

地下连续墙施工力学性状数值分析

丁勇春¹, 程泽坤¹, 王建华², 李耀良³, 袁芬³

(1. 中交第三航务工程勘察设计院有限公司, 上海 200032; 2. 上海交通大学土木工程系, 上海 200240;
3. 上海市基础工程有限公司, 上海 200002)

摘要: 为探讨地下连续墙施工过程中槽壁周围土体的受力与变形机理, 采用 FLAC3D 分析地下连续墙泥浆护壁成槽与混凝土浇筑及硬化全过程的力学性状, 探讨槽壁加固、混凝土导墙、刚性地坪及侧边已有墙体等施工因素对槽壁侧向变形和地面沉降的影响。计算结果表明, 成槽开挖阶段槽壁具有明显的侧向卸荷效应, 混凝土浇筑会产生一定应力补偿; 对上海地区幅宽超过 5 m 的槽段, 水平土拱效应几乎可以忽略; 槽壁加固对浅层土体的变形约束比对深层土体明显, 导墙及刚性地坪仅能约束槽口附近土体的变形; 由于水平土拱效应较弱, 已有墙体对土体变形的控制效果不明显。

关键词: 地下连续墙; 数值模拟; 泥浆成槽; 现浇混凝土; 应力重分布; 拱效应

中图分类号: TU476; U655 文献标识码: A 文章编号: 1000 - 4548(2012)S0 - 0087 - 06

作者简介: 丁勇春(1979-), 男, 江苏大丰人, 博士, 高级工程师, 主要从事基坑工程及港口岩土工程的设计与研究。E-mail: ycding@163.com。

Numerical simulation of mechanical behavior of diaphragm wall during construction

DING Yong-chun¹, CHENG Ze-kun¹, WANG Jian-hua², LI Yao-liang³, YUAN Fen³

(1. CCCC Third Harbor Consultants Co., Ltd., Shanghai 200032, China; 2. Department of Civil Engineering, Shanghai Jiao Tong University, Shanghai 200240, China; 3. Shanghai Foundation Engineering Co., Ltd., Shanghai 200002, China)

Abstract: A three-dimensional numerical simulation is carried out to investigate the mechanical behavior of diaphragm wall during slurry trenching and concreting. The geotechnical program FLAC3D is employed to establish the numerical model and to study the influence of the construction on lateral displacement of trench face as well as ground surface settlement, which includes trench face reclamation, installation of concrete guide wall and the rigid concrete pavement as well as the adjacent completed panels. The numerical results show that there exists prominent stress redistribution around the individual panel, both horizontally and vertically. Slurry trenching leads to unloading effect owing to the lower bentonite slurry pressure compared with the in-situ at-rest lateral soil pressure, while concreting compensates the effect by exerting the greater liquid concrete pressure on the trench face. Horizontal arching effect can be neglected in Shanghai soft soil deposits when the panel width is over 5 m. The deformation restriction exerted by trench face reclamation on the superficial soil is more pronounced than that on the deep-level strata. The concrete guide wall and the rigid concrete pavement can only restrict the movement of superficial soil around the top of the trench. The adjacent completed panels give unnoticeable impact on the maximum displacement of soil around the constructing panel, owing to the weak horizontal arching effect.

Key words: diaphragm wall; numerical simulation; slurry trenching; cast-in-place concrete; stress redistribution; arching effect

0 引言

地下连续墙是一种能够广泛应用于码头岸壁、船台滑道护岸、顶管隧道工作井与接收井、地铁站及深基础等领域的集挡土、防渗与承载功能于一体的深基础结构形式, 该结构具有刚度大、整体性强、防渗性和耐久性好等优点。目前常规设计方法均假定后续开挖阶段地下连续墙“假想就位”, 即不考虑地下连续

墙的施工效应。但地下连续墙是由单元槽段相互连接而成, 每个槽段施工时其周围土体均经历了复杂的应力释放与补偿及土体扰动过程, 必然产生一定的地层变形与位移。地下连续墙成槽过程中如控制措施不当,

基金项目: 国家自然科学基金项目(50679041); 上海市科学技术委员会项目(08201200903)

收稿日期: 2012 - 08 - 24

引起的地面沉降可占后期总沉降量的 30%~50%^[1]。

分析地下连续墙施工引起的地层响应的计算方法主要有两种：极限平衡方法与数值方法^[2-3]。尽管极限平衡方法计算简便，机理清晰，但是其缺点在于不能够反映周围土体的应力变化与变形性状，因此不能预测地层变位。而数值方法却可以弥补极限平衡方法的不足，基于连续介质力学的数值方法能够模拟土体的应力与变形性状，合理反映地下连续墙施工引起的地层变位的动态变化^[4]。Gunn 等^[5]在平面应变假定的基础上采用二维有限元方法模拟了地下连续墙的施工效应。Powrie 等^[6]根据离心机模型试验结果，指出平面应变假定将导致过大的土体变形。将三维问题作为平面应变问题来简化处理，实际上忽略了水平土拱效应，由此会低估槽壁的稳定性，使得分析结果偏于保守。

本文采用三维有限差分程序 FLAC3D 模拟地下连续墙成槽开挖、混凝土浇筑和硬化全过程，研究地下连续墙施工引起的地层受力与变形特性，旨在为地下连续墙设计与施工提供参考。

1 数值模拟

1.1 计算模型及参数

计算模型以上海软土地区某临江深基坑地下连续墙为研究对象，计算槽段宽 5 m，厚 0.8 m，深 27 m。因地下连续墙施工时场地未降水，且成槽阶段须保持槽段内泥浆液面高出地下水位不小于 0.5 m，地下连续墙施工阶段场地潜水水位位于地面以下 1 m 左右，槽段内外水头差相对较小。故计算中不考虑地下水渗流效应，土体假定为固结不排水状态。

表 1 土层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soil strata

层号	名称	γ /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	$E_{s0.1-0.2}$ /MPa	c_{cu} /kPa	φ_{cu} /($^{\circ}$)
①	杂填土	18.0	3	10	12
②0	江滩土	19.1	7.5	7	28
④	淤泥质黏土	17.2	2.28	15	12.5
⑤1	粉质黏土	18.2	4.28	15	17.5
⑥	粉质黏土	19.6	6.95	47	15
⑦1	砂质粉土夹粉砂	19.1	11.56	8	33
⑦2	粉细砂	19.3	14.38	8	35

计算模型考虑了槽壁加固、混凝土导墙、刚性地坪及侧边已硬化墙体等实际施工条件的影响。土体和槽壁加固体本构模型均采用 Mohr-Coulomb 模型，并采用总应力强度指标（表 1），混凝土导墙及地坪均采用线弹性模型。根据研究，土体剪应变为 0.01%~0.5% 时不排水剪切模量与抗剪强度之比约为 1000，更小应变条件下该比值可达 4000。计算模型考虑土体刚度随剪应变增大而降低的影响，将模型土体划分

为两个不同部分：一部分邻近槽段开挖范围，其余部分为外围土体。槽段平面 6 m 范围内单元采用相对低刚度比 1000，其余部分土体采用相对高刚度比 4000。

按刚度等效原则将混凝土搅拌桩槽壁加固体简化为厚 0.46 m、深 18 m 的实体。根据经验数据，水泥土的无侧限抗压强度一般为 0.3~4 MPa，水泥土的黏聚力与无侧限抗压强度的比值一般为 0.2~0.3，其内摩擦角在 20~30° 之间，水泥土的变形模量 E_{50} 一般为无侧限抗压强度的 120~150 倍。根据以上关系，槽壁加固体参数取为：弹性模量 240 MPa，泊松比 0.25，黏聚力 0.2 MPa，内摩擦角 25°，抗拉强度 0.01 MPa，重度 20 kN/m^3 。导墙、地坪和侧边已施工连续墙参数取为：弹性模量 24 GPa，泊松比 0.2，重度 25 kN/m^3 。

由于实际成槽开挖时沿槽段厚度方向为整体开挖，因此可考虑对称性，采用 1/2 模型网格进行分析。如图 1 所示，模型尺寸为 50 m×25 m×50 m，对称面 ($y=0$ m) 采用对称边界约束条件，其余侧面仅约束法向位移，底面 ($z=-50$ m) 三向位移全约束，地表面 ($z=0$ m) 为自由面。

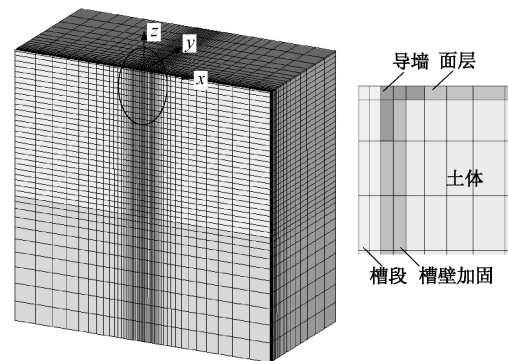


图 1 计算模型网格

Fig. 1 Mesh of numerical model

1.2 计算步骤

计算模型考虑了地下连续施工前后的 4 种主要应力状态：即成槽开挖前、成槽开挖泥浆护壁时、混凝土浇筑后处于塑性流动状态时及混凝土硬化后。具体计算步骤如下：

(1) 计算土体的初始自重应力场。模型考虑了槽壁加固、导墙、刚性地坪和侧边已硬化墙体，计算后位移清零并保留初始应力场，作为后续分析的初始条件。

(2) 槽壁开挖分两阶段进行，先分 3 步开挖南半侧 (S9→S18→S27)，再分 3 步开挖北半侧 (N9→N18→N27)，每步开挖深度均为 9m。采用空单元(null element)模拟开挖部分土体，开挖后立即在槽壁和槽底施加静水泥浆压力 ($\gamma_b=12 \text{ kN}/\text{m}^3$)，开挖阶段静水

泥浆压力分布如图 2 所示。

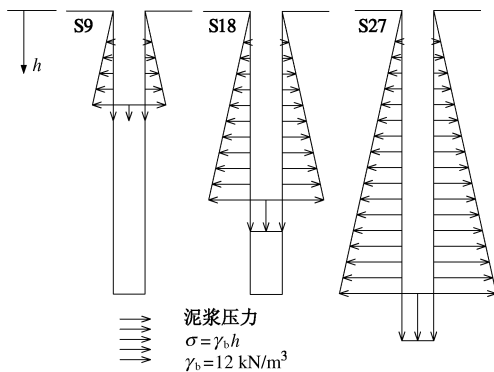


图 2 成槽阶段静水泥浆压力

Fig. 2 Bentonite pressure during slurry trenching

(3) 水下混凝土浇筑。由于还没有公认的流态混凝土压力分布模式，本文采用 Lings 等^[7]提出的双线性分布模式：

$$\sigma_p = \begin{cases} \gamma_c h & (h < h_{cri}) \\ \gamma_c h_{cri} + (\gamma_c - \gamma_b) (h - h_{cri}) & (h \geq h_{cri}) \end{cases}, \quad (1)$$

式中， h_{cri} 为流态混凝土静水压力分布临界深度，本文取 $h_{cri} = H/3$ ， H 为槽段最终开挖深度，流态混凝土重度 $\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$ 。为近似模拟水下浇筑混凝土时的连续施工，将混凝土浇筑分为 3 个计算步 (C9→C18→C27)，每步浇筑 9 m 混凝土，混凝土浇筑后 (C27) 流态混凝土压力双线性分布如图 3 所示。

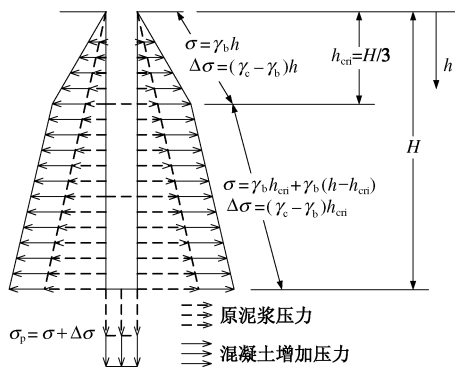


图 3 流态混凝土压力

Fig. 3 Distribution of wet concrete pressure

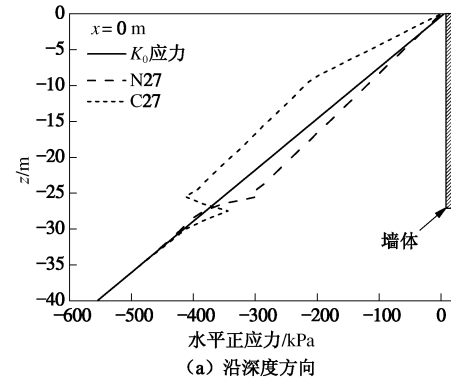
(4) 将开挖部分空单元改为弹性单元，同时移去作用于槽壁及槽底的混凝土压力，模拟混凝土的硬化。因模拟最后施工槽段，沿槽段宽度方向的其它槽段均采用弹性单元，不考虑其他槽段施工引起的土体应力变化与变形。

2 计算结果及分析

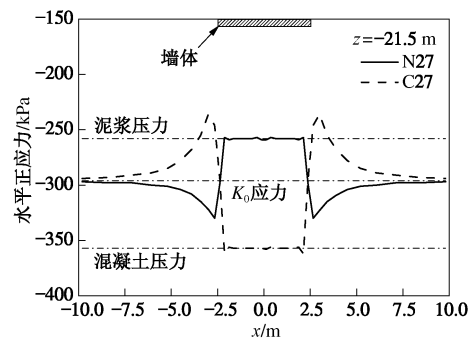
2.1 槽壁水平正应力

成槽开挖结束 (N27) 和混凝土浇筑后 (C27) 槽壁水平正应力分布如图 4 所示。初始静止土压力基

本满足线性分布，成槽开挖阶段由于泥浆压力小于静止土压力，开挖部分槽壁水平正应力分布出现内凹；而混凝土浇筑阶段由于流态混凝土的双线性压力大于静止土压力，开挖部分槽壁水平正应力分布出现双线性外凸。



(a) 沿深度方向



(b) 沿宽度方向 (z=-21.5 m)

图 4 槽壁水平正应力

Fig. 4 Horizontal normal stress of trench face

沿槽段深度方向 (z 向)，对槽段开挖深度范围内的槽壁而言，成槽开挖阶段正应力分布与所施工加的静水泥浆压力一致；混凝土浇筑阶段正应力分布与所施加的双线性混凝土压力一致。但在槽段底部，土体水平正应力从静水泥浆压力及双线性混凝土压力过渡到初始地应力，但这种过渡不是平缓过渡而是跳跃过渡。由于竖向土拱效应在槽底附近最明显，成槽开挖阶段槽壁正应力从初始 K_0 应力降低至静水泥浆压力时，槽底以下小范围内土体的实际水平正应力稍大于初始 K_0 应力；而混凝土浇筑阶段槽壁正应力从静水泥浆压力增加至双线性混凝土压力时，槽底以下小范围内土体的实际正应力小于初始 K_0 应力。

在 $z = -21.5 \text{ m}$ 深度平面内，成槽开挖阶段槽壁水平正应力由 K_0 应力减小至静水泥浆压力。除开挖部分槽壁水平应力释放外，周围土体也通过水平剪应力传递作用产生应力重分布，使得槽段拐角附近土体的水平正应力增加（绝对值）。混凝土浇筑后，槽壁在流态混凝土压力作用下会产生应力补偿，同样由于水平土拱效应，槽段拐角附近土体的水平正应力降低。

2.2 槽壁水平剪应力

成槽开挖结束 (N27) 和混凝土浇筑后 (C27) 槽壁水平剪应力分布如图 5 所示。由于在成槽开挖阶段和混凝土浇筑阶段槽壁分别产生水平应力释放和补偿, 而水平应力沿槽段宽度方向的传递是通过水平剪应力来实现的, 因此这两个施工阶段槽段外土体沿槽段宽度方向剪应力分布方向相反。水平正应力沿槽段宽度方向变化梯度越大, 相应位置水平剪应力也越大。槽段拐角附近 ($x = \pm 2.5 \text{ m}$), 水平正应力的变化梯度最大, 相应水平剪应力也最大 (绝对值)。槽段深度及宽度范围内, 水平剪应力大小随深度和至中心对称面距离的增加而增大。沿槽段深度方向槽底位置 ($z = -27 \text{ m}$) 水平剪应力较大, 沿槽段宽度方向槽段拐角 ($x = \pm 2.5 \text{ m}$) 水平剪应力也较大, 槽段底部两拐角处 ($z = -27 \text{ m}$ 、 $x = \pm 2.5 \text{ m}$) 槽壁水平剪应力达到最大值。

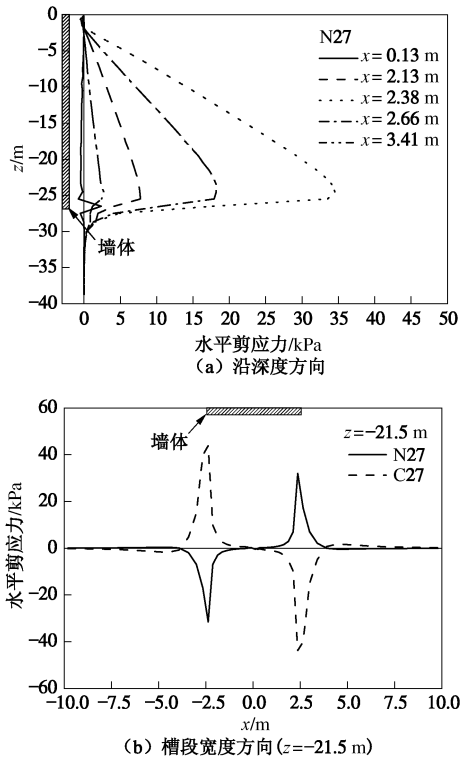


图 5 槽壁水平剪应力

Fig. 5 Horizontal shear stress of trench face

2.3 槽壁侧向变形

沿槽段深度方向中心对称面槽壁侧向变形如图 6 所示, 负值表示槽壁向槽段内变形。对比南半槽段 (S9~S27、 $x = 1.25 \text{ m}$) 与北半槽段 (N9~N27、 $x = 0 \text{ m}$) 开挖阶段的槽壁侧向变形可以看出, 尽管南、北槽段的开挖深度均为 -27 m , 但南半槽段开挖阶段最大侧向变形为 -3.5 mm (S27), 北半槽段开挖阶段最大侧向变形为 -6.2 mm (N27), 后者为前者的 1.8 倍。这是由于槽段宽度越小, 水平土拱效应越强, 槽

段周围土体所能提供的侧向变形约束作用越大。南半槽段开挖时, 槽段宽度仅为 2.5 m , 北半槽段开挖时, 由于南半槽段已经开挖, 槽段宽度为 5.0 m , 此时水平土拱效应已经减弱, 槽壁侧向变形相应增大。随着槽段内混凝土的不断浇筑, 槽壁受混凝土侧压力的作用逐渐向槽段外变形, 混凝土浇筑完成 (C27), 深层槽壁侧向变形仍向槽段内侧, 浅层槽壁产生向外的侧向变形。

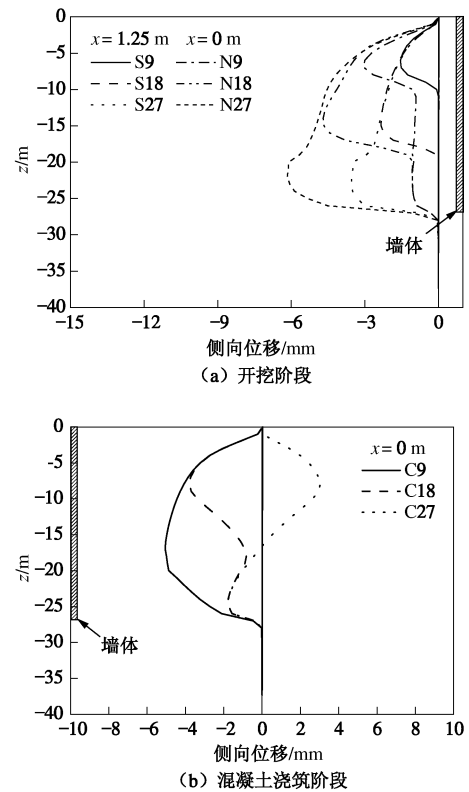


图 6 槽壁侧向变形

Fig. 6 Lateral deformation of trench face

因试验槽段外埋设的测斜管失效, 未能取得该槽段土体侧向变形数据, 但根据同场地内开挖深度一致的其它槽段测斜数据, 开挖最不利阶段槽壁最大侧向变形为 -5.7 mm , 槽壁侧向变形计算值为 -6.2 mm , 二者基本一致, 计算结果的合理性得到验证。现场监测过程中也发现, 由于施工场地陆域杂填土普遍较厚, 局部范围尚有原建筑旧基础未清除。地下连续墙施工前, 场地内地下连续墙两侧均进行了清障作业, 并采用三轴水泥土搅拌桩进行槽壁加固, 因此地基土性不均匀并经历严重扰动, 槽段外土体侧向变形监测数据离散性较大, 沿深度方向侧向变形曲线也存在剧烈变化, 数值模拟尚不能反映这些复杂因素。

2.4 地面沉降

因计算模型中考虑了槽壁加固、导墙、刚性地坪和侧边已硬化墙体等实际施工条件, 计算得到的地面沉降较小。成槽开挖结束 (N27) 槽段外最大地面沉

降仅 -0.71 mm, 混凝土浇筑后 (C27) 槽段外最大地面沉降 -0.45 mm (图 7), 地面产生一定变形恢复。垂直槽段方向 (y 向), 地面沉降曲线为典型的勺形曲线。

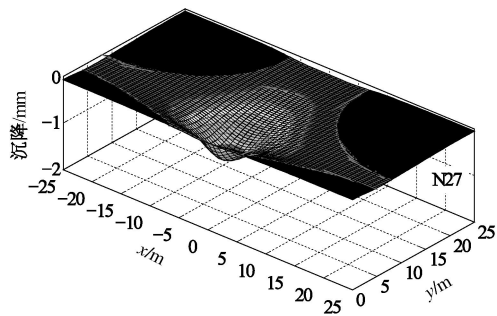


图 7 开挖结束地面整体沉降

Fig. 7 Overall ground surface settlement after excavation

3 施工条件对变形的影响

3.1 槽壁加固对变形的影响

有无槽壁加固时槽壁侧向变形及地面沉降对比如图 8 所示。槽壁加固深度为 -18 m, 该深度范围内因槽壁加固体具有较大刚度, 槽壁侧向变形小于未加固时槽壁侧向变形, 但加固体以下部分变形约束作用不明显。考虑槽壁加固时成槽结束 (N27) 最大地面沉降由 -5.3 mm 降至 -3.6 mm, 混凝土浇筑后 (C27) 最大地面沉降由 -3.2 mm 降至 -1.9 mm, 槽壁加固对于控制地面沉降具有明显效果。

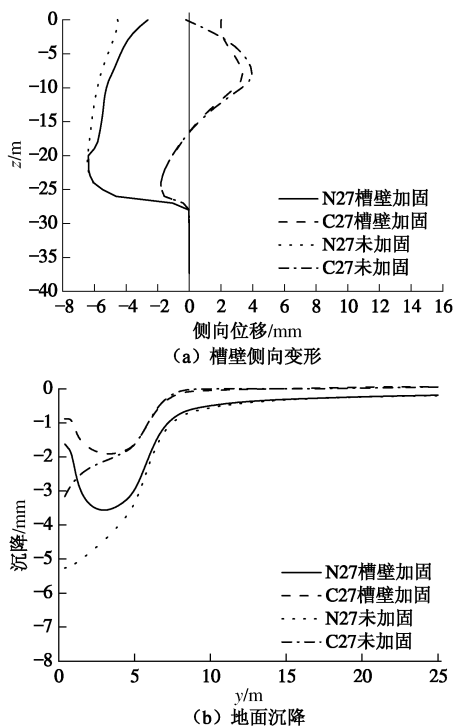


图 8 槽壁加固对变形的影响

Fig. 8 Influence of side reclamation on displacement

3.2 导墙对变形的影响

导墙水平间距 840 mm, 肋厚 250 mm, 高 1500 mm, 混凝土标号 C30。有无导墙时槽壁侧向变形及地面沉降对比如图 9 所示。无论在成槽开挖阶段还是在混凝土浇筑阶段, 导墙对于控制槽壁侧向变形几乎不起作用, 仅可约束浅层导墙深度范围内土体的侧向变形。考虑导墙时成槽结束 (N27) 最大地面沉降为 -3.7 mm, 导墙对于控制槽口附近地面沉降具有明显效果, 但在距槽壁 3 m 范围以外, 导墙对地面沉降的控制作用并不明显。

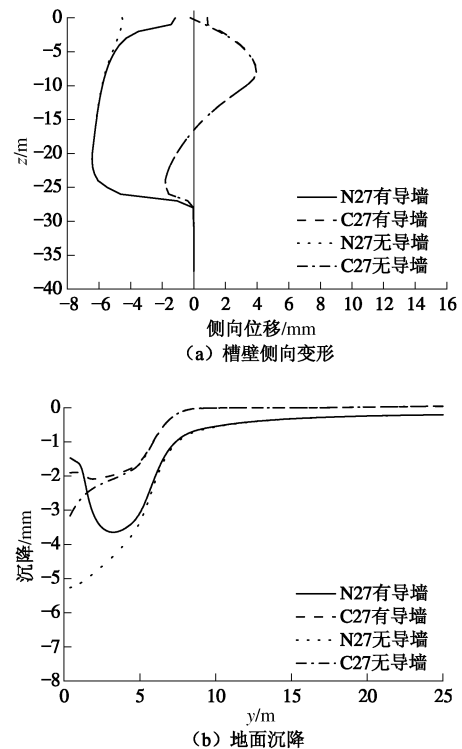


图 9 导墙对变形的影响

Fig. 9 Influence of guild wall on displacement

3.3 刚性地坪对变形的影响

施工场地铺设了厚 20 cm 标号 C30 混凝土施工道路。无论在成槽开挖阶段还是在混凝土浇筑阶段, 刚性地坪对于控制槽壁深层侧向变形几乎不起作用, 仅可控制其深度范围内土体的侧向变形。考虑刚性地坪时混凝土浇筑后 (C27) 槽口附近槽壁最大侧向变形从 -4.5 mm 降至零。当然在实际施工时由于施工荷载、导墙与地坪接缝等因素影响, 槽口附近槽壁侧向变形不可能为零。考虑刚性地坪时成槽结束 (N27) 最大地面沉降由 -5.3 mm 降至 -1.9 mm, 混凝土浇筑后 (C27) 最大地面沉降由 -3.2 mm 降至 -1.6 mm (图 10), 刚性地坪对于地面沉降的影响较大。

3.4 已有墙体对变形的影响

单元槽段宽度越大, 水平土拱效应越弱, 由于计算槽段宽度达 5 m, 水平土拱效应几乎可以忽略, 侧

边已硬化墙体对槽壁侧向变形几乎没有影响。考虑侧边有混凝土墙段时成槽结束(N27)最大地面沉降为-4.1 mm,混凝土浇筑后(C27)最大地面沉降为-2.4 mm(图11),侧边已有墙体对地面沉降的影响相对较小。

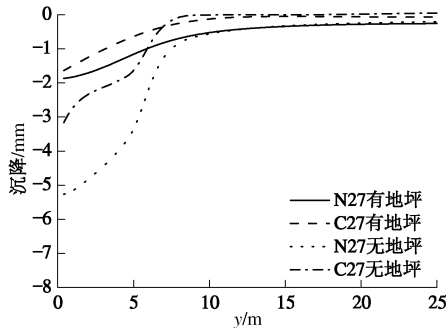


图10 刚性地坪对地面沉降的影响

Fig. 10 Influence of rigid pavement on ground settlement

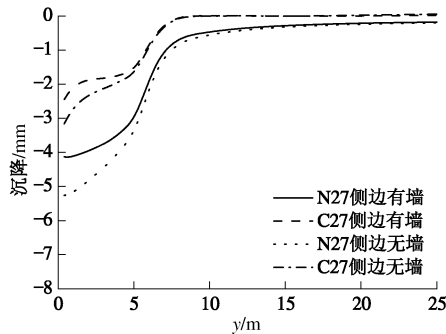


图11 已有墙体对地面沉降的影响

Fig. 11 Influence of finished wall on ground settlement

4 结 论

(1)地下连续墙泥浆护壁成槽开挖时槽壁存在明显的侧向卸荷效应,槽段周围土体通过水平及竖向剪应力传递产生应力重分布,槽段底部两拐角处剪应力达最大值。

(2)泥浆护壁全断面开挖至槽底时槽壁侧向变形及地面沉降达最大值,混凝土浇筑后由于侧向应力补偿,槽壁产生一定侧向变形恢复,地面沉降值也会减小。

(3)槽壁加固对浅层土体的变形约束强于对深层

土体变形的约束,并可有效控制槽段外地面沉降;导墙仅可约束浅层导墙深度范围内土体的侧向变形及槽口附近的地面沉降;刚性地坪可利用自身刚度扩散地面超载,有效控制槽壁顶部侧向变形及地面沉降;对上海地区幅宽超过5 m的槽段,水平土拱效应较弱,侧边已有墙体对土体变形的约束不明显。

由于场地条件、施工工况及监测条件等因素的复杂多变性,数值模拟试验槽段获得的现场监测数据有限,但槽壁侧向变形计算值与相关槽段的实测值基本吻合,下一阶段将结合原位试验展开深入研究。

参考文献:

- [1] COWLAND J W, THORLEY C B B. Ground and building settlement associated with adjacent slurry trench excavation[C]// Ground Movements and Structures. London: Pentech Press, 1985: 723 - 738.
- [2] POTTS D M, ZDRAVKOVIC L. Finite element analysis in geotechnical engineering: application[M]. London: Thomas Telford Ltd, 2001.
- [3] DING Y C, WANG J H. Numerical modeling of ground response during diaphragm wall construction[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University (Science), 2008, 13(4): 1 - 6.
- [4] NG C W W, YAN W M. Stress transfer and deformation mechanisms around a diaphragm wall panel[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1998, 124(7): 638 - 648.
- [5] GUNN M J, SATKUNANANTHAN A, CLAYTON C R I. Finite element modeling of installation effects[C]// Retaining Structures. London: Thomas Telford Ltd., 1993: 46 - 55.
- [6] POWRIE W, KANTARTZI C. Ground response during diaphragm wall installation in clay: centrifuge model test[J]. Géotechnique, 1996, 46(4): 725 - 739.
- [7] LINGS M L, NG C W W, NASH D F T. The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineering: Geotechnical Engineering, 1994, 107(3): 163 - 172.

(本文责编 孙振远)