

# 千枚岩地层超深基坑支护监测与有限元分析

曾泓钰, 陈炳初

湖南科技大学土木工程学院, 湖南 湘潭

收稿日期: 2026年4月12日; 录用日期: 2026年5月4日; 发布日期: 2026年5月13日

## 摘要

本文以某千枚岩地层破碎站硐室超深基坑支护工程为实践载体,对施工开挖过程中主要的工况做了分析,在得到现场实测数据之后,采用数值模拟的方法对支护结构的变形特性及机理进行有限元分析,用得到的结果同现场监测数据比较研究,并重点研究钢支撑预应力变化对整体稳定性的影响。

## 关键词

超深基坑, 支护监测, 有限元分析, 钢支撑

# Support Monitoring and Finite Element Analysis of Ultra-Deep Foundation Pit in Phyllite Stratum

Hongyu Zeng, Bingchu Chen

School of Civil Engineering, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan Hunan

Received: April 12, 2026; accepted: May 4, 2026; published: May 13, 2026

## Abstract

Taking the support engineering of an ultra-deep foundation pit in the chamber of a crushing station in phyllite stratum as a practical carrier, this paper analyzes the main working conditions during construction and excavation. Based on the field measured data, the finite element method is adopted to conduct numerical simulation on the deformation characteristics and mechanism of the support structure. The obtained results are compared with the field monitoring data, and the constraint mechanism of the prestress variation of steel supports on the overall stability is emphatically studied.

## Keywords

### Ultra-Deep Foundation Pit, Support Monitoring, Finite Element Analysis, Steel Support

Copyright © 2026 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

## 1. 引言

在全球范围内,随着地下管线、深基坑工程的迅速发展,为了提高施工的安全性、稳定性,必须从历史案例经验和事故教训入手,用多种方法进行专项的研究。重点应该在支护结构设计优化、施工现场实时监控和数值模拟分析等各方面加强研究,保证基础设施建设达到质量标准并且符合国家提倡的绿色低碳发展道路[1]。对特殊地质条件下的深基坑作业来说,传统的经验很难适应复杂工况造成的困难。此时应当在前期准备时引入信息化手段,利用三维建模以及模拟有限元分析技术来对设计方案予以准确的验证并加以动态评定,进而很好地削减施工过程中的安全风险隐患[2]。

通过对监测数据分析得出,在土体力学参数接近临界阈值的时候一般会存在一些有规律的波动趋势,此为早期预警提供了理论支持[3]。时空效应一般是事故风险出现之前大约 2~3 天就会表现出来,并且伴随着数值变化的明显特点。利用信息化技术将有关的数据序列的变化规律整合起来,并加以解读,能明显加强施工现场安全管理工作以及应急处置能力[4]。针对支护结构以及与之相关的临时支撑系统开展的实时监控工作,是保证作业安全的一项重要措施,也是促进技术发展的一种方向[5]。创建完备的数据收集分析体系之后,可以达成资源最优分配以及成本下降的目的,而且还能给以后类似项目的规划执行赋予重要的技术支撑与参考意义[6]。

本文采用理论推导和数值模拟相结合的方法,用实际工程案例作为研究对象,对基坑支护结构在施工过程中内力分布特性进行系统的分析,提高研究成果的实用性和科学性[7][8]。以江西省德兴铜矿某破碎站硐室项目为例,工程地点在德兴市泗洲镇富家坞矿区西北部,距离富家坞矿床和德兴矿区西侧均较近。按照建设方和勘察单位的技术规范要求,初期支护长宽为 30 米 × 21 米。根据查阅的文献可知,本工程所采用的典型矩形基坑支护结构形式以及用钢支撑系统来完成内部的支撑工作。钢支撑是用于地下空间开挖、支护的一项重要的技术手段,它具有很高的强度和良好的刚性,在承受预应力加载、轴向荷载、温差效应引起的变形等方面有较好的承载能力和适应性。对基坑支护系统的力学参数实施动态监测,可以真实体现出深基础施工期间支护状况的演变走向,从而给施工现场安全管理工作赋予可信的数据支撑和决定要素[9]。

基坑工程中的支护结构参数可以用计算机辅助做数值模拟和力学分析。采用模拟技术对变形特征及数据规律加以深入探究,能有效地改进支护方案的设计,既能保证施工的安全性,又能提高作业的效率,并且可以削减风险隐患[10]。对部分特殊基坑工程在施工时需要靠近既有隧道、建筑物或者地下管网而进行深基坑作业的状况,Shi [11]、Hsieh [12]、Hong [13]以及 Chen [14]等研究人员做了专门的研究。主要研究基坑开挖期间土体变形特征以及它同已有结构之间的相互作用机理,并提出了相应的保护措施,目的是减小基坑施工对周围环境的影响。

随着计算机技术的迅速发展,无限元法和有限元法由于具有明显的优越性,在建筑施工领域得到了广泛的使用,并在深基坑支护结构的力学性能分析中起着重要作用[15]。王大军等用 3D 建模技术对各种

土体的渗透性能做了系统的分析, 并对锚索支护体系在基坑工程中起到结构稳定作用的有效性进行了考察[16]。Zdravkovic 用具体基坑开挖项目数值模拟来比较梁单元和实体单元围护结构位移特性差异[17]。

本文以千枚岩地层超深基坑为例, 采用理论建模加有限元分析的手段来全面剖析支护结构施工全过程所处的应力场及变形特点及其发展走向, 依照所在地区地质状况和工程实际情况给出有实际使用价值的研究结论。

## 2. 工程背景

### 2.1. 工程概况

本工程选址在德兴市泗州镇德兴铜矿富家坞采区西北部, 西侧靠近德兴铜矿核心区, 东侧临近富家坞矿区开采区。根据设计要求场地基准标高定为 350.00 米, 破碎站硐室底部设计标高定为-47.80 米(相对高程 302.20 米), 规划开挖面积约 29 米 × 20 米。根据初始支护技术规范的要求, 最后确定的实际开挖尺寸为 30 米 × 21 米, 总面积达到 630 平方米, 周边轮廓总长为 102 米。综合评价后得知该基坑属于一级风险等级, 重要性系数为 1.1 的修正参数被引入进去。设计方案用复合式支护体系, 主要是支护墙体、首层钢筋混凝土支撑、多级钢管和锚固系统三者共同配合。关键支撑为十一个预应力锚索加十二个高强度锚杆, 形成稳定的结构体系。项目周围地形复杂, 北南两侧为较高岩体边坡, 施工现场见图 1。



Figure 1. Construction site drawing on the start of excavation  
图 1. 开挖初期施工现场图

### 2.2. 千枚岩地质条件

本项目位于怀玉山脉官帽山支脉西南侧的富家坞采场马形山地区, 其地理环境主要为低山丘陵地貌, 属于剥蚀构造性的地质单元。根据地质勘查数据可知, 研究区原始地形大体上呈西南高、东北低的倾斜状, 平均坡度约为 40°, 倾向约为 15°, 植被覆盖率高而均匀。岩层主要为双桥山千枚岩, 岩石抗压强度中等, 局部有明显风化。根据拟建破碎站硐室开挖范围内基岩情况分析可知, 地层主要是中风化千枚岩、较深层次的破碎风化千枚岩。详细的岩土工程参数参见表 1。

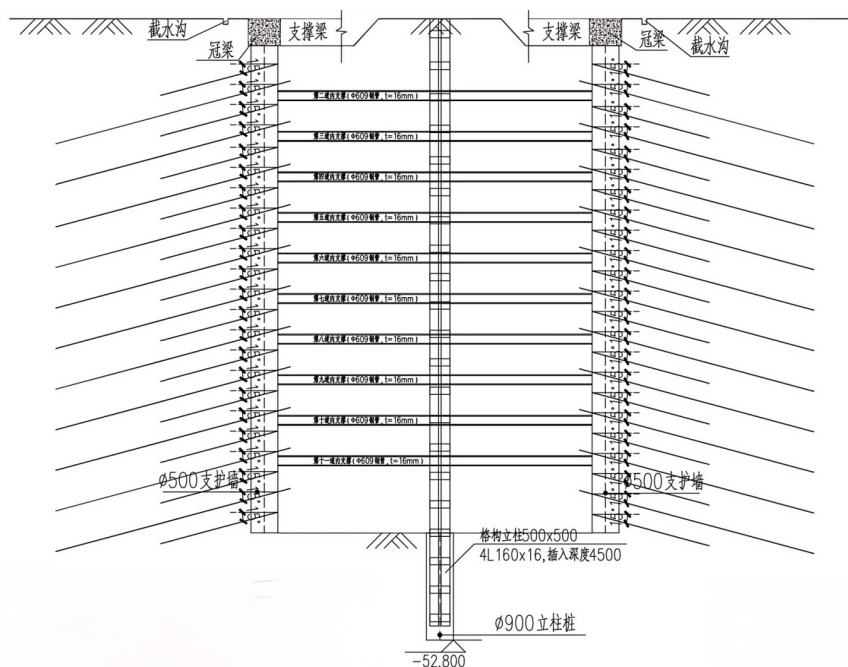
**Table 1.** Parameter table of phyllite in foundation pit environment**表 1.** 基坑环境千枚岩参数表

土层编号	岩土名称	重度 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘聚力 C (kPa)	内摩擦角 $\varphi$ (°)	锚杆与锚固体极 限摩阻力标准值 (MPa)	承载力特征值 (kPa)
1	中风化千枚岩	25.00	300(50)	32(18)	360	1500
2	破碎风化千枚岩	25.00	100(50)	26(18)	270	1000

备注: ( )内为结构面抗剪强度指标。

### 2.3. 支护方案概述

本工程设计采用单一断面硐室布置方案, 其支护体系由各种构件组成, 主体结构为 C30 强度等级复合材料支护墙, 一级 C35 强度等级钢筋混凝土首道支撑, 多层 Q235B 材质预应力钢管支撑(规格为  $\Phi 609 \text{ mm} \times 16 \text{ mm} - \Phi 800 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$ ), 配合十一组锚索和十二根锚杆进行整体加固。暗梁及厚达 500 mm 的支护墙体均用 C30 混凝土现场浇筑成型; 首道钢筋混凝土支撑截面尺寸为  $800 \times 800 \text{ mm}$ , 材料为 C35 强度等级; 冠梁也按上述配置。第二至第七道  $\Phi 609 \text{ mm} \times 16 \text{ mm}$  Q235B 材质预应力钢管支撑施加 1000 kN 初始预应力; 第八至第十道升级为  $\Phi 800 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$  Q345B 材质, 同样加载 1000 kN 预应力。整套结构由两组立柱组成, 下部为直径 900 mm 的单根钢管或者上部用四根  $\angle 16$  角钢组合来加强, 第三(六、十)道、第四(七、十一)道钢管之间加设双槽钢剪刀撑以提高整体稳定性。锚固件的设计参数为: 总长 12 m 的锚索锚入完整的中风化千枚岩层之后, 锚固段长度  $\geq 6 \text{ m}$ , 钻孔直径统一为 150 mm, 倾角为  $15^\circ$ , 垂直与水平间距分别为 4 m 和 2.5 m, 抗力标准值和目标值分别取 400 kN 和 320 kN; 全长 4 m、锚固段深入完整的中风化千枚岩层不小于 3 m 的锚杆, 也具有相同的钻孔直径(约 110 mm), 其他技术指标也完全相同。详细施工平面布置图见图 2 相关内容。

**Figure 2.** Sectional view of the support structure**图 2.** 支护结构剖面图

### 3. 模拟基坑支护有限元分析

#### 3.1. 本构选择和基本假定

基坑三维建模的过程中, 选取恰当的土体力学模型以及准确地获得工程地质、物理力学参数, 成为评判计算结果是否合理的主要根基。修正莫尔-库伦模型采用分段硬化的方式来实现剪切应力和压缩应力独立参数化的改进, 并且较好地体现了土体卸载效应以及它给基坑变形带来的影响机理, 仿真精度与可靠性得到了明显的提高。因此本文选用修正莫尔-库伦模型来做主要的分析手段, 从而促进相关研究工作的开展。

深基坑和超深洞室开挖工作存在着较为复杂的性质, 受到诸多因素的影响。为了得到围护结构的变形特性、支撑体系所受的轴向力等主要参数, 本文采用如下的理想化假设来开展研究工作:

(1) 各土层连续且分布均匀, 为各向同性。(2) 不考虑开挖速度的影响。(3) 地连墙具有防渗功能, 故不考虑地下水渗流的影响。(4) 模拟计算过程中, 由于充分降水, 故未考虑地下水的影响。(5) 基坑开挖过程中, 不考虑动力荷载对土体的力学性能影响。

#### 3.2. 模型中的参数和工况

采用 MIDAS/GTS 软件进行仿真计算的时候, 必须对很多参数变量进行系统的配置工作, 包含岩土体力学特性及有关支护结构诸多技术指标。

##### (1) 岩土体建模参数

根据勘察报告中的土层参数资料, 对各个土层的厚度做了一些合理的简化处理, 具体数据见表 2。

**Table 2.** Soil parameters of every layer of phyllite

**表 2.** 千枚岩各层土体参数表

层号	土层名称	厚度(m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi$ (°)	m (MN/m <sup>4</sup> )	E (MPa)	泊松比
1	破碎风化千枚岩	16	25	100	26	20.92	200	0.2
2	中风化千枚岩	12.6	25	300	32	47.28	200	0.2
3	破碎风化千枚岩	1.8	25	100	26	20.92	200	0.2
4	中风化千枚岩	7.2	25	300	32	47.28	200	0.2
5	破碎风化千枚岩	1.9	25	100	26	20.92	200	0.2
6	中风化千枚岩	17.5	25	300	32	47.28	200	0.2

##### (2) 支护结构参数:

本文将支护墙、底板归类为板块类单元来进行力学仿真分析, 用梁单元建模钢支撑、混凝土支撑、冠梁、暗梁、立柱等构件, 并且给出了各个构件的详细参数(如表 3 所示)。

**Table 3.** Parameters of support structure

**表 3.** 支护结构参数

构件	压缩模量(GPa)	容重(KN/m <sup>3</sup> )	泊松比	截面尺寸
支护墙	30	24	0.2	T = 0.5 m
混凝土支撑	30	24	0.2	0.8 × 0.8 m <sup>2</sup>
2~7 道钢支撑	200	78.5	0.3	Ø609*t = 16 mm
8~11 道钢支撑	200	78.5	0.3	Ø800*t = 20 mm
冠梁	35	24	0.2	0.8 × 0.8 m <sup>2</sup>
立柱	35	24	0.2	Ø900
锚索	200	78.5	0.3	Ø150
锚杆	200	78.5	0.3	Ø110

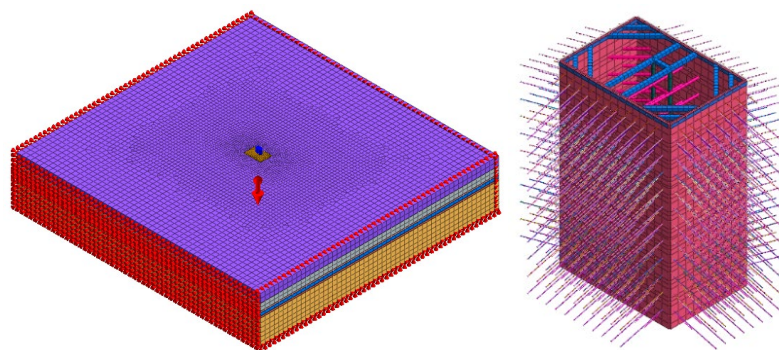
(3) 计算工况及施工工序见表 4。

**Table 4.** Simulation of excavation construction conditions  
**表 4.** 模拟开挖施工工况

施工工况	施工内容	标高
工况一	灌注立柱, 开挖 1, 布置冠梁及第一道钢筋混凝土支撑梁	-0.9
工况二	开挖 2, 布置支护墙锚索、杆及第二道钢支撑	-8.4
工况三	开挖 3, 布置支护墙锚索、杆及第三道钢支撑	-12.4
工况四	开挖 4, 布置支护墙锚索、杆及第四道钢支撑	-16.4
工况五	开挖 5, 布置支护墙锚索、杆及第五道钢支撑	-20.4
工况六	开挖 6, 布置支护墙锚索、杆及第六道钢支撑	-24.4
工况七	开挖 7, 布置支护墙锚索、杆及第七道钢支撑	-28.4
工况八	开挖 8, 布置支护墙锚索、杆及第八道钢支撑	-30.4
工况九	开挖 9, 布置支护墙锚索、杆及第九道钢支撑	-34.4
工况十	开挖 10, 布置支护墙锚索、杆及第十道钢支撑	-38.4
工况十一	开挖 11, 布置支护墙及锚索、杆第十一道钢支撑	-42.4
工况十二	开挖 12, 布置支护墙及锚索、杆, 至坑底标高	-47.8

#### (4) 划分模型网络

采用计算机有限元法建立工程模型时, 网格划分是重要的一个环节, 它对分析结果的正确性起着重要的作用。如果参数配置不合理, 那么就会导致模型不能很好地反映实际情况, 仿真结果也就无法得到正确的结论。特别是对复杂的结构(格构柱、混凝土梁等), 必须从结构的几何形状和受力特点两方面入手, 采用精细化网格来提高计算的可靠性。在此理论框架下, 本文根据基坑周围土体、开挖区及支护体系三者的需要, 将基坑周边土体及开挖区及支护系统分层采用三个不同的网格单元尺寸, 分别是 3、1、0.5。经过此优化处理之后, 就构建出一个包含全部土体和支护结构的三维虚拟模型, 相关的可视化结果如图 3 所示。



**Figure 3.** Schematic diagram of foundation pit model and support model  
**图 3.** 基坑模型与支护模型示意图

### 3.3. 模型分析土体位移数值

在基坑工程全开挖里, 要用监测仪器连续采集土体位移数据, 用计算机技术对数据进行处理、分析建模、可视化显示。这样做的好处是可以对施工阶段临近土体环境变化及响应进行系统的跟踪。根据动

态监测数据的时间序列变化趋势可以对施工工序中土体位移的空间分布特点及阶段性发展过程进行探究, 由此得出若干重要结论见图 4。

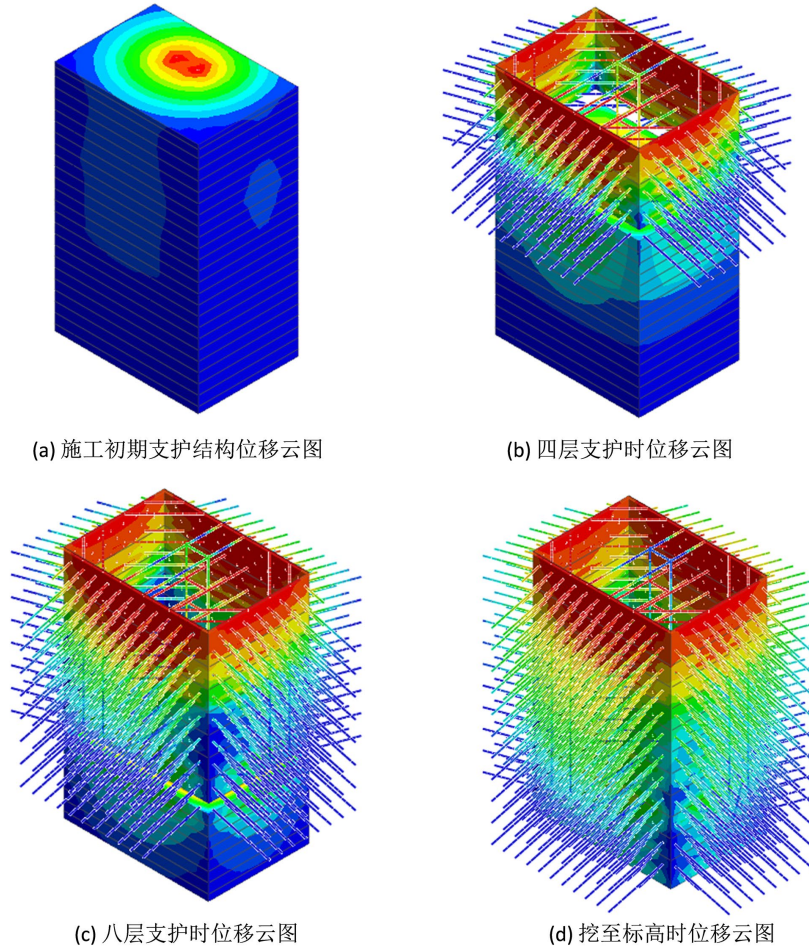


Figure 4. Displacement cloud diagrams at each construction stage  
图 4. 施工各阶段中的位移云图

根据对四个阶段变化云图的分析可知, 当开挖深度达到第一临界值的时候, 周边环境受到的干扰明显变大。这时监测范围内的主要关注对象就是地下管线和地面构筑物这两个方面, 在重要的位置设置动态监测装置进行跟踪。立柱及格构柱施工期间, 支护结构刚度较大, 会立刻对附近土体造成一定的影响, 从而在小范围里出现形状较小的、分布不均的位移变化。尽管该效应在直观上比较隐晦, 但是也不能忽视。

随着基坑深度的逐渐增大, 围护结构周围土体在坑内外压力差突然变化的时候表现出明显的塑性变形特征。研究表明, 靠近支护墙体一侧的土体位移较大, 离支护墙体越远, 土体位移就越小, 这是由于初始应力场释放很快造成的。经过现场监测数据和有限元仿真结果的进一步验证, 在该工况下支护体系以及附属土体的总水平位移量为 3.88 毫米, 空间分布呈椭圆状。

基坑开挖到设计标高之后, 支护结构所受的侧向土压力明显增大。该现象主要是由于支撑体系延伸引起的土体体积膨胀造成的, 并且使得支护结构的最大水平位移明显增大。在此工况下, 基坑两旁的土壤因为内应力的作用而产生向中间的方向位移, 底部土层由于双侧荷载的叠加, 抗隆起能力越来越弱,

使基坑底部土体的水平位移越来越大。

### 3.4. 对钢支撑实测值与模拟值的对比

根据各个工况模拟的数据可以分析出钢支撑在轴向方向上的受力情况以及它在外界条件下受力变化趋势(详见图5)。

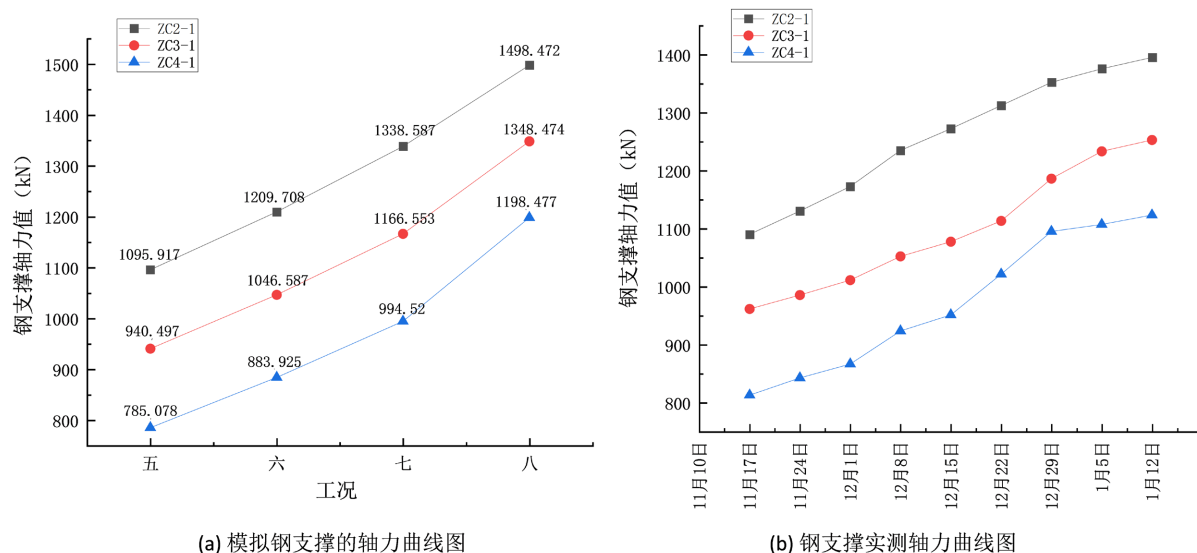


Figure 5. Curves of axial force generated by steel support under different simulated environments

图 5. 模拟不同环境下钢支撑产生的轴力曲线图

从图5可以看出模型预测值和实际测量值拟合的很好。从研究结果可知,在工况五之后支护结构的应力水平趋于稳定,钢支撑轴向力波动越来越小。第四层钢支撑 ZC4-1 的轴力随时间的变化趋势是不断上升的,而且有明显的规律性特点,与其它各级别的钢支撑数据分布模式存在较高的共性。经过定量检验和归纳整理得到表5的形式,以供参考。

Table 5. Comparison of axial forces between numerical simulation and monitoring of steel support

表 5. 对比钢支撑数值模拟和监测下的轴力对比

工况	模拟结果			实际结果			差值		
	ZC2-1	ZC3-1	ZC4-1	ZC2-1	ZC3-1	ZC4-1	ZC2-1	ZC3-1	ZC4-1
工况 5	1095.9	940.5	785.1	1080.2	961.6	812.8	15.7	21.1	27.4
工况 6	1209.7	1046.6	883.9	1172.8	1011.3	866.5	-37.5	-35.3	-17.4
工况 7	1338.6	1166.6	994.5	1312.5	1113.5	1021.6	-26.1	-53.1	27.1
工况 8	1498.5	1348.5	1198.5	1395.5	1253.1	1123.5	-103	-95.4	-75.4

从对比的结果中可以看出,在工况八中轴力偏差问题最突出,在其它的工况中两者的数值也比较接近。经过分析可知,总体模拟精度普遍比实际监测数据差,主要是因为基坑施工过程中,基体土层受到很多复杂的外界因素的影响。外部干扰有很强的不确定性,在技术上不能准确地进行量化。根据工程背景信息可知,工况八主要的扰动源就是第八道钢支撑安装完毕之后,在冬季极端温差条件下所产生出来的响应效果(日间和夜间温差分别为 6℃到 14℃)。在这种特定的环境下,钢材因为温度的变化而造成的热胀冷缩现象,成了引起观测误差的主要原因。

经过研究发现, 模拟得到的预测值和现场实测的数据存在较大的差异, 其原因主要是由于外界的气候状况、土壤的性质等因素所造成。就实际应用而言, 应该注意以下问题, 在模型建立的时候要认真考虑现场实际情况, 在数据处理的时候要把实际监测的数据全部收集起来以达到更高的精度、可靠性。

### 3.5. 对支护结构实测值与模拟值的对比

科学选用建模材料和单元类型可以大大缩短建模仿真的时长, 并且能有效提高计算的速度。以基坑支护工程为例, 用三维有限元分析法时若把结构简化成二维平面问题, 就可以根据不同的工况荷载情况, 对它的力学性能做进一步的评价, 然后得到该时期支护系统沿 X 轴方向的水平位移分布的图 6。

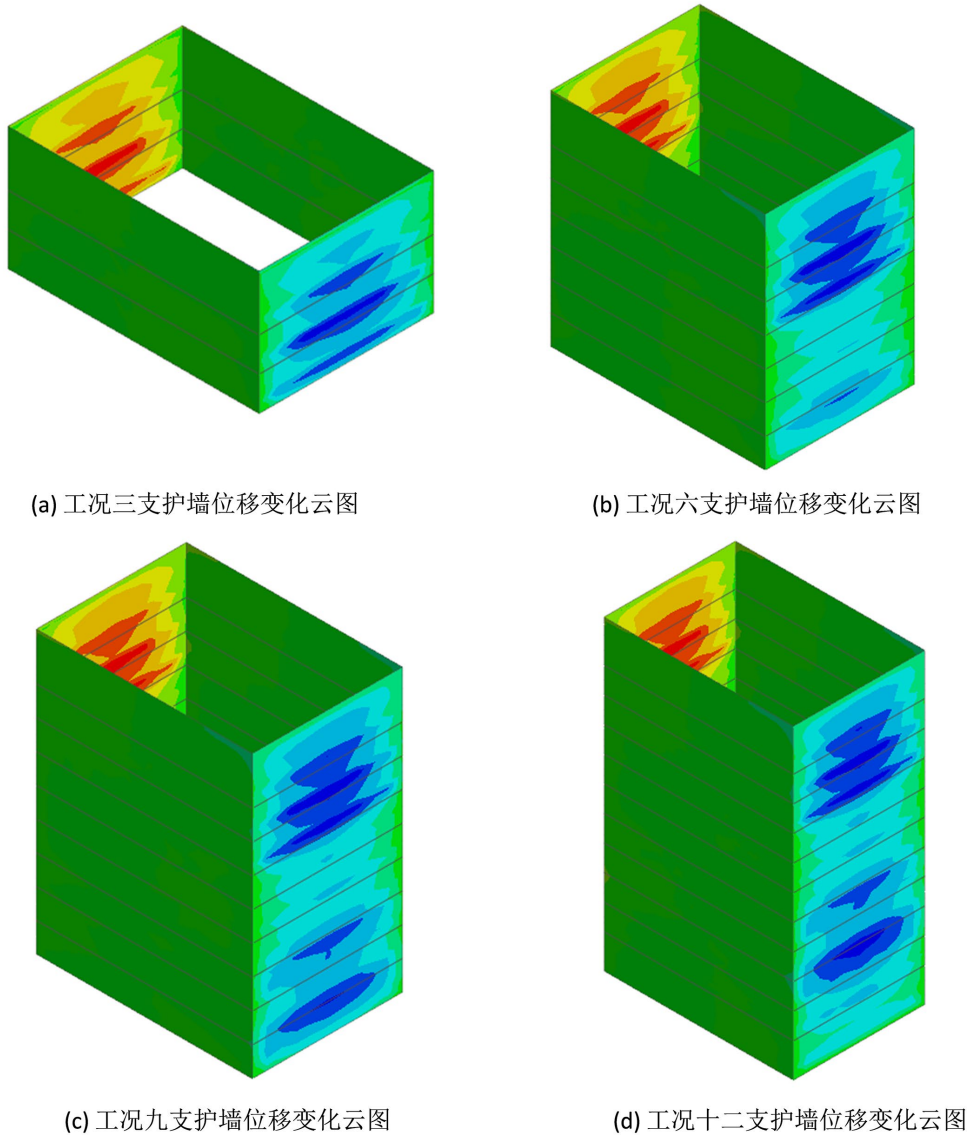
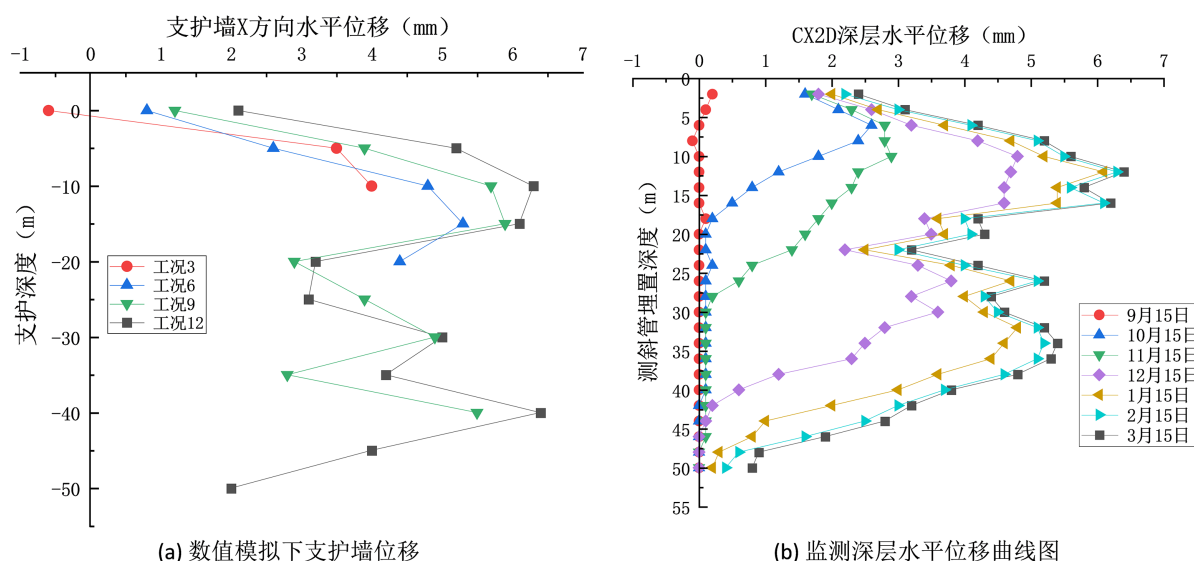


Figure 6. Displacement nephogram of the supporting structure under different simulated environments  
图 6. 模拟不同环境下支护结构位移云图

为了使后续的数据分析、可视化分析得到更好的结果, 必须把支护体系分成若干个独立的单元, 并给每一个单元分配一个水平位移参数, 图 7(a)表示了这种做法。



**Figure 7.** Comparison of displacement curves of supporting structure between simulation and measured values  
**图 7.** 支护结构在模拟与实测下位置曲线对比

由图 7 以上两组曲线数据对比可知, 两者具有很强的一致性, 即基坑开挖过程中均出现典型的“M”型变形过程, 即开始时上升、然后下降、最后又回升的过程。支护结构最大水平位移出现在基坑深度为  $0.25H$  处, 模拟值为 6.2 毫米, 实测值为 6.4 毫米, 在基坑初期顶部水平位移都为 1.5 毫米, 两者在基坑初期顶部水平位移阶段的偏差均小于 3%。利用数值仿真的方式来对支护结构的位移情况做出准确的预测, 从而检验出该方法在实际工程中高精度、可靠的特点。

结合土压力理论和结构力学原理, 分析“M”型曲线的形成过程: 1) 多支撑/锚索的分段约束效应为最主要形成原因, 内撑式/桩锚支护设置多道水平支撑或锚索, 在支撑点形成强约束, 位移被显著抑制; 而两道支撑之间的无支撑段成为“薄弱段”, 在外侧土压力作用下向坑内鼓出。超深基坑常设多道支撑, 每段无支撑区独立变形, 叠加后形成“M”型双峰。若支撑刚度不足、预应力损失、架设滞后, 无支撑段鼓肚更明显, 易形成清晰“M”型。2) 分层开挖与分段卸荷的时空效应基坑分层、分段开挖, 每挖一层即形成一次局部卸荷, 对应深度的围护结构瞬间失去内侧支撑, 外侧土压力驱动该段向坑内位移。开挖至第一道支撑以下时, 上部无支撑段形成第一个峰值; 开挖至第二道支撑以下时, 中部无支撑段形成第二个峰值, 叠加为“M”型。若开挖与支撑架设不同步、暴露时间过长, 会加剧分段鼓肚, 强化“M”型特征。3) 地层软硬交替与土压力分布不均土层呈“软-硬-软”交替(如上部软土、中部硬塑黏土、下部淤泥), 软土层刚度低、易变形, 硬土层约束强、位移小, 在软土层处形成位移峰值, 硬土层处形成反弯点, 组合成“M”型。土压力沿深度非线性分布: 开挖面附近土压力最大, 向上、向下逐渐减小, 使位移在开挖面上下各形成一个峰值。坑底被动区土体隆起, 带动围护结构底部向坑内位移, 与上部鼓肚叠加, 形成下部第二个峰值。4) 围护结构自身刚度与受力特性地连墙/排桩刚度相对柔性, 在多支撑点约束下易产生多个反弯点, 弯矩与位移分布呈波浪状, 表现为“M”型。支撑轴力分布不均(角部大、中部小), 导致中部围护结构位移更大, 强化双峰形态。该“M”型曲线的风险提示属于正常工况, 多支撑深基坑在规范施工下, “M”型是分段约束 + 分层开挖的典型变形模式, 峰值在预警值内属可控。

### 3.6. 钢支撑预加应力对支护结构的影响

钢支撑是种具有弹性和塑性特点的典型材料, 结构简单、安装方便、可回收利用率高等优点, 广泛

用于基坑工程中, 一般被当作主要的支护手段来承担重要的作用。主要起到改善支护体系受力状况、控制支护系统变形的作用, 利用减小支撑件之间的空隙来提高整体刚度, 提高支护系统的稳定性以及沉降量。与传统混凝土内衬式支撑相比, 钢支撑不需要经过养护过程就可以投入使用, 可以避免由于施工期间出现的形变引起的质量问题, 具有较高的实用性, 在深基坑支护中应用更广泛。根据以上特点, 当存在较大截面应力的时候, 钢支撑比抗压强度高但是承载能力较小的混凝土材料更合适, 而后者通过冠梁协同效应来完成最大变形区的监控与管理, 保证基坑安全稳定[18]。

为了提高条形基坑支护体系的稳定性, 一般在正式安装钢支撑构件之前要先对它施加一定的轴向预压力。由于施工现场环境复杂, 施工过程中荷载的作用很难准确预测, 因此本研究中钢支撑初始张拉力值主要依靠类似工程历史数据和经验积累来推导。以第二至第四层为例, 其对应的初始预应力分别为 800 kN、1000 kN 和 1000 kN。本设计目的在于根据科学的经验来提高支护结构安全性和运行可靠度。

根据目前的支撑系统框架, 本文设计了多种预应力参数的试验, 包括不同的轴力百分比, 然后对数据进行分析以选出最优的预应力配置以及其对应的支护效果。实验目的就是给工程实践提供理论指导和改进的依据。表 6 给出了各个钢支撑所加的轴向力数值; 图 8、图 9 给出了支护结构在各种轴力状态下形变特征和响应规律。

**Table 6.** Pre-applied axial force of the steel support (unit: kN)

**表 6.** 钢支撑预加轴力值(单位: kN)

预加轴力值	第二道钢支撑	第三道钢支撑	第四道钢支撑
实测预加轴力值	800	1000	1000
90%轴力设计值	720	900	810
80%轴力设计值	640	800	720
70%轴力设计值	560	700	630

从前面的分析可以看出, 研究结果表明钢支撑是支护体系的主要辅助构件之一, 有较好的功能价值。实验数据说明, 预加轴力调节会对支撑结构内部应力分布以及桩体位移控制起到明显的影响, 但是不同的预应力增量不会改变其基本的力学性能。从图 8 和图 9 可以看出两者的趋势很相似, 并且差异很小, 从而说明这个现象是普遍存在的。综合形变参数评价结果显示, 施加约 90%设计期望轴力的时候, 钢支撑表现最佳, 可以提高支护桩的总稳定性; 当轴力大于 90%时, 其改善的效果越来越弱, 趋于稳定。综合判定可知, 在钢支撑加载接近 90%设计预应力的时候, 可以达到最优的支护效果, 而且基础构件的安全性、可靠性也达到了较好的程度, 该结论在本次研究范围内更为有效。

在超深基坑内支撑支护体系中, 钢支撑预应力并非越大越有利。盲目提高预应力施加值, 虽可短期内抑制围护结构向坑内变形, 但会显著改变支护体系受力机理, 引发多重安全风险: 过高预压力将使钢支撑长期处于高应力承压状态, 大幅提升杆件整体压屈失稳、端部节点滑移破坏风险; 同时迫使围护结构产生坑外反向位移, 增大围护桩墙弯矩与剪力, 造成冠梁、围压混凝土构件开裂损伤, 并扰动坑外地层应力场, 加剧周边地表沉降与邻近建构筑物变形。从经济性角度分析, 超量预应力会提高钢支撑截面等级、高强千斤顶及伺服加载系统配置要求, 增加钢材用量、液压设备投入与现场张拉施工工序成本; 高应力服役状态还会缩短支撑疲劳寿命, 加大后期监测预警、加固补强及拆除施工难度, 造成工程全周期造价不必要上升。因此钢支撑预应力应在变形控制、结构安全与工程经济性之间综合均衡取值, 避免盲目超张拉设计。

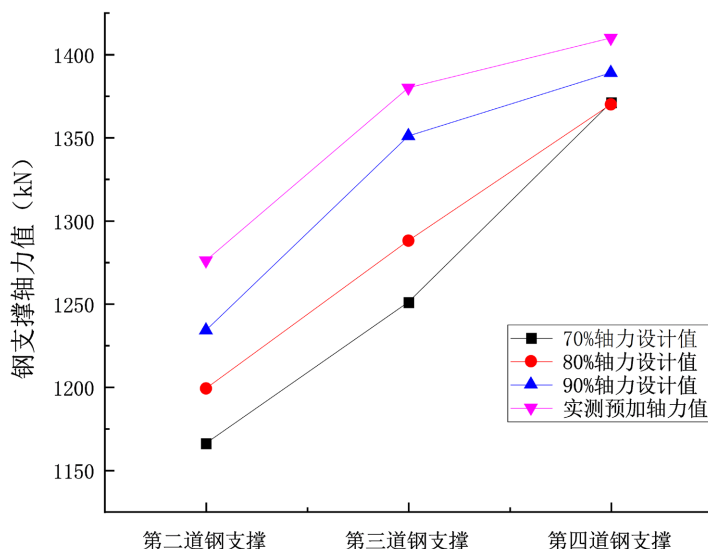


Figure 8. Variation curves of axial force under different prestress  
图 8. 不同预应力下轴力的变化曲线

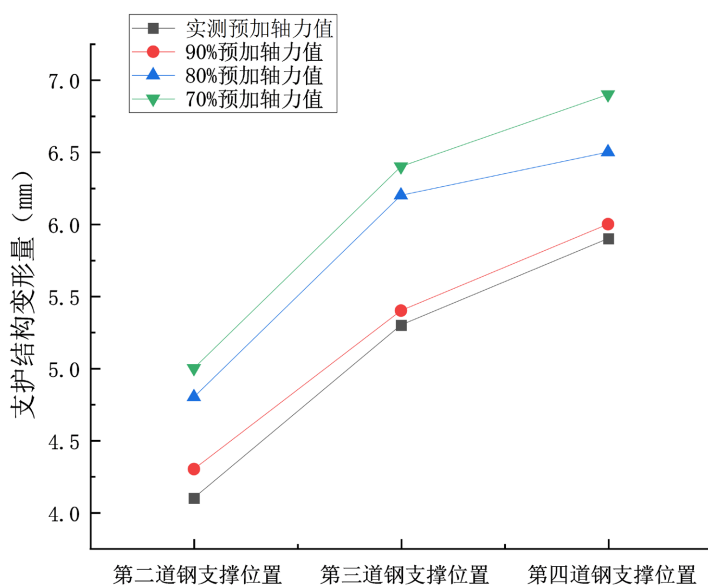


Figure 9. Deformation curves of supporting structure under different prestress  
图 9. 不同预应力下支护变形曲线

#### 4. 结论

本文采用 Midas/GTS 软件对超深基坑开挖施工全过程进行数值模拟, 详细分析有限元结果, 与现场实测数据比较, 得出了以下结论。

(1) 对有限元建模过程进行了介绍, 对模拟值与监测值进行了对比分析, 总的看来, 监测值略大于模拟值, 但其变化趋势基本一致, 拟合效果较好, 说明有限元分析选取参数合理, 具有一定的参考价值。

(2) 通过对支护结构水平位移和钢支撑轴力的模拟分析可知, 本文主要研究了超深基坑工程中围护结构的响应特征。竖向剖面上呈两极分化特点, 上部和下部的移动力小, 中部有 2 个隆起区, 呈 M 型分布。该种特殊空间变形形态, 是由诸多因素综合影响所形成的, 其中主要包括多级支撑体系协同效应、

多点锚索联合调节作用、分阶段开挖施工方式、复杂的地质状况下千枚岩层交错分布等诸如此类的情况。研究结果表明最大形变在基坑开挖深度的 0.25 倍内；随着开挖过程的进行，各个层次钢支撑所受的轴向力越来越大，首道支撑尤其明显，而环境温度和湿度的变化也起着不小的作用。

(3) 根据模拟数值和现场监测实际数值对比可以发现，当钢支撑结构添加的预应轴力达到 90%时，可以产生对支护桩最大位移的抑制作用，两者相互协作可以最大程度的增加深基坑支护的可靠性。

## 参考文献

- [1] 谢东, 孙向东, 陈立强. 地铁车站深基坑开挖实测变形数据分析[J]. 珠江水运, 2018(4): 84-85.
- [2] 陈诚. 深基坑监测信息管理系统及三维可视化研究[D]: [硕士学位论文]. 济南: 山东大学, 2016.
- [3] 林王剑, 郭帅帅, 刘永军, 等. 超深基坑工程预加轴力施加方法的分析与建议[J]. 建筑技术, 2018, 49(3): 307-310.
- [4] 曾凡云, 李明广, 陈锦剑, 等. 基坑群监测数据与施工信息动态同步分析系统的开发与应用[J]. 上海交通大学学报, 2017, 51(3): 269-276.
- [5] 吴子儒. 深基坑支护智能优化设计方法研究[D]: [硕士学位论文]. 长沙: 湖南大学, 2015.
- [6] 刘伟. 基坑排桩支护数值计算研究[D]: [硕士学位论文]. 济南: 山东大学, 2005.
- [7] 李满堂. 浅析建筑基坑支护工程安全性影响因素[J]. 山西建筑, 2010. 08
- [8] 张峰. 深基坑板桩支护模型试验研究[D]: [硕士学位论文]. 武汉: 武汉科技大学, 2007.
- [9] 苏晓科. 建筑基坑板桩墙支护模型试验装置的制作与研究[D]: [硕士学位论文]. 武汉: 武汉科技大学, 2005.
- [10] 初世城. 基坑工程的失效模式初探[J]. 工业设计, 2011(10): 146-147.
- [11] Shi, J., Liu, G., Huang, P. and Ng, C.W.W. (2015) Interaction between a Large-Scale Triangular Excavation and Adjacent Structures in Shanghai Soft Clay. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **50**, 282-295. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2015.07.013>
- [12] Hsieh, P., Ou, C., Lin, Y., et al. (2015) Lessons Learned in Design of an Excavation with Installation of Buttress Walls. *Journal of Geo-Engineering*, **10**, 63-73.
- [13] Hong, Y., Ng, C.W.W., Liu, G.B. and Liu, T. (2015) Three-Dimensional Deformation Behaviour of a Multi-Propped Excavation at a "Greenfield" Site at Shanghai Soft Clay. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **45**, 249-259. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2014.09.012>
- [14] Chen, R., Meng, F., Li, Z., Ye, Y. and Ye, J. (2016) Investigation of Response of Metro Tunnels Due to Adjacent Large Excavation and Protective Measures in Soft Soils. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **58**, 224-235. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2016.06.002>
- [15] 秦日松. 深基坑工程由施工引起的基坑变形控制及预测研究[D]: [硕士学位论文]. 天津: 天津大学, 2012.
- [16] Lim, A. and Ou, C. (2017) Stress Paths in Deep Excavations under Undrained Conditions and Its Influence on Deformation Analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **63**, 118-132. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2016.12.013>
- [17] Zdravkovic, L., Potts, D.M. and St John, H.D. (2005) Modelling of a 3D Excavation in Finite Element Analysis. *Géotechnique*, **55**, 497-513. <https://doi.org/10.1680/geot.2005.55.7.497>
- [18] 洪德海. 钢支撑预加力对围护结构内力的影响分析[J]. 铁道勘察, 2010, 36(2): 66.