

徐州市新城区某办公楼预应力管桩设计与检测

朱雪蕙, 薛峰, 訾剑华

(徐州市水利建筑设计研究院, 徐州 221002)

摘要: 确定预应力混凝土管桩单桩竖向极限承载力方法较多, 本文通过工程实例, 研究了采用不同参数指标确定预应力混凝土管桩单桩竖向极限承载力的结果, 并与静载试验结果进行了对比分析。研究表明, 以双桥静力触探指标确定的单桩竖向极限承载力与静载试验结果较为接近, 而以土的物理力学指标确定的单桩竖向极限承载力较静载试验结果偏小。

关键词: 预应力混凝土管桩; 压桩试验; 静载试验; 单桩极限承载力

作者简介: 朱雪蕙(1976—), 女, 江苏徐州人, 本科, 从事岩土工程专业研究工作。

0 前言

预应力混凝土管桩具有桩身强度高, 适应性广、穿透力强、承载力高、施工快捷、方便, 质量稳定可靠, 耐久性好等优点, 在多层建筑基础中得到广泛应用。其单桩竖向极限承载力可以通过静力触探指标、物理力学指标与承载力参数之间的关系以及静载试验等多种方法确定, 但各种方法确定的结果之间存在一定差异。本文选取徐州市新城区有代表性的工程实例, 分析其承载力特性及产生差异原因, 从中得出一些有参考价值的结论。

1 工程概况

1.1 项目概况

某办公楼工程位于徐州市新城区, 建筑平面布置呈“U”型, 主楼中间 7 层, 两侧 6 层, 局部 5 层, 地下室 1 层, 框架结构, 总建筑面积 16 500 m²。工程重要性等级为二级, 场地等级为中等复杂场地, 地基等级为二级, 抗震设计为丙类。

1.2 工程地质条件

该场地位于废黄河高漫滩上, 场地南部位于顺堤河老河床中, 据勘探提示, 场地内第①~⑥层为第四系全新统地层, 其中①层粉土, 松散, 表层含较多碎石与砖块; ②层粉质黏土可塑, ②-1 层淤泥、②-2 层淤泥质黏土, 流-软塑, 为顺堤河老

河床内淤积土, 压缩性高, 承载力低; ③层粉土夹粉质黏土薄层、④层粉土松散, 饱和, 为地震液化土层; ⑤层粉质黏土, 软-可塑, 压缩性中等偏高。⑥层粉质黏土, 为一般黏性土, 压缩性中等。第⑦~⑩层为上更新统地层, 这几层土压缩性中等偏低, 抗剪强度高, 工程性质均较好, 其中第⑧层细砂, 密实性好, 厚度大, 分布稳定, 是场地内良好的桩基持力层。各土层主要物理力学指标及桩基设计参数建议采用值见表 1^[1]。

1.3 基础方案

建筑场地内地表高程 -8.5~-5.6 m, 地下室底板底高程 -5.3 m, 高于现状地表 0.3~3.2 m, 场地需大面积回填。根据建筑物类型及地基土结构, 分别对筏基、复合地基、桩基三种地基方案进行分析对比。

(1) 筏基

场地内第①~⑥层为第四系全新统地层, 厚度 8.9~12.4 m, 这几层土均位于地基压缩层内, 土质较软弱, 且很不均匀, 采用筏基地基承载力难以满足上部荷载要求, 必须进行地基处理。换填处理方法挖深大、土方回填量亦比较大, 而且存在基坑排水及边坡支护等问题, 综合分析该方案施工较困难, 局部回填厚度大, 施工质量不易控制且不经济。

(2) 复合地基

场地内③层粉土夹粉质黏土薄层、④层粉土松散, 液化中等-严重, 采用干振碎石桩复合地基

可以消除液化,提高承载力。但由于场地内②层粉质黏土分布不均,且②-1、②-2层软土需挖除换填,③层粉土中夹较多粉质黏土薄层,④层粉土地震液化,其下⑤层粉质黏土,压缩系数也偏高,总体分析场地内上部土层在水平方向与垂直方向分布都不均匀,故虽然采用复合地基,仍可能存在不均匀沉降问题。

(3) 桩基

场地内第⑦~⑩层为上更新统老黏性土与砂性土,其中第⑧层细砂,密实,标贯 34~60 击,锥尖阻力 11.38~37.52 MPa,承载力特征值 $f_{ak} = 350$ kPa,层厚 4.7~6.4 m,埋深 10.4~13.74m,

厚度较大,埋深适宜,且分布稳定,是场地内良好的桩基持力层,其下⑨层含砂姜黏土、⑩层黏土压缩性中等偏低,承载力高,是稳定的下卧层。

桩型宜采用预应力混凝土管桩,该类桩具有混凝土用量少,施工速度快,穿透力强,施工快捷、方便,质量稳定可靠,桩长灵活并能在有效桩长较短的情况下获得较高的单桩承载力等优点。采用带桩尖静压成桩,除增强穿透力外,还可以通过挤土作用有效的加密上部粉土,消除场地地震液化影响。因此,勘察报告推荐采用预应力混凝土管桩基础,以⑧层细砂为桩端持力层。

表 1 各土层物理力学指标及设计参数建议采用值表

层号	土层名称	厚度	含水量 ω (%)	重度 γ (kN/ cm ³)	抗剪强度		压缩性		原位测试			承载力 特征值 f_{ak} (kPa)	极限侧 阻力标 准值 q_{sik} (kPa)	极限端 阻力标 准值 q_{pk} (kPa)	液化 折减 系数 Ψ_L
					黏聚 力 C_{cQ} (kPa)	内摩 擦角 ϕ_{cQ} (°)	压缩 系数 a_{1-2} (MPa ⁻¹)	压缩 模量 E_s (MPa)	静力 触探 q_c (MPa)	标贯 f_s (kPa)	N 击				
①	粉土	1.71	26.3	18.5	11	15	0.38	4.83	1.60	100		110	40		
②	粉质黏土	2.08	26.5	18.6	16	15.4	0.37	5.30	0.65	24	3~4	80	55		
②-1	淤泥	0.73	67.3	16.6	8	0.5	1.52	1.82	0.10	7					
②-2	淤泥质粉质黏土	1.42	55.2	17.5	13	2	1.01	2.37	0.69	20	1~2				
③	粉土夹粉质黏土	2.95	30.2	18.4	12	10.1	0.21	9.16	1.67	33	2~6	100	40	0	
④	粉土	2.40	26.3	18.8	12	22.3	0.20	8.90	3.70	67	3~6	120	50	0	
⑤	粉质黏土	1.43	33.3	18.2	20	11.4	0.41	4.77	0.76	30	3~5	100	45		
⑥	粉质黏土	0.89	33.7	19.0	32	7.7	0.34	5.61	1.30	76	7~9	150	55		
⑦	含砂姜黏土	1.25	25.0	19.5	55	16	0.24	7.30	2.09	135	6~19	220	85		
⑧	细砂	5.88	22.6	19.9	0	36.5	0.14	11.8	23.03	263	34~60	350	75	4 200	
⑨	含砂姜黏土	7.70	30.3	19.9	52	22.3	0.15	11.8	7.77	421	29~39	280	85		
⑩	黏土	6.00	25.0	19.7	61	18.5	0.17	10.0	4.25	271	23~25	350	80		

2 桩基设计^[1~3]

2.1 桩型设计及承载力估算

设计预应力混凝土管桩桩径 $\phi 500$ mm,壁厚 100 mm, AB 型,桩身混凝土等级 C70,预计总桩数 340 根。桩顶从回填后场地地面算起,以⑧层细砂为桩端持力层,桩端以进入该层 2.0 m (4d) 考虑,预估桩长 15.5 m。采用静压法施工,桩长采用标高及压桩力双控。为减少上部土层引起的负摩阻力,设计在桩上端 8 m 范围内涂以沥青涂层。单桩竖向极限承载力分别选用带桩尖闭口式、不带桩尖开口式两种桩型分别计算对比。

预应力混凝土管桩的单桩承载力可以按桩身强度确定,也可以利用经验公式进行估算,更可靠

的还是通过静载试验确定。本工程单桩竖向极限承载力标准值根据《建筑桩基技术规范》(JGJ94—94)^[1]相关表格与公式,取双桥静力触探指标、土的物理力学指标与承载力参数之间的关系分别估算,各不同方法确定的单桩竖向极限承载力标准值见表 2。

表 2 不同方法、桩型计算单桩极限承载力表

桩 型	双桥静 探(kN)	物理力学指标(kN)		
		取大值	取小值	取平均值
$\phi 500(100)$ 管桩(带桩尖)	2 155	1 732	1 241	1 514
$\phi 500(100)$ (不带桩尖不 考虑土塞效应)	1 129	937	1 163	
$\phi 500(100)$ (不带桩尖考 虑土塞效应)	1 393	987	1 217	

结果显示,按不同计算指标确定单桩竖向极

限承载力标准值中,以双桥静探指标计算值最大,物理力学指标与承载力参数之间的关系取小值时计算结果最小。

不同桩型计算单桩竖向极限承载力差别较大,以开口桩不带桩尖不考虑土塞效应计算值单桩竖向极限承载力最小,开口桩不带桩尖考虑土塞效应居中,带桩尖闭口桩计算值最大。因此确定本场地采用带桩尖闭口式预应力混凝土管桩。

2.2 沉桩可行性分析

根据土层结构显示,场地内⑥层以上土层都相对比较软弱,不会产生沉桩困难现象,但表层含较多碎石与砖块,施工时应予以清除。⑦层为上更新老黏性土,厚度 0.8~2.1 m,土中砂姜含量 20%左右,个体较小,对沉桩影响不大;其下⑧层细砂较密实,为桩基持力层,桩长采用标高与压桩力控制。施工前应先进行试桩,试桩数不少于两根,通过试桩确定设计单桩承载力。

由于预应力混凝土管桩在成桩时具有挤土效应,因此设计应通过采取合理的桩间距及施工顺序和方法避免因挤土效应引起已入土的邻桩的水平偏移或断桩、浮桩。如施工中遇有沉桩困难,可在沉桩后期采用先掏土后压桩的施工方法。

2.3 试桩

桩基施工之前先行试桩,分别选取场地内四角点位置做 4 根试桩,控制沉桩速率 1 m/min 左右。试桩过程中,由于⑧层细砂密实,压载达 4 160 kN 时,桩端仅进入该层 0.5 m,相应桩长 14 m,并已有部分桩头被压爆,未能满足规范要求的进入持力层 2d 即设计进入该层 2 m 深度的要求,但单桩承载力经检测满足设计要求。

根据试桩压桩及单桩极限承载力检测情况,设计单位经与业主、勘察单位会商,对设计桩长做相应调整,调整后桩长 14 m,桩端入⑧层细砂由 2 m 调整为不小于 0.5 m,控制压桩力 4 160 kN。

由于试桩仍要做工程桩使用,静载试验压力仅以满足设计要求为止,按终止压桩力以公式(1)推算单桩极限承载力^[4]:

$$Q_u = \left(1.25 - \frac{14}{\lambda}\right) P_{zc} \quad (1)$$

终止压桩力为 4 160 kN,长细比为 28,计算得单桩极限承载力 3 120 kN,显然大于其他方法估算值,见表 3。

终止压桩力与预估单桩竖向承载力特征值比

值为压桩系数^[5],压桩系数用静力触探指标计算值确定为 2.67~3.86,若用其他方法计算值确定则更高。由于不同方法估算的单桩竖向承载力特征值差异较大,所以压桩系数变化范围大,离散性也较大。因此较为准确的应为以终止压桩力与静载试验结果确定的压桩系数。

表 3 各方法确定单桩竖向极限承载力值对比表

承载力确定方法	单桩竖向极限承载力标准值 Q _{uk} (kN)	单桩竖向承载力特征值 R _a (kN)
静载试验	2 400	1 200
终止压桩力	3 120	1 560
静力触探指标	2 155	1 077
土的物理力学指标与承载力参数之间的关系(取大值)	1 732	866
土的物理力学指标与承载力参数之间的关系(取小值)	1 241	620
土的物理力学指标与承载力参数之间的关系(取平均值)	1 514	757
设计采用值	1 800	900

备注:桩型为 φ500(100)预应力混凝土管桩,带桩尖,桩长 14 m

3 基桩检测成果分析^[2]

3.1 基桩检测成果

(1) 低应变

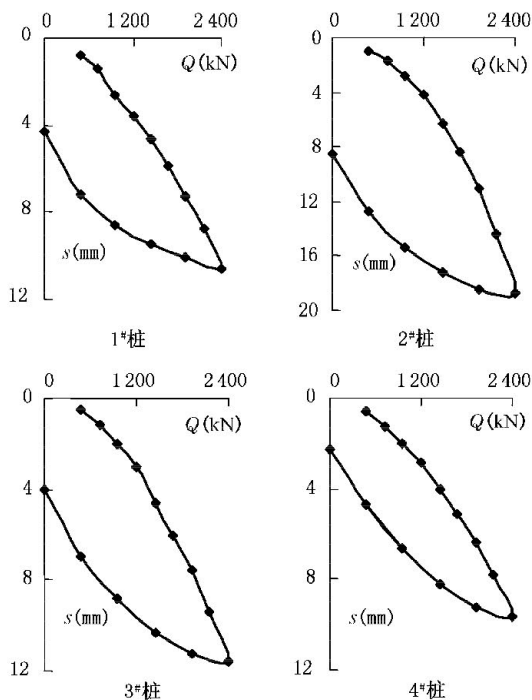
基桩质量无损检查在全部基桩施工完成后进行,共抽取 91 根桩(占总桩数的 26.8%)采用低应变动力反射波法检测,目的主要是检查桩基的质量,包括桩身完整性,如桩身断裂情况、桩身连接处的情况等。检测结果 I 类桩 90 根,桩身完成性好,桩底反射清晰,II 类桩 1 根,桩身有轻微缺陷,不会影响桩身结构承载力的正常发挥。

(2) 静载试验

静载试验在试桩结束后进行,分别位于场地内四角点位置,采用慢速维持荷载法,最大加载 2 400 kN,为设计承载力的 2 倍。静载测试结果如表 4、附图所示。

表 4 静载试验结果计算表

试桩编号	1#	2#	3#	4#
最大加载量(kN)	2 400	2 400	2 400	2 400
最大沉降量(kN)	10.63	18.78	11.59	9.62
单桩竖向抗压极限承载力(kN)	2 400	2 400	2 400	2 400
单桩竖向抗压极限承载力统计值(kN)		2 400		



附图 单桩竖向抗压静载试验曲线

静载试验成果显示,桩顶沉降量较小, $Q-s$ 曲线平稳,卸载后,沉降的回弹也不大。单桩竖向抗压极限承载力根据《建筑基桩检测技术规范》JGJ106—2003第4.4.2款综合分析确定:四根试桩的竖向抗压承载力均未达到极限,桩的竖向抗压极限承载力应取最大试验荷载值,即2400 kN,极差小于平均值的30%,故单桩竖向抗压极限承载力统计值取平均值2400 kN。

3.2 承载力计算结果对比分析

确定预应力混凝土管桩单桩竖向极限承载力方法较多,其结果差异也比较大,采用不同方法确定单桩竖向极限承载力结果见表3。

由表3分析,本场地内单桩竖向极限承载力标准值由静探触探指标确定的单桩极限承载力为2155 kN,与静载试验结果比较接近;根据土的物理力学指标与承载力参数之间的关系方法确定时,即使各参数均取大值,单桩极限承载力也只有1732 kN,当各项指标均取小值时,单桩极限承载力仅1241 kN,与静载试验结果相差较大。

究其原因,双桥静力触探为原位测试技术,通过探头锥尖与侧阻力数据,记录了地基土的性质、土体强度、埋置深度、上下土层接触关系等各项指标,可以看作是一小直径的现场载荷试验,通过双桥静力触探指标确定单桩极限承载力与载荷试验

值之间有着较好的拟合性。

根据土的物理力学指标与承载力参数之间的关系方法确定单桩极限承载力,与载荷试验结果相比往往偏小。这是由于自然界土体沉积环境的多变性以及土体性状的复杂性,在不同的成因环境或不同沉积年代形成的土即使有着相近的含水量和稠度状态指标,彼此间的力学性质也往往会有很大差异;有时,具有相近力学性质的土又会因其埋深不同或与上覆及下伏土层性状差异,造成边界条件的区别而显现出迥异的桩土间的相互作用,从而造成承载力计算偏差。

同时,场地内③层粉土夹粉质黏土薄层、④层粉土为地震液化土层,土层液化折减系数为0,设计采用承载力未考虑此二层土的桩侧摩阻力。实际桩基施工完成后,对该二层液化土有一定的挤密效应,静载试验过程中其桩侧摩阻力仍然发挥作用,这也是单桩极限承载力计算结果偏小的因素之一。

此外,本场地内单桩竖向极限承载力标准值由静载试验成果确定为2400 kN,而以压桩指标终止压桩力计算可达3120 kN。这是因为静载试验结束时桩身尚未破坏,各土层桩侧摩阻力与桩端阻力均未发挥到极限,单桩极限承载力的储备系数很大。

4 结 语

通过本工程实践,初步掌握了新城区预应力混凝土管桩的桩基设计参数及静压沉桩的控制条件。

对采用不同参数确定承载力结果进行对比分析,一般以静力触探指标确定单桩竖向极限承载力与静载试验结果比较接近,而按土的物理力学指标与承载力参数之间的关系套用规范中表格与公式,即使 q_{sik} 和 q_{pk} 值均取大值,所得单桩竖向极限承载力亦偏小。

单桩极限承载力估算方面,通过按规范查表估算与静载成果对比后,可以认为该基桩的设计参数在查取规范表中数值时可以取高值。

压桩试验表明,当场地桩端持力层为厚层密实细砂时,静压法施工应以最大压桩力控制为主,桩端入持力层深度控制为辅。

静载试验成果确定单桩竖向极限承载力标准

值 2 400 kN(试验结束时各土层阻力均未发挥到极限),以压桩指标终止压桩力计算为 3 120 kN,实际设计采用值 1 800 kN,说明本场地单桩极限承载力的储备系数很大。

参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国建设部. JGJ94—94 建筑桩基技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,1995:33~38.
- [2] 中华人民共和国建设部. JGJ106—2003 建筑桩基检测技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2003:13~18.
- [3] 桩基工程手册编写委员会. 桩基工程手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1995:42~53.
- [4] 徐至钧,李智宇. 预应力混凝土管桩基础设计与施工[M]. 北京:机械工业出版社,2005:220~257.
- [5] 张明义. 静力压入桩的研究与应用[M]. 北京:中国建材工业出版社,2004:85~97.