

DOI: 10. 20040/j. cnki. 1000-7709. 2023. 20220867

北疆膨胀土渠道混凝土衬砌结构变形特性研究

杨 涛¹, 喻天龙², 姜海波¹

(1. 石河子大学水利建筑工程学院, 新疆 石河子 832003; 2. 新疆兵团勘测设计院(集团)有限责任公司, 新疆 石河子 832003)

摘要: 为研究北疆膨胀土梯形渠道混凝土衬砌结构变形和内力的变化规律, 通过室内试验和数值模拟计算基土膨胀变形量, 基于弹性地基梁理论, 建立计算混凝土衬砌板变形和内力的力学模型, 分析了基土初始含水率为6%、9%、12%、15%的膨胀土渠道运行后混凝土衬砌板变形和内力的变化规律。结果表明, 混凝土衬砌板变形和内力值随基土初始含水率的减小而增加, 当基土为风干含水率6%时, 渠道底板和坡板膨胀变形最大值分别可达到3.48、3.94 cm; 当初始含水率一定时, 坡脚处膨胀反力最大, 渠底板中间位置位移和弯矩最大; 渠坡板距坡脚1/3处位移最大, 距坡脚1/6处弯矩最大。最后, 根据研究结果提出了两种“防渗保湿”工程措施。

关键词: 膨胀土; 梯形渠道; 膨胀变形; 衬砌结构; 弹性地基梁; 力学模型

中图分类号: TV223

文献标志码: A

文章编号: 1000-7709(2023)02-0163-05

1 工程概况

北疆某输水渠道穿越膨胀土区域约占渠道总长的31.6%, 属于典型的膨胀土渠道。渠道横断面为梯形, 底宽2.0 m, 高度2.5 m, 水深2 m, 边坡比1:2, 混凝土衬砌板厚度为0.1 m, 混凝土强度等级为C20。渠道每年4~9月为通水运行期(图1(a)), 渠道断面发生不均匀渗流, 基土含水率增加, 基土吸水体积膨胀。衬砌结构作用下, 基土体积膨胀被约束产生膨胀力, 膨胀力对衬砌结构的顶托作用被水荷载约束, 渠道处于稳定状态。10月~次年3月为停水检修期, 渠道停水后(图1(b)), 渠内水位下降水荷载减小为零, 而基土渗水不能及时排出, 膨胀力变化较小。此时, 衬砌结构不能完全约束膨胀力, 基土体积发生膨胀变形, 引起衬砌结构发生隆起、断裂等变形破坏。在渠道停水期(图1(c)), 在蒸发和渗流的作用下, 基土含水率逐渐减小, 基土失水体积收缩产生裂隙。在无基土支撑下, 衬砌结构发生翘起、脱落等变形破坏。因此, 每年都要耗费大量的人力、物力对渠道进行治理维修。目前, 针对膨胀土渠道衬砌结构变形破坏方面主要以定性分析为主^[1], 而定量计算分析的研究则相对较少。为此, 本文假定膨

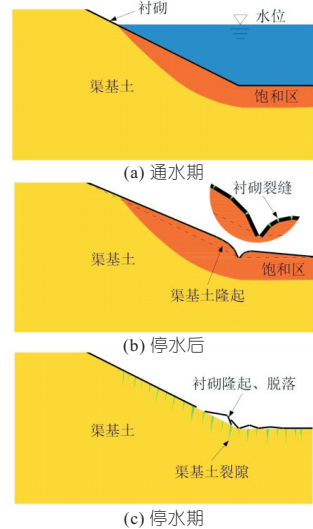


图1 膨胀土渠道衬砌结构变形破坏特征

Fig. 1 Deformation and failure characteristics of expansive soil channel lining structure

胀土为服从Winkler假设的弹性地基^[2], 建立力学模型计算了混凝土衬砌板变形和内力值, 期为膨胀土渠道混凝土衬砌结构的破坏评判和设计提供理论依据。

2 渠道基土膨胀变形量计算

收稿日期: 2022-04-28, **修回日期:** 2022-05-12

基金项目: 国家自然科学基金项目(51769031); 兵团区域创新引导计划(青年科技骨干人才培养)(2021BB004)

作者简介: 杨涛(1998-), 男, 硕士研究生, 研究方向为寒旱区水工结构, E-mail: 1979575223@qq.com

通讯作者: 姜海波(1982-), 男, 教授、博导, 研究方向为多场耦合岩土体多尺度损伤破坏与稳定, E-mail: klaud_123@163.com

2.1 渠道基土膨胀率试验

试验土样取自膨胀土渠道现场,取样深度为 1 m。土样在该区域具有代表性,为黄色膨胀土。对土样进行基本物理性质试验,其结果见表 1。其中,土样自由膨胀率为 59%,为弱膨胀土^[3]。将取回的土样自然风干,碾碎过 2 mm 筛备用。

表 1 土样的基本物理性质

Tab. 1 Basic physical properties of soil samples

塑限 /%	液限 /%	塑性指数 /%	最大干密度 / $(g \cdot cm^{-3})$	最优含水率 /%	风干含水率 /%	自由膨胀率 /%
21.52	47.87	26.35	1.64	21	6	59

膨胀率试验在三联固结仪上完成。配制干密度为 $1.64 g/cm^3$ 及初始含水率分别为 6%、9%、12%、15% 的试样,表示渠道运行时基土初始含水率。试验过程中设置上覆荷载分别为 0、10、20、30 kPa 来测定膨胀土的膨胀率。试样安装在固结仪后,对每个试样施加不同上覆荷载进行压缩,待压缩达到稳定后,在固结盒中加水并高出试样 5 mm,试样吸水体积膨胀,待膨胀达到稳定后,记录百分表读数,计算得到不同初始含水率下土样膨胀率与上覆荷载的关系,见图 2。判断试样压缩和膨胀稳定的标准为两个小时内百分表的读数差值小于 0.01 mm。

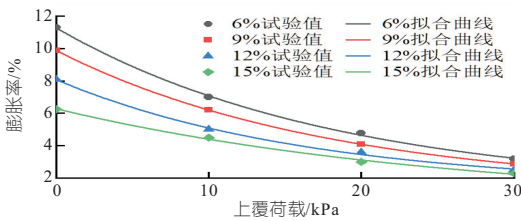


图 2 不同初始含水率土样膨胀率与上覆荷载的关系
Fig. 2 Relationship between swelling rate of soil samples with different initial water content and overburden load

由图 2 可知,膨胀土膨胀率随初始含水率和上覆荷载的增加而减小,上覆荷载对基土膨胀变形有一定的抑制作用。因此,在计算基土膨胀变形量时应选用上覆荷载作用下的膨胀率。对图 2 中的数据进行拟合,拟合结果关系式为:

$$\delta_e = A \exp(BP) + C \quad (1)$$

式中, δ_e 为上覆荷载作用下的膨胀率,%; A 、 B 、 C 均为拟合参数; P 为上覆荷载, kPa。

2.2 渠道基土膨胀变形量计算

基土膨胀变形量与膨胀率和浸水后饱和和土体深度有关。根据相关规范^[3],基土膨胀变形量 y 的计算公式为:

$$y = \varphi_e \sum_{i=1}^n \delta_{ei} h_i \quad (2)$$

式中, φ_e 为基土膨胀变形量的经验系数; n 为饱

和土体深度所划分的土层数; δ_{ei} 为第 i 层土体在上覆荷载作用下的膨胀率,%; h_i 为第 i 层土体的计算厚度, m。

基土饱和和土体深度采用有限元软件计算。渠道通水前,基土为非饱和土,本构模型选用 Richards 方程,基土渗透系数为 $2.83 \times 10^{-4} m/d$ ^[4]。渠底和渠坡设置为透水边界,其余边界设置为不透水边界。经计算渠道通水 150 d 后水位降至 0 m 时基土饱和和区与文献[4]中模型试验第一次通水后饱和和区相似,验证了计算的正确性。

基土浸水后饱和和土体深度沿横断面的关系见图 3。图 3 中,0 点表示渠道左坡脚。由图 3 可

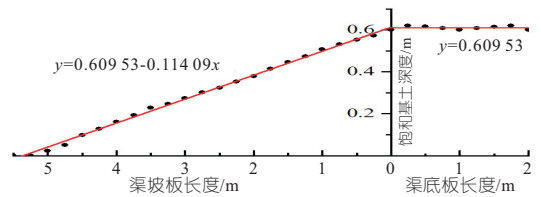


图 3 渠道饱和和基土深度

Fig. 3 Channel saturated soil depth

知,渠底饱和和土体深度最大约 0.61 m;渠坡饱和和土体深度随着渠坡长度的增加而减小。拟合获得饱和和土体深度 $h(x)$ 的关系式为:

$$h(x) = a + bx \quad (3)$$

式中, x 为渠坡长度, m; a 、 b 均为拟合参数,分别取 0.60953、-0.11409。

3 渠道混凝土衬砌结构变形力学模型

3.1 基本假设

(1)基土膨胀效应等效为垂直与衬砌板的弹簧;膨胀变形量通过弹簧伸长量体现,膨胀反力通过弹簧被压缩产生变形的力体现。

(2)基土体积膨胀时,将渠道基土和衬砌板视为一个整体,不发生相互分离。

(3)将渠道边坡衬砌板与渠底衬砌板之间的连接方式视为铰接。

(4)渠道为线性工程,取单位长度的横断面进行研究。

(5)因渠道建成后衬砌板自重与基土已相互平衡,故不考虑衬砌板自重。

3.2 混凝土衬砌板膨胀变形力学模型的建立

根据 Winkler 假设^[5],可得渠道混凝土衬砌板弹性地基梁微分方程为:

$$EI d^4 y / dx^4 + ky(x) = q(x) \quad (4)$$

式中, E 为衬砌板弹性模量, Pa; I 为衬砌板断面惯性矩, m^4 ; k 为地基系数, N/m^3 ; $y(x)$ 为被约束

膨胀变形量, m ; $q(x)$ 为作用于衬砌板的外部荷载, Pa 。

令

$$\beta = \sqrt[4]{k/(4EI)} \quad (5)$$

代入式(4)得:

$$d^4 y/dx^4 + 4\beta^4 y(x) = q(x)/(EI) \quad (6)$$

式(6)为衬砌板挠度曲线微分方程,该微分方程的通解为:

$$y(x) = (C_1 \cos\beta x + C_2 \sin\beta x) \exp(\beta x) + (C_3 \cos\beta x + C_4 \sin\beta x) \exp(-\beta x) + y_1(x) \quad (7)$$

式中, C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_4 均为积分常数; $y_1(x)$ 为非齐次微分方程的特解。

衬砌板膨胀反力 $p(x)$ 的计算式为:

$$p(x) = ky(x) \quad (8)$$

衬砌板弯矩 $M(x)$ 的计算式为:

$$M(x) = 2EI\beta^2 [(C_1 \sin\beta x - C_2 \cos\beta x) \exp(\beta x) - (C_3 \sin\beta x - C_4 \cos\beta x) \exp(-\beta x)] - EIy_1''(x) \quad (9)$$

衬砌板剪力 $V(x)$ 的计算式为:

$$V(x) = 2EI\beta^3 \{ [C_1 \exp(\beta x) - C_4 \exp(-\beta x)] \cdot (\sin\beta x + \cos\beta x) + [C_2 \exp(\beta x) + C_3 \exp(-\beta x)] \cdot (\sin\beta x - \cos\beta x) \} - EIy_1'''(x) \quad (10)$$

3.2.1 渠坡衬砌板膨胀变形力学模型

图 4 为渠坡衬砌板弹性地基梁力学模型。图 4 中, AB 为渠坡衬砌板, A 为左坡脚, B 为左坡顶; L_s 为渠坡板长度, m ; y_0 为膨胀前渠面线; $y_n(x)$ 为不考虑约束的膨胀线; $y_s(x)$ 为渠坡考虑渠底板约束的膨胀线。由式(2)、图 4(b)可知,渠坡基土膨胀变形量沿渠坡面为线性分布。由图 4(c)

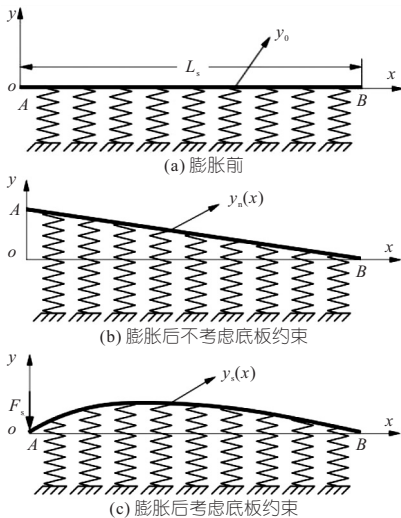


图 4 渠坡衬砌板弹性地基梁力学模型

Fig. 4 Mechanical model of beam on elastic foundation of canal slope lining slab

可知,渠坡板发生变形时,在坡脚处渠底板对渠坡板变形有一定的约束作用,产生约束力 F_s 作用于渠坡板。为简化计算,选取 $y_n(x)$ 为计算参考线,将图 4 转化为图 5 进行分析计算。图 5 中, $y'_n(x)$ 为相对计算参考线; $y'_s(x)$ 为渠坡板相对膨胀线。

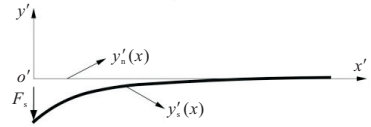


图 5 渠坡衬砌板相对膨胀线

Fig. 5 Relative expansion line of canal slope lining slab

由图 5 可知,渠坡板在坡脚处受渠底板约束力 F_s 作用外再无其他外部荷载,将渠坡板等效为半无限长梁,则积分常数 $C_1 = C_2 = 0$ 。在坡脚处,弯矩 $M_s(0) = 0$ 、剪力 $V_s(0) = -F_s$,约束力 F_s 由 $y_n(0) = y'_s(0)$ 计算可得。将边界条件代入式(7)、(9)、(10)可得渠坡板相对于计算参考线 $y_n(x)$ 的挠度 $y'_s(x)$ 、弯矩 $M_s(x)$ 、剪力 $V_s(x)$ 分别为:

$$y'_s(x) = (2F_s\beta/k) \exp(-\beta x) \cos\beta x \quad (11)$$

$$M_s(x) = -(F_s/\beta) \exp(-\beta x) \sin\beta x \quad (12)$$

$$V_s(x) = F_s \exp(-\beta x) (\sin\beta x - \cos\beta x) \quad (13)$$

3.2.2 渠底衬砌板膨胀变形力学模型

图 6 为渠底衬砌板弹性地基梁力学模型。图 6 中, AC 为渠底衬砌板, A 为左坡脚, C 为右坡脚; L_b 为渠底板长度, m ; $y_b(x)$ 为考虑渠坡板约束的膨胀线。由式(2)、图 6(b)可知,渠底基土膨胀变形量沿渠底面水平分布。由图 6(c)可知,渠底板发生变形时,在两端坡脚处渠坡板对渠底板变形有一定的约束作用,产生约束力 F_b 作用于

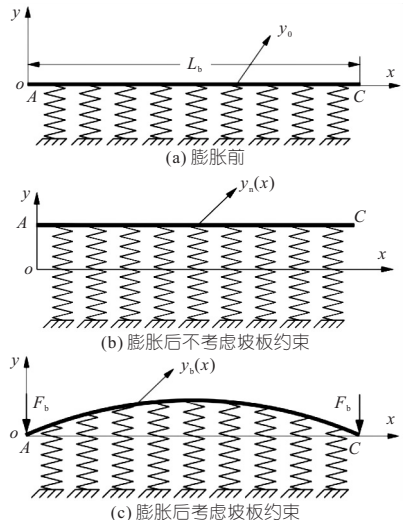


图 6 渠底衬砌板弹性地基梁力学模型

Fig. 6 Mechanical model of elastic foundation beam with canal bottom lining plate

渠底板两端。同理,将图 6 转化为图 7 进行分析计算。图 7 中, $y'_b(x)$ 为渠底板相对膨胀线。

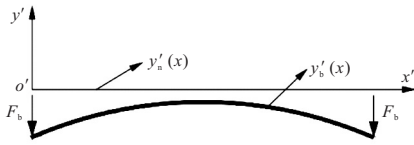


图 7 渠底衬砌板相对膨胀线

Fig. 7 Relative expansion line of canal bottom lining plate

由图 7 可知,渠底板在坡脚两端受渠坡板约束力 F_b 作用外再无其他外部荷载,将渠底板等效为 2 个短梁。利用叠加法求解该力学模型,左坡脚处 $M(0)=0, V(0)=-F_b$, 右坡脚处 $M(L)=0, V(L)=-F_b$, 约束力 F_b 由 $y_n=y'_b(0)$ 计算可得。将边界条件代入式(7)、(9)、(10)得出渠底板相对于计算参考线 y_n 的挠度 $y'_b(x)$ 、弯矩 $M_b(x)$ 、剪力 $V_b(x)$ 分别为:

$$y'_b(x) = (C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) \exp(\beta x) + (C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x) \exp(-\beta x) + \exp[\beta(L_b - x)] \{C_1 \cos[\beta(L_b - x)] + C_2 \sin[\beta(L_b - x)]\} + \exp[-\beta(L_b - x)] \cdot \{C_3 \cos[\beta(L_b - x)] + C_4 \sin[\beta(L_b - x)]\} \quad (14)$$

$$M_b(x) = 2EL\beta^2 \{ (C_1 \sin \beta x - C_2 \cos \beta x) \exp(\beta x) - (C_3 \sin \beta x - C_4 \cos \beta x) \exp(-\beta x) \} + \exp[\beta(L_b - x)] \{ C_1 \sin[\beta(L_b - x)] - C_2 \cos[\beta(L_b - x)] \} - \exp[-\beta(L_b - x)] \cdot \{ C_3 \sin[\beta(L_b - x)] - C_4 \cos[\beta(L_b - x)] \} \quad (15)$$

$$V_b(x) = 2EI\beta^3 \{ [C_1 \exp(\beta x) - C_4 \exp(-\beta x)] \cdot (\sin \beta x + \cos \beta x) + [C_2 \exp(\beta x) + C_3 \exp(-\beta x)] (\sin \beta x - \cos \beta x) + \{ C_1 \exp[\beta(L_b - x)] - C_4 \exp[-\beta(L_b - x)] \} \cdot \{ \sin[\beta(L_b - x)] + \cos[\beta(L_b - x)] \} + \{ C_2 \exp[\beta(L_b - x)] + C_3 \exp[-\beta(L_b - x)] \} \cdot \{ \sin[\beta(L_b - x)] - \cos[\beta(L_b - x)] \} \} \quad (16)$$

在实际工程中,往往需算出衬砌板相对于原断面的挠度 $y(x)$ 、膨胀反力 $p(x)$:

$$y(x) = y_n(x) + y'_b(x) \quad (17)$$

$$p(x) = k [y_n(x) - y(x)] \quad (18)$$

4 模型验证与结果分析

4.1 模型验证

为验证力学模型的正确性,选用材料力学方法计算衬砌板变形,垂直于衬砌板的膨胀力计算

公式^[6]为:

$$\left(\frac{\delta_{e0} - \delta_{ep}}{\delta_{e0}} \right)^2 + \left(\frac{P_e - P}{P_e} \right)^2 = 1 \quad (19)$$

式中, δ_{e0} 为上覆荷载为 0 的膨胀率,%; δ_{ep} 为上覆荷载为 P 的膨胀率,%; P_e 为无膨胀变形的竖向膨胀力, kPa。

基土初始含水率为 15% 时,采用两种力学方法求解衬砌板膨胀变形,计算结果见图 8。由图 8 可知,本文力学模型计算结果均小于材料力学方法,原因是本文力学模型考虑了衬砌板膨胀变形引起膨胀力削减和释放。因此,本文力学模型更切合实际工程。

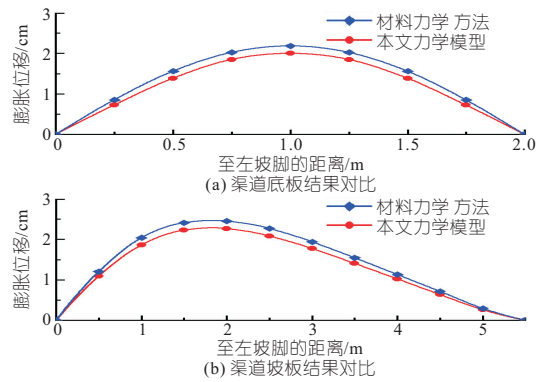


图 8 力学模型结果对比

Fig. 8 Comparison of mechanical model results

4.2 膨胀位移分析

图 9 为基土不同初始含水率衬砌板膨胀位移曲线。由图 9 可知,衬砌板膨胀位移随基土初始含水率的增大而减小。渠底板膨胀位移呈中间大、两边小、关于底板中点对称的分布规律,渠坡板膨胀位移呈中下部较大、两边较小的分布规律。这是因为坡脚处渠底板和渠坡板相互作用约束了基土的膨胀变形,而随远离坡脚相互作用力减小,衬砌板不能约束基土膨胀而发生膨胀变形。

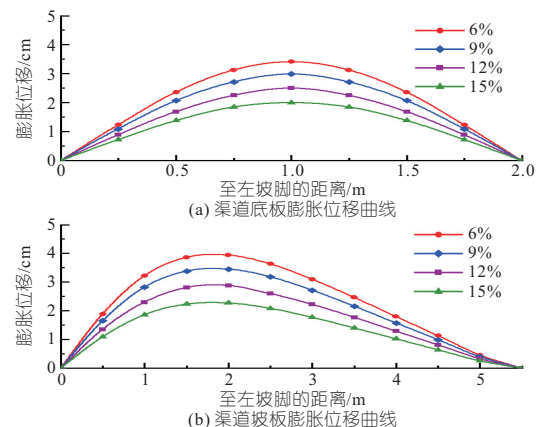


图 9 基土不同初始含水率衬砌板膨胀位移曲线

Fig. 9 Expansion displacement curves of lining plates with different initial moisture content of foundation soil

4.3 膨胀反力分析

图 10 为基土不同初始含水率衬砌板膨胀反力曲线。由图 10 可知,衬砌板膨胀反力随基土初始含水率的增加而减小。渠底板膨胀反力呈中间小、两边大、关于底板中点对称的分布规律,渠坡板膨胀反力呈下部大且变化快、中上部小且趋于稳定的分布规律。这是因为坡脚处渠底板和渠坡板的膨胀位移为 0,基土膨胀力得不到释放,使衬砌板膨胀反力最大;随着膨胀位移的增加膨胀力逐渐释放削弱,衬砌板膨胀反力减小。

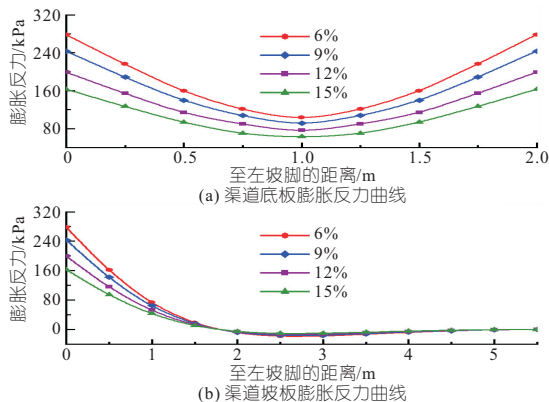


图 10 基土不同初始含水率衬砌板膨胀反力曲线

Fig. 10 Expansion reaction curves of lining slabs with different initial moisture content of foundation soil

4.4 弯矩分析

图 11 为基土不同初始含水率衬砌板弯矩曲线。由图 11 可知,衬砌板弯矩随基土初始含水率的增加而减小。渠底板弯矩中间位置最大,渠坡板弯矩在距坡脚约 1/6 处最大。但实际情况是渠坡板弯矩最大值位置约在距坡脚 1/3 处,导致最大值位置向坡脚偏移原因为:①本文力学模型计算时忽略了塑性变形对膨胀力的削减作用,坡脚处膨胀反力计算结果较大;②本文坡板相对较长,刚度相对较小,使渠坡板上部产生了负弯矩。

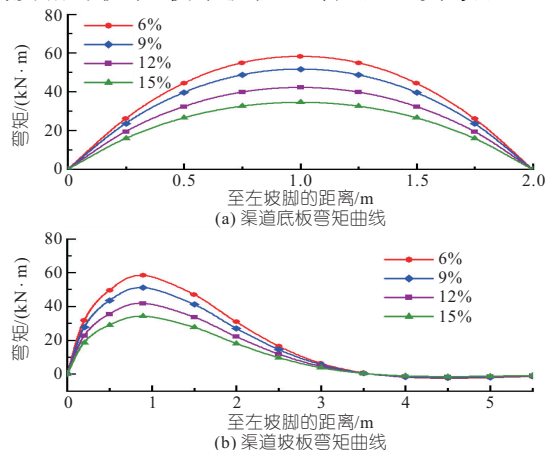


图 11 基土不同初始含水率衬砌板弯矩曲线

Fig. 11 Bending moment curves of lining plates with different initial water content of foundation soil

5 渠道治理措施

该膨胀土渠道较长,对渠道采取基土换填、改良措施是不现实的。由本文研究结果可知,在基土膨胀率不改变的情况下,衬砌结构变形破坏主要与基土初始含水率和渠水入渗深度有关,所以“防渗保湿”为该渠道的主要治理原则。目前,“防渗保湿”治理方案主要采用土工膜覆盖方案和水下坡 GCL 覆盖方案^[7],土工膜覆盖方案具有施工简单、经济成本低等优点,水下坡 GCL 覆盖方案具有柔性好、耐久性强等优点。因此,渠道修建、维护时,根据经济等综合条件合理选择渠道治理措施,已达到减小渠道混凝土衬砌结构破坏的目的。

6 结论

a. 通过室内试验和数值模拟,发现渠坡基土膨胀量沿渠坡面线性分布在坡脚处最大,渠底基土膨胀量沿渠底面水平分布。

b. 通过本文建立的力学模型,渠道基土初始含水率在 6%~15% 变化时,计算得到的衬砌板变形和内力随基土初始含水率的减小而增加,并探明了衬砌板变形和内力沿渠道横断面分布规律。

c. 提出了两种“防渗保湿”工程措施,可削弱膨胀土渠道混凝土衬砌结构的破坏程度。

参考文献:

- [1] 蔡正银,陈皓,黄英豪,等. 考虑干湿循环作用的膨胀土渠道边坡破坏机理研究[J]. 岩土工程学报, 2019,41(11):1977-1982.
- [2] 郭继武. 地基基础设计简明手册[M]. 北京:机械工业出版社,2008.
- [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 膨胀土地区建筑技术规范:GB50112-2013[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [4] 朱洵,李国英,蔡正银,等. 湿干循环下膨胀土渠道边坡的破坏模式及稳定性[J]. 农业工程学报, 2020,36(4):159-167.
- [5] 龙驭球. 弹性地基梁的计算[M]. 北京:人民教育出版社,1981.
- [6] 王年香,章为民,顾行文,等. 膨胀土挡墙侧向膨胀压力研究[J]. 水利学报,2008(5):580-587.
- [7] 邹维列,蔺建国,韩仲,等. 膨胀土边坡加固技术研究进展[J]. 中南大学学报(自然科学版),2022,53(1):126-139.

了输入变量的维度,4 个主成分充分解释了原始数据,消除了自变量间的多重相关性,减少了预测的计算成本,提高了预测模型的精度。

b. 为保证模型预测的性能,将 PCA-PSO-GRU 与 PSO-GRU、PCA-PSO-BP 及统计回归模型对比,发现 PCA-PSO-GRU 模型具有更高的预测精度和稳定性,更适合对混凝土重力拱坝诱导缝开合度时间序列高维数据进行预测。

参考文献:

[1] 易智文,谢长江. 测缝计在山口岩大坝预制诱导缝中的埋设方法及质量控制[J]. 萍乡学院学报, 2015,32(6):11-14.

[2] 余记远,陈豪,李祥俊,等. 小湾水库蓄水对混凝土拱坝坝体诱导缝的影响分析[J]. 云南水力发电,

2015,31(1): 71-74+114.

[3] 赵津磊,包腾飞,戚丹. 基于塑料光纤裂缝传感器的裂缝开度预测[J]. 水电能源科学,2015,33(2):131-134.

[4] 吴中如. 水工建筑物安全监控理论及其应用[M]. 南京:河海大学出版社,1990.

[5] 张杰. 基于主成分一聚类分析法的管道风险评价方法[J]. 油气储运,2014,33(2):139-143.

[6] 高尚,杨静宇. 群智能算法及其应用[M]. 北京:中国水利水电出版社,2006.

[7] 刘洋. 基于 GRU 神经网络的时间序列预测研究[D]. 成都:成都理工大学,2017.

[8] KANG KE,SUN HONGBIN,ZHANG CHENGGANG, et al. Short-term electrical load forecasting method based on stacked auto-encoding and GRU neural network[J]. Evolutionary intelligence,2019,12(3).

Prediction of Inducing Joint Opening and Closing Degree of Gravity Arch Dam Based on PCA-PSO-GRU Model

MA Jie¹,LIU Xiao-qing¹,HUANG Yong-tao²

(1. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering,Hohai University,Nanjing 210098, China;
2. Changjiang Design Group Co.,Ltd.,Wuhan 430000,China)

Abstract: Aiming at the problem that many measured thermometer data are not effectively used in the previous prediction of crack opening and closing time series data, and there are multiple correlations between their variables, considering the advantages of principal component analysis (PCA) in dealing with multidimensional data and gate recurrent unit (GRU) neural network in dealing with complex time series data, this paper constructed the PCA-PSO-GRU combined prediction model. Taking the monitoring data of the opening and closing of the left inducing joint of a concrete gravity arch dam as a sample, the principal components of the input variables were extracted to reduce the dimension of the input data. And then the model training and multi-step prediction were carried out. The mean absolute error and root mean square error were used to evaluate the prediction accuracy of the model. The prediction results were compared with PSO-GRU, PCA-PSO-BP and the traditional statistical regression models. The results show that the PCA-PSO-GRU combined prediction model has higher accuracy in the prediction of inducing joint time series data, which can provide guidance for the evaluation of opening and closing degree of dam inducing joints.

Key words: opening and closing of inducing joint;PCA;PSO;GRU;concrete gravity arch dam;prediction model

(上接第 167 页)

Study on Deformation Characteristics of Concrete Lining Structure of Expansive Soil Channel in Northern Xinjiang

YANG Tao¹,YU Tian-long²,JIANG Hai-bo¹

(1. College of Water & Architectural Engineering, Shihezi University, Shihezi 832003, China;
2. Xinjiang Corps Survey and Design Institute (Group) Co., Ltd., Shihezi 832003, China)

Abstract: In order to study the deformation and internal force of concrete lining structure of expansive soil trapezoidal channel in northern Xinjiang, indoor test and numerical simulation were used to calculate expansive deformation of foundation soil. Based on the beam theory of elastic foundation, a mechanical model was established to calculate the deformation and internal force of concrete lining slab. The deformation and internal force of concrete lining slabs were calculated and analyzed after the operation of the channel with the initial moisture content of the foundation soil being 6%, 9%, 12% and 15%. The results show that the deformation and internal force of the concrete lining plate increase with the decrease of the initial moisture content of the foundation soil. When the moisture content of the foundation soil is 6%, the maximum expansive deformation of the channel floor and slope plate can reach 3.48 cm and 3.94 cm. When the initial water content is constant, the expansion reaction force is the largest at the foot of the slope, and the displacement and bending moment are the largest at the middle of the bottom plate. The displacement of channel slope plate is the largest at one third of the slope foot, and the bending moment is the largest at one sixth of the slope foot. Finally, according to the research results, two engineering measures of "anti-seepage and moisturizing" were proposed.

Key words: expansive soil; trapezoidal channel; expansion deformation; lining structure; elastic foundation beam; mechanical model