant Strain Rate Tests on Ice-Rich Permafrost Samples[J]. Can. Geotech. J., 2005,42(2):412-430.  
[6] Barker, J., Thomas, H.. Geotechnical Engineering in Cold Regions[C]. In:Zufelt, J. E. (Ed.). 10th International Symposium on Cold Regions Development. American Society of Civil Engineers, Anchorage, Alaska, United States,2013:204-214.  
[7] 马巍,王大雁.冻土力学[M].北京:科学出版社,2014.  
[8] 吴紫汪,马巍,张长庆,等.冻结砂土的强度特性[J].冰川冻土,2004(1).  
[9] 齐吉琳,马巍.冻土的力学性质及研究现状[J].岩土力学,2010(1).  
[10] 李宁,程国栋,徐学祖,等.冻土力学的研究进展与思考[J].力学进展,2001(1).  
[11] 彭丽云,刘建坤,肖军华,等.京九线路基压实粉土力学特性的试验[J].北京交通大学学报,2007(4).  
[12] JTGC20-2011 公路工程地质勘察规范[S].  
[13] 王静.季冻区路基土冻融循环后力学特性研究及微观机理分析[D].吉林大学博士学位论文,2012.  
[14] 曹宇春,汪科迪.卸载对粗砂抗剪强度影响的直剪试验研究[J].土木工程学报,2020(1).