DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.250306

超深地下立交分期实施措施及影响分析

黄潇楠
(苏州市自来水有限公司,江苏 苏州 215008)

摘 要: 采用 MIDAS GTS 建立三维数值分析模型,对已建隧道附近的深大基坑开挖和封堵墙拆除施工工况进行模拟。结果表明:深大基坑开挖会引起已建立交匝道隧道向坑内变形,施作多道混凝土支撑结合地基加固,能较好地控制变形;同时,采取施加钢支托方案拆除既有围护封堵墙,可以有效控制基坑变形,稳定基坑支撑受力。在拆除既有围护封堵墙过程中,新加钢支托的受力变化幅度较大,应采取可靠的实时监测措施。

关键词: 深大基坑;封堵墙拆除;安全影响;数值分析
中图分类号: U455 **文献标志码:** A **文章编号:** 1009-7716(2026)01-0306-05

Analysis on Phased Implementation Measures and Impact of Ultra-deep Underground Interchange

HUANG Xiaonan
(Suzhou Municipal Water Co., Ltd., Suzhou 215008, China)

Abstract: MIDAS GTS is used to establish a three-dimensional numerical analysis model to simulate the construction conditions of deep foundation pit excavation and blocking wall removal. The results show that the excavation of deep and large foundation pit will cause the deformation of the built interchange ramp tunnel into the pit. The deformation can be well controlled by using multiple concrete supports combined with foundation reinforcement. At the same time, the existing retaining and blocking walls can be removed by adopting the steel support scheme, which can effectively control the deformation of the foundation pit and stabilize the stress of the foundation pit support. During the removal of the existing retaining and blocking walls, the stress of the newly added steel support varies greatly, and the reliable real-time monitoring measures should be taken.

Keywords: deep and large foundation pit; removal of blocking wall; safety impact; numerical analysis

0 引 言

“十二五”以来,各城市隧道建设发展迅速,建设量年均增速达 20%[1]。不可避免地,隧道建设逐步向深地层发展[2],深大基坑屡见不鲜,深浅隧道交叉纵横。由于土层介质的敏感性和特异性,于已建隧道附近施工深大基坑时,设计及施工难度较大[3]。

基坑开挖对邻近隧道的影响主要表现为横向位移和纵向弯曲。目前,对深大基坑影响性的分析方法主要有现场监测法[4-6]、试验法[7]、理论解析法[8]和数值分析法[9-12]等。张明聚等[4]将围护结构的变形监测数据与数值模型进行联合分析,指出钢支撑预加轴力及提高其刚度能有效减小基坑水平变形。李志高等[6]通过对基坑下卧隧道的位移监测,推导了隧道隆起经验计算方法。张玉伟等[7]通过试验,探究了非对称开挖时基坑下卧地铁的位移情况。张治国等[8]基于 Winkler 地基模型,根据 Galerkin 方法,提出了基坑开挖对临近地铁隧道纵向变形影响的两阶段分析方法。沈晓伟等[9-10]应用 MIDAS 软件开展三维数值分析,讨论了地铁车站和地铁隧道上方开挖深大基坑的施工工况,得出分期分层和抽条开挖能减少地铁隧道位移的结论。周凯强等[11]通过建立 MIDAS 模型,分析了不同开挖工序对基坑稳定性的影响,指出由远到近开挖时可以使基坑变形显著减少。

另一方面,由于长大隧道的不断增多,隧道分期施工情况较为常见,在新老隧道交接处,地下连续墙的凿除成为设计难点。杨永华等[13-14]针对地下连续墙拆除后地下结构承受偏压的情况,提出了跳仓拆

收稿日期:2025-03-24
作者简介:黄潇楠(1990—),男,学士,工程师,从事交通基础设施建设管理工作。

除地下连续墙的方案,可明显减少拆除过程对主体结构的影响。

Fan 等[15]通过案例研究指出,双侧基坑施工会导致隧道衬砌应力集中,需优化开挖顺序以减少变形。邻近桩基在基坑开挖过程中可能承受负摩阻力及侧向土压力。Zhao 等[16]提出基于深度学习的时空预测模型,显著提高了地下连续墙变形的估算精度。

本文依托的工程实例中,既有地下立交已于多年前施工完成,新建隧道采用明挖法施工,需与既有隧道相接。通过建立三维有限元模型,分析基坑开挖过程中,支护结构的受力变化以及已建隧道的位移情况;同时,分析既有封堵墙拆除时的最优顺序,使其造成的周边环境影响最小。

1　项目概况

1.1　工程总体方案

某隧道主体为双向 6 车道明挖隧道,呈东西走向,采用分 2 期施工的总体方案(见图 1)。1 期工程已于多年前施工完成,结构主体为地下立交,包括主线和匝道 2 条隧道,其中匝道位于主线上部,其竖向相对位置见图 2。在 1 期主线西侧,拟建 2 期隧道结构,与 1 期主体隧道连通。

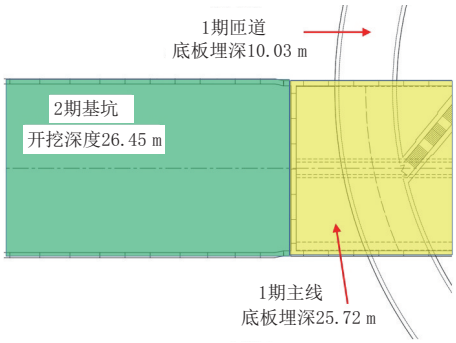


图 1　工程总体方案平面图

1 期隧道采用明挖工法施工,其基坑纵向围护和临时横向封堵墙采用地下连续墙。1 期主线结构施工完成后,在其上部铺设素混凝土,并施建 1 期匝道。1 期隧道施工完成后,除主线和匝道 2 条隧道结构外,保留纵向连续墙和横向封堵墙。

1.2　2 期实施方案

2 期基坑深度约 26.5 m,基坑围护采用地下连续墙,第 1 道至第 4 道支撑为混凝土支撑,相接处为角撑;第 5 道和第 6 道为钢管撑,采用对撑形式。1 期匝道与需拆除临时横向封堵墙之间的土层采用三轴搅拌桩加固,加固标高为 1 期主线隧道上方至地表。1 期横向封堵墙采用跳仓凿除[13]施工方案(见图 3),

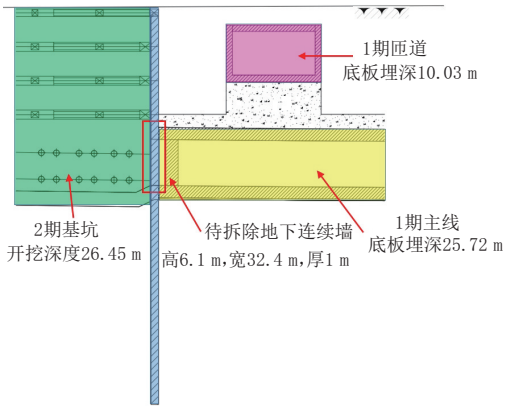


图 2　2 期基坑与 1 期结构纵断面位置关系

按照 1~8 顺序分块拆除,每拆除 1 块,会在相应位置放置钢支托,最侧部 2 处地下连续墙较小且该处受力较小,不设置支托。在命名各封堵墙区块时,以中线为界分为左右两部分,并从中线开始编号,分为左 1、左 2、左 3、左 4、右 1、右 2、右 3、右 4,对应关系见图 3。为表述清晰,后文均以地下连续墙编号进行介绍。

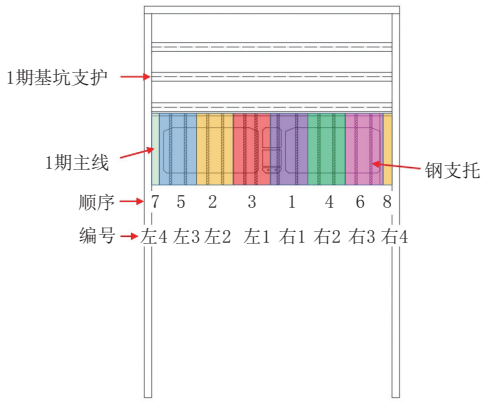


图 3　端部地下连续墙凿除顺序及编号

1.3　地质条件

地层物理参数见表 1。

基坑开挖涉及的土层自上而下分别为①$_1$杂填土、③$_1$黏土、③$_2$粉质黏土夹粉土、⑤$_1$粉质黏土夹粉土、⑥$_{1\text{-}1}$粉质黏土、⑥$_1$黏土、⑥$_2$粉质黏土和⑥$_4$粉质黏土等。其中①$_1$杂填土结构松散,工程特性差,强度低,稳定性差;③$_2$粉质黏土夹粉土、⑥$_2$粉质黏土和⑥$_3$粉土工程特性一般,作为开挖面时,稳定性一般;③$_1$黏土、⑥$_{1\text{-}1}$粉质黏土、⑥$_1$黏土工程特性较好,作为开挖面时,稳定性较好;⑤$_1$粉质黏土夹粉土含水量较高,具有中等压缩性、强度低、易变形、强度敏感性高等特征,开挖时稳定性较差。

2　数值模型

2.1　设计重点

可根据设计重点确定模型细节和分析工况。本

表 1　地层物理性质参数

名称	容重 γ/(kN·m^{-3})	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)	压缩模量 E_{s1-2}/MPa
①$_1$ 杂填土	18.0	10	10	4.3
③$_1$ 黏土	20.0	47	15.7	8.2
③$_2$ 粉质黏土夹粉土	19.4	18	17.5	4.8
⑤$_1$ 粉质黏土夹粉土	19.0	12	17.9	4.5
⑥$_{1-1}$ 粉质黏土	20.0	43	16.2	7.4
⑥$_1$ 黏土	20.0	55	17.0	8.2
⑥$_2$ 粉质黏土	19.3	23	14.5	4.8
⑥$_4$ 粉质黏土	19.6	29	15.1	7.3

次设计存在2个重点,其一,如图2所示,由于1期匝道与2期基坑距离较近,在基坑开挖时,匝道会有向基坑内部位移的趋势,隧道结构对位移敏感,需重点关注该匝道位移;其二,已建主线端部被地下连续墙完全封闭,施工主线2期隧道时,需凿除临时横向封堵墙,如图3所示,采用跳仓凿除结合钢支托的施工方案,需重点关注钢支托和围护结构的应力及变形情况。

2.2　模型建力

如图4至图6所示,本文采用MIDAS GTS有限元软件进行三维整体建模分析,考虑各结构的空间位置和刚度大小,按实际施工工序进行计算,包括土层、1期主线、1期基坑、1期地下连续墙、2期基坑、2期地下连续墙、2期内支撑等。考虑到深基坑的施工影响范围,模型长度为140 m,宽度为140 m,土层厚度为100 m。

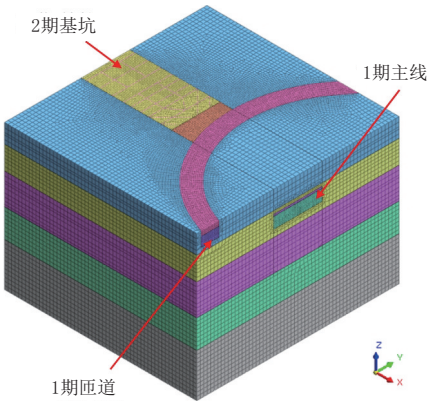


图4　整体模型

如图7所示,1期地下连续墙侧边开洞部分为1期基坑两侧围护地下连续墙,洞口为1期匝道穿越部分;端部封堵墙中与1期主线交汇部分需拆除,建模时将该部分分区域处理,共8个区域,每拆除1个区域,设置2根支托。

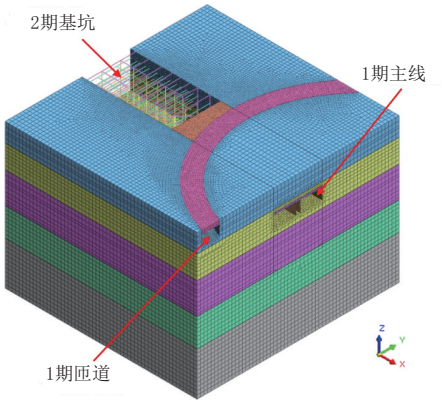


图5　1期结构和2期基坑施工完成

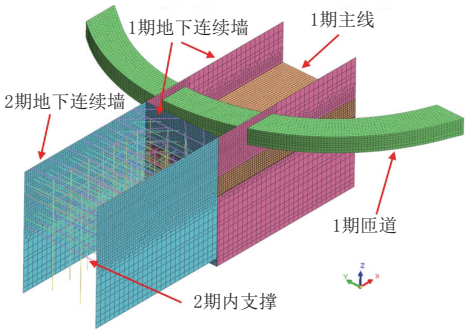


图6　各结构相对位置

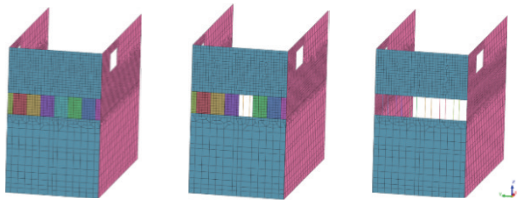


图7　地下连续墙凿除和支托施工细节

2.3　模型参数

模型中土层采用3D混合网格单元模拟,隧道结构和地下连续墙采用2D板单元模拟,内支撑、格构柱和支托等采用1D梁单元模拟。土体本构采用修正摩尔-库伦模型,结构本构采用线弹性模型。

E2地震作用下,模型结构的截面变形验算见表2。

表2　E2地震作用下的截面变形验算

名称	单元类型	弹性模量/GPa	泊松比	材料类型
隧道	2D单元	31.5	0.2	C40混凝土
地下连续墙	2D单元	30.0	0.2	C30混凝土
混凝土支撑	1D单元	30.0	0.2	C30混凝土
钢支撑	1D单元	200.0	0.3	Q345钢材
格构柱	1D单元	200.0	0.3	Q345钢材
立柱桩	1D单元	30.0	0.2	C30混凝土
钢支托	1D单元	200.0	0.3	Q345钢材

2.4　分析工况

根据基坑开挖顺序,采用动态模拟施工过程的计算方法来设置分析工况。首先,设置土层初始地

应力状态,进行已建隧道的开挖和结构施工;其次,在位移清零后,进行深基坑开挖,分 7 次开挖且设置 6 道支撑;最后,在基坑开挖完成后,进行新旧隧道联通处地下连续墙的凿除,分 8 块进行凿除,至此分析工况结束。

具体分析工况见表 3。

表 3　分析工况

工况编号	工况描述	说明
工况 1	初始地应力	位移清零
工况 2	1 期结构、地下连续墙施工	
工况 3	位移清零	
工况 4	2 期地下连续墙施工	
工况 5~11	深基坑开挖	分 7 步开挖和加撑
工况 12~19	地下连续墙拆除	分 8 步拆除加支托
工况 20	支撑 5、6 拆除	

3　研究结论

3.1　基坑整体位移

随着基坑的开挖,由于土体的卸荷作用,基坑底部会出现竖向隆起位移。图 8 为基坑开挖和地下连续墙拆除完成后基坑整体的位移情况。由图 8 可见,最大位移出现在基坑底部,约 46.3 mm,以竖向位移为主,水平位移较小。

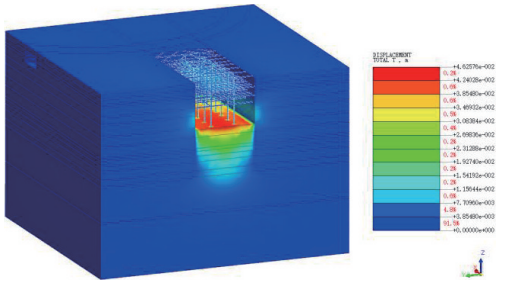


图 8　基坑开挖完成后的整体位移情况

图 9 为基坑底部隆起随开挖工况变化图,该图用 2 条曲线分别表示数值模拟和基坑实际监测数值的变化。由图 9 可见,两者变化趋势一致且基坑隆起绝对值相近;随着基坑开挖,基坑隆起值不断增大,至工况 11 时开挖结束,隆起值达到峰值;工况 12 开始进行地下连续墙拆除,该值基本保持稳定,说明地下连续墙的拆除对基坑整体位移影响较小。

3.2　1 期匝道变形

在基坑不断开挖的情况下,由于 1 期匝道距离基坑较近,该结构会随着土体位移向坑内变形;另一方面,如图 6 所示,由于基坑端部采用斜撑形式,基坑两侧的土压力会由该斜撑传递到端部地下连续墙,对 1 期匝道产生向坑外的推力,造成该结构有向坑外变形的趋势。这 2 种趋势难以分辨大小。

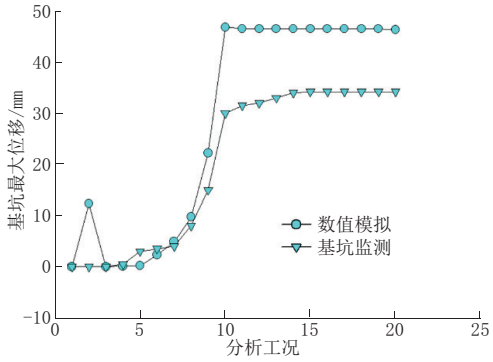


图 9　基坑底部最大隆起值随开挖阶段的变化

端部封堵墙拆除完成后,1 期匝道位移如图 10 所示。由图 10 可知,其最大值约为 0.517 mm,即采用地下连续墙结合地基加固的围护形式,可将匝道位移控制在设计范围之内。从位移方向来看,该值普遍为负,即土体向坑内位移,这说明匝道结构变形主要由土体变形造成,控制土体变形就能有效控制匝道结构变形。从位移的空间变化来看,匝道结构在 1 期地下连续墙内部的位移小于外部的位移,原因是 1 期地下连续墙对其变形存在限制。

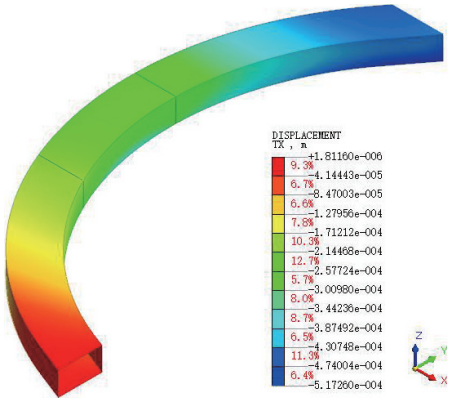


图 10　端部封堵墙拆除完成后 1 期匝道位移

3.3　地下连续墙拆除时支托应力变化

地下连续墙分 8 块进行凿除,每凿除 1 块即进行相应位置钢支托的施工(钢支托编号见图 3)。图 11 为地下连续墙拆除时各支托轴向应力变化情况。从工况 12 开始进行封堵墙凿除和支托施工,工况 12~17 分别进行 6 块地下连续墙凿除和 12 根钢支托施工,工况 18、19 进行侧部 2 处地下连续墙凿除,工况 20 进行支撑 5、6 拆除。

通过观察同一支托在各工况下的应力可以发现,支托应力随着地下连续墙的拆除是不断增大的。以应力最大的左 2 支托为例,在第 2 块地下连续墙拆除时,其应力约 17.2 MPa;第 4 块地下连续墙拆除时,其应力增大到了 30.6 MPa;在地下连续墙完成拆除

时,其应力增大到了 48.4 MPa,变化幅度较大。其余支托同样存在应力变化幅度较大的情况。

封堵墙拆除时的支托轴力见图 12。对比图 11、图 12 中各支托应力大小发现,由于中隔墙的存在,应力最大支托位于主线跨中左 2 和右 2 对应区域,最大应力约 48.4 MPa;除该区域外,首块拆除地下连续墙区域对应支托应力同样较大,约 44.4 MPa。对这 3 处区域支托的应力监测应格外重视。应力最小支托位于两侧,最大约 23.0 MPa。

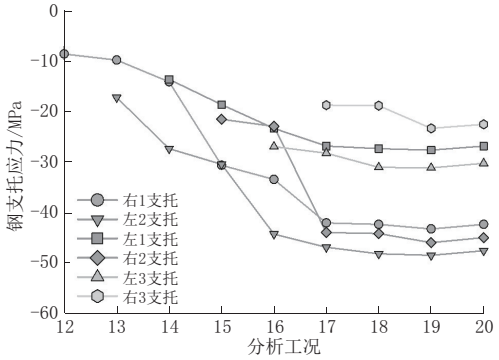
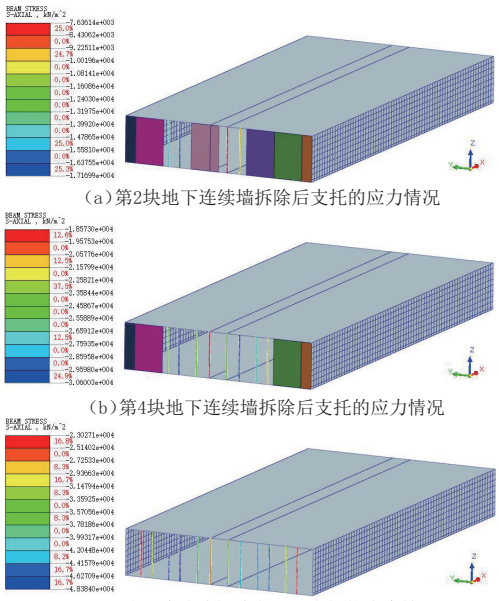


图 11　地下连续墙拆除时各钢支托的应力变化



(a)第2块地下连续墙拆除后支托的应力情况

(b)第4块地下连续墙拆除后支托的应力情况

(c)地下连续墙拆除完成后支托的应力情况

图 12　封堵墙拆除时支托轴力

3.4　地下连续墙拆除时支撑内力变化

通过对各支撑轴力进行对比可见,第 4 道混凝土支撑轴力最大,选取该支撑轴力进行分析。

第 4 道支撑各工况下最大轴力变化见图 13。在封堵墙拆除前后,支撑 4 的最大轴力几乎没有变化。而第 5、6 道支撑拆除后,其最大轴力显著增大(分析工况见表 3)。相较于拆撑前工况,该变化明显。因此,在封堵墙拆除同时施工钢支托的情况下,支撑轴力在该过程中变化较小。

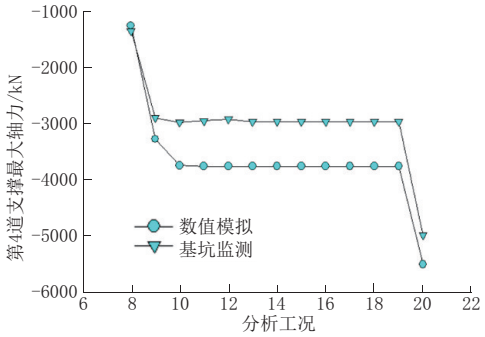


图 13　第 4 道支撑各工况下最大轴力变化

4　结　语

(1)基坑整体最大变形出现在其底部,开挖过程中产生了较大隆起。

(2)基坑开挖会引起 1 期匝道向坑内位移。施工支撑围护的同时进行地基加固,可控制该位移在较小的范围,但由于数值分析无法考虑时间效应和降水影响,有必要对 1 期匝道进行位移监测。

(3)封堵墙拆除时需在对应位置施工钢支托。钢支托应力随封堵墙拆除变化较大,应进行实时应力监测,其中 1 期主线跨中支托和首片拆除地下连续墙对应支托为监测重点。

(4)在设置支托的情况下,地下连续墙拆除对基坑支撑轴力的影响较小。

参考文献:

[1] 程光华,王睿,赵牧华,等. 国内城市地下空间开发利用现状与发展趋势[J]. 地学前缘,2019,26(3):39-47.

[2] 熊孝波,桂国庆,郑明新,等. 基于 ANSYS 的深基坑围护结构变形数值模拟分析[J]. 地下空间与工程学报,2009(5):1299-1305.

[3] 李洪萍. 隧道立交交通工程设施设计要点探讨[J]. 城市道桥与防洪,2012,5(1):18-25.

[4] 张明聚,何欢,李春辉,等. 明挖地铁车站围护结构受力变形监测与数值模拟分析[J]. 北京工业大学学报,2013,39(6):875-880.

[5] 钟增光. 城市复杂环境下隧道基坑围护结构的设计与监测研究[D]. 杭州:浙江大学,2020.

[6] 李志高,刘浩,刘国彬,等. 基坑开挖引起下卧隧道位移的实测分析[J]. 地下空间与工程学报,2005,1(4):620-628.

[7] 张玉伟,谢永利,翁木生. 非对称基坑开挖对下卧地铁隧道影响的离心试验[J]. 岩土力学,2018,39(7):2555-2562.

[8] 张治国,张梦喜,王卫东. 基坑开挖对临近地铁隧道影响的两阶段分析方法[J]. 岩土力学,2011,32(7):2085-2092.

[9] 沈晓伟,张书丰,李世辉. 深大基坑开挖对临近运营地铁影响数值分析[J]. 江苏建筑,2020,3(9):93-96.

[10] 段忠辉. 既有地铁区间隧道上方深大基坑开挖安全影响分析[J]. 建筑结构,2020,50(增刊 2):748-755.

[11] 周凯强,程烨,韩清,等. 不同开挖工序对基坑稳定性影响的数值模拟分析[J]. 建筑结构,2020,50(增刊 2):743-748.

[12] 汪小兵,贾坚. 深基坑开挖对既有地铁隧道的影响分析及控制措施[J]. 城市轨道交通,2009,5(4):46-55.

(下转第 313 页)