

地铁站深基坑支护设计与开挖变形分析

余海龙

(贵州高速公路集团有限公司都匀营运管理中心, 贵州 黔南州 558000)

摘 要:以成都地铁3号线龙桥路站深基坑工程为背景,结合基坑开挖深度、场地周边环境及工程地质、水文地质条件,采用地下连续墙与水平内支撑相结合的支护形式。利用理正深基坑7.0对围护结构内力、位移及整体稳定性进行计算,并采用MIDAS GTS NX建立有限元模型,对分步开挖过程中地表沉降、地下连续墙水平位移、坑底隆起及内支撑轴力进行分析。结果表明:开挖完成后,理正计算得到地下连续墙最大位移16.26 mm,整体稳定安全系数为3.118;数值模拟得到最大地表沉降约1.3 mm、地下连续墙最大水平位移0.97 mm、坑底最大隆起约7.4 mm,内支撑轴力低于控制值。进一步对地下连续墙材料强度及内支撑形式进行对比后,各方案变形均处于允许范围。综合安全、施工速度和经济性,原支护方案仍有一定优化空间。

关键词:地铁车站;深基坑;地下连续墙;内支撑;数值模拟;变形

中图分类号: TU47 **文献标识码:** A **文章编号:** 3134-9781(2026)04-0007-03

随着城市地下空间不断开发,地铁车站基坑的开挖深度和工程规模逐渐增大。与一般建筑基坑相比,地铁车站通常位于城市建成区,周边建筑、道路及地下管线较为密集,基坑开挖不仅要保证支护结构本身稳定,还要控制地层位移和地表沉降。基坑施工本质上是一个持续卸荷过程,开挖后原有应力平衡被打破,围护墙在坑内外土压力差作用下产生水平位移,坑底土体则因卸荷出现向上隆起;当地下水丰富时,变形控制和止水要求更加突出^[1-3]。

龙桥路站基坑最大开挖深度18 m,所在区域人流量较大,基坑主体又处于卵石土层中,地下水较丰富。为此,本文依托该工程,在原设计资料基础上,对地下连续墙+内支撑体系的计算结果进行归纳,并利用MIDAS GTS NX分析分步开挖引起的地表、围护结构和坑底变形,同时结合原方案中的材料对比结果讨论支护优化,为类似地层条件下地铁车站深基坑设计提供参考。

1 工程概况与地质条件

1.1 工程概况

龙桥路地铁站位于四川省成都市双流区双楠大道一段,周边分布有购物场所、居住小区及城市道路,施工期间对周围环境变形控制要求较高。车站最大长度约220m,最大宽度30m,基坑最大开挖深度18m,场地地形总体较平坦,地表水不发育。结合基坑深度、周边环境和工程条件,基坑安全等级按一级考虑。

1.2 工程地质与水文条件

场地覆盖层主要包括人工填土、黏土、粉细砂、中砂、圆砾土以及不同密实程度的卵石土。上部人工

填土结构较松散、自稳性较差;砂层和圆砾土多呈透镜状分布,稳定性相对较差;卵石土厚度较大,是基坑开挖及支护设计需要重点考虑的地层。原设计采用的主要岩土参数见表1。

场地地下水主要为松散土层孔隙水,砂土、卵石土为主要含水层,卵石层含水较丰富。地下水多以孔隙潜水形式赋存,设计资料中地下水位埋深约6.3~8.3 m,平均约7.1 m。由于车站主体结构主要位于卵石土层中,施工阶段需同时考虑围护结构止水、降水及水位变化对周边沉降的影响。

2 基坑支护方案及结构验算

2.1 支护方案与开挖工况

结合基坑深度、地层条件和周围建筑较密集等特点,工程采用地下连续墙+水平内支撑的支护形式。地下连续墙具有整体刚度较大、抗渗性较好、施工振动和噪声相对较小等特点,适用于城市深大基坑。原设计中地下连续墙采用C45混凝土,厚度1.1 m;立柱采用C30混凝土,截面为直径1 m的圆形;腰梁采用C30混凝土,截面尺寸为0.8 m×0.6 m;内支撑采用钢结构。

基坑按分层、分步方式开挖。计算中第一次开挖至3.5 m,随后继续开挖至7.5 m、11.5 m和15.5 m,最后开挖至坑底18 m,并在各阶段及时施作相应围檩和水平支撑。该工序尽量使支护形成时间与土体卸荷过程相匹配,以减小墙体位移及坑外地层变形。

2.2 理正计算结果

采用理正深基坑7.0进行支护结构计算。嵌固深度初步按0.2倍基坑深度估算,取3.6 m;坑外土压力采用

静止土压力,计算采用m法,并考虑基坑降水条件。围护结构内力和位移采用弹性法中的增量计算方式,使上一开挖阶段的计算结果能够进入下一阶段,更接近实际施工过程。

表1 主要岩土层计算参数

土层	厚度/m	重度/(kN·m ⁻³)	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	泊松比
杂填土	2.90	18.30	7.50	12.50	0.37
黏土	3.50	18.20	18.00	23.10	0.33
砂土	2.10	18.50	0	32.00	0.27
稍密卵石土	5.40	21.90	22.90	36.43	0.23
中密卵石土	7.80	24.50	25.60	38.20	0.20
密实卵石土	18.30	27.40	28.90	41.53	0.18

计算结果显示,基坑开挖完成后,地下连续墙在约14 m深度处位移最大,为16.26 mm;约17 m深度处最大弯矩为1641.92 kN·m;约12 m深度处最大剪力为846.46 kN。基坑整体协同计算得到的最大位移为18.36 mm,最大位移主要出现在地连墙中部,两端位移相对较小,整体变形呈较明显的对称特征。

稳定性方面,瑞典条分法计算得到整体稳定安全系数 $K_s=3.118$,大于原设计采用的控制值1.35;各工况抗倾覆验算中最小安全系数 $K_{ov}=3.259$,大于1.25;支护底部抗隆起安全系数为10.779,大于1.80。由此可见,原设计支护体系在整体稳定、抗倾覆和抗隆起方面均具有较大的安全储备^[4]。从安全角度看支护体系能够满足要求,但较大的安全储备也说明材料和支撑形式仍存在进一步优化的可能。

3 基坑开挖数值模拟

3.1 模型与施工阶段

为分析开挖对周围环境的影响,采用MIDAS GTS NX建立三维有限元模型。模型中将土体视为均匀、各向同性的理想弹塑性连续介质,地下连续墙、内支撑及立柱按弹性材料考虑。首先进行初始地应力平衡,然后激活地下连续墙和立柱,再按照现场开挖顺序逐层钝化土体,并同步激活冠梁、围檩和相应内支撑。各阶段开挖深度依次为3.5、7.5、11.5、15.5和18 m。模型同时考虑自重及地下水影响,以观察各施工阶段变形的发展过程。

3.2 地表沉降

模拟结果显示,地表沉降随基坑开挖深度增加而逐渐增大,最大沉降发生在最后开挖至坑底阶段,约为1.3 mm。沉降区域总体呈“凹槽型”分布,靠近基坑区域受围护结构位移及土体应力释放影响较明显。由于原支护体系刚度较大,最终沉降量整体较小,说明基坑开挖对地表变形的控制效果较好。

3.3 地下连续墙水平位移

地下连续墙水平变形在基坑两侧基本呈对称分布。开挖初期最大位移位置接近墙顶,随着开挖深度增加,最大位移逐渐向墙体中部转移,这与分层卸荷后坑内外土压力重新分布有关。开挖至坑底时,数值模型得到的最大。

水平位移约0.97 mm。该值明显小于理正计算得到的墙体位移,两种计算方法在模型维度、边界条件、土体本构及支撑模拟方式等方面存在差别,因此数值不宜直接等同,但二者均表明支护结构变形处于较小水平。

3.4 坑底隆起与支撑轴力

基坑开挖后,上覆土自重不断减小,坑底土体出现卸荷回弹。随着开挖深度增加,隆起范围由局部逐渐向整个坑底扩展,且由基坑内部向外部逐渐减小。开挖至18 m时,坑底最大隆起约7.4 mm。

内支撑轴力随施工阶段发生明显变化。第一次支护阶段最大轴力达到302.4 kN,出现在第二道支护位置;后续阶段轴力先有所下降,随后随着开挖深度增加再次增大,开挖至坑底时最大值约284.2 kN,均低于原设计采用的800 kN控制值。第一次支护阶段轴力偏大,与该阶段同时形成多道支撑的施工设置有关,后续设计或施工组织中应注意支撑施作时机,避免局部支撑短时受力过大。

综合地表沉降、围护墙水平位移、坑底隆起及支撑轴力可见,支护体系能够有效限制开挖变形。不过,多个指标均远低于控制值,尤其是地下连续墙水平位移较小,与前述稳定性验算反映出的较大安全储备相互印证。

对于位移-时间(或沉降-时间)曲线,当位移或沉降速率突然增大时,应结合开挖深度、支撑施作、地下水位及局部渗漏情况及时分析原因,以监测结果指导后续施工。

4 结论

本文以成都地铁3号线龙桥路站深基坑工程为例,综合采用理正深基坑7.0和MIDAS GTS NX对地下连续墙+内支撑支护体系进行了计算与数值模拟分析。结果表明,原支护方案在整体稳定性、抗倾覆、抗隆起及变形控制方面均满足设计要求,且各项指标远低于控制值,安全储备较大。同时,数值模拟揭示了开挖过程中地表沉降、墙体位移、坑底隆起及支撑轴力的变化规律,验证了分层开挖与及时支护的有效性。综合安全、施工速度与经济性,原方案仍具有一定优化空

间,建议在类似地层条件中可适当调整墙体厚度、支撑道数或材料强度,以实现更优的工程综合效益。

参考文献:

- [1] 孔德森, 吴燕开. 基坑支护工程 [M]. 北京: 冶金工业出版社, 2012.
- [2] 陈忠汉, 黄书秩, 程丽萍. 深基坑工程 [M]. 北京: 机械工业出版社, 2002.
- [3] 龚晓南. 深基坑工程设计施工手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [4] JGJ 120—2012, 建筑基坑支护技术规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.

Design of Deep Excavation Support System and Analysis of Excavation-Induced Deformation for a Subway Station

Yu Hailong

(Duyun Operation Management Center, Guizhou Expressway Group Co., Ltd., Qiannan Prefecture, Guizhou 558000)

Abstract: The construction of a railway tunnel beneath an operating expressway involves multiple stakeholders, including project owners, contractors, monitoring organizations, and expressway operators, and therefore imposes stringent requirements on inter-organizational coordination and construction safety management. Under unfavorable geological conditions characterized by shallow overburden, fractured surrounding rock, and well-developed karst features, excavation-induced disturbance may result in expressway subgrade settlement, pavement cracking, and damage to drainage facilities, thereby posing potential risks to traffic safety. Taking the New Dushan Tunnel of the additional second-track project of the Guizhou - Guangxi Railway, which passes beneath the ramp subgrade of the Dushan Interchange on the Lanzhou - Haikou Expressway, as a case study, this paper analyzes the principal risks and management challenges associated with undercrossing construction from the perspective of the expressway operator. A comprehensive safety management framework covering construction scheme review, pre-construction investigation of existing road conditions, construction information reporting, automated monitoring, manual inspection, and tiered early-warning management is proposed.

Keywords: metro station; deep foundation pit; diaphragm wall; internal bracing; numerical simulation; deformation