

雨水调蓄池地基处理方案的优化设计

刘文颖

天津市市政工程设计研究总院有限公司 天津 300392

[摘要] 随着海绵城市理念在城市防洪排涝方面的普及,兼具削减洪峰和控制初雨污染功能的雨水调蓄池被广泛应用。雨水调蓄池一般具有平面尺寸大、基础埋置深、池体自重大等特点,这就对地基承载力提出了较高要求。在软土地区修建雨水调蓄池,地基处理费用在工程总造价中占比高,合理的地基处理方案能大大节省工程总造价。结合实际工程案例,比较了常规桩基础、天然地基、减沉复合疏桩基础等几种地基处理方案,并从多方面分析,得出符合结构安全性及工程经济性要求的地基处理方案。

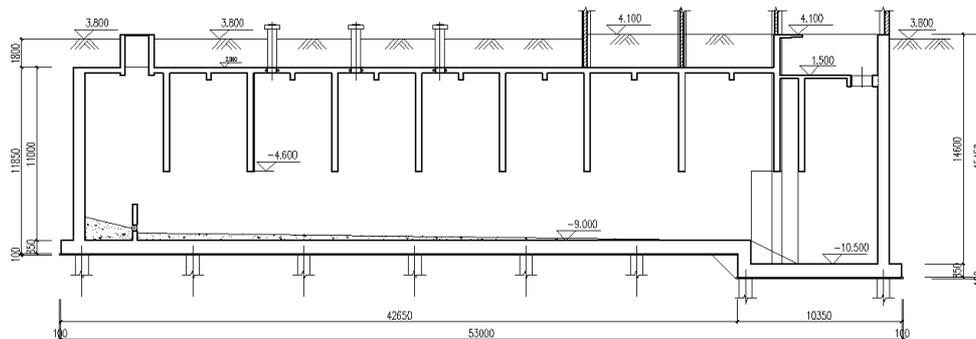
[关键词] 软土;调蓄池;地基处理

引言

随着海绵城市理念在城市防洪排涝方面的普及,兼具削减洪峰和控制初雨污染功能的雨水调蓄池被广泛应用。雨水调蓄池一般具有平面尺寸大、基础埋置深、池体自重大等特点,这就对地基承载力提出了较高要求。在软土地区修建调蓄池,地基处理费用在工程总造价中占比高,合理的地基处理方案能大大节省工程总造价。以下结合天津市某雨水调蓄池案例,对不同地基处理方案进行比较分析。

1 工程概况

本调蓄池工程位于天津市某新建工业园区内,场地周边开阔,无现状建筑物、管线、道路等。调蓄池进水规模为 $8.7\text{m}^3/\text{s}$,初期雨水调蓄池设计规模为 2800m^3 ,削峰调蓄池设计规模为 1500m^3 ,出水排入河道。调蓄池平面长 53.0m ,宽 43.6m ,池深 11m ,池顶覆土 1.8m ,基底埋置深度 13.7m ,基础埋置深度 11.85m 。池顶局部设置变配电室,采用框架结构,其余部位除设备吊装口和检修孔外均为绿化。



图一 调蓄池剖面图

2 地基处理方案

2.1 地基承载力及抗浮计算

根据地勘报告,场地内地层分布有①人工填土层、④粉质粘土 ($f_{ak}=95\text{ kPa}$)、⑥①粉质粘土层 ($f_{ak}=100\text{ kPa}$)、⑥②粉土层 ($f_{ak}=115\text{ kPa}$)、⑦粉质粘土 ($f_{ak}=120\text{ kPa}$)、⑧①粉土 ($f_{ak}=140\text{ kPa}$)、⑧②粉质粘土 ($f_{ak}=130\text{ kPa}$)、⑨①粉质粘土 ($f_{ak}=140\text{ kPa}$)、⑨②粉质粘土 ($f_{ak}=160\text{ kPa}$),抗浮水位按设计室外地坪考虑。调蓄池基底坐落于⑥①粉质粘土层,地基承载力特征值 100kPa 。

经计算,上部结构、池体自重、板顶覆土等总重 $G_{总}$

$=300000\text{ kN}$,池内水重 $G_{水}=187840\text{ kN}$,底板面积 $S=2605\text{ m}^2$ 。地基反力 $F=(G_{总}+G_{水})/S=187.3\text{ kN/m}^2$ 。对地基承载力特征值进行修正,

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5) \quad (1)$$

式中: f_a ——修正后的地基承载力特征值 (kPa);

f_{ak} ——地基承载力特征值 (kPa);

η_b 、 η_d ——基础宽度和埋置深度的地基承载力修正系数;

γ ——基础底面以下土的重度 (kN/m^3), 地下水位以下取浮重度;

b ——基础底面宽度 (m);

γ_m ——基础底面以上土的加权平均重度 (kN/m^3), 位于地下水位以下的土层有效重度;

d ——基础埋置深度 (m);

经修正后 $f_a = 213.5 \text{ kPa}$ 地基反力 $F = 187.3 \text{ KN}/\text{m}^2$

地基承载力经修正后, 满足设计要求。

抗浮系数计算, 地下水浮力 $F_{\text{浮}} = \gamma_{\text{水}} H S_{\text{总}} = 356885 \text{ kN}$

抗浮系数 $K = G_{\text{总}} / F_{\text{浮}} = 0.84 < 1.05$ 不满足规范要求, 需要采取抗浮措施。

2.2 天然地基+配重抗浮方案 (方案一)

根据地基承载力及抗浮计算, 地基承载力满足设计要求, 抗浮不满足要求, 可以采取增加池体配重的方式解决抗浮问题。由于水池构筑物受功能需要限制, 不能改变池体内部容积, 水池构筑物一般采用增加底板厚度或加大底板飞边宽度两种方式增加池体配重。

(1) 增加底板厚度, 经过试算, 拟增加底板厚度 $t = 2 \text{ m}$ 厚度, 进行抗浮验算。

抗浮系数 $1.052 > 1.05$ 满足规范要求, 经修正后地基承载力不满足设计要求。

(2) 加大底板飞边宽度, 经过试算, 拟增加底板飞边宽度 3.5 m , 抗浮系数 $K = 1.07 > 1.05$ 满足规范要求。经修正后地基承载力 $>$ 地基反力, 满足设计要求。

(3) 配重方案选择

当底板厚度增加 2 m 时, 抗浮系数 K 才能满足规范要求, 但地基承载力不满足要求, 方案不可行。当底板飞边宽度增加 3.5 m 时, 抗浮系数 K 和地基承载力均满足规范要求。

2.3 灌注桩方案 (方案二)

采用直径 800 mm 钢筋混凝土灌注桩基础, 桩长 15 m , 灌注桩基础兼做抗拔桩。根据地质勘察报告计算单桩承载力, 抗压承载力特征值 1000 kN , 抗拔承载力特征值 840 kN 。

(1) 根据地基承载力计算灌注桩根数

桩根数 $n_1 \geq (G_{\text{总}} + G_{\text{水}}) / 1000 \text{ kN} = 487.84$ 根, 取整 $n_1 = 488$ 根。

(2) 根据抗浮计算抗拔桩根数

抗拔桩提供抗拔力 $F_{\text{拔}} + G_{\text{总}} \geq 1.05 F_{\text{浮}}$

桩根数 $n_2 \geq (1.05 F_{\text{浮}} - G_{\text{总}}) / 840 \text{ kN} = 67.7$ 根, 取整 $n_2 = 68$ 根。

(3) 灌注桩兼具地基桩和抗拔桩双重功能, 实际桩根数

取值 $n = \text{MAX}(n_1, n_2) = 488$ 根。底板下部需要设置 488 根灌

注桩, 按此数量布置灌注桩时, 桩间距不能满足非挤土灌注桩最小桩间距 $3d$ 的要求, 故方案不可行。

2.4 减沉复合疏桩基础方案 (方案三)

桩基础参数及承载力同 2.3 节。

(1) 当软弱地基上建构筑物, 地基承载力基本满足要求时, 可设置穿过软土层进入相对较好土层的疏布摩擦型桩, 由桩和桩间土共同分担荷载, 与本工程情况吻合。

根据文献[2]第 5.6.1 条, 减沉复合疏桩基础按下列公式确定承台面积和桩数:

$$A_c = \xi \frac{F_k + G_k}{f_{ak}} \quad (2)$$

$$n \geq \frac{F_k + G_k - \eta_c f_{ak} A_c}{R_c} \quad (3)$$

式中: A_c ——桩基承台总净面积;

f_{ak} ——承台底地基承载力特征值;

ξ ——承台面积控制系数;

n ——桩基数;

η_c ——桩基承台效应系数。

经计算, 桩数 $n \geq 340.6$, 取整 $n_1 = 341$ 根。

(2) 抗拔桩根数计算与 2.3 节同, 此处不再重复计算, $n_2 = 68$ 根。

实际桩根数取值 $n = \text{MAX}(n_1, n_2) = 341$ 根, 但根据此计算结果布置的桩间距较小, 与疏桩桩间距的条件不符。

3 方案比较与分析

(1) 对于方案一通过增加配重解决抗浮及地基承载力问题。

需要底板飞边宽度增加 3.5 m 。飞边悬挑跨度过大, 配重不均匀, 底板飞边受力较大。同时随着底板飞边宽度的增加, 调蓄池基坑平面尺寸增加, 进而造成土方开挖 (后期还要回填) 量、基坑支护工程量、底板钢筋混凝土量均大幅增加。方案可行但不经济。

(2) 对于方案二和方案三采用桩基础解决抗浮及地基承载力问题。

从 2.1 节的计算结果可以看出, 天然地基承载力经修正后满足规范要求, 但是池体抗浮不满足规范要求。从 2.3 节和 2.4 节计算结果来看, 为解决抗浮问题设置的灌注桩只需要 68 根, 原本不需要解决的地基承载力问题需要灌注桩 488 根和 341 根, 设置灌注桩的根数反而是地基承载力成为了控制因素, 且相差较大, 地基处理“喧宾夺主”。此方案是不合理的。

(3) 方案三与方案一、方案二比较。

从方案一来看,天然地基承载力满足池体要求;从方案二来看,如果只为了解决抗浮问题,抗拔桩需要68根。当采用方案三时,虽然既利用了天然地基,又利用了抗拔桩同时作为地基处理桩,但需要设置273根灌注桩,远大于方案二中为解决抗浮问题需要设置的68根桩,天然地基并未充分发挥作用。因为方案三计算地基承载力时,公式(2)和公式(3)中对天然地基承载力采用的是地基承载力特征值,而采用方案一时采用的是修正后的地基承载力特征值。

4 方案的优化设计

根据以上分析,方案三较之方案一和方案二,既利用桩基础作为地基处理,又作为抗拔桩,同时又部分利用天然地基的作用,但天然地基发挥作用较小。如果能够充分发挥天然地基的作用,就能够优化地基桩布置,进而节省工程造价。

地基承载力深度修正的基本概念为:在荷载作用下,基础底面以下出现了连续的剪切滑动面或塑性区,而基础底面以上的超载,提供了限制滑动面发展或塑性区土体侧向挤出的阻力,从而提高了地基的承载力。可以认为,基础侧面的超载是地基承载力深度修正的充分条件。根据这一理论判定,调蓄池基础满足地基承载力深度修正的条件。文献[3]中提出,复合地基承载力的应该根据不同桩体和地基土层类型进行深度修正。同理,采用减沉复合疏桩基础时,亦应考虑基础埋深对地基承载力的提高作用。

对公式(2)(3)中天然地基承载力特征值 f_{ak} ,修改为修正后地基承载力 f_a ,试算得桩数 $n \geq 127$ 根。此理论与规范不相符,但考虑到依此计算所得桩根数 n 大于方案二中抗浮所需桩根数68根,池体抗浮满足要求;地基承载力方面,即便桩基础不满足承载力要求,造成基础桩失效,天然地基尚能满足池体地基承载力要求。所以本工程调蓄池按此计算结果设计,池体的安全性是有保证的。进而确定调蓄池桩基础布置方案,结合调蓄池平面布置,取灌注桩根数 $n=146$ 根,桩间距 $3.8m \times 5.4m$ 。

本工程已于2018年完工,正式投入运行6年,迄今为止未发生基础沉降超过限值的现象,调蓄池运行良好。



图二 调蓄池建成后实景照片

5 结语

5.1 结论

(1)雨水调蓄池一般具有平面尺寸大、基础埋置深、池体自重大等特点,确定地基方案时,需与池体抗浮措施相结合。

(2)软土地区雨水调蓄池地基处理,采用减沉复合疏桩基础,既利用了天然地基,又利用了抗拔桩同时作为地基处理桩,能起到优化基础桩根数的效果。

(3)采用减沉复合疏桩基础时,采用天然地基承载力计算偏于保守,可适当考虑基础埋深对地基承载力的提高。

5.2 不足与展望

本论文还存在不足之处有待改进和研究,具体问题如下:

(1)采用修正后地基承载力特征值,计算软土地基减沉复合疏桩基础地基承载力,与文献[2]5.6.1节中计算公式不符,这一理论尚无规范依据。采用此方法设计地基基础,主要是基于本工程天然地基承载力修正后满足设计要求,故水池基础的安全性有保障。

(2)文中只探讨了是否应该修正地基承载力特征值,但对修正系数的取值未做研究。

(3)各方案比选中只讨论了地基承载力要求,未考虑各方案地基变形量的不同。

(4)调蓄池较深,涉及到深基坑支护,国内亦有利用基坑支护结构作为主体结构配重解决池体抗浮问题的应用,文中未做研究。

[参考文献]

- [1]GB 5007-2011 建筑地基基础设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2011
- [2]JGJ 94-2008 建筑桩基技术规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2008
- [3]张毅.软弱地层的地下调蓄池优化设计[J].中国农村水利水电,2014(2):105-107
- [4]唐颖栋.疏桩基础设计的优化分析[J].特种结构,2006(3):93-95
- [5]杨军,彭芝平,陈耀光,吕凯歌,连镇营.地基承载力深度修正条件的结构补偿[J].建筑科学,2003(2):37-40
- [6]陈向东.地基承载力特征值宽度和深度修正原理分析及工程应用[J].建筑结构,2017(8):90-92
- [7]刘伟,解磊,王宇阳.复合地基承载力深度修正研究[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2013(7):682-686