

软土地区超大面积无支撑深基坑工程 围护设计与监测分析

黄时锋

(上海城投水务工程项目管理有限公司, 上海市 201103)

摘要: 随着上海城市的发展,市政污水处理工程大规模的建设,为上海城市的污水处理提供支撑。在污水处理工程基坑围护设计、监测中,因基坑无支撑、超大面积开挖的典型特性,围护体变形较大时会引起邻近周围环境的影响甚至危害。在大面积、无支撑深基坑工程施工中的设计及监测总结尤为必要,为后续相似工程提供借鉴。

关键词: 污水处理;围护设计;监测

中图分类号: X505

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2021)02-0107-03

0 引言

大面积、无支撑基坑工程施工时,围护结构施工、加固施工、无支撑悬臂开挖施工等,导致围护体变形,致使坑外土体变形,引起邻近的地表沉降、建构筑物及地下管线扰动变形。

对无支撑的深基坑施工,基坑开挖较浅时,常规的重力式挡墙等变形易进行有效管控。对深基坑工程,无支撑情况时围护结构的刚度和深度一般较大,插入比远超一般设计范围。在上海软土地区,因软土的高压缩性、高灵敏度、低渗透性等特性,在基坑开挖后,悬臂无支撑支护结构在开挖后墙体变形较大;尤其对超大面积深基坑,无支撑施工时的围护结构特殊设计、坑内加固、开挖顺序等对围护墙体自身和周围环境的变形有直接的关联,在围护设计、施工和监测等积累相关工程经验,将对后续类似项目提供有益的借鉴^[1-5]。

1 工程案例背景

1.1 工程概况

某污水处理厂厂区面积达 2.9 km²,污水处理设计规模 280 万 m³/d,居亚洲第一。工程服务面积约 1 255 km²,受益人口约 712 万。采用减量达标的方式,达到《城镇污水处理厂污染物排放标准》一级 A 标准,尾水排入长江。本工程将庞大的污水处理厂嵌入地下,在地上覆盖足球场、公园。

收稿日期: 2020-12-05

作者简介: 黄时锋(1978—),男,博士,高级工程师,从事水务项目建设管理工作。

本文涉及的某地块基坑面积达 15 万 m²,基坑尺寸 515 m × 289 m,基坑最大挖深为 12.8 ~ 15.8 m(见图 1、图 2)。围护结构为:基坑边按二级放坡,放坡坡度为 1 : 1.5;放坡后围护结构采用钻孔灌注桩,桩径 1 000 mm/1 200 mm,桩长 21.6 ~ 27.6 m;坑底采用 φ850 三轴搅拌站裙边加固。

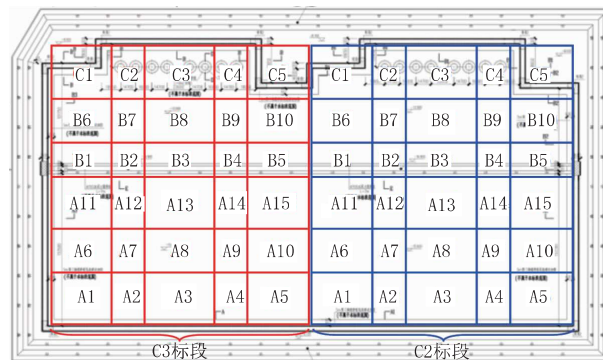


图 1 地块基坑平面示意图(附分块开挖标识)

1.2 地质条件

场地内除南部原养猪场拆除后地表有水泥地坪和建筑垃圾外,其他地方均为农田,东侧和南侧基坑边界处为海塘备堤(建于 20 世纪 90 年代,堤身结构主要为素填土)。土堆顶部标高约 10 m。拟建场地地貌类型为潮坪地貌类型,场地地势略有起伏,各勘探点孔口标高为 3.65 ~ 12.45 m,高差为 8.80 m。

根据勘察报告可知,地下水潜水水位埋深在 0.50 ~ 4.60 m,相应标高在 2.52 ~ 6.48 m,第③₂层承压水分布,层顶埋深为 53.3 ~ 59.5 m。根据上海市长期观测资料,(微)承压水水头高度一般均低于潜水位,承压水水头埋深一般为 3.0 ~ 12.0 m,随季节呈

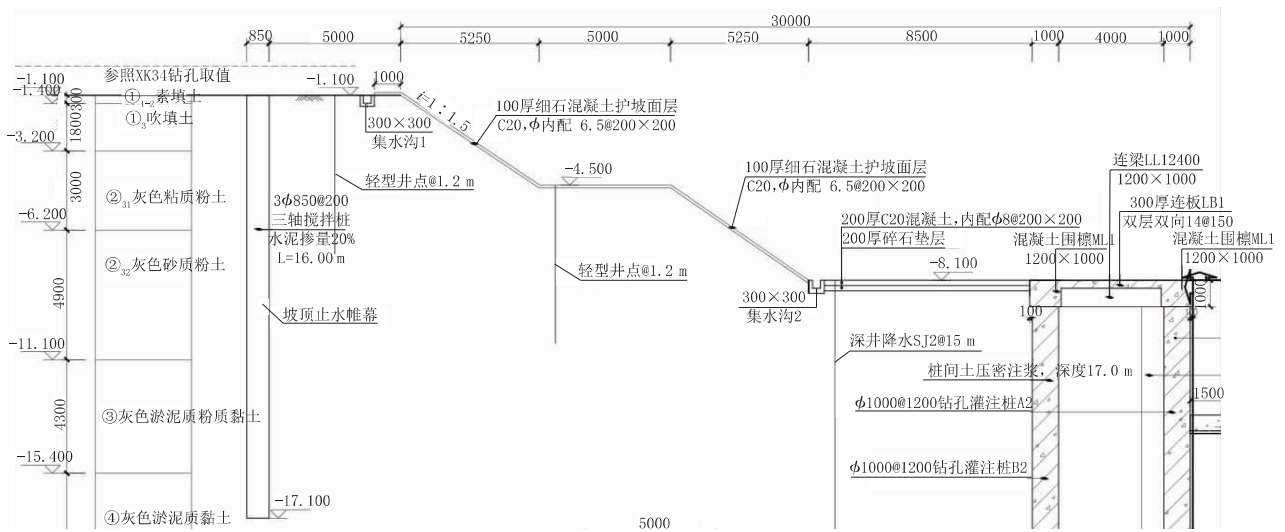


图2 地块基坑典型剖面示意图(单位:mm)

周期性变化。

各土层的力学指标见表1。

表1 地块地层的力学指标

层号	土层名称	揭示层厚/m	比贯入阻力 P_s /MPa	抗拔系数
① ₃	吹填土			
② ₃₋₁	灰色黏质粉土	9.2	2.21	0.7
② ₃₋₂	灰色砂质粉土	7.3	3.67	0.7
② _{3共}	淤泥质粉质黏土	2.75	0.59	0.7
③	淤泥质粉质黏土	11.6	0.75	0.7
④	淤泥质黏土	11.0	0.78	0.7
⑤ ₁	黏土	10.8	1.04	0.7
⑤ ₃₋₁	粉质黏土夹粉土	10.0	1.43	0.7
⑤ ₃₋₂	粉质黏土与粉土互层	9.1	2.43	0.7
⑧ ₁₋₁	粉质黏土	13.5	1.63	0.7

1.3 不良地质

(1)填土:工程场地表层分布有填土,局部厚度较大,填土成分复杂,对本工程基坑开挖有较大影响,应该采取一定的措施。浅部填土的主要组成为①₁₋₁层杂填土、①₁₋₂层素填土、①₂层浜填土和①₃层吹填土。本工程构筑物基础埋深一般较深,基坑施工时,大部分将被挖除,但局部较厚达9.2m,对构筑物基础设置造成影响。

(2)软弱土:场地浅部有③、④层淤泥质土分布,土质软弱,具有流变触变特性,工程性质较差,对基坑开挖影响较大。

(3)障碍物:拟建场地部分为拆迁场地,原有建筑下部老的建筑基础及河岸加固基础,对工程影响较大。另外,根据勘探孔施工时揭露有抛石,深度

6.0~8.5m,局部较深约10.4m,主要为花岗岩石块及碎石。

2 围护结构设计

2.1 二级放坡设计

基坑周围环境较为简单,基坑上部采用1:1.5二级放坡,放坡高度7m;两级放坡顶平台宽度均为5m,均设置1200轻型井点降水井。护坡采用100mm厚细石混凝土护坡面层C20,内配 $\Phi 6.5@200 \times 200$ 。放坡坡顶采用 $3\phi 850@1200$ 三轴搅拌桩作为坡顶坑外止水帷幕,桩长16m。

2.2 灌注桩围护设计

二级放坡坡底围护采用桩径1000mm/1200mm钻孔灌注桩,桩长21.6~27.6m,共设置2排排桩,排桩水平向净间距4m;桩间采用850mm三轴搅拌桩加固,桩长16~19m;桩顶均采用混凝土1200mm \times 1000mm围檩,1200mm \times 1000mm连梁连接两排围护排桩;300mm双层双向 $\phi 14@150$ 厚连板。

2.3 坑内加固设计

坑内裙边加固采用5m三轴搅拌桩坑底满堂裙边加固,水泥掺量20%,上部空搅部分水泥掺量大于12%。加固范围为坑底以下5m。工程经验表明被动区加固对坑内土体抵抗变形的能力较为明显。

2.4 基坑开挖/排水

基坑开挖最初按A1→A2→A3→A4→A5的顺序,实际开挖中围护体水平位移(测斜)变形大且超报警值;后设计调整,开挖采用跳挖方式(采用A1→A3→A5→顺序开挖,挖一块先浇筑一块),分层、分段、跳挖法预留土方达到支护作用。

3 基坑监测数据分析

3.1 监测方案设计

(1)围护墙体测斜监测点,测斜管深度21~27 m(与围护墙等深),测点间距20 m,报警值:最大累计值63 mm,速率:4 mm/d。

(2)土体测斜监测点(位于二级放坡的最外侧),测斜管最大深度35 m,测点间距20 m,报警值:最大累计值63 mm,速率:4 mm/d。

(3)地表沉降监测点,采用深层点布设,测点间距20 m,报警值 $2‰H$ (H 为开挖深度,最小累计值32 mm,速率:5 mm/d)。

(4)围护墙顶水平位移监测点,测点间距20 m,报警值:累计20 mm。速率:3 mm/d。

3.2 墙体水平位移(测斜)、土体水平位移(测斜)、地表沉降

(1)根据墙体水平位移(测斜)数据,因围护结构跨中部位受空间效应的约束小,相对位移数据均为最大。墙体测斜最大值约260 mm,约位于基坑西侧中部,后因二级放坡坡顶静压桩施工,致使墙体测斜最大值达到619 mm,静压桩施工的挤土效应致使墙体向坑内变形急剧增大。

基坑阳角处受相邻围护墙间的空间约束,墙体测斜变形显著减小。最大变形量约6~56 mm。基坑东侧围护墙相对不规则,多处阳角致使测斜值显著减小,空间约束对变形影响巨大。但不规则围护体形状会影响施工进度,在设计阶段平衡好可能的变形程度、施工进度、工程造价等关系将会提升项目整体效益。

(2)坑外土体水平位移(测斜)最大值在一般区域均比对应的墙体测斜大(除西侧外),考虑到二级放坡总高度达7 m,悬臂围护墙顶水平位移巨大,可能影响坑外土体测斜值。同时,考虑到大面积开挖,存在可能的潜在滑移面,致使土体内部水平向变形较大。基坑西部区域土体测斜值相对较小,二级放坡坡顶静压桩施工对坑外土体测斜影响相对较小(见图3)。

坑外土体测斜亦遵守空间效应影响,即阳角约束使测斜值显著减小,空间约束对变形影响巨大(见图4)。

(3)根据坡顶水平位移数据,一般区域(除西侧静压桩施工区外)最大值均出现在坡顶中央部位,最大值约72~125 mm;北侧该值与墙体水平位移(测

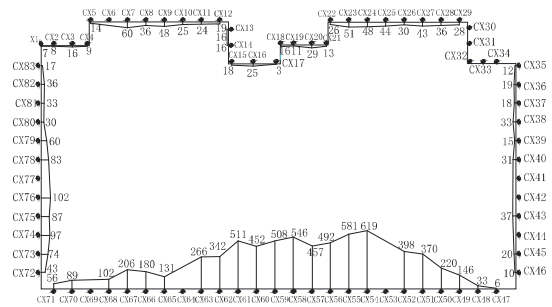


图3 墙体水平位移(测斜)最大值分布图

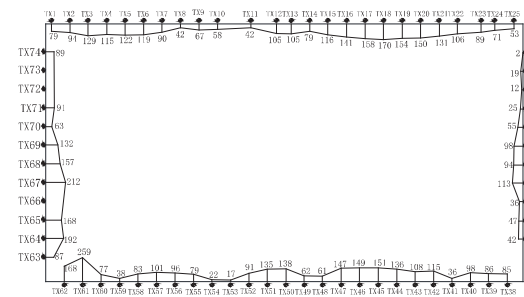


图4 坑外土体水平位移(测斜)最大值分布图

斜)最大值基本一致,表明墙体底部墙趾几乎无变形;坡顶沉降最大值位置与水平位移最大值位置重叠,最大值约-23~-122 mm。坑外地表沉降最大-24~-93 mm。

西侧因二级放坡坡顶静压桩施工,坡顶呈隆起状态,最大隆起值约267 mm。水平位移最大值与墙体测斜最大值位置重叠,最大值约112 mm。坑外地表沉降最大-30 mm。

4 结语

本项目大面积、无支撑基坑工程围护设计、施工和监测均取得了成功。

通过对本项目基坑围护设计与施工方面的有效措施,成功的实施了本工程基坑工程的施工,有效的控制了基坑围护体自身及周围土体的变形,研究了相关的规律,得出如下结论:

(1)在基坑围护设计阶段有针对性的考虑阳角约束措施,合理利用空间效应,能有效的降低基坑施工导致的变形。在基坑施工阶段采取合理的施工工序及有效的控制开挖时间,能显著的减小基坑自身和周围土体的变形。

(2)大面积无支撑的基坑开挖卸载,墙顶位移巨大。静压桩施工的挤土效应致使邻近土体隆起变形明显,加剧影响区域墙体测斜的变形。

大面积的基坑工程施工对周围土体变形影响很明显。围护体和周围土体变形与施工工序、开挖时

(下转第112页)

应试验。其中动力响应试验包括无障碍行车试验、刹车试验和跳车试验。根据桥梁的结构受力特点,在外部移动荷载作用下,最大拉应力点为最大正弯矩截面处梁底处。因此为获得较好的测试效果,此次动力响应试验分别选取试验断面下缘处的应变测点作为动力响应测点。自振特性测试结果见表3。实测梁段自阵频谱图如图9所示。

表3 实测自振频率、理论频率对比

振动类型	理论频率 /Hz	实测频率 /Hz
一阶竖向	2.55	3.42

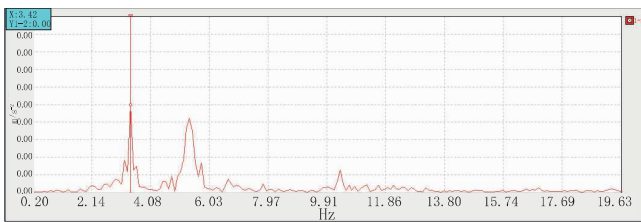


图9 实测梁段自振频谱($f=3.42$ Hz)

3.3 模态测试结果及分析

为保证结构模态结果分析的正确性,此次借助 Midas Civil 2017,对第七跨钢箱梁进行结构计算分析。结构模态理论计算结果见表4,实测结构振型如图10所示。

表4 结构模态理论计算结果

阶数	实测频率 /Hz	实测阻尼 /%	理论频率 /Hz
竖向一阶	3.42	1.32	2.55

通过图10可知,第七跨钢箱梁一阶竖向模态测试结果与理论计算结果相对比,实测振型与理论振型基本一致。说明梁格法建模与实体吻合度高,精度

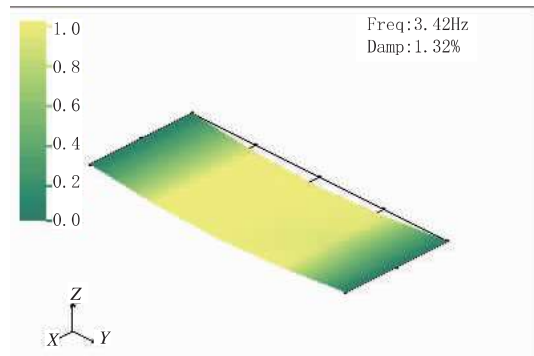


图10 竖向一阶振型模态测试图

较高,合理可行。

4 结语

本文通过梁格模型和实测实体模型的对比,发现在静载试验中挠度变化曲线和应变变化曲线的趋势基本相同,动载试验中两种振型基本相似。说明梁格法建模的合理性,且能够很好地模拟钢箱梁在荷载试验中的空间受力状态,满足荷载试验检测要求。

参考文献:

- [1] 黎虹,周琳,储伟伟.梁格法在桥梁荷载试验中的应用[J].城市道桥与防洪,2013(2):44-46.
- [2] 邵样林.梁格法建模在宽箱梁桥静载试验中的应用[J].城市道桥与防洪,2017(8):262-265.
- [3] 邹灿,付振涛,肖鹏,等.梁格法在曲线连续箱梁桥荷载试验计算分析中的应用[J].公路与汽运,2017(4):161-164.
- [4] 戴公连,李德建.桥梁结构空间分析设计方法与应用[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [5] 薛杰.大跨度桥梁结构荷载试验效应的分析与评定[D].广州:华南理工大学,2011.
- [6] 王洪光.梁格法和单梁法在斜桥分析中的应用[J].交通标准化,2007(7):130-132.
- [7] 侯攀,彭放枚.梁格法在T形梁桥静载试验中的应用研究[J].西部交通科技,2018(4):99-102.

(上接第109页)

间、其他施工等因素紧密关联。采用信息化监测手段和及时反馈,采取更合理的设计和施工参数,将成为建设优质工程的目标。

参考文献:

- [1] 黄晓程,余地华,邓昌福,等.大型深基坑施工内控集约化监测点布设研究[J].施工技术,2020,49(1):41-44.

- [2] 林立祥.上海某深基坑围护结构深层水平位移测试及分析[J].岩土工程技术,2010,24(2):105-109.
- [3] 胡琦,张逸,方华建,等.周边环境复杂的深基坑工程支护设计和位移监测[J].地基基础,2019,42(2):149-151.
- [4] 俞建强,张旭,金在保.软土地质深大基坑变形的监测规律研究[J].科学研究,2018,40(3):432-434.
- [5] 谢晓冰,冯通,付忠磊,等.软土地区异形盾构工作井深基坑监测数据分析[J].地基基础,2019,41(10):1795-1798.