

doi:10.3969/j.issn.1672-4348.2022.04.007

富水地层地铁车站结构抗浮措施性能分析

臧万军^{1,2}, 张雨露^{1,2}, 赵曦雯^{1,2}

(1. 福建工程学院 土木工程学院, 福建 福州 350118;
2. 地下工程福建省高校重点实验室, 福建 福州 350118)

摘要: 以某沿海城市地铁车站结构为例, 通过室内单桩竖向抗压静载试验, 计算单桩极限侧阻力, 理论验算和 MIDAS 有限元软件数值模拟相结合, 对比分析不同抗浮措施下车站结构底板位移、变形大小。结果表明: 围护结构法抗浮, 车站底板竖向位移得到控制, 但结构底板变形较大, 底板水头高度为 17.4 m 时, 底板最大变形 5.75 mm; 抗浮锚杆和抗浮桩可有效减小结构底板变形, 底板水头高度为 17.4 m 时, 两种抗浮措施下底板最大变形分别为 2.37 和 2.04 mm; 抗浮组合措施能够发挥各自优势, 抗浮效果明显, 对结构变形控制较好; 排水减压法基于减小结构水浮力原理抗浮, 抗浮效果显著。

关键词: 富水地层; 地铁车站; 抗浮措施; 数值模拟; 变形

中图分类号: U231

文献标志码: A

文章编号: 1672-4348(2022)04-0346-08

Performance analysis of anti-floating measures for metro station structure in water-rich strata

ZANG Wanjun^{1,2}, ZHANG Yulu^{1,2}, ZHAO Xiwen^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Fujian University of Technology, Fuzhou 350118, China;
2. Key Laboratory of Underground Engineering in Colleges and Universities of Fujian Province, Fuzhou 350118, China)

Abstract: In order to compare and analyze the displacement and deformation of the station floor, a metro station in a coastal city was taken as an example for analysis, while the ultimate lateral resistance of single pile was calculated by indoor single-pile vertical compression static load test, and the method of combining theoretical calculation with MIDAS finite element software numerical simulation was adopted. Results demonstrate that when the retaining structure method is used to resist floating, the vertical displacement of the station floor is effectively controlled, but the structural floor is greatly deformed, and the maximum deformation of the floor is 5.75 mm when the hydraulic head of the floor is 17.4 m; the anti-floating anchor rod and the anti-floating pile can effectively reduce the deformation of structural floor, and when the hydraulic head of the floor is 17.4 m, the maximum deformation of the floor under the two anti-floating measures is 2.37 and 2.04 mm; the anti-floating combination can give full play to their respective advantages, producing the most obvious anti-floating effect and a better control of the structural deformation; the method of drainage and decompression is based on the principle of reducing the buoyancy of the structure, and the anti-floating effect is significant.

Keywords: water-rich strata; metro stations; anti-floating measures; numerical simulation; deformation

地铁车站底板多位于地下水位以下, 地下水的赋存状态对地下结构的承载力、变形、稳定性和耐久性有较大影响, 地铁车站设计时不但要考虑车站承载力, 还要对车站进行抗浮验算, 设计与施工阶段对地下结构抗浮不重视将会埋下巨大隐患, 过大的水浮力可能会对结构造成严重破坏^[1-3]。地下结构抗浮设计有抗浮设防水位确定和结构底板所承受水浮力计算两个主要问题。抗

浮设防水位是进行结构抗浮设计的首要问题,《高层建筑岩土工程勘察标准》^[4]按有、无长期水位观测资料规定了抗浮设防水位;《建筑工程抗浮技术标准》^[5]确定抗浮设防水位应综合分析抗浮工程勘察报告、场区地下水水位预测咨询报告等;游庆^[6]分析了不同水文地质条件中的地下结构,提出以“疏”代“抗”降低地下水位来满足地下结构的抗浮要求;王军辉^[7]认为场域法和区域法在抗浮水位分析方面有着很好的应用。目前,在场地水文情况不确定或相关资料较少的情况下,设计人员往往采取结构使用年限内的最高水位作为抗浮设防水位。工程中多按照静水压力计算水浮力荷载,但现场实测的孔隙水压力和室内实验数据、地下结构所受浮力与按照静水压力计算结果存在一定差距。对不同地层中水浮力的折减,学术界也有不同观点^[8-10]。抗浮措施主要有结构配重法、围护结构法、抗浮桩法、抗浮锚杆法、泄水减压法等,但适用条件还需根据不同场区条件合理确定。

本文以某沿海城市富水地层地铁车站结构为研究对象,通过室内试验得出抗浮计算中相关参数,采用理论验算和三维数值模拟结合的方法,分析不同抗浮措施对地铁车站结构底板位移、变形

影响规律,对原有的抗浮设计方案进行抗浮稳定性验算,并提出优化设计方案。

1 工程概况

某沿海城市明挖地下二层岛式地铁车站,长 226 m,宽 19.7 m,高 14.1 m,横、纵向柱跨均为 9 m,侧墙厚 1 m,顶板厚 0.8 m、中板厚 0.4 m、底板厚 0.9 m,柱尺寸为 1.2 m × 0.8 m,顶板梁尺寸为 1.2 m × 1.8 m、中板梁尺寸为 1 m × 1.2 m、底板梁尺寸为 1.2 m × 2.21 m,各层板采用 C30 混凝土,其余构件采用 C35 混凝土。地下连续墙嵌固深度 9 m,顶部设置有截面尺寸为 0.9 m × 1.3 m 的压顶梁,连接地下连续墙与车站主体结构,车站上部覆土计算深度 3.3 m。各地层主要参数如表 1 所示。

根据车站岩土工程勘察报告,本场地的地下水按赋存介质可分为 4 类:人工填土中上层滞水、第四系土层中的孔隙潜水、残积层及全、散体状强风化带中的风化残积孔隙裂隙水和赋存于碎裂状强风化 ~ 中、微风化带的基岩裂隙水。上层滞水及第四系孔隙潜水、承压水主要接受大气降水下渗补给,水量有限,勘察期间揭示地下水位埋深 1.9 ~ 4.8 m。

表 1 地层岩土力学参数
Tab.1 Geotechnical parameters of strata

地层	层厚/m	天然重度 $\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	黏聚力 c / kPa	内摩擦角 $\varphi / (^{\circ})$	泊松比	弹性模量/MPa
杂填土	4.5	18.0	8	6	0.37	9
淤泥质砂	5.6	17.6	10	8	0.33	27
粉质黏土	3.3	19.8	25	12	0.30	64
中粗砂	5.7	18.6	20	12	0.28	150
残积砂质黏性土	1.6	18.8	27	16	0.30	130
全风化花岗岩	2.9	19.0	26	19	0.30	160
强风化花岗岩	30.0	22.0	20	28	0.25	150

2 单桩极限侧阻力测定

分别对工程现场不同地层土样进行室内单桩竖向抗压静载试验,计算单桩在不同地层中极限侧阻力。使用自制试验装置,在装填模型箱底部预留孔洞使试验桩不承受桩端阻力,所有抗压承

载力均由桩侧摩阻力提供,不同地层土样中单桩抗压极限承载力除以桩-土界面面积即为该地层中单桩极限侧阻力。

2.1 装填模型箱制作及试验准备

装填模型箱尺寸为 40 cm × 40 cm × 20 cm (长 × 宽 × 高),由 6 mm 厚钢板焊接成型,侧面

钢板用 10 mm 钢筋横向加固,底部中间开口 10.5 cm×10.5 cm。模型箱几何尺寸如图 1 所示。预制桩尺寸为 10 cm×10 cm×40 cm(长×宽×高),采用 C20 细石混凝土浇筑,标准状态下养护 7 d。试验前将模型箱放置于平整地面,把养护好的预制桩置于箱底开口处,分层装填试验土样。每层厚度为 5 cm,分层用击锤夯实,分层处拉毛处理。靠近试验桩的区域每层 2 cm 厚,分层用小橡胶锤击实,通过每层土样质量控制其密实度,使装填土样重度达到天然重度。

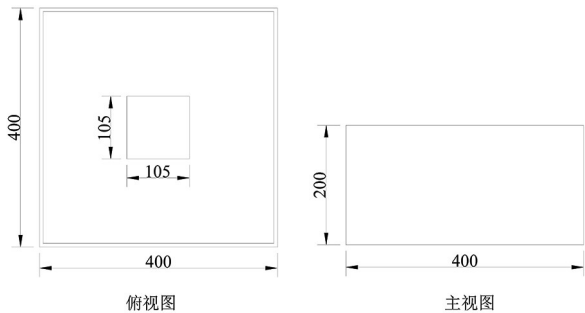


图 1 模型箱几何尺寸(单位: mm)

Fig.1 Model box's geometrical dimension (unit: mm)

2.2 加载系统设计

试验加载系统由反力架和液压千斤顶组成,装填模型箱置于混凝土垫块上,预制桩在受压过程中穿过预留孔洞向下位移。装填模型箱土层上面加盖一块 10 mm 厚钢板,由液压千斤顶顶进钢板对土层加载,模拟土层堆载情况,液压千斤顶下放置压力传感器,可记录加载力的大小,钢板上放置垫块,升高液压千斤顶位置,方便加载。预制桩上部采用液压千斤顶分级加载,千斤顶下有压力传感器记录每级加载大小,压力传感器与预制桩之间放置一垫块,防止加载过程中预制桩表面破碎,影响试验结果。加载过程中预制桩会有向下的位移,在千斤顶上与反力架之间放置一弹簧,可防止预制桩向下位移后千斤顶与反力架脱离。在预制桩上的垫块表面放置一电子位移计,测量预制桩位移量。试验加载系统如图 2 所示。

2.3 试验过程及结果分析

根据岩土工程勘察报告中不同土层埋置深度,估算各土层平均承受压力,试验过程中各土层堆载值达到与工程现场土层压力条件相似。

选用《建筑基桩检测技术规范》慢速维持荷

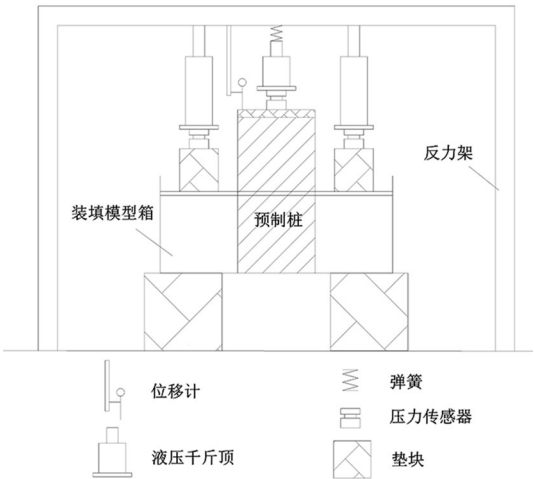


图 2 加载系统示意图

Fig.2 Loading system's schematic diagram

载法,某级荷载作用下桩顶沉降量大于前一级荷载作用下沉降量的 5 倍,可终止加载,单桩竖向抗压极限承载力取荷载-沉降曲线发生明显陡降的起始点对应的荷载值^[11],不同地层中单桩荷载-沉降曲线如图 3 所示。

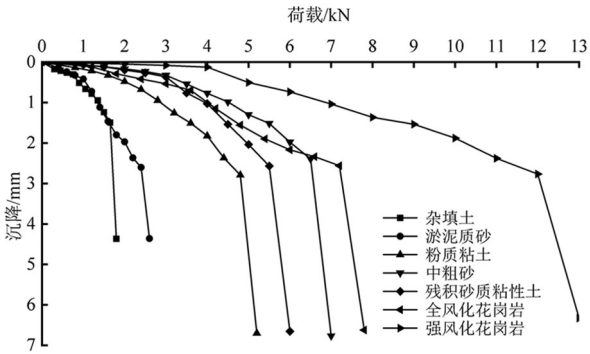


图 3 不同地层中单桩荷载-沉降曲线图

Fig.3 Single-pile load-settlement curves in different strata

试验过程中桩不承受桩端阻力,单桩竖向抗压极限承载力均由桩侧摩阻力提供。试验桩长、宽均为 0.1 m,在土体中埋置深度为 0.2 m,即桩-土接触面积为 0.08 m²。单桩竖向抗压极限承载力除以桩-土接触面积 0.08 m²即为堆载条件下单桩极限侧阻力值。同一条件下单桩竖向抗压承载力特征值按单桩竖向抗压极限承载力统计值的一半取值^[11],单桩侧阻力特征值取单桩极限侧阻力统计值的一半。不同地层中单桩极限侧阻力统计值和单桩侧阻力特征值如表 2 所示。

表 2 不同地层单桩侧阻力值
Tab.2 Side resistance values for single piles in different strata

地层	堆载/ kPa	单桩竖向 抗压极限 承载力/kN	单桩极限 侧阻力统计 值/kPa	单桩侧阻 力特征 值/kPa
杂填土	50	1.65	20	10.0
淤泥质砂	150	2.40	30	15.0
粉质黏土	200	4.80	60	30.0
中粗砂	350	6.50	81	40.5
残积砂质黏性土	400	5.50	69	34.5
全风化花岗岩	450	7.20	90	45.0
强风化花岗岩	600	12.00	150	75.0

3 结构抗浮稳定性计算

3.1 抗浮计算公式及稳定状态判断

按照最不利工况对结构进行抗浮稳定性验算,当结构自身不满足抗浮要求时,应增加抗浮措施并进行抗浮验算^[12-13]。根据《建筑工程抗浮技术标准》^[5]第 6.4.1 条规定,地下工程按式(1)进行结构抗浮稳定性计算。

$$K_f = \frac{\sum W}{A \sum F_f} \tag{1}$$

式中, K_f 为计算区域整体的抗浮稳定性系数; $\sum W$ 为计算区域总抗浮力标准值,kN; A 为计算区域底板面积,m²; $\sum F_f$ 为计算区域地下结构底板所承受的浮力标准值总和,kN/m²。

根据《建筑工程抗浮技术标准》第 6.2.1 条规定,抗浮设防水位高程与地下结构底板底面高程水位差产生的浮力标准值按式(2)计算。

$$F_w = \gamma_w \Delta h_w \tag{2}$$

式中: F_w 为静水位差产生的浮力标准值,kN/m²; γ_w 为水的重度,kN/m³; Δh_w 为抗浮设防水位与地下结构底板底面地下水位差值,m。

建筑工程抗浮稳定状态根据抗浮稳定性系数判定^[5],如表 3 所示。

地铁车站结构抗浮稳定性计算,抗浮设计等级取甲级,使用期抗浮稳定性系数 $K_f \geq 1.10$ 。

表 3 建筑工程抗浮稳定状态判定标准
Tab.3 Criteria for determining the stable state of anti-floating in construction engineering

抗浮设计等级	施工期稳定性系数		使用期稳定性系数	
	不稳定	稳定	不稳定	稳定
甲级	<1.05	≥ 1.05	<1.10	≥ 1.10
乙级	<1.00	≥ 1.00	<1.05	≥ 1.05
丙级	<0.95	≥ 0.95	<1.00	≥ 1.00

3.2 抗浮计算

取车站结构标准段单位长度进行抗浮稳定性计算。

(1) 结构自重+荷载计算

上层覆土自重

$$W_1 = 19.7 \times 3.3 \times 18 = 1\ 170.18\ \text{kN}$$

各层板总自重

$$W_2 = (0.9 + 0.4 + 0.8) \times 19.7 \times 24 = 992.88\ \text{kN}$$

各柱总自重

$$W_3 = 0.8 \times 1.2 \times (5.85 + 6.15) / 9 \times 25 = 32\ \text{kN}$$

各梁总自重

$$W_4 = [1.2 \times (1.8 - 0.8) + 1 \times (1.2 - 0.4) + 1.2 \times (2.21 - 0.9)] \times 25 = 89.3\ \text{kN}$$

各侧墙总自重

$$W_5 = (5.85 + 6.15) \times 1 \times 25 \times 2 = 600\ \text{kN}$$

基底混凝土保护层自重

$$W_6 = 0.2 \times 19.7 \times 25 = 98.5\ \text{kN}$$

(2) 水浮力

计算时抗浮设防水位取至地表,按静水压力计算,结构底板承受 17.4 m 水头压力。

$$A \sum F_f = 17.4 \times 19.7 \times 10 = 3\ 427.8\ \text{kN}$$

(3) 围护结构抗浮力计算

原抗浮设计中,沿车站主体结构外侧设置厚 0.8 m、嵌固深度 9 m 围护结构作为抗浮措施,上部设置 0.9 m×1.3 m 压顶梁。围护结构侧壁摩阻力计算时,考虑到围护结构作用形式与抗浮桩作用形式相似,借鉴抗浮桩的抗浮力试验结果和计算方式^[13]。

围护结构侧壁摩阻力

$$W_7 = 1.2 \times 10.3 + 5.6 \times 15 + 3.3 \times 30 + 5.7 \times 40.5 + 1.6 \times 34.5 + 2.9 \times 45 + 2.8 \times 75 = 821.91\ \text{kN}$$

围护结构及压顶梁自重

$$W_8 = 0.8 \times 23.1 \times 25 + 0.9 \times 1.3 \times 25 = 491.25\ \text{kN}$$

(4) 抗浮锚杆的抗浮力计算

若对抗浮方案进行修改,采用直径 0.2 m,长 12 m,在结构底板间隔 3 m 均匀布置抗浮锚杆时,能够提供的抗浮力

$$W_9 = 3.14 \times 0.2 \times (1.7 \times 40.5 + 1.6 \times 34.5 + 2.9 \times 45 + 5.8 \times 75) / 3 \times 6 = 866.1 \text{ kN}$$

(5) 抗浮桩的抗浮力计算

若对抗浮方案进行修改,采用直径 0.8 m,长 12 m,在结构底板间隔 6 m 均匀布置抗浮桩时,能够提供的抗浮力

$$W_{10} = 3.14 \times 0.8 \times (1.7 \times 40.5 + 1.6 \times 34.5 + 2.9 \times 45 + 5.8 \times 75) / 6 \times 3 = 866.1 \text{ kN}$$

(6) 抗浮锚杆+围护结构的抗浮力计算

采用抗浮组合,减小原设计方案中围护结构的嵌入深度,增设抗浮锚杆,与围护结构共同抵抗水浮力。修改原设计方案,将围护结构嵌固深度减小至 5 m,增设直径 0.2 m,长 6 m,在结构底板间隔 3 m 均匀布置抗浮锚杆时,

围护结构侧壁摩阻力

$$W_{11} = 1.2 \times 10.3 + 5.6 \times 15 + 3.3 \times 30 + 5.7 \times 40.5 + 1.6 \times 34.5 + 1.7 \times 45 = 557.91 \text{ kN}$$

围护结构及压顶梁自重

$$W_{12} = 0.8 \times 19.1 \times 25 + 0.9 \times 1.3 \times 25 = 411.25 \text{ kN}$$

抗浮锚杆抗浮力

$$W_{13} = 3.14 \times 0.2 \times (1.7 \times 40.5 + 1.6 \times 34.5 + 2.7 \times 45) / 3 \times 6 = 308.4 \text{ kN}$$

(7) 抗浮桩+围护结构的抗浮力计算

采用抗浮组合,减小原设计方案中围护结构的嵌入深度,增设抗浮桩,与围护结构共同抵抗水浮力。修改原设计方案,将围护结构嵌固深度减小至 5 m,增设直径 0.8 m,长 6 m,在结构底板间隔 6 m 均匀布置抗浮桩时,

抗浮桩抗浮力

$$W_{14} = 3.14 \times 0.8 \times (1.7 \times 40.5 + 1.6 \times 34.5 + 2.7 \times 45) / 6 \times 3 = 308.4 \text{ kN}$$

3.3 抗浮稳定性判断

(1) 不采取抗浮措施时

$$K_{f1} = (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6) / A \sum F_f = 2\,982.86 / 3\,427.8 = 0.87 < 1.10$$

此时仅靠结构自重和上层覆土自重,无法满足结构抗浮稳定性要求,需要增加额外的抗浮措施抵抗水浮力。

(2) 考虑围护结构自重和侧壁摩阻力时

$$K_{f2} = (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8) / A \sum F_f = 4\,296.02 / 3\,427.8 = 1.25 > 1.10$$

计入围护结构自重和侧壁摩阻力,满足结构抗浮稳定性要求。

(3) 采用抗浮锚杆时

$$K_{f3} = (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_9) / A \sum F_f = 3\,848.96 / 3\,427.8 = 1.12 > 1.10$$

采用抗浮锚杆时,满足结构抗浮稳定性要求。

(4) 采用抗浮桩时

$$K_{f4} = (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_{10}) / A \sum F_f = 3\,848.96 / 3\,427.8 = 1.12 > 1.10$$

采用抗浮桩时,满足结构抗浮稳定性要求。

(5) 采用抗浮锚杆+围护结构时

$$K_{f5} = (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_{11} + W_{12} + W_{13}) / A \sum F_f = 4\,260.42 / 3\,427.8 = 1.24 > 1.10$$

采用抗浮锚杆+围护结构时,满足结构抗浮稳定性要求。

(6) 采用抗浮桩+围护结构时

$$K_{f6} = (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_{11} + W_{12} + W_{14}) / A \sum F_f = 4\,260.42 / 3\,427.8 = 1.24 > 1.10$$

采用抗浮桩+围护结构时,满足结构抗浮稳定性要求。

4 几种抗浮措施的有限元分析

采用 MIDAS/GTS NX 有限元软件计算车站结构在水浮力作用下的位移、变形。分别计算车站底板水头高度 4、8、12 及 17.4 m 时,车站底板处的位移、最大变形,比较不同抗浮措施效果。

4.1 计算模型

根据车站实际规模及地层分布建立三维模型,计算过程中的影响宽度及深度约为地铁基坑开挖深度的 2~3 倍,模型长×宽×深取 280 m×80 m×60 m。模型边界条件为底部完全约束,四周水平约束,顶部边界自由。土体选用实体单元,本构模型采用摩尔-库伦;车站结构顶板、中板、底板、侧墙、围护结构采用板单元,柱、梁、抗浮锚杆和抗浮桩采用梁单元,本构模型采用弹性本构。无围护结构时车站结构侧墙与土体之间设置界面单元,有围护结构时围护结构与土体之间设置界

面单元,车站结构底板与土体之间设置界面单元,抗浮桩与土体之间设置桩界面单元。

采用围护结构法时,围护结构沿结构主体外侧设置,嵌固深度 9 m;采用抗浮锚杆时,抗浮锚杆直径 0.2 m,长度 12 m,布置形式为 3 m 间隔均匀布置;采用抗浮桩时,抗浮桩直径 0.8 m,长度 12 m,布置形式为 6 m 间隔的均匀布置;采用抗浮锚杆+围护结构时,围护结构嵌固深度 5 m,抗浮锚杆直径 0.2 m,长 6 m,布置形式为 3 m 间隔均匀布置;采用抗浮桩+围护结构时,围护结构嵌固深度 5 m,抗浮桩直径 0.8 m,长 6 m,布置形式为 6 m 间隔均匀布置。计算时不考虑水在土体中渗流对水头的折减,按全部水头计算。模型如图 4 所示,材料参数如表 4 所示。

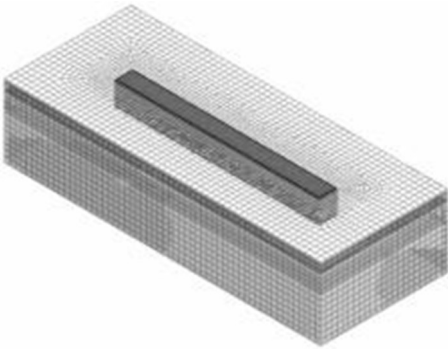


图 4 有限元模型
Fig.4 Finite element model

表 4 材料参数
Tab.4 Material parameters

材 料	重度 γ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	泊 松 比	轴心抗 压强度 设计值/ MPa	轴心抗 拉强度 设计值/ MPa	弹性 模量/ MPa
C30	24	0.2	14.3	1.43	30 000
C35	25	0.2	16.7	1.57	31 500

4.2 计算结果分析

选取底板与纵向两侧侧墙连接处的竖向位移为车站底板的竖向位移,车站底板范围内最大竖向位移与竖向位移之差为车站底板的最大变形,分别提取不同抗浮措施下车站结构底板的竖向位移、最大变形进行对比分析。

(1) 车站结构底板位移分析

不同水头高度下采取不同抗浮措施时,车站

结构底板竖向位移如图 5 所示。

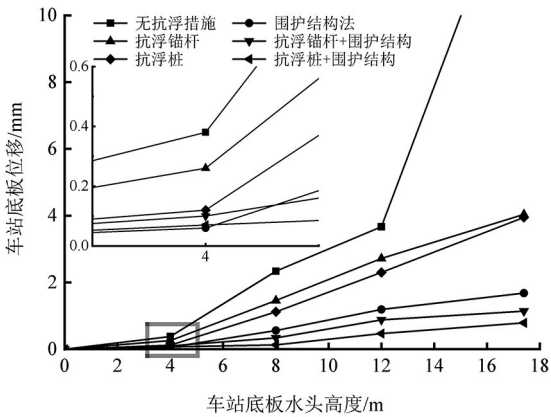


图 5 车站结构底板竖向位移
Fig.5 Vertical displacement of station structure floor

未采取抗浮措施情况下,车站底板水头高度为 4 m 时,车站底板竖向位移 0.38 mm,随着水头高度不断增大,车站结构竖向位移继续增加。当车站底板高度为 12 m 时,车站底板竖向位移 3.67 mm。当地下水位高度到达地表时,车站底板水头高度为 17.4 m,此时车站结构和上部覆土层自重不足以抵抗水浮力作用,车站向上浮起,车站抗浮失效。

采用围护结构法,围护结构自重及其侧壁摩阻力平衡一部分水浮力,车站结构在水浮力作用下的竖向位移明显减小,当车站底板水头高度为 17.4 m 时,车站底板竖向位移为 1.68 mm,满足车站抗浮要求。

采用抗浮锚杆法或抗浮桩法,抗浮锚杆提供的锚固力或抗浮桩的桩侧摩阻力能够较大幅度地抵抗水的浮力作用,车站结构竖向位移比不采取抗浮措施时大幅降低,当车站底板水头高度为 4 m 时,采用抗浮锚杆法或抗浮桩法车站底板的竖向位移量分别为 0.26 和 0.12 mm,当水头高度达到 17.4 m 时,两种抗浮措施下结构底板竖向位移分别增加至 4.04 和 3.95 mm。

采用抗浮组合的形式,抗浮效果更加明显。当车站底板水头高度为 17.4 m 时,采用抗浮锚杆+围护结构组合的方法,车站底板竖向位移1.14 mm,采用抗浮桩+围护结构组合的方法时,车站底板竖向位移仅 0.79 mm。

地铁结构抗浮设防计算中,地铁上浮量取值偏于保守。文献[14]对轨道结构位移要求:隧道

绝对变形量及水平位移量小于 10 mm。文献 [13] 开展抗浮桩现场试验, 结果表明, 桩侧阻力约为极限侧阻力的 50% 时, 所对应抗浮桩上拔量约为 7 mm。本文计算过程中选用的桩侧阻力特征值为极限侧阻力的一半, 对抗浮桩上拔控制量取 7 mm, 围护结构侧壁摩阻力计算时借鉴抗浮桩的抗浮力计算方式, 围护结构上拔控制量沿用抗浮桩上拔控制量 7 mm。对本工程案例进行数值模拟分析, 几种抗浮措施下结构底板竖向位移均在上拔控制量范围内。

(2) 车站结构底板最大变形分析

不同水头高度下采取不同抗浮措施时, 车站结构底板最大变形如图 6 所示。

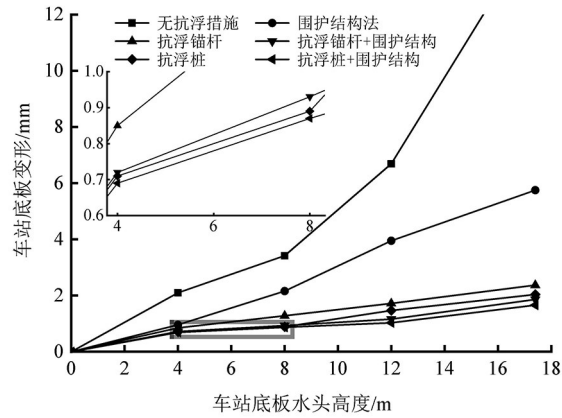


图 6 车站结构底板最大变形

Fig.6 Maximum deformation of station structure floor

未采取抗浮措施, 车站结构受到水浮力作用除发生较大的竖向位移, 还有较大的变形, 当车站底板水头高度为 4 m 时, 车站底板最大变形量为 2.1 mm, 车站底板水头高度为 17.4 m 时, 车站抗浮失效向上浮起, 车站底板最大变形达 36.5 mm, 这是因为地铁车站整体形状窄长, 长宽比较大, 在受力情况下容易发生弯曲变形, 中间段位置变形最大。

采用围护结构法抗浮, 当车站底板水头高度为 4 m 时, 车站底板最大变形为 0.96 mm, 车站底板水头高度为 17.4 m 时, 车站底板最大变形达到 5.75 mm, 车站结构变形较大, 这是因为采用围护结构法时, 虽然能够有效减小车站整体向上位移, 但易发生以两侧围护结构为支点的挠曲变形。

采用抗浮锚杆或抗浮桩, 能够有效减少车站结构变形。车站底板水头高度为 4 m 时, 采用抗

浮锚杆或抗浮桩时车站底板最大变形分别为 0.85 和 0.71 mm, 车站底板水头高度为 17.4 m 时, 采用这两种抗浮措施车站底板最大变形分别增长至 2.37 和 2.04 mm。

采用抗浮组合时也能有效控制结构变形, 当车站底板水头高度为 17.4 m 时, 采用抗浮锚杆+围护结构组合的方法, 车站底板最大变形为 1.86 mm, 采用抗浮桩+围护结构组合的方法, 车站底板最大变形为 1.66 mm。围护结构自重及侧壁摩阻力能够有效抵御水浮力, 控制结构上浮。在此基础上增设抗浮锚杆或抗浮桩, 抗浮锚杆和抗浮桩通过锚杆的锚固力或抗浮桩的桩侧摩阻力作用于车站底板平衡水浮力, 同时也能有效约束底板变形。

根据《混凝土结构设计规范》第 3.4.3 条, 钢筋混凝土受弯构件的最大挠度应按荷载的准永久组合, 应考虑荷载长期作用影响计算^[15]。地铁车站结构按屋盖、楼盖及楼梯构件计算且使用上对挠度有较高要求, 当跨度 l 大于 9 m 时, 挠度极限为 $l/400$ 。车站标准段宽度为 19.7 m, 挠度极限为 $19\,700/400 = 49.25$ mm, 几种抗浮措施下车站结构底板最大变形均在挠度极限范围内。

4.3 主动抗浮措施分析

围护结构法、抗浮锚杆法、抗浮桩法及抗浮组合的方式都属于被动抗浮措施, 水浮力大小并未改变, 只是利用结构自重和抗浮措施提供的抗浮力平衡水浮力。排水减压法属于主动抗浮措施, 通过排水措施降低地下水位, 可从源头降低地下结构受到的水浮力。

不采取抗浮措施, 当车站底板水头高度为 17.4 m 时, 车站整体抗浮失效, 向上浮起, 采用排水减压法降低地下水位, 当车站底板水头高度降到 12 m 时, 此时车站自重和上层覆土重量可以抵抗水浮力作用, 底板仅有 3.67 mm 竖向位移, 当车站底板水头高度降到 8 m 时, 底板竖向位移减少 36% 至 2.34 mm。采用主动抗浮措施, 随着地下水位降低, 车站底板的水头高度逐渐减小, 车站竖向位移可以有效控制。

采用围护结构法, 当车站底板水头高度为 17.4 m 时, 底板向上位移 1.68 m, 通过排水减压降低地下水位, 车站底板水头高度降到 12 m 时, 底板竖向位移减少 29.2% 至 1.19 mm, 车站底板水头高度降到 8 m 时, 底板竖向位移减少 52.9%

至0.56 mm。

某些工程中,围护结构兼具截水功能,阻隔地下水流向结构底部,减小结构底部水浮力。

5 结论

1)围护结构虽可减少车站结构底板竖向位移,但是在水浮力的作用下,结构底板将产生以两侧围护结构为支点的向上挠曲变形,结构底板变形较大,结构整体受力不利。不建议单独采用围护结构法抗浮。

2)抗浮锚杆或抗浮桩抗浮,在抗浮锚杆或抗浮桩对车站底板的约束下,结构内力重分布,对结构底板变形的控制优于围护结构法。当水位达到地表时,采用抗浮锚杆即可满足抗浮要求,可有效控制成本。

3)抗浮组合能充分发挥两种抗浮方式优点,在抵抗结构竖向位移、减小结构底板变形方面比采用单一抗浮形式有明显提高,场区地下水位较高时可采用抗浮组合。

4)排水减压法抗浮通过降低结构底板处的水头高度,减小底板所受水浮力,从根源上解决结构抗浮问题,抗浮效果更加显著,可配合被动抗浮措施共同使用。

5)工程实例中,原抗浮设计方案中围护结构法即可满足抗浮稳定性要求。考虑底板变形情况,可采用围护结构加抗浮桩作为抗浮设计方案,围护结构可有效减小结构竖向位移,设置一定密度的抗浮桩可减少结构挠曲变形。变更设计方案为,嵌固深度5 m的围护结构加直径0.8 m,长度6 m,间隔6 m均匀布置的抗浮桩作为抗浮措施。

参考文献:

- [1] 骆冠勇,马铭骏,曹洪,等. 临江地下结构主被动联合抗浮方法及应用[J]. 岩土力学, 2020, 41(11): 3730-3739.
- [2] 白晓宇,王海刚,张明义,等. 抗浮锚杆承载性能研究进展[J]. 科学技术与工程, 2020, 20(8): 2949-2958.
- [3] 李国胜. 地下室设计中水浮力问题的探讨[J]. 建筑结构, 2018, 48(18): 117-123.
- [4] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层建筑岩土工程勘察标准: JGJ/T 72—2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [5] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑工程抗浮技术标准: JGJ 476—2019[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [6] 游庆,陆有忠. 地下室抗浮设防水位标高取值的讨论以及抗浮措施[J]. 地质与勘探, 2019, 55(5): 1314-1321.
- [7] 王军辉,陶连金,韩煊,等. 我国结构抗浮水位研究现状与展望[J]. 水利水运工程学报, 2017(3): 124-132.
- [8] 宋林辉,王宇豪,付磊,等. 软黏土中地下结构浮力测试试验与分析[J]. 岩土力学, 2018, 39(2): 753-758.
- [9] 陆启贤,任志盛,杨济铭,等. 黏土中孔压传递规律及水浮力折减的试验研究[J]. 工业建筑, 2019, 49(3): 126-131.
- [10] YANG J W, FENG Z H, LUO X R, et al. Numerically quantifying the relative importance of topography and buoyancy in driving groundwater flow[J]. Science in China Series D: Earth Sciences, 2010, 53(1): 64-71.
- [11] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑基桩检测技术规范: JGJ 106—2014[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.
- [12] 井德胜,白晓宇,刘超,等. 抗浮锚杆荷载-位移特性及极限承载力预测[J]. 科学技术与工程, 2021, 21(22): 9570-9576.
- [13] 叶俊能,刘干斌. 考虑围护摩阻力的地铁车站结构抗浮安全设计[J]. 岩土力学, 2010, 31(S1): 279-283.
- [14] 李广涛. 广州地铁暹岗站的抗浮计算分析[J]. 隧道建设, 2013, 33(11): 937-941.
- [15] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.

(责任编辑:陈雯)