DOI:10.19322/j. cnki. issn. 1006-4710. 2022. 01. 015

冻融循环作用下砾石土心墙土料的力学特性

商 可¹, 刘恩龙^{2, 3}, 黄 记², 张贵科⁴, 俞祁浩³

(1. 青海交通职业技术学院,青海 西宁 810003; 2. 四川大学 水利水电学院,四川 成都 610065;
 3. 中国科学院 西北生态资源环境研究院,甘肃 兰州 730000; 4. 雅砻江流域水电开发

有限公司,四川 成都 610065)

摘要:在高海拔寒冷地区,冬季施工时气温变化导致的冻融循环会引起大坝砾石土心墙料的力学 特性变化。本文以高海拔地区砾石土心墙料为研究对象,研究了冻融循环作用下三轴固结不排水 时砾石心墙土料的力学特性。冻融循环的设定冻结温度为-15℃,融化温度为 20℃,冻融过程中 无水补给,冻结过程和融化过程各为 12 h,设置了 0、1、5、10、20 共五组冻融循环次数,围压分别为 50 kPa、100 kPa、200 kPa、400 kPa。试验结果表明试样均表现为应变硬化和体缩特性,且冻融循 环作用使得砾石土的抗剪强度不断增强,且 1 次冻融循环后增加,10 次冻融循环后趋于稳定。最 后,把冻融循环对砾石土力学特性的影响考虑到双硬化本构模型的参数中,验证结果表明不同冻融 次数下偏差应力和孔压的计算值与试验值均吻合较好。

关键词:冻融循环;心墙土料;力学特性;双硬化本构模型 中图分类号:TU43 文献标志码:A 文章编号:1006-4710(2022)01-0112-09

Mechanical properties of core-wall soil materials containing gravels subjected to freezing-thawing cycles

SHANG Ke¹, LIU Enlong^{2,3}, HUANG Ji², ZHANG Guike⁴, YU Qihao³
(1. Qinghai Communications Technical College, Xining 810003, China; 2. College of Water Resources and Hydropower, Sichuan University, Chengdu 610065, China; 3. Northwest Institute of Eco-Environment and Resources, Chinese Academy of Sciences, Lanzhou 730000, China; 4. Yalong River Hydropower Development Company, Ltd, Chengdu 610065, China)

Abstract: In cold regions at a high altitude, freezing-thawing cycles due to temperature change in the construction process in winter leads to varying mechanical properties of core-wall soil materials of dam. In the paper taking the core-wall dam materials in cold zones with high elevation as a research objective, we study the mechanical features of the gravely soil materials under consolidation drained conditions subjected to freezing-thawing cycles. The temperature is set ranging from $-15 \,^{\circ}$ C to 20 $^{\circ}$ C, the freezing and thawing durations are both 12 h during which no water is supplied, and the freezing-thawing cycles are set to be 0, 1, 5, 10 and 20 with confining pressures of 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa and 400 kPa respectively. Test results demonstrates that all the samples behave strain hardening and volumetric compression, and that the freezing-thawing cycles can increase the strength of the gravely soil materials gradually, which are enhanced in experiencing 1 cycle of freezing-thawing and be stable after 10 cycles of freezing-thawing. Finally, the double hardening constitutive model is employed to model the test results by revising the parameters due to the influence of freezing-thawing cycles, with the comparisons between test and computed results showing that the deviatoric stress and pore pressure agree with each other relatively well.

收稿日期: 2021-03-05; 网络出版日期: 2021-11-01

网络出版地址: https://kns.cnki.net/kcms/detail/61.1294.N.20211101.1132.004.html

基金项目:国家自然科学基金资助项目(41771066);雅砻江流域水电开发有限公司科学技术资助项目(LHKA-G2019006)

第一作者: 商可,女,硕士,副教授,研究方向为岩土工程。E-mail: 782824185@qq. com

通信作者:刘恩龙,男,博士,教授,研究方向为岩土材料本构关系与数值分析。E-mail: liuenlong@scu.edu.cn

Key words: freezing-thawing cycles; core-wall soil materials; mechanical properties; double hardening constitutive model

我国是世界上第三冻土大国,季节冻土区的面 积超出国土面积的一半。冻融作用对水电工程的不 利影响普遍存在于高海拔、高纬度等寒冷地区。某 水电站位于川西高原气候区,平均海拔将近3000 m,冬季最低气温可以达到一15.9 ℃,大坝砾石土 心墙料冻结延续时间不超过一个昼夜,为短时冻土, 见图 1,填筑过程中将面临严峻的冬季土料冻融相 关问题。冻融循环的影响会引起土的工程性质的改 变,进而影响工程的稳定与安全,故应重视大坝砾石 土心墙料在冻融循环后的力学性质的变化情况。



图 1 大坝冻结砾石土心墙料 Fig. 1 Frozen core-wall gravely soil of a dam

在冻融作用下,土的工程性质将会产生明显改 变。学者们开展了许多关于冻融条件下细粒土(粉 土和黏土)相关性质变化的研究[1-5],研究结果表明: 在冻融循环作用下,土的结构状态、密度以及孔隙比 均发生变化,水重新分布^[6],界限含水量受到相关影 响[7-8],土在融化之后,其强度、孔隙水压力以及压缩 特性都发生变化[9]。冻融过程中,土微观结构的改 变将会导致渗透性的变化,可达到几个数量级[10]。 比如, Chamberlain 等^[11] 对冻融循环条件下四种细 粒土进行了研究,结果表明冻融循环会导致孔隙比 的减小,垂直渗透性有所提高;并且可以肯定,塑性 指数越大的土,其渗透性改变越大,但是没能建立明 确的数值关系。杨成松等[12]对两种土进行了室内 试验,研究冻融循环对土的含水量与干容重的影响, 研究得出:随着冻融次数的增加,土的干容重将会趋 向稳定状态,并且稳定值和初始干容重没有相关性, 只受土种类的影响;冻融循环之后土体含水量大于 初始含水量。郑郧等[13] 探讨了冻融作用对土结构 性的影响机理,冻融过程中,土三相比例和分布不断 变化,导致土结构性随着冻融循环而发生改变;讨论 了土结构性要素,建立适合定量分析的要素层次划 分体系,定义了"冻融结构势"。杨俊等^[14]研究了风 化砂掺量和冻融次数对改良膨胀土无侧限抗压强度 的影响,得出结论:在冻融次数一定时,土的强度随 着掺砂比的增加总体呈现先增加后减少的趋势,在 掺砂比为10%时土的强度最大;相同掺砂比下,土 的强度随着冻融次数的增加而减小,降低幅度也随 着冻融次数增加而呈减小的趋势。刘友能等^[15]研 究了尾矿料力学指标在冻融循环过程中的弱化规 律,基于冻融尾矿土的常规三轴固结不排水剪切试 验,对冻融前后尾矿土的各项力学指标进行了分析。

如前所述,国内外针对冻融作用下细粒土的各 项物理力学和工程特性的研究已取得一些阶段性成 果,但是对于冻融循环后的砾石土心墙料的力学和 工程特性的变化规律的研究涉及较少,还不够深入 和广泛。在西南地区建设了高达 300 米的砾石土心 墙堆石坝,大坝的安全关乎到下游多个县城、多个水 库的安全,研究高海拔水电站砾石土心墙料在冻融 循环后的力学性质的变化规律意义重大且十分急 迫。本文针对一高海拔水电站砾石土心墙料(土(黏 土)石(砾石)质量比7:3 的砾石土心墙料),进行了 冻融循环次数为0、1、5、10、20 共五组的三轴固结不 排水压缩试验(围压分别为 50 kPa、100 kPa、200 kPa、400 kPa)。然后,基于试验结果,修正双硬化本 构模型以考虑冻融循环的影响,并对模型参数与冻 融循环次数之间的相关性进行分析总结。

1 冻融循环三轴压缩试验

1.1 试验概况

试验选取土石比 7:3 的砾石土进行研究,即黏 土和砾石干质量比为 7:3。按照确定的制样干密 度、含水率和试样尺寸进行备料,土石比 7:3 砾石 土制样干密度 $\rho_d = 1.97 \text{g/cm}^3$,含水率 w = 11.8%。 试样尺寸为:直径 D = 101 mm,高度 H = 200 mm。 制成的土样按照《土工试验规程》(SL237-1999)^[16] 进行抽气饱和。将饱和后的试样取出并用保鲜膜和 密封袋进行密封,然后放进全自动低温冻融试验机 中进行封闭条件下的冻融循环试验。参照工程现场的 情况,设定冻结温度为-15 °C,融化温度为 20 °C。冻 结过程中,温度从 20 °C降到-15 °C,然后保持稳 定,融化过程中,温度从-15 °C升到 20 °C,然后保 持稳定,以此作为一个冻融循环周期。冻结过程和 融化过程各为 12 h,因此冻融循环周期为一天。为 使试验过程与实际情况相符及对比试验研究的需要,试验设置了0、1、5、10、20共五组冻融循环次数。

试样达到设定的冻融循环次数后取出,静置到 室温,对试样的高度和体积进行校正,然后采用全自 动应变控制式三轴仪进行不同围压下的固结不排水 压缩试验,围压共设置四组:50 kPa、100 kPa、200 kPa、400 kPa。试样在压力室再次饱和,饱和度达到 0.95 以上进行试验,试验按照《土工试验规程》 (SL237-1999)^[16]进行。实体见图 2。

1.2 试验结果与分析

400 r

土石比 7:3 砾石土在不同冻融循环次数、不同 围压下的偏差应力-轴向应变关系曲线见图 3~7。



图 2 土样的制备与冻融 Fig. 2 Preparation of soil samples and freezing-thawing



250 r

Fig. 5 Stress-strain curves (freezing-thawing cycles N=5)









由图 3(a)、4(a)、5(a)、6(a)和 7(a)的偏差应力 和轴向应变的关系曲线可见,土石比7:3砾石土在 同一冻融循环次数,围压 50 kPa、100 kPa、200 kPa、 400 kPa 的条件下偏差应力-轴向应变关系曲线在 总体上均表现为应变硬化,固结过程中围压使得试 样被压密,剪切时颗粒重排,小颗粒充填进入大颗粒 构成的孔隙中,使得偏差应力随轴向应变增加而不 断增大,无明显峰值。在相同冻融循环次数下,围压 越大,偏差应力-轴向应变关系曲线走势越陡,相同 轴向应变对应的偏差应力越大,由于砾石土是碎散 颗粒组成的,围压对土样具有压密和约束作用,围压越 大土样越密实并且约束增大,土样的强度和刚度均提 高。冻融作用对土石比 7:3 砾石土的($\sigma_1 - \sigma_3$)- ε_1 关 系曲线影响显著。土样经历冻融循环作用后的 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ - ε_1 关系曲线位于未经冻融作用土的上方, 随着冻融循环次数的增加(σ1-σ3)-ε1关系曲线不断 上移,1次冻融循环作用后产生明显变化,10次冻融 循环作用后达到稳定。冻融作用前后(g1-g3)-ε1关系 曲线均表现为应变硬化,并且随着冻融循环次数的 增加硬化现象更加明显。

由图 3(b)、4(b)、5(b)、6(b)和 7(b)可见,土石 比 7:3 砾石土在同一冻融循环次数下,围压越大, 孔压增长越快,相同轴向应变所对应的孔压越大。 由于围压增加土样强度提高,而饱和土样的总应力 由土颗粒构成的骨架和孔隙水承担,故围压越大土 骨架的有效应力和孔隙水的孔压均增大。对于同一 冻融循环次数,围压 100 kPa 及以下时,孔压先增长 然后轻微下降,围压 200 kPa 及以上时,孔压先迅速 增长然后趋于稳定。冻融作用对孔压的发展形式无 明显影响。冻融作用对土石比 7:3 砾石土的 u-ε₁ 关系曲线有明显影响。土样经历冻融循环作用后的 u-ε₁关系曲线位于未经冻融作用土的下方,随着冻 融循环次数的增加 u-ε₁关系曲线不断下移,前5次 冻融循环作用后产生明显变化,10次冻融循环作用 后达到稳定。在围压 100 kPa 及以下时,孔压随着 轴向应变增加先增长后下降,冻融循环作用会增大 孔压的下降趋势。

1.3 冻融循环对砾石土心墙料的强度影响

土石比7:3砾石土的峰值抗剪强度随冻融循 环次数的变化曲线见图8。由图8可以看出,在同 一冻融循环次数下,围压越大,砾石土的峰值抗剪强 度越大,由于砾石土由碎散颗粒组成,围压对其的围 箍作用使得土样固体颗粒间的接触增加,密实度提 高,土颗粒构成的骨架作用增强,围压增加土样更密 实并且约束作用更大,土骨架承载能力更强,峰值抗 剪强度增大。冻融循环作用使得砾石土的峰值抗剪 强度明显增强,在1次冻融循环作用后峰值抗剪强





图 8 冻融循环对强度的影响 Fig. 8 Influences of freezing-thawing cycles on strength

冻融循环作用使得砾石土的峰值抗剪强度增加,此现象与本文的试验条件有极大关系。本次试验土样为砾石土,采用封闭系统冻融,冻融过程前土样进行了抽气饱和,此时土样是非饱和状态,然后进行常规三轴固结不排水剪切试验,剪切土样为饱和的。

封闭冻融对于土样的影响是微弱且复杂的,非 饱和的砾石土在冻融循环过程中,孔隙水随着温度 的改变经历着由液态水到固态冰再到液态水的反复 变化。

冻结过程中,土样温度降低至孔隙水冰点,水分 相变为冰晶体会部分填充孔隙,从而使土样孔隙 变化。

融化过程中,随着土样温度恢复为正温,孔隙冰 也随之融化,土样内部的应力状态发生改变,过量的 孔隙水从土样内部排出,土样在自重作用下产生沉 降,颗粒将重新分布排列,粒间作用降低,土的冷生 构造不能全部恢复。

此外,冻融循环过程中黏粒团聚向高粒径转变, 土石比7:3砾石土细粒含量较多,黏粒团聚增加。

综上分析,冻融作用主要引起两种作用。

 冻胀过程中冰晶的生成以及冰的融化,使得 孔隙发生变化。本文的土样是在封闭环境(不补水) 下冻融,因此冻融过程中试样内的水分会发生重分 布,但是试样是在抽气饱和后进行的冻融循环,此时 试样是非饱和状态,因此,没有水分补给的条件下非 饱和土样的冻融过程使得土样的孔隙增加较小。

2) 土样是黏土为主的,在冻融过程中黏土颗粒 之间在冰的胶结作用下会团聚在一起,使得颗粒粒 径变大,因此黏土颗粒团聚粒径变大使得土样表现 为粗颗粒的力学特性,即抗剪强度增加。

本文的 7:3 的砾石土以黏土为主,所以综合以 上两种作用,使得冻融作用后抗剪强度增加。因此, 随着冻融次数的增加,冻融循环对土体结构的影响 逐渐减弱,最终土体将达到新的动态稳定状态,峰值 抗剪强度也将趋于稳定。

2 考虑冻融的砾石土心墙料双硬化本构模型

2.1 本构模型的建立

双硬化模型建议采用的屈服函数如下[17-18]:

$$f = \frac{\sigma'_{\rm m}}{1 - (\eta/\alpha)^n} - \sigma'_{\rm c} = 0 \tag{1}$$

式中: σ'_{m} 为有效平均应力; $\eta = \sigma_{s} / \sigma'_{m}$; *n* 是与超固结 比相关的材料参数; σ'_{e} 、*a*分别是同塑性体应变、塑 性剪应变相关的硬化函数,其表达式为:

$$\sigma_{\rm c}' = p_0 \exp\left(\beta \varepsilon_{\rm v}^{\rm p}\right) \tag{2}$$

$$\alpha = \alpha_{\rm m} \left(1.0 - c_1 \exp\left(\frac{\varepsilon_{\rm s}^{\rm p}}{c_2}\right) \right) \tag{3}$$

式中: $\epsilon_v^p = \epsilon_{kk}^p$; $\epsilon_s^p = \sqrt{\frac{2}{3}} e_{ij}^p e_{ji}^p$, $e_{ij}^p = \epsilon_{ij}^p - \frac{1}{3} \epsilon_{kk}^p \delta_{ij}$; p_0 是 $\epsilon_v^p = 0$ 的参考压力; $\beta, \alpha_m, c_1, c_2$ 是与土性相关的材料参数。

根据经典塑性理论,得出塑性体应变、塑性剪应 变为:

$$\mathrm{d}\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{p}} = \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{\mathrm{m}}} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{\mathrm{m}}} \mathrm{d}\sigma'_{\mathrm{m}} + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{\mathrm{s}}} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{\mathrm{m}}} \mathrm{d}\sigma_{\mathrm{s}}\right) / H \qquad (4)$$

$$\mathrm{d}\varepsilon_{\mathrm{s}}^{\mathrm{p}} = \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{\mathrm{m}}} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{\mathrm{s}}} \mathrm{d}\sigma'_{\mathrm{m}} + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{\mathrm{s}}} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{\mathrm{s}}} \mathrm{d}\sigma_{\mathrm{s}}\right) / H \tag{5}$$

式中:

$$\begin{cases} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{\rm m}} = \frac{1 - (1 + n) (\eta/\alpha)^n}{(1 - (\eta/\alpha)^n)^2} \\ \frac{\partial f}{\partial \sigma_{\rm s}} = \frac{n (\eta/\alpha)^{n-1}}{\alpha \left[1 - (\eta/\alpha)^n\right]^2} \\ \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{\rm c}} = -1, \frac{\partial \sigma'_{\rm c}}{\partial \varepsilon_{\rm v}^{\rm p}} = p_0 \beta \exp(\beta \varepsilon_{\rm v}^{\rm p}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{\partial \alpha}{\partial \varepsilon_{\rm s}^{\rm p}} = -\frac{\alpha_{\rm m} c_1}{c_2} \exp\left(\frac{\varepsilon_{\rm s}^{\rm p}}{c_2}\right) \\ \frac{\partial f}{\partial \alpha} = \frac{-n \sigma'_{\rm m} (\eta/\alpha)^n}{\alpha \left[1 - (\eta/\alpha)^n\right]^2} \\ H = -\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{\rm c}} \frac{\partial \sigma'_{\rm c}}{\partial \varepsilon_{\rm v}^{\rm p}} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{\rm m}} + \frac{\partial f}{\partial \alpha} \frac{\partial \alpha}{\partial \varepsilon_{\rm s}^{\rm p}} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{\rm s}}\right) \end{cases}$$

$$(6)$$

弹塑性本构模型中弹性应力应变关系为:

$$\mathrm{d}\,\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{e}} = \frac{c_{\kappa}}{\sigma_{\mathrm{m}}'}\mathrm{d}\,\sigma_{\mathrm{m}}'\,,\,\mathrm{d}\,\varepsilon_{\mathrm{s}}^{\mathrm{e}} = \frac{2}{9}\,\frac{1+\nu}{1-2\nu}\frac{c_{\kappa}}{\sigma_{\mathrm{m}}'}\mathrm{d}\,\sigma_{\mathrm{s}} \quad (7)$$

式中: $c_{\kappa} = \kappa/(1+e_0)$; κ 表示回弹曲线的斜率; e_0 为初始孔隙比。

将总应力应变公式写成矩阵形式如下:

$$\left\{\frac{\mathrm{d}\,\boldsymbol{\varepsilon}_{\mathrm{v}}}{\mathrm{d}\,\boldsymbol{\varepsilon}_{\mathrm{s}}}\right\} = \begin{bmatrix} D_{1} & D_{2}\\ D_{3} & D_{4} \end{bmatrix} \left\{\frac{\mathrm{d}\,\boldsymbol{\sigma}_{\mathrm{m}}}{\mathrm{d}\,\boldsymbol{\sigma}_{\mathrm{s}}}\right\} \tag{8}$$

式中:

$$\begin{aligned}
D_{1} &= \frac{c_{\kappa}}{\sigma_{m}'} + \frac{1}{H} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{m}'} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{m}'} \\
D_{2} &= \frac{1}{H} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{s}} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{m}'} \\
D_{3} &= \frac{1}{H} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{m}'} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{s}} \\
D_{4} &= \frac{2}{9} \frac{1 + \nu}{1 - 2\nu} \frac{c_{\kappa}}{\sigma_{m}'} + \frac{1}{H} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{s}} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{s}}
\end{aligned}$$
(9)

2.2 模型参数确定

双硬化模型中包括两类模型参数,分别为:1) β 、 c_{κ} ;2) p_0 、n、 a_m 、 c_1 、 c_2 。这些模型参数需要通过各向 等压固结试验、常规三轴压缩试验来进行确定。

1) β、c_κ的确定

β、*c*_{*}通过各向等压固结试验进行确定,其表达 式分别为:

$$\beta = \frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa} \tag{10}$$

$$c_{\kappa} = \frac{\kappa}{1+e_0} \tag{11}$$

式中:e₀表示初始孔隙比;λ_κ为表示土性的基本参数,其 中λ表示等压固结曲线的斜率,κ表示回弹曲线的斜率。

通过各向等压固结试验能够确定 λ,κ ,其中等 压固结曲线的斜率为 λ ,而在卸载回弹时的回弹曲 线的斜率为 κ 。对于土石比 7:3 的砾石土在经历 不同冻融次数后内部结构发生改变,其压缩特性和 回弹特性均发生变化。通过砾石土不同冻融次数后 的各向等压固结试验得到其等压固结参数 λ 和回弹 参数 κ 。将土石比 7:3 砾石土经历 5 组冻融循环 次数后的 e_0,λ,κ 值列于表 1 中。

表 1 砾石土 e₀、λ、κ 值汇总表

Га	b. 1		Va	lues	of	e_0 ,	λ,	and	κ	of	grave	ly	soil	ls
----	------	--	----	------	----	---------	----	-----	---	----	-------	----	------	----

参数	N = 0	N = 1	N = 5	$N \!=\! 10$	N = 20
e_0	0.371	0.385	0.394	0.398	0.399
λ	0.025	0.028	0.029	0.029	0.029
κ	0.008	0.009	0.009	0.009	0.009

从表1可以得出,随着冻融次数的增加,砾石土的 λ值不断增大。由于砾石土在冻结过程中,水分相变为 冰晶体,土样体积膨胀,土颗粒间的距离增大,孔隙状 态改变。在融化过程中,颗粒将重新分布排列,产生局 部压缩,土体原有结构无法恢复。故砾石土在冻融循 环后,其压缩特性表现为增大,λ值有所增加,5次冻融 循环后不再变化。砾石土的κ值在1次冻融循环后 有所增加,然后随着冻融次数的增加无明显变化。

2) p_0 、n、 α_m 、 c_1 、 c_2 的确定

由于 p_0 为塑性体应变为 0 的参考压力,因此本 文取为相应条件下常规三轴固结不排水剪切试验的 围压 50 kPa、100 kPa、200 kPa、400 kPa。n是与超 固结比相关的材料参数,故本文对于砾石土不同冻 融循环次数、不同围压条件下均取为 n=1.2。

 α_{m} 是同材料参数 n、有效内摩擦角 φ' 以及冻融循环次数 N 相关的模型参数,其表达式为:

$$\alpha_m = \alpha_N \sqrt[n]{1+n} \frac{6\sin\varphi'}{3-\sin\varphi'}$$
(12)

式中:

$$\alpha_N = 1.25 \times \left[1 + 0.1 \times \left(\frac{N}{N_{\rm m}}\right)^{\rm m}\right] \qquad (13)$$

本文在验证计算中 $N_m = 20$, m = 0.15。

根据试验结果可以得到砾石土经受不同冻融循 环次数的有效内摩擦角 φ' 的值,以及冻融循环次数 N的值,可以得出不同冻融循环次数下参数 α_m 的取 值。将砾石土经历5组冻融循环次数后的 φ' 、 α_m 值 列于如下表2中。

表 2 砾石土 φ' 、 α_m 值汇总表 Tab. 2 Values of φ' , and α_m of gravely soils

参数	N = 0	N = 1	N = 5	$N \!=\! 10$	N = 20
$arphi'/^\circ$	28.04	31.40	32.16	33.13	33.05
$\alpha_{ m m}$	2.69	3.25	3.37	3.50	3.51

从表 2 中可以得出,砾石土的 a_m 值随着冻融次数 的增加,不断增大,10 次冻融循环后趋于稳定。由于冻 融循环过程中,黏土颗粒的团聚以及较粗颗粒的破碎 分解导致颗粒的重新分布,使得固结后土样中颗粒之 间的接触点更多,摩擦作用更强,孔隙的形状各异使得 咬合作用突出,导致有效内摩擦角增大。而 a_m 值和土 的有效内摩擦角之间是相关的,所以有效内摩擦角的 增大表现为 a_m 值增加。土样内部结构的变化在 10 次 冻融循环后趋于动态稳定, a_m 值也将趋于稳定。

在验证计算过程中对于 c1、c2 两个参数进行试 算,得出土石比7:3 砾石土经历5组冻融循环次数 下两个参数的取值列于表3中。

表 3 砾石土 c1、c2 值汇总表

Tab. 3 Values of c_1 , and c_2 of gravely soils

参数	N = 0	N = 1	N = 5	$N \!=\! 10$	N = 20
c_1	0.22	0.20	0.20	0.20	0.20
C_2	-0.18	-0.15	-0.14	-0.14	-0.14

2.3 试验验证

运用以上的双硬化本构模型进行计算,得到不同冻 融循环次数、不同围压下的砾石心墙土料在冻融循环下 的偏差应力-轴向应变关系曲线和孔压-轴向应变关系 曲线。并将试验曲线和计算曲线进行比对,见图 9~13。





图 13 应力应变曲线对比(N = 20) Fig. 13 Comparisons of stress-strain curves (N = 20)

从土石比7:3砾石土经受不同冻融次数的计 算结果和试验结果曲线的对比可以得出,偏差应力 计算值和试验值吻合较好,呈现出应变硬化的特性。 在轴向应变较小时,计算偏差应力略高于试验值,较 高围压下计算值与试验值的吻合度是优于低围压下 的。孔压计算值和试验值的吻合较好,总体上而言, 计算值比试验值略高,但是孔压先增长后平稳的趋 势是一致的。

3 结 论

本文以高海拔寒冷地区水电站砾石土心墙料为研究对象,通过室内固结不排水三轴试验研究冻融循环(无补水冻融)对砾石土的力学性质的影响规律,并进行了双硬化本构模型的验证。

1) 在土石比 7:3 砾石土在常规三轴固结不排 水剪切试验中,对于四种围压,冻融作用前后土样均 呈现加工硬化的特点,并且冻融循环使得硬化趋势 更加明显;冻融循环作用使得砾石土的抗剪强度不 断增强,1 次冻融循环后显著增加,10 次冻融循环后 趋于稳定。

2)把冻融循环的影响引入到双硬化本构模型中,通过计算结果与试验结果的对比表明不同冻融次数下偏差应力计算值和试验值吻合较好,较高围压下计算值与试验值的吻合度是优于低围压下的。 孔压计算值和试验值的吻合较好,总体上计算值比试验值略高。

本文仅探讨了特定条件(无补水)下冻融作用对 砾石土心墙土料力学特性的影响,其实冻融的补水 方式、试样的初始含水率、土料的颗粒组成、制样的 控制干密度或相对密度、试验方法(比如三轴或直剪 试验)等对心墙土料在冻融后的力学特性都有很大 的影响,目前的结论还不完善。此外,冻融作用对心 墙土料的渗透特性影响也很大,以后可以开展冻融 作用对心墙土料的渗透特性的影响,来综合探讨堆 石坝料在冻融作用下的工程特性。

参考文献:

- [1] CHAMBERLAIN E, BLOUIN S E. Densification by freezing and thawing of fine material dredged from waterways[C]//Proc. Third International Conference on Permafrost, Edmonton. Canada, 1978: 623-628.
- [2] 任秀玲,俞祁浩,王金国,等. 黏土单向冻融作用下冷生构造及冻胀特性试验研究[J]. 水利学报,2021,52
 (1):81-92.
 REN Xiuling, YU Qihao, WANG Jinguo, et al. Ex-

REN Aluling, TO Qinao, wANG Jinguo, et al. Experimental study on the characteristics of cryostructure and frost heave of clay under one-dimensional freezethaw [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2021,52 (1):81-92.

- [3] KONRAD J M. Physical processes during freeze-thaw cycles in clayey silts [J]. Cold Regions Science and Technology, 1989, 16 (3): 291-303.
- [4] 王升福,樊文虎,戴道文,等.人工冻结作用下原状软 黏土冻融特性试验[J].林业工程学报,2020,5(4): 154-160.

WANG Shengfu, FAN Wenhu, DAI Daowen, et al. Experimental study on freeze-thaw characteristics of undisturbed soft clay under artificial freezing[J]. Journal of Forestry Engineering, 2020, 5(4):154-160.

- [5] JIN Qing, ZHENG Yingjie, CUI Xinzhuang, et al. Evaluation of dynamic characteristics of silt in Yellow River Flood Field after freeze-thaw cycles[J]. Journal of Central South University, 2020, 27: 2113-2122.
- [6] BRAMS B, YAO L Y C. Shear strength of a soil after freezing and thawing[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1964, 90: 1-25.
- [7] GRAHAM J, AU V C S. Effects of freeze-thaw and softening on natural clay at low stresses [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1985, 22(1): 69-78.
- [8] EIGENBROD K D, KNUTSSON S, SHENG D. Porewater pressures in freezing and thawing fine-grained soils [J]. Journal of Cold Regions Engineering, 1996,

10(2): 76-92.

- [9] WONG L C, HAUG M D. Cyclical closed-system freeze-thaw permeability testing of soil liner and cover material [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1991, 28 (6): 789-793.
- [10] BENSON C H, OTHMAN M A. Hydraulic conductivity of compacted clay frozen and thawed in situ [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 119 (2): 276-294.
- [11] CHAMBERLAIN E J, GOW A J. Effect of freezing and thawing on the permeability and structure of soils
 [J]. Developments in Geotechnical Engineering, 1979, 26:73-92.
- [12] 杨成松,何平,程国栋,等. 冻融作用对土体干容重和 含水量影响的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003,22(增2):2695-2699.

YANG Chengsong, HE Ping, CHENG Guodong, et al. Testing study on influence of freezing and thawing on dry and water content of soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 22 (S2): 2695-2699.

[13] 郑郧,马巍,邴慧. 冻融循环对土结构性影响的机理与 定量研究方法[J]. 冰川冻土,2015,37(1):132-137.
ZHENG Yun, MA Wei, BING Hui. Impact of freezing and thawing cycles on the structures of soil and a quantitative approach[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2015, 37(1):132-137. [14] 杨俊,雷俊安,张国栋. 冻融循环对风化砂改良膨胀土 无侧限抗压强度影响研究[J]. 长江科学院院报, 2016,33(1):83-87.
 YANG Jun, LEI Junan, ZHANG Guodong. Influence

of freeze-thaw cycles on the unconfined compressive strength of expansive soil improved by weathered sand [J]. Journal of Yangtze River Science Research Institute, 2016, 33(1):83-87.

- [15] 刘友能,黄润秋,刘恩龙,等. 冻融循环对云贵高原 尾矿土力学性质的影响[J]. 西南交通大学学报, 2020,55(5):1052-1059.
 LIU Youneng, HUANG Runqiu, LIU Enlong, et al. Influence of freezing-thawing cycles on mechanical properties of tailing soil at Yuannan-Guizhou Plateau [J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2020,
- [16] 中华人民共和国水利部. 土工试验规程:SL237—1999 [S]. 北京:中国水利水电出版社,1999.

55(5):1052-1059.

- [17] 沈珠江. 粘土的双硬化模型[J]. 岩土力学,1995(1): 1-8. SHEN Zhujiang. A double hardening model for clays
 - [J]. Rock and Soil Mechanics, 1995(1): 1-8.
- [18] LIU E L, XING H L. A double hardening thermo-mechanical constitutive model for overconsolidated clays [J]. Acta Geotechnica, 2009, 4(1):1-6.

(责任编辑 王绪迪)