

考虑承压水降水的深基坑施工变形规律研究

陈 忠¹, 钱宝源¹, 顾其波²

(1. 宁波宁大地基处理技术有限公司, 浙江 宁波 315211; 2. 杭州市公路管理局, 浙江 杭州 310030)

摘要: 以宁波市轨道交通仇毕站深基坑工程为例, 考虑③₃层承压水降水的影响, 开展了深基坑开挖施工变形特性研究. 首先设计了减压降水方案, 然后利用 Plaxis 3D 有限元软件对仇毕站深基坑开挖施工进行数值模拟, 分析减压降水对深基坑工程变形特性的影响. 结果表明: 考虑基坑承压水降水的深基坑变形规律与不降水条件下的变形规律基本一致, ③₃层承压水减压降水可导致地表沉降增大, 坑底隆起减小.

关键词: 承压水; 降水; 深基坑; 变形规律

中图分类号: TU46+3

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2019) 05-0065-05

随着城市地下空间的开发, 深基坑工程越来越多, 其施工开挖过程中不可避免地会遇到承压水问题. 高承压水基坑施工常因隔水层厚度不足而诱发坑底突涌, 盲目地坑内降水又会造成基坑周边地表不均匀沉降、基坑内外水位突变、周边环境变形等问题, 从而导致基坑事故频发.

在深基坑施工中, 通过打设降压深井等方法进行减压, 可有效地消除承压水对基坑的危害, 很多工程实例表明^[1-2], 预防在先可以事半功倍. 杨潇^[3-4]针对上海某地铁换乘枢纽工程, 对上海地区第二层承压水降水及其引起地层沉降进行了数值模拟, 考虑了 2 种多基坑排布形式, 设置了承压含水层厚度 M 和基坑间距 D 两个控制变量, 得到了基坑群深层承压水降水后水位分布及地层沉降规律, 并与实测数据进行了对比验证. 璩继立等^[5]从某地铁站降水实际出发, 对上海地区降水引起的水头分布范围及与地层沉降之间的规律进行了研究. 骆冠勇等^[6]研究了深厚的弱透水下卧强透水承压层条件下, 承压水层减压引起土的应力变化及周围地表沉降的计算方法. Shen 等^[7]使用有限元模型对未开挖基坑承压水降水进行了模拟, 并与实测数据做了对比分析. 此外, 骆祖江等^[8]以上海地铁某隧道基坑降水为例, 采用有限差分法建

立地面沉降与三维渗流耦合模型, 结果表明该耦合模型具有很高的可信度. 杨天亮^[9]对上海某地铁站深基坑降水进行监测, 分析了降水引起的地面沉降效应, 得出减压降水是导致基坑周边地面沉降的主要原因, 地下水回灌是控制地面沉降的有效办法. 为控制基坑减压降水造成地表沉降, 张莲花等^[10]研究了降水量最优问题.

本文以宁波轨道交通仇毕站深基坑工程为例, 首先对②_{2T}和③₃层承压水稳定性进行计算判定, 然后设计③₃层承压水减压降水, 并利用 Plaxis3D 有限元软件对车站深基坑开挖施工进行数值模拟, 将计算结果与实测数据进行对比, 探究在承压水减压降水条件下深基坑工程的变形特性.

1 基坑抗突涌稳定性计算

1.1 稳定性计算

仇毕站全长约 166.059 m, 为 4 层地下车站, 标准段宽度为 19.7 m, 端头井宽度 23.2 m. 标准段基坑深度为 27.7 m, 端头井基坑深度为 28.61 m. 主体结构的围护措施采用 1 200、1 000 mm 厚地下连续墙, 标准段围护深度约为 55.55 m, 端头井处围护深度约为 59.0 m. 共设 8 道支撑, 第 1 道和第 6 道为钢筋混凝土支撑, 其余 6 道均为钢支撑.

根据本工程的岩土工程勘察报告, 基坑地面标高+3.00 m, ②_T层承压层顶板埋深约为 20.0~35.0 m, 水头埋深 0.9~4.5 m. 由于基坑围护结构已经隔断②_T层开挖范围内地下含水层基坑内外的水力联系, 故只需进行疏干处理. ③₃层承压含水层平均顶面标高-53 m, 承压水头标高-1.32 m, 水的重度 $10 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$, 基坑底至承压含水层顶部土体的加权平均重度为 $18.7 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$. 由于本基坑深度较大, 为了确保基坑安全, 需要对坑底土体突涌稳定性进行计算.

根据建筑基坑支护技术规程, 承压水作用下的坑底突涌稳定性应符合下式:

$$\frac{D\gamma}{h_w\gamma_w} \geq K_h,$$

式中: K_h 是突涌稳定安全系数, K_h 不应小于 1.1; D 是承压含水层顶面到坑底土层厚度, m; γ 是承压含水层顶面到坑底土层天然重度, $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$; h_w 是承压含水层顶面的水头压力高度, m; γ_w 是水的重度 $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$.

根据基坑开挖深度及其水文地质条件, 基坑底至承压含水层顶部土体的加权平均重度为 $18.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$, 按最不利因素计算突涌稳定安全系数 K_h , 结果见表 1.

表 1 坑底土体突涌稳定性计算结果

含水层	水头埋深/m	顶板埋深/m	最大开挖深度/m
③ ₃	-1.32	53	28.61
含水层	自重应力/kPa	水压/kPa	K_h
③ ₃	512.19	516.8	0.99

由表 1 可知, ③₃层突涌稳定安全系数小于 1.1, 存在突涌风险, 必须对基坑进行减压降水处理. 取安全系数为 1.1, 则安全开挖临界深度 $h=56.0-1.1 \times 516.8/18.7=25.6 \text{ m}$, 即当基坑开挖到 25.6 m 深度之前需要降水.

1.2 减压降水设计

在设计时, 按最不利情况进行降压方案设计. 根据表 1 计算结果, 为防止基坑发生突涌事故, 对③₃层在基坑开挖到 25.6 m 时开启减压井. 根据类似水文地质条件及其工程经验, 结合基坑总涌水量 Q 及单井涌水量 q (其中 Q 约为 $800 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$, 取 $q=600 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$), 按式 $n=1.1Q/q$ 计算设置坑外 4 口减压井及 2 口观测兼备用井, 具体分布如图 1 所示.

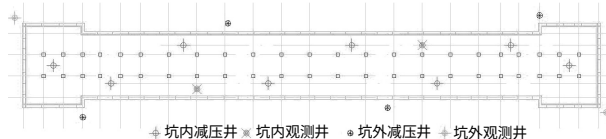


图 1 减压井平面布置

2 考虑承压水降水的深基坑变形特性

2.1 计算模型

由于仇毕站深基坑对称, 故取一半建立三维有限元模型, 如图 2 所示, 其剖面如图 3 所示. 模型沿基坑长边方向 140 m (0~140 m), 短边方向为 140 m (-70~70 m), 深度方向为 80 m (0~-80 m), 采用 10 节点单元, 总单元数为 111 268 个, 节点数为 156 095 个. 模型底面各向约束, 侧面法向约束, 上表面为自由面, 地面超载为 20 kPa. 地连墙混凝土等级为 C40, $E_1=3.9 \times 10^7 (\text{kN} \cdot \text{m}^2) \cdot \text{m}^{-1}$, $E_A=4.68 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$. 土层模型采用 HSS 本构模型, 土层参数见表 2, 支撑体系参数见表 3.

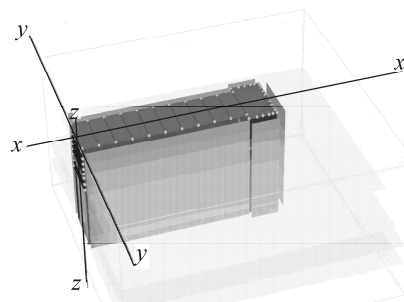


图 2 基坑三维模型

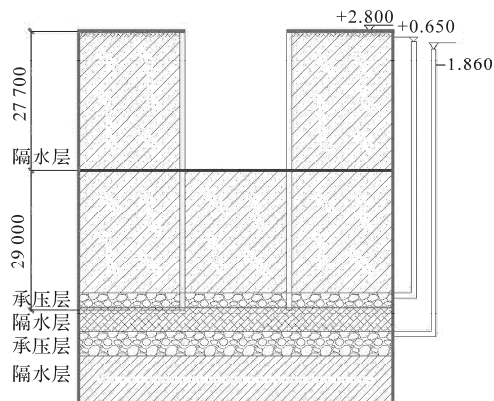


图 3 模型剖面

表 2 土层参数

层号	土层名称	土层底标高/m	重度/ $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$K_h/(\text{m} \cdot \text{d}^{-1})$	$K_v/(\text{m} \cdot \text{d}^{-1})$	压缩模量/MPa	C_k/kPa	$\Phi_k/^\circ$
① ₂	黏土①	-5.7	17.9	$2.14 \text{E}-5$	$3.23 \text{E}-5$	3.61	15.5	12.7

续表								
层号	土层名称	土层底标高/m	重度/ (kN·m ⁻³)	K_h / (m·d ⁻¹)	K_v / (m·d ⁻¹)	压缩模 量/MPa	C_k / kPa	Φ_k / (°)
② ₂	淤泥质黏土	-11.7	17.3	2.38E-5	3.03E-5	2.34	11.9	11.6
③ ₂	粉质黏土	-19.7	18.7	8.23E-5	1.19E-4	4.41	16.4	20.4
④ ₂	黏土	-24.2	17.5	2.29E-5	2.94E-5	3.10	14.4	12.7
⑤ ₂	粉质黏土	-36.0	18.6	4.97E-5	6.98E-5	5.80	26.6	14.3
⑥ ₂	粉质黏土	-46.0	18.5	4.97E-6	6.98E-6	5.36	19.2	18.8
⑥ _{2T}	粉土	-50.0	18.7	1.31	1.24	8.05	4.1	29.1
⑦ ₂	粉质黏土	-54.0	18.5	4.97E-6	6.98E-6	5.36	19.2	18.8
⑧ ₁	粉细砂	-59.0	19.3	1.04E+1	1.09E+1	8.90	2.6	31.3
⑨ ₁	粉质黏土	-80.0	18.7	5.21E-6	6.10E-6	9.50	39.3	15.8

表 3 支撑系统参数

支撑	自开挖 面下/m	水平间 距/m	材料	尺寸/ mm	预加轴力/ (kN·m ⁻¹)
第 1 道	0	8	C30 钢筋砼	800×1 000	
第 2 道	5.7	3	钢支撑	Φ609, t=16	200
第 3 道	8.7	3	钢支撑	Φ609, t=16	300
第 4 道	11.7	3	钢支撑	Φ800, t=16	380
第 5 道	14.5	3	钢支撑	Φ800, t=16	400
第 6 道	17.3	8	C30 钢筋砼	1 200×1 200	
第 7 道	21.0	3	钢支撑	Φ800, t=16	480
第 8 道	24.2	3	钢支撑	Φ800, t=16	500

2.2 计算步骤

有限元计算步骤为: 先架设第 1 道混凝土支撑, 开挖 1-1 (开挖到地面下-2 m), 开挖 1-2 (开挖到地面下-5.7 m), 架设钢支撑 1, 并施加预应力-320 kN·m⁻¹; 开挖 2 (开挖到地面下-8.7 m), 架设钢支撑 2, 施加预应力-320 kN·m⁻¹; 开挖 3 (开挖到地面下-11.7 m), 架设钢支撑 3, 施加预应力-630 kN·m⁻¹; 开挖 4 (开挖到地面下-14.5 m), 架设钢支撑 4, 施加预应力-670 kN·m⁻¹; 开挖 5 (开挖到地面下-17.3 m), 架设第 2 道混凝土支撑; 开挖 6 (开挖到地面下-21 m), 架设钢支撑 5, 施加预应力-920 kN·m⁻¹; 开挖 7 (开挖到地面下-24.2 m), 架设钢支撑 6, 施加预应力-750 kN·m⁻¹, ⑧₃ 层承压水降低 1 m, 且 ⑧₃ 层上下两层土层的水头设置为内插; 开挖 8 (开挖到地面下-27.7 m).

2.3 结果分析

基坑开挖过程中会导致地连墙围护结构的变

形(包括围护结构的水平位移和沉降), 以及土体的变形(包括坑底回弹、土体水平位移和地表沉降).

(1)地连墙位移. 仅以基坑开挖到底(开挖深度 27.7 m)时, 地连墙水平位移为例进行分析, 结果如图 4 所示, 其总位移最大值为 0.081 37 m. 在各计算步骤中, X=1 m 处墙体水平位移沿深度分布曲线如图 5 所示.

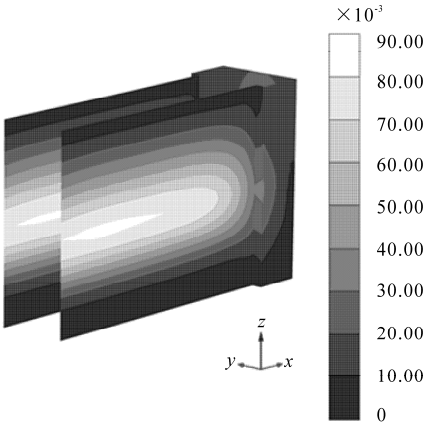


图 4 墙体总位移云图

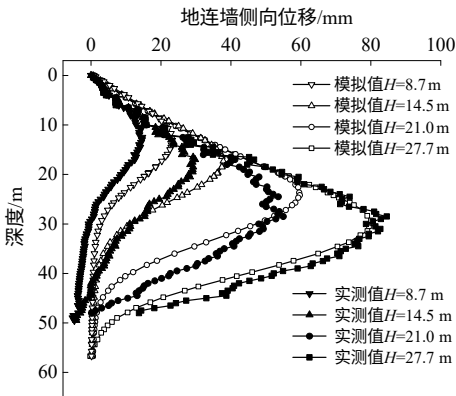


图 5 X=1 m 处墙体水平位移

从图 5 可知, 地连墙变形呈现上下小中间大的纺锤形状态. 按照实际工况, 先施工第 1 道钢筋混凝土支撑, 待第 1 道钢筋混凝土支撑养护完成后, 在挖土至 2.0 m 时, 地连墙墙顶产生微小的侧向位移, 随着开挖深度的增大, 地连墙侧向位移增大. 在不同开挖深度下, 地连墙变形性状保持不变. 地连墙侧向的最大位移为 8.00 5 cm, 发生在地连墙 29.3 m, 即坑底下 1.6 m 处. 随着开挖深度增大, 地连墙发生最大侧向变形的部位逐渐加深. 计算结果与实测结果较为吻合, 由此说明将承压水层上下两层土层的水头设置为内插可较好地模拟深基坑承压水降水开挖施工过程, 建立的模型较为合理.

(2)土体位移. 在基坑开挖过程中, 土体卸载导致地连墙产生水平位移, 坑底土体隆起, 地连墙后土体发生变形. 墙后土体变形主要体现在地表沉降和水平位移. 在基坑开挖到底时, 地表沉降如图6所示. 由图6可知, 坑底最大隆起值为0.249 6 m, 地表最大沉降值为-0.062 17 m. 在 $X=1$ m 处, 各计算工况下地表沉降曲线如图7所示.

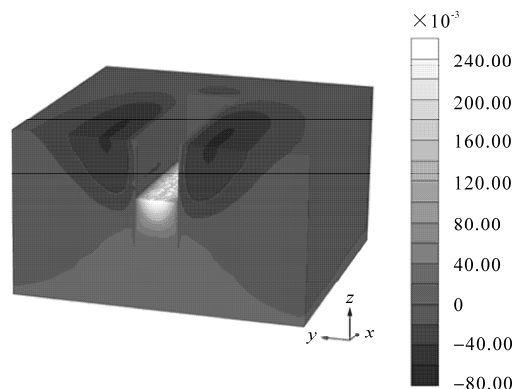


图6 土体云图

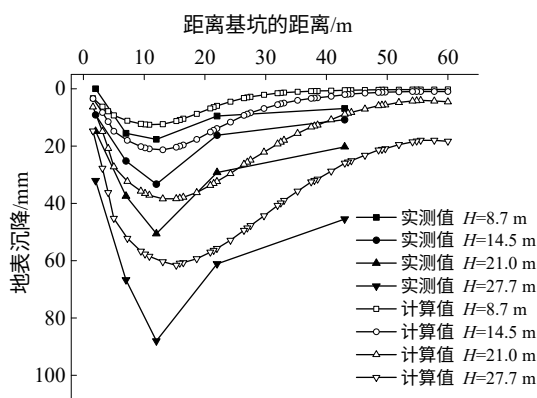


图7 $X=1$ m 处地表沉降曲线

当基坑开挖到坑底(27.7 m)时, 最大沉降达到61.6 mm, 最大沉降与开挖深度的比值为0.222%, 最大沉降发生在距地连墙15.3 m处. 随着基坑的开挖, 最大沉降点的位置从距基坑10.84 m向15.3 m处移动. 基坑开挖对围护结构后地表的沉降影响范围约为60 m. 从图7可知, 数值模拟沉降结果与实测结果基本吻合, 但实测沉降较计算沉降值大.

综上所述, 考虑基坑承压水降水的深基坑变形规律与不降水条件下的变形规律基本一致.

3 ③层降压对土体变形的影响

为了分析降压对基坑土体变形的影响, 数值计算时同时考虑不降压工况. ③层承压水降压与

否对基坑周边土体的位移影响如图8和图9所示. 从图8和图9可看出, 承压水降水对土体位移影响范围有一定扩大, 但土体总位移相差不大.

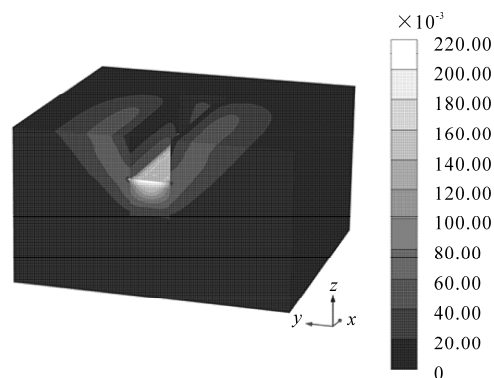


图8 不降压总位移

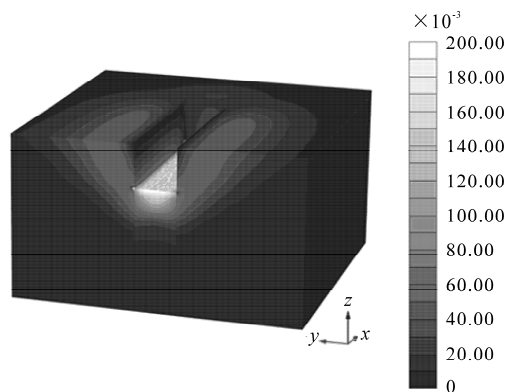


图9 降压后总位移

在 $X=1$ m 处, 降压与不降压工况下地表沉降、坑底隆起对比如图10和图11所示. 当基坑开挖到坑底(27.7 m)时, 不降压工况地表最大总位移为51.9 mm, 降压后地表最大总位移为53.4 mm, 增加2.9%. 可见③层承压水降压可导致地表沉降有一定的增大. 降压前坑底隆起总位移为218.6 mm, 降压后坑底隆起最大总位移为217.1 mm(图11), 减小0.6%, ③层承压水降压对坑底隆起影响较小.

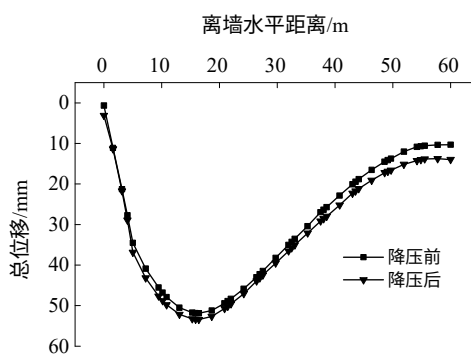


图10 降压与不降压地表沉降对比

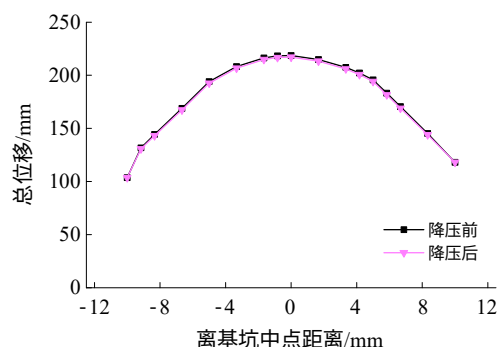


图 11 降压前后坑底隆起总位移对比

4 结论

(1)在承压含降水模拟过程中,将承压水层上下两层土层的水头设置为内插可较好地模拟深基坑承压水降水开挖施工过程。

(2)考虑基坑承压水降水的深基坑变形规律与不降水条件下的变形规律基本一致。

(3)由于③₃层承压水降水仅 1 m,降压导致地表的总位移增加了 2.9%,坑底隆起最大总位移减小了 0.6%。

参考文献:

[1] 吴奇,李俊才.高承压水基坑降水对周边环境的影响

分析[J].地下空间与工程学报,2015,11(S1):265-271.

[2] 李培妍,宋福贵,宫全美,等.高承压水条件下地铁深基坑减压降水研究[J].华东交通大学学报,2012,29(4):40-45.

[3] 杨潇.多基坑深层承压水降水引起地表沉降规律研究[J].西安建筑科技大学学报(自然科学版),2015,47(1):66-70.

[4] 杨潇.基坑群深层承压水降水及地层沉降的数值模拟[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2015,31(3):385-392.

[5] 璩继立,刘国彬,张建峰.东昌路地铁站降承压水引起地面沉降的研究[J].土木工程学报,2002,35(5):93-98.

[6] 骆冠勇,潘泓,曹洪,等.承压水减压引起的沉降分析[J].岩土力学,2004,25(S2):196-199.

[7] Shen S L, Tang C P, Bai Y, et al. Analysis of settlement due to withdrawal of groundwater around an unexcavated foundation pit[C]//Underground Construction and Ground Movement. United States: American Society of Civil Engineers, 2006:377-384.

[8] 骆祖江,张月萍,刘金宝.深基坑降水与地面沉降控制研究[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2007,23(1):47-51.

[9] 杨天亮.深基坑减压降水引发的地面沉降效应分析[J].上海国土资源,2012(3):41-44;70.

[10] 张莲花,孔德坊.沉降变形控制的基坑降水最优化方法及应用[J].岩土工程学报,2005,27(10):1171-1174.

Deformation law of deep foundation pit construction considering pressure precipitation

CHEN Zhong¹, QIAN Baoyuan¹, GU Qibo²

(1.Foundation Treatment Technology Co. Ltd., Ningbo University, Ningbo 315211, China;

2.Hangzhou Highway Administration Bureau, Hangzhou 310030, China)

Abstract: Taking the deep foundation pit project of Qiubi station of Ningbo rail transit as an example, the deformation characteristics of deep foundation pit excavation is studied by considering confined water precipitation of ③₃ layer. Firstly, the design of decompression precipitation scheme is carried out, and then the construction of deep foundation pit is simulated by Plaxis 3D finite element software, and the influence of decompression precipitation on engineering deformation characteristics of deep foundation pit is analyzed. The results show that the deformation law of deep foundation pit is consistent with that of non-precipitation condition. The pressure water decompression precipitation can lead to the increase of surface settlement and the decrease of bottom uplift.

Key words: confined water; precipitation; deep foundation pit; deformation law

(责任编辑 史小丽)