

[摘要]广州市轨道交通三号线梅花园站为3层岛式地下站,采用地下连续墙内支撑。该车站周边场地狭窄、管线密集、基坑所处地质条件非常复杂。对地下连续墙侧向变形、支撑轴力、基坑外地下水位、土体深层位移和地面沉降等进行监测,并对监测得到的变形规律进行分析。监测结果表明:地下连续墙水平位移最大值较大,变形值受土体性质、天气(主要为降水)、开挖、加撑等影响显著,且地面超载对地面沉降影响不容忽视。

[关键词]地铁;深基坑;地下连续墙;侧向变形;土体深层位移;地面沉降

深基坑监测技术已在许多工程[1-4]中得到应用,并证实它能很好地指导工程施工。本文通过对广州地铁某地下连续墙内支撑深基坑工程的变形监测分析,得出一些有益结论,为以后类似工程提供经验与借鉴。

1 工程概况

广州市轨道交通三号线梅花园站为3层岛式地下站,全长133m,标准段宽19.0m,端头加宽段23.8m,开挖深度约23~25.5m,安全等级为一级;地下水位埋深2.70~6.20m,年变化幅度2.50~3.20m;采用800mm厚地下连续墙加内支撑的支护方式,进入基坑底面花岗岩残积土层及全风化层不小于7.0m,强风化层不小于6.0m。基坑采用明挖法施工,其主要施工工况如图1所示。基坑涉及到的土层主要物理力学参数如表1所示。

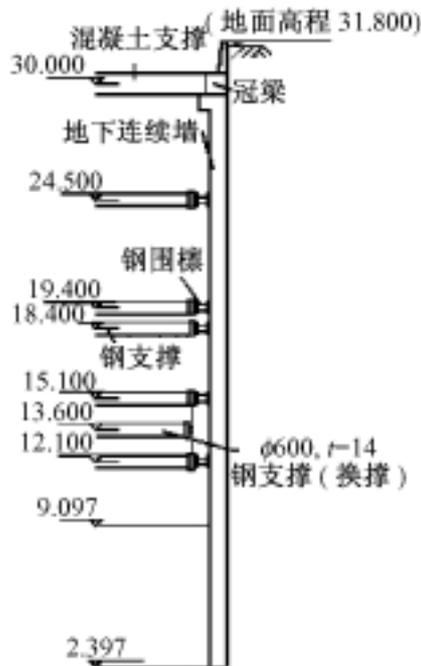


图1 基坑支护示意

Fig. 1 Foundation excavation support

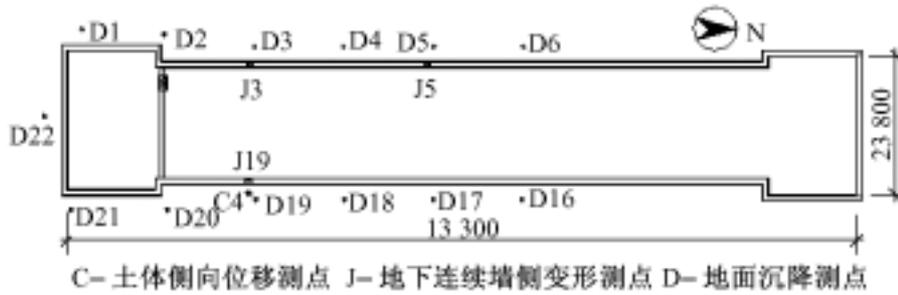


图 2 基坑平面及监测点布置
 Fig. 2 Foundation excavation plan and monitoring points

2 监测复杂性分析

本工程深基坑西面紧邻交通繁忙的广州大道,东面为怡新花园住宅小区,南北均为居民住宅楼;周边场地极为狭窄,管线极为密集,主要管线包括:埋深 1.35m 的 $\Phi 400$ mm 给水铸铁管,埋深 0.69m 的 5 条电力铜管,埋深 2.54m 的 $\Phi 1000$ mm 排水混凝土管,埋深 2.9m 的 $\Phi 400$ mm 排水混凝土管,埋深 1.44m 的

800mm 给水钢管,及电信光纤等;路面高差起伏较大,最大高差达 4.80m;该基坑地貌形态为山间冲洪积洼地,并由表 1 可见,基坑处地质条件极为复杂,车站主体穿越混合花岗岩类残积土与全强风化岩,此类土、岩均有遇水软化、崩解的特性 [5-7],导致岩石强度降低,影响地基土的均匀性和基坑稳定性。

表 1 土层物理力学参数
 Table 1 Physical and mechanical parameters of soil

土层	天然密度/ (g/cm^3)	天然 含水量/%	直快快剪		固结快剪		土(岩石) 地基承载 特征值/k
			粘聚力/kPa	内摩擦角/ $^\circ$	粘聚力/kPa	内摩擦角/ $^\circ$	
①人工填土	1.80	—	20.0	15.0	25.0	20.0	<
③ ₁ 冲洪积相粉砂、细砂	1.80	—	—	28.0	—	—	
③ ₂ 冲洪积相中砂、粗砂	1.85	—	—	30.0	—	—	
④ ₁ 冲洪积相粉质粘土、粘土	1.84	34.9	18.8	11.4	19.2	14.9	
④ ₂ 河湖相淤泥质土	1.44	50.1	6.8	6.5	12.0	10.0	
④ ₃ 坡积相粉质粘土、粘土	1.93	21.2	20.0	22.8	24.0	22.0	
⑤ ₁ 花岗岩类残积相可塑状砂质粘性土	1.90	26.6	20.0	23.6	21.0	21.3	
⑤ ₂ 花岗岩类残积相硬塑状砂质粘性土	1.90	26.7	22.7	23.9	23.1	22.9	
⑥ ₂ 混合花岗岩全风化带	1.94	23.3	23.3	21.2	24.1	23.4	
⑦ ₂ 混合花岗岩强风化带	1.96	19.9	32.0	23.0	50.0	30.0	
⑧ ₂ 混合花岗岩中风化带	2.74	—	800.0	35.0	—	—	5
⑨ ₂ 混合花岗岩微风化带	2.77	0.7	8000.0	40.0	—	—	12

3 监测方案

基坑平面及监测点布置如图 2 所示。根据《建筑基坑支护技术规程》JGJ120-99 的要求,监测方案如下。

- 1) 地下连续墙变形 测斜孔间距 15~20m,测点间距 0.5m;变形限值为 0.10%H 和 30mm 中较小值;监测频率为开挖前测 2 次(初度数),土方开挖过程 1 次/d,底板浇筑前 1 次/7d,浇筑后 1 次/15d。
- 2) 土体侧向变形 2~4 个孔,同一测点间距 0.5m;变形限值为 0.10%H 和 30mm 中较小值;监测频率为土方开挖过程 1 次/3d,主体施工 1 次/7d。
- 3) 支撑轴力测点位于轴力较大处;变形不超过其设计值;监测频率为锁定后第 1 个月内 1 次/7d,以后 1 次/14d。
- 4) 地下水位 3~5 个孔;监测频率为开挖过程 1 次/3d,主体施工 1 次/7d。



5)建(构)筑物沉降、倾斜 孔间距 15~20m.;变形限值为沉降 8mm 或倾斜 4/1 000;监测频率为开挖过程 1 次/3d,主体施工 1 次/7d。

6)地面沉降 孔间距 15~ 20m;变形限值为 0.10%H;监测频率为围护结构施工 1 次/d,土方开挖过程 2 次/d。

7)地下管线的位移及沉降 测点间距 5~10m;监测频率为围护结构施工 1 次/d,土方开挖过程 2 次/d。

4 监测结果分析

4.1 地下连续墙水平位移分析

图 3 为 J3、J5 孔地下连续墙水平位移随深度变化曲线,从图 3 可以看出,由于土方开挖、基坑降水等改变了基坑内外原有的应力平衡,使应力发生重分布,从而使墙体产生变形达到新的平衡稳定状态。

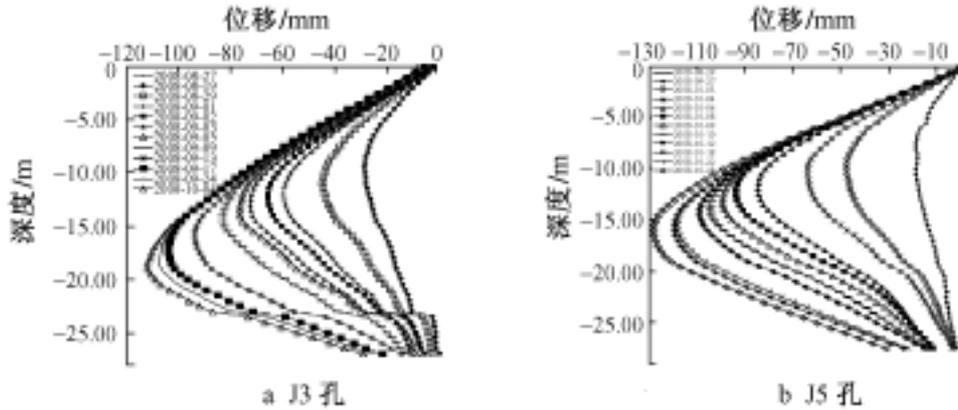


图 3 墙体水平位移曲线示意

Fig. 3 Horizontal displacement curves of diaphragm wall

1)土方开挖后,地下连续墙逐渐倾斜,并向坑内凸出,呈现出两头小,中间大的“鼓肚子”特点,且随开挖深度加深变形加大,最大变形点逐渐向下移动;开挖到坑底后,变形趋势减缓;地下连续墙的水平位移分布具有明显的三维空间效应,即基坑边角处围护结构的水平位移较小,随后逐步增大,至基坑中部达到最大值,由此说明基坑边角附近的空间作用较强,而中部较弱。

2)基坑靠近道路的西侧地下连续墙水平位移大于基坑东侧水平位移。主要原因:①基坑西侧存在较大的车辆动荷载,在反复的动荷载作用下,基坑侧向位移量加大,而与之相对应的东侧离交通要道较远,对地下连续墙的影响要小得多。②基坑西侧存在污水管和雨水管,检查发现它们均存在不同程度的漏水情况。随着漏水逐渐向基坑方向运动,基坑边界土体含水量逐渐增大,孔隙水压力也随之迅速增大,最终导致该处地下连续墙侧向位移偏大。相似结论见文献[8]。③基坑西侧的钢支撑、脚手架、钢筋、轮式起重机等施工荷载相当增加了西侧土体的主动土压力,导致该侧地下连续墙水平位移偏大。

3)地下连续墙侧向变形速率受土性、天气状况影响较大。以 J5 孔为例,在 9 月 27 日~10 月 10 日第 3 层土开挖期间,10 月 1 日~10 月 4 日连续遭暴雨袭击,使得基坑普遍积水,而地下连续墙的水平位移也从 9 月 27 日的 18.36mm 开始迅速增加,到 10 月 6 日已达到 84.32mm,鉴于变形速率已达 6.6mm/d,立刻停止土方开挖,加强监测,并及时加上支撑,变形速率在 10 月 8 日后已基本放缓。9 月 27 日至 10 月 10 日的位移总量达 75.31mm,占总变形的 58.65%,地下连续墙侧向变形速率达 5.38mm/d。原因是:该处土层主要由混合花岗岩残积土、混合花岗岩全风化带及混合花岗岩强风化带组成。连续暴雨使土层出现软化和崩解,承受荷载能力随之下降,并最终因地下连续墙受到的被动土压力减小而导致侧向变形速率偏大。直到天气转晴,土体不再泌水,并通过加撑等有效施工手段,地下连续墙的侧向变形速率才逐渐变小。



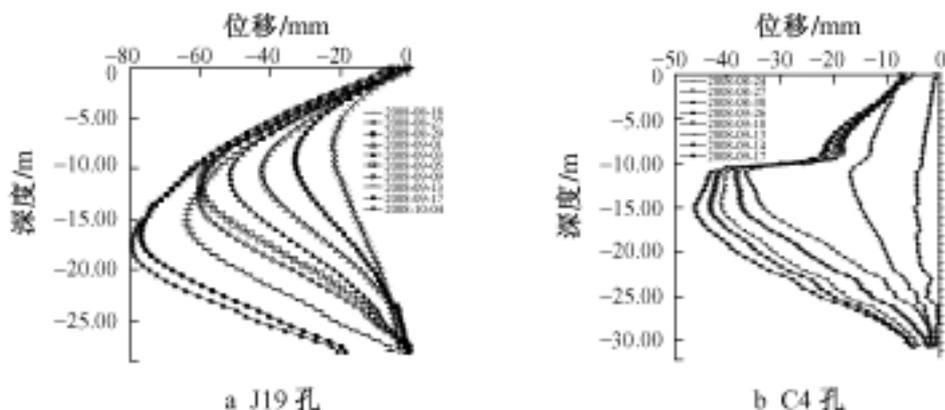


图4 墙体水平位移和土体侧向位移比较
Fig. 4 Horizontal displacement of diaphragm wall and lateral displacement of soil

4)地下连续墙侧向变形速率受开挖土层部位、超挖施工、加撑时机影响显著。以J3孔为例,施工工况:9月1、3、4、9、13日分别加第2~6道支撑,9月24日垫层完成,10月4日底板完成。不同土层开挖时,地下连续墙水平位移变化速率不同。联系图3及施工工况,可得测点J3在开挖1~6层时地下连续墙水平位移变化速率分别为3.15、8.11、5.32、1.66、2.62、2.54mm/d。

造成差异的原因:①各土层的土性不同;②开挖各层土持续时间不同;③未及时加内支撑的影响,如开挖第1层和第2层土时,因未及时加撑导致变化速率偏大。

地下连续墙水平位移增加速率受超挖施工影响严重。据现场施工情况,2008年8月27日已挖至第2道支撑位置,8~29日已至第3道支撑深度,但到2008年9月1日才加上第2道支撑,相当于超挖了近一层土,这对地下连续墙侧向变形的影响在图3中得到了明显体现。从2008年8月18日开挖至9月1日,变形已达59.60mm,占总变形的53.31%,平均每天达到4.6mm,特别是29、30日达到了7.55mm/d,是J3测点地下连续墙水平位移增加最快的阶段。

内支撑对抑制地下连续墙水平位移变化速率效果显著。第2道支撑完工后,变形速率马上从7.55mm/d降到5.99mm/d,相差接近1.6mm/d;第3道支撑完工后,地下连续墙变形速率更是减小到2.07mm/d。

5)基坑土方开挖结束后,地下连续墙侧向变形仍有所增加。9月17日土方开挖结束至10月4日底板完工,地下连续墙水平位移增加了8.04mm,占总变形的7.19%。这就要求充分利用时空效应理论,在土方开挖结束后迅速施工垫层以及底板,减少暴露时间,换撑时先架设新支撑再拆除旧支撑,支撑拆除后能迅速施工边墙,利于围护结构和周围建筑物变形控制。

4.2 土体侧向变形

土体测斜孔C4刚好位于地下连续墙测斜孔J19的正后方,所以两者很有可比性(见图4)。

1)虽然两者位置较接近,但数值上相差很多,曲线形状也存在很大差异,图4a中对应9月17日位移已达77.29mm,而图4b对应9月17日位移只有45.98mm。导致差异的原因如下:基坑开挖过程中,其周围土体的变形情况比较复杂,除了占主导地位的朝坑内水平位移外,还包括竖向位移以及一定程度的侧向挤压和扭转。在这种复合变形作用下,埋设于基坑边缘土体中的测斜管将会发生很大的变形扭转,严重影响测试结果的准确性。而地下连续墙的刚度远大于其周围土体的刚度,所以基坑开挖过程中,在周围土压力作用下,它一般表现为朝坑内位移,埋设于其中的测斜管能很好地与地下连续墙的位移相协调,故其变形扭转很小。文献[9]指出,埋设于支护结构中测斜管的监测结果更能真实、直接地反映基坑的水平位移。

2)两者变化趋势及变形速率接近。如变形速率最快的8月27日至9月6日,图4a变化了37.66mm,而图4b变化了31.89mm,变形速率都接近于4mm/d。

4.3 地面沉降和建筑物沉降观测结果分析



本基坑主要有内围和外围沉降观测,内围观测指基坑周边(距地下连续墙 2~3m)地面沉降观测,主要由 22 个测点组成(见图 2);外围观测指基坑周边建筑物、路面、管线沉降观测,主要由 86 个测点组成,主要分布在怡新花园及广州大道西侧的梅园新村。各观测点累计沉降曲线如图 5 所示。由图 5 可得出坑周地面沉降规律如下。

1)沉降随基坑开挖而增大;土方开挖停止不代表地面沉降结束;如测点 D19 在 9 月 17 日已到达基底,从图 5c 可得出此时坑周沉降并未结束。

2)超载大的一侧沉降量较大。以 10 月 1 日监测数据为例,D3 对应西侧地面沉降达 85.68mm,而 D19 对应东侧地面沉降只有 28.08mm,即西侧地面沉降明显大于与之对应的东侧地面沉降。

3)地面或建筑物沉降与地下连续墙侧向变形相比有明显的滞后性。以 J5 和 D5 为例,J5 的地下连续墙侧向变形速率从 9 月 27 日就开始加快,到 10 月 6 日 10d 时间已变化了 65.96mm,占总变形的 51.37%,变化速率达 6.6mm/d,而对应的 D5 地面沉降变化速率从 1 月 5 日才开始增加,从 10 月 5 日的 43.08mm 到 10 月 12 日的 64.94mm,再到 10 月 12 日的 83.44mm,变化速率也逐渐加快。原因主要包括:①土体蠕变需要时间;②地表所产生的沉降与土体主固结有关[10]。

4)同一建筑物差异沉降很小。如同一房屋测点 V38、V39,在 10 月 5 日,V39 累计沉降为 18.35mm,V3 累计沉降为 15.95mm,相差不到 3mm,如果考虑到误差,两者的沉降几乎相等,沉降曲线也几乎重合在一起。究其原因主要是该房屋为新建的桩基础混凝土框架结构,保证了整体性。

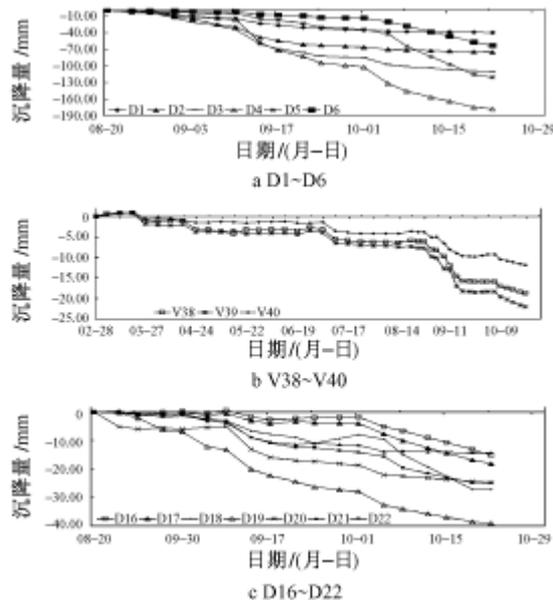


图 5 各观测点累计沉降曲线示意

Fig. 5 Accumulated settlement curves of test points

5 结语

纵观监测结果,本基坑地下连续墙最大水平位移达 128.40mm(J5),最大累计沉降达 177.75 mm(D4),都已大大超过警戒值,但通过在施工期间及时提交监测结果和数据的规律性分析,预测及评估下一阶段施工安全,为施工单位采取措施提供依据。在整个基坑施工期间,各类管线未发生一起事故,运营情况始终良好,周边房屋虽出现一些裂缝,但也与其房屋结构严重老化、基础形式简单有密切关系,且未影响到正常使用,总体实现了基坑施工安全。主要结论如下。

1)基坑开挖过程中,地下连续墙水平位移随开挖深度加深,变形加大,最大变形点逐渐下移,且分布具有明显的三维空间效应;基坑土方开挖结束并不意味着地下连续墙变形结束;地下连续墙的变形速率受超挖、加撑时机、土体性质、天气及开挖部位影响显著。

2)土体测斜在一定程度上反映了基坑周围土体的综合变形情况;土体测斜结果与地下连续墙测斜结果具有相关性,但连续墙测斜结果能较真实地反映基坑壁的水平位移情况,可作为基坑稳定性判别的依据。



3)地面超载对地面沉降影响明显;地面沉降相对地下连续墙位移具有一定的滞后性,地面沉降主要由土体的主固结和蠕变引起。

4)复杂周边环境对深基坑支护体系变形影响明显,设计、施工、监测等环节均应充分重视;在环境复杂条件下进行超深基坑施工,采取切实可行的施工方案,建立完善的信息化施工监控体系至关重要。

参考文献:

- [1]熊孝波,孙钧,徐伟,等.润扬大桥南汉北锚碇深基坑开挖工程实践[J].岩土工程学报,2003,(3):157-162.Xiong Xiaobo, Sun Jun, Xu Wei, et al. Case study on excavation of deep foundation pit for the north concrete anchor of south branch of Runyang Bridge [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2003, (3):157-162·(in Chinese)
- [2]安关峰,宋二祥.广州地铁琶州塔站工程基坑监测分析[J].岩土工程学报,2005,(3):333-337. An Guanfeng, Song Erxiang. The analysis of excavation monitoring for the Pazhou subway station in Guangzhou [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, (3):333-337·(in Chinese)
- [3]况龙川.深基坑施工对地铁隧道的影响[J].岩土工程学报,2000,(5):284-288. Kuang Longchuan. Influence of construction of deep foundation pit on tunnels of metro [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, (5):284-288·(in Chinese)
- [4]屠毓敏,阮长青,赵向前,等.温州大剧院深基坑支护技术[J].岩土工程学报,2006,(1):59-62. Tu Yumin, Ruan Changqing, Zhao Xiangqian, et al. Protecting technique for deep excavation of Wenzhou Grand Theater [J].Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, (1):59-62·(in Chinese)
- [5]刘明俊,李明雨.深圳花岗岩残积土的物理力学特性[J].工程勘察, 1985, (4): 24-26. Liu Mingjun, Li Mingyu. Physical and mechanical properties of granite residual soil in Shenzhen [J]. Journal of Geotechnical Investigation&Surveying,1985, (4): 24-26·(in Chinese)
- [6]黄欢.广东番禺市花岗岩残积土的工程地质特征及其应用[J].水文地质工程地质, 2000,(3) . HuangHuan. Engineeringgeological properties of granite eluvium and its application in Panyu city, Guangdong [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2000,(3). (in Chinese)
- [7]黄文熙.土的工程性质[M].北京:水利电力出版社,1983. Huang Wenxi. Engineering properties of soil [M]. Beijing: ChinaWater Power Press,1983·(in Chinese)
- [8]孙强,李厚恩,秦四清,等.地下水引起的基坑破坏分析[J].岩土工程学报,2006,28(增刊):1428-1432. Sun Qiang, Li Houen, Qin Siqing, et al. Analysis of foundation pitcollapse caused by groundwater[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006,28(S):1428-1432·(in Chinese)
- [9] 刘利民,张建新.深基坑开挖监测时测斜管不同埋设位置量测结果的比较[J].勘察科学技术, 1995,(6). Liu Limin, Zhang Jianxin. Comparison of the measuring result for different setting position of the inclinometer tube for the monitoring of deep foundation pit excavation [J]. Site Investigation Science and Technology, 1995, (6). (in Chinese)
- [10]汪中卫,刘国彬,王旭东,等.复杂环境下地铁深基坑变形行为的实测研究[J].岩土工程学报, 2006,(10). Wang Zhongwei, Liu Guobin, Wang Xudong, et al. Study on thedeformation of a deep metro excavation under complex environment[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006,(10). (inChinese)

