

基于微变形控制要求的地铁车站基坑 钢支撑预加轴力研究^{*}

李恒一¹ 王志杰² 蔡李斌² 李 振² 徐海岩^{3,4}

(1. 广州地铁设计研究院股份有限公司, 510010, 广州; 2. 西南交通大学交通隧道工程教育部重点实验室, 610031, 成都;

3. 四川农业大学土木工程学院, 611830, 都江堰; 4. 四川农业大学村镇建设防灾减灾四川省高等学校工程研究中心, 611830, 都江堰//第一作者, 高级工程师)

摘 要 地铁车站基坑钢支撑合理取值范围的确定对于围护结构变形控制效果及其受力安全具有重要意义。以深圳地铁 12 号线和平站下穿穗莞深城际铁路高架结构段基坑工程为依托, 通过数值模拟和理论分析, 对基于地连墙变形、地连墙受力、钢支撑受力及墩台位移等不同控制对象的钢支撑预加轴力取值范围进行了研究。结果表明, 地铁车站基坑钢支撑预加轴力的合理取值范围宜为钢支撑设计轴力的 0.5 ~ 0.7 倍。

关键词 地铁; 车站; 基坑; 钢支撑; 预加轴力; 微变形控制要求

中图分类号 TU753.7; U231.4

DOI:10.16037/j.1007-869x.2022.06.011

Study on Steel Support Pre-applied Axial Force of Metro Station Foundation Pit Based on Micro Deformation Control

LI Hengyi, WANG Zhijie, CAI Libin, LI Zhen, XU Haiyan

Abstract The determination of reasonable value range of metro foundation pit steel support is of great significance to the enclosure structure deformation control effect and stress safety. Based on the project of Heping Station of Shenzhen Metro Line 12 under-crossing Guangzhou-Shenzhen Intercity Railway elevated structure section foundation pit, through numerical simulation and theoretical analysis, the value range of steel support pre-applied axial force based on different factors including diaphragm wall deformation and stress, steel support stress and pier displacement is studied. Results show that the reasonable value range of metro foundation pit steel support pre-applied axial force should be 0.5 to 0.7 times of steel support designed axial force.

Key words metro; station; foundation pit; steel support; pre-applied axial force; micro-deformation control requirement

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

钢支撑由于安装便捷、拆卸方便、可反复使用等优点, 在目前的城市地铁基坑支护方面得到广泛应用^[1-5]。钢支撑支护效果的保证与预加轴力的选取有直接关系。目前, 关于钢支撑预加轴力的研究相对较少, 大多都是依据 JGJ 120—2012《建筑基坑支护技术规程》的相关要求, 在设计轴力的 50% ~ 80% 范围内凭经验大致确定预加轴力的取值。

本文以深圳地铁 12 号线(以下简为“12 号线”)和平站下穿穗莞深城际铁路高架结构段基坑工程为依托, 通过数值模拟和理论分析方法, 对基于不同因素的钢支撑预加轴力取值范围展开研究。

1 工程概况

12 号线和平站(见图 1)位于松福大道与桥和路交叉路口, 呈东西向敷设, 在穗莞深特大桥 30[#]和 31[#]桥墩之间明挖下穿通过。

车站为地下二层岛式站台, 标准段宽 21 m, 总长 230 m, 开挖深度约 17 m。下穿段采用“1 道混凝土支撑 + 4 道钢支撑 + 中立柱”支撑体系。车站北侧 30[#]桥墩与基坑净距 7.8 m, 桩基长约 62 m, 为摩擦桩; 南侧 31[#]桥墩与基坑净距 22.5 m, 桩基长约 42 m, 为嵌岩桩。桥墩与基坑之间的土体采用隔离桩和旋喷桩加固。为严格控制基坑施工对穗莞深城际铁路高架结构的影响, 施工现场对下穿段地连墙

^{*} 广州地铁设计研究院股份有限公司科研项目(KY-2019-074); 教育部创新团队发展计划自主项目(IRT0955); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(SWJTU11ZT33)

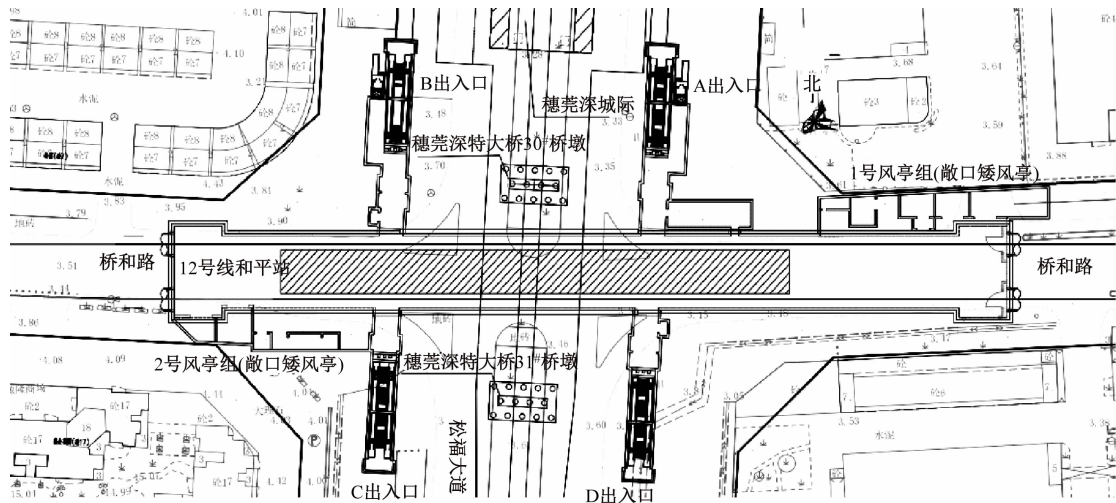


图 1 12 号线和平站基坑平面位置图

Fig. 1 Location plan of Line 12 Heping Station foundation pit

施行微变形控制,其最大侧向变形不大于 5 mm。

2 12 号线和平站数值模拟分析

2.1 模型的建立

本文采用 Midas GTS 有限元软件进行三维建模,模型计算尺寸为 366 m×150 m×120 m(长度×宽度×高度)。为保证计算结果的准确性,对重点分析区域的网格进行加密。对该模型四周边界施加法向位移约束,对底部边界施加竖向位移约束。地层采用 Mohr-Coulomb 本构模型,围护结构采用弹性本构关系。根据相关资料,将 30[#]和 31[#]桥梁荷载换算成均布荷载,并作用于桥墩承台上表面。这

两处桥梁荷载强度分别为 138 kPa 和 134 kPa。

三维数值模拟分析采用与实际施工一致的边开挖、边架撑的顺序:开挖-1→架撑-1→开挖-2→架撑-2→开挖-3→架撑-3→开挖-4→架撑-4→开挖-5→架撑-5→开挖-6 并施做底板。

2.2 计算参数

根据勘察报告及设计资料,和平站地层物理力学参数如表 1 所示。结构参数如下:混凝土支撑选取 C30,截面尺寸为 0.8 m×1.0 m(宽度×高度);钢支撑选用 ϕ 800 mm、壁厚 12 mm 的钢管;地连墙选取 C35,分别厚 0.8 m、1.2 m。

表 1 和平站地层物理力学参数

Tab. 1 Physical and mechanical parameters of Heping Station soil layer

地层名称	厚度/m	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	重度/(kN/m ³)	弹性模量/MPa	泊松比
填块石	1.5	38.0	5.0	20.5	40.0	
淤泥	3.0	3.0	10.0	16.2	6.0	0.42
粉质黏土	4.5	15.0	25.0	13.5	20.0	0.43
砂质粉质黏土	14.0	22.0	28.0	18.0	30.0	0.30
全风化混合花岗岩	11.0	24.5	35.0	19.0	70.0	0.26
强风化混合花岗岩	7.0	36.0	100.0	24.0	300.0	0.25
中风化混合花岗岩	2.5	40.0	500.0	24.0	1 500.0	0.25
微风化混合花岗岩	56.5	27.5	2 000.0	26.3	12 000.0	0.22

2.3 计算工况

根据设计资料,第 2~5 道支撑为钢支撑,其设计轴力依次为 2 965 kN、2 900 kN、4 622 kN、3 022 kN。为充分对比钢支撑不同预加轴力时的变形控制效果,分别按钢支撑设计轴力 F 的 0%、30%、

50%、60%、70%、80%、100% 对模型施加预加轴力。

3 计算结果分析

按照实际施工顺序,对车站基坑进行逐层开挖、加撑,并施加不同的预加轴力。对不同工况下

下穿段的地连墙变形及结构受力进行分析。

3.1 地连墙变形分析

图2为不同工况下的地连墙侧向变形曲线。由图2可知：

1) 随着钢支撑预加轴力的增加,地连墙水平变形量整体呈减小趋势;钢支撑不同预加轴力作用下,地连墙变形曲线形状相似,故各道钢支撑按照相同的设计轴力倍数确定预加轴力时,地连墙的变形规律基本未改变,仅存在量值的差异。

2) 钢支撑预加轴力的变化对标高为-5.0~-20.0 m 范围内的地连墙变形影响较大。对于基坑浅层位置,由于基坑开挖引起的土体卸荷变形较小,钢支撑的作用效果不明显;对于基坑深层位置,由于地连墙距离钢支撑的布设位置较远,且其底部嵌入混合花岗岩地层,受钢支撑作用影响较小。

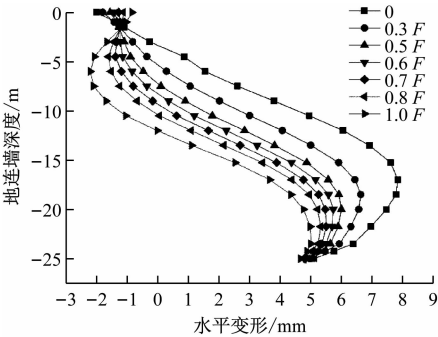


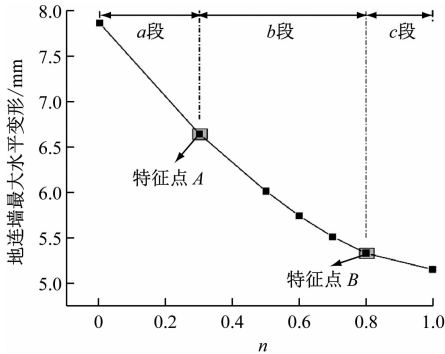
图2 地连墙水平变形随深度变化曲线
Fig. 2 Curve of diaphragm wall horizontal deformation changing with depth

图3为不同工况下的地连墙最大侧向变形曲线。由图3可知：

1) 当钢支撑预加轴力按照设计轴力的0~1倍依次施加时,根据各工况下地连墙的变形控制效果,将其划分为a、b、c 3个阶段。其中,a阶段为(0~0.3)F作用区间,该阶段钢支撑的预加轴力变化对地连墙的最大水平位移影响较明显;b阶段为(0.3~0.8)F作用区间,阶段下钢支撑的预加轴力变化对地连墙变形影响效果良好;c阶段为(0.8~1.0)F作用区间,阶段下钢支撑的预加轴力变化对地连墙变形影响效果一般。综合而言,随着预加轴力的不断增加,钢支撑对地连墙变形控制效果的提升趋于不明显,说明当预加轴力取值较大时,进一步提高预加轴力对变形控制效果的改善有限。

2) 对于a阶段,地连墙的最大变形量为7.86~6.64 mm;对于b阶段,地连墙的最大变形量为6.01~5.33 mm;对于c阶段,地连墙的最大变形量

为5.33~5.15 mm。由此可见,在a阶段,虽然提高钢支撑预加轴力可有效增强其对地连墙变形的控制效果,但变地连墙变形量仍处于较大水平,对基坑稳定性不利;在c阶段,虽然地连墙变形整体较小,但其支撑轴力较大,对基坑受力安全不利。



注:n为钢支撑预加轴力值与轴力设计值的比值。

图3 地连墙最大水平变形随n变化曲线
Fig. 3 Curve of maximum horizontal deformation of diaphragm wall changing with n

综上,当钢支撑预加轴力为其设计值的0.3~0.8倍时,可通过提高预加轴力来有效增强基坑变形的控制效果。

3.2 钢支撑受力分析

当对钢支撑施加预加轴力后,由于应力松弛、温差及结构缝隙等因素的影响,造成钢支撑的轴力损耗。通过计算发现,第4道钢支撑的轴力较高,故对该道支撑进行单独分析。表2为不同工况下的钢支撑最终轴力与预加轴力比值。

表2 钢支撑最终轴力与预加轴力比值							
Tab. 2 Ratio of final axial force and preloaded axial force of steel support							
钢支撑预加轴力	0	0.3F	0.5F	0.6F	0.7F	0.8F	1.0F
钢支撑最终轴力与预加轴力比值	0	1.10	1.03	0.91	0.82	0.76	0.67

由表2可知：

1) 随着钢支撑预加轴力的增加,其最终轴力亦呈增加趋势,但最终轴力与预加轴力比值依次为1.10、1.03、0.91、0.82、0.76、0.67,呈递减趋势。这说明随着钢支撑预加轴力增加,钢支撑的轴力损耗较为明显,轴力利用率逐渐降低。

2) 当钢支撑预加轴力在(0~0.5)F范围内时,最终轴力与预加轴力的比值大于1。这说明此时钢支撑提供的预加轴力较小,不足以对地连墙变形产生强有力的抑制作用,导致地连墙发生较大的临空

向变形,从而对钢支撑造成二次挤压作用。

综上,从钢支撑受力角度而言,当预加轴力处于设计值的 0.5~0.7 倍时,可保证较高的轴力利用率和变形控制效果。

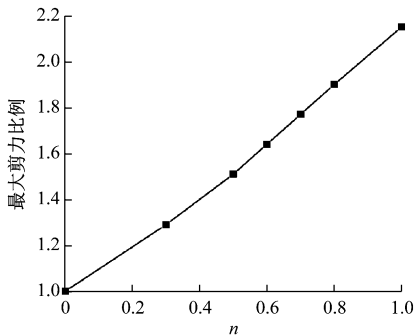
3.3 地连墙受力分析

对钢支撑不同预加轴力作用下下穿段地连墙的受力数据进行汇总,具体见表 3。不同工况下的地连墙最大剪力和弯矩曲线如图 4~5 所示。

表 3 下穿段地连墙内力值

Tab.3 Internal force of undercrossing section diaphragm wall

工况	最大剪力/ (kN/m)	最大剪力 比例	最大弯矩/ (kNm/m)	最大弯矩 占比
0	230	1.00	992	1.00
0.3F	297	1.29	864	0.87
0.5F	348	1.51	881	0.89
0.6F	377	1.64	903	0.91
0.7F	406	1.77	928	0.93
0.8F	436	1.90	1 033	1.04
1.0F	495	2.15	1 280	1.29



注:n 为钢支撑预加轴力值与轴力设计值的比值。

图 4 下穿段地连墙最大剪力比例随 n 变化曲线

Fig.4 Curve of undercrossing section diaphragm wall maximum shear rate changing with n

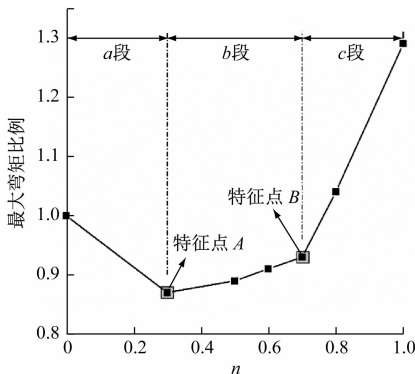


图 5 下穿段地连墙最大弯矩比例随 n 变化曲线

Fig.5 Curve of undercrossing section diaphragm wall maximum bending moment ratio changing with n

综合表 3 及图 4~5 可知:

1) 钢支撑预加轴力在(0~1.0)F 范围内增加时,地连墙剪力亦不断增大,两者近似呈线性关系。当钢支撑预加轴力为 0 时,最大剪力为 230 kN/m;当钢支撑预加轴力为 1.0 F 时,最大剪力为 495 kN/m。若单纯从受剪角度考虑,钢支撑预加轴力的增加对地连墙受力安全存在负面影响。

2) 随着钢支撑预加轴力在(0~1.0)F 范围内增加,地连墙最大弯矩呈现先减小后增加的复杂变化趋势。根据该变化趋势划分为 a、b、c 3 段,其中,a 段为(0~0.3)F 区间,在此区间内地连墙最大弯矩呈现减小趋势,减幅可达 13%;b 段为(0.3~0.7)F 区间,在此区间内地连墙最大弯矩呈现缓慢增加趋势,最大增幅仅 6%;钢支撑预加轴力越小对控制地连墙内力越有利,若从地连墙弯矩影响角度而言,预加轴力在(0.3~0.7)F 范围内均可。

3.4 墩台位移分析

根据 TB 10182—2017《公路与市政工程下穿高速铁路技术规程》的要求,施工过程中应保证墩台位移不超过 2 mm。基于此,对钢支撑不同预加轴力作用下的墩台位移进行研究。图 6 为不同预加轴力作用下的墩台水平位移变化曲线。

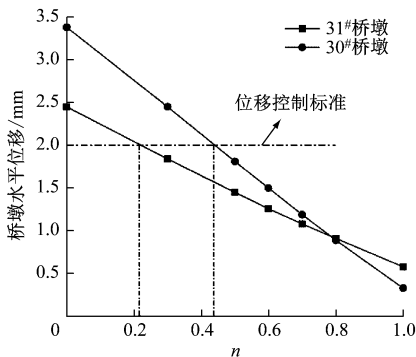


图 6 墩台水平位移随 n 变化曲线

Fig.6 Curve of pier horizontal displacement changing with n

由图 6 可知:

1) 随着钢支撑预加轴力的增加,两墩台的水平位移呈现线性减小趋势,说明通过提高钢支撑的预加轴力可以有效控制桥墩水平位移。

2) 当钢支撑预加轴力小于 0.8 F 时,31# 桥墩的水平位移小于 30# 桥墩;当预加轴力在(0.8~1.0)F 范围内时,31# 桥墩的水平位移大于 30# 桥墩。究其原因可能是:30# 桥墩离基坑边缘较近(约 7.8

m),该侧土体变形对钢支撑轴力变化较敏感,当钢支撑预加轴力较小时,不足以对基坑周边土体产生有效支撑,从而导致该侧土体更容易发生临空向变形;当钢支撑预加轴力较大时,可对周边土体变形产生有效控制,导致该侧土体变形较小。

3) 当钢支撑预加轴力小于 $0.21 F$ 时,两侧桥墩水平位移均不满足 2 mm 的控制要求;当预加轴力小于 $0.42 F$ 时,30#桥墩水平位移不满足 2 mm 的控制要求,即 30#桥墩的位移控制对预加轴力的要求更高。

综上,从桥墩水平位移控制的角度考虑,钢支撑预加轴力不应低于 $0.42 F$ 。

3.5 综合分析

本文对钢支撑不同预加轴力作用下的地连墙变形、钢支撑受力、地连墙受力(剪力、弯矩)、墩台位移进行了分析,得出了基于不同控制对象的钢支撑的合理预加轴力取值范围,见表 4。

表 4 基于不同控制对象的钢支撑合理预加轴力范围		
Tab.4 Reasonable range of steel support pre-applied axial force based on different controlled items		
控制对象	考量内容或要求	钢支撑预加轴力
地连墙变形	满足 5 mm 的微变形控制要求	$(0.30 \sim 0.80) F$
地连墙受力	地连墙剪力、弯矩	$(0.30 \sim 0.70) F$
钢支撑受力	预加轴力利用率、支护作用效果、支护受力安全	$(0.50 \sim 0.70) F$
墩台位移	满足 2 mm 的微变形控制要求	$(0.42 \sim 1.00) F$

由表 4 可知,当以地连墙变形、地连墙受力、钢支撑受力及墩台位移为考虑对象时,所确定的钢支撑的合理预加轴力取值范围分别为 $(0.30 \sim 0.80) F$ 、 $(0.30 \sim 0.70) F$ 、 $(0.50 \sim 0.70) F$ 、 $(0.42 \sim 1.00) F$ 。对于本工程基坑钢支撑合理预加轴力范围的确定,应综合以上 4 方面进行考虑,故取四者交集,为 $(0.50 \sim 0.70) F$ 。即:当钢支撑预加轴力在 $(0.50 \sim 0.70) F$ 范围内,可取得较好的基坑变形控制效果,同时可保证围护结构受力较安全;当钢支撑预加轴力在 $(0.50 \sim 0.70) F$ 范围内时,在此基础上调整预加轴力对基坑变形控制效果的空间有限,若要实现支护效果的进一步大幅度提升,应转换思路采取其他措施,比如旋喷桩、隔离桩等。

4 结论

1) 钢支撑预加轴力变化对基坑标高为 $-5.0 \sim$

-20.0 m 范围内的地连墙变形影响最大;随着钢支撑预加轴力增加,地连墙变形可分为 3 个发展阶段;当钢支撑预加轴力取其设计轴力的 $0.3 \sim 0.8$ 倍时,通过提高预加轴力可有效改善变形控制效果。

2) 随着钢支撑预加轴力增加,钢支撑最终轴力与预加轴力的比值逐渐减小,轴力利用率降低;从钢支撑受力角度而言,当预加轴力取设计轴力的 $0.5 \sim 0.7$ 倍时,可保证钢支撑较高的轴力利用率和变形控制效果。

3) 地连墙最大剪力与预加轴力取值呈近线性关系,最大弯矩随弯矩增加呈先减小、后增大的“3 段式”变化趋势;从地连墙受力角度而言,当预加轴力取设计轴力的 $0.3 \sim 0.7$ 倍时,可保证剪力和弯矩均处于较小状态。

4) 钢支撑预加轴力的增加可有效控制近接墩台的水平位移,且距离基坑较近墩台的位移控制对钢支撑预加轴力取值要求较高;从墩台位移控制角度而言,钢支撑预加轴力应取设计轴力的 0.42 倍及以上。

5) 本基坑工程钢支撑预加轴力的合理取值范围应兼顾以上 4 个方面,取四者交集,为 $(0.5 \sim 0.7) F$ 。

参考文献

[1] 卞国强. 基于基坑变形控制的伺服钢支撑计算分析[J]. 隧道与轨道交通, 2018(3):27.
BIAN Guoqiang. Design and calculation of servo steel support based on excavation deformation control [J]. Tunnel and Rail Transit, 2018(3):27.

[2] 唐克. 基坑伺服轴力钢支撑系统轴力加载策略研究[J]. 城市道桥与防洪,2019(8):237.
TANG Ke. Study on axial force loading strategy of servo axial force steel support system for foundation pit[J]. Urban Roads Bridges and Flood Control, 2019(8):237.

[3] 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(2):62.
HONG Dehai. Analysis on influence of steel support prestress on endogenous force of support structure[J]. Railway Investigation and Surveying, 2010 (2):62.

[4] 陈春红,吴明明,彭加强. 深基坑钢支撑预加轴力计算取值的影响分析[J]. 浙江建筑, 2013(5):43.
CHEN Chunhong, WU Mingming, PENG Jiaqiang. Influence analysis of the range of axial force of prestressed steel bracing on deep excavation retaining system[J]. Zhejiang Construction, 2013 (5):43.

(收稿日期:2020-08-02)