

CFG 桩复合地基沉降计算及变形观测

贾雪军¹, 蒋晓东²

(1. 河南建达工程建设监理公司, 河南 郑州 450002; 2. 郑州大学, 河南 郑州 450002)

[摘要] 回顾了 CFG 桩复合地基的变形机理及特征, 通过郑州某超高层 CFG 桩复合地基应用实例, 对采用分层总和法计算得出沉降值与实际观测值之间的差距进行了分析评述, 提出该地区复合地基沉降最终值的预估方法。

[关键词] 桩基工程; 复合地基; 沉降

[中图分类号] TU753.8

[文献标识码] A

[文章编号] 1002-8498(2006)06-0053-04

Calculation of Settlement and Deformation Monitoring of CFG Piles Composite Foundation

JIA Xue-jun¹, JIANG Xiao-dong²

(1. He'nan Jianda Engineering Construction Supervision Co., Zhengzhou, He'nan 450002, China;

2. Zhengzhou University, Zhengzhou, He'nan 450002, China)

Abstract: In this paper, deformation mechanism and deformation behavior of CFG piles composite foundation are reviewed. Based on the application of CFG piles composite foundation in a super high-rise building in Zhengzhou, differences between the value which got by layerwise summation method and the value in settlement observation are discussed. A kind of prediction method about final settlement of foundation is proposed for the area.

Key words: pile foundation engineering; composite foundation; settlement

CFG 桩复合地基是由 CFG 桩(水泥粉煤灰碎石桩)、桩间土及褥垫层构成, 属地基范畴, 特征如下: 承载力提高幅度大, 可调整性强, 适应范围广, 刚性桩的性状明显, 复合地基压缩模量大、建筑物沉降量小等, 相比桩基可充分发挥桩间土的作用, 经济效益突出。近年来以其特有优势得到了大力推广, 目前大量用于多层和 30 层以下高层建筑地基加固。本文结合郑州某超高层(32 层)CFG 桩复合地基应用, 对其沉降计算及变形观测进行了分析讨论, 为郑州地区高层 CFG 桩复合地基的沉降计算积累经验值提供参考。

1 CFG 桩复合地基变形模式

CFG 桩复合地基加固地基主要有 3 种作用: 桩体作用、挤密作用和褥垫层作用。当基础承受竖向荷载作用时, 桩与桩间土都要发生沉降变形, 由于桩的模量大于桩间土的模量, 桩比土的变形小, 则会产生荷载逐渐向桩顶集中现象。基础下设置褥垫层后可将上部基础传来的基底压力(或水平力)通过适当的变形以一定的比例分配给桩及桩间土, 使二者共同受力形成一个复合地基受力体。图 1 给出了复合地基变形示意。

图 1a、b 代表加荷前后状态。加荷后桩顶、桩间土

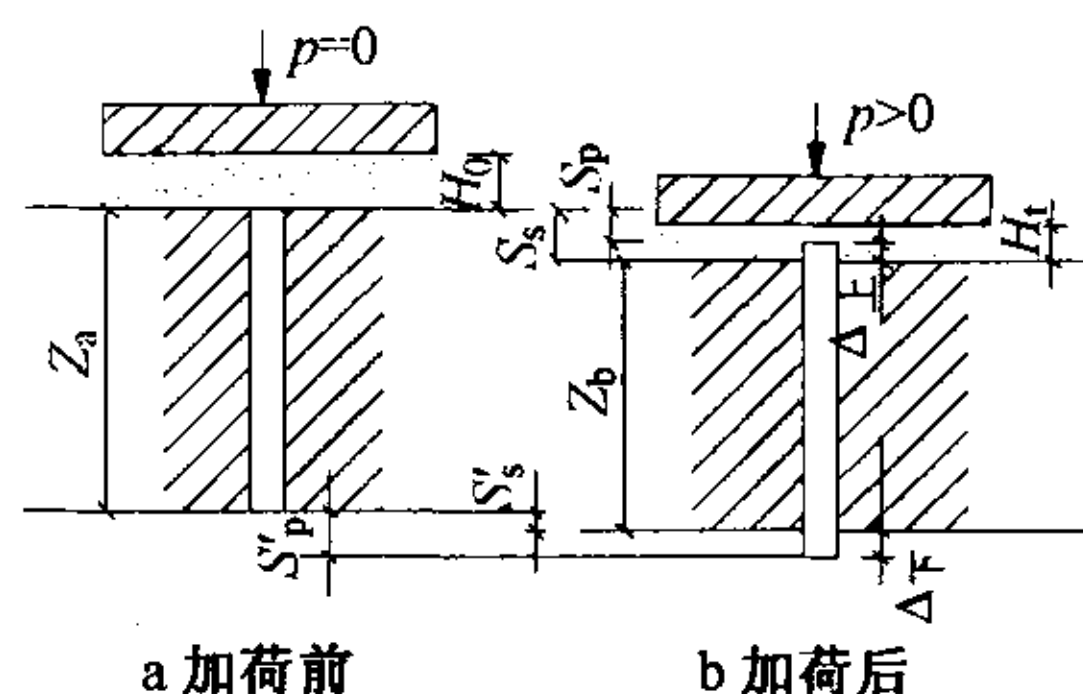


图 1 复合地基变形示意

沉降为 S_p 、 S_s , 桩端处分别为 S'_p 、 S'_s 。上刺入变形 $\Delta_{\text{上}} = S_s - S_p$, 下刺入变形 $\Delta_{\text{下}} = S'_p - S'_s$ 。由于桩体的压缩模量很大, 轴向力引起桩的压缩变形可忽略, 因此有 $S'_p = S_p$, 在桩长(Z_a)范围内土的压缩变形量: $S_1 = \Delta_{\text{上}} + \Delta_{\text{下}}$, 基础总的沉降量为 $S = S_1 + S_2 + S_3 \approx S_1 + S_2$ (S_2 为下卧层压缩变形量; $S_3 = H_0 - H_1$, 为褥垫层的压缩变形量)。

2 影响 CFG 桩复合地基沉降的因素

[收稿日期] 2006-03-02

[作者简介] 贾雪军(1973—), 男, 河南郑州人, 河南建达工程建设监理公司工程师, 河南郑州市文化路 97 号 450002, 电话: (0371)63887416

2.1 桩长、桩径、桩数的影响

当荷载一定时,桩越长, $\Delta_{上}$ 与 $\Delta_{下}$ 越小,桩间土荷载分担比越小,桩间土受的荷载越小,桩间土的压缩变形越小,桩长范围内土的压缩变形 S_1 也越小。CFG 桩复合地基桩径通常取 350 ~ 600mm 为宜,桩数 n 与置换率 m 有关,它们的关系如下:

$$n = mA_c/A_p \tag{1}$$

式中: A_c 为加固区面积; A_p 为桩截面积。此外由于复合地基具有的群桩效应,因此桩数越少,群桩效应越小,对变形的影响也越小。

2.2 基础宽度的影响

同天然地基一样,当置换率、桩长、土体相同时,CFG 桩复合地基在给定荷载下加固区压缩变形 S_1 ,下卧层压缩变形 S_2 以及总压缩量 S 都随基础宽度增加而增大。这主要是因为基础下某一深度的附加应力系数随基础宽度的增大而增大,同时压缩层厚度也相应加大。

2.3 褥垫层的影响

褥垫层的厚度不同,桩土荷载的分担不同。在 CFG 桩复合地基的应用中,可以通过调整褥垫层厚度,消除地基的不均匀性,得到复合地基的协调变形。但褥垫层厚度过大时,桩间土分担的荷载过大,地基的变形过大,失去复合地基的意义,一般为 10 ~ 30cm 厚。

2.4 桩对桩间土及桩端下卧层变形的影响

复合地基中 CFG 桩的存在使加固区桩间土的变形受到约束作用,表现为侧向变形受限,使土的垂直变形减小,群桩复合地基中,桩数多,约束作用就大。如上部荷载较小时,桩侧阻力占主要作用,端阻发挥少,CFG 桩的总体效应是使桩间土变形减小,反之,使桩间土变形增大。另外,由于 CFG 桩将部分荷载传递到桩端下卧层,因此在桩端处复合地基的下卧层的变形大于同一深度天然地基的压缩变形。

3 工程实例

3.1 工程概况

郑州市某小区 8 号高层住宅楼工程,剪力墙结构,地下 2 层,地上 32 层,采用 CFG 桩作为复合地基,箱形基础,埋深 -8.9m,基础长 106.8m,宽 22.3m,该楼复合地基设计参数如表 1 所示。

3.2 工程地质构造

该工程位于郑州市健康路与劳卫路之间,优胜北路以南,为黄河冲积平原,地形平坦,场地各层土的物理力学性质指标如表 2 所示。

3.3 沉降计算

CFG 桩复合地基的沉降计算一直是基础变形计算中的难题,目前主要有解析法、数值解法、复合地基变形计算法,本文以《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002 推荐的经验公式按各向同性均质线性变形体理论计算,即单向分层总和法计算地基变形,地基内的应力分布采用各向同性均质线性变形体理论,其中加固区采用复合压缩模量来评价其压缩性,下卧土层内的应力分布可按褥垫层上的总荷载计算,查规范附录 K 求附加应力系数或根据通用的 Boussinesq 半无限空间解求得复合体底面以下的附加应力。综上所述,CFG 桩复合地基最终沉降量按下式计算。

$$S = S_1 + S_2 = \psi \sum_{i=1}^{n_1} \frac{p_0}{\xi E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) + \psi \sum_{i=n_1+1}^{n_2} \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \tag{2}$$

式中: S 为地基最终变形量(mm); ψ 为沉降计算经验系数,根据地区沉降观测资料及经验确定,无地区经验时可采用 GB50007-2002 中表 5.3.5 数值; n 为地基变形计算深度范围内所划分的土层数; p_0 为对应于荷载效应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); z_i 为基础底

表 1 CFG 桩复合地基参数

桩径/ mm	有效桩 长/m	总桩数/ 根	桩间距/ m	桩身 混凝土	单桩承载 力特征 值/kN	复合地基 承载力特 征值/kPa	褥垫层 厚度/cm
400	17.8	1 106	1.35 × 1.35	C25	≥775	≥500	30

表 2 物理力学性质指标

层号	土层 名称	层厚/m	重度/ (kN/m ³)	含水量/ %	孔隙比	压缩模 量/MPa	天然地基 承载力/kPa	侧阻/ kPa	端阻/ kPa
1	填土	0.3 ~ 2.0							
2	粉土	1.8 ~ 3.5	16.63	13.8	0.871	8.2	130		
3	粉质粘土夹粉土	1.2 ~ 3.7	18.76	22.1	0.801	3.7	95		
4	粉土	0.8	17.74	23.2	0.757	5.1	100	40	
5	粉砂	1.5 ~ 1.8				24.0	260	48	
6	粉质粘土	0.8 ~ 3.0	19.17	21.6	0.753	5.1	130	45	
7	粉土	1.5 ~ 3.0	19.15	20.2	0.746	17.0	250	60	500
8	粉砂	0 ~ 2.0				23.0	240	65	800
9	粉土	1.0 ~ 3.2	19.17	20.7	0.735	15.5	280	55	500
10	粉土夹砂	1.1 ~ 3.1	18.99	21.1	0.756	20.0	250	70	800
11	粉土	0.8 ~ 3.5	19.03	21.4	0.751	17.0	320	60	600
12	粉细砂	3.2 ~ 6.2				32.0	230	70	900
13	粉土	2.7 ~ 4.5	18.95	22.7	0.785	16.0	350	58	650
14	粉细砂	7.2 ~ 8.8				35.0	310	70	1 000
15	粉质粘土	4.5 ~ 6.3	19.71	23.8	0.672	12.5	290	75	1 000
16	粉质粘土	3.0 ~ 4.5				12.0	310		
17	粉质粘土	4.5 ~ 5.0				12.5	315		

面至第*i*层土底面的距离(m); $\bar{\alpha}_i$ 为基础底面计算点至第*i*层土底面范围内平均附加应力系数。此外,复合地基的分层与天然地基分层相同,各复合土层的压缩模量等于该层天然地基压缩模量的 ξ 倍,即

$$\xi = f_{\text{spk}}/f_{\text{ak}}$$

(3)

式中: ξ 既是承载力提高系数,又是压缩模量提高系数; $f_{\text{spk}}, f_{\text{ak}}$ 分别为加固后复合地基与天然地基承载力特征值,计算如表3所示。

计算结果:复合土层的沉降量181mm,下卧层的沉降量155mm,沉降计算范围内的压缩模量的当量值39.1MPa,沉降计算经验系数取0.2,修正前的最终沉降量336mm,修正后的最终沉降量67mm。

3.4 沉降观测

在施工过程中,从筏板开始分别对建筑物沉降与基础下土体进行了变形观测,其中建筑物沉降观测共布点18个,土体分层观测布点3个,建筑物沉降如表4所示。

本楼沉降观测执行《工程测量规范》GB50026-93,参考《建筑变形测量规程》JGJ/T8-97补充执行,沉降观测精度按三等要求,每站高差中误差0.3mm,视线长度30m,基本分划、辅助分划读数校差0.5mm,前后视线校差0.5mm,在观测过程中采用“双侧读数法”固定使用FG-005自动精密水准仪,水准点布设及沉降观测线路如图2所示。

4 分层沉降计算与观测数据的对比分析

建筑物沉降观测*s-t*曲线及建筑物褥垫层下土体分层沉降标的沉降*s-t*曲线如图3、4所示。

表3 沉降计算值

土层	层厚/ m	z_i / m	$z_i\bar{\alpha}_i - z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}$ / m	ξ	f_k / kPa	E_s / MPa	$\Delta s'_i$ / mm	$\sum \Delta s'_i$ / mm
7	2.25	2.25	2.249 10	2.00	250	19	27.94	27.94
8	1.00	3.25	0.999 60	2.08	240	26	8.724	36.66
9	2.10	5.35	2.088 46	2.27	220	20	21.71	58.37
10	2.10	7.45	2.080 06	1.79	280	22	24.93	83.30
11	2.15	9.60	2.098 30	2.00	250	20	24.76	108.10
12	4.70	14.30	4.487 04	1.56	320	33	41.14	149.20
13	3.60	17.90	3.210 08	2.17	230	22	31.74	180.90
14	4.40	22.30	3.776 12		350	40	44.56	225.50
15	5.40	27.70	4.229 32		310	30	66.54	292.00
16	3.75	31.45	2.583 72		290	28	43.55	335.60

表4 观测沉降累计值

观测点	1	2	3	4	6	7	8	9	10
沉降/mm	33.62	34.02	31.96	32.14	30.08	30.61	27.67	26.01	24.75
观测点	11	12	13	14	15	16	17	18	平均值
沉降/mm	29.98	34.29	33.99	34.78	35.37	33.83	31.57	34.49	31.72

注:第5观测点数值破坏

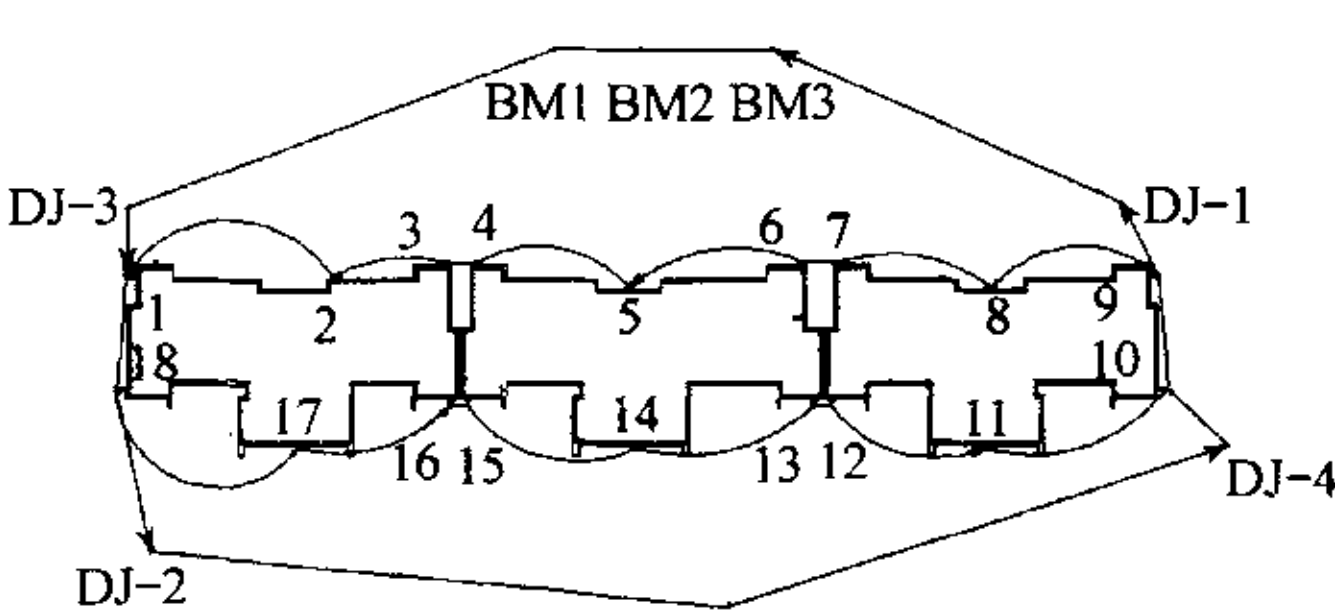


图2 水准点布设及沉降观测线路

(1)该楼从基础施工至竣工前,随荷载增加沉降量几乎呈线性增加,各点的沉降规律基本一致(建筑物沉降观测曲线与基底下土层标1点的变形沉降规律近似),根据观测成果,最大绝对沉降量 $s_{15} = 35.37\text{mm}$,最小绝对沉降量 $s_{10} = 24.75\text{mm}$,观测期间的平均沉降速率为 0.084mm/d 。基础不均匀沉降产生的最大相对倾斜值为:

$$\Delta s_{12-7} = \frac{s_{12} - s_7}{L}$$
$$= \frac{34.29 - 30.61}{18\,000} = 0.02\%$$

式中: L 为12~7号点的水平距离。根据《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002的有关要求,对于多层和高层建筑基础,当 $60\text{m} < H_g \leq 100\text{m}$ 时基础允许倾斜值为0.002 5。故满足要求。

(2)按规范计算的沉降结果与竣工时沉降观测结果比较,实际沉降量是计算量的47%,而土体变形值更小。分析差距如下:①土的压缩模量的影响 本例中勘察单位未提供固结试验的*e-p*曲线,不能精确计算各点土的复合压缩模量;②计算深度的影响 由于计算深度难以精确定量计算,故计算深度应对结果有一定影响;③观测部位的影响 观测点布置在建筑物结构外围,而土体沉降标在各单元中间地下,只有假定基础为绝对刚体时各点的沉降才有可能是一致的,但实际有可能存在出入,同时土体变形与建筑物的数值的差距则有可能与褥垫层施工中夯填不密实有关;④修正系数 ψ 的影响 本例变形计算深度范围内压缩模量的当量值 $\bar{E}_s =$

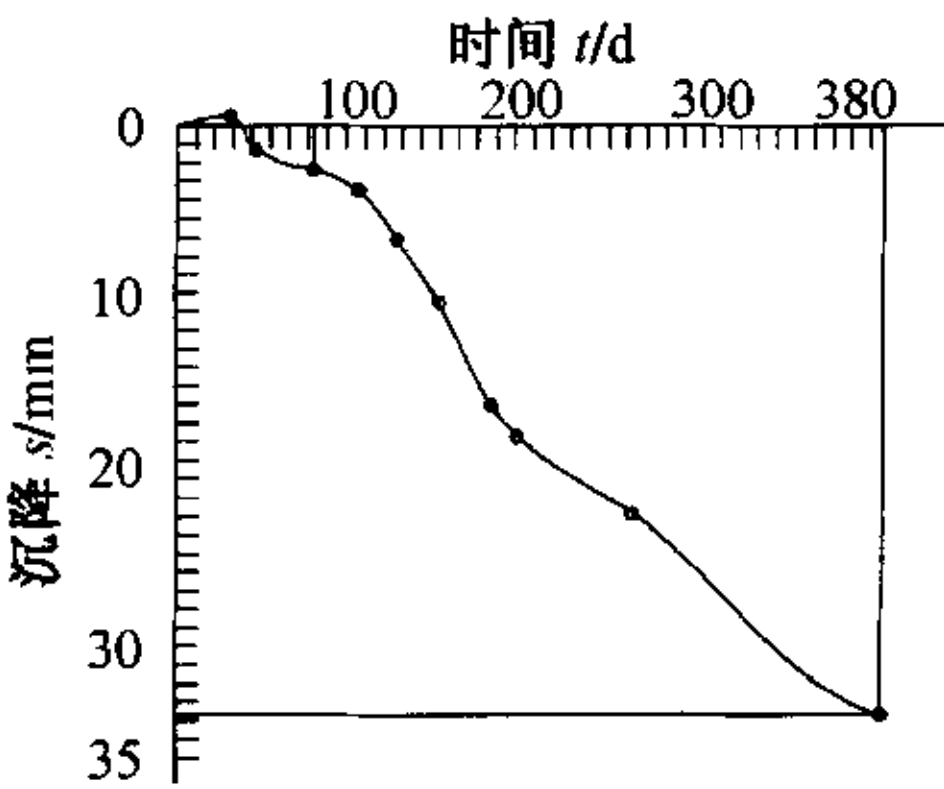


图3 平均沉降观测*s-t*曲线

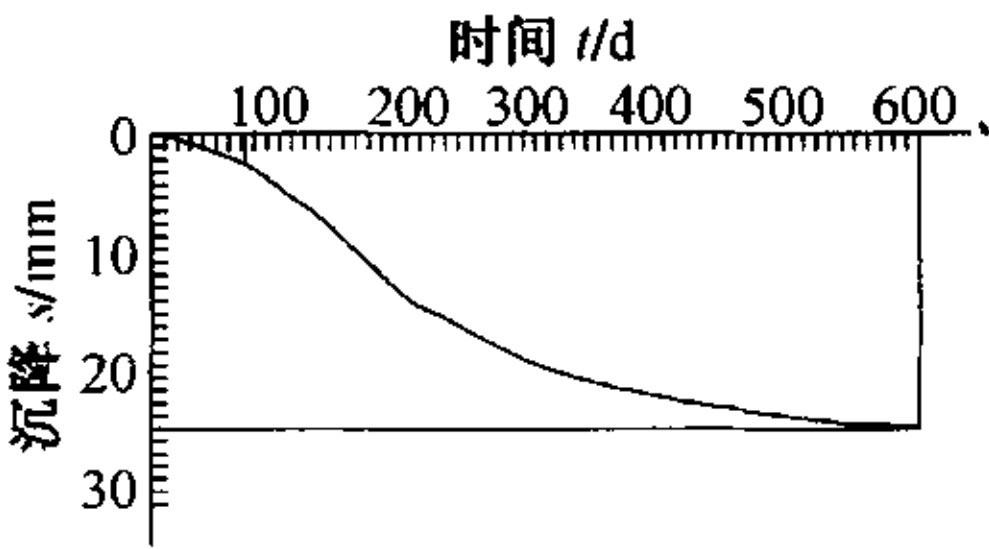


图4 建筑物土体分层沉降*s-t*曲线

39MPa,按 GB50007-2002 表 5.3.5 中 $\bar{E}_s = 20\text{MPa}$ 时取值 0.2,因此取 0.2 存在一定偏差,通过本例计算,可取 $\bar{E}_s = 40\text{MPa}$ 时的修正系数为 0.15~0.16 作为地区经验参考系数;⑤对于本例中基底强度较高的土,由于设计时可能低估了复合地基承载能力,也可能造成沉降计算值偏大,按现行规范,复合地基设计承载力标准值进行修正时,基础宽度修正系数取 0,深度修正系数取 1,与天然地基深宽修正系数进行对比可以发现,对于软弱土层,两者规定基本相同,而对于硬土层,如密实的粉土、粉细砂等天然地基的深宽修正系数有较大提高,可能会出现当基础埋深越深、基底土质越好时,复合地基深宽修正的承载力比天然地基深宽修正后承载力还要低的情况;⑥关于复合地基沉降计算理论的研究目前还在完善中。我国目前结构工程设计采取的是极限状态设计法,但复合地基基础设计中多未能采用,主要原因是岩土设计参数的概率特性比上部结构材料要复杂得多,需大量的测试与分析工作积累数据和经验。以上这些导致沉降计算理论值与实测值存在差距。

(3)在工程中工后沉降特别是竣工后一段时间内的沉降量常为工程师和业主所关心,根据土力学变形机理,沉降分为初始沉降、固结沉降和次固结沉降三部分,通常工后沉降包括施工阶段尚未完成的固结沉降和次固结沉降的大部分,对于砂土可认为其最终沉降量已完成 80% 以上,中压缩性土可认为已完成 20%~50%,本例中建筑物场地内主要为中低压缩性土,沉降量从筏板施工到交付使用,沉降速率虽已稳定,但未完

全结束。对此,针对采用 CFG 桩复合地基的高层与超高层建筑应加设工后沉降观测,在竣工时采用数学方法结合沉降计算理论值综合预测最终沉降量,作者在本例中采用非线性回归分析法,用最小二乘法拟合曲线对沉降终值进行预估,结合实际观测数值,最终估算本建筑物沉降量在 50mm 内。

5 结语

(1)复合地基沉降计算是复合地基设计的重要环节,规范法计算结果大于实测结果,考虑时间效应也有一定差距。在实际应用中,工程师可选用合适的方法以提高预估沉降的精度,对采用 CFG 桩复合地基的高层建筑,竣工时对最终沉降量预估可参照沉降实测数据采用非线性回归分析法预测结果,取值范围在计算值的 50%~70% 较为合理。

(2)复合地基沉降计算理论沉降值反映了变形大小的预估,不是控制的最终目标,实际工程中对不同功能要求的建筑物沉降变形有着不同的控制标准,在保证安全约束条件的前提下应该允许有不同的沉降变形,对于高层、超高层建筑应在施工中各阶段,通过沉降观测数据动态控制建筑物的变形倾斜值。

参考文献:

- [1] 阎明礼,张东刚. CFG 桩复合地基技术及工程实践[M].北京:中国水利水电出版社,2001.
- [2] GB50007-2002,建筑地基基础设计规范[S].
- [3] JGJ79-2002,建筑地基处理技术规范[S].
- [4] 龚晓南.高等土力学[M].杭州:浙江大学出版社,1996.

(上接第 37 页)

目前对于“锅底形”底板的计算方法主要有按无铰圆拱受均布荷载计算、按无铰圆拱产生不均匀沉降计算以及用有限元法计算等,详细内容可参考文献[4],本文在此不再赘述。

用于补偿基础的锅底形底板的施工方法可分为以下两种:①正常施工顺序 先浇好地梁和底板后,再浇筑地下室外墙。在浇筑底板时,为了保证起拱效果,可在底板和垫层之间添加泡沫板等组成较规则的弧面;②逆筑法施工 这时应先浇筑好地下室外墙,

然后浇筑锅底形底板,起拱方法同上,但是应该严格注意底板和内外墙接头的处理,以防止渗水。

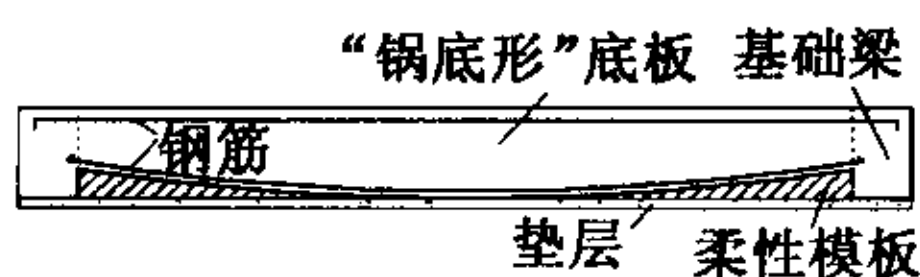


图 4 反拱底板示意

土扰动而导致地基土承载力减小有关。作者认为有一定的道理。如厦门地区的花岗岩残积土一旦受到扰动,承载力就会有很大程度的减弱,整个建筑物沉降也会增大。但是对于普遍情况来说,作者认为补偿基础的过大沉降主要还是由于施工因素对基底土的影响造成的。对此本文建议使用水闸基础中的“锅底”形底板。分析表明“锅底”形底板不仅自身受力合理而且可以显著改善地基土的受力性状,减小地基土的再压缩沉降量。另外“锅底”形底板还可以减少钢筋和水泥的用量,降低建筑物的建造成本,值得进一步的推广。

参考文献:

- [1] 钱力航.高层建筑箱形与筏形基础的设计计算[M].北京:中国建筑工业出版社,2003.
- [2] 刘国彬,侯学渊.软土基坑隆起变形的残余应力法[J].地下工程与隧道,1996,33(4).
- [3] 宰金珉,宰金璋.高层建筑基础分析与设计[M].北京:中国建筑工业出版社,1993.
- [4] 钱家欢,殷宗泽.土工原理与计算[M].北京:中国水利水电出版社,1996.

5 结论与展望

对于使用全补偿或超补偿的基础常常出现过大沉降的现象,亦有学者认为可能与施工过程中对基坑底