

董志塬黄土深基坑复合土钉墙变形 监测与数值分析

杨少飞¹, 刘保平², 杨雷¹, 杨晓¹, 于永堂^{1,3}

(1. 中联西北工程设计研究院有限公司, 陕西 西安 710077;

2. 庆阳市泰和城市建设投资有限公司, 甘肃 庆阳 745099;

3. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 为研究黄土地区深基坑复合土钉墙的受力与变形特性, 对董志塬某黄土深基坑复合土钉墙支护结构变形监测数据进行分析, 并采用 midas GTS NX 有限元软件对复合土钉墙支护结构变形、土钉及预应力锚杆轴力等进行数值计算, 探讨预应力锚杆的作用效果。结果表明: 复合土钉墙支护结构顶部水平及竖向位移、坑外地表沉降等监测值与数值模拟计算值均远小于规范规定的预警值, 表明基坑支护结构设计合理; 复合土钉墙预应力锚杆可有效分担与其相邻土钉的受力, 因此在复合土钉墙设计时, 可对预应力锚杆邻近土钉设计参数进行适当优化, 以节约施工成本; 基坑开挖深度较大时, 宜设置两排及以上预应力锚杆, 上部预应力锚杆可有效控制坡顶变形, 下部预应力锚杆可显著增强基坑整体稳定性。复合土钉墙坡体及坡顶地表变形小, 表明支护设计合理、结构安全可靠, 且经济效益显著。

关键词: 董志塬黄土; 深基坑; 复合土钉墙; 变形监测

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1672—1144(2025)06—0184—08

Deformation Monitoring and Numerical Analysis of Composite Soil Nailing Wall in Dongzhiyuan Loess Deep Foundation Pit

YANG Shaofei¹, LIU Baoping², YANG Lei¹, YANG Xiao¹, YU Yongtang^{1,3}

(1. China United Northwest Institute for Engineering Design & Research Co., Ltd., Xi'an, Shaanxi 710077, China;

2. Qingyang Taihe Urban Construction Investment Co., Ltd., Qingyang, Gansu 745099, China;

3. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an, Shaanxi 710055, China)

Abstract: To analyze the stress and deformation characteristics of composite soil nailing walls in deep foundation pits in loess areas, deformation monitoring data of the composite soil nailing wall support structure in a deep loess foundation pit in Dongzhiyuan were analyzed. The results are as follows. The monitoring values and numerical simulation calculations of the horizontal and vertical displacement at the top of the composite soil nailing wall support structure, as well as the surface settlement outside the pit, are far below the warning values specified in the specifications, indicating that the design of the foundation pit support structure is reasonable. The prestressed anchor rod of composite soil nailing wall can effectively share the stress of adjacent soil nails. Therefore, in the design of composite soil nailing wall, the parameters of soil nails adjacent to prestressed anchor rods can be appropriately optimized to save construction costs. When the excavation depth of the foundation pit is large, it is advisable to set up two or more rows of prestressed anchor rods. The upper prestressed anchor rod can effectively control the deformation of the slope top, and the lower prestressed anchor rod can significantly enhance the overall stability of the foundation pit. The small deformation of the composite soil nail wall slope and slope top surface in this project indicates that the support design is reasonable, the structure is safe and reliable, and the economic benefits are significant.

Keywords: Dongzhiyuan loess; deep foundation pit; composite soil nailing wall; deformation monitoring

近年来,随着城市规模的急剧扩展,城市土地资源日趋紧张,而城市地下空间作为一种战略性国土资源,具有广阔的发展与应用前景^[1]。截至 2023 年底,中国城市地下空间累计建筑面积 32.8 亿 m²,2023 年中国城市地下空间新增建筑面积约 3.1 亿 m²,同比增加 17.9%^[2]。在城市地下空间开发面积及深度不断增大、加深的同时,工程周边环境越来越复杂,地下空间开发难度也在增加。

传统土钉墙支护属于被动受力结构,对边坡位移的限制能力较差,因而在建筑密集、邻近有重要交通干线或重要管线的地段一般不宜采用^[3-5]。而复合土钉墙是由土钉墙与截水帷幕、预应力锚杆、微型桩中的一种或多种形式复合而成的一种新型支护结构^[6],与单一土钉墙相比,其对边坡位移的限制能力更强,具有更广泛的适用性^[7-8]。在我国沿海城市及南方软土地区的相关研究如:郑爱武^[9]依托云南某软土深基坑工程,详细介绍了水泥土墙与土钉墙复合支护技术的工程应用;张海龙^[10]通过对软土层条件下多种支护方案的边坡变形进行分析,验证了土钉+预应力锚杆支护结构的可靠性;张军舰等^[11]以青岛市某深基坑为例,采用规范法及有限元法对多种倾角条件下倾斜帷幕复合土钉墙支护结构受力变形特点进行了研究。在湿陷性黄土广泛分布的我国西北地区的相关研究如:闫丽等^[12-13]以西安黄土为例,通过有限元法对复合土钉墙在不同地层条件和不同开挖阶段的轴力情况及承载机理进行了分析研究;杨校辉等^[14]对西宁地区典型复合土钉墙支护基坑事故案例进行了分析;鄧彬等^[15]以渭南市某超深基坑复合土钉墙支护为工程背景,分析了黄土深基坑复合土钉的支护效果,并采用数值模拟法对支护结构受力特性进行了探究;Wang 等^[16]基于塑性极限分析法和条分法,对预应力锚杆复合土钉墙稳定系数计算公式进行了推导,并利用数值法对中国兰州某复合土钉墙支护工程进行了计算分析。综上,尽管复合土钉墙支护结构已有部分研究成果,但针对湿陷性黄土地区预应力锚杆复合土钉墙的研究仍然较少,需进一步补充与完善。

基于此,本文以董志塬某黄土深基坑支护工程为背景,对复合土钉墙支护结构变形监测数据进行分析,并采用有限元法对复合土钉墙支护结构变形、土钉及预应力锚杆轴力等进行数值计算,探讨预应力锚杆的作用效果。在此基础上,将整体稳定性系

数的计算结果与数值计算结果进行对比分析,验证设计结果的可靠性,并对复合土钉墙支护方案的经济性进行对比分析。所得研究成果对今后类似基坑工程的设计与施工具有一定指导意义。

1 工程概况

1.1 基坑规模及周边环境

本工程位于甘肃省庆阳市西峰区,建设净用地面积 24 455.4 m²,总建筑面积 28 639.3 m²,地上建筑面积 8 900.2 m²,地下建筑面积 19 739.1 m²,新建 3 座公厕及两层地下停车场。基坑形状总体呈矩形,南北方向长,东西方向短,基坑支护周长约 559.6 m(含施工外坡道),基坑面积约 10 739.3 m²。基坑工程设计前,场地已整平至高程 1 403.80 m,由于基坑底存在“十”字形坑内高差分界线,其将基坑底分为 4 个不同的开挖底高程,因此基坑开挖深度为 14.1 m~15.4 m,开挖最深处位于基坑东北区域。

基坑周边环境较为复杂:东侧邻近董志塬大道,基坑开挖底边线距该侧用地红线最近处仅 2.5 m;南侧邻近南苑路,基坑开挖底边线距该侧用地红线最近处约 5.3 m;西侧靠南局部为现状绿地,靠北大部分为保留的市人大办公楼,楼层设计 4F—6F,框架结构,条形基础,基础埋深约 3.0 m,基坑开挖底边线距市人大办公楼最近处约 10.2 m;北侧红线外为安定东路,基坑开挖底边线距用地红线约 23.7 m,用地条件较为宽松,因此施工单位将施工坡道设置于该侧。基坑设计开挖深度及周边环境见图 1。

1.2 工程地质与水文地质条件

本工程场地地貌单元属典型陇东黄土塬。勘察时场地较平坦,勘探点地面高程 1 402.24 m~1 406.43 m,最大高差 4.19 m。场地内及外围无第四纪活动性断裂,区域稳定性较好,场地所处黄土塬现状稳定,场地平坦,无构造断裂通过,地质条件良好。根据岩土工程勘察报告(详勘),场地地层自上而下依次为:①杂填土(Q₄^{ml});②马兰黄土(Q₃^{col}),中等湿陷性,局部湿陷性强烈;③古土壤(Q₂^{el});④离石黄土(Q₂^{col}),轻微湿陷性;⑤古土壤(Q₂^{el});⑥离石黄土(Q₂^{col}),无湿陷性;⑦古土壤(Q₂^{el});⑧离石黄土(Q₂^{col}),无湿陷性;⑨古土壤(Q₂^{el}),该层未穿透。支护结构影响深度范围内各土层物理力学指标见表 1。

本工程场地地下水类型属第四系黄土孔隙裂隙潜水(上层滞水),全场分布,主要靠大气降水及地

表水渗透补给,受季节性变化影响较小,地下水位年~31.50 m,高程 1 372.45 m~1 372.55 m,最大高变化幅度为 0.30 m~0.50 m。地下水埋深 29.70 m差 0.10 m。本工程基坑开挖不考虑基坑降水。

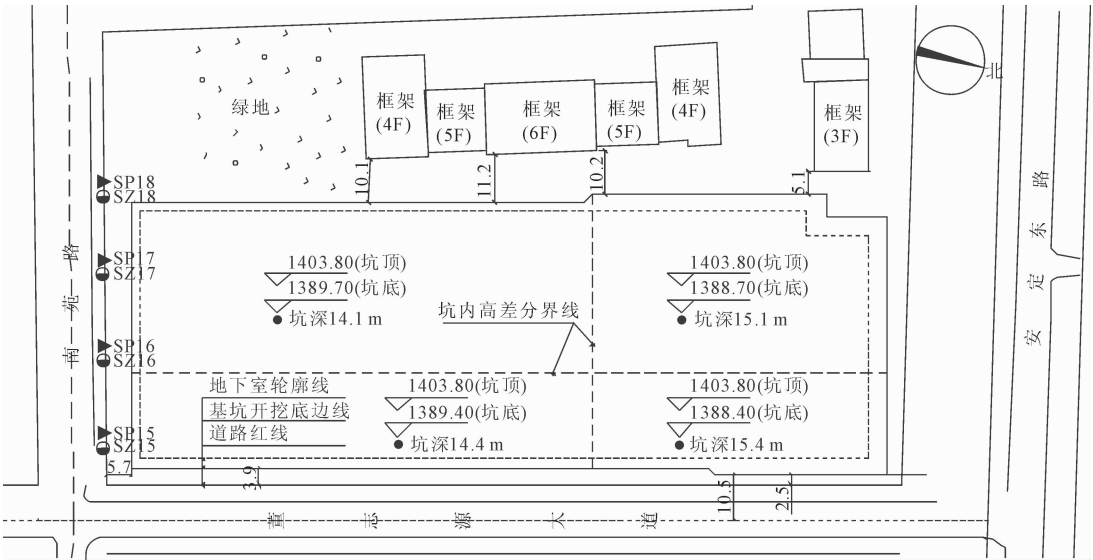


图 1 基坑设计开挖深度及周边环境图

表 1 支护结构影响深度范围内土层物理力学指标表

层号	土层名称	重度/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力/ kPa	内摩擦角/($^{\circ}$)	液性指数	压缩模量/ MPa	泊松比
①	杂填土	15.0	20.0	15.0	—	—	0.33
②	马兰黄土	15.9	25.2	22.4	0.25	7.2	0.32
③	古土壤	17.7	27.3	22.5	0.18	11.1	0.30
④	离石黄土	17.1	28.6	21.6	0.25	9.3	0.30
⑤	古土壤	16.8	29.6	21.8	0.29	9.8	0.28
⑥	离石黄土	17.7	31.7	20.1	0.30	8.7	0.30
⑦	古土壤	18.2	32.6	21.7	0.28	10.0	0.28

1.3 基坑支护方案

本次以基坑南侧支护段为研究对象,由于该支护段基坑开挖底边线距用地红线水平距离超过 5.7 m,具备放坡条件,且南苑路车流量相对较小,基坑开挖后坡顶荷载不大,因此在考虑安全性、经济性及施工便利性等因素后,经多方案比选,最终确定采用复合土钉墙支护方案。土钉采用 1C22 钢筋,水平间距 1.4 m,成孔直径 120 mm,倾角 15°;预应力锚杆采用 2 束 1×7-15.2-1860 钢绞线,水平间距 1.4 m,锚固体直径 150 mm,倾角 15°,轴向拉力标准值均为 180 kN,锁定值均为 130 kN;土钉及锚杆均采用一次常压注浆,水泥强度等级不低于 42.5,水灰比 0.6;坡面挂钢筋网 (A6@200×200 mm),并沿水平及斜向通长布设 1C14 加强筋,坡面喷射 C20 细石混凝土,厚度 80 mm。复合土钉墙其余支护参数详见图 2。

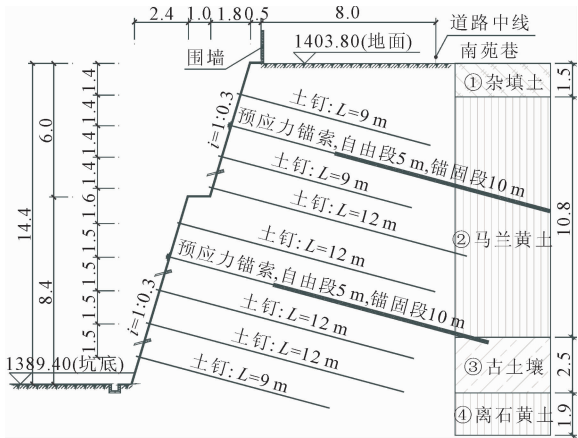


图 2 复合土钉墙支护剖面图

1.4 支护设计计算结果

复合土钉墙设计计算软件采用理正岩土 7.0, 基坑支护结构安全等级为一级,支护结构重要性系数取 1.1,整体滑动稳定安全系数不小于 1.4。坡顶

超载取 10 kPa,按宽度 5 m 的条形荷载计,距坑边 2 m,作用位置取地表。各工况下整体稳定安全系数设计值见表 2,表 2 中:工况 1 代表基坑开挖至 3.3 m,第 1~2 道支护结构未施作(此处“支护结构”代表土钉或预应力锚杆,下同);工况 2 代表基坑开挖至 6.1 m,第 1~2 道支护结构已施作,第 3~4 道支护结构未施作;工况 3 代表基坑开挖至 9.2 m,第 1~4 道支护结构已施作,第 5~6 道支护结构未施作;工况 4 代表基坑开挖至 12.2 m,第 1~6 道支护结构已施作,第 7~8 道支护结构未施作;工况 5 代表基坑开挖至基底,第 1~8 道支护结构已施作,最后一道支护结构未施作,此工况为整个基坑开挖过程中最不利工况;工况 6 代表基坑支护结构施作完毕。由表 2 可知,设计计算的各工况下整体稳定安全系数均满足规范要求^[6]。

表 2 各计算工况基坑整体稳定安全系数设计值

工况	开挖厚度/m	基坑深度/m	施工完成日期	安全系数
1	3.3	3.3	2024-03-07	2.422
2	2.8	6.1	2024-04-05	2.258
3	3.1	9.2	2024-04-21	1.917
4	3.0	12.2	2024-05-10	1.580
5	2.2	14.4	2024-05-26	1.535
6	—	14.4	—	1.638

1.5 土方开挖工况

由于本工程施工工期较紧,因此在经基坑支护设计单位、建设单位及监理单位等各参建方同意后,并结合本工程邻近地块基坑施工经验,最终明确复合土钉墙支护段在保证坡体安全稳定的前提下,一次最大开挖厚度可按两层支护结构+超挖 0.5 m 的厚度分层分段开挖,分段开挖长度不超过 20 m。且在土方开挖后,应及时施作支护结构及坡面面层,待水泥浆体强度达到设计及规范要求后,方可开挖下一批土方。

需要说明的是,本工程原场地东南角有一锅炉房,由于工程外部因素致其拆除较晚,此处土方开挖与支护施工较其他一般区域滞后约 29 d。

2 变形监测

2.1 监测方案

依据本工程基坑工程变形监测方案,基坑南侧复合土钉墙支护段对坡顶水平位移及坡顶竖向位移进行监测,共设置 4 组位移监测点,平均间距 20 m。水平位移监测点编号分别为 SP15、SP16、SP17、SP18,竖向位移监测点编号分别为 SZ15、SZ16、

SZ17、SZ18。自 2024 年 4 月 6 日开始实施监测,至 2024 年 8 月 9 日结束。监测点平面布置见图 1。

2.2 设计监测技术指标

复合土钉墙支护段基坑变形控制指标应符合表 3 要求^[17]。

表 3 基坑变形控制指标设计值

监测项目	监测位置	控制值 /mm	预警值	
			累计值	变化速率/(mm · d ⁻¹)
水平位移	坡顶	30	25	2
竖向位移	坡顶	30	25	2

2.3 监测频率

设计要求的复合土钉墙支护段基坑监测频率参照国家标准《建筑基坑工程监测技术标准》^[17](GB 50497—2019)表 7.0.3 执行,其中:基坑开挖深度不大于 2H/3(H 为基坑设计深度)时,监测频率取低值,基坑开挖深度大于 2H/3 时,监测频率取高值。

3 数值计算模型的建立

Midas GTS NX 是基于有限元方法开发的一款建模简单、易于操作,用于评估土-结构相互作用的有限元分析软件,可对开挖、堆载、结构布置、加载等直接影响设计和施工的因素进行分步分析。在基坑稳定性分析时,该软件采用强度折减法实现基坑的整体稳定性分析^[18]。该方法通过逐步折减岩土体的抗剪强度参数,直至基坑达到临界破坏状态,此时的折减系数即为基坑的整体稳定安全系数。

3.1 模型假定

在模拟过程中,考虑到该基坑实际情况,作如下假设^[19-20]:①土体为均质弹塑性体且各向同性;②坡顶平整,破裂面呈抛物线形,且滑裂面经过坡脚并延伸至坡顶;③边坡土体服从 Mohr-Coulomb 屈服准则;④边坡土体破坏时,锚固体达到极限抗拔状态;⑤不考虑坡面喷射混凝土对支护效果的影响。

3.2 模型建立及参数选取

数值计算采用有限元分析法,以基坑南侧开挖深度为 14.4 m 支护段为研究对象,建立二维模型,模型长、宽分别为 64.7 m、43.0 m,坡顶荷载取值原则同设计计算。土体的本构模型采用修正 Mohr-Coulomb 模型。采用对土层进行激活或钝化的方式来模拟基坑开挖过程。预应力锚杆采用锚建模助手建立,并同步输入锚杆参数及预应力荷载,待基坑开挖阶段锚杆施作时再激活锚杆预应力荷载,土钉采用植入式桁架。本工程场地地下水位埋深超过 29.7 m,模型建立时不考虑地下水位。模型的边界条件

设置为周边侧向水平约束,模型底部采用固定支座。模型中所用岩土体物理力学参数见表 1。模型装配及网格划分结果见图 3。

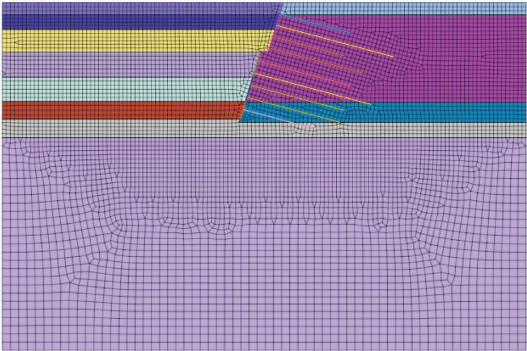


图 3 模型装配及网格划分示意图

4 结果分析

4.1 水平位移分析

图 4 为坡顶水平位移时程曲线,正值代表向基坑内侧的位移,负值代表向基坑外侧的位移。由图 4 可知:SP15 监测点最终水平位移量最大,为 7.8 mm,且在土方开挖过程中变形速率也较大,变形速率最大值为 0.46 mm/d,主要原因是基坑东南角锅炉房拆除较晚,待其拆除时,基坑其他部位底板已基本施作完毕,因此在锅炉房拆除后,为赶工期,该处土方开挖作业速度较快,变形较大,但在该处底板浇筑完成后,变形基本趋于稳定;SP16—SP18 三个监测点最终水平位移相对较小,分别为 3.5 mm、2.4 mm、1.7 mm,变形速率最大值为 0.17 mm/d~0.33 mm/d,持续时间较短,且在底板浇筑完成后,水平位移逐步稳定,并趋于收敛;截至 2024 年 8 月 9 日,地下-2 层肥槽回填结束,坡顶水平位移未超过设计预警值,同时满足现行相关规范要求^[17]。

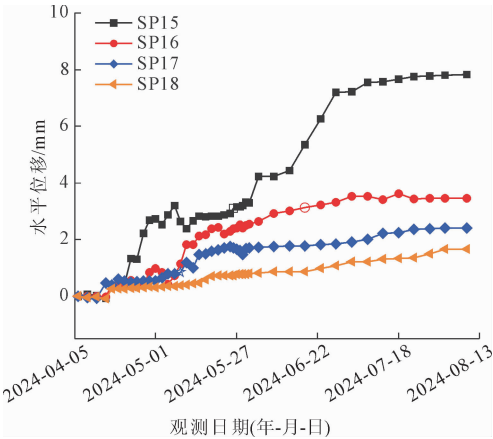


图 4 坡顶水平位移时程曲线

图 5 为设计计算工况 5 及工况 6 对应的坡体水平位移云图,负值代表向基坑内侧的位移,由图 5 可知:工况 5 及工况 6 对应的坡顶水平位移分别为 4.2 mm、7.6 mm,而正常施工条件下 SP16—SP18 三个监测点对应工况的实测值区间分别为 0.7 mm~2.4 mm、0.85 mm~2.9 mm,数值模拟计算结果与实测值差异较大,这一方面体现了现场施工条件的不确定性,由于土钉及预应力锚杆在第一次注浆后进行了二次补浆,使得孔内水泥浆液填充较为密实,增强了支护效果,此外,土方开挖后快速施工支护结构,支护闭合时间短,减少了土体应力释放,另一方面则体现了勘察资料所提供的土体物理力学指标较实际偏低,留有一定的安全储备;工况 5 坡体水平变形主要发生在坡顶下 0.3H~0.7H 深度范围内(H 为基坑设计深度),坡体水平位移最大值为 16.0 mm,位于坡顶下-10.8 m 处,工况 6 坡体水平变形主要发生在坡顶下 0.3H~0.8H 深度范围内,坡体水平位移最大值为 23.3 mm,位于坡顶下-11.4 m 处,这与黄河等^[21]的研究结果基本吻合;同时,对比工况 5 及工况 6 坡体水平位移发展规律可知,基坑开挖到底后,即使支护结构已经施工完成,坡体水平变形也会随着时间进一步增大,直至底板施作完毕,因此基坑开挖至基底后,应快速组织底板施工,缩短基坑暴露时间。

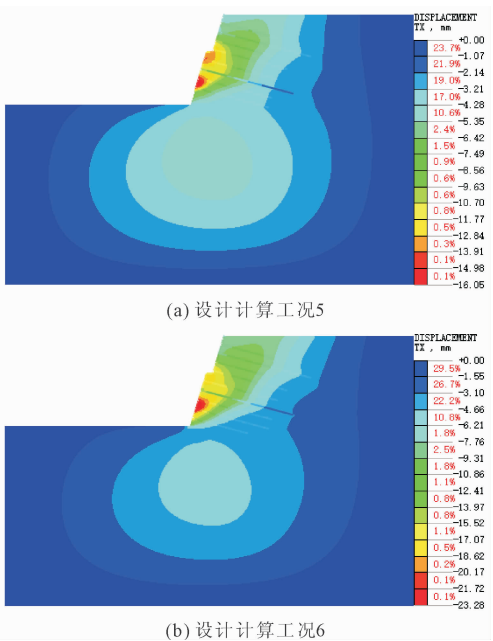


图 5 坡体水平位移云图

4.2 竖向位移分析

图 6 为坡顶竖向位移时程曲线,由图 6 可知:

SZ15 监测点最终竖向位移量最大,为 6.6 mm,且在土方开挖过程中变形速率也较大,变形速率最大值为 0.71 mm/d,主要原因与上述水平位移分析结论一致;SZ16—SZ18 三个监测点最终水平位移相对较小,分别为 3.3 mm、3.4 mm、3.0 mm,变形速率最大值为 0.28 mm/d~0.36 mm/d,持续时间较短,且在底板浇筑完成后,水平位移逐步稳定,并趋于收敛;截至 2024 年 8 月 9 日,地下-2 层肥槽回填结束,坡顶竖向位移未超过设计预警值及控制值,同时满足现行相关规范要求^[17]。

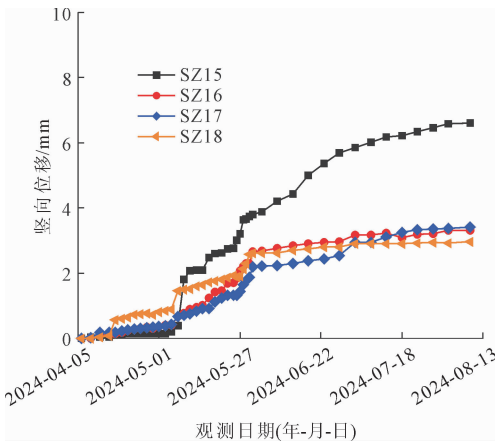


图 6 坡顶竖向位移时程曲线

图 7 为设计计算工况 5 及工况 6 对应的坡体竖向位移云图,正值代表竖直向上的位移,负值代表竖直向下的位移。由图 7 可知:工况 5 及工况 6 对应的坡顶竖向位移分别为 1.8 mm、5.9 mm,而正常施工条件下 SZ16—SZ18 三个监测点对应工况的实测值区间分别为 1.3 mm~1.9 mm、2.3 mm~2.8 mm,工况 5 数值模拟计算结果与实测值相差不大,而工况 6 数值模拟计算结果与实测值差异较大,其原因与坡顶水平位移分析结论基本一致;此外,卸荷平台至基坑底深度范围内坡面竖向位移均为正值,表明其位移竖直向上,这可能与锚杆的预应力施加有关,由于预应力锚杆施作时,坡体产生的向基坑内的自然变形较小,但此时在较大的预应力作用下,锚杆端部施力点附近坡面及坡体一定深度范围内土体因受到向基坑外侧的强烈挤压而产生位移向上的隆起现象。

4.3 坑外地表沉降分析

图 8 为各设计计算工况下坡顶地表沉降数值模拟结果曲线,其反映了坑外地表沉降与坑顶水平距离及开挖深度的关系,地表沉降量为正值代表地面隆起,负值代表沉降。由图 8 可知:工况 1—工况 4 距基坑顶一定范围内地表出现了明显的隆起现象,

这可能与基坑开挖卸载有关,当坡面内侧土体挖除后,该部分土体对坡面的约束力消失,导致坡面及坡内一定深度范围内土体因应力释放而产生弹性回弹;随着基坑开挖深度的增加,地表沉降曲线逐渐向“凹槽”形发展,表现为垂直于坑边向基坑外侧的沉降量先增大后减小,工况 5 及工况 6 的地表沉降量最大值分别为 5.8 mm、10.1 mm,且均位于距基坑顶 6 m 处,约为 0.4 倍的基坑开挖深度;距基坑顶 15 m 外地表沉降逐步收敛,这表明基坑开挖对坑顶地表沉降的主要影响范围约为 1 倍基坑开挖深度,此范围外地表沉降相对较小。

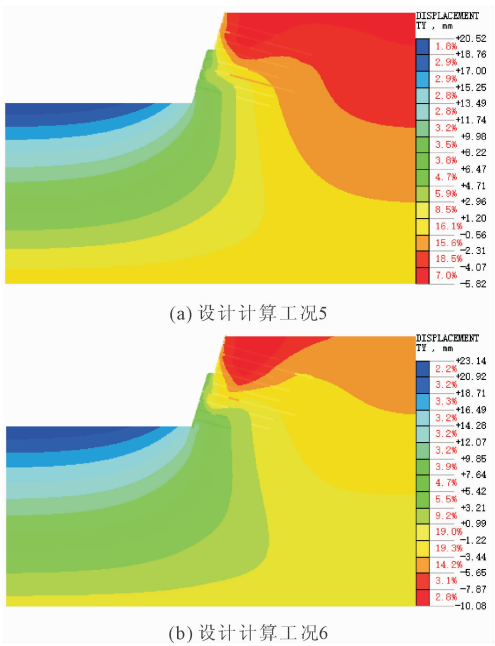


图 7 坡体竖向位移云图

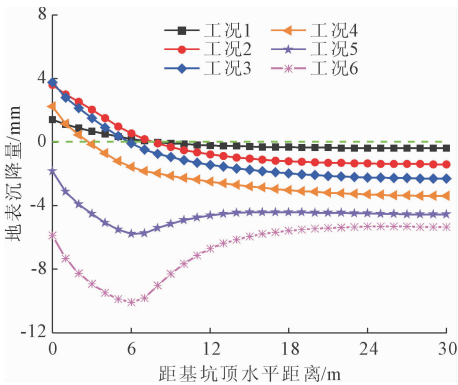


图 8 坡顶地表沉降曲线

4.4 土钉及预应力锚杆轴向拉力分析

图 9 为设计计算工况 6 对应的土钉及预应力锚杆轴向拉力云图,由图 9 可知:设置预应力锚杆后,锚杆轴力明显比土钉轴力大,且邻近锚杆的土钉轴

力有所减小,但距离锚杆较远的土钉轴力变化不大,甚至出现随着基坑深度的增加土钉轴力有所增加的趋势,这表明预应力锚杆可有效分担与其相邻土钉的受力。因此,在基坑设计过程中,可适当减小预应力锚杆邻近土钉的长度,或增大其水平和竖向间距,以节约施工成本。此外,由于第一排预应力锚杆承担了其上大部分坡体土压力,导致坡体变形较小,第一排土钉轴力也较小,土钉发挥作用不明显,因此该排土钉在设计时可不予设置。

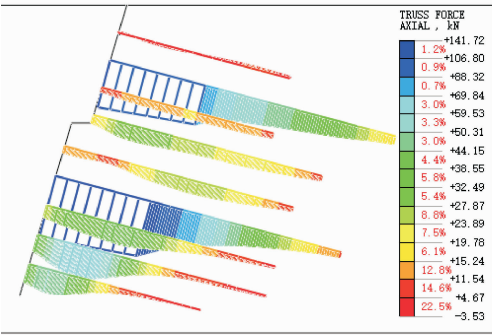


图 9 土钉及锚杆轴向拉力云图(对应设计计算工况 6)

4.5 基坑整体稳定性分析

以表 2 所列各计算工况为基础,将对应工况数值模拟计算的整体稳定安全系数与设计计算的整体稳定安全系数进行对比,如图 10 所示。由图 10 可知:工况 1 至工况 5,随着基坑开挖深度的增加,整体稳定安全系数总体呈减小趋势,但数值计算结果较设计计算结果大,整体稳定性系数相差 0.18 ~ 1.35;数值计算结果曲线在工况 4 处出现向上凸起,这表明随着基坑开挖深度的增加,基坑整体稳定性逐渐降低,但在第二排预应力锚杆施加后,其对整体稳定性的贡献效应大于工况 4 土方开挖对整体稳定性的降低效应,因此第二排预应力锚杆对基坑整体稳定性的控制至关重要;工况 6 时,基坑整体稳定性系数均有提高,表明基坑开挖到底后,最后一排土钉的施加可有效提高最不利工况(工况 5)条件下的基坑整体稳定性。

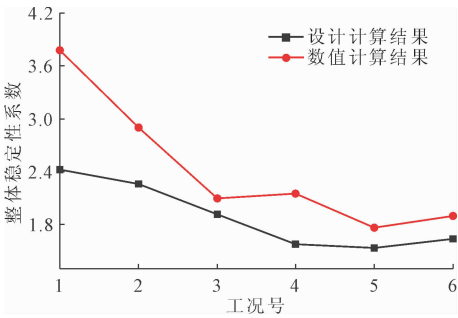


图 10 整体稳定性系数对比曲线

4.6 施工效果与安全性、经济性分析

基坑自 2024 年 5 月 26 日支护结构施工完成至 2024 年 10 月底地下 -1 层肥槽回填完毕(期间停工约 40 d),共服役约 5 个月,基坑顶及周边地面自始至终未出现肉眼可见的裂缝或塌陷,坡面也未出现明显的裂缝,且由变形监测结果可知,坡顶变形量较小,表明支护结构安全可靠。图 11 为工程复合土钉墙现场施工效果图。



图 11 工程复合土钉墙施工效果图

此外,工程在基坑支护方案设计阶段,一开始考虑到坡顶围墙外紧邻南苑路,基坑开挖后若变形过大则一方面影响基坑安全,同时也会影响市政道路安全通行,因此方案图阶段提出了可有效控制基坑变形的锚拉式排桩支护结构。但考虑到工程自身的经济环境,本着“安全可靠、节约成本、施工便利”的原则,设计人员又提出了复合土钉墙支护方案,且经计算,各开挖工况下整体稳定系数(见表 2)均可满足规范要求^[6]。经成本核算,采用锚拉式排桩支护方案每延米施工费约 1.4 万元,采用复合土钉墙支护方案每延米施工费约 0.6 万元(已考虑土方开挖与回填),本工程复合土钉墙支护长度总计 109 m,共节省施工费约 94.8 万元,占基坑支护施工总预算的 13.9%,经济效益十分显著。

5 结 论

通过对董志塬某黄土深基坑复合土钉墙支护结构设计、监测及有限元数值模拟计算结果进行分析,得到以下结论:

(1) 复合土钉墙支护结构顶部水平及竖向位移、坑外地表沉降等监测值与数值模拟计算值均远小于规范规定的预警值,表明基坑支护结构设计合理。

(2) 复合土钉墙预应力锚杆可有效分担与其相邻土钉的受力,在基坑支护设计时,可对预应力锚杆

邻近土钉的设计参数进行适当优化,以节约施工成本。

(3) 基坑开挖深度较大时,宜设置至少两排预应力锚杆,第一排预应力锚杆可有效控制坡顶变形,第二排预应力锚杆可显著增强基坑整体稳定性。

(4) 本工程基坑服役期间,复合土钉墙支护段基坑顶及周边地面未出现肉眼可见的裂缝或塌陷,坡面也未出现明显裂缝,坡体变形量较小,表明支护结构安全可靠。与传统锚拉式排桩支护方案相比,采用复合土钉墙支护可节省施工费约 94.8 万元,经济效益十分显著。

参考文献:

- [1] 秦博宇,龚丹丹,陈志龙. 中国城市地下空间开发利用助力低碳发展现状、策略与构想[J]. 隧道建设(中英文),2024,44(7):1337-1355.
- [2] 中国工程院战略咨询中心,中国岩石力学与工程学会地下空间分会,中国城市规划学会地下空间规划分会. 2024 中国城市地下空间发展蓝皮书[M]. 北京:科学出版社,2024.
- [3] 程良奎,杨志银. 喷射混凝土与土钉墙[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1998:160-183.
- [4] Razavi S K, Bonab M H. Study of soil nailed wall under service loading condition[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 2017, 170(2):161-174.
- [5] 范民浩,孙 剑,鞠凤萍. 灌注桩-钢管桩复合土钉墙组合支护体系的研究与应用[J]. 中国煤炭地质, 2023,35(3):35-40,48.
- [6] 复合土钉墙基坑支护技术规范:GB 50739—2011[S]. 北京:中国计划出版社,2012.
- [7] 张宗领,张 昊,付 超. 桩径和嵌入深度对复合土钉墙工作性能影响的有限元分析[J]. 甘肃科学学报, 2012,24(3):112-115.
- [8] 印长俊,魏鹏程,方 雷,等. 湘潭市某复合土钉墙基坑支护设计及监测分析[J]. 湘潭大学自然科学学报, 2014,36(1):45-50.
- [9] 郑爱武. 复合土钉墙在软土地基中的应用[J]. 地下空间与工程学报,2007,3(7):1375-1377.
- [10] 张海龙. 复合土钉墙支护技术在软土地区深基坑支护施工中的应用研究[J]. 科学技术创新,2023(23):112-115.
- [11] 张军舰,李英杰,谭 升,等. 倾斜止水帷幕复合土钉墙支护结构受力变形特点分析[J]. 科技通报,2023, 39(12):55-61.
- [12] 闫 丽,李日润,刘英文,等. 不同地层条件下复合土钉墙轴力的研究[J]. 煤田地质与勘探,2003,31(5):43-45.
- [13] 闫 丽,虎维岳. 不同地层条件下复合土钉墙的变形分析及承载机理的研究[J]. 水文地质工程地质, 2003,30(6):65-68.
- [14] 杨校辉,朱彦鹏,郭 楠,等. 西宁地区几个基坑工程问题分析与处理[J]. 岩土工程学报,2014,36(S1):208-213.
- [15] 郅 彬,武李和乐,王晟博,等. 黄土地区超深基坑复合土钉支护受力分析及优化建议[J]. 建筑结构, 2020,50(21):126-132.
- [16] Wang Zhengzhen, Ma Jiacheng, Zhou Yang. Stability analysis of composite soil nailing wall based on improved energy method[J]. Journal of Civil Engineering, 2022, 26(11):4500-4510.
- [17] 建筑基坑工程监测技术标准:GB 50497—2019[S]. 北京:中国计划出版社,2019.
- [18] Griffiths D V, Lane P A. Slope stability analysis by finite elements[J]. Géotechnique, 2001, 51(7):653-654.
- [19] 许 健,杨少飞,吴海洋,等. 黄土地区深大基坑桩锚支护结构监测与数值分析[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版),2019,51(4):517-524.
- [20] 马嘉程. 预应力锚杆复合土钉墙支护的整体稳定性分析[D]. 兰州:兰州理工大学,2022.
- [21] 黄 河,梁 东,聂 棒,等. 某复合土钉墙支护基坑的变形监测与数值模拟研究[J]. 水利与建筑工程学报,2022,20(1):120-124.