

西安地区砂层地基上 PHC 管桩 和 CFG 桩的应用分析

丁小伟¹, 高军程², 李胜利¹

(1. 中煤西安设计工程有限责任公司, 陕西 西安 710054; 2. 万科企业股份有限公司, 广东 深圳 518000)

摘 要: 西安渭河阶地地表以下约 20 m 深存在密实砂层, 高层建筑能否选用以该层为桩端持力层的中短桩基础是设计面临的问题。结合同一场地两栋相同百米住宅楼的地基设计, 通过方案分析、地基承载力和变形计算、载荷试验, 采取调整筏板尺寸和沉降后浇带的位置, 使结构重心与筏板平面形心重合等措施, 选择基底下层密实中细砂层为桩端持力层, 两栋楼分别采用 11 m 长 PHC 管桩和 12 m 长 CFG 桩复合地基, 避免了该地区常用的长桩穿越砂层的困难和质量问题。结构封顶后的沉降观测数据结果验证两种方案可行, 得出 PHC 开口管桩可利用土塞效应, 其实际竖向抗压承载力比规范估算值提高约 36%, 管桩实际沉降量约为 CFG 桩的一半, 且沉降稳定周期短, CFG 桩复合地基采用 Boussinesq 解答分层总和法, 计算沉降量与实测值差异不大。本工程充分利用地质条件, 选择中短桩地基处理, 节约了造价和工期, 对类似场地的工程有借鉴作用。

关键词: 高层建筑; 中短 PHC 桩; 中短 CFG 桩; 密实砂层; 沉降观测; 造价和工期

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 2096-7195(2023)06-0498-08

Application analysis of PHC pile and CFG pile on sandy ground in Xi'an area

DING Xiao-wei¹, GAO Jun-cheng², LI Sheng-li¹

(1. China Coal Xi'an Design Engineering Co., Ltd., Xi'an 710054, Shaanxi, China;

2. China Vanke Co., Ltd., Shenzhen 518000, Guangdong, China)

Abstract: There exists a dense sand layer about 20 meters below the surface of the Weihe River terrace in Xi'an. The critical design consideration for high-rise buildings revolves around the choice of a medium short pile foundation with this layer serving as the end-bearing layer. Based on the foundation design for two identical 100 meter residential buildings on the same site, a series of measures were taken, including scheme analysis, computation of foundation bearing capacity and deformation, and loading tests. These measures included adjustments to the raft dimensions and the positioning of the post-settlement pouring strip to align the center of gravity of the structure with the centroid of the raft. A relatively shallow layer of dense to medium-fine sand beneath the foundation was designated as the end-bearing layer for the piles. Consequently, the two buildings were erected using 11 meter long PHC pipe piles and 12 meter long CFG pile composite foundations, effectively mitigating the difficulties and quality concerns typically associated with long piles traversing sand layers commonly used in the region. Post-structure completion settlement observation data validated the viability of both approaches. The findings show that PHC open pipe piles can effectively leverage the plugging effect, leading to an actual vertical carrying capacity approximately 36% higher than the value estimated in the specifications. The observed settlement of pipe piles is approximately half that of CFG piles, accompanied by a shorter settlement stability period. The CFG pile composite foundation utilizes the Boussinesq solution layered summation method, resulting in calculated settlement values closely matching the measured data. This project strategically capitalizes on geological conditions, choosing medium short pile foundation solutions to achieve cost savings and expedited construction, offering valuable insights for comparable site projects.

Key words: high-rise buildings; medium short PHC pile; medium short CFG pile; dense sand layer; settlement observation; cost and duration period

收稿日期: 2023-09-18

作者简介: 丁小伟(1970—), 男, 陕西西安人, 高级工程师, 一级注册结构工程师, 主要从事建筑结构和研究工作。E-mail: 535069489@qq.com。

0 引言

西安地区黄土层地基承载力较低,百米高层建筑一般采用30~40 m长的灌注桩(或PHC管桩)基础,也可选择约22 m长的CFG桩复合地基。而在北二环附近区域,地面下约20 m存在层厚稳定、强度较高的砂层,中密至密实状态,该砂层以上为湿陷性黄土。此类场地的地基基础方案比选,一般先不考虑经济性不佳、工期较长的钢筋混凝土灌注桩,常选用以下两种方式:(1)PHC管桩,常用桩径为400~500 mm,桩的长径比不宜超过80,桩身强度高、贯入性能好,静压机沉桩速度快,无噪音、无污染,适用于无坚硬夹层、无较厚砂夹层、无较多孤石的黄土场地,造价高于CFG桩,沉桩施工时不易穿透砂层,多用于西安地区东南区域黄土塬和黄土梁洼场地;(2)CFG桩复合地基,由素混凝土桩、桩间土和褥垫层组成,采用长螺旋钻管内泵送混凝土压灌成桩工艺,施工简单,质量容易控制,造价低廉,适用于处理黏性土、粉土、砂土和自重固结已完成的素填土地基,桩端应落于中低压缩性的黏土层、密实砂层、圆砾层上,能大幅提高地基承载力和压缩模量,但因砂层抗剪强度较弱,CFG桩桩身穿越砂层时,容易产生窜孔、堵管、桩体扰动、坍塌、钻机磨损大等质量问题,西安地区除了东南区域黄土厚度大、湿陷性等级高不宜使用外,在其它区域广泛应用。上述两种方式若仍然按照常用桩长(22~40 m)设计,桩身需穿过浅砂层,增加施工难度、并可能造成质量问题。因此,如果能挖掘利用浅砂层的承载潜力,缩短桩长,采用以该砂层为持力层的中短PHC管桩或CFG桩,就能避免以上问题。但是百米高层建筑荷载较大,十几米长的PHC(或CFG)桩的承载力和变形量是否能满足要求,尚存争议,因此在实际设计中较少采用。本工程经过地基计算分析、静载荷试验验证,利用剪力墙结构上部刚度和荷载较为均匀的特点,辅以调整结构重心和筏板形心重合,沿筏板边缘设置沉降后浇带的措施。1号楼采用11 m长PHC管桩,实际总沉降量为31.5 mm,与当地常用的钢筋混凝土桩的沉降量相当;2号楼采用12 m长CFG桩复合地基,计算沉降量满足规范要求,但比当地经验值略微偏大,实际总沉降量为64.9 mm。两栋楼的观测沉降量与计算预估值基本吻合,交付后使

用良好,为该类场地上高层建筑的地基设计研究积累了实践经验。

1 工程和地质概况

本项目位于西安市北二环内,相同两栋住宅楼(地上33层)高度99.9 m,2层地下室与周围地下车库相通,单栋楼建筑面积2.98万 m^2 ,主楼为剪力墙结构,平板式筏基底面埋深-10.60 m,抗震设防烈度为8°,场地类别为II类,2014年结构封顶,在沉降达到稳定状态且符合设计要求后不再继续观测,实景图见图1。

拟建场地地貌属于渭河二级阶地,地层分布较均匀,无不良地质作用,不考虑地震液化影响,地下水位埋深约为-17.5 m。土层物理力学参数见表1,其中②、③层土的侧阻力为素土挤密桩处理后的值,压缩模量是从地勘报告中,依据土层所处深度,选取土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力段对应的数值^[1],②层黄土和③层古土壤具II级自重湿陷性。典型工程地质剖面见图2。



图1 建筑实景图

Fig. 1 Picture of the buildings

表1 土层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soil layer

| 土层 | 厚度/ m | $f_{ak}/$ kPa | $E_{si}/$ MPa | $\zeta E_{si}/$ MPa | $q_{si}/$ kPa | q_p/kPa |
|-------|----------|------------------|------------------|------------------------|------------------|------------------------|
| ②黄土 | 8.9 | 150 | 5.72 | 21.00 | 35 | — |
| ③古土壤 | 5.9 | 160 | 9.59 | 35.20 | 34 | — |
| ④中细砂 | 4.9 | 200 | 25.00 | 91.75 | 41 | 3 000/CFG 3 500/PHC |
| ⑤粉质黏土 | 7.1 | 190 | 13.44 | — | — | — |
| ⑥粉质黏土 | 7.0 | 200 | 13.07 | — | — | — |
| ⑦中砂 | 7.1 | 240 | 50.00 | — | — | — |
| ⑧粉质黏土 | 11.0 | 220 | 20.17 | — | — | — |

注: f_{ak} 为承载力特征值; E_{si} 为压缩模量; ζ 为复合土层的压缩模量提高系数; q_{si} 为侧阻力特征值; q_p 为端阻力特征值。

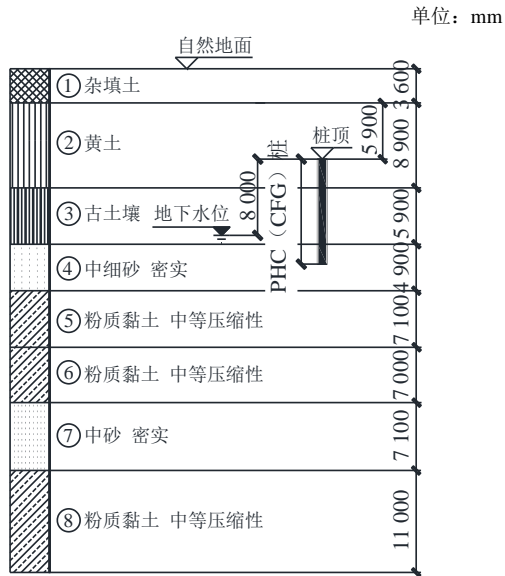


图2 典型工程地质剖面图
Fig. 2 Typical geological profile

2 地基方案分析确定

2.1 1号楼采用素土挤密桩+PHC管桩

相关资料表明^[2-5], 随着PHC开口管桩沉入砂层, 桩端下部砂土挤入管腔内形成有效土塞, 能阻止外部土体继续进入桩内。DE NICOLA等^[6]对于静压管桩的研究显示, 桩端土质越密实, 形成的土塞高度越小, 很容易产生闭塞效应^[7]。当桩下沉过程中土塞与桩内壁之间不再产生相对滑移时, 桩端处于完全闭塞状态, 开口桩呈现类似闭口桩的特性^[3,8-9], 此时桩端阻力由外壁侧摩阻力 Q_1 、桩壁端阻力 Q_2 和土塞端阻力 Q_p 组成(见图3)^[8,10]。

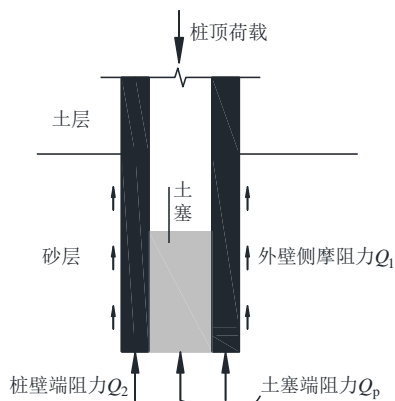


图3 桩端阻力示意图
Fig. 3 Schematic diagram of tip resistance

文献^[11]分析了15根静压PHC开口管桩的静载试验数据, 桩端持力层为中密中砂, 在桩进入砂层约4D(桩外径)时, 极限端阻力标准值较规范^[7]提高 α_p (1.8~2.4), 土塞效应对端阻的贡献是桩

承载力提高的主要原因, 由此将规范^[7]中的公式5.3.8-1增加 α_p 来估算单桩竖向极限承载力标准值:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum q_{sik} l_i + \alpha_p q_{pk} (A_j + \lambda_p A_{p1}) \quad (1)$$

式中: Q_{sk} 为总极限侧阻力标准值, kN; Q_{pk} 为总极限端阻力标准值, kN; u 为桩身周长, m; q_{sik} 为桩周第*i*层土的极限侧阻力标准值, kPa; l_i 为桩周第*i*层土的厚度, m; q_{pk} 为极限端阻力标准值, kPa; A_j 为空心桩桩端净面积, m²; A_{p1} 为空心桩敞口面积, m²; λ_p 为桩端土塞效应系数。

本工程桩端持力层为④中细砂层, 且以下各土层厚度较均匀、承载力较高, 无坚硬岩层或孤石等沉桩障碍物, 桩端可不设钢桩尖, 利用闭塞效应后, 参考闭口桩的承载性能简化设计^[2]。选用11.0 m长的PHC(400)AB-95型管桩, 其中 $u=1.256$ m, $A_j=0.0910$ m², $A_{p1}=0.0346$ m², $\lambda_p=0.8$, $q_{pk}=7000$ kPa, q_{sik} 和 l_i 依据表1和图2取值, 代入式(1)中, 当 $\alpha_p=1.0$ 时, 得出规范^[7]估算值 $Q_{uk1}=1905$ kN, 当按照文献^[11]偏安全取 $\alpha_p=1.8$ 时, 得出 $Q_{uk2}=2610$ kN, 增加幅度为36%, 与当地工程经验提高幅度30%基本吻合^[12], 实际设计中取 $Q_{uk2}=2600$ kN。

方案如下: 素土桩直径0.55 m、长度7.5 m、间距0.9 m, 在宽出筏板外缘3.5 m范围内, 为了保证土体挤密效果和消除湿陷性, 按照面积置换率最大的正三角形满堂布置, 共2185根; PHC管桩间距1.7 m, 也按照正三角形布置, 静压桩对土体有二次挤密作用, 共438根, 以④中细砂层为桩端持力层, 基础筏板面积1068.0 m², 2013年造价253万元, 工期35 d, 见图4。

单位: mm



图4 1号楼PHC管桩布置图
Fig. 4 PHC pipe piles layout of building 1

2.2 2号楼采用素土挤密桩+CFG桩复合地基

素土桩内容同1号楼, 经过试算调整后, CFG桩直径0.4 m、桩身为C30混凝土、长12.0 m、间距1.3 m, 按照等边三角形满堂布置, 共762根,

以④中细砂层为桩端持力层,桩顶铺设0.2 m厚砂石褥垫层,造价233万元,工期55 d,见图5。承载力满足要求,但估算沉降量稍大于当地高层建筑的设计经验控制值(50 mm),考虑剪力墙结构整体刚度好,上部荷载和地基较均匀,沉降差异量和总沉降量均不会超出规范[1]的要求,因此可行。

两栋楼的上部荷载、桩端持力层、筏板尺寸均相同,仅桩的形式不同,前期1号楼为了尽快完成形象工程,选用工期短的管桩,2号楼工期宽裕,选用造价低的CFG桩。

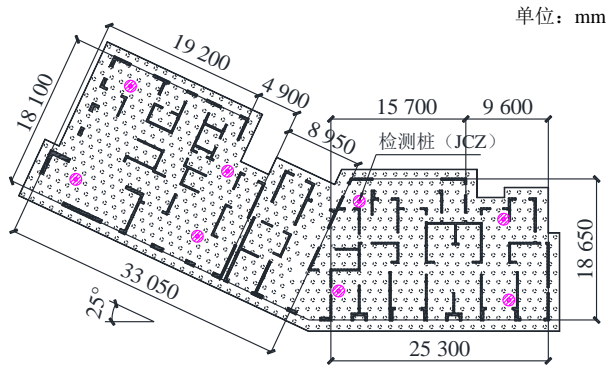


图5 2号楼CFG桩布置图

Fig. 5 CFG piles layout of building 2

3 PHC管桩的设计

3.1 承载力计算

采用建科院JCCAD软件计算,为了比较准确地反映实际受力情况、减少内力、节省钢筋,考虑上部结构刚度对基础的贡献,不考虑桩间土的分担荷载作用,基础自重及其上部荷载全部由桩承担。计算结果如下:荷载效应标准组合时,轴向压力下基桩的平均竖向力 $N_k=1\ 180\text{ kN}$,偏心压力下桩顶最大竖向力 $N_{kmax}=1\ 230\text{ kN}$;地震效应下基桩的平均竖向力 $N_{Ek}=1\ 128\text{ kN}$,最大竖向力 $N_{Ekmax}=1\ 669\text{ kN}$,基桩竖向承载力特征值 $R=1\ 300\text{ kN}$,基础底面未出现零应力区。根据规范[7]第5.2.1条计算结果如下:

荷载效应标准组合下: $N_k < R$, $N_{kmax} < 1.2R=1\ 560\text{ kN}$ 。

地震作用效应和荷载效应标准组合下: $N_{Ek} < 1.25R=1\ 625\text{ kN}$, $N_{Ekmax} < 1.5R=1\ 950\text{ kN}$ 。

管桩顶端和筏板的连接按照固结节点设计,PHC400(AB)-95型单桩水平向抗震承载力特征值 $R_{cha}=124\text{ kN}$ [13],总桩数 $n=438$,根据建科院SATWE软件计算结果,地震作用基底剪力为 $F_{Ek}=15\ 800\text{ kN}$,因此 $nR_{cha}=54\ 312\text{ kN} > F_{Ek}$,满足要求。

3.2 变形计算

桩中心距小于6倍桩径时,根据规范[7]第5.5.6条的等效作用分层总和法,未考虑地基土的回弹再压缩变形量,按式(2)计算最终沉降量 s :

$$s = \psi \cdot \psi_e \cdot s' = \psi \cdot \psi_e \cdot \sum_{j=1}^m p_{0j} \sum_{i=1}^n \frac{z_{ij} \bar{\alpha}_{ij} - z_{(i-1)j} \bar{\alpha}_{(i-1)j}}{E_{si}} \quad (2)$$

式中: s' 为按实体深基础分层总和法计算出的桩基沉降量,mm; ψ 为桩基沉降计算经验系数; ψ_e 为桩基等效沉降系数; m 为角点法计算点对应的矩形荷载分块数; p_{0j} 为第 j 块矩形底面在荷载效应准永久组合下的附加压力,kPa; n 为桩基沉降计算深度范围内所划分的土层数; E_{si} 为等效作用面以下第 i 层土的压缩模量,MPa; z_{ij} 、 $z_{(i-1)j}$ 为桩端平面第 j 块荷载作用面至第 i 层土、至第 $i-1$ 层土底面的距离,m; $\bar{\alpha}_{ij}$ 、 $\bar{\alpha}_{(i-1)j}$ 为桩端平面第 j 块荷载计算点至第 i 层土、至第 $i-1$ 层土底面深度范围内的平均附加应力系数。

根据JCCAD计算结果,准永久组合下基底平均压力为485 kPa,平均附加压力为 $p_0=314\text{ kPa}$ 。变形计算深度范围内压缩模量的当量值 $\bar{E}_s=14.92\text{ MPa}$, $\psi=0.905$, $\psi_e=0.565$,最终沉降量 $s=143\text{ mm}$ 。根据西安地区高层建筑的统计资料[14],桩基实际沉降值在规范[1]计算值的1/5~1/3之间,因此预估沉降量为28.6~47.7 mm;也可采用沉降比法[14],预估沉降量约为静载试验桩承载力特征值对应变形量(6.1~8.0 mm)的6倍,由此预估沉降量为36.6~48.0 mm。两种预估值得本地区工程经验基本吻合。本工程桩端持力层以下无软弱下卧层,无需验算[7],桩基承载力和沉降计算均满足要求。

3.3 PHC管桩检测结果

1号楼开挖至基底标高,在挤密桩施工完成后,采用静力沉桩法,以终压力作为主控条件,桩端标高为辅。沉桩采用较大吨位静力压桩机慢压,有利于提高短桩的端承力,选择可提供400 t压桩力的压桩机,依据单桩竖向极限承载力与终压力的经验比值0.8~0.9[11],确定11.0 m长PHC(400)AB-95型开口管桩的终压力值为3 250 kN,控制沉桩速度不大于2 m/min,以便形成有效土塞高度,以终压力复压3次,每次持荷时间5~10 s,结合地质剖面图和实测数据,桩进入④中细砂层约4D~5.5D(桩外径),土塞相对静止,判断桩端处于闭塞状态,3组试桩的 $Q_{uk}=2\ 600\text{ kN}$ 满足要求,说明沉桩参数是合理的。按照上述工艺将工程桩全部施工完成后,桩身结构

完整性质量检测数量取 30.4% (134 根), 低应变反射波法显示桩身完整性为 I 类。单桩竖向抗压承载力检测数量取 1.3% (6 根), 按照规范[1]规定进行静载试验, 在加载至终止压力 2 600 kN 时, 6 根检测桩 (JCZ) 的桩顶沉降量介于 20.86~24.85 mm, $Q-s$ 曲线呈平缓变形 (见图 6), JCZ1~JCZ6 号桩的极限承载力为 2 600 kN, 满足要求。

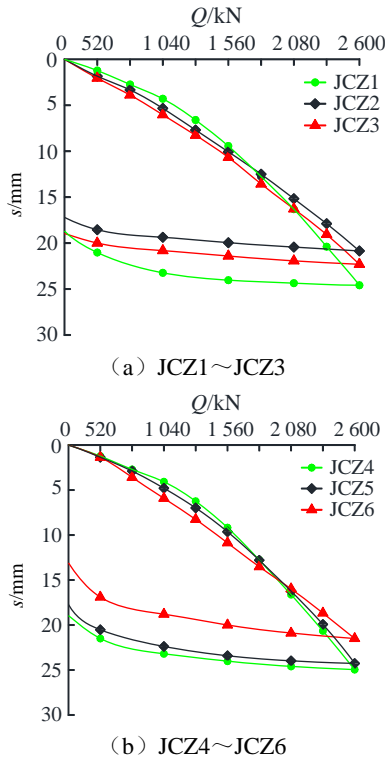


图 6 1 号楼 $Q-s$ 曲线

Fig. 6 $Q-s$ curves of building 1

4 CFG 桩复合地基的设计

4.1 承载力计算

复合地基承载力特征值依据规范[15]第 7.1.5 条的内容, 按照式 (3)~(4) 计算:

$$f_{spk} = \lambda m \frac{R_a}{A_p} + \beta (1-m) f_{sk} \quad (3)$$

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_{pi} + \alpha_p q_p A_p \quad (4)$$

式中: f_{spk} 为复合地基承载力特征值, kPa; m 为面积置换率; R_a 为单桩竖向承载力特征值, kN; A_p 为桩的截面积, m^2 ; f_{sk} 为处理后桩间土承载力特征值, kPa; λ 为单桩承载力发挥系数; β 为桩间土承载力发挥系数; n 为复合地基桩土应力比; u_p 为桩的周长, m; q_{si} 为桩周第 i 层土的侧阻力特征值, kPa; l_{pi} 为桩长范围内第 i 层土的厚度, m; α_p 为桩端阻力发挥系数; q_p 为桩端端阻力特征值, kPa。

根据静载试验确定承载力时, 取 $\lambda=0.8$ 、 $\beta=1.0$ 、 $m=0.4^2/(1.05 \times 1.3)^2=0.086$, $f_{sk}=150$ kPa, $A_p=0.1256$ m^2 , $u_p=1.256$ m, $\alpha_p=1.0$, 结合表 1 和图 2 数据, 求得单桩竖向承载力特征值 $R_a=920$ kN, 复合地基承载力特征值 $f_{spk}=578$ kPa, 基础宽度和深度的承载力修正系数分别取 0 和 1.0, 因主楼筏板周围地下室为独立基础, 承载力深度修正贡献不大, 设计留余量, 取修正后的地基承载力特征值 $f_{spa}=f_{spk}=550$ kPa。

根据 JCCAD 计算结果, 标准组合下基底平均压力值 $p_k=510$ kPa, 最大压力 $p_{kmax}=580$ kPa; 地震效应下的基底平均压力值 $p=530$ kPa, 最大压力 $p_{max}=680$ kPa, 基础底面未出现零应力区。

标准组合下: $p_k < f_{spa}$, $p_{kmax} < 1.2f_{spa}=660$ kPa。

地震效应下: $p < \zeta_a f_{spa}=715$ kPa, $p_{max} < 1.2\zeta_a f_{spa}=858$ kPa。

参考天然地基, 地基抗震承载力调整系数 ζ_a 取 1.3。所以复合地基承载力满足设计要求, 桩端持力层以下不存在软弱下卧层。CFG 桩体采用 C30 混凝土, 其桩体试块 (边长 150 mm 立方体) 标准养护 28 d 的立方体抗压强度平均值 $f_{cu}=30$ MPa, 根据规范[15]式 7.1.6-1, $f_{cu} > 4\lambda R_a/A_p=23.5$ MPa, 满足要求。

4.2 变形计算

CFG 刚性桩复合地基的沉降由加固区变形量 s_1 和下卧土层变形量 s_2 组成, s_1 包括桩体向上和向下刺入量及桩身受压变形量, 筏板按柔性基础计算, 不考虑地基土的回弹再压缩变形量, 复合地基最终沉降量 $s=s_1+s_2$ [16]。规范[1]将加固区视为与天然地基相同的匀质土, 采用 Boussinesq 解答分层总和法计算沉降, 根据第 5.3.5 条和第 7.2.10 条的内容, 按式 (5) 计算复合地基最终沉降量 s :

$$s = \psi_{sp} s' = \psi_{sp} \left[\sum_{i=1}^{n_1} \frac{p_0}{\xi E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i+1} \bar{\alpha}_{i-1}) + \sum_{i=n_1+1}^{n_2} \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \right] \quad (5)$$

式中: s' 为复合地基计算变形量, mm; ψ_{sp} 为复合地基沉降计算经验系数; n_1 为加固区范围土层分层数; n_2 为变形计算深度范围内土层总的分层数; p_0 为对应于荷载作用准永久组合时的基础底面处的附加压力, kPa; E_{si} 为基础底面下第 i 层土的压缩模量, MPa, 应取土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力段计算; z_i 、 z_{i-1} 为基础底面至第 i 层土、至第 $i-1$ 层土底面的距离, m; $\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ 为基础底面计算点至第 i 层土、至第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数, 可按规范[1]附录 k 采用。

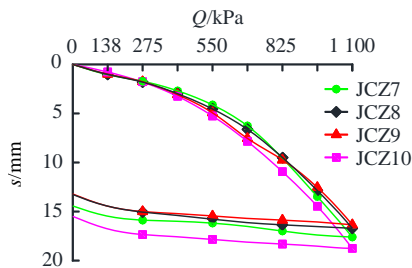
根据规范[1]第 7.2.12 条,复合土层的压缩模量提高系数 $\xi=f_{spk}/f_{ak}=550/150=3.67$, 可求出复合地基各土层的压缩模量 ξE_{si} (见表 1)。利用 JCCAD 计算中心沉降结果, 准永久组合下基底平均压力为 485 kPa, 平均附加压力为 $p_0=314$ kPa, $s'=288.0$ mm, 变形计算深度范围内压缩模量的当量值 $\bar{E}_s=25.04$ MPa, $\psi_{sp}=0.233$, 最终沉降量 $s=67.1$ mm < 200 mm, 满足规范[1]的要求。

4.3 工程措施

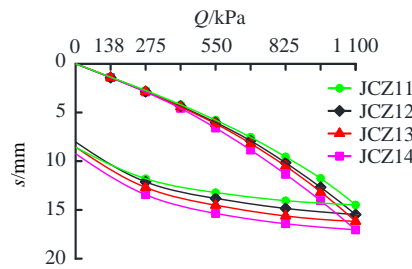
本工程计算沉降量虽然满足规范要求, 但略大于本地区设计经验控制值 (50 mm), 考虑到剪力墙结构的刚度和地基反力较为均匀, 设计中采取工程措施调整结构重心和筏板形心使其基本重合, 满足规范[1] ($e \leq 0.1W/A$) 的规定, 沿主楼筏板边缘设置沉降后浇带, 和周围车库基础断开, 待主体结构封顶沉降稳定后封闭。

4.4 CFG 桩复合地基检测结果

2 号楼前期场地经过挤密桩处理后湿陷性已消除, 试桩承载力满足要求。工程桩施工完成后, 桩身结构完整性质量检测数量取 20% (154 根), 低应变反射波法显示桩身完整性为 I 类。单桩竖向抗压承载力和复合地基竖向抗压承载力检测数量各取 1%, 按照静载试验进行检测^[15], 8 组 CFG 单桩复合地基承载力静载试验在终止荷载 1 100 kPa 时的沉降量 $s=14.50 \sim 18.76$ mm。Q-s 曲线平缓(见图 7), 复合地基承载力特征值不小于 550 kPa, 满足要求。单桩抗压承载力也满足要求, 此处不做详细展开。



(a) JCZ7~JCZ10



(b) JCZ11~JCZ14

图 7 2 号楼 Q-s 曲线

Fig. 7 Q-s curves of building 2

5 两栋楼的沉降观测结果分析

两栋楼均在周边墙体上均匀布设 13 个观测点 (见图 8), 至结构封顶后两年末, 1 号、2 号楼沉降观测值分别为 31.5 mm、64.9 mm, 沉降速率均小于规范[17]规定的 0.04 mm/d, 已达到稳定状态, 整体倾斜率满足规范[1]限值 0.002 5。两栋楼均取 13 个观测点在各时段沉降量的平均值, 作出的观测时段-沉降曲线见图 9, 建筑物四角观测点 1、5、6、12 的沉降曲线见图 10, 对比结果显示: (1) 图 10 中四角观测点沉降曲线与图 9 中平均值曲线的斜率基本吻合, 1 号楼沉降曲线比 2 号楼平缓, 说明 CFG 桩沉降收敛时间比管桩长; (2) 两栋楼的桩长差异不大时, 1 号楼的观测值约为 2 号楼的一半, 说明在桩长范围内, 相比于 CFG 桩, 管桩刚度大、土体压缩变形很小; (3) 1 号、2 号楼在结构封顶时, 沉降量分别为 21.04 mm (67%)、31.49 mm (49%), 封顶后第一年末, 沉降量分别为 28.19 mm (90%)、54.69 mm (84%), 都在结构封顶两年末时趋于稳定。

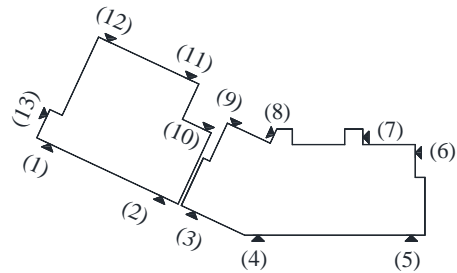


图 8 测点布置图

Fig. 8 Layout of measurement points

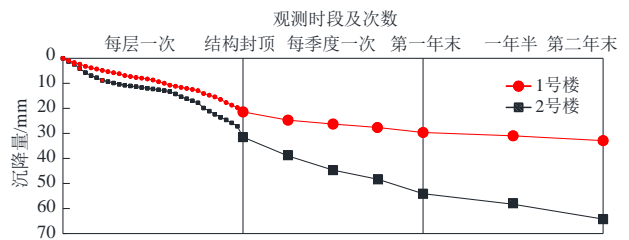


图 9 观测时段-沉降曲线 (平均值)

Fig. 9 Observation period-settlement curves (average)

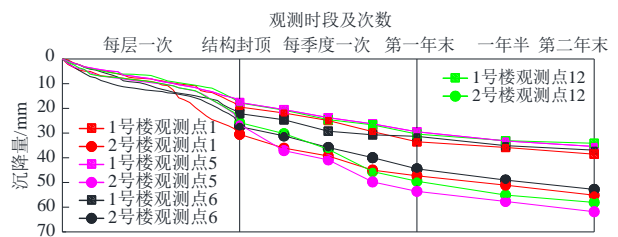


图 10 观测时段-沉降曲线 (四角点)

Fig. 10 Observation period-settlement curves (four corner points)

6 结论

本工程地基设计充分利用了地质特点,节约成本和工期,取得了良好的经济效益,有以下几点结论:

(1) 西安北郊地表下约 20 m 深的密实砂层用作中短PHC开口管桩或CFG桩复合地基的持力层,避免了长桩施工穿越砂层的不利因素,沉降观测结果验证是可行的。

(2) PHC 开口管桩利用土塞效应,实际单桩竖向抗压承载力比规范[7]估算值提高约 36%,通过试桩选择合适终压力、沉桩速率、压桩机吨位是提高桩承载力的关键因素。

(3) CFG 桩复合地基沉降量观测值与计算值差异不大,观测沉降量约为 PHC 桩的两倍。

(4) 高层建筑使用中短桩地基,应采取调整筏板尺寸使结构重心和筏板形心基本重合、合理设置沉降后浇带、待变形稳定后浇筑封闭等措施。

(5) 本文桩基检测资料有限,不能完全揭示PHC桩土塞效应的作用机理以及CFG桩的沉降规律,在以后工作中尚需探索研究。

参考文献

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 建筑地基基础设计规范: GB 50007—2011[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Code for Design of Building Foundation: GB 50007—2011[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.
- [2] 周健,王冠英. 开口管桩土塞效应研究进展及展望[J]. 建筑结构, 2008, 38(4): 25-29, 7.
ZHOU Jian, WANG Guan-ying. Development and expectation on soil plug in driving or jacked open-ended pipe piles[J]. Building Structure, 2008, 38(4): 25-29, 7.
- [3] 张忠苗,刘俊伟,俞峰,等. 静压预应力混凝土管桩土塞效应试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(8): 2274-2280.
ZHANG Zhong-miao, LIU Jun-wei, YU Feng, et al. Research on plugging effect of jacked prestressed concrete pipe pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(8): 2274-2280.
- [4] 詹永祥,姚海林,董启朋,等. 砂土中开口管桩沉桩过程的颗粒流模拟研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(1): 283-289.
ZHAN Yong-xiang, YAO Hai-lin, DONG Qi-peng, et al. Study of process of open-ended pipe pile driven into sand soil by particle flow simulation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(1): 283-289.
- [5] 李剑强,周建. 开口桩中土芯形成、影响因素及判别方法研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(2): 449-454.
LI Jian-qiang, ZHOU Jian. Effects on soil plugging and plugged mode in open-ended pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(2): 449-454.
- [6] DE NICOLA A, RANDOLPH M F. The plugging behaviour of driven and jacked piles in sand[J]. Géotechnique, 1997, 47(4): 841-856.
- [7] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑桩基技术规范: JGJ 94—2008[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical Code for Building Pile Foundations: JGJ 94—2008[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008.
- [8] 刘国辉. 土塞对管桩单桩竖向承载力计算的影响[D]. 天津: 天津大学, 2007.
LIU Guo-hui. Influence of soil plug on the vertical bearing capacity of the single pipe pile[D]. Tianjin: Tianjin University, 2007.
- [9] 周健,陈小亮,周凯敏,等. 静压开口管桩沉桩过程模型试验及数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(增刊 2): 3839-3846.
ZHOU Jian, CHEN Xiao-liang, ZHOU Kai-min, et al. Model test and numerical simulation of driving process of open-ended jacked pipe piles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(S2): 3839-3846.
- [10] 《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: 75-80.
Compilation Committee of Pile Foundation Engineering Manual. Pile Foundation Engineering Manual[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1995: 75-80.
- [11] 左宏亮,刘景云,李国东,等. 松花江漫滩地区静压

- PHC管桩竖向承载力[J]. 沈阳建筑大学学报: 自然科学版, 2009, 25(6): 1088-1093.
- ZUO Hong-liang, LIU Jing-yun, LI Guo-dong, et al. Study on vertical bearing capacity of jacked-in PHC pipe pile in Songhua River floodplain areas[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University: Natural Science, 2009, 25(6): 1088-1093.
- [12] 党昱敬, 张若筠. 预应力高强混凝土管桩在湿陷性黄土地基中的应用设计研究[J]. 工程勘察, 2012, 40(5): 19-23, 90.
- DANG Yu-jing, ZHANG Ruo-yun. Application design research of pre-stressed high-strength concrete pile in collapsible loess foundation[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2012, 40(5): 19-23, 90.
- [13] 陕西省住房和城乡建设厅, 陕西省质量技术监督局. 预应力混凝土管桩基础技术规程: DBJ 61/T 101—2015[S]. 北京: 中国建材工业出版社, 2015. Shaanxi Provincial Department of Housing and Urban Rural Development, Shaanxi Provincial Bureau of Quality and Technical Supervision. Technical Specification for Prestressed Concrete Pipe Pile Foundation: DBJ 61/T 101—2015[S]. Beijing: China Building Materials Press, 2015.
- [14] 沈励操, 郑永强, 钟崇民, 等. 高层建筑与裙房基础连为整体时的沉降观测及分析[J]. 建筑结构, 2007, 37(10): 78-81.
- SHEN Li-cao, ZHENG Yong-qiang, ZHONG Chong-min, et al. Settlement observation and analysis on intensity foundation of high-rise building and podium[J]. Building Structure, 2007, 37(10): 78-81.
- [15] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑地基处理技术规范: JGJ 79—2012[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical Code for Ground Treatment of Buildings: JGJ 79—2012[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2013.
- [16] 闫明礼, 张东刚. CFG桩复合地基技术及工程实践[M]. 第二版. 北京: 中国水利水电出版社, 2006: 108-117.
- YAN Ming-li, ZHANG Dong-gang. CFG Pile Composite Foundation Technology and Engineering Practice[M]. Second Edition. Beijing: China Water & Power Press, 2006: 108-117.
- [17] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑变形测量规范: JGJ 8—2016[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for Deformation Measurement of Building and Structure: JGJ 8—2016[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.