

盖挖法托换技术在沈阳站地下通道工程中的应用

陈晨¹, 赵文¹, 李慎刚¹, 庞宇斌²

(1. 东北大学资源与土木工程学院, 辽宁沈阳 110819; 2. 中国建筑东北设计研究院有限公司, 辽宁沈阳 110003)

摘 要: 通过对沈阳站东站房地下通道工程开挖过程的数值模拟, 对基坑开挖过程中地面沉降、支护桩的变形、立柱的内力和下卧地铁区间的变形进行了计算分析。结果表明, 托换板可以有效地限制支护桩的水平位移和基底土体的隆起, 进而控制地表沉降的产生; 基坑开挖过程中所引起的基底土体隆起会使立柱自身的轴力增大, 影响内支撑结构体系的稳定; 基坑开挖对其下卧地铁区间的水平、竖向位移有明显影响, 区间以“水平向压缩、竖向拉伸”的椭圆形形式产生收敛变形。交叉建设的基坑工程对周围环境及建构筑物的影响不容忽视。

关键词: 基坑开挖; 托换技术; 盖挖法; 地面沉降; 地下通道; 地铁

中图分类号: TU 94 文献标志码: A 文章编号: 1005-3026(2015)02-0274-06

Underpinning Technique Based on Cover-Cut Method for Underground Passage Project at Shenyang Railway Station

CHEN Chen¹, ZHAO Wen¹, LI Shen-gang¹, PANG Yu-bin²

(1. School of Resources & Civil Engineering, Northeastern University, Shenyang 110819, China; 2. China Northeast Architectural Design & Research Institute Co., Ltd., Shenyang 110003, China. Corresponding author: CHEN Chen, E-mail: 13963321@qq.com)

Abstract: The excavation process of the underground passage under the east station house at Shenyang station was simulated by FEM. The land subsidence, deformation of retaining piles, inner force of stand columns, and the deformation of underlying tunnel were analyzed. The results show that underpinned plates can limit the horizontal displacement of retaining piles and the upheaval of the pit bottom effectively, thus controlling the land subsidence. The upheaval of the soil at the pit bottom caused by the excavation process leads to the increase of the axial force of stand column, which may affect the stability of the support structure system. Moreover, the excavation process has an obvious effect on horizontal and vertical displacement of underlying tunnel, where one kind of convergent deformation happens in the tunnel in the form of ‘the horizontal compression and the vertical stretch’. The impact of the cross construction of foundation pit on the ambient environment and structures cannot be ignored.

Key words: pit excavation; underpinning technique; cover-cut method; land subsidence; underground passage; subway

基坑开挖过程中支护结构被动侧的卸载作用及基底土体回弹作用会引起支护结构与土体的侧向变形, 导致基坑附近地表沉降以及既有桩基附加应力及位移增大, 严重的将导致桩基及其上部结构发生失稳破坏^[1-3]。当采用内支撑体系时, 基底土体隆起会导致立柱桩发生向上的竖向位移,

甚至导致内支撑系统的整体失稳破坏^[4]。此外, 基底土体隆起也会使基坑下方既有地铁隧道产生变形和附加应力, 从而影响地铁的运营安全^[5-7]。因此对这种交叉建设的基坑工程应确保其施工的安全性。

收稿日期: 2013-10-09

基金项目: “十二五”国家科技支撑计划项目(2012BAK24B01); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(N11301003)。

作者简介: 陈晨(1981-), 男, 辽宁沈阳人, 东北大学博士研究生; 赵文(1962-), 男, 内蒙古集宁人, 东北大学教授, 博士生导师。

1 工程概况

沈阳站第三候车室为早期沈阳火车站主要建筑,主体结构为现浇钢筋混凝土框架结构,地上 2 层,局部一层地下室,候车室基础形式为桩基础,建筑面积为 5 674. 05 m²,主楼室外地坪至塔楼穹顶的建筑总高度为 24. 5 m. 沈阳站东站房地下通

道工程是连接沈阳火车站与沈阳地铁一号线的通道,通道从既有沈阳站原第三候车室下方穿越;采用托换板盖挖方案对原第三候车室进行保护,东站房以外部分采用明挖方案. 该方案包括通道基坑支护、托换板施工、基坑明挖、盖挖、通道主体施工三个部分. 下方是地铁一号线某盾构区间. 地下通道与第三候车室、地下盾构区间位置关系见图 1.

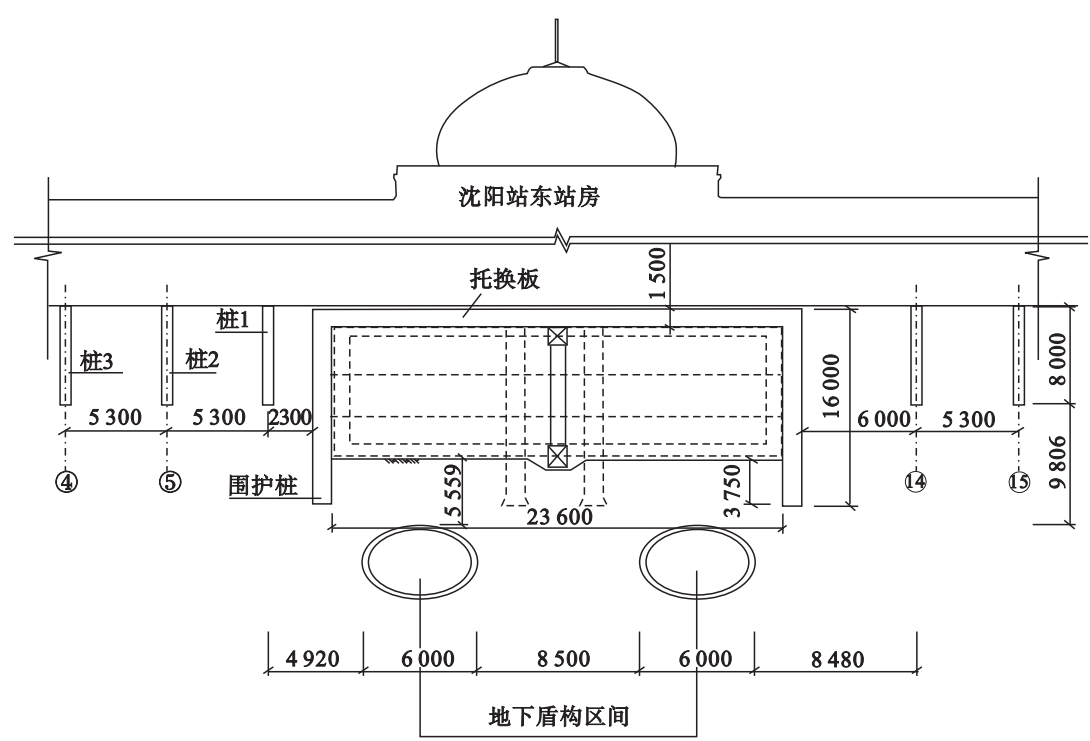


图 1 地下通道与第三候车室、地下盾构区间的相对位置
Fig. 1 Relative location of underground passage,the third waiting room and shield interval

场地土体主要由第四纪全新统人工堆积层(Q^{4ml}),第四纪浑河新扇相($Q^{4ial+pl}$)黏性土、砂类土和碎石类土,第四纪上更新统浑河老扇相($Q^{32al+pl}$)黏性土、砂类土和碎石类土组成. 稳定水位埋深为 8. 40 m 左右.

基坑盖挖段长度 50 m,宽度 23. 6 m,深度 12. 25 m. 基坑采用支护桩 + 钢支撑联合支护形式. 支护桩桩径 1. 0 m,间距 1. 6 m,嵌固深度 3. 75 m. 支撑采用钢管对撑,钢管直径 609 mm,壁厚 16 mm,设两道钢支撑.

施工过程包括:通道基坑支护、托换板(盖板)施工、盖挖基坑主体施工. 托换板结构施工方法:在既有桩基处,对桩身钻孔并植入钢筋;同时,在既有结构墙处,在墙两侧先施作托换桩基,然后施作托换梁,最后施作托换板. 托换板为下部土体的开挖提供了一个安全的施工环境.

2 数值模拟

针对本工程的特点,为评估基坑开挖对沈阳站(既有桩基)及下卧隧道的影响及支护结构的受力变形,采用 MIDAS/GTS 软件建立三维精细化计算模型,模型尺寸为 80 m × 50 m × 55 m (长 × 宽 × 高). 周围土体本构关系采用基于摩尔 - 库仑准则的理想弹塑性模型,土体采用实体单元模拟;托换板、结构基础桩、围护结构及钢支撑采用弹性模型,托换板、围护结构用板单元模拟,结构基础桩、钢支撑用梁单元模拟. 模型边界条件采用顶面为自由面,其余结构面均只约束法向位移. 基坑施工过程中,计入最不利剖面的地面荷载:墙底均布荷载 100 kN/m,柱底端集中力荷载 800 ~ 1 500 kN,托换板上方填土荷载和托换柱

集中荷载施加于托换板顶面. 混凝土的强度等级为 C30. 根据基坑开挖及支护结构的施工工序, 计算考虑三步施工工况: ①开挖第一层土并施加第一道支撑; ②开挖第二层土并施加第二道支撑;

③开挖至基坑底标高. 各土层及支护结构力学参数见表 1; 计算模型见图 2, 图中所示模型宽度为原模型一半, 以便于观察结构桩位置.

表 1 土层及支护结构的计算参数
Table 1 Mechanical parameters of layered soil and retaining structures

土层及支护结构	厚度/m	弹性模量 E/MPa	黏聚力 C/kPa	内摩擦角 $\varphi/({}^{\circ})$	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	泊松比
素填土	3	7.60	5.0	16	17.0	0.45
粉质黏土	5	16.60	30	16	19.2	0.32
细砂	20	28.20	3.5	29	18.4	0.30
粗砂	25	30.40	2.0	35	20.5	0.25
砾砂	2	84.70	5.1	33	18.7	0.28
托换梁	1.50	3×10^4	—	—	25.0	0.20
支护桩	1.0(直径)	3×10^4	—	—	25.0	0.20
钢支撑	0.6(直径)	2×10^5	—	—	78.0	0.30

上部结构物的平面刚度对下部桩体内力影响较大, 而对桩体的变形影响较小^[8-9]. 在施工过程中基坑顶部盖挖托换板并未与原建筑物进行刚性连接, 上部结构的刚度对托换板和基坑支护桩的影响非常小, 因此本文未考虑上部结构物平面刚度的影响.

3 模拟结果与实测结果的对比分析

通道中部横断面附近为最不利剖面, 因此以下位移计算值与实测值的对比分析均针对该断面各分析部位展开.

3.1 基坑开挖对上部结构的影响分析

图 3 中地表沉降的位置对应于表 2 数据. 从表 2、图 3 可得出: ①随着通道土体开挖, 托换板先整体下沉, 之后中部有隆起趋势, 两边微弱下沉, 整体沉降曲线呈“W”状. ②中部隆起最大值约为 1.33 mm, 两边最大沉降 9.78 mm. 随着基坑开挖深度的加深, 托换板的内力值也将逐渐增大. 托换板为了限制支护桩及立柱的变形产生了内力及形状的变化. ③地面沉降最大值在 14 轴柱位置, 地面沉降值约为 12.4 mm; 4 轴和 15 轴位置沉降值很小, 可忽略不计, 即本基坑开挖对地表沉降的影响范围约为 13 m.

从图 4 可看出: 两种情况产生的沉降最大值的位置基本一致, 变形趋势基本相同, 但地表沉降的实测值与模拟计算所得值相比较小, 这是由于

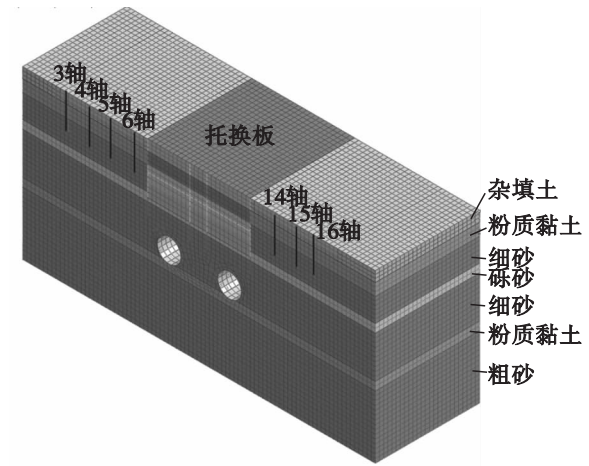


图 2 计算模型
Fig. 2 Calculation model

表 2 地表沉降值
Table 2 Surface subsidence values

状态	沉降值/mm								
	4 轴	5 轴	支护桩	1/4 跨	托换板中部	3/4 跨	支护桩	14 轴	15 轴
开挖一工况	-0.42	-2.11	-6.18	-8.45	-5.23	-9.56	-7.63	-3.22	-1.02
开挖二工况	-0.80	-7.56	-6.34	-7.05	-2.03	-7.63	-8.14	-7.42	-1.18
开挖三工况	-1.65	-10.44	-8.23	-4.32	1.33	-9.55	-9.78	-12.42	-3.48

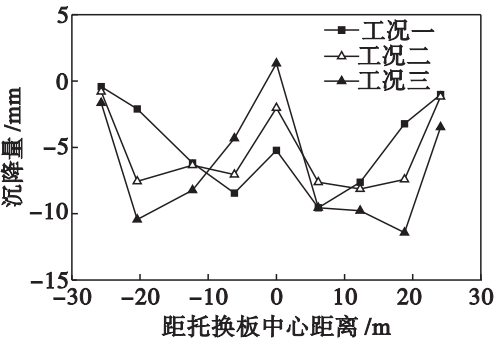


图3 地表沉降图
Fig. 3 Surface subsidence plots

计算中假定基础桩随土体共同沉降,而在实际结构中基础桩的沉降应小于地表沉降,地表沉降转换为基础桩沉降时,应予适当折减.

从图5可看出:支护桩变形的最大水平位移实测值为7.54 mm,略小于模拟值,与模拟值较为接近,且产生最大值的位置基本一致,变形趋势基本相同,说明所采用的模型是合理的.

从图6可得出:①随着基坑开挖,基坑支护桩的水平位移逐渐增大,且最大值所在位置不断变化,基坑附近的桩基与支护桩有相同的变形趋势.②桩顶位移增量较小,桩底位移增量较大,桩底

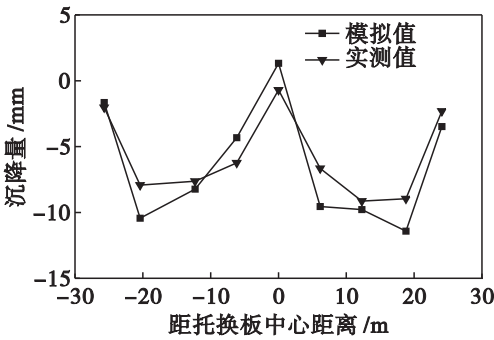


图4 地表沉降模拟值与实测值比较
Fig. 4 Comparison of simulated and measured values of surface subsidence

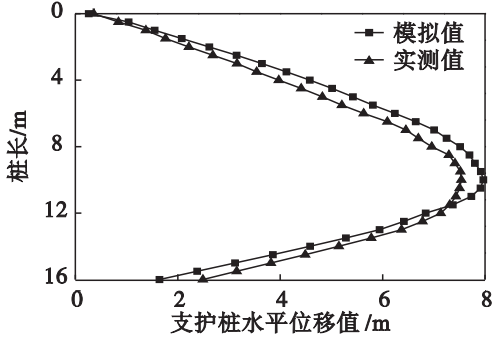


图5 工况三支护桩的水平位移模拟值与实测值
Fig. 5 Horizontal displacement simulated and measured at retaining piles in step 3 of construction

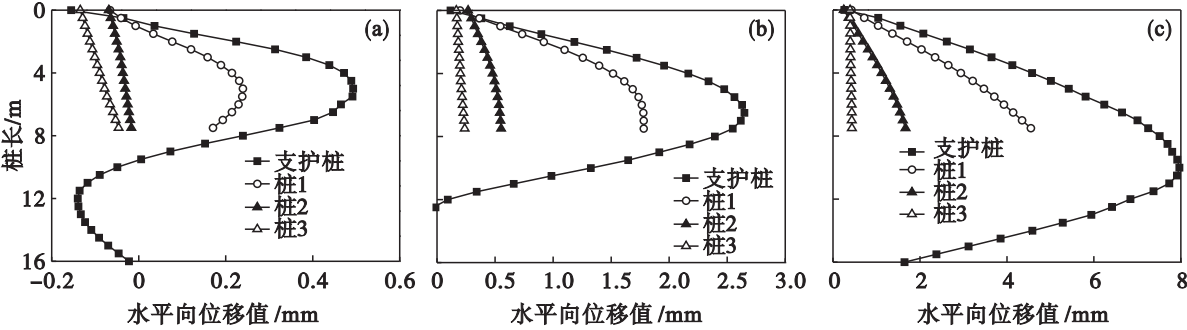


图6 支护桩和结构桩的水平位移
Fig. 6 Horizontal displacement of retaining piles and structure piles
(a)—工况一; (b)—工况二; (c)—工况三.

最大位移为4.55 mm,桩顶最大位移为0.43 mm.③基坑开挖对桩3的影响较大,对桩1、桩2的影响较小,可忽略不计,即本基坑开挖对附近桩基的影响范围约为7 m.

基坑开挖过程中,围护墙两侧产生的压力差会使围护结构向基坑内侧产生水平向变形,从而导致围护结构外侧土体产生位移.当桩基位于基坑周边时,桩基受到围护结构外侧土体变形的影响而产生一定位移,距离基坑越远受到土体变形的影响越小,即产生的位移也越小,变形过大将影响建筑物的正常使用.变形将导致桩基产生附加应力,当附加应力达到一定程度时桩基会开裂,最

终导致结构破坏.

托换板的刚度较大,能很好地限制支护桩顶部的水平向位移,对支护桩和立柱由于坑底隆起产生的向上的位移起到很好的约束作用,使得基坑的坑底隆起在桩的负摩阻力作用下有所减小.地面沉降主要是由于围护结构向坑内的变形与基底土体隆起所引起的,所以在托换板的作用下地面沉降能得到较好的控制.

3.2 基底隆起对立柱和下部盾构隧道的影响分析

从图7可得出:随着基坑开挖深度的增加,基底土体的隆起值逐渐加大,整体呈“M”形变化趋势.从工况一至工况三,基底隆起沿基底宽度的分

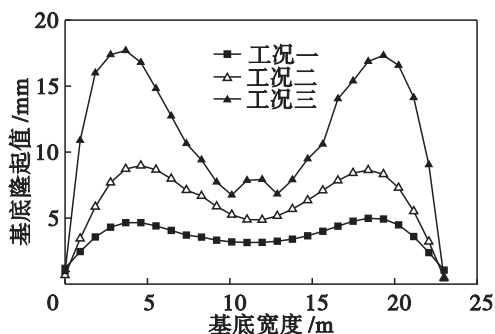


图7 模拟基坑开挖引起的坑底隆起值

Fig. 7 Uplift at foundation bottom caused by excavation

布曲线愈加陡峭。

上述情况说明立柱及立柱桩有效地抑制了基底土体的隆起,进而控制了基坑附近的土体变形;但同时内支撑系统对立柱变形的限制作用也加大了立柱及其上部支撑结构的内力及位移。设计时需考虑基底隆起对支撑体系的影响。

从图 8 可得出:工况一和工况三的施工过程中立柱的轴力增长较大,在工况二中增长较小。

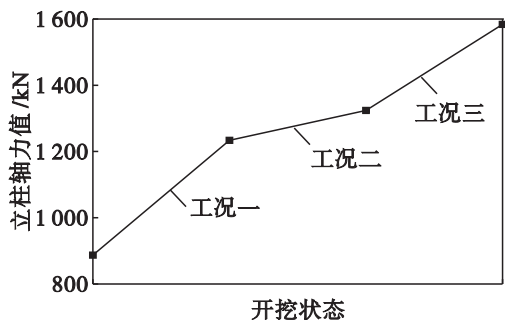


图8 基坑开挖引起立柱轴力值的变化

Fig. 8 Upright post axial force change caused by excavation

工况一:基坑开挖之后,原土体承担的荷载转移给支护桩及立柱,土体产生应力释放,基底附加应力减小,土体向上回弹;但是由于土体应力释放较小,桩体回弹量很小。立柱桩的轴力从 887 kN 增大到 1 234 kN,这主要是由于原土体承担的荷载转移给立柱所致。

工况二:土体开挖后继续产生应力释放,基底土体产生回弹,托起立柱桩向上位移。从图 7 中可以看出,本工况基底回弹增量较小,应力释放量较小,此时立柱桩嵌固深度仍然较深,桩底在土体回弹影响区的边缘,立柱桩回弹位移很小。立柱的轴力增大到 1 324 kN,主要是土体开挖应力释放引起的土体回弹所致,所以此工况立柱轴力增量较小。

工况三:此工况开挖至基坑底部,从图 7 中可以看出,基底最大隆起量增量较大,中部隆起值增量很小。此时基坑底附加应力释放较大,立柱桩入

土深度仅为 3.5 m,桩底完全处于回弹土体范围内,托换板对立柱向上的位移有一定的限制作用。立柱桩的轴力从 1 234 kN 增大到 1 584 kN,主要是基坑坑底回弹与托换板对立柱位移的限制作用所致。

从图 9 可得出:①随着基坑的开挖,坑底至隧道的距离越来越小,隧道竖向的隆起值与水平向的收缩值越来越大。②隧道呈“水平向压缩、竖向拉伸”的椭圆形变形趋势。③与实测值相比,模拟值中,顶部最大隆起值为 7.2 (6.6) mm,底部最大隆起值为 5.1 (4.7) mm,水平向最大收缩值为 4.6 (4.2) mm,(括号中数字为对应的实测值);基坑开挖所引起的隧道隆起位移实测值和模拟值相差不大且均小于 10 mm——基坑和隧道处于稳定状态,符合地铁隧道变形的限制要求,所用模型是合理的。

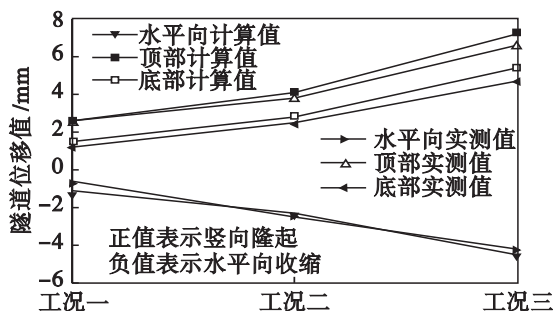


图9 模拟基坑开挖引起隧道变形值

Fig. 9 Tunnel deformation caused by excavation

在基坑开挖前,隧道已经处于受力平衡状态,变形已趋于稳定。基坑开挖使得隧道上部的受力减小,而水平向压力不变,导致隧道受到向上的附加力,使隧道以“水平向压缩、竖向拉伸”的椭圆形形式产生收敛变形。

基坑开挖造成的基底土体回弹量不可忽略,施工时应密切关注地铁盾构区间的变形情况,或采取基底土体加固等有效措施,避免隧道变形过大,影响地铁运营。

4 结 论

1) 托换板刚度较大,可以很好地限制支护桩的水平位移和基底土体的隆起,进而控制地表沉降的产生。

2) 基坑开挖过程中会使坑底土隆起,立柱的存在会对基底土体的隆起起到一定的限制作用;但基底土体的隆起将导致坑内立柱与立柱桩发生向上的竖向位移。立柱产生回弹后将位移传递给基坑内支撑系统,不但会使自身的内力有所增大,

当位移过大时还会引起内支撑结构失稳破坏,造成工程事故.

3) 基坑开挖对其下卧隧道的水平、竖向位移有明显影响,影响程度随隧道与基坑坑底距离的增大而减小.隧道自身变形表现为竖向直径增大,水平向直径减小.

参考文献:

[1] Osman A S,Bolton M D. Ground movement predictions for braced excavations in undrained clay [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*,2006,132 (4):465 – 477.

[2] Nikolai B. Comparative analysis of environmental impacts of selected underground construction technologies using the analytic network process [J]. *Automation in Construction*,2011,20(8):1030 – 1040.

[3] Valizadeh A K, Sadaghiani M H, Ahmadi M M. Numerical modeling of ground settlement control of large span underground metro station in Tehran Metro using central beam column (CBC) structure [J]. *Tunneling and Underground Space Technology*,2012,28(1):1 – 9.

[4] Ong D E L,Leung C E, Chow Y K. Pile behavior due to excavation-induced soil movements in clay [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*,2006,132

(1):36 – 44.

[5] Finno R J, Roboski J F. Three-dimensional responses of a tied-back excavation through clay [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*,2005,131 (3):273 – 282.

[6] Chehade F H, Shahrou I. Numerical analysis of the interaction between twin-tunnels; influence of the relative position and construction procedure [J]. *Tunneling and Underground Space Technology*,2008,23(2):210 – 214.

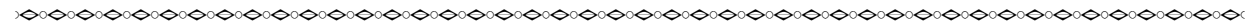
[7] Zheng G, Wei S W. Numerical analyses of influence of overlying pit excavation on existing tunnels [J]. *Journal of Central South University of Technology*,2008,15 (sup2): 69 – 75.

[8] 吴胜发,孙作玉. 地基不均匀沉降对上部结构内力和变形的影响 [J]. 广州大学学报:自然科学版,2005,4(3):261 – 266.

(Wu Sheng-fa, Sun Zuo-yu. The influences on deformation and internal force of the superstructure caused by ground unequal settlement [J]. *Journal of Guangzhou University: Natural Science Edition*,2005,4(3):261 – 266.)

[9] 刘日新. 上部结构刚度对基础不均匀沉降影响的数值仿真分析 [D]. 长沙:湖南大学,2012.

(Liu Ri-xin. The numerical simulation analysis of the influences on ground unequal settlement of the superstructure stiffness [D]. Changsha: Hunan University,2012.)



(上接第 273 页)

[2] Motoyama H. The second deep ice coring project at Dome Fuji Antarctica [J]. *Scientific Drilling*,2007(5):41 – 43.

[3] Augustin L, Motoyama H, Wilhelms F, et al. Drilling comparison in “ warm ice ” and drill design comparison [J]. *Annals of Glaciology*,2007,47(1):73 – 78.

[4] Vasiliev N I, Talalay P G, Bobin N E, et al. Deep drilling at Vostok station, Antarctica; history and recent events [J]. *Annals of Glaciology*,2007,47(1):10 – 23.

[5] Vasiliev N I, Talalay P G. Twenty years of drilling the deepest hole in ice [J]. *Scientific Drilling*,2011(11):41 – 45.

[6] Mulvaney R, Alemany O, Possenti P. The Berkner Island (Antarctica) ice-core drilling project [J]. *Annals of*

Glaciology,2007,47(1):115 – 123.

[7] Green J, Koci B, Kyne J. Koci drill for drilling in ice, sand and rock; drill requirements design, performance, difficulties [J]. *Annals of Glaciology*,2007,46(1):105 – 108.

[8] Azuma N, Tanabe I, Motoyama H. Heat generated by cutting ice in deep ice-core drilling [J]. *Annals of Glaciology*,2007,47(1):61 – 67.

[9] 刘春朋,曹品鲁,白杨,等. 极地冰层回转钻进切削热量测试装置的研制 [J]. 探矿工程:岩土钻掘工程,2013,40 (12):13 – 17.

(Liu Chun-peng, Cao Pin-lu, Bai Yang, et al. Development of test stand for measuring cutting heat generated in polar ice drilling [J]. *Exploration Engineering: Rock & Soil Drilling and Tunneling*,2013,40(12):13 – 17.)