

复杂地质条件下基坑支护设计及其变形控制效果研究

Research on the Design and Deformation Control Effect of Foundation Pit Support under Complex Geological Conditions

祁润平

(中化学建设投资集团有限公司, 北京 102300)

摘要: 为确保复杂地质条件下的基坑安全施工, 结合基坑勘察成果开展其支护措施设计, 通过变形预测等手段评价支护措施的变形控制效果。以某地质条件复杂的工程为例进行分析, 结果表明: 对基坑支护进行分区设计, 即 I 区段支护措施设计为“锚索+双排支护桩”, II 区段支护措施设计为“土钉墙+放坡”, III 区段支护措施设计为“锚索+单排支护桩”, 并经配筋计算、稳定性计算, 支护措施均满足要求; 在基坑变形控制效果评价结果中, 现阶段的变形值为 12.93~28.1mm, 后续预测阶段的变形值为 24.94~28.52mm, 均在变形控制范围内, 说明基坑支护措施是合理有效的。

关键词: 基坑; 支护设计; 地质条件; 变形预测

中图分类号: TU47 文献标志码: A 文章编号: 1005-8249 (2024) 02-0092-06

DOI: 10.19860/j.cnki.issn1005-8249.2024.02.017

QI Runping

(China National Chemical Construction Investment Group Co., Ltd., Beijing 102300, China)

Abstract: To ensure the safe construction of foundation pits under complex geological conditions, the design of support measures is carried out based on the results of foundation pit survey, and the deformation control effect of support measures is evaluated through deformation prediction and other means. Take a project with complex geological conditions as an example to analyze. The results show that the partition design of foundation pit support should be carried out, that is, the support measures in section I are designed as " anchor cables+double row support piles", the support measures in section II are designed as " soil nail walls+sloping", and the support measures in section III are designed as " anchor cables+single row support piles". After reinforcement calculation and stability calculation, the support measures all meet the requirements; In the evaluation results of the deformation control effect of the foundation pit, the current deformation value ranges from 12.93 to 28.41mm, and the subsequent predicted deformation value is 24.94 to 28.52mm, all within the deformation control range, indicating that the foundation pit support measures are reasonable and effective.

Keywords: foundation pit; support design; geological conditions; deformation prediction

0 引言

近年来, 随着城市建设发展的加快, 建设工程

数量越来越多, 地质条件、环境条件也更加复杂, 因此开展复杂地质条件下基坑支护设计及其变形控制研究具有重要现实意义^[1-2]。目前, 在基坑支护设计研究方面, 已有很多研究成果, 如王吉豪等^[3]开展深基坑施工过程中的土体变形分析; 江焕钊等^[4]进行了环形超大基坑支护设计评价; 李章杰等^[5]评价了多类支护体系的适用性评价, 但考虑到基坑所处地质条件差异, 需结合工程实际进行基坑支护设计研究。在基坑施工过程中, 基坑变形监测是必要

作者简介: 祁润平 (1973—), 硕士, 高级工程师, 主要研究方向: 岩土工程的设计与施工管理。

收稿日期: 2023-10-23

的, 基坑变形数据能有效反馈基坑支护措施的运行效果, 一方面, 根据现有监测成果能有效评价基坑支护措施的运行现状; 另一方面, 通过变形预测能有效掌握基坑变形发展趋势, 进而可评价基坑支护措施的后续运营状态。通过这两方面的联合分析来充分掌握基坑支护效果^[6-7]。

综合上述, 以复杂地质条件下基坑为背景, 先开展其基坑支护设计, 并结合变形监测成果, 通过变形预测等手段评价支护措施的变形控制效果, 为其安全施工提供理论依据。

1 工程概况

1.1 工程基本信息

某建筑规划用地面积约 5217.55 m², 拟建建筑地上 28 层, 地下 2 层, 其中基坑面积 4628.50 m²。拟建基坑平面较为规整, 如图 1 所示。

调查资料显示, 北侧紧邻民用住宅建筑, 其与基坑净距为 13.5~14.2 m, 层高 12 层, 无地下室, 基础为桩基; 南侧临近道路, 路宽 24 m, 净距最小 25.6 m; 西侧紧邻民用住宅建筑, 其与基坑净距为 18.6 m, 层高 4 层, 无地下室, 基础为地基处理后的浅基础; 东侧紧邻家具工厂, 为三跨单层钢结构, 基础形式为天然基础。

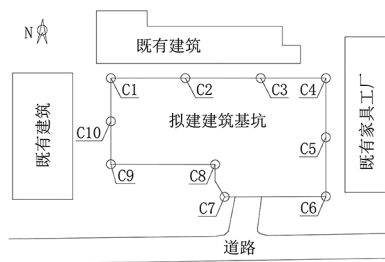


图 1 基坑平面示意图

Fig. 1 Schematic plan of foundation pit

1.2 工程地质条件

1.2.1 地形地貌条件

地形条件具冲积平原地貌, 区内及周边高程为 705.49~710.82 m, 高差 5.33 m, 起伏较小, 总体地势较为平坦, 只是局部有一洼地。

1.2.2 地质岩性条件

根据钻探成果, 将基坑内地层岩性自上而下分为:

①填土层。主要分布于浅表层, 以素填土、杂

填土为主, 其中, 素填土岩性多为粉质黏土, 灰色、灰黑色, 可塑~硬塑, 偶见夹碎块石, 粒径 10~15 cm, 压缩性较高; 杂填土多为建材垃圾, 结构松散, 稍湿, 厚度分布不均。

②耕土层。褐黄色, 多为粉质黏土, 夹杂角砾, 稍湿, 固结性差, 厚度分布不均, 含有大量植物根系。

③粉质黏土层。灰色、黄褐色, 可塑, 压缩性较高, 无振捣反应, 具一般光泽, 韧性、强度中等, 总体较为均质, 夹杂少量角砾。

④角砾层。黄褐色, 稍密, 湿, 具较差的磨圆度, 多为次棱角状; 结构较为松散, 孔隙由粉质黏土填充。

⑤碎石层。颜色杂乱, 稍湿, 稍密~中密, 具较差的磨圆度, 多为次棱角状, 岩性主要为砂、泥岩, 大于 2 cm 粒径的碎石含量约 60%~65%, 级配较差。

⑥粉质黏土层。灰色、黑色, 可塑, 稍有光泽, 广泛分布于坑底附近, 均匀性较好, 韧性、强度也一般, 含有少量角砾, 含量多小于 8%。地层的分布厚度和各层物理力学特征参数见表 1。

1.2.3 水文地质条件

区内地表水不发育, 主要是雨季时于洼地形成一定量的地表水体, 水量受季节性影响较大。地下水的赋存地层相对较为单一, 仅④角砾层、⑤碎石层属含水层, 但其厚度较小, 并经现场试验, 此两层的承压性较弱; 同时, 在上部地层中, 局部含有少量的上层滞水, 水位受降雨影响较大, 多在 7~9 月丰水期水位稍高, 2~3 月时的水位逐步降低。

2 基坑支护设计

2.1 基础设计参数

根据 JGJ 120—2012《建筑基坑支护技术规程》规定, 此基坑的安全等级为一级。结构重要性系数为 1.1, 支护结构使用年限设计为大于 2 年, 基坑周边超载为 45 kPa, 作用宽度为 6.5 mm, 作用深度为 2.0 m。

2.2 支护方案设计

将图 1 中各监测点位按逆时针顺序分区设计: C4~C1 为 I 区段, C1~C6 范围为 II 区段, C6~C4 范围为 III 区段, 三类支护形式如图 2 所示。

具体支护设计如下:

① I 区段支护结构。由于此段近接既有建筑的距离较小, 且既有建筑工程重要性相对最强, 因此,

岩土力学

表 1 土层物理力学参数及厚度分布规律
Table 1 Physical and mechanical parameters and thickness distribution law of soil layer

地层	土层物理力学参数						基坑土层分布厚度/m			
	重度 / (kN · m ⁻³)	承载力特征值/kPa	压缩模量 /MPa	侧摩阻力/kPa	黏聚力/kPa	内摩擦角/°	东侧	南侧	西侧	北侧
①填土层	18.5	60	6.43	-13.5	21.64	12.13	0~1.2	0.5~1.2	0.0~0.8	0.9~1.1
②耕土层	15.8				15.35	8.32	0.6~1.4		0.6~1.7	
③粉质黏土层	19.4	100	9.24	39.8	20.73	12.38	5.2~11.6	2.8~4.5	2.9~9.3	5.4~9.2
④角砾层	20.6	145	24.86	120.4	0	36.50	—	0.6~0.9	—	0.0~0.9
⑤碎石层	21.3	270	31.58	155.5	0	39.26	1.3~2.5	1.3~1.8	1.5~2.9	1.2~2.2
⑥粉质黏土层	20.3	135	12.09	75.5	27.02	18.51	12.5~19.8	8.8~13.8	7.2~16.2	13.4~19.8

将此区段支护形式设计为“锚索+双排支护桩”，其中，锚索沿纵向设计 3 道，最上面一道设置于冠梁处，总长度 22 m（自由段 6 m+锚固段 16 m），孔径 15 cm，倾角 15°，采用一桩一锚形式，中心配置直径 17.8 mm 的钢绞线，锁定荷载设计为 400 kN，其下两排锚索基础参数一致，相邻竖向锚索间距为 2.5 m。两排支护桩直径设计为 1.4 m，中心距设计为 3.0 m，桩长设计为 22.5 m，桩身采用 C35 混凝土，并配置钢筋。当施做完支护桩后，于其顶部设置冠梁，其尺寸为 0.8 m×1.4 钢筋混凝土。

②Ⅱ区段支护结构。在此区段范围内，基坑与既有

建筑或道路间的间距较大，因此，支护形式设计为“土钉墙+放坡”。其中，在基坑顶部进行放坡处理，坡率设计为 1:1；下部土钉墙厚度设计为 40 mm，土钉直径为 25 mm，长度为 7.5 m，中心插入直径 16 mm 的钢筋，竖向、横向间距设计为 1.0 m×1.0 m。

③Ⅲ区段支护结构。此区段内既有建筑高度有限，因此，支护形式设计为“锚索+单排支护桩”，锚索竖向设计 4 道锚索，竖向间距及基础尺寸参数与 I 区段设计一致；支护桩尺寸也是与 I 区段设计一致，顶部依旧设计冠梁，尺寸为 0.8 m×1.4 m。

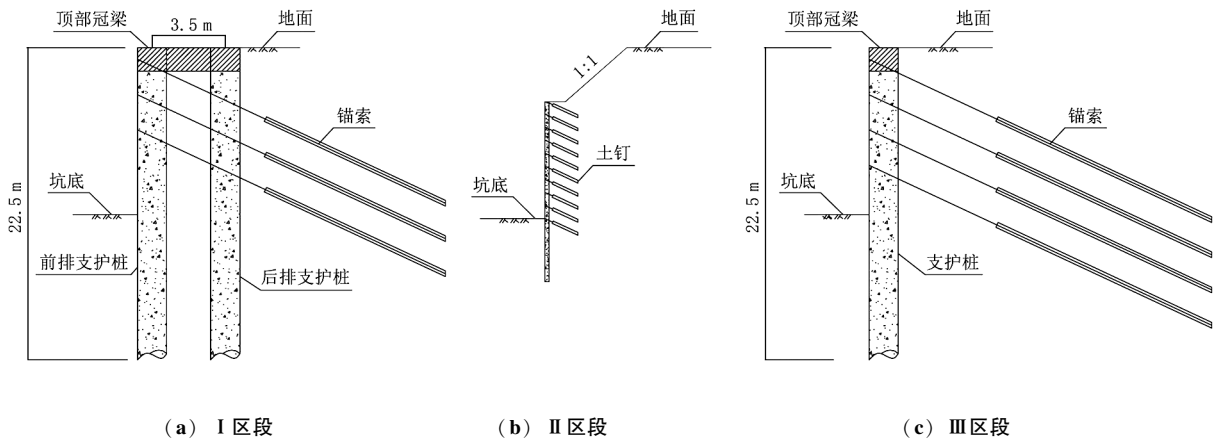


图 2 三类支护形式的示意图
Fig. 2 Schematic diagram of three types of support forms

2.3 支护措施计算

(1) I 区段的计算结果

结合 I 区段支护形式，将其计算内容划分为配筋计算及稳定性计算。

首先，通过计算，按不利原则，得到此区段的弯矩范围为 430.85~406.81 kN·m，剪力最大值为 234.89 kN，轴力 *N* 和弯矩 *M* 的配筋计算公式为：

$$N \leq aa_1 f_c A (1 - \frac{\sin 2\pi a}{2\pi a}) + (a - a_1) f_y A_s \quad (1)$$

$$M \leq \frac{2}{3} a_1 f_c A r \frac{\sin^3 \pi a}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi a + \sin \pi a_t}{\pi} \quad (2)$$

式中：*A* 为支护桩的截面积；*A_s* 为纵向钢筋的截面积；*a_t*、*a* 为面积比的特征参数；*f_y* 为纵向钢筋的设计值；*f_c* 为支护桩的混凝土强度；*r*、*r_s* 为支护桩的

半径和钢筋的半径。

据式 (1) 和 (2) 计算, 每根支护桩设计 30 根直径 22 mm 的钢筋, 箍筋采用螺旋式, 直径设计为 12 mm; 在此配筋基础上, 弯矩设计值范围为 483.46 kN·m, 剪力设计值为 294.58 kN, 满足要求。

其次, 再利用下式开展支护措施的稳定性计算:

$$K_w = \frac{M_p}{M_a} \quad (3)$$

式中: K_w 为相应工况条件下的稳定性系数; M_p 为支护结构的抵抗弯矩; M_a 为倾覆弯矩。

由于此段支护设计了 3 道锚索, 将每道锚索施工后设计为一个计算工况, 即共设计 3 个稳定性计算工况, 结果为:

工况 1: $K_{w1} = 20156.82/2054.08 = 9.81 \geq 1.25$ 。

工况 2: $K_{w2} = 17421.66/2054.08 = 8.48 \geq 1.25$ 。

工况 3: $K_{w3} = 11605.71/2054.08 = 5.65 \geq 1.25$ 。

据上, 此段支护结构满足稳定性要求。

(2) II 区段的计算结果

结合此段支护措施特征, 主要开展其稳定性计算, 计算公式为式 (3), 且将计算工况设计为 2 个, 即顶部放坡后 (工况 1) 和土钉墙施做完后 (工况 2), 两类工况结果为:

工况 1: $K_{w1} = 5318.22/1876.91 = 2.83 \geq 1.25$ 。

工况 2: $K_{w2} = 3150.89/1876.91 = 1.68 \geq 1.25$ 。

据上, 此段支护结构也满足稳定性要求。

(3) III 区计算结果

此区计算与 I 区相当。首先, 此区段的弯矩范围为 412.83 ~ 387.95 kN·m, 剪力最大值为 224.07 kN, 经计算, 将支护桩配筋设计为: 每根支护桩设计 28 根直径 22 mm 的钢筋, 箍筋也采用螺旋式, 直径设计为 12 mm。在此配筋基础上, 弯矩设计值范围为 456.80 kN·m, 剪力设计值为 270.49 kN, 满足要求。

其次, 在稳定性计算过程中, 也结合此区段锚索设计特征, 共设计了 4 个计算工况, 结果为:

工况 1: $K_{w1} = 15280.49/1946.80 = 7.85 \geq 1.25$ 。

工况 2: $K_{w2} = 13490.55/1946.80 = 7.16 \geq 1.25$ 。

工况 3: $K_{w3} = 12517.46/1946.80 = 6.43 \geq 1.25$ 。

工况 4: $K_{w4} = 11058.91/1946.80 = 5.68 \geq 1.25$ 。

据上, 此段支护结构也满足稳定性要求。

通过上述计算, 三个区段内的支护措施均满足计算要求, 验证了各类支护措施的有效性。

3 变形控制效果研究

3.1 评价方法的构建

为合理评价基坑支护措施的变形控制效果, 将其评价思路设定为两方面: 其一, 将监测时段内的累计变形量与变形控制值进行对比, 评价监测时段内的变形控制效果; 其二, 对基坑进行变形预测, 并将其后变形与变形控制值进行对比, 评价预测时段内的变形控制效果。以支持向量机 (Support Vector Machine, SVM) 构建基坑变形预测模型。根据 SVM 原理, 其训练函数 $f(x)$ 为:

$$f(x) = \mathbf{W}^T \varphi(x) + b \quad (4)$$

式中: b 为偏置向量; \mathbf{W}^T 为权值向量; $\varphi(x)$ 为激励函数; x 为输入信息。

开展训练过程的约束设置, 即:

$$L = \min \frac{1}{2} (a - a^*)^T Q (a - a^*) + \varepsilon \sum_{i=1}^l (a_i + a_i^*) + \sum_{i=1}^l f(x_i) (a_i - a_i^*) \quad (5)$$

式中: L 为约束目标; l 为训练集个数; a_i 、 a_i^* 为乘子参数; Q 为核参数; ε 为损失参数。

进一步将训练函数的预测形式表示为:

$$Y_i = \sum_{i=1}^l (-a_i - a_i^*) \phi(x) + b \quad (6)$$

式中: Y_i 为预测值。

根据 SVM 的应用经验, 参数 b 及 \mathbf{W}^T 对预测精度具有较大影响, 因此, 提出通过生物地理学优化算法 (Biogeography Based Optimization, BBO) 开展此两参数的寻优处理, 寻优流程如图 3。

考虑基坑变形的非线性特征, 其预测结果会存在预测误差, 因此, 提出利用混沌理论 (Chaos Theory, CT) 进行误差弱化预测。

由 CT 的基本原理, 先计算混沌指数 λ :

$$\lambda = \frac{1}{t_M - t_0} \sum_{i=0}^M \ln \frac{l_i}{L_i} \quad (7)$$

式中: M 为频次参数; l_i 为重构后距离参数; t_M 、 t_0 为时间参数; L_i 为初始距离参数。

当 λ 大于 0 时, 即可开展 CT 补充预测, 因此, 基坑变形预测模型最终确定为 BBO-SVM-CT。

岩土力学

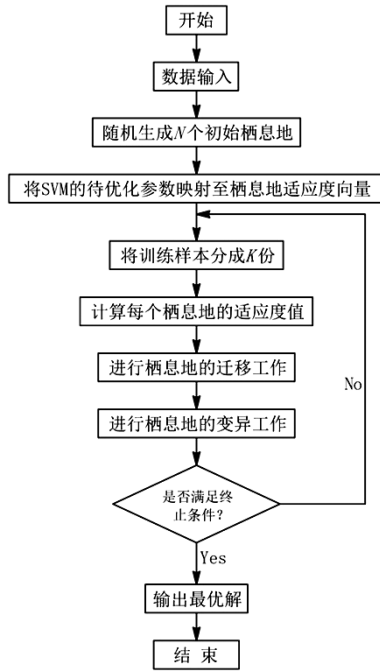


图3 BBO的寻优流程
Fig. 3 Optimization process of BBO

3.2 现有变形结果评价

按一天一次的监测频率，10个监测点的累计变形值为12.93~28.41 mm，平均值为21.56 mm，均在变形控制值范围内，结果见表2。

3.3 变形预测结果评价

以C2监测点为例，对比不同阶段的预测效果，验证BBO-SVM-CT预测模型的合理性，见表3。在29~33期相应验证节点处，从SVM→BBO-SVM→BBO-SVM-CT，相对误差 X_T 具持续减小趋势，且三类模型的 X_T 均值依次为3.61%、2.83%和2.21%，说明BBO-SVM-CT构建合理，实现基坑变形的高精度预测。

类比，再利用BBO-SVM-CT开展其他监测点的变形预测，结果见表4。据表4，4个监测点在29~33期的验证结果中， X_T 值相当，且4个监测点的 X_T 均值依次为2.21%、2.19%、2.14%及2.25%，得出4个监测点的预测效果相当，均具有较优预测精度，验证了BBO-SVM-CT在基坑变形预测中的适用性。

表2 基坑现阶段变形值

Table 2 Current deformation values of foundation pits

C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
22.18	24.08	19.54	12.93	25.82	17.68	28.41	20.75	24.82	19.43

表3 C2监测点在不同预测模型中的预测结果

Table 3 Prediction results of C2 monitoring points in different prediction models

监测周期/d	水平位移/mm	SVM的预测结果		BBO-SVM的预测结果		BBO-SVM-CT的预测结果	
		预测值 K_T /mm	相对误差 X_T /%	预测值 K_T /mm	相对误差 X_T /%	预测值 K_T /mm	相对误差 X_T /%
29	21.11	20.36	3.54	20.48	2.96	20.64	2.23
30	21.87	21.06	3.70	21.27	2.75	21.39	2.17
31	22.72	21.91	3.60	22.10	2.76	22.23	2.18
32	23.38	22.55	3.57	22.71	2.90	22.88	2.15
33	24.08	23.20	3.66	23.41	2.79	23.52	2.32

表4 C2、C5、C7及C9监测点的预测结果

Table 4 Prediction results of C2, C5, C7 and C9 monitoring points

监测周期/d	C2的预测结果			C5的预测结果			C7的预测结果			C9的预测结果		
	水平位移/mm	预测值 K_T /mm	相对误差 X_T /%	水平位移/mm	预测值 K_T /mm	相对误差 X_T /%	水平位移/mm	预测值 K_T /mm	相对误差 X_T /%	水平位移/mm	预测值 K_T /mm	相对误差 X_T /%
29	21.11	20.64	2.23	22.98	22.47	2.19	25.56	25.03	2.10	22.09	21.61	2.15
30	21.87	21.39	2.17	23.76	23.21	2.30	26.24	25.63	2.30	22.84	22.31	2.30
31	22.72	22.23	2.18	24.39	23.83	2.33	26.85	26.29	2.08	23.45	22.90	2.34
32	23.38	22.88	2.15	25.29	24.77	2.08	27.48	26.87	2.22	24.31	23.79	2.17
33	24.08	23.52	2.32	25.82	25.30	2.02	28.41	27.85	1.98	24.82	24.25	2.28
34		23.91			25.61			28.12			24.70	
35		24.23			25.94			28.30			24.98	
36		24.70			26.12			28.38			25.20	
37		24.94			26.38			28.52			25.47	

经34~37期外推预测，得出4个监测点的变形虽会进一步增加，但增加速率较小，累计变形趋于稳定，且4个监测点最终累计变形为24.94~

28.52 mm，在变形控制值范围内，说明其在预测时段内的变形控制效果也较优。

4 结论

以工程案例研究复杂地质条件下的基坑支护设计及其变形控制效果, 得到主要结论如下:

(1) 基坑地质条件较为复杂, 对基坑支护进行分区设计, 即 I 区段支护措施设计为“锚索+双排支护桩”, II 区段支护措施设计为“土钉墙+放坡”, III 区段支护措施设计为“锚索+单排支护桩”。

(2) 在基坑变形控制效果研究中, 现阶段的变形值为 12.93~28.41 mm, 后续预测阶段的变形值为 24.94~28.52 mm, 均在变形控制范围内, 充分说明基坑支护措施是合理有效的。

参 考 文 献

[1] 王长青, 王坦, 熊育久. 长春地铁站深基坑支护设计方案

(上接第 91 页) 较小时, 边坡与隧道联合地层稳定性受隧道稳定性控制, 此时应该加强隧道的支护强度, 随着软弱夹层的倾角不断增大, 边坡与隧道联合地层稳定性受隧道和边坡共同影响。

(3) 在考虑抗拉剪强度同步折减时, 首先在软弱夹层穿过隧道附近发生剪切破坏, 剪切屈服区域向软弱夹层两侧扩大, 并在软弱夹层末端向上发展, 同时坡顶开始产生张拉塑性区, 并向下发展, 当隧道底部剪切屈服区和地表顶部张拉屈服区发生贯通相连时, 边坡即将发生失稳滑移。

(4) 由于 M-C 准则未考虑材料的抗拉折减, 因此具有一定的局限性, 对 M-C 准则进行修正, 得到的安全系数计算结果变化规律与 M-C 准则一致, 但均小于 M-C 准则下的安全系数, 主要由于考虑了抗拉强度折减导致的。故在采用修正后的 M-C 准则对实际情况可以做出更好的评价, 对现场施工具有更佳的指导意义。

参 考 文 献

- [1] 雷明锋, 彭立敏, 施成华, 等. 浅埋偏压隧道衬砌受力特征及破坏机制试验研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2013, 44(8): 3316-3325.
- [2] 杜建明, 房倩, 海路, 等. 地表变坡下浅埋偏压隧道围岩压力计算方法[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2021, 52(11): 4088-4098.
- [3] 陈红军, 刘新荣, 杜立兵, 等. 浅埋层状岩体偏压隧道滑移破

坏机理及判定方法[J]. 地下空间与工程学报, 2021, 17(6): 1733-1741.

- [2] 张训玉. 紧邻地铁隧道及车站的深基坑设计与施工实例[J]. 城市地质, 2021, 16(3): 314-318.
- [3] 王吉豪, 张隆, 宋业春, 等. 房建深基坑施工中周围土体变形监测及分析[J]. 建筑结构, 2023, 53(增刊1): 2865-2869.
- [4] 江焕钊, 李俊才, 赵久凤, 等. 超大环形支撑深基坑支护设计与监测分析[J]. 南京工业大学学报(自然科学版), 2023, 45(2): 181-187.
- [5] 李章杰, 周源海, 王宇栋, 等. 多级支护体系在深基坑中的应用[J]. 建筑结构, 2022, 52(增刊2): 2378-2383.
- [6] 李尚明, 洪成雨, 姬凤玲, 等. 深基坑的机器视觉监测与变形预测研究[J]. 地下空间与工程学报, 2023, 19(3): 992-1000.
- [7] 岳建伟, 仲豪磊, 赵丽敏, 等. 深基坑变形的滚动预测方法[J]. 中国科技论文, 2022, 17(6): 639-646.
- [4] 邱业建, 彭立敏, 雷明锋. 浅埋偏压隧道围岩压力上限法解析解[J]. 土木工程学报, 2015, 48(6): 106-113.
- [5] 仇明, 张胜, 夏鑫, 等. 浅埋偏压隧道进洞方案优化与边坡稳定性分析[J]. 湖南城市学院学报(自然科学版), 2019, 28(4): 1-5.
- [6] 张孝伟. 顺层岩质边坡隧道破坏模式与防治对策[J]. 西部探矿工程, 2019, 31(10): 184-186.
- [7] 吴红刚, 马惠民, 包桂钰. 浅埋偏压隧道—边坡体系的变形机理研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(增刊1): 516-521.
- [8] ZIENKIEWICZ C, HUMPHESON C, LEWIS R W. Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics[J]. Géotechnique, 1975, 25(4): 671-689.
- [9] 靳晓光, 陈力华, 张永兴. 考虑张拉及剪切破坏的强度折减法在岩土工程中的应用[J]. 重庆大学学报, 2013, 36(8): 97-104.
- [10] 郑颖人, 赵尚毅, 张鲁渝. 用有限元强度折减法进行边坡稳定分析[J]. 中国工程科学, 2002(10): 57-61, 78.
- [11] 戴自航, 卢才金. 边坡失稳机理的力学解释[J]. 岩土工程学报, 2006(10): 1191-1197.
- [12] 靳晓光, 李晓红, 刘新荣, 等. 某含软弱夹层顺层岸坡应力位移特征数值模拟[J]. 重庆大学学报(自然科学版), 2004(9): 129-132, 136.
- [13] 丁涛, 王在泉, 张黎明, 等. Mohr-Coulomb 屈服准则在岩质边坡强度折减中的适用性探讨[J]. 工程建设, 2014, 46(2): 1-5.
- [14] 陈力华, 靳晓光. 有限元强度折减法中边坡三种失效判据的适用性研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(9): 136-146.