

井场复合地基变形分析

李小青¹, 潘鸿宝²

(1. 哈尔滨工业大学 哈尔滨, 150090; 2. 冶金工业部地质勘查总局 北京, 100711)

[摘要] 分析复合地基沉降计算理论在工程应用中存在的问题及建议的处理方法。

[关键词] 井场 复合地基 变形

[中图分类号] TU413.6⁺1 [文献标识码] A [文章编号] 0495-5331(2000)06-0082-03

1 引言

宝浪油田位于博斯腾湖湖泊、湖滨地区,井场为不良软弱土地基。因井场工作荷载大、分布不均,地基的变形大且沉降不均,影响钻井工作,甚至会出现钻塔失稳、设备损坏等严重事故。针对井场中主辅场荷载分布特征、使用周期及土地复耕的要求,结合场区工程地质条件,通过优化设计计算,拟采用水泥土桩复合地基。由于井场地基是临时性工程,在变形分析中,我们关心的不仅是复合地基的最终沉降,更重要的是沉降—时间过程,知道某一时刻的地基变形,保证使用期内钻井架主场基础和动力机辅场基础协调变形(保证钻机与动力机的刚性连接不受影响)并控制在一定范围内,即满足:

$$S_{t1} = S_{t2} \leq S \quad (1)$$

式中: S_{t1} 、 S_{t2} 分别为主、辅场 t 时刻的沉降量; S 为沉降控制标准。

2 复合地基的变形分析

复合地基沉降计算理论尚不成熟,主要有区分对待法和整体分析法^[1],各有理论依据和不完善之处。作者在综合前人研究成果的基础上,认为复合地基沉降量仍以浅基础沉降计算理论为依据,将复合地基沉降量分为三部分:垫层变形量、复合土层压缩变形量及下卧层变形量。由于该场区复合地基垫层较薄(10 cm),其压缩变形和刺入变形较小,可忽略不计,因此复合地基总沉降量 S :

$$S = S_1 + S_2 \quad (2)$$

式中: S_1 、 S_2 分别为复合土层和下卧层的压缩变形量。

该模型概念明确,计算简便,能满足工程要求。但如何理解公式各项意义、合理取值以及沉降的预

测仍是变形分析中值得讨论和商榷的问题,下面将分别予以讨论。

2.1 关于复合土层压缩量的计算

复合土层压缩量的计算方法有复合模量法、应力修正法、应变修正法及桩体压缩量法。但应力修正系数、应力集中系数及应变折减系数等较准确确定,致使计算精度较差,使用应力修正法、应变修正法及桩体压缩量法计算,结果较实测值偏大^[1],在此仍旧采用复合模量,并将加固区复合土层等效为实体基础,从而计算出其压缩变形:

$$S_1 = h(p_p + p_h) / (2E) \quad (3)$$

式中: p_p 、 p_h 分别为等效实体基础顶面平均应力和底面附加应力; E 加固区复合土层的复合模量,见文献^[2]; h 加固区厚度(水泥土桩桩长)。

按《建筑地基技术处理规范》:“复合土层的压缩变形值可根据上部荷载、桩长、桩身强度等按经验取 10 mm ~ 30 mm”,但很多情况下理论计算值大于经验值,如某喷粉桩复合地基计算的压缩变形为 43.5 mm,超过了 30 mm。究其原因主要是与实体基础底面附加应力的计算有关。一般底面附加应力:

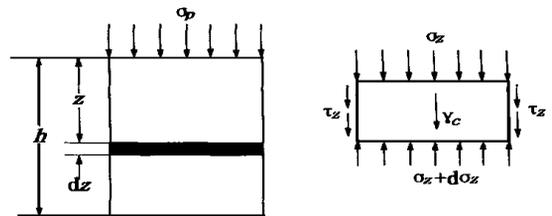


图1 实体基础受力分析图

$$h = (P - B \cdot \tau) / A \quad (4)$$

式中: P 、 A 、 B 、 τ 分别为实体基础上部荷载、横截面积、侧表面积和侧摩阻力。

上式实质上是认为实体基础侧摩阻力是一定值,即认为只要实体承受荷载,实体基础侧摩阻力即

[收稿日期] 2000-01-11; [修定日期] 2000-02-23; [责任编辑] 王梅。

得到了充分发挥,反映在公式(4)中即为固定向上的摩阻 B ,这与实际荷载传递机理不相符合。实际上,在竖向荷载作用下,实体基础产生轴力和竖向位移,实体周边产生竖向摩阻力,并且随着上部荷载的变化而变化,摩阻力的发挥是一个动态变化过程:当上部荷载较小时,荷载主要由侧摩阻力来承担,但侧摩阻力并未得到充分发挥,实体基础底部也分担很小部分荷载;当荷载逐渐增加,摩阻力逐渐发挥直至极限状态,此时继续增大上部荷载,摩阻力不再增加,基础底面的压应力随之发展,直至持力层极限承载力。当然这种情况是发生水泥土桩的临界桩长范围内,而我们的设计正好满足桩长小于临界桩长这一条件。因此,附加应力的计算应按下述步骤处理。

(1) 计算周边极限摩阻力

周边极限摩阻力 T 与土体抗剪强度密切相关,是桩长范围内土体抗剪强度的合力:

$$T = U \int_0^h dz = U \int_0^h (c + k_0 \sigma_z \text{tg} \phi) dz \quad (5)$$

式中: U —为实体基础横截面周长; c 、 ϕ 、 σ_z 分别为土的粘聚力、内摩擦角和自重应力; k_0 —为土的静止土压力系数,按 $k_0 = 1 - \sin \phi$ 取。

根据分层土的各层土自重应力是按线性分布的特点,将式(5)改写为:

$$T = U \cdot \sum_{i=1}^n [c_i + \sigma_{zi}(1 - \sin \phi_i) \text{tg} \phi_i] h_i \quad (6)$$

式中: σ_{zi} —第 i 层土的平均自重应力; c_i 、 ϕ_i 、 h_i 分别为第 i 层土的粘聚力、内摩擦角和土层厚度。

(2) 比较上部荷载 P 与摩阻力 T 的大小,当 $P > T$ 时,按式(4)计算,当 $P \leq T$ 时,按步骤(3)进行;

(3) $P \leq T$ 时,实体基础底面只承受少许分担荷载,如图1所示,取实体基础一厚度为 dz 的微段,由力的平衡条件有:

$$\sigma_z dA + \sigma_z A dz = (\sigma_z + d\sigma_z) A + U dz \cdot s \quad (7)$$

其中: $\sigma_z = c + k_0 \text{tg} \phi$

$$c = m_p + (1 - m) s$$

整理得: $\frac{d\sigma_z}{\sigma_z} + \frac{Uk_0 \text{tg} \phi}{A} dz = m_p(1 - m) \frac{ds}{s} - \frac{Uc}{A} dz$ (8)

令 $\sigma_1 = Uk_0 \text{tg} \phi / A$ $\sigma_2 = m_p(1 - m) s - Uc / A$

以上六式中: σ_z —实体基础顶面以下 z 处的附加应力; c 、 p 、 s 分别为复合土、水泥土桩体及桩间土的重度; m —置换率;其余符号同前。

由边界条件 $z = 0$ 时, $\sigma_z = p = P/A$ 可得方程式(8)之解:

$$\sigma_z = \sigma_1 + (\sigma_2 - \sigma_1) e^{-\sigma_1 z} \quad (9)$$

当 $z = h$ 时, σ_z 即为实体基础底面的附加压力:

$$\sigma_h = \sigma_1 + (\sigma_2 - \sigma_1) e^{-\sigma_1 h} \quad (10)$$

2.2 下卧层压缩变形的计算

下卧层压缩变形采用分层总和法计算,其顶部附加压力也就是实体基础底面的附加压力,按前述方法计算。关键的问题是如何确定计算深度以及分层厚度。

(1) 计算深度的确定

附加应力的影响范围有多大,沉降计算深度到底取多少,如何确定?这是下卧层压缩变形计算中必须解决的问题。日前确定计算深度的方法有两种:一是先计算自重应力和附加应力,当某深度的附加应力和自重应力之比 $\sigma_z / \sigma_{cz} \leq 0.1$ 时,则该深度为计算深度;二是通过试算确定计算深度。前种方法直观、计算准确可靠、精度高。第二种方法较为盲目、复杂,而且计算最终沉降量时的沉降经验系数 ξ_s 是根据不同地区的观测资料及经验确定,计算误差较大。因此本文建议采用第一种方法确定计算深度。

公式 $\sigma_z / \sigma_{cz} \leq 0.1$ 中的数值 0.1 是一个推荐值,它表示附加应力很小时(如 10% σ_{cz}) 可以不计其对变形的影响,这对于低压缩性土层是可以的,误差较小。但对于高压缩性土层,误差则较大,因为较小的附加应力也可引起较大的压缩量,为此《规范》不得不规定,对于计算深度以下尚存在高压缩性的软土层时,沉降继续往下计算,直至该软土层的底面。但如何确定高、低压缩性及深厚软土层中的计算深度仍值得商榷。因此本文建议,采用附加应力与自身应力之比小于一个小数 λ 的方法来确定计算深度,这样便可根据要求精确计算沉降量,消除附加应力对软弱土层的影响。

(2) 分层界面和分层厚度

在计算深度范围内,压缩性不同的天然土层的界面均应取为沉降计算分层面,地下水面上下土的容重不同,也应取为分界面,这是不言而喻的。此外由于附加应力随深度的变化是非线性的,为避免沉降较大的误差产生,分层厚度不宜过大,通常按不大于基础之宽度的 0.4 倍或 4 m 来取,将分层范围内的附加应力曲线积分用切线平均值来代替。实际上分层厚度越小,计算误差越小。4 m 分层厚度仍会带来较大的误差,在该场区沉降对比分析计算中表明,分层厚度取 2 m 与取 4 m 时相比,沉降计算精度提高了 10.63%。因此,为了精确计算下卧层变形,可把分层总和法做得更细致完善一些,按精度要求取微量 H (如 0.5 m ~ 1.0 m) 作为分层厚度计算,

每次判断 $\alpha < \alpha_c$,如不满足,继续取下一 H 厚度的分层土计算,直至满足该条件,这样的计算就有足够的精度。

3 沉降时间过程与协调变形

3.1 复合地基平均固结度

水泥土桩复合地基,无论是桩身还是桩间土其固结度均大于天然地基,见文献^[1],分析井场水泥土桩复合地基固结特性,解出复合地基平均固结度:

$$\bar{U} = 1 - \frac{8}{\sum_{n=0}^{\infty} (2n+1)^2} e^{-\lambda^2 t} \quad (11)$$

其中: $\lambda^2 = \frac{(2n+1)^2 \pi^2}{2h^2} \cdot \frac{E \cdot K}{d(1-m)}$ ($n = 0, 1, 2, \dots$)

式中: K —为桩间土竖向渗透系数; d —为桩体直径;其它符号同前。

显然复合地基平均固结度与设计参数 m 、 h 、 d 、复合模量 E 及天然地基土性有关。对于临时性的井场地基,天然地基土性在使用期内变化甚微,因此认为平均固结度的变化只与设计参数和复合模量有关,因而复合地基的沉降—时间过程可表示:

$$S_t = \bar{U} \cdot S = f(m, h, d, E) \quad (12)$$

3.2 主、辅场协调变形

井场地基既要满足承载要求,更要使主、辅场协调沉降。但要完全满足式(1)较为困难,也无必要。因而可根据具体情况,只需满足下式即可满足井场地基要求:

$$S_t = |S_{t1} - S_{t2}| \leq \quad (13)$$

对于同一井场的水泥土桩,桩径及桩体模量为一定值,复合模量也仅是置换率的函数,由式(12)知,井场地基平均固结度是置换率和桩长的函数:

$$S_t = F(m, h) \quad (14)$$

因此只需调整主、辅场地基的置换率 m 和桩长 h , 便可使(13)成立。在实际井场变形分析中,考虑到主场荷载较大,而辅场荷载相对较小,及承台面积

和布桩形式等因素的影响,计算时先按承载力要求计算出主场的变形,然后通过调整辅场的置换率与桩长来满足式(13),即只调整辅场的加固区厚度和置换率,从而简化设计计算。

4 计算结果

根据井场地基处理实际工作的需要,编制井场软弱土地基处理辅助设计软件系统和井场差异沉降拟合调控系统。以焉参 1 井为例,将主辅场地基荷载、基础面积和地层参数输入辅助设计系统 GEO-CADV - 1.0,经运算,给出最大深度范围内的承载力、沉降量随桩长而变化的曲线,即优化桩长参考曲线,从而优化出最优处理深度 5.5 m。然后利用差异沉降拟合调控系统 SSFIT V - 1.0,进行拟合调控,使主辅场基础差异沉降控制在要求的范围内,如表 1。调整后主辅场差异沉降 0.25 cm,满足了基础上部设备运转的要求。表 2 为焉参 1 井地层参数表。

表 1 调整前后主辅场差异沉降量比较表

场地	荷载 (kN)	置换率 (%)	桩长 (m)	承载力 (kPa)	沉降量 (cm)	差异沉降 (cm)
主场	10000	31.3	5.50	227.24	6.58	—
调整前辅场	4300	17.2	5.50	227.24	5.43	1.15
调整后辅场	4300	21.2	5.00	270.13	6.33	0.25

注:调整后差异沉降为调整前的 $0.25/1.15 = 21.74\%$ 。

表 2 焉参 1 井地层参数表

土层名称	厚度 (m)	重度 (kN/m ³)	粘聚力 (kPa)	摩擦角 (°)	压缩模量 (kPa)	渗透系数 (m/day)	孔隙比
粉质粘土	1.60	18.40	20.00	16.25	4250	8.00	0.88
粉质粘土	3.10	17.40	20.78	13.55	4370	7.80	1.01
粉质粘土	5.50	15.00	30.57	14.75	14750	8.0	0.83
粉砂	9.60	18.00	20.00	20.00	20000	8.60	1.00
粉质粘土	20.00	18.00	21.00	19.00	20000	8.00	0.96

注:地下水位 1.20 m。

[参考文献]

- [1] 李小青. 复合地基的研究分析[C]. 中国地质大学博士论文. 北京:中国地质大学出版社,1999,5.
- [2] 张士乔, 龚晓南, 等. 水泥土桩复合模量的计算[C]. 第三届地基处理学术讨论会论文集. 浙江大学出版社,1992,6,140~143.

ANALYZE ON THE DEFORMATION OF THE COMPOSITE FOUNDATION IN WELL SITE

LI Xiao - qing, PAN Hong - bao

Abstract :With the development of the composite foundation ,it 's used widely more and more .But the theory of the composite foundation is not very perfected .This is paper makes a thoroughly study and analyzing on the deformation of the composite foundation in the well site .A series of problems relating to the deformation are solved .And some propositions about the calculating of the settlement are offered from simulating the influence of several factors .

Key words :the well site ,the composite foundation ,the deformation



第一作者简介:

李小青(1965年-),男。1986年毕业于武汉地质学院探工系钻探专业,1986~1989年在湖北水利工程二团从事水利水电工程施工,1992年在中国地质大学勘建学院获硕士学位,1999年获中国地质大学工程学院博士学位。现在哈尔滨工业大学土木工程博士后流动站从事岩土工程学科研究和教学工作。

通讯地址:哈尔滨市南岗区海河路 202 号 哈尔滨工业大学第二校区 646 信箱 邮政编码:150090