DOI:10.20035/j.issn.1671-2668.2022.04.018

风化花岗岩地区深基坑围护结构受力与 变形影响因素分析

李富相,李桂芹,韦兴

(中交一公局集团有限公司,广东深圳 518000)

摘要:以深圳公常路某段深基坑开挖为背景,分析风化花岗岩地区深基坑开挖过程中支护结构的安全稳定性。结果表明,基坑开挖过程中,以风化程度越高的混合花岗岩作为支护桩嵌入地基土时,支护桩的最大弯矩、开挖面至最后一道内支撑间支护桩桩体的位移及这一区间的内支撑轴力增大,且随着开挖深度的增加这种影响加剧;深基坑内支撑间距增大或减小并不能保证内支撑轴力也增大或减小,内支撑的轴力与内支撑竖向布置位置息息相关。

关键词:公路;风化花岗岩;深基坑;围护结构;受力;变形

中图分类号:U417.1

文献标志码:A

文章编号:1671-2668(2022)04-0072-06

对于地铁、隧道等地下工程,施工过程中支护结 构的安全稳定性非常重要。影响基坑支护结构安全 稳定性的因素有很多,地质是其中极其重要的因素。 不少学者对花岗岩地区地下工程开挖进行了研究, 如孔斌根据广州地铁花岗岩风化层明挖基坑围护结 构设计及施工情况,分析了花岗岩风化层对工程的 不良影响,提出了基坑围护结构优化方案;吴强等以 长昆铁路客运专线湖南段寨子岗隧道工程为例,提 出了富水全风化花岗岩地层中隧道进洞优化方案; 庞小朝对深圳福田区全风化花岗岩进行土工试验, 分析了其物理力学特性,并给出了用于数值分析的 本构模型;孙成伟等以广州地铁南方医院站为例,分 析了花岗岩风化层的特性,对开挖过程中出现的地 基处理问题提出了解决方案;李建军等以太原某深 基坑为例,选择上三角、全三角、梯形3种土压力分 布模式,分别采用土抗力法中 m 法、c 法和 k 法对支 护桩的桩身弯矩进行了理论计算。但对风化花岗岩 地区深基坑的计算分析和施工稳定性分析还鲜有报 道。该文以深圳公常路 K1+365-535 段深基坑为 背景,开展风化花岗岩地区深基坑围护结构受力与 变形影响因素分析。

1 工程概况

公常路中山大学深圳校区段下穿改造工程位于 深圳市光明区新湖街道,西起光桥路一公常路交叉 口西侧,经中山大学预选址范围,向东经武汉大学深 圳校区意向用地(羌下村),终于深圳与东莞交界处, 全长约 3.56 km。地下道路长 2.645 km,采用干线 性城市主干道标准建设,双向六车道,设计速度 50 km/h;地面道路采用生活性城市主干道标准建设, 双向六车道,设计速度 40 km/h。现状公常路为城 市主干道,双向八车道,红线宽度为 60 m,沥青路 面,设计速度 50 km/h。道路东侧有圳美河,拟开挖 基坑位于公常路中山大学深圳校区段下穿改造工程 K1+365—535 段。

公常路 K1+365—535 段地层自上而下为杂填 土层、有机质黏土层、砂质黏性土层、全风化混合花 岗岩层、土状强风化混合花岗岩层、块状强风化混合 花岗岩层。支护桩底及基坑底大部分位于土状强风 化混合花岗岩层及块状强风化混合花岗岩层上。主 要地层的物理力学指标见表 1。

表 1 主要地层的物理力学指标

目位	反称	层厚/	重度/	黏聚	内摩擦
居世	名你	m	$(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	力/kPa	角/(°)
1	杂填土	3.0	18.3	8.0	12.0
2	有机质黏土	3.7	17.5	12.0	3.0
3	砂质黏性土	4.5	18.5	22.0	22.0
4	全风化混合		19.0	16.0	24.0
ч	花岗岩	0.1	10.0	10.0	21.0
Б	土状强风化	4 1	21.0	30.0	35.0
J	混合花岗岩	4.1			
6	块状强风化	15.0	23.0	50.0	33.0
	混合花岗岩	13.0	23.0	50.0	55.0

2 风化花岗岩的工程特性

2.1 岩层性状

地质勘探报告显示,公常路 K1+365—535 段 风化花岗岩主要为全风化混合花岗岩、土状强风化 混合花岗岩和块状强风化混合花岗岩,主要地层的 工程特征见表 2。

2.2 颗粒级配

根据《公路土工试验规程》,采用筛分法及密度计 法对全风化混合花岗岩进行颗粒筛分,结果见图1。

表 2 公常路 K1+365—535.	段风化花岗岩的特征
---------------------	-----------

岩层名称	岩土特征
全风化混合花岗岩	褐黄、褐红、灰褐色;原岩结构基本破坏,但尚可辨认,具微弱的残余结构强度;岩芯呈土柱状、坚硬 状态。属极软岩,岩体完整程度为极破碎,岩体基本质量等级为Ⅴ类
土状强风化混合花岗岩	褐黄、灰褐色;岩石因风化强烈而解体,原岩结构大部分被破坏,风化裂隙极发育;岩芯呈土柱状, 合金钻进容易。属极软岩,岩体完整程度为较破碎~破碎,岩体基本质量等级为Ⅴ类
块状强风化混合花岗岩	褐黄、灰褐色;岩石因风化强烈而解体,原岩结构大部分被破坏,风化裂隙极发育;岩芯呈土夹块状、 块状,不均匀,夹有较多中风化岩碎块,合金钻进容易。属极软岩,岩体完整程度为较破碎~破碎, 岩体基本质量等级为V类

计算得全风化混合花岗岩的不均匀系数 C_u为 12, 曲率系数 C_c为 1.33,属级配良好的砾土。



图 1 全风化花岗岩试样的粒径级配曲线

2.3 力学性能

对全风化混合花岗岩、土状强风化混合花岗岩 和块状强风化混合花岗岩进行标准贯入试验和固结 试验,得到其力学参数(见表 3)。

巴日友步	标贯击	承载力容	压缩模	变形模
石压名协	数/击	许值/kPa	$\frac{1}{2}/MPa$	量/MPa
全风化混合	4.0	200	1.9	60
花岗岩	49	300	12	60
土状强风化	77	600	1.0	170
混合花岗岩	11	600	10	170
块状强风化	0.0	800		950
混合花岗岩	89	800	—	250

表 3 风化混合花岗岩的力学参数

3 受力与变形影响因素分析

深基坑围护结构内力及变形分析常用方法主要 有经典方法、弹性地基梁法、有限单元法等。有限单 元法直接解得墙体侧向位移和地表沉降及深层位 移,还可对分级开挖施工过程进行模拟,能从空间、 时间上较全面地反映各种因素对支护结构及周围土 体应力、位移的影响。为此,采用有限单元法对公常 路 K1+365—535 段深基坑围护结构受力和变形影 响因素进行分析。

3.1 模型建立及计算工况

3.1.1 模拟截面及本构模型

由于基坑呈相对规则的几何形状,基坑的支护 结构也基本相同,根据基坑对称性和受力特点,建立 计算模型时取 K1+365—535 段典型基坑横断面的 一半。岩土体的本构模型选取摩尔一库伦弹塑性模 型,支护桩采用弹性各向同性模型。

- 3.1.2 基本假定
 - (1) 基坑土质均匀水平分布。
 - (2) 不考虑基坑开挖对土体弹性模量的影响。
 - (3) 不考虑基坑内支撑变形的影响。
 - (4) 不同材料间的接触部位为完全连续。
- 3.1.3 模型计算参数及边界设置

根据该基坑工程的实际情况,考虑模型的边界效应,对地基土左右边界 x 方向进行约束,底边界为固定端,上边界为自由端,并在基坑外设置长度为7 m 的均布荷载模拟地面超载,大小为 34 kN/m。 计算模型见图 2,模型中结构参数见表 4。



图 2 深基坑计算模型

表 4 模型中结构参数

结构反称	刚度/	弹性模	材料抗	桩长/	桩径/
垍钩名М	$(MN \cdot m^{-1})$	量/MPa	力/kN	m	m
支护桩	3 650	28 500	_	26.2	1.2
混凝土支撑	2 233	—	5 000	_	_
钢支撑	1 125	—	3 000	_	—

3.1.4 计算工况

根据现场实际工况,对基坑分级开挖及加支撑 过程进行模拟,计算工况见表 5。

耒	5	计質工况
x	2	り昇工ル

工况号	施工内容
1	开挖至地面以下 1.4 m
2	加第一道混凝土支撑(深度 0.4 m)
3	开挖至地面以下 8.4 m
4	加第一道钢支撑(深度 7.4 m)
5	开挖至地面以下 13.6 m
6	加第二道钢支撑(深度 12.6 m)
7	开挖至坑底(地面以下 20.5 m)

3.2 影响因素分析

3.2.1 风化花岗岩的影响

根据表 6 所示计算方案模拟不同风化程度花岗 岩地基土,计算得到不同工况下支护桩弯矩、位移和 内支撑轴力的变化(见图 3~5)。由于在加支撑的 工况中基坑的水土压力不变,支护结构的弯矩和位 移变化基本与上一工况相同,仅分析开挖深度大的 工况(工况 3、工况 5 和工况 7)。位移为负表示桩体 向基坑内变形,为正表示桩体向基坑外变形。

由图 3 可知:1) 实际开挖工况中最大弯矩为负 弯矩,发生在工况 3,为-978.3 kN·m。这是因为 工况 3 中只设有一道内支撑,基坑中的内支撑与开 挖面相距较远,而随着施工的进行,内支撑间距逐渐 减小,钢支撑数量逐渐增加,导致支护桩的最大弯矩

表 6 计算方案

方案编号	模拟内容
٨	开挖路段第4~6层地层土为全风化
A	混合花岗岩
D	开挖路段第4~6层地层土为土状强
Б	风化混合花岗岩
C	开挖路段第4~6层地层土为块状强
C	风化混合花岗岩



图 3 不同开挖工况下不同风化程度花岗岩中支护桩的 弯矩变化



图 4 不同开挖工况下不同风化程度花岗岩中支护桩的 位移变化

减小。2)各开挖工况下,各方案的最大弯矩从大至 小依次为方案 A>方案 B>方案 C。随着开挖深度 的增加,不同风化程度混合花岗岩引起支护桩产生 的最大弯矩差值逐渐增大,在工况 7 中,方案 A 中 支护桩的最大负弯矩为-779.5 kN·m,分别比方 案 B、方案 C 中相同深度支护桩的负弯矩增加 147.7%、197.7%。可见,以风化程度越高的混合花 岗岩作为支护桩嵌入地基土时,支护桩的最大弯矩 将增大,且随着开挖深度的增大而急剧增大。



图 5 不同开挖工况下不同风化程度花岗岩中内支撑的 轴力变化

由图 4 可知:各工况下,不同风化程度混合花岗 岩地基土对支护桩最大位移几乎没有影响,但随着 开挖深度的增大,风化程度越高的混合花岗岩地基 土会使最后一道内支撑以下的支护桩桩体位移增 大。在工况 7 中,方案 A 中 16 m 深度处支护桩桩 体位移为-9.1 mm,分别比方案 B、方案 C 中同深 度处支护桩桩体位移增大 56.8%、78.4%。可见,风 化程度越高的混合花岗岩对支护桩的嵌固作用越 差,会使开挖面以上至最后一道内支撑间支护桩桩 体的位移增大,且随着开挖深度的增大这种影响 加剧。

由图 5 可知:开挖后,内支撑轴力急剧增加。随着施工的进行,内支撑间距逐渐减小,钢支撑数量逐渐增加,导致内支撑轴力逐渐减少。同一开挖工况下,第一道混凝土支撑的轴力由大到小为方案 C> 方案 B>方案 A,而第一道、第二道钢支撑的轴力恰 恰相反。可见,用风化程度越高的混合花岗岩替换 支护桩下段周围的地基土会使基坑中第一道、第二 道钢支撑的轴力增大,但对坑顶附近混凝土支撑的 轴力影响较小。

3.2.2 内支撑竖向布置位置的影响

在内支撑加排桩支护的基坑中,基坑变形和支 护桩的内力与内支撑的竖向布置位置密切相关。为 研究内支撑竖向布置位置对基坑支护结构受力和变 形的影响,设计表7所示模拟方案,并与实际工况进 行对比。由于加内支撑工况下基坑的水土压力不 变,支护结构的弯矩和位移变化基本与上一工况相 同,仅分析开挖深度大的工况(工况3、工况5和工 况7),结果见图 6~8。

由图 6 可知:各开挖工况下,工况 3 中支护桩的

	表 7 内支撑布置方案
方案编号	模拟内容
	调整第一道混凝土支撑位置至深度 1.4 m,
D	调整第二道钢支撑位置至深度 11.6 m
	(减小相邻内支撑的间距)
	调整第一道钢支撑位置至深度 8 m,
Е	调整第二道钢支撑位置至深度 13.6 m
	(增大相邻内支撑的间距)







(c) 工况7

弯矩最大,其中方案 D 支护桩的最大负弯矩达 -998 kN•m。这是因为方案 D 下调了第一道钢支



图 7 不同开挖工况下不同内支撑布置位置时支护桩的 位移变化





撑的位置,增大了支护桩悬臂端的长度,导致桩后土 压力引起的弯矩增大。随着开挖深度的增加,架设 的内支撑数量增多,相邻内支撑间距逐渐减小,支护 桩的最大弯矩逐渐减小。方案 E 中混凝土支撑与 第一道钢支撑之间的支护桩最大弯矩始终小于方案 D和实际工况,而第一道钢支撑与开挖面之间的支 护桩最大弯矩始终大于方案 D 和实际工况。这是 因为方案 D 下调了第一道钢支撑的位置,减小了与 第二道钢支撑间的间距,使第二次土体开挖后作用 在相邻支撑间的相后土压力减小,进而引起最大弯 矩减小;而方案 E 增大了相邻钢支撑的间距,使作 用在相邻钢支撑间的桩后土压力增大,进而引起最 大弯矩增大。综上,支护桩的最大弯矩受内支撑布 置位置的影响,间距过大或过小都可能引起支护桩 弯矩增大。

由图 7 可知:各开挖工况下,工况 3 中方案 D 的支护桩位移最大,为-12.3 mm。这是因为工况 3 的单次开挖深度最大,而方案 D 下调了第一道混凝 土支撑的位置,使支护桩后土压力作用的悬臂长度 增大,进而增大了桩顶的位移。随着内支撑数量的 增加,相邻内支撑的间距减小,支护桩桩顶的最大位 移略微减小。可见,仅减小相邻内支撑间距并不能 保证支护桩的最大位移减小,支护桩的最大位移与 内支撑的竖向布置位置息息相关。

由图 8 可知:在架设内支撑的工况,内支撑轴力 几乎不变;在基坑开挖工况,内支撑轴力急剧增加。 方案 D 中混凝土支撑轴力最大,工况 3 时达到2 359 kN;随着施工的进行,钢支撑数量逐渐增加,内支撑 间距逐渐减小,混凝土支撑轴力也逐渐减小。对比 方案 D、方案 E 和实际工况,尽管减小了相邻内支撑 间距,但由于下调了第一道混凝土支撑位置,混凝土 支撑的轴力显著增大,钢支撑轴力减小;增大内支撑 间距会增大工况 5 中混凝土支撑的轴力及第一道钢 支撑的轴力。可见,下调第一道混凝土支撑的位置 会使混凝土支撑轴力增大,但减小或增大相邻内支 撑间距并不一定会使内支撑的轴力也减小或增大。

4 结论

(1) 基坑开挖过程中,以风化程度越高的混合 花岗岩作为支护桩嵌入地基土时,支护桩最大弯矩、 开挖面至最后一道内支撑间支护桩桩体的位移及这 一区间的内支撑轴力增大,且随着开挖深度的增加 这种影响加剧。 (2)下调第一道混凝土支撑的位置,会使下一 开挖工况支护桩的弯矩、水平位移及混凝土支撑轴 力大大增加。

(3)深基坑内支撑间距增大或减小并不能保证 内支撑的轴力也增大或减小,内支撑的轴力与内支 撑竖向布置位置息息相关。

参考文献:

- [1] 曹权,项伟,王凤华,等.深圳地区花岗岩球状风化体地 下分布规律统计分析[J].水文地质工程地质,2013,40
 (5):87-90+96.
- [2] 孔斌.花岗岩风化层地铁基坑施工技术研究[D].广州: 华南理工大学,2012.
- [3] 吴强,马志富,许占良.富水全风化花岗岩地层隧道进 洞技术研究[J].交通建设与管理,2014(24):210-212.
- [4] 庞小朝.深圳原状全风化花岗岩的试验和本构模型研 究[D].北京:中国铁道科学研究院,2011.
- [5] 孙成伟,吴辉,徐顺明.广州地铁南方医院站花岗岩风 化层特性分析与地基处理措施[J].价值工程,2012 (14):67.
- [6] 李建军,韩杰,梁仁旺,等.土抗力法计算深基坑支护桩 弯矩及实测分析[J].建筑结构,2010(3):52-54.
- [7] 中华人民共和国水利部.工程岩体分级标准: GB/T 50218—2014[S].北京:中国计划出版社,2015.
- [8] 深圳市勘察研究院有限公司.公常路中山大学深圳校 区段下穿改造工程岩土工程详细勘察报告[R].深圳: 深圳市勘察研究院有限公司,2018.
- [9] 交通部公路科学研究院.公路土工试验规程: JTG E40-2007[S].北京:中国交通出版社,2007.
- [10] 中华人民共和国水利部.土的工程分类标准: GB/T 50145-2007[S].北京:中国计划出版社,2008.
- [11] 曾宣源.分析深基坑支护结构的实用计算方法及其应 用[J].低碳世界,2016(35):126-127.
- [12] 刘国彬,王卫东.基坑工程手册[M].2版.北京:中国建 筑工业出版社,2009.
- [13] 王成华.基础工程学[M].天津:天津大学出版社,2002.
- [14] 张显飞.深基坑内支撑支护体系及其数值研究[D].西 安:西安建筑科技大学,2006.
- [15] 中国建筑科学研究院.建筑基坑支护技术规程: JGJ 120-2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [16] 贺炜,邓子君,刘剑锋,等.PVC板桩支护结构的长期 变形特性及设计方法[J].长沙理工大学学报(自然科 学版),2019,16(3):41-46.
- [17] 樊思俊,李卓,李繁,等.抛填石层超深基坑咬合桩结构参数优化研究[J].交通科学与工程,2021,37(3): 10-16+49.

收稿日期:2021-09-08