

CFG 桩复合地基加固高速公路深厚软基若干问题研究

裴冬忙¹, 唐彤芝², 汪拾金¹

(1. 浙江省岩土基础公司, 浙江 宁波 315040; 2. 南京水利科学研究所, 江苏 南京 210029)

摘要 对 CFG 桩复合地基加固高速公路深厚软基的若干问题进行了研究。考虑 CFG 桩沉管效应利用圆孔扩张理论, 在规范和经验设计方法的基础上分别建立了按工后沉降控制和考虑成桩效应的复合地基桩间距设计计算新方法。同时对 CFG 桩沉管效应进行了计算分析, 考虑成桩扰动推导了桩间土体模量的计算公式。

关键词 高速公路; 软基加固; CFG 桩复合地基; 复合土体模量; 桩间距; 成桩效应; 圆孔扩张理论

中图分类号 :U416.1 **文献标识码** :A **文章编号** :1672-7428(2006)02-0018-05

Study on Some Problems Existing in CFG Pile Composite Ground Treating Deep Soil Foundation in Express Way Construction/PEI Dong-mang¹, TANG Tong-zhi², WANG Shi-jin¹(1. Zhejiang Geotechnical Foundation Company, Ningbo Zhejiang 315040, China; 2. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing Jiangsu 210029, China)

Abstract :The paper studies some problems existing in CFG pile composite ground treating deep soft foundation in express way construction. Two new methods to design and calculate composite ground pile distance are put forward according to post-construction settlement and effect of driving pile in CFG pile composite ground by use of the theory of cavity expansion base on criterion and experience. The effect of driving pile in CFG pile composite ground is calculated and analyzed. The paper has carried on mathematics to derive to the soil around the pile modular according to effort balance analysis and taking into account compaction effect. The radius of compaction zone is derived based on the theory of cavity expansion.

Key words :express way ; soft foundation reinforce ; CFG pile composite ground ; composite soil modular ; distance between pile ; compaction effect ; the theory of cavity expansion

1 概述

近几年来, 随着我国高速公路、高等级公路、绕城公路等交通建设规模的日益扩大, 应用排水固结法和水泥搅拌桩等方法处理深厚软粘土地基问题日益暴露出工期长、处理深度浅、工后沉降量大等问题。而 CFG 桩复合地基法由于其施工方便、质量容易控制、加固深度大, 可有效减少地基的工后沉降和大幅度提高地基承载力等技术优越性在高速公路的桥头深厚软基处理中逐渐得到了应用和推广, 如广东新台高速公路、浙江杭州绕城高速公路、江苏淮盐高速公路、连盐高速公路等。相对而言, CFG 桩复合地基法在高速公路软基处理的应用时间较短, 其复合地基的加固机理尚处于不成熟阶段, 设计计算方法不够完善。

在基本无硬夹层的饱和软粘土地基中常采用振动沉管工艺进行 CFG 桩施工, 本文根据沉管 CFG 桩的施工特点引进圆孔扩张理论着重对 CFG 桩的成桩效应、桩间距设计方法和复合土体模量的计算方法进行了研究和验证, 所取得的成果对理解成桩工艺、完善设计计算方法和改进地基沉降计算理论

具有促进作用。

2 圆孔扩张理论基本解答

由于地基土的超软特性, 振动沉管的过程实际上大体与静压桩等同, 只是沉桩时没有施加其它外荷载, 而是利用钢管及配件本身的自重穿越超软地基土层, 当进入稍硬的下卧层时单凭钢管及配件自身重力已不足以下沉时, 才开始施加一定的激振力, 以促使钢管抵达设计深度。

静压沉管过程可用圆孔扩张理论进行模拟分析。圆孔扩张过程见图 1。

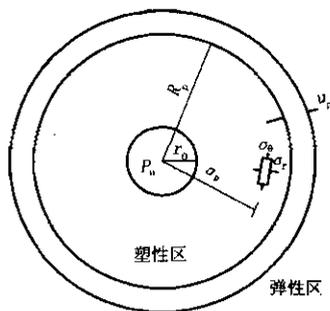


图 1 圆孔扩张示意图

收稿日期 2005-10-21

作者简介: 裴冬忙(1972-)男(汉族), 山西平陆人, 浙江省岩土基础公司工程师, 勘察工程专业, 从事岩土工程施工技术与管理工作, 浙江省宁波市宁穿路448号16号, pdm0127@163.com。

圆孔扩张属平面应变轴对称问题,用极坐标表示的平衡微分方程为:

$$(d\sigma_r/d\rho) + (\sigma_r - \sigma_\theta)/\rho = 0$$

在塑性区边界应满足 Mohr - Coulomb 准则: $\sigma_r - \sigma_\theta = 2C_u$ 。

塑性区位移及应力的边界条件为: $R_u = r_0$, $\sigma_r = P_u$ 。

根据弹塑性理论的求解方法,可求得:

$$\text{塑性区半径 } R_p = r_0 \sqrt{E/\lambda(1+\mu)C_u} \quad (1)$$

$$\text{塑性区外边界径向位移 } u_p = \frac{1+\mu}{E} C_u R_p \quad (2)$$

桩土界面的挤压应力:

$$P_u = \left[\ln \frac{E}{\lambda(1+\mu)C_u} + 1 \right] C_u \quad (3)$$

塑性区附加应力:

$$\sigma_r = P_u - 2C_u \ln(r/r_0) \quad (4)$$

$$\sigma_\theta = p_u - 2C_u [\ln(r/r_0) + 1] \quad (5)$$

$$\sigma_z = p_u - 2C_u [\ln(r/r_0) + 1/2] \quad (6)$$

根据 Henkel 和 Wade 提出的适用于完全饱和土的超孔隙水压力的计算方法,可导出沉桩过程中桩周土超孔隙水压力为:

$$\begin{aligned} \Delta u &= \left[(\sqrt{6}/3)\alpha + 2\ln(R_p/r) \right] C_u \\ &= \Delta u_{\max} - 2C_u \ln(r/r_0) \end{aligned} \quad (7)$$

$$\text{其中 } \Delta u_{\max} = \left[\frac{\sqrt{6}}{3}\alpha + \ln \frac{E}{\lambda(1+\mu)C_u} \right] C_u \quad (8)$$

上述诸式中: E ——土的弹性模量; μ ——土的泊松比; C_u ——土的不排水强度; r_0 ——桩体半径; α ——Henkel 孔压系数。

3 成桩效应计算分析

3.1 沉管挤土估算方法

根据无限长圆筒形小孔扩张概念,小孔扩张的桩体体积应等于沉桩引起的桩周土体扩张体积,对于饱和软粘土而言塑性区体积保持不变,圆孔扩张桩体体积等于弹性区土体体积变化,单位桩长桩土面积关系见图 2 所示。

根据上一节的解答,设桩长为 H ,塑性区边界产生的单位桩长挤土位移为 Δ_p ,综合约束效应系数为 K (综合约束效应包括加固区周围环境约束、相邻桩体位移约束等,与桩间距、桩周土体性质以及施工工艺等有关),沉桩结束产生的总的挤土位移为 Δ ,则:

$$\Delta_p = \sqrt{R_p^2 + r_0^2} - R_p \quad (9)$$

$$\Delta = KH\Delta_p = KH \left(\sqrt{R_p^2 + r_0^2} - R_p \right) \quad (10)$$

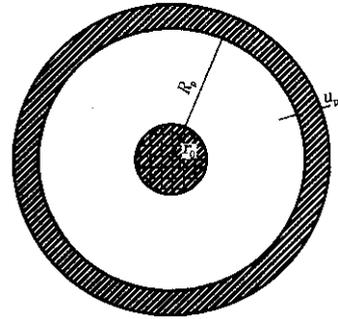


图 2 桩土面积等代关系图

在沉桩过程中,挤出的土体一部分产生水平位移,表现为侧向挤密,另一部分产生竖向位移,表现为地表的隆起,水平位移和地表隆起量之间的分配比例难以精确定量确定,可引入分配系数予以估算,即:

$$\Delta_H = K_1 \Delta, \Delta_V = K_1' \Delta$$

式中: K_1 、 K_1' ——水平向位移和竖向位移分配系数,且 $K_1' = 1 - K_1$,根据上海市工程管理局的试验统计,对上海地区的土性可取 $K_1 = 0.40 \sim 0.60$ 。

3.2 实例分析

淮盐高速公路淮安段 K28 + 983.8 ~ K29 + 044.04 设计采用 CFG 桩复合地基法进行处理。桩径 0.50 m,桩间距分别为 1.5 m 和 1.8 m,正三角形布置,桩长 17 m,采用振动沉管法施工。

室内土工试验揭示的软土特性参数见表 1,现场十字板剪切试验揭示淤泥土的不排水抗剪强度 $C_u = 20$ kPa,饱和软土在不排水条件下取 $\mu = 0.5$,孔压系数 A 取为 0.85,根据圆孔扩张理论解答对沉桩引起的挤土效应进行计算,结果见图 3 和表 2。

表 1 淮盐高速公路淮安段地基土物理力学性质指标

土名称	含水量 $\omega/\%$	湿密度 $\rho/(g \cdot cm^{-3})$	孔隙比 e	塑性指数 $I_p/\%$	压缩系数 a_v/MPa^{-1}	压缩模量 E_s/MPa
② 亚粘土	26.7	1.97	0.743	14.9	0.36	4.84
③ 淤泥	77.6	1.55	2.164	25.8	2.14	1.9
⑤ 粘土	24.0	2.01	0.684	18.3	0.22	11.2
⑥ 亚粘土	31.6	1.91	0.869	13.5	0.26	7.6

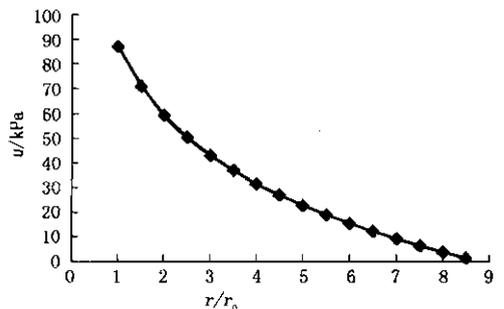


图 3 沉桩超静孔压与径向距离的关系

表2 沉桩挤土位移计算结果(间距1.8 m)

已知参数		理论计算结果				
名称	数值	名称	数值	名称	数值	备注
桩体半径 r_0/m	0.25	塑性区半径 R_p/m	1.41	桩体排土体积 V_p/m^3	3.34	
压缩模量 E_s/MPa	1.9	单位桩长挤土位移 Δ_p/m	0.022	单桩挤土位移 Δ/m	0.823	取综合约束系数 $K=2.2$
泊松比 μ	0.5	单桩竖向挤土位移 (隆起量) Δ_v/m	0.494	单桩挤土隆起体积 V_l/m	1.58	取竖向位移分配系数 $K_1' = 0.6$
不排水抗剪强度 C_u/kPa	20	单桩水平挤土位移 Δ_H/m	0.329	单桩挤密土体体积 V_m/m^3	1.76	

由图3可以发现,沉管产生的超静孔压在紧靠桩身的桩周土最大,计算值为87 kPa,相当于近5 m的上覆土压力,随着与桩体中心的径向距离的增大,超静孔压呈对数衰减,在距离桩体中心为 $3.0r_0$ (0.75 m)处超静孔压衰减约50%,在距离桩体中心为 $6.0r_0$ (1.50 m)处超静孔压衰减80%以上,在距离桩体中心为 $7.0r_0$ (1.75 m)处超静孔压衰减近90%,沉桩引起的超静孔压的影响范围约为3.5倍桩径。越靠近桩体,沉桩引起的超静孔压越大,在距离桩体中心为 $5.5r_0$ (1.38 m)处超静孔压值仍可达到约19 kPa,相当于约1 m的上覆土压力,在邻近桩身混合料尚未凝结之前,如此大的超静孔压将对邻近桩体造成十分不利的影 响,易造成桩身混合料离析和断裂。根据上述分析,可建立沉管扰动区影响半径 r_e 为:

$$r_e = (1.0 \sim 6.0)r_0$$

式中: r_0 ——桩体半径。

表2的计算结果表明,沉管至设计深度桩体的排土体积为 $3.34 m^3$,由于沉桩挤土效应引起的单桩竖向挤土位移(地面隆起量)为49.4 cm,单桩挤土隆起体积为 $1.58 m^3$,单桩挤密土体体积为 $1.76 m^3$,挤密系数为0.527。现场实测施工后地面隆起约50 cm,单桩挤土隆起体积约为 $1.70 m^3$,单桩挤密土体体积约为 $1.64 m^3$,挤密系数为0.491。理论计算与现场实测结果基本吻合。

采用振动沉管法施工CFG桩,桩间土挤密系数达0.49,说明沉桩过程挤密效应明显,这对于提高桩间土模量和强度是十分有利的,但若桩间距过小或施工过程中不执行“隔桩跳打”工艺,强烈的沉桩挤压效应易导致邻近刚打桩产生缩颈、桩身倾斜甚至断裂现象,施工质量难以保证。

4 桩间距设计计算新方法研究

设计单位在进行桩间距设计时在考虑工程造价的基础上主要考虑地基承载力而根据《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79-2002)和经验方法进行设计,设计者只了解了一个定性的和粗略定量的概念,头

脑中并没有清晰的理论概念,取值难以把握。但对于高速公路而言,控制地基工后沉降往往比控制承载力更重要,控制沉降隐含了控制稳定。同时,鉴于沉管CFG桩的施工特点,设计时应综合考虑成桩效应。

4.1 按工后沉降量控制的桩间距设计计算方法

为简化计算,一般认为CFG桩复合地基的总沉降 S 由2部分组成:(1)加固区沉降,即CFG桩加固深度范围内的压缩变形 S_1 ;(2)下卧层变形 S_2 。

$$S = S_1 + S_2 \quad (11)$$

采用分层总和法计算加固区和下卧层的变形量,然后求和:

$$S = S_1 + S_2 = \psi \left(\sum_{i=1}^{n_1} \frac{\Delta P_i}{\zeta E_{si}} h_i + \sum_{i=n_1+1}^{n_2} \frac{\Delta P_i}{E_{si}} h_i \right) \quad (12)$$

式中: S ——复合地基总沉降量,cm; n_1 ——加固区分层数; n_2 ——总分层数; ΔP_i ——荷载 P_0 在第 i 层产生的平均附加应力,kPa; E_{si} ——第 i 层土的压缩模量; h_i ——第 i 层土的分层厚度; ζ ——模量提高系数; $\zeta = a[1 + m(n-1)]$; a ——桩间土强度提高系数; m ——面积置换率; n ——桩土应力比; ψ ——沉降计算经验修正系数。

工后沉降量(一般取道路大修期为15年)等于计算总沉降量减去截至工后大修期已发生的固结沉降量(采用太沙基一维固结理论进行计算)。

由(12)式可知,在地基土特性指标一定的情况下,计算总沉降量的大小取决于模量提高系数 ζ 。面积置换率 m 越大, ζ 就越大。确定了合理的桩间距,就确定了 m 和 ζ 。

4.2 考虑成桩效应的桩间距设计计算方法

由第3节的计算分析,在饱和软粘土地基中振动沉管施工将改变桩间土的应力状态,产生较大的超静孔隙水压力,将导致桩间土产生侧向水平和竖向隆起变形,对已打桩的成桩质量造成十分不利的影 响,因此,在设计桩间距时,应以打桩过程中在桩间土产生的附加应力和超静孔隙水压力不超过土体所承受的极限侧向抵抗力为控制标准,方可保证已打桩的桩间土不被破坏,确保良好的成桩质量。

据此,当以径向应力为控制条件时,应有:

$$\sigma_r + P_u \leq q_u \quad (13)$$

式中 q_u ——软粘土极限侧向抗力,根据大量实测资料有 $q_u = 3.3C_u$ (Reese 等,1981 年)。

将(3)式和(4)式代入(13)式,整理得:

$$r \geq r_0 e^{\frac{2P_u - q_u}{2C_u}} \quad (14)$$

因为 $L \geq r + r_0$, $r_0 = d/2$, 所以:

$$L \geq \frac{d}{2} \left(1 + e^{\frac{2P_u - q_u}{2C_u}} \right) \quad (15)$$

当以超静孔隙水压力为控制条件时,应有:

$$\Delta u_r + \Delta u_{\max} \leq q_u \quad (16)$$

将(7)式代入(16)式,整理得:

$$r \geq r_0 e^{\frac{2\Delta u_{\max} - q_u}{2C_u}} \quad (17)$$

即:

$$L \geq \frac{d}{2} \left(1 + e^{\frac{2\Delta u_{\max} - q_u}{2C_u}} \right) \quad (18)$$

因此,考虑打桩效应的复合地基桩间距的设计计算公式为:

$$L \geq \max \left[\frac{d}{2} \left(1 + e^{\frac{2P_u - q_u}{2C_u}} \right), \frac{d}{2} \left(1 + e^{\frac{2\Delta u_{\max} - q_u}{2C_u}} \right) \right] \quad (19)$$

4.3 算例分析

仍用第3节的算例进行分析。天然地基承载力为 70 kPa。设计填土高度 3.5 m,填土容重 20 kN/m³,地下水位 1.0 m,路面宽度 28 m,路堤坡度 1:1.5。单桩静载试验表明单桩极限承载力为 2450 kPa,要求复合地基承载力特征值为 140 kPa。

分别采用规范方法、经验方法、按承载力控制和本文提出的方法进行对比计算分析。计算结果见表 3。

表 3 桩间距计算结果

方法	名称	桩间距/m
1	《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79-2002)	1.5~2.5
2	表 1 提供的经验设计方法	2.25~3.5
3	按复合地基承载力控制	1.78
4	按工后沉降量控制*	1.8
5	考虑打桩效应	2.8

* $m = 0.07$, 计算总沉降量为 31.87 cm,工后沉降量为 9.75 cm。

从表 3 的结果可以看出,按规范方法、经验方法设计桩间距,取值范围较大;按地基承载力控制和按工后沉降量控制的设计计算结果一致;而考虑打桩效应的设计值均大于按地基承载力控制和按工后沉降量控制的设计值,但与按规范和经验方法的设计值比较吻合。说明规范和经验设计已考虑到不同土质条件下的打桩效应,而按地基承载力控制和按工

后沉降量控制的设计比较精确,但由于在计算过程中未考虑打桩效应,设计值偏低。本文认为在进行复合地基桩间距的设计时,应保证复合地基承载力满足设计要求,加固后地基土的工后沉降量应满足规范要求,同时,为确保施工质量,还应充分考虑打桩带来的不利影响。

5 考虑成桩扰动的复合土体模量计算方法

复合地基沉降计算是复合地基设计的一项重要内容,常用的计算方法是将复合地基的沉降分为加固区的沉降和下卧层的沉降 2 部分,采用分层总和法进行计算。计算加固区沉降时将桩体和桩间土视为复合土体,取复合土体模量进行计算。复合土体模量是影响计算结果的一个重要因素,复合土体模量由桩体模量和桩间土体模量构成,本节考虑成桩过程的扰动,将桩间土分为扰动区和未扰动区,基于受力平衡分析对桩间土扰动区模量进行了推导,同时利用圆孔扩张理论来推导出扰动区半径的计算公式。

5.1 复合土体模量计算方法

5.1.1 弹性理论算法

根据弹性理论求得的复合土体模量表达式为:

$$E_c = mE_p + (1-m)E_s + \frac{4(v_p - v_s)^2 K_p K_s G_s (1-m)m}{[mK_p + (1-m)K_s]G_s + K_p K_s} \quad (20)$$

其中: $K_p = E_p / [2(1 + \nu_p)(1 - 2\nu_p)]$; $K_s = E_s / [2(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)]$; $G_s = E_s / [2(1 + \nu_s)]$

式中: ν_p 、 ν_s ——桩体和桩间的土的泊松比; m ——复合地基置换率; E_p 、 E_s ——桩体和桩间土模量。

5.1.2 面积加权算法

基于面积加权求得的复合土体模量表达式为:

$$E_c = mE_p + (1-m)E_s \quad (21)$$

5.2 桩间土体复合模量计算方法

成桩过程(沉管、贯入、旋转贯入和挤入等)离桩体一定距离内的桩间土受到扰动甚至结构破坏,而超出成桩影响距离的土体仍基本保持原来的应力状态,故成桩后桩间区域可形成扰动区和未扰动区 2 部分,桩间土可视为由扰动土体和未扰动土体构成的复合土体。如图 4,首先将加固区桩间土分为扰动土和未扰动土,在加固区任一深度处截取横断面,进行受力分析,依平衡条件有:

$$\pi(r_c^2 - r_m^2)\bar{\sigma}_c + \pi(r_m^2 - r_p^2)\bar{\sigma}_m + \pi r_p^2 \bar{\sigma}_p = \pi r_c^2 q(t)$$

令 $n = r_c / r_p$ (桩径比), $s = r_m / r_p$, 依广义虎克定律和桩土变形协调关系,可得:

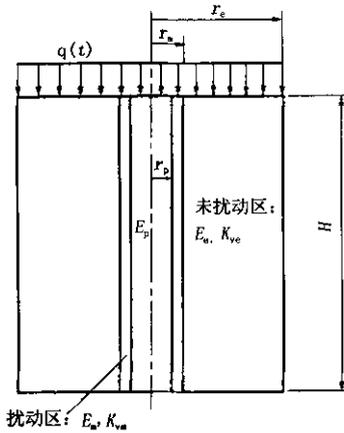


图4 桩间土体复合模量计算简图

$$\varepsilon^z \left(\frac{n^2 - s^2}{n^2} E_e + \frac{s^2 - 1}{n^2} E_m + \frac{1}{n^2} E_p \right) + \frac{n^2 - s^2}{n^2} u_e + \frac{s^2 - 1}{n^2} u_m = q(t) \quad (22)$$

然后将加固区桩间土视为一体,不区分扰动土和未扰动土,在加固区任一深度处截取横断面,进行复合地基整体受力分析,依平衡条件有:

$$\pi(r_c^2 - r_p^2)\bar{\sigma}_s + \pi r_p^2 \bar{\sigma}_p = \pi r_c^2 q(t)$$

于是:

$$\varepsilon^z \left(\frac{n^2 - 1}{n^2} E_s + \frac{1}{n^2} E_p \right) + \frac{n^2 - 1}{n^2} u_s = q(t) \quad (23)$$

由(22)式与(23)式相等,可得到桩间土体复合压缩模量 \$E_s\$ 为:

$$E_s = \frac{n^2 - s^2}{n^2 - 1} E_e + \frac{s^2 - 1}{n^2 - 1} E_m \quad (24)$$

根据第2节的解答扰动区半径即为塑性区半径:

$$R_p = r_0 \sqrt{E / [2(1 + \mu) C_u]} \quad (25)$$

5.3 实例分析

某高速公路桥头分布深厚软基,采用CFG桩复合地基法进行软基处理,桩径为0.5m,桩间距为1.8m,正三角形布置,桩体模量 \$E_p = 750\$ MPa,桩间未扰动区土体模量 \$E_e = 2.0\$ MPa,桩间扰动区土体模量 \$E_m = 1.8\$ MPa。桩间土体泊松比 \$\mu_s = 0.3\$,不排水剪切强度 \$C_u = 20\$ kPa,桩体泊松比 \$\mu_p = 0.1\$。分别按弹性理论、面积加权法和本文方法进行复合土体模量计算,计算结果见表4。

表4 复合土体模量计算结果对比

方法	计算过程及结果
弹性理论法	\$K_p = 426.1364\$ MPa; \$K_s = 1.923\$ MPa; \$G_s = 0.769\$ MPa; \$\eta = 0.1575\$; \$E_c = 119.83\$ MPa
面积加权法	\$E_c = 119.83\$ MPa
本文方法	\$R_p = r_m = 1.45\$; \$\gamma_c = 1.55\$; \$\eta = 6.2\$; \$\delta = 5.8\$; \$E_s = 1.83\$ MPa; \$E_c = 119.67\$ MPa

表4表明,根据弹性理论求得的结果最大,按面积加权求得的结果次之,本文方法求得的结果最小,工程应用较为安全。复合土体模量还可通过室内试验测定。对于试验测定的方法,由于试样的配制、养护与试验工作繁杂,其结果受试验条件、环境及仪器设备影响较大,试验误差较大,弹性理论计算表达式过于复杂,不便于实际应用。

6 结论

(1)建立了按工后沉降控制和考虑成桩效应的CFG桩复合地基桩间距设计计算方法,实例计算表明,按规范和经验设计已考虑打桩效应,设计值与考虑打桩效应的设计值比较吻合;按复合地基承载力和工后沉降量控制的设计值一致,但未考虑打桩效应,设计值偏低。实际运用时应综合考虑。

(2)利用圆孔扩张理论对CFG桩成桩效应进行了计算分析。CFG桩沉管产生的超静孔压随着径向距离的增大呈对数衰减,其影响范围约为3.5倍桩径。沉管过程地表隆起现象明显,桩间土挤密效应明显,挤密系数达0.49,与现场实测结果一致。

(3)考虑成桩扰动,将桩间土视为扰动区和未扰动区土体构成的复合土体,采用力学平衡分析法推导出桩间土复合土体模量计算公式,并根据圆孔扩张理论推导了扰动区半径的计算公式。实例计算表明考虑成桩扰动后计算的复合土体模量低于弹性理论和面积加权2种方法的计算结果,本文的计算方法比较安全实用。

参考文献:

- [1] 龚晓南. 复合地基理论及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] 白冰, 肖宏彬. 软土工程若干理论与应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2002.
- [3] 牛志荣, 李宏. 复合地基处理及其工程实例[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.