

# 不对称水压下基坑围护内力及变形规律分析

张有桔<sup>1,2,3</sup>, 丁文其<sup>2,3</sup>, 刘学增<sup>4</sup>, 王晓彤<sup>4</sup>, 武俊东<sup>2,3</sup>

(1. 安徽省交通规划设计研究院有限公司, 安徽 合肥 230088; 2. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092; 3. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 4. 上海同济建设工程质量检测站(上海同岩土木工程科技有限公司), 上海 200092)

**摘要:** 以某地铁车站基坑为背景, 通过有限元数值分析的方法, 对比分析深基坑两侧围护结构在不对称水压和对称水压作用下内力及变形的变化规律, 以期对类似工程设计施工提供经验指导。分析结果表明: 不对称水压下基坑围护结构向水压力小侧发生一定偏移变形, 导致水压力较大侧围护变形增大, 对基坑安全和环境保护不利, 而不对称水压对围护内力分布影响不大; 对比对称水压工况, 不对称水压下高水位侧围护内力基本不变, 而低水位侧围护内力减小明显, 同时一侧水位降低后支撑轴力明显减小, 减小之和与围护体系两侧水头差相当; 后期开挖的坑内土体随着坑内降水不断固结沉降, 将引起基坑围护结构的变形。

**关键词:** 深基坑; 不对称水压; 围护内力; 围护变形

中图分类号: TU413 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2013)S2-0107-06

作者简介: 张有桔(1986-), 男, 硕士, 安徽省交通规划设计研究院有限公司岩土隧道分院, 主要从事地下工程设计、施工力学、动态反馈与控制理论研究。E-mail: dabaozyj@163.com。

## Internal force and deformation of deep foundation pit under asymmetric water pressure

ZHANG You-jie<sup>1,2,3</sup>, DING Wen-qi<sup>2,3</sup>, LIU Xue-zeng<sup>4</sup>, WANG Xiao-xing<sup>4</sup>, WU Jun-dong<sup>2,3</sup>

(1. Anhui Transport Consulting & Design Institute Co., Ltd., Hefei 230088, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 4. Shanghai Tongji Institution of Inspection on Construction Quality (Shanghai Tongyan Civil Engineering Technology Co., Ltd.), Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Based on the foundation pit of a subway station, the internal force and deformation of deep foundation pit under asymmetric water pressure and symmetric water pressure are comparatively analyzed by means of the two-dimensional finite element numerical method. The variation of the internal forces and deformation of supporting structures is obtained so as to provide experience and guidance for design and construction of similar projects. The results show that the supporting structures under asymmetric water pressure has some offset deformation toward the lower water pressure side, and the deformation at the higher water pressure side increases simultaneously. This deformation mode is harmful to the safety of the deep foundation pit and the environmental protection, but the asymmetric water pressure has little effect on the internal force distribution of the supporting structures. Compared with that under symmetric water pressure condition, the internal force at the higher water pressure side basically does not change, but the internal force at the lower water pressure side decreases significantly under asymmetric water pressure condition. The axial force of supporting structures reduces as the water level decreases, and the reduction basically equals to the water head difference between both sides. The consolidation settlement induced by dewatering of the late excavated soils inside the foundation pit causes the deformation of supporting structures.

**Key words:** deep foundation pit; asymmetric water pressure; internal force; deformation

## 0 引言

地下空间的开发和利用, 随着城市化建设的快速发展越来越受到重视, 在中心城区的深基坑工程也随之越来越多。由于中心城区环境的复杂性, 对基坑工程安全和基坑开挖对周边建(构)筑物的影响都提出

了新的要求。传统的基坑设计多采用弹性地基梁法, 单独分析两侧支挡结构, 没有考虑到两侧条件的不对

---

基金项目: 无锡轨道交通一号线土建科研项目(GD01KYHT0901);  
铁道部科技研究开发计划项目(2007G045-C)

收稿日期: 2013-06-06

称性对于支挡结构的影响。然而,很多学者研究<sup>[1-6]</sup>也指出在不均匀岩土条件、场地起伏变化、土方的非对称开挖、不对称超载、开挖深度不同、支护条件不同等条件下,基坑两侧围护结构的内力及变形存在较大差异,而且对两侧环境的影响也存在较大差异,甚至围护结构一侧达到超限状态,另一侧安全系数仍较高。所以,设计中需要正确分析基坑两侧的差异,避免造成设计与实际情况相差较远,影响基坑及环境安全。

但是,学者的研究中提及不对称水压力的较少,根据唐业清等<sup>[7]</sup>调查的130项基坑事故,由于地下水处理不当造成事故占了22%,可以说正确进行地下水的控制是基坑工程成败的一个关键点。

本文结合某地铁车站基坑工程,分析由于围护结构两侧不对称水压力作用下围护的内力及变形的变化规律,以期为同类深基坑设计提供经验参考。

## 1 工程概况

某地铁车站为地下4层岛式站台车站,外包总长172.4 m,标准段宽22.4 m。根据设计方案,车站与商用房(地上为7层框架结构)同时建设,地面建筑覆盖整个基坑;地下结构分车站和物业开发两部分,物业开发部分基坑深度约16 m;整个地下结构的围护结构同步施工,分期开挖,即在统一围护结构内,先施工车站部分的主体结构,采用明挖顺做,车站主体结构施工完毕后再施工物业开发部分,采用盖挖逆做(图1)。

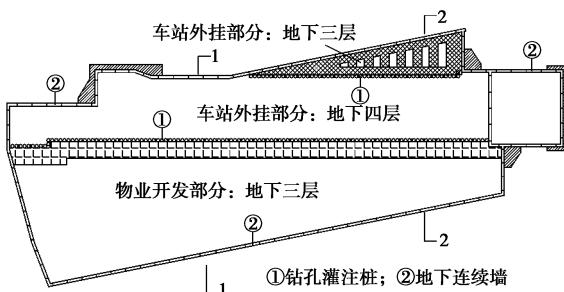


图1 基坑围护总平面(阴影为加固区域)

Fig. 1 General layout of foundation pit

### 1.1 工程地质

根据勘察资料,场地典型土层分布及主要物理力学参数见表1。

### 1.2 水文地质

上层滞水主要赋存于人工填土层中,含水与透水性不一,地下水位不连续,无统一的自由水面,水位埋深为0.5~2.0 m。

承压水为本区主要地下水,主要赋存于第四系全新统冲积④<sub>2</sub>粉细砂和④<sub>3</sub>含砾中粗砂层中,与上覆③<sub>5</sub>

粉质黏土、粉土、粉砂互层构成统一承压含水层。含水层厚度一般38~42 m,勘察期间实测承压水头2.7~4.5 m,变幅约1.2 m。由于基坑地下水与长江联系密切,涌水流量将会很大,且抽水维持时间可能较长;作为围护结构的地连墙进入基岩3~5 m,隔断承压水。

表1 土层物理力学指标

Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

土层	厚度/m	重度/(kN·m <sup>-3</sup> )	压缩模量/MPa	c/kPa	$\varphi$ (°)
① <sub>1</sub> 杂填土	2.7	18.6	2.0	10.00	20.0
① <sub>2</sub> 素填土	2.5	18.8	4.0	28.8	31.2
① <sub>3</sub> 上层淤泥	2.5	17.4	2.0	14.0	10.0
③ <sub>1</sub> 黏土	2.4	18.7	6.5	20.0	16.8
③ <sub>2</sub> 粉质黏土	4.0	19.1	6.0	27.9	29.9
③ <sub>5</sub> 粉质黏土、粉土、粉砂互层	5.2	19.0	8.0	20.0	35.0
④ <sub>2</sub> 粉细砂	29.9	19.3	14.0	—	39.0
④ <sub>3</sub> 含砾中粗砂	3.5	19.6	15.0	—	35.0
20 <sub>a-1</sub> 强风化泥岩	12.0	25.3	21.0	45.0	25.0
20 <sub>a-2</sub> 中风化泥岩	—	25.5	25.0	200.0	35.0

### 1.3 围护方案

整个地块(图1)外围围护结构采用1000 mm厚地连墙,墙深60~65 m,隔断承压水;车站主体和物业开发部分用Φ1200@1500 mm钻孔灌注桩隔开,桩长40 m。车站主体地下4层,开挖深度约24 m,竖向布置4道砼支撑+一道双拼钢支撑(图2),车站外挂部分地下3层,开挖约16 m,与地下4层部分用Φ1200@1500 mm钻孔灌注桩隔开,桩长17 m,竖向布置3道砼支撑(图3)。物业开发部分地下3层,开挖约16 m,采用盖挖逆做。

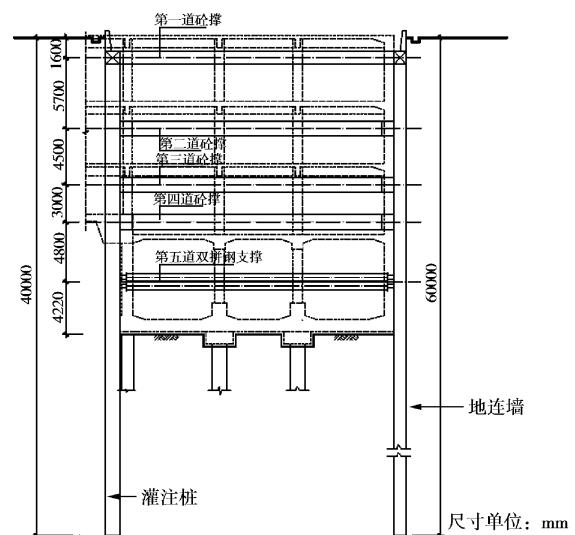


图2 基坑支护结构1-1剖面图

Fig. 2 Supporting system of section 1-1

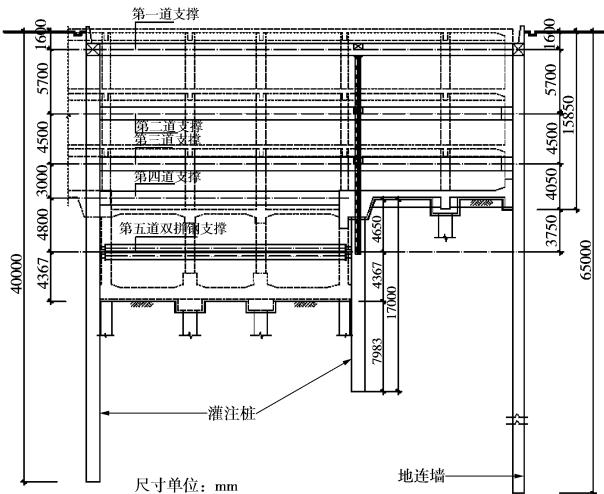


图 3 基坑支护结构 2-2 剖面图

Fig. 3 Supporting system of section 2-2

由于施工期间坑内降水, 钻孔灌注桩侧坑外地下水位位于车站底板下 1 m, 连续墙侧坑外水位保持在地表下 0.5~2.0 m, 该水位的不对称导致整个基坑水平方向受力、变形等存在较大差异, 基坑安全存在隐患, 所以有必要分析围护结构在不对称水压下的内力和变形规律, 保证基坑及周边环境安全。

#### 1.4 基坑加固

(1) 地铁车站范围局部外挂地下 3 层基坑与主体地下 4 层车站同步开挖时, 考虑到基坑支护刚度的不对称性及受力的复杂性, 对局部外挂 3 层基坑底采用  $\Phi 850@600$  三重管高压旋喷桩加固处理, 基底加固方式采用裙边+抽条形式, 加固深度为基坑开挖底面以下 3 m 范围土体 (图 1)。

(2) 钻孔灌注桩(车站主体与物业开发部分之间)后土体采用  $\Phi 850@600$  三重管高压旋喷桩加固, 加固深度为地表至基坑开挖底面以下 3 m 范围土体, 加固宽度为 6.15 m (图 1)。

## 2 数值分析

### 2.1 参数取值

按平面应变模型计算, 采用 PLAXIS 二维有限元软件模拟基坑的开挖过程, 计算采用三角形 15 节点单元, 岩土材料的本构模型采用各向同性 HS (harding soil) 硬化弹塑性本构模型, 围护结构采用线弹性模型。

(1) HS 本构参数: 固结压缩模量  $E_{\text{ref}}^{\text{ref}} = 1 \sim 2 E_s$ ; 割线模量  $E_{50}^{\text{ref}} = 2 \sim 3 E_s$ ; 回弹模量  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 3 \sim 5 E_{50}^{\text{ref}}$ 。

(2) 地下水模拟: 地连墙外侧水位维持在地面以下 1 m, 整个开挖过程中保持不变, 基坑内地下水位每次开挖前均降至开挖面以下 1 m 处。计算过程中每次水位变化时, 先进行一步渗流计算, 得出降水后坑内外水头分布, 用于内力变形计算。

(3) 钻孔灌注桩的模拟: 钻孔灌注桩根据刚度等效原则, 等效转化为板单元进行计算。

(4) 模型尺寸横向取至坑外 3 倍开挖宽度, 纵向取至连续墙底 30 m。

(5) 周边房屋建筑按 15 kPa/层考虑。作用深度为地下 2 m。1-1 断面基坑右侧 20 m 外为 3 层建筑物; 2-2 断面右侧 20 m 以外的 3~4 层建筑物; 地面超载统一按 20 kPa 取值。

### 2.2 1-1 剖面计算结果

计算模型及计算结果见图 4。

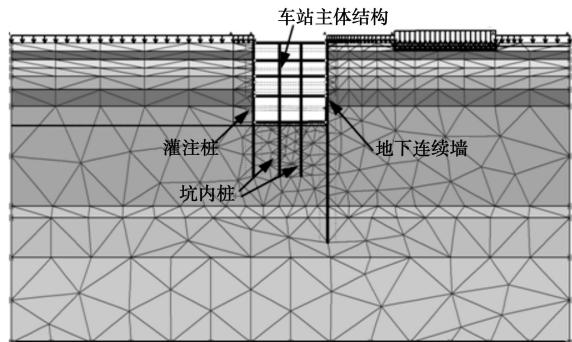


图 4 1-1 剖面计算模型

Fig. 4 Computational model of section 1-1

#### (1) 变形规律

右侧坑外地表水位保持在地表以下 1 m 不变, 左侧坑内水位随着开挖不断降低至开挖面下 1.0 m, 开挖到坑底时 (挖深 23.82 m), 基坑两侧不对称水压达到约 24 m 水头, 左侧灌注桩发生上大下小的向坑外变形, 最大约 31 mm, 右侧连续墙变形仍为鼓肚形, 最大水平位移约 52 mm, 发生在地面以下 20 m 左右, 靠近基坑底。

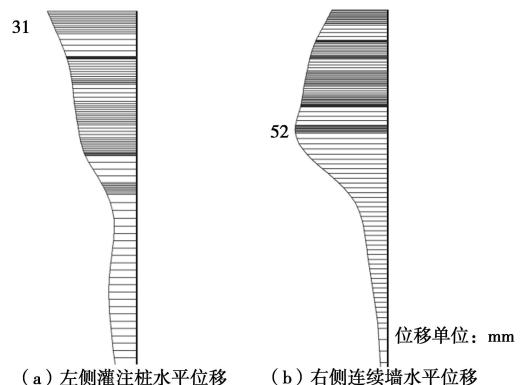


图 5 拆除第 2 道支撑时围护结构水平位移

Fig. 5 Horizontal displacement of supporting structures

由表 2 可知, 总体而言, 开挖至基坑底之后, 撤支撑对围护结构变形的影响较小。对比围护两侧水位对称工况, 在围护两侧不对称水压作用下, 围护结构将发生向水压力较小侧的偏移变形, 同时水压力较大侧

围护变形明显增大。

表 2 1-1 剖面最大水平位移随施工步变化

Table 2 Variation of maximum horizontal displacement with excavation

施工步序说明	水平位移/mm	
	左灌注桩	右连续墙
开挖至 2.35 m	1.49 (6.33)	7.04 (6.41)
开挖至 8.10 m	-6.36 (11.18)	17.09 (11.33)
开挖至 12.6 m	-12.57 (13.93)	24.05 (14.41)
开挖至 15.6 m	-16.48 (15.24)	27.91 (15.84)
开挖至 20.3 m	-23.73 (19.63)	36.59 (21.28)
开挖至 23.82 m	-31.05 (27.62)	50.51 (30.61)
拆除第 5 道支撑	-30.85 (28.44)	51.40 (31.53)
拆除第 4 道支撑	-30.54 (28.58)	51.95 (31.63)
拆除第 3 道支撑	-30.19 (28.35)	51.83 (31.33)
拆除第 2 道支撑	-30.25 (28.35)	51.75 (31.33)
拆除第 1 道支撑	-28.57 (28.37)	51.75 (31.35)

注：1. 水平位移向坑内为正方向，向坑外为负；2. 括号内为围护两侧水位对称，仅坑内降水时，围护变形计算值。

由于灌注桩左侧坑外地下水位的持续下降，引起左侧土体出现一定程度固结变形，沉降变形量约 30 mm（图 6）。此工况的坑底隆起变形量约 30 mm，发生在坑底靠近地下连续墙侧。

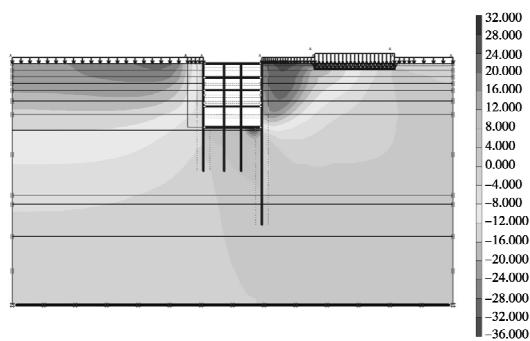


图 6 主体结构完工时基坑整体垂直位移云图

Fig. 6 Final contours of vertical displacement

## (2) 内力规律

灌注桩每延米最大等效弯矩为 1900 kN·m/m，灌注桩间距为 1.5 m/根，相当于每根灌注桩承担弯矩为  $1900 \times 1.5 = 2850$  kN·m。连续墙每延米最大弯矩为 2760 kN·m/m，较灌注桩侧每延米等效弯矩大，即水头高侧围护结构内力大（图 7）。

开挖至坑底时的支撑内力从上到下分别为 228.66 kN/m（第一道混凝土撑）、456.07 kN/m（第二道混凝土撑）、533.62 kN/m（第三道混凝土撑）、1750.0 kN/m（第四道混凝土撑）、281.20 kN/m（第五道钢支撑），支撑全部受压。

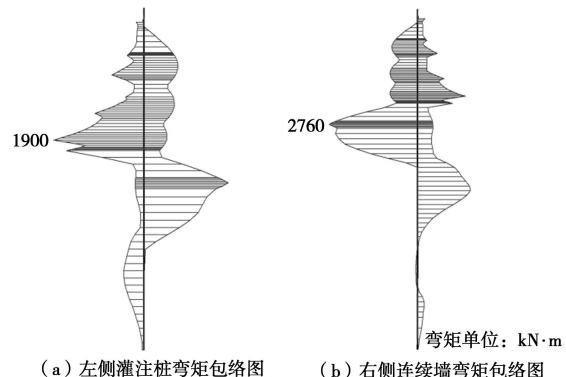


图 7 围护结构弯矩包络图

Fig. 7 Moment envelope of supporting structures

而围护两侧水位对称工况下，灌注桩每延米最大等效弯矩为 2750 kN·m/m，连续墙每延米最大弯矩为 2630 kN·m/m，开挖至坑底时的支撑内力从上到下分别为 421.69 kN/m（第一道混凝土撑）、718.43 kN/m（第二道混凝土撑）、692.66 kN/m（第三道混凝土撑）、1970.00 kN/m（第四道混凝土撑）、419.50 kN/m（第五道钢支撑），支撑全部受压。

对比围护两侧水位对称工况下围护内力计算结果可知：①不对称水压对于高水位侧（连续墙）围护内力影响较小，而对于低水位侧（灌注桩）由于水头降低，围护内力明显减小；②不对称水压工况下，由于水头降低，整个支撑体系轴力明显减小，所有支撑轴力减小之和为 253.3 kN/m，与围护体系两侧水头差(24 m)相当；③不对称水压对于围护内力分布模式影响很小。

## 2.3 2-2 剖面计算结果

计算模型及计算结果见图 8。

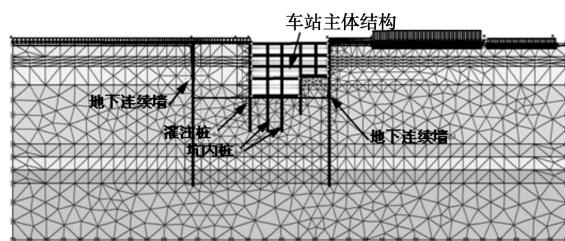


图 8 2-2 剖面计算模型

Fig. 8 Computational model of section 2-2

## (1) 变形规律

由于右侧浅坑的存在（右侧车站地下 3 层外挂实际开挖深度为 15.6 m），当开挖到坑底时，虽然围护结构两侧水头差仍为 24 m，但是浅坑部分土体有效的控制了右侧连续墙的变形，因此围护结构的变形较 1-1 剖面小，且左侧灌注桩变形模式也有所差异。左侧灌注桩上部 20 m 发生向坑外变形，最大约 17 mm，下部仍发生向坑内变形，最大约 14 mm；右侧连续墙变

形仍为鼓肚形, 最大水平位移 27.5 mm 发生在地面以下 13.2 m 左右, 靠近右侧浅坑底部 (图 9)。

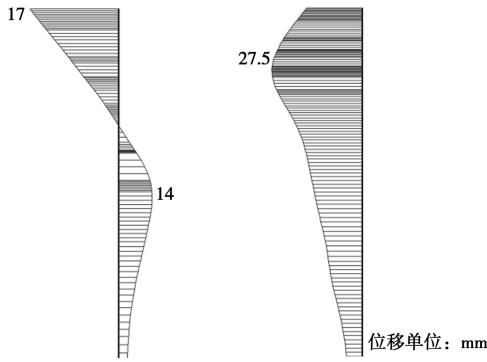


图 9 拆除第 4 道支撑时围护结构水平位移

Fig. 9 Horizontal displacement of supporting structures

由表 3 可知, 总体而言, 开挖至浅坑坑底之后, 后续开挖对围护结构变形影响较小, 与 1-1 剖面不同之处在于, 深坑部分支撑拆除 (第五~三道支撑) 对围护结构变形有一定影响。

表 3 2-2 剖面最大水平位移随施工步变化

Table 3 Variation of maximum horizontal displacement with excavation

施工步序说明	水平位移/mm	
	左灌注桩	右连续墙
开挖至 2.5 m	0.83	5.26
开挖至 8.1 m	-5.79	12.00
开挖至 12.6 m	-12.56	20.42
开挖至 15.6 m	-15.45	23.43
开挖至 20.3 m	-17.10	24.55
开挖至 24.0(坑底)	-17.23	24.99
拆除第 5 道支撑	-16.96	25.06
拆除第 4 道支撑	-15.81	26.88
拆除第 3 道支撑	-15.15	27.52
拆除第 2 道支撑	-14.82	27.59
拆除第 1 道支撑	-14.96	27.59

注: 水平位移向坑内为正方向, 向坑外为负。

同样, 由于中间夹心块土体的持续降水固结, 及两侧水头差的存在, 左侧连续墙发生向基坑侧倾斜, 水平位移量约为 31 mm, 需要引起注意 (图 10)。

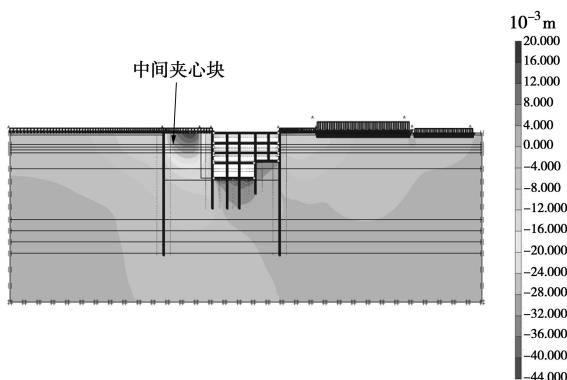


图 10 主体结构完工时基坑整体垂直位移云图

Fig. 10 Final contours of vertical displacement

## (2) 内力规律

灌注桩每延米最大等效弯矩为  $1400 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ , 灌注桩间距为  $1.5 \text{ m}/\text{根}$ , 相当于每根灌注桩承担弯矩为  $1400 \times 1.5 = 2100 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。连续墙每延米最大弯矩为  $575.66 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$  (图 11)。

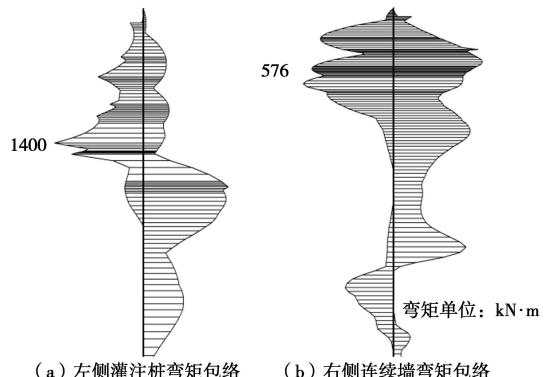


图 11 围护结构弯矩包络图

Fig. 11 Moment envelope of supporting structures

开挖至坑底时的支撑内力从上到下分别为  $167.85 \text{ kN/m}$  (第一道混凝土撑)、 $588.26 \text{ kN/m}$  (第二道混凝土撑)、 $506.37 \text{ kN/m}$  (第三道混凝土撑)、 $1420.0 \text{ kN/m}$  (第四道混凝土撑)、 $333.20 \text{ kN/m}$  (第五道钢支撑), 支撑全部受压。

## (3) 对比分析

对比 1-1 剖面计算结果可知, 当开挖到坑底时, 虽然围护结构两侧水头差均为  $24 \text{ m}$ , 但是同样开挖深度下, 2-2 剖面处灌注桩弯矩明显减小 ( $1900 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$  减小到  $1400 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ ), 而且 2-2 剖面处所有支撑轴力之和为  $2715.68 \text{ kN/m}$ , 较 1-1 剖面  $3250.55 \text{ kN/m}$  明显减小, 分析认为由于 2-2 剖面处浅坑部分  $8.4 \text{ m}$  高土体的存在, 影响了不对称水压的传递, 抵消了部分不平衡水压力的作用, 导致围护体系的内力重新分布。所以, 对于不对称水压下的基坑开挖, 可以考虑在高水位侧预留土堤的方法来减轻不对称水压造成的危害。

## 3 结 论

(1) 在围护两侧不对称水压作用下, 围护结构将发生向水压力较小侧的偏移变形, 而水压力较大侧围护变形相应增大。

(2) 在基坑围护体系稳定前提下, 基坑围护结构两侧的侧压力处于对称状态, 所以不对称水压对两侧围护结构的内力分布影响不大, 分析显示围护桩内力分布规律和一般深基坑基本一致。

(3) 不对称水压作用对高水位侧围护内力影响较小, 而对于低水位侧由于水头降低, 围护内力明显减

小。

(4) 不对称水压作用下,由于围护一侧水头降低,整个支撑体系轴力明显减小,且在基坑两侧开挖深度相同时,所有支撑轴力减小之和与围护体系两侧水头差相当;当基坑两侧开挖深度不同时,浅坑土体能够削弱不平衡水压力的作用。

(5) 后续开挖的坑内土体随着降水进行,不断固结沉降,需要注意坑内土体逐渐增大的固结沉降引起围护结构及周边环境的沉降变形。

#### 参考文献:

- [1] 徐志兵. 不对称荷载作用下的基坑变形研究[D]. 南京: 东南大学, 2005. (XU Zhi-bing. Study on deformation of foundation pit under asymmetric load[D]. Nanjing: Southeast University, 2005. (in Chinese))
- [2] 陈金友, 俞小光, 吴剑锋, 等. 不平衡基坑支护结构有限元分析及优化设计[J]. 温州大学学报(自然科学版), 2007, 28(5): 30 - 35. (CHENG Jing-you, YU Xiao-guang, WU Jian-feng, et al. Finite element analysis and design optimization of unbalanced excavations[J]. Journal of Wenzhou University (Natural Sciences), 2007, 28(5): 30 - 35. (in Chinese))
- [3] 林刚, 徐长节, 蔡袁强. 不平衡堆载作用下深基坑开挖支护结构性状研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(8): 2592 - 2598. (LIN Gang, XU Chang-jie, CAI Yuan-qiang. Re-search on characters of retaining structures for deep foundation pit excavation under unbalanced heaped load[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(8): 2592 - 2598. (in Chinese))
- [4] 宋洁人. 上海莲花河畔景苑 7 号楼整体倾覆原因分析[J]. 建筑技术, 2010, 41(9): 843 - 846. (SONG Jie-ren. Analysis on reasons for integral collapse of Shanghai Lotus River Garden No.7 building[J]. Architecture Technology, 2010, 41(9): 843 - 846. (in Chinese))
- [5] 姚爱军, 张新东. 不对称荷载对深基坑围护变形的影响[J]. 岩土力学, 2011, 32(增刊 2): 378 - 382, 388. (YAO Ai-jun, ZHANG Xin-dong. Influence of asymmetric load on supporting deformation for deep foundation pit[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(S2): 378 - 382, 388. (in Chinese))
- [6] 董俊. 武汉地铁 2 号线江汉路站围护结构比选[J]. 土工基础, 2011, 25(3): 13 - 16. (DONG Jun. Comparison and selection of enclosure structure at Jianghan road station of Wuhan Metro Line No.2[J]. Soil Engineering and Foundation, 2011, 25(3): 13 - 16. (in Chinese))
- [7] 唐业清, 李启民, 崔江余. 基坑工程事故分析与处理[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999. (TANG Ye-qing, LI Qi-ming, CUI Jiang-yu. Excavation accident analysis and processing[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1999. (in Chinese))

(本文责编 黄贤沙)