

高层住宅基础优化设计实例

古今强¹ 侯家健¹ 陈学伟²

(1、广州市嘉诚建设顾问有限公司 广州 511400; 2、WSP 香港科进有限公司 香港)

摘要:通过对浅层强风化炭质页(灰)岩进行深入的勘察检测和分析,将原设计的冲(钻)孔灌注桩优化为筏形基础,介绍了浅层地基土承载力取值、筏形基础浅埋稳定性分析、基础沉降预测等关键问题和沉降实测数据反演结果,对软硬不均地基上的筏形基础提出采用统计方法预测沉降的思路。

关键词:基础优化设计; 筏形基础; 基础埋置深度; 地基稳定性; 基床系数; 沉降预测

Foundation Optimization for Two Blocks of High-rise Residential Buildings

Gu Jinqiang¹ Hou Jiajian¹ Chen Xuewei²

(1、Guangzhou Jiacheng Engineering Consultant Co.,Ltd. Guangzhou 511400, China; 2、WSP H.K. Ltd. HongKong China)

Abstract: After detailed geo-tech investigation, site test and data assessments for strong weathered rock stratum, the foundation of two blocks of high-rise residential buildings are optimized from bored piles to raft on strong weathered rock. Some critical technical challenges and their practical solutions are demonstrated and discussed, such as evaluation of bearing stratum capacity, stability of raft with insufficient embedded depth required by the codes of practice, as well as settlement estimation. Records of settlement survey are presented, together with feedback analysis based on survey data. The statistic method to site investigation data is recommended for future settlement estimation.

Keywords: foundation optimization; raft foundation; embedded depth of foundation; subgrade stability; coefficient of subgrade reaction; settlement estimation

湖南郴州某住宅小区共有 37 栋高层住宅,原已由另一家单位完成设计。其中 21# 楼、22# 楼和 23#~24# 楼基础施工时遇到很大困难而被迫停工。建设单位邀请我们咨询处理方案,并进行基础优化设计,本文将介绍 21# 楼和 22# 楼的基础优化设计。

1 工程概况

该工程 21#、22# 楼均为 28 层剪力墙结构,结构总高度 80.5m, 建筑面积分别为 14530m² 和 14170m²。设计使用年限为 50 年, 结构安全等级为二级, 地基基础设计为乙级, 抗震为标准设防类, 基本地震烈度为 6 度, 设计基本地震加速度为 0.05g, 设计地震分组为第一组, 上部剪力墙结构抗震等级为三级, 100 年一遇基本风压为 0.35kN/m², 建筑场地为 I 类。地下水对混凝土结构无腐蚀, 对钢结构有弱腐蚀性。

2 地质情况和原基础方案

岩土勘察报告指出:①拟建场地东北侧约 20m 处有一区域性压扭断裂 F1 通过, 但因其活动年代较久

远, 故对场地稳定性不构成影响; ②受断裂挤压及岩性影响, 场地岩性杂乱破碎, 仅部分钻孔揭露有稳定的第<5>层中风化泥灰岩层, 埋深均在 40m 以下; ③场地表面广泛分布有第<3>层强风化炭质页岩, 层厚 5.5~18.4m, 其物理性质似碎石土类, 但成分和软硬不均、遇水易软化, 每 0.5~2.5m 夹有中风化泥灰岩层, 厚 0.1~0.4m, 最大 1.5m, 呈夹层或透镜体状随机分布。该报告认为第<3>层承载力不足, 建议采用冲(钻)孔灌注桩, 设计参数见表 1, 地质剖面如图 1。

原设计采用冲(钻)孔灌注桩, 以第<5>层中风化泥灰岩为持力层。施工单位在 21# 楼选取 3 根 $\phi 800$ 桩试冲, 结果并不成功, 施工过程中均出现不同程度的塌孔现象, 导致每桩耗时长达 7~15 天, 桩身混凝土充盈系数达 2.1~2.7, 有关各方对桩终孔原则、施工进度、工程量结算等产生较大分歧, 工程被迫停工。

3 基础优化设计方案

经现场踏勘、与相关各方技术人员沟通及查阅原设计图纸和岩土资料, 我们确认冲(钻)孔灌注桩并不适合本工程场地条件, 需考虑其他基础形式。

表1 各岩土层力学性能指标及钻孔桩设计参数

层号	岩土名称	圆锥动	重度	压缩	变形	粘聚	内摩	承载力	桩极限	桩极限
		力触探	γ	模量	模量	力	擦角	特征值	侧阻力	端阻力
		N_{120}	(kN/m ³)	E_s (MPa)	E_0 (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	f_{ak} (kPa)	q_{sk} (kPa)	q_{pk} (kPa)
〈1〉	填土	--	18.0	3.2	--	10	15	--	--	--
〈2〉	粉质粘土	--	19.0	4.9	--	24	14	210	60	800~1200
〈3〉	强风化炭质页岩	8.7	18.6	--	36	30	16	320	100	1500
〈4〉	中风化炭质页岩	14.5	--	--	75	--	--	600	180	2500
〈5〉	中风化泥灰岩	--	--	--	--	--	--	1500	$f_{uc}=10.1\text{ MPa}^*$	

注) f_{uc} 为岩石单轴天然抗压强度标准值。

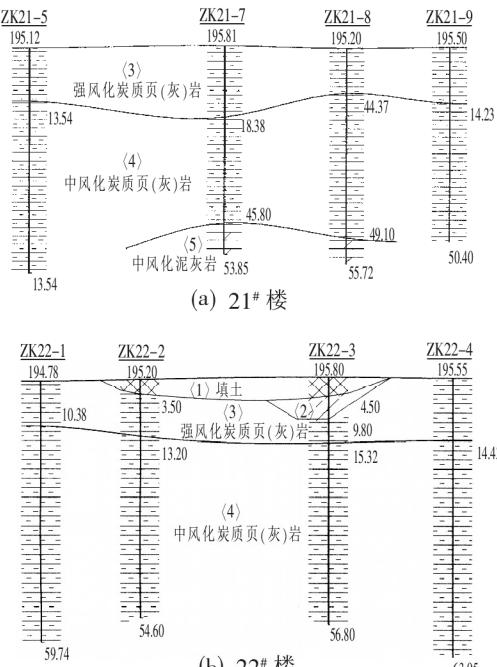


图1 地质剖面图

能否利用浅层地基土的承载能力是我们考虑的重点,结合有关文献经验数据,并对岩土勘察报告进行研读、判断,我们认为表1中第〈3〉层强风化炭质页岩的数据偏于保守,尚有较大的承载潜力:①内摩擦角过小,一般应在28°以上;②地基承载力特征值也偏小,按 $N_{120}=8.7$ 推算可取640kPa,按文献[1]地基承载力弹塑性混合解估算可取710kPa。

在我们的建议下,建设单位委托长沙某检测单位选取有代表性的地段进行了浅层平板载荷试验,测点高程192.0m,以评定第〈3〉层强风化岩的地基承

表2 浅层平板载荷试验结果

测点 编号	压板	最大	总沉	回弹	变形	承载力
	直径 $d(m)$	荷载 (kPa)	降量 (mm)	率 (%)	模量 $E_0(\text{MPa})$	特征值 $f_{ak}(\text{kPa})$
Y01			13.10	25.88	106.7	
Y02	0.8	2400	23.78	19.22	58.7	>1200
Y03			24.77	20.78	56.4	

载力并提供地基变形参数。其结果见表2,由 $p-s$ 曲线(图略)可见最大荷载时曲线仍处于线性段,各试点沉降值均在规范容许范围内, $s/d=0.015$ 对应的荷载值均大于最大荷载的50%,第〈3〉层强风化岩 $f_{ak}>1200\text{ kPa}$ 。该结果印证

了我们对浅层地基土承载力的判断,尤其是YO1试点承载力明显较高,说明岩土勘察报告评价其“软硬不均”是符合实际的。单纯从地基承载力考虑,对28层剪力墙结构似可采用墙下独立基础,但考虑到第〈3〉层的特点,为避免发生局部地基不均匀沉降,并降低施工扰动对承载力的不利影响,最后决定采用筏形基础,以第〈3〉层为持力层。

4 基础优化设计

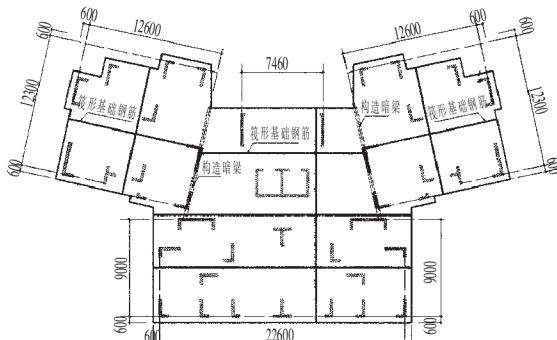
根据岩土勘察报告、浅层平板载荷试验报告以及原设计单位提供的基础荷载数据,以基础顶面为界进行了基础优化设计。以ETABS软件分别采用倒楼盖模型和考虑上部结构刚度的Winkler弹性地基梁板模型进行分析对比,结果表明其内力分布规律较吻合,但后者的内力需求略大且更符合结构实际受力情况,故按其分析结果进行筏板结构设计和沉降预测。

计算分析时,通过改变筏板外挑尺寸而调整其平面形心位置,进而控制上部竖向荷载偏心距 e_y 。当筏板大部分外挑600时,D+L工况 $e_y=0.244, 0.035\text{ m}$,均满足 $e_y \leq 0.1W/A$ 的规范要求^[2-3]。

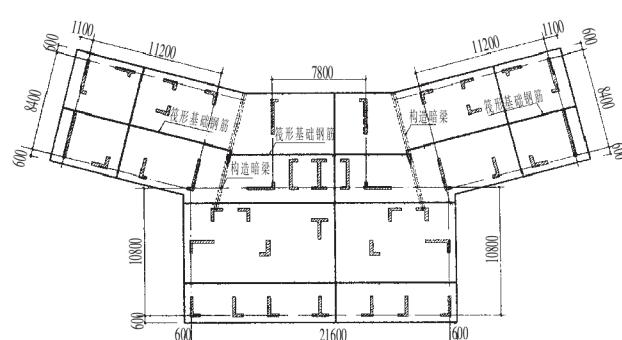
采用厚1.5m的平板式筏形基础,混凝土强度等级C40,选取不利位置进行筏板抗冲切和抗剪验算,其结果均满足规范要求,且富余度普遍超过20%。

根据ETABS分析得到的内力分布进行筏板抗弯承载力计算,采用HRB335钢筋,双层双向Φ25@180配筋,在个别墙下底筋和跨度较大的板跨面筋配置附加筋。

筏形基础由3块矩形筏板块组成,其中2块斜交。基础配筋时各矩形筏板块内的钢筋按各自轴线方向布置;在斜交与正交板块相交处设置构造暗梁,斜交与正交板块的钢筋均伸入暗梁内锚固(如图2),简化了钢筋连接,方便施工。



(a) 21# 楼



(b) 22# 楼

图 2 筏形基础配筋示意图

5 关键技术问题的处理和分析

5.1 平面形状不规则筏形基础的等效底面宽度

在分析地基稳定性和调整基床系数等环节都用到“基础底面宽度 b ”这个计算参数,本工程基础为非矩形筏板,需要等效换算。用变形模量 E_0 手工估算地基平均沉降^[2,4]时,将不规则平面划分为多个矩形计算过于繁琐,故需要适当简化。参照文献[5]处理平面形状不规则桩基沉降计算的办法,按等面积、等长宽比等效换算为 $34.72\text{m} \times 20.59\text{m}$ (21#楼)和 $35.74\text{m} \times 18.16\text{m}$ (22#楼)的矩形筏板。根据以往多个工程的计算对比,以等效矩形替代原基础底面,可满足工程精度要求。

5.2 基础埋置深度

(1) 问题的提出

原设计采用桩基础,承台面标高 -2.8m ,承台厚度普遍在 1.6m 以上,大体上满足桩基础埋深 $1/18$ 建筑总高度的规范^[2-3]要求。

优化设计后改用天然地基,若按规范要求 $1/15$ 建筑总高度取基础埋置深度 5.3m ,则基础顶面标高需降低至 -3.8m ,由此可能引起以下问题:①增加首层墙的高度,不但可能降低其承载力,甚至还会改变上部结构计算简图;②原设计无地下室,建设单位为尽快复工、避免重新申报规划,决定优化设计后仍不设地下室,如机械地按规范要求决定基础埋置深度,则势必增加无谓的土方开挖回填量、基坑支护的造价,工期也增加较多。优化设计时,基础顶面标高仍取 -2.8m ,相应基础埋深为 4.3m ,略小于规范要求 5.3m ,因此进行地基稳定性验算以论证其可行性。

(2) 分析的简化

采用“拟静力法”计算地震作用及其效应。现行设计规范^[3]采用总安全系数法验算抗滑移、抗倾覆

和地基整体稳定性,故上部结构的地震效应采用弹性中震工况^[6]。基础宽度方向的水平荷载和倾覆弯矩较大,而基础底面边缘抵抗矩较小,故仅验算基础宽度方向的地基稳定性。

(3) 偏心、水平荷载作用下抗滑移稳定性和抗倾覆稳定性计算

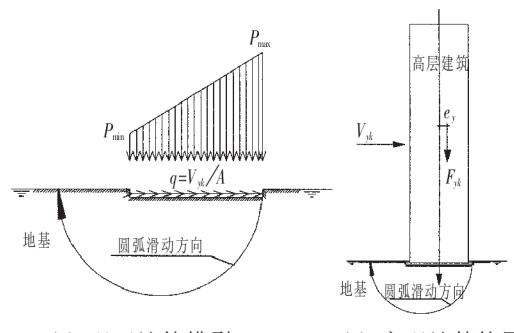
$$k = \frac{(F_k + G_k)\mu}{V_{yk}} > 1.3 \quad (1)$$

$$k = \frac{F_k y + G_k y_0}{V_{yk} h + M_{yk}} > 1.6 \quad (2)$$

式中: F_k 为 $D+L$ 工况上部结构传至基础顶面的竖向力标准值; G_k 为基础自重和基础上的土重; μ 为基底摩擦系数,偏于安全取 0.2 ; V_{yk} 、 M_{yk} 分别为上部结构传至基础顶面的水平力标准值和倾覆力矩标准值; h 为基础上部结构的厚度,本工程为 1.5m ; y 、 y_0 分别为 F_k 、 G_k 至基础外边缘点的距离。

(4) 偏心、水平荷载作用下地基整体稳定性

按平面问题考虑,根据极限平衡理论的圆弧滑动分条法进行分析,采用理正岩土计算软件中的“等厚土层土坡稳定计算”分模块建模计算,自动搜索最不利滑动面并计算最小的整体稳定安全系数。计算简图如图 3 所示。



(a) 理正计算模型

(b) 宏观计算简图

图 3 地基整体稳定性计算简图

由于地震工况下地基土强度较高,故采用静力状态下抗剪强度指标(c 、 φ 值)分析地基整体稳定性通常是偏于安全的,岩土参数按表1输入计算模型图3a。验算时设定了滑动圆弧起点在外边缘点,土层分布选取最不利钻孔ZK21-7,ZK22-3(如图1),把基底压力和平均基底剪力输入计算模型,按瑞典条分法计算出整体稳定安全系数 k_s ,并应满足 $k_s>1.2$ 。

(5) 地基稳定性分析结论

地基抗滑移、抗倾覆和整体稳定性等方面验算结果均满足要求(见表3),而且地基承载力有很大的富余量,基础埋置深度4.3m是完全可行的。

表3 地基稳定性验算结果

栋号	V_{yk} (kN)	M_{yk} (kN·m)	F_k (kN)	抗滑移 系数	抗倾覆 系数	整体稳定 系数
21#	5105	258769	251477	12.4	12.0	2.02
22#	5186	255056	247196	11.8	10.5	1.84

(6) 关于基础埋置深度的讨论

地基稳定性受地下水位、风荷载和地震作用、地质条件等诸多因素影响,基础埋置深度仅是其中之一。对天然地基,即使高层建筑的基础埋置深度小于规范要求,只要满足地基承载力和沉降控制要求,一般便可满足其稳定性要求^[7-8];对复合地基,即使地基承载力和基础埋置深度均满足规范要求,在高烈度设防地区、未加固区存在不良地质的情况下,其稳定性仍有可能不满足要求^[6]。因此不宜拘泥于规范要求,有时又不能仅满足规范要求,应因地制宜、合理分析确定基础埋置深度,有充足依据时可突破规范要求。常用结构分析软件一般不具备验算地基稳定性功能,本文方法可供类似工程参考。

5.3 基床系数取值与沉降预测

本工程根据浅层平板载荷试验数据(见表2)进行推算^[4,9],试验的基床系数 k_v' 按下式确定:

$$k_v' = p/s \quad (3)$$

因承压板直径 $d=0.8m$,需按下式换算成承压板直径0.3m的基准基床系数 k_v :

$$k_v = \left(\frac{2d}{d+0.3}\right)^2 k_v' = \left(\frac{2 \times 0.8}{0.8+0.3}\right)^2 k_v' = 2.12 k_v' \quad (4)$$

根据实际基础尺寸按下式修正为 k_s 后方可用于具体设计:

$$k_s = [(b+0.3)/(2b)]^2 k_v \quad (5)$$

式中: b 为筏形基础的等效宽度。

计算结果见表4,取 $k_s=5 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$,它实际上只是平均基床系数,从总体上确定筏形基础平均沉降。

表4 根据载荷试验推算的基床系数(kN/m^3)

测点 编号	k_v'	k_v	修正后 k_s	
			21# 楼	22# 楼
Y01	183206	384110	98893	99280
Y02	100925	211599	54479	54692
Y03	96891	203142	52301	52506

在上部结构与筏形基础相互作用下,实际地基反力呈两边大、中间小。用单一基床系数输入Winkler地基模型不能反映上述地基反力的分布特点,因此根据规范^[2]的地基反力系数分布规律、适当调整了筏板不同区域的 k_s 值。经计算,21#、22#楼最终平均沉降分别为8.9,9.4mm,最大沉降分别为12.3,12.5mm,最大沉降差分别为5.1,4.2mm。

5.4 沉降观测与反演

(1) 沉降观测

为监测基础沉降进展以及验证沉降计算,在21#、22#楼分别设置12个沉降观测点,从2010年9月基础施工开始进行观测,原则上每层施工后测一次,结构封顶后每7层墙体砌筑后测一次,共进行了30次观测,未发现异常沉降,平均沉降分别为2.53,2.93mm,最大沉降4.0mm,最大沉降差分别为2.4,2.0mm。现该两楼均在装修阶段、荷载增加不大。利用实测沉降曲线(图略)进行经验公式曲线拟合,推算出地基最终平均沉降值分别为3.11,3.55mm。

(2) 沉降经验系数 ψ_s

按规范^[2,4]推荐用变形模量 E_0 估算地基平均沉降的方法,见下式(各符号意义见规范):

$$s = \psi_s p_k b \eta \sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{E_0} \right) \quad (6)$$

式中经验系数 ψ_s 需要积累沉降实测数据进行统计分析,按本工程沉降实测数据反演, $\psi_s=0.167\sim 0.184$,可供郴州类似工程参考。

(3) 实际平均基床系数

根据基底平均压力 p_k 和最终平均沉降推算值 s ,按 $k_s=p_k/s$ 反算,实际平均基床系数 k_s 分别为142224,132752 kN/m^3 ,与表4推算的数据相差很大,但经重新复核,筏形基础结构承载力满足要求。

6 结论与讨论

通过研读岩土勘察报告、补充浅层平板载荷试验,利用浅层地基土承载能力,将原来冲(钻)孔灌注桩修改为筏形基础,减少了施工难度,使本工程恢复

正常施工。沉降实测结果显示,地基沉降不大且均匀,说明在软硬不均场地中采用筏形基础、地基承载力留有余地的思路是成功和有效的。本工程沉降计算值与实测值都很小,虽然相差超过50%,但问题并不突出。对地基土压缩性不低、承载力富余不大,或上部结构体形复杂、荷载悬殊的工程,若产生如此大的计算误差就可能会出现问题。

对岩土勘察报告和载荷试验报告进行深入研读后,我们认为原因在于:①第<3>层持力层中随机分布的“硬夹层”相当于“孤石”;②载荷试验承压板尺寸大体与“孤石”相当(甚至更小),压力影响深度小,承压板与其下“孤石”相对空间位置关系具有很大不确定性,对基床系数的试验结果影响很大,试验结果具有很大的离散性,单个试验结果具有极大的偶然性;③筏形基础尺寸相对于“孤石”大得多,且基底压力影响深度也大,地基软硬不均可忽略不计,上部结构刚度也起到调平不均匀沉降的作用,沉降观测结果印证了这个判断,“孤石”在持力层中的含量是影响筏形基础沉降变形特征的主要因素;④基床系数的规范^[4]修正方法仅适用于匀质土,在软硬不均的地质条件下修正后的基床系数仍难以反映筏形基础的实际沉降变形特征。

对软硬不均地基上的筏形基础,如何提高沉降的预测精度,结合本工程实践提出如下建议:①在勘察阶段应适当增加钻孔数量,尽量查明硬夹层的含量比例;②适当增加载荷试验数量,尽量选用大尺寸的承压板,以增大试验的影响深度,减少与工程实际的差异,除选取偏“软”的点来测定地基承载力外,也应适当选取偏“硬”的点来综合判断地基变形指标;③结合圆锥动力触探试验、旁压试验和标准贯入试验等手段对场地进行普查,统计分析场地“软”、“硬”

(上接第21页)只要在整体结构布置时注意针对现浇空心楼板结构常见的抗扭刚度较小等不足进行调整,则此项技术不仅适用于平面规则方正的大体量展馆、市场类多层建筑,也可以用于高层建筑地下室的各中间层楼板,还可应用于层高受限或需要较高净空的高层建筑标准层中,通过适当的节点构造处理,甚至还可以应用于与钢结构配合的临时建筑中,并且实现施工简便、节省模板、降低层高,减轻结构自重,节省钢筋和混凝土用量等众多良好的综合效益。

的比例,与载荷试验对比、结合经验数据预估基床系数、变形模量等地基变形指标;④设计阶段应采用算术平均或加权平均来确定地基变形指标,不宜简单选用最低试验值;⑤收集本地区类似工程的沉降观测资料,反演总结地基变形指标的地区经验。

参 考 文 献

- [1] 陆培炎. 陆培炎科技著作及论文选集. 北京: 科技出版社, 2006
- [2] JGJ 6-99 高层建筑箱形与筏形基础技术规范[S]
- [3] GB 50007-2002 建筑地基基础设计规范[S]
- [4] JGJ 72-2004 高层建筑岩土工程勘察规程[S]
- [5] 刘金砾, 高文生, 邱明兵. 建筑桩基技术规范应用手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010
- [6] 古今强. 高层建筑复合地基稳定性分析[C]. 第二十一届全国高层建筑结构学术交流会论文集. 北京: 中国建筑科学研究院, 2010
- [7] 张在明, 陈雷. 高层建筑地基整体稳定性与基础埋深关系的研究[J]. 工程勘察, 1994(6)
- [8] 韩小雷, 季静, 李立荣. 地震作用下高层建筑箱(筏)基础埋深的探讨[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2000(9)
- [9] 高大钊. 地铁勘察规范中基床系数的测定方法溯源、分析和建议[C]. 2008 海峡两岸轨道交通建设与环境工程高级技术论坛. 北京: 人民交通出版社, 2008

参 考 文 献

- [1] CECS 175:2004 现浇混凝土空心楼盖结构技术规程[S]
- [2] 盛建忠. 现浇混凝土GBF高强薄壁管空心无梁楼盖施工技术及其应用前景[J]. 建筑结构学报, 2005(5)
- [3] 黄东辉, 侯蒙辉, 刘鑫. 现浇混凝土空心楼盖技术的应用[J]. 陕西建筑, 2007(1)