

目 录

工程编号： 2008-A-002

1、工程概况
2、勘察执行的主要规范标准、勘察目的、工作方法及完成工作量
2.1 勘察工作执行的主要依据和技术标准
2.2 本工程特点、勘察目的及勘察工作量布置原则
2.3 勘察工作方法
2.4 坐标系统、高程系统及高程引测依据
2.5 完成工作量
3、本地区气候条件及区域地质条件
3.1 气候条件
3.2 区域地质构造与地震地质
4、场地工程地质、水文地质条件及周边环境
4.1 地形、地貌
4.2 地基土的构成与特征
4.3 地基土的物理力学性质
4.4 水文地质条件
4.5 不良地质现象
4.6 场地及地基地震效应
4.7 周边环境
5、地基土的分析与评价
5.1 场地稳定性和适宜性
5.2 桩基分析与评价
6、基坑围护方案及设计参数
6.1 基坑围护总体方案
6.2 基坑周边围护墙方案
6.3 场地周边超深基坑工程经验
6.4 基坑围护设计参数
6.5 基坑开挖、围护设计时应注意的岩土工程问题
6.6 基坑降水
6.7 基坑开挖监测
7、地热勘察
8、结论与建议
9、报告说明

附图、表目录

附表 1：地层特性表

附表 2：土层物理、力学性质参数表

序号		图名	图号	张数
上册	1	建筑物及勘探点平面布置图	1-1~1-2	2
	2	图例	2	1
	3	工程地质剖面图	3-1 ~ 3-23	23
	4	钻孔柱状图	4-1-1 ~ 4-15-3	39
	5	静力触探分层参数表	5-1~5-3	3
	6	静力触探测试成果图表	6-1 ~ 6-36	36
	7	孔隙水压力消散曲线	7	1
	8	十字板试验成果图表	8-1 ~ 8-2	2
	9	注水试验分层参数表	9	1
	10	钻孔降水头注水试验成果表	10-1 ~ 10-9	9
下册	11	旁压试验分层参数表	11	1
	12	旁压试验成果表	12-1 ~ 12-30	30
	13	土工试验成果表	13-1-1 ~ 13-32-2	64
	14	固结试验成果图表	14-1 ~ 14-13	13
	15	土层压缩曲线图表	15-1 ~ 15-4	4
	16	固结试验 e ~ logP 成果图表	16-1 ~ 16-4	4
	17	固结回弹试验成果图表	17-1 ~ 17-6	6
	18	三轴试验(UU)强度包线	18-1~18-7	7
	19	三轴试验(CU)强度包线	19-1 ~ 19-5	5
	20	地下水对建筑材料的腐蚀性分析报告书	20	1

附件一：电阻率测试报告

附件二：波速测试报告

附件三：地脉动测试报告

附件四：土层典型土样照片

1、工程概况

1.1 任务来源: 经公开招投标, 我公司成为上海中心大厦工程的中标单位。受建设单位的委托, 我公司对拟建“上海中心大厦”工程进行详勘阶段的岩土工程勘察工作。

1.2 地理位置及工程规模: 拟建“上海中心大厦”位于上海浦东新区陆家嘴中心区, 即原“陆家嘴高尔夫球场”。场地位于东泰路、陆家嘴环路、银城中路、花园石桥路四条道路所组成的范围, 整个基地面积约 30368m², 总建筑面积约为 520000 m², 其中地上建筑面积约 380000m²。

本场地位于上海浦东陆家嘴金融贸易区核心地段, 为陆家嘴金融区最重要的标志性功能性建筑区, 与金茂大厦、环球金融中心成“品”字型分布。塔楼建筑高度为 632m, 建成后将成为我国第一高楼。拟建场地理位置详见图 1。

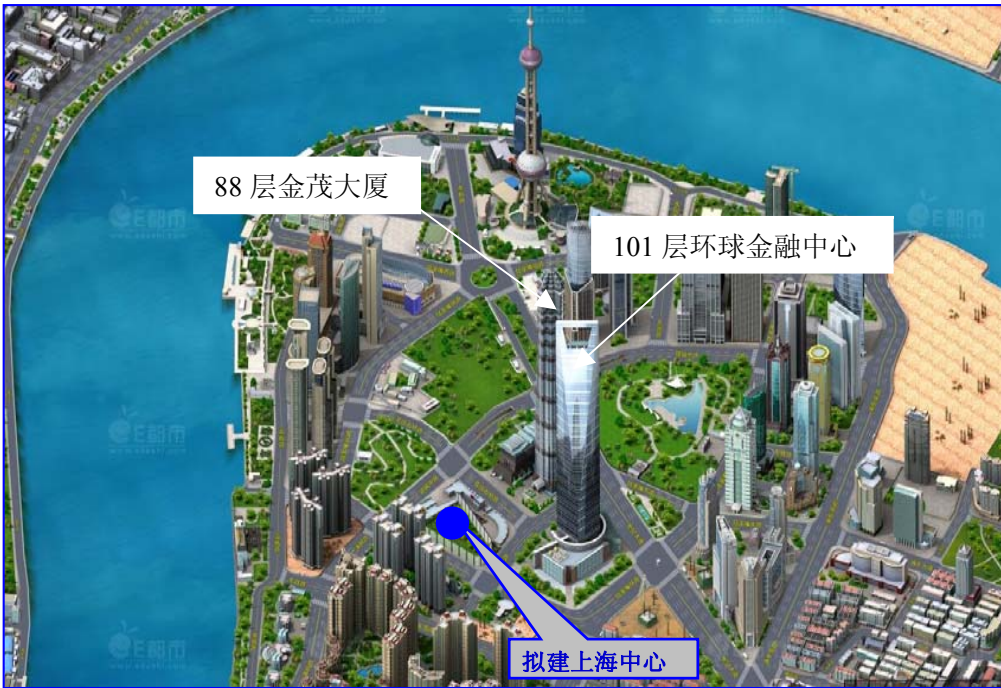


图 1 拟建场地地理位置示意图

1.3 拟建建筑物性质

根据“上海中心大厦工程招标文件”、“上海中心大厦工程招标答疑文件”和设计相关说明, 本工程本项目由 1 幢 122 层塔楼(结构高度 565.6m、建筑顶高度 632.0m)和 1 个 5 层商业裙房(高度 35m)组成, 整个场地下设 5 地下室, 基础埋深约为 25~30m。拟建建筑物的层数、结构类型、基础形式、基础埋深、基础底面荷载等详见表 1, 本工程建筑效果图详见图 2。

拟建建筑物性质一览表 表 1

建筑物名称	层数/高度	结构类型	基础形式	基础埋深(m)	基础底面荷载标准值		有无地下室
					最大(kPa)	一般(kPa)	
上海中心大厦塔楼	122 层 /632.0m	巨形框架核心筒	桩筏基础	30	2500	2200 (投影区) 1300 (底板扩大区)	5层地下室
上海中心大厦裙房	5 层 /35.0m	框架—剪力墙	桩筏基础	25~30	250	220	5层地下室



图 2: 拟建上海中心大厦效果图

1.4 建设单位及设计单位

本工程建设单位: 上海中心大厦建设发展有限公司。
本工程设计单位: 美国Gensler公司、同济大学建筑设计研究院。

1.5 勘察等级

依据拟建工程重要性等级、场地和地基复杂程度等级, 确定本工程勘察等级为甲级。

2、勘察执行的主要规范标准、勘察目的、工作及完成工作量

2.1 勘察工作执行的主要依据和技术标准

2.1.1 上海市工程建设规范:

- A 《岩土工程勘察规范》（DGJ08-37-2002）
- B 《地基基础设计规范》（DGJ08-11-1999）
- C 《建筑抗震设计规程》（DGJ08-9-2003）
- D 《基坑工程设计规程》（DGJ08-61-97）
- E 《岩土工程勘察文件编制深度规定》（DGJ08-72-98）
- F 《岩土工程勘察外业操作规程》（DG/TJ08-1001-2004）
- G 《地基处理技术规范》（DGJ08-40-94）

2.1.2 国家标准:

- A 《岩土工程勘察规范》（GB50021-2001）
- B 《建筑地基基础设计规范》（GB50007-2002）
- C 《建筑抗震设计规范》（GB50011-2001）
- D 《土工试验方法标准》（GB / T50123-1999）
- E 《工程测量规范》（GB50026-2007）

2.1.3 其它行业标准:

- A 《高层建筑岩土工程勘察规程》（JGJ72-2004）
- B 《建筑桩基技术规范》（JGJ94-2008）
- C 《建筑工程地质钻探技术标准》（JGJ87-92）
- D 建设部《建筑工程勘察文件编制深度》（试行）
- E 《静力触探技术标准》（CECS04: 88）

2.1.4 其它:

- A 由建设单位提供的拟建建筑物平面图、设计单位提供的勘察技术要求等。

2.2 本工程特点、勘察目的及勘察工作量布置原则

2.2.1 本工程特点

根据招标文件提供的拟建项目基本情况，本工程具有如下特点:

- (1) 本场地位于上海浦东陆家嘴金融贸易区核心地段，与金茂大厦、环球金融中心成“品”字型分布，塔楼建筑高度为 632m，建成后将成为我国第一高楼。上海为软

土地区，世界上从无在软土地基上建筑高度大于 600m 以上的超高层建筑物的先例。因此本工程塔楼地基基础设计和抗震设防要求远超越一般超高层建筑要求。

(2) 场地紧邻上海金茂大厦和上海环球金融中心等多幢超高层建筑，周围环境复杂，桩基设计与基坑围护设计方案确定时应重视对周围环境的影响。

(3) 本工程主楼区基底荷载很大，裙房及纯地下室区域处于抗浮状态，核心筒与周边荷载差异很大，控制基础的不均匀沉降以及由风荷载、地震荷载引起地基变形等问题难度大。

(4) 本工程基坑范围大，基坑埋深达 25~30m，属深大基坑。基坑东侧、北侧边线至周边道路中心，周边道路下均有市政管线，并距离金茂大厦和环球金融中心地下室较近，应重视深大基坑开挖对周围道路、地下管线以及邻近建筑等的影响。

(5) 根据拟建场地的土层条件，如何合理选择桩基持力层，以满足地基变形与强度之要求；如何选择合理桩型及沉桩设备，控制和减少对周边环境的影响问题以及针对场地巨厚的第四纪松散覆盖层，如何对超高层建筑物的地基土进行地震反应分析等都是本工程需要解决的主要问题。

2.2.2 勘察目的

本次勘察目的是为本工程拟建建筑物的设计、施工提供场地岩土工程勘察资料，同时考虑上述本工程特点，本次详勘具体目的如下:

- (1) 场地的稳定性与适宜性评价。
- (2) 查明场地地形地貌、地层分布情况，提供各土层物理力学参数。
- (3) 查明场地内暗浜等不良地质现象，并提供地基处理方案。
- (4) 查明地下水（潜水和承压水）类型、埋藏条件、土层的渗透性；判别地下水、土对建筑材料的腐蚀性。
- (5) 提供土层剪切波速，判定场地类别，对场地的地震效应进行分析评价。
- (6) 建议桩基持力层，提供桩基设计参数，估算单桩竖向承载力及抗拔力；在进行经济技术比选的基础上，对基础选型提出建议。
- (7) 提供桩基沉降计算所需参数，并根据拟建建筑物荷载对塔楼沉降量采用多种方法进行估算。
- (8) 分析本工程沉（成）桩可行性，并评价本工程地基基础施工对周围环境产生的影响。

(9) 提供基坑开挖设计所需岩土参数, 对基坑围护、降水措施提出建议。

(10) 对拟建场地地基基础设计、施工注意事项等提出建议。

2.2.3 勘察工作量的布置

本工程由上海现代建筑设计集团申元岩土工程有限公司于 2008 年 1 月进行过地质调查工作, 本次针对详勘阶段勘察目的及勘察要求, 按上海市工程建设规范《岩土工程勘察规范》(DGJ08-37-2002)等规范的有关规定, 在充分利用地质调查勘察资料的基础上布置必要的勘察工作量, 以满足规范对勘探孔距、孔深的要求。

2.2.3.1 勘察工作量布置原则

勘探工作量布置主要遵循以下原则:

(1) 考虑整个场地呈四边形, 塔楼扩大区亦呈方形, 故塔楼区与裙房、纯地下室区均采用方格网状布置勘探孔, 塔楼及底板扩大区域勘探孔间距控制较密, 裙房及纯地下室区勘探孔间距控制相对略稀从而达到了突出主楼同时兼顾裙房原则。

(2) 塔楼中心点勘探孔考虑结构抗震设计需要, 布置超深勘探孔(达到基岩面), 以了解本场地第四纪沉积层厚度。

(3) 裙房区域考虑有可能采用逆筑法, 按桩端最大入土深度考虑勘探孔深度。

(4) 对场地内地质调查勘探孔尽量予以利用。

2.2.3.2 主要勘探孔平面位置及孔深

(1) 本方案按“方格网”状布置勘探孔, 塔楼及底板扩大区域勘探孔间距控制在 25m 左右, 裙房及纯地下室区勘探孔间距控制在 25~35m 之间, 满足规范要求, 同时达到突出主楼同时兼顾裙房原则。小螺纹钻孔沿基坑周边及基坑开挖分区线布置, 孔距小于 15.0m, 遇暗浜时控制其边界孔距 2.0~3.0m。

(2) 122 层塔楼控制性勘探孔深度为 185.0m(塔楼中心点孔深 290.0m, 达到基岩面), 一般性勘探孔深度为 100.0m; 5 层裙房勘探孔深度为 80.0~85.0m(纯地下室区域勘探孔深度与裙房相同)。

2.2.3.3 其它试验孔深度及要求

(1) 十字板剪切试验: 本次在拟建场地基坑周边共布置 4 个十字板剪切试验孔, 孔深 21.0~24.0m(至第⑥层终止), 提供第②~⑤_{1b}层原位应力条件下的不排水抗剪强度(Cu)_v和重塑土抗剪强度(Cu)_{'v}。

(2) 注水试验: 本次共布置 4 个现场注水试验孔, 孔深 50.0~60.0m, 提供第②~

第⑦₂层渗透系数, 为基坑降水设计提供较为准确的渗透系数。

(3) 旁压试验: 本次在场地塔楼区域共布置 2 个旁压试验孔, 试验深度 120.0m, 提供第②~⑨₃层地基土旁压模量、水平基床系数等参数。

(4) 电阻率测试: 本次勘察在场地内选择 2 个勘探孔进行电阻率测试, 测试深度 40.0m, 以提供地表至基坑开挖以下 10m 深度范围内各土层电阻率。

(5) 承压水水位观测试验: 本次在拟建场地布置 2 个承压水观测孔, 以测量勘察期间第⑦层土中承压水水位埋深和变化情况。

(6) 波速试验: 根据国家标准《建筑抗震设计规程》(GB 50011—2001)第 4.1.3 条, 布置 2 个波速试验孔, 孔深 171.0~185.0m, 提供各土层剪切波速及场地基本周期, 以满足抗震时程分析需要。

(7) 地脉动试验: 超高层建筑需了解表层土层及场地及下部土层振动特性。本次选择两个钻孔进行地脉动试验, 分别在孔口和孔内 30m、45m、60m、88m 布置观测点, 以获取地脉动的卓越周期。

本次详勘根据设计提供的拟建建筑物平面图、勘察技术要求等, 遵照相关规范编制勘察实施大纲, 报送建设单位批准后实施详勘工作。

本工程勘察工作量的布置详见建筑物及勘探点平面布置图(图号: 1-1~1-2)。

2.3 勘察工作方法

A、钻探: 采用 SH-30 钻机和 XY-1A、XY-4 型岩芯钻机, 泥浆护壁循环钻进, 分回次钻进, 在预定深度进行取样和标贯试验。

B、取样: 根据试验的要求, 针对不同土性, 用静压或锤击方法采取不同直径和等级的原状土样, 对于第③、④、⑤₁层软粘性土采用薄壁取土器取土, 对于下部砂土采用环刀取土, 采样质量等级为 I~II 级。

C、标准贯入试验: 在钻孔内的预定深度进行, 采用 63.5kg 锤, 落距 76cm, 自由落锤, 预击 15cm, 记录每 10cm 和累计 30cm 的锤击数, 并采集扰动样。

D、静力触探试验: 采用单桥探头和三桥探头, 液压贯入, JC-X3 型记录仪自动记录, 采样间隔为 10cm。单桥探头面积 15cm², 三桥探头面积 10m²。施工时采用下护管分段贯入以防孔斜。探头编号及相应率定系数详见表 2。

探头编号及率定系数一览表

表 2

单桥探头编号	率定系数 (kPa)	三桥探头编号	率定系数 (kPa)		
			锥尖	侧壁	孔压
4010	4.8276	3392	6.9887	0.065265	0.452728
4061	5.1238	3533	6.4064	0.060460	0.422000
342	0.9399				
4093	5.1788				

E、现场十字板剪切试验：采用 50mm×100mm 板头（探头编号：402、641，标定系数分别为：0.3896 kPa、0.00849kPa），数据采集自动记录，记录仪型号为：JC-X3，试验间距为 1.0m。试验时把十字板板头贯入到预定深度处，扭转剪切时每转一圈读数一次，读至峰值或稳定值后再继续测读 1min。完成上述试验后，顺剪切扭转方向连续转动六圈后测定重塑土抗剪强度（Cu）’v。

F、现场注水渗透试验：用套管将非试验段隔离，注水后观测不同时间水位下降幅度，以测定相关土层的渗透性，水位稳定时间大于 12 小时。

G、旁压试验：旁压试验采用 PM-1、PM-2 型预钻式旁压仪，主要由旁压器、量测系统、控制系统及加压系统组成。试验前弹性膜约束力及仪器综合变形均进行标定。试验点的垂直间距 2.0～4.0m 左右。加荷等级采用预期临塑压力的 1/5～1/7，初始阶段加荷等级相当于试验深度处静水压力，每级压力分别读取 30s、60s 变形量，当量测腔的扩张体积相当量测腔的固有体积时终止试验。

H、电阻率测试：采用 PSJ-1 数字测井记录仪，探头内电极 A 和电极 M 之间的距离 (在电位电极系中称为电极距)为 0.4 米，采样间隔为 5 厘米。

I、承压水水位观测：本次采用内径 φ 50mmPVC 管并配有 2m 长相同内径的滤水管，底部设有 1m 长的沉淀管，并采用滤网包裹，滤水管周边回填粗砂，滤水管两端分别用粘土球隔水，以量测第⑦层承压含水层水头埋深，观测时间为一周以上。

J、波速测试：波速测试使用仪器为 XG-1 型悬挂式测井系统。该仪器为井下自激自收式，精度高，避免了地表激发可能产生的干扰和误差。悬挂式测井系统工作时，由地面控制系统控制井下震源（电磁锤）激发振动信号，并由井下两组水平分量拾震器接收振动信号。由于两组拾震器相距 1 米，根据两组拾震器的到时差即可计算出拾震器之间的横波速度。仪器组成：主机、采集单元、井下探头。仪器性能：采样率：0.05～8ms；

记录长度：1024～8096 点。

K、地脉动测试：测试地面及孔中不同深度的测点的东西、南北、垂直方向的位移幅值及地脉动的卓越周期。为了研究本场地的卓越周期及其幅值，地脉动试验选择在晚上至凌晨之间进行观测，以减少附近局部环境干扰的影响。

L、室内土（水）工试验：室内土工试验按照国家标准《土工试验方法标准》（GB / T50123-1999）实施，试验内容除常规物理力学性试验外还进行了一定数量的渗透试验、三轴试验(UU、CU)、无侧限抗压强度试验、静止侧压力系数（K₀）试验、直剪慢剪试验、浅部地基土回弹试验、前期固结压力试验及地下水腐蚀性分析试验等。

施工典型照片详见图3～图6。



图 3 XY-4 型岩芯钻机施工作业



图 4 XY-1 型钻机施工作业



图 5 静力触探试验施工作业



图 6 波速试验

2.4 坐标系统、高程系统及高程引测依据

本次详勘勘探孔施工放样是依据设计提供的平面图，利用GPS按坐标施放（上海城市坐标系统）。勘探点坐标利用设计提供的1:1000CAD电子文档采用图解坐标法获取。主要勘探孔数据见下表3。

勘探孔主要数据一览表

表 3

孔号	勘探孔类型	孔深 (m)	高程 (m)	稳定 水位 埋深 (m)	上海城市坐标	
					纵坐标 X (m)	横坐标 Y (m)
5	取土孔	80.18	3.61	1.30	93.71	3147.74
6	取土孔	80.15	3.88	1.50	90.60	3226.45
7	取土+标贯孔	80.33	3.73	1.20	67.19	3125.82
8	取土+标贯孔	185.00	3.89	1.40	69.98	3203.66
9	取土+标贯孔	100.18	3.87	1.40	70.94	3252.67
10	取土+标贯+电阻率孔	185.00	3.75	1.30	70.09	3304.92
11	取土+标贯孔	85.20	3.63	1.20	41.51	3153.55
12	取土+标贯孔	185.28	4.24	1.60	45.08	3227.28
13	取土+标贯孔	185.20	3.67	1.20	45.19	3276.62
15	取土+标贯孔	80.37	3.60	1.20	12.19	3131.64
16	取土+标贯	100.20	4.04	1.60	20.03	3202.17
17	取土孔	289.57	4.28	1.60	20.11	3250.15
18	取土+标贯孔	100.20	4.06	1.50	20.11	3302.27
19	取土+标贯孔	85.20	3.69	1.10	-11.84	3157.03
20	取土+标贯孔	185.45	4.05	1.40	-4.77	3227.54
21	取土+标贯孔	185.00	4.11	1.50	-4.77	3277.37
23	取土+标贯孔	80.41	3.66	1.20	-43.11	3137.78
24	取土+标贯孔	185.24	4.12	1.30	-29.82	3202.44
25	取土+标贯孔	100.20	4.24	1.40	-29.82	3252.37
26	取土+标贯+电阻率孔	185.32	4.52	1.70	-29.82	3302.30
27	取土孔	80.20	3.85	1.50	-61.58	3178.52
28	取土+标贯孔	80.36	3.94	1.40	-57.64	3227.42
29	取土孔	80.20	3.87	1.00	-53.30	3277.06
GC37	取土+标贯孔	80.33	3.93	1.60	-59.42	3202.61
CKB1	取土+标贯孔（利用初勘孔）	150.00	3.90	1.65	65.10	3187.94
CKB2	取土+标贯孔（利用初勘孔）	149.90	4.31	1.40	27.35	3284.83
CKB3	取土+标贯孔（利用初勘孔）	150.00	4.30	1.58	11.39	3237.24
C6	三桥静力触探孔	80.00	3.76		94.69	3121.14
C7	单桥静力触探孔	80.00	3.67		93.06	3171.83

勘探孔主要数据一览表

续表 3

孔号	勘探孔类型	孔深 (m)	高程 (m)	稳定 (kPa)	上海城市坐标	
					纵坐标 X (m)	横坐标 Y (m)
C8	单桥静力触探孔	80.00	3.73		91.41	3200.21
C9	单桥静力触探孔	80.00	3.60		68.08	3151.26
C10	单桥静力触探孔	80.00	3.86		69.05	3176.75
C11	单桥静力触探孔	100.00	4.21		71.11	3227.47
C12	单桥静力触探孔	100.00	3.59		71.02	3277.27
C13	三桥静力触探孔	80.00	3.88		88.21	3251.98
C15	单桥静力触探孔	80.00	3.72		39.69	3128.97
C16	单桥静力触探孔	80.00	3.74		43.29	3177.89
C17	单桥静力触探孔	100.00	4.02		46.53	3200.07
C18	单桥静力触探孔	100.00	3.96		45.13	3251.52
C19	单桥静力触探孔	100.00	3.40		45.04	3302.24
C20	单桥静力触探孔	80.00	3.72		46.00	3323.07
C21	单桥静力触探孔	80.00	3.82		14.68	3155.43
C22	单桥静力触探孔	80.00	3.68		17.33	3179.04
C23	单桥静力触探孔	100.00	4.32		20.08	3227.51
C24	单桥静力触探孔	100.00	4.15		20.01	3276.24
C25	单桥静力触探孔	80.00	3.76		21.54	3325.83
C27	单桥静力触探孔	80.00	3.66		-15.30	3134.37
C28	单桥静力触探孔	80.00	3.68		-8.41	3179.59
C29	单桥静力触探孔	100.00	3.91		-4.83	3202.38
C30	单桥静力触探孔	100.00	4.29		-4.77	3251.83
C31	单桥静力触探孔	99.90	4.84		-4.80	3302.30
C32	单桥静力触探孔	80.00	4.32		-3.18	3328.48
C33	单桥静力触探孔	100.00	3.96		-29.82	3227.40
C34	单桥静力触探孔	100.00	4.13		-30.44	3275.12
C36	单桥静力触探孔	80.00	3.63		-60.23	3154.64
C37	三桥静力触探孔	70.60	3.93		-55.24	3205.69
C38	单桥静力触探孔	80.00	3.84		-55.47	3252.24
C39	单桥静力触探孔	80.00	4.12		-51.14	3301.87

勘探孔主要数据一览表

续表 3

孔号	勘探孔类型	孔深 (m)	高程 (m)	稳定 水位 埋深 (m)	上海城市坐标	
					纵坐标 X (m)	横坐标 Y (m)
C40	三桥静力触探孔	80.00	3.89		-48.35	3333.59
CKC1	单桥静力触探孔 (利用初勘孔)	95.00	3.78		-40.71	3170.72
CKC2	单桥静力触探孔 (利用初勘孔)	100.00	4.43		-28.48	3330.47
S1	十字板剪切试验孔	24.00	3.77		90.67	3125.44
S2	十字板剪切试验孔	21.00	3.88		84.10	3253.83
S3	十字板剪切试验孔	23.00	3.90		-43.84	3333.52
S4	十字板剪切试验孔	24.00	3.62		-48.84	3154.60
W1	注水试验孔	50.00	3.61		85.18	3130.53
W2	注水试验孔	60.00	3.78		64.10	3308.92
W3	注水试验孔	50.00	3.89		-39.36	3333.45
W4	注水试验孔	60.00	3.93		-54.95	3154.69
P1	旁压试验孔	120.00	3.77		75.89	3299.55
P2	旁压试验孔	120.00	4.12		-24.51	3202.23
B1	波速试验孔	171.00	4.24		45.08	3227.28
B2	波速试验孔	185.00	4.11		-4.77	3277.37
DZL1	电阻率试验孔	40.00	3.75		70.09	3304.92
DZL2	电阻率试验孔	40.00	4.52		-29.82	3302.30
DMD1	地脉动试验孔	45.0	4.04		20.03	3202.17
DMD2	地脉动试验孔	88.0	4.06		20.11	3302.27
G1	承压水观测孔	35.00	3.99		52.68	3199.80
G2	承压水观测孔	35.00	4.17		-29.67	3297.05

本次高程测量的起算点为业主提供的 G1 平面控制点，位置位于花园石桥路、银城中路交叉口（由上海市测绘院受业主委托于 2008 年 6 月施放，横坐标 Y=3082.390，纵坐标 X=128.146，高程 H=3.782m，系吴淞高程系统）。

各勘探点的位置详见“建筑物及勘探点平面布置图”（图号：1-1~1-2）。

2.5 完成工作量

本次勘察于 2008 年 7 月 25 日进场进行施工准备，7 月 28 日开始野外施工，8 月 26 日结束；室内土工试验于 2008 年 8 月 2 日开始，8 月 25 日完成；勘察报告于 2008 年 9

月 5 日完成。本次勘察完成工作量见表 4。

完成工作量一览表

表 4

野外工作			室内试验		
取土标贯孔	24 个	3064.77m	物理性试验		620(项)
静力触探孔(单桥)	28 个	2474.90m	液塑限		350(项)
静力触探孔(三桥)	4 个	310.60m	颗粒分析		889(项)
波速试验孔	2 个	356.00m	固结试验		293(项)
地脉动试验孔	2 个	133.00m	直剪(固快)		219(组次)
电阻率试验孔	2 个	80.00m	直剪慢剪		22(项)
注水试验孔	4 个	220.00m	渗透系数 Kv、Kh		88(项)
旁压试验孔	2 个	240.00m	无侧限抗压强度试验		26(项)
十字板剪切试验孔	4 个	92.00m	静止侧压力系数 ko 试验		56(项)
承压水观测孔	2 个	70.00m	前期固结压力		28(项)
小螺纹钻孔	36 个	141.30m	回弹试验		45(项)
利用钻探孔	3 个	449.90m	三轴	UU	38(项)
利用静探孔	2 个	195.00m		CU	6(项)
标准贯入	387 (次)			CU'	21(项)
孔口高程测量	110 (点)		水质分析		3(项)
取土、水样	扰动土样	387 (件)			
	原状土样	620 (组)			
	水样	3 (件)			

说明：本工程北侧和东侧基坑边线分别位于花园石桥路和东泰路上，受场地条件限制，该范围勘探孔本次未能施工（共计 80m 钻探孔 7 个，80m 静探孔 8 个），可待场地条件具备后进行补勘。

3、本地区气候条件及区域地质条件

3.1 气候条件

上海位于长江三角洲东南前缘，属亚热带海洋性季风气候区，气候温和湿润，四季分明。年平均气温为 15.4℃，最热为 7 月份，月平均气温为 27.8℃，最冷月为 1 月份，月平均气温为 3℃。年降水量为 1144mm，年平均蒸发量 1336.6mm。夏秋之季常有热带

风暴侵袭,多雷暴雨;秋冬季节常有大雾天气。上海地区年主导风向夏季为东南风,冬季为西北风,年平均风速为 3.8m/s。

3.2 区域地质构造与地震地质

本区域大地构造单元属于扬子准地台(一级构造单元)的东北端部,二级构造单元为钱塘台褶带,三级构造单元为上海台陷。在地质历史时期总体表现为隆起状态,在新构造时期为持续振荡性不均匀沉降。

根据区域调查资料,拟建场地无断裂通过,邻近拟建场地主要分布有三条断裂,分别为北西向的罗店一周浦断裂、北西西向的静安寺断裂、北东向的虹桥一五角场断裂。

罗店一周浦断裂:该断裂发育始于南汇新场以南、经南汇周浦、市中心区域、大场、由宝山罗店出上海行政区。该断裂总体走向N330~320°W,高倾角,张扭性。由多条次级断裂组成,呈雁列式排列,断续分布。根据人工地震勘查成果,其断裂面自基岩向上延伸到地表下150m左右的中更新统底界,断距约为3~5m,但没有向上延伸的迹象,中更新世后无继续活动。该断裂离拟建场地最近距离约1.5km。

静安寺断裂:西起北新泾苗圃、沿上海长风公园、静安寺、上海展览馆、浦东塘桥一带呈北西向展布。该断裂控制岩性分布,北侧为侏罗系上统火山岩,南盘为下古生界组成的断凸,东段切割市南花岗岩体延伸至浦东塘桥。断裂于北新泾重力高北缘通过,东段重力等值线出现向南东东的扭曲,附近有构造破碎带以及后期侵入的脉岩和热液蚀变现象。人工地震资料解释该断裂没有发现活动迹象。该断裂离拟建场地最近距离约5.0km。

虹桥一五角场断裂:属于一般性断裂,南起虹桥,经酒精二厂、老北站西侧,向五角场附近延伸,长约19km。倾向南东,倾角70度。断裂以东为市区燕山晚期花岗岩体,以西为下古生界组成的断凸或上侏罗统组成的断凹。布格重力异常图上,有较为宽缓的重力梯度显示,并与重力等值线的方向一致。沿断裂多个钻孔见构造破碎带、糜棱岩,蚀变也较强烈。该断裂没有做过人工地震等工作,从对N+Q等厚线没有控制作用分析,表明其在新构造期无活动。该断裂离拟建场地最近距离约3.0km。

综上所述,邻近拟建场地的罗店一周浦断裂、静安寺断裂、虹桥一五角场断裂,均非全新世断裂,加之场地覆盖层厚度较大(约270m),根据国家标准GB50011-2001《建筑抗震设计规范》可忽略发生断裂错动时对地面建筑的影响。

上海地区位于华北地震区的东南边缘,已有的地震震级历史记载(从公元225年至

今)表明,历史上共有四次地震破坏记录,其中三次在外地(1668年7月25日山东郯城-莒县、1853年4月14日和1927年2月3日南黄海),最大的地震烈度均未超过六度。位于上海境内的破坏性地震仅有一次,即1624年9月1日,上海本地发生 $4\frac{3}{4}$ 级有轻微破坏记录外,其余历史地震记载均为有感或强烈有感。地震活动水平相对较高的南黄海和长江口、江苏溧阳、苏州太仓、吴江一带的地震对本拟建场地的影响烈度都没有超过六度。因此,本区仍属于我国东部地震频率较低、强度弱的地区。

4、场地工程地质、水文地质条件及周边环境

4.1 地形、地貌

拟建“上海中心大厦”位于上海浦东新区陆家嘴中心区,即原“陆家嘴高尔夫球场”。详勘期间场地内以绿地草坪为主,地势较为平坦,场地自然标高一般约3.5~4.8m。场地地貌属滨海平原地貌类型。施工期间场地现状详见图7。



图 7: 施工期间拟建场地现状

4.2 地基土的构成与特征

本次勘察探明,拟建场地属正常地层分布区,浅部土层分布较稳定,中下部土层除局部区域有夹层或透镜体分布外,一般分布较稳定。塔楼中心实施的17#勘探孔在289.57m深度范围内揭示,本场地第四纪覆盖层厚度为274.80m,属第四纪下更新世 Q_4 至全新世 Q_4 沉积物,主要由粘性土、粉性土、砂土组成,一般具有成层分布特点;深度274.8m以下为花岗岩层(燕山期侵入岩)。根据土的成因、结构及物理力学性质差异,第四纪土层可划分为14个主要层次(上海市统编地层第⑧层粘性土层缺失)。其中第⑤、⑦、⑨层根据土的成因、土性特征分为若干亚层和次亚层和透镜体(第⑤_{1a}、⑤_{1b};第⑦₁、⑦₂、⑦₃层;第⑨₁、⑨₂₋₁、⑨_{2t}、⑨₂₋₂、⑨₃、⑨_{3t}层)。场地地层分布主要有以

下特点:

(1) 拟建场地第①层杂填土, 松散, 表层约 0.5~1.5m 深度范围内夹多量碎砖、碎石等杂物, 局部区域为混凝土地坪, 下部多以粘性土为主, 夹植物根茎、石子等。

(2) 第②层褐黄~灰黄色粉质粘土, 可塑~软塑, 层面埋深约 2.3m, 含氧化铁斑点和铁锰质结核, 局部以粘土为主。杂填土较厚区域该层缺失。

(3) 第③层灰色淤泥质粉质粘土夹砂质粉土, 流塑, 层面埋深约 3.5m, 在 5.0~7.0m 深度范围夹层状粉性土较多, 土质不均匀。

(4) 第④层灰色淤泥质粘土, 流塑, 层面埋深约 8.0~10.0m (层面标高-3.0~-5.90m 左右), 分布较为稳定, 土质较均匀, 属软弱粘性土。

(5) 第⑤层根据土性不同可分为 2 个亚层:

- 第⑤_{1a}层灰色粘土, 软塑, 层面埋深约 16.0~18.0m (层面标高-11.5~-14.0m 左右), 在拟建场地内分布稳定, 土质较均匀。
- 第⑤_{1b}层灰色粉质粘土, 软塑~可塑, 层面埋深约 19.5~21.5m (层面标高-15.5~-17.8m 左右), 场地东北角钻孔 9#、10#, 静探 C12、C13 孔区域该层底部夹多量粉性土。

(6) 第⑥层暗绿色粉质粘土, 硬塑, 含氧化铁斑点和铁锰质结核, 该层在拟建场地大部分区域分布稳定, 层面起伏平缓 (层面埋深一般在 24.0m 左右, 层面标高-20.0m 左右), 仅在场内东北侧层面埋深略偏深 (层面埋深 27.2~28.5m 左右, 层面标高-23.0~-24.7m 左右), 厚度较薄。

(7) 第⑦层据土性不同可分为 3 个亚层:

- 第⑦₁层草黄色砂质粉土夹粉砂, 中密~密实, 层面埋深约为 28.0~30.0m (层面标高-24.0~-26.3m 左右), 在拟建场地分布稳定, 层面起伏平缓。
- 第⑦₂层草黄~灰黄色粉砂, 密实, 层面埋深约 35.0~39.0m (层面标高-30.8~-36.2m 左右), 土质均匀, 在拟建场地内分布稳定、层面略起伏。
- 第⑦₃层灰色粉砂, 密实, 层面埋深约 63.0~65.0m (层面标高-59.1~-61.5m), 夹砂质粉土及薄层粘性土, 土质不均匀; 该层在拟建场地内分布稳定、层面起伏平缓。

(8) 第⑨层根据土性不同可分为⑨₁、⑨₂、⑨₃层 3 个亚层, 其中第⑨₂、⑨₃层中局部分布有透镜体:

- 第⑨₁层灰色砂质粉土, 密实, 层面埋深约为 67.0~71.0m 左右 (层面标高-63.4~-67.3m 左右), 在拟建场地内分布稳定、层面起伏平缓。该层土性不均, 粘性土夹层频率及厚度在纵横向变化较大, 局部粘性土夹层厚度为 1~2cm, 甚至达 3~5cm。
- 第⑨₂₋₁层灰色粉砂, 密实, 层面埋深约为 76.0~80.0m (层面标高-71.7~-76.8m 左右), 该层中上部夹多量中粗砂及砾砂, 砾石粒径 0.5~1.5cm, 下部 84.0-89.0 米深度段局部夹粘性土较多, 一般夹粘层厚度约 2-5cm, 局部粘性土夹层厚度达 20-30cm, 土质不甚均匀。
- 第⑨_{2t}层灰色粉质粘土夹粘质粉土, 可塑~硬塑, 夹层状粉砂, 土质不均。该层仅在钻探 8#、24#、初勘 B3#孔及静探 C29、C33 孔位置呈透镜体分布, 深度范围 87.0~94.6m (初勘 B3#孔该层深度范围 97.9~100.8m), 层厚及层面埋深变化较大。
- 第⑨₂₋₂层灰色粉砂, 密实, 层面埋深约为 88.0~90.0m (层面标高-84.0~-86.0m 左右; 受第⑨_{2t}层透镜体切割影响, 塔楼底板扩展区局部层面埋深达 94.0m 左右, 层面标高-90.0m 左右), 夹细砂、砂质粉土及薄层粘性土, 土性较佳、土质相对较均匀。
- 第⑨₃层灰色细砂, 密实, 土质均匀, 层面埋深约为 100.0m 左右 (层面标高-96.0m 左右), 在拟建场地内分布较为稳定、土性佳。
- 第⑨_{3t}层灰色粉质粘土, 可塑~硬塑, 该层仅在钻探 17#孔位置呈透镜体分布, 深度范围 104.8~109.0m, 夹粘质粉土及粉细砂团块, 土质不均。

(9) 第⑩层兰灰~灰色粉质粘土, 硬塑, 层面埋深约 125.0~130.0m (层面标高-121.0~-126.0m 左右), 局部夹粉砂较多, 土性有一定变化。

(10) 第⑪层灰色粉砂夹粉质粘土, 密实, 层面埋深约 130.0~140.0m (层面标高-127.0~-136.0m 左右), 夹细砂、粘质粉土; 局部以粉质粘土为主, 夹多量薄层粉砂或细砂, 土质不均。

(11) 第⑫层暗绿~灰黄色粉质粘土, 硬塑, 层面埋深约 143.0~151.0m (层面标高-139.0~-147.0m 左右), 含氧化铁斑点和铁锰质结核, 局部夹较多粉性土。

(12) 第⑬层草黄~灰黄色粉砂, 密实, 层面埋深约 157.0~162.0m (层面标高-153.0~-158.0m 左右), 夹细砂及薄层粘性土, 场地东侧无该层分布。

(13) 第⑬层灰色粉砂夹粉质粘土, 密实, 层面埋深约 168.0~175.0m (层面标高-164.0~-171.0m 左右), 夹砂质粉土、细砂; 局部以粉质粘土为主, 夹粉砂薄层, 土质不均匀。

(14) 第⑭层草黄色粉质粘土, 硬塑, 层面埋深约 212.7m (层面标高-208.4m 左右), 含氧化铁斑点和铁锰质结核, 局部深度段夹砂较重。

(15) 第⑮层灰色中砂, 密实, 层面埋深约 250.9m (层面标高-246.6m 左右), 局部夹层状粘性土。

(16) 第⑯层花岗岩, 基岩面埋深约 274.8m (层面标高-270.5m 左右), 深度 274.8m~280.0m 为强风化花岗岩, 原岩构造已基本破坏, 风化后呈砂状、土状; 深度 280.0m~281.5m 为中风化~微风化花岗岩, 岩芯较完整, 呈短柱状; 281.5m 以下为微风化花岗岩, 岩芯呈柱状, 致密、坚硬。

地基土特性详见附表 1:《地层特性表》, 附件四: 典型土样照片, 其分布规律详见工程地质剖面图及静力触探测试结果图表。

4.3 地基土的物理力学性质

4.3.1 地基土的物理力学性质指标

地基土的物理力学性指标分层统计结果详见土层物理力学性质参数表(附表 2-1~2-3), 并说明如下:

- (1) 表中给出的各项指标平均值除静力触探外均为算术平均值, 设计时可根据安全使用情况, 结合统计参数酌情采用最大、最小平均值或其它统计值。
- (2) 表中固结快剪试验提供的土的内摩擦角 ϕ 和粘聚力 C 为抗剪强度峰值指标。
- (3) 标准贯入击数 N 值为实测值。
- (4) 单桥静探 P_s 及三桥静探锥尖阻力、侧壁摩擦力、超孔隙水压力平均值为场地最小平均值。
- (5) 土层定名根据野外鉴别、原位测试以及室内土试成果综合定名。

4.3.2 原位测试成果

本次勘察除进行标准贯入、静力触探试验外, 尚进行十字板剪切试验、注水试验、旁压试验等原位测试工作。标准贯入试验、静力触探试验、十字板剪切试验成果详见钻孔柱状图、静力触探测试结果、十字板试验成果图表。标准贯入击数 N 、单桥静探 P_s 、三桥静探 q_u 、 f_s 、 u 及十字板试验 $(C_u)_v$ 、 $(C_u)'_v$ 值详见土层物理力学性质参数表。

4.3.2.1 渗透试验成果

为满足本工程基坑开挖降水设计的需要, 本次勘察在第③~⑦₂ 层土中进行了现场注水试验, 第②~⑨₁ 层土中进行了室内渗透试验, 测得的渗透系数见表 5:

渗透系数成果一览表 表 5

层序	土层名称	现场注水试验渗透系数 K (cm/sec)		室内土工试验 渗透系数 (cm/sec)
		范围值	平均值	
②	粉质粘土			$K_v=2.46E-07$ $K_H=2.98E-07$
③	淤泥质粉质粘土 夹砂质粉土	1.63E-05 ~ 1.81E-05	1.74E-05	$K_v=1.79E-05$ $K_H=2.51E-05$
④	淤泥质粘土	9.23E-06 ~ 9.76E-06	9.50E-06	$K_v=8.00E-08$ $K_H=1.30E-07$
⑤ _{1a}	粘土	5.90E-06 ~ 1.37E-05	9.78E-06	$K_v=9.07E-08$ $K_H=2.20E-07$
⑤ _{ab}	粉质粘土	1.30E-05 ~ 2.05E-05	1.71E-05	$K_v=1.13E-07$ $K_H=1.75E-07$
⑥	粉质粘土	9.87E-06	9.87E-06	$K_v=3.63E-07$ $K_H=3.86E-07$
⑦ ₁	砂质粉土夹粉砂	1.03E-04 ~ 1.92E-04	1.59E-04	$K_v=2.18E-04$ $K_H=2.45E-04$
⑦ ₂	粉砂	1.53E-04 ~ 2.48E-04	2.14E-04	$K_v=5.07E-04$ $K_H=6.22E-04$
⑦ ₃	粉砂			$K_v=3.43E-04$ $K_H=4.66E-04$
⑨ ₁	砂质粉土			$K_v=1.34E-04$ $K_H=1.49E-04$

从上表中可以看到, 现场注水试验得出的渗透系数和室内渗透试验得出的渗透系数有一定差异, 对于粘性土由于室内渗透试验则受取土质量、试验边界条件的限制, 所得渗透系数一般偏小。

注水渗透试验成果曲线详见附表 10-1~10-9。

4.3.2.2 旁压试验成果

本次在塔楼的东北角和西南角各布置了 1 个旁压试验孔, 根据旁压试验成果估算主要土性参数结果 (采用算术平均值) 见下表 6。

旁压试验综合成果表

表 6

土层 序号	地层名称	旁压模量 Em (MPa)	旁压剪切模量 Gm (MPa)	水平向 基床反力系数 Km (kN/m ³)	初始 压力 p0 (kPa)	临塑 压力 py (kPa)	极限 压力 pl (kPa)	不排水 抗剪强 度Cu (kPa)
③	淤泥质粉质粘土 夹砂质粉土	2.4	0.8	31712	83	171	269	30
④	淤泥质粘土	4.8	1.7	67905	189	332	505	51
⑤ _{1a}	粘土	8.4	3.0	119269	284	419	720	70
⑤ _{1b}	粉质粘土	10.4	3.7	145258	369	600	962	96
⑥	粉质粘土	12.6	4.6	185359	491	724	1200	115
⑦ ₁	砂质粉土夹 粉砂	19.8	7.4	304921	571	987	1665	
⑦ ₂	粉砂	38.0	14.3	599245	973	2220	3700	
⑦ ₃	粉砂	31.0	11.6	486543	1138	2419	3750	
⑨ ₁	砂质粉土	35.7	13.4	579425	1108	1926	3350	
⑨ ₂₋₁	粉砂	41.4	15.6	655900	1378	2265	3800	
⑨ _{2t}	粉质粘土夹 粘质粉土	28.1	9.9	412230	1301	1899	2725	
⑨ ₂₋₂	粉砂	35.7	13.4	577648	1354	2497	4110	
⑨ ₃	细砂	35.7	13.4	570616	1551	2866	4456	

注：旁压试验孔依据邻近钻探资料分层。

旁压试验在似弹性阶段压力与体积变化近似呈线性关系，侧向基床反力系数基本为一个常数；在弹塑性阶段，压力与体积变化呈曲线关系，随压力增大体积变化也越来越大，并直至破坏，此时随变形量的增加侧向基床反力系数也逐渐减小。

旁压试验得到的水平向基床系数是在似弹性阶段条件下计算所得。从工程应用角度分析，土体的变形介于似弹性阶段和弹塑性阶段，其加荷性质一般属于慢速过程，而旁压试验为不固结不排水加荷过程，一般得到的 Km 值大于工程实际使用的 Km 值，因此在使用时应根据实际应变控制作适当修正。

旁压试验成果曲线详见附表 12-1～12-30。

4.3.2.3 电阻率测试成果

本次勘察对 2 个勘探孔进行电阻率测试，测试深度 40.0m（基础底板下 10m），采用的地面记录仪为 PSJ-1 数字测井记录仪，探头内电极 A 和电极 M 之间的距离(在电位电极系中称为电极距)为 0.4 米，采样间隔为 5 厘米。

（1）本次钻孔中测试深度为 40 米，测量数据见下表 7。

测试结果一览表

表 7

孔号	最大(Ω.m)	最小(Ω.m)
DZL1	26.4	8.6
DZL2	25.6	4.6

（2）每层数据统计见下表 8。

每层数据统计一览表

表 8

层序	层名	DZL1				DZL2			
		土层埋深	最大(Ω.m)	最小(Ω.m)	平均(Ω.m)	土层埋深	最大(Ω.m)	最小(Ω.m)	平均(Ω.m)
①	杂填土	1.6	26.2	23.0	23.7	2.3	6.2	4.6	5.1
②	粉质粘土	3.0	23.6	15.8	20.7	3.4	20.6	5.1	11.2
③	淤泥质粉质粘土 夹砂质粉土	9.0	15.7	8.7	12.0	9.0	25.6	10.0	18.4
④	淤泥质粘土	17.0	10.9	8.6	9.5	17.0	10.0	7.8	8.4
⑤ _{1a}	粘土	19.5	15.1	11.0	13.2	20.0	11.9	8.8	10.1
⑤ _{1b}	粉质粘土	28.5	23.1	15.3	18.9	26.5	15.9	11.2	13.2
⑥	粉质粘土	30.0	25.0	23.1	24.4	30.0	20.5	16.0	18.2
⑦ ₁	砂质粉土 夹粉砂	36.5	26.4	23.9	25.0	37.0	23.6	20.6	22.1
⑦ ₂	粉砂	64.0	25.2	22.4	23.8	64.7	23.7	22.9	23.3

（3）从实测曲线可看到：地面下 1～40m 之间电阻率一般在 4.6～26.4 Ω m 之间。深度 0～8m 电阻率变化较大，幅度值在 4.6～26.2 Ω m 之间，深度 8～15m 电阻率较小，一般小于 10 Ω m，深度 15～30m 电阻率随深度增大而升高，幅度值一般在 10～25 Ω m 之间；深度 30m 以下电阻率较为稳定，幅度值一般在 20～26 Ω m 之间。

电阻率测试成果详见附件一。

4.3.3 地基承载力

地基承载力设计值 f_d系根据上海市工程建设规范《岩土工程勘察规范》（DGJ08-37-2002）第 13.3.3、13.3.4 条和上海市工程建设规范《地基基础设计规范》（DGJ08-11-1999）第 4.2.3 条规定计算，并结合原位测试成果综合确定。承载力系数 Nr、Nq、Nc 值由上海市工程建设规范《地基基础设计规范》（DGJ08-11-1999）表 4.2.3.2 中查得。地基承载力特征值 f_{ak}按照国家标准《建筑地基基础设计规范》（GB50011-2001）第

5.2.3 条和上海市工程建设规范《地基基础设计规范》(DGJ08-11-1999)第 13.3.4 条及条文说明并结合工程经验综合确定。各土层地基承载力见下表 9。

地基承载力一览表							
层序	土层名称	静探 Ps 值 (MPa)	土的 重度 γ (kN/m³)	固结快剪 强度指标		地基承载力 设计值 fd (kPa)	地基承载力 特征值 fak (kPa)
				C (kPa)	φ (°)		
②	粉质粘土	0.64	18.4	20	18.0	100	80
③	淤泥质粉质粘土 夹砂质粉土	0.82	17.7	10	22.5	85	70
④	淤泥质粘土	0.62	16.7	14	11.5	75	60
⑤ _{1a}	粘土	0.98	17.6	16	14.0	90	75
⑤ _{ab}	粉质粘土	1.34	18.4	15	22.0	110	90
⑥	粉质粘土	3.08	19.8	45	17.0	260	220
⑦ ₁	砂质粉土夹粉砂	12.33	18.7	3	32.5	450	370

注：表中承载力值仅供评价土性之用，设计时应根据实际基础的形状、尺寸、埋深并考虑下卧层强度影响及变形情况进行计算。

4.4 水文地质条件

上海地下水按形成时代、成因和水理特征可划分为潜水含水层、第Ⅰ至第Ⅴ承压含水层，对本工程有影响的地下水类型主要为潜水和第Ⅰ承压水（本场地第Ⅰ第Ⅱ承压含水层连通）。

4.4.1 潜水

拟建场地浅部地下水属潜水类型，受大气降水及地表迳流补给。上海市年平均高水位埋深为 0.50m，低水位埋深为 1.50m，勘察期间所测得的地下水静止水位埋深一般在 1.00m~1.70m 之间，其相应标高一般在 2.91m~2.25m 之间。

地下水的水温：根据上海地区工程经验，埋深在 4m 范围内受气温变化影响，4m 以下水温较稳定，一般为 16~18°。

根据类似工程经验及场地环境，拟建场地地下水基本处于静止状态。

4.4.2 承压水

拟建场地内承压水主要为深部第⑦、⑨、(11)、(13)、(15)层中赋存的承压水，对本工程有直接影响的为第⑦层中赋存的承压水。本次在拟建场地设置 2 个承压水观测孔，以观

测施工期间第⑦层中承压水水头埋深。受场地周边高层建筑深基坑及市政工程降水影响，勘察期间测得第⑦层承压水头埋深约为 12.3~14.2m（低于上海市承压含水层水位埋深的，其变化幅度一般在 3.0m~11.0m），相应标高-8.31~-10.03m。第⑦层承压水头变化曲线详见图 8~图 9。

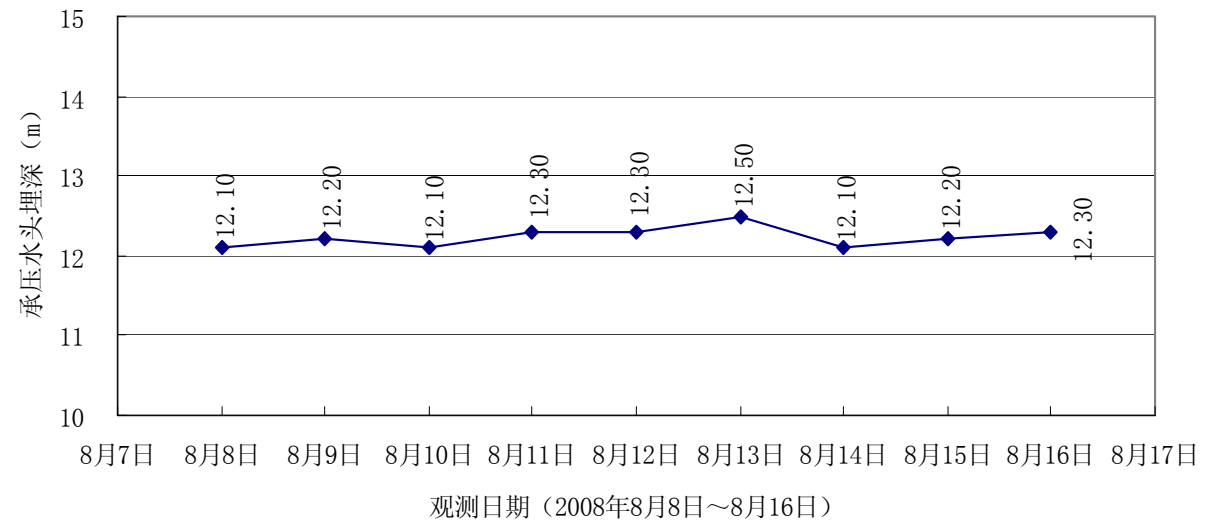


图 8 G1 观测孔第⑦层承压水头埋深—时间关系曲线

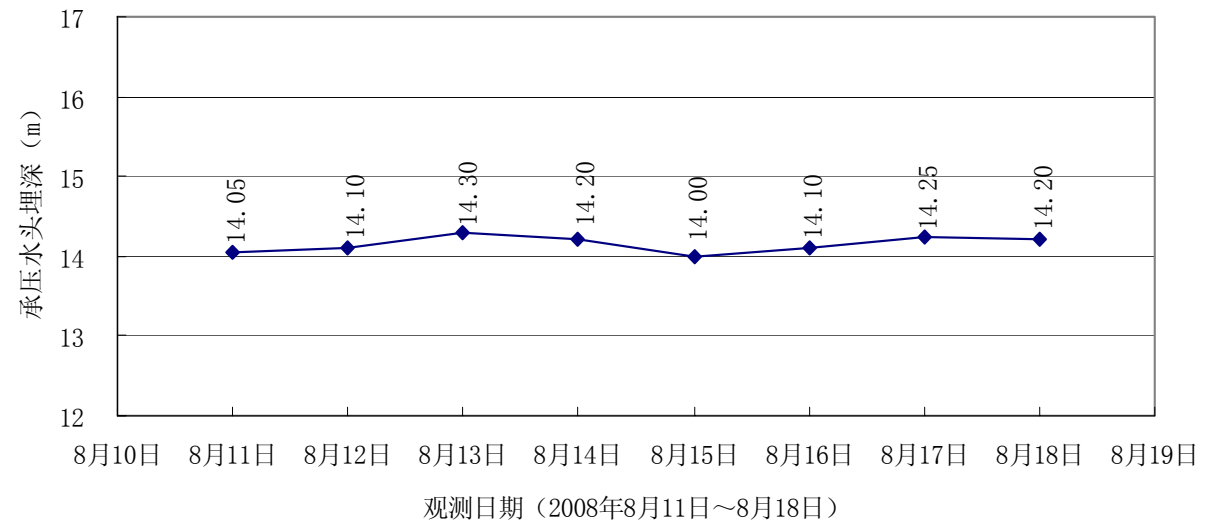


图 9 G2 观测孔第⑦层承压水头埋深—时间关系曲线

本场地深部第⑦层是上海地区的第一承压含水层、第⑨层是上海地区的第二承压含水层。拟建场地由于第⑧层粘性土层缺失，第⑦层与第⑨层承压水相互连通，水量补给丰富。据上海地区已有工程的长期水位观测资料，承压含水层水位年呈周期性变化，水

位埋深的变化幅度一般在 3.0m~11.0m。

根据多年来的观察,上海地区承压水位有下降趋势。根据陆家嘴地区承压水长期观测资料与众多工程勘察期间测得的结果,陆家嘴地区第I承压含水层承压高水位埋深一般在 6m~10m(相应标高-2.0~-6.0m),从不利条件角度考虑,承压水水头埋深可按 6.0m 计算。

4.4.3 地下水、土对建筑材料腐蚀性

据调查,拟建场地及场地周围无地下水污染源,根据水质分析试验及国家标准《岩土工程勘察规范》(GB50021-2001)和上海市工程建设规范《岩土工程勘察规范》(DGJ08-37-2002)判定:本场地地下水对混凝土无腐蚀性;对钢结构有弱腐蚀性;在长期浸水环境下,对钢筋混凝土结构中的钢筋无腐蚀性。上海地区地下水位较高,地基土呈饱和状态。根据工程经验,若地下水对混凝土无腐蚀性,则地基土对混凝土亦无腐蚀性。

综合判定拟建场地地下水和土对混凝土无腐蚀性;地下水对钢结构有弱腐蚀性;地下水在长期浸水环境下对钢筋混凝土结构中的钢筋无腐蚀性。

地下水对建筑材料的腐蚀性分析报告详见附表 20。

4.5 不良地质现象

4.5.1 厚层填土

拟建场地表层分布厚度较大的杂填土,其厚度一般在2.0m左右,局部区域因地势较高,杂填土厚度达4.0~4.2m。表层约0.5~1.5m深度范围内杂填土中夹大量碎砖、碎石等杂物,土质不均匀,其组成详见图10。本次勘察时局部区域原有建筑基础尚未完全清除,受其影响个别小螺纹钻孔未能施工至预定深度(孔号:07、015、016、034)。在施工前需对原有建筑物基础及杂填土进行必要的清理,以消除其不利影响。



图10: 表层杂填土组成

4.5.2 暗浜

本次详勘在拟建场地未发现暗浜分布。经查阅《上海市河流历史图》,在北侧基坑边线范围有暗浜分布。由于受施工场地条件限制,北侧基坑边线范围未能进行小螺纹孔施工,未能详细查明暗浜的分布及浜填土埋深情况,可待施工条件具备后进行补充勘察。

4.5.3 地下障碍物

拟建场地除地表分布厚度较大的杂填土,以及在南侧基坑边线局部存在原有基础未清除外,由于场地位于中心城区,地下室边线距离四周道路较近,北侧及东侧地下室边线分布至花园石桥路和东泰路中心。场地周边管线分布较为复杂,桩基、基坑开挖时均应予以注意。

根据本工程综合管线及障碍物探查报告,本场地周边花园石桥路、东泰路、陆家嘴环路、银城中路均分布有较多地下管线,如煤气、上水、电力、信息等各类市政管线,其中场地北侧分布一条东西向的非开挖信息管,管顶埋深 0.5~7.0m,应引起重视,其位置及其它综合管线等及障碍物的分布情况可详见物探报告。

4.6 场地及地基地震效应

4.6.1 地基土的动力参数特征

4.6.1.1 波速测试试验成果

(一) 剪切波速、动剪切模量成果

本次在塔楼西北角和东南角各布置 1 个检层法波速试验孔,试验深度 171m~185m,测点间距为 1.0m。本场地 185m 以内各土层平均剪切波速详见表 10:

各土层剪切波速及动剪切、动弹性模量一览表

表 10

层序	土层名称	B1 孔 剪切波速 (m/s)	B2 孔 剪切波速 (m/s)	场地平均 剪切波速 (m/s)	密度 (10³kg/m³)	泊松比	动剪切 模量 (MPa)	动弹性 模量 (MPa)
③	淤泥质粉质粘土 夹砂质粉土	126.2	124.1	125.2	1.77	0.49	28	83
④	淤泥质粘土	143.6	149.5	146.6	1.67	0.49	36	107
⑤ _{1a}	粘土	176.0	180.0	178.0	1.76	0.49	56	166
⑤ _{1b}	粉质粘土	223.0	207.1	215.1	1.84	0.49	85	254
⑥	粉质粘土	280.3	261.3	270.8	1.98	0.48	145	430
⑦ ₁	砂质粉土夹粉砂	273.6	252.5	263.1	1.87	0.48	129	383
⑦ ₂	粉砂	338.4	326.3	332.4	1.92	0.47	212	624
⑦ ₃	粉砂	374.8	378.8	376.8	1.91	0.47	271	797
⑨ ₁	砂质粉土	402.9	395.6	399.3	1.91	0.46	304	889
⑨ ₂₋₁	粉砂	424.8	416.4	420.6	2.02	0.46	357	1043
⑨ ₂₋₂	粉砂	457.7	456.1	456.9	1.93	0.46	403	1176
⑨ ₃	细砂	512.9	517.7	515.3	1.97	0.46	523	1527
⑩	粉质粘土	559.7	563.9	561.8	1.93	0.46	609	1779
(11)	粉砂夹粉质粘土	559.9	555.6	557.8	1.90	0.46	591	1726
(12)	粉质粘土	591.2	590.8	591.0	1.99	0.46	695	2030
(12) _夹	粉砂	595.2	591.0	593.1	1.91	0.46	672	1962
(12)	粉质粘土	582.2	596.4	589.3	1.99	0.46	691	2018
(13)	粉砂夹粉质粘土	594.1	621.7	607.9	1.92	0.46	710	2072

注：泊松比根据工程经验提供。

（二）等效剪切波速

20m 以内土层等效剪切波速详见表 11。

20m 以内土层等效剪切波速一览表

表 11

孔号	B1	B2	平均值
等效剪切波速（m/s）	135.6	136.8	136.1

（三）基本周期

为计算场地地基土的基本周期，本次对场地 185m 以下至 280m 基岩面的波速用 185m 以上土层波速成果进行拟合，拟合曲线及公式详见图 11。

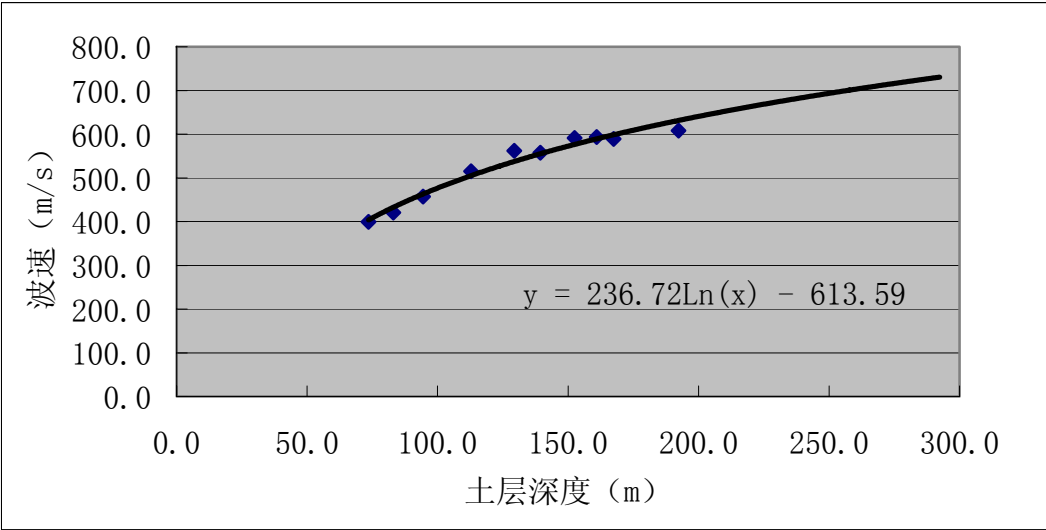


图 11：波速拟合曲线

场地不同深度至微风化基岩面的基本周期详见表 12，以 17#深孔为计算孔。

场地的基本周期一览表

表 12

深度（m）	基本周期 T（s）
地面至微风化基岩面	2.69
地面下 25m 至微风化基岩面	2.03
地面下 64m 至微风化基岩面	1.52
地面下 74m 至微风化基岩面	1.42
地面下 82m 至微风化基岩面	1.34
地面下 92m 至微风化基岩面	1.25

波速试验成果图表见附件二

4.6.1.2 场地地脉动试验成果

本次在塔楼位置布置两个地脉动试验孔，测试地面及孔中不同深度的测点的东西、南北、垂直方向的位移幅值及地脉动的卓越周期。

测试时，均布置两组拾振器，一组拾振器固定在孔口附近较坚实的土层上；另一组拾振器依次放在钻孔内不同深度（DMD1 孔为 30m、45m 两个深度；DMD2 孔为 30m、60m、

88m 三个深度）。地面上在东西、南北、垂直方向各一台。孔中放入一个三分量拾振器一台，由拾振器接收脉动的速度信号经积分放大后得到位移信号，经 NI 数据采集系统进行 A/D 转换，传至电脑进行存储。测试时，选择采样间隔 5ms。每点测点总采样长度为不少于 3600 秒。

经过上述各种方法对观测到的资料进行分析整理后，其卓越周期结果详见表 13：

地脉动试验卓越周期成果表 表 13

孔号	测点 1 深度 (m)	测点 1 卓越周期(秒)	测点 2 深度 (m)	测点 2 卓越周期(秒)
DMD1	孔口	2.56	30	2.28
		2.56	45	2.28
DMD2	孔口	2.56	30	2.28
		2.56	60	1.86
		2.56	88	1.58

2) 各测点微振动位移值的均方根值（RMS 值）的平均值统计下表 14。

各测点微振动位移值的均方根值（RMS 值）的平均值一览表 表 14

孔号及 测点 2 深度	测点 1（地面）（um）			测点 2（孔中）（um）			地面/孔中	
	东西向	南北向	垂直向	东西向	南北向	垂直向	水平向	垂直向
DMD1 孔 30m 深	0.82	0.98	0.96	0.34	0.30	0.71	2.81	1.35
DMD1 孔 45m 深	0.64	0.76	0.68	0.26	0.20	0.47	3.04	1.45
DMD2 孔 30m 深	0.70	0.67	0.61	0.30	0.26	0.26	2.45	2.35
DMD2 孔 60m 深	0.76	0.81	0.69	0.21	0.21	0.21	3.74	3.29
DMD2 孔 88m 深	1.06	1.13	1.06	0.27	0.21	0.19	4.56	5.58

地脉动测试结果详见附件三。

4.6.2 场地地震设计基本条件

根据国标《建筑抗震设计规范》（GB50011-2001）及波速测试成果（20m 以内土层等效剪切波速 136.1 m/s），拟建场地类别为Ⅳ类，位于抗震设防烈度 7 度区，设计基本地震加速度为 0.10g，所属的设计地震分组为第一组。

4.6.3 液化判别

经勘察，本场地在深度 20.0m 范围内无饱和层状砂质粉土及砂土分布，根据国家标

准《建筑抗震设计规范》（GB 50011-2001）的有关规定，本场地在抗震设防烈度为 7 度时，可不考虑地基土地震液化影响。

4.6.4 抗震地段划分

经勘察，拟建场地内无液化土层分布，但拟建场地浅部地基土以饱和软弱粘性土为主，根据国家标准《建筑抗震设计规范》（GB 50011-2001）有关规定，综合判断拟建场地属对建筑抗震不利地段，设计应采取相应的措施。

本工程建设单位已委托相关部门进行场地地震安全性评价，相关“区域和近场地地震活动性、区域和近场地震构造、地震危险性概率分析、场地设计地震动参数、地震地质灾害评价”等内容可参阅场地地震安全性评价专项报告。

4.7 周边环境

本工程基础方案及基坑围护方案选择除与场地工程地质条件、水文地质条件及不良地质现象等有关外，还与周边环境条件密切相关。与本工程密切相关的周边环境主要有以下几个方面：

（1）场地周边高层及地下室

本场地地处陆家嘴金融中心核心区，北侧为 88 层金茂大厦，其地下室距本场地基坑边界最近距离约 16m 左右；东侧为 101 层环球金融中心，其地下室距本场地基坑边界最近距离约 21m；南侧为盛大金磐住宅小区，其地下室距本场地基坑边界最近距离约 60m；西侧为在建太平金融大厦，其地下室距本场地基坑边界最近距离约 50m。

（2）周边道路

本工程周边道路分别为东泰路、陆家嘴环路、银城中路、花园石桥路，道路宽度均约为 24m。

（3）地下管线

本工程地下室边线距离四周道路较近，北侧及东侧地下室边线分布至花园石桥路和东泰路中心。本场地周边花园石桥路、东泰路、陆家嘴环路、银城中路均分布有较多地下管线，如煤气、上水、电力、信息等各类市政管线。其中场地北侧分布一条东西向的非开挖信息管，管顶埋深 0.5～7.0m，应引起重视，其位置及其它综合管线等及障碍物的分布情况可详见物探报告及周围市政管线图等。

5、地基土的分析与评价

5.1 场地稳定性和适宜性

拟建场地地基土组成为粘性土、粉土和砂土，层位分布基本稳定，无滑坡、崩塌、陡坎等不良地质作用。综合分析场地的工程地质条件和上海市区域地质资料，本场地属稳定场地，适宜建造本工程。

5.2 桩基分析与评价

5.2.1 桩型选择

5.2.1.1 桩型比较

桩型选择主要受场地周边环境和沉桩可行性两大因素决定。为合理选择桩型，结合本工程地层条件对各种方案优、缺点进行比较，详见下表 15。

备选桩型优、缺点比较 表 15

桩型 比较项目	灌注桩	钢管桩	预制桩（含 PHC 桩）
造价	相同条件下，基础造价相对较高。	相同条件下，基础造价高。	每 m ³ 砼提供的承载力高，基础造价经济。
挤土效应	无挤土效应。	挤土效应较明显。	挤土效应明显。
沉桩可行性	在厚层密实砂土层中成桩速度慢，并在密实的砂层（第⑦、⑨层）中摩阻力难以充分发挥。且由于孔壁土松动及孔壁泥皮过厚和孔底沉渣较厚，往往单桩承载力达不到设计要求。	钢管桩贯入能力强，但当桩端入土深度较大，且需穿越一定厚度较密实的密砂层时，沉桩有一定难度，且容易产生因锤击数过大造成桩身疲劳损失，单桩承载力有一定差异。	贯入能力有限，当桩端入土深度较大，且需穿越一定厚度较密实的粉（砂）性土层时，沉桩难度较大，进入密实的砂土深度有限。
桩身质量控制	与施工质量有关，只要严格控制，质量有保证。	其质量相对宜控制。	除焊接严格控制外，其质量相对容易控制。
桩基施工应注意问题及相关措施	应选择质量较高的施工队伍，改进施工工艺并采取一定的质量保证措施（如采用后注浆方案）。	采用合适的施工机械，做好施工监测工作。	加强桩身强度、桩端加钢桩靴。

5.2.1.2 陆家嘴地区桩型选择工程经验

自从 80 年代浦东开发开放以来，浦东陆家嘴地区超高层建筑如雨后春笋般涌现，浦东陆家嘴地区超高层建筑常用桩型主要有三种，钢管桩、PHC 桩和钻孔灌注桩，并随着制桩工艺、施工设备以及周围环境的要求在不断变化的。

陆家嘴地区开发早期，由于周围环境限制较少，工程建设时一般采用打入式预制桩，由于陆家嘴地区30m以下均为密实砂层，预制方桩一般只能沉桩至35m左右，继续沉桩会

使桩头打爆裂，桩身有裂纹；而当时预应力PHC管桩使用并不普遍，价格也较贵，一般仅30层以上超高层建筑使用，如交银大厦采用Φ600 壁厚110mm PHC管桩，桩端入土40.2m；上海国际航运大厦采用Φ800 PHC管桩，桩端入土40m（原设计方案桩端入土45m，无法沉桩到位，故改为40m）。而桩端入土深度超过40m，由于受沉桩设备以及桩身强度的限制，须采用钢管桩为主，如金茂大厦采用Φ914mm钢管桩，环球金融中心采用Φ700mm钢管桩，中银大厦采用Φ609mm钢管桩。

陆家嘴地区高层建筑早期采用钻孔灌注桩的工程并不多，主要是由于钻孔灌注桩的施工质量控制较复杂，单桩承载力往往得不到保证。目前陆家嘴地区超高层建筑林立，市政道路整齐，目前在该地区进行打桩施工难度较大，因此近年陆家嘴地区工程建筑均采用钻孔灌注桩。为避免灌注桩施工质量问题，消除桩侧泥皮和桩底沉渣过厚带来的单桩承载力达不到要求，试桩过程发生桩端突沉等问题，目前常常采用后注浆工艺。如平安金融大厦主楼、中建大厦和陆家嘴X2地块塔楼等均采用Φ850钻孔灌注桩（后注浆），桩端入土约52.0～58.0m左右。

5.2.1.3 本工程桩型选择

（1）122层塔楼

超高层建筑垂直荷载很大，对单桩竖向承载力很高。为满足布桩要求，通常需采用扩大底板。其中核心筒区及核心筒外延至部分投影区（本报告简称塔楼核心区）荷载很大，基础底板除核心区以外区域（本报告简称塔楼底板扩展区）与核心区比较，荷载相对较小。

本工程塔楼为122层建筑，层数及高度均超过金茂大厦和环球金融中心。超高层建筑对单桩承载力要求较高，一般需选择第⑨层作为桩基持力层（拟建场地第⑨层层面埋深约76.0～80.0m，为考虑塔楼核心筒与外围框架柱及裙房之间的差异沉降，塔楼的扩展区也可选用第⑦₂层作为桩基持力层）。预制桩沉桩难度较大，从沉（成）桩可行性、场地周边环境条件、单桩桩身变形、及目前的灌注桩施工水平等因素综合分析，本工程宜优先采用灌注桩方案（后注浆），桩径可选择Φ850mm～Φ1100mm；如采取有效措施，减少沉桩对周围环境的影响(噪音、振动、挤土等)，也可考虑采用钢管桩方案，桩径可选择Φ900mm～Φ1000mm,但应充分考虑钢管桩的沉桩可行性及因沉桩施工过程因总锤击数过大造成钢管桩桩身疲劳损伤引起单桩桩身变形大及周边土体扰动大等问题。

(2) 5层裙房及纯地下室

裙房、地下室柱网尺寸大,一般采用独立承台下桩基方案,每个承台下布桩数量较少。采用预制桩侧向挤土效应相对塔楼并不明显,但本工程基础底板埋深约25~30m,为获得较高的单桩承载力或抗拔力,应保证一定的有效桩长,故桩端入土深度一般需在50m以上,预制方桩和PHC桩沉桩较困难。综合考虑周边环境、沉桩可行性,本工程裙房及纯地下室宜比选钻孔灌注桩或钢管桩两种桩型。当采用灌注桩时,桩径可选择 $\phi 650\text{mm} \sim \phi 700\text{mm}$;考虑采用后注浆工艺,灌注桩桩径亦可采用 $\phi 800\text{mm}$ 或 $\phi 850\text{mm}$ 。当采用钢管桩时,桩径可选择 $\phi 700 \sim 900\text{mm}$ 。根据类同工程经验,为施工便利,裙楼与塔楼同桩型的可能性较大。

综合分析本工程拟建建筑性质、周边环境条件及沉(成)桩可行性,建议选择灌注桩方案,并采用后注浆工艺。

5.2.1.4 钻孔灌注桩的后注浆工艺

(一) 后注浆工艺介绍

钻孔灌注桩虽对周围环境影响小,但常规钻孔灌注桩较难保证成孔质量,易出现泥皮较厚、孔底沉渣较多、土体应力释放过大等缺陷,这些问题始终没有得到有效地解决,尤其是桩端沉渣和桩侧泥皮问题,容易导致单桩竖向承载力显著下降及建筑物沉降量大幅度增加。如处理不好不但增加工期和造价,还会对单桩承载力及建筑物沉降均会产生不利影响。按目前工程经验,桩长较长的大直径钻孔灌注桩一般可采用后注浆工艺。

桩端后注浆工艺即钻孔灌注桩浇灌桩身混凝土之前,先在孔内预留带有活动阀的细钢管至孔底,然后浇注混凝土至设计标高,待桩身混凝土有一定强度时,利用水泥浆加压泵由原先预留的钢管中注入水泥浆,高压水泥浆自阀门由桩底部向上部注浆和桩底注浆,使桩端以上20d~30d和桩端下土体得到加固,同时也解决了灌注桩中泥皮和沉渣影响承载力的问题,大幅度提高了钻孔灌注桩单桩承载力,并减少了桩基础的沉降量。

(二) 采用后压浆技术应注意的问题

- (1) 单桩承载力较高时,应注意桩身与结构强度与之匹配;
- (2) 建议本工程采用桩端注浆工艺时,灌注桩桩端注浆水泥量(t)宜不小于桩径(m)的4倍,为了提高注浆效果,应严格控制注浆流量($<50\text{L}/\text{min}$),并宜分2~3次注浆,其间隔时间宜通过试注浆确定;
- (3) 已有工程经验表明采用后压浆技术,单桩承载力提高幅值变化很大,与施工工

艺密切相关,应注意施工管理及桩基检测;另外设计取值时应留有足够的安全度。

(三) 注浆失败补救措施

任何工艺都有失败的可能,由于施工过程中不当(如注浆单向阀门反向安装或清水劈裂未及时进行)或土层本身性质导致导管注浆孔堵塞,从而引起后注浆施工中预置的两根注浆管全部不通,导致设计的浆液不能注入的情况,或管路虽通但设计浆液不能达到50%,且注浆压力达不到终止压力,注浆视之为失败。若发现注浆失败情况,应采取如下措施:首先应修复原注浆管后重新注浆。如无法修复,可在注浆失败的桩侧采用地质钻机形成对称的两个小孔,直径 $\Phi 90\text{mm}$ 左右,深度超过桩端50cm为宜,然后在所成孔中重新放下两套注浆管并在距桩端2m处用托盘封堵,用水泥浆液封孔,待封孔5天后即进行重新注浆,补入设计注浆量即完成施工。

5.2.2 桩基持力层分析与选择

5.2.2.1 桩基持力层选择应满足的条件

桩基持力层选择应同时满足下列条件:

- (1) 单桩竖向承载力应满足设计布桩的要求;
- (2) 基础沉降及沉降差应满足规范及设计要求;
- (3) 钻孔灌注桩入土深度应充分发挥桩身结构强度;
- (4) 从抗震要求考虑,同一基础宜采用相同桩长或桩长不宜相差过大。

5.2.2.2 拟建场地主要土层分析评价

(1)第⑦₁层草黄色砂质粉土夹粉砂,中密~密实,中等压缩性,层面埋深约28.1~30.5m(层面标高约-24.1~-26.3m),层厚5.3~12.0m,静力触探 P_s 平均值12.33MPa,标准贯入击数 N 平均值34.0击,土性较佳,但层面埋深相对较浅、层厚较薄一般不宜作为本工程桩基持力层和抗拔桩桩端置入层。土样典型照片见图12。



图12 第⑦₁层典型土样

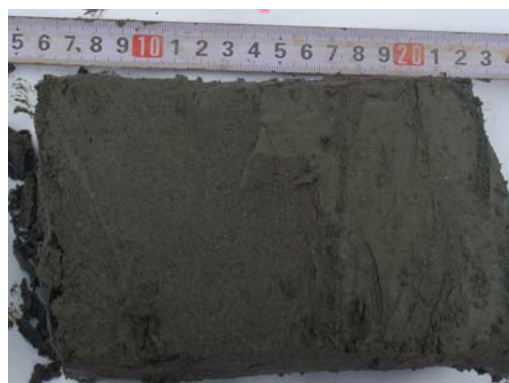
(2) 第⑦₂层草黄色粉砂, 密实, 中等~低等压缩性, 层面埋深约 35.00~40.00m (层面标高约-30.8~-36.2m), 层厚 23.5~29.2m, 静力触探 Ps 平均值 26.91MPa, 标准贯入击数 N 平均值大于 50 击, 土质均匀, 土性极佳, 是本工程裙房、地下室理想的桩基持力层和抗拔桩桩端埋置层, 并可比选作为塔楼底板扩展区的桩基持力层。土样典型照片见图 13。

图 13 第⑦₂层典型土样

(3) 第⑦₃层灰色粉砂, 密实, 中等压缩性, 层面埋深约 63.0~65.5m (层面标高约-59.1~-61.5m), 层厚 3.4~6.6m, 静力触探 Ps 平均值 17.16MPa, 标准贯入击数 N 平均值大于 50 击, 土质不均匀, 夹砂质粉土及薄层粘性土, 土性较佳, 可比选作为本工程裙房、地下室的桩基持力层和抗拔桩桩端埋置层, 并可比选作为塔楼底板扩展区的桩基持力层。土样典型照片见图 14。

图 14 第⑦₃层典型土样

(4) 第⑨₁层灰色砂质粉土, 密实, 中等压缩性, 层面埋深约 67.2~71.6m (层面标高约-63.4~-67.3m), 层厚 5.8~12.5m, 静力触探 Ps 平均值 16.34MPa, 标准贯入击数 N 平均值大于 50 击。该层土性不均, 粘性土夹层频率及厚度在纵横向变化较大, 局部粘性土夹层厚度为 1~2cm, 甚至达 3~5cm。该层可比选作为塔楼扩展区和裙房、地下室的桩基持力层。土样典型照片见图 15。

图 15 第⑨₁层典型土样

(5) 第⑨₂₋₁层灰色粉砂, 密实, 中等~低等压缩性, 层面埋深约 76.0~80.5m (层面标高-71.7~-76.8m 左右), 层厚 8.5~15.1m, 静力触探 Ps 平均值 18.62MPa, 标准贯入击数 N 平均值大于 50 击。该层中上部夹多量中粗砂及砾砂, 砾石粒径 0.5~1.5cm, 下部 84.0~89.0m 深度段局部夹粘性土较多, 一般夹粘土层厚度约 2~5cm, 局部粘性土夹层厚度达 20~30cm, 土质不甚均匀。第⑨₂₋₁层是本工程 122 层塔楼较为理想的桩基持力层之一。土样典型照片见图 16。

图 16 第⑨₂₋₁层典型土样

(6) 第⑨₂₋₂层灰色粉砂, 密实, 低等压缩性, 层面埋深约为 88.0~90.0m (层面标高-84.0~-86.0m 左右; 受第⑨_{2t}层透镜体切割影响, 塔楼底板扩展区局部层面埋深达 94.0m 左右, 层面标高-90.0m 左右), 层厚 6.6~12.5m, 静力触探 Ps 平均值 21.87MPa, 标准贯入击数 N 平均值大于 50 击, 夹细砂、砂质粉土及薄层粘性土, 土性较佳, 土质相对较均匀。第⑨₂₋₂层亦是本工程 122 层塔楼较为理想的桩基持力层之一。土样典型照片见图 17。

图 17 第⑨₂₋₂层典型土样

(7) 第⑨_{2t}层灰色粉质粘土夹粘质粉土, 可塑~硬塑, 中等压缩性, 静力触探 Ps 平均值 7.44MPa, 夹层状粉砂, 土质不均。该层仅在钻探 8#、24#、初勘 B3# 及静探 C29、C33 孔位置呈透镜体分布, 层厚 2.8~7.0m, 分布深度范围 87.0~94.6m (初勘 B3# 孔该层深度范围 97.9~100.8m), 层厚及层面埋深变化较大, 需考虑该层对沉降量控制的影响。土样典型照片见图 18。

图 18 第⑨_{2t}层典型土样

(8) 第⑨₃层灰色粉砂，密实，低等压缩性，层面埋深约100.0m（层面标高-96.0m左右），层厚25.0~30.0m左右，标准贯入击数N平均值大于50击，土性佳，是本工程122层塔楼的理想的桩基下卧层，对沉降量控制较为有利。土样典型照片见图19。



图 19 第⑨₃层典型土样

(9) 第⑨_{3t}层灰色粉质粘土，可塑~硬塑，中等压缩性，仅在钻探 17#孔位置呈透镜体分布，层面埋深约为 104.8m（层面标高-100.5m 左右），层厚约 4.2m，夹粘质粉土及粉细砂团块，土质不均。由于该层土性相对较软，需考虑该层对塔楼沉降量控制的影响。土样典型照片见图 20。



图 20 第⑨_{3t}层典型土样

5.2.2.3 场地周边超高层建筑土层分布特点和桩基持力层选择

本场地位于陆家嘴金融贸易区核心地段，与 88 层金茂大厦、101 层环球金融中心成“品”字型分布，距离较近，属同一地质单元，土层分布及土性特征非常接近。本报告将上述工程主要土层（与桩基持力层确定密切相关的土层）列表进行对比（详见表 16），以便于本工程桩基持力层选择时参考。

周边超高层建筑与本工程主要土层比较表 表 16

层序	金茂大厦		环球金融中心		本场地		
	层底埋深 (层底标高) (m)	双桥静探 qc (MPa)	层底埋深 (层底标高) (m)	双桥静探 qc (MPa)	层底埋深 (层底标高) (m)	单桥静探 Ps (Mpa)	双桥静探 qc (MPa)
⑦ ₂	610~670 (-57.0~-63.3)	23.26	570~660 (-52.5~-61.8)	24.60	630~655 (-59.1~-61.5)	2691	2527
⑦ ₃	685~735 (-64.6~-69.6)	14.46	690~710 (-65.2~-67.3)	15.40	672~716 (-63.4~-67.3)	1716	1893
⑨ ₁	740~790 (-70.1~-78.8)	12.64	745~775 (-70.6~-73.8)	16.10	760~805 (-71.7~-76.8)	1634	1811
⑨ ₂₋₁	1230~1360 (-119.1~-132.7)	21.55	888~925 (-85.1~-88.8)	20.50	870~921 (-82.9~-88.3)	1862	1743
⑨ ₂₋₂			1425~1488 (-138.8~-145.1)		985~1015 (-93.6~-97.3)	2187	
⑨ ₃					1250~1304 (-121.0~-126.5)		

说明：

- 1、金茂大厦第⑦₃层报告层序为第⑧层，土层定名砂质粉土；第⑨₂₋₁、⑨₂₋₂、⑨₂₋₃层合并为第⑨₂层，土层定名细砂夹中粗砂。
- 2、环球金融中心第⑨₂₋₁层报告层序为第⑨₂层，土名含砾中粗砂；第⑨₂₋₂、⑨₃层合并为第⑨₃层，土名粉细砂。

从表 16 对比分析可以发现，本工程与邻近金茂大厦、环球金融中心主要土层层面埋深与土性特征基本一致，土性略好于金茂大厦、环球金融中心。但本工程在场地西南侧塔楼扩展区范围局部有第⑨_{2t}层灰色粉质粘土夹粘质粉土分布，层厚 2.8~7.0m 左右，对本工程桩基持力层及桩端入土深度的选择有一定影响。

环球金融中心与金茂大厦目前是该地区第一和第二高楼，其桩基方案对本工程具有一定的参考价值，故收集其桩基持力层及桩入土深度，详见表17；典型静探曲线及桩入土示意图，详见图21~图24。

环球金融中心、金茂大厦主楼和裙房桩基方案一览表

表 17

建筑物名称		钢型规格 (mm)	桩基 持力层	桩端入土深度 (m)
环球金融中心	主楼	Φ700×18 钢管桩	⑨ ₂₋₁	约 79.0
		Φ700×15 钢管桩	⑦ ₂	约 59.0
	裙房	Φ700×11 钢管桩	⑦ ₂	约 43.0
金茂大厦	主楼	φ914×20 钢管桩	⑨ ₂₋₁	约 80.0
	裙房	φ609×14 钢管桩	⑦ ₂	约 45.0

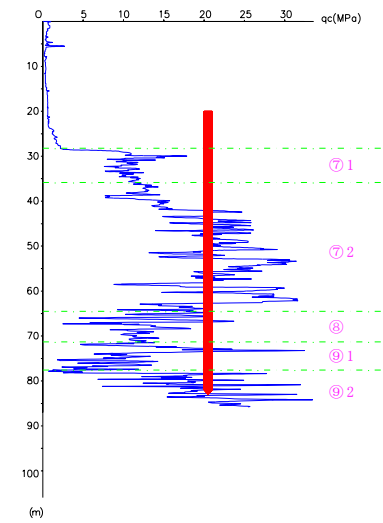


图 21 88 层金茂大厦典型静探曲线及塔楼桩基持力层选择

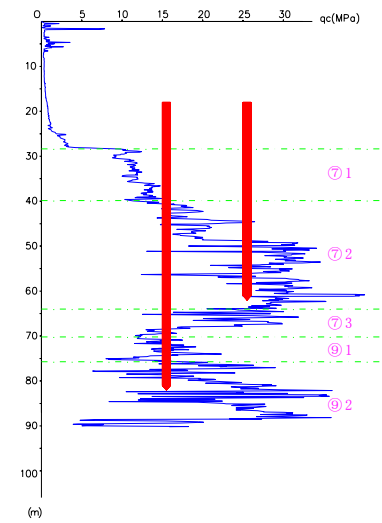


图 22 101 层环球金融中心典型静探曲线及塔楼桩基持力层选择

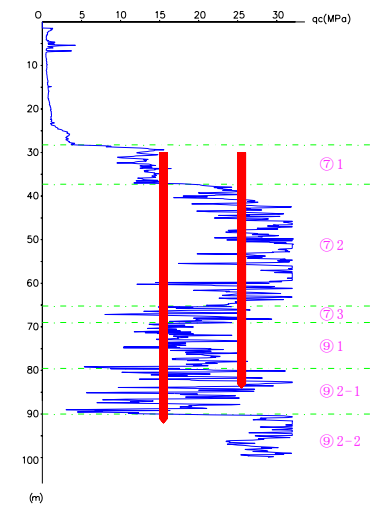


图 23 本工程塔楼核心区典型静探曲线及桩基持力层选择

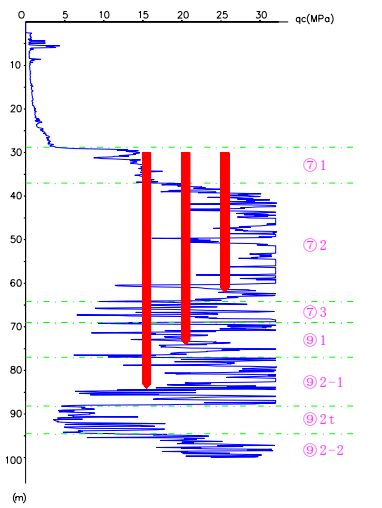


图 24 本工程塔楼扩展区典型静探曲线及桩基持力层选择

5. 2. 2. 4 桩基持力层选择

(1) 122层塔楼

本工程塔楼建筑总高度达632m，结构高度为565.6m，将成为中国第一高层。塔楼基础底面荷载标准值投影区为2200kN/m²，考虑基础底面后扩大荷载为1300 kN/m²，建筑垂直荷载很大，受风荷载等等因素影响水平作用力亦大，因此布桩时除对单桩竖向承载力极高要求外，还需考虑桩的水平荷载要求；塔楼对沉降量控制要求十分严格，同时还需考虑塔楼核心筒与外围框架柱及裙房之间的差异沉降影响。根据本工程地层组合及类同工程经验，分析认为：

(1) 根据邻近金茂大厦、环球金融中心等类同超高层建筑的工程经验，为控制沉降，并获得较高的单桩承载力以及抗震设计需要，122 层塔楼核心区宜以第⑨层作为桩基持力层为宜。

(2) 为减少塔楼核心筒与外围框架柱及裙房之间的差异沉降，其塔楼的扩展区可选择第⑦₂层或第⑨₁层作为桩基持力层。选择第⑦₂层作为桩基持力层时，桩端入土深度宜为62.0~64.0m左右；选择第⑨₁层桩作为桩基持力层时，端入土深度宜为74.0m左右。

(3) 第⑨₂₋₁层灰色粉砂，密实，低等压缩性，塔楼范围该层层面埋深约 77.0~80.0m，静力触探 Ps 平均值 18.62MPa，标准贯入击数 N 平均值大于 50 击。该层中上部夹多量中粗砂及砾砂，下部 84.0-89.0 米深度段局部夹粘性土较多，一般夹粘层厚度约 2-5cm，局部粘性土夹层厚度达 20-30cm。第⑨₂₋₁层虽局部区域中下部夹粘较多，但由于其埋藏深度大，对塔楼沉降量影响较小，另外塔楼（包括扩展区）为筏板基础，基础刚度大，能协调不均匀沉降，故该层仍可比选作为本工程塔楼核心区及扩展区的桩基持力层。本工程在场地东北角布置的前期试桩即选择该层作为桩基持力层，桩型为 φ1000mm 灌注桩，桩端入土深度 87.4m 左右（桩端标高-83.7m）。本次详勘查明塔楼西侧扩展区在的 87.0—94.6m 深度范围分布有第⑨_{2t} 层粉质粘土夹粘质粉土，土质相对软弱，为避开该软弱层，桩端入土宜调整为 82.0-84.0 米为宜（相应桩端标高-78.0~-80.0m 左右）。

(4) 第⑨₂₋₂层灰色粉砂，密实，低等压缩性，层面埋深约 88.0~90.0m（层面埋深-84.0~-86.0m 左右），静力触探 Ps 平均值 21.87MPa，标准贯入击数 N 平均值大于 50 击。根据金茂大厦（88 层）和环球金融中心（101 层）沉降观测，基础外围沉降小，而中部核心筒区域沉降量大，因此控制塔楼尤其是核心区的沉降量是关键。本工程为 122 层超高层建筑，需严格控制沉降，可考虑采用第⑨₂₋₂层作为塔楼核心筒区桩基持力层，

桩端入土深度可为 92.0m 左右（相应桩端标高-88.0m 左右）。因塔楼底板扩展区在 87.0—94.6m 深度范围呈透镜体状分布有第⑨_{2t}层粉质粘土夹粘质粉土，为避开该软弱层，选择第⑨₂₋₂层作为桩基持力层时桩端入土深度需至 96.0m 左右（相应桩端标高-92.0m 左右），桩端深于核心区，既不经济也不合理，故塔楼扩展区不建议选择该层作为桩基持力层。

根据邻近超高层建筑桩基工程经验并结合各土层在塔楼区分布特点、土性特征及桩基持力层选择需满足的主要条件，本工程122层塔楼桩基比选方案详见表18。

塔楼桩基比选方案一览表 表 18

序号	分区	桩型	桩基持力层	桩端入土深度 (桩端标高)	桩基持力层分析
方案一	核心区	Φ1000~1100mm 灌注桩	⑨ ₂₋₂	92.0m (-88.0m)	1、扩展区⑨2t 埋深相对较浅，桩端应距离该层一定距离。
	扩展区	Φ1000mm 灌注桩	⑨ ₂₋₁	82.0~84.0m (-78.0~-80.0m)	2、对控制核心区与扩展区不均匀沉降较为有利。
方案二	核心区	Φ1000mm 灌注桩	⑨ ₂₋₁	82.0~84.0m (-78.0~-80.0m)	1、扩展区⑨2t 埋深相对较浅，桩端应距离该层一定距离。
	扩展区	Φ1000mm 灌注桩	⑨ ₂₋₁	82.0~84.0m (-78.0~-80.0m)	2、核心区与扩展区易产生不均匀沉降。
方案三	核心区	Φ1000mm 灌注桩	⑨ ₂₋₁	82.0~84.0m (-78.0~-80.0m)	对控制核心区与扩展区不均匀沉降较为有利。
	扩展区	Φ850~1000mm 灌注桩	⑨ ₁	74.0m (-70.0m)	
方案四	核心区	Φ1000mm 灌注桩	⑨ ₂₋₁	82.0m (-78.0m)	对控制核心区与扩展区不均匀沉降较为有利。
	扩展区	Φ850~1000mm 灌注桩	⑦ ₂	62.0~64.0m (-58.0~-60.0m)	
方案五	核心区	Φ900~1000mm 钢管桩	⑨ ₂₋₁	82.0~84.0m (-78.0~-80.0m)	1. 钢管桩沉桩施工有一定难度，沉桩施工对周边环境影响较大。
	扩展区	Φ900~1000mm 钢管桩	⑨ ₂₋₁	82.0~84.0m (-78.0~-80.0m)	2、核心区与扩展区易产生不均匀沉降。
方案六	核心区	Φ900~1000mm 钢管桩	⑨ ₂₋₁	82.0~84.0m (-78.0~-80.0m)	1、钢管桩沉桩施工有一定难度，沉桩施工对周边环境影响较大。
	扩展区	Φ900~1000mm 钢管桩	⑨ ₁	74.0~76.0m (-70.0~-72.0m)	2、对控制核心区与扩展区不均匀沉降较为有利。
方案七	核心区	Φ900~1000mm 钢管桩	⑨ ₂₋₁	82.0m (-78.0m)	同方案 6
	扩展区	Φ900~1000mm 钢管桩	⑦ ₂	62.0~64.0m (-58.0~-60.0m)	

本工程塔楼核心区和底板扩展区具体采用第⑨₁、⑨₂₋₁还是⑨₂₋₂层作为持力层，需根

据设计对单桩承载力要求、沉降量控制以及抗震、抗风等综合计算后确定。

(2) 5层裙房

本工程裙房为5层建筑，下设5层地下室，底板埋深25~30m，基底荷载标准值220kPa，扣除地下水浮力即主要承受抗拔力。但考虑本工程裙房一般柱网尺寸大，单柱荷重较大，采用承台下布桩，对单桩承载力的要求较高。同时裙房区域有可能采用逆筑法施工，逆筑法施工围护体系的立柱桩需要提供很高的单桩承载力。由于底板埋深25~30m，为获得较高的单桩承载力或抗拔力，须有足够的有效桩长，故宜选择第⑦₂层中下部或第⑨₁层作为桩基持力层。本工程裙房桩基方案详见表19。

裙房桩基方案一览表 表 19

序号	桩型	桩基持力层	桩端入土深度 (桩端标高)	桩基持力层分析
方案一	Φ650~700mm 灌注桩 Φ800~850mm 灌注桩(后注浆)	⑦ ₂	56.0~60.0m (-52.0~-56.0m)	
方案二	Φ800~850mm 灌注桩	⑨ ₁	74.0m (-70.0m)	
方案三	Φ700mm 钢管桩	⑦ ₂	56.0~60.0m (-52.0~-56.0m)	钢管桩沉桩施工有一定难度，沉桩施工对周边环境影响较大。
方案四	Φ700mm 钢管桩	⑨ ₁	74.0m (-70.0m)	钢管桩沉桩施工有一定难度，沉桩施工对周边环境影响较大。

(3) 纯地下室

对无上部结构的纯地下室区域，底板埋深25~30m，所受浮力大，所需单桩抗浮力要求高。考虑便于施工，其桩型和桩端入土深度宜与5层裙房相同。

5.2.3 单桩竖向承载力估算

5.2.3.1 本工程单桩竖向承载力估算

根据类似工程试桩资料、上海市工程建设规范《地基基础设计规范》（DGJ 08-11-1999）及行业标准《建筑桩基技术规范》（JGJ 94-2008），综合分析土工试验及原位测试相关成果，推荐的各层土的桩侧极限摩阻力标准值 f_s 和桩端极限端阻力标准值 f_p 详见表 20。

桩极限摩阻力标准值 f_s 及桩端极限端阻力标准值 f_p 值表 表 20

层序	土层名称	层底埋深 (m)	静深 P_s 值 (Mpa)	预制桩（钢管桩）		钻孔灌注桩		抗拔 承载力 系数
				f_s (kPa)	f_p (kPa)	f_s (kPa)	f_p (kPa)	λ
②	粉质粘土	2.7~4.5	0.64	15		15		0.6
③	淤泥质粉质粘土	7.3~10.0	0.82	6m 以上 15		6m 以上 15		0.6
				6m 以下 30		6m 以下 25		
④	淤泥质粘土	15.8~18.0	0.62	25		20		0.6
⑤ _{1a}	粘土	19.4~21.5	0.98	40		35		0.70
⑤ _{1b}	粉质粘土	23.5~28.5	1.34	55		45		0.70
⑥	粉质粘土	28.1~30.5	3.08	80		60		0.80
⑦ ₁	砂质粉土夹粉砂	34.8~40.5	12.33	100		60		0.70
⑦ ₂	粉砂	63.0~65.5	26.91	120	10000	70	2500	0.70
⑦ ₃	粉砂	67.2~71.6	17.16	110	8000	70	2200	0.70
⑨ ₁	砂质粉土	76.0~80.5	16.34	110	8000	70	2500	0.75
⑨ ₂₋₁	粉砂	87.0~92.1	18.62	110	9000	70	2500	0.75
⑨ _{2t}	粉质粘土夹 粘质粉土	91.2~100.8	7.44	80		60		0.75
⑨ ₂₋₂	粉砂	98.5~101.5	21.87	120	10000	70	2500	0.75

注：（1）上表中各土层的 f_s 和 f_p 值除以安全系数 2 即为相应的特征值。

（2）对钻孔灌注桩，上表中各土层的 f_s 和 f_p 值适用于桩径不大于 850mm 的情况，当桩径大于 850mm 时，上表中 f_s 和 f_p 值宜适当折减。

（3）对钢管桩，应考虑敞口钢管桩的桩端闭塞效应和侧阻挤土效应。

根据表 20 中建议的各层土的桩侧极限摩阻力标准值 f_s 和桩端极限端阻力标准值 f_p 值，估算的预制桩的单桩竖向承载力见下表 21、表 22：

塔楼单桩竖向承载力估算值表

表 21

方案 序号	分区	桩型	桩规格 (mm)	桩端 入土 深度 (m)	桩顶 入土 深度 (m)	桩长 (m)	持力 层	单桩极限 承载力 标准值 R _k (kN)	单桩竖向 承载力 设计值 R _d (kN)	单桩竖向 承载力 特征值 R _a (kN)
方案一	核心区	常规灌注桩	φ1000	92.0	30.0	62.0	㉟ ₂₋₂	15390	9600	7690
		灌注桩+底注浆	φ1000	92.0	30.0	62.0	㉟ ₂₋₂	27900	17430	13950
	扩展区	常规灌注桩	φ1000	82.0	30.0	52.0	㉟ ₂₋₁	13210	8250	6600
		灌注桩+底注浆	φ1000	82.0	30.0	52.0	㉟ ₂₋₁	24910	15560	12450
方案二	核心区	常规灌注桩	φ1000	82.0	30.0	52.0	㉟ ₂₋₁	13190	8240	6590
		灌注桩+底注浆	φ1000	82.0	30.0	52.0	㉟ ₂₋₁	24930	15580	12460
	扩展区	常规灌注桩	φ1000	82.0	30.0	52.0	㉟ ₂₋₁	13210	8250	6600
		灌注桩+底注浆	φ1000	82.0	30.0	52.0	㉟ ₂₋₁	24910	15560	12450
方案三	核心区	常规灌注桩	φ1000	82.0	30.0	52.0	㉟ ₂₋₁	13190	8240	6590
		灌注桩+底注浆	φ1000	82.0	30.0	52.0	㉟ ₂₋₁	24930	15580	12460
	扩展区	常规灌注桩	φ850	74.0	30.0	44.0	㉟ ₁	9480	5920	4740
		灌注桩+底注浆	φ850	74.0	30.0	44.0	㉟ ₁	17250	10780	8620
		常规灌注桩	φ1000	74.0	30.0	44.0	㉟ ₁	11450	7150	5720
		灌注桩+底注浆	φ1000	74.0	30.0	44.0	㉟ ₁	21240	13270	10620
方案四	核心区	常规灌注桩	φ1000	82.0	30.0	52.0	㉟ ₂₋₁	13190	8240	6590
		灌注桩+底注浆	φ1000	82.0	30.0	52.0	㉟ ₂₋₁	24930	15580	12460
	扩展区	常规灌注桩	φ850	64.0	30.0	34.0	㉟ ₂	7600	4750	3800
		灌注桩+底注浆	φ850	64.0	30.0	34.0	㉟ ₂	15600	9750	7800
		常规灌注桩	φ1000	64.0	30.0	34.0	㉟ ₂	9250	5780	4620
方案五	核心区	敞口钢管桩	φ900	82.0	30.0	52.0	㉟ ₂₋₁	17500	10930	8750
		敞口钢管桩	φ900	82.0	30.0	52.0	㉟ ₂₋₁	17540	10960	8770
方案六	核心区	敞口钢管桩	φ900	82.0	30.0	52.0	㉟ ₂₋₁	17500	10930	8750
	扩展区	敞口钢管桩	φ900	74.0	30.0	44.0	㉟ ₁	15080	9420	7540
方案七	核心区	敞口钢管桩	φ900	82.0	30.0	52.0	㉟ ₂₋₁	17500	10930	8750
	扩展区	敞口钢管桩	φ900	64.0	30.0	34.0	㉟ ₂	13350	8340	6670

裙房、地下室单桩竖向承载力估算值表

表 22

方案 序号	桩型	桩规格 (mm)	桩端 入土 深度 (m)	桩顶 入土 深度 (m)	桩长 (m)	持力 层	单桩极限 承载力 标准值 R _k (kN)	单桩竖向 承载力 设计值 R _d (kN)	单桩竖向 承载力 特征值 R _a (kN)	单桩竖向 承载力 设计值 R _d (kN)
方案一	常规灌注桩	φ650	58.0	25.0	33.0	㉟ ₂	5300	3310	2650	2130
	灌注桩+底注浆	φ650	58.0	25.0	33.0	㉟ ₂	10680	6670	5340	3390
	常规灌注桩	φ700	58.0	25.0	33.0	㉟ ₂	5780	3610	2890	2300
	灌注桩+底注浆	φ700	58.0	25.0	33.0	㉟ ₂	11770	7350	5880	3660
	常规灌注桩	φ800	58.0	25.0	33.0	㉟ ₂	6770	4230	3380	2660
	灌注桩+底注浆	φ800	58.0	25.0	33.0	㉟ ₂	14090	8800	7040	4210
	常规灌注桩	φ850	58.0	25.0	33.0	㉟ ₂	7270	4540	3630	2840
	灌注桩+底注浆	φ850	58.0	25.0	33.0	㉟ ₂	15300	9560	7650	4490
方案二	常规灌注桩	φ800	74.0	25.0	49.0	㉟ ₁	9580	5980	4790	4020
	灌注桩+底注浆	φ800	74.0	25.0	49.0	㉟ ₁	15800	9870	7900	5560
	常规灌注桩	φ850	74.0	25.0	49.0	㉟ ₁	10260	6410	5130	4300
	灌注桩+底注浆	φ850	74.0	25.0	49.0	㉟ ₁	17060	10660	8530	5930
方案三	敞口钢管桩	φ700	58.0	25.0	33.0	㉟ ₂	10330	6450	5160	3640
方案四	敞口钢管桩	φ700	74.0	25.0	49.0	㉟ ₁	13490	8430	6740	5480

单桩竖向承载力设计值应考虑两个方面的内容：即地基土对桩的极限支承和桩身结构强度。单桩竖向承载力设计值应根据这两个方面分别进行计算，取其小值。关于桩身结构强度可按有关规范确定。钻孔灌注桩桩身强度可根据上海市标准《地基基础设计规范》（DGJ08—11—1999）第 6.2.6 条确定。对表 21、22 中单桩承载力估算作如下说明：

（1）单桩竖向承载力特征值 Ra 为安全系数 K=2 时的值。

（2）表中单桩承载力未考虑桩身强度、施工质量等因素的影响。

（3）灌注桩桩端注浆水泥量(t)宜不小于桩径(m)的 4 倍，并分二次注浆。

（4）对桩径大于 850mm 的灌注桩，未考虑 fs 和 fp 值的折减。

（5）根据上海地区工程经验，后注浆灌注桩桩端极限阻力 fp 可按预制桩 fp 取值，桩端以上 20~30d 范围内的 fs 值后注浆侧阻力增强系数宜取 2.0。

（6）钢管桩单桩承载力按《建筑桩基技术规范》（JGJ94-2008）计算，并考虑敞口钢管桩的桩端闭塞效应和侧阻挤土效应进行折减。

(7) 塔楼核心区以钻探 17#为计算孔, 塔楼扩展区以钻探 24#为计算孔, 裙房、地下室以静探 C22 为计算孔。

建议进行单桩竖向抗压静载荷试验确定单桩竖向极限承载力标准值; 基桩的抗拔极限承载力标准值应通过现场单桩上拔静载荷试验确定。

5.2.3.2 本工程及邻近工程试桩成果

(一) 本工程灌注桩试桩成果

1、试桩基本资料

受业主委托, 我公司在本工程详勘工作开展前在场地西北角进行了多组试桩, 试桩相关数据详见表 23。

试桩基本数据一览表 表 23

名称	桩径(mm)	外套筒标高(m)	桩端标高(m)	数量(根)	备注
A 型试桩	Φ1000	-20.70	-83.70	2	桩端、桩侧联合注浆
B 型试桩				1	桩端注浆
锚桩	Φ1000		-83.70	9	桩侧注浆

说明: SYZA01、SYZA02、SYZB01 试桩进行桩底注浆, 注浆量为 2.5T 水泥/根, 水泥标号采用 P42.5, 水泥浆水灰比 0.55。

SYZA01、SYZA02 试桩和所有锚桩 (9 根) 进行桩侧后注浆, 每根桩设置 4 道注浆断面, 每道断面水泥用量 500 公斤。水泥标号采用 P42.5, 水泥浆水灰比 0.55。

2、桩基承载力结果及分析

相关成果详见表 24, 试桩 Q—s 曲线详见图 25~图 27。

试桩成果一览表 表 24

桩号	最大加载量(kN)	最大沉降量(mm)			残余沉降量(mm)			回弹量(mm)		
		桩顶	桩身中	桩端	桩顶	桩身中	桩端	桩顶	桩身中	桩端
SYZA01	30000	50.66	7.31	1.30	18.70	5.85	0.78	31.96	1.46	0.52
SYZA02	27000	126.43	84.29	73.21	97.40	81.50	72.56	29.03	2.79	0.65
SYZB01	29000	135.06	80.10	64.27	92.58	75.33	62.10	42.48	4.77	2.17

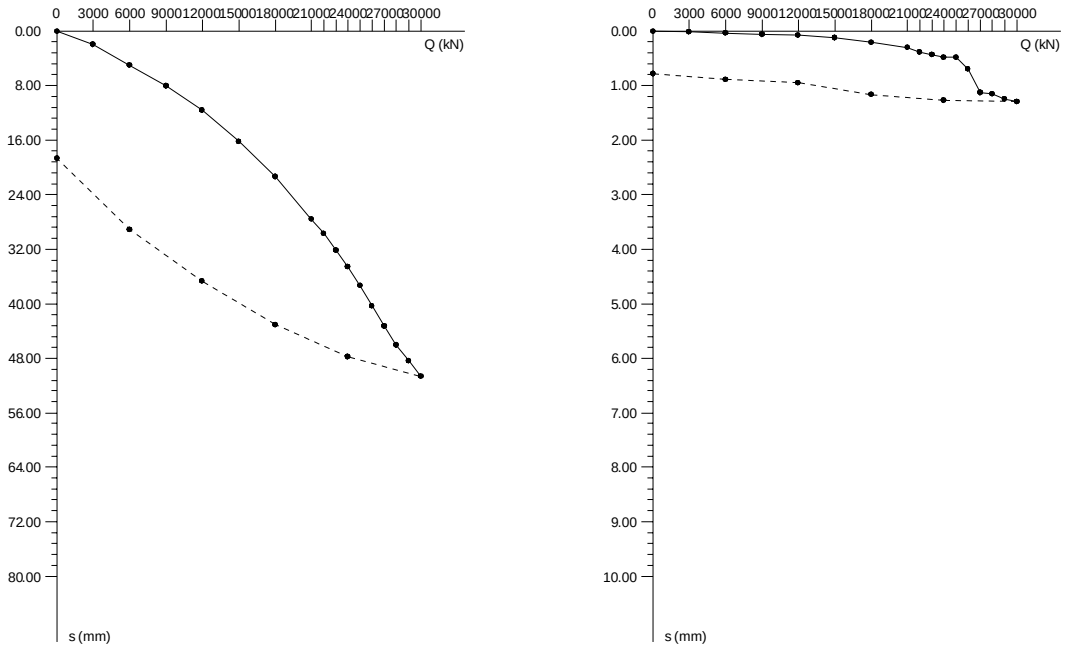


图25 SYZA01 试桩成果

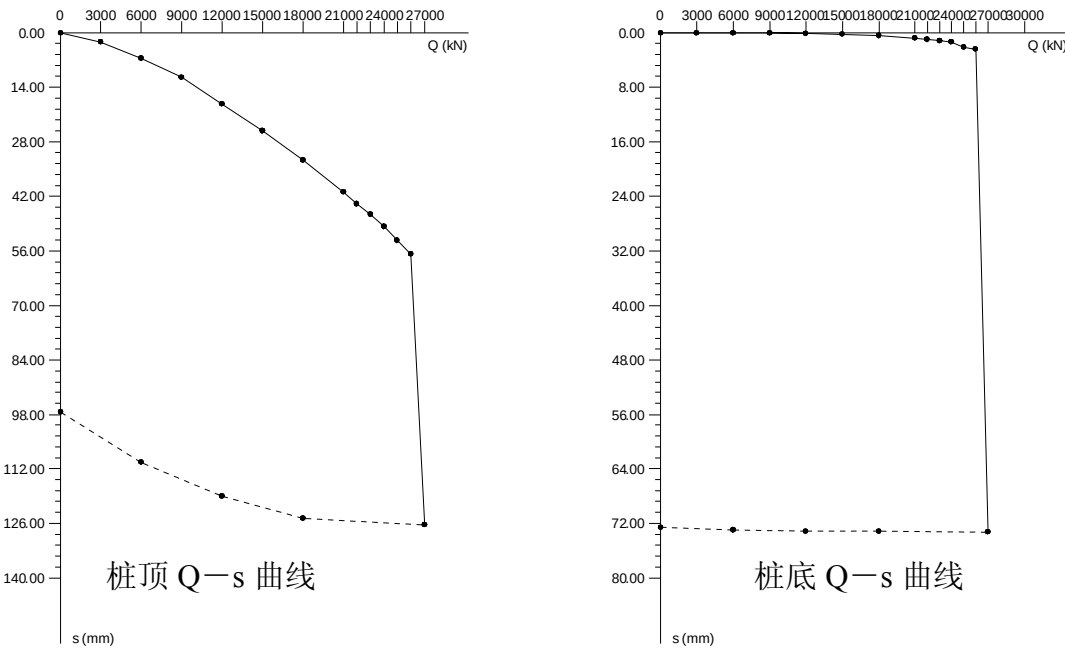


图26 SYZA02 试桩成果

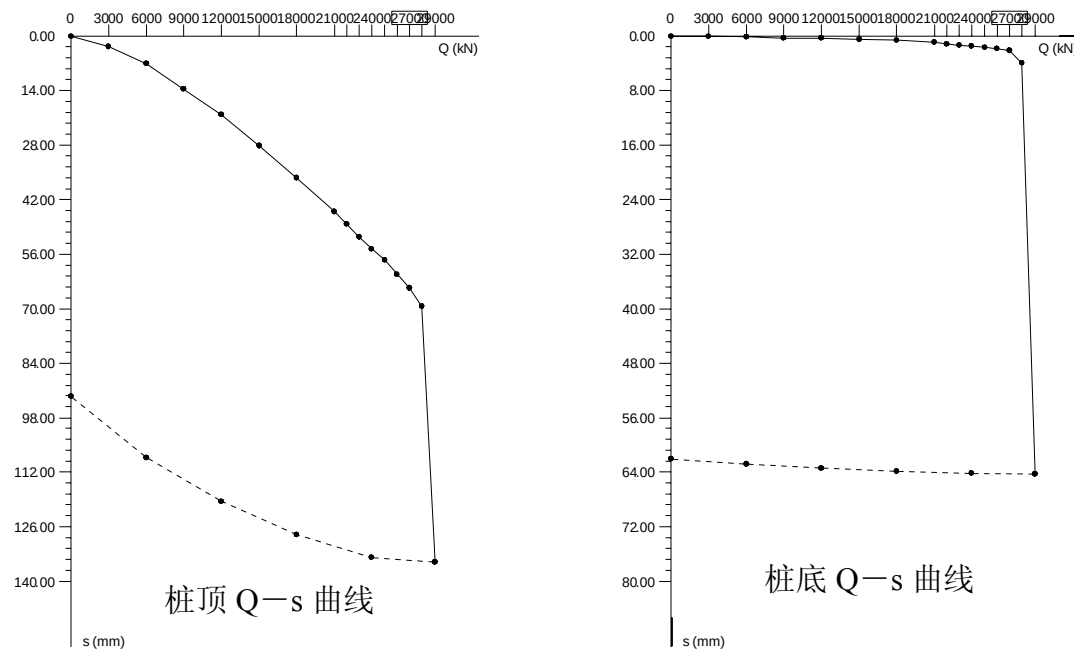


图27 SYZB01 试桩成果

成果分析:

(1) SYZA01 试桩分级加载加载至 29000kN, 稳定后桩顶累计沉降量为 48.34mm。加载至 30000kN, 稳定后桩顶最大沉降量为 50.66mm; 桩身中最大沉降量为 7.31mm; 桩端最大沉降量为 1.30mm。分级卸载至 0 荷载, 稳定后桩顶残余沉降量为 18.70mm, 桩身中残余沉降量为 5.85mm, 桩端残余沉降量为 0.78mm。

由此判断: 桩身结构完整。SYZA01 试桩单桩竖向抗压承载力不小于 30000kN。

需要说明的是: SYZA01 试桩制作试桩桩头时下部半锥型模爆模, 试桩桩头扩大; 内外钢套有一定程度的粘结, 经过桩身应力数据分析, 在 30000kN 桩顶荷载作用下, 其底标高(-20.70m)处桩身轴力为 27636kN。

(2) SYZA02 试桩分级加载加载至 25000kN, 稳定后桩顶累计沉降量为 53.36mm。加载至 26000kN, 稳定后桩顶累计沉降量为 56.80mm; 桩身中累计沉降量为 13.17mm; 桩端累计沉降量为 2.40mm。加载至 27000kN, 桩顶、桩身中、桩端沉降量均急剧增大, 持续加载, 沉降不能稳定。在桩顶累计沉降量达到 125mm 后, 停止补载, 沉降稳定后的实际荷载为 22700 kN, 桩顶最大沉降量为 126.43mm; 桩身中最大沉降量为 84.29mm,

桩端最大沉降量为 73.21mm。分级卸载至 0 荷载, 稳定后桩顶残余沉降量为 97.40mm, 桩身中残余沉降量为 81.50mm, 桩端残余沉降量为 72.56mm。

由此判断: 桩身结构完整。SYZA02 试桩单桩竖向抗压承载力为 26000kN。

(3) SYZB01 试桩分级加载加载至 27000kN, 稳定后桩顶累计沉降量为 64.73mm。加载至 28000kN, 稳定后桩顶累计沉降量为 69.44mm; 桩身中累计沉降量为 17.44mm; 桩端累计沉降量为 4.01mm。加载至 29000kN, 桩顶、桩身中、桩端沉降量均急剧增大, 持续加载, 沉降不能稳定。在桩顶累计沉降量达到 134mm 后, 停止补载, 沉降稳定后的实际荷载为 26900 kN, 桩顶最大沉降量为 135.06mm; 桩身中最大沉降量为 80.10mm, 桩端最大沉降量为 64.27mm。分级卸载至 0 荷载, 稳定后桩顶残余沉降量为 92.58mm, 桩身中残余沉降量为 75.33mm, 桩端残余沉降量为 62.10mm。

由此判断: 桩身结构完整。SYZB01 试桩单桩竖向抗压承载力为 28000kN。

3、桩身应力测试结果及分析

为确定钻孔灌注桩的桩身轴力、桩侧摩阻力及桩端阻力的分布情况, 研究试桩荷载传递机理, 本次试桩进行桩身应力测试。本次测试在同一根桩上同时埋设传统的应变计及分布式光纤进行同步测试。

根据相关测试结果, 初步得出如下结论与建议:

- 在荷载作用下, 桩身轴力向下逐渐递减, 递减速率反映桩身周边土体摩擦阻力发挥的情况。纵观全桩轴力可得: 桩身轴力在 40m 以上递减较缓慢, 40m 以下递减迅速, 说明桩身摩阻力主要靠 40m 以下桩段发挥;
- 试验桩在每级荷载下桩身应变都未出现大的异常, 说明桩身完整, 未出现大的桩身缺陷, 静载过程中桩身未发生破坏;
- 注浆桩第⑥、⑦1 层 (38.90m 以上) 桩侧摩阻力小于规范的推荐值;
- 注浆桩第⑦2 层下部及以下土层 (51.90m 以下) 桩侧摩阻力提高明显, 且明显大于规范的推荐值;
- 桩端注浆的效果主要是提高桩侧摩阻力, 建议加大注浆量使上部土层 (50m 以上) 的摩阻力得到进一步提高, 从而进一步提高单桩极限承载力。

相关成果可详见我公司提交的桩基检测报告。

(二) 邻近超高层建筑钢管桩试桩成果

环球金融中心桩基方案

表 25

钢管桩规格 (mm)	材料	桩尖标高 (m)	极限抗压 承载力试验值 (kN)	桩身结构强度 (kN)	设计容许 单桩承载力 (kN)
Φ700×18	SKK490	-78.0	10280	6777	5140
Φ700×15	SKK490	-59.0	8600	5400	4300
Φ700×11	SKK490	-43.0	7300	3640	3600
Φ700×11	SKK490	-43.0	5520	3640	2000

金茂大厦桩基方案

表 26

桩型	桩尖入土深度（桩尖标高） (m)	单桩竖向极限承载力 试桩结果(kN)
φ 914mm×20mm 钢管桩	83.0（-79.0）	16500
φ 914mm×20mm 钢管桩	55.0（-51.0）	11500
φ 609mm×14mm 钢管桩	45.0（-41.0）	≥7544

5.2.4 桩基沉降量估算

5.2.4.1 桩基沉降量估算参数

通过野外采取土试样进行室内压缩试验，对各土层的压缩性指标进行了分层统计，按桩基条件采用各土层自重应力至自重应力加附加应力段范围内的压缩模量 E_s 值，同时对砂土结合现场静力触探、标准贯入试验、旁压试验、波速试验成果综合分析，确定沉降计算压缩模量 E_s 如表 27：

桩基沉降计算 E_s 值建议表

表 27

层 序	土 名	由 $e \sim p$ 曲线确定 E_s (MPa)	静探试验 $E_s=3.5P_s$ (MPa)	标贯试验 $E_s=1.2N$ (MPa)	旁压试验 $E_s=2.0E_m$ (MPa)	波速试验 $E_s=E_d/15$ (MPa)	E_s 建议值 (MPa)
⑦ ₂	粉砂	48.0	94.0	85.0	76.0	42.0	75.0
⑦ ₃	粉砂	45.0	60.0	82.0	62.0	53.0	60.0
⑨ ₁	砂质粉土	45.0	57.0	83.0	71.0	59.0	70.0
⑨ ₂₋₁	粉砂	63.0	65.0	89.0	82.0	70.0	80.0
⑨ _{2t}	粉质粘土夹 粘质粉土	31.0	26.0	58.0	34.0*		35.0
⑨ ₂₋₂	粉砂	52.0	77.0	96.0	71.0	78.0	85.0
⑨ ₃	细砂	68.0		112.0	90.0**	102.0	90.0
⑨ _{3t}	粉质粘土	38.0					35.0
⑩	粉质粘土	27.0				119.0	30.0
(11)	粉砂夹 粉质粘土	47.0		110.0		115.0	80.0
(12)	粉质粘土	38.0				135.0	50.0
(12) _夹	粉砂	41.0		119.0		131.0	80.0
(13)	粉砂夹 粉质粘土	66.0		121.0		138.0	95.0

说明：“*” 第⑨_{2t}层取 $E_s=1.2E_m$ ；“**” 第⑨₃层取 $E_s=2.5E_m$ 。

5.2.4.2 塔楼桩基沉降量估算

对于超高层建筑的沉降计算，由于观测资料极少，导致理论计算沉降与实测沉降经常出现较大差别。本报告采用多种沉降计算的方法进行沉降量估算，为设计提供沉降计算参考。

归纳起来讲，目前计算超高层沉降的方法主要有以下三类：

(1) 半理论-半经验沉降计算方法

这种方法在常规分层总和法的基础上，根据大量建筑物实测沉降资料引进沉降经验系数进行修正，具有较高的实用性和可靠性。目前，我国的大部分规范都是采用该法进行计算。

(2) 考虑应力历史的沉降计算方法

由于本工程的桩端入土较深，桩侧以及桩端以下土层都以超固结状态的上更新世土

层为主，土体 OCR 值一般较高，因此采用考虑应力历史的沉降计算较符合土体实际应力状态。

(3) 有限元计算方法

有限元 FEA(Finite Element Analysis)的基本思想是将结构离散化，用有限个容易分析的单元来表示复杂的对象，单元之间通过有限个节点相互连接，然后根据变形协调条件综合求解。有限元法能考虑底板的刚度以及底板、桩基和土体的共同作用，且能分析不同桩长情况下的沉降分布，因此在近几年得到了广泛的应用，但目前由于数值分析的复杂性，因此在规范中尚未统一计算标准。

此处分别选用了目前较常用的几种沉降方法进行对比。

方法 1 上海市工程建设规范《地基基础设计规范》(DGJ08-11-1999)第 6.4.2 条：

计算公式
$$s = \psi_m \sum_{t=1}^T \frac{1}{E_{s,t}} \sum_{i=1}^{n_t} \sigma_{z,t,i} \Delta H_{t,i}$$

式中 s —— 桩基最终沉降量（mm）；

$E_{s,t}$ ——桩端平面下第 t 层土在自重应力至自重应力加附加应力作用段的压缩模量（MPa）；

$\sigma_{z,t,i}$ ——桩端平面下第 t 层土第 i 个分层的竖向附加应力（kPa），按 Mindlin 应力解计算；

ψ_m ——桩基沉降计算经验系数，此处根据类似工程经验取 0.2~0.25。

方法 2 行业标准《建筑桩基技术规范》（JGJ 94-2008）第 5.5.6 条：

计算公式
$$s = \psi \bullet \psi_e \bullet s'$$

式中 s ——桩基最终沉降量（mm）；

s' ——采用 Boussinesq 解，按实体深基础分层总和法计算出的桩基最终沉降量（mm）；

ψ ——桩基沉降计算经验系数，主要根据沉降计算范围内压缩模量的当量值确定，此处灌注桩（后注浆）取 0.32，钢管桩取 0.40；

ψ_e ——桩基等效沉降系数，根据群桩距径比、长径比以及基础长宽比确定。

方法 3 行业标准《高层建筑岩土工程勘察规程》（JGJ 72-2004）附录 F：

计算公式
$$s = \eta \Psi_{s1} \Psi_{s2} \sum_{i=1}^n s_{pc}$$

式中 s ——桩基最终沉降量（mm）；

η ——桩端入土深度修正系数，按 $\eta = 1 - 0.5 p_{cz} / p_0$ 计算；

Ψ_{s1} ——桩侧土性修正系数， $\Psi_{s1}=0.7$ ；

Ψ_{s2} ——桩端土性修正系数， $\Psi_{s2}=0.8$ ；

s_{pc} ——考虑土体应力历史的分层沉降量(采用 Boussinesq 解)。

方法 4 有限元法

有限元法中求解的公式为：

$$[K]\{q\}=\{F\}$$

式中 $[K]$ ——刚度矩阵；

$\{F\}$ ——节点荷载；

$\{q\}$ ——节点自由度位移。

此处采用三维有限元进行沉降估算，计算中底板按 5m 厚度考虑，桩基按 32 根×32 根布置，土体采用各向均质弹性体，土体的变形模量按 3~4 倍压缩模量取值。

经估算，主楼的桩基最终沉降量见下表 28（供参考）。

塔楼桩基沉降量估算一览表 表 28

基底尺寸	桩基持力层	桩端入土深度 (m)	基底有效附加压力 Po (kPa)	塔楼桩基最终沉降量估算值 s(cm)			
				方法 1	方法 2	方法 3	方法 4
100m × 100m	㉑ ₂₋₂	92	900	7.8	8.6	9.1	7.5
	㉑ ₂₋₁	82		12.0	10.0	10.0	10.6
	㉑ ₁	74		13.6	11.6	11.4	12.5
	㉑ ₂	62		16.0	15.2	12.1	13.7

注：1. 以上计算以 17#勘探孔资料为例；
2. 上述沉降量估算除有限元法尚未考虑桩身的弹性变形，有限元采用 Φ 1000 灌注桩，桩长统一。

5.2.4.3 塔楼差异沉降分析与控制

本工程底板尺寸较大（100m×100m），且上部荷载极大，如采用统一桩长，主楼底板将不可避免产生一定差异沉降。根据大量高层建筑物的实测沉降结果表明，基础的平均沉降越大，基础的差异沉降越大，因此，控制好总沉降量是减少差异沉降的关键，本工程应合理调整主楼核心区与扩展区桩长，并使两者之间的差异沉降控制在合理范围内，才可能满足最优使用功能要求。

本次采用有限元分析方法分别根据表 18 中的不同桩长比选方案进行沉降以及差异沉降的计算。有关有限元分析计算结果见下表 29、图 28、图 29。

有限元计算结果 表 29

方案序号	桩端入土及桩型选择	中心最大沉降 (cm)	边缘沉降 (cm)	差异沉降 (cm)
方案一	92+82m 灌注桩	7.8	5.1	2.7
方案二	82m 灌注桩	10.6	6.3	4.3
方案三	82+74m 灌注桩	12.1	9.0	3.1
方案四	82+62m 灌注桩	13.0	10.5	2.5
方案五	82m 钢管桩	12.6	7.9	4.7
方案六	82+74m 钢管桩	14.1	10.5	3.6
方案七	82+62m 钢管桩	15.0	12.3	2.7

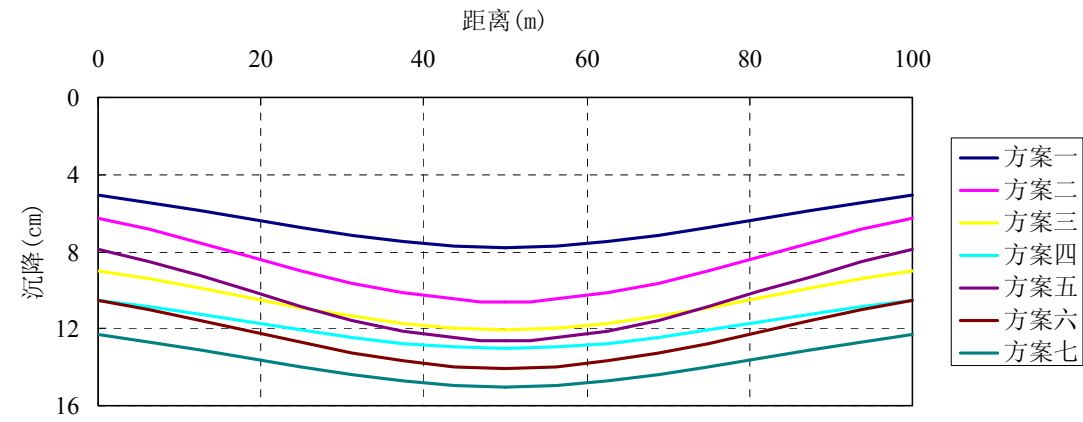
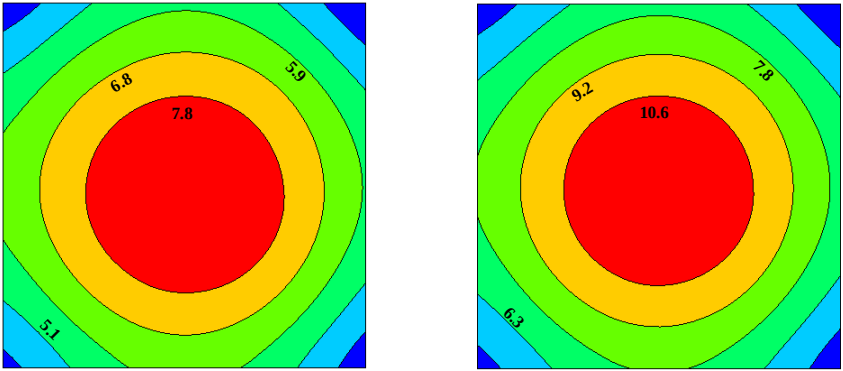
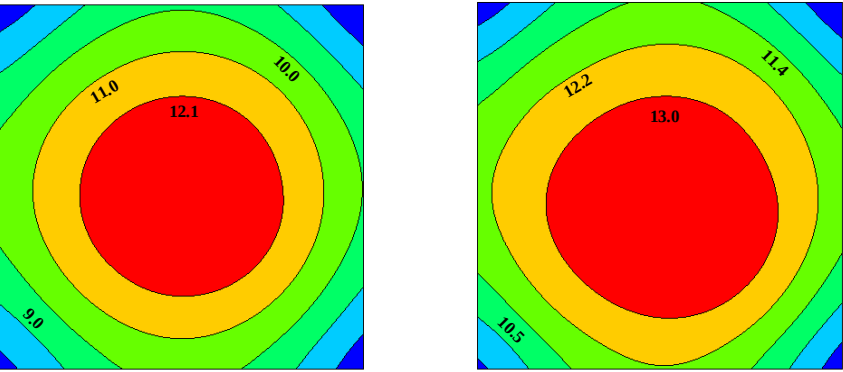


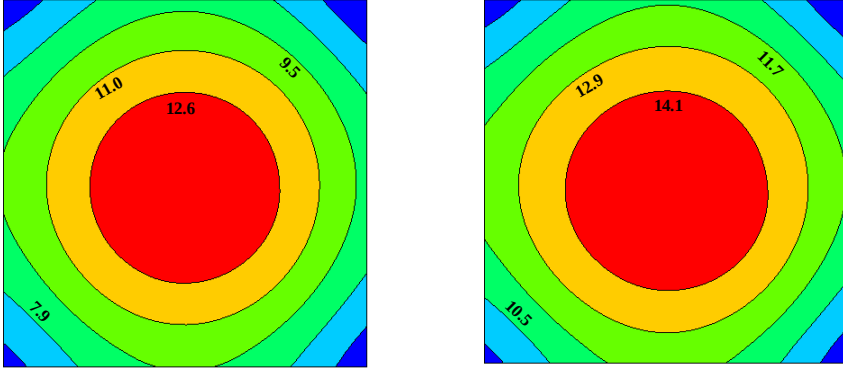
图 28 沉降曲线对比



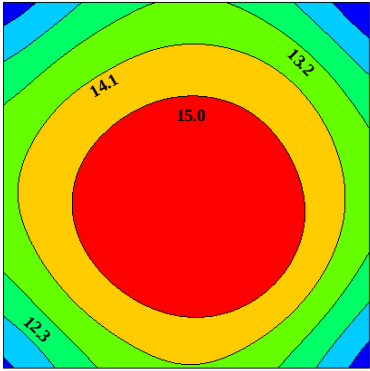
(a) 方案一(φ 1000 灌注桩，92m+82m) (b) 方案二(φ 1000 灌注桩，82m)



(c) 方案三(φ 1000 灌注桩，82m+74m) (d) 方案四(φ 1000 灌注桩，82m+62m)



(e) 方案五(φ 900 钢管桩，82m) (f) 方案六(φ 900 钢管桩，82m+74m)



(g) 方案七(φ 900 钢管桩，82m+62m)

图 29 底板沉降云图

另外主楼基础扩展区以外纯地下室区域，由于基底有效附加压力为负值，故有可能产生地基土回弹，其与主楼区域之间存在一定的沉降差，因此为有效控制主楼与扩展区之间差异沉降，建议：

- 1) 为减小主楼与地下室间的的差异沉降，可考虑在主楼与地下室间设置后浇带(使主楼与地下室间的差异沉降控制在 3cm 以内，一般不会使基础产生过大的附加内力而产生明显裂缝而影响使用)。
- 2) 正确预估主楼与纯地下室区域的基础平均沉降、差异沉降以及沉降与随时间的变化规律，沉降计算时应采取工程经验类比法，即根据类似地质条件、工程性质的实测沉降资料确定相应桩基沉降经验系数。
- 3) 根据可能产生的差异沉降，预估基础的整体挠曲以及相应的基础内力。
- 4) 后浇带应预留在外围纯地下室一侧，宽度可取 1m 左右，但必须做好后浇带处及两侧垫层止水措施，后浇带的浇筑时间一般可在主体结构封顶后并依据主楼沉降速率而定（其沉降速率宜小于 0.05mm/d）。

对于对于裙房与主楼外围纯地下室之间根据设计要求一般设有沉降缝兼作抗震缝，将上述建筑分为两个独立单体，故两个单体之间差异沉降对本工程影响不大。

5.2.4.4 主楼施工进度与沉降关系

本次结合主楼施工进度采用有限元方法估算桩基沉降与施工进度关系见下图 30：

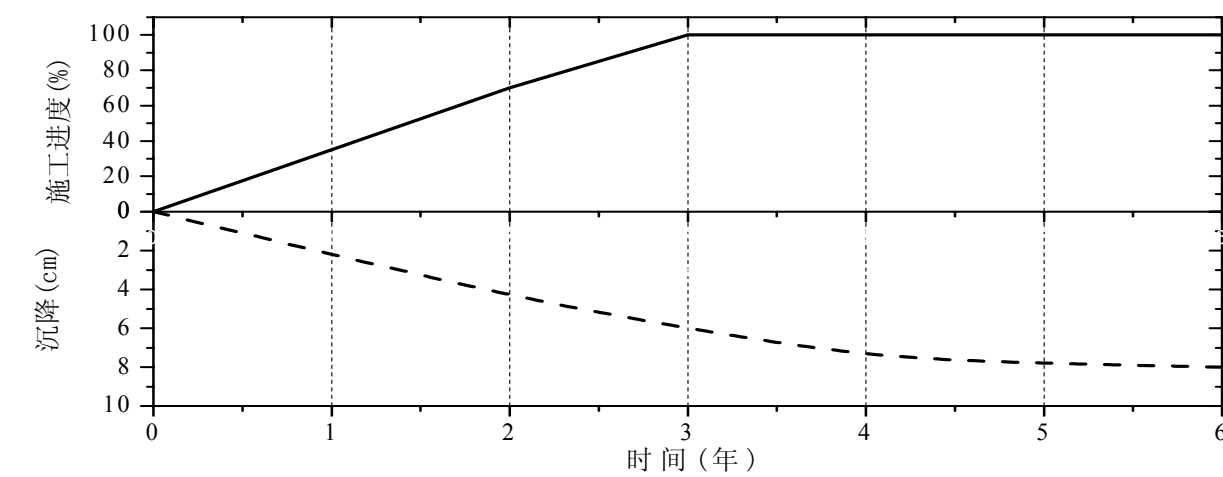


图 30 沉降与施工进度关系曲线(方案一)

从上述分析反映，主楼假定 2 年后结构封顶，其荷载一般占总荷载 70%，其沉降量约占主楼最终总沉降量 55%左右。当主楼 3 年后竣工其总荷载达到 100%，其沉降量约仅占主楼最终总沉降量 75%左右，直至 5 年以后其沉降才基本完成。因此根据主楼沉降发

展规律估算主楼沉降速率，从而达到可合理控制后浇带浇筑时间的目的。

5.2.4.5 周边超高层建筑沉降观测成果

本工程塔楼建筑高度 632m，122 层，在上海乃至全国为第一高楼，并没有完全相似的工程经验可借鉴，但紧邻工程场地的金茂大厦（420m），环球金融中心（492m），由于工程地质条件基本一致，建筑高度也在可比的范围内，该两幢超高层建筑桩基沉降变形为本工程塔楼桩基沉降预测最具参考价值的工程数据。金茂大厦、环球金融中心桩基参数与本工程塔楼桩基沉降预测值见表 30。

桩基沉降量预测							表 30
建筑物	高度 (m)	层数	基础埋深 (m)	桩型	桩端入土深度 (m)	基础面积 (m²)	塔楼最终沉降量 (mm)
金茂大厦	420	88	20.0	Φ914mm 钢管桩	83	3519	< 100
环球金融中心	492	101	18.5	Φ700 钢管桩	79	6200	120 ~ 130
上海中心大厦	632	122	25.0 ~ 30.0	Φ1000 钻孔灌注桩	核心区 92 扩展区 82	10000	80

根据金茂大厦和环球金融中心塔楼桩基实测最终沉降量及上海中心大厦预测的塔楼沉降量数值，进行分析与总结，可得：

- ① 金茂大厦与环球金融中心均采用钢管桩，钢管桩自身的压缩变形不容忽视，因此桩基最终沉降量包含了钢管桩的自身变形。
- ② 本工程采用钻孔灌注桩施工工艺，桩体本身的压缩变形小，加上后注浆工艺可使孔底沉渣过厚的问题得到控制，表中本工程预测沉降量是指施工质量较好的状态下预测的最终沉降量。
- ③ 本工程除场地东北侧第⑥层层面埋深略偏深区域外，塔楼及裙房承台底基本位于第⑥层硬塑粉质粘土或第⑦₁层中密～密实砂质粉土夹粉砂上，对控制桩基沉降较为有利。
- ④ 本工程虽开挖深度比金茂大厦和环球金融中心大，但由于承台下以砂性土为主，基坑回弹量不会很大。如施工时合理控制承压水水位，可进一步减少土体回弹。
- ⑤ 根据金茂大厦和环球金融中心裙房桩基的实测沉降及类同工程经验，本工程裙房区域桩基沉降约 3～5cm。

5.2.5 成（沉）桩可行性及设计施工中应注意的问题

5.2.5.1 钻孔灌注桩成桩可行性

钻孔灌注桩成桩范围内均为粉性土、砂土，本工程如采用灌注桩方案，成桩无困难。

5.2.5.2 钻孔灌注桩施工中应注意的问题

钻孔灌注桩施工对周边环境的影响小，但其单桩承载力与施工质量密切相关，故施工时应严格按照相关规程执行，并应注意如下问题：

（1）第①层杂填土较厚，夹碎石等杂物，成分复杂，灌注桩施工时宜增加护筒长度。

（2）钻孔灌注桩在第③、④、⑤_{1a}、⑤_{1b}、⑥层等粘性土中钻进时，易产生缩孔，建议通过试成桩确定钻进速率、泥浆比重等各项参数，以确保成桩质量。

（3）当钻孔灌注桩遇到中密～密实的第⑦、⑨层砂性土层时，钻进速度较缓慢，钻孔施工时间长，孔壁的密实砂土由于应力释放、泥浆的渗透浸润等影响，往往造成桩身局部夹泥或产生较厚的泥皮，使单桩承载力差异性较大。

（4）钻孔灌注桩施工时，因第⑨₂₋₁层土性不均，80.0～84.0m深度范围夹多量砾砂，砾石粒径0.5～1.5cm，引起钻进困难，并应采取相应措施。

（5）按目前实际施工水平（设备及技术），对桩长较长的大直径灌注桩，孔底清淤较困难，孔壁泥皮厚，故应进行施工工艺的改良（采用后注浆工艺等），并选择信誉好、有资质的施工单位，以保证钻孔灌注桩的施工质量。

（6）应采取措施，减少成孔泥浆对环境的不利影响。

（7）因场地内密实砂层较厚，静探护管需长时间水冲下压，C17、C34孔位置因螺栓脱扣造成护管无法拔出（C17孔护管深度段约35.0～64.0m，C33孔护管深度段约60.0～85.0m），灌注桩施工时应予以注意；DMD1#地脉动测试孔实施时，因地脉动测试需孔径较大（Φ200mm），钻机水冲头因扭矩过大在55.0m深度位置脱落，灌注桩施工时亦应予以注意。

建议进行试成桩，以确定灌注桩各项施工参数（含后注浆）。

5.2.5.3 钢管桩沉桩可行性

根据场地地质资料，如塔楼及裙房采用钢管桩方案，当选择第⑦₂或第⑨₁、第⑨₂₋₁层作为桩基持力层，应注意到桩身需穿过厚度较大的密实砂层，沉桩会有较大困难。建议适当加强桩身强度，选择适当的沉桩设备进行施工。

5.2.5.4 钢管桩沉桩施工中应注意的问题

（1）本拟建场地第①层杂填土较厚，施工前应将大混凝土块等建筑垃圾清除。

（3）由于打桩挤土、孔隙水压力来不及消散，故土中存在超孔隙水压力，同时打桩过程中产生的震动与挤压力会对地下管线造成不同程度的损害。故应从了解场地周边管线情况、减弱震动力、降低挤土压力等方面入手采取必要的防范措施。

5.2.6 成（沉）桩对周边环境的影响及防范措施

5.2.6.1 灌注桩成桩对周边环境的影响及防范措施

当本工程采用钻孔灌注桩时，应考虑护壁泥浆的排放和对环境的污染问题。施工时应采取必要措施，减少成孔泥浆排放对环境的不利影响。处理得当，一般不会对周围环境产生不良影响。

5.2.6.2 钢管桩沉桩对周边环境的影响及防范措施

若选用钢管桩时，由于钢管桩属半挤土类桩，随着沉桩数量的增加，挤土效应较明显，沉桩阻力会相应有所增大，并将引起一定的超孔隙水压力，对周围环境的影响较大。对于本工程位于陆家嘴金融贸易区，场地周边超高层建筑林立、市政道路整齐，目前在该地区进行打桩施工难度较大，沉桩施工对周边环境的影响问题更为突出。故需采取以下措施：

（1）根据上海地区经验，通常采取挖设防挤沟槽，合理确定沉桩顺序，控制沉桩速率，设置排水砂井等措施，以减小侧向挤土效应，加快孔隙水压力消散。

（2）在沉桩过程中对周围建筑物和地下管线进行变形观测（水平向和垂直向），根据观测数据调整压桩流程和速率等措施。

6、基坑围护方案及设计参数

6.1 基坑围护总体方案

本工程5层地下室基坑开挖深度约25.0～30.0m，坑底置于第⑥层或第⑦₁层中，属一级深基坑。具有基坑面积大，开挖深度大，周围环境复杂等特点。为确定技术可行、经济合理，既安全又成熟的围护方案，必须从多方面进行比较，综合考虑。

6.1.1 顺作法方案

顺作法设计施工方案的优点是施工工艺成熟，施工方式简单、便捷，目前绝大部分基坑均采用此种围护方式。顺作法可采用“整体开挖”方案，亦可采用塔楼、裙房分块施工方案，即塔楼、裙房均采用顺作法施工，但塔楼区域先施工，裙房区域待塔楼结构出地面后再行施工的方案，一方面可以加快塔楼施工进度，另一方面也可减少基坑开挖

对周边环境的影响。

6.1.2 逆作法方案

逆作法设计施工方案的优点是利用了刚度较大的地下室楼板结构体系作支撑,节省了临时支撑。因支撑体系刚度大,围护体系及土体变形小,有利于周边环境的安全。本工程塔楼为超高层建筑,故主楼区域不适合逆作法施工。

6.1.3 顺逆结合方案

即塔楼区域顺作先施工,待塔楼区域结构出地面后,裙房区域采用逆作法再行施工。该方案结合了顺作法和逆作法的优点,既加快了主楼施工进度,缩短了工程工期,又加强了环境保护力度。

具体施工方案的选择可结合场地工程地质条件、施工条件及周边环境保护要求等综合确定。

6.2 基坑周边围护墙方案

6.2.1 地下连续墙方案

地下连续墙分临时性围护结构地下连续墙和“两墙合一”地下连续墙。开挖深度25.0m以上的深大基坑,上海地区的传统围护形式是采用地下连续墙结构。根据上海地区的工程经验和技术水平,基坑开挖达到25.0m的地下连续墙,采用“两墙合一”形式,即地下连续墙即作为基坑围护结构,同时也作为永久性地下室外墙,技术已较为成熟,关键是根据地下室面积、造价和施工进度综合考虑。

“两墙合一”地下连续墙相比于临时性地下连续墙,可以节约部分地下室外墙的费用,并且可以充分利用红线内的地下空间,但设计与施工难度较大,对施工进度有一定影响,同时存在地墙与主体结构差异沉降控制的问题。

6.2.2 钻孔灌注桩加搅拌桩方案

如采用大直径钻孔灌注桩排桩作为受力围护结构,考虑其本身不具有挡水效果,须在外侧施工一道专门的防水墙(桩),一般采用水泥土搅拌桩作为隔水帷幕墙。

6.2.3 各围护方案优缺点比较及本工程围护方案建议

大直径钻孔灌注桩排桩辅以水泥土搅拌桩止水,是上海地区传统的基坑围护形式,适用深度随着工程经验的积累已有较大的发展,但应用于25.0m深的深大基坑还未有已完成的工程实例,特别是水泥土搅拌桩用于深大基坑隔水的不确定因素较大,考虑本工程基坑的重要性,不建议选择钻孔灌注桩加搅拌桩方案进行基坑围护。

地下连续墙刚度大,止水效果好,可以大大减少地下水渗漏问题,同时地下连续墙方案工法成熟,成墙质量可靠,施工风险较小,对周边环境的影响也较小。故建议本工程基坑围护体系采用地下连续墙围护方案。地下连续墙埋设深度应通过对坑底土的稳定、抗倾覆、抗管涌等验算项目后确定,地下连续墙的厚度应满足变形控制、抗裂缝验算等要求;围护结构支撑系统可采用数道钢筋混凝土水平支撑,同时辅以降、排水措施。

本工程基坑有可能分块施工,通常塔楼区基坑先进行施工,裙房及纯地下室区域后进行施工。因此本工程地下室还需考虑各块基坑之间相互协调问题。

6.3 场地周边超深基坑工程经验

A、金茂大厦

该工程基坑周长568m,主楼基坑开挖深度为19.6m,裙房基坑开挖深度为15.5m,面积近20000m²,总挖土量达320000m³,地下室外墙与基坑支护挡土挡水墙合一,采用地下连续墙,墙厚1m,入土深度36m,整个基坑设三道支撑,在主楼部位加设第四道支撑,主楼部位大坑之间由临时钢筋混凝土排桩分开,主楼基坑先施工到底。

B、环球金融中心

环球金融中心,基坑面积约23000m²,采用“塔楼顺作、裙房逆作”的设计施工思路。塔楼区为直径100m的圆形基坑,普遍挖深18.35m,电梯井挖深25.89m,基坑围护采用厚1.0m的地下连续墙(顺作明开挖);裙房区域基坑采用厚1.0m和1.2m两种规格的地下连续墙,入土深度均为34m,墙趾位于第⑦₁层砂质粉土(逆作法施工)。

C、陆家嘴X2地块(在建)

X2地块位于银城中路西侧,与本工程毗邻,距离本工程场地约100m,设地下4层,深度20~23m,基坑北侧地下室外墙与基坑支护挡土挡水墙合一,采用地下连续墙,墙厚1m,入土深度36~40m,基坑南侧采用Φ1200@1350的钻孔灌注桩,桩入土深度为37.3m,其外侧采用Φ850@650的SMW工法止水,桩间采用压密注浆,以防止渗水。

6.4 基坑围护设计参数

基坑围护设计参数见表31。

基坑围护设计参数一览表 表 31

层序 项目		②	③	④	⑤ _{1a}	⑤ _{1b}	⑥	⑦ ₁	⑦ ₂	⑦ ₃	⑨ ₁
重度	γ _o (kN/m ³)	18.4	17.7	16.7	17.6	18.4	19.8				
固结快剪	C (kPa)	19	7	13	16	14	44				
	Φ (°)	17.0	18.0	10.5	13.0	19.5	15.5				
慢剪	C (kPa)							0	0	0	0
	Φ (°)							35.0	36.0	35.5	35.0
标贯试验 估算砂土有效 内摩擦角	Φ' (°)							40.0	50.0	45.0	45.0
三轴 (CU)	C _{cu} (kPa)	19	10	12	16	19	49				
	Φ _{cu} (°)	19.9	19.5	13.3	18.2	20.3	20.9				
	C' (kPa)	3	4	3	4	3					
	Φ' (°)	29.1	31.3	24.7	29.3	30.4					
三轴 (UU)	C _u (kPa)	55	30	27	44	81	165				
	Φ _u (°)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
静止侧压力系 数建议值	K _o	0.49	0.47	0.58	0.54	0.48	0.46	0.37	0.34	0.36	0.38
现场十字 板剪切 试验	(C _u) _v (kPa)	43.8	35.2	38.6	50.1	57.7					
无侧限 抗压强度	q _u (kPa)		44	46	71	108	246				
水平向 基床系数 (建议值)	K _H (kN/m ³)	8000	5500	5000	10000	15000	50000	80000	150000	100000	100000
垂直向 基床系数 (建议值)	K _v (kN/m ³)	6000	5000	5000	10000	12000	30000	40000	40000	35000	35000
比例系数 (建议值)	m (kN/m ⁴)	3000	2000	1500	2500	3500	6000	8000	10000	9000	9000
渗透系数 (建议值)	k (cm/s)	30E-6	20E-5	50E-6	80E-6	20E-5	50E-6	20E-4	50E-4	40E-4	20E-4

注：（1）根据工程经验，土的抗剪强度取值应和地基土的实际应力状态相适应。因此，用于基坑工程的抗剪指标，设计应结合工程经验慎重选用；

（2）表中直剪固快指标为峰值最小平均值，其它指标均为算术平均值。

（3）表中砂土有效内摩擦角根据《高层建筑岩土工程勘察规程》（JGJ72-2004）

8.7.4 条文说明，按照公式 $\phi' = \sqrt{20N} + 15$ 估算，N 标准贯入实测击数。

（4）基床系数宜根据实际应变控制标准并结合工程经验酌情选用。

6.5 基坑开挖、围护设计时应注意的岩土工程问题

（1）边坡稳定性

基坑开挖后，形成临空面，一侧受水土压力的影响，具有向坑内滑动的趋势。因此需要进行基坑稳定性分析，同时注意加强围护。

（2）浅层杂填土

本场地第①层杂填土较厚、成分复杂，围护结构施工时应采取适当加固措施，确保其坑壁稳定性。

（3）软土流变问题

由于基坑周边以第③、④、⑤₁等软弱粘性土层为主，有较明显触变及流变特性，在动力作用下土体强度极易降低，因此在开挖过程中应尽量减少土体扰动。

（4）基坑回弹

本工程基坑开挖深度较大，坑底置于坑底置于第⑥层或第⑦₁层中，开挖时坑底土体会有一定的回弹，应注意土体回弹对基坑支护结构、周围邻近已有建筑物、地下管线等产生的不利影响，同时应注意土体回弹可能引起的桩基拉裂问题。为减少基坑回弹，可通过对承压水减压措施减少回弹量。

本次基坑开挖深度 25.0~30.0m 左右，基坑开挖范围涉及第①~⑦₁层，基坑底板砌置于第⑥、⑦₁层土，故对基坑开挖影响范围以内的第③、④、⑤、⑥、⑦₁、⑦₂层土进行回弹试验，用以计算基坑开挖后的回弹再压缩量的计算。回弹模量建议值详见下表 32。

回弹模量成果一览表 表 32

土层编号	土层名称	回弹模量建议值(MPa)
③	淤泥质粉质粘土	18.0
④	淤泥质粘土	12.0
⑤ _{1a}	粘土	18.0
⑤ _{1b}	粉质粘土	25.0
⑥	粉质粘土	40.0
⑦ ₁	砂质粉土夹粉砂	200.0
⑦ ₂	粉砂	450.0

(5) 坑外地表变形

基坑工程开挖过程中, 由于土体开挖, 坑内水位下降, 坑内土体释放后土体应力不平衡, 造成周边土体应力需要重新调整以达到新的应力平衡, 这一过程是通过周边土体发生一定的位移来实现的, 具体表现为:

- 基坑周围土体发生沉降和侧移;
- 基坑坑底隆起变形;
- 基坑降水引起地表沉降。

基坑周边土体的位移带动相邻既有建筑物、道路和地下构筑物等发生变形, 较大的变形会影响它们的正常使用。基坑开挖中应充分利用土体时空效应规律, 严格掌握施工工艺要点: 沿纵向按限定长度逐段开挖, 在每个开挖段分层、分小段开挖, 随挖随撑, 按规定时限开挖及安装支撑并施加预应力, 按规定时间施工底板, 减少暴露时间。

(6) 流砂、管涌现象

本场地第③层夹层薄状粉性土、第⑦₁层为粉(砂)性土, 透水性较好。若降水和止水措施不当, 极易产生流砂、管涌等不良地质现象, 施工时应注意地下连续墙的施工质量, 确保围护墙具有良好的止水性能, 同时采取适当的降水和止水措施。

(7) 坑内地下水的疏干

上海地下水水位高, 一般潜水高水位埋深为 0.5m。基坑开挖需要疏干坑内地下水, 使地下水位降至开挖面下 0.5m, 坑内降水可采用一级、多级井点降水或真空管井降水。

(8) 基坑突涌

拟建场地内承压水主要为赋存于第⑦、⑨、(11)、(13)、(15)层中赋存的承压水, 对本工程有直接影响的为第⑦层中赋存的承压水。受场地周边高层建筑深基坑及市政工程降水影响, 勘察期间测得第⑦层承压水头埋深约为 12.3~14.2m, 相应标高-8.31~-10.03m。

根据多年来的观察, 上海地区承压水位有下降趋势。根据陆家嘴地区承压水长期观测资料与众多工程勘察期间测得的结果, 陆家嘴地区第I承压含水层承压高水位埋深一般在 6m~10m (相应标高-2.0~-6.0m), 从不利条件角度考虑, 承压水高水位埋深可按 6.0m 计算。

拟建场地承压含水层顶板埋深约 29.0m, 本工程裙房基坑开挖深度约 25.0m, 其下卧隔水层厚度仅 3.0~4.0m, 塔楼区核心筒基坑开挖深度约 30.0m, 已揭穿⑦₁层砂质粉土, 并且工程场地内分布的第 I、II 承压含水层(第⑦、⑨层)相连通, 水量极为丰富。

根据上海市工程建设规范《岩土工程勘察规范》(DGJ08-37-2002)第 11.3.3 条验算: 按上海地区最高的承压水位埋深 3.0m 或按陆家嘴地区最高的承压水位埋深 6.0m, 土的饱和重度为 18kN/m³ 计算: 本工程基坑底板区域开挖深度 25~30m, P_{cz}/P_{wy} 均远小于 1.05, 基坑开挖时可能会造成基坑突涌, 因此必须在施工时采取必要的措施, 需降低承压水位。

本次详勘场地勘探孔施工后均已采用水泥浆或膨胀粘土球封孔, 但基坑开挖时仍应注意底部第⑦层承压水顺勘探孔位置突涌。

6.6 基坑降水

6.6.1 基坑降水分析与建议

拟建场地地下伏巨厚的复合承压含水层, 由第一承压含水层与第二承压含水层组成。其中, 第一承压含水层由第⑦₁、⑦₂、⑦₃层组成, 第二承压含水层由第⑨₁、⑨₂、⑨₃层组成。由于本场地内缺失具相对隔水性能的第⑧层, 第一、第二承压含水层相互连通, 形成了总厚度约为 100m 的复合承压含水层, 其顶板埋深约 29.0m, 上覆隔水性较好的第⑥层粘性土(相对隔水层或弱透土层)。

本工程基坑开挖深度约 25~30m, 坑底已经接近或深入到第⑦₁层(第一承压水含水层上段)。因坑底以下的承压含水层厚度将近 100m, 若要隔断承压含水层则需花费巨大代价, 且在技术上也是不可行的。因此, 在本工程的基坑开挖过程中, 基坑降水包括浅层潜水控制和旨在防止基坑突涌、坑内流砂的深层承压水控制两部分内容。根据地下水控制对象的差异, 应分别采取具有针对性的基坑降水措施。

1、潜水控制措施

本工程基坑开挖深度为 25~30m, 另外, 考虑基坑底部的集水井和电梯井等局部落深区域, 基坑开挖深度将更大。根据一般的设计要求, 地下水位需降到基坑开挖面以下 0.5~1.0m。

在制定疏干降水设计方案时, 疏干井长度应适当, 应避免过长进入承压含水层将潜水含水层与承压含水层连通, 也不能太短而达不到疏干的效果。建议疏干井深度以进入第⑥层顶以下的长度不超过 2m 为控制标准, 宜采用真空降水管井降水。

2、承压水控制措施

本场区内承压含水层顶板埋深约 29m。根据上海地区已有工程的长期水位观测资料, 该承压含水层水位呈年周期性变化, 水位埋深一般在 3~11m 之间; 根据最新观测

资料, 陆家嘴地区的承压水位埋深约在 6~10m (标高约-2~-6m)。

依据上海市工程建设规范《岩土工程勘察规范》(DGJ08-37-2002) 第 11.3.3 条验算: 承压水位埋深按 3.0m 或 8.0m 考虑, 土的饱和重度取 18KN/m^3 , 本工程基坑开挖深度按 25~30m 考虑, 则 P_{cz}/P_{wy} 远小于 1.05, 不能满足基坑底板处的抗突涌稳定性要求; 主楼区域的基坑底板甚至揭穿承压含水层顶板, 该区域承压水位需降低到基坑开挖面以下 0.5~1m, 才能保证基坑底板处的抗渗稳定性。因此, 本场地的下伏承压含水层地下水对本工程基坑开挖影响较大, 基坑开挖时可能会造成基坑突涌, 必须在施工时采取必要的措施, 将承压水位降低至安全埋深以下。

根据以往的基坑工程经验, 承压水问题在本次基坑工程中相当突出。本工程的承压水控制能否成功关系基坑工程的成败, 因此建议专业的承压水降水单位进行现场的水文地质抽水试验, 掌握基坑降水设计所需的承压含水层水文地质参数和井流参数, 以及承压水降水对周边环境的不利影响。

另外, 本工程位于陆家嘴中心区域, 周围的环境比较复杂, 基坑周围有多条繁忙的道路, 道路下面埋藏有多条地下管线, 道路周边还分布有多座建筑。本基坑深度较深, 由于基坑开挖周期较长, 承压水降水的周期也较长。为了减小承压水控制对周围环境的影响, 应严格根据开挖工况控制承压水头的高度, 做到在保证基坑安全的前提下少抽水, 体现“按需减压降水”的设计精神; 并应在技术经济对比分析的前提下, 适量增加隔水帷幕的埋置深度, 并严格保证隔水帷幕的防渗性能。建议进行专项基坑承压水控制与环境影响评估, 以便为经济合理的隔水帷幕插入深度确定提供依据, 并评估基坑承压水控制对周围环境的影响程度。

此外, 为了减小承压水控制对周围环境的影响范围和程度, 还可以制定专项的承压水回灌预案, 确保降压安全。在基坑开挖施工过程中承压水较容易冲破地层薄弱处形成坑内流砂与突涌破坏。因此, 应加强对基坑坑底, 尤其是地下连续墙附近角隅处的观察, 发生情况应立即采取措施, 做到信息化施工。

6.6.2 周边超大、超深基坑降水设计、施工经验

环球金融中心塔楼区基坑为直径 100m 圆形, 基坑开挖深度最深开挖深度 25.9m, 裙房开挖深度约 18.2m, 采用地下连续墙, 连续墙深度 34.0m, 整个基坑呈圆形, 围护结构无内支撑。基坑开挖以及降水示意图见图 31。由于围护地下连续墙进入承压含水层中的长度仅约 6m, 不能有效阻隔坑内外承压水的水力联系, 且坑内无法固定井管,

基坑降水采用了坑外减压降水、坑内疏干降水的降水设计方案, 减压井过滤管位于连续墙脚下, 降水期间采取按需降水的原则, 承压水头维持开挖面以下 1.0m, 地面最大沉降约 22mm。基坑开挖和降水过程中坑外地表沉降见图 32。

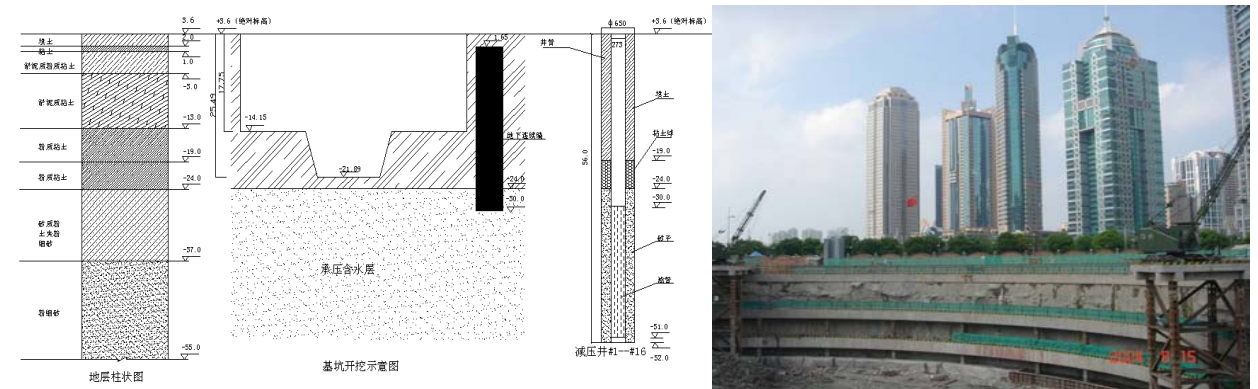


图 31 环球金融中心基坑围护和降水示意图及实况

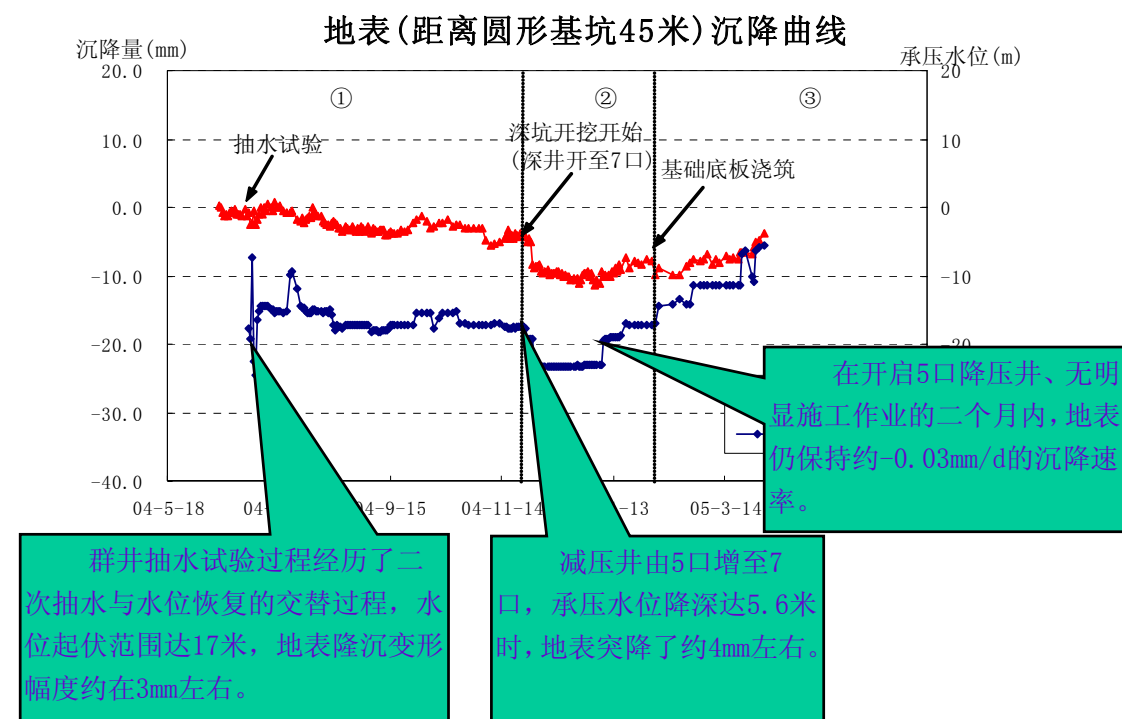


图 32 环球金融中心基坑开挖和降水过程中坑外地表沉降曲线

6.7 基坑开挖监测

施工期间为确保基坑围护结构及周边环境的安全, 必须对基坑进行监测, 建议监测内容包括但不限于以下项目:

(1) 水平垂直位移量测: 对围护墙顶、立柱顶端、地下管线及邻近构筑物的水平

位移及沉降进行监测;

(2) 测斜: 建议在围护墙内及墙后土体内埋设测斜管进行测斜;

(3) 支撑内力测试: 每道支撑选择主要受力杆件量测轴力;

(4) 围护墙结构受力和变形特征的监测;

(5) 基坑坑底回弹的监测;

(6) 地下水位观测: 建议布置坑外地下水位观测井。

总之, 做到信息化施工, 以确保周围建(构)筑物的安全和施工的顺利进行。

7、地热勘察

为体现本工程绿色环保的建筑设计理念, 可充分考虑对上海地区浅层地温能资源的循环利用。对于地源热泵系统设计可能涉及到的主要岩土数据, 本次岩土工程勘察成果中基本可以获得。

本次详勘对拟建场地范围内岩土层的结构进行了充分揭露, 场地内 289.0m 深度范围内的岩土体的密度、含水量等参数详见附表 2。

拟建场地浅部地下水属潜水类型, 受大气降水及地表迳流补给。上海市年平均高水位埋深为 0.50m, 低水位埋深为 1.50m, 本次勘察期间所测得的地下水静止水位埋深一般在 1.00m~1.70m 之间。

根据上海地区工程经验, 埋深在 4m 范围内受气温变化影响, 4m 以下水温较稳定, 一般为 16~18°。根据类似工程经验及场地环境, 拟建场地地下水基本处于静止状态。

对于拟建场地范围内岩土体的比热容、导热系数等热物性参数, 由于目前设计方案尚未确定, 待设计方案确定后建议进行专项试验研究。

8、结论与建议

8.1、本场地属稳定场地, 根据拟建场地的工程地质条件, 适宜建造本工程超高层建(构)筑物。

8.2 拟建场地表层第①层杂填土厚度较大、成分复杂, 桩基及基坑围护结构施工时应采取适当措施。

8.3 本次详勘在拟建场地未发现暗浜分布。经查阅《上海市河流历史图》, 在北侧基坑边线范围有暗浜分布。由于受施工场地条件限制, 北侧基坑边线范围未能进行小螺旋孔施工, 可待施工条件具备后进行补充勘察。

8.4 拟建场地位于中心城区, 场地周边管线分布较为复杂, 桩基、基坑开挖时应予

以注意。本工程地下室边线距离四周道路较近, 北侧及东侧地下室边线分布至花园石桥路和东泰路中心。本场地周边花园石桥路、东泰路、陆家嘴环路、银城中路均分布有较多地下管线, 如煤气、上水、电力、信息等各类市政管线。其中场地北侧分布一条东西向的非开挖信息管, 管顶埋深 0.5~7.0m, 应引起重视。场地内管线等地下障碍物的分布情况可详见物探报告, 周边市政道路地下管线可相关管线图确定。

8.5 拟建场地类别为IV类, 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度为 0.10g, 拟建场地在深度 20.0m 范围内无饱和砂质粉土和砂土层分布, 故在抗震设防烈度为 7 度时, 可不考虑场地地基土地震液化影响。本工程抗震设计所需的相关参数可参阅专项地震安全性评估报告。

8.6 拟建场地潜水高地下水埋深可取地表面下 0.5m, 低地下水埋深取地表面下 1.5m, 设计可根据安全需要选择合适的地下水位埋深; 对本工程有直接影响的承压水为第⑦层中的承压含水层, 受场地周边高层建筑深基坑及市政工程降水影响, 勘察期间测得第⑦层承压水头埋深约为 12.3~14.2m (相应标高-8.31~-10.03m)。

据上海地区经验, 承压水水位埋深呈年周期性变化, 一般为 3.0m~11.0m。根据多年来的观察, 上海地区承压水位有下降趋势。根据陆家嘴地区承压水长期观测资料与众多工程勘察期间测得的结果, 陆家嘴地区第I承压含水层承压高水位埋深一般在 6m~10m (相应标高-2.0~-6.0m), 从不利条件角度考虑, 本工程最高承压水水头埋深可按 6.0m 考虑。

拟建场地地下水和土对混凝土无腐蚀性; 地下水对钢结构有弱腐蚀性; 地下水在长期浸水环境下对钢筋混凝土结构中的钢筋无腐蚀性。

8.7 根据场地的周边环境条件、场地地层条件及沉桩可行性分析, 本工程超高层建筑及裙房(含局部纯地下室)建议采用灌注桩方案, 并采用后注浆工艺。

8.8 本工程 122 层塔楼核心区可比选第⑨₂₋₁、⑨₂₋₂层作为桩基持力层, 扩展区可比选第⑦₂、⑨₁、⑨₂₋₁层作为桩基持力层; 5 层裙房及纯地下室建议选择第⑦₂层作为抗拔桩桩端置入层; 当裙房、纯地下室采用逆筑法施工时, 建议选择第⑨₁层作为桩基持力层。各拟建建(构)筑物桩型、桩基持力层、桩端入土深度选择等内容详见 5.2 节相关内容。

8.9 建议通过静载荷试验确定单桩竖向承载力后进行布桩; 建议进行试成桩, 以确定施工参数。

8.10 本工程基坑开挖深度约25.0~30.0m, 根据场地现状及工程经验, 基坑围护结构宜采用地下连续墙, 围护结构的支撑系统可采用数道钢筋混凝土水平支撑。同时采取适宜的降水、排水措施。其施工注意事项详见6.5节, 基坑围护设计参数详见表31。

8.11 本工程基坑施工需考虑第⑦层承压含水层突涌问题, 应采取深井降水降压等措施。

8.12 拟建场地周围环境条件复杂, 在桩基及基坑施工时建议安排岩土工程监测工作, 做到信息化施工, 以确保桩基、基坑施工安全与周围环境的安全。

8.13 考虑本工程基坑范围及开挖深度均很大, 拟建场地地下水变化及承压含水层等水文地质特性对设计、施工影响很大, 建议进行专门的水文地质勘察工作。

8.14 为体现本工程绿色环保的建筑设计理念, 可充分考虑对上海地区浅层地温能资源的循环利用, 建议进行专项的设计研究工作。

9、报告说明

9.1 受地表层杂填土影响, 静探C37孔因无足够锚固反力, 未能施工至预定深度, 70m以下改为钻探孔施工。

9.2 本工程基坑北侧和东侧边线分别位于花园石桥路和东泰路上, 该范围勘探孔本次未能施工, 可在场地条件具备后进行补勘。

9.3 本工程建设单位已委托专业部门进行地源热泵系统方案的设计研究工作。由于目前设计方案尚未确定, 拟建场地场地土层分布、地基土的物理力学性质指标、地下水水位埋深、水温、水质等详见本报告相关章节。待设计及试验方案确定后, 本单位将积极配合相关工作的开展。