

· 地基与基础 ·



航道膨胀土边坡力学参数反演及 变形预测分析*

张磊, 周傲, 刘传新

(苏交科集团股份有限公司, 江苏南京 211100)

摘要: 膨胀土边坡在干湿交替的环境下, 边坡土体会发生明显的胀缩和强度衰减的现象, 从而容易引发边坡滑坡与转移事故。因此, 快速、准确地获取土体参数对处治修复膨胀土边坡具有重要意义。以某航道整治工程为背景, 基于室内土工试验参数, 以现场实际布设测斜管所测不同深度下的水平位移为评价指标, 利用正交试验对膨胀土边坡的土体参数进行敏感性分析, 通过最小二乘支持向量机构建膨胀土边坡土体参数反演模型, 并对该反演模型进行验证, 获得反演后的土体参数, 再将反演后的土体参数对膨胀土边坡处治修复进行最不利工况的正演计算, 对膨胀土边坡的变形进行预测分析。结果表明, 基于最小二乘支持向量机构建的反演模型可以实现对现场施工进行动态设计以及对施工期内的边坡变形进行预测。

关键词: 膨胀土边坡; 正交设计; 敏感性分析; 参数反演; 变形预测

中图分类号: U641

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2025)01-0177-08

Mechanical parameter inversion and deformation prediction of expansive soil slope in waterway

ZHANG Lei, ZHOU Ao, LIU Chuanxin

(JSTI Group Co., Ltd., Nanjing 211100, China)

Abstract: When the expansive soil slope alternates between dry and wet, the slope soil will have obvious shrinkage-stretch and strength attenuation, which will easily lead to slope landslide and sliding accidents. Therefore, it is extremely important to obtain soil parameters quickly and accurately for treating and repairing expansive soil slopes. On the basis of the indoor soil test parameters of a waterway regulation engineering, the sensitivity analysis of soil parameters of the expansive soil slope is carried out by orthogonal test with the horizontal displacement measured at different depths by the actual layout of inclinometer tubes as the evaluation index. Then the soil parameter inversion model of the expansive soil slope is built by the least squares support vector machine (LS-SVM), and the inversion model is verified. The soil parameters after inversion are obtained, and then the forward calculation of the most unfavorable conditions with obtained soil parameters after inversion for the treatment and restoration of the expansive soil slope is carried out to predict and analyze the deformation of the expansive soil slope. The results show that the inversion model based on the LS-SVM can realize the dynamic design of site construction and the prediction of slope deformation during the construction period.

Keywords: expansive soil slope; orthogonal design; sensitivity analysis; parameter inversion; deformation prediction

膨胀土主要集中分布在我国东南地区, 具有遇水膨胀软化、失水收缩开裂的工程特性^[1]。在

干湿交替的环境下, 土体发生明显的体积胀缩和强度衰减现象, 对岩土工程中的围护结构有着极

收稿日期: 2024-03-27

*基金项目: 国家重点研发计划重点专项(2019YFC1509800)

作者简介: 张磊(1987—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事岩土与地下工程检测、监测及科研工作。

大的危害。这种现象具有长期、缓变、反复等特点，在膨胀土分布区的边坡工程常常“逢垦必滑，有堤必塌”^[2-3]。因此需要准确获取膨胀土边坡的土体力学参数，从而对膨胀土边坡进行长期稳定性分析。

目前，随着反演分析在岩土工程中的广泛应用，国内外学者围绕着边坡工程的支护结构与土体变形，开展了大量的研究。在早期，Kavanagh et al.^[4]基于有限元方法，反演分析线弹性固体的力学参数；Okui et al.^[5]基于反分析方法，将实测位移与计算位移进行拟合，计算出边坡滑动面上的力学参数；Ghorbani et al.^[6]利用位移反分析方法，获得岩石边坡的物理力学参数，并对边坡长期稳定性进行评价。而在国内，反演分析方法应用于边坡工程中也取得了不错的进展。王新等^[7]采用人工蜂群算法，获得施工期内岩体力学参数，并对反演的岩体力学参数进行可适用性评价；杨昊庆等^[8]利用DREAM算法验证双层土模型比单层土模型能缩减更多的参数不确定性，且预测效果更好。

岩土体参数存在空间变异性，受现场地勘钻孔的限制，仅能获得部分断面的土体参数，且获得的参数存在很大的不确定性和片面性。因此，本文以某航道整治工程为背景，基于智能反演与室内试验相结合的方法，利用机器学习模型构建土体力学参数与边坡变形之间的非线性关系，将现场监测数据代入已搭建好的反分析模型中，获

得反演后的土体参数，对最不利工况下边坡变形进行预测分析，对运营期内边坡维护有很好的指导意义。

1 工程概况

某航道整治工程处于不良工程地质环境中，属于Ⅲ级航道，于2014年12月开工，2015年12月完工，全长2.2 km。在施工完成后，部分航段出现了挡墙滑移，因此对滑移段进行连梁双排抗滑桩快速修复措施示范工程，见图1。



图1 施工现场平面位置

Fig. 1 Plan position for construction site

以典型断面为研究对象，并进行现场地质勘查，共7个土层，见图2。针对示范工程各土层参数的取值，在①₁素填土、①₃素填土、③₁粉质黏土、③₂黏土、③₂₋₁黏土、③₃黏土、⑤₁全风化砂质泥岩分别进行了42、49、54、77、39、71、53次土工试验，各层土体力学参数见表1。

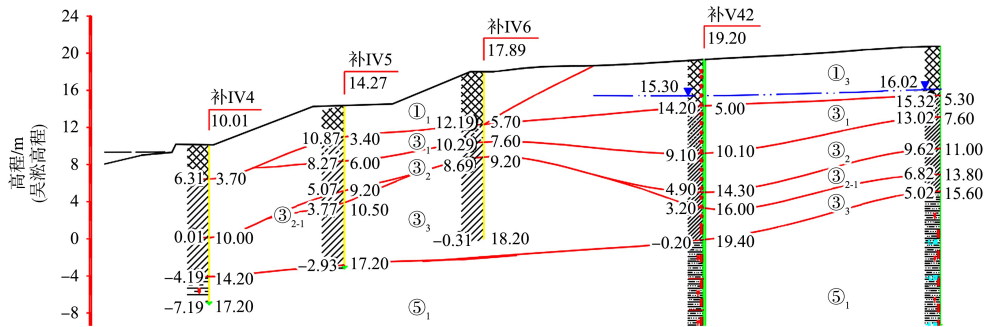


图2 典型地质断面

Fig. 2 Typical geological section

表 1 各土层参数取值
Tab. 1 Parameter values of each soil layer

土层	密度 $\rho / (\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$		弹性模量 E / MPa		黏聚力 c / kPa		内摩擦角 $\varphi / (^\circ)$		泊松比 μ	
	最小值	最大值	最小值	最大值	最小值	最大值	最小值	最大值	最小值	最大值
① ₁ 素填土	1.76	2.01	9.12	23.22	10.6	35.1	3.1	12.4	0.20	0.40
① ₃ 素填土	1.78	2.00	9.45	18.18	9.6	37.3	3.5	14.5	0.20	0.40
③ ₁ 粉质黏土	1.88	2.06	13.71	33.42	14.6	38.3	4.0	9.5	0.25	0.35
③ ₂ 黏土	1.92	2.22	26.73	51.30	21.4	58.6	5.4	8.7	0.25	0.40
③ _{2,1} 黏土	1.86	2.08	15.42	32.28	19.4	38.0	5.1	8.0	0.25	0.40
③ ₃ 黏土	1.92	2.17	26.73	53.46	28.8	48.0	6.3	10.2	0.25	0.40
⑤ ₁ 全风化砂质泥岩	1.82	2.12	9.12	23.22	20.3	52.8	6.6	9.2	0.20	0.40

2 土体力学参数智能反演

2.1 构建计算模型

根据图 2 建立二维有限元模型, 见图 3。模型长 113.2 m, 边坡左侧高度为 27.3 m, 右侧高度为 42.26 m, 共计 1 587 个单元和 1.329 2 万个节点。该模型对左侧和右侧边界施加水平方向的位移约束, 底部施加竖直方向的位移约束。航道内水位的高程为 9 m, 边坡模型的水头差为 4.5 m, 边坡为二级放坡, 每级放坡的坡比为 1:2.5, 坡间平台宽度为 2.5 m; 第 1 级放坡的深度为 3 m, 第 2 级放坡深度为 4.5 m。

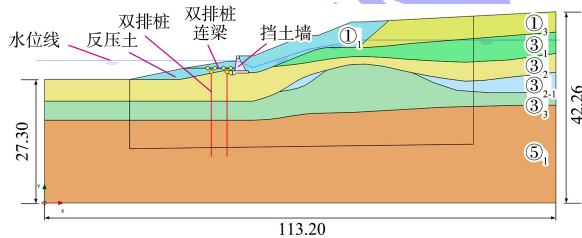


图 3 数值计算模型 (单位: m)

Fig. 3 Numerical calculation model (unit: m)

2.2 参数敏感性分析

数值计算采用摩尔库仑模型^[9-11], 且影响膨胀土边坡变形的土体参数主要有弹性模量 E 、黏聚力 c 以及内摩擦角 φ ^[12]。根据现场勘察主要影响的土层有①₁、①₃、③₁、③₂、③_{2,1} 以及③₃, 而⑤₁ 土层所处位置较深, 施工扰动以及渗流对土体

参数影响很小, 因此对主要影响的 6 个土层弹性模量 E 、黏聚力 c 以及内摩擦角 φ 进行正交设计试验, 共计 18 个影响因素, 再将 18 个影响因素按表 1 取值范围进行 3 等分, 共 4 个节点, 每个节点对应 1 个水平。其中水平 1 和水平 4 分别对应参数取值范围的最小值与最大值, 水平 2 和水平 3 分别对应另外 2 个节点, 最终正交设计见表 2, 并采用正交设计试验^[13-14] L64 (4^{21}) 的正交设计表。以现场测斜点 $A_1 \sim A_5$ 的水平位移 ($a_1 \sim a_5$) 为指标的多因素影响性分析, 其测点所处深度分别为 0.5、5.0、7.5、10.0 及 14.0 m, 所列出的正交试验参数组合见表 3, 其监测点的布置见图 4。以 0.5、5.0、7.5、10.0、14.0 m 深度处水平位移的平均值作为边坡变形的临界值, 文中以 0.5 m 测点深度下各因素极差为例分析, 见表 4, 可根据表中的极差值判断各因素对边坡变形的敏感性。

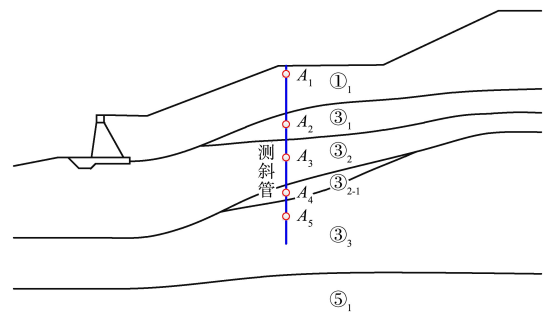


图 4 监测点布置

Fig. 4 Monitoring points layout

表 2 正交设计

Tab. 2 Orthogonal design

水平	E_1/MPa	c_1/kPa	$\varphi_1/(\text{°})$	E_2/MPa	c_2/kPa	$\varphi_2/(\text{°})$...	E_5/MPa	c_5/kPa	$\varphi_5/(\text{°})$	E_6/MPa	c_6/kPa	$\varphi_6/(\text{°})$
1	9.12	10.60	3.10	9.45	9.60	3.50	...	15.42	19.40	5.10	26.73	28.80	6.30
2	13.82	18.77	6.20	12.36	18.30	7.17	...	21.04	25.60	6.07	35.64	35.20	7.60
3	18.52	26.93	9.30	15.27	28.07	10.83	...	26.66	31.80	7.03	44.55	41.60	8.90
4	23.22	35.10	12.40	18.10	37.30	14.50	...	32.28	38.00	8.00	53.46	48.00	10.20

注：下角标 1~6 分别代表①素填土、③素填土、③₁粉质黏土、③₂黏土、③₂₋₁黏土、③₃黏土。

表 3 多因素正交分析结果

Tab. 3 Results of multi-factor orthogonal analysis

水平	E_1/MPa	c_1/kPa	$\varphi_1/(\text{°})$...	E_5/MPa	c_5/kPa	$\varphi_5/(\text{°})$	E_6/MPa	c_6/kPa	$\varphi_6/(\text{°})$	a_1/mm	a_2/mm	a_3/mm	a_4/mm	a_5/mm
1	13.82	35.10	9.30	...	15.42	19.40	5.10	35.64	48.00	8.90	4.0	2.4	2.1	1.2	0.1
2	18.52	26.93	3.10	...	21.04	25.60	5.10	44.55	48.00	7.60	3.4	1.9	1.6	1.1	0.1
3	18.52	26.93	12.40	...	21.04	19.40	6.07	26.73	35.20	10.20	5.4	3.1	2.6	1.8	0.2
4	18.52	35.10	9.30	...	32.28	31.80	6.07	26.73	41.60	6.30	5.9	4.9	4.9	0.7	0.1
⋮	⋮	⋮	⋮	...	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
61	9.12	10.60	6.20	...	15.42	31.8	7.03	53.46	48.00	10.20	4.5	2.6	2.5	0.8	0.1
62	18.52	18.77	9.30	...	15.42	31.80	7.03	35.64	41.60	6.30	5.4	3	2.2	1.4	0.1
63	9.12	35.10	12.40	...	21.04	25.60	5.10	26.73	41.60	8.90	4.4	2.5	2.1	1.4	0.1
64	13.82	18.77	12.40	...	32.28	31.80	6.07	53.46	28.80	7.60	4.3	2.6	2.0	1.3	0.6

表 4 0.5 m 深度处正交试验极差分析结果

Tab. 4 Range analysis results of orthogonal test at 0.5 m depth

水平	E_1/MPa	c_1/kPa	$\varphi_1/(\text{°})$	E_2/MPa	c_2/kPa	$\varphi_2/(\text{°})$...	E_5/MPa	c_5/kPa	$\varphi_5/(\text{°})$	E_6/MPa	c_6/kPa	$\varphi_6/(\text{°})$
K_{1j}	4.47	6.70	5.93	4.52	4.96	5.03	...	4.69	5.39	4.75	5.78	5.05	4.86
K_{2j}	4.55	4.37	4.9	4.64	4.83	4.89	...	4.69	4.73	4.97	4.91	4.89	5.11
K_{3j}	5.02	4.26	4.38	5.21	4.63	4.94	...	4.86	4.79	4.71	4.65	4.93	4.93
K_{4j}	5.54	4.25	4.37	5.21	5.16	4.73	...	5.33	4.66	5.15	4.23	4.71	4.68
R_j	1.07	2.45	1.56	0.69	0.53	0.30	...	0.64	0.73	0.44	1.55	0.34	0.43

注： K_{1j} 、 K_{2j} 、 K_{3j} 、 K_{4j} 及 R_j 分别为因素 j 在水平 1、2、3、4 下的统计参数及相应的极差。

为更直观分析不同因素在不同测点深度下的敏感性，以不同测点深度为 x 轴，以各因素的极差值为 y 轴，绘制曲线见图 5。

由图 5 可看出，在测点深度为 0.5、5.0、7.5、10.0、14.0 m 时，分别所对应最大的敏感性参数为③₂ 土层的弹性模量 E_4 、③₂ 土层的黏聚力 c_4 、③₂ 土层的黏聚力 c_4 、③₃ 土层的弹性模量 E_6 、

③₃ 土层的黏聚力 c_6 ，且弹性模量 E_4 与 E_6 的敏感性大小随测点深度的增加而减小，而黏聚力 c_4 与 c_6 的敏感性大小随测点深度的增加先增大后减小。综合上述分析可得出，主要影响膨胀土边坡变形的土体参数为③₂ 与③₃ 土层的弹性模量与黏聚力，因此在实际工程中应尽量提高土体的弹性模量与黏聚力，以减小膨胀土边坡的变形。

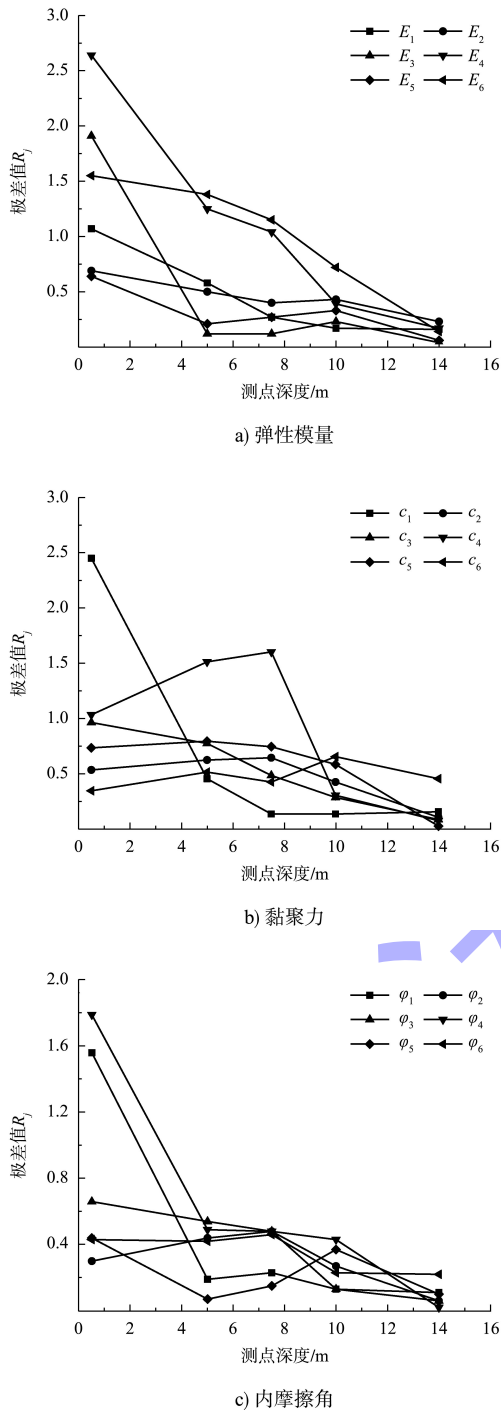


图 5 各影响因素的敏感性随测点深度变化关系曲线
 Fig. 5 Variation Curves of sensitivity of each influencing factor with depth of measuring point

2.3 最小二乘支持向量机

本文采用一个多输入、多输出的最小二乘支持向量机(LS-SVM)回归预测模型, 是基于支持向量机改进而来, 相较于支持向量机而言, 对非线性信号的处理速度与精度有着较大的提升^[15]。本文以边坡土体不同深度下测点水平位移的预测为

例, 利用最小二乘支持向量机建立预测模型的过程如下。

根据表 2 的影响因素, 假设影响因素为 $x_i (i = 1, 2, \dots, 18)$, 将影响因素作为预测模型中的输入变量, 以图 2 中测斜孔下 0.5、5.0、7.5、10.0、14.0 m 分别对应水平位移 $a_1 \sim a_5$ 为输出变量 Y_i , 其边坡不同深度处水平位移的预测定义公式为:

$$Y_i = f(x_1, x_2, \dots, x_{18}) \quad (1)$$

式中: i' 为测点编号, f 为非线性映射函数。

假设 $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n, Y_i)$ 为一个训练样本, 为防止样本数据分布不均而影响训练结果, 需要将数据样本进行归一化处理^[16], 从而构建边坡不同深度下水平位移预测模型的训练集为 $\tilde{Q} = \{(\tilde{x}_i, \tilde{y}_i)\}_{i=1}^N$, 其中 \tilde{x}_i 、 \tilde{y}_i 分别为归一化后输入量和输出量, 其值在 0~1 区间, 并将训练样本集由低维转化为高维特征空间问题, 在高维特征空间进行线性拟合, 得出优化的回归函数为^[17]:

$$y_i = w \cdot \phi(x) + b \quad (2)$$

式中: w 为权向量, $\phi(x)$ 为非线性映射函数, b 为偏置项。

基于最小二乘函数和等式约束条件下, 在 Suykens 等^[18]研究的基础上, 利用样本训练集 $\tilde{Q} = \{(\tilde{x}_i, \tilde{y}_i)\}_{i=1}^N$ 进行预测, 建立了最小二乘支持向量机的目标函数 J 为:

$$\min J(w, \delta_i) = \frac{1}{2} \|w\|^2 + \frac{1}{2} C \sum_{i=1}^k \delta_i^2 \quad (3)$$

式中: C 为惩罚参数, δ_i 为误差松弛变量。

式(3)的约束条件为:

$$\tilde{y}_i = w \cdot \phi(\tilde{x}) + b + \delta_i \quad (4)$$

文中采用径向基核函数(RBF), 其公式为:

$$T(x, x_i) = \exp\left(\frac{-\|x - x_i\|^2}{\sigma^2}\right) \quad (5)$$

式中: σ 为形状参数。

最小二乘支持向量机的输出函数为:

$$y_i = \sum_{i=1}^l \alpha_i T(x, x_i) + b \quad (6)$$

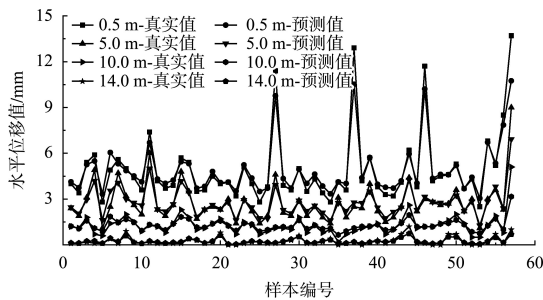
式中: α_i 为 Lagrange 乘子。

综上所述, 在最小二乘向量机中, 通过设置核函数 σ 参数和惩罚参数 C , 再经过网格搜索法

与交叉验证, 从而寻找模型最优解。

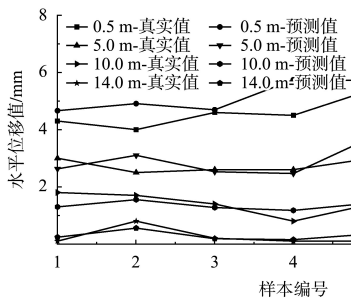
2.4 最小二乘支持向量机模型预测效果分析

将表3的前57组输入参数与输出参数代入模型进行训练, 后7组数据用于预测, 因在测点深度5.0和7.5 m时的敏感性最大的都为③₂土层的黏聚力 c_4 , 故只展示在0.5、5.0、10.0、14 m深度处训练集和测试集预测效果, 见图6。



注: $E_{ms}=0.20611, R^2=0.96125$ 。

a) 训练集预测效果对比



注: $E_{ms}=0.18135, R^2=0.94537$ 。

b) 测试集预测效果对比

图6 训练集与测试集预测效果对比曲线

Fig. 6 Comparison curves of prediction effect between training set and testing set

由图6可看出, 数值模拟计算得到的真实值与模型计算的预测值大致相等, 且变形趋势一致, 训练集预测结果中的均方误差 E_{ms} 为0.20611, 决定系数 R^2 为0.96125; 测试集预测结果中的 E_{ms} 为0.18135, R^2 为0.94537。 E_{ms} 越小, 且 R^2 越接近1时, 预测效果越准确。从结果来看, 训练集预测结果与测试集预测结果中的 R^2 都大于0.9, 说明利用最小二乘支持向量机构建的模型预测效果很好, 满足要求。

2.5 土体力学参数智能反演可靠性分析

在数值模拟中将膨胀土边坡处治修复主要分为4个工况: 工况1主要是消除自重应力影响;

工况2先进行河床清理, 并在航道内靠近南岸边坡横向宽9 m、纵向长94 m进行围堰钢管桩施工, 围堰筑设完成后即可排水和反压土开挖平整; 工况3先进行施工场地布置, 再进行现场钻孔以及下放钢筋笼和灌注桩基混凝土, 最后进行帽梁的制作与施工; 工况4在连梁双排抗滑桩达到设计强度后, 再对围堰进行拆除, 使原施工场地进行回水。

将典型断面处工况3深度为0.5、5.0、7.5、10.0及14.0 m的水平位移监测值代入反演模型中, 反分析出工况3完工后的土体参数, 见表5。再将反演出的土体参数进行正演计算相同监测点处工况4的边坡土体深层水平位移值, 见图7。

表5 反演后各土层力学参数

Tab. 5 Mechanical parameters of each soil layer after inversion

土层	弹性模量 E /MPa	黏聚力 c /kPa	内摩擦角 φ (°)
① ₁ 素填土	23.22	35.1	12.4
① ₃ 素填土	18.18	18.8	10.8
③ ₁ 粉质黏土	20.28	22.5	5.8
③ ₂ 黏土	31.83	29.3	8.5
③ ₂₋₁ 黏土	26.40	24.8	7.0
③ ₃ 黏土	26.62	32.8	6.3

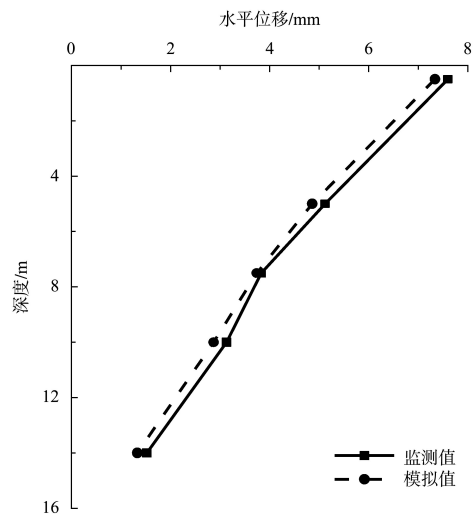


图7 边坡深层水平位移模拟值与监测值对比曲线

Fig. 7 Comparison curve between simulated and monitored deep horizontal displacement of slope

由图7可看出, 工况4下不同监测点深度水平位移的模拟值与监测值在变形值和变形趋势上有很好的 consistency。为进一步定量地评价参数反演

的效果, 将不同测点深度处的水平位移与相应工况下的监测数据进行对比, 见表 6。

表 6 反演模拟值与监测值对比
Tab. 6 Comparison of inversion simulation value and monitoring value

深度/m	工况 4 水平位移/mm		相对误差/%
	模拟值	监测值	
0.5	7.34	7.60	3.42
5.0	4.86	5.12	5.08
7.5	3.74	3.83	2.35
10.0	2.87	3.13	8.31
14.0	1.33	1.52	12.50

由表 6 可知, 随着监测点深度的增加, 反演模拟值与监测值的相对误差大致呈增大的趋势, 且存在些许振荡, 但整体上具有一致性, 满足工程需求。

3 最不利工况下边坡变形预测分析

为预测处治后膨胀土边坡可能出现的最不利工况下的稳定性, 选取“航道水位上涨+降雨+地震”作为最不利工况对膨胀土边坡进行数值计算。

在汛期测得水位高程在 8.5~9.6 m, 因此模拟取水位条件为 9.6 m; 通过对施工地区历史降雨量分析, 模拟中选取降雨边界条件为 250 mm/d; 根据 JTS 146—2012《水运工程抗震设计规范》^[19] 规定, 水运工程所在地区受到地震的影响程度, 用抗震设防烈度与地震加速度表示, 见表 7。采用抗震设防烈度为 6 度, 相应地取地震边界条件为水平加速度 0.05g, 其他条件不变, 最后计算得到边坡安全系数变化规律见图 8。

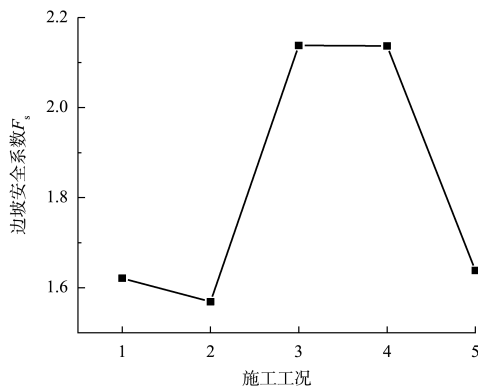


图 8 不同工况下边坡安全系数变化曲线
Fig. 8 Variation curve of slope safety factor under different working conditions

表 7 抗震设防烈度与设计基本地震加速度值的对应关系
Tab. 7 Corresponding relationship between seismic fortification intensity and basic seismic acceleration

抗震设防烈度	6 度	7 度	8 度	9 度
设计基本地震加速度值	0.05g	0.10g 或 0.15g	0.20g 或 0.30g	0.40g

由图 8 可看出, 从工况 1 到工况 2, 可能因施工扰动导致土体参数弱化、围堰排水导致挡土墙临水侧的水压减小以及反压土开挖导致挡土墙的被动土压力减小, 使得边坡安全系数有所降低; 从工况 2 到工况 3, 因连梁双排抗滑桩的施工使得边坡的抗滑力有了显著提升, 使得边坡安全系数显著提高; 从工况 3 到工况 4, 由于围堰的拆除及回水, 挡土墙临水侧的水压增加, 但相较于工况 3 所增加的边坡抗滑力而言, 可以忽略不计, 使得该阶段的边坡安全系数基本保持不变; 从工况 4 到工况 5, 主要是由于地震增加了 0.05g 的水平加速度, 从而导致边坡的重力增加, 使边坡下滑力也增加, 故而边坡的安全系数有所降低。根据 GB 50330—2013《建筑边坡工程技术规范》^[20] 规定, 在安全等级为二级的永久边坡地震工况下, 边坡稳定安全系数为 1.10, 而工况 5 的边坡安全系数为 1.64, 大于规范中的 1.10, 满足工程需求。

将最不利工况与天然工况下连梁双排抗滑桩的变形与受力对比分析, 见图 9。由图 9a) 可看出, 在不同工况下, 前排桩与后排装的桩体位移相差最大分别位于桩顶与桩深 1.5 m 处, 差值分别为 14.71、14.92 mm, 导致前后排桩产生差异的主要原因是由于双排桩连梁产生扭曲变形, 使后排桩的变形略大于前排桩, 且不同工况下, 同排桩的位移突变桩深一致; 由图 9b) 可看出, 在相同工况下, 前排桩与后排桩弯矩最大的位置分别位于桩深 14.0、17.9 m 处, 且在弯矩最大处有突变; 在不同工况下, 同排桩的弯矩最大的位置一致, 但最不利工况下的弯矩大于天然工况下的弯矩, 主要原因是地震增加了向航道内 0.05g 的水平加速度, 使得最不利工况下的双排桩受力大于天然工况下的双排桩受力。综上所述, 连梁双排桩处治修复后的边坡运营过程中, 在有水位上

涨、降雨、地震发生期间，应加强对膨胀土边坡的变形与抗滑桩应力的监测，防止事故的发生。

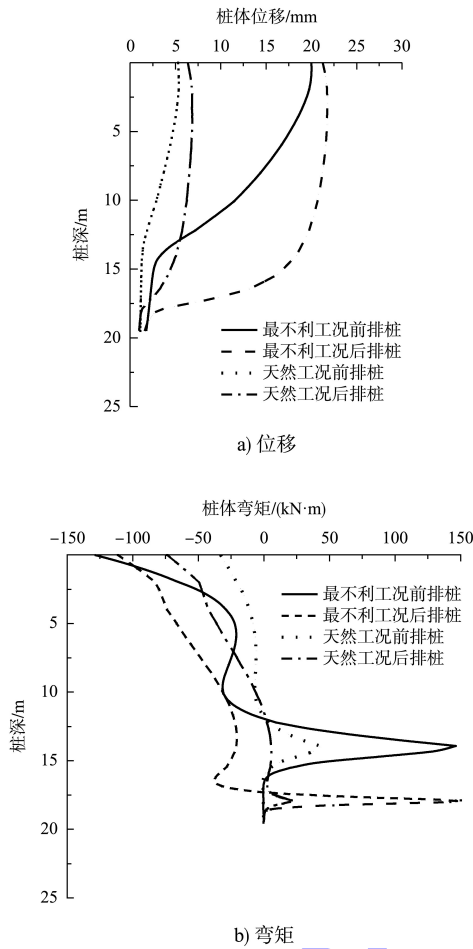


图9 不同工况下桩体位移与弯矩随桩深变化关系

Fig. 9 Relationship of pile displacement and bending moment with pile depth under different working conditions

4 结论

1) 通过对膨胀土边坡土体参数进行敏感性分析，得出了在测点深度 5.0 m 和 7.5 m 时的敏感性最大的都为③₂ 土层的黏聚力 c_4 ，且弹性模量 E_4 与 E_6 的敏感性大小随测点深度的增加而减小，而黏聚力 c_4 与 c_6 的敏感性大小随测点深度的增加先增大后减小。

2) 通过利用最小二乘支持向量机构建反演模型，得到最小二乘支持向量机的训练集的决定系数 R^2 为 0.961 25，测试集的决定系数 R^2 为 0.945 37，均大于 0.9，验证了反演模型满足要求。

3) 通过将反演后的土体参数代入有限元软件中，计算下一个工况(工况 4)的边坡土体深层水

平位移与同工况下的监测数据进行对比，反演模拟值与监测值有很好的—致性，满足工程要求。

4) 通过对最不利工况下边坡的变形预测分析，得到了最不利工况下边坡安全系数为 1.64，大于 GB 50330—2013《建筑边坡工程技术规范》的 1.10，满足工程需求。通过对双排桩的变形与受力分析，在相同工况下，后排桩的变形略大于前排桩，且前排桩与后排桩的弯矩最大值和突变位置分别位于桩深 14.0、17.9 m 处；在不同工况下，同排桩的弯矩最大值所处桩深相同。

参考文献:

[1] SHI B, JIANG H T, LIU Z B, et al. Engineering geological characteristics of expansive soils in China[J]. Engineering geology, 2002, 67(1/2): 63-71.

[2] 徐永福, 程岩, 唐宏华. 膨胀土边坡失稳特征及其防治技术标准化[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2022, 53(1): 1-20.

[3] 张震, 林宇亮, 何红忠, 等. 膨胀土边坡的失稳特征与稳定性分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2022, 53(1): 104-113.

[4] KAVANAGH K T, CLOUGH R W. Finite element applications in the characterization of elastic solids[J]. International journal of solids and structures, 1971, 7(1): 11-23.

[5] OKUI Y, TOKUNAGA A, SHINJI M, et al. New back analysis method of slope stability by using field measurements[J]. International journal of rock mechanics and mining sciences, 1997, 34(3/4): 1-16.

[6] GHORBANI M, SHARIFZADEH M. Long term stability assessment of Siah Bisheh powerhouse cavern based on displacement back analysis method [J]. Tunnelling & underground space technology, 2009, 24(5): 574-583.

[7] 王新, 梁桂兰. 基于人工蜂群算法的船闸高边坡岩体力学参数反分析[J]. 科学技术与工程, 2013, 13(1): 102-107.

[8] 杨昊庆, 张璐璐, 郑文棠, 等. 降雨入渗条件下分层非饱和土质边坡随机反分析[J]. 武汉大学学报(工学版), 2016, 49(5): 641-647, 682.

[9] ABBO A J, SLOAN S W. A smooth hyperbolic approximation to the Mohr-Coulomb yield criterion [J]. Computers & structures, 1995, 54(3): 427-441.