

土岩组合深基坑桩撑式支护结构抗倾覆稳定性研究

韦 康,王立峰,王 珂,寿凌超

(浙江科技学院 土木与建筑工程学院,杭州 310023)

摘 要: 为了探究围护桩插入比和见岩面深度对土岩组合二元地层桩撑式深基坑围护结构抗倾覆稳定性的影响,结合金华地区某地铁站深基坑土压力和支撑轴力的实测数据,采用有限元软件 Midas GTS NX 进行数值模拟,针对不同桩插入比及不同见岩面深度的模拟结果进行分析。研究表明:开挖面位于见岩面以上时,土压力呈三角形分布;开挖面位于见岩面以下时,土压力呈近 R 形分布;桩撑式基坑抗倾覆稳定性与见岩面深度呈负相关;抗倾覆稳定性与桩插入比呈正相关,桩插入比存在某个转折点,到达转折点后抗倾覆稳定性系数趋于稳定,见岩面深度和桩插入比均是抗倾覆稳定性的重要影响因素。对相同地质条件下见岩面深度较浅的桩撑式深基坑工程,可采取适当降低围护桩插入比的方法来降低施工成本。本研究所得数据能为土岩组合二元地层桩撑式基坑围护结构设计和施工提供一定的指导。

关键词: 深基坑;土岩组合;抗倾覆;插入比;见岩面

中图分类号: TU432 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671-8798(2021)06-0496-08

Study on overturning stability of pile-strut support for deep foundation pit in soil-rock combination formation

WEI Kang, WANG Lifeng, WANG Ke, SHOU Lingchao

(School of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University of Science and Technology, Hangzhou 310023, Zhejiang, China)

Abstract: In order to explore impacts of the insertion ratio of retaining piles and the geotechnical interface depth on the anti-overturning stability of the retaining structure of the pile-strut deep foundation pit in soil-rock combination binary strata, in combination with the measured data of soil pressure and supporting axial force of a deep foundation pit in a subway station in Jinhua, the finite element software Midas GTS NX was used for numerical simulation, analyzing the simulation results regarding different pile insertion ratios and different geotechnical interface depths. The results show that when the excavation face is located above the geotechnical interface, the soil pressure is distributed triangularly; when the

收稿日期: 2020-10-15

基金项目: 金华市科技计划项目(0401104I17)

通信作者: 王立峰(1968—),男,安徽省宿州人,教授,博士,主要从事地基处理、软黏土力和深基坑工程学研究。

E-mail: wanglfzust@163.com。

excavation face is below the geotechnical interface, the soil pressure is distributed roughly in the R shape. The anti-overturning stability of foundation pit is negatively correlated with the geotechnical interface depth h , while the anti-overturning stability is positively correlated with the pile insertion ratio δ . The δ has an inflection point where the anti-overturning stability coefficient tends to be stable. Thus, both h and δ are important factors influencing the anti-overturning stability. For the pile-strut deep foundation pit projects with shallower geotechnical interface under the same geological conditions, the construction cost can be lowered by appropriately reducing the insertion ratio of retaining piles. The data can provide some guidance for the design and construction of the retaining structure of the pile-strut foundation pit in soil-rock combination binary strata.

Keywords: deep foundation pit; soil-rock combination; anti-overturning stability; pile insertion ratio; geotechnical interface

浙江省金华地区的地质特点为土岩组合地层,下部主要为风化岩层,土体强度高,直立性较好。目前金华地区深基坑常用的基坑支护方式主要有放坡、土钉墙、桩加内支撑等,相对而言桩加内支撑的支护结构成本较高,但具有支撑体系较安全、对位移限制效果较好和技术成熟等优点,因而在江浙地区尤其是软土地区运用较广泛。软土地区围护桩(墙)插入比较高,一般在1.2~2.0,插入深度一般在15~35 m;而岩石地区,插入比在0.3~0.5,插入比较小,插入深度一般在4~6 m。基坑稳定性是基坑设计和施工过程中极为重要的指标,因此风化岩层中过小的桩插入比能否保证基坑的稳定成为土岩组合地区基坑支护重要的工程问题。基坑抗倾覆稳定性与桩(墙)嵌入深度、地层条件、开挖深度等因素的关系较大,相比基坑坑底隆起和滑移破坏,基坑的抗倾覆稳定性更为重要。

在不同土层结构地区基坑稳定性有所差异。对于粉土和砂土地区,许有俊等^[1]指出基坑稳定性主要由抗力系数决定。对于软土地区,由于土体力学参数数值较低,更容易发生塑性流动,基坑稳定性更容易遭到破坏^[2]。黄湖亮^[3]的研究发现在软土地区,基坑的整体稳定性与基坑宽度呈负相关,与桩插入比呈正相关。郑刚等^[4]的研究得出在以黏性土为主的软土地区,基坑抗隆起稳定性与基坑开挖后搁置时间的长短呈负相关。廖英^[5]采用结构可靠度理论来研究基坑支护结构抗倾覆稳定性,得出可靠度分析法比安全系数分析法对稳定性的分析更加保守。秦高峰等^[6]运用可靠度理论分析得出软土地区抗倾覆稳定性比抗隆起稳定性和整体稳定性更难满足,是稳定性研究的重点。不少研究者对抗倾覆稳定性进行了大量的探索,阳吉宝^[7]运用敏感度分析法得出,在宁波软土地区,基坑开挖深度和围护桩长度是影响基坑抗倾覆系数的2个重要因素;毛明强等^[8]通过计算得出内摩擦角对抗倾覆稳定性的影响要比黏聚力大;李松等^[9]改进了双排桩抗倾覆安全系数计算方法,并得出抗倾覆稳定性随支护结构嵌入深度的增加先减后增。对于土岩组合地区,李嵩^[10]指出抗剪强度的折减是影响支护抗倾覆稳定性的重要因素。周学^[11]针对高膨胀性土岩组合地质建立了基坑支护抗倾覆功能函数。上述研究者大多对黏土、淤泥质土等软土地区的基坑稳定性进行了分析和探讨,并得到了较为丰富的研究成果,而针对土岩组合地区抗倾覆稳定性的研究尚较为缺乏。土岩二元组合地层较为特殊,一般上部为软土,下部为强(中)风化岩石,上部土层强度较低,下部较高,接触面容易发生滑动。为了探究土岩二元组合地层基坑抗倾覆稳定性,我们以浙江金华、温州和杭州富阳等相似地质条件下的地铁基坑设计和施工为例,通过对基坑支护结构两侧的主动和被动土压力、支撑轴力等进行现场实测和理论分析,建立有限元模型,对典型土岩组合地层的桩撑式支护结构上的土压力分布和抗倾覆稳定性进行分析,得到一些有益的结论,可为相似工程提供参考。

1 工程概况和现场实测

1.1 工程概况

金华-义乌-东阳市域轨道交通工程万达广场站位于金华市李渔东路与东市街交叉口,沿李渔东路东

西向设置,为地下 2 层岛式车站。车站长度为 187.6 m,标准段宽为 19.7 m,盾构段宽为 24.6 m。车站主体为地下 3 层单柱双跨矩形框架结构,标准段基底埋深为 24.16 m,盾构段基底埋深为 25.99 m。建设区域处于金衢盆地东段,地貌类型为一级阶地,地貌类型简单,不良地质作用发育一般,地下水对工程影响较小。施工场地所在区域地层:表层多分布有人工填土;填土下为第四系松散沉积层;下伏基岩为粉砂岩、细砂岩,少量混杂中粗砂岩和砂砾岩。车站区域土层分布从上至下依次为素填土、粉砂、圆砾土、全风化粉砂岩、强风化粉砂岩和中风化粉砂岩。岩土体物理性质参数见表 1。

表 1 岩土体物理性质参数

Table 1 Physical property parameters of rock and soil mass							
层号	土层名称	天然重度 $\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	弹性模量 E/MPa	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{^\circ})$	孔隙比 e	泊松比 ν
1	素填土	18.0	5	8.0	10	0.60	0.30
2	粉砂	19.0	6	5.0	25	0.79	0.32
3	圆砾土	20.5	25	5.0	33	0.70	0.25
4	全风化粉砂岩	20.0	6	17.5	40	0.40	0.32
5	强风化粉砂岩	19.4	30	30.0	25	0.50	0.30
6	中风化粉砂岩	24.4	60	50.0	35	0.50	0.25

1.2 基坑围护结构概况

车站主体采用明挖法(局部盖挖)施工,基坑采用桩径为 1 m,间隔为 1.2 m,钻孔灌注桩加内支撑的支护方案。标准段基坑深度约为 25 m,桩径为 1 m,桩间距为 1.2 m,桩长约为 30 m,第一道支撑为混凝土支撑,其余 2 道为钢支撑,围护桩嵌入坑底以下岩层约 5 m,车站基坑标准段围护结构剖面如图 1 所示。

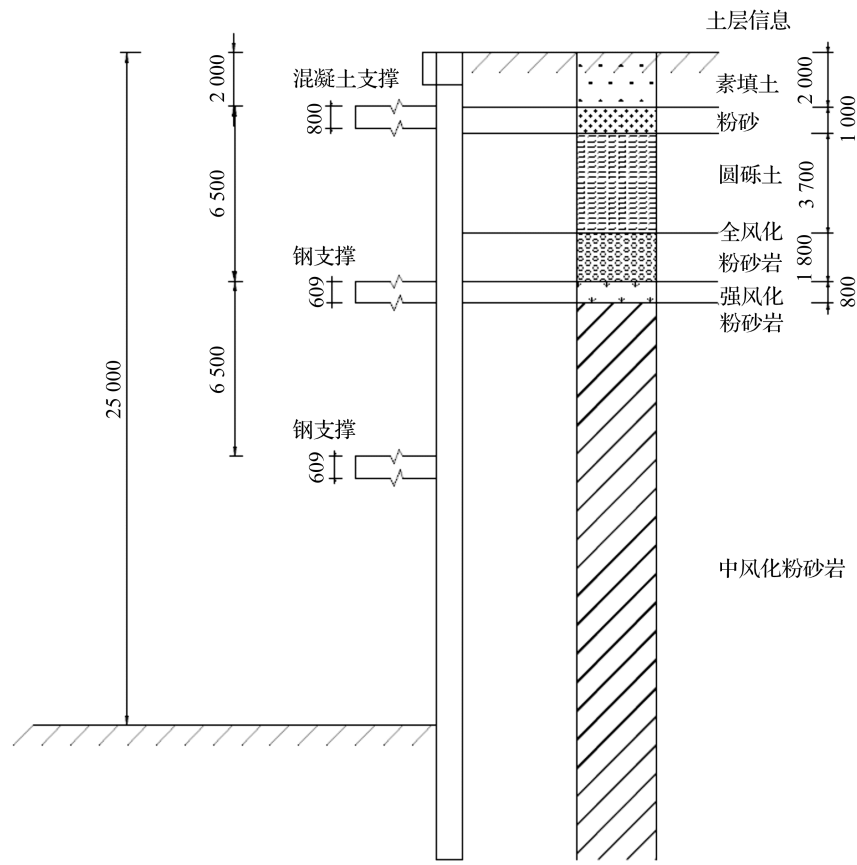


图 1 基坑标准段围护结构剖面图(单位:mm)

Fig. 1 Profile of retaining structure of foundation pit standard section (unit: mm)

1.3 监测点布置

工程周边监测范围取基坑开挖深度的3倍,监测项目有支撑轴力和土压力等。使用土压力盒测量作用在支护结构上的土压力(量程为2 MPa),通过挂布法安装在钢筋笼的外表面,将观测电缆进行防水处理后通过波纹管引至地面,并设立醒目标记。主动区一侧分布的土压力盒分别距离桩顶1.5、8.5、14.8、21.0、23.0、26.4、28.0 m;被动区一侧分布的土压力盒分别距离桩顶1.5、8.5、14.8、20.0、24.0、26.4、28.0 m,两侧土压力盒的连线与基坑排桩分布面呈90°,土压力监测布置如图2所示。支撑轴力由钢筋应力测算得出,在进行混凝土支撑架设模板前,将钢筋应力计焊接(或绑扎)在主筋上,应力计的电缆线用PVC管保护后引出;对于钢支撑,则是将轴力计在上述设计位置处焊接底座,把轴力计套进,将底座螺丝拧紧,随钢支撑固定到相应的位置上。

2 实测结果分析

2.1 土压力分析

土压力是土与挡土结构相互作用的结果,基坑开挖过程中,土压力是动态变化的。影响土压力分布的因素主要有开挖深度、围护结构位移大小和方向、基坑开挖时间、围护结构形式及荷载等。土体与围护桩的界面上常有较大的剪力,这是由于二者材料变形不同步,混凝土的变形小,土体的变形大,桩体受到摩阻力后便将荷载以剪力的形式转移给桩体^[12]。土压力理论值一般采用朗肯(Rankine)土压力理论计算,其公式为

$$P_a = \sum \gamma z \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (1)$$

$$P_p = \sum \gamma z \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (2)$$

式(1)~(2)中: P_a 、 P_p 分别为主动、被动土压力计算值; γ 为土体天然重度; z 为土层厚度; c 为土体黏聚力。

图3为标准段不同开挖工况的主动土压力随测点的分布,由图可知:

1) 建造第一道支撑时,围护结构处于悬臂状态,此时作用在围护结构上的主动土压力呈三角形分布;随着开挖深度的增加,主动土压力在见岩面以下逐渐减小,在深度为22 m左右时,达到最小值,以后随着深度的增加,逐渐增大,作用于围护结构的主动土压力总体上呈R形分布。类似工程如北京某地铁基坑(土岩组合),其上部土层部分主要为杂填土与全风化土,下部岩层为中风化岩,见岩面位于地面以下10.35 m处,开挖至底板时,主动土压力近似R形分布,与本研究结果一致;杭州某地铁基坑(软土)的土层主要为黏性土,主

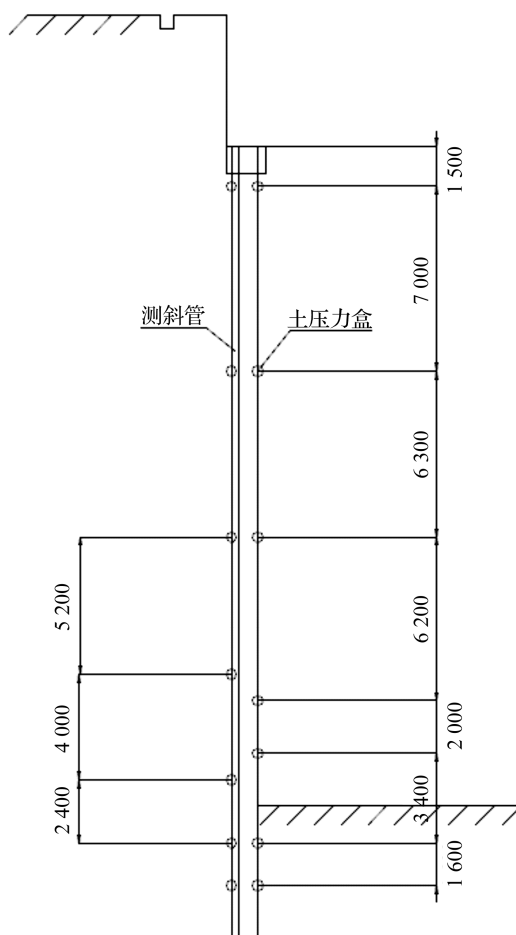


图2 土压力监测布置(单位:mm)

Fig. 2 Soil pressure monitoring layout (unit: mm)

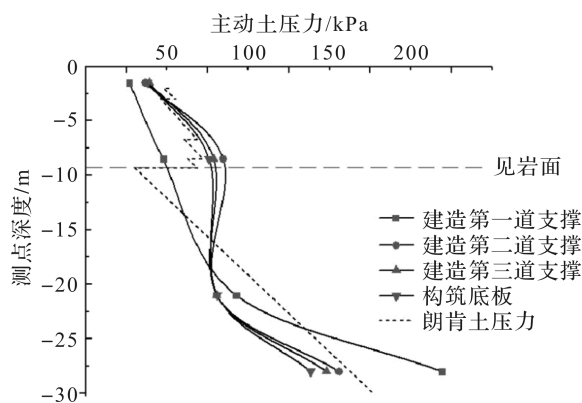


图3 主动土压力随测点的分布

Fig. 3 Distribution of active earth pressures at measuring points

动土压力大致呈三角形分布,也与本研究结果一致。

2)随着开挖深度的增加,桩底测点上的主动土压力大体上呈减小的趋势。这是由于随着土体开挖深度的增加,支撑道数也增加,土体卸载释放的水平荷载传递至围护结构上,故主要表现为水平支撑的压应力。

3)见岩面附近土体的压力变化较大,见岩面以上主动土压力较大,见岩面以下主动土压力较小,这一点与朗肯土压力理论相似,这是由于见岩面上下土层物理性质相差较大造成的。

2.2 支撑轴力变化分析

图 4 为支撑轴力随开挖深度的变化,由图可知:第一道支撑为混凝土支撑,随着开挖的进行其轴力变化幅度较大,第二道与第三道支撑为钢支撑,轴力变化幅度较小。第一道支撑的轴力在后续支撑架设时均有较大的波动,这是由于第一道支撑主要承受上层土体的水平荷载,而向下开挖,土压力增大导致支撑轴力随之增大。第二道支撑与第三道支撑主要承受见岩面以下力学性质较好岩层的侧向土压力,位移变化较小,主动土压力较为稳定。底板浇筑完成后 3 道支撑轴力均趋于稳定。开挖后期,第三道支撑的支撑轴力最大值为 4 208 kN,明显大于第一道支撑的最大值 2 251 kN 和第二道支撑的最大值 552 kN,第三道支撑的支撑轴力最大值是第二道支撑的 1.9 倍,是第一道支撑的 7.6 倍。可见,主要是第三道支撑在发挥作用。其原因是土体深层土压力较大,且第二道支撑与第三道支撑间距为 6.5 m,第三道支撑与底板距离为 10 m,均位于见岩面以下。因此土体作用在围护结构上的水平力主要由第三道钢支撑承受。

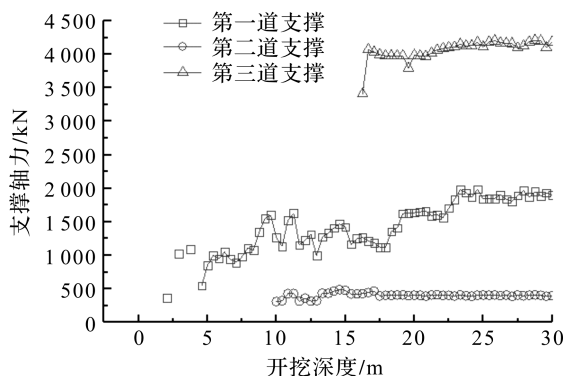


图 4 支撑轴力随开挖深度的变化

Fig. 4 Support axial force changing with excavation depth

3 有限元模型的建立与分析

使用有限元软件 Midas GTS NX 建立模型,并进行有限元计算,对万达广场站的各个工况进行模拟分析。

3.1 模型建立与网格划分

由于车站实际施工时开挖情况相对复杂,故对模型进行了一定的简化处理。建模时选取地铁基坑长度为 182 m,宽度为 20.1 m,深度为 25 m,设置基坑水平影响范围为基坑开挖深度的 3 倍,竖向影响范围为基坑开挖深度的 3 倍,模型边界条件为底面完全约束,4 个侧面为法向约束,上表面为自由面,模型尺寸定为长 450 m,宽 280 m,高 75 m。有限元计算模型网格如图 5 所示。

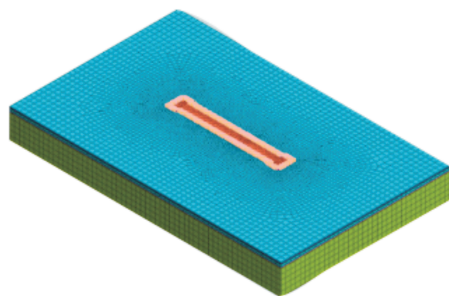


图 5 有限元模型网格

Fig. 5 Finite element model grid

土体的本构关系模型采用修正摩尔-库伦(Mohr-Coulomb)模型,桩径为 1 m、桩间距为 1.2 m 的钻孔灌注桩等效为 0.8 m

厚的地连墙,采用板单元模拟。支撑、冠梁和围檩均等效为梁单元,模型为弹性模型,第一道支撑为混凝土支撑,间距为 8 m,第二道及第三道支撑为钢支撑,间距为 4 m。在土体与地连墙之间设立法向界面单元,利用刚性连接模拟桩土接触,设置虚拟厚度为 0.1 m,强度折减系数为 0.65。

结构计算参数见表 2,表中 l 为地连墙的长度。基坑施工步骤分 7 步,模拟从地表开挖至设计标高,具体施工步骤模拟见表 3。

表 2 结构计算参数

Table 2 Structural calculation parameter

结构名称	材料	弹性模量 E/GPa	截面尺寸 S/m^2	天然重度 $\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	泊松比 ν
第一道正撑	C30	30.0	1×0.8	25.0	0.20
第一道斜撑	C30	30.0	1×0.6	25.0	0.20
第二道支撑	Q235	210.0	0.6×0.6	78.5	0.20
第三道正撑	Q235	210.0	0.8×0.8	78.5	0.20
第三道斜撑	C30	30.0	1×0.8	25.0	0.20
冠梁	C30	30.0	1×1.5	25.0	0.20
围檩	Q235	210.0	0.6×0.6	78.5	0.20
地连墙	C35	31.5	1×0.8	25.0	0.15

表 3 施工步骤模拟

Table 3 Construction step simulation

顺序	步骤	施工内容
1	初始应力场	初始应力平衡,位移场和应力场重置清零
2	建立地连墙	建立地连墙、立柱桩及止水帷幕
3	开挖及设第一道撑	开挖 2.0 m,建设第一道支撑及冠梁
4	开挖及设第二道撑	开挖 6.5 m,建设第二道支撑及围檩
5	开挖及设第三道撑	开挖 6.5 m,建设第三道支撑及围檩
6	开挖至底板	开挖 10 m 至底板高度
7	底板施工	主体结构底板施工

3.2 模型验证

模拟得出基坑标准段某典型横截面主动土压力分布(图 6),分布规律近似 R 形分布,底板处主动土压力为 150 kN/m。图 7 为主动土压力分布趋势比较,由图可知,有限元分析所得土压力与实测土压力值趋势大体上一致,此时的见岩面深度为 8.5 m,有限元模拟得出的支撑轴力大小和分布与现场实测数据较为接近。

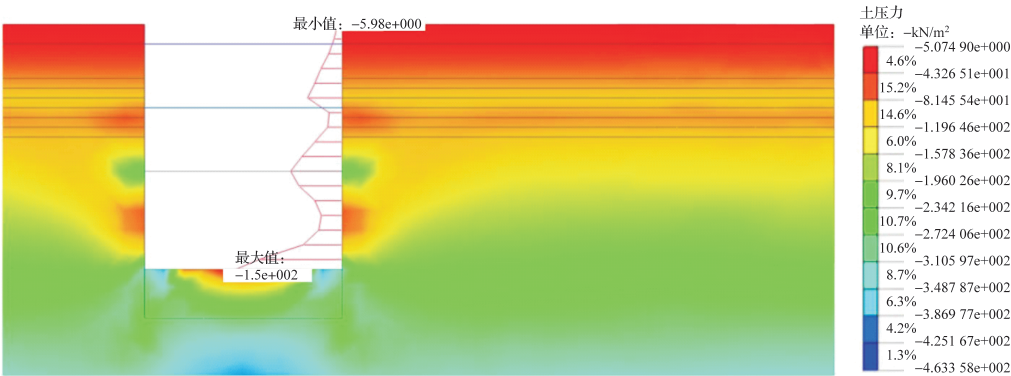


图 6 某典型横截面主动土压力分布

Fig. 6 Distribution of active earth pressure of a typical cross section

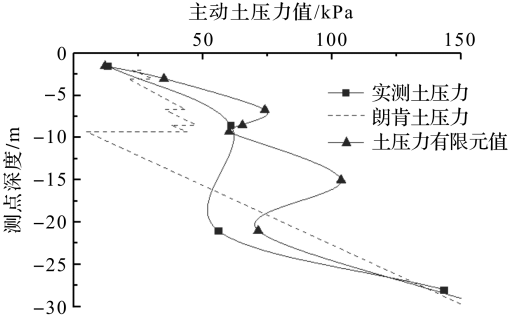


图 7 主动土压力分布趋势比较

Fig. 7 Comparison of distribution trends of active earth pressures

3.3 抗倾覆稳定性分析

深基坑支护结构的抗倾覆稳定性取决于抗倾覆力矩与倾覆力矩,理论上只要抗倾覆力矩不小于倾覆

力矩便能保持支护结构倾覆性状的稳定,设计上需考虑安全性,安全等级为一级、二级、三级的桩撑式支护结构,其抗倾覆稳定性系数 K_t 分别不应小于 1.25、1.20、1.15。

基坑开挖到底板后,桩撑式支护结构的抗倾覆稳定性系数 K_t 应满足

$$K_t = \frac{M_p + M_T}{M_a}; \quad (3)$$

$$M_T = \sum \frac{T_i d_i}{s_i}. \quad (4)$$

式(3)~(4)中: M_p 为支护结构底部以上被动侧土压力对支护结构最低处的力矩; M_T 为支撑轴力对支护结构最低处的力矩; M_a 为支护结构底部以上主动侧土压力对支护结构最低处的力矩; T_i 为第 i 个内支撑的水平作用力; d_i 为第 i 个内支撑到支护结构最低处的垂直距离; s_i 为第 i 个内支撑的水平间距。

图 8 为抗倾覆稳定性系数 K_t 随开挖步骤的变化情况。随着开挖深度的增加, K_t 值有下降的趋势,3 种方法的计算结果均大于 1.25。其中,有限元法得出的 K_t 与实测数据较为接近,有限元计算值与实测数据的平均比值为 0.88;经典土压力计算值与实测数据的平均比值为 2.77。这是由于经典土压力法在计算土岩组合地质见岩面以下岩层的被动土压力远大于实测土压力值,导致 K_t 值偏大。

为探究土岩组合地质条件下,见岩面深度(从地面到岩面的距离) h 与围护桩插入比 δ 对抗倾覆稳定性的影响,对不同 h 和 δ 的方案进行模拟分析,其中取 h 为 5.5、6.5、7.5、8.5、9.5、10.5、11.5、15.0、20.0 m,取 δ 为 0.12、0.16、0.20、0.24、0.28、0.32、0.36、0.40、0.60、0.80。

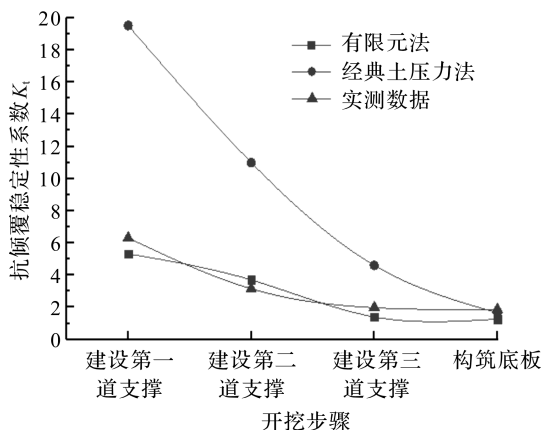


图 8 K_t 随开挖步骤的变化情况

Fig. 8 Variation of K_t with excavation steps

取底板完成后的主动、被动土压力值及支撑轴力值计算 K_t 值。图 9 为 K_t 随见岩面深度 h 的变化,其中 $h=8.5$ m, $\delta=0.2$ 为实际工程的模拟,由图可知, h 越大, K_t 值越小。当 δ 为 0.16, h 为 7.5 m 以下时, K_t 大于 1.25;当 δ 为 0.2, h 为 8.5 m 以下时, K_t 大于 1.25;当 δ 为 0.24, h 为 10.5 m 以下时, K_t 大于 1.25;当 δ 为 0.4, h 为 15 m 以下时, K_t 大于 1.25;当 δ 大于 0.6 时, K_t 大于 1.25 所需要的见岩面深度超过 20 m,故当 K_t 不满足规范要求的 1.25 时,可采用增加围护桩的插入比以提高 K_t 。

K_t 随桩插入比 δ 的变化如图 10 所示,随着 δ 的增加,抗倾覆稳定性系数 K_t 增加,但是桩插入比增长曲线存在某个转折点 δ_i 使得增速有一个明显放缓的过程,最终逐渐稳定。当 $h=8.5$ m 时, K_t 值大于 1.25 的 δ 的临界值 δ_c 为 0.2,且在 0.36 之前加速上升,0.36 之后 K_t 逐渐稳定,此时的 δ 取值为 δ_i ,到达 δ_c 以后,继续增加桩体入岩深度对 K_t 的影响逐渐减小,这是由于 δ 到达 δ_c 以后, M_T 对 M_a 与 M_p 的影响逐渐减小。当 $h=7.5$ m 时, δ_c 为 0.16, δ_i 为 0.32;当 $h=9.5$ m 时, δ_c 为 0.2, δ_i 为 0.4, δ_i 大致是 δ_c 的 2 倍,并且随着 h 的减小, δ_c 与 δ_i 也减小。

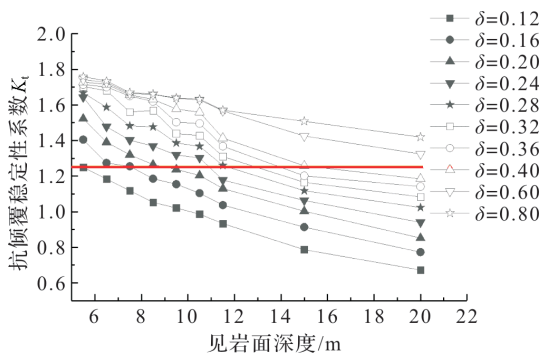


图 9 K_t 随见岩面深度的变化

Fig. 9 Variation of K_t with geotechnical interface depth

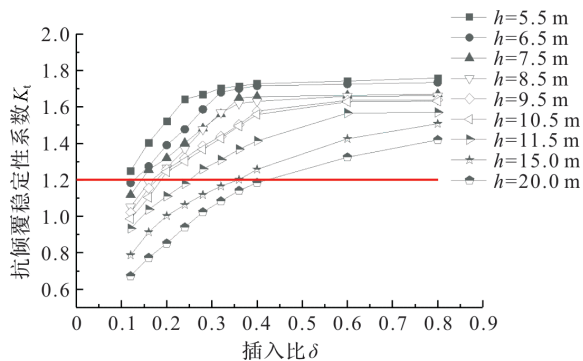


图 10 K_t 随桩插入比 δ 的变化

Fig. 10 Variation of K_t with pile insertion ratio δ

4 结 论

本研究基于金华万达广场地铁站工程,通过分析土压力与支撑轴力实测数据及有限元软件 Midas GTS NX 数值模拟,针对不同的见岩面深度 h 和围护桩插入比 δ 的模拟结果进行分析,得到以下结论:

1) 基坑开挖过程中,主动土压力逐渐减小,支撑轴力逐渐增大,开挖至见岩面以上时,主动土压力呈三角形分布,而开挖至见岩面以下时,土压力近似呈 R 形分布,在见岩面处土压力有突变。由于最低层支撑与第二道支撑距离较大,且最低层支撑以下开挖深度最大,所以最低层支撑的轴力远大于其他支撑,所需的材料抗力最大。

2) 由于土岩组合地质存在土岩交界面,见岩面深度越小,基坑抗倾覆稳定性越强,对一些土层较薄的基坑可采取减小坑底嵌入深度的围护结构措施。

3) 本研究给出了基坑开挖深度为 25 m 情况下围护桩插入比与见岩面深度的抗倾覆稳定性系数,对类似工程具有一定的指导意义。随着桩插入比的增加,抗倾覆稳定性系数 K_t 增大,但是桩插入比存在某个转折点,使得桩体嵌入深度对抗倾覆稳定性的影响很小, δ_i 大致是 δ_c 的 2 倍,因此当遇到见岩面较浅的基坑时,在满足自身稳定的前提条件下,适当减小桩插入深度可以降低施工成本。

需说明的是,本文结合结构有限元分析研究了基坑支护结构抗倾覆稳定性的影响因素,能够反映一定的工程实际,但是在实际设计中应与规范相结合才能加以应用。

参考文献:

- [1] 许有俊,李泽升,李文博. 深基坑多道内支撑式地连墙嵌固比分析[J]. 武汉大学学报(工学版),2020,53(9):785.
- [2] 刘铭,刘爱华,邹家强,等. 软土地区基坑施工对堤防稳定性影响的控制措施[J]. 科学技术与工程,2020,20(9):3727.
- [3] 黄湖亮. 软土地区窄型基坑稳定性研究[D]. 广州:广州大学,2019:42.
- [4] 郑刚,焦莹,李竹. 软土地区深基坑工程存在的变形与稳定问题及其控制:软土地区深基坑坑底隆起变形问题[J]. 施工技术,2011,40(10):12.
- [5] 廖瑛. 深基坑支护结构抗倾覆破坏稳定可靠性分析[J]. 工程勘察,2003(6):39.
- [6] 秦高峰,李镜培,刘陕南,等. 上海软土基坑板式支护结构稳定性可靠度分析[J]. 岩土工程学报,2013,35(增刊 2):536.
- [7] 阳吉宝. 单层支撑基坑抗倾覆稳定性影响因素的敏感性分析[J]. 工程勘察,2020(3):30.
- [8] 毛明强,熊巨华. 考虑不同土压力模式的水泥土重力式围护墙抗倾覆稳定性分析[J]. 岩土工程学报,2014,36(增刊 2):16.
- [9] 李松,马郢,张德乐,等. 双排桩支护结构抗倾覆稳定性改进计算与分析[J]. 长江科学院学报,2018,35(6):96.
- [10] 李嵩. 深基坑组合支护体系变形规律及设计研究[D]. 成都:成都理工大学,2019:64-65.
- [11] 周学. 膨胀土地层基坑支护稳定性研究[D]. 北京:北京交通大学,2018:75-77.
- [12] 陈页开. 挡土墙上土压力的试验研究与数值分析[D]. 杭州:浙江大学,2001:4.
- [13] 赵涛. 基坑开挖引起支护结构土压力分布研究[D]. 西安:西安工业大学,2016:48.
- [14] 丁智,王达,虞兴福,等. 杭州地铁新塘路、景芳路交叉口工程深基坑监测分析[J]. 岩土工程学报,2013,35(增刊 2):450.
- [15] 李镜培,陈浩华,李林,等. 软土基坑开挖深度与空间效应实测研究[J]. 中国公路学报,2018,31(2):213.
- [16] 孟麟. 地铁车站深基坑施工过程监测及数值模拟分析[D]. 大连:大连交通大学,2019:40-41.