

李想,尹骥,卫佳琦,等.深覆盖岩溶地区高层建筑桩基优化实践[J].中国岩溶,2019,38(4):591-599.  
DOI:10.11932/karst20190418

## 深覆盖岩溶地区高层建筑桩基优化实践

李想<sup>1</sup>,尹骥<sup>1</sup>,卫佳琦<sup>1</sup>,韦马季<sup>2</sup>

(1.上海勘察设计研究院(集团)有限公司,上海200093;

2.广西金川阳光城实业有限公司,南宁530028)

**摘要:**高度超过150 m的高层建筑,对地基基础的承载力要求较高,一般采用桩筏基础型式。位于深覆盖岩溶地区的桩基础,应充分发挥岩溶上覆地层的承载力,避开岩溶发育的不利地段,达到桩基优化的目的。文章结合深覆盖岩溶地区一高度为177 m的高层建筑项目,详细介绍了桩基优化设计、大面积工程桩施工以及桩端后注浆施工情况。项目采用桩端后注浆工艺并运用长短桩设计理念,将桩长由原设计的40 m优化至核心筒区域28 m及非核心筒区域23 m,试桩检测 results 和塔楼沉降观测结果表明,单桩竖向极限抗压承载力和基础刚度均能够满足设计要求,且基础差异沉降较小,说明桩端后注浆技术能有效提高桩基承载力和基础刚度,采用长短桩设计理念可显著控制差异沉降,深覆盖岩溶地区可利用后注浆技术,充分发挥灰岩上覆地层的承载力,来规避穿越岩溶区域的桩基施工风险。

**关键词:**高层建筑;深覆盖型;岩溶地区;桩基优化;灌注桩;后注浆

**中图分类号:**TU473.1 **文献标识码:**A

**文章编号:**1001-4810(2019)04-0591-09 **开放科学(资源服务)标识码(OSID):**



### 0 引言

岩溶区按其埋藏条件分为裸露型(岩层大部分出露地表)、浅覆盖型(上覆第四系土层厚度小于30 m)、深覆盖型(上覆第四系土层厚度大于30 m)和埋藏型<sup>[1-2]</sup>(岩层被不可溶岩层覆盖)。近年来,岩溶地区建筑高度不断刷新,建筑高度超过150 m的高层建筑已不鲜见<sup>[3]</sup>。建筑高度超过150 m的高层建筑对地基基础的承载力要求较高,桩筏基础是其主要的基础型式。由于岩溶地质条件十分复杂,基础施工可能需要穿越溶洞,存在桩基成孔漏浆、流砂从而诱发地面塌陷的风险<sup>[4-7]</sup>,此外,基础下可能存在下伏溶洞,存在溶洞失稳的风险,上述问题目前仍没有根本性的解决办法<sup>[8-10]</sup>。这些风险加大了基桩设计和施工难度,容易造成工程质量及安全问题,严重制约岩溶地区的基础设施建设。因此,开展岩溶地区高层建筑桩基优化工作十分必要。

岩溶地区常用的基础型式较多,包括天然独立基础、筏型基础、钻(冲)孔灌注桩、人工挖孔桩、预应力管桩、群桩、夯扩桩等,江汝平<sup>[11]</sup>从施工角度总结了基础选型的一般方法,但很少有文献报道按岩溶的埋藏条件来进行地基基础选型。

方云飞等<sup>[12]</sup>结合唐山浅覆盖岩溶地区某高层建筑桩筏基础设计实践,分析了嵌岩桩试桩达不到设计要求的原因,指出岩溶地区的嵌岩桩由于基岩面起伏较大,控制嵌岩桩的入岩深度难度较高,应进行“一桩一探”的施工勘察,同时指出采用桩侧、桩端后注浆工艺可一定程度消除施工勘察无法揭露的隐蔽岩溶隐患,且能有效提高基桩承载力。

岩溶地区由于可能存在溶沟、溶槽、石芽、隐伏溶洞等不良地质条件,在其上建设高层建筑往往需要进行稳定性和变形分析,例如,符策简<sup>[13]</sup>和张建同<sup>[14]</sup>指出,目前主要是采用定性和半定量方法进行分析,定量方法多采用有限元软件进行,主要分析隐

第一作者简介:李想(1991-),男,硕士,工程师,注册土木工程师(岩土),研究方向:桩基工程、基坑工程、岩土工程数值分析。E-mail:lixiang@sgdi.com。

收稿日期:2019-04-30

伏溶洞及其顶板的变形规律,说明目前并没有可靠的具有公信力的计算方法来进行岩溶地基的稳定性分析。

郑伟国<sup>[15]</sup>根据深圳龙岗爱地花园二期和盛龙花园二期桩基设计的工程实践,提出对于浅覆盖型岩溶地区应采用桩筏基础,分散岩溶风险,对深覆盖型岩溶地区不应触及基岩,采用摩擦桩方案,避开岩溶风险。

鉴于以上工程实践经验,在岩溶地区进行桩基选型时,应首先考虑有无避开复杂岩溶环境的方案,当无法回避时,再考虑将荷载传递到岩溶上。位于浅覆盖型岩溶地区,基岩埋藏较浅或基岩上覆土层无法提供足够的承载力,只能按端承桩进行设计时,应考虑地基-基础共同作用以分散上部结构荷载,或穿透岩溶发育岩层进入岩溶稳定地层,减少溶洞发生塌陷的风险。而位于深覆盖岩溶地区的桩基础,应则充分发挥岩溶上覆地层的承载力,从而避开岩溶发育的不利地段,达到桩基优化的目的。

本文结合深覆盖岩溶地区高层建筑项目,详细介绍了其桩基优化、大面积工程桩施工以及桩端后注浆施工情况,试桩检测 results 和塔楼沉降观测结果表明,单桩竖向极限抗压承载力和基础刚度均能够满足设计要求。

### 1 工程及工程地质概况

#### 1.1 工程概况

项目位于广西南宁市五象新区,总建筑面积约 207 000 m<sup>2</sup>,包括 A、B、C 三座塔楼及其裙楼、地下室(图 1)。其中 A 座塔楼为项目最高塔楼,建筑高度 177 m,地上 42 层,地下 3 层,结构形式为框架-核心筒,塔楼平面尺寸为 46.1 m×53.3 m,其中核心筒区域尺寸为 18.8 m×24.5 m。

#### 1.2 工程地质概况

本文以 A 座塔楼下的勘察情况为例说明工程问题,如图 2 所示,可以看出钻孔布置相对于塔楼有所偏离,这是由于塔楼结构方案历史上出现了较大的变更。场地典型工程地质剖面如图 3 所示,可以看出场地地层起伏较大、较不均匀,勘察期间塔楼区域地面高程为 89.96~96.23 m,而实际项目介入时,塔楼区域土方已开挖至筏板顶标高 85.79 m,坑底揭露的地层包括黏土②、含角砾黏性土③、角砾④和砂岩⑤,塔楼下各岩土层分布及特征分述如下:



图 1 建筑效果图

Fig. 1 Architectural rendering

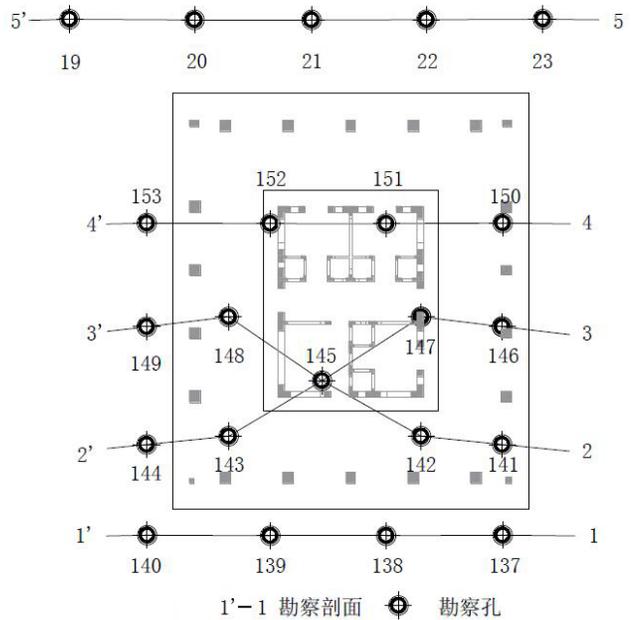
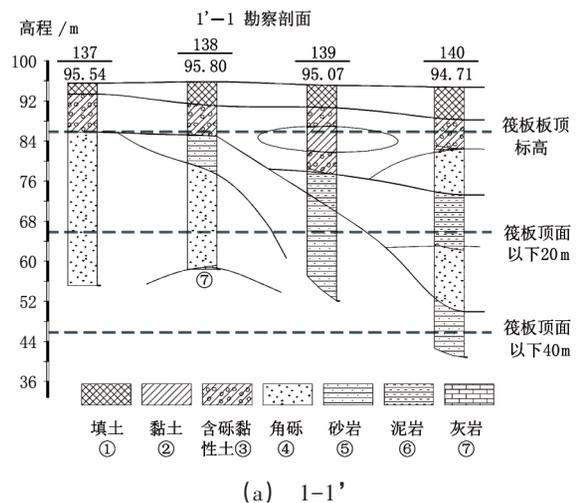


图 2 塔楼下勘察孔平面布置图

Fig. 2 Layout of boreholes below tower building



(a) 1'-1'

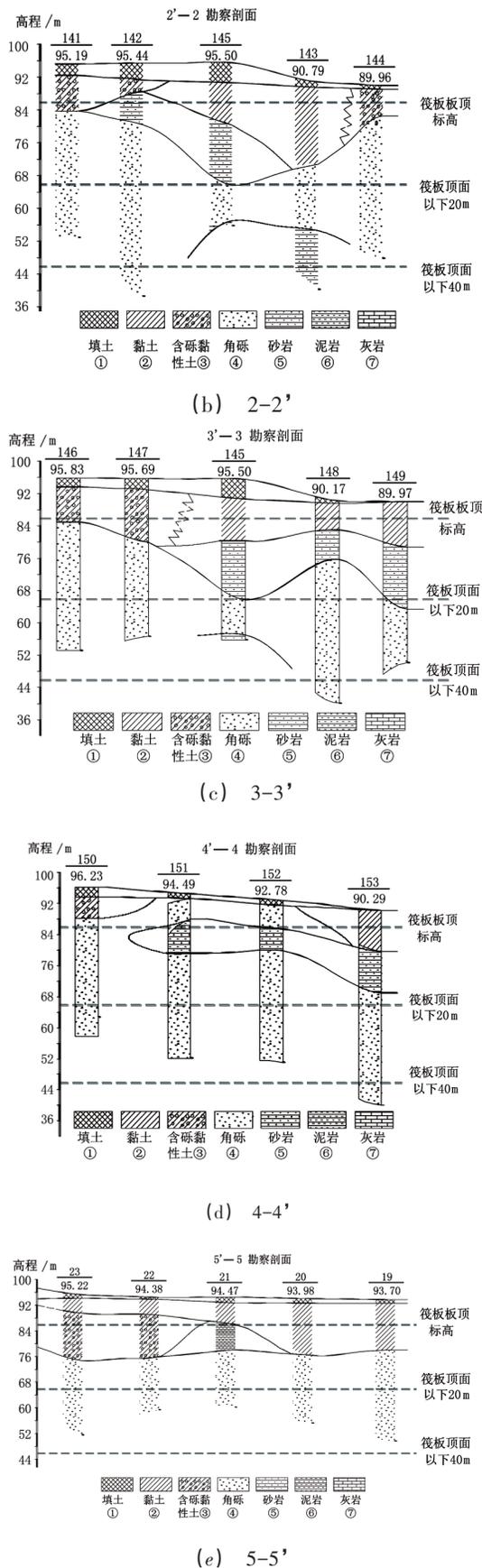


图 3 典型工程地质剖面图

Fig. 3 Geological profile of typical project

(1)黏土②:硬塑—坚硬,含少量砂砾,局部为粉质黏土或粉土,土质相对较均匀,黏性一般。厚度变化大,属中等压缩性土,标准贯入试验修正击数标准值 12.5 击;

(2)含角砾黏性土③:硬塑—坚硬,砾石含量为 20%~30%,其余为黏性土,局部地带为含黏性土砾石,土质不均匀。厚度变化大,分布在场地大部分地段,属中等偏低压缩性土,标准贯入试验修正击数标准值 13.1 击;

(3)角砾④:中密,局部密实,为全风化硅质岩层,棱角状,大部分粒径为 0.5~2.0 cm,含量约为 80%~95%。上部充填较多黏性土和砂砾,往下越少,局部夹薄层硬塑或坚硬黏性土,分布在场地绝大部分地段,属低压缩性土,重型动力触探试验修正击数标准值 14 击;

(4)砂岩⑤:全风化—强风化,岩体破碎,风化裂隙发育,部分风化节理裂隙已把砂岩切割为块状,裂隙间充填有黏土。场地局部有揭露,属中等压缩性土层,重型动力触探试验修正击数标准值 14.2 击。

(5)泥岩⑥:软岩,全风化成黏土状。仅在钻孔 BH-139 和 BH-140 揭露,常在角砾层中以夹层形式产出,属软弱夹层,具有高压缩性;

(6)灰岩⑦:中风化,岩体裂隙较发育,裂隙面有溶蚀痕迹。岩芯呈短柱状,长度 5~30 cm 不等,岩芯采取率 20%~50%,属较硬岩,塔楼下仅在钻孔 BH-138 下揭露 0.8 m 厚度的灰岩,未揭穿。但从邻近区域勘察钻孔来看,其分布于整个场地,属较硬岩,岩体基本质量等级为 IV 级。

### 1.3 岩溶发育情况

A 座塔楼下除个别钻孔揭露灰岩外,整体灰岩埋藏较深,A 座塔楼位置上覆土层厚度大于 30 m,未见岩溶,属于深覆盖岩溶地区。但是,从整个项目场地角度分析:本次钻孔钻探孔总数为 149 个,揭露灰岩的钻孔共 63 个,占比约为 42%。非 A 座塔楼区域场地揭露灰岩地质剖面图如图 4 所示,灰岩基岩面标高一般为 46.8~76.9 m,岩面起伏剧烈,且钻探过程中发现较多风化裂隙面,提取的岩芯较破碎,表面常见溶蚀痕迹,从充填情况分析,溶洞与地表连通性强,多为开口型溶洞,溶洞大多被黏性土、角砾、泥岩及砂岩充填,钻探施工时钻孔多数返水。因此,不排除 A 座塔楼下更深层处存在岩溶的可能。

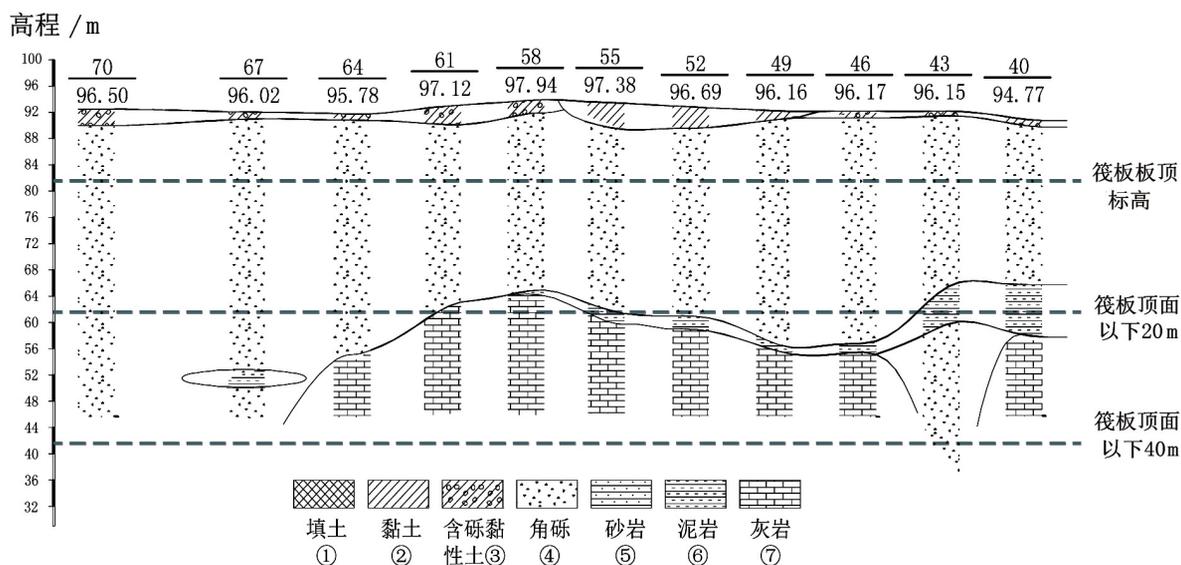


图4 非A座塔楼区域场地揭露灰岩地质剖面图

Fig. 4 Geological profile showing limestone outside of the site of A-tower building

## 2 桩基方案优化

根据工程地质条件,塔楼下部地层条件较为复杂,现场塔楼下基坑已开挖至坑底,原桩基拟全部采用旋挖成孔灌注桩,由于桩基方案的选型及施工对总体工程的施工进度影响较大,鉴于本项目工期较紧,目标工期为1个月,应确保桩基工程的施工进度,同时也要确保桩基的安全与质量。

原设计方案采用旋挖灌注桩,平均桩长40 m,根据图3的工程地质情况,如采用该方案,则现状勘察钻孔深度因未能到达桩端以下主要压缩层,不满足规范要求,此外,更深层次的勘察极易揭露灰岩,应进行“一桩一勘”的施工勘察,工期受损,如若遇到溶洞则需继续钻进,工期则进一步牺牲。

优化方案采用灌注桩桩端后注浆方案,充分挖掘地层承载力潜力,避开深层岩溶难题,同时考虑变刚度调平设计,参考上海中心大厦<sup>[16]</sup>的长短桩变刚度调平设计理念,将核心筒区域桩长缩短至28 m,非核心筒区域桩长缩短至23 m,下面详细介绍桩基方案优化前后的对比情况。

### 2.1 桩侧摩阻力及端阻力

表1为原设计和采用桩端后注浆优化后,泥浆护壁钻孔灌注桩的桩侧摩阻力、桩端阻力取值。表1中初步设计的桩侧摩阻力、桩端阻力取值为勘察报告建议值,桩端后注浆优化后的桩侧摩阻力和桩端阻

力取值依据《建筑桩基技术规范》<sup>[17]</sup>第5.3.5条及5.3.10条进行考虑,并且已综合考虑桩端尺寸效应折减。对比原设计,特别是对比角砾④、砂岩⑤,桩侧摩阻力、桩端阻力提高1倍以上。

表1 桩基计算参数优化前后对比

Table 1 Comparison of pile calculation parameters before and after optimization

地层	原设计(优化前)		后注浆(优化后)	
	桩侧阻力/kPa	桩端阻力/kPa	桩侧阻力/kPa	桩端阻力/kPa
填土①	/	/	/	/
黏土②	70	/	80	/
含角砾黏土③	60	/	120	/
角砾④	135	3 000	300	9 000
砂岩⑤	100	1 200	200	3 000
泥岩⑥	70	/	100	/
灰岩⑦	280	8 000	/	/

注:表中数值均为极限值的标准值。

### 2.2 单桩承载力

A座塔楼核心筒区域的钻孔编号为BH-145、BH-147、BH-151、BH-152;非核心筒区域的钻孔编号为BH-19、BH-20、BH-21、BH-22、BH-23、BH-

137、BH-138、BH-139、BH-140、BH-141、BH-142、BH-143、BH-144、BH-146、BH-148、BH-149、BH-150、BH-153。

筏板顶标高为 85.79 m,核心筒区域底板厚度为 3.2 m、非核心筒区域板厚度为 2.6 m,核心筒区域桩长为 28 m、非核心筒区域桩长为 23 m。依据钻孔信息,除 BH-139 以砂岩⑤为持力层外,其余均以角砾④层为持力层,此外,仅在钻孔 BH-139 和 BH-140 含有软弱泥岩夹层。假定优化前后核心筒区域桩长均为 28 m、非核心筒区域桩长均为 23 m,以各钻孔处地层信息计算的核心筒区域和非核心筒区域优化前后的单桩承载力如表 2 所示,可看出除含有 7.5 m 厚泥岩夹层的 BH-139 钻孔外,依据其余钻孔,优化后承载力均可达到单桩竖向抗压承载力设计值不低于 10 260 kN 的设计要求,且采用桩端后注浆,承载力可提高 2 倍以上。

### 2.3 桩基方案优化前后对比

原桩基设计方案:核心筒区域与非核心筒区域桩长相同,平均桩长 40 m、桩径 1 000 mm、总桩数 266 根。

优化后方案:采用桩端后注浆方案,核心筒区域注浆量为 6 t,非核心筒区域注浆量为 5 t,保持桩径 1 000 mm 不变,核心筒区域桩长减短至 28 m、非核心筒区域桩长减短至 23 m,总桩数为 266 根,后根据试桩结果进一步取消 26 根,最终工程桩总数为 240 根,其中核心筒区域 70 根、非核心筒区域 170 根,图 5 为优化后桩基平面布置图。原方案桩长总和为 10 640 m、优化后方案桩长总和为 5 870 m,如假定不同深度、不同地层的施工难度相当,则旋挖施工进尺减少 45%。而实际施工中桩越长出渣效率会越低,且角砾层中旋挖施工效率较黏土层或含砾黏土层更低,保守估计旋挖施工进尺可减少 50% 以上,优化后施工工期减半。

## 3 大面积工程桩及桩端后注浆施工

### 3.1 工程桩施工情况

工程桩灌注桩采用正循环泥浆护壁旋挖钻孔施工工艺,在大面积工程桩施工过程中,对各工程桩的钻孔孔深、实际灌注混凝土方量进行了详细的记录。除早期施工的 24 根桩数据缺失以外,对其余的 216

表 2 单桩竖向抗压承载力优化前、后对比结果

Table 2 Comparison of compressive bearing capacity of single vertical piles before and after optimization

所在区域	钻孔编号	单桩竖向抗压承载力设计值/kN		提高倍数
		优化前	优化后	
核心筒区域	BH-145	6 105	13 800	2.26
	BH-147	6 794	15 957	2.35
	BH-151	6 925	16 186	2.34
	BH-152	6 957	16 279	2.34
	BH-19	5 522	12 735	2.31
	BH-20	5 357	12 227	2.28
	BH-21	5 762	13 536	2.35
	BH-22	5 191	12 299	2.37
	BH-23	5 055	11 971	2.37
非核心筒区域	BH-137	6 052	14 365	2.37
	BH-138	5 728	13 440	2.35
	BH-139	4 145	6 387	1.54
	BH-140	4 929	10 911	2.21
	BH-141	6 052	14 365	2.37
	BH-142	5 901	13 933	2.36
	BH-143	4 786	10 471	2.19
	BH-144	5 988	14 212	2.37
	BH-146	6 052	14 365	2.37
	BH-148	5 639	13 184	2.34
	BH-149	4 755	10 559	2.22
BH-150	6 052	14 365	2.37	
BH-153	5 107	11 586	2.27	

注: BH-139 钻孔未能达到单桩竖向抗压承载力设计值不低于 10 260 kN 的设计要求。

根桩的充盈系数进行了统计,平均值为 1.22,方差为 0.12,详细统计直方图结果如图 6 所示,充盈系数大于 1.2 的桩有 123 根,约占所统计的总桩数的 56.9%,充盈系数大于 1.3 的桩有 25 根,约占所统计的总桩数的 11.6%,一般认为充盈系数大于 1.2 为异常值,造成充盈系数偏大的原因理论上主要包括孔径偏大或塌孔严重,现场未能进行孔径的测量,但工人操作熟练,这里认为主要是由于塌孔严重造成,个别桩塌孔更为严重,充盈系数达到 1.55。塌孔严重势必会造成沉渣变厚,使得设计采用的桩端阻力极限值未能发挥,进而影响单桩竖向抗压承载能力。

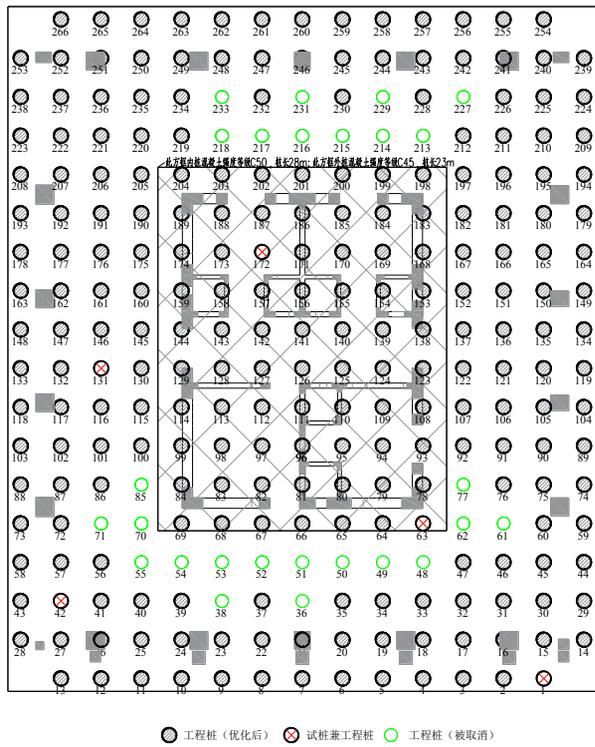


图5 优化前后桩基平面布置图

Fig. 5 Layout of piles before and after optimization

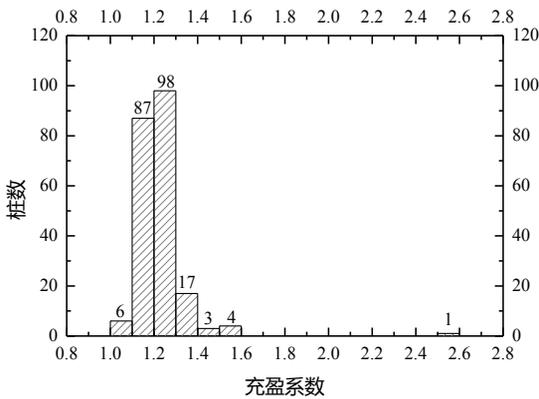


图6 充盈系数统计直方图

Fig. 6 Histogram of fullness coefficients

3.2 桩端后注浆施工情况

桩端后注浆浆液采用P. O. 42. 5级普通硅酸盐水泥,浆液水灰比取0. 55~0. 65,注浆流量控制在40 L·min<sup>-1</sup>以内。桩端分二次注浆,第一次注入75%注浆量,间隔不小于1. 5小时后,将剩余25%浆液注入,停止注浆采用注浆压力和注浆量“双控法”,即水泥总用量不少于75%,且注浆压力不小于5 MPa。

为了最大限度节约工期,灌注桩桩端后注浆施工与旋挖成孔灌注桩施工交叉流水施工,后注浆施工应于工程桩成桩至少3天后进行,以免桩身因强度

不足被注浆压力冲击破坏,从而影响桩身质量。同时,为了避免注浆时浆液穿入正在成孔或未灌注混凝土的桩孔,后注浆施工应注意距离最近的桩孔至少3个桩位的间距。

当发生冒浆、串孔时,应采用间歇注浆法施工、直到不冒浆且注浆量达到设计要求;若发现注浆管堵死,应采取提高周边未注浆的注浆管的注浆量进行补强的应急处理措施,确保每根工程桩的平均注浆量达到设计要求。

现场后注浆施工结果如下:注浆管完全失效导致未能注浆的桩有6根,注浆压力大于5 MPa而终止注浆的有5根,冒浆导致注浆不足的有11根,其余均按照要求完成注浆。可见,后注浆施工异常比例不到10%,后注浆施工总体达到预期。

4 优化方案实施效果分析

现场3台旋挖机、3台BW150型注浆泵,经过40 d的施工,完成了240根工程桩的施工,圆满达到了预期的施工速度。下面结合工程桩试桩检测结果、塔楼沉降及沉降差观测结果,进一步分析后注浆的有效性。

4.1 工程桩试桩检测结果分析

选取了1#桩、42#桩、63#桩、131#桩和172#桩作为检测试桩,其中63#桩和172#桩位于核心筒区域,桩长28 m,1#桩、42#桩和131#桩位于非核心筒区域,桩长23 m。试桩所在位置如图5所示,各试桩注浆量、成桩完成至试桩的成桩休止期以及注浆完成后至试桩的后注浆休止期,分别如表3所示,各试桩的单桩竖向抗压试验极限荷载均设定为20 520 kN。

根据试桩数据资料及试桩结果汇总表,按照《建筑基桩检测技术规范》<sup>[18]</sup>中有关单桩竖向承载力的确定方法,本次检测的5根试单桩竖向抗压极限承载

表3 试桩参数一览表

Table 3 Designed parameters of test piles

编号	注浆量/ 吨	成桩休 止期/天	后注浆休 止期/天	桩径/ mm	桩长/m
1#	5	28	25	1 000	23
42#	5	46	39	1 000	23
63#	0	42	34	1 000	28
131#	5	22	14	1 000	23
172#	6	28	23	1 000	28

注:1#,42#,63#,131#,172#均为随机选取,其中63#试桩因注浆管堵塞,未能注浆,现场通过对64#和78#加大注浆量至10 t的方式对其进行补救注浆。

力均不低于 20 520 kN,单桩竖向抗压承载力特征值均不低于 10 260 kN,达到设计要求,加载量-沉降量发展情况如图 7 所示,可看出除接近较差的泥岩区域的 42#外,其余各试桩的单桩刚度总体较大,单桩承载力仍有较大程度的富余量。特别值得注意的是,63#未能完成注浆,通过提高邻近工程桩注浆量的方式,也能达到预期承载力。

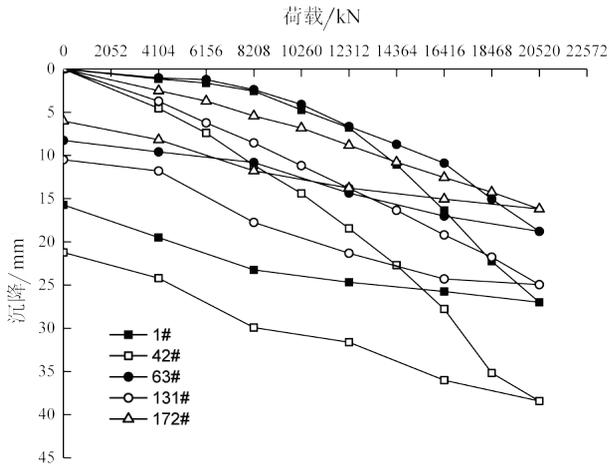


图 7 单桩竖向抗压承载力检测结果

Fig. 7 Test results of compressive bearing capacity of single vertical piles

#### 4.2 塔楼沉降及沉降差观测结果分析

如图 8 所示,为了监测塔楼沉降发展情况,于塔

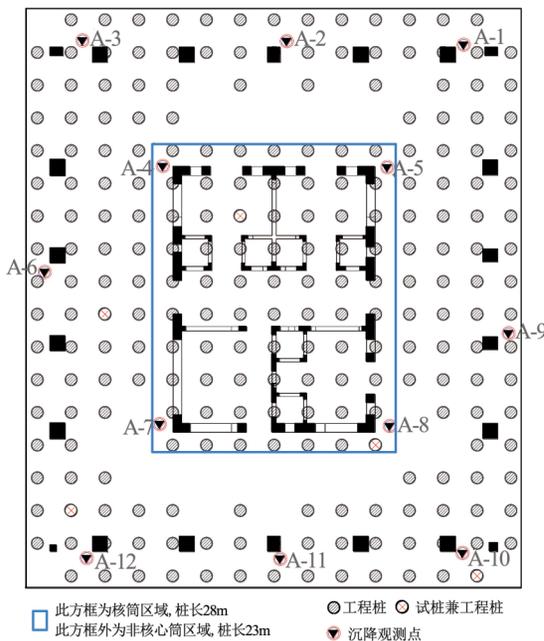


图 8 塔楼沉降观测点平面布置图

Fig. 8 Layout of settlement monitoring points for tower building

楼底板处布置了 A-1~A-12 共 12 个沉降观测点,其中 A-4、A-5、A-7、A-8 点位于核心筒 4 个角点。目前塔楼已建至 37 层,接近封顶(42 层),塔楼底板沉降发展情况见图 9。

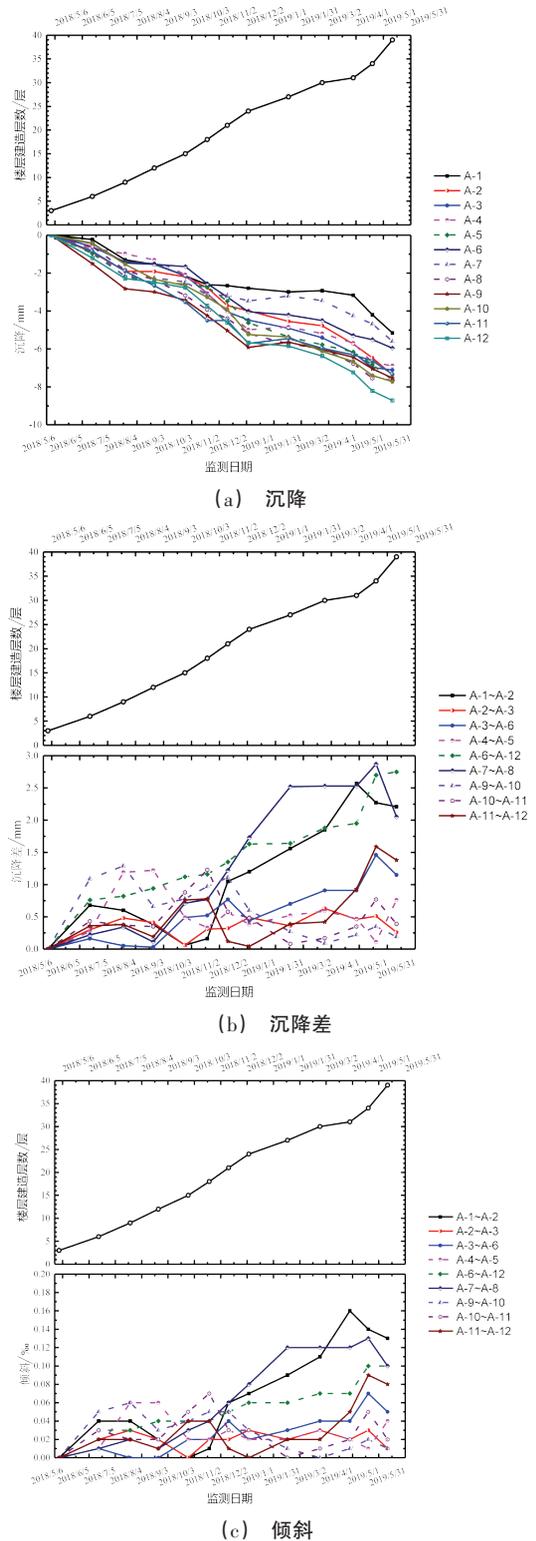


图 9 塔楼底板变形发展历时曲线

Fig. 9 Temporal curve of deformation of tower building base

目前塔楼最大沉降为8.72 mm,远远低于《建筑地基基础设计规范》<sup>[19]</sup>允许的20 cm基础平均沉降量,其中A-1、A-6、A-7点处的沉降较其他测点小,最小仅为5.16 mm,说明基础刚度尚有较大余地。差异沉降最大为3.56 mm(A-1和A-12测点),局部沉降差最大为2.87 mm,其中较大的沉降差发生在A-7~A-8、A-1~A-2、A-6~A-12,建筑基础倾斜最大为0.16‰,其中较大的倾斜发生在A-1~A-2、A-6~A-12和A-7~A-8,远远低于规范要求的2‰,说明长短桩结合的基础型式使得高层建筑基础刚度得到了较合理的配置。

塔楼底板的沉降等值线如图10所示,可看出由于地基土的不均匀性,沉降分布形式较不均匀,并未出现软土均匀地层中的“锅底形”沉降模式,如金茂大厦<sup>[16]</sup>、上海环球金融中心<sup>[16]</sup>、上海中心大厦<sup>[20]</sup>等。筏板在西南角泥岩区域附近沉降略大,整体上在东北角和西南角倾斜最严重,但整体倾斜度并不大。核心筒四个角点A-4、A-5、A-7、A-8,除西南角靠近泥岩区域以外,其他三个角点沉降与非核心筒区域沉降变化梯度不大,说明变刚度调平设计对减小核心筒区域和非核心筒区域的沉降差异产生了较大的效果。

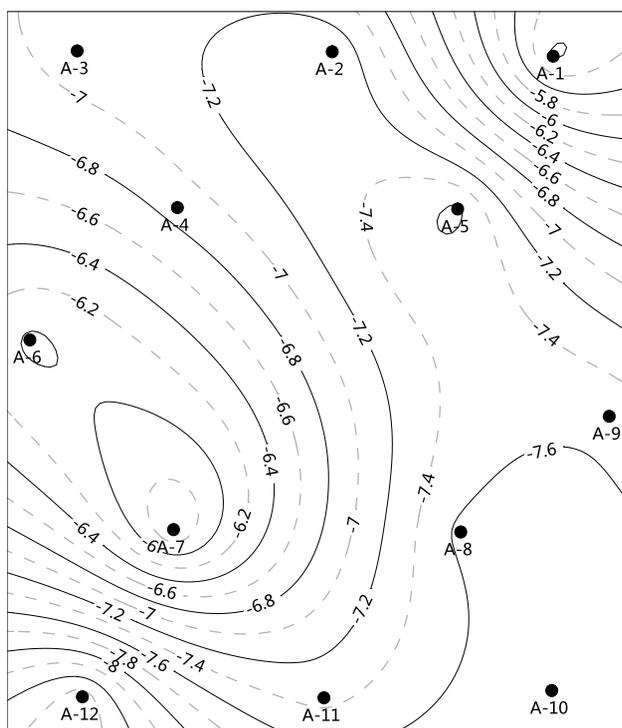


图10 底板沉降等值线(单位:mm)

Fig. 10 Contours of settlement of tower building base (unit: mm)

## 5 结论

(1)深覆盖型岩溶地区高层建筑桩基设计可通过桩端后注浆技术充分挖掘岩溶上覆地层的承载力,从而规避岩溶风险,提高工程安全度;

(2)充盈系数是反映钻孔灌注桩施工的重要参数,可间接反映钻孔灌注桩施工的质量,本项目地层角砾含量高,旋挖钻孔灌注桩充盈系数较大,平均值为1.22,其中充盈系数超过1.2的约占56%,超过1.3的约占10%,说明角砾地层中施工质量难以保证,易产生较厚的桩端沉渣,如不进行后注浆施工可能会严重影响单桩承载力;

(3)试桩检测 results 和塔楼沉降观测结果表明,桩端后注浆技术可有效减轻泥浆护壁旋挖灌注桩桩端沉渣对承载力的影响,试桩的单桩承载力基本可达到预期值,基础刚度远超预期;

(4)如后注浆施工时部分桩的注浆管堵塞导致无法注浆,可通过加大邻近未注浆桩注浆量的方式,进行补救注浆施工,也可达到预期承载力;

(5)采用长短桩变刚度调平设计对于减小高层建筑基础的差异沉降具有明显作用。

## 参考文献

- [1] 卢海平,张发旺,赵春红,等.我国南北方岩溶差异[J].中国矿业,2018,10(27):317-319.
- [2] DBJ/T 15-136-2018 岩溶地区建筑地基基础技术规范[S].2018.
- [3] 尹骥,李想,卫佳琦,等.岩溶场地的超高层建筑地基处理[J].建筑科学,2018,10(34):23-28.
- [4] 熊志涛,刘鹏瑞,杨涛,等.江夏法泗岩溶塌陷区冲孔桩施工引发岩溶塌陷的成因机理[J].中国岩溶,2018,37(1):120-129.
- [5] 吴福忠,徐建东,石灰岩地区桩基施工质量隐患防治研究[J].工程与建设,2006,20(5):489-490,493.
- [6] 曾帅.岩溶地区桩基施工及泥浆护壁机理研究[D].淮南:安徽理工大学,2018.
- [7] 何华.岩溶地区钻孔桩基础施工疑难处理措施[J].铁道建筑,2006(9):4-6.
- [8] 姜伏伟.岩溶塌陷发育机理模式研究[J].中国岩溶,2017,36(6):759-763.
- [9] 高培德,王林峰.覆盖型岩溶塌陷的塌陷机制分析[J].中国岩溶,2017,36(6):770-776.
- [10] 罗小杰,沈建.我国岩溶地面塌陷研究进展与展望[J].中国岩溶,2018,37(1):101-111.
- [11] 江汝平.岩溶地区地基基础评价及选型[J].北方建筑,2017(3):9-11.

- [12] 方云飞,孙宏伟,阚敦莉. 唐山岩溶地区桩基工程问题分析与设计要点[J]. 岩土工程学报,2013, 35(S2): 1117-1121.
- [13] 符策简. 岩溶地区隐伏溶洞顶板稳定性及变形分析[J]. 岩土力学,2010(s2): 288-291.
- [14] 张建同,陈顺军,刘素梅,等. 隐伏岩溶条件下的上部结构—基础—地基共同作用数值模拟分析[J]. 中国岩溶,2018,37(5):792-798.
- [15] 郑伟国,谢毓才,薛绪标. 岩溶地区桩基选型浅谈[J]. 岩土工程学报,2011, 33(S2): 404-407.
- [16] 巢斯,赵锡宏,张保良. 超高层建筑桩筏基础的桩顶反力计算研究[J]. 岩土力学,2011(4): 1138-1142.
- [17] JGJ94—2008 建筑桩基技术规范[S].2008.
- [18] JGJ 106—2014 建筑基桩检测技术规范[S].2014.
- [19] GB50007—2011 建筑地基基础设计规范[S].2011.
- [20] 马思文. 上海中心大厦施工过程中的沉降观测[J]. 测量技术,2015(8): 991-993.

## Optimization of pile foundation for high-rise buildings in deep-covered karst areas

LI Xiang<sup>1</sup>, YIN Ji<sup>1</sup>, WEI Jiaqi<sup>1</sup>, WEI Maji<sup>2</sup>

(1. SGIDI Engineering Consulting (Group) Co., Ltd., Shanghai 200093, China; 2. Jinchuan Yango Real Estate Co., Ltd., Guangxi Zhuang Autonomous Region, Nanning, Guangxi 530028, China)

**Abstract** High-rise buildings, with a height over 150 m, commonly require high bearing capacity of the foundation and a pile-raft foundation is generally adopted. The pile foundation located in the deep-covered karst area should make full use of the bearing capacity of overlying strata and try to avoid the unstable section of the karst to optimize the use of pile foundation. Taking a 177 m-high building project in a deep-covered karst area as an example this paper presents the details of optimized design of pile foundation, large-scale construction and post-grouting at pile tips. Using the scheme of pile tip post-grouting and design of long- and short-piles, lengths of piles under the tower building is optimized from 40 m to 28 m under the core-tube zone and 23 m under the non-core-tube zone. Load tests and subsidence observations show that the vertical ultimate bearing capacity of single pile and foundation stiffness meet the designed requirement, and the differential settlement of foundation is very small, indicating that the post-grouting technology can effectively improve the bearing capacity of piles and the foundation stiffness. Adoption of long-short pile foundation can reduce differential settlement remarkably. Pile post-grouting technology can be recommended in high-rise building projects in deep-covered karst areas to make full use of the bearing capacity of overlying strata above the karst and reduce or avoid the risk of pile foundation across karst zones.

**Key words** high-rise building, deep-covered, karst area, pile foundation optimization, cast-in-situ pile, post-grouting

(编辑 张玲)