

钢支撑伺服系统数值模拟计算方法研究^{*}

李恒一¹ 何晟亚¹ 徐海岩^{2,3}

(1. 广州地铁设计研究院股份有限公司, 510010, 广州; 2. 四川省农业大学土木工程学院, 611830, 都江堰;

3. 四川省农业大学村镇建设防灾减灾四川省高等学校工厂研究中心, 611830, 都江堰//第一作者, 高级工程师)

摘要 目的:为科学给定伺服钢支撑轴力设定值,提高伺服钢支撑的技术应用水平和结构变形控制效果,特提出合理的数值模拟计算方法。方法:以深圳地铁12号线和平站基坑工程为依托,根据钢支撑伺服系统实际工作原理,提出基于双控法(地下连续墙位移和支撑轴力双控)的钢支撑伺服系统数值模拟计算方法,并通过现场监测数据验证其实用性。结果及结论:通过钢支撑伺服系统模拟计算方法确定4道伺服钢支撑的轴力设定值分别为1 500、1 700、3 200和3 000 kN,与现场监测数据所反映的数值(1 800、2 000、3 000和3 200 kN)相差不大,这说明该方法具备足够的实用性;采用传统钢支撑无法实现轴力自动补偿,变形控制效果较差,较难满足地下连续墙的微变形控制要求;采用伺服钢支撑可满足地下连续墙变形控制要求(5 mm)、桥墩位移控制要求(2 mm)、钢支撑轴力安全要求(4 400 kN)以及基底隆起控制要求(35 mm);对于变形控制要求较严格的基坑工程,可考虑将采用伺服钢支撑作为变形控制的有效方法。

关键词 地铁车站; 基坑开挖; 伺服钢支撑; 数值模拟; 钢支撑轴力

中图分类号 TU94⁺2: U231.3

DOI:10.16037/j.1007-869x.2023.12.022

Numerical Simulation Calculation Method for Steel Bracing Servo System

LI Hengyi, HE Shengya, XU Haiyan

Abstract **Objective:** To scientifically determine the set value for servo steel bracing axial force, enhance the technical application level of servo steel bracing, and improve the control effectiveness of structural deformation, a reasonable numerical simulation calculation method is proposed. **Method:** Leveraging the Shenzhen Metro Line 12 Heping Station foundation pit engineering, based on the actual working principle of the servo steel bracing system, a numerical simulation calculation method is proposed using the dual-control method (dual-control of underground diaphragm wall displacement and supporting axial force). The practicality of the method is validated through

field-monitored data. **Result & Conclusion:** Through a simulation calculation method for the servo steel bracing system, the axial force set values for the four servo steel bracings are determined to be 1 500, 1 700, 3 200, and 3 000 kN, which closely match the values reflected in the field-monitored data (1 800, 2 000, 3 000 and 3 200 kN), which indicates the adequate practicality of the method. Conventional steel bracing cannot achieve automatic compensation of axial force, resulting in poor deformation control and difficulty in meeting the micro-deformation control requirements of the underground diaphragm wall. The use of servo steel bracing can meet the deformation control requirements (5 mm) of underground diaphragm walls, displacement control requirements (2 mm) for bridge piers, safety requirements for steel bracing axial force (4 400 kN), and control requirements for base heave (35 mm). For foundation pit projects with strict deformation control requirements, the use of servo steel bracing can be considered as an effective method for deformation control.

Key words metro station; foundation pit excavation; servo steel bracing; numerical simulation; steel support axial force

First-author's address Guangzhou Metro Design and Research Institute Co., Ltd., 510010, Guangzhou, China

随着我国城市化水平提高,城区建筑密集度不断增加。为防止地铁车站施工期对周边建筑造成严重扰动,一般需满足严格的基坑变形控制要求^[1-2]。在此情景下,传统的支护技术难以达到理想效果,而伺服钢支撑具备轴力实时主动补偿的优势,变形控制能力突出,已经在国内的多例基坑项目得到成功应用。然而,钢支撑轴力水平将直接影响伺服系统的变形控制效果,目前对于伺服钢支撑轴力取值依然具有较大的盲目性。因此,提出合理的钢支撑伺服系统数值模拟计算方法,对于科学确定伺服钢支撑的轴力设定值具有重要意义。

^{*} 广州地铁设计研究院股份有限公司科研项目(KY-2019-074)

文献[3]对基坑支护现场完全伺服段和部分伺服段的位移进行监测和分析,证实了钢支撑轴力伺服系统可有效控制基坑变形;文献[4]研究了软土地区地下两层、三层车站基坑钢支撑轴力伺服系统不同设置方式对围护侧向变形控制效果的影响,提出了伺服系统分区设置方法;文献[5]通过数值模拟方法分析了伺服系统的变形控制效果,但并未具体描述伺服系统的模拟方法;文献[6]采用数值模拟和现场监测分析了钢支撑伺服系统的应用效果,但模拟方法未充分体现伺服系统的工作特点。

综上所述,既有研究侧重于钢支撑伺服系统变形控制效果的分析,已有的数值模拟方法难以反映钢支撑伺服系统对支撑轴力和围护结构变形的“双控”原理。本文根据钢支撑伺服系统的实际工作原理,提出基于双控法的钢支撑伺服系统数值模拟计算方法,并结合现场监测验证其实用性。研究成果对于指导伺服钢支撑的轴力设计具有积极意义。

1 工程概况

深圳地铁 12 号线是支撑深圳市西部发展轴带建设,缓解南山、宝安中心区交通堵塞的普速线路。其中,和平站沿桥和路下方呈东西向敷设,从穗莞深大桥的 30 号和 31 号桥墩之间穿过,属国内首例下穿下城高铁高架结构的地铁车站。和平站基坑位置示意图如图 1 所示。和平站基坑开挖深度为 16.8 m,宽度为 21.0 m,其采用“1 道混凝土撑 + 4 道钢支撑”的复合支撑体系。围护结构和支撑体系如图 2。30 号和 31 号桥墩分别位于基坑北侧和南侧,分别距基坑边缘 7.5 m 和 22.5 m。为严格控制基坑施工对城际铁路桥结构的影响,和平站基坑地下连续墙侧向变形不得超过 5 mm,桥墩变形不得超过 2 mm,钢支撑轴力不得超过 4 400 kN。

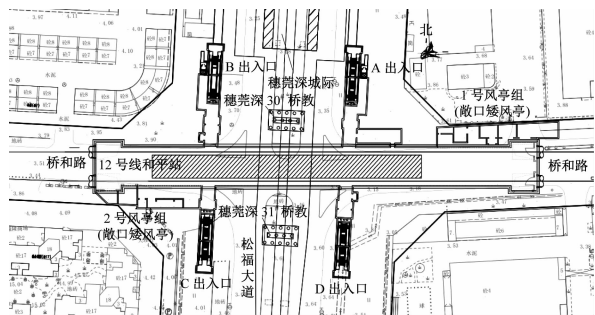


图 1 深圳地铁 12 号线和平站基坑位置示意图

Fig. 1 Schematic diagram of the schematic of the Heping Station foundation pit on Shenzhen Metro Line 12

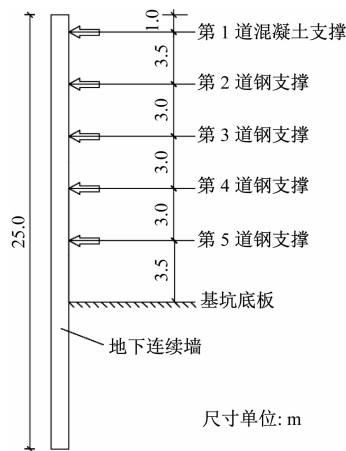


图 2 围护结构和支撑体系

Fig. 2 Retaining structure and support system

2 钢支撑伺服系统工作原理及模拟方法

为满足微变形控制效果,依托工程采用了钢支撑轴力伺服系统。该系统具备地下连续墙变形和支撑轴力监测功能、轴力自动补偿功能;可通过位移及油压传感器全天候实时监测结构变形和受力状态,若不满足控制要求,则自动启动轴力补偿功能,从而实现对地下连续墙变形和支撑轴力的“双控”。钢支撑轴力伺服系统工作原理见图 3。相比于传统钢支撑,伺服系统可克服钢支撑轴力不足引起的变形控制效果不达标的问题,在今后城市地铁基坑建设领域具有广阔应用前景。

在钢支撑轴力伺服系统应用过程中,如何确定各道支撑的轴力设定值将直接影响控制效果。轴力设定值过大,可能引起地下连续墙反向变形,对支撑节点的承载性能也提出更高要求;轴力设定值过小,可能造成变形控制效果不足。而且不同施工步、不同深度的钢支撑轴力设定值也未必相同。采用数值模拟方法进行基坑施工预演,从而确定轴力设定值是一个思路,但对伺服系统模拟计算方法的合理性提出要求。基于此,本文根据钢支撑伺服系统的实际工作原理,确立了基于双控法的钢支撑伺服系统数值模拟计算方法如图 4 所示。该计算方法将地下连续墙变形作为主控目标,通过调整支撑轴力来满足变形控制要求,将钢支撑轴力作为辅控目标,确保其不超过安全上限,从而实现伺服系统的“双控”功能。

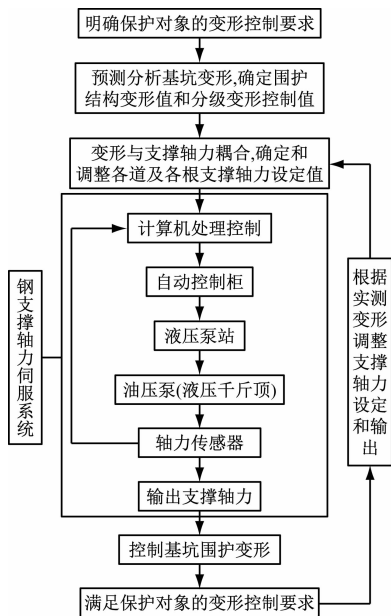


图 3 钢支撑轴力伺服系统工作原理

Fig. 3 Working principle of steel bracing axial force servo system

3 数值模拟

为探究基于双控法的钢支撑伺服系统数值模拟计算方法的实际应用效果,采用有限元软件 Midas GTS NX 开展数值模拟分析。

3.1 计算模型

按照工程实况建立和平站基坑下穿段三维模型,模型大小为 366 m(长)×150 m(宽)×120 m(高),其四周及底部边界均设置法向位移约束,顶部为自由面。地层采用 3D 实体单元建立,地下连续墙和隔离桩采用 2D 板单元模拟,钢支撑和桥桩采用 1D 梁单元模拟。结构计算模型如图 5 所示。

基坑采用逐层开挖并施作支撑的作业方式,具体工序为:执行开挖 1——架设第 1 道混凝土支撑;执行开挖 2(2-1,2-2)——架设第 2 道钢支撑;执行开挖 3——架设第 3 道钢支撑;执行开挖 4(4-1,4-2)——架设第 4 道钢支撑;执行开挖 5——假设第 5 道钢支撑;执行开挖 6 并施作底板。开挖工序示意如图 6。

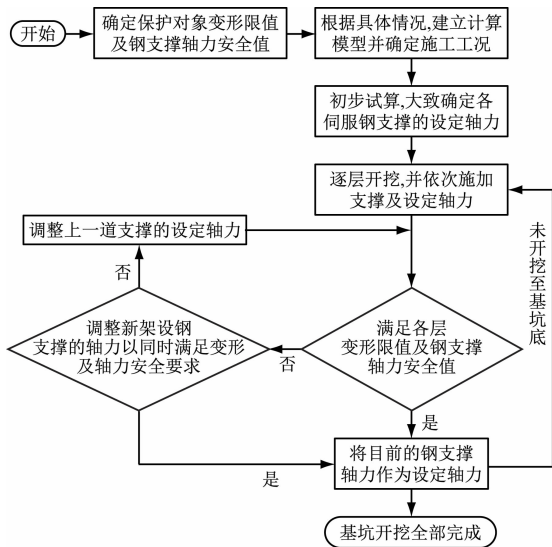


图 4 钢支撑伺服系统模拟方法

Fig. 4 Steel supported axial force servo system simulation method

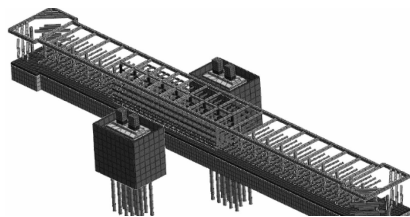


图 5 结构计算模型

Fig. 5 Structural calculation model

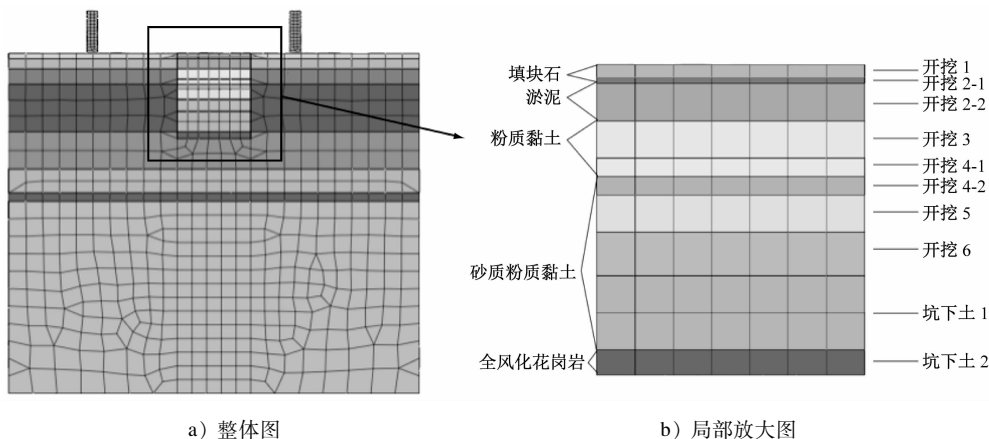


图 6 开挖工序示意

Fig. 6 Excavation procedure diagram

3.2 荷载及材料参数

依据相关设计资料,将桥梁荷载换算成均布荷载作用于桥梁桥墩承台上,30 号和 31 号桥梁承台荷载强度为 138.37 kPa 和 134.52 kPa。整个模型

均考虑重力影响。地层和围护结构分别采用修正摩尔-库伦本构和弹性本构,土体及围护结构材料参数分别如表 1 和表 2 所示。

表 1 土层物理力学参数
Tab.1 Physical and mechanical parameters of soil layer

地层名称	重度 $\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$	弹性模量 E/GPa	泊松比 ν	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	渗透系数 $k/(\text{cm}/\text{s})$	层厚 h/m
填块石	20.5	120	0.28	5.0	38.0		1.5
淤泥	16.2	10	0.42	12.5	4.5	1.157×10^{-6}	3.0
粉质黏土	19.0	25	0.32	30.0	17.5	2.315×10^{-6}	4.5
砂质黏土	18.5	30	0.30	30.0	24.5	1.157×10^{-4}	14.0
全风化混合花岗岩	18.9	70	0.26	40.0	26.5	2.315×10^{-4}	11.0
强风化混合花岗岩	22.5	300	0.28	150.0	36.0	4.051×10^{-3}	7.0
中风化混合花岗岩	25.0	1 500	0.26	500.0	40.0	2.894×10^{-3}	2.5
微风化混合花岗岩	26.5	12 000	0.22	2 000.0	42.5	5.787×10^{-5}	76.5

表 2 围护结构参数
Tab.2 Parameters of retaining structure

围护类型	材料	弹性模量 E/GPa	重度 $\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$	泊松比 ν	尺寸/mm	本构形式
混凝土支撑	C30	30.0	23.0	0.2	800(宽)×1 000(高)	弹性
地下连续墙	C35	31.5	23.0	0.2	厚 1 200	弹性
钢支撑	钢材	210.0	78.5	0.3	$\phi 800$, 厚 20	弹性

4 钢支撑伺服系统控制效果模拟分析

4.1 地下连续墙变形控制效果分析

按照上述顺序逐层开挖并架设支撑,并按照图 4 所述流程模拟钢支撑伺服系统作用。另设立传统钢支撑作用工况,其轴力为被动变化,在施加初始轴力后不再进行人为干预,初始轴力按设计文件取值(第 2 至 5 道钢支撑的初始轴力依次为 -1 500、-1 500、-2 500、-1 500 kN,负表示受压)。采用伺服钢支撑和传统钢支撑的地下连续墙位移如图 7 所示。

由图 7 可知,随着基坑开挖深度增加,地下连续墙最大位移值不断增大。当采用伺服钢支撑时,可保证地下连续墙始终满足微变形控制要求(5 mm)。当采用传统钢支撑时,由于无法实现轴力补偿,从开挖 4 开始,其位移控制效果逐渐弱于伺服钢支撑,并且在执行开挖 5 和 6 时已不能满足变形控制要求。另外,在采用伺服钢支撑时,30 号和 31 号桥桩位移随基坑开挖深度增加而不断增大,在执行

完开挖 6 时达到最大值分别为 0.32 mm 和 0.16 mm(见图 8),依然满足不超过 2 mm 的桥墩变形控制要求。

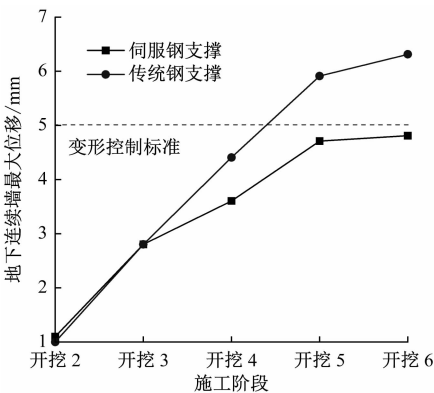


图 7 地下连续墙位移控制效果对比
Fig.7 Comparison of displacement control effects for diaphragm walls

4.2 钢支撑轴力控制效果分析

在基坑开挖过程中,传统钢支撑和伺服钢支撑轴力变化历程如图 9 a)和 9 b)所示。

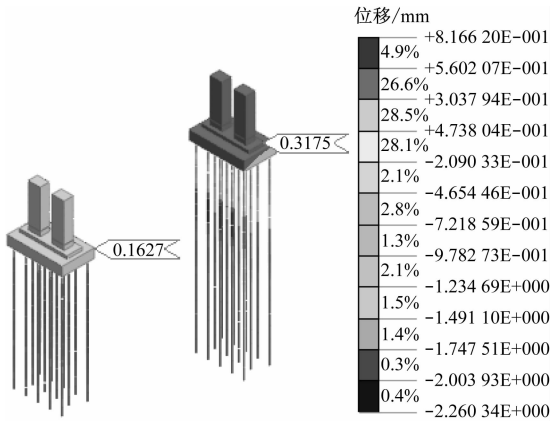


图 8 桥墩最终位移(采用伺服钢支撑)

Fig. 8 Final displacement of bridge pier (adopting servo steel bracing)

由图 9 a)可知,由于传统钢支撑无法主动调控轴力,在施加初始轴力后,钢支撑轴力受外部影响存在不同程度的变化。其中,第 2 道钢支撑轴力减幅达为 170 kN,第 5 道钢支撑轴力增幅达 359 kN。这说明采用传统钢支撑容易导致支撑轴力不稳定,从而难以达到理想的支护效果。由图 9 b)可知,采用伺服钢支撑可有效克服轴力明显波动的问题。经多次试算,第 2 至第 5 道钢支撑的设定轴力值依次为 -1 500、-1 700、-3 200 和 -3 000 kN。由于其为主动控制变形,轴力水平整体高于传统钢支撑,故对整个伺服钢支撑体系,尤其是节点部位的承载性能提出更高要求。

4.3 基底隆起控制效果分析

图 10 为采用伺服钢支撑条件下基坑施工过程

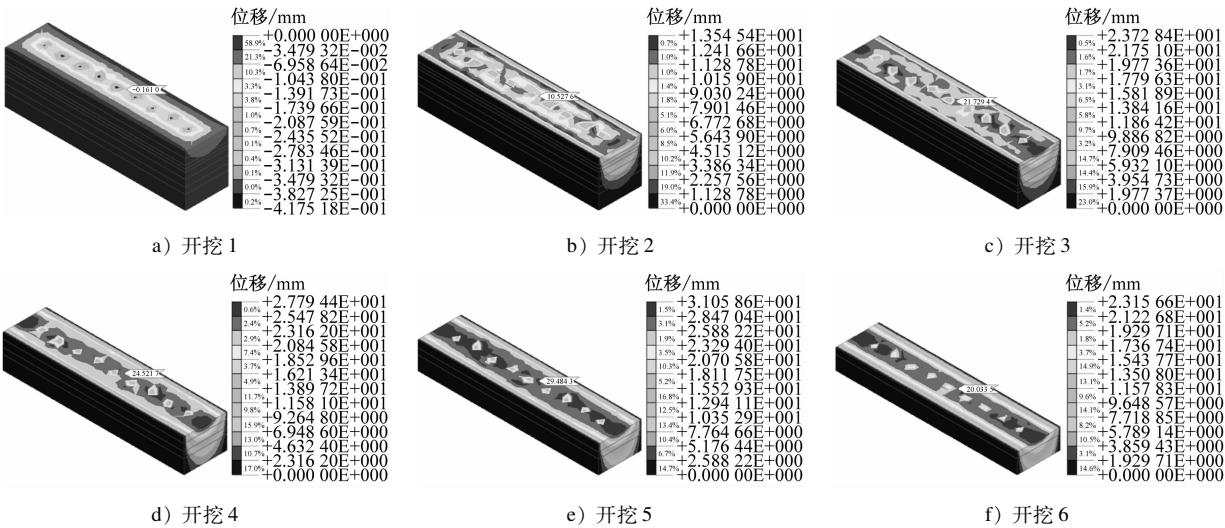
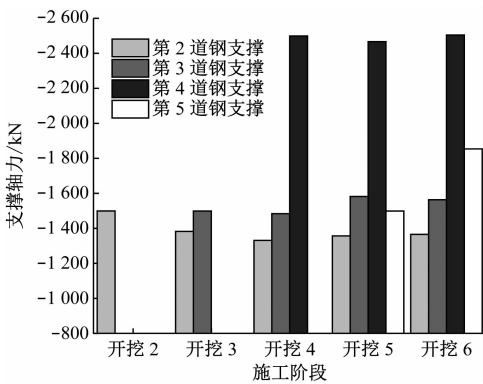
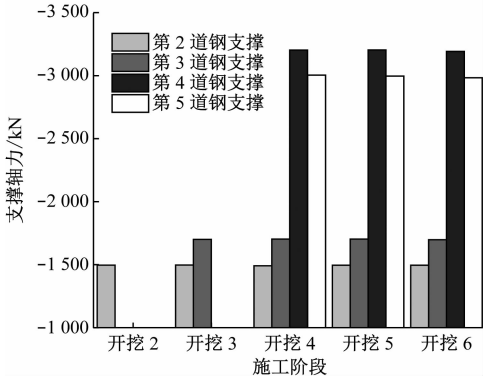


图 10 基底隆起发展情况云图

Fig. 10 Nephogram map of the development of pit bottom heave



a) 传统钢支撑



b) 伺服钢支撑

图 9 钢支撑轴力控制效果

Fig. 9 Control effect of steel bracing axial force

的基底隆起发展情况。图 11 为各阶段的基底隆起发展曲线。

由图 10 和 11 可知,从基坑开挖 1 至开挖 6,基底隆起量依次为 -0.16、10.52、21.72、24.52、29.49 和 20.03 mm,其基本满足 GB 50497—2009《建筑基

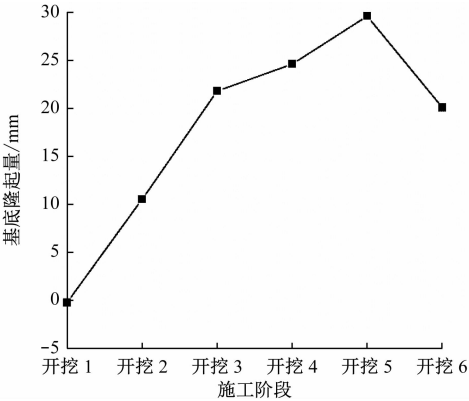


图 11 各施工阶段基底隆起变化曲线

Fig. 11 Variation curve of pit bottom heave at each construction stage

坑工程监测技术规范》^[7]中关于基底隆起不超过 35 mm 的控制要求。当执行开挖 1 至开挖 5，基底隆起量呈现增长趋势，最大值可达 29.49 mm，说明基坑底部土体的卸荷回弹现象趋于明显。当进行开挖 6 时，基底隆起量相比上个工况存在一定程度减小，考虑为底板施作对基底隆起的抑制所致。

综上所述，采用伺服钢支撑可保证基坑施工过程中严格满足地下连续墙变形控制要求（5 mm）、桥墩位移控制要求（2 mm）、钢支撑轴力安全要求（4 400 kN）以及基底隆起控制要求（35 mm）。而采

用传统钢支撑无法实现轴力自动补偿，变形控制效果较差，无法满足围护结构变形控制要求。因此，对于变形控制要求较严格的基坑工程，可考虑采用伺服钢支撑作为变形控制的有效手段。

5 现场监测数据分析

5.1 现场伺服钢支撑轴力调控原则

在实际工程中，伺服钢支撑的轴力值以相关单位提供的设计值为依据并结合经验确定，且依据控制效果进行实时调整。若出现坑内正位移不收敛的情况，则应加载至基坑变形得到控制为止。为防止装置操作失误，进行轴力加载时，采用多次累积加载到最终设定值，每次压力改变量不超过 200 kN。另外，由于相邻钢支撑受力存在相互影响，某根钢支撑的卸荷会带来临近支撑轴力的增加，故只要不超过钢支撑安全上限以及基坑无明显反向变形，原则上不予卸载。当伺服钢支撑轴力达到上限或下限报警值时，需暂停调整轴力，由参与单位沟通并分析原因，经多方讨论达成一致后申请调整伺服端支撑轴力。

5.2 伺服钢支撑轴力监测数据分析

本部分选取了具有代表性的 4 根钢支撑轴力监测时程曲线进行分析，如图 12 所示。

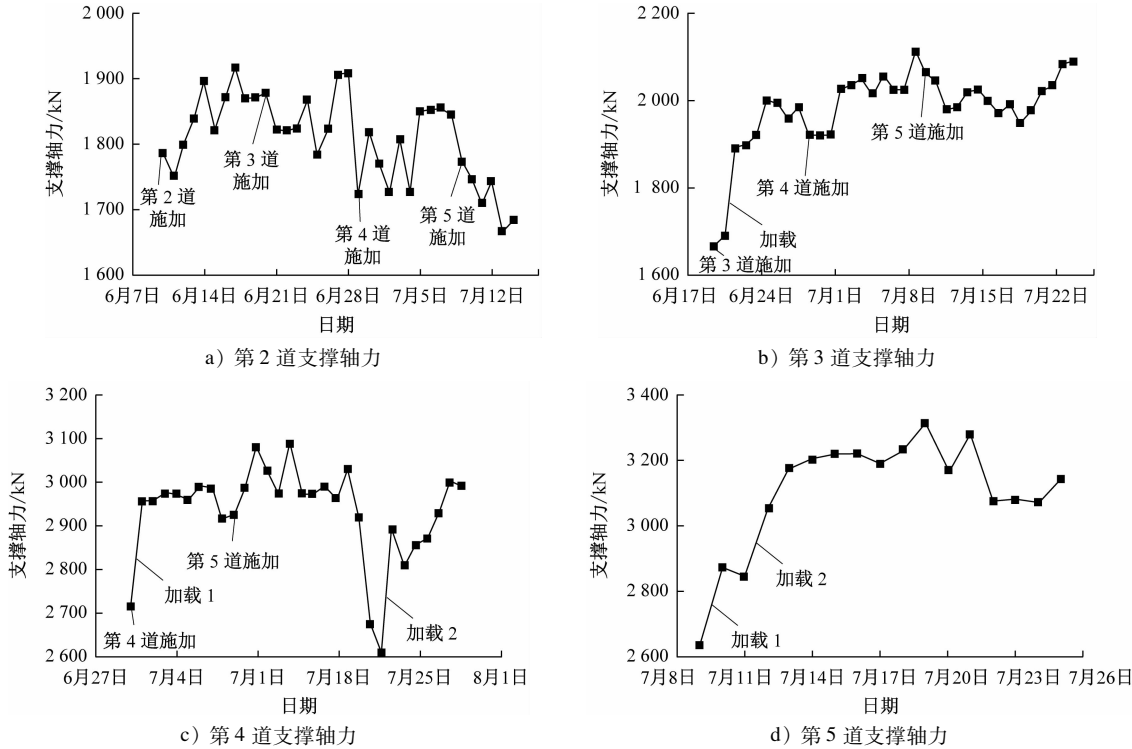


图 12 现场钢支撑轴力监测数据变化曲线

Fig. 12 Variation curve of on-site steel bracing axial force monitoring data

由图12 a)可知,对于第2道支撑,伺服钢支撑初始轴力约1 787 kN,由于对应标高位置的基坑变形控制效果较好,故未进行进一步加载。在整个监测时间段内,受施工扰动、邻近支撑架设、温度、测量误差等诸多因素影响,支撑轴力存在小幅波动,但变形控制效果较稳定,未对支撑轴力进行过多人为干涉。

由图12 b)可知,对于第3道支撑,伺服钢支撑初始轴力约1 666 kN,在架设初期出于改善变形控制效果的考虑,对其进行了一次加载,压力增幅约200 kN。加载完成后,受到基坑开挖的影响,支撑轴力由1 890 kN逐渐增至2 001 kN,并基本稳定在该值。随着第四道支撑架设,第3道支撑轴力小幅下降至1 920 kN左右,在短暂的稳定后再次小幅上涨,并最终在2 000 kN附近波动。整体而言,在进行一次加载后,第3道支撑轴力基本在2 000 kN附近呈小幅波动,波动上、下限分别为2 111 kN和1 890 kN,轴力偏差最大为5.6%。

由图12 c)可知,对于第4道支撑,伺服钢支撑初始轴力约2 714 kN,并在架设完成初期立即进行一次加载,将支撑轴力调整为2 958 kN。第5道支撑架设后,由于基坑进一步开挖的影响,第4道支撑轴力出现小幅增长,并在3 000 kN附近呈现一定波动。7月10日至11日,该道支撑轴力由2 921 kN下降至2 677 kN,由于下降幅度较大,难以对该标高位置附近的地下连续墙提供有效支撑,故进行第二次加载,将轴力调整为2 896 kN。

由图12 d)可知,对于第5道支撑,伺服钢支撑初始轴力约2 635 kN,并在支撑架设完成初期立即进行第一次加载,将轴力调整为2 874 kN,经过短期观察发现变形控制效果并不理想后,对该道支撑实行第二次加载,将轴力调整为3 054 kN。随后,第5道钢支撑轴力在3 200 kN附近呈小幅波动,波动上、下限分别为3 280 kN和3 070 kN,轴力偏差最大为4.1%。

综合上述分析可知,由于现场伺服钢支撑的初始轴力主要是在设计资料提供的轴力设计值的基础上凭工程经验给出,故未必就是最合理的轴力值。但在后期对基坑变形情况进行实时监测,并以此为依据对支撑轴力进行分级加载调整后,往往可以得到兼顾变形控制效果和支撑受力安全的较为合理的轴力设定值(第2至5道伺服钢支撑的轴力设定值依次为1 800、2 000、3 000和3 200 kN)。基

于双控法得到的轴力设定值(第二至五道伺服钢支撑的轴力设定值依次为1 500、1 700、3 200、3 000 kN)与现场监测数据所反映的结果存在一定出入,但整体差别不大,说明该方法具备一定的实用价值。

6 结语

本文以深圳轨道交通12号线和平站基坑工程为依托,根据伺服系统实际工作原理,提出基于双控法的钢支撑伺服系统数值模拟计算方法,结合数值模拟和现场监测数据验证其实用性。主要结论如下:

1) 基于双控法的钢支撑伺服系统数值模拟计算方法将地下连续墙变形和支撑轴力作为控制目标,可基本反映伺服系统的工作原理。通过该方法确定第2至5道伺服钢支撑的轴力设定值依次为1 500、1 700、3 200和3 000 kN,与现场监测数据所反映的数值(1 800、2 000、3 000和3 200 kN)相差不大,说明该方法具备足够的实用性。

2) 采用伺服钢支撑可保证基坑施工过程严格满足地下连续墙变形控制要求(5 mm)、桥墩位移控制要求(2 mm)、钢支撑轴力安全要求(4 400 kN)以及基底隆起控制要求(35 mm)。而采用传统钢支撑无法实现轴力自动补偿,变形控制效果较差。对于变形可控制要求较严格的基坑工程,可考虑将采用伺服钢支撑作为变形控制的有效方法。

参考文献

- [1] 吴小涛,周文,袁丽佳,等. 地下连续墙深基坑支护结构中钢支撑性能研究[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2015, 40(1): 193.
WU Xiaotao, ZHOU Wen, YUAN Lijia, et al. Research on performance of steel support in supporting structure for underground continuous wall of deep foundation[J]. Journal of Guangxi University (Natural Science Edition), 2015, 40(1): 193.
- [2] 张国亮. 紧邻既有线地铁车站深基坑工程稳定与变形特性研究[D]. 长沙: 中南大学, 2012.
ZHANG Guoliang. Study on the stability and deformation characteristics of deep foundation pit near existing line[D]. Changsha: Central South University, 2012.
- [3] 李孚昊,徐佳伟. 支撑轴力伺服系统在地铁深基坑工程中的应用[J]. 路基工程, 2018(3): 157.
LI Fuhao, XU Jiawei. Application of support axial force servo system in subway deep foundation pit engineering[J]. Subgrade Engineering, 2018(3): 157.

(下转第138页)